

投稿論文(和文報告)

**TECHNICAL
REPORT**

道路建設の切土区間における 地下水環境保全のための復水工法の検討

永井 宏¹・西垣 誠²・宇野尚雄³・柳田三徳⁴

¹正会員 日本道路公団新潟建設局糸魚川工事事務所 (〒941 糸魚川市本町7-1)

²正会員 工博 岡山大学教授 環境理工学部環境デザイン工学科 (〒700 岡山市津島中3-1-1)

³正会員 工博 岐阜大学教授 工学部土木工学科 (〒501-11 岐阜市柳戸1-1)

⁴正会員 日本工営㈱大阪支店 (〒530 大阪市北区堂島浜2-1-29)

切土構造を有する道路計画が既存の帯水層を分断する場合、地下水環境保全の見地から、地下水下流側の地下水位を現状に近い状態に還元させることを目的に復水工法を計画した。本工法は『逆サイフォン』による復水を基本システムとしており、本工法の有効性の確認、規模及び基本形式を決定するに当たっては種々の原位置調査試験及び数値解析によるシミュレーションを用い検討を進めた。本工法は大口径の集水・涵養井戸を設置し、さらに浸透断面積を大きくする手法を組み合わせていることに特徴がある。

Key Words : groundwater preservation method, recharge well, clogging of well, water passage

1. はじめに

今日では建設工事における地下水環境保全は、きわめて重要な課題になってきている。一般に、地下水の保全対策として復水工法が有効である。しかし帯水層内に地下水を復水する際には種々の問題があり、それらの問題を解決しなければ、恒久的な復水工法を採用することは困難である。

たとえば短期の建設工事において地下水位低下工法による地盤沈下や井戸の枯渇等といった地下水障害の防止のために復水工法が施工された実例はあるが、その時にも復水能力の低下のために、逆洗浄が何回も行なわれていることが多い^{1), 2), 3)}。

このような復水工法における復水機能の低下要因として、次のような事項が考えられている。

- (1) 注入水中の懸濁物及び空気
- (2) 帯水層内での化学反応
- (3) 井戸または帯水層内での微生物の増加
- (4) 帯水層に水を注入する時に起こる帯水層中の土粒子配列の変化

したがって、これら種々の機能低下の要因を克服することによって、恒久的な地下水環境保全対策工法が有効になってくると考えられる。

本研究では、掘削構造を有する道路建設工事に伴う地下水障害を未然に防ぐための地下水保全対策を検討した。特に本稿では、現地の地下水状況を反映したシ

ミュレーション解析により工法の妥当性を評価し、試験施工によりその有効性を確認した結果と、恒久的な復水施設を設計・施工する際の理念について論述する。

2. 復水工法選択の概要

当該地区での道路構造は、前後の縦断線形及び周辺地域に対する環境的配慮から7m~10m程度の切土構造で計画された。一般に切土、掘削構造として図-1に示す4つのケースが考えられる。この中で(d)が確実な掘削構造であるが、施工費等の面で有利な(b)の構造を採用し、この構造に対し復水工法を検討することとした。すなわち、(a)は地下水位が高い当該地区では不可能であり、(c)は山留めが十分に安定である必要があるため施工費が高くなる。原位置のボーリング調査結果から掘削底面下に粘土層があるため(b)の構造で底面の浸透圧さえ考慮すれば施工が十分可能であると判断した。図-2に当該地区の地質断面図を示す。原位置で地下水位を計測すると、Tmg層と0g層に地下水が存在し、特にTmg層では地表面下1~2mに自由水面があり、この地下水は農業用水や家庭の雑用水として利用されている。このような地形で図-1の(b)の構造を用いると道路によりTmg層を完全に分断してしまう。したがって道路建設において地下水障害を防止するためには、上流から下流へ地下水を通水する道を形成する復水工法による保全対策が

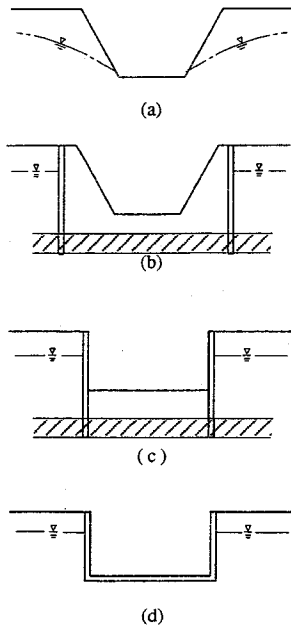


図-1 切土・掘割構造例

必要となった。その為に道路建設工事周辺の地盤，地下水調査を行なった。

3. 地盤・地下水調査

(1) 概況

現況を把握するために，計画ルート周辺域に対する既存資料の整理及び地表踏査，井戸台帳作成，井戸測水調査，水質分析，ため池調査等を実施し，水理地質，地下水賦存状況及び地下水流動状況等を検討した。

更に，ルート周辺でのボーリング調査，現場透水試験，揚水試験等を実施し，帯水層の分布状況やその水理特性を検討した。また試験掘りも行い，地下水の湧水状況と切土のり面の安定性について観察した。

(2) 水理地質構造

計画ルート周辺の地形は，図-2，図-3に示すように両端の2つの河川により形成された高位，中位及び低位の3つの段丘面が識別され，切土区間には主に中位段丘面が広がっている。地質は新第三紀鮮新世後期～第四紀洪積世の堆積物である大阪層群と，これを不整合に覆って分布する段丘堆積物に分けられる。大阪層群は未固結の粘土，砂，礫及びこれらの互層から構成されており，砂及び礫層は被圧帯水層となっている。一方段丘堆積物は粘性土，砂，砂礫と場所による層相変化が著しいが，砂及び砂礫層は浅部の不圧帯水層を形成し，周辺浅井戸の取水層となっている。

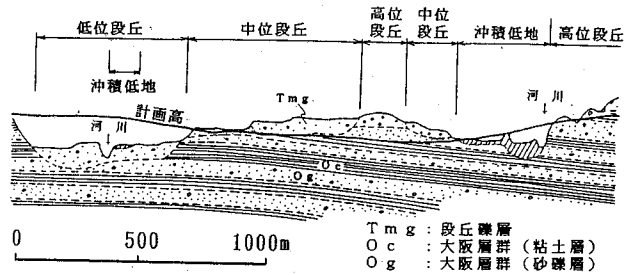


図-2 道路計画路線沿いの地質断面図

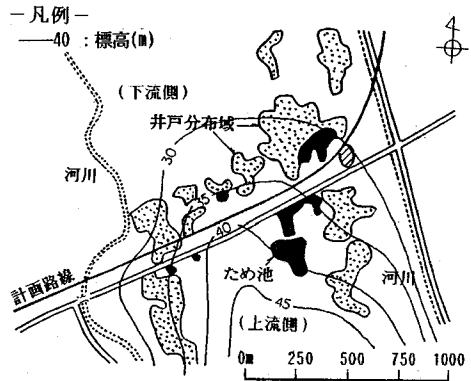


図-3 道路計画路線の平面図

揚水試験により求めた透水係数は，段丘砂礫層で $4.3 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ ，大阪層群の砂層で $1.6 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ であり，砂礫層の透水係数としては比較的小さな値となっている。ただし層相変化から見て局所的に大きな透水性を有する層が存在すると判断した。

(3) 地下水賦存・流動状況

計画ルート周辺の地下水の分布状況と流動状況を把握する目的で，8年間既設井戸とため池を対象に水文・地下水調査を実施している。

段丘礫層中の自由地下水は年間平均GL-1~2mの浅所に分布し，概ね地形形状に従い両端の河川に向かって計画ルートを横切る形で放射状に約1/60の動水勾配で流動している。そして冬季(12~2月)には夏季(6~8月)に比較して1.5m程度の地下水位低下が見られる。

一方大阪層群の砂及び礫層の地下水の水頭は，上部の自由地下水に比較して0.4~2.0m低く分布しており，自然状態のポテンシャルとしては自由地下水の方が高い状態にある。

(4) 周辺の水利用状況

周辺地域では殆どの地区で上水道が普及しているが，井戸は生活用水，灌漑用水として高頻度で利用されている。表-1に示すように，井戸は計画ルート周辺に計255ヶ所確認されている。これらの井戸の大半はい

表-1 水利用施設の状況

水利用施設	分布規模	備考
井	浅井戸	245ヶ所
戸	深井戸	10ヶ所
		大阪層群から取水
ため池	8ヶ所	総貯水容量 128,000 m ³

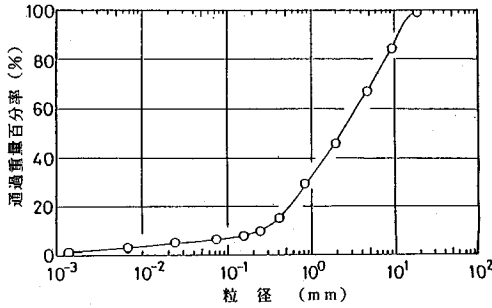


図-4 粒径加積曲線(段丘砂礫の原位置土)

いわゆる家庭用井戸であり、その殆どが10m未満の浅井戸である。特に沖積層及び段丘礫層に胚胎される浅部の自由地下水を取水するための5m未満の井戸は全体の約40%を占め、深さ20m以上の大阪層群を取水対象としている井戸は10ヶ所であった。用途別には飲料、雑用(風呂、洗濯、散水等)、農業用、業務用に分けられる。

また周辺に分布するため池は全て灌漑用水源として利用されている。容量的には1000 m³程度の小規模なものから30000 m³以上の大きなものまであり、灌漑期間(6月上旬~9月上旬)を通して各水田まで放流されている。

(5) 室内浸透実験による段丘砂礫の目詰まりの検討
自由地下水の主帯水層である段丘礫層の土質について、その基本的な浸透特性を把握することを目的として室内浸透実験を実施した。

実験には現地にて採取した図-4に示す粒径分布の段丘礫層試料を、原位置試験で得られた間隙比と同じ条件となるように締め固めて用いた。実験装置は図-5に示す。実験に際しては目詰まりの要因を可能な限り除去するために、次のような方法を用いた。

- (a) 装置を恒温の暗室に設置(微生物の発生防止)
- (b) 装置全体を炭酸ガスで満たす(微生物の発生および化学反応の防止)
- (c) 循環水を塩素の処理(微生物の発生防止)

そして浸透水の動水勾配を1/100~4/100の4段階に分けて60日間の長期浸透実験を行なった。

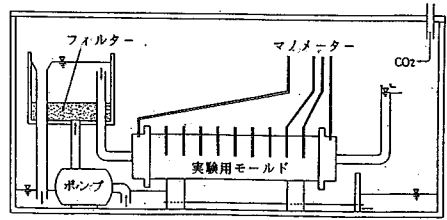


図-5 室内浸透実験試験設備

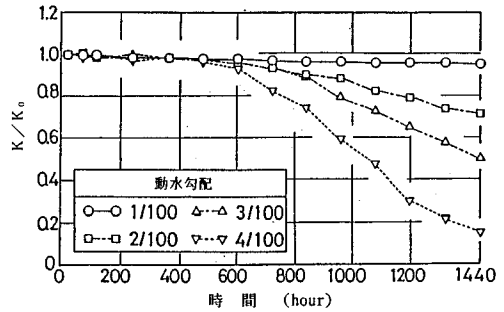


図-6 透水係数の経時変化

実験結果の一例を図-6に示す。図中の縦軸は流出流量より逆算して供試体の透水係数の初期の値に対する比を示している。これより2/100以上の動水勾配では実験開始後600時間から試料の透水性が小さくなる傾向が見られ、目詰まりの発生が認められた。即ち目詰まりを起こさない動水勾配の上限は1/100程度と考えられる。しかし現地における自由地下水の動水勾配はこれより大きい1/60程度である。このことから、実際地盤では地下水は固定された『水みち』に支配されて流動していると解釈される。即ち、実験に用いた攪乱試料では均質に充填しているので、この水みちが再現されておらず、より小さな動水勾配で目詰まりが生じたものと考えられる。従って自然堆積状態の土に対しては、室内でのこのような目詰まり実験で現地の地下水流動を再現し、定量的評価を行なうことは困難であることがわかった。

(6) 試験掘り結果

道路は当地域を延長約1.3km、切土高約8mで計画されている。このため、実際の切土工事を想定して原位置で試験掘り(縦6~7m×横15m×深さ3.1~4.6m)を行なった。その結果地下水位よりも上位の掘削面は安定を保持するものの、地下水位よりも下位の段丘礫層の出現するのり面では地下水湧出に伴う礫層基質部の逸脱が認められ、小規模な崩落が随時発生し、無対策では切土のり面の安定維持が困難であることが分かった。

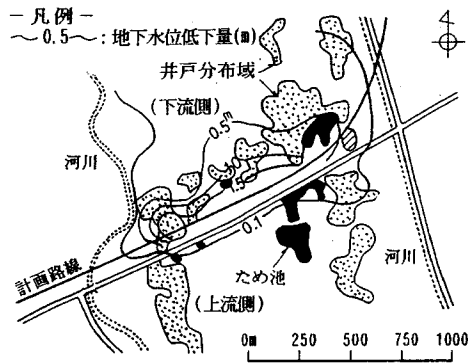


図-7 シミュレーションによる地下水位低下状況 (無対策時)

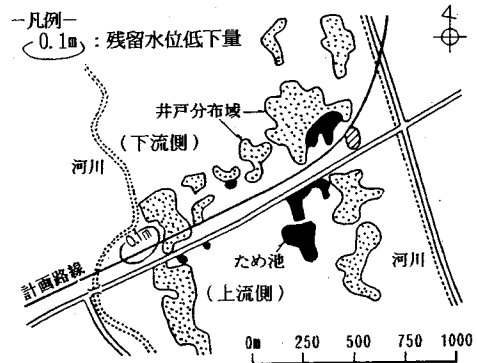


図-8 シミュレーションによる残留水位低下状況 (100mピッチ及び200mピッチで注水した場合)

表-2 地下水位低下による水利用施設の機能障害

施設	井戸湛水深の減少度		
	50%以上	10~50%	合計
井戸	19	83	102
ため池	貯水量の減少: 21,000m ³		
水田	かんがい期間の必要補給水量: 230,000m ³		

4. 広域地下水の数値解析

(1) 目的及び解析条件

道路建設による地下水流 (主に自由地下水) 阻害が水利用施設に与える影響の予測と、現状の地下水状態に復元するのに必要な補給水量及び復水施設の規模を事前に検討する目的で、地下水モデルによる数値解析を行った。

解析に当たっては、降雨、蒸発散、直接流出、地下浸透までの主として地表付近の水循環を表す“地下水涵養モデル”と、帯水層内の地下水流動を表す地下水流動モデル”を組み合わせる調査地全体の水循環を表現した。

地下水涵養モデルは直列3段のタンクモデルで表現し、計算期間は14ヶ月間 (日単位) とした。降水量は、近傍の実測データを、蒸発散量は月平均気温をもとにソーンズウェイト法により推定した値を用いた。モデルの作成は、第3段タンクを飽和帯と見なし、その水位が調査値の実測地下水水位変動を再現できるよう各タンクのパラメータを修正して行った。そして第2段タンク (底穴) から第3段タンクへの流量を地下水涵養量として求めた。

一方地下水流動モデルは、自由地下水を対象とした平面2次元モデルで、解析領域は計画路線を中心として南北方向に約1500m、東西方向に約1700m (両端の

河川まで) の範囲である。そして大阪層群の最上位粘土層を不透水層とし、帯水層構造、水理定数、地下水位等に関するデータ及び地下水涵養モデルで得られた地下水涵養量を用いてモデルを構築した。境界条件は、南北端は動水勾配を一定、東西端はそれぞれの河川水位を固定水位条件として与えた。

モデルの作成に当たっては、調査地内で得られた地下水位データの時間変動や平面分布形状が再現されることを指標にパラメータの固定を行った。なお、地下水流動の支配要素の一つと考えられる“水みち”については、その具体的な位置が特定できなかった。そこで原位置での透水試験結果やボーリング結果による地質状況の違いに着目して、高透水性ゾーンという面的な透水性区分を行って検討した。

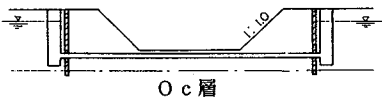
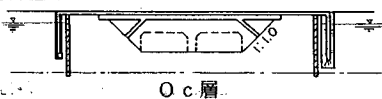

(2) 解析結果

a) 無対策施工による周辺井戸等への影響

図-7に解析結果を示す。同図によれば計画ルート中央が掘削規模が大きいに起因して地下水位低下量が大きく、ルートから100mの範囲で1.5m以上、200mの範囲で1.0m以上の水位低下が起り、0.5m以上の低下範囲は600mの範囲に及ぶ。一方掘削深度が漸減する両端部では水位低下範囲は縮小された形となるが、それでも0.5m以上の水位低下範囲はルートから200m~300mの範囲に及ぶ状況である。これに対し地下水流動の上流に当る南側での地下水位低下はルート近傍に限られており周辺の低下量は非常に小さい。即ち地下水流動の下流側に当たる北側の地域では広範囲で著しい水位低下が予想された。

このような施工に伴って予測される水位低下が周辺の水利用施設に与える被害について定量的評価を行った。その結果を表-2に示す。影響圏内 (計画ルートから300m範囲内) の132ヶ所の井戸 (全井戸の42%に当たる。) の内、102ヶ所が井戸内水位の減少度が10%以

表-3 地下水保全工法の選定

工法案	模 式 図	工法概要	施工性・信頼性	施工費	評価
逆サイフォン案		上流側下流側の水頭差を利用して逆サイフォン管を通して流下させる。既存のカルバート部 3ヶ所と既設の送水管(φ600mm) 7ヶ所に対応。	自然流下させることによって、維持管理がほとんど不用となる。ただし、送水状況が確認できず涵養量を定量的に把握できない。	中	○
ポンプ案		上流の集水井に設けたポンプによって強制的に下流に送水する。機過部は管路 (free or full) で可。	流量調整が可能 (断続運転) で涵養水量を定量的に把握できる。イニシャルコストは小さいが電気機械設備のメンテナンスが必要でランニングコストが高くなる。	中	△
アーチブリッジ案		既設跨道橋を利用して、自然流下させる。ただし、地下水位がアーチクラウンより高くなるように橋梁構造変更が必要。	遮水壁によりせき上げ効果から見て必要水量の全部はカバーできない。	小	△

上になり、何らかの影響を受けるものと判断された。地下水位の低下に伴って影響を受けるため池は9ヶ所あり、貯水減少量の総量は約21000㎥と予想された。また、水田における減水深の増大に伴う必要補給水量は、灌漑期を通じて約230,000㎥となることが予測された。

b) 必要復水水量及び必要施設規模

当該区間の道路建設計画により分断される地下水(自由地下水)は 250㎥/day(170ℓ/min) と算定された。すなわち『地下水環境の保全』の見地から道路建設後の地下水状況を建設前と同様の状況に維持するためにはこの水量を何らかの方法で分断された側(地下水流の下流側)へ涵養させ復水する必要がある。この場合帯水層への注水能力は帯水層の規模(厚さと広がり)・地下水位等の条件によって異なるため、復水施設の設置位置・間隔については詳細な土質データを必要とする。

本解析では復水施設(涵養井)の設置間隔(ピッチ)を50m, 100m, 200mとした場合についてその効果を数値解析により検討した。その結果最も効果が大いなのは50mの場合で、全域で地下水位は原状に回復するが、この場合所々で地下水位が地盤より高くなり、湿地化を呈する状況となる。すなわち当地域では帯水層の注水能力(注水された水が下流側へ掃けること)に限界があり、集中的な注水は逆に湿地化というマイナスの効果をまねくため、ある程度分散して注水する方が実質効果が大いだと判断された。一方、100mピッチ(1箇所当り17ℓ/min)と200mピッチ(1箇所当り34ℓ/min)の2ケースについては、図-8に示すように復水の効果は両ケースとも同程度であり、一部地域で僅かの水位低下域があるが、全体としては水位はほとんどの地域で自然水位まで回復しており、本対策工の効果が認められた。ただし200mピッチの場合、施設数は少ないものの、1基当たりのシステムの規模が大きく、

涵養井の有効半径を50mとしなければならなくなり、現実的でない。したがって涵養井は10箇所(100mピッチ)とし、1箇所あたりの集水と涵養の可能な設計流量は17ℓ/minとした。この場合の井戸の有効半径は約10mとなるが、施工面からの条件により本計画では井戸半径を2mとし、有効半径を拡大することと同等な効果が得られる方法を検討することとした。

5. 地下水保全工法の検討

(1) 地下水保全工法の具すべき条件

永久構造物である道路に付帯する地下水保全工法の具すべき条件は、地下水の水質を変化させることなく、長期的にかつ面的に下流側に安定して地下水の補給を可能とすることである。すなわち、以下の条件を満足しなければならない。

- ①必要水量を地下水の形で供給する。
- ②目詰まりの発生を防ぐ。
- ③地下水流の不均一性を考慮し浸透面積を大きくすること。
- ④計画全体としては次の条件を満足する工法を選択しなければならない。
- ①地元への騒音、水質等の環境問題を生じさせない工法
- ②道路用地内で対応可能な工法
- ③信頼性が高い工法
- ④維持管理が容易な工法
- ⑤経済的に有利な工法

(2) 地下水保全工法の選定

地下水保全工法は、阻害された地下水を現状の状態で復元することを目的とする。したがって工法選定に当っては表-3に示すように、以下の3つの送水方式案を検討した。

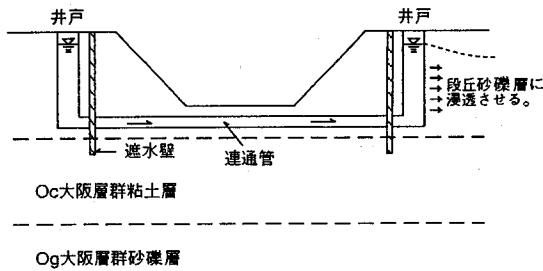


図-9 地下水保全工法の概念 (1ユニット)

- ①逆サイフォン案
- ②ポンプ案
- ③アースブリッジ案

下流側へ地下水を供給する方法は、将来の維持管理を考えメンテナンスフリー化を目指し、自然流下の状態で送水することを基本とした。

方法として「上げ越し」あるいは「下げ越し」の2通りある。上げ越しの場合には、

- i) ポンプアップによる強制送水方式は維持管理が必要であり、ランニングコストがかかる。
- ii) 跨道橋を利用した自然流下の場合には地下水位をアーチクラウンより高くなるように跨道橋の構造変更が生じ、かつ跨道橋の数が限られていることから下流側で必要な水量をカバーできない。

上記の事より、自然流下で送水する方法として「下げ越し」(逆サイフォン形式)による方法を採用することとした。

(3) 地下水保全工法の基本形式の決定

上記(1)及び(2)の方針により図-9に示す『逆サイフォン方式』の復水工法を基本とした地下水保全工法を立案した。本工法は以下のシステムを1ユニットとし、複数のユニットを現地に構築することで必要復水量に対応させるものである。

1ユニットの基本構造は以下のとおりである。

- ①道路切土路肩部に切土法面の安定確保及び動水勾配を確保するため柱列式地下連続壁を設置する。
- ②柱列式地下連続壁背面には、地下水の上流側に集水施設(集水井)、下流側に涵養施設(涵養井)を設置し、集水施設と涵養施設を連通管で結ぶ。
- ③井戸の有効半径を拡大する手法、また地盤の不均一性を考慮し、浸透断面積を大きくする手法を検討し、本システムに付加することとする。

(4) 浸透断面積を大きくする手法の検討

地下水保全工法のポイントは、地下水をいかに面的にかつ長期的に安定した状態で上流側から下流側へ浸透させることができるかである。このため、地下水上

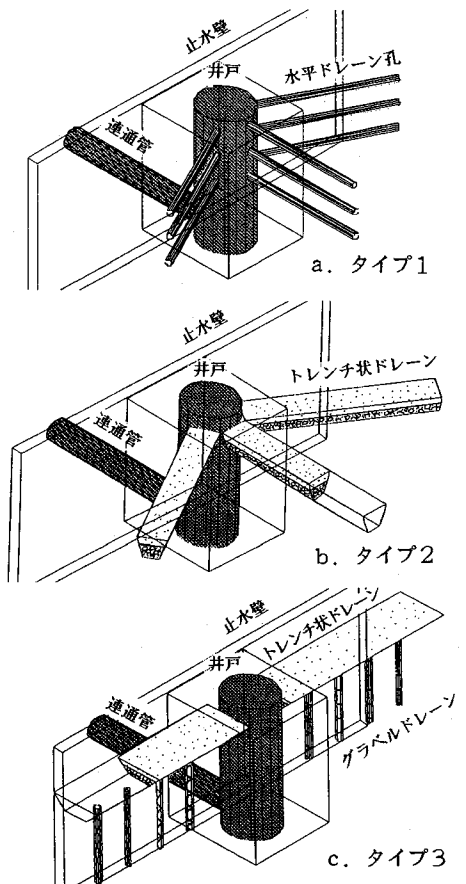


図-10 浸透断面積を大きくする種々の手法

流側の集水施設及び下流側の涵養施設の構造決定に際しては、対象土層の性状や目づまり現象発生の有無を十分考慮すべきであり、現段階で想定される種々の集水・涵養施設を実際に現地で設けてその効果を事前に検討し最適な手法を選定する必要がある。選定時には次の事項も考慮しておく必要がある。

- ①涵養対象となる段丘砂礫層の土層変化に対応できるように、平面的に連続した浸透が期待できること。
- ②できるだけ自然に近い動水勾配で涵養できること。
- ③施工性、及び経済性の面で有利であること。

これらの事項より図-10に示す3案を集水井及び涵養井に付加する手法として検討した。

タイプ1：集水井及び涵養井から放射状に水平ドレーン孔を設置して井戸の有効半径を大きくする案

タイプ2：上記ドレーン孔の代わりにより浸透断面積がより大きいトレンチ状ドレーンを地表部付近に放射状に設置して井戸の有効半径を大きくする案

タイプ3：止水壁に沿ってトレンチ状ドレーンとさらに鉛直方向にグラベルドレーンを設置して、深度方向の浸透域を拡大する案

さらに各基本形を組合わせた以下の3案を付加して

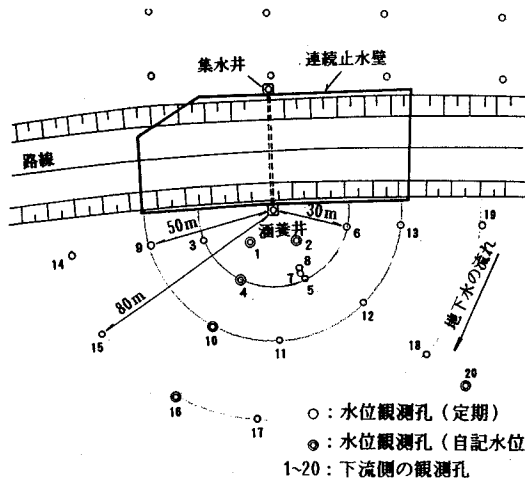


図-11 試験施工位置図

計6つの施設タイプを検討した。

タイプ4：タイプ2とタイプ3の組合せ

タイプ5：タイプ1とタイプ3の組合せ

タイプ6：タイプ1とタイプ2とタイプ3の組合せ
いずれも集水井及び涵養井の有効半径を拡大することを目的としたものであるが、その最適構造を決定するにあたっては効果の大小は勿論のこと、施工性や維持管理の問題も含めた多面的な評価が必要となる。

タイプ1は地すべり対策で一般に用いられている集水井と同種のものであり、施工実績は豊富である。ただし井戸内からの施工となるため施工性が良くないことや、ドレーンパイプの延長及び孔配置の決定方法には不明確な点も多い。

タイプ2は地上からトレンチ掘削するため施工性には優れているが、用地的な制約条件もあって、施工規模は限られる。一方タイプ3は、連続的な施設であるため前記2タイプの方法に比べて浸透断面積はかなり大きくなり、また柱列止水壁沿いに施工するため用地上の制約も少ない。ただし、グラベルドレーンの孔径やピッチの決め方、更には施設規模が大きくなるため維持管理が難しいといった問題もある。しかし、目詰まりが発生すると新たにグラベルドレーンを打設しなおすことによって地上から修復できる利点がある。

このように各施設の構造的な問題について詳細に検討する必要があるが、この他、使用する材料（例えばフィルター材の材質や粒径）、目詰まり対策、涵養効果を評価する方法等今後解決すべき問題も多い。

6. 復水工法の効果確認のための試験施工

(1) 試験施工の目的

選定された逆サイフォン方式の復水システムが、現

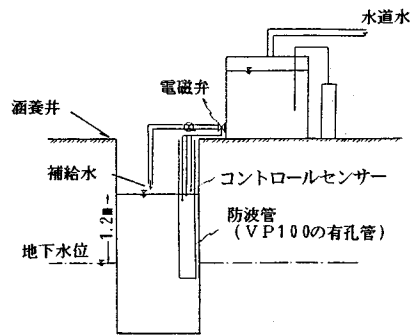


図-12 試験方法

地の砂礫層地盤に対してどの程度の効果をもたらすかを確認するために実際規模の地下水補給施設を現地に設けて復水効果を事前に検討し、最適な施設形状を決定することを目的として試験施工を実施した。

(2) 試験施工方法

図-11に示すように対策区間に延長100mの柱列式地下連続壁及び地下水集水、涵養施設を設置した。ただし止水壁施工区間が有限長であったため、止水壁両端からの地下水の回り込みが生じ、止水壁を挟んだ上下流間で十分な水位差が得られないことが予想された。そこで連通管内に遮水弁を取り付け、下流側井戸と上流側井戸を分離し、下流側井戸（涵養井）で涵養効果試験を実施した。

試験は、涵養井内に注水して水位を上昇させ、周辺地下水との間に人工的な水位差を設けて涵養させるもので、図-12に試験の概要を示す。また具体的な試験手順は次のとおりである。

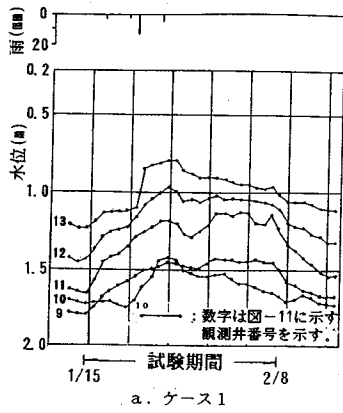
①地上の給水タンクに水道水を貯水する。なお目詰まり原因として考えられる水道水中の溶存酸素を地下水と同一にするため、窒素ガス（ N_2 ）を送気し抜気（脱酸素）した。

②井戸内の水位は、『柱列式地下連続止水壁を全区間施工後に生じる上下流での水位差』とし、数値解析結果を基に、『周辺地下水位+1.2 m』とした。ここに周辺地下水位とは涵養井近傍に設けた地下水観測孔4地点の平均水位とした。

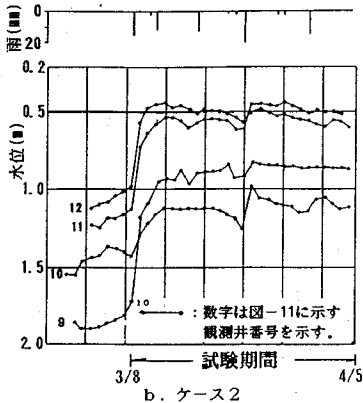
③涵養井水位のコントロールは、井戸内に設置したリレー式センサーと給水タンクに取り付けた電磁弁を接続して、水位が±2.5cmの精度で維持されるように給水タンクから自動送水した。

(3) 試験ケース

涵養施設としては前記した6タイプを検討したが、本試験施工では基本タイプについてその効果を比較検討するものとし、このうち用地及び時間的な制約から

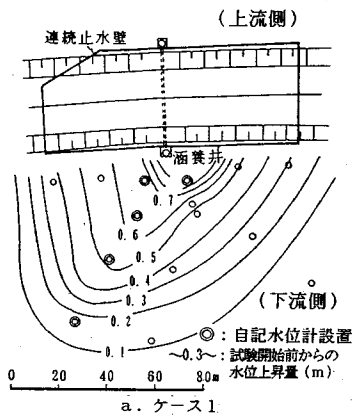


a. ケース1

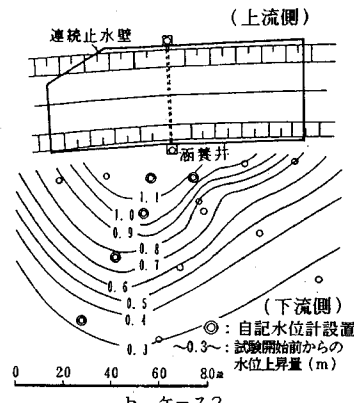


b. ケース2

図-13 試験期間中の地下水位変動状況

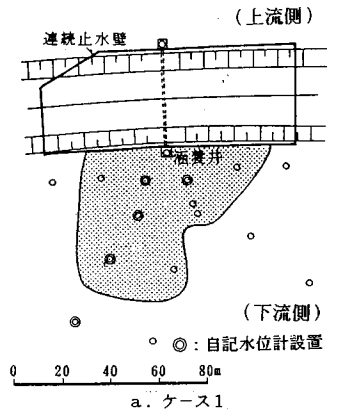


a. ケース1

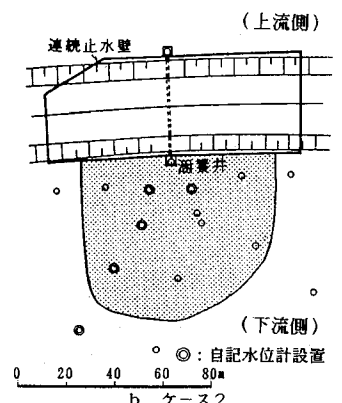


b. ケース2

図-14 地下水位上昇量の平面分布
(1ヶ月後)



a. ケース1



b. ケース2

図-15 トレーサーの到達範囲

以下の2ケースについて試験を実施した。

①ケース1 (タイプ1の水平ドレーン方式) :

涵養井から放射状に水平ドレーン孔 ($\phi 86\text{mm}$, $L=10\text{m}$) を3方向上段, 中段及び下段の3段, 計9本設置し涵養させる方法。

②ケース2 (タイプ3のトレンチグラベルドレーン方式) :

涵養井から柱列式地下連続壁沿いの地表部付近にトレンチドレーン ($L=50\text{m}$) と2mピッチのグラベルドレーン ($\phi 500\text{mm}$, $L=3\text{m}$) を設置し涵養させる方法。

(4) 観測体制

a) 地下水位観測

試験施工区間の上流側11ヶ所, 下流側20ヶ所の計31ヶ所に地下水位の観測孔を設置した。このうちの6ヶ所は自記水位計による連続観測を行ない, 他は1回/日の測定とした。また近傍3ヶ所のため池についても, 1ヶ所は自記水位計により, 他は1回/日の測定を行った。

b) トレーサー追跡調査

涵養井内にトレーサー (NaCl) を投入し, その到達

状況から涵養施設の影響 (効果) 範囲を評価した。調査は各観測孔で一定時間毎に孔内水の電気伝導度を測定するもので, その経時変化からトレーサーの到達の有無を確認した。

c) 地下水垂直検層

涵養井近傍の観測孔2ヶ所で各ケース2回実施し, 地下水の流動状況を比較した。

(5) 試験結果

a) 地下水位変動状況

試験期間中の地下水位変動状況として, 図-13に涵養井から50m離れた観測孔群の結果を示す。

①ケース1

試験開始前約2週間の連続した無降雨日により, 周辺地下水位は単調に低下する状況にあった。しかし試験開始とともに水位は上昇に転じ, この傾向は涵養井に近い観測点ほど顕著に現れた。具体的には, 涵養井から30m以内の観測地点では試験開始直後から急激な水位上昇を示し, 直近の観測孔では0.7~0.9mの水位上昇量を示した。これより遠い30~50mの範囲では水位上昇の程度はやや小さくなるが, 地下水位は徐々に

上昇し、ほぼ7日目以降には一定の水位となった。涵養井から80m付近の観測孔では降雨（13mm/日）による一時的な水位上昇はあったが、50mの範囲で見られた安定した水位上昇は認められなかった。ただし試験前から継続していた水位低下傾向は止まり、ほぼ横ばいの水位変動を示す状況にあった。

②ケース2

試験開始直後から、全ての観測地点で明らかな水位上昇を示した。涵養井から30mの範囲では涵養開始と同時に1m程度の大きな水位上昇を示し、2～3日目以降にはほぼ定常状態となった。30～50mの範囲でも水位上昇の程度はやや小さくなるが、同様に顕著な水位変動を示した。一方80m離れた観測地点では水位は緩やかに上昇し、5～7日目目で0.3m程度の上昇量を示すなど、ケース1では見られなかった復水効果が認められた。なお、試験期間中には10mm/日以上降雨日数が5日あったが、これによる水位の変動は涵養井に近い観測孔程小さく、試験による涵養効果の方がより大きく影響していると思われる。

以上のように、試験開始直後の地下水位変動は何れのケースも明らかな上昇傾向を示し、涵養施設による復水効果が認められた。ただし水位上昇の程度は、施設タイプによって異なっている。図-14は各観測地点の水位上昇量（試験中の安定水位と試験前水位の差）を平面図にコンター表示したものである。これによると水位上昇の範囲は、涵養井を中心にして下流側に半円状に拡大している状況が読み取れるが、ケース1に比べてケース2の方が大きくなっている。また涵養効果の到達範囲は、『点』で涵養させるケース1よりも『線』で涵養させるケース2の方が面的に広いことが解る。0.5mの水位上昇を示した範囲は涵養井からの距離で、ケース1が最大約50m、ケース2が最大約65mであったが、ケース2では東西方向にも大きく広がっており、面積的にもより広範囲で復水効果が現れている。当然の事であるが、涵養施設付近の動水勾配も小さくなり、目詰まりしにくくなる。

b) トレーサー追跡調査

調査結果を図-15に示す。影響範囲はケース1では井戸を中心に楕円状に、ケース2では方形に拡大している。その範囲はケース1に比較してケース2の方が面的に大きくなっている。このような状況は地下水変動量の平面分布形状（図-14）とも概ね一致したものととなっている。

c) 地下水垂直検層

試験結果を図-16に示す。試験前は、GL-7mまでの砂礫層及び砂層の区間で地下水が流動している状況が読み取れ、特にGL-5mまでの段丘礫層で卓越した流動が認められた。ケース毎の検層結果を比較すると、

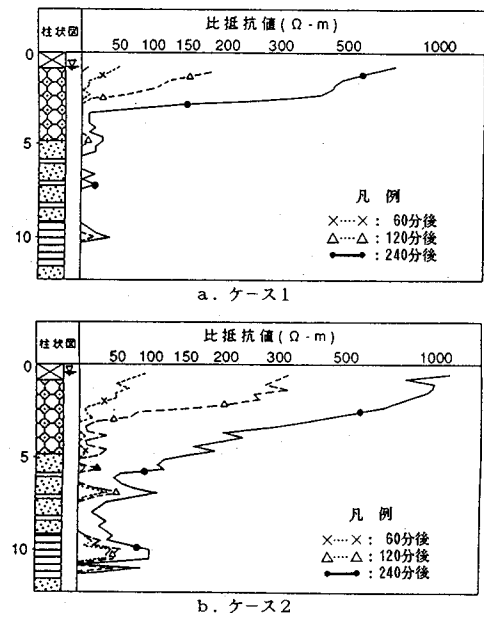


図-16 地下水垂直検層結果

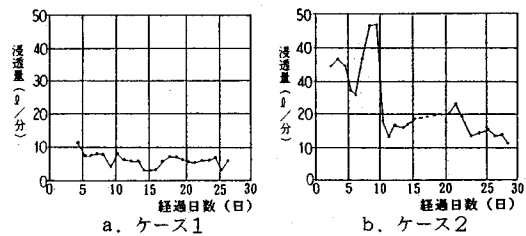


図-17 浸透量の経時変化

ケース1よりケース2の方が地下水の流動状況は顕著である。ケース1での卓越流動区間は浅部のGL-4m付近までであるが、ケース2ではGL-7m付近までの区間で地下水流動が見られる。

このような涵養施設の違いによる地下水流動状況の変化は、前述の水位変動の傾向とも整合している。

d) 涵養量

涵養施設からの浸透量は、図-17に示すように試験初期は大きく、周辺地下水位の上昇に伴って漸減し、水位の安定とともに一定の浸透流量を示すようになる。

①ケース1

試験期間中概ね安定した浸透流量を維持しており、最終的な浸透流量は6 l/minであった。

②ケース2

試験開始直後に30～40 l/minの浸透流量を示したものの、10日目頃には16 l/min程度まで減少した。そして試験期間中に近傍の水路から漏水が発生したりして、地下水位が変動して、浸透流量自体は大きく変動した。最終的な浸透流量は10 l/minとなった。

7. 地下水復水施設の評価

(1) 現地盤への適用性

試験施工において、2タイプの涵養施設の効果を比較検討した。効果判定の指標としては、①地下水位の回復量、②影響範囲、③涵養量の3要素が考えられるが、どの範囲でどの程度の効果を見込めば対策施設として有効であるかの判断が重要な点となる。

試験施工結果によれば、『面』で涵養させるケース2が『点』で涵養させるケース1に比して上記①～③のすべてにおいて有効であることが確認された。特にケース2の涵養量については、主たる支配要因である周辺地下水位が降雨等により上昇する傾向にあり涵養条件はむしろ劣っていたことを鑑みても、ケース1より大きな効果が期待できることがわかる。

このように両方の涵養施設とも、程度の差はあれ有効な復水効果を示した。また、涵養量も10日から1か月間ほとんど低下していない。これは涵養に際して、井戸内の水位を自然状態に近い水位に維持し、地下水位との動水勾配を大きく取らなかったため、涵養に際して最も懸念した目詰まりが生じなかったことになる。

過去の復水工法の実施事例を見れば、対象地盤の透水性は $10^{-1} \sim 10^{-3}$ cm/secの範囲にあり、井戸1本当りの注入実績は透水性の大小に支配されているようである。試験施工地点の地盤の透水性は上記範囲の低透水域に相当するが、水平ドレーン孔やトレンチ・グラベルドレーンを併設して井戸の有効半径を大きくしたことにより、自然状態に近い地下水の流れが再現できたものと考えられる。即ち $10^{-1} \sim 10^{-3}$ cm/secの透水性を有する砂～砂礫地盤に対して、本検討で選定した地下水復水工法は十分適用できると評価される。

なお試験施工を実施した位置でのFEMによる断面2次元浸透流解析の結果によれば、施工に伴う下流側への必要補給水量は締切り長さ100m当り13ℓ/minであり、ケース2の最終浸透量10ℓ/minと概ね一致している。そしてこの不足水量については、例えばトレンチドレーンの施工延長を伸ばすといった施設規模の拡大によって対応することが可能である。

(2) 集水・涵養施設の形状決定

永久構造物である道路に付帯する復水施設としては、地下水を長期的にかつ面的に安定した状態で集水・涵養を維持することが必要である。このためには地下水状況を可能な限り自然に近い状態に保持することが必要であり、これにより目詰まりの発生を極力抑えることができる。したがって小さな動水勾配で広範囲に均等に復水するためには集水・涵養面積を大きくすることがきわめて重要であることがわかる。

また、一般には層状水として取り扱われる砂～砂礫層中の地下水も、『局所的な水みち』と呼ばれる高透水性ゾーンに支配されて流動していると考えられることから、この高透水性ゾーンを捉える確率を高めるためにも涵養面積を大きくする必要がある。

以上のことから、施工性も考慮し、本工事での復水工法の形状はケース2を採用することとした。

8. まとめ

本研究では、広域かつ長期間の水文調査を実施し掘削の道路建設に際して問題となる地下水の流況阻害を未然に防ぐ目的で復水工法の検討を行った。その中で復水工法に係る種々の問題点が提起された。そこでそれらの問題点を克服して恒久的な施設とするためにどのような施設が最適であるかを検討した。その結果以下に列挙する結論を得た。

(1) 攪乱した原位置の試料を対象に室内での長期(2ヶ月)の浸透実験を実施した。その結果、目詰まりには動水勾配がもっとも大きく関与することがわかった。

(2) 対象地区の水文地質情報が詳細に判明すれば、復水工法の効果や施設配置に関する検討において数値解析は有効である。

(3) 現状の流況を維持し、自然流下方式で維持管理が容易な工法を用いることとし、その結果本地区では逆サイフォン方式が有効であると判断された。

(4) 地下水の浸透は一様でないと言う観点と涵養施設の近傍で高い動水勾配をかけると目詰まりしやすいとの観点から、涵養施設の浸透断面を広くする種々の工法を提案し検討した。そして原位置において実際規模の涵養施設による試験施工を実施した。その結果、柱立止水壁沿いに設けた集水・涵養井戸(本件では100m間隔)と連結したトレンチ掘削と、グラベルドレーンを併用する方法が用地の面および涵養効果を拡大するうえでも有効であり、目詰まりした後の修復が可能であることがわかった。

なお、今後の課題としては、本工法はその機能を恒久的に維持する必要があることから、井戸の仕上げを入念に行い、目詰まりによる機能低下を最小限に抑え、モニタリングを継続して必要に応じシステム全体のフラッシング(逆洗)を行い、その機能を維持していかねばならないが、システムの機能を評価するための手法の検討、及び維持管理方法等を詳細に決定していく必要がある。

近年、地下空間あるいは地下水環境に関する議論が多くなされており⁴⁾、今後地下水の予測・評価技術として、地下水シミュレーション解析技術の向上や地下

空間における地下水流阻害や地下水障害の防止，地下空間内の水制御技術，地下水のモニター技術等を確立していく必要があると言われている。

本工法で企画・立案した技術・手法が将来地下水環境の保全，あるいは今後増大していくと考えられている大深度地下利用等に関わる技術進歩に僅かでも貢献できれば幸いである。

参考文献

- 1) 土質工学会：根切り工事と地下水，pp.313-317，1991.
- 2) 西垣誠：被圧水及び高地下水水位地域での基礎工の設計

と施工の問題点，基礎工，Vol.18，No.8，pp.26-32，1990.

- 3) 永井宏ほか：連続切土区間の地下水保全について，第19回日本道路会議論文集，pp.160-161，1991.
- 4) 鎌田烈ほか：水文…地下水脈，土と基礎，Vol.41，pp.7-12，1993.
- 5) 水収支研究グループ編：地下水資源・環境論，共立出版，pp.229-271，1993.
- 6) 村下，永井：人工地下水用井戸の目づまり，日本地下水学会誌，第14巻，第2号，pp.11-14，1972.

(1994.1.12 受付)

A STUDY ON PRESERVATION METHOD OF GROUNDWATER-FLOW IN HIGHWAY CONSTRUCTION

Hiroshi NAGAI, Makoto NISHIGAKI, Takao UNO
and Mitsunori YANAGIDA

The highway is designed to cross a wide terrace by open-cutting with the 1.3km in length, 8m deep, which will incur dewatering of the terrace deposits, aquifer, downstream of the highway. Facility to preserve groundwater-flow is designed as countermeasure against cutting off the flow after making clear the groundwater condition and proving efficiency of the facility by means of simulation and full-scale model test.

The facility consists of discharge well upstream the open-cut, recharge well downstream it, and connecting pipe below it and between both wells. Both the discharge and recharge wells (2m, 12m deep) are furnished with trenches (1.5m wide, 2.5m deep, 20m to 80m long) provided in parallel with the cut-off walls and pits (0.5m, 3m deep) provided at 2m intervals beneath the trenches, so as to complement efficiency of the wells.