

軟岩盛土の水浸沈下に関する研究

A STUDY OF SOFT-ROCK EMBANKMENT DEFORMATION DUE TO WATER INCREASE

野田 耕*・西 勝**

By Tsutomu NODA and Masaru NISHI

The research work of Proctor gave us the useful theoretical idea for compacting soil. Since then, Proctor type criterions have been popularized in all the world. But it has been known that there are some troubles in the embankment constructed with some special soils.

In this paper, the deformation mechanism that the embankment built with soft-rock which is one of special soils is suffered, especially when it is submerged with water, is studied and the estimation method of embankment deformation due to water increase is proposed. In addition, it is reported that the deformation is one of the most important factors for designing embankment.

Keywords : deformation, soft-rock, embankment, slaking, collapse

1. まえがき

泥岩などの軟岩を盛土材料として施工した盛土地盤では地盤沈下が問題となることがあり^{1),2)}、特に高盛土の場合に、その傾向が顕著に現われる。そして、この沈下が問題となる理由は、工事中よりも工事が完了し、一般に供用が開始されたのちも長く続くのが普通であるからである。このように長く沈下が継続するのは、軟質な泥岩が水との接触に対して非常に弱く雨水等の地表面からの侵入水や下から上昇してきた地下水と接触することによりスレーキング現象³⁾を起こし分解していくということに起因していることが多い^{4),5)}。このような盛土地盤の沈下を定量的に把握するための試み^{6),7)}として、その基礎データをとるために試験機を試作し、大型圧縮試験と称することにした。その考え方とは、盛土体内での種々の応力状態と含水状態における土の要素の挙動が把握できれば、それらの組合せによって盛土体全体の沈下を定量的に議論することが可能になるのではないかということである⁸⁾。

本文では、まず、ある盛土材試料について予備的実験をし、現地の沈下予測のやり方を例を使って紹介した。続いて、大型模型盛土を使っての実験結果を述べたのち、実際に施工されている盛土地盤に層別沈下計を設置して計測を続けたデータを用いて、この沈下予測手法の妥当性を検討してみたものである⁹⁾。

2. 試 料

試料は神戸層群分布地域内のある宅地造成地の泥岩である。実験では、できるだけ実際の現場で用いられる盛土材に近い状態での水浸沈下特性を把握するため、試料の最大粒径を100 mmとした。試料の粒度組成は疊分

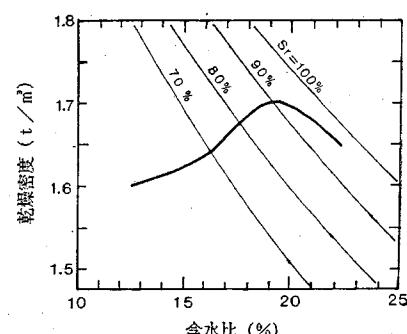


図-1 締固め曲線

* 正会員 工修（株）ソイルコンサルタンツ常務取締役
(〒657 神戸市灘区富山町 3-1-18-102)

** 正会員 工博 神戸大学教授 工学部付属土地造成工学研究施設 (〒657 神戸市灘区六甲台町)

表-1 試料の物理特性

最大粒径 mm	土粒子の 比重	自然含水 比 %	最適含水 比 %	最大乾燥 密度g/cm³
100	2.66	15.0	19.4	1.705

が 80% であった。ただし、礫分としては粒径 4.76 mm 以上を礫として取り扱った。図-1 と表-1 にこの試料の締固め特性を示した。ここに示した締固め特性は、大型突固め試験（モールド寸法：内径 50 cm × 高さ 50 cm, ランマー重量 10 kgf）によって得たものである。突固めエネルギーは 5.6 kgf·cm/cm³ を採用した。

3. 大型圧縮試験

(1) 試験装置

試験は図-2 に示すような大型圧縮試験機を用いて行った。試験機は圧縮リング、載荷装置および測定装置からなっており、圧縮リングは内径 50 cm、高さ 30 cm の鋼製モールドで、内壁は摩擦軽減のためのテフロン加工を行った。また、供試体を水浸させるためにモールド下部には注水口を設け、供試体の下方より水が供給できるようにした。載荷装置は油圧式のもので、恒圧自動制御機構を取り入れ、恒圧の鉛直載荷が長期間連続して行えるようにした。載荷重および圧縮変形量をロードセルと変位計によりデータロガー（自動データ集積装置）で自動計測・記録した。

(2) 試験方法

供試体は自然含水状態の試料を圧縮リング内に所定の密度で厚さが 20 cm になるように突固めて作成した。載荷装置にかけた供試体は、まず圧縮過程の段階的載荷を行ったが、各載荷段階ごとの沈下が完全に止まってから次の載荷段階に進むようにした。最終の載荷段階の沈下が終了したあと水浸過程に入るが、このときの載荷重は圧縮過程の最終段階のままにしておいた。水浸は供試体

表-2 載荷段階および載荷量

試験番号 No.	圧縮過程 (kgf/cm²)				水浸過程 (kgf/cm²)
	第1段階	第2段階	第3段階	第4段階	
No. 1	0.8	—	—	—	→ 0.8
No. 2	0.8	1.6	—	—	→ 1.6
No. 3	0.8	1.6	3.2	—	→ 3.2
No. 4	0.8	1.6	3.2	6.4	→ 6.4

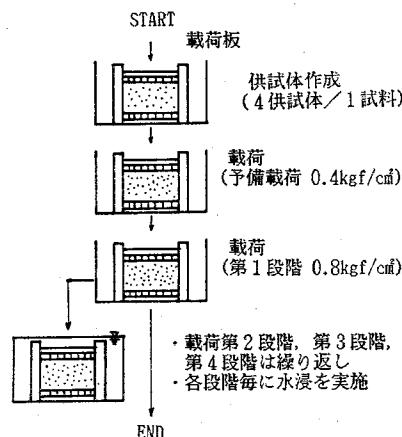


図-3 試験の方法

の下部から徐々に行い、沈下量が 0.1 mm/day 以下になるまで続けた。試験は最終段階の載荷重の大きさの異なる 4 種類 (No. 1~No. 4) の試験を行った。各水浸試験の載荷重は表-2 に示したとおりである。また、この流れを模式的に示すと図-3 のようになる。

次に沈下の予測であるが、まず圧縮による沈下の予測方法から述べる。まず、盛土層を薄層 (層厚 h) に分割する。下から m 番目の薄層の沈下は、その層より上に施工される n 番目の薄層の重さを載荷重として発生する。そのときの荷重の増分 $4P$ による沈下量は $\Delta S = \epsilon h$ となる。この状況は模式的に示すと図-4 に表わされるとおりである。したがって、盛土体内の任意の位置が、その後のある盛土高によって発生する沈下量は、これらを積算した次式のものとなる。

$$S = \sum \epsilon h$$

この状況を模式図で示したものが図-5 である。図中太線で囲んだ部分を合計したものが沈下計が示す沈下性状を表わしている。

次に、水浸による沈下であるが、これもほぼ同様の手順で求めることになる。この場合は上載荷重だけでは沈下量は決定できず、地下水の上昇状況が関与する。すなわち、上記の m 番目の盛土薄層がどの段階で水浸したかというようなことが重要で、それを逐一追跡し、そのときの沈下量を累積することによって水浸による沈下を

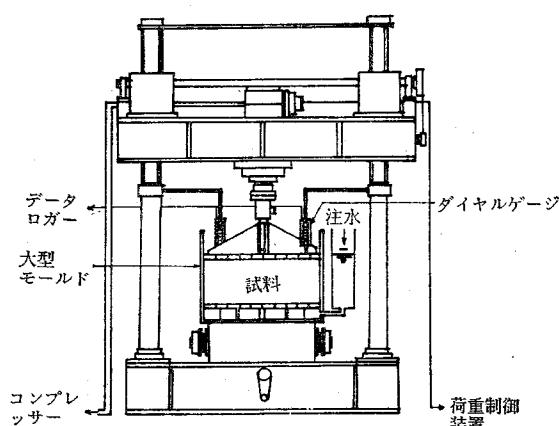


図-2 大型圧縮試験機概略図

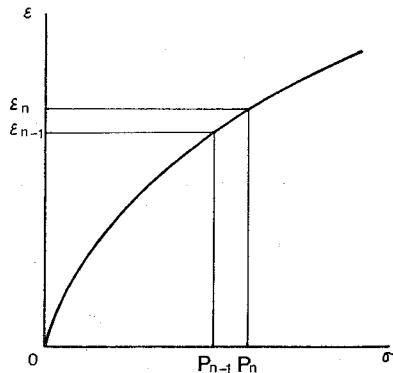


図-4 ひずみ計算の模式図

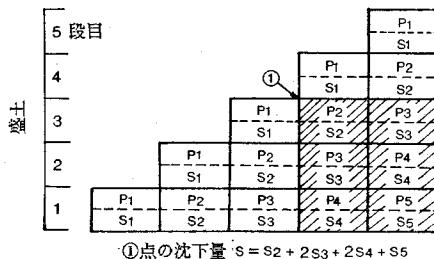


図-5 沈下量の累積模式図

求める。

以上の手順により、全体的な沈下は圧縮沈下と水浸沈下の両者の和として求める。これは盛土体内のある土の密度は含水状態とそれまでに経験した最大応力のによって一義的に決まるということを前提にしている。

(3) 実験結果

a) 周縁摩擦の測定結果

土圧計による供試体下端での鉛直応力の測定結果を図-6に示す。これより、供試体下端に伝わる圧力は上載圧の約70%であることがわかる。上載圧が深さ方向に直線的に減少するものと仮定すれば、供試体に作用する平均載荷圧は上載圧の約85%と考えられる。

b) 時間～ひずみ曲線

圧縮過程における時間とひずみの関係を、図-7に示す。いずれの載荷段階においても、載荷に伴い大きく即時沈下し、その後沈下はほとんど進行せず、短時間で一定値に落ちている。また載荷圧の増加に伴い沈下完了まで要する時間が幾分長くなる傾向がみられる。

水浸過程における時間とひずみの関係を、図-8に示す。ひずみ軸は膨張を負、沈下を正とした。この時間～ひずみ曲線では、いずれの載荷圧においても、水浸による沈下は始まると急速に進行するが、徐々に沈下速度が遅くなり、ある時間経過後は一定値に落ちていく。載荷圧の増加に伴い、沈下速度は速くなり、沈下終了までに要する時間は長くなる傾向がみられる。また、載荷圧の増加に伴い、沈下量は増加する。載荷圧 0.07 kgf/cm^2 の

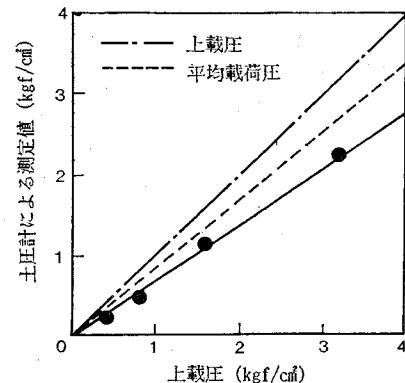


図-6 周縁摩擦の影響

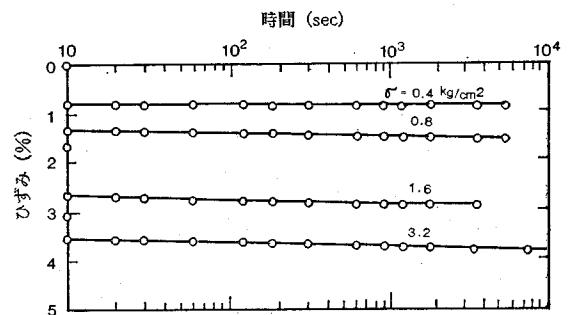


図-7 圧縮沈下量の経時変化

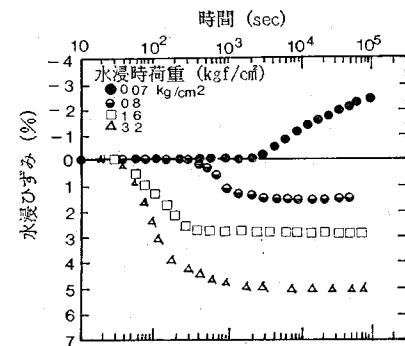


図-8 水浸ひずみの経時変化

場合には、膨張という現象が発生している。

いずれの載荷圧においても水浸開始後ある時間経過後にひずみがはじめており、これは水浸によるひずみが供試体内の水位の上昇に対して遅れて進行することを示している。この時間的遅れは載荷圧が小さいほど長くなる傾向がある。

c) 水位と水浸によるひずみとの関係

水浸過程における供試体内的水位とそのときの沈下量の経時変化の一例を図-9に示した。供試体内的水位は水位上昇率、水浸による沈下量は水浸沈下率あるいは膨張率として表わした。いずれの場合も水位が上昇し始めてから水浸沈下が進行し始めるまでには時間的遅れがあ

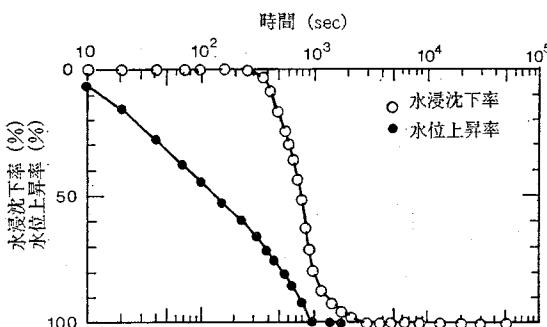


図-9 水位と水浸沈下の相互関係
(水浸時載荷圧 0.8 kgf/cm^2)

り、この遅れは載荷圧が小さいほど長い。その理由としては次のようなことが推測される。今回の実験に用いた試料の組成は礫分が 80% で最大粒径は 100 mm である。軟岩でも礫自体は固結度が高く、供試体にはかなりの空隙が存在すると考えられる。供試体を水浸させると、この空隙に水が流れ込むことによって水位が上昇する。その後、水は土粒子内部へ浸透する。土粒子内部に水が浸透すると、土粒子表面でスレーキングが発生し、粒子に働く応力によって粒子接点付近で破碎が生じる。水浸による沈下はこの時点で生じ始めることになる。実際、圧縮試験機の圧縮リング側面に設けたスリットから観察すると、供試体にはかなりの大きな空隙が存在しており、水が土粒子内へ浸透するよりも、この空隙を満たして水位が上昇する方が速いので、沈下は水位の上昇よりも遅れて発生すると考えられる。載荷圧が大きいほど土粒子間に働く力が大きく、破碎が早く生じ、水位の上昇に対する沈下発生の遅れが短くなったと考えられる。時間の経過に伴い、水位の上昇と土粒子内への水の浸透が進み、沈下量は増大する。水位が供試体上端に達したあとも土粒子内への水の浸透は続くので沈下は継続して進行するものと考えられる。

土粒子内への水の浸透がさらに進むと、粒径の大きな礫に膨潤作用が生じ始めてくると思われる。載荷圧が小さいと粒子間の拘束力も小さく、膨潤作用により供試体は膨張変位を生じたものと考えられる。

d) 載荷圧～ひずみ曲線

載荷圧と総ひずみとの関係を 図-10 に示した。膨張を負、沈下を正として示している。載荷圧の増加に伴い、ひずみは増加していくが、曲線の勾配は載荷圧の増加とともに緩くなっていく。

載荷圧～総ひずみ関係を上に凸な曲線と考えると、この曲線は、載荷圧～圧縮ひずみの曲線とある点で交差する。その点が表わす載荷圧のもとでは、膨張力と載荷圧とが平衡状態となり、水浸によるひずみは生じないと考えられる。ここでいう膨張とは土粒子間隙を水が満たし

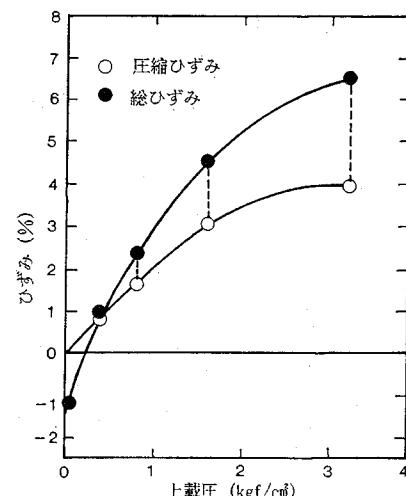


図-10 上載圧～総ひずみ関係

ていくことによって生じる容積増加現象を指し、土粒子の実質部分が吸水して体積増加を発生する膨潤とは異なる。

この載荷圧を求めるために、図-10 から載荷圧と水浸によるひずみの関係を読み取って 図-11 に示した。この図では、周縁摩擦の測定結果から載荷圧を平均載荷圧に換算して使用した。その結果、平均載荷圧約 0.25 kgf/cm^2 では水浸によるひずみは生じないと考えられる。

図-12 に示すように結合している岩塊間には、その接点に結合力が生じ、載荷重の増加に伴い、その結合力も増加するが、岩塊によっては、その接点付近において

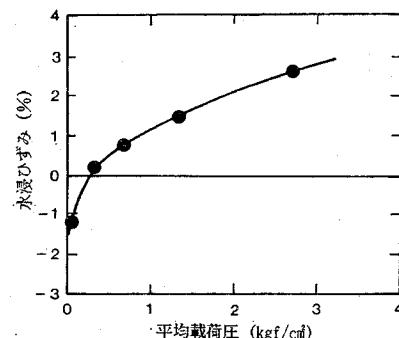


図-11 平均載荷圧～水浸ひずみ関係

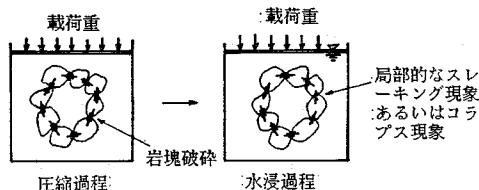


図-12 岩塊の結合状況模式図

破碎を生じたり、岩塊の再配列を生じて沈下現象となつて現われる。次に水浸過程に移行すれば、岩塊間の接点において水浸による局部的なスレーキング現象を生じて沈下が生じる。また、不飽和状態における一種のコラップス現象（水浸により粒子間に結合力として作用していたサクション力の解放が起こり沈下が生じる現象）的なものも発生して沈下現象が現われる¹⁰⁾ことも考えられる。このスレーキングは載荷重が大きいほど粒子間結合力が大きくなり生じやすいと考えられるが、実際には載荷重が大きくなれば密度が大きくなつて、沈下可能な空隙が少なくなり、沈下量として現われてくるのが少なくなる場合もあると考えられる。

e) スレーキングに関する試験

水浸排水繰返し試験および長期水浸試験を行つた。これらの試験は水浸過程における沈下挙動をさらに明確にするために行ったものである。水浸排水繰返し試験は、水浸面の上下動や排水状態が沈下に及ぼす影響を知ることを目的に、長期水浸試験は、長期間の水浸状態が沈下に及ぼす影響を把握することを目的に行った。これは、前述のように水浸による沈下が比較的早く終了してしまい、当初予想していた長期間にわたる全体的なスレーキング現象による沈下が認められなかつたので、その点を明らかにするために行ったものである。試験は泥岩単一材料の $\rho_{d\max} \times 90\%$ 試料について、載荷重 3.2 kgf/cm^2 の条件下で行つた。

試験の結果、水浸による沈下は他の一連の試験結果と同様に初期の段階で、ほぼ終了てしまい、その後の排水あるいは長期の水浸ではあまり進行しないという結果であった。このことは、前述の岩塊間の結合メカニズムでも触れたように、スレーキング現象が局部的なものにとどまり、しかも、それが即時的に起こることを示していると考えられる。また、その後、スレーキングが進行しても沈下として現われるのは、泥岩が水浸によって全体的にスレーキングを生じて粘土化していくても、元の状態での密度が大きい場合には、粘土化していくことが密度を増加させる方向（沈下が起こる方向）とはならず、その密度状態のままで粘土化が進行していくものと考えられる。これは、泥岩試料における最大乾燥密度が 1.80 g/cm^3 で、通常の粘土の密度よりかなり密な状態にあることからも考えられることである。

4. 大型模型盛土による水浸実験

(1) 実験装置

模型盛土の概要を 図-13 に示した。実験土槽の前面には浸潤線が観測できるように強化ガラスを取り付けた。後面および側面は鉄板壁とした。側面には土槽内に水を供給するための給水タンク、給水管および排水管を

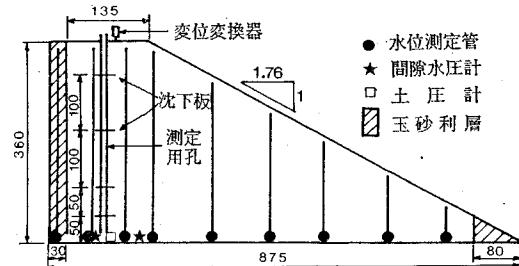


図-13 盛土模型の概要 (単位: cm)

取り付けた。この給水管と排水管のバルブを制御することにより土槽内への水の供給量を一定に保つことができる。

盛土内の水位を観測するために間隙水圧計と水位測定管を設置した。水位測定管は、細孔のあるビニール製のパイプを半割にしたもの土槽前面の強化ガラス面に取り付けて、強化ガラス面を通して水位を観測するようにしたものである。また水浸中の土圧を測定するための土圧計と、盛土天端の変位を測定するための変位計を設置した。間隙水圧計、土圧計および変位計による計測は、データロガー（自動データ集積装置）で自動計測・記録することにより行った。

盛土施工の基準となる乾燥密度は、 $\rho_{d\max} \times 90\%$ とした。試料をまず 10 cm の厚さに撒き出した後、目標の締固め度となるよう突固めて盛土を行つた。土槽壁面と盛土との間の摩擦を軽減するためにビニールシートにグリースを塗布したものを壁面に張り付け、ビニールシートの動きが土の動きを滑らかにするようにした。

図に示すように盛土と土槽側面との間には幅 30 cm の玉砂利層を設け、この玉砂利層の水位を段階的に上げて盛土の水浸を行うようにした。また、のり尻部にはドレン層として玉砂利を置いた。

(2) 実験方法

玉砂利層の水位を段階的に上げることにより、盛土に給水して水浸実験を行つた。表-3 に水浸段階とその段階の玉砂利層水位を示した。水浸は次の手順で行つた。

- ① 給水タンクに貯水する。
- ② 最下端の給水バルブを開け玉砂利層の水位を上昇させると同時に、水位・間隙水圧・土圧および変位の計測を開始する。第1水浸段階の玉砂利層の水位との排水バルブを開けておき、玉砂利層の水位がその位置で一定に保たれるよう給水および排水バルブの調節を行う。
- ③ 第2段階へ水位を上げ

表-3 水浸段階

水浸段階	玉砂利層水位(cm)
1	60
2	110
3	215
4	270
5	320

るのは、第1段階で開けていた排水バルブを閉じ、第2段階の給水バルブおよび排水バルブを開けて玉砂利層水位を上昇させ調整する。同時に計測を開始する。この後の水浸段階も同じ操作を繰り返して行う。

実験は盛土内の水位が定常状態となり、盛土天端の変位が一定に落ちてから次の水浸段階の位置まで水位を上昇させるようにした。

(3) 実験結果

a) 浸潤面の経時変化

水位測定管と間隙水圧計の計測で得た水位をもとにして各水浸段階の浸潤面の経時的な変化を描いたものの一例を図-14に示す。第1段階での浸透流は上に凸の形で進行しているが、それ以後の段階の浸透流は下に凸の形で進行している。また、第1段階では浸透流が定常状態になるまでに8時間要したが、それ以後の段階では半分以下の時間しか要しなかった。

b) 水浸沈下量の経時変化

各水浸段階ごとの変位量、土圧および水圧の経時変化を図-15～19に示す。各水浸段階の測定値は、前の段階での最終値をその段階での初期値として差し引いて示している。どの段階においても水位が上昇始めてから盛土天端の変位が生ずるまでには時間的遅れがあることがわかる。

土圧計は、水位の上昇による水圧変化と土の動きに応じた土圧の変化を示しているが、第1～3段階では土圧の測定値は盛土天端での変位量に比較的よく対応して変化している。第4・5段階では水圧が高いためか土圧の測定値は水圧の測定値に対応して変化している。しかし、水位が定常状態に達してからも土圧は上昇しており、このことからも盛土天端の変位は水位の上昇に対して遅れて進行することが推察される。

水浸による沈下は、20数時間で一定値に落ちてからおり、実際の盛土地盤では、この遅れは実用上あまり問題にはならないと思われる。

第5段階の水浸では盛土天端は膨張変位を生じた。この膨張変位は、水位の上昇に対して遅れて生じ、長時間にわたって進行している。以上のことから、盛土地盤のどの位置まで水位が上昇するかを予測することが、實際

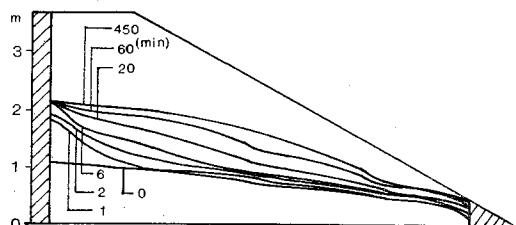


図-14 水位の経時変化（第3段階）

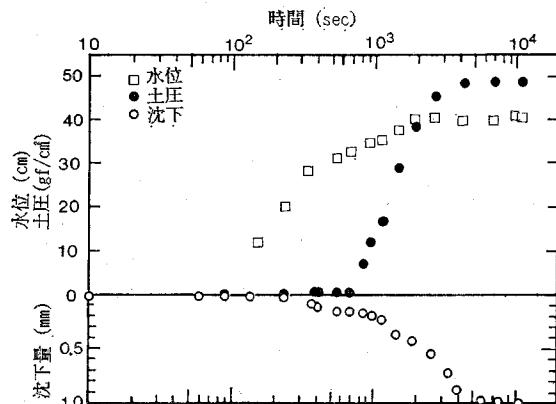


図-15 水浸沈下量の経時変化（第1段階）

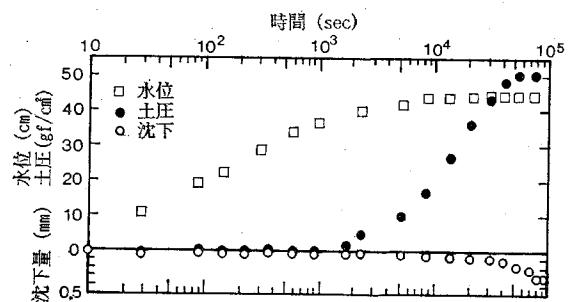


図-16 水浸沈下量の経時変化（第2段階）

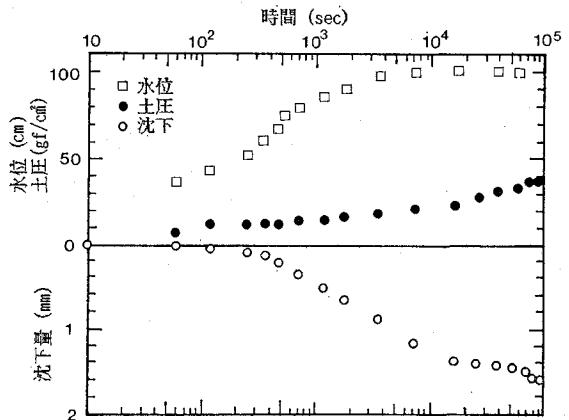


図-17 水浸沈下量の経時変化（第3段階）

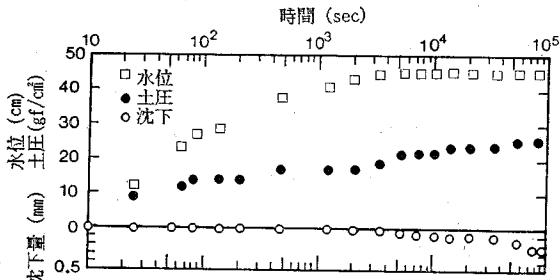


図-18 水浸沈下量の経時変化（第4段階）

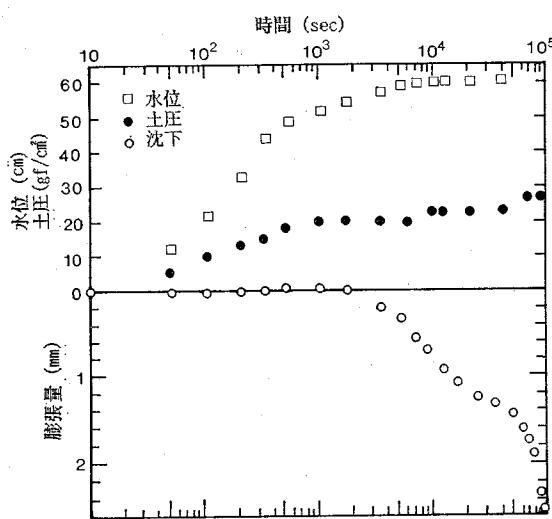


図-19 水浸沈下量の経時変化（第5段階）

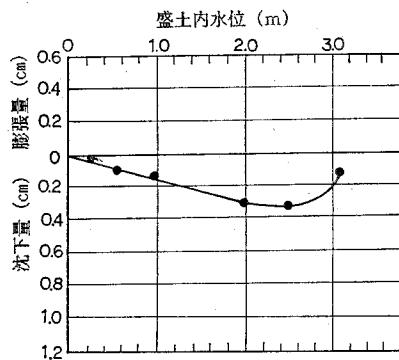


図-20 水浸沈下量と定常水位の関係

問題では最も重要であると思われる。

各水浸段階における盛土天端の変位量の収束値を累加した値と、その段階での定常水位との関係を図-20に示す。第4段階の水浸までは、ほぼ直線的に沈下量が増加しているが、さらに水位を上昇させると急激に膨張変位が生じている。

(4) 大型圧縮試験の結果を用いた解析

a) 解析方法

高さが一定の盛土では、自重による鉛直応力の分布は一次元的であるが、図-13に示した模型盛土では、斜面部分の影響を受けて鉛直応力は二次元的に分布する。また盛土内の鉛直応力の分布は各水浸段階によっても異なっていると思われる。そこで、各水浸段階で水位が定常状態に達した時点での模型盛土層内の鉛直応力の分布を有限要素法により求めた。

土の応力～ひずみ関係は、一般に非線形を示すものと考えられるが、解析対象となる盛土の高さは3.6mであり、自重により生じる応力は比較的低レベルであると

考えられるので、盛土を線形弾性体と仮定して解析を行った。要素分割は各水浸段階における定常状態の水面形にできるだけ対応するよう行った。断面寸法は模型盛土と同一とし、四辺形要素数285、節点数320の分割とした。境界条件としては、盛土側面はローラー支承、底面は固定支承とした。

盛土の湿潤密度は盛土施工時に砂置換法によって測定された結果から、 $\rho_f = 1.77 \text{ g/cm}^3$ とした。

弾性係数 E およびポアソン比 ν は大型三軸圧縮試験を行って決定した。大型三軸圧縮試験は19.1mm通過分の泥岩を試料として供試体を作成して行った。供試体寸法は直径10cm×高さ20cmである。三軸試験によって得られた側圧 σ_3 と弾性係数 E およびポアソン比 ν との関係をそれぞれ図-21と図-22に示した。模型盛土の高さが一定で、静止土圧係数が0.5～0.8であると仮定すると、盛土層内に生じる平均的な水平応力は約0.15～0.30kgf/cm²となる。図より、この応力範囲では、弾性係数 E は200～400kgf/cm²の値を、ポア

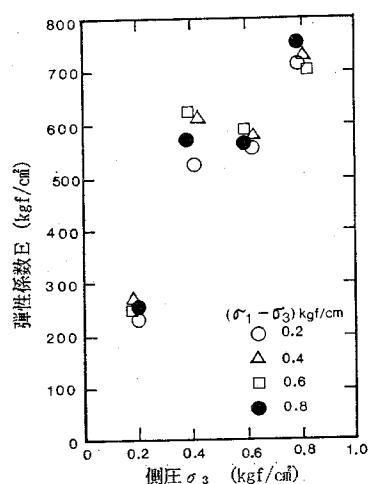
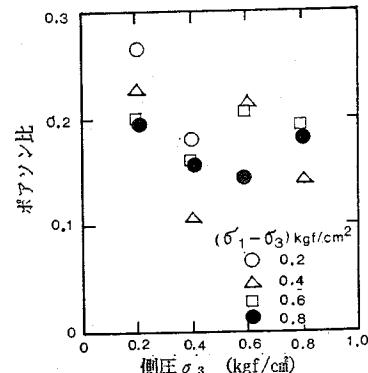
図-21 弾性係数 E と側圧の関係

図-22 ポアソン比と側圧の関係

ソーン比 ν は 0.1~0.3 であるから、それぞれ平均をとって弾性係数 $E=300 \text{ kgf/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.2$ とし、全要素一定として解析を行った。

b) 解析結果

i) 各水浸段階における盛土内鉛直応力分布

各水浸段階における鉛直応力（有効応力）の分布の一例を 図-23 に示す。図中の斜線より下の部分が各水浸段階で水位が定常状態に達した時点での水浸領域である。水浸段階が進むに従って水浸領域では鉛直応力が大きく減少している。

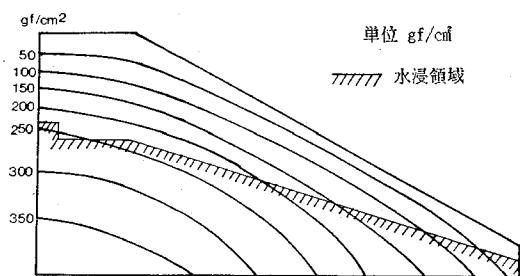


図-23 盛土内等応力線図（第3段階）

ii) 変位量

各水浸段階における盛土天端とのり面の総変位量を予測した結果を 図-24 に示す。

盛土内の鉛直応力が二次元的に分布するため盛土天端の変位量はのり面に近づくに従ってわずかではあるが減少している。また、盛土天端の総沈下量は、第3段階の水浸で最大となり、第4段階の水浸では逆に膨張している。のり面の変位は水浸段階が進むと膨張を生じる部分が多くなり、その膨張変位量も増加する。

モデル計算による各水浸段階の変位分布図から読み取った予測値と実測値を対比して図化したものを 図-25 に示す。予測値と実測値を比較すると、予測値の方が大きい。また、予測では第4段階の水浸で膨張変位を生じることになるが、実測では第5段階の水浸で膨張変位を生じている。

予測値と実測値の間に差異が生じた原因としては、土槽壁面と盛土との間の摩擦力が考えられる。解析では土槽壁面と盛土の間には摩擦力はない仮定したが、実際には摩擦力は完全には除去されておらず、変位量が摩擦がない場合よりも小さく現われたと考えられる。

5. 現地計測結果

次に現地における実測例を 4 つ示す。現地試料の特性は 2. で述べたとおりである。これらの計測はいずれも盛土中に、ごく一般的に採用されている沈下板を埋設して沈下を測定したものである。実際に測定された生のデータを時間軸に対してプロットしたものの例を 図-26

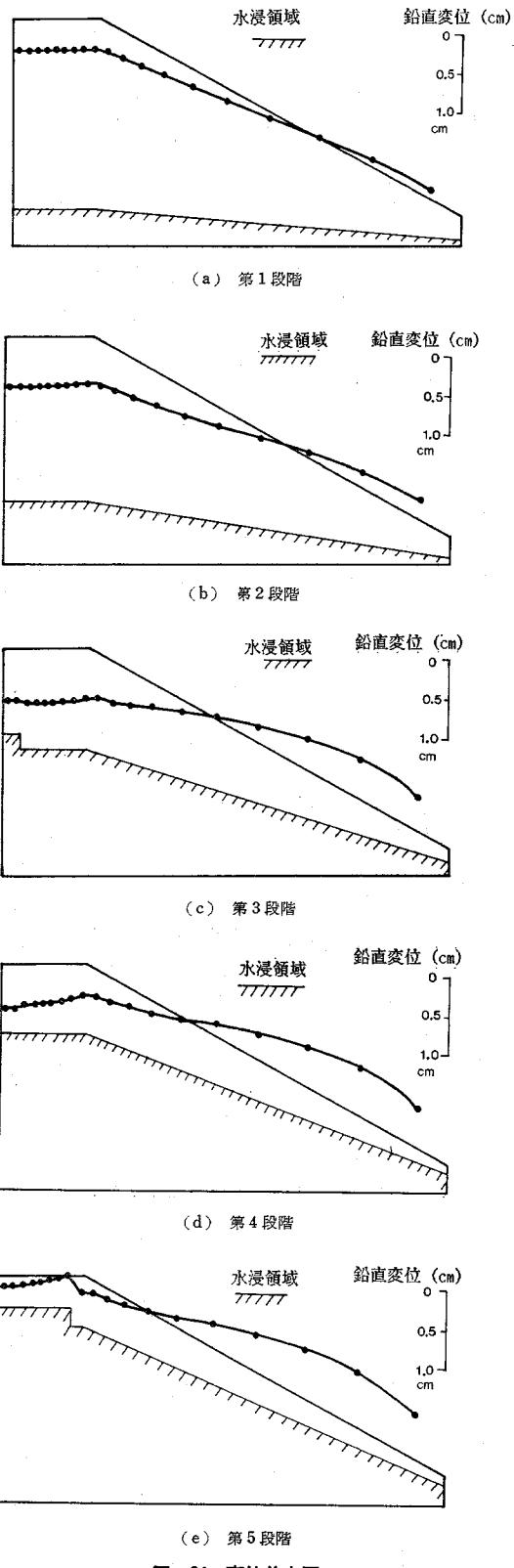


図-24 変位分布図

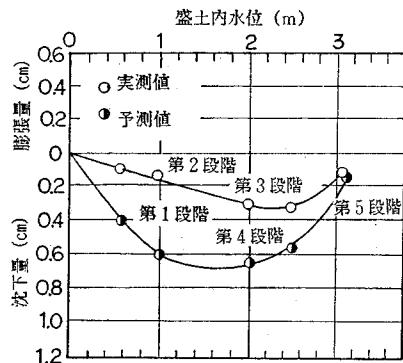


図-25 実測値と予測値

に示した。盛土施工速度を表わすグラフの左横に沈下板の埋設位置を併記しておいた。これらの沈下板により実測された沈下状況はその下側の沈下曲線に示したものである。次に、沈下予測の結果と対比するために、これらのデータから在来地盤面に設置した最下部の沈下板の示す沈下量を差引くなどの操作を行い、盛土層別の沈下として表示したものが図-27～30である。今までのところ、防災用底部排水工の効果が顕著で、地下水の上昇が全くみられず、水浸沈下の予測についての検証はできず圧縮沈下の予測に対する検証だけにとどまった。図-27～30には実測値と対応させて盛立て速度と大型圧縮試験結果から求めた予測沈下曲線を併記したが、実測値と非常によい対応をしているようすが認められる。

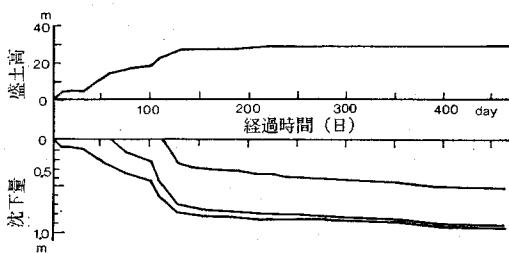


図-26 沈下観測結果例

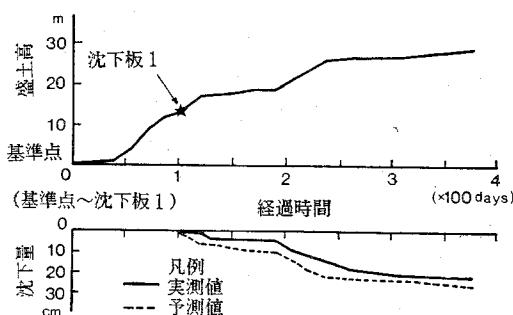


図-27 沈下曲線 (No. 1)

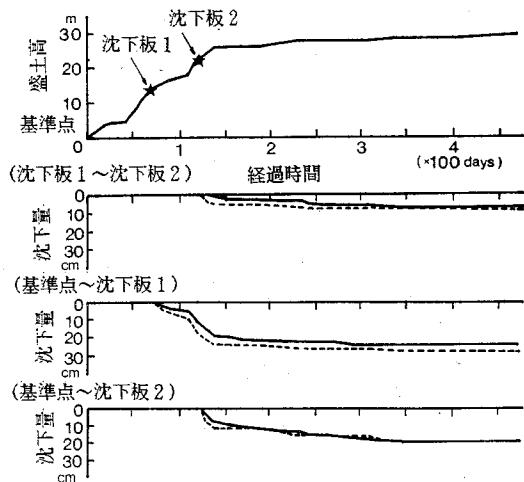


図-28 沈下曲線 (No. 2)

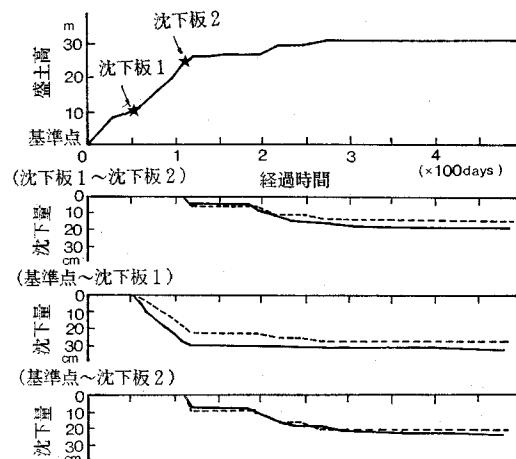


図-29 沈下曲線 (No. 3)

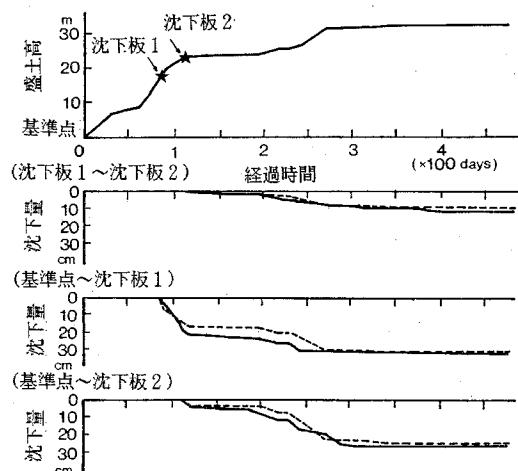


図-30 沈下曲線 (No. 4)

6. 考 察

以上、比較的スレーキング現象を起こしやすい材料とされている新第三紀神戸層群の泥岩を盛土材として、まず要素実験である大型圧縮試験を行って沈下特性を把握した。次に大型模型盛土を作成して大型圧縮試験と対応するような水浸実験を行い、大型圧縮試験の結果から大型模型盛土の水浸による変位量を予測し、実測値と比較した。予測値は実測値よりも若干大きな値となったが、これは模型盛土実験では土槽壁面と盛土との間の摩擦が完全に除去できなかつたことが原因と思われる。また、模型盛土実験での強化ガラス面のたわみも観察されており、その影響も大きいと思われる。今後の模型盛土実験の継続に対する課題である。

次に、同一試料を盛土材として施工している造成工事に、大型圧縮試験による予測という変形を考慮した管理法を適用してみたが、現在までのところ良好な結果を得ている。圧縮による沈下については、盛土施工速度と圧縮試験結果からの予測値と動態観測による沈下の実測値はよく対応している。しかし、本文中でも述べたように一般的な盛土材では、圧縮による沈下は盛立て時期に対して時間的遅れがほとんどみられず、施工現場の時間スケールでのものを考える限り、即時沈下と考えてもほとんど支障のないものが多いので、本研究の目的である供用開始後の沈下というようかなり長い時間的要素を考える場合には、やはり水浸という過程が無視できないものであると考えられる。その場合でも、水浸してから沈下が発生し、終了するまでの時間的遅れは比較的小ないので、全体の沈下を大きく支配するのは、結局ある時点における地下水位であるといえる。なお、当現場が今後とも半永久的に水浸状態を経験しないものかどうかということは目下のところ予想がつかないが、計画では地下水位の上昇を盛土高 $1/4 \sim 1/3$ 程度と想定した沈下量を考慮して施工しているので、実用上障害の発生することはない予想される。現在も沈下測定と地下水の挙動については観測を続けているので、今後それらの点も明確になるものと考えられる。また、水浸沈下の原因として

地下水の上昇のみを考えているが、他の要因たとえば降水による影響のような点については定量的なデータがないので断言はできないが、これまでの計測経験からいふとあまり大きな影響は与えていないように思われる。いずれは明らかにしたい項目である。

7. あとがき

本研究は、盛土施工の一連の手順の中にあって、管理基準である締固め度を沈下という要素を考慮して決定したある盛土工事を例として、圧縮試験による沈下予測の方法の適合性と管理基準の決定は将来の変形を考慮して行う方がよいという提案の合理性を問うものである。これらの目的に対しても今までのところ当初のねらいどおりの結果を得たものと判断している。水浸後に荷重増がある場合や長々期の挙動など残された問題はあるが、それらも今後明確にしたいと考えている。

参考文献

- 1) 三笠正人, ほか: レキ質盛土の圧縮沈下について, 第 21 回土質工学シンポジウム概要集, pp. 25~32, 1976.
- 2) 福田 譲: 盛土地盤上に構築される構造物の沈下とその解釈について, 土と基礎, Vol. 25, No. 3, pp. 33~38, 1977.
- 3) 島 博保, ほか: スレーキング材料(ぜい弱岩)の圧縮沈下と対応策, 土と基礎, Vol. 28, No. 7, pp. 45~52, 1980.
- 4) 中世古幸次郎, ほか: 軟岩地帯の宅地造成の問題点とその対策, 土と基礎, Vol. 22, No. 6, pp. 13~20, 1974.
- 5) 中世古幸次郎, ほか: 特殊な性状を持つ岩塊を用いた盛土地盤の沈下について, 土と基礎, Vol. 23, No. 3, pp. 31~38, 1975.
- 6) 谷本喜一, ほか: 水の作用による締固め土の圧縮特性について, 建設工学研究所報告, 第 22 号, pp. 235~241, 1980.
- 7) 福田 譲: 盛土地盤の浸水に伴う沈下とその解釈について, 土質工学会論文報告集, Vol. 17, No. 2, pp. 65~73, 1977.
- 8) 谷本喜一, ほか: 地下水位の変動による盛土の沈下について, 第 11 回土質工学研究発表会概要集, pp. 809~812, 1976.
- 9) 望月秋利: 宅地造成地の水浸による沈下の検討例, 土と基礎, Vol. 33, No. 4, pp. 25~32, 1985.
- 10) 軽部大蔵, ほか: 不飽和土の力学特性に関する基礎的研究, 土木学会論文集, Vol. 269, pp. 105~119, 1978.

(1987.8.11・受付)