

腐植土地盤における揚水井工法の効果

齋藤 二郎 東 正 泰
木村 薫

Effects of the Pumping-Well Method on Peat

Jiro Saito Masayasu Higashi
Kaoru Kimura

Abstract

In case of embankment on peaty ground of high water content which is highly compressible and very weak, long-term consolidation is in itself a problem.

In this paper the authors describe field determinations made on the pumping-well method for accelerated stabilization by pumping water from the peat. As a result of measurements and analysis of the volume of pumped-up water, the water table, settlement and pore pressure during the field determinations, the effectiveness of this method was confirmed and an outlook was obtained for its practical use. The authors believe this method will find wide application in the future.

概 要

高含水比、高圧縮性でしかも強度的にきわめて軟弱な腐植土地盤上に盛土を施工した場合に問題となる1つは長期にわたる圧密である。短期に安定状態にもってゆくために地盤中に設けた井戸から揚水する揚水井工法の試験工事をおこなった。その試験工事においては揚水量、地下水位、沈下および間隙水圧の挙動を測定、解析した。その結果、この工法の効果を確認し、技術的、経済的にも実用化への目処を掴んだ。

1. まえがき

軟弱地盤上に盛土を施工する場合に問題になるのは、軟弱地盤の支持力不足と圧密沈下である。この問題を解決するために深層の地盤改良工法を計画する。しかし、高含水比、高圧縮性を持つきわめて軟弱な腐植土層の地盤改良については実施例も少なく、その改良効果について諸説¹⁾があり明確な適正工法については定説のないのが実状である。

一方、宅造工事などを主とする開発は地価などの関係から、このような軟弱地盤地域の利用を計画して実施しているのが現状である。

このようにきわめて軟弱な腐植土層を主とする地盤上に単純に盛土を施工した場合に腐植土の支持力が足りないために、部分的に多量の土がめり込むことが避けられずに所要の土量が膨大になる上に正確な予測もたたない。また結果的にきわめて不均一な地盤ができ上り、そのために造成後も長期にわたる大きな不同沈下を覚悟せねばならない。

このような事態を回避するために試験工事をおこな

って次のような工法が最適であろうとの見通しを得た。

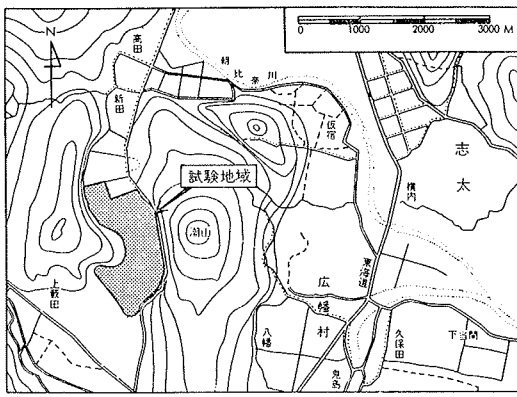
- (1) 原地盤の表面排水処理を十分におこなう。
- (2) シート工法を用いて、慎重な段階盛土施工をおこなう。
- (3) 揚水井を適当な間隔に設けて強制的な揚水により盛土荷重の浮力による低減を少なくすると同時に腐植土層に対して脱水圧密を促進する。

この報文では、これらのうち腐植土地盤上において載荷盛土によって圧縮量の大部分を占める初期圧密を進行させて以後に継続する二次圧密が大部分を占めると思われる長期圧密を腐植土層の中に設けた井戸から強制的に揚水することによって短期に安定状態にもってゆく揚水井工法の効果の検討をおこなったものである。

2. 土質の概要

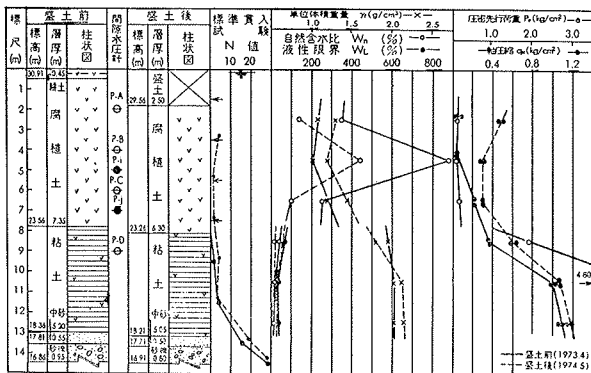
試験工事地区は、図一1 試験地区位置図に示すように、静岡県藤枝市北部に位置し、東側を潮山（標高、200m）、西側を南北方向にのびる丘陵（標高150m）に挟まれた標高20mの平坦な谷の湿地帯である。地盤

は腐植土と沖積粘土からなる12m内外の軟弱土層が上部に、その下には砂層および砂礫層が分布している。表層の腐植土層を除くシルト、粘土、砂礫層はその谷の北側を流れている朝比奈川が以前にこの谷を通る流路であったときに形成された沖積層であり、粘性土の生成過程は一部後背湿地の様相がみられる。問題の腐植土層は朝比奈川が現在の流路となり、両側を流れる葉梨川とに挟まれて湿地帯となって植物が腐植堆積したものである。したがって、この腐植土は腐植進行程度も浅く高含水比、高圧縮性の超軟弱地盤を形成している。



図一 試験地区位置図

試験地区の軟弱地盤は図一2土質柱状図、表一1土質試験結果表一覧に示すように、地表面から8mまでが腐植土層で、その下13mまでがシルト、粘土層が分布する。腐植土層とシルト、粘土層の間には明確な境界があるわけではなく1m内外の厚さで過渡的な変化を示している。



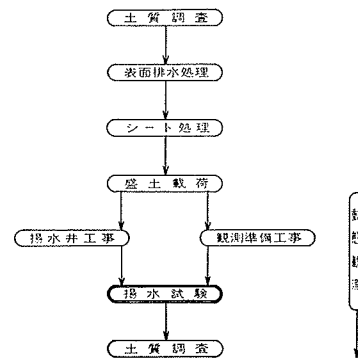
図二 土質柱状図

3. 施工および調査の概要

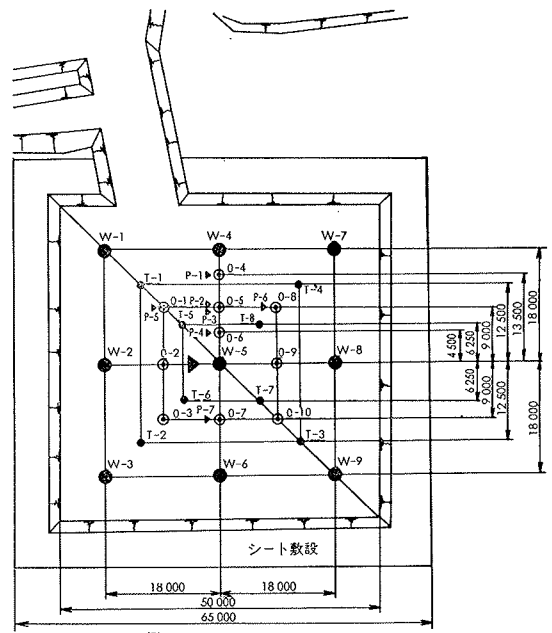
試験工事の施工順序は表一2に示す要領でおこない試験ヤードの平面および計測器の配置は図一3に示す

	腐植土層	シルト粘土層
観察事項	地表面から深さ8mにわたって暗茶色のスポンジ状を呈する含水量非常に大きく部分的にスコリアを含む。7m付近から粘土の薄層を含んでいる。	腐植土層の下に5mにわたって灰色の粘性のやや大きい含水量もやや大きく、部分的に腐植物を含んでいる。
比重 Gs	1.822~2.432 腐植進行程度によって変化	2.691~2.713 荷残物含有によって変化
単位体積重量 γ_t (g/cm ³)	1.060~1.253	1.967~2.047
含水比 Wn (%)	230~905	21~28
間隙比 e	5~19	0.6~0.7
飽和度 Sr (%)	95%以上 (飽和状態)	95%以上 (飽和状態)
コンシステンシー限界	WL, Wpともに不明確	WL=30~62 (%) Wp=19~45 (%)
一軸圧縮強度 q_u (kg/cm ²)	0.04~0.22 深きとともに若干強度増加する。	0.34~1.11 過圧密状態 縮敏比 1.8~4.1
圧密係数 C_v (cm ² /min)	$1 \times 10^{-2} \sim 2 \times 10^{-1}$	$3 \times 10^{-2} \sim 1 \times 10^{-1}$
圧縮指数 Cc	7.60~10.9	0.19~0.43
体積圧縮係数 m_v (cm ² /kg)	$3 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^0$	$2 \times 10^{-2} \sim 3 \times 10^{-1}$
透水系数 K (cm/min) (現場透水試験によるK)	$3 \times 10^{-6} \sim 2 \times 10^{-4}$ ($5 \times 10^{-3} \sim 4 \times 10^{-2}$)	$2 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-5}$

表一 土質試験結果一覧表



表二 試験工事施工順序



- 凡例
- W-1~9 揚水井(φ400深さ7000)
 - ◎ O-1~10 観測井(φ50深さ8000)
 - T-1~8 沈下板
 - ▶ P-1~7 間隙水圧計
 - ▶ P-A~D 間隙水圧計

図三 試験ヤード平面図および計測器配置図

とおりである。

3.1. 土質調査

3.2. 表面排水処理

盛土前の原地盤の表面水を処理すると同時に、盛土施工時の通水路として表面水および周辺のしぼり出された水の通路として排水を良好にしておくために、幅1m深さ0.5mの素掘水路を設けた。

3.3. シート処理

繁茂しておるヨシなどの雑草はしき込むようにして、その上にビニロンシートを敷設して盛土荷重の分散および等分布化、重機械のトラフィカビリティの確保を目的とした。

3.4. 盛土載荷工

第一段目のステージ盛土には比較的透水性の良好な岩砕混りの土砂を平均厚さ1mで全域にまき出したが表面排水処理およびシート処理の効果がきわめて良好であったために、従来ならば、ほとんど盛土施工の前進の著しくない個所であったにかかわらず短期日に均等な盛土が可能であった。後続する盛土載荷も第一段目のステージが順調であったので全く問題なく均等な盛土施工が可能であった。

3.5. 揚水井工

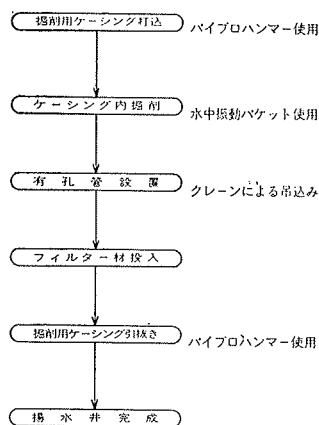


表-3 揚水井工事施工順序

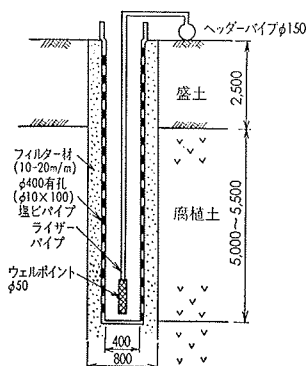


図-4 揚水井構造図

揚水井の施工順序は表-3に示す要領で、図-4、に示す構造の揚水井を施工した。すなわち盛土地盤上より、鋼管(φ800, l=12m)をバイプロハンマーによって打込み、これを掘削用のケーシングとする。次に水中振動バケツト(15kW, バケツト容量0.5m³)を用いてケーシング内の8mの深さを掘削する。掘削を終了したケーシング内に、底蓋をつけた有孔の塩ビ管(φ400, 有孔径φ10, 間隔100, l=8m, ソケット付)をクレーンによって吊込んで、ケーシングと有孔塩ビ管の間に、フィルター材として砂利を投入する。次にケ

ーシングをバイプロハンマーを利用して引き抜くことによつて揚水井が完成する。

3.6. 観測準備工

図-3に示すように、盛土施工前に沈下板T-1~8, 間隙水圧計P-A, B, C, Dを設置し、盛土終了後、間隙水圧計P-1~7, 観測井(φ50有孔布巻塩ビ管, l=8m) O-1~10を設置した。

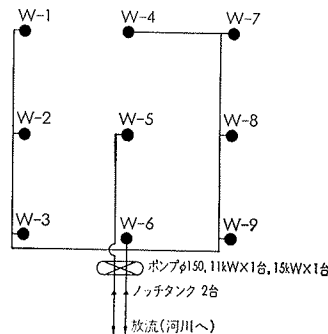


図-5 揚水井配置図

3.7. 揚水工

揚水井の配管は図-5に示すように設置し、揚水方法としては、ウェルポイントを利用して全ての井戸を同時揚水して、W-5以外の外周の揚水井は試験ヤード外周の無限の軟弱層の地下水を揚水していることになり、W-5のみが限定された範囲の揚水をおこなうことを意図しているので、揚水量管理もW-5については単独に測定して他はまとめて測定した。

3.8. 揚水試験

第1回目の揚水試験は載荷直後の盛土荷重による初期沈下の影響の小さくなった54日目に開始して、第2回目の揚水試験は、時間・沈下曲線から判断して二次圧密領域に入ったと思われる155日目に開始した。

調査内容としては、揚水量、揚水に伴う地下水位の変動、間隙水圧の変動、沈下の状態を調査することによって、腐植土地盤における載荷盛土工法に揚水井工法を併用した場合の効果について検討した。

4. 測定結果と考察

4.1. 揚水量と地下水位の変動

第1回目の揚水と地下水位の変動は図-6, 7, 8に示すように揚水量は時間経過とともに漸減し、また揚水井中の水位も漸次低下して80時間目に定常状態になったので、その後70時間揚水して148時間目に揚水を中止した。中止後2日目に揚水井中の水位は復水した。第2回目の揚水は水中ポンプによっておこない、揚水期間などは、第1回目同様におこなったが揚水量管理はおこなっていない。

定常状態における地下水位の状態は図-9に示すように、揚水井において水位低下は、4.5mから5.5mであったが、揚水井の中間に設けた観測井の水位低下は0.5mから1.8mとかなり小さかった。これは盛土の透水性が良好でなかったために盛土中の水位低下が十分

でなかったものと考えられ盛土中の間隙水が揚水井に流入していないことを示している。このために、観測井のそばの腐植土中に埋設した間隙水圧計との対応はあきらかになっていない。結果的にいえば、盛土内に盛土中の排水を促進する設備²⁾を設けて、試験区域全面にわたって盛土中の水位をその底面まで下げることが観測上からも、また圧密を促進させる意味からも望ましかったと言える。

4.2. 沈下の挙動

図-10に示すように、理論曲線と実測曲線との間には大幅な相違がみられる。圧密係数から比較すると、

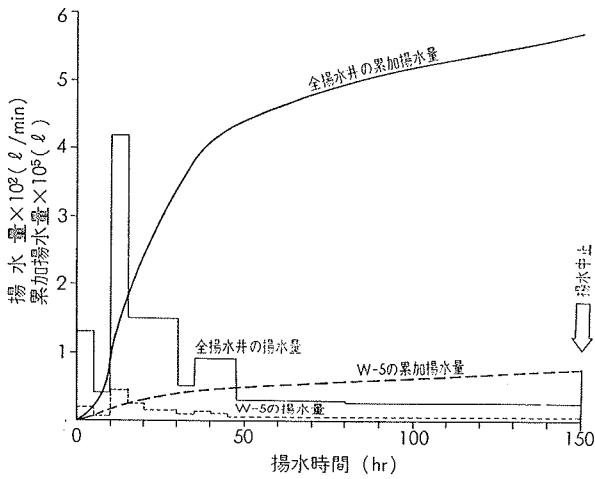


図-6 揚水量管理図

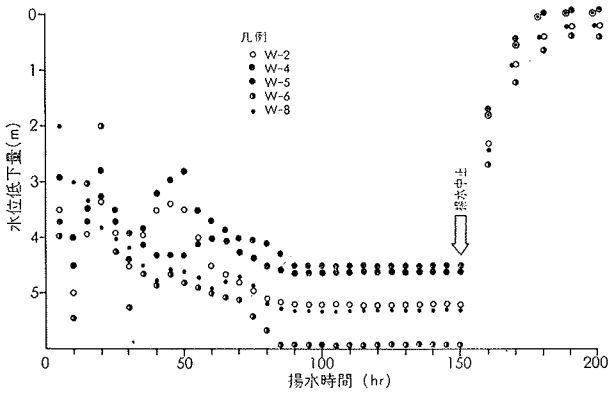


図-7 揚水井の水位低下と時間の管理図

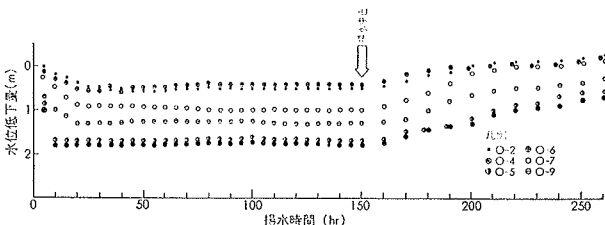


図-8 観測井の水位低下と時間の管理図

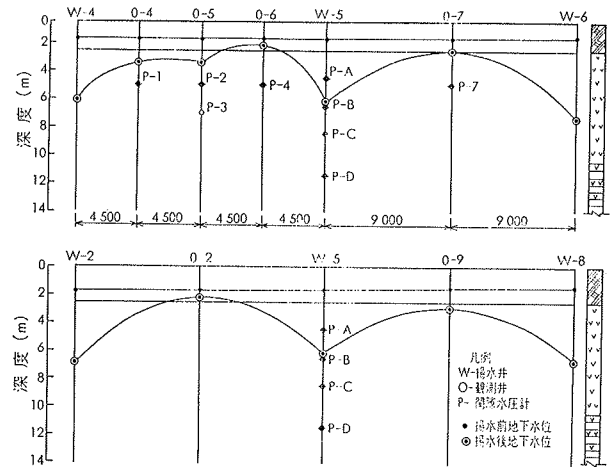


図-9 地下水位の変化断面図

実測沈下速度が理論の50倍に近い値を示している。腐植土地盤における実測曲線には、部分載荷による地盤のせん断変形による沈下および圧縮性の高い表層の沈下が速やかに生じることを考えると、腐植土の平均的圧密係数は実測曲線から逆算したもののよりはもっと小さいものであることが考えられる、このあたりにも、腐植土の圧密時間決定の際に考慮すべき問題点があるのではないかと考えられる。

次に、揚水による圧密沈下に対する効果については全沈下量 180cm のうち、揚水による影響と思われる揚水後1カ月間の沈下量 30cm (第1回揚水による沈下量 18cm, 第2回揚水による沈下量 12cm), 载荷盛土による影響と思われる沈下量150cmが考えられる。ただし、これらは相互に影響しあっている部分が当然含まれている。ちなみに、第1回目の揚水について、全揚水量と揚水による沈下量をストレートに対比させた場合 16cm の沈下が生じることになるが盛土中の水位が低下する期間は沈下量より揚水量が大きいのは当然であるし、周辺からの地下水の流入があるとすればその傾向はさらに著しいことになる、また、逆に揚水を停止しても、水位の低い間は、圧密は進行するし、また水位が回復しても腐植土の内部ではいくらかの圧密が進行しうるわけである。

また、揚水井をバーチカルドレーンと考えて Barron の方法によって、実測曲線から逆算した圧密係数を用いて時間・沈下曲線を描いてみると、揚水に伴う実測曲線の部分とほぼ合致することも注目すべきことである。この場合は、ドレーンの有効径とドレーンの直径の比は25ときわめて大きく、一般的にはドレーン効果がないと思われる範囲であるが、腐植土という特殊性と、揚水井という構造的に腐植土の圧縮によって破壊されない構造であること、また強制的にポンプによ

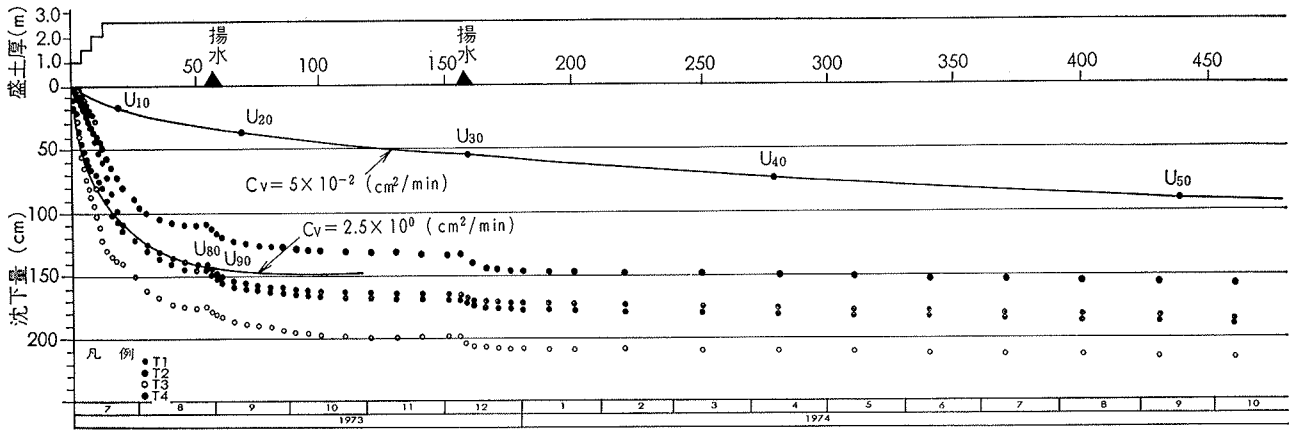


図-10 時間・沈下曲線

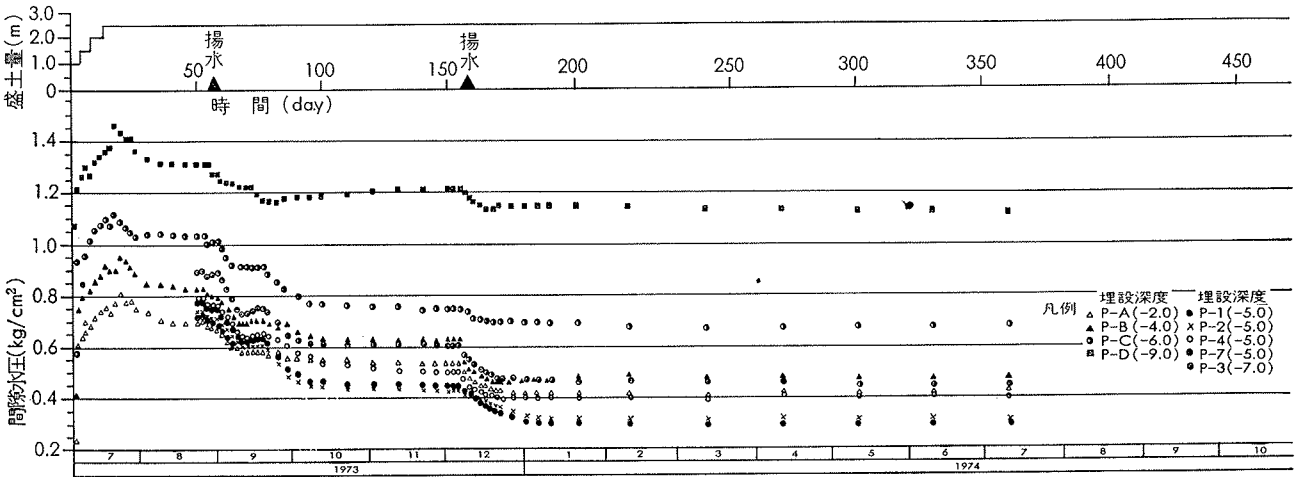


図-11 時間・間隙水圧曲線

って揚水しているということからドレーンとして有効に作動しているために圧密排水に寄与しているものと考えられる。

4.3. 間隙水圧の挙動

図-11に示すように、盛土載荷前に試験ヤードの中央に埋設した間隙水圧計 P-A, B, C, D は静水圧に近い値であるが、盛土施工時に一時的に理論値をかなりうまわる水圧を示しているが時間の経過ともなって低下する傾向にある。盛土終了後に埋設した間隙水圧計 P-1~8 については、多少のバラツキはみられるがほぼ妥当な値を示している。つぎに揚水に伴って、時間差はあるが明らかに間隙水圧の低下がみられ揚水を中止してからもその傾向はつづいている。その後、一時的に水圧が上昇する現象がみられるが時間の経過に伴って再び安定状態に戻る傾向にある。この傾向は第2回目の揚水時にも同じようにみられるがその効果が第1回目と比べて顕著でないのは、地盤自体が安定域にはいつていることから当然の結果と考えてよい。また、間隙水圧計の等時変化をまとめたもの

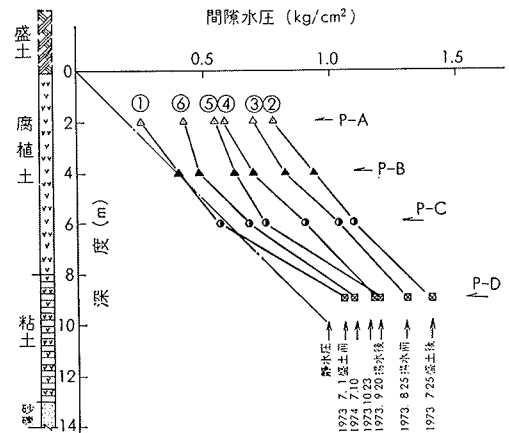


図-12 間隙水圧の等時曲線

は図-12に示すように比較的理論通りの応答を示していることは圧密が正常にしかも速やかに進行したものと判断してよい。

4.4. 含水比低下と強度増加

盛土施工前後の改良効果については、図-2土質柱状図に示すように圧密圧縮量の大部分は上部腐植土層

内において生じており、含水比の低下も著しい、下部粘土、シルト層における含水比低下はあまりみられない。強度的にも上部腐植土層内において顕著である。下部粘土、シルト層においても全般的に強度増加はみられる。

一方、強度増加率については、盛土施工前におこなった腐植土の圧密非排水状態における三軸圧縮試験結果から0.38程度が考えられ、盛土施工後におこなった一軸圧縮試験によって求めた非排水せん断強さと有効土被り圧の比から0.45程度という、一般の粘土に比較して大きい値を得ている。

5. 総括

今回の試験工事によって、腐植土地盤においては、初期圧縮が短時間に起こり、その圧縮量の大きいことから、圧縮後比較的短時間に大きい強度増加が期待できることがわかったが、この初期圧縮には、圧密脱水に伴う圧縮の他に盛土材料の地盤へのめり込み、あるいは塑性流動にもとづくものなども含まれ、理論的に求められない要素をもっているため初期圧縮に含まれる不確定なマイナスの要素を除くためにも、盛土載荷は正常な等分布荷重として作用するような施工方法を採用する必要がある。

腐植土の圧密特性として、圧縮変形、圧密過程における透水係数の変化が無視できないなど、Terzaghiの圧密理論の仮定を満足し得ないところから、従来の圧密試験から求めた圧密係数から沈下速度を予測することはほとんど無意味であるということは従来いわれていることであるが、今回の試験工事においても、その時間・沈下曲線の理論と実測の比較などからも明らかである。この問題を解決するためには試験工事による現地計測を利用して予測する方法が一番確実である。その他に³⁾、大型圧密試験の実施、現場透水試験をおこない従来の圧密試験結果と比較することになり、見掛けの圧密係数を仮定することによって沈下速度を予測する方法が实际的であろう。

腐植土の圧密沈下の特徴として、圧縮量の大部分を占める初期圧縮は載荷後短時間に起こり、その後の長期的な圧縮は腐植土の実質部分の圧縮性に起因しておりこの大部分は二次圧密領域に属する問題であるために沈下の長期的な経時変化の推定も、圧密理論に依存できない。これらの問題を解決するために従来はサンドドレーン工法などに代表されるバーチカルドレーン工法を採用したり、プレロード工法を採用してきたが、前者については、その効果について諸説^{1), 4), 5)}があり、しかも工費的にも安価なものではない、また、一旦無

処理盛土を施工してしまった地域にドレーンを打込むことは経済的に不可能な場合が多い、後者については単純明解な工法であり、施工実施例も相当あるが、工事量、工期などが大幅に増加する場合が多いようである。一方、今回の試験工事で検討した揚水井工法は、腐植土が高圧縮性で、水平方向の透水性がきわめて高いことに着目して、載荷盛土下の腐植土中に、井戸を設けてそこから強制的に揚水することによって盛土中の地下水位を低下させて、浮力による盛土荷重の低減を阻止すると同時に、腐植土中の脱水をおこなって圧密を促進させる、原理的には単純な不確定要素の少ない工法である。また、施工方法としては、ステージ盛土施工後にあらかじめ埋設してもよいし、無処理盛土施工後の沈下問題の対策工として盛土上から設置することも可能である。

揚水井を計画する場合の基本方針としては、深さは腐植土層部分とし、井戸径は揚水ポンプの大きさを基準にして400mm内外とする。間隔については、深さの2.5倍ないし3倍を標準にして、ステージ盛土施工時の沈下速度や圧密試験結果を利用して決定する。揚水時間については、ポンプの揚水能力、揚水井の分担範囲、水位の定常状態の確認、沈下および間隙水圧の挙動によって最終的に決定すべきものなので、試験工事によって決める方法が確実である。

当工法の経済性に関しては、腐植土地盤の地盤改良工法としては、最も安価で確実な工法の1つと言えよう。

参考文献

- 1) 三笠他：バーチカルドレーン工法の問題点をさぐる；土と基礎26-8(174), 1972
- 2) 東：大量急速盛土工の施工管理システム——大面積軟弱地盤における施工例
施工技術 第6巻第10号
- 3) 東：腐植土層の簡易大型圧密試験ならびに現場透水試験報告，大林組技術研究所 No. 82024
- 4) Brawner: The Compressibility of Peat with Reference to the Construction of Major Highways in British Columbia, Proc. 7th Muskeg Res. Conf., 1961
- 5) Lake: Pore Pressure and Settlement Measurements during Small Scale and Laboratory Experiments to Determine the Effectiveness of Vertical Sand Drains on Peat, Proc. Conf. Pore Pressure and Suction in Soils, British National Society, 1960