

地下空間建設における地下水環境の
保全技術マニュアル（案）
——復水工法の設計・施工法——

平成5年3月

建設省土木研究所
機械施工部施工研究室
財団法人先端建設技術センター
株式会社青木建設
大阪セメント株式会社
株式会社竹中工務店
株式会社竹中土木
東急建設株式会社

Copyright © (1993) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

地下空間建設における地下水環境の 保全技術マニュアル (案) ——復水工法の設計・施工法——

機械施工部施工研究室	室長	苗村 正三
	研究員	小野寺 誠一
勸先端建設技術センター		朝倉 肇
		熊倉 通
株式会社青木建設		江部 利信
		國村 省吾
大阪セメント株式会社		後藤 年芳
		清水 和也
株式会社竹中工務店		中崎 英彦
		石瀬 俊明
株式会社竹中土木		神崎 靖
		森嶋 章
東急建設株式会社		黒田 栄三
		広井 恵二

要 旨

地下空間の建設に伴う地下水位の低下や地下水流の変動により、地盤沈下や井戸の枯渇、海岸近傍での地下水の塩水化など周辺区域の地下水環境が変化することが懸念される。このため地下空間の建設中あるいは建設後に周辺区域の地下水の状態を質・量ともに保全し、周辺に影響を与えないようにする必要がある。

本マニュアル(案)は、地下水環境の保全技術として復水工法を取り上げ、実験等を通じて、復水工法の調査・設計・施工法をとりまとめたものである。

なお、本報告書は、建設省総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発」の一環として建設省土木研究所と勸先端建設技術センターおよび上記5社とで平成元年度～3年度の期間実施された「地盤補強・止水技術に関する共同研究」の研究成果の一部を取りまとめたものである。

キーワード：地下水，環境，復水工法，地下水浸透解析

目 次

1. はじめに	1
2. 地下水問題の現状	2
2.1 広域的な地下水問題	2
2.2 工事による地下水問題	4
3. 地下水環境の保全技術の現状	7
3.1 復水工法	7
3.2 地下水の流動阻害に関する現状	15
4. 事前調査	21
4.1 復水時の帯水層定数の特性	21
4.2 事前調査項目	23
5. 復水工法の設計方法	29
5.1 設計上の留意点	29
5.2 復水工法の設計手順	39
5.3 数式解法	41
5.4 数値解析法	54
5.5 設計例	58
6. 復水工法の施工法	78
6.1 施工のフロー	78
6.2 井戸掘削工法の種類	79
6.3 井戸掘削工法の選択	80
6.4 復水井の構成	84
6.5 復水井周辺システム	92
6.6 井戸の逆洗浄方法	94
7. おわりに	100
参考文献	101

1. はじめに

近年、大都市圏の土地の高度利用を目的とした大規模、大深度の地下空間の利用、或いは錯綜する地下交通網における新設路線の大深度化が要求されており、その建設のため、多岐にわたる技術開発・検討が盛んに行われている。その中で、地下空間建設工事に伴う地下水域環境への影響を適切に評価し、工事区域周辺の地下水の状態を質・量ともに保全する技術が必要とされている。

一般的に、建設工事に伴う地下水に関する問題としては、次のようなことがあげられる。

- ① 地下水位低下工法による地盤沈下および井戸枯渇
- ② 地下水流の遮断による構造物下流側の地下水位の低下による地盤沈下および井戸枯渇
- ③ 地盤の大気曝露による地下水質の変化
- ④ 海岸地域における地下水の塩水化

このうち、地下水位低下による地盤沈下および井戸枯渇の問題は最も頻繁に起こるもので、何らかの対策工によりこれを防止した報告は枚挙にいとまがない。③と④の地下水質の変化についてもかなり以前から指摘されており、次第にその社会的問題性が重要視され始めている。

一方、地下水位低下工法に伴って揚水される地下水の量は、工事の規模によっては膨大となり、河川等の公共用水域への放流が不可能なケースや都市部における下水道放流料金が莫大になるケースが増えている。

これらの地下水に関する諸問題に対する対策工法としては、次のようなものが考えられる。

- ① 薬液注入・地盤改良工法などによる止水
- ② 山留壁の大深度化による遮水
- ③ 止水壁の構築による遮水
- ④ 復水工法の実施
- ⑤ バイパス層の設置

このうち、①～③は逆に地下水流を広範囲・大断面において遮断する危険性もあるため、経済性も考慮され、近年、復水工法の採用が検討されることが多くなっている。しかしながら、復水工法自体の持つ不確実性がその採用を躊躇させる大きな原因となっている。

このため、本マニュアル（案）では、主に工事期間中に実施される復水工法の適用上の問題点を明らかにし、その設計法と施工法に関して適切と思われる手法を提言するとともに、地下構造物構築後に生じる可能性のある地下水流阻害の評価法と対策工法について述べる。

2. 地下水問題の現状

2. 1 広域的な地下水問題

(1) 地下水低下と地盤沈下

地下水の汲み上げによる地盤沈下は、東京では大正時代から発生していた。図-2. 1の東京における被圧地下水の東西方向の水位断面をみると、昭和40年代まで刻々と地下水位が低下していった様子がよくわかる。このような地下水位の低下に伴う地盤沈下は、東京、大阪、名古屋の大都市圏だけに留まらず、昭和30年代以降、全国的に広がっていった。

これに対し、昭和46年以降、地下水の汲み上げに対する規制がなされたため、以後、揚水量が減少し、地下水位が徐々に回復した。図-2. 2にその時期の揚水量と地下水位の変化を示す。その結果、東京での地盤沈下は鎮静化してきたが、全く停止しているわけではない。また、全国的には表-2. 1に示されるように、急速な都市化に伴うと考えられる地盤沈下発生地域は依然として広範囲に及んでいる。

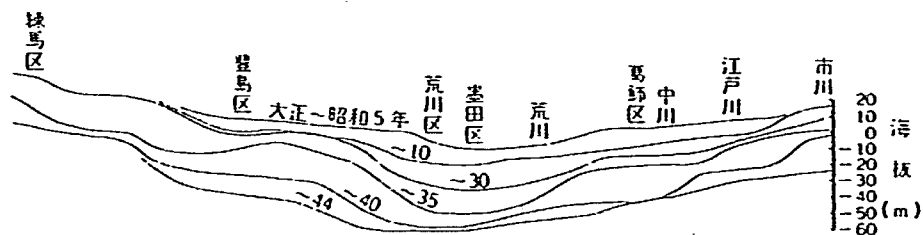


図-2. 1 地下水面経年変化の断面図 (新藤, 1972) ¹⁾

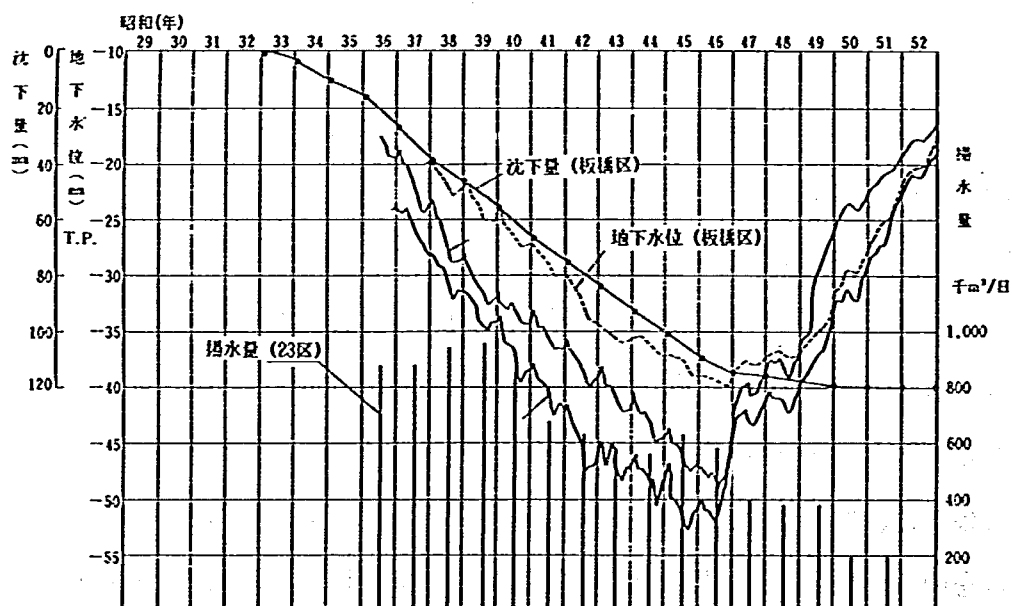


図-2. 2 東京における地下水位経年変化等 ²⁾

表-2. 1 全国の年間2cm以上沈下した地域の総面積¹⁾
(地盤沈下観測地域のみ、環境庁資料, 1989)

年 度	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1989
面積 (km ²)	1946	624	467	689	616	594	814	499	396	500	617

近年急速に発展している横浜市港北区では、昭和55（1980）年から4→11→26cmと年間沈下量が増加した。これは、地下鉄をはじめ各種建設工事が次々に進められ、それに伴って地下水の揚・排水量が増大したためである。このことから、建設工事などに伴う環境アセスメントの必要性がうかがえる。また、住宅団地などが次々と建設され、人口が急増している埼玉県北東部を中心とした関東平野北部地域では、毎年4～10cmも沈下している。この地域では、上水道用や工業用の適当な水源が少ないため、地下水に多く依存しており、しかも井戸が深いことに加え、農業用に大量の地下水を利用していること等が重なって、激しい地盤沈下が引き起こされている。

(2) その他の地下水問題

海岸沿いの沖積平野で地下水を汲み上げると、図-2. 3に示すように沿岸部で塩水くさびが侵入し、地下水の塩水化が発生する。図-2. 4にわが国の地下水塩水化地域を示すが、その数は約50地域に及んでいる。これらの地域の大半は地盤沈下を併発している。

地下水の塩水化の被害を受けるのは他ならぬ地下水利用者であるが、その被害を生ずる塩水化とは、塩素イオン濃度を指標にして水道用水で約200ppm以上、農業用水で約500ppm以上と考えてよい。地下水塩水化は、その後の採取量削減により回復させることは不可能ではないが、完全な回復には相当長期間を要するので、極力その発生を食い止めることが必要である。

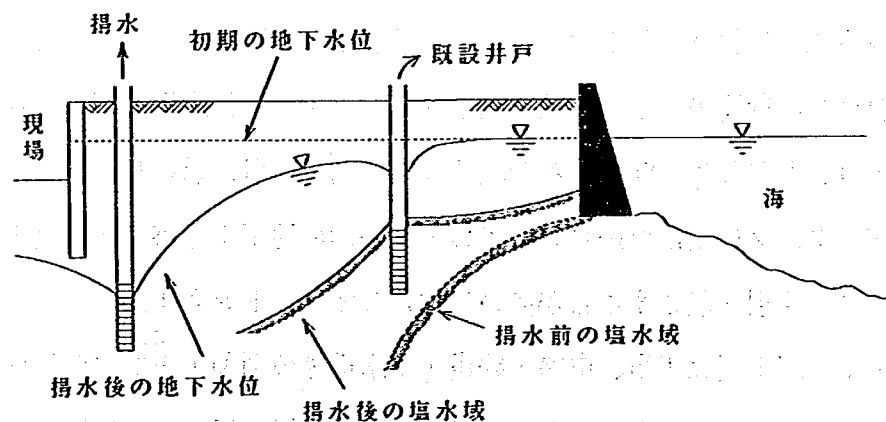


図-2. 3 地下水の塩水化概念図³⁾

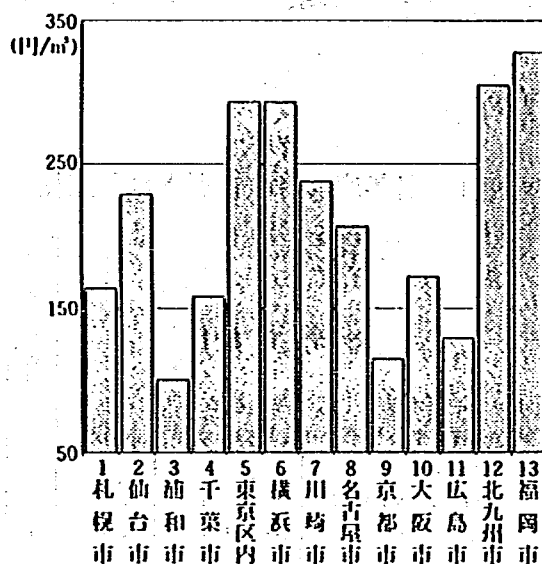
これらの問題に対しては補償処理されることが多いが、重大な問題となることが事前に予測される場合は何らかの対策工法を実施する必要がある。冒頭で言及したように、地下水位低下防止として地中連続壁や止水壁の採用、それらの大深度化、地盤改良工法・薬液注入工法の併用、復水工法の採用などがある。また、地下水の流況阻害の問題では、バイパス層の設置が行われることが多いが、工事期間中にタンクローリーによる揚水の下流部への涵養例がある。その他、特殊な例として、地下水塩水化問題で、工事揚水に海水が混入しているために河川に放流できず、タンクローリーによる海への放流が行われた例もある。

表-2. 2 昭和50, 51年度に補償処理された工種・工法別地下水障害²⁾

工種・工法 区 分	地下水障害 の内容	井 戸 の 枯 死	自 噴 泉 の 停 止	井 戸 の 汚 濁	地 盤 沈 下 及 び 変 状	フ ィ ル タ ー 層 の 劣 化	温 度 汚 染 水 量 の 減 少	計
道路トンネル		15			3			18
導水トンネル		10		2				12
下水道・シールドトンネル		18		2	11			31
鉄道トンネル		149	4	3	2		2	160
農地開発トンネル		23			1			24
道路路床掘削		12		5		1		18
砂防・地這り対策掘削		39		1	1			41
農地開発掘削		63			2			65
道路橋梁		7						7
鉄道高架・橋梁		214						214
道路切取		16		5				21
土地造成切取		4						4
河川・ダム・港湾切取		27		5				32
砂防・地這り切取		12						12
鉄道切取		19		1				20
農地開発切取		14		3				17
道路現場打抜		5		4				9
土地造成・農地改良		4		1				5
河道・護岸掘削		57		6				63
下水道・フーチング基礎工		8		3				11
河川・ダム・港湾地下水位 低下工		11		5	7			23
砂防・地這り対策地下水位 低下工		13						13
下水道同創工		10						10
鉄道同創工		7		1	3			11
その他の工法		53		9	5			67
計		810	4	56	35	1	2	908

建設省公共用地課編「事業損失等実態調査表」より抜粋集計

また、地下水環境問題ではないが、工事の大型化、大深度化により揚水量が増大し、これを下水道に放流する場合の下水道料金の負担増が工事施工者側の問題となってきた。参考までに、大都市の下水道料金の目安を図－2. 5に示す。巻末には全国主要都市の下水道料金算定表（平成元年時点）を添付する。この問題は、主に大都市部の民間建築工事の根切り工事に多くみられ、その対策として復水工法が用いられることが多い。



図－2. 5 大都市の下水道料金（10万 m³／月程度：平成元年度）

3. 地下水環境の保全技術の現状

3. 1 復水工法

3. 1. 1 復水工法の適用例

復水工法は地下水位低下工法に伴う地盤沈下・井戸枯渇の防止工法として、かなり古くから提案されていたが、工法自体が持つ不確実性のため、試行錯誤的に実施されてきた。不確実性とは、主に地盤・水質条件と施工方法に起因する注水量のバラつきと目づまりによる注水量の経時的な低下の問題である。近年、かなり用意周到に計画された大規模な事例が報告されるようになってきているものの、事前の注水試験と観測施工を中心とした施工法で対応されており、体系化された設計法はいまだ確立されていないのが現状である。

(1) 文献調査結果

復水工法に関する文献調査を実施した結果、1961年以降、重複したものを1件として、表-3. 1に示される16件の施工報告が認められた。これらの中で比較的設計・施工条件が明確で、注水量などの計測データが得られているものについて、その概要を表-3.

2(1)と表-3. 2(2)に整理した。

注水対象となる地盤は透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-6}$ cm/sec程度の細砂～礫地盤が多く、事例中、最大の注水量は毎分22～45 m³にも達している。また、注水深度の最も大きい例としては、G.L. -22.6mのものがある。

これらの施工報告における目詰まり対策の主なものとしては、次の各項目が挙げられる。

- ① 逆洗浄（揚水、エアリフト）
- ② 井戸内洗浄（スワビング、ジェッティング）
- ③ 地盤に適応したフィルター材の選別使用
- ④ 高濁度水のバイパス放流
- ⑤ 泥水（特にベントナイト）循環しない井戸削孔法の採用
- ⑥ 揚水中の鉄分を酸化させないため、揚・注水井戸を密閉構造とする
- ⑦ 鉄錆の発生を防止するため、配管材料に鋼管製のものを使用しない

表-3. 1 復水工法の文献による実施例調査一覧表

No.	文 献 表 題	著 者 (所 属)	誌 名	備 考
1	リチャージ(復水工法)	志岐武司	土と基礎の新工法:土質工学会(1961)	
2	腐植土層における下水道管きょの施工例	小林春樹ら(東京都下水道局)	下水道協会誌 Vol.12 No.130 1975/3	
3	腐植土層における沈下防止対策~地下鉄8号線の注水工法~	河野哲弥(帝都高速度交通営団)	トンネルと地下 Vol.6 No.6 1975/9	
4	新潟市の下水道管きょにおける問題について	永井圭三郎(新潟市建設局)	土木施工 Vol.16 No.14 1975/11	
5	新潟市中部下水处理場(ポンプ場)建設における地下水注水還元工法	永井圭三郎ら(新潟市建設局)	土木施工 Vol.17 No.5 1976/4	
6	腐植土層における復水工法の施工~新潟第三東局の地下工事~	岡聖司ら(佐藤工業)	建築の技術施工 1978/9	
7	復水・注水	黒田栄三ら(東急建設)	基礎工 1979/8	
8	勝山市勝山浄化センター建設工事復水工法工事記録	日本下水道事業団 他	1983/8	
9	排水工について	西野良生(熊谷組)	月刊下水道 Vol.6 No.15 1984	
10	砂れき層における注水実験と復水工~パイロット・ソールト併用大口径下水ソールト工事~	千野真士(熊谷組)	熊谷技法 No.34 1984/2	
11	復水工法の実施例	平尾隆房ら(東急電鉄)	土と基礎 Vol.33 No.6 1985	
12	地下鉄開削工事における復水工法の実施例報告	中崎英彦ら(竹中)	1986	
13	復水工法	中出秀登ら(日本下水道事業団)	土木技術 Vol.41 No.11 1986	
14	復水工法の管理への応用	堺誠介ら(日本下水道事業団)	電算機ソフト講演集 Vol.12	
15	松本市両島浄化センター建設工事の大規模復水工法	小岩三郎(日本下水道事業団)	建設の機械化 1987/12	
16	タウンホールシステムによる天水の地下水かん養について	蔵田延男(タウンホール協会)	地下水学会誌 Vol.29 No.1 1987	
17	地下鉄工事におけるリチャージウェル工法の施工	中島 信ら(営団建設本部)	基礎工 1988/6	
18	雨水浸透処理法の研究と適用	屋井裕幸ら(東急建設)	技術資料 1988/10	

表-3.2 (1) 最近の復水工法の実施例 (1)

文献調査結果 (1976~1983)

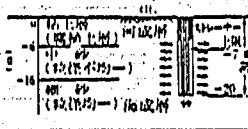
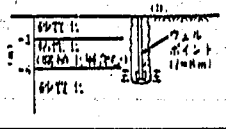
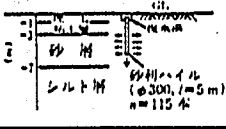
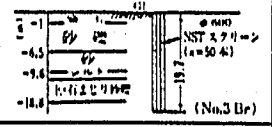
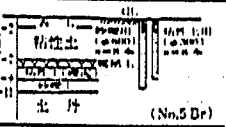
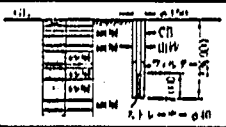
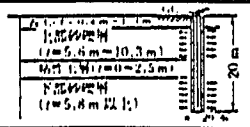
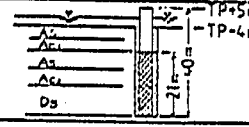
工 事 名	新潟市中部下処理場建設	新潟第三東局地下工事	建築物基礎地盤安定工事 (川崎市)	勝山市勝山浄化センター建設工事
著者 (所属)	永井重三郎 (新潟市建設局)	阿部明ら (佐藤工業)	黒田栄三ら (東急建設)	斎藤忠ひろら (日本下水道事業団)
リチャージの目的	水域保全と地盤沈下の防止	地盤沈下の防止	地盤沈下の防止	井戸枯れ防止対策
地 盤 の 概 要				河川本流の氾濫原と支流の扇状地が入り組んだ地形で玉石、砂礫、粘性土の混合体からなる
土 質	土 質	砂質土	砂質土	玉石、砂礫
	透水係数	$k = \text{---} \text{ cm/s}$	$k = 1 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$	$k = \text{---} \text{ cm/s}$
	貯留係数	$\lambda = \text{---}$	$\lambda = \text{---}$	$\lambda = 2.14$
リチャージ工法の事前検討方法	ウェルポイントによる暫定工法を実施し失敗した後、三重管式のリチャージ実施	・標準貫入試験、室内土質試験 ・現場注水および掘水試験 ・現場透水試験 他	---	①掘水試験 (水理定数の把握) ②注水試験 (") ③電気探査 etc.
注入方法	圧力注入	・静水圧流下方式	・自然流下方式	圧力注入
ス トレ ー ナ	掘削方法	ロータリー式およびパーカッション式	水流による打設	ベノト工法 (補助工法: ロックオーガー)
	構 造	三重管方式 φ300多孔 + ビニール管 ①20~40mm ッシュ金網 ②NST スク リーン /φ20mm φ10mm	φ1 1/2 ・ウェルポイント・フィルター付 /φ8mm, n=104本	二重管式逆洗圧定流量法 (φ300スリット加工ケーシング・注入管 n=24本)
	逆 洗	①コンプレッサーによるエアリフト逆洗 ②掘水逆洗	---	注水量低減傾向が見られず逆洗せず
目詰まり対策	・逆洗 (その効果については触れてない)	①注入水のろ過 ②エア抜きバルブ ③前水による洗浄 ④注入管の打替え	特に記述なし	①変圧定流量注入法 (フィルター内目詰りの防止) (②逆洗)
リチャージ期間	200日間	約5か月	---	約7か月
掘 水 量	平均掘水量 490.3~968.1 l/min	250~500 l/min	130 l/min	900 l/min
注 水 量	総注入量 157,000m ³ 単位注入量 8.9~148 l/min・m	単位注水量 1.4~3.8 l/min・本	単位注水量 0.4 l/min・本 ≈ 0.08 l/min・m	単位注水量 ≈ 520~600 l/min・本 ≈ 30~34 l/min・m
トータルシステムの管理方法	施工管理者による定期計測	同 左	同 左	同 左
評価およびその方法	理論値との比較 ①地下水位: 400m 圏内で1.2m 上昇 ②地盤沈下量: 3~3.5cm 減少	・理論値との比較 ①地下水位がほぼ理論値と一致 (注水管の打替えの効果が大きい)	・地下水位の施工前との比較 ・元水位 GL-2.0~2.2m ・施工期間中 GL-1.85~2.40m ・地盤沈下測定 (max 9cm 程度)	・地下水位の施工前との比較をほぼ安定して維持 ・目詰まりなく注入量持続
誌名 (年月)	土木施工, Vol.17, No.5 ('76/4)	施工 ('78/9)	基礎工 ('79/8)	下水道研究発表会講演集 ('83)
備 考	①水質悪し (鉄5.2ppm, 高発炭素物 7540ppm……いずれも max 値) ②粒子配列の攪乱に注意を要す	近隣調査~工法検討まで1年間を費やす	---	・フィルター材は 3~15 mm の円形砂利を使用

表-3.2 (2) 最近の復水工法の実施例 (2)

文献調査結果 (1984~1989)

工 事 名	武蔵野線 公武下第1号左岸第2幹線復水工事	東京都多摩川付近での 雨水幹線下水道管渠復設	宮田地下鉄8号線豊州留置線二区	松本市岡島浄化センター建設工事	首都高速道路高湾岸線 (3期) 羽田第二トンネル建設工事
著 者 (所 属)	千野真士 (熊谷組)	平尾隆房ら (東急電鉄)	中崎英彦ら (竹中工務店・竹中土木)	中出秀登ら (日本下水道事業団)	土橋 浩ら (首都高速道路公団)
リチャージの目的	圧気シールドに伴う漏水による井戸枯れ防止策	地盤沈下防止対策	地盤沈下防止	井戸枯れ防止および地盤沈下防止	地盤沈下防止
地 盤 の 概 要	 (No.3 Dr)	 (No.5 Dr)	 (No.10 Dr)	 (No.10 Dr)	 (No.10 Dr)
土 質	砂・玉石まじりの砂礫	砂礫層および粘性土層	砂礫層	砂礫層	細砂 ?
透水係数	$k=5 \times 10^{-3}$ cm/s	$k=2.3 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-1}$ cm/s	$k=1.3 \times 10^{-1} \sim 1.8 \times 10^{-1}$ cm/s	$k=1.4 \times 10^{-1} \sim 1.7 \times 10^{-1}$ cm/s	$k=1.8 \times 10^{-3} \sim 4.0 \times 10^{-3}$ cm/s
貯留係数	$\lambda =$ —	$\lambda =$ —	$\lambda = 2 \times 10^{-1}$	$\lambda = 1.0 \times 10^{-1} \sim 4.7 \times 10^{-1}$	$\lambda = 1.6 \times 10^{-3} \sim 1.2 \times 10^{-2}$
リチャージ工法の 事前検討方法	①注水実績 (水理定数の把握) ②パイロットトンネル内排水試験 (出水量把握) ③現象法により地下水位の影響予測	・FEMによる地盤沈下予測と必要注入量の計算	①地質調査 ②単井注水試験 (水理定数の把握 etc) ③群井注水試験 (井戸干渉効果の把握 etc) ④FEMによる定常浸透流解析	①地下水位の過半自然変動を計測 ②排水試験 (水理定数の把握) ③中間確認試験 (過半数内排水量の確認可設定)	①揚水試験 ②注水比較試験 ③準三次元解析
注 入 方 法	自然流下方式	自然流下方式	圧力注入 ($p=0.5$ kgf/cm ²)	圧力注入	自然流下方式、圧力方式 (クローズ配管)
ス ト レー ナ ー	掘削方法 ベント工法 構 造 一重管 φ600NSTスクリーン+フィルター材 逆 洗 有	— φ100塩ビ管+砂利パイル	ハンドフィールド式試験機 (清水掘り) 一重管 (φ40塩ビ管、開口率3%) フィルター材…2号洗砂	ベント工法 二重管式+フィルター材 φ600スクリーン-φ100スクリーン	— φ300 (開口率16.7%) フィルター材…2号洗砂 有
目詰まり対策	①揚水を限界揚水量以下とした ②洗砂水槽を設け砂分除去 ③配管に塩ビ管を使用し、その他さび止の塗装	特に記述なし	①注水井設置時の清水圧入 ②エアーリフトによる逆洗	①フィルター材の選別使用 ②注入管 (内管) が巻線型スクリーンで陸上可 ③注入井および排水井の頭部が密閉構造 ④揚水は放流	①注水と空気の混合を極力避ける ②2インチポンプによる逆洗
リチャージ期間	約5か月	14か月	約3か月	約7か月	約15か月
内 水 量	計108万 m ³ 4000~5500 l/min	—	120~150 l/min	22000~45000 l/min (S.61年4月~同年7月までのデータ)	600~1300 l/min
注 水 量	単位注水量≒180 l/min・本 (max) ≒10 l/min・m	単位注水量≒4.3~6.5 l/min・本	単位注水量≒4 l/min・本 ≒0.6 l/min・m	原則的に注入量=排水量 58~119 l/min・m	300~700 l/min
トータルシステムの 管理方法	施工管理者による定期計画	同 左	同 左	マイコンによる自動計画	水位自動観測と流量計測からの情報化施工
評価およびその方法	・近隣の同様な工事ではリチャージ工法を実施しなかった場合と補償問題で比較 ・他工事…井戸枯れ、農作物被害発生 (600m 圏内) ・本工事…井戸枯れ問題1件 (10m 圏内)	・地盤沈下による問題は発生せず、復水効果有と評価	①FEMの計算結果より設定した最低地下水位を、管理規格値内で維持できた。 ②沈下が心配された工場において沈下は発生しなかった。	・掘削底の安定と注水量とをバランスさせ、かつ在来水位を維持 ・井戸枯れ問題の発生なし	・水位観測値より沈下量予測を行い、注水量を決定 ・沈下量は許容値内に収まった
記 名 (年 月)	熊谷技報, Vol.34 ('84/2)	土と基礎 ('85/6)	竹中技術研究所研究発表会 ('86)	土木技術 ('86)、建設の機械化 ('87) 他	第43回、44回土木学会全国大会 (88,89) 他
備 考	・目詰まり対策追記 ④流入管および排水ポンプを常に水面下へ入れ空気の巻き込み防止		・注入水には、工業用水を使用	・地下水の水質良好 (鉄分0.17ppm) ・二重管式で内管となる注入管にし巻線型スクリーンを設けているタイプは初?	・逆洗用ポンプの常設 ・揚水と注水の送り返し洗浄法

(2) アンケート調査結果

平成2年度に実施した復水工法に関するアンケート結果を表-3.3(1)と表-3.

3 (2) に示す。

本工法実施の対象となる地盤の透水性と注水量の関係は、個々の工事の施工内容・条件・方法および地盤条件によって大きく左右される。施工規模、施工方法、地盤の成層条件等を見捨て、注水対象地盤の透水係数と注水量（最大注水量を得られた期間の平均値）の関係について、本アンケート結果をはじめ現在得ている22例をプロットしてみると、大雑把な条件設定にもかかわらず良い相関が得られる（図-3.1）。これらの実施例からみると、本工法が適用される地盤の透水係数は $10^{-1} \sim 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 付近を多く対象としているようである。これは、透水性があまりに高い所では扱う水量が膨大となり、小さい所では地下水低下工法の必要性が少ないことや地盤そのものが目詰まりしやすいこともあり、適用事例が少ないものと考えられる。

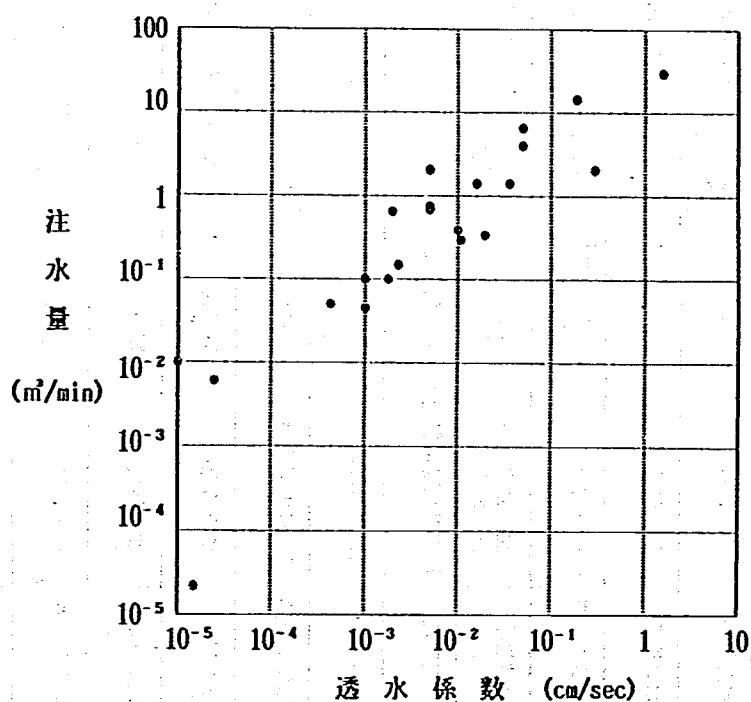


図-3.1 地盤透水係数と注水量の関係

表-3.3 (1) アンケート調査結果 (1)

会社名	工事内容	復水の目的	選定理由	試験項目	検討項目
① A 社	下水処理場	沈下防止 井戸枯れ防止	安全性 (効果)	揚水・注水試験, 逆洗浄試験 水質試験, 電気探査, 水位測定	地下水状況, 水理定数 限界揚水・注水量, 干渉効果
② B 社	下水処理場	井戸枯れ防止 放流先確保	工期 経済性	地質調査, 揚水・注水試験, 自然水位測定	水理定数, 計測システム, 揚水・注水量
③ C 社	下水処理場	井戸枯れ防止	発注者指定	地質調査, 年間水位変動, 揚水試験	水理定数, 先行工事実績
④ D 社	下水処理場	放流先確保	放流先確保	揚水・注水試験, 水質試験	水理定数, 必要揚水・可能注水量, 井戸本数, 水位降下・上昇量, 水質
⑤ E 社	雨水幹線管渠	沈下防止	効果, 工期 現場管理	現場透水試験, FEM解析	FEMによる地盤沈下解析・注水量
⑥ F 社	下水道管渠	沈下発生後の 水位回復	施工性 経済性	沈下状況調査, 腐植土分布・性状 地下水流方向	腐植土の体積減少・復元量, 必要注水量
⑦ G 社	下水道管渠	周辺用水環境保全	発注者指定		水理定数, 湧水量と地中還元能力の関係
⑧ H 社	下水道管渠	周辺用水環境保全	発注者指定	現場透水試験	水理定数, 湧水量と地中還元能力の関係
⑨ I 社	発電所取水路	周辺用水環境保全	経済性	揚水試験	揚・注水時の水位低下量, 注水効率 揚水量の増加分
⑩ J 社	地下鉄開削	沈下防止	施工性, 工期 経済性	注水試験, FEM解析	水理定数, 揚・注水時の水位低下量 必要総注水量, 干渉効果
⑪ K 社	鉄道トンネル	沈下防止	経済性	揚水・注水試験, FEM解析	水理定数, 地盤沈下量, 注水効果, 適正注水量, 井戸適正配置・本数
⑫ L 社	道路トンネル	沈下防止	工期 経済性	揚水・注水試験, FEM解析	水理定数, 必要揚・注水量, 井戸適正配置・本数, 情報化施工
⑬ M 社	不等沈下軽減	沈下防止		揚水試験	揚水量, 沈下影響範囲, 沈下速度
⑭ N 社	競技場建築	下水道料金節約	経済性	地質調査, 揚水・注水試験	水位低下量, 注水量と注水圧の関係, 揚水量と注水量の関係
⑮ O 社	清掃工場建築	沈下防止 井戸枯れ防止	遮水壁の 施工不可	揚水・注水試験, FEM逆解析・解析	水理定数, 必要揚・注水量, 井戸適正配置・本数
⑯ P 社	ビル建築	下水道料金節約	経済性	揚水試験	水理定数, 揚水・注水量

表-3.3(2) アンケート調査結果(2)

会社名	地質	透水係数 cm/sec	深度 m	掘削方法	掘削径 mm	ケーシング 径 mm	ストレナー		スクリーン材料	フィルダー材料	注水方法 圧力(kg/cm ²)	期間 ヶ月	揚水量 ℓ/min	注水量 ℓ/min	目づまり対策	目づまり状況
							長さ m	開口率								
① A 社	玉石混り 砂礫	1.87×10^{-1}	-25	ベント ロッキンガー	φ1000	φ300	17.5	15 %	防砂網 20#メッシュ	豆砂利 φ5 ~ 20mm	圧力注水	6	560~900 × 24 本 = 13500~21500	520 ~ 600 × 24本 = 12500 ~ 14400	二重管構造	なし
② B 社	礫	1.6×10^0	-20	ベント オールケーシング	φ1200	φ600	上 7.5 下 5.5	20 %	巻線型 スクリーン	三分砂利	密閉型配管加圧 0.4	7	1200~1550 × 29 本 = 35000~45000	1300~700 × 29 本 = 38000~20000	注水管スラット巻き・交換 洗浄剤、円板ブラシ、逆洗	50~60% に低下
③ C 社	礫	3.0×10^{-1}	-20	ベント	φ1000	φ600	上 5.5 下 5.5	27 %	巻線型 スクリーン	三分砂利	密閉型配管加圧 0.4	9	400 × 5 本 = 2000 (平均)	180 × 11 本 = 3000~1000	注水管φ100 スラット巻き	なし
④ D 社	砂礫	1.62×10^{-2}	-21	バカッション 泥水掘り	φ 600	φ400	10.0	33.3 %	巻線型 スクリーン	三分砂利 φ6 ~ 9 mm	密閉型配管加圧 1.0	12	950~1400 × 15 本 = 14000~21000	950~1400 × 15 本 = 14000~21000	設置後逆洗浄、 逆洗浄、注水管φ150	なし
⑤ E 社	沖積粘性土 砂礫	1.0×10^{-5} 2.3×10^{-3}	-6.5 -10		φ 600	φ100				豆砂利	自然注水 0.3	15	逆水塔より構造物下 への地下水供給不足	4.30~6.5 × 16 本 = 69.4~104.2		なし
⑥ F 社	腐植土		-6 -10	挿入		1 インチ パイプ					圧力注水	4	立坑への自然湧水	7.0 ~ 1.0		15%程度に 低下
⑦ G 社	砂礫		-24	ベント オールケーシング	φ1000	鋼管 φ600	5.0	25 %	3mm メッシュ 金網	玉砂利 φ5 ~ 20mm	自然注水	27	トンネル内湧水 平均10000 ℓ/日	最大 20 ~ 40 × 1 本	設置後揚水 (24hr) 逆洗浄 (1 回/日)	なし
⑧ H 社	玉石混り 砂礫	3.5×10^{-2} ~ 2.5×10^{-4}	-20.5	ベント オールケーシング	φ1000	φ600	7.0	17 %	#3メッシュ金網 ナイロン被覆	豆砂利 φ20~25mm	自然注水	12	トンネル内湧水 10ℓ/hr	36 × 2本=100	逆洗浄 (1 回/月以上) エアリフト洗浄	6ヶ月以降 全く不能
⑨ I 社	粗砂	2.0×10^{-2}	-38	ベント オールケーシング	φ1200	φ600	9.9	16.2 %	老甲金網 10mm、2重巻	砕石 φ20~40	タンク圧入 0.8	5	700 (2 本)	150~200 × 2 本 = 300~350	タンクによる沈澱分離	なし
⑩ J 社	細砂	1.8×10^{-3}	-22.6	泥水掘り	φ150	VP管 φ40	7.0	3 %	防砂網 20#メッシュ	2号珪砂	圧力注水 1.3	3	120~150 (4 本)	3.8~4.2 × 24本 = 90 ~ 100	設置・運転時エアリフト洗浄 工業用水使用	なし
⑪ K 社	細砂	1.1×10^{-2}	-16.5	ロータリー 清水掘り	φ500	φ300	8.0		巻線型 スクリーン	2号珪砂	自然・圧力 1.1	41	200×4 本+ 1000 = 1800	50 × 6本=300	逆洗 (1回/1.5月), エアリフト ブラシ, 飲料用排水の再生水	施工進行に伴う 自然低下
⑫ L 社	細砂	2.0×10^{-3}	TP-35	バカッション	φ500	φ300	21.0	16.7 %	樹脂系 ザラシ 網	2号珪砂	自然・密閉 0.7	14	60 × 15 本 = 890	30 × 22 本= 650	二重管構造 逆洗浄 (1 回/1~2 週)	なし 逆洗で戻る
⑬ M 社	シルト質 砂礫	4.37×10^{-4}	-46	バカッション	φ500	鋼管 φ300	12.0	20 %	スリガラススクリーン 300A	細砂混じり 粗砂	圧力注水 2.0	1	40 × 1 本	25 × 2 本= 50	工業用水使用 ウォータージェット 洗浄、逆洗浄	圧力 1.5kg~ 2.0kg に増加
⑭ N 社	砂礫	3.6×10^{-2}	-35	ベント 清水掘り	φ1000	φ400	9.0	17.2%	スリガラススクリーン	三分砂利	密閉型配管加圧	10	230×6 本= 1400	180×6 本= 1100 注水管-15mmφ	注水管φ100 巻線スクリーン アクリル樹脂、スポンジ	なし
⑮ O 社	礫	5.0×10^{-2}	-20	バカッション 泥水掘り	φ450	φ318	2.85 5.5 x2	14.6%	巻線型鋼巻 バッキングメタル巻	三分砂利 φ6 ~ 9 mm	圧力注水 1.0	6	300×10本= 3000 鋼矢板湧水 7000	650×10本= 6500	設置時: 工業用水注入 管理時: エアリフト	なし
⑯ P 社	シルト混り 砂~砂	1.0×10^{-3}	-12	オールケーシング 清水掘り	φ1000	φ508	5.0	15 %	青銅型 30# ワイヤーメッシュ	d ₁₅ <d ₁₅ < (4~8) d ₈₅	圧力注水 0.9	7	205×4 本= 820	230~60 × 2 本 = 460~120	フィルクシステム、濁水リバース 洗浄剤、エアリフト	25%程度に 低下

3. 1. 2 目詰まり原因と対策

地下水還元工法を長期間安定して継続しようとするとき、最大の問題となるのは注水井の目詰まりである。注水井の目詰まりについては、現在までに種々の研究がなされている。しかし、目詰まりそのものが直接目でみることのできない地盤中で発生し、その機構も複雑なため、その原因や対策について明解に述べている研究は少ない。その中でも総プロ「地下水涵養技術の開発」の一環として実施された石崎と北川（1981）^{4) 5)}の研究は集大成的な研究と言える。この研究を踏まえ、目詰まりの原因と対策の対応表を表-3. 4に示す。

表-3. 4 注水井の目詰まりの原因と対策

	原因（閉塞物質）	対 策
1	注入水中の懸濁物	・ 懸濁物の濾過等による除去 ・ 注水に不適な濁水のバイパス放流
2	注水中の有機物で増殖した微生物	・ 注入水の塩素処理
3	帯水層中の化学反応生成物	・ 注入水の化学処理
4	揚注水時に発生する気泡	・ 注水管を水面以下にする ・ 揚水量を限界揚水量以下とする
5	スレーナ等の腐食による酸化鉄	・ 耐腐食性材料を使用する ・ 注水中の溶在酸素を除去する
6	帯水層中の土粒子の再配列	・ 注水開始前の井戸周辺地盤の揚水による洗浄 ・ 限界動水勾配以内での注水
7	井戸の削孔方法	・ オールケーシング工法の採用 ・ ベントナイトの不使用 ・ 設置直後の十分な洗浄

3. 2 地下水の流動阻害に関する現状

3. 2. 1 地下構造物構築による問題と検討

洪積層～沖積層地盤における地下構造物の構築後の地下水環境に及ぼす問題点としては、

① 構造物内への漏水による間隙水圧の減少と地下水位の低下

② 地下水の流動阻害による、主に流下側の地下水位低下と間隙水圧の減少

が挙げられる。このうち、構造物内への漏水量に関する報告例として、図-3. 2に示すようなものがある。これによると、既設地下鉄における漏水量は約40～120 $\text{m}^3/\text{日} \cdot \text{km}$ である。一方、最近建設されたものでは、約1～3 $\text{m}^3/\text{日} \cdot \text{km}$ の実績（砂地盤）が報告されている。大深度トンネルの場合、高水圧のため、最近の技術を適用しても10 $\text{m}^3/\text{日} \cdot \text{km}$ 前後の漏水があるものと推定されている。

このような漏水に対する地下水への影響を検討した例としては、飽和-不飽和三次元浸透解析を用いた西垣ら⁶⁾の報告がある。これによると、工事完成後の地下鉄構築物が地下水の流れを遮断しないようにトンネルの縦断線形を変えて、シールドトンネル部をできるだけ粘土層の中に入れるよう計画したため、深度の浅い帯水層（複数）に位置する駅舎部においても、水位変動は最大でも0.6cm程度であることが示されている。

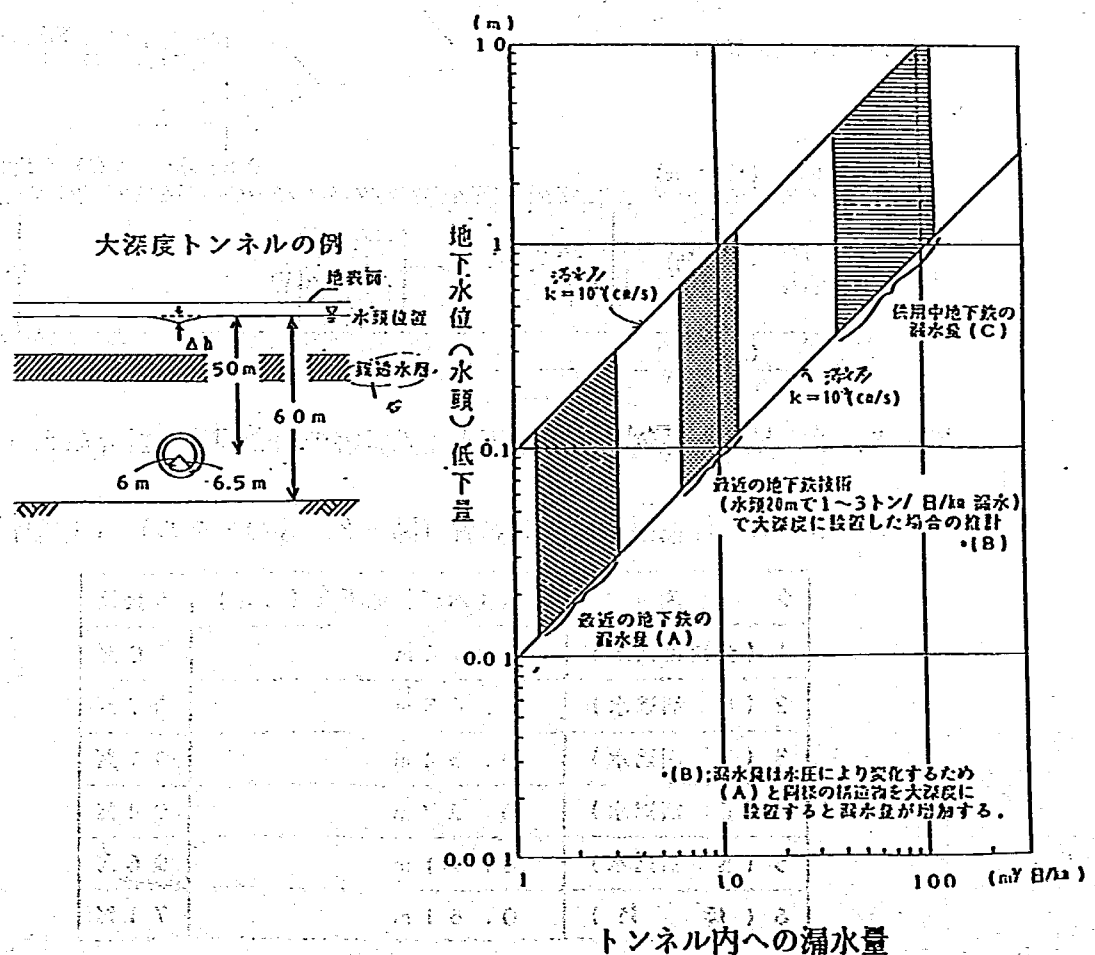


図-3. 2 大震度トンネル内への漏水量と地下水位（水頭）低下量との関係（環境庁）

次に、地下水の流動阻害に関する検討例を図-3.3と表-3.5に示す。このようなケースの場合、二次元断面の浸透解析を用いれば、比較的簡単にモデルに対する解は得られるが、逆に解析の対称範囲や境界条件の設定が難しい。

表-3.5によると、地盤の透水係数にもよるが、全面遮断でなければ影響は比較的小さいことが予想される。このことから、全面遮断が生じる場合、ある割合で上流側と下流側を結ぶバイパスを設置すると効果があると予測される。

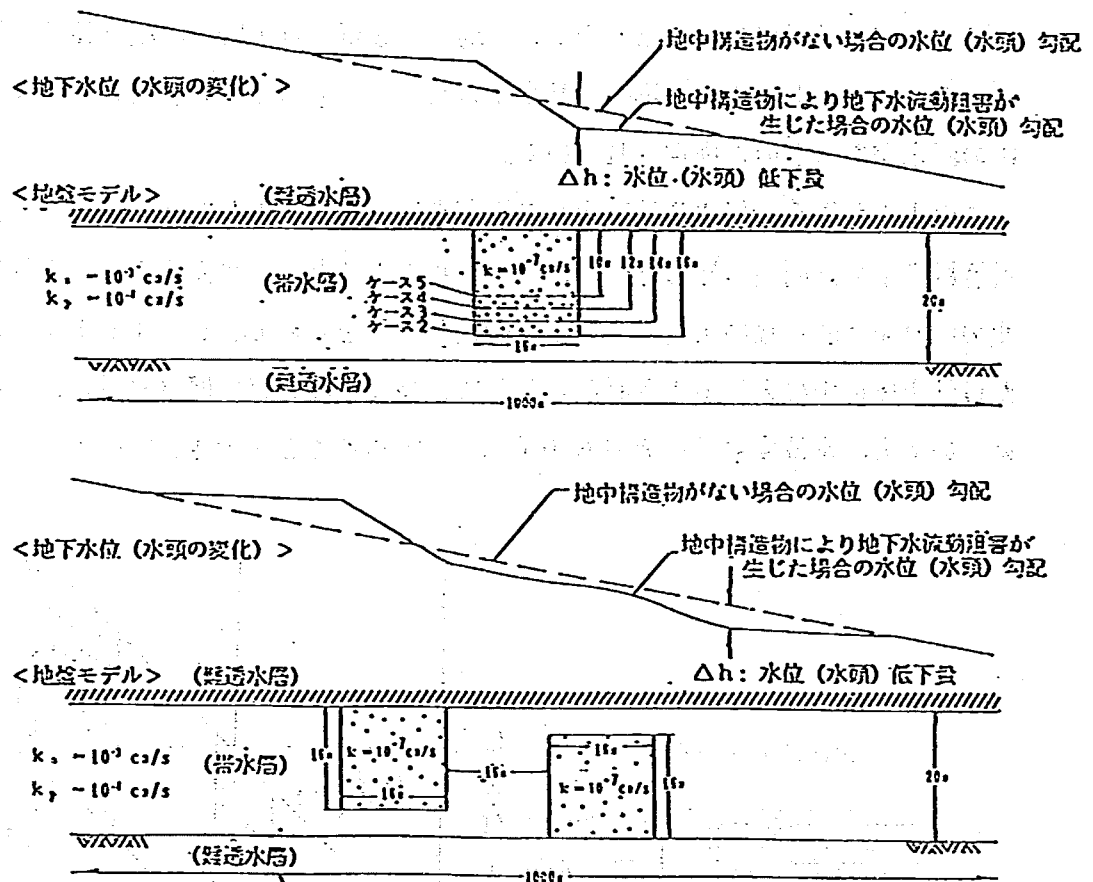


図-3.3 地中構造物による地下水流動阻害の概念図及び計算諸元 (環境庁)

表-3.5 流動阻害による影響 (図-3.3のモデル) (環境庁)

ケース	水位 (水頭) 低下量 (Δh)	流量比
1 (全断面遮水)	2.46 m	0 %
2 (8割遮水)	0.45 m	87 %
3 (7割遮水)	0.34 m	91 %
4 (6割遮水)	0.27 m	94 %
5 (5割遮水)	0.21 m	96 %
6 (掃き)	0.61 m	71 %

(注) 水位低下量、流量比は阻害構造物がない場合との比較である。また、両端の水位 (水頭) 差は5 mとおいた。

3. 2. 2 地下水の流動阻害の防止対策

近年、この種の問題の発生とその対策工の報告事例が公表されるようになってきた。それらを地下構造物の使用目的でみると、下水道、地下鉄、道路、河川などである。何れも周辺地域の地下水位低下による井戸枯れの防止を目的としている。流動阻害を発生させる原因としては、本設の構造物だけでなく、仮設の山留壁により帯水層を完全に遮断するケースも見られる。さらに、山留壁に鋼矢板を用いた場合、その打ち込みや引き抜きにより帯水層の上下にある粘性土を帯水層内に持ち込むことにより、対策工を施しても所定の効果が発揮されないこともあるので注意を要する。以下に、各種の対策事例を示す。

(1) 下水道工事

図-3.4に示すように、下水道の周囲に地下水が迂回する透水層を作成して、地下水脈の遮断を防止している例である。この例での特徴的なことは、図-3.5のように下水道溝に沿って地下水が流れてしまうことが予測されたことである。

このため、図-3.6のようなフランジを設けて、下水道溝周囲のフィルターに沿った浸透を防止している。

この工法は良い効果を上げているが、フィルター層の厚さをどのように決めればよいかわかっている。か良くわかっていない。

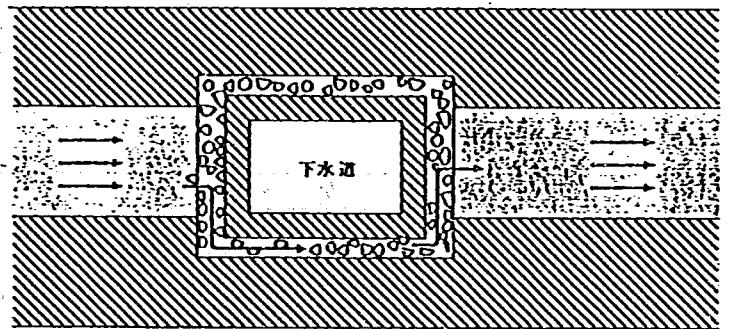


図-3.4 地中構造物周囲の迂回浸透

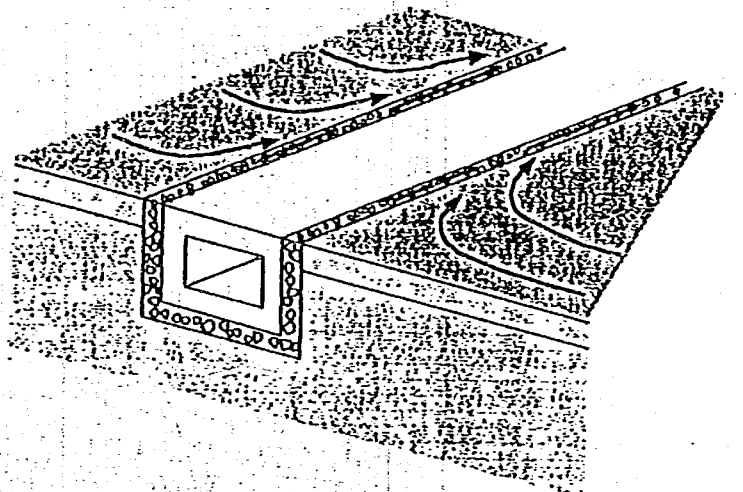


図-3.5 下水道溝周囲の浸透

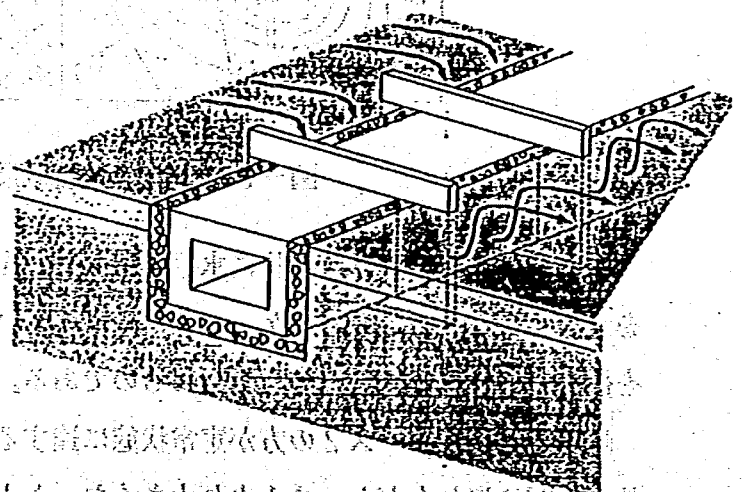


図-3.6 フランジをつけた下水道溝

(2) 道路工事

この例は、掘割り道路の切土のり面の安定確保と被圧地下水によるヒュービング防止のために設置された道路縦断方向の連続止水壁に対し、迂回用横断管を設けたものである。

連続止水壁により遮断されるのは段丘礫層中の浅部の不圧地下水であり、影響検討解析の結果、下流側の広い範囲で地下水位低下に伴う生活用井戸内減水と灌漑用水の不足が予想された。この帯水層の透水係数は $4.3 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ である。

下流側への地下水の涵養を効率良く行うため、涵養側井戸に2つの迂回浸透設備が考案され、試験施工が行われた。図-3. 7にその施設形状と試験結果を示す。

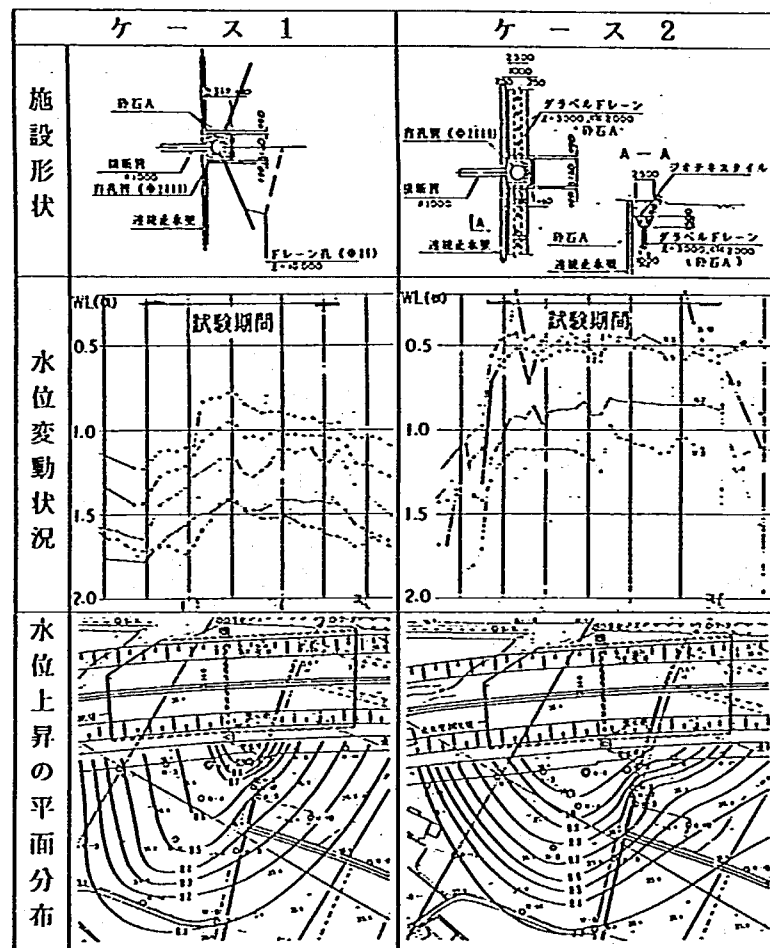


図-3. 7 試験結果一覧図 ㉞

ケース1は井戸から放射状に水平ドレーン孔を設置し、溝洲井戸状にして井戸の有効径を大きくしたものである。ケース2は止水壁沿いにトレンチ状ドレーンとグラベルドーンを併用し、浸透断面積を大きくしたものである。

試験の結果、ケース2の方が定常状態に達する時間が短く、最終浸透量、水位上昇量、効果範囲の何れもがケース1より大きくなったと報告されている。

(3) 地下鉄工事

福岡市では、地下鉄が図-3. 8のように帯水層中に開削工法により建設された。しかし、山留壁により帯水層が完全に遮断されるため、周辺の地下水利用に支障が生じることが予測された。このため、図-3. 9に示すように、地下鉄道躯体構築後、碎石、荒目砂で上部に透水層を形成し、山留壁上部を撤去した。山留壁の撤去は、芯材の引抜き後、モルタル杭部を削孔、破碎・撤去し、砂・碎石に置き換えている。

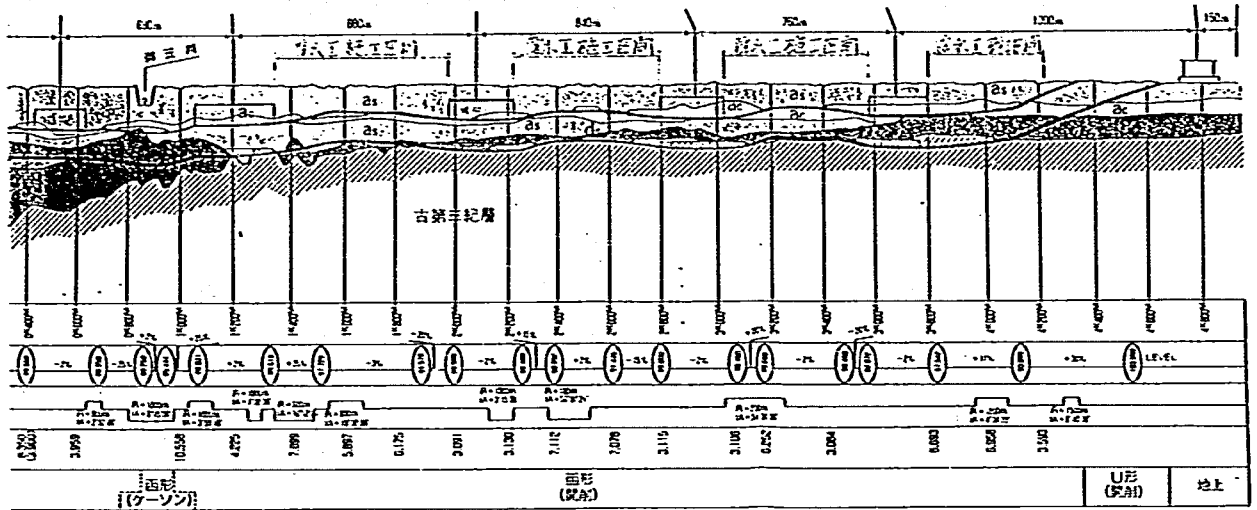


図-3. 8 地質縦断と計画縦断線形

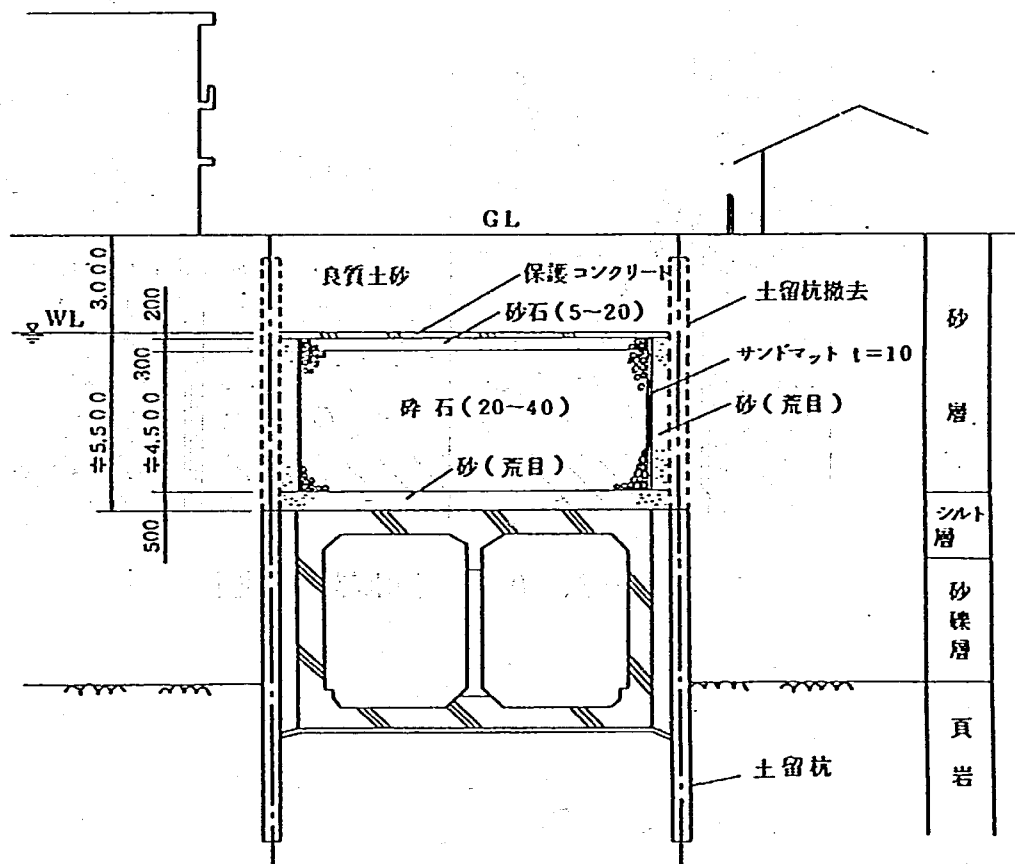


図-3. 9 対策工標準断面図

(4) 河川改修工事

ここに挙げる例では、河川改修工事において、周辺地盤への影響と砂礫層からの湧水を防ぐ必要性から、止水性の高いPIP杭による山留め工法を採用している。この山留壁は、河川流域一帯に広がる基盤層上部の洪積段丘礫層を遮断するため、左・右岸の地下水位に最大 2.5m程度の段差が生じ、広域的な井戸枯れが発生することが予想された。

このため、図-3.10のような通水ボックスを設置した。しかし、施工後、なお1m内外の水位差が生じており、特に、流域全体の地下水位が低下する渇水期には、通水ボックスと供給側の水位が同程度となるため、両岸の水位差が通常より大きくなっている。

これらの原因は、通水断面積あるいは通水箇所の不足と、通水ボックスのレベルが高すぎることであるのは明らかである。

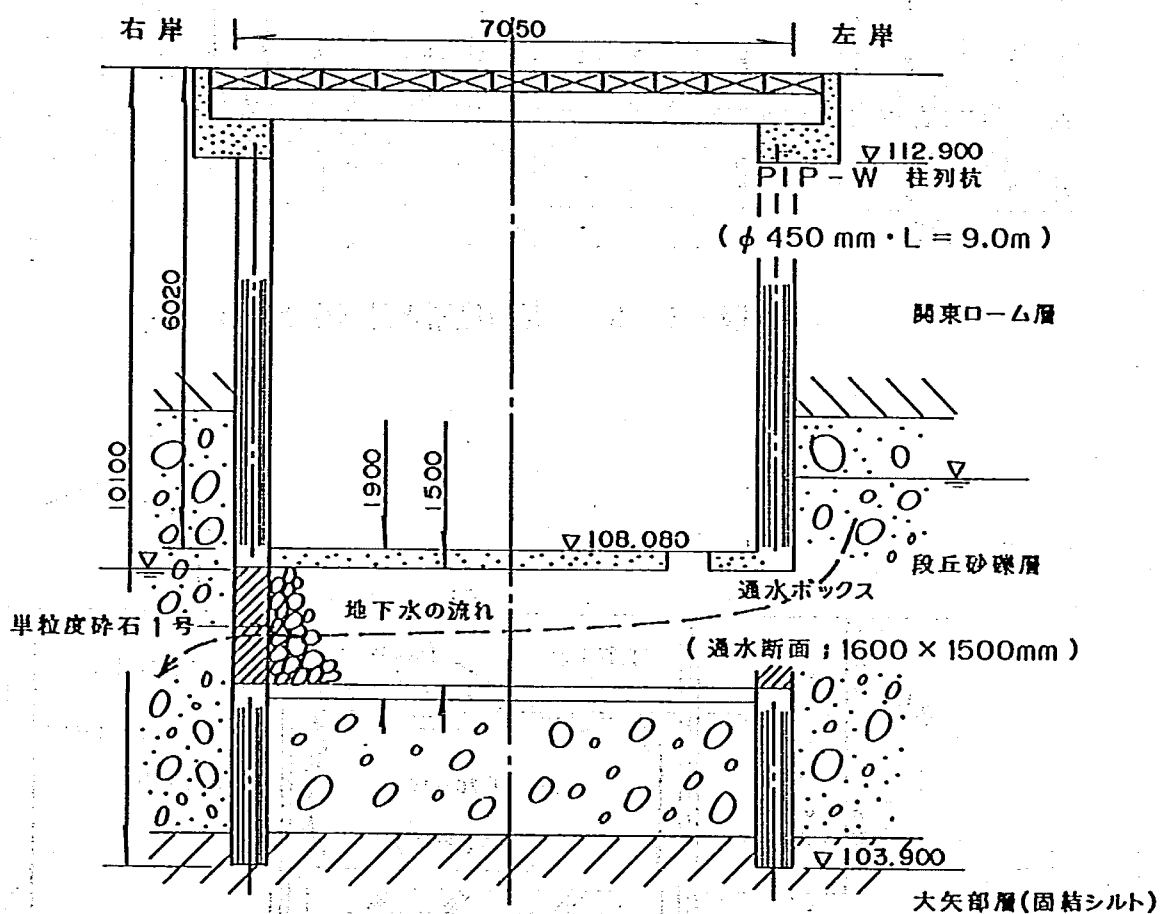


図-3.10 通水部の概要図

4. 事前調査

4. 1 復水時の帯水層定数の特性

一般に地盤への復水は、揚水に比べ困難であると言われている。実際に、原位置での揚水試験より得られた帯水層定数をもとに注入流量を算定しても、実際の注入流量はそれ以下になることが多い。これは復水時と揚水時で、帯水層定数が変化するためと考えられる。ここでは帯水層定数の内、比貯留係数と透水係数について検討を行う。

4. 1. 1 比貯留係数

貯留係数は、時間に関係する地盤の水の貯留性のパラメーターである。被圧帯水層における貯留係数 $S (= S_s D)$ は、水頭が低下することにより、被圧の帯水層が圧縮される水量に対応する値である。ここで、 S_s は比貯留係数、 D は帯水層の厚さである。

比貯留係数 (S_s) の物理的定義は次式による。

$$S_s = \rho g (\alpha + n\beta) \dots\dots\dots (4.1)$$

ここで、 α : 帯水層圧縮率

β : 水の圧縮率

n : 間隙率

ρ : 水の密度

式 (4. 1) から、比貯留係数は帯水層の圧縮率に比例する。

次に、砂質土の圧縮曲線を図-4. 1 に示す。図-4. 1 中の BC_1 は、点Bで除荷することにより得られる回復曲線である。揚水することで、土中の応力が増大し間隙比の変化は、図-4. 1 中の BD をBから右下に向かう現象で表される。復水の場合、間隙比の変化は回復曲線 BC_1 で表される。

また、揚水時と復水時の圧縮率は、それぞれ図-4. 1 中の BD と BC_1 の勾配により表れる。砂質土においては、圧縮曲線中の回復曲線は、ほぼ水平になることから、復水時の圧縮率は、揚水時のそれに比べて小さくなる。

したがって、式 (4. 1) から復水時の比貯留係数は揚水時に比べて小さくなると考えられる。すなわち、揚水時に比較して復水時の水圧の伝播はき

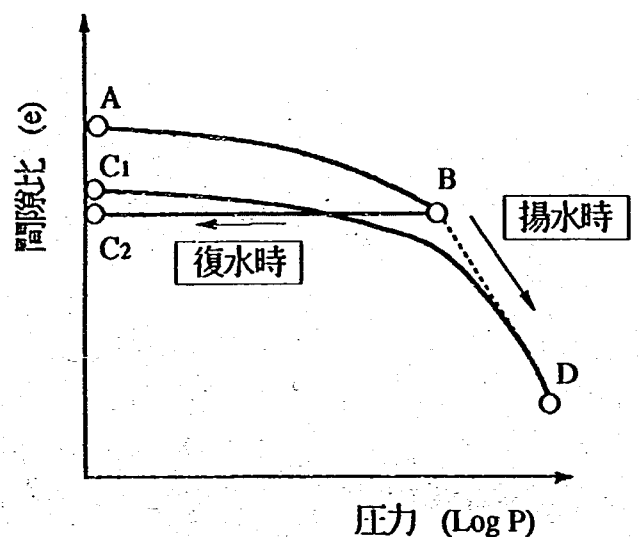


図-4. 1 砂の圧縮特性

わめて早いことになり、復水の効果が表れやすく、効果の影響圏も広いことになる。

4. 1. 2 透水係数

図-2. 3に示すように、揚水では揚水井の中心に向かう流れであり、揚水井に近づくほど動水勾配が増大する。このことから地盤内の細粒分および揚水井近傍の懸濁物が、揚水井内に集まる傾向があり、適切なフィルター材を用いると帯水層の透水係数は低下しないと考えられる。むしろ、揚水時間がたつほど帯水層の透水性は良くなる傾向がある。

しかし、図-4. 2に示すように、復水では復水井の中心からの流れであり、復水井から離れるほど動水勾配が低下する。このことから、地盤内の細粒分および復水井で注入あるいは生成される不純物が帯水層に抑留され透水性を低下する。

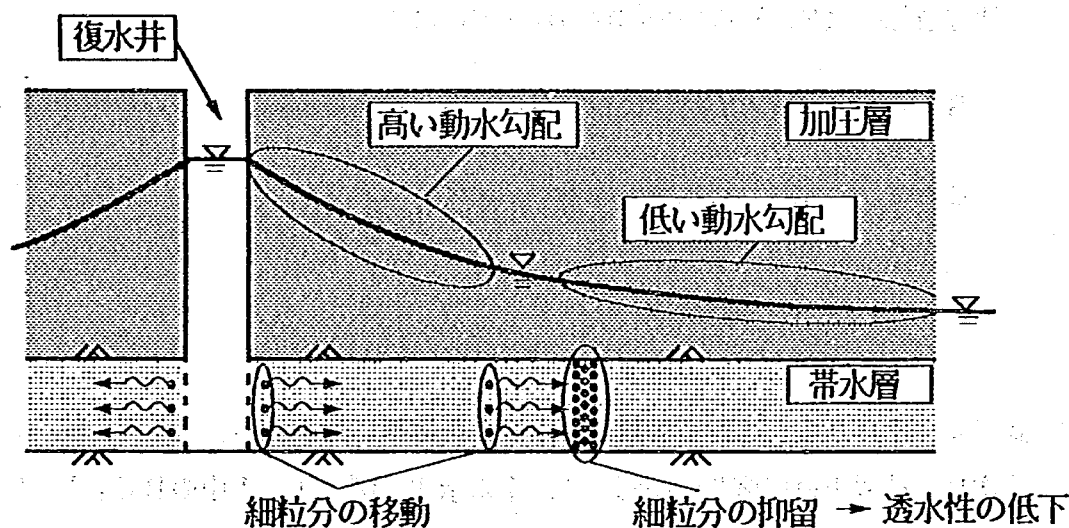


図-4. 2 地盤内目詰まりのメカニズム

4. 2 事前調査項目

表-4. 1に復水工法を施工する際の、事前調査として必要な試験を列挙する。これらは、揚水時とは異なる復水時の帯水層特性を把握するためのものである。それぞれの試験について解説を加える。

表-4. 1 復水工法の事前調査項目表

試 験 名	計 測 項 目	目 的
水 質 試 験	濁度、溶解鉄濃度、 pH、SS、COD、 BOD等	注入水と地下水の水質 把握
粒 度 試 験	帯水層の粒度分布	目詰まり予測
段 階 注 水 試 験	復水井内水位上昇量と 注入流量の関係	帯水層の復水能力の 把握
多孔式注水試験	帯水層定数（透水量係 数、貯留係数）	復水時の帯水層定数の 把握

4. 2. 1 水 質 試 験

3. 2節で示した通り、注入水と帯水層水の水質の差異は化学反応を起こす。ここで生成された不溶解性沈澱物が帯水層の間隙を減少させ、目詰まりの原因になる。したがって、復水工法の実施前に注入水と帯水層水の水質試験を行い、化学的目詰まりの危険性を判定する必要がある。地下水低下のために揚水した水を復水する際には、帯水層毎に水質が異なることが多いため、各層毎の水質試験を行う必要がある。

4. 2. 2 粒 度 試 験

帯水層の土粒子配列の変化による目詰まりは、帯水層の粒度分布と深い関係がある。

3. 2節で示した通り、土粒子配列の変化による透水係数の変化と、作用する動水勾配の関係は次式のように表わすことができる。

$$k = a i^{-b} \dots\dots\dots (4.2)$$

ここで、定数a、bは帯水層の粒度分布から推定される。

粒度試験のための試料は細粒分が流出してしまわないようにして採集し、0.1 mm以下の粒子が20%以上含有する試料は、復水試験においては注意する必要がある。また、粒子移動によって目詰まりを起こす動水勾配（最小動水勾配）は、細粒分の含有量の多い地層なら0.1程度である。

4. 2. 3 段階注水試験

帯水層の復水能力は復水井の施工状態および帯水層定数、目詰まり現象等により決定される。帯水層の復水能力以上の復水を行おうとすると、井戸効率は大きく低下してしまう。

ここで井戸効率 (E_w) とは、図-4. 3 から次のように定義される。ただし、ここでは井戸掘削時の帯水層の攪乱はないものとする。

$$E_w = \frac{ds_1}{ds_1 + ds_2 + ds_3 + ds_4} \times 100 \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここで、 ds_1 : 帯水層損失

ds_2 : 目詰まりゾーンの水頭損失

ds_3 : 乱流損失

ds_4 : 井戸損失

それぞれの水頭損失の説明を以下に行う。

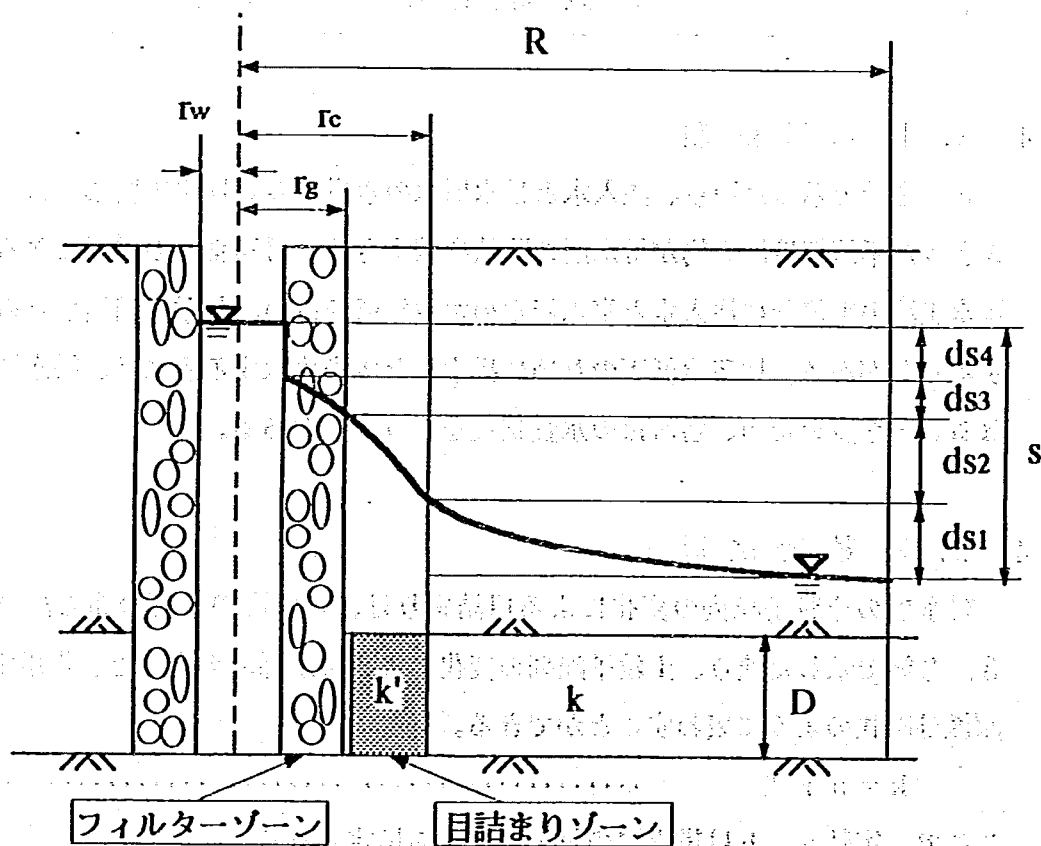


図-4. 3 復水時の損失水頭

(1) 帯水層損失

ダメージゾーンまでの帯水層での水頭損失で、ここでの水頭損失は以下の式により算定される。

$$d s_1 = B_1 Q \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

ここで、
$$B_1 = \frac{\log (R / r_c)}{2 \pi T}$$

r_c : 復水井の中心から目詰まりしていない帯水層までの距離

R : 影響圏半径

T : 帯水層の透水量係数

Q : 復水流量

(2) 目詰まりゾーンの水頭損失

土粒子再配列の目詰まりのため、井戸近傍の帯水層の透水性は低下する。ここでの水頭損失は以下の式により算定される。

$$d s_2 = B_2 Q \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

ここで、
$$B_2 = \frac{\log (r_c / r_g)}{2 \pi D k'}$$

k' : 目詰まりゾーンの透水係数

r_g : 目詰まりゾーンまでの距離

D : 帯水層の厚さ

(3) 乱流損失

井戸近傍では、流速が速いため乱流状態となる。乱流損失は、フィルターの材質およびスクリーンの長さ、復水流量に依存している。ここでの損失水頭は、以下の式より算定される。

$$d s_3 = B_3 Q^n \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

ここで、 B_3 : フィルターゾーンの乱流損失係数

n : 1~2の間で変化する指数

(4) 井戸損失

井戸のスクリーンを通過した水の流出と、復水井からの軸対称浸透流により関連付けられる損失水頭である。これも、乱流状態が原因となる損失水頭であり。流量の2乗で変化

する。

$$d s_4 = C Q^2 \dots\dots\dots (4.7)$$

ここで、 C : 井戸損失係数

井戸効率は(1)から(4)の損失水頭により決定される。しかし(2)の目詰まりによる水頭損失は、帯水層に作用する動水勾配が小さい時には小さく、動水勾配が大きくなると大きくなる。したがって復水井内水位上昇量が小さいときは、目詰まりによる水頭損失を考慮する必要がなく、井戸効率を表わす式(4.3)は、それぞれの損失水頭を表わす式(4.4)、(4.6)、(4.7)を用いて以下の式で表わすことができる。ただし、ダメージゾーンの損失水頭を防止できた場合である。

$$E_{w1} = \frac{B_1 Q}{B_1 Q + B_3 Q^2 + C Q^2} \times 100 = \frac{100}{1 + Q (B_3 + C) / B_1} \dots\dots (4.8)$$

また帯水層に高い動水勾配が作用し、地盤内目詰まりが発生すると井戸効率を表わす式(4.3)は、それぞれの損失水頭を表わす式(4.4)～(4.7)を用いて以下の式で表わすことができる。

$$\begin{aligned} E_{w2} &= \frac{B_1 Q}{B_1 Q + B_2 Q + B_3 Q^2 + C Q^2} \times 100 \\ &= \frac{100}{(1 + B_2 / B_1) + Q (B_3 + C) / B_1} \dots\dots\dots (4.9) \end{aligned}$$

式(4.8)と式(4.9)から、目詰まり前の井戸効率 E_{w1} と目詰まり後の井戸効率 E_{w2} の関係は以下の式になる。

$$\frac{1}{E_{w2}} = \frac{B_2}{100 B_1} + \frac{1}{E_{w1}} \dots\dots\dots (4.10)$$

式(4.9)から復水井の井戸効率は、係数 B_1 、 B_2 、 B_3 、 C を求めれば算定できる。

段階注水試験とは、復水井内水位上昇量(s)を段階的に上昇させ、各段階での注入流量(Q)と井戸内水位上昇量(s)を計測し、結果を整理して式(4.9)の係数 B_1 、 B_2 、 B_3 、 C を算定する試験である。また、注入流量と井戸内水位上昇量の関係から目詰まりの影響を受けにくい井戸内水頭を決定する試験である。

段階注水試験結果の整理方法について以下に説明する。

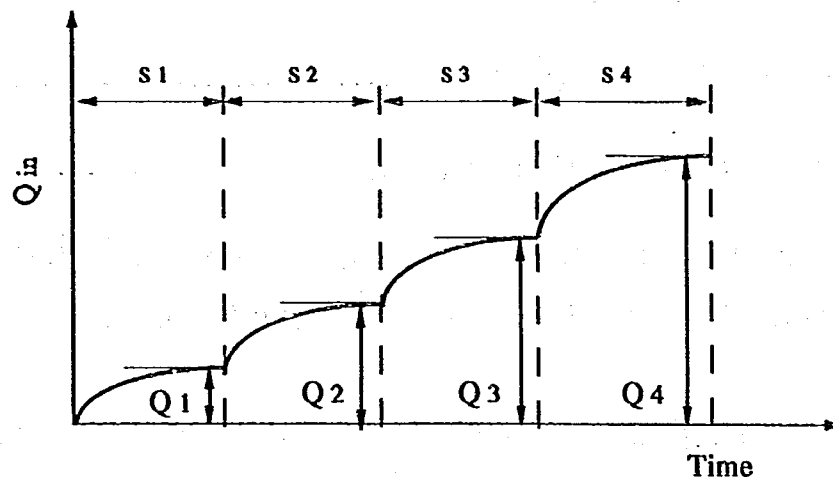


図-4. 4 復水流量と井戸内水位上昇量の関係

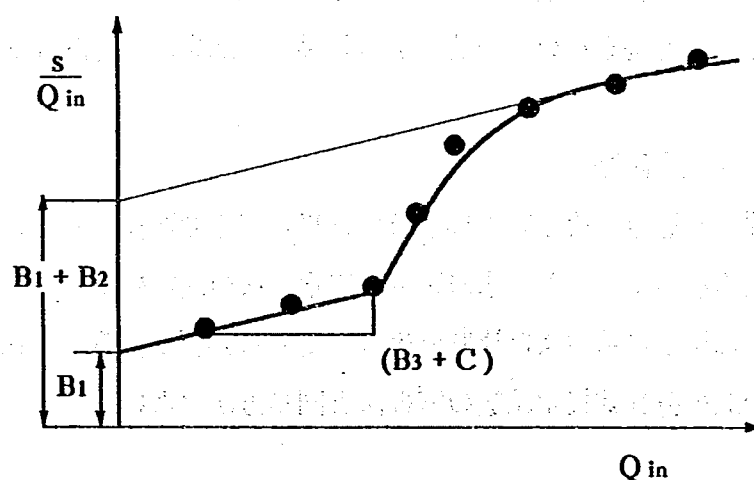


図-4. 5 諸係数の算定図

段階注水試験より得られた復水井内水位上昇量 (s) と注入流量 (Q) を、図-4. 4 の通りに整理する。図-4. 4 から (s/Q) と Q を計算し、計算結果を図-4. 5 に示すように整理する。

式 (4. 4)、(4. 6)、(4. 7) より復水井内水位上昇量 (s) と目詰まりが発生しない場合の各ゾーンでの損失水頭の間には、以下の関係がある。

$$s = B_1 Q + B_3 Q^2 + C Q^2 \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

また目詰まりが発生した場合、式 (4. 11) は以下のようなになる。

$$s = B_1 Q + B_2 Q + B_3 Q^2 + C Q^2 \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

式 (4. 11) と式 (4. 12) を (s/Q) と Q の関係で表わすと、それぞれ以下の式 (4. 13) と式 (4. 14) になる。

$$(s/Q) = B_1 + (B_3 + C) Q^2 \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

$$(s/Q) = (B_1 + B_2) + (B_3 + C) Q^2 \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

式 (4. 13) と式 (4. 14) から、いずれも (s/Q) と Q の関係は一次関数で表わされる。この関係と図-4. 5 から、式 (4. 9) の係数 B_1 、 B_2 、 B_3 、 C を算定する。

図-4. 5 の初期直線部分は、目詰まりを起こしていない領域であり、式 (4. 13) に相当することから、切片から B_1 を、直線の傾きから $(B_3 + C)$ を算定する。また、グラフ後期の直線部分の切片から $(B_1 + B_2)$ を算定する。

段階注水試験より、目詰まりを起こす注水井内の限界の水位も決定される。また、一段階の注水試験を1週間程度継続することによって、注水流量が経時的に低下する状況も観察され、その際には逆洗を行い、逆洗による効果と逆洗を行う時間間隔が決定できる。

4. 2. 4 多孔式注水試験

4. 1 節で述べた通り、復水時と揚水時では帯水層定数が変化すると考えられる。したがって多孔式揚水試験で求めた帯水層定数を復水工法の設計に用いるのではなく、多孔式注水試験で求めた透水係数および比貯留係数を用いる必要がある。多孔式注水試験の結果の解析法は、一般の多孔式揚水試験の解析法と同じ方法でよい。

5. 復水工法の設計方法

5. 1 設計上の留意点

5. 1. 1 事前検討項目

復水工法の主な目的には、次のような事項がある。

- ① 工事揚水による地下水位低下の防止
- ② 工事揚水による地盤沈下の防止
- ③ 工事揚水の排水処理
- ④ 土壌汚染の除洗工法

復水工法の採用を検討する初期の段階では、対象となる地盤が、復水可能なものであるかを検討しておく必要がある。その検討項目を以下に列挙する。

(1) 水 質

地下水位低下のために揚水した水を、揚水と同じ帯水層に復水する場合、水質に関してはさほど問題にはならない。このような場合には、揚水した水が空気中の酸素に触れて、酸化物が析出することに十分注意する必要がある。また、光を浴びることにより、藻類が発生することも注意する必要がある。あらかじめ、揚水した水の水質を調査し、以上の項目に対する反応を検査しておく必要がある。無論、揚水した水の濁度の測定も調査項目に加えなければならない。

揚水した水を、地下水位低下工法により障害が発生したものと別帯水層に復水する場合、揚水した水と復水する帯水層の水および帯水層の構成土との化学・生物反応を検査しておく必要がある。

復水用の水として、工業用水や河川水を用いる場合にも、復水する帯水層の水および構成土との化学・生物反応を検査する必要がある。

(2) 帯水層の物理的性質

復水することによって帯水層が目詰まりしやすいか、しにくいかを事前に調査する必要がある。ここで対象とする目詰まりは、復水による帯水層内の細粒分の移動のために生じる目詰まりである。したがって、帯水層から細粒分を流出しないようにしたサンプルの粒径分布を求め、シルト質や粘土質が多い場合には復水対象として不適当であると判断する。

復水の対象となる帯水層は、復水の目的によって異なる。根切り工事のための排水による地下水位低下のための井戸の枯渇の場合は、地下水位が低下する帯水層に復水することが一番よく、利水をしているような帯水層は無理な復水をしないかぎり、復水工法が適用できる帯水層であることが多い。

地下水位低下による地盤沈下を防止するための復水工法は、粘土層に接する帯水層の水頭低下を防止すれば良いことになる。このような場合には、復水井は、流量の問題ではなく、水圧をいかに維持するかの問題になる。したがって、短いピッチでウェルポイントのような工法によって粘性土の直下に復水する工法も考えられる。あるいは、図-5. 1のように、復水の効果が広い範囲に伝播しやすい高い透水性の帯水層に、大きな復水井を設けて、帯水層全体の水圧を上昇させる工法も考えられる。

地下水位低下のために揚水した水の処理のための復水工法での帯水層は、できるだけ揚水している帯水層とは別の、細粒分の少ない、復水によって目詰まりがしない帯水層で、地下水位が低い帯水層を選ぶ。

また、いずれの場合も、復水による山留壁等の構造物への水圧上昇による影響や掘削面の盤ぶくれの可能性も検討しておく必要がある。

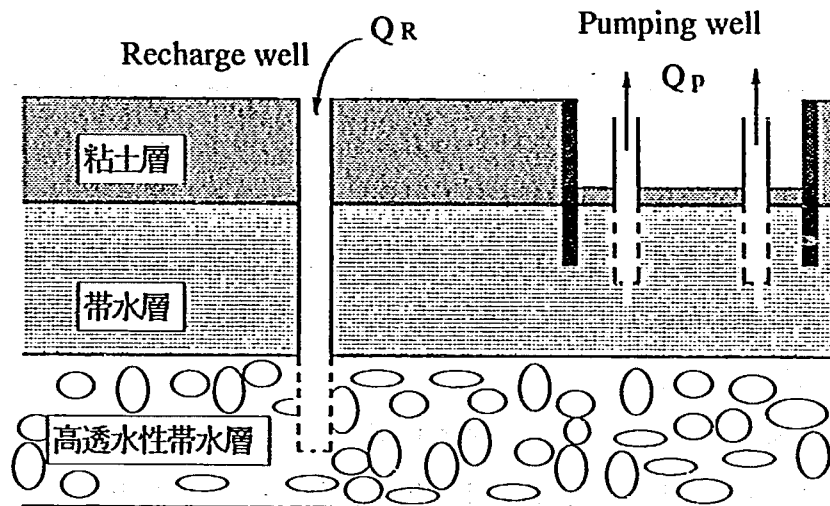


図-5. 1 高透水性帯水層への復水工法

(3) 保全値の設定

目標とする地下水位の保全レベルを設定する必要があるのは、地下水位低下・地盤沈下の防止を行う場合である。井戸枯渇防止のみを目的とする場合、水位面の維持のみを考慮すればよいが、地盤沈下の防止を目的とする場合、粘性土の圧密沈下特性あるいは砂・礫層の弾性変形も考慮する必要がある。特に、過去、地下水位が大きく低下し、その後、回復した経緯がある場所では、粘性土の圧密沈下がある程度促進されているため、地下水位の低下の許容値が設定できることになる。

さらに、地下水位が保全されているからと言っても、揚水と注水により地盤中で大きな動水勾配が生じて水流が発生しているため、間隙水圧は静水時と比べ低下しているため、粘性土の圧密沈下が起こる可能性も未だ残っていることに留意する。これらの検討方法については、成書を参考にされたい。

5. 1. 2 動水勾配と地盤内目詰まり

復水工法を設計・施工する場合、その成功は目詰まり防止にかかっている。3. 2節の目詰まり原因と対策で述べたとおり、目詰まりは復水井近傍で発生する壁面目詰まりと、帯水層で発生する地盤内目詰まりがある。

壁面目詰まりは、注入水質、ストレーナーの材質、注入水の溶存酸素量のように、復水を始める前にその発生が決定される。従って、種々の対策を講じることでこれらの要因を消去することで復水中の目詰まりを防止することが可能である。

しかし、土粒子配列の変化のような地盤内目詰まりは、復水時の帯水層内の動水勾配分布によりその発生が左右される。ここでは設計上の留意点として、特に、この土粒子配列変化による目詰まりを、動水勾配と透水性の変化から考察する。

(1) 目詰まりを起こす最小動水勾配

土粒子配列の変化による目詰まりは、図-5. 2に示すように井戸近傍の高い動水勾配で移動を始めた細粒分が、復水井から離れた動水勾配が小さくなる領域に来ると抑留され、透水性を低下させる現象である。

ここで、細粒分が移動し始める動水勾配を、目詰まりが発生する最小動水勾配と定義する。この最小動水勾配は、一般に0. 1以下と小さな値である。

土粒子配列の変化による目詰まりを防止するためには、帯水層に最小動水勾配以上の動水勾配を作用させないことが基本である。しかし、上述した通り最小動水勾配は0. 1以下と小さいため、この条件を満足させながら復水効果を期待するのは実際には困難であると考えられる。

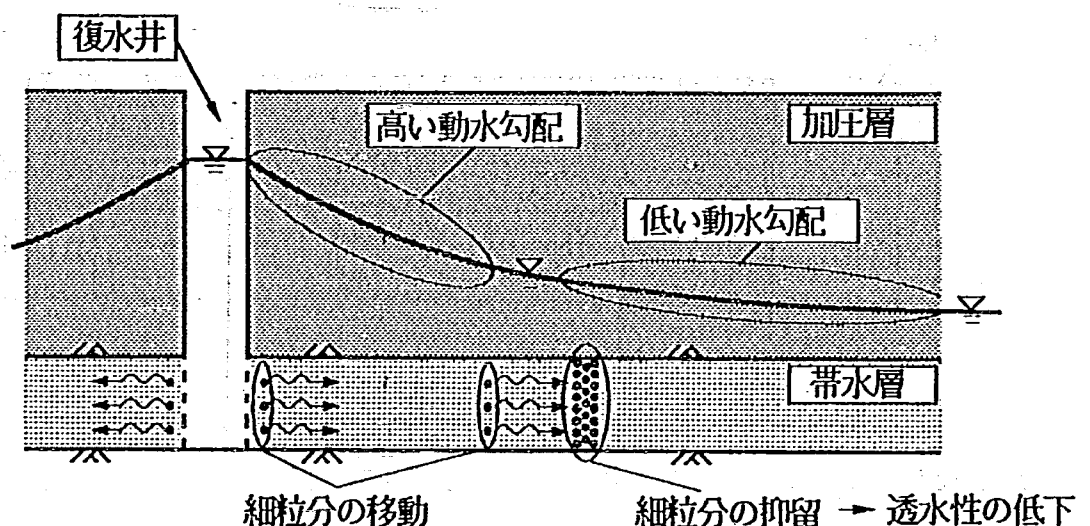


図-5. 2 土粒子配列の変化による地盤内目詰まりのメカニズム

(2) 目詰まりによる透水性の低下率

土粒子配列の変化による目詰まりは図-5. 2に示すように、移動してきた細粒分が動水勾配が最小動水勾配以下になった所で抑留され、そこで土粒子配列が密になり透水性が低下する。透水性の低下が高い動水勾配を作用させ、さらに土粒子配列を密にし透水性を低下させる。この繰り返しが、動水勾配の増加にともなう透水性の低下の要因となる。

軸対称モデルによる室内注水試験により、最小動水勾配以上の作用する領域で、透水係数(k)と動水勾配(i)の関係を以下の式で近似できる事がわかった。

$$k = a i^{-b} \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここで係数 a 、 b は粒度分布から推定でき、 a は低動水勾配での透水係数の値であり、 b は1~2程度の値として実験から求められている。

式(5. 1)からわかるとおり、帯水層に作用する動水勾配をできる限り小さくすることが、地盤内目詰まりを軽減する基本であると言える。

(3) 目詰まりゾーンと帯水層の復水能力

検討に用いる被圧帯水層モデルを、図-5. 3と図-5. 4に示す。図-5. 3は領域1を目詰まり領域と仮定し、透水係数が領域2の k_2 から k_1 に低下したモデルとする。図-5. 4は目詰まりを起こしていないモデルとする。井戸半径 r_w 、影響圏半径 R 、初期水頭 H 、帯水層厚 D 、領域2の透水係数 k_2 は図-5. 3と図-5. 4のモデルで等しいものとする。図-5. 3と図-5. 4のモデルをそれぞれモデル1とモデル2とする。

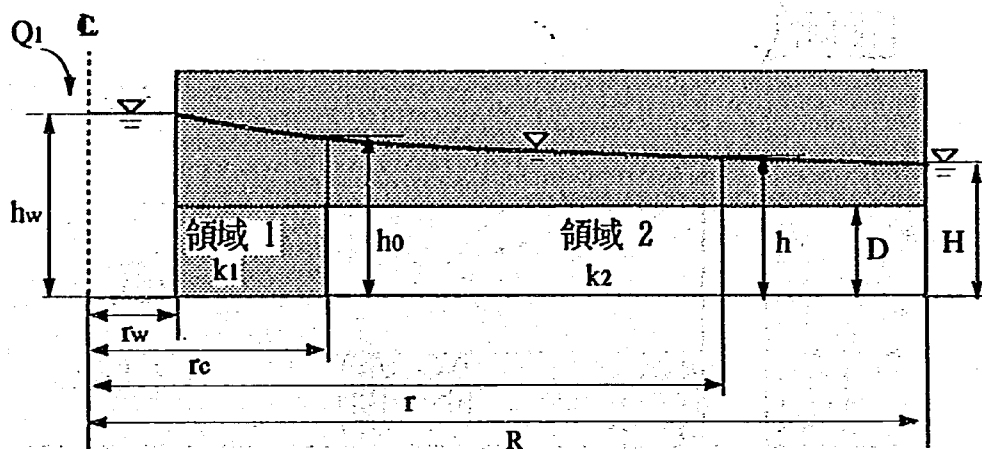


図-5. 3 目詰まり発生後の被圧帯水層モデル (モデル1)

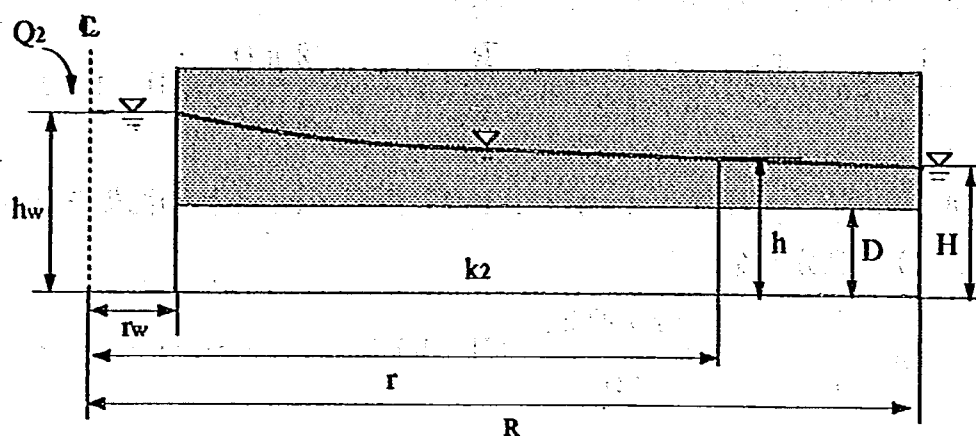


図-5. 4 目詰まりしていない被圧帯水層モデル (モデル2)

モデル1は井戸内水位を h_w に固定し、注入流量 Q_1 と目詰まり領域以外 ($r_o \leq r \leq R$) の水面形を計算する。モデル2では注入流量 Q_2 を Q_1 に固定し、モデル1の目詰まり領域以外に相当する範囲 ($r_o \leq r \leq R$) の水面形を計算する。それぞれの水面形を比較して、両者に差異がなければ、注入時に目詰まり領域が発生しても帯水層の注入能力は低下しないとする。

被圧帯水層における基礎方程式の運動の式から、

$$Q_r = -2\pi r D k \frac{\partial h}{\partial r} \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

モデル1について、領域1 ($r_w \leq r \leq r_o$) で式 (5. 2) を積分すると

$$\ell_n \frac{r_o}{r_w} = \frac{-2\pi D k_1}{Q_1} (h_o - h_w) \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

モデル1について、領域2 ($r_o \leq r \leq R$) で式 (5. 2) を積分すると

$$\ell_n \frac{R}{r_o} = \frac{-2\pi D k_2}{Q_1} (H - h_o) \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

式 (5. 3) から

$$\frac{1}{k_1} \ell_n \frac{r_o}{r_w} = \frac{-2\pi D}{Q_1} (h_o - h_w) \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

式 (5. 4) から

$$\frac{1}{k_2} \ell_n \frac{R}{r_o} = \frac{-2\pi D}{Q_1} (H - h_o) \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

式 (5. 5) と式 (5. 6) の両辺を加えて

$$\frac{1}{k_1} \ell_n \frac{r_0}{r_w} + \frac{1}{k_2} \ell_n \frac{R}{r_0} = \frac{-2 \pi D}{Q_1} (H - h_w) \quad \cdots (5.7)$$

モデル1について、領域2 ($r_0 \leq r \leq R$) 内の (r, h) の関係を求めるため、式 (3. 2) を積分すると

$$\ell_n \frac{R}{r} = \frac{-2 \pi D k_2}{Q_1} (H - h) \quad \cdots (5.8)$$

式 (5. 7) を式 (5. 8) に代入すると以下の式になる。

$$\ell_n \frac{R}{r} = \frac{k_2 (H - h)}{(H - h_w)} \left[\frac{1}{k_1} \ell_n \frac{r_0}{r_w} + \frac{1}{k_2} \ell_n \frac{R}{r_0} \right] \quad \cdots (5.9)$$

また、式 (5. 7) より

$$Q_1 = \frac{-2 \pi D (H - h_w)}{\frac{1}{k_1} \ell_n \frac{r_0}{r_w} + \frac{1}{k_2} \ell_n \frac{R}{r_0}} \quad \cdots (5.10)$$

図-5. 4のモデル2について、領域2 ($r_w \leq r \leq R$) 内の (r, h) の関係を求めるため、式 (5. 2) を積分すると

$$\ell_n \frac{R}{r} = \frac{-2 \pi D k_2}{Q_2} (H - h) \quad \cdots (5.11)$$

式 (5. 10) から $Q_1 = Q_2$ として式 (5. 11) に代入すると以下の式になる。

$$\ell_n \frac{R}{r} = \frac{k_2 (H - h)}{(H - h_w)} \left[\frac{1}{k_1} \ell_n \frac{r_0}{r_w} + \frac{1}{k_2} \ell_n \frac{R}{r_0} \right] \quad \cdots (5.12)$$

式 (5. 9) と式 (5. 12) は等しいので、モデル1とモデル2は ($r_0 \leq r \leq R$) において同じ水面形を有することになる。よって、目詰まりを起こしても帯水層の注水能力は変化しないことになる。

この結果より、復水工法の設計では、復水井内の水位より注水可能な流量 Q を用いて設計の方が良いことがわかる。

(4) 復水井戸構造

(2) から目詰まりを軽減するためには、帯水層内に作用する動水勾配を、出来る限り小さくする必要がある。したがって復水井に必要な条件として、復水井近傍に高い動水勾配を作用させないことが挙げられる。

この条件を、復水井の井戸半径と井戸長さから検討する。

1) 復水井の井戸半径

被圧帯水層に施工した復水井の井戸半径と、復水井近傍に作用する動水勾配の関係を考察する。

a) 非定常状態

被圧帯水層における運動の式は以下になる。

$$Q_r = -2\pi r D k \frac{\partial h}{\partial r} \dots\dots\dots (5.13)$$

ここで復水流量を Q_r 、帯水層の透水係数を k 、帯水層厚さを D とする。

厚さ Δr の円筒壁における、貯留水量の時間的変化による連続の式は以下になる。

$$\Delta Q_r = -2\pi r D \Delta r S_s \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots (5.14)$$

ここで、帯水層の比貯留係数を S_s とする。

$\Delta t \rightarrow 0, \Delta r \rightarrow 0$ とすると、式 (5.14) は以下の形になる。

$$\frac{\partial Q_r}{\partial r} = -2\pi r D S_s \frac{\partial h}{\partial r} \dots\dots\dots (5.15)$$

式 (5.13) と式 (5.15) より Q_r を消去すると

$$\frac{\partial h}{\partial r} = \frac{k}{S_s} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} + \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} \right) \dots\dots\dots (5.16)$$

式 (5.16) を水位上昇量 s に関する式に書き直すと以下になる。

$$\frac{\partial s}{\partial t} = \frac{k}{S_s} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial s}{\partial r} + \frac{\partial^2 s}{\partial r^2} \right) \dots\dots\dots (5.17)$$

被圧帯水層で復水井内の水頭を一定に保った場合の、周辺の地下水位の上昇と復水流量の解は、次に示す初期条件、境界条件のもとで、式 (3.17) の支配方程式を用いて解くことによって得られる。

初期条件 : $t=0$ で $s=0$

境界条件 : $r \rightarrow \infty$ で $s=0$

$r=r_w$ で $s=s_0$ (5.18)

式 (5. 17) の式 (5. 18) の条件に対する解は、以下ようになる。

$$\frac{s}{s_0} = 1 - \frac{2}{\pi} \int_0^{\infty} \exp(-u^2 \tau) \frac{J_0(u) Y_0(u \bar{r}) - Y_0(u) J_0(u \bar{r})}{J_0^2(u) + Y_0^2(u)} \frac{du}{u} \quad \text{..... (5.19)}$$

ここで、

$$\tau = \frac{T}{S} \frac{t}{r_w^2} \quad \text{..... (5.20)}$$

$$\bar{r} = \frac{r}{r_w}$$

$J_0(x)$ は零次第一種ベッセル関数、 $Y_0(x)$ は零次第二種ベッセル関数である。

復水井の水頭上昇による復水流量は、

$$Q_r = 2 \pi k D s_0 U(\tau) \quad \text{..... (5.21)}$$

ここで、 s_0 は復水井の水頭上昇量であり、 $U(\tau)$ を次の式の通りとする。

$$U(\tau) = \left(\frac{2}{\pi} \right) \int_0^{\infty} \frac{\exp(-u^2 \tau)}{J_0^2(u) + Y_0^2(u)} \frac{du}{u} \quad \text{..... (5.22)}$$

$U(\tau)$ と τ の関係を図-5. 5に示す。

次に、復水井戸近傍の動水勾配を求めるため、式 (5. 13) に $r=r_w$ を代入すると以下ようになる。

$$Q_r = 2 \pi r_w D k \frac{\partial s}{\partial r} \quad \text{..... (5.23)}$$

式 (5. 21) と式 (5. 23) から Q_r を消去すると

$$\left(\frac{\partial s}{\partial r} \right) = \frac{s_0}{r_w} U(\tau) \quad \text{..... (5.24)}$$

式 (5. 24) から復水井近傍の動水勾配は、復水井の井戸半径 r_w に反比例し、 $U(\tau)$ と水頭上昇量 s_0 の積に比例する。ここで、式 (5. 21) から復水流量 Q_r は、 $U(\tau)$ と s_0 の積に比例しているので、一定流量を復水する場合、井戸半径を大きくすると井

戸近傍の動水勾配が小さくなり、細粒分の移動による目詰まりを軽減することができる
と考えられる。

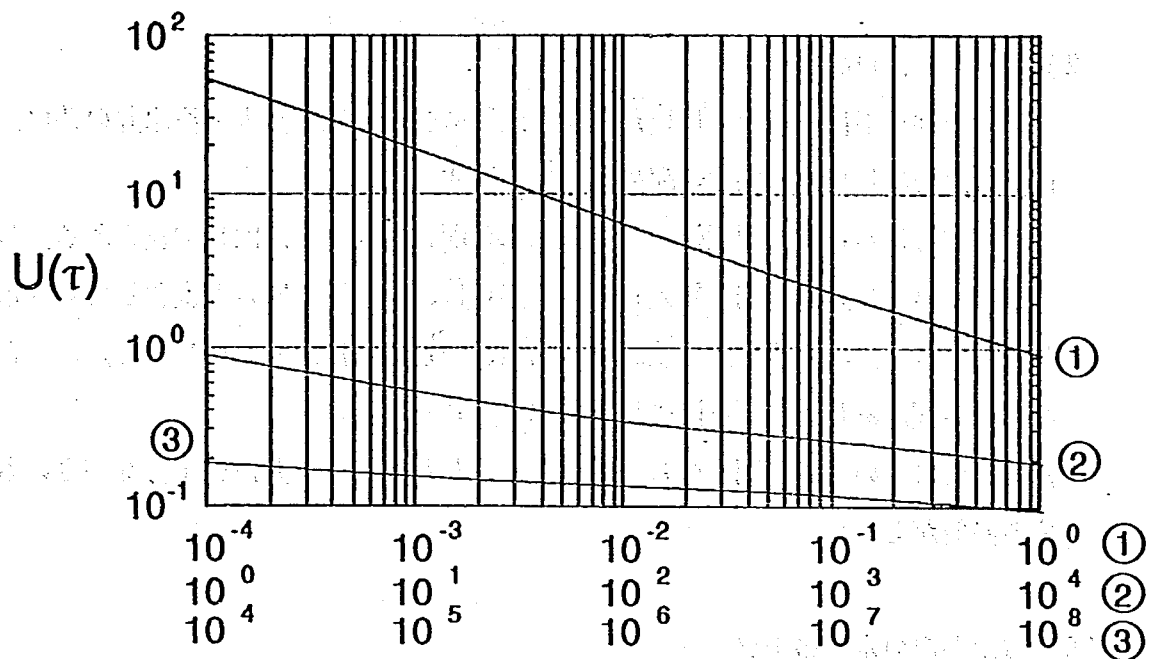


図-5.5 $U(\tau)$ と τ の関係図

b) 定常状態

式 (5.13) の運動の式を次の境界条件で積分すると、以下のようになる。

境界条件 : $r=R$ で $s=0$

$r=r_w$ で $s=s_0$

$$Qr = \frac{2\pi Dk s_0}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \quad \dots\dots\dots (5.25)$$

式 (5.13) に式 (5.25) を代入する

$$\frac{\partial h}{\partial r} = \frac{s_0}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \frac{1}{r} \quad \dots\dots\dots (5.26)$$

式 (5.26) から井戸近傍の動水勾配は、以下の式で示される。

$$\frac{\partial h}{\partial r} = \frac{s_0}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \frac{1}{r_w} \quad \dots\dots\dots (5.27)$$

式(5.27)から井戸半径を大きくすると井戸近傍の動水勾配が小さくなり、細粒分の移動による目詰まりを軽減することができると考えられる。

2) 復水井の井戸深さ

1) の井戸半径の検討で用いた被圧帯水層モデルで完全貫入の復水井の井戸長さと、復水井近傍に作用する動水勾配の関係を考察する。

非定常時における井戸近傍における動水勾配は、式(3.24)で表される。したがって、帯水層内に井戸が完全貫入している限りは、帯水層の厚さが変化しても動水勾配には変化がない。不完全貫入の状態では当然、一定流量注水するには、井戸の長さが短い時には無理があり、井戸近傍の動水勾配は大きくなる。

定常状態においても、同様のことが言える。したがって、井戸は十分な深さのものを設計する必要がある。

(5) 復水井内の水位の上昇

復水井戸水位を上昇させると、定常状態に至るまで時間の経過とともに帯水層内水位は上昇していくので、非定常時の帯水層内水位分布は図-5.6に示すように変化する。

図-5.6からわかるとおり、非定常時には復水井内水位上昇量が大きくなるほど、復水井近傍で作用する動水勾配も非常に大きくなる。

したがって、同じ井戸内水位上昇量で復水しても、急激に井戸内水位を上昇させた場合と井戸内水位上昇量を何段階かに分け各段階の水位上昇量になるまで、徐々に水位を上昇させ、そこで定常になるまで待つといった作業を繰り返す場合では、明らかに後者の方が帯水層に作用する動水勾配を低く抑えることができ、土粒子配列の変化による地盤内目詰まりを軽減することが出来ると考えられる。

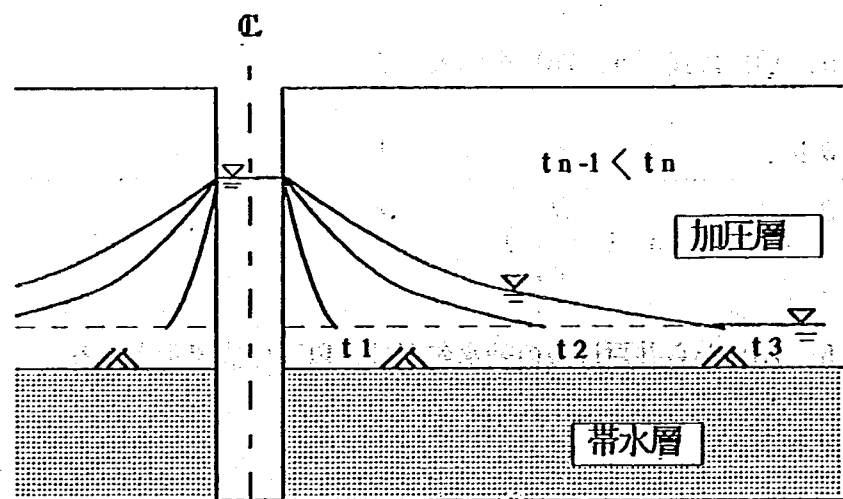


図-5.6 非定常時の水面形

5. 2 復水工法の設計手順

復水工法の設計手順をフローチャートにして、図-5. 7に示す。この設計手順は、土粒子配列の変化による地盤内目詰まりを考慮した、復水能力の決定方法を中心にまとめたものである。

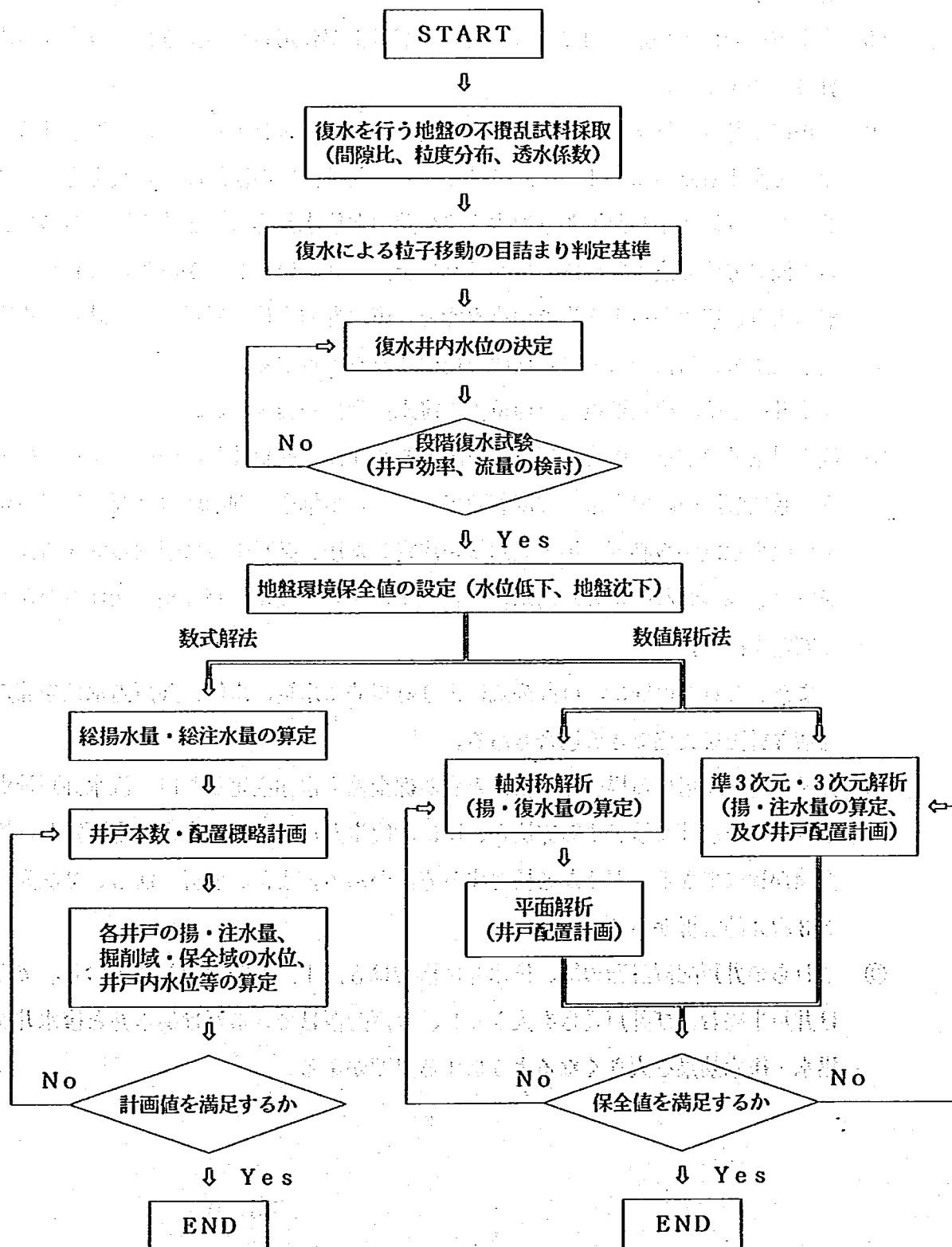


図-5. 7 復水工法の設計手順

設計手順を以下に説明する。

- ① 帯水層の粒度分布および低い動水勾配より透水係数を求める。また、4. 2. 2節で示したとおり、目詰まり発生後の透水係数と動水勾配の関係を推定する。
- ② この関係から、復水の対象とする帯水層として期待したい透水性を満足する動水勾配を算定する。
- ③ 定常時において帯水層内に、この動水勾配以上が作用しないように、復水井内水位上昇量を決定する。
- ④ この復水井内水位上昇量で期待したい復水能力が得られるか、また、復水井の井戸効率を算定するために、4. 2. 3節で示した現位置での段階注水試験を行う。ここで、5. 2. 5節で示したとおり復水方法の差異が復水能力に大きく影響するので、施工時と同じ方法で復水井戸内水位を除々に上昇させていく必要がある。これら一連の試験により、復水井戸1本当りの復水能力、復水井内水位上昇量、井戸効率を決定する。
- ⑤ 復水工法の適用目的に応じた地盤環境保全値を設定する。
- ⑥ 復水井の構造、復水地点（平面位置、復水深度）を設定する。
- ⑦ 復水対象地盤が単一の帯水層で、施工モデルが比較的単純な場合は、フローに示すように数式解法のみでもある程度判断できる。この場合、掘削域の必要水位低下量及び目標保全水位から必要総揚・復水量を決定した後、井戸干渉に留意しながら配置計画を行い、現実的な復水井戸内水位による1本当りの復水量が実施可能なものかどうかの判定を行う。

また、これとは別に、群井公式により直接的に水量、水位、井戸内水位を算定し、適切な計画を実施できる場合もある。

- ⑧ 数値解析法を用いる場合は、目標とする保全値を水頭固定した後、復水井戸地点の注水水位の可能性を検討する方法と、逆に、復水井戸地点の注水水位を固定した後、保全値が達成できるかどうかを検討する方法がある。また、解析手法も、2次元解析と3次元解析がある。
- ⑨ これらの井戸配置計画の際、復水井戸構造は5. 1. 2節で示したとおり、できるだけ井戸半径および井戸長さを大きくし、井戸配置はできるだけ揚水井と復水井を離し、揚水・復水効果を大きくなるようにする必要がある。

5. 3 数式解法

山留壁を伴う掘削工事において、復水工法を単一の被圧帯水層として検討できる場合、工法の設計を数式解法によって実施できる。以下にその手法を示す。

5. 3. 1 山留壁が帯水層に根入れされている場合（地下水位低下防止、地盤沈下防止）

揚水量・復水量を定常浸透の式により算定するか、非定常浸透の式により算定するかは扱う問題の特性にもよるが、定常式では影響圏半径をどう設定するのが大きな問題となる。一方、非定常式では井戸の重ね合わせが明快ではないという問題がある。通常、地下掘削工事における揚水開始以降、掘削完了までかなりの時間を要すると考えられ、また、井戸配置計画においては、井戸干渉を考慮した群井問題を検討するケースが多いので、ここでは、定常式を用いた数式解法を考える。

(1) 揚水量・注水量（必要総注水量）の算定

このケースでは、山留壁が揚水・排水の対象となる帯水層に根入れされているため、掘削域を1つの大きな井戸（仮想井戸）とみなして検討する。

この場合、仮想井戸外周の水位を掘削底面レベルに設定する。この設定は、山留壁と山留壁内側地盤の抵抗を無視しているため、かなり安全側（水量を多い目に算定）になる。

1) 揚水の場合の揚水量

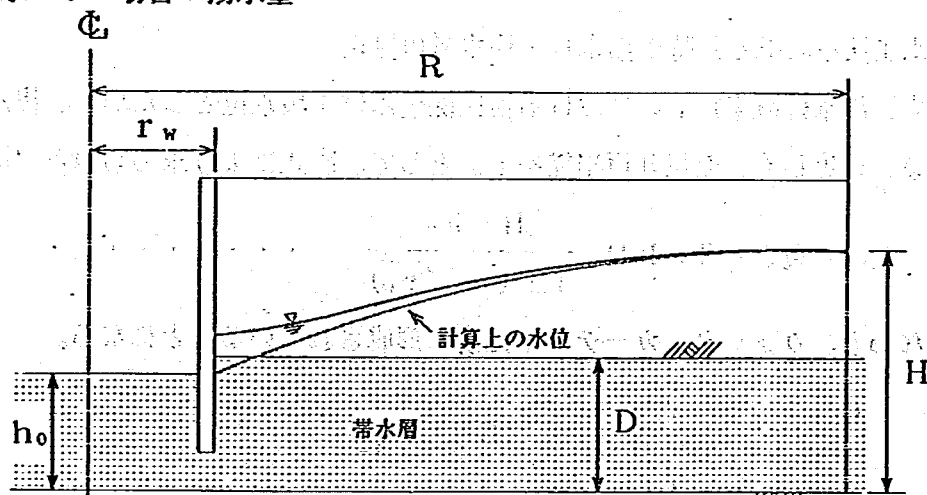


図-5.8 揚水の場合の水面形状

被圧水の定常計算によると、揚水量は、次のようになる。

$$Q_0 = 2 \pi k D \frac{H - h_0}{\ln(R/r_w)} \quad \dots \dots \dots (5.28)$$

影響圏半径Rの一般的な値あるいは実験式を表-5.1と表-5.2に示す。ここで、影響圏半径が比較的小さい場合には、仮想井戸半径が大きいので不都合が生じる。直径が1m程度の揚水井戸と直径が大きい仮想井戸では、井戸内水位が同じであれば、水面形状は違ってくる。このため、影響圏半径は、やや大きめに設定すべきである。

被圧水の定常計算によると、揚水量は仮想井戸半径を r_w とすると、次のようになる。

$$Q_0 = 2 \pi k D \frac{H - h_0}{\ln(R/r_w)} \quad \dots \dots \dots (5.28)$$

影響圏半径 R の一般的な値あるいは実験式を表-5. 1 と表-5. 2 に示す。ここで、影響圏半径が比較的小さい場合には、仮想井戸半径が大きいので不都合が生じる。直径が1 m程度の揚水井戸と直径が大きい仮想井戸では、井戸内水位が同じであれば、水面形状は違ってくる。このため、影響圏半径は、やや大きめに設定すべきである。

表-5. 1 揚水井戸の影響圏半径 ³⁾

土 質		影響半径 R (m)
区 分	粒 径 (mm)	
粗 礫	>10	>1500
礫	2~10	500~1500
粗 砂	1~2	400~500
粗 砂	0.5~1	200~400
粗 砂	0.25~0.5	100~200
細 砂	0.10~0.25	50~100
細 砂	0.05~0.10	10~50
シルト	0.025~0.05	5~10

表-5. 2 影響圏半径を求める実験式 ³⁾

条 件	影響圏半径の式	提 唱 者
定 常 浸 透	$R = 575 s \sqrt{DK}$ (3.60)	Kusakin ²⁰⁾ (クサキン)
	$R = 3000 s \sqrt{k}$ (3.61)	Seichardt ²¹⁾ (ジハルト)
非 定 常 浸 透	$R = a \sqrt{\frac{Tl}{S}}$ $a = 1.5$ (3.62)	
	$R = a \sqrt{\frac{Hkl}{S_r}}$ $a = 1.5$ (3.63)	

ここで、 R は影響圏半径(m)、 s は水位低下量(m)、 D は帯水層厚(m)、 H は不圧帯水層厚(m)、 k は透水係数(m/s)、 T は透水量係数(m^2/s)、 S は貯留係数、 l は揚水時間(s)、また、 S_r は有効開閉率である。

2) 復水工法を考慮した時の揚水量・注水量の算定

まず、復水位置半径 r_R における目標保全水位を現水位とした場合、揚水量 Q_{D1} 、注水量 Q_R は等しく、仮想井戸半径を r_w とし、次式により求められる(図-5. 9)。

$$Q_{D1} = Q_R = 2 \pi k D \frac{H - h_0}{\ln(r_R/r_w)} \quad \dots \dots \dots (5.29)$$

すなわち、ウォーターカーテンが完全に形成されていることになる。

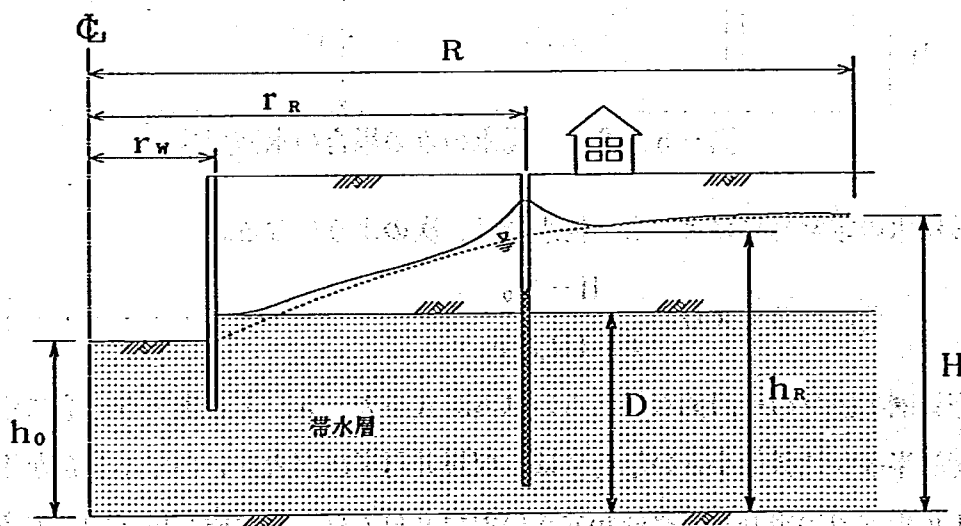


図-5. 9 復水時の水面形状

次に、目標保全水位が現水位よりやや低い場合は、次のようになる。

$$\text{揚水量} : Q_{D2} = 2 \pi k D \frac{h_R - h_0}{\ell n (r_R / r_w)} \dots \dots \dots (5.30)$$

$$\text{注水量} : Q_R = 2 \pi k D \left\{ \frac{h_R - h_0}{\ell n (r_R / r_w)} - \frac{H - h_R}{\ell n (R / r)} \right\} \dots \dots (5.31)$$

(2) 復水井1本当りの可能注水量

必要注水量が決まれば、井戸本数 (n本) と配置を仮定する。1本当りの注水量 Q_{RW} は、

$$Q_{RW} = Q_R / n \dots \dots \dots (5.32)$$

であるから、復水井内の現実的な水位により、この水量が注入できるかどうかを判定する。

井戸1本当りの可能注水量 (Q_{RWP}) を検討する際、重要な項目として井戸効率と井戸干渉および注水期間中の井戸壁面の目詰まりがある。これらを考慮した式を次に示す。

$$Q_{RWP} = \alpha_1 \alpha_2 \left\{ 2 \pi k D \frac{E_w (h_w - h)}{\ell n (R / r_w)} \right\} \quad (\text{被圧地下水}) \dots \dots (5.33)$$

$$Q_{RWP} = \alpha_1 \alpha_2 \left\{ \pi k \frac{(E_w h_w)^2 - h^2}{\ell n (R / r_w)} \right\} \quad (\text{不圧地下水}) \dots \dots (5.34)$$

ここに、 r_w : 復水井戸半径

h_w : 復水井戸内部の水位 (ポンプによる加圧も加算)

h : 復水前の水位 (揚水のための時の水位)

α_1 : 井戸干渉による注水量低下率

α_2 : 復水継続による井戸壁面での目づまり

井戸効率 (E_w) は、4. 2. 3 節の段階注水試験により求められる。

1) 井戸干渉による注水量低下率 : α_1

復水井の群井による任意地点の水位上昇量は、個々の井戸の注水によるその地点の水井上昇の重ね合わせにより求められる。各井戸の注水流量を Q_{R1} 、 Q_{R2} 、 $\dots$ 、影響圏半径を R_1 、 R_2 、 $\dots$ 、遠方の水位を H とすると、 n 個の各井戸の中心からそれぞれ距離 r_1 、 r_2 、 $\dots$ にある任意地点の水位 h は次式で求められる。

$$H - h = \frac{1}{2 \pi k D} \sum_{i=1}^n Q_{Ri} \ell n (R_i / r_i) \quad (\text{被圧地下水}) \dots \dots \dots (5.35)$$

$$H^2 - h^2 = \frac{1}{\pi k} \sum_{i=1}^n Q_{Ri} \ell n (R_i / r_i) \quad (\text{不圧地下水}) \dots \dots \dots (5.36)$$

直線状および正多角形状に配置された揚水井からの揚水流量が参考文献-3) の3.

3 節に示されている。同文献中の各式における揚水井の水位低下量を、復水井戸におけ

る水位上昇量に置き換えて、井戸干渉率： $\alpha_1 = Q_{RW}/Q_{R0}$ を求める。

一般的に、復水井のみ（揚水井なし）を正多角形状に配置した時の復水井1本当りの注水流量は、正多角形の半径を r_R 、正多角形の中心における水位を h_A とすると、被圧地下水では次式になる。

$$Q_{RW} = 2 \pi k D \frac{h_A - H}{n \ell n (R/r_R)} \quad \dots \dots \dots (5.37)$$

この時、復水井で Q_{RW} なる注水を行った際の復水井内の水位上昇量は

$$h_W - H = \frac{Q_{RW} \ell n (R^n / n r_W r_R^{n-1})}{2 \pi k D} \quad \dots \dots \dots (5.38)$$

となる。注水量 Q_{RW} が与えられている場合、式（5.38）により $(h_W - H)$ が得られる。

1本のみの井戸で、この水位上昇量で復水した時の注水量は、

$$Q_{R0} = \frac{2 \pi k D (h_W - H)}{\ell n (R/r_W)} \quad \dots \dots \dots (5.39)$$

式（5.38）と式（5.39）から、

$$Q_{R0} = \frac{Q_{RW} \ell n (R^n / n r_W r_R^{n-1})}{\ell n (R/r_W)} \quad \dots \dots \dots (5.40)$$

したがって、正多角形状配置のときの復水井の井戸干渉率は次式で求められる。

$$\alpha_1 = \frac{Q_{RW}}{Q_{R0}} = \frac{\ell n (R/r_W)}{\ell n (R^n / n r_W r_R^{n-1})} \quad \dots \dots \dots (5.41)$$

また、不圧地下水の場合も、 $2 \pi k D (h_W - H)$ を $\pi k (h_W^2 - H^2)$ に置き換えると、式（5.41）が同様に導かれる。

式（5.41）をグラフに表した一例（ $R=1000\text{m}$ 、 $r_W=0.6\text{m}$ 、 $\ell=10\text{m}$ ）を図-5.10に示す。これより、群井の1本当りの注水量は、井戸の本数が増えるにつれて急激に減少していることがわかる。

また、図-5.11では、井戸を増やしたことによる全体の注水量の変化を示している。この結果より、井戸を増やしていくと、総注水量 Q_R と1本の復水井だけで注水する注水量 Q_{R0} とは次式の間があることがわかる。

$$Q_R = \beta Q_{R0} \quad \dots \dots \dots (5.42)$$

ここで、

$$\beta = \ell n (R/r_W) / \ell n (R/r_R) \quad \dots \dots \dots (5.43)$$

これらより、必要注水量に対する適切な井戸本数が存在することがわかる。

ただし、復水井の数を増やすことは、各復水井周辺の動水勾配を小さくするため、地盤内目詰まりを小さくする。また、井戸壁面目詰まりの原因となる注水中の濁質分の負

荷も軽減する効果がある。このため、段階注水試験を実施することにより復水井の能力を把握し、井戸本数を総合的に検討する必要がある。

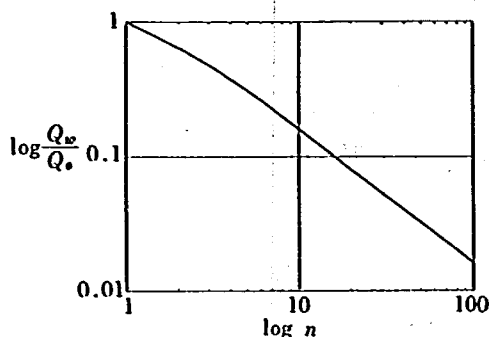


図-5.10 多角形配置群井による井戸干渉の例⁸⁾

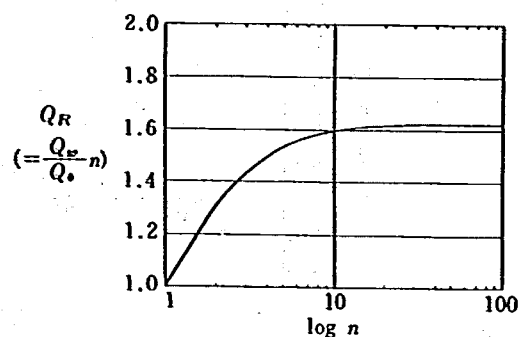


図-5.11 群井による総注水量 (Q_R) の例⁸⁾

2) 注水継続による井戸壁面での目詰まり : α_2

復水を長時間にわたり継続していると、注水流量が低下してくる。その原因としては、

- ① 土粒子配列の変化による地盤内目詰まり
- ② 注水中に含まれる濁度分による井戸壁面の目詰まり
- ③ 井戸・配管材あるいは注水中鉄分の酸化による井戸壁面の目詰まり

などが主に考えられる。このうち①は井戸効率 E_w により考慮されるが、②、③は短期の注水実験では分らない。これらの度合は、注水水質、地盤条件、施工状況に左右される。これらに関しての1例として、下部有楽町層細砂による室内実験の結果を図-5.12 (1)~(3)に示す。長期の注水では、水頭損失率 $(=100-E_w)$ が当初の20%程度から40%以上に増加している。ただし、これは水道水による循環実験であり、図-5.12 (2)では懸濁物質(実験土層の $74\mu m$ 以下の土粒子)の投入による水頭損失率の極端な増大を示している。図-5.12 (3)では、定期的な逆洗浄による水頭損失率の一定範囲内の維持を示している。

水頭損失率の中には井戸効率 E_w の要素も含まれているので、この部分を除き、ここでは、安全率的な考えから α_2 を次の値に設定する。

表-5.3 α_2 の値

帯水層の土質	細砂	砂	粗砂以上
α_2	0.7 ~ 0.8	0.8 ~ 0.9	0.9 ~ 1.0

これらの値を現地注水実験で求める場合は、比較的長期間の注水実験を実施して決定するとともに、逆洗浄等の対策の効果も判定する。

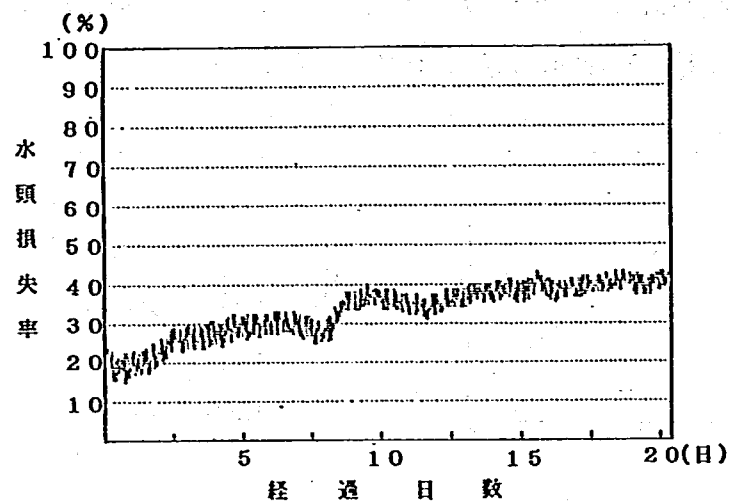


図-5.12 (1) 清水循環試験における水頭損失割合の変化

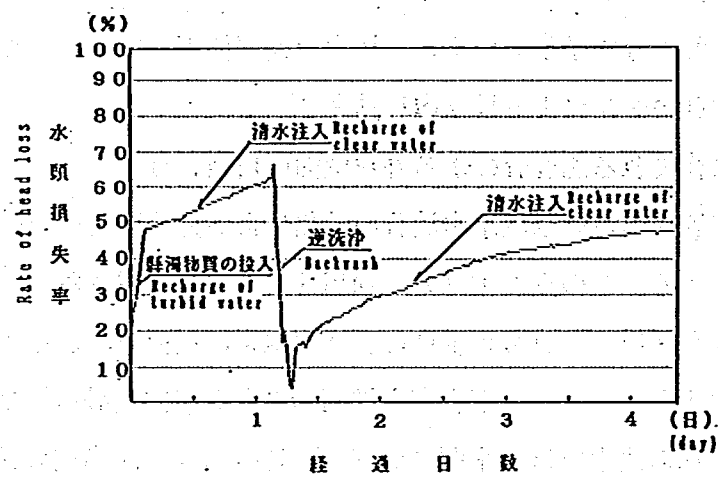


図-5.12 (2) 懸濁粒子による機能低下と逆洗浄操作の効果

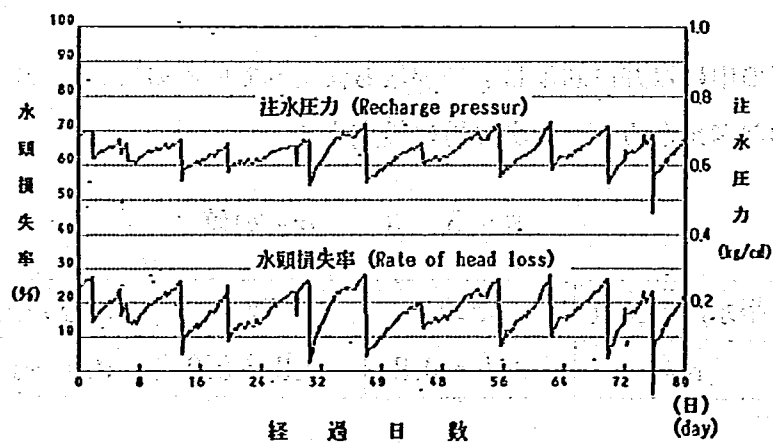


図-5.12 (3) 自動逆洗浄システムの稼働実験結果

(3) 土粒子配列の変化による地盤内目詰まりと洗浄効果

土粒子配列の変化による地盤内目詰まりについては、2. 2節と5. 1. 2節に詳しく述べられているが、砂層より粒子の細かい帯水層では、最小動水勾配は通常かなり小さいと考えられるので、この原因による井戸周辺の透水係数の低下は発生すると思われる。5. 1. 2節に示したように、目詰まり発生後の地盤においても、注入水圧を大きくして同じ注水流量を確保すると、目詰まりを起こさない場合と同じ水面形を有することになる。

しかし、注入水圧の増加には限度があるため、復水開始前にできるだけ井戸を逆洗浄することにより、削孔時の泥水の残留成分とともに井戸周辺地盤からの微細な土粒子を排除することが非常に重要になる。すなわち、各復水井を順に十分長い時間揚水することによって、注水時の目詰まりが防げることになる。

右のモデルにいて、地盤内の動水勾配

の分布は次式で表される。

$$i = \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{Q_R}{2 \pi r k D} = \frac{h_o - H}{r \ell_n (R/r_o)} \quad (5.44)$$

最小動水勾配を i_{min} とすると、目詰まりを起こす半径は、次のようになる。

$$r' = \frac{h_o - H}{i_{min} \ell_n (R/r_o)} \quad (5.45)$$

(例)

$$h_o - H = 10 \text{ m}$$

$$r_o = 0.5 \text{ m}$$

$$k = 5 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$$

$$D = 15 \text{ m}$$

$$R = 3000 \times 10 \times 5 \times 10^{-5} = 200 \text{ m}$$

$$Q = 472 \text{ l/min}$$

$$i = 1.67/r \quad (\text{図-5. 15})$$

$i_{min} = 0.2$ のとき、 $r' = 8.35 \text{ m}$ と求められる。

この範囲を洗浄するためには、注水による水位上昇量以上の水位低下量により揚水する必要がある。

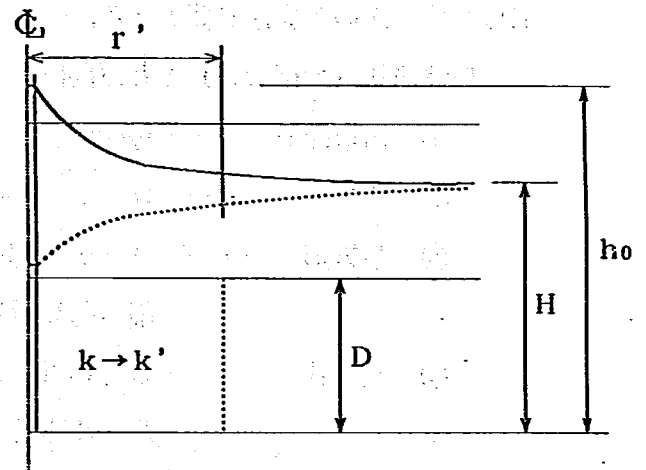


図-5. 13 動水勾配の計算モデル

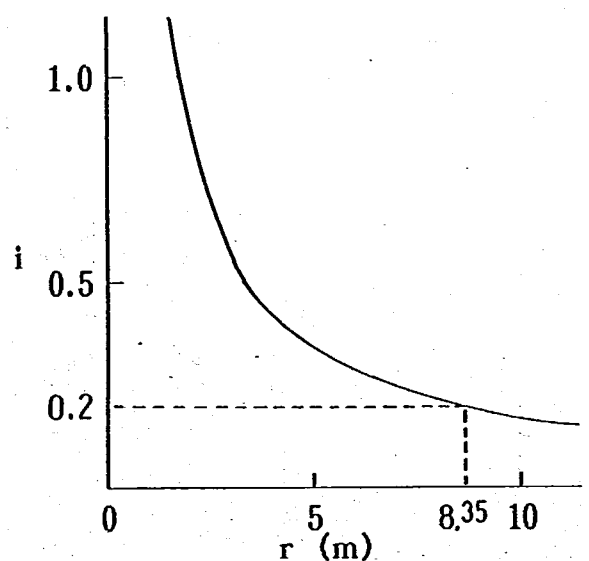


図-5. 14 動水勾配の分布と目詰まりの範囲

また、この範囲の細粒土を復水井の中に揚水により取り込んで除去すると、井戸の周囲の透水係数が本来の帯水層の透水係数より大きくなる。したがって、このことより、井戸の半径が大きくなったのと同じことになり、注水時に井戸の周辺の動水勾配が小さくなり、一層、注水による目詰まりが防げることになる。

(4) 井戸配置

復水を実施する段階では、復水井の配置特性により各井戸の注水量（負荷）がかなり違って来る。注水圧力（水頭上昇量）を各井戸毎に調整することは一般的に困難な場合が多いと思われ、注水量が多くなる井戸では、動水勾配が大きくなることや流入水質による負荷量の増大により目詰まりの懸念が大きくなる。

このため、各井戸毎の流量をなるべく均等化するために、井戸干渉や配置による影響を考慮して、次の工夫が必要となる。

配置形状（掘削形状）と井戸間隔

- ① 円形配置 ----- 等間隔
- ② 正方形 ----- コーナー部の間隔を大きくとる
- ③ 長方形 ----- コーナー部の間隔を大きくとるとともに、直線部の間隔（特に長辺部）を小さくする。
- ④ 直線状 ----- 多くの井戸が並ぶ場合、両端から2～3本の井戸の間隔を小さくする。

[illegible]

(1) 以下に記述する事項を、(1)の表に記入する。

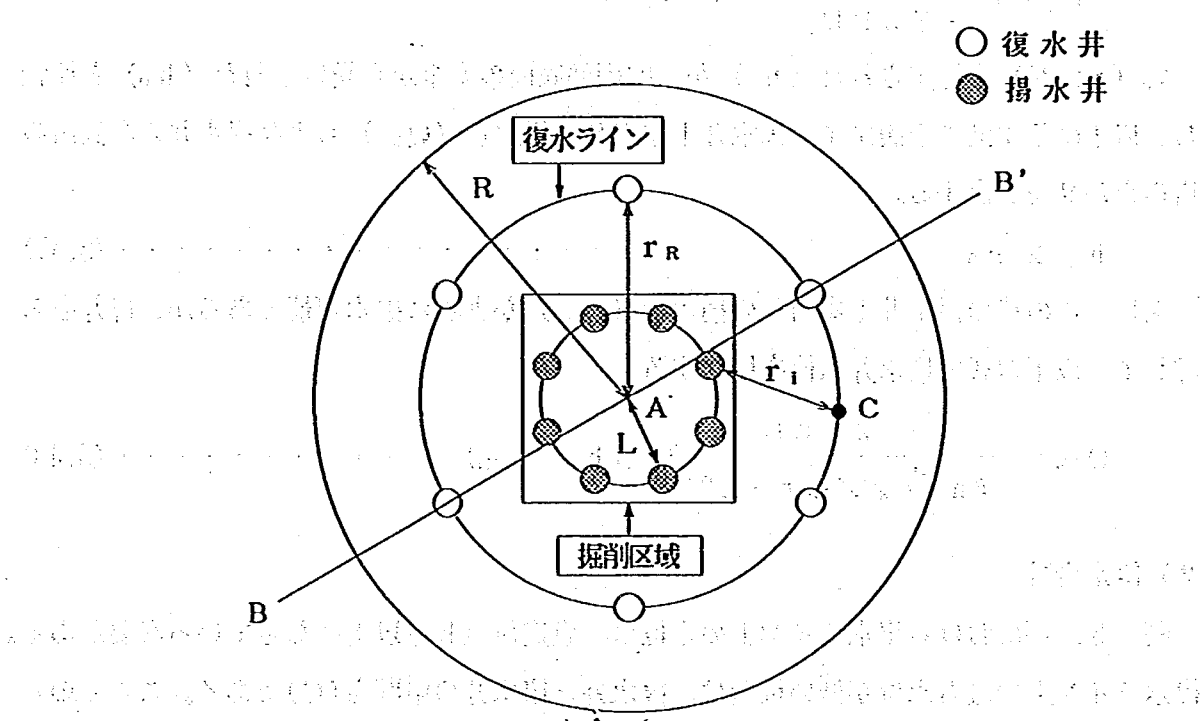


図-5.15 正多角形状の揚・復水井配置

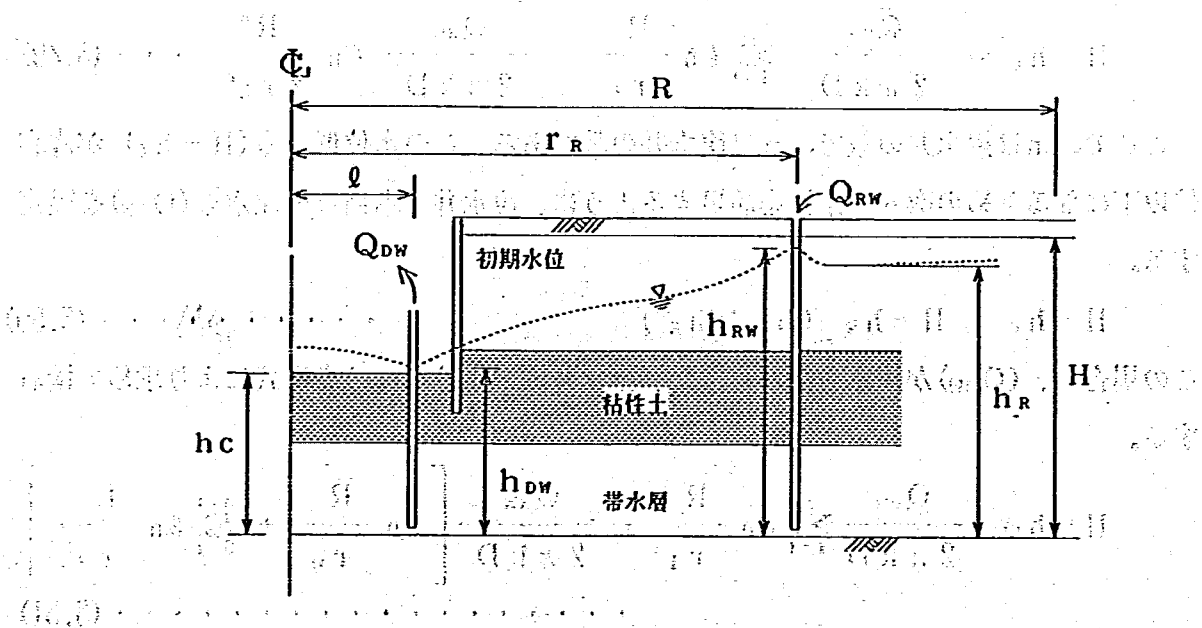


図-5.16 (II B-B'断面) (a) 及び (b) 断面の形状

(1) 掘削地内での排水設計

掘削地内の排水設計は、復水ラインを仮想の影響圏半径(r_R)として実施する。各揚水井の井戸内水位低下量を($h_R - h_{DW}$)に固定した場合、最も水位低下しにくい場所は、図-5.15の点(A)で示した正m角形の中心である。ここでの水位低下量($h_R - h_A$)は、以下の式で表される。

$$h_R - h_A = \frac{m Q_{DW}}{2 \pi k D} \ell_n (r_R / L) \quad \dots \dots \dots (5.46)$$

式(5.46)で算定された(h_A)が、掘削部底面の安全から設定された(h_o)と比較し、以下に示す条件を満足する揚水井1本当りの揚水量(Q_{DW})および揚水井の本数mの組み合わせを決定する。

$$h_A \leq h_o \quad \dots \dots \dots (5.47)$$

次に、この時の揚水井1本当りの揚水量(Q_{DW})が実際に揚水可能であるか、群井を考慮して、以下の式で揚水井水位を検討する。

$$Q_{DW} = \frac{2 \pi k D}{\ell_n (r_R^n / m r_{DW} L^{n-1})} (h_R - h_{DW}) \quad \dots \dots \dots (5.48)$$

(2) 復水設計

図-5.15における復水ライン上の水位は、設定値(h_R)以上になっている必要がある。復水ライン上で最も水位が低い位置は、復水井と復水井の中間点(C)である。ここでの水位(h_c)は、掘削地内の揚水井群による水位低下効果と、復水井群による水位上昇効果を重ね合わせるにより、以下の式で表される。

$$H - h_c = \frac{Q_{DW}}{2 \pi k D} \sum_{i=1}^n \ell_n \frac{R}{r_i} - \frac{Q_{RW}}{2 \pi k D} \ell_n \frac{R^n}{2 r_R^n} \quad \dots \dots (5.49)$$

ここで、mは揚水井の数で、nは復水井の数である。この水位低下量($H - h_c$)が許容値以下になるための次式の条件を満足するように、復水井1本当りの注水量(Q_{RW})を設定する。

$$H - h_c \leq H - h_R \quad (h_c \geq h_R) \quad \dots \dots \dots (5.50)$$

この場合も、(Q_{RW})が復水可能かどうか、復水井内の水位(h_{RW})を次式により求めて検討する。

$$H - h_{RW} = \frac{Q_{DW}}{2 \pi k D} \sum_{i=1}^n \ell_n \frac{R}{r_i} - \frac{Q_{RW}}{2 \pi k D} \left[\ell_n \frac{R}{r_w} + \sum_{j=1}^{n-1} \ell_n \frac{R}{r_j} \right] \quad \dots \dots \dots (5.51)$$

この復水井内の水位(h_{RW})は、井戸効率と井戸壁面での目詰まりが考慮されていないので、5.3.1(2)項にしたがって補正係数を乗じる必要がある。

5. 3. 3 地下水位低下による障害が部分的な場合

地下水位低下工法により、近隣のある特定の場所において井戸枯渇や地盤沈下等の問題が生じることがある。このような問題は、個々にそれぞれの特性があり、一般的な説明が困難である。したがって、ここでは図-5. 17に示すような保全地域に対し、その前面に直線状に復水ラインを設置する場合を例にとり、検討する。

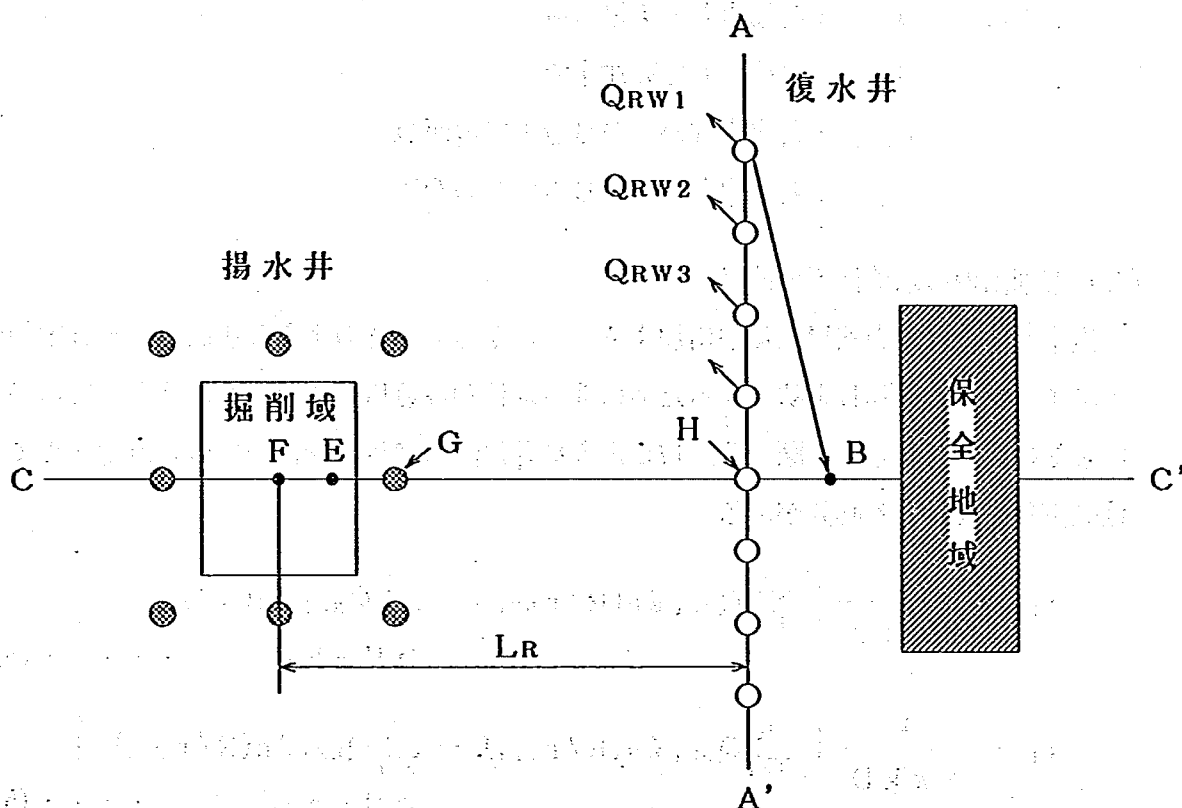


図-5. 17 揚水井および復水井の配置例

復水工法を設計する際の一般的な条件を、このケースに適用すると以下のものがある。

$$\textcircled{1} \quad S_B = H - h_B \leq H - h_{Bx}$$

$$\textcircled{2} \quad S_E = H - h_E \geq H - h_{Ex}$$

$$\textcircled{3} \quad S_F = H - h_F \geq H - h_{Fx}$$

$$\textcircled{4} \quad Q_{DWi} < Q_{DWMAX}$$

$$\textcircled{5} \quad Q_{RWj} < Q_{RWMAX}$$

$$\textcircled{6} \quad h_{Di} > h_{DHIN}$$

$$\textcircled{7} \quad h_{Rj} < h_{RMAX}$$

(1) 保全地域の水位低下の検討

保全地域の代表的な地点の水位低下を算定し、これを水位低下の許容値 ($H - h_{Bx}$) 内に収める必要がある。たとえば、B点での注水、揚水による水位低下 (s_B) は、次式で求められる。

$$s_B = \frac{1}{2\pi kD} \left[\sum_{i=1}^n Q_{DWi} \ln \frac{R}{r_{DBi}} - \sum_{j=1}^n Q_{RWj} \ln \frac{R}{r_{RBj}} \right] \quad \cdots (5.52)$$

ここに、 Q_{DWi} : 各揚水井での揚水流量

Q_{RWj} : 各復水井での注水流量

r_{DBi} : 各揚水井からのB点までの距離

r_{RBj} : 各復水井からのB点までの距離

(2) 掘削面内の水位低下の検討

復水をすれば、当然揚水量が増加する。したがって、そのような状況でも十分掘削面でのボーリングや盤膨れを防止するための地下水位 (h_{EX}) 以下に水位を低下させておかねばならない。したがって、図-5.17のような井戸配置では、掘削面でのE点やF点での水位低下量を検討する必要がある。

$$s_E = \frac{1}{2\pi kD} \left[\sum_{i=1}^n Q_{DWi} \ln(R/r_{DEi}) - \sum_{j=1}^n Q_{RWj} \ln(R/r_{REj}) \right] \geq H - h_{EX} \quad \cdots (5.53)$$

$$s_F = \frac{1}{2\pi kD} \left[\sum_{i=1}^n Q_{DWi} \ln(R/r_{DFi}) - \sum_{j=1}^n Q_{RWj} \ln(R/r_{RFj}) \right] \geq H - h_{EX} \quad \cdots (5.54)$$

(3) 揚水量と復水量の検討

揚水井からの揚水量 (Q_{DWi}) は、揚水能力 (Q_{DWMAX}) 以下でなければならない。揚水能力は、段階揚水試験を行って求める必要がある。

また、復水量 (Q_{RWj}) は、可能復水量 (Q_{RWMAX}) 以下でなければならない。可能復水量は、段階復水試験 (段階注水試験) によって検討する必要がある。この試験の際に、復水井内の最大水位 (h_{RMAX}) の値も求められる。

(4) 井戸内 (外周) 水位の検討

式 (5.52) ~ 式 (5.54) 中の各井戸毎の揚水量や復水量は、現実的な井戸内水位による水量の範囲内でなければならない。

揚水井内 (外周) の水位が井戸底より低くなると、当然十分な揚水ができないことになる。このため、水位低下が大きいと考えられる揚水井について、井戸内水位 (h_{Di}) を検討

する。ここでは、図-5.17における点Gの井戸の水位を求める。

$$H - h_{DG} = \frac{1}{2\pi k D} \left[Q_{DWG} \ln(R/r_{DG}) - \sum_{i=1}^{n-1} Q_{DWi} \ln(R/r_{DGi}) - \sum_{j=1}^n Q_{RWj} \ln(R/r_{RGj}) \right] < H - h_{DMIN} \quad \dots (5.55)$$

ここで、 r_{DG} はG点の揚水井の半径、 r_{DGi} 、 r_{RGj} は各揚水井および復水井からのG点までの距離である。

実際には、(3)の段階揚水試験により求められる井戸損失を考慮して、井戸外周の最小水位(h_{DMIN})を井戸底より高く設定する必要がある。

一方、復水井内(外周)の水位は、最大注水水位(h_{RMAX})以下でなければならない。水位上昇量が大きいと考えられる復水井について、井戸内水位(h_{RJ})を検討する。ここでは、図-5.17における点Hの井戸の水位を求める。

$$H - h_{RH} = \frac{1}{2\pi k D} \left[\sum_{i=1}^n Q_{DWi} \ln(R/r_{DGi}) - Q_{RWH} \ln(R/r_{RH}) - \sum_{j=1}^{n-1} Q_{RWj} \ln(R/r_{RHj}) \right] > H - h_{RMAX} \quad \dots (5.56)$$

この場合も、(3)の段階復水試験により求められる井戸損失を考慮して、井戸外周の最大注水水位を井戸構造より設定しなければならない。

以上のような群井公式による検討法は、山留壁が揚水する帯水層に根入れされていないか、または、根入れ部による地下水流への影響が少ない場合に適用できる。

5. 4 数値解析法

浸透解析法として数式解法、図式解法や実験的解法が従来よりよく用いられてきた。しかし、これらの方法にはそれぞれの利点もある限界がある。例えば数式解法は揚水流量の概略値を簡単に計算できるが、簡単な境界条件にのみ適用されるものである。

図式解法も非定常問題や自由水面を有する問題には適用がむずかしい。実験的解法でも電気アナログ法以外は準備が大変である。また、根切り工事に遭遇する軸対称の条件を実験することは困難である。

従来の手法の難点を解消する目的で数値解析法が用いられるようになってきた。当初は差分法が地下水の解析に適用された。しかし、今日ではコンピューターの発達に伴い、複雑な境界条件や地盤の不均質性が容易に取り扱える有限要素法による解析が汎用性があるため、実際の浸透解析に多く用いられている。

数値解析法はきわめて複雑な地盤の構成を解析の中に取り込むことが可能であるが、その取り込んだ各層の浸透特性や境界条件が妥当なものでないかぎり、その解析で得られる結果の信頼性はきわめて少ない。

地盤のモデルが妥当であるかどうかの検証には、地下水に試験的なインパクトを与え、その反応を計測することによっても検証できる。このような地盤のモデルを同定する解析手法（逆解析）を最適化手法によって行う研究もなされつつある。また、自然界の外的な境界条件である降雨条件や潮位変動、気圧変動をインパクトとして、非定常状態での地下水の変動を計測し、作成したモデル解析で、同じ条件で解析して、計測結果が再現できるかどうかによってモデルの妥当性が検証できる。

無論、工事進行過程での揚水やかま場排水の影響による地下水位の低下の状況を計測した結果を用いて、モデルの妥当性の検証もできる。誤差があれば、境界条件や浸透特性を修正し、根切りが一番深くなる最も危険な状態での地盤の安定性を再予測する必要がある。このために、工事中の地下水の挙動の計測がきわめて重要になる。

復水工法の設計を数値解析法により行う場合、準三次元解析あるいは三次元解析により検討することが好ましい。しかし、計算作業の複雑性やモデル容量の制限の問題がある場合は、軸対称解析と平面解析の組み合わせにより検討する方法もある。この場合、複雑な地盤を大きく近似したモデルと計算法によって計算するので、設定モデルの妥当性をよく理解しながら計算結果を判断しなければならない。以下に、その手法の留意点を示す。

5. 4. 1 軸対称解析

軸対称解析は三次元解析の一種であり、地層の層構成が正確に検討でき、山留めや止水壁の根入れ深さも考慮できるため、与えられたモデルに対する計算結果は非常に信頼性が高い。このため、復水工法の設計において、目標とする間隙水圧分布の条件を満足する注水量と注水地点（注水半径・深度）を決定する段階でしばしば本手法が用いられる。

本解析法を適用するにふさわしい工事モデルとしては、

- ① シールド・トンネル等の立坑工事
- ② 構造物地下工事
- ③ トンネル工事における切羽部モデル

などがある。

一方、解析適用上の問題点としては、地層モデルの設定が軸回転体（一般的には水平層状）であること、立坑工事では長方形掘削形状を等価の円形形状に置き換えること、また、トンネル切羽モデルでは、切羽と反対側のトンネル通過部における断面欠損と漏水の影響が考慮されないことなどが挙げられる。このため、地層の成層状況があまりにも傾斜していたり、平面的な境界条件が大きく偏っている場合（近くに河川や湖があるような時）は本手法は適用できないため、三次元解析の実施も検討する必要がある。

これらの結果において、注水量が膨大なものとなったり、注水地点が現実問題として確保できない場合は、目標自体の見直しを行う必要がある。

軸対称解析モデルにおける各種境界条件の設定法を以下に示す。

- ・影響圏半径外周 ----- 水頭一定
- ・中心軸 ----- 流出流量零
- ・掘削底面 ----- 水頭一定、流出流量零、浸出面
- ・山留壁（掘削面） ----- 浸出面（山留壁の透水性を極度に小さくする）
流出流量零
- ・山留壁（根入れ部） ----- 2重節点、山留壁の透水性を極度に落とす
- ・トンネル切羽 ----- 浸出面
- ・揚水井戸 ----- 水頭一定、流出流量一定
(掘削底面に水平にするか、井戸の設置位置に垂直にする)
- ・復水井戸 ----- 水頭一定、流出流量一定
(井戸の設置位置に垂直に規定する)

5. 4. 2 二次元平面解析

軸対称解析により揚水量や必要総注水量などが得られれば、次に、平面解析により注水井戸の配置を検討する。二次元平面解析では、深さ方向に多層の地盤がある場合には、その条件を解析の中に厳密には加味できない。また、不飽和浸透問題は勿論、不圧帯水層において地下水位の変動による帯水層定数の変化を考慮できない。このため、厳密に検討する場合には、準三次元解析か三次元解析を行う必要がある。

二次元平面解析の場合、山留壁による立坑工事では、削域の揚・排水の境界条件として、山留背面における水位を固定する方法と揚水井戸地点の水頭を固定する方法がある。

前者の方法では、山留背面の水位を軸対称解析結果よりやや低い目に固定することにより、水量や広域的な地下水位分布は軸対称解析結果と概ね一致すると考えられる。

後者の場合、山留壁根入れ部先端が不透水層に達していないと、この部分の透水量係数の設定方法が問題となる。通常、平面モデルにおいて山留壁部の透水量係数を調整することにより、揚水量・注水量を軸対称結果と合わせる方法が考えられる。しかし、掘削域の形状が通常、円形ではないため、地下水位の平面的な分布が軸対称結果とやや比べにくい。このため、例えば、以下に示すような方法で地下水面形状を比較検討し、山留壁部透水係数を設定することもできる。

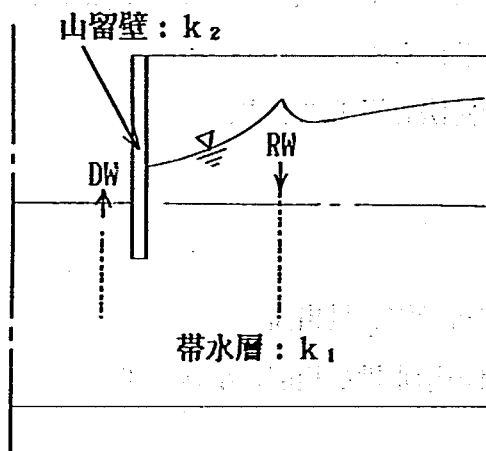


図-5.18 原軸対称解析モデル

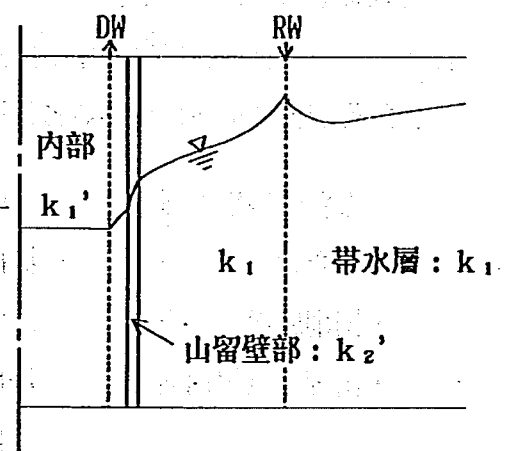


図-5.19 等価モデル(軸対称解析)

これらにより、設定された平面モデルにおいて、井戸の配置と注水圧力(実現可能な圧力範囲でなければならない)を仮定して、総注水量と水圧分布が軸対称解析結果と概ね一致するかどうか確認する。このとき、各井戸毎の注水量が平均化するように配置に留意し、また、井戸1本当りの注水量が無理のないように注水井戸本数を決定する。

5. 4. 3 準三次元・三次元解析

準三次元解析には二種類の方法がある。5. 4. 2 節で示した二次元平面解析に帯水層の深さ方向の変動や地表の高さ、揚水井内の井戸の設置深さ等を考慮に入れて解析する方法と、地盤を複数の帯水層に分割し、その相互の浸透水量の流出入を考慮して解析する方法とがある。

前者の準三次元解析は、本質的には二次元平面解析と同じであり、ただ、境界条件や透水量係数、貯留係数が水位の関数となっているため、非線形問題として取り扱う所が異なるだけである。したがって、今日では、マイクロコンピュータでも解析が可能であり、揚水井、復水井の配置を数ケース変化させて適切な地下水低下工法の選定や復水工法の効果の判定が可能となっている。

後者の準三次元解析は複数帯水層のそれぞれの帯水層に対して二次元平面解析を行い、帯水層間の粘土層の圧密排水も考慮できる解析である。この解析法は三次元解析の簡便法でもあるが、将来、大型計算機において平行処理が可能になれば、一層有力な解析法である。

三次元による浸透解析は、地盤の複雑な様子も簡単に考慮でき、山留めや止水壁の貫入深さや、その効果も容易に評価ができる。しかし、地盤のモデル化に多大な人力を要し、解析においても大記憶容量と演算時間が必要となる。解析に必要な記憶容量の削減や演算時間の短縮化については、現在、種々の方法が提案されており、大型計算機を用いなくてもEWS（エンジニア・ワーク・ステーション）でも十分解析が可能となっている。ただ、三次元で地盤をモデル化するだけの十分な地盤の調査がなされた例がきわめて少ない。また、三次元解析では、揚水井や復水井の井戸径や井戸の形状まではモデルに取り入れることが困難である。

5. 5 設計例

5. 5. 1 単一砂層における構造物地下工事

(1) 数式解法

図-5. 20に示す地盤モデルについて検討する。

1) 揚・注水量の検討

① 揚水のみの場合

・揚水量

式(5. 28)を不圧帯水層の式に置き換える($R = 500\text{m}$ とする)。

$$Q_D = \pi \times 5.0 \times 10^{-5} \times \frac{38.7^2 - 25^2}{\ln 500/18} \times 60 = 2.47 \text{ m}^3/\text{min}$$

② 復水工法のある場合

半径45mの所での目標保全水位をG.L. - 6m、山留壁外周の水位をG.L. - 13mとし、

式(5. 30)と式(5. 31)を不圧帯水層の式に置き換える。

・揚水量

$$Q_D = \pi \times 5.0 \times 10^{-5} \times \frac{35^2 - 28^2}{\ln 45/18} \times 60 = 4.53 \text{ m}^3/\text{min}$$

・注水量

$$Q_R = 4.53 - \pi \times 5.0 \times 10^{-5} \times \frac{38.7^2 - 35^2}{\ln 500/45} \times 60 = 3.46 \text{ m}^3/\text{min}$$

2) 復水井の能力検討

井戸1本当りの可能注水量は、不圧帯水層として、式(5. 34)を用いる。

$$Q_{RWP} = \alpha_1 \alpha_2 \pi k \frac{(E_w \times h_w)^2 - h^2}{\ln (R/r_w)} \dots \dots \dots (5.34)$$

$R = 500 \text{ m}$ 、 $n = 24$ 、 $r_w = 0.6$ 、 $\ell = 45\text{m}$ 、 $D = 37.5\text{m}$ 、 $k = 3 \times 10^{-3} \text{ m/min}$

とすると、式(5. 47)より

$$\text{・井戸干渉率} \quad \alpha_1 = 0.114$$

また、 α_2 、 E_w が次のように求められているとする。

$$\text{・壁面目詰まり} \quad \alpha_2 = 0.9$$

$$\text{・井戸効率} \quad E_w = 0.8 \quad (\text{段階注水試験より})$$

復水井の本数を24本と仮定した時、井戸1本当りの必要注水量は

$$Q_{RW} = Q_R \div 24 = 3.46 / 24 = 0.144 \text{ m}^3/\text{min}$$

次に、 $4.53 \text{ m}^3/\text{min}$ を揚水のみ行った場合の、 $r = 45\text{m}$ での水位： h_{45} を求める。

まず、この揚水量の時の山留壁外周の水位： h_{18} を求め、次に h_{45} を求める。しかし、このケースの場合、 h_{18} が負となるため、便宜上、次のように計算する。

$$38.7^2 - h_{18}^2 = \frac{4.53 \ln 500/18}{\pi \times 5.0 \times 10^{-5} \times 60}$$

$$h_{45}^2 - h_{18}^2 = \frac{4.53 \ln 45/18}{\pi \times 5.0 \times 10^{-5} \times 60}$$

したがって、

$$\begin{aligned} 38.7^2 - h_{45}^2 &= \frac{4.53 (\ln 500/18 - \ln 45/18)}{\pi \times 5.0 \times 10^{-5} \times 60} \\ &= \frac{4.53 \ln 500/45}{\pi \times 5.0 \times 10^{-5} \times 60} \dots \dots \dots (5.57) \end{aligned}$$

となり、山留壁外周の水位には関係なく、現水位（影響圏半径）と h_{45} のみの関係を考慮するだけでよい。

式 (5.57) より、 $h_{45} = 18.43 \text{ m}$ （便宜上の計算値）となる。式 (5.34) において、以上の諸数値を用いると、

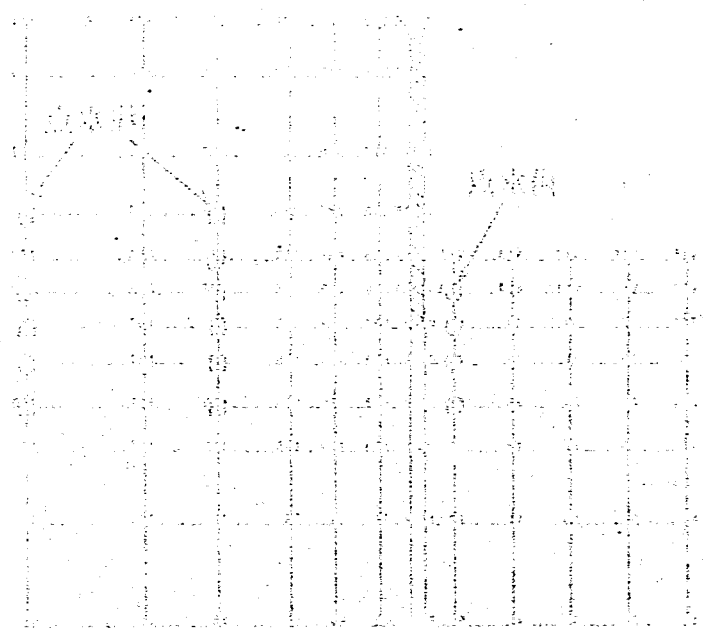
$$Q_{RWP} = 0.114 \times 0.9 \times \pi \times 3 \times 10^{-3} \frac{(0.8 \times h_w)^2 - 18.43^2}{\ln(500/0.6)}$$

ここで、注水井内の水位

$$h_w = 41 \text{ m} \text{ のとき } Q_{RWP} = 0.106 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$h_w = 46 \text{ m} \text{ のとき } Q_{RWP} = 0.146 \text{ m}^3/\text{min}$$

となり、注水圧力を G.L. + 5 m 程度にする必要がある。



(正4号図) 山留壁と注水井の位置関係

(2) 数値解析

数式による検討には限度があるので、通常は、数値解析による検討が必要である。ここでは、軸対象解析と2次元平面解析による検討例を示す。

1) 軸対称解析 (不飽和定常解析)

① 解析モデル

解析に用いた断面モデルを図-5.20に示す。解析範囲を500mとして水位一定境界を設けた。ディープウェルによる揚水の対象となる地層は、表土層とG.L. -3.5 mからG.L. -41mまで続く砂層である。現水位は非常に浅く、不圧地下水である。図-5.21に、掘削域付近のメッシュ図を示す。揚水と復水は図-5.21に示すように、対応する位置の節点にて全水頭を固定することにより、水の出入りを計算した。

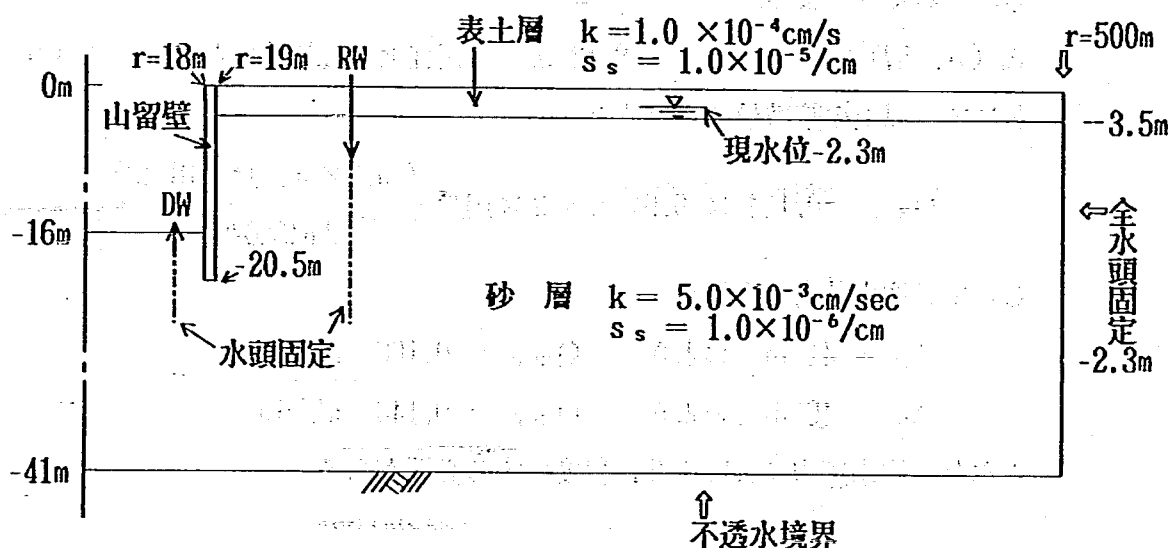


図-5.20 解析モデル

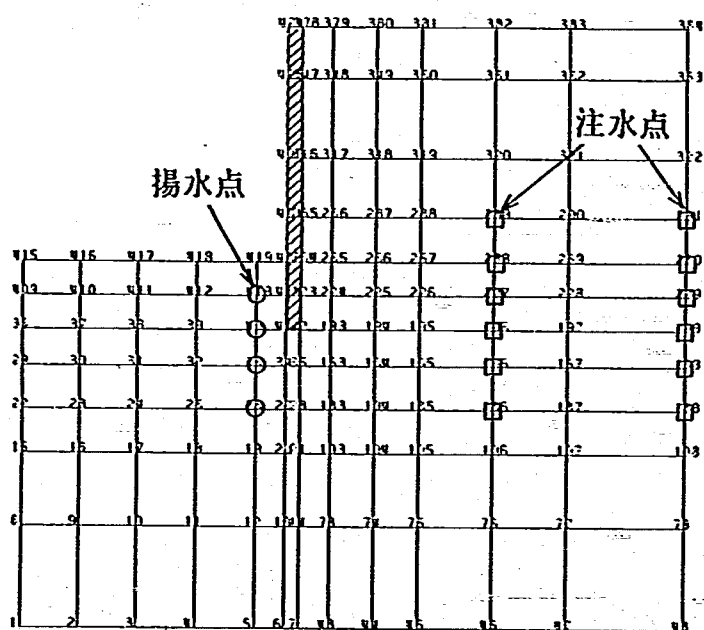


図-5.21 解析メッシュ図 (掘削域付近)

② 解析ケース

解析は復水工法を採用しない場合と、復水地点の半径を3ヵ所に変化させた場合の合計4ケースである。揚水井戸地点の節点の固定水頭値は、掘削域底面下の地下水位面の分布が、各ケースともほぼ同一になるように微調整した。これは、復水の実施により掘削域地盤の水圧が上昇するためである。

表-5.3 解析ケース

ケース	揚 水 井 戸		復 水 井 戸	
	揚水地点半径	固定水頭	注水地点半径	固定水頭
A-1	$r=16\text{m}$	-17.0m	なし	—
A-2	"	-17.7	$r=32\text{m}$	-5.0 m
A-3	"	-17.5	$r=45\text{m}$	"
A-4	"	-17.3	$r=65\text{m}$	"

③ 解析結果

各ケースの揚水量と注水量を表-5.4に、解析中心からの各距離における地下水位の低下量を表-5.5に、地下水面形状を図-5.22に示す。また、A-1とA-2における間隙水圧分布と流量ベクトル分布を図-5.23～図-5.26に示す。

これらより、復水地点を掘削域から遠ざけるほど揚・注水量とも大きく減少するのに対し、復水地点より外側の地下水位の低下量は各ケースともほとんど差がないことが分かる。

このことは、注水地点を可能な限り離すことが施工上有利であることを示している。

表-5.4 水 量 (m^3/min)

ケース	揚 水 量	注 水 量
A-1	2.29	—
A-2	5.52	4.66
A-3	4.51	3.64
A-4	3.73	2.76

表-5. 5 地下水位低下量 (m)

r	19	32	45	65	100	200	300	400
A-1	10.7	9.59	8.22	6.91	5.45	3.03	1.66	0.72
A-2	4.22	3.17	2.77	2.47	1.96	1.11	0.62	0.27
A-3	6.15	4.80	3.05	2.51	2.01	1.14	0.64	0.28
A-4	7.77	6.44	4.82	2.87	2.23	1.26	0.70	0.31

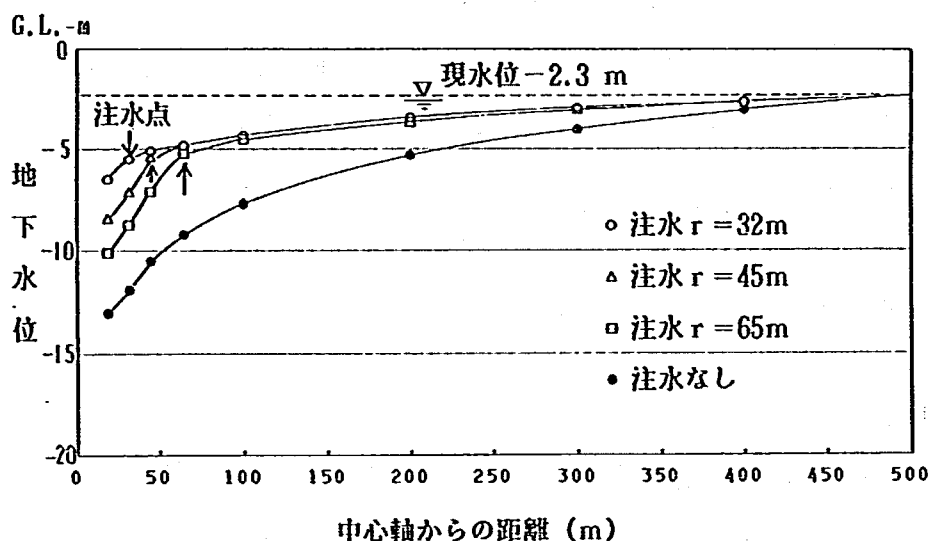


図-5. 22 地下水面形状

2) 二次元平面解析による井戸配置の検討

① 解析モデルと解析ケース

次に、復水井の配置を検討するため、モデルの平面的な対称性を考慮した 500m 四方の 1/4 モデルを用いて二次平面解析を実施した。5. 4. 2 節に述べたとおり、山留壁外周の地下水頭を固定する方法もあるが、ここでは山留壁と掘削域もモデル化し、検討することとした。

図-5. 27 に示すような位置に揚水井と復水井（ケースにより異なる）を配置し、材料の透水量係数は、本モデルの不飽和性を考慮し、次のように設定した。

- ・掘削域外の透水量係数 $5.0 \times 10^{-5} \times 35\text{m} = 1.75 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{sec}$
- ・掘削域の透水量係数 $5.0 \times 10^{-5} \times 15\text{m} = 7.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{sec}$
- ・山留壁の透水量係数 $6.64 \times 10^{-6} \times 30\text{m} = 1.99 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{sec}$

山留壁部の透水係数は、5. 4. 2 節に示した方法（図-5. 18、図-5. 19）により別途求められたものである。復水地点距離は、軸対称解析における山留壁半径（19m）と復水地点半径を考慮して、次のようにした。

- ・山留壁からの復水地点までの距離 = 軸対称解析における復水半径 - 19m

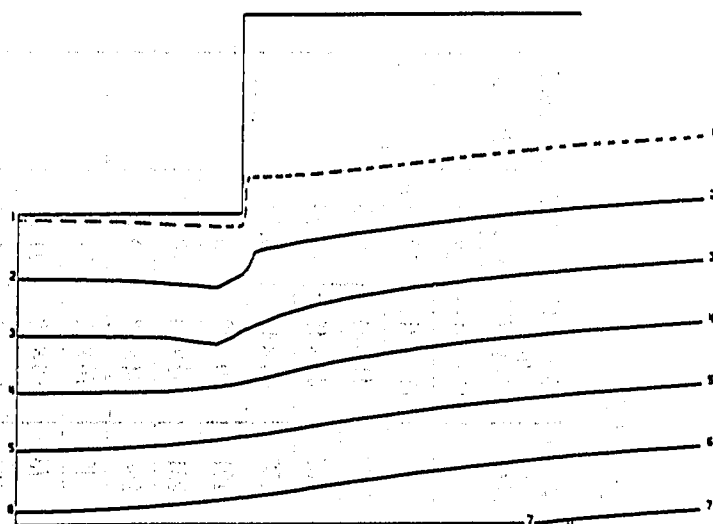


図-5.23 間隙水圧分布 (A-1)

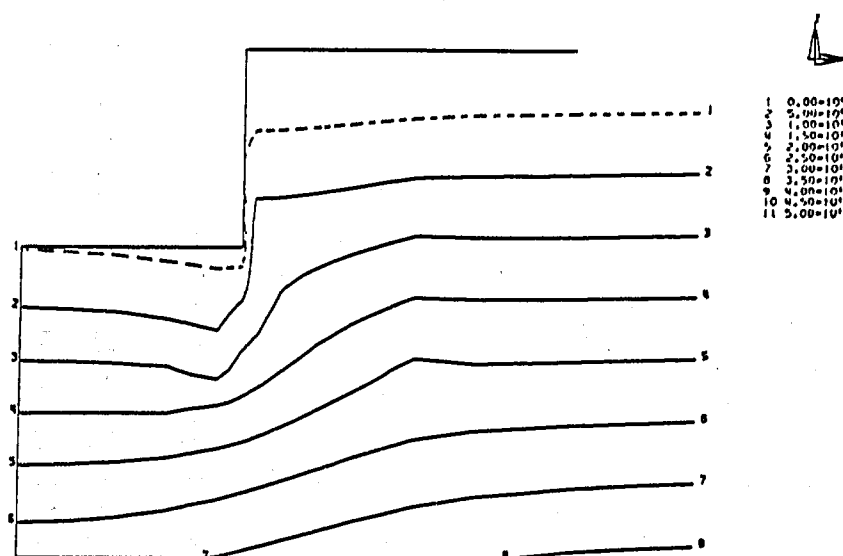


図-5.24 間隙水圧分布 (A-2)

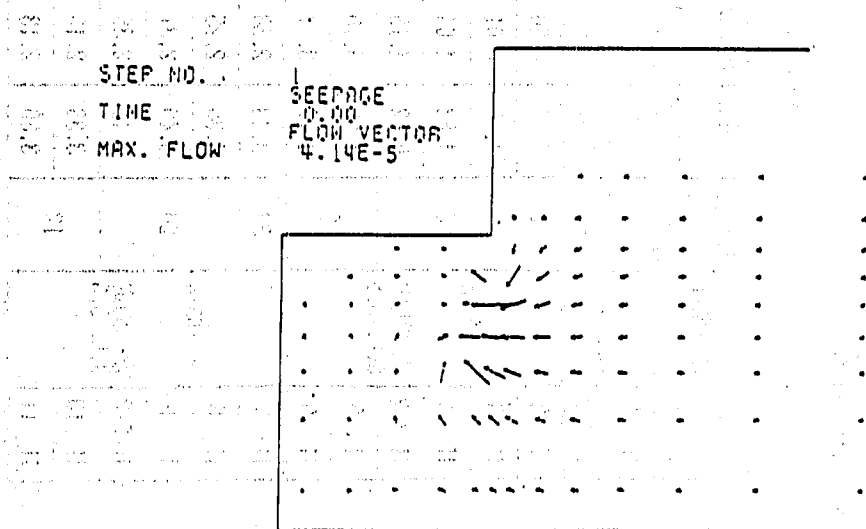


図-5.25 流量ベクトル (A-1)

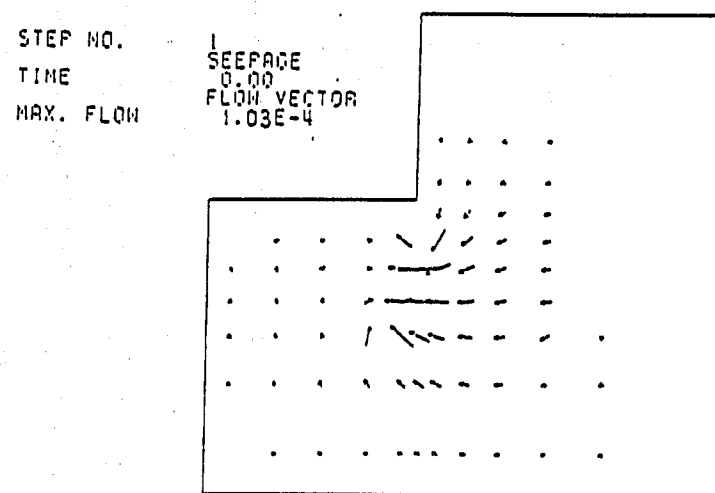


図-5.26 流量ベクトル (A-2)

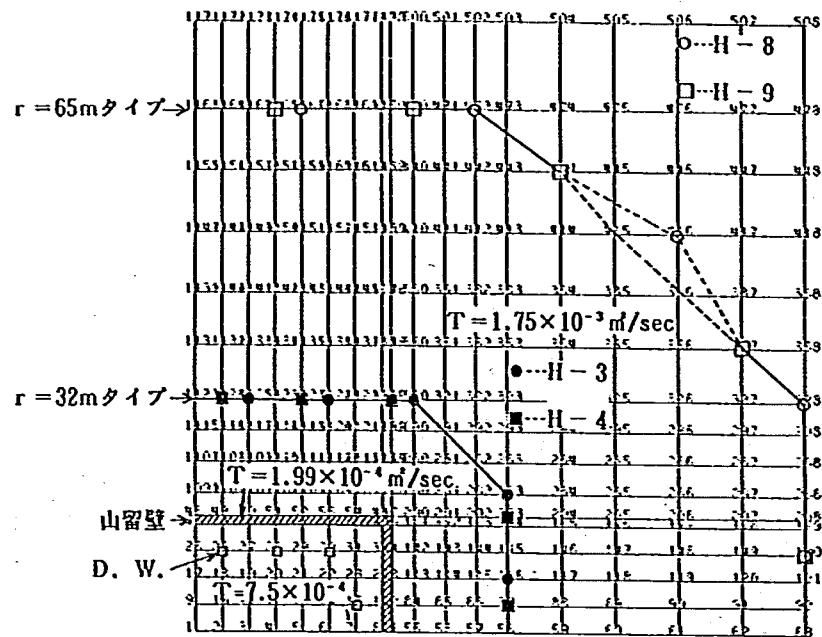


図-5.27 平面解析用モデル（掘削域部近辺）と井戸配置例

解析ケースは表-5.6に示すように、復水半径が32mと65mに対して、復水井本数を12本、20本、32本に変化させた。また、復水井本数が12本と20本の場合について、井戸の配置間隔をほぼ等間隔のものと間隔を変えたものを計算した。H-2、H-3、H-5、H-7、H-8、H-10は復水井戸が等間隔のものである。さらに、H-1-2、H-4-2、H-9-2は、同じ復水条件のケースにおける山留壁外周の平均水頭により、山留壁外周を水頭固定して解析したものである。

② 解析結果

表-5.6 平面解析結果

解析 ケース	注水条件	注水井 戸本数	揚水量 m ³ /min	注水量 m ³ /min	注水井1本 ℓ /min		水位低下量 3.2mの x×y半径	山留壁外側平均水位	
					最大	最小		平面解析	軸対称
H-1	注水なし	—	2.28	—	—	—	215m×213m	-13.73m	-12.99
H-1-2		—	2.31	—	—	—	217m×215m	-13.73m	
H-2	r=32m 水頭固定 G.L.-5.5	32	5.00	4.20	196	68	41×34	-9.35	-6.52
H-3		20	4.85	4.01	300	127	48×45	-9.56	
H-4			4.88	4.04	247	156	48×42	-9.52	
H-4-2			6.62	4.13	226	191	50×42	-9.52	
H-5		12	4.66	3.70	407	231	62×60	-9.87	
H-6			4.72	3.77	354	288	64×57	-9.80	
H-7	r=65m 水頭固定 G.L.-5.5	32	3.43	2.38	110	49	76×69	-11.85	-10.07
H-8		20	3.36	2.25	171	73	80×79	-11.95	
H-9			3.40	2.31	142	101	80×75	-11.90	
H-9-2			3.48	2.38	139	102	80×73	-11.90	
H-10		12	3.33	2.13	205	146	90×90	-12.02	
H-11			3.30	2.13	201	158	96×86	-12.06	

表-5. 6から、復水井本数と揚・注水量の関係を図-5. 28に示す。また、復水の無い場合のH-1と、注水半径32mと65mの代表的なケースとして20本パターンのH-4、H-9の水位コンターおよび流量ベクトル分布を図-5. 29~図-5. 37に示す。

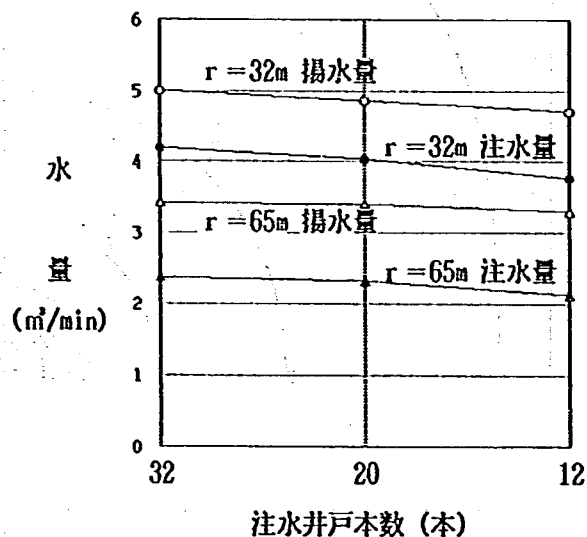


図-5. 28 復水井本数と揚・注水量の関係

これらの結果より次のことが考察される。

- ・軸対称解析結果にもあったように、復水井の位置は掘削域（排水域）からなるべく遠ざけた方が、取扱う水量が顕著に減少する。
- ・復水井本数は干渉効果のため、あまり多くしても不経済であるが、反面、井戸の目づまりに対する注意を払う必要がある。
- ・復水井の配置は等間隔ではなく、各井戸に平均的に注水量を分担させる配置がある。特に、山留めのコーナー部に対して45°に広がる周辺地盤は二次元的に地下水が集まるため、比較的少ない井戸本数で済む。
- ・今回の検討では、平面解析による広域的な地下水位低下量は、軸対称解析結果とよく一致している。
- ・山留めによる開削工法においては、山留壁背面の水位を軸対称解析結果の水量に合うように決めれば、本検討例のような山留壁より内部の条件を厳密に設定する必要はないものと思われる。
- ・平面解析は、山留壁近辺の水位計算結果が現実とやや合わないが、平面的な境界条件が設定しやすく、井戸配置計画の遂行に非常に参考となる。

水位コンタール (全域 500m × 500m)

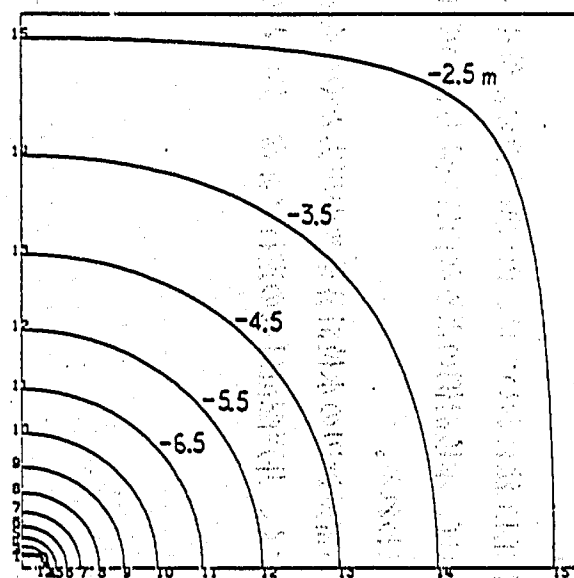


図-5.29 [H-1] 注水なし

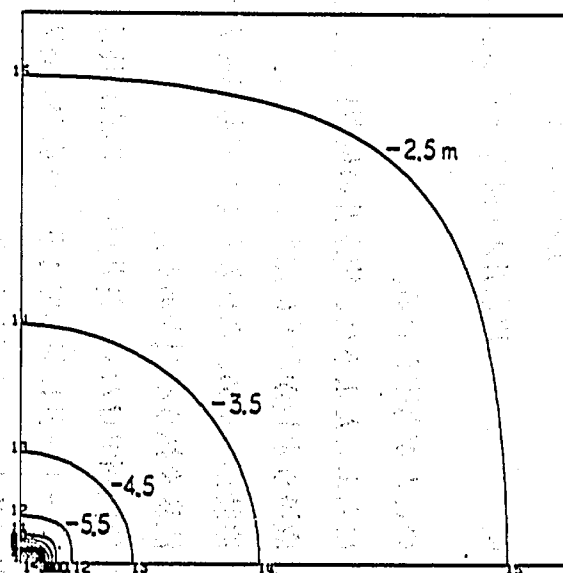


図-5.30 [H-4] $r = 32\text{m}$

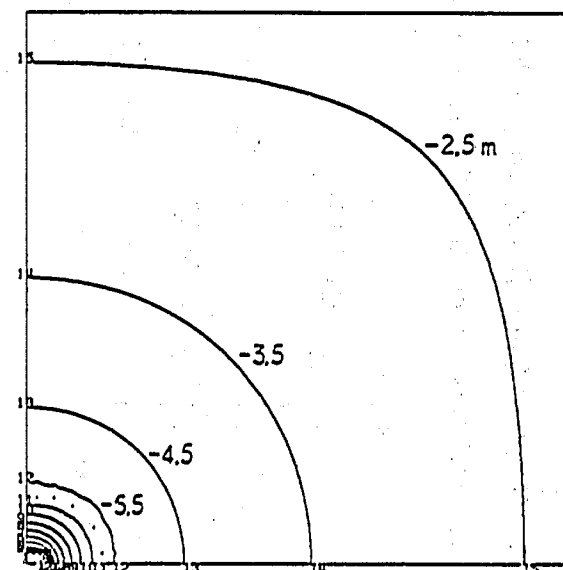


図-5.31 [H-9] $r = 65\text{m}$

水位コンター (拡大 80m×80m)

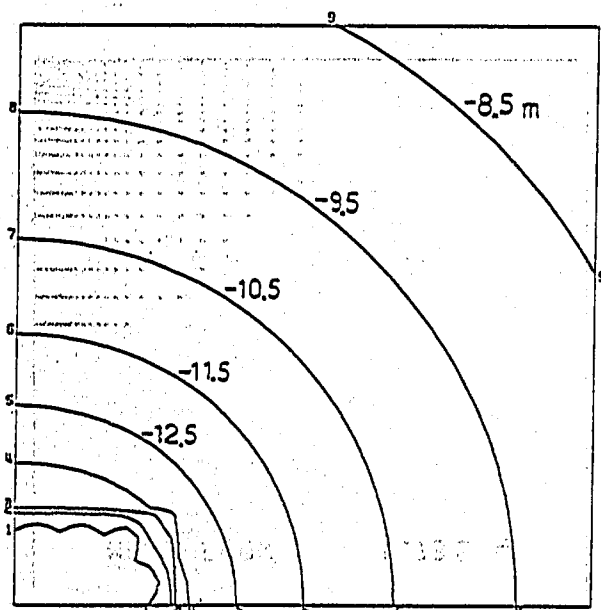


図-5.32 (H-1) 注水なし

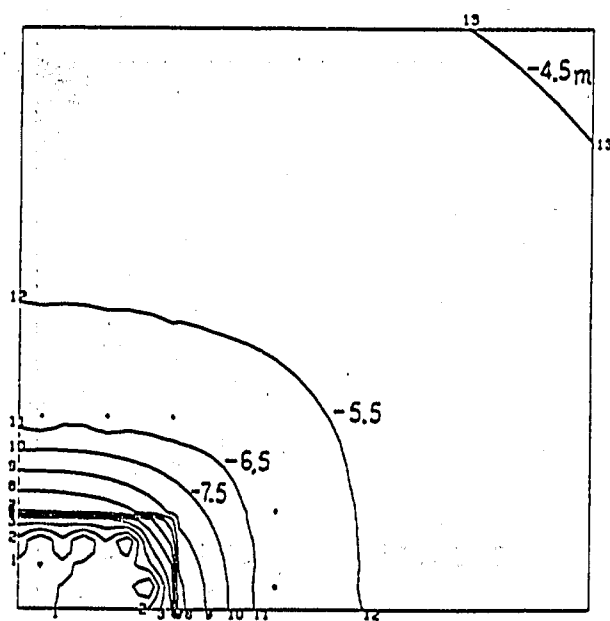


図-5.33 (H-4) $r=32\text{m}$

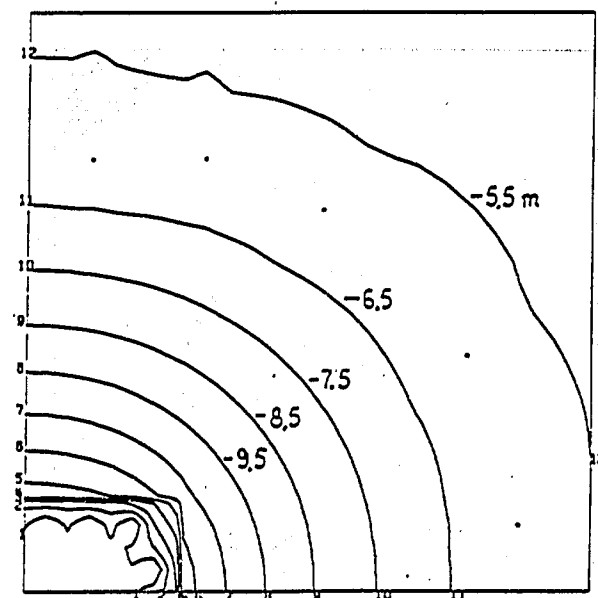


図-5.34 (H-9) $r=65\text{m}$

流量ベクトル (全域 500m × 500m)

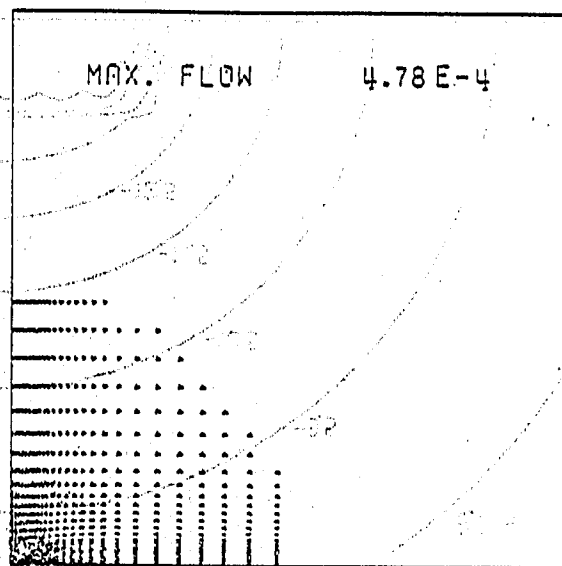


図-5.35 (H-1) 注水なし

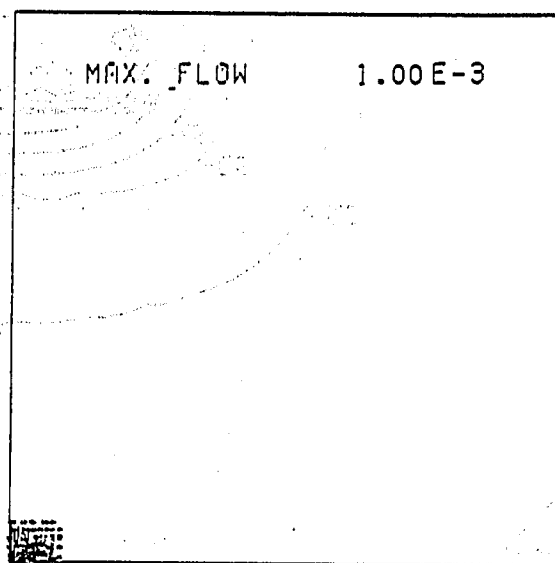


図-5.36 (H-4) $r=32\text{m}$

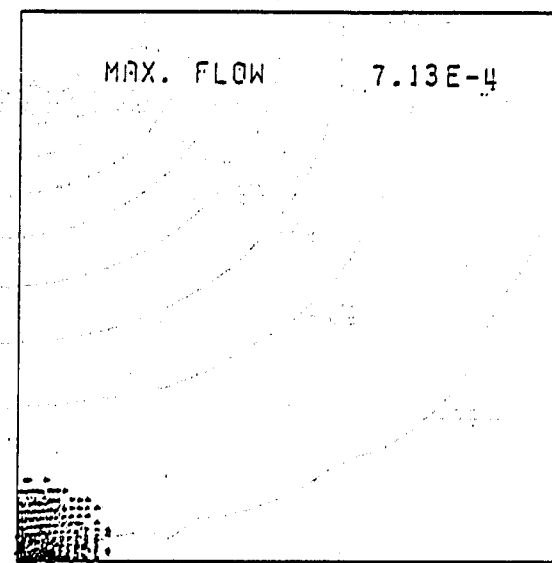


図-5.37 (H-9) $r=65\text{m}$

5. 5. 2 大深度多層地盤における数値解析検討例

大深度の掘削工事に対し、5. 5. 1 節と同様に軸対称解析法と二次元平面解析法により検討する。このため、解析の進め方は前例と基本的に大きく異ならない。想定地盤は図-5. 38に示すようなものであり、東京都内の大深度のボーリングにより得られたものをモデル化したものである。工事は立坑とし、その形状を同図に示す。補助工法としてディープウェルによる地下水低下工法を適用する。

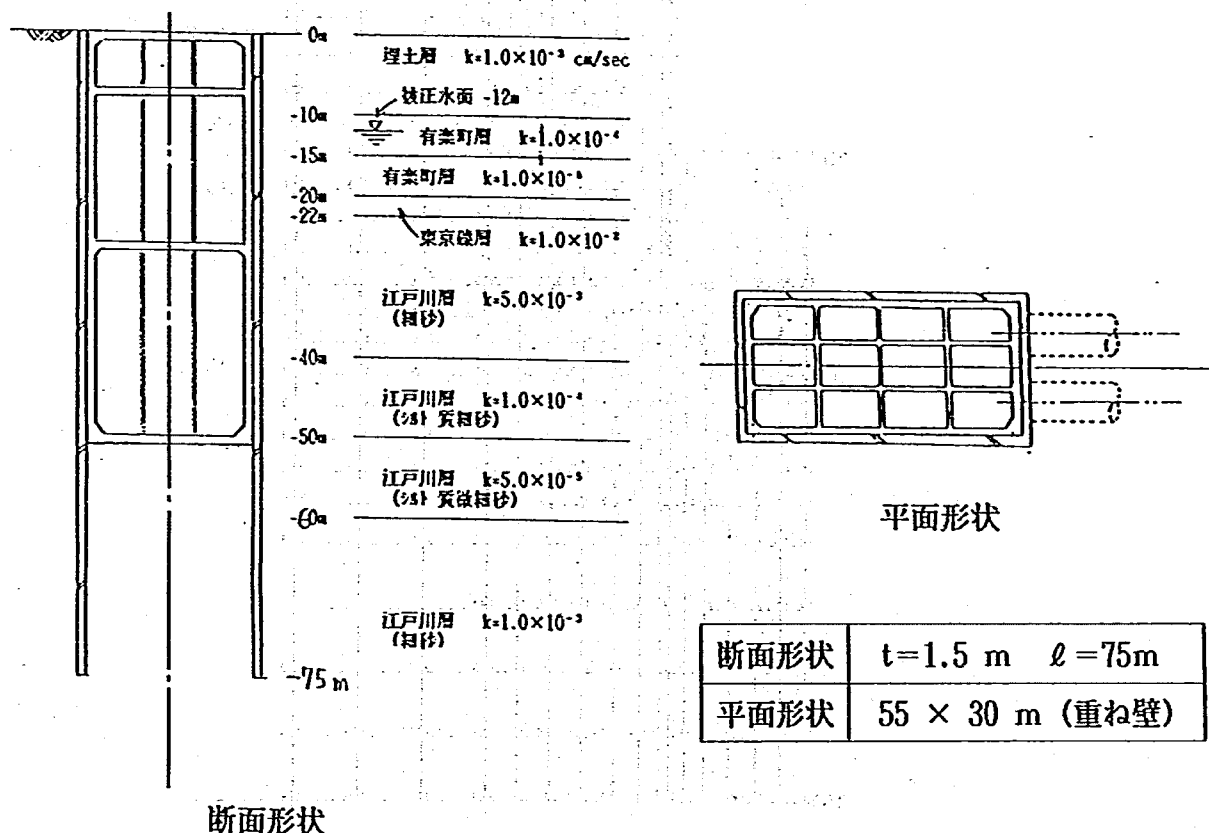


図-5. 38 想定地盤と立坑形状

(1) 軸対称解析

軸対称解析では、G.L. -15m~-20mの有楽町層の粘性土層を不透水層とし、解析モデルを次のように設定した。

- ・ 解析外周半径 1,000 m
- ・ 解析深度方向幅 G.L. -20m~-150 m
- ・ 掘削域の等価半径 23 m
- ・ 復水位置半径 50 m, 100 m
- ・ 揚水位置節点の固定全水頭 52.0 m
- ・ 復水位置節点の固定全水頭 12.0 m

図-5. 39に掘削域付近のモデルを示す。復水位置深度は、G.L. -20m~-40m、G.L. -60m~-84m、G.L. -20m~-84mの3通りとした。揚・注水量の計算結果を表-5. 7に、地下水位面形状を図-5. 40に、また、全水頭分布の例を図-5. 41に示す。

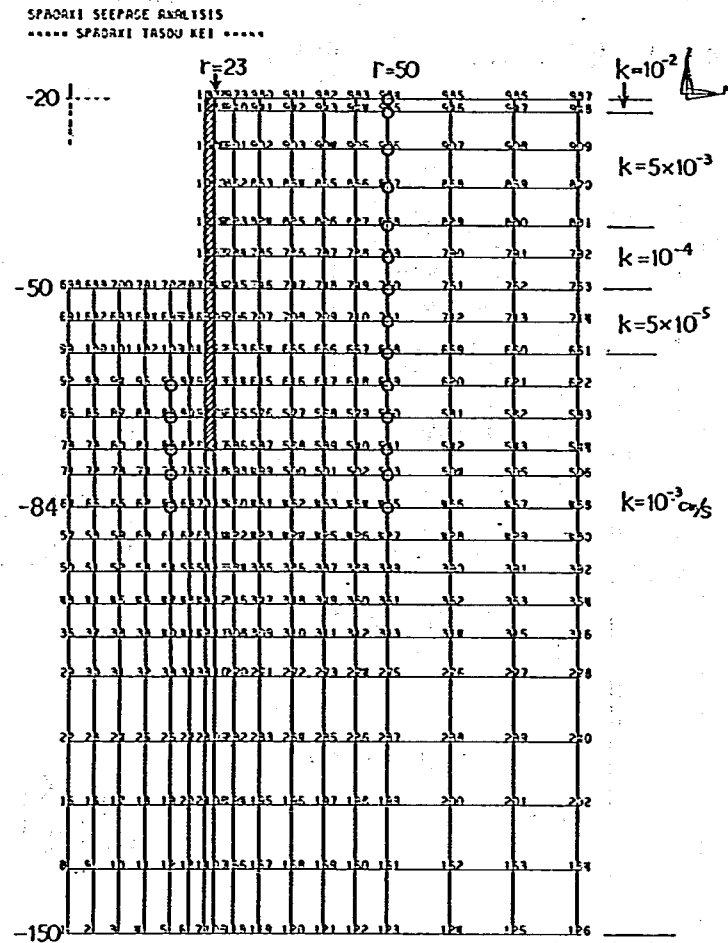


図-5. 39 軸対称解析モデル (中心部)

表-5. 7 水量計算結果

ケース	復水位置	復水深度 G.L.-m	揚水量 m^3/min	注水量 m^3/min
A-1	注水なし	—	2. 4 7	—
A-2	$r = 50\text{m}$	-20~-40	2. 6 6	1. 2 4
A-3		-60~-84	3. 7 0	3. 2 1
A-4		-20~-84	3. 7 1	3. 4 0
A-5	$r = 100\text{m}$	-20~-40	2. 7 0	1. 6 3
A-6		-60~-84	3. 1 2	2. 6 5
A-7		-20~-84	3. 1 4	2. 9 1

これらの結果より、G.L. -40mから-60mにかけてのシルト質細砂層とシルト質微細砂層（以下、中間層と呼ぶ）に対しては、透水性が低いため多くは注水されない。また、上部の礫層、細砂層にのみ注水する場合は、揚水対象の下部細砂層への水の供給が中間層の存在により行われにくくなっている。このため、揚・注水量とも小さく、掘削域から遠く離れた位置（ $r=150 \sim 600 \text{ m}$ ）で1～2 m程度の地下水位低下が生じている。下部細砂層への水の供給不足の影響は、下部細砂層の全水頭の低下が大きく改善されていないことでも分かる。上部から下部まで全域に注水した場合は、60m以深の下部細砂層にのみ注水した場合に比べ、水量、水位、全水頭ともさほど変わらない。

これらより、本モデルケースのような場合、井戸枯れ等の地下水位の維持を目的とする時は、上部のみの注水で対応できるが、中間層の圧密沈下が問題となる場合には、下部層への注水が必要となる。

（2）平面解析（井戸配置計画）

5. 5. 1節と同様に、 $527.5 \text{ m} \times 515 \text{ m}$ の1/4モデルを用いた。山留壁内外の透水量係数は、地質断面の各帯水層の透水係数と層厚の積和である。また、山留壁部の透水係数は、5. 4. 2節に示した方法により求めた。

・ 山留壁内の透水量係数	$9.05 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{sec}$
・ 山留壁外の透水量係数	$2.015 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{sec}$
・ 山留壁部の透水量係数	$2.5 \times 10^{-7} \times 130 \text{ m} = 3.25 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{sec}$

復水井の位置は、半径50 mタイプに対応するものとして、掘削平面形状を考慮して決定した。復水井戸の本数は、全周で24本である。揚水井戸と復水井戸の配置を図-5. 42に示す。

復水井の配置間隔を変えたH-1、H-2の2通りについての計算結果を、表-5. 8に示す。揚・注水量が軸対称解析結果よりもやや大きいのは、軸対称解析に比べて解析モデル地域が小さいためと考えられる。一方、復水井1本当たりの注水量がかなり大きいのは、掘削域に向かっての動水勾配が大きいためである。

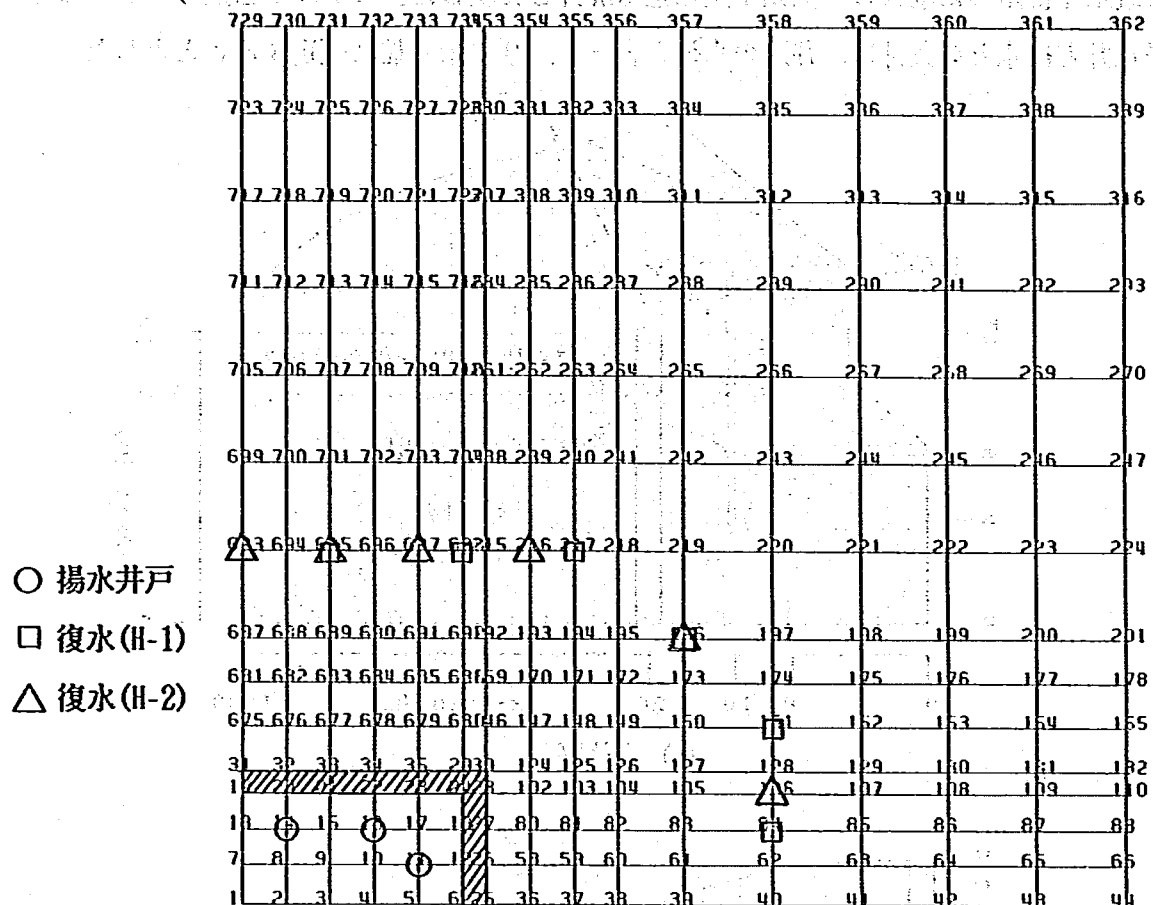


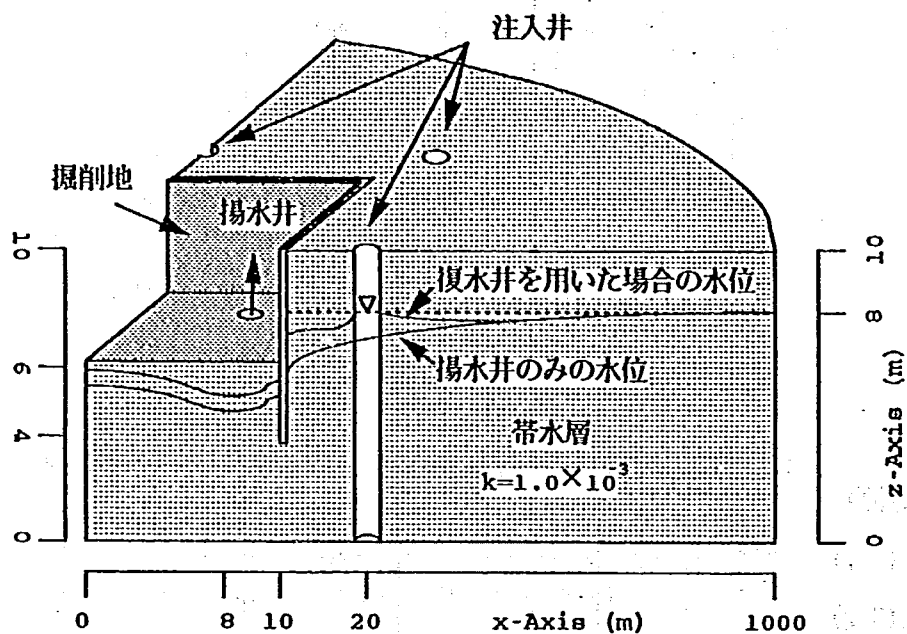
図-5.42 平面解析における井戸配置

表-5.8 平面解析結果

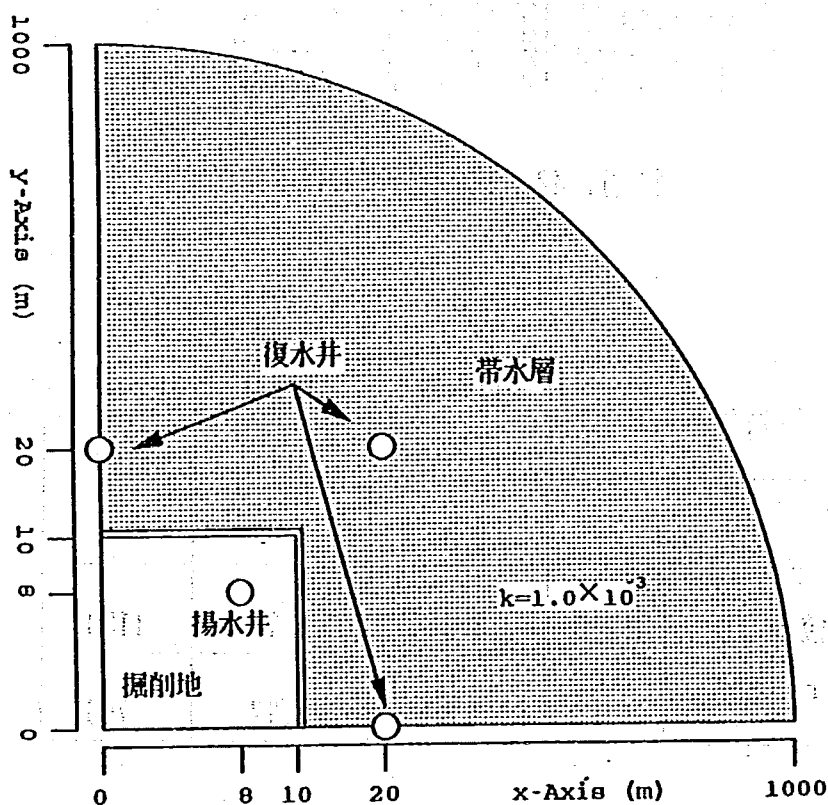
解析ケース		揚水量 m^3/min	注水量 m^3/min	注水井1本 ℓ/min	
				最大	最小
揚水のみ		2.96	—	—	—
復水あり $r=50\text{m}$	H-1	3.84	3.78	1150	332
	H-2	3.85	3.77	796	608

5. 5. 3 三次元解析検討例

図-5. 43に示す深度方向10m、半径1000mのモデルについて、揚水のみの場合と復水を併用した場合の三次元不飽和定常解析を実施した。モデルの節点数は4451である。揚水井と復水井の条件は、井戸の水位を表-5. 9に示す値に固定することとした。



(a) 全体図



(b) 平面図

図-5. 43 解析領域のモデル図

解析に使用した要素分割を図-5.44に示す。また、注水がある場合とない場合における水面形状と流速ベクトルを図-5.45~図-5.48に示す。

このように、三次元解析によれば、明快な解析結果が得られる。

表-5.9 揚水井と復水井の水位と計算水量

	水 位	水量 (ℓ/min)
揚水井	4 m	33.7
復水井	8 m	30.5

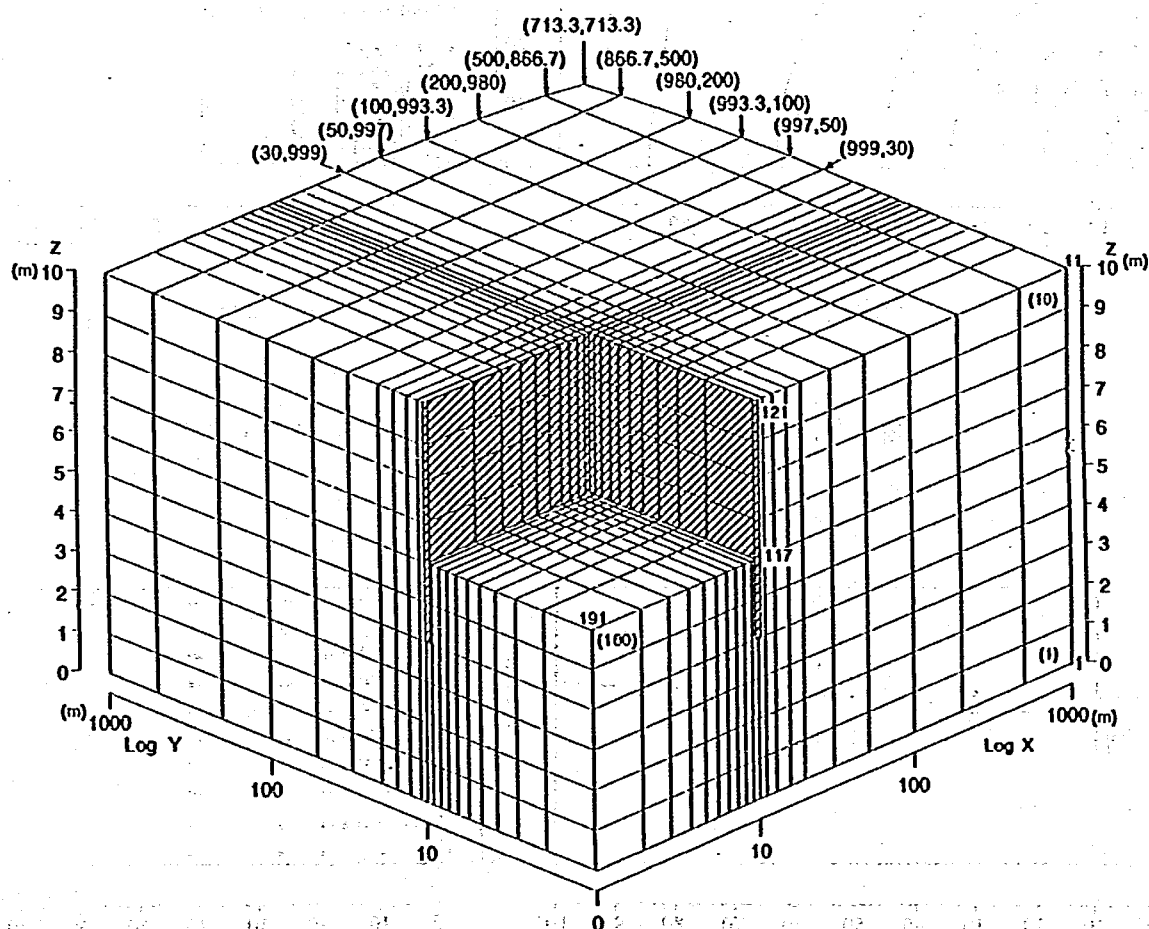
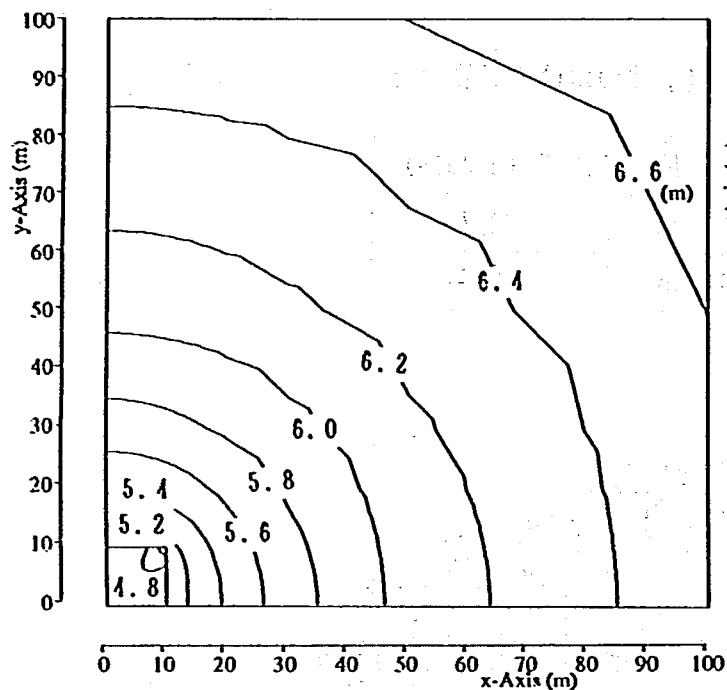
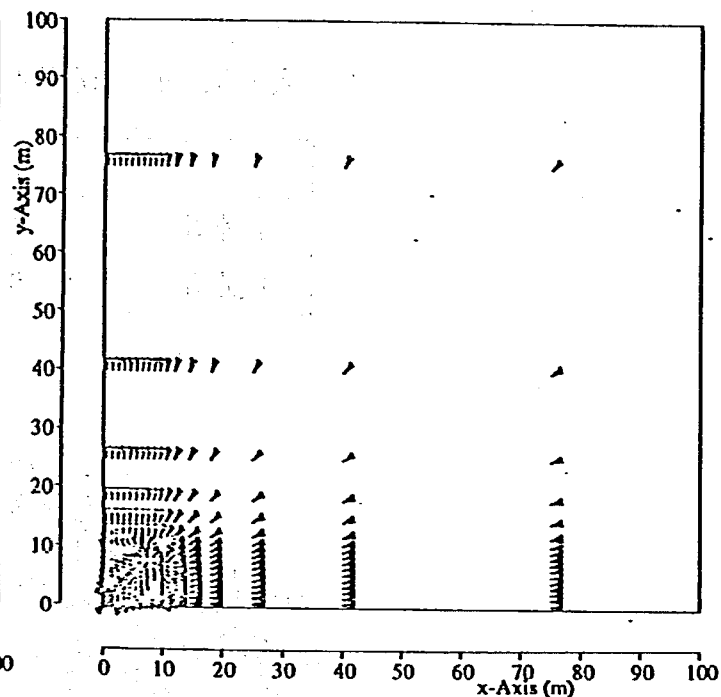


図-5.44 有限要素法による要素分割

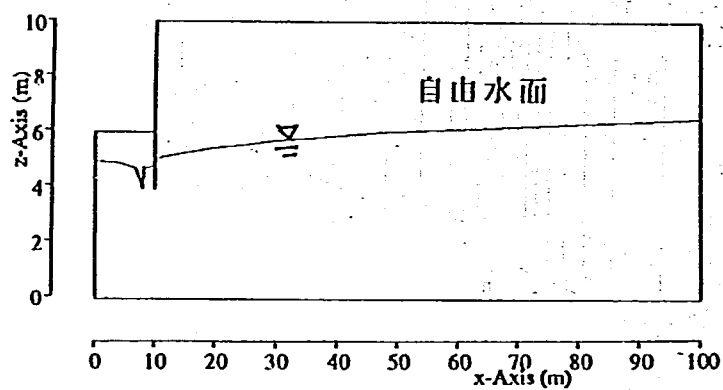


(a) 全水頭コンター図

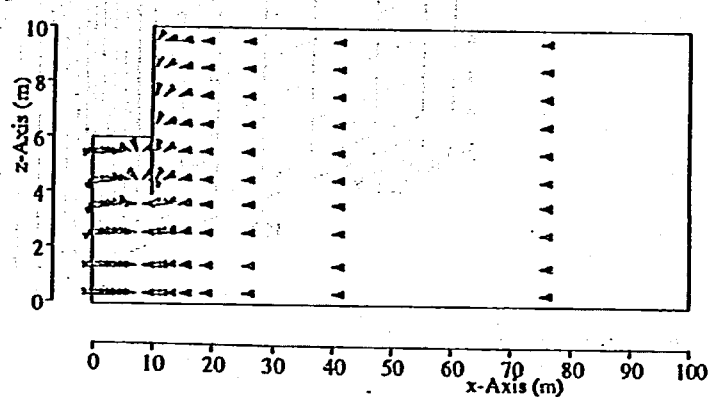


(b) 流速ベクトル図

図-5.45 揚水井のみの場合 (x y 平面、Z = 5 m)

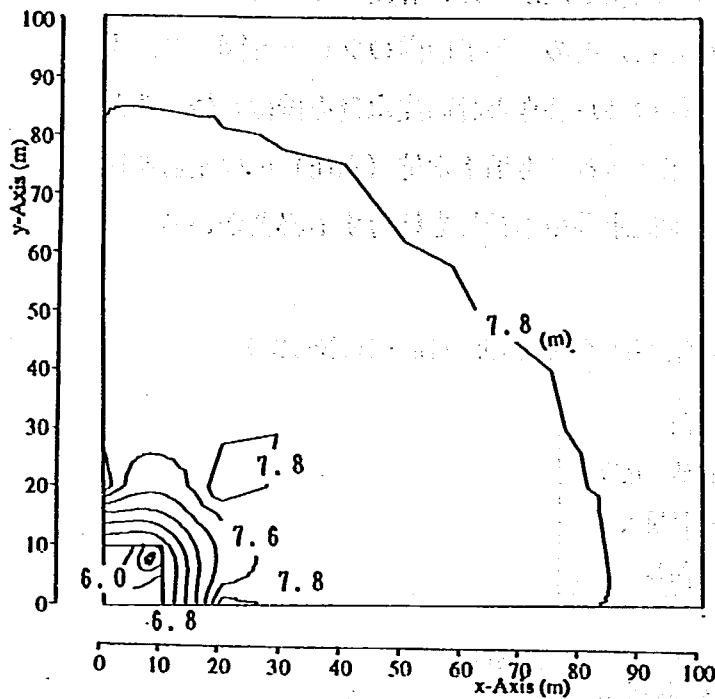


(a) 水面形

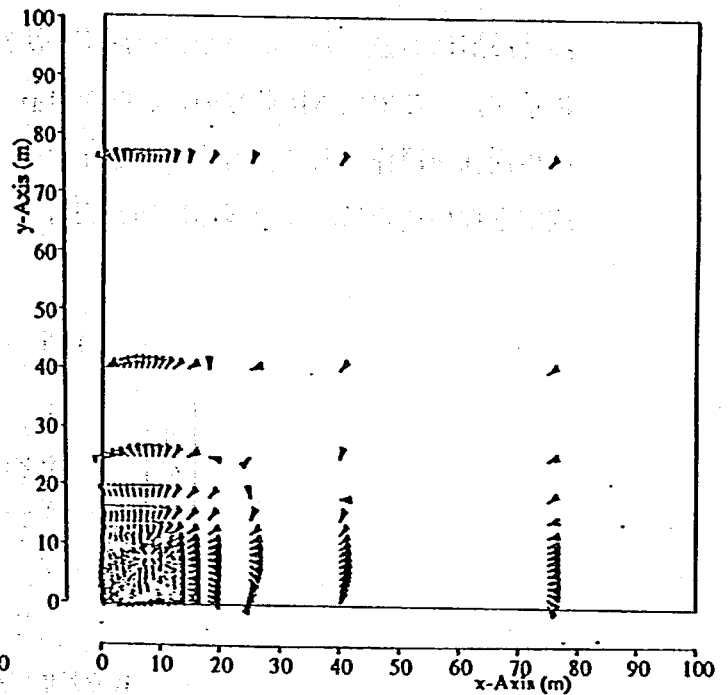


(b) 流速ベクトル図

図-5.46 揚水井のみの場合 (x y 平面、Z = 8 m)

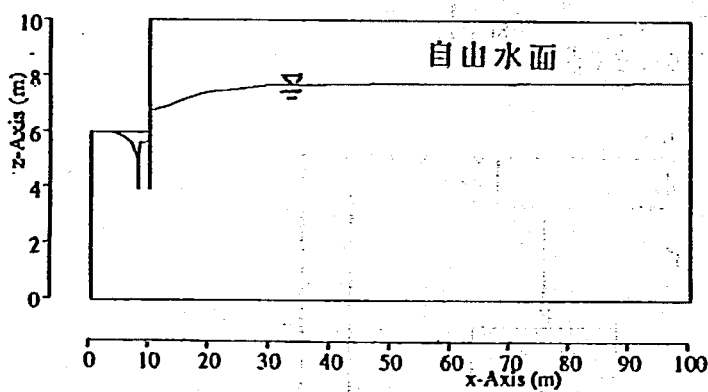


(a) 全水頭コンター図

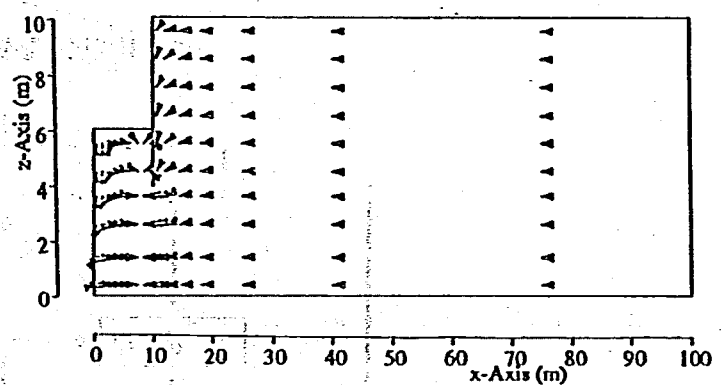


(b) 流速ベクトル図

図-5.47 揚水井と掘削地の周囲に注水井がある場合 (x y 平面、Z = 5 m)



(a) 水面形



(b) 流速ベクトル図

図-5.48 揚水井と掘削地の周囲に注水井がある場合 (x y 平面、Z = 8 m)

6. 復水工法の施工法

6. 1 施工のフロー

復水工法の施工には、井戸・配管などの設備施工と注水管理、計測などの実運転がある。設計段階において井戸配置や井戸形状が決定された後の、施工段階のフローを図-6. 1に示す。ここで最も重要なのは、井戸設置直後の井戸洗浄と計画注水量を確保し続けるための逆洗浄操作である。もし、計画注水量が確保されても地下水位（水圧）の保全値を達成できない場合は、注水量の増加を図ることや復水井の増設等を検討する必要がある。

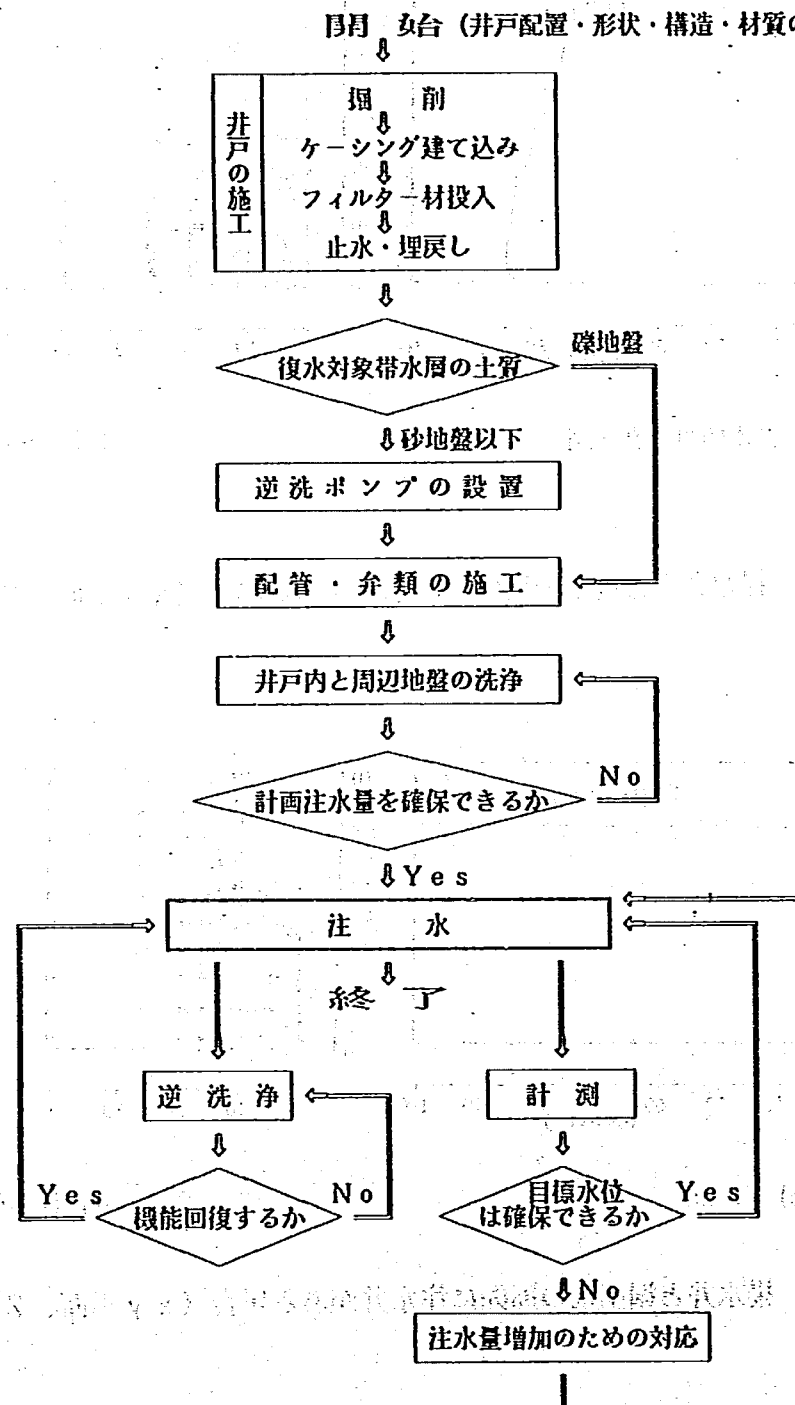
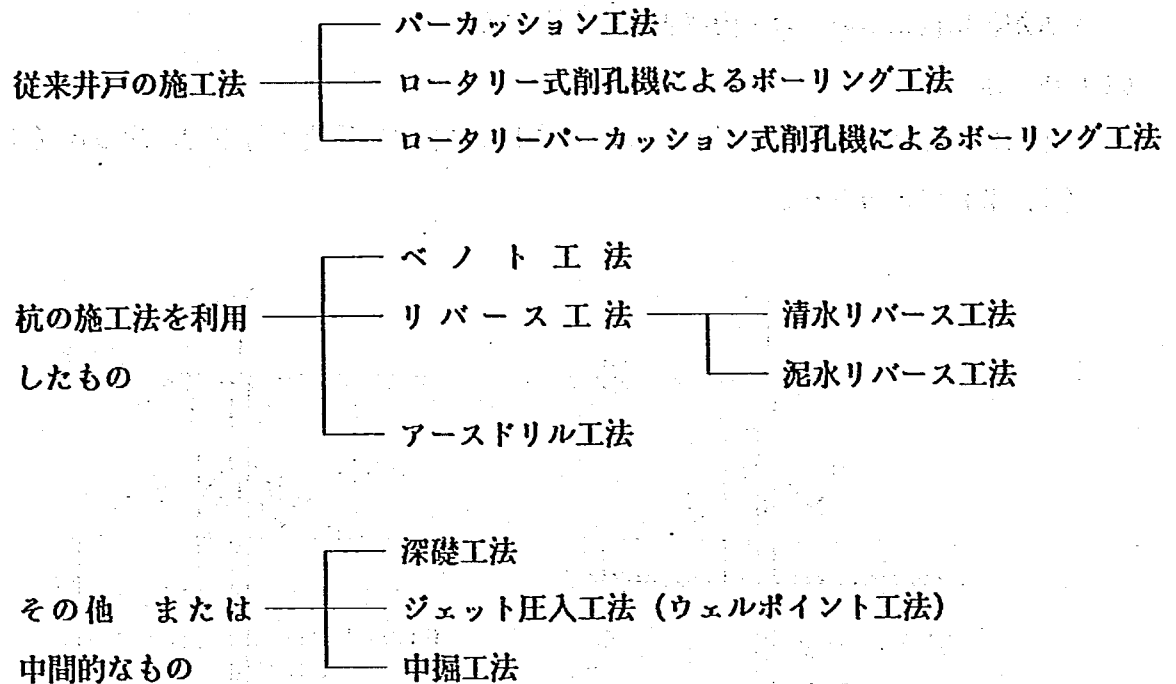


図-6. 1 復水工法の施工フロー

6. 2 井戸掘削工法の種類

復水井の施工法は、従来のボーリングや井戸の施工法を利用したものと、杭の施工法を利用したものに大別される。



主な工法を図-6. 2に示すが、リバース工法はロータリー式削孔機によるボーリング工法を大口径化し、場所打ち杭の施工法に応用したものといえる。

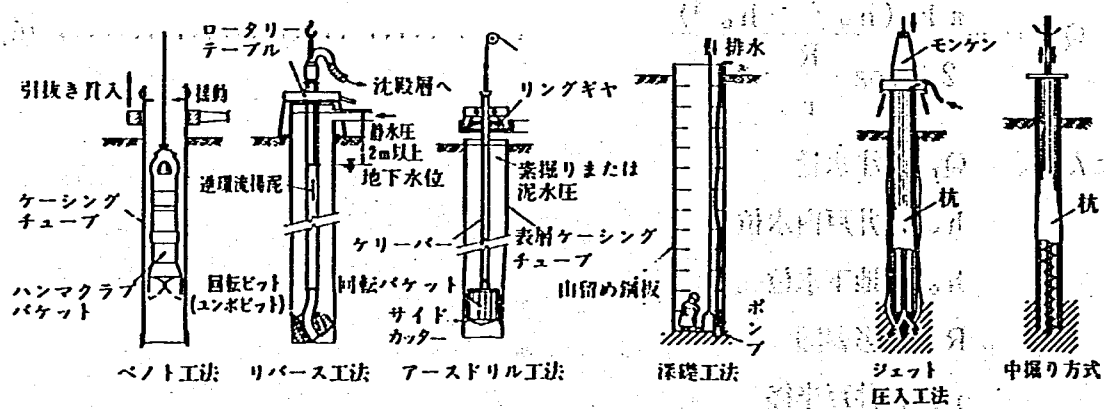


図-6. 2 各種井戸掘削工法

6. 3 井戸掘削工法を選択

掘削工法を選択は、まず井戸口径によって大別され、つぎに井戸の重要度（注水できないときのリスクの大きさ）、や現場の各種事情を考慮して行われる。

着眼点は注水能力（注水量、目づまり耐久性）と施工直後の井戸の品質（井戸効率）であるが各項目について以下説明することとする。

(1) 注水量

注水量の算定式は前にも述べたように揚水井における場合と等価で、次の式（6. 1）、（6. 2）で求められる。

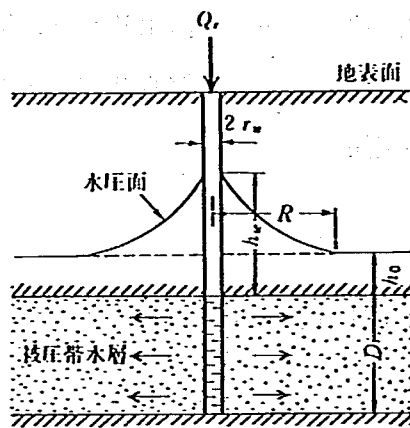


図-6. 3 被圧水層の場合

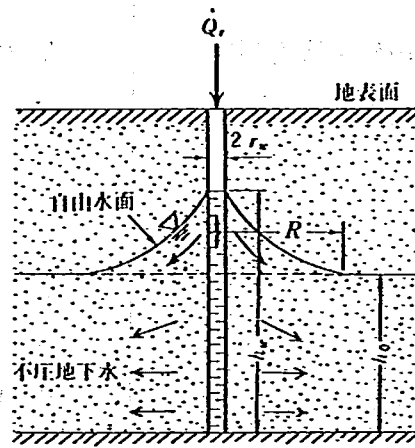


図-6. 4 自由水面の場合

被圧帯水層に注水する場合

$$Q_r = \frac{2 \pi k D (h_w - h_o)}{2.3 \ell \log_{10} \frac{R}{r_w}} \dots\dots\dots (6.1)$$

不圧帯水層に注水する場合

$$Q_r = \frac{\pi k (h_w^2 - h_o^2)}{2.3 \ell \log \frac{R}{r_w}} \dots\dots\dots (6.2)$$

ただし、 Q_r : 注水量

h_w : 井戸内水位

h_o : 地下水位

R : 影響圏

r_w : 井戸半径

D : 被圧帯水層の厚さ

k : 透水係数

影響半径を 500m とした時、口径 100mm の井戸と 10 倍の口径 1,000mm の井戸の注水能力の比は理論的には、自由水の場合でも、被圧水の場合でも次式のように、

$$\frac{Q_{1000}}{Q_{100}} = \frac{1/\ln(500/1)}{1/\ln(500/0.1)} = \frac{\ln 5000}{\ln 500} = 1.37 \dots\dots\dots (6.3)$$

1.37 倍にしかない。

このように注水量のみに着目した場合、口径を大きくすることのコストパフォーマンスはあまり良いとはいえない。

(2) 目づまりに対する耐久性

復水井の目づまりは、初期の段階においては次節において述べるように、井戸周辺地盤の粒子移動によっても生ずるが、長期的には、主に注入水中の懸濁物の孔壁への付着によって生ずる。

井戸効率は、孔壁単位面積当たりへの附着量にともなって低下するが、井戸径が大きくなると、孔壁面積は大きくなるので、同量の SS 分の負荷があっても目づまりに対する耐久性は大きくなる。特に注入水の SS 分が大きいときは、小口径の井戸ではきわめて短期間で目づまりが進行し、井戸の逆洗浄を頻用しても、ほとんど実用に供されない場合もあるので注意が必要である。

以上のことから、注入水に問題がある場合や注水量が多いとき（SS 濃度が低くても累積量が大きい）、注水期間が長いときは、井戸口径を大きくする必要があり、必然的に杭の施工法を準用することとなる。

(3) 安定した注水を確保したい場合

復水井の施工法が不適切な場合、施工完了時に目づまりが進行してしまっており、井戸の洗浄によっても回復しないときがある。このため、地盤沈下対策等のため安定した注水を確保するには、确实性の高い井戸掘削工法を選ぶべきである。掘削時における目づまりの主な原因は、図-6.5 に示すように井戸掘削時において孔壁を安定させるための内部泥水が周辺地盤へ流出したものであると思われる。このことから 6.2 節で挙げた工法のうちで、深礎工法は最も确实であるといえるが、井戸が深くなると工期、工費が非常にかかるので一般的に使用されるというわけにはいかない。通常このような場合に用いられるのはベント工法でありこれが困難な場合、清水リバース工法が用いられることもある。

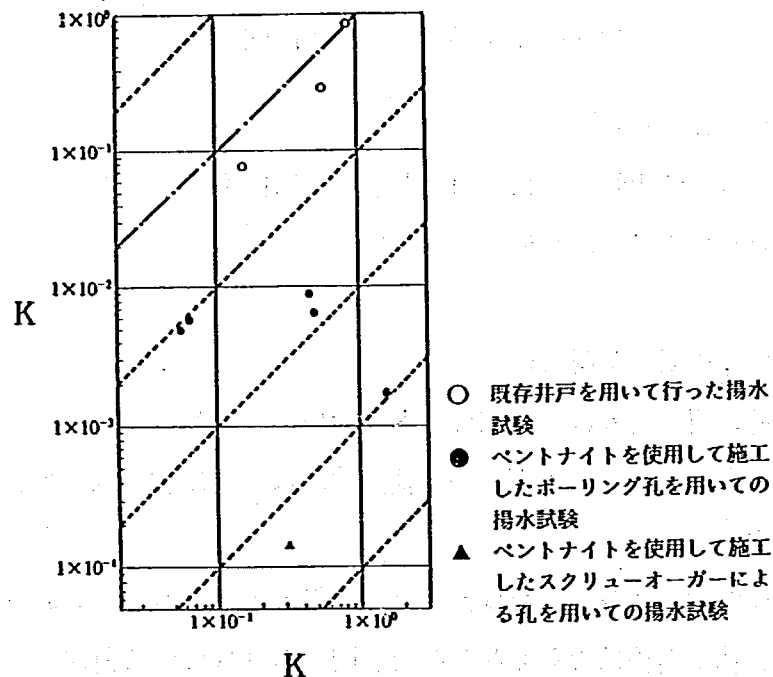


図-6.5 揚水試験で得た透水係数 K と
工事排水量から逆算した透水係数 K の比較⁹⁾

(4) 各掘削工法の施工上条件

以上のような設計上の条件とともに、施工上の条件も考慮して、最終的な掘削工法の選定が行われることになるが、各施工法について、削孔径、掘削深さ、コスト、所要施工面積、井戸成能等について比較した一覧表を表-6.1に示す。

表-6.1 復水井戸施工法の比較表

		従来工法	杭の施工法			その他		
		パーカッション工法	ベント工法	リバース工法	アースドリル工法	深礎工法	ジェット圧入工法	中掘工法
特 徴		・深い井戸の削孔が可能 ・口径の大きな井戸の削孔はできない	・玉石、砂利層の掘削に有効 ・口径の大きな井戸の削孔が可能 ・地盤の透水性が損ないにくい ・施工機械が大きい	・砂礫層の削孔に効果的 ・口径が大きく深井戸の削孔に効果的 ・施工機械は小さいが泥水処理プラントが必要 ・施工後入念な逆洗浄が必要	・礫径が大きい場合は施工不可能 ・施工機械は小さいが泥水処理プラントが必要 ・施工後入念な逆洗浄が必要 ・施工費が安価	・掘削は人力による ・有害ガスの発生しない土質であれば適用可能 ・施工設備が簡単	・ウェルポイントにより施工 ・1本当たりの注入量が少ないため井戸本数が多くなる ・施工費が安価	・ケーシングの内にオーガーを挿入して施工 ・排土が完全に行われにくい ・施工機械が大きい
備 考		・洗浄の必要有り		・泥水で目づまりしやすい				
削孔可能井戸径		~0.6m	0.8m~2.0m	0.8m~3.0m	0.6m~2.0m	1.2m~4.5m	0.06m	0.4m~1.2m
削孔可能深さ		~数百m	~40m	10m~200m	5m~40m	~20m	5m~7m	10m~30m
削孔スピード		遅い	速い	速い	速い	遅い	速い	速い
削孔可能土質	粘性土 N値<10	○	○	○	○	○	○	○
	10<20	○	○	○	○	○	○	○
	砂質土 N値<30	○	○	○	○	○	○	○
	30<	△	△	○	△	○	○	△
	礫(玉石)<5cm	△	○	○	○	○	×	△
	5<10cm	×	○	○	×	○	×	△
	10cm<	×	○	×	×	○	×	×
作業スペース		小	中	大(泥水処理プラント)		小	小	中
施工費		安価	高価	中	中	高価	安価	高価

○：施工可能 △：層厚等の条件により施工可能 ×：施工不可能

6. 4 復水井の構成

復水井の構成は通常の揚水井戸と基本的には変えるところがないが、重要な復水井戸においては図-6. 6に示すような特徴を備えている。

(1) フィルター層

揚水井においては周辺地盤の土粒子の流入を防ぐためにフィルター層は重要な役割を果たしているが、復水井戸においては井戸から地盤への流入が主体となるので、フィルターの重要性はそれほど大きくはない。

しかし、逆洗浄を頻繁に繰り返すような場合、周辺地盤、井戸内部の保全のための考慮が必要である。

この場合フィルター材料は、以下に示す方法により選定する。

- ① フィルター材料が原地盤から流入してくる微粒子によって詰まらない条件として、

$$\frac{D_{f15}(\text{フィルター材料})}{D_{85}(\text{原地盤})} < 5$$

ここに、 D_{f15} ：フィルター材料の粒径加積曲線において通過重量百分率の15%に相当する粒径
 D_{85} ：原地盤の粒径加積曲線において通過重量百分率の85%に相当する粒径

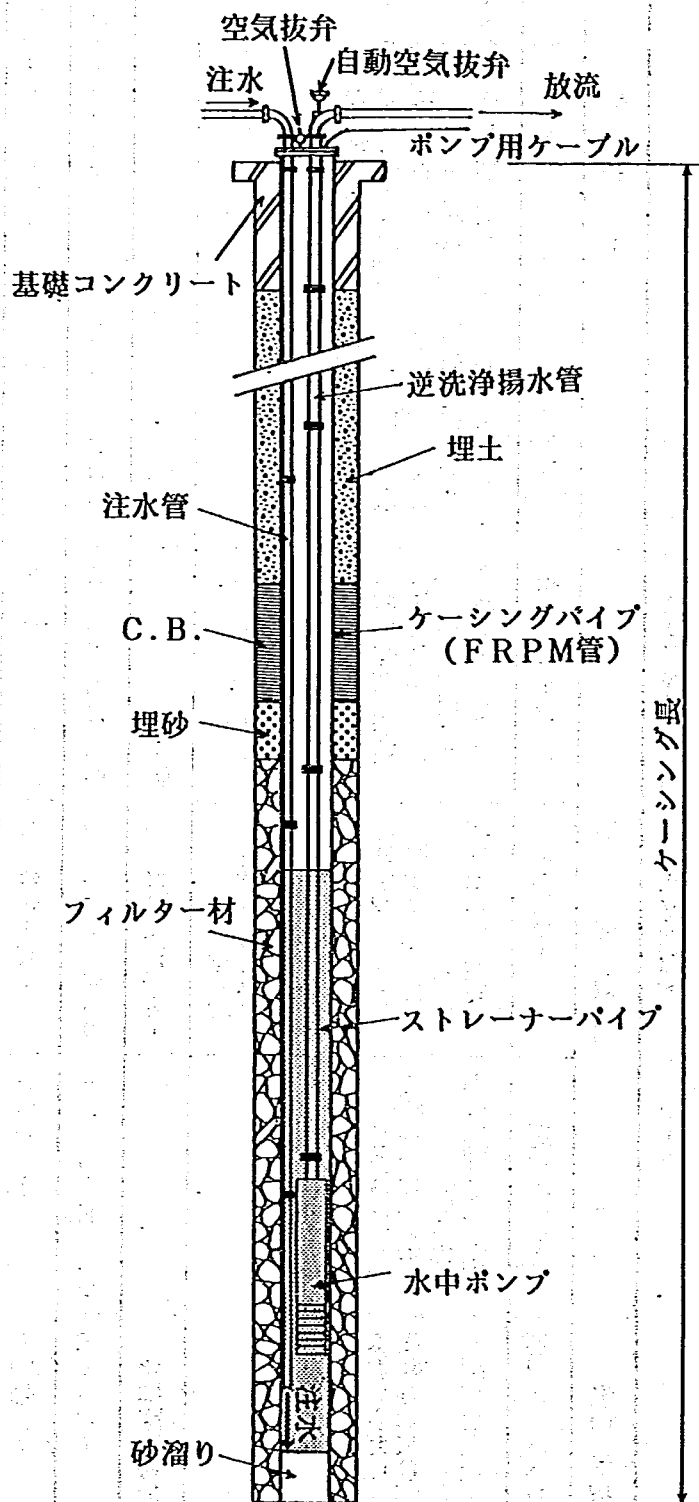


図-6. 6 復水井戸の構成

- ② フィルター材料がスクリーンを通過して井戸内へ流入しない条件として

$$\frac{D_{f15}(\text{フィルター材料})}{D_{15}(\text{原地盤})} > 5$$

ここに、 D_{15} ：原地盤の粒径加積曲線において通過重量百分率の15%に相当する粒径

- ③ フィルター材料がスクリーンを通過して井戸内へ流入しない条件として

$$\frac{D_{f85}(\text{フィルター材料})}{D(\text{原地盤})} > 2$$

ここに、 D_{f85} ：フィルター材料の粒径加積曲線において通過重量百分率の85%に相当する粒径

D ：従来のスクリーンとして金網を巻いている場合は金網の目の大きさ、巻線型スクリーンでは巻線間の間隙

(2) 井戸管材、ストレーナー保護メッシュ

復水井の目づまりの原因として、注入水に含まれる土粒子の微粒分とともに大きいのは酸化鉄粒子である。

地下水中の溶存水酸化鉄が大気中の酸素と結合して生成される酸化鉄が問題になることもあるが、井戸管材、ストレーナー保護メッシュが鋼鉄の場合、これらの腐食によって酸化鉄が供給される。図-6. 7、写真-6. 1に示す室内長期注水実験の結果、鋼鉄井戸材、保護メッシュの場合、ステンレス材やプラスチック材に比較して著しい目づまりの進行がみられた。目づまり、腐食の状況を写真-6. 2、6. 3に示す。

井戸管材としてはFRP、塩化ビニール等腐食しない材料を使うか、鋼材を使う場合でも内部・外部のライニングを十分にすることが必要である。保護メッシュもステンレスや、ジオテキスタイル等の腐食しないものを用いることが必要である。

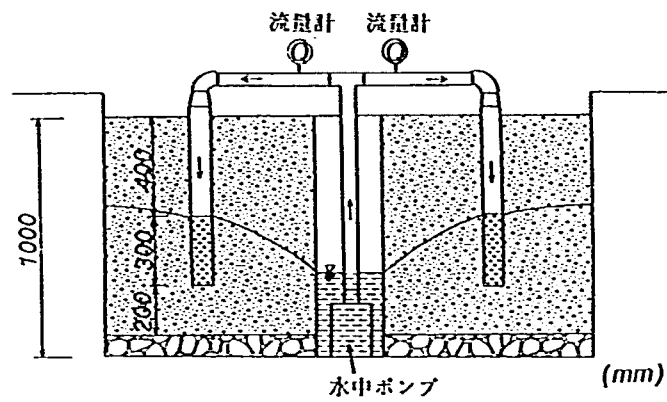
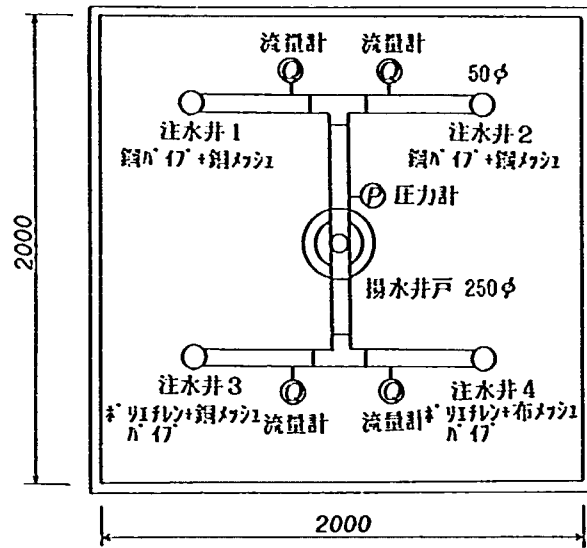


図-6. 7 実験装置概要

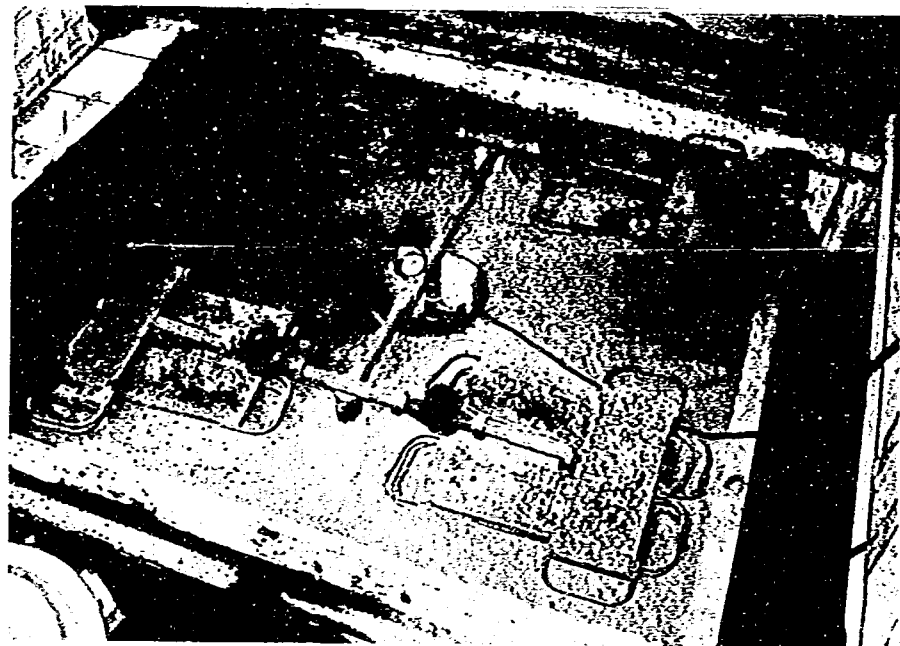
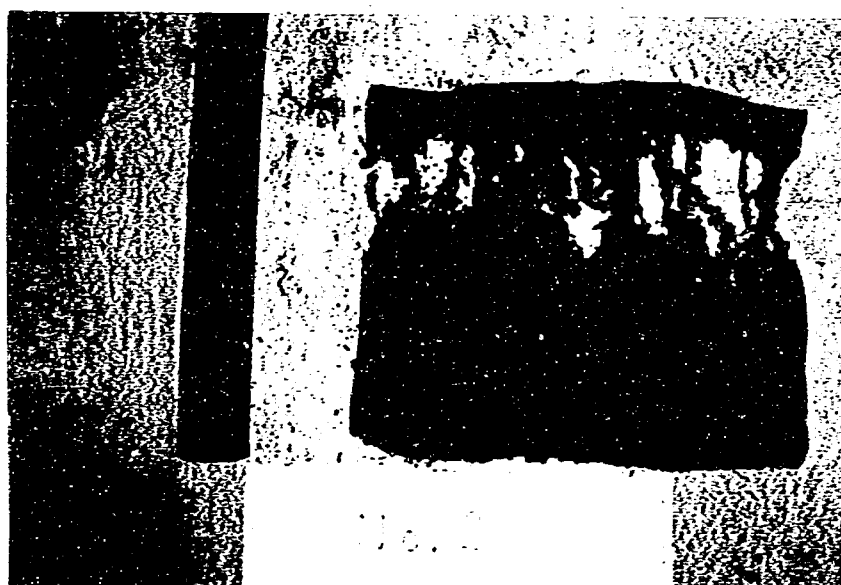


写真-6. 1 実験状況全景



(井戸孔壁土層面に鉄錆分と土粒子細粒分が薄層を形成)

写真-6. 2 注水井戸 (No. 2) 周辺掘削状況



(鋼メッシュの腐食が激しい)

写真-6. 3 ストレーナー部およびメッシュ (No. 2)

(3) モルタル注入による井戸管材周辺の封鎖

復水井の場合注水量を増やすために注水圧を大きくすることがあり得る。この場合、井戸管材の周辺を伝って地上に吹き出ることがあるので、掘削孔に管材を建て込みフィルター材を段入した後、モルタルを注入しておく必要がある。このときモルタルがフィルター層に漏出しないように、フィルター層上部に防護としての砂層を形成しておけば安心である。

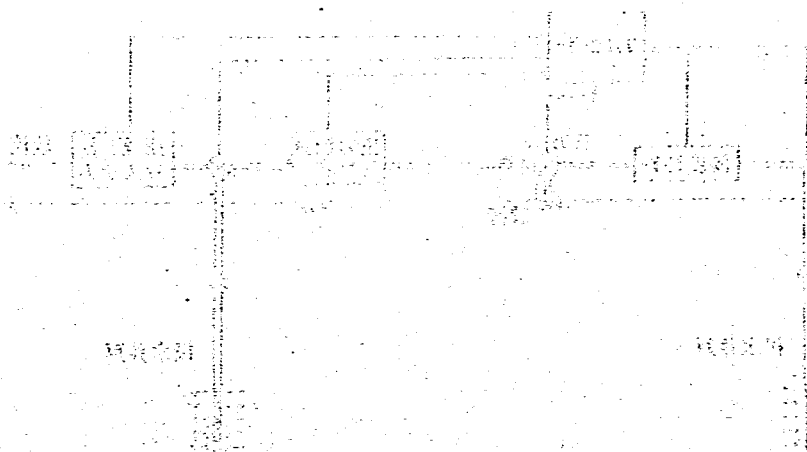
(4) 水中ポンプの設置

井戸損失が大きくなってきたとき、井戸の水を汲み上げる逆洗浄が必要となるが、そのたびに水中ポンプを設置するのに相当に人手を要する。このため重要な復水井ではあらかじめ水中ポンプを設置しておき、必要な場合はいつでも逆洗浄できるようにしておくべきである。

(5) 井戸上部の密閉とバルブの設置

逆洗浄を行う場合、井戸の孔壁（フィルター層の外側、掘削面）での内側へ向けての動水勾配が大きいほど、有効である。このため、最大限の注水を続けた後、急停止し、即座に水中ポンプを稼働し排水する。このとき井戸が密閉構造になるようにしておけば、内部に負圧が生じ、高い周辺水圧との間に大きな動水勾配を形成することができる。

以上のような復水井の構造により、掘削直後の井戸の洗浄、周辺地盤の細粒分の洗い出しも簡単に行われ、注水能力が大きく、粒子移動による目づまりの生じにくい復水井の形成（施工）にも非常に便利である。



(図14) 大口径井戸式復水井の構造図

6. 5 復水井周辺システム

(1) 配管システム

目づまりの原因となるSS分の主なものに、揚水の際に洗い出される地盤の細粒分とともに、水中に溶存していた鉄分が地上で酸化し、酸化鉄として析出した粒子がある。これを防ぐ手段として、揚水を酸素に触れさせないためノッチタンク等のオープンスペースに導かず、直接密閉状態のまま復水井の水面下へ注水するように配管する方法がある。配管の一例を図-6. 8に示す。流量と注水圧の変化から井戸の目づまりの進行具合がわかるので、流量計、圧力計の設置が必要である。

また、揚水量が注水能力を上回る場合も考えられるので、圧力調整弁（安全弁）を設け、管内圧力が設定した限界を越えると外へ放流する必要がある。

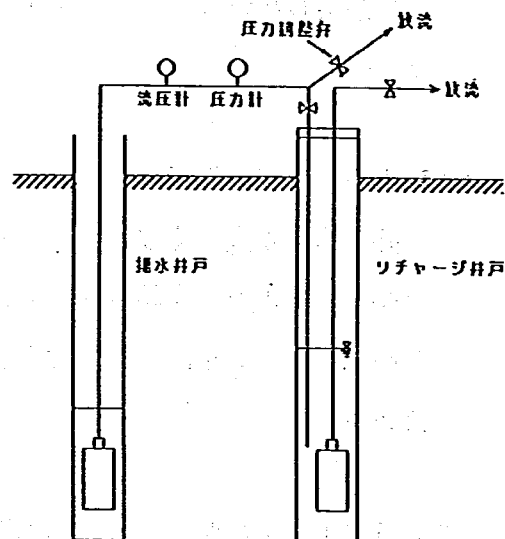


図-6. 8 密閉型配管の例

(2) 各種注水能力維持システム

(イ) 簡易型

システム構成を図-6. 9に示す。高いSS濃度の水が注水されると復水井戸はきわめて短期間で目づまりを生ずるので、濁度計で常に注入水をチェックし、濁水の注入をガードしている。また流量、注水圧の変化から、手遅れにならないように井戸の逆洗浄を自動的に行うようになっている。

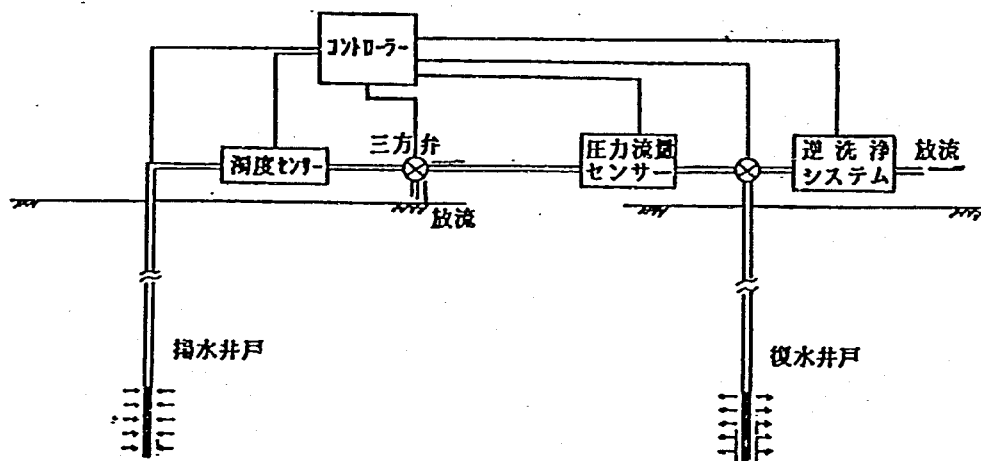


図-6. 9 注水能力維持システム（簡易型）

(ロ) フィルター型

システムの構成を図-6.10に示す。これは目づまりの原因となるSS分を地上で除去してしまおうというものである。注入水のSS濃度があまり高くなった場合、フィルターもすぐにつまってしまうので、そのような場合は、やはり放流するようになっている。フィルターとしては各種のろ布やろ材があるが、自動更新できるシステムも開発されている。その他の構成部分については簡易型と同様である。

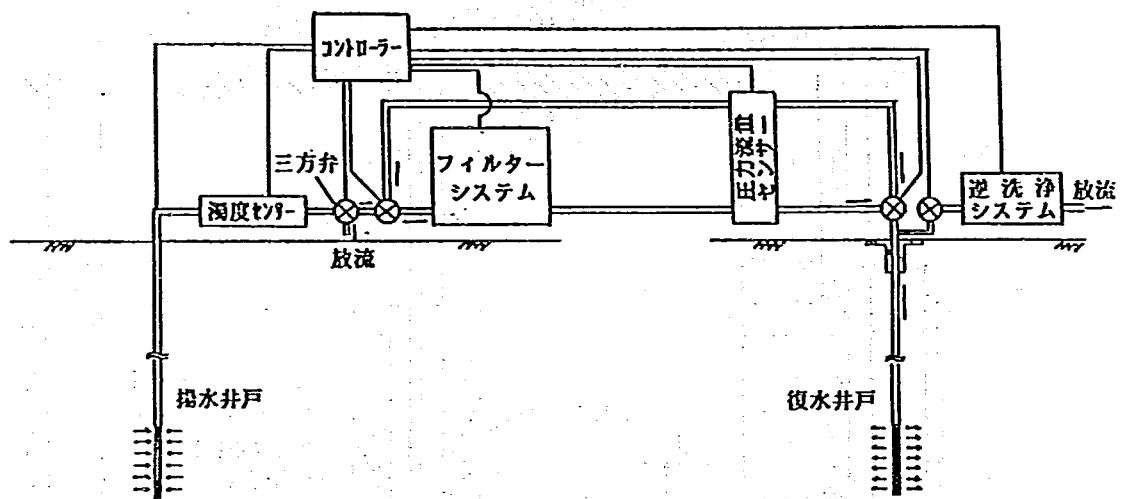
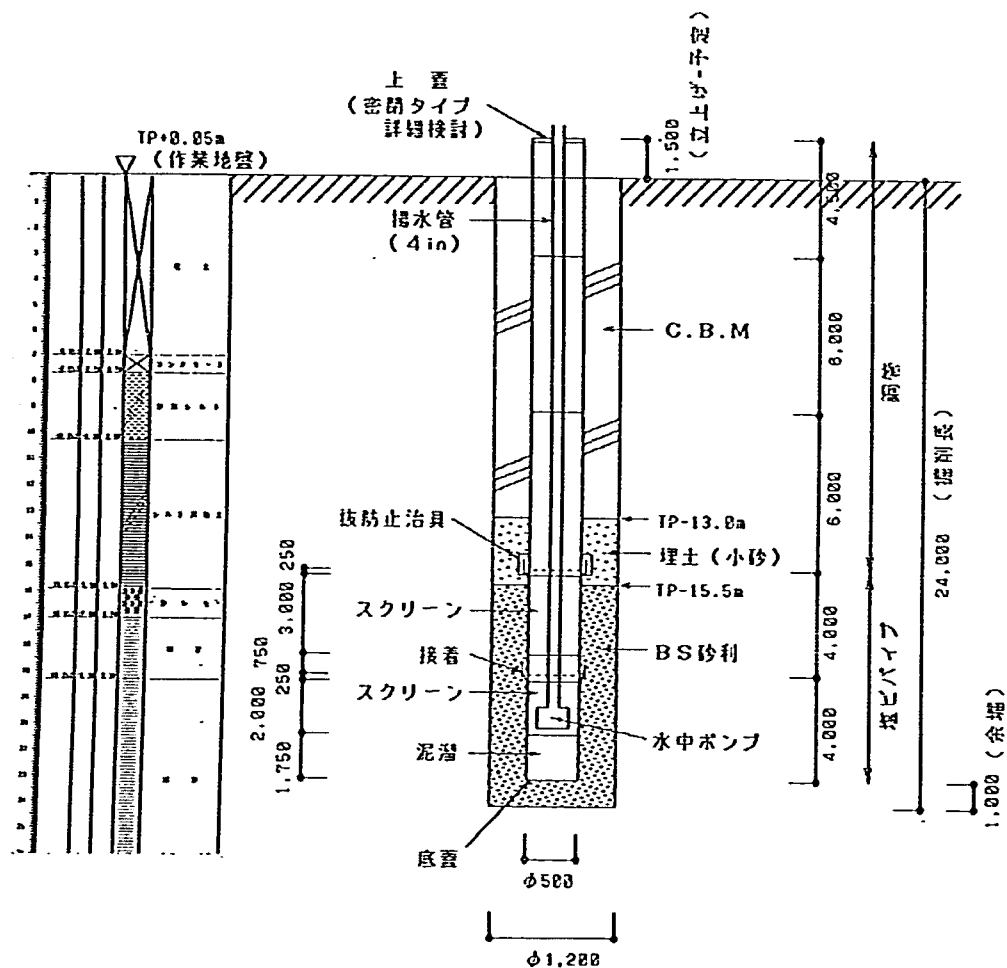


図-6.10 注水能力維持システム (フィルター型)

6. 6 井戸の逆洗浄方法

(1) 井戸掘削後の洗浄

掘削直後、孔壁に付着した微粒子分を除去するために井戸の洗浄が必要である。洗浄の際、内向きの動水勾配を大きくすることが最も効果があることから、具体的手段として大量注水直後の急速揚水が行われる。また簡易法としてスワビングが用いられることもある。井戸洗浄の具体例を図-6. 11、写真-6. 4、6. 5に示す。この場合、動水勾配をさらに大きくするためバキュームポンプを併用している。このときの洗浄効果を図-6. 12に示す。なお、このケースでは、アースドリル工法によって井戸を施工している。



材 料

鋼 管	500A	6.0M×3本	～内面塗装仕上げ～
3分砂利		0.8m³×3袋	
塩ビスクリーン		呼び径 500×2本	～孔あけ加工済み～
C. B. M			

図-6. 11 井戸洗浄の例

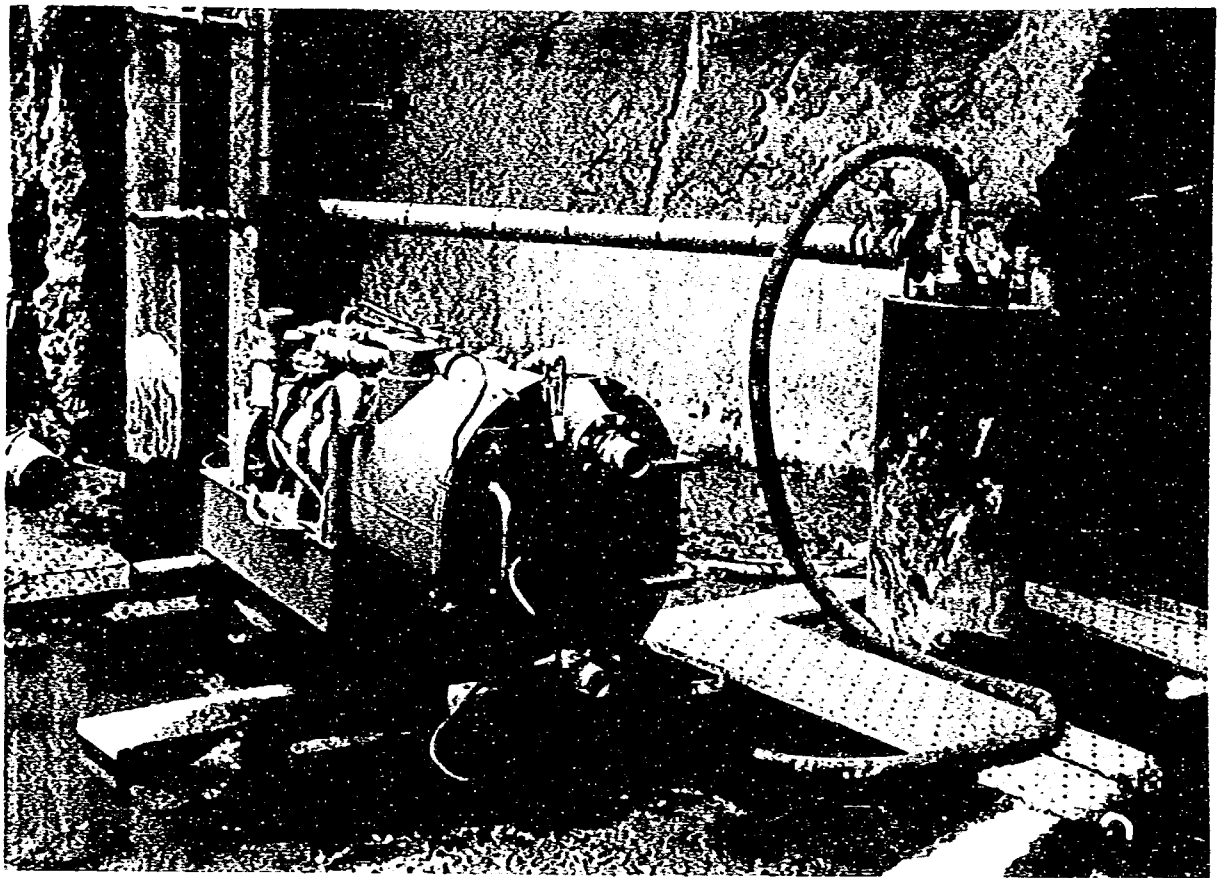


写真-6. 4 バキュームポンプを使った井戸洗浄

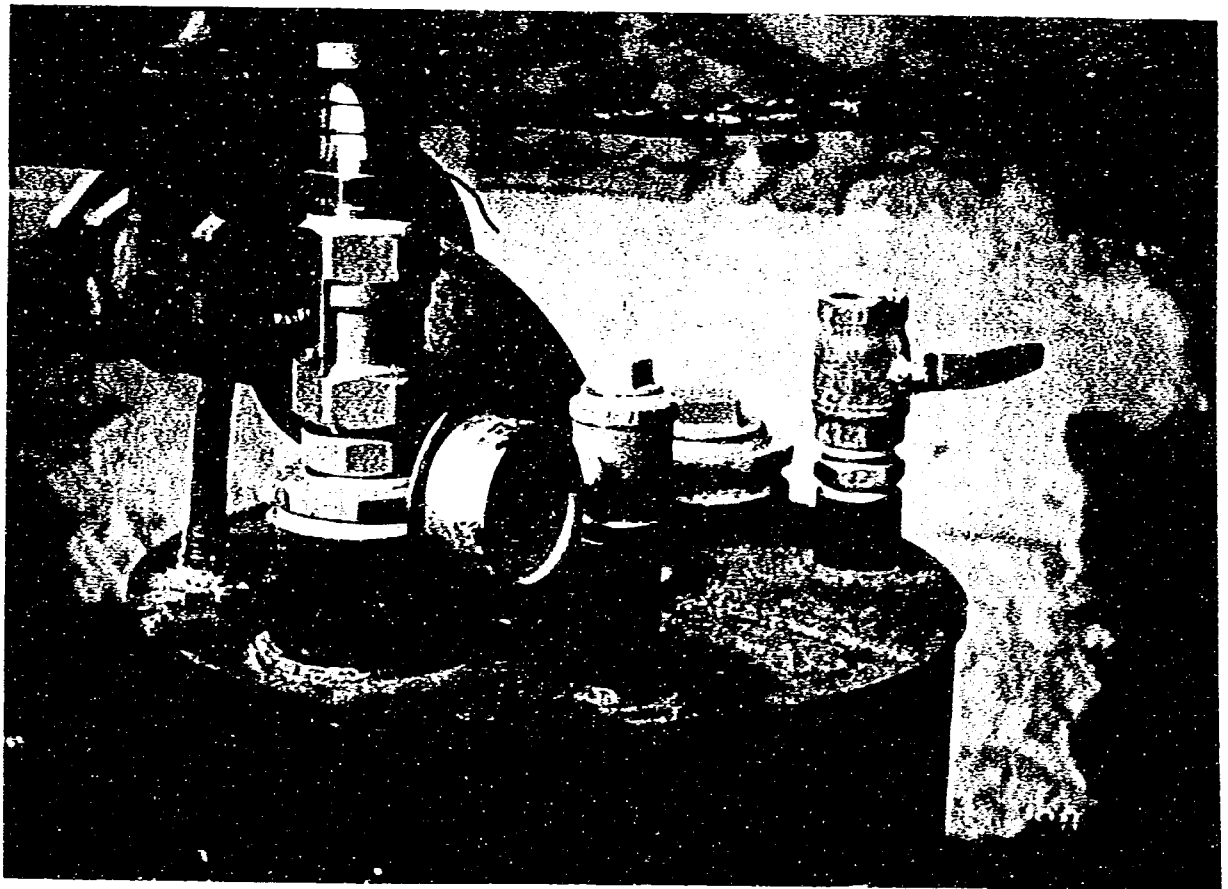


写真-6. 5 バキュームポンプを使った井戸洗浄の上蓋部

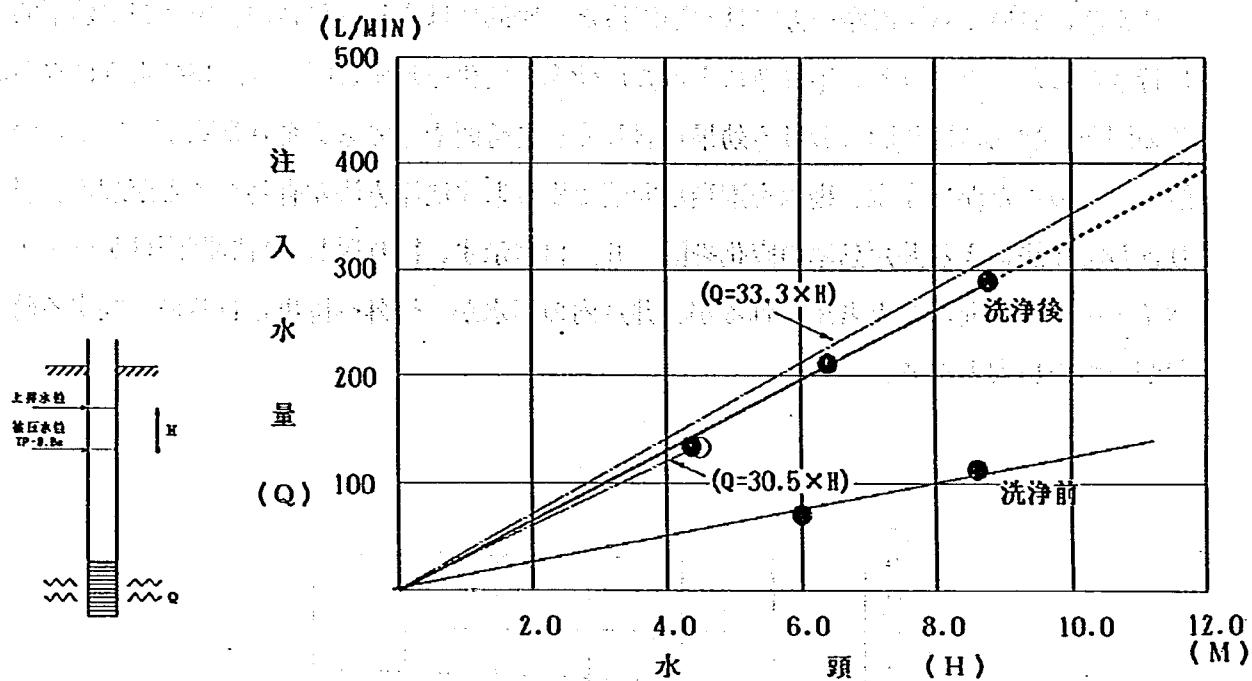
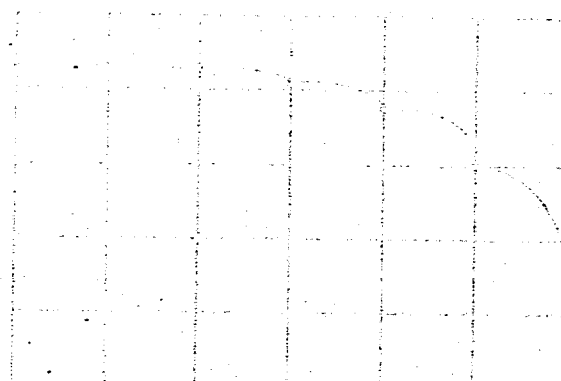


図-6.12 井戸掘削後の洗浄効果

観測点の位置関係 図 6.10-N



観測点の位置関係 図 6.10-N

(2) 通常運転時の逆洗浄

通常時においても逆洗浄の方法は掘削直後と本質的には変わらないが、短時間で効率的に行うことが要求される。逆洗浄による井戸効率の変化を示すと図-6.13のようになる。この図から初期の短時間における効果が著しく、長時間やってもあまり意味がないことが解る。このことから注水、揚水を適当な間隔で繰り返す洗浄方法が有効なことが解る。繰り返し洗浄法による井戸効率の変化を図-6.14に示す。繰り返しの時間間隔はケース・バイ・ケースで異なると考えられるが、井戸内の濁水が、管外へ排出されるのに要する時間が一つの目安となる。

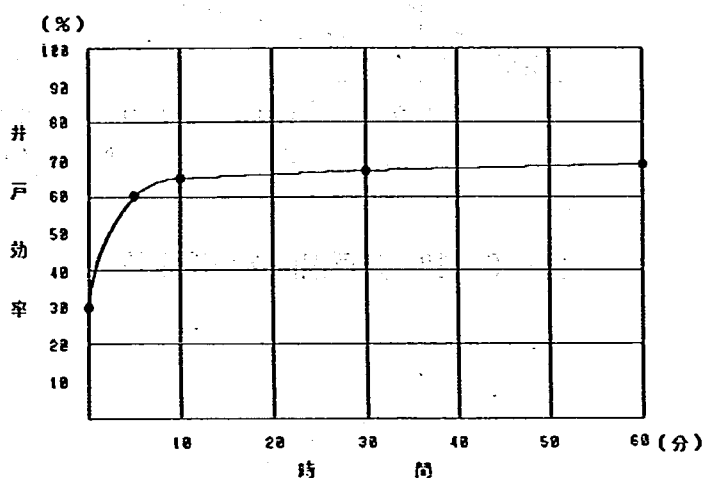


図-6.13 一回のみの洗浄効果

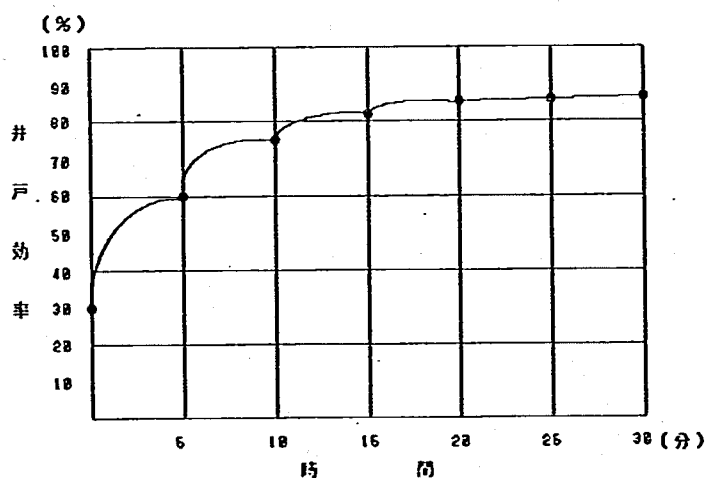


図-6.14 繰り返し洗浄効果

7. おわりに

わが国の高密度化する大都市圏では地下の利用は必須であり、今後、ますます大深度化することが予測される。しかし一方、構造物を地下に構築すると、地盤環境に何らかの変化をもたらすことも事実である。特に、わが国のような柔らかい洪積・沖積地盤における建設工事では、地盤の変形や地下水環境への悪影響を生じさせないように細心の注意を払う必要がある。

このような状況のもと、大深度の掘削に対しては、水中掘削法に見られるような地下水環境にあまり影響を及ぼさないで高水圧に対処する新しい工法が検討・開発中である。しかし、現状の比較的深い掘削では地下水低下工法が多く採用されており、これに伴う地盤沈下、井戸枯れ等の障害の発生も後を絶たない。

本マニュアル（案）では、その対策法の1つである復水工法に関して、設計・施工の手法を示した。しかしながら、これらの手法は実施工での裏付けが少なく、内容的にも未完の部分も多いと思われる。このため、今後、本マニュアル（案）を参考に設計・施工された場合、その貴重な御意見を是非お寄せ頂きたい。

最後に、本マニュアル（案）の作成において、多大なる助言を戴いた岡山大学西垣誠助教授に感謝の意を表します。

(参考文献)

- 1) 「大深度地下開発と地下環境」 陶野郁雄 鹿島出版会
- 2) 「地下水ハンドブック」 建設産業調査会
- 3) 「根切り工事と地下水」 土質工学会
- 4) 「注水井による地下水のかん養～特に目詰まりとその対策」 石崎勝義、北川 明
- 5) 「注水井による地下水のかん養に関する研究」 石崎勝義、北川 明 (土木研究所)
- 6) 「地下鉄建設による周辺の多層地下水位の変動予測」
西垣 誠、入江平門、河村志朗 地下空間利用シンポジウム1989
- 7) 「連続切土区間の地下水保全について」 永井 宏、余村 仁、三好康夫 (道路公団)
第19回日本道路会議論文集
- 8) 「被圧水および高地下水位地域での基礎工の設計と施工の問題点」
西垣 誠 : 基礎工, 1990. 8 月
- 9) 「掘削のための地下水調査法」 高橋賢之助 山海堂

○

共同研究報告書 第81号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

○

地下空間建設における地下水環境の
保全マニュアル(案)
——復水工法の設計・施工法——

共同研究報告書第81号
平成5年3月(1993)

機械施工部施工研究室

要 旨 地下空間の建設に伴う地下水位の低下や地下水流の変動により、地盤沈下や井戸の枯渇、海岸近傍での地下水の塩水化など周辺区域の地下水環境が変化することが懸念される。このため地下空間の建設中あるいは建設後に周辺区域の地下水の状態を質・量ともに保全し、周辺に影響を与えないようにする必要がある。本マニュアル(案)は、地下水環境の保全技術として復水工法を取り上げ、実験等を通じて、復水工法の調査・設計・施工法をとりまとめたものである。

なお、本報告書は、建設省総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発」の一環として建設省土木研究所と先端建設技術センターおよび上記5社とで平成元年度～3年度の期間実施された「地盤補強・止水技術に関する共同研究」の研究成果の一部を取りまとめたものである。

キーワード：地下水、環境、復水工法、地下水浸透解析

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十一円切
手をはって
下さい。

建設省土木研究所

機械施工部施工研究室 行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先住所

配布先氏名