

南紀新空港造成高盛土における水浸沈下について

藤田 武彦¹・山中 敏和²・石黒 昌信³・中里 誠司⁴

¹正会員 和歌山県土木部港湾課長 (〒640 和歌山市小松原通り 1-1)

²和歌山県田辺土木事務所課長 (〒646 田辺市朝日ヶ丘 23-1)

³正会員 日本工営 (株) (〒732 広島市南区京橋町 9-21)

⁴日本工営 (株) (〒553 大阪市福島区福島 7-20-1)

南紀新空港造成盛土では宅地造成よりはるかによく締固められた施工が行われたが、少ない降雨状態で盛立て施工された箇所、その後の集中的な降雨により水浸沈下が発生した。本報告では、こうしたよく締固められた高盛土の水浸沈下現象の特徴を、降雨量との関係により明らかにした。また、水浸沈下対策として、締固め密度を上げる方法を室内水浸沈下試験により定量的に検討し、現場で施工した結果、室内試験で予測した通りの十分な効果があることを確認した。

Key Words : settlement, rainfall, seepage, soft rock, high embankment

1. まえがき

泥岩などの軟岩材を用いた締固めが不十分な宅地造成地盤では、しばしば降雨による水浸により特異な沈下が生じたり、ロックフィルダムでは湛水時の水浸によりロックゾーンが沈下することが報告されている^{1), 2)}。降雨と湛水による水浸状態の相違について述べると、降雨は地表面から浸透することにより地盤を水浸させるものであることから、局所的で短時間にとどまる傾向があり、湛水の場合は地盤が全面水浸状態になる。降雨が繰返されることにより、地盤中に局所的で短時間の水浸状態が繰返し発生するために、宅地造成地盤においては沈下発生箇所や沈下量とその経時変化の把握を困難にしている。いずれの水浸状態においても、盛土のコラプス現象や盛土の土粒子自体の軟弱化あるいはその両者が原因で沈下が生じることが分かっている。この種の沈下現象は水浸沈下と呼ばれている。

水浸による盛土のコラプス現象は、福田ら³⁾、三笠ら⁴⁾の研究によると、土塊内の飽和度が低い場合に岩塊や礫のクラック、団粒化した土粒子、粒子接触部に働く内力としてのサクションが水浸によって解放されて、土粒子がその骨格構造を維持できずに移動して変形する現象であることが解明されている。一方、盛土材の土粒子自体の軟弱化によって生ずる水浸沈下は、広義のスレーキング現象の一つとして取り扱われている。島ら⁵⁾、野田ら⁶⁾、中世古ら⁷⁾、

杉山ら⁸⁾、中岡ら⁹⁾の研究によると、こうした現象は、土粒子自体が水浸によって短期間のうちに軟弱化し、砕けることにより変形する現象で、泥岩や凝灰岩などの風化したぜい弱岩などに多くみられ、特に応力が集中する接触部に生じやすいと報告されている。

水浸沈下量を解析的に求める方法としては、図-1に示すように、非水浸状態における自重圧密試験を行った後に水浸試験を行い、場合によっては水浸・非水浸を繰返して、沈下の累積特性を把握する方法がとられている^{3), 4), 6), 10)}。そして、水浸沈下対策としては、盛土をよく転圧して密度を上げることやロームなどを混合して盛土材料として用いること等の方法が提案されている^{8), 11), 12), 13)}。

ところで、宅地造成盛土の締固め管理基準が $5.6\text{cm} \cdot \text{kgf/cm}^2$ の締固めエネルギーによる最大乾燥密度の85%以上の締固め度に対して、空港造成盛土の締固め管理基準値は $25.3\text{cm} \cdot \text{kgf/cm}^2$ の締固めエネルギーによる最大乾燥密度の90%以上の締固め度となっている^{14), 15)}。したがって、空港造成盛土では宅地造成よりもはるかに高い密度に締固められた施工が行われているので、南紀新空港の盛土体に対しては、水浸沈下はほとんど生じないか、問題にならない程度と考えていたが、降雨の影響により、予想以上のスレーキング現象による水浸沈下が生じることが判明した。

以下に、設計時に行った沈下予測解析の内容を説

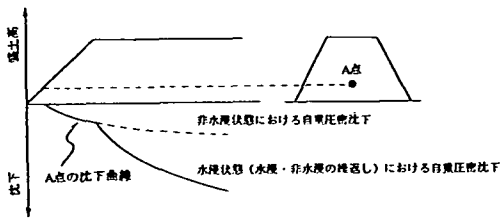


図-1 一般的な水浸沈下発生モデル

表-1 南紀新空港の主要工事諸元

| | |
|--------|-------------------|
| 空港面積 | 109 ha |
| 滑走路長 | 長さ 1,800m × 幅 45m |
| 切土量 | 約 820万 m^3 |
| 盛土量 | 約 980万 m^3 |
| 最大盛土高さ | 約 75m |

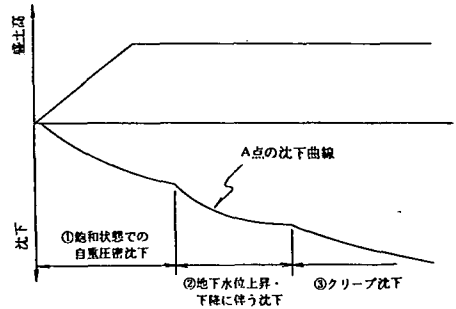
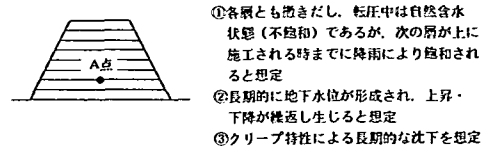


図-2 南紀新空港で想定した沈下発生モデル

明し、これと現場で観測された沈下現象とを対比させながら、南紀新空港で観測された水浸沈下の特徴を分析して述べる。また、この現場で採用した水浸沈下対策についても詳述する。

なお、南紀新空港の主要な工事諸元は表-1に示す通りである。

2. 盛土の沈下予測解析

(1) 沈下発生モデル

当初設計時に想定していた沈下発生モデルは、図-2に示すようである。すなわち、具体的には次のように考えた。

- ①盛土は各層とも自然含水比状態で撒きだし、転圧され、締固められる。この時点では不飽和状態であるが、当地域が降雨の多い地域であることと、盛立施工が緩速施工であることを考慮して、次の層が上に施工される時までに降雨の浸透により飽和度が高くなるため、沈下発生モデルとしては飽和状態と仮定する。その後、上載盛土の盛立てにより自重圧密沈下が生ずる。
- ②次に、盛土の下層部では長期的な地下水位が形成され、それが上昇・下降を繰り返すことにより、材料軟化が促進されて、沈下が生ずる。
- ③さらに、軟化した盛土材料はクリーブ変形特性を有するものがあるため、長期的にはクリーブ沈下も生じうる。

上記の内容を施工条件、自然条件、沈下現象に分けて整理すると、表-2に示す現場の想定条件の様である。この想定条件を出来る限り忠実に反映さ

表-2 当初設計段階における現場の想定条件と室内要素試験の対比

| | 現場の想定条件 | 室内要素試験 |
|------|---|--|
| 施工条件 | ①自然含水比状態における盛土の転圧 ・盛土材料 軟岩(虎岩・砂岩の互層) ・1層仕上がり厚さ 30cm ・転圧機種 16~18ton級振動ローラー ・転圧回数 4回以上 ・締固め管理基準 D値 $\geq 90\%$ | 自然含水比における供試体作成 ・盛土材料 軟岩(虎岩・砂岩の互層) ・供試体寸法 $\phi 30\text{cm}$, H33cm ・試料の最大粒径 50.8mm ・1層11cm, 3層 ・25.3cm $\cdot \text{kg/cm}^2$ の締固め11回による最大乾燥密度の90%密度 |
| 自然条件 | ①降雨が多い地域であるため、降雨により盛土が飽和(飽和)状態となり、盛土材が軟化する | 供試体の飽和 ・24時間供試体を水浸しておく |
| 沈下現象 | ①上載盛土の盛立てによる自重圧密沈下現象 | 圧密試験 ・圧密荷重 0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.6, 3.2, 6.4, 11.0 kg/cm^2 ・各荷重段階とも24時間観測したのち、次の荷重段階に移った |
| | ②地下水位の上昇・下降変動に伴う沈下現象 | 乾湿繰返しによる沈下試験 ・圧密荷重 11.0 kg/cm^2 ・4日排水、4日水を100%2回繰返す |
| | ③長期的な沈下現象 | クリーブ沈下試験 ・圧密荷重 11.0 kg/cm^2 ・30日間観測し、クリーブ沈下量を測定 |

せて行った室内要素試験の内容は同じく表に示す通りである。上載盛土の盛立てによる自重圧密沈下に対しては圧密試験を、地下水位の上昇・下降変動に伴う沈下は飽和度の変化によるものとし、乾湿繰返しによる沈下試験を、長期的な沈下に対してはクリーブ沈下試験を行うこととした。特に、南紀新空港建設地は降雨が多い地域であることから、盛土は常時湿潤状態にあると想定し、室内要素試験では供試体を飽和にした。

(2) 室内要素試験

室内要素試験に用いた試料は、南紀新空港造成盛土の主要盛土材料である砂岩と泥岩の互層材料で、新第三紀中新世中~後期の軟岩に分類される。

表-3に試験試料の物理特性を、図-3に粒径加積曲線を示す。盛土材の最大粒径は300mmであることから、試験では、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沈下特性を把握するために、φ300mmモールドを使用し、試料の最大粒径を50.8mmとした。試験試料の粒度組成は、礫分が68%、砂分が14%、シルト・粘土分が18%である。

図-4に締固め曲線を示す。締固めは、大型突固め試験(φ300mm×H330mmモールド、ラムマ-10kg、落下高75cm、突固め回数262回/層、3層)により行い、突固め球径は、「空港土庫施設施工要領」に基づき、 $E_c=25.3 \text{ cm} \cdot \text{kgf/cm}^2$ とした。最大乾燥密度が $\rho_{dmax}=2.034 \text{ t/m}^3$ 、最適含水比が $w_{opt}=10.3\%$ に対して、自然含水比は $w_n=11.0\%$ である。

圧密試験は、大型突固め試験による最大乾燥密度の90%密度の供試体を用いて行った。供試体の寸法は直径が30cm、高さは33cmである。初期乾燥密度は 1.831 t/m^3 、含水比は11.0%、初期間隙比は0.464である。この供試体を飽和状態にして、0.1~11.0 kgf/cm²まで8段階の圧密载荷を行った。一段階の荷重载荷時間は24時間である。図-5に $e \sim \log P$ 曲線を示すが、2 kgf/cm²以上では正規圧密状態となる。

乾湿繰返しによる沈下試験では、圧密試験と同様に作製した供試体に対し、飽和状態で圧密試験をした。最終荷重段階での圧密が終了したのち荷重をそのままに保ちながら、4日排水、4日水浸を10回繰返し、その変位量を測定した。図-6に、こうした载荷過程における時間~圧縮ひずみ関係を示す。乾湿繰返しによる沈下現象は、最終荷重(11.0 kgf/cm²)を载荷した後の排水・水浸の繰返し過程において発生する沈下を対象とするものであるから、11.0 kgf/cm²の载荷時を起点時間として乾湿繰返し過程における時間~圧縮ひずみ関係のみを再整理したものを図-7に破線で示す。

クリープ沈下試験も、まず飽和状態で圧密試験を行い、最終段階における圧密が終了した時点から载荷重をそのままに保ったままで、30日間程度クリープ沈下量を測定した。クリープ過程における時間~圧縮ひずみ関係を図-7に実線で示す。

クリープ沈下試験では、 $\log t$ に対して圧縮ひずみが直線的に進行しており、この直線より推定されるクリープ沈下係数(C_a)は 0.13×10^{-2} である。一方、乾湿繰返しによる沈下試験でも $\log t$ に対して圧縮ひずみが直線的に進行しているが、この圧縮ひずみ量にはクリープ沈下量も同時に含まれている。そこで、乾湿繰返しによる圧縮ひずみ量からクリープ試験による圧縮ひずみ量を差し引いた量を純粋な乾

表-3 試料の物理特性

| | | | |
|----------|----------------------|--------------------|-------------|
| 自然含水比 | w_n | (%) | 11.0 |
| 礫の比重 | 粒径 4.76~50.8mm | | 2.587~2.676 |
| 土粒子の密度 | ρ_s | | 2.718 |
| 粒度組成 | 最大粒径 D_{max} | (mm) | 50.8 |
| | 50%粒径 D_{50} | (mm) | 9.5 |
| | 礫分 | (%) | 68 |
| | 砂分 | (%) | 14 |
| | シルト・粘土分 | (%) | 18 |
| フォックスン特性 | 液性限界 | (%) | 36.4 |
| | 塑性限界 | (%) | 16.6 |
| | 塑性指数 | (%) | 19.8 |
| 締固め特性 | 最大乾燥密度 ρ_{dmax} | (t/m^3) | 2.034 |
| | 最適含水比 w_{opt} | (%) | 10.3 |

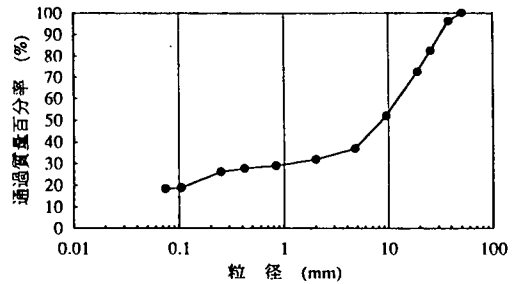


図-3 盛土材試験試料の粒径加積曲線

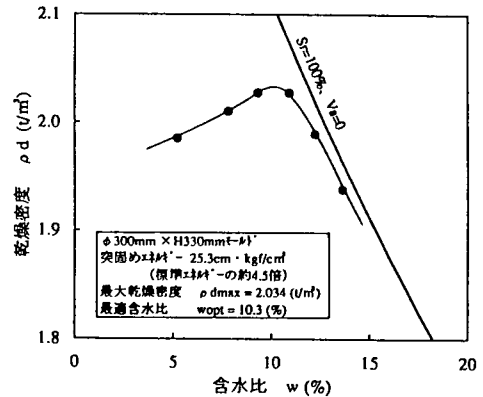


図-4 突固め試験結果

湿繰返しによる圧縮ひずみ量とした。その結果、乾湿繰返しによる圧縮ひずみ量は0.2%程度であることが分かった。

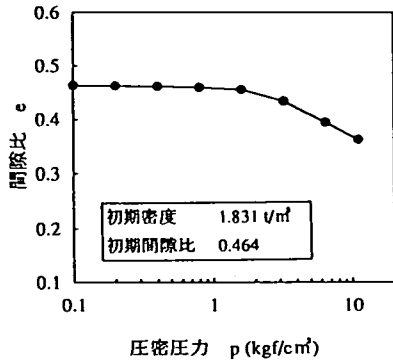


図-5 圧密試験結果

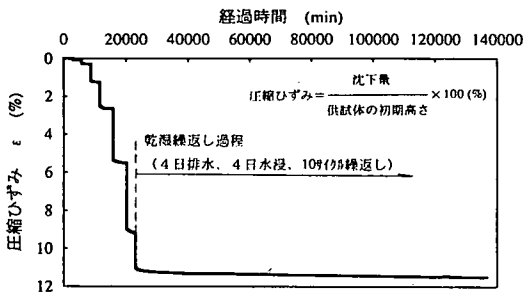


図-6 乾湿繰返し試験結果

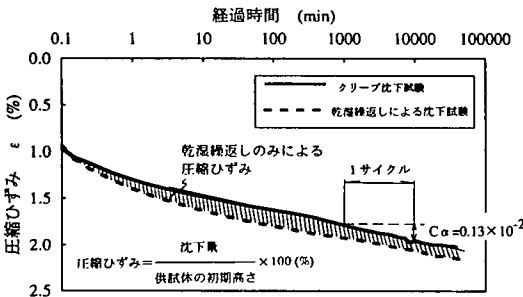
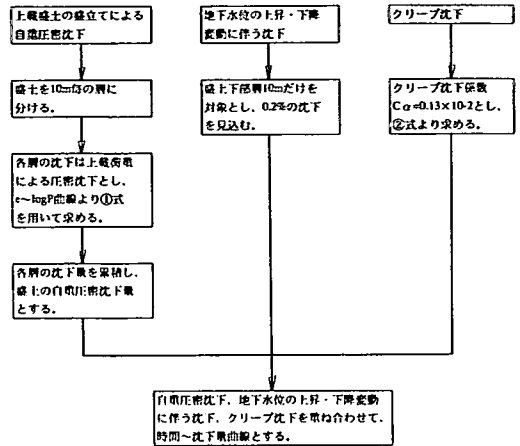


図-7 クリープ試験結果と乾湿繰返しによる圧縮ひずみ

(3) 沈下予測解析

盛土の沈下は、①上載盛土の盛立てによる自重圧密沈下、②地下水位の上昇・下降変動に伴う沈下、③クリープ沈下の3種類の沈下に分けて計算し、累積して求めた。

具体的な計算方法を図-8に示すが、上載盛土の盛立てによる自重圧密沈下については、圧密試験における24時間載荷後の沈下量とした。



$$S_i = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot \Delta H \quad \text{①式}$$

ここに、
 S_i : 各層の自重圧密沈下量 (m)
 e_0 : 各層の乾圧直後の間隙比
 e_1 : 各層の盛立て完了後の間隙比
 ΔH : 10m

$$S_s = C_\alpha \cdot H \cdot \log(\Delta t) \quad \text{②式}$$

ここに、
 S_s : クリープ沈下量 (m)
 C_α : クリープ沈下係数 ($C_\alpha = 0.13 \times 10^{-2}$)
 H : 盛土高 (m)
 Δt : 盛立て完了後からの経過時間

図-8 沈下計算のフロー

計算した盛土全層の自重圧密沈下量と盛土高の関係を図-9中の実線で示し、さらに地下水位の上昇・下降変動に伴う沈下を加えた沈下量と盛土高の関係を図中点線で示す。自重圧密沈下、地下水位の上昇・下降変動に伴う沈下とクリープ沈下を含めた沈下予測結果については、図-10に示すように、自重圧密沈下は上載盛土高の増加に合わせて点をプロットし、地下水位変動による沈下とクリープ沈下は盛立て完了後連続して発生するものとし、沈下曲線を合成した。

アスファルト舗装の耐用年数が10年であることから、空港造成盛土の沈下で最も重要となるのは、盛立て完了から10年間における残留沈下である。本空港における盛土の自重圧密沈下は盛立て完了後直ちに終了してしまうことから、残留沈下の要因としては、地下水位の上昇・下降変動に伴う沈下とクリープ沈下の2種類の沈下を考慮した。図-11は、20m間隔の各測点における盛土高に対して見込まれる地下水位の上昇・下降変動に伴う沈下とクリープ沈下による残留沈下をプロットしたものである。残留沈下予測としては、滑走路の許容縦断勾配より設

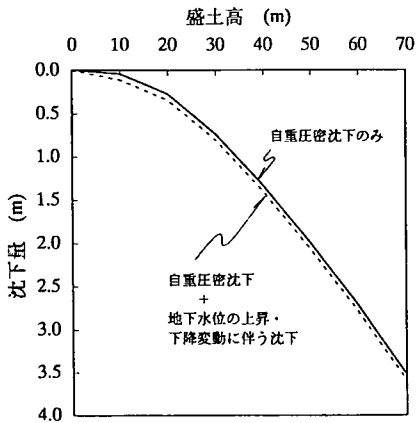


図-9 盛土全層の沈下量と盛土高の関係

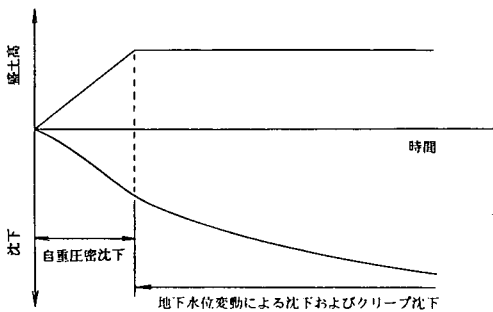


図-10 予測沈下曲線の概念図

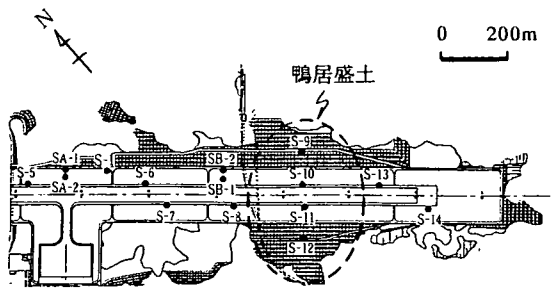


図-12 沈下観測位置図

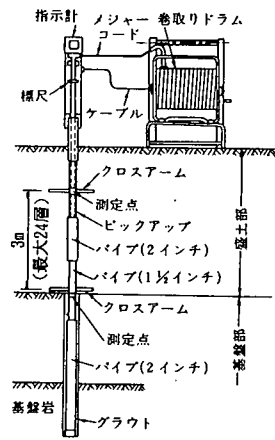


図-13 層別沈下計設置図

3. 盛土動態観測施工

現場では、図-12に示す様に、滑走路縦断方向に2列、盛土高75mの最大盛土部(以下、「鴨居盛土」と呼ぶ)で1列に、合計15地点の沈下計を設置した。各地点の沈下計は、図-13に示すように4~24個の層別沈下計で構成されており、沈下挙動を観測しながら盛土施工を行った。なお、層別沈下計の間隔は3mである。

本空港造成工事における最大の関心事の一つは、最大盛土高75mの鴨居盛土の残留沈下問題であることから、動態観測結果を定期的に分析・検討し、その結果を施工に反映させ、万全を期することとした。この動態観測施工に関する主要な沈下検討の経緯は以下の通りである。

(1) 第1回沈下検討

試験盛土の動態観測結果から、残留沈下予測の基

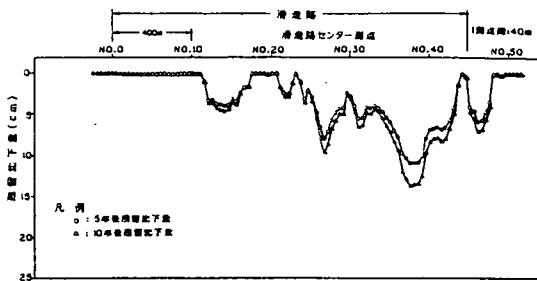


図-11 盛土全層の残留沈下予測結果 (乾湿繰返し沈下を含む)

定した許容沈下量の25cm以内に収まることが確認され、設計段階においては残留沈下の問題はないものと判断した。

となる室内要素試験から求めたクリープ沈下について検証を行った。図-14に盛土完了後の盛土全層の2次圧密沈下量の経時変化を示すが、実測値から求められたクリープ沈下係数は室内要素試験で求めた係数の約2倍の $C\alpha = 2.5 \times 10^{-2}$ であった。このクリープ沈下係数の差は室内と現場との違い（例えば、側方拘束やスケール効果）によるものと考え、その後の検討では試験盛土の観測値から得られたクリープ沈下係数を採用した。

(2) 第2回沈下検討

1993年9月の工事初期（1992年～1993年）において、比較的盛土の低いS-1、S-6、S-7における1993年6月までの沈下曲線を解析し、その解析結果を基に鴨居盛土の沈下予測を行った。

図-15は盛土全層の沈下量（各層の沈下量を累計したもの）の経時変化を示したものであるが、沈下の一般的な傾向は以下の通りである。

- ①盛土施工時は、盛土の載荷重にほぼ比例して沈下は増えている。
- ②盛立て載荷を中止し放置すると、なだらかに沈下が進行し、一定の値に落ち着く傾向がみられる。
- ③腹付け盛土や大降雨直後に不連続な沈下がみられる。

以上のことから、盛土施工時と大降雨時における沈下観測頻度を多くして、盛土の沈下管理を行った。

図-16に1993年6月時点での盛土高と盛土全層の沈下量の関係を示す。実線で示す計算値は、図-9に示す自重圧密沈下と図-14に示すクリープ沈下係数から計算されるクリープ沈下を加えたものである。盛土全層の沈下量は、計算値と実測値がよく一致していることが分かった。

この観測結果を基に、鴨居盛土における開港10年後の盛土全層の残留沈下量が許容沈下量25cmを満足する放置期間の検討を行った。

まず、盛土が概ね完了しているS-1、S-6、S-7の観測値を用いて、盛土高毎に双曲線法で最終沈下量を予測し、その結果を基に盛土高と残留沈下の関係を検討した。図-17に示す様に、鴨居盛土の盛土高75mに対して、盛土完了3ヶ月後の残留沈下量が許容値以下の23cmとなるので、若干余裕をみて放置期間は3ヶ月とした。更に、試験盛土で設定したクリープ沈下係数 $C\alpha = 2.5 \times 10^{-2}$ を用いて、盛土高75mにおける放置期間と残留沈下の関係を検討した。解析結果を図-18に示すが、盛土完了後3ヶ月での残留沈下量は27cmと予想され、若干許容値をオーバーする見通しとなった。以上のことから、

この時点では、鴨居盛土においては十分な動態観測を行い、残留沈下対策を行うことを前提に、盛土完了後の放置期間は3ヶ月程度になると判断した。

(3) 第3回沈下検討

その後、図-15の1993年7月～1994年の間の沈下曲線に見られるように、大降雨により予想外に沈下する観測結果が得られた。観測例として、S-7地点の盛土全層の沈下曲線を図-19に、この地点の深度23mにおける②-③層の層別沈下曲線を図-20に示す。盛立て中は実測値が予測値よりも小さく推移していたものが、ある時期の集中的な降雨が引金となり実測値が予測値に近くなる傾向がみられる。このことは、実際の盛土施工中は当初の予想に反して盛土体は飽和されず、不飽和状態で圧密され、その後の降雨の浸透によりスレーキング現象が生じて、水浸沈下が発生したものと判断される。この種の沈下発生の可能性が確認されたことにより、盛土完了後に施工される滑走路やその他構造物に対して、次のような機能上の課題が生まれた。

①不等沈下による許容勾配の逸脱

②不等沈下による構造物の構造破損

ところで、水浸沈下は降雨という自然の不確定要因を起因として発生するものと考えられることから、「いつ」、「どこで」、「どのような状態で」、「どの程度」発生するかを明確にし、その発生を抑制する工夫を講じる必要が生じた。この沈下現象の確認及び対策のために室内水浸沈下試験を含む種々の検討を行った。その結果、水浸沈下対策として「締固め密度を上げる」ことが有効であるとの結論が得られ、現場で実施することになった。これらの検討の詳細は次節の4章で説明する。

(4) 第4回沈下検討

1996年2月末に造成盛土が完成し、第3回沈下検討で結論づけた水浸沈下対策として実施した「締固め密度を上げる」対策の効果の程度を、鴨居盛土の観測値を基に分析した。なお、この分析結果の詳細は4章(3)で述べる。

4. 水浸沈下対策の検討

(1) 水浸沈下発生の特徴

現場で観測された水浸沈下の発生を模式的に表し、図-21に示す。まず、盛立て中には非水浸状態で自重圧密により、かなり急速に沈下する（即時沈下と呼ぶ）。そして、盛立て後はクリープ的な沈下が

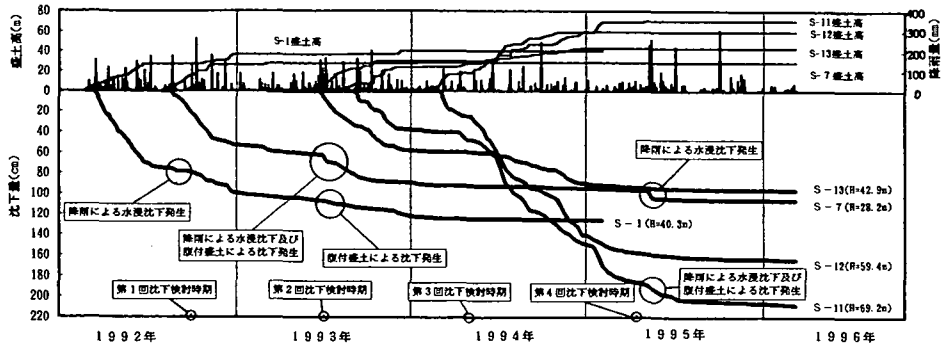


図-15 盛土全層の時間～沈下曲線

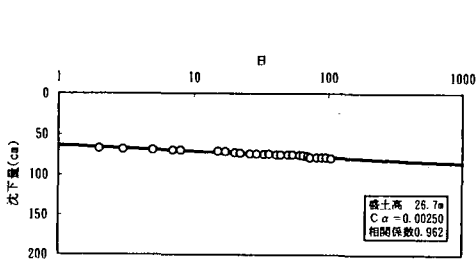


図-14 盛土完了後の時間～2次圧密沈下量の関係 (盛土全層)

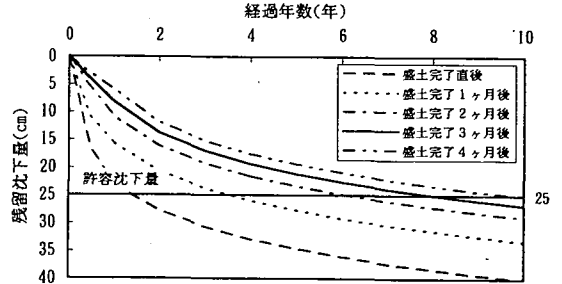


図-18 放置期間毎の盛土全層の残留沈下量の経時変化

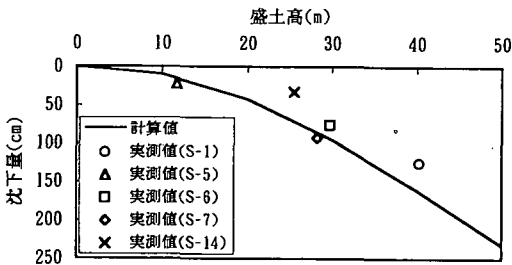


図-16 計算値と実測値の盛土全層の沈下量の比較 (1993年6月時点)

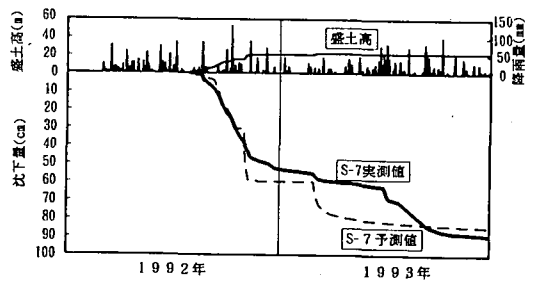


図-19 降雨による水浸沈下発生地点の実測値と予測値 (S-7沈下計、盛土全層)

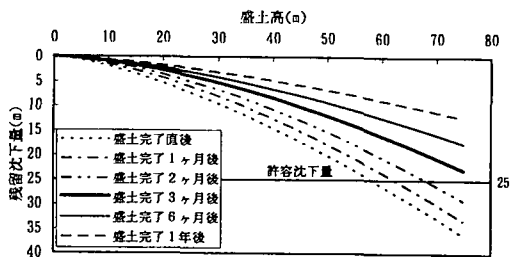


図-17 盛土高と盛土全層の残留沈下量の関係

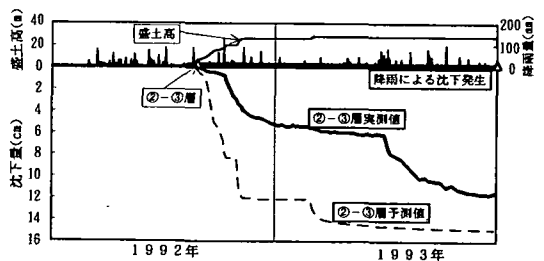


図-20 降雨による水浸沈下発生層の実測値と予測値 (S-7沈下計、②-③層)

現れ、集中的な降雨があれば盛土に降雨が浸透し、水浸沈下が生ずることになる。

ここで、水浸沈下の課題は次の3点であると考えらる。

- ①どの程度の降雨で水浸沈下は発生するのか。
- ②水浸沈下は盛土全層で発生するのか、それとも局所的なものなのか。
- ③降雨により水浸沈下が1度発生すると、それ以降の降雨で発生しないのか。

以上の点について、顕著な水浸沈下が観測されたS-7地点のデータを解析して、検討を行った。S-7地点での層別沈下曲線の1例を図-22に示す。さらに、他のデータも加えて整理した結果、施工中の降雨量と水浸沈下量の関係を図-23に、即時沈下量と水浸沈下量の関係を図-24に示す。なお、図-23、24に示す水浸沈下量は、層別沈下計で観測した各盛土層の水浸沈下量を表したものである。

以上の図表から、上述した水浸沈下に関する課題に対して以下のことが判明した。

- ①図-22中の期間雨量は沈下観測のインターバル期間(4~7日程度)の雨量を累積したものであるが、この図から分かるように、水浸沈下は200mm以上の降雨があった時に発生している。
- ②図-23から、施工中の降雨量が200mm以上の盛土層では水浸沈下がみられず、200mm以下の盛土層で水浸沈下がみられることが分かる。また、施工中の降雨量が少ない場合に大きな水浸沈下がみられる。
- ③図-22に示すように、水浸沈下は1回だけに止まらず2~3回発生している。
- ④図-24に示すように、水浸沈下は即時沈下が15cm(圧縮率5%)以下の層でよく発生し、それ以上の層ではほとんど発生しないか、発生しても極くわずかである。また、上載盛土高が30mより高くなる盛土層では、水浸沈下はみられない。これは、上載盛土高が高い盛土層では、上載荷重により自重圧密が進み、密度が上がるためだと考えられる。このことは、水浸沈下の対策として「締め固め密度を上げる」ことが有効であることを示唆したものである。

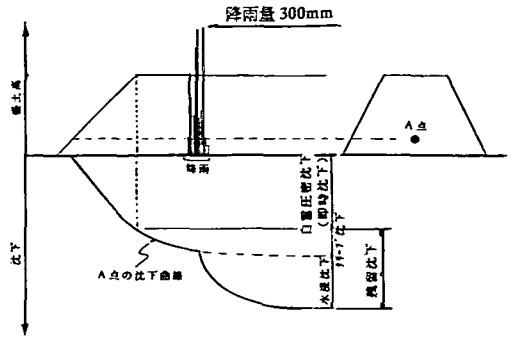


図-21 現場における水浸沈下発生の様式図

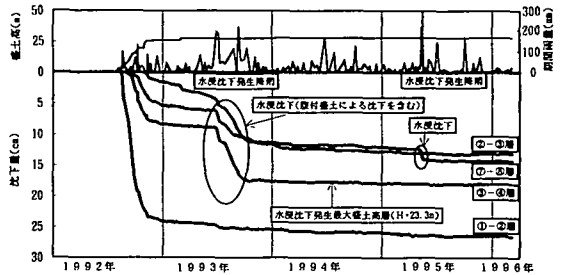


図-22 水浸沈下発生層の沈下挙動 (S-7)

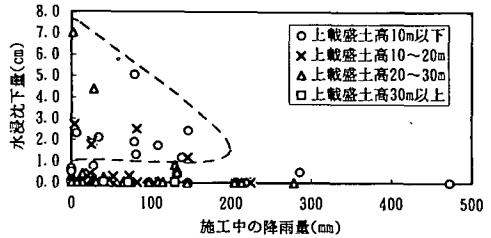


図-23 施工中の降雨量と各盛土層の水浸沈下量の関係

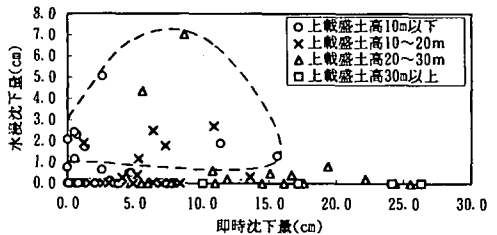


図-24 即時沈下量と各盛土層の水浸沈下量の関係

(2) 室内水浸沈下試験

a) 試験モデルの修正

設計時において想定していた沈下発生モデルでは、2章(1)で述べたように、空港建設地が降雨の多い地域であり、盛土施工が緩速施工であることを考慮して、圧密試験の供試体を飽和させた後に載荷した。

表-4 残留沈下が問題となった箇所の現場条件と室内要素試験の試験仕様

| | 現場 (実態) | 室内圧縮試験 (修正) |
|---------------|------------------------------|---|
| 沈下現象 ① | 上載盛土の盛立てによる自然含水比状態での自重圧密沈下現象 | 非水浸状態における圧縮試験 ・最終圧縮荷重 0.8, 1.6, 3.2, 6.4, 12.8 kgf/cm ² ・各最終荷重段階とも、0.1, 0.2, 0.4, ~と段階的に載荷し、最終圧縮荷重まで載荷 |
| 自然条件および沈下現象 ② | 降雨の水浸に伴う材料軟化による沈下現象 | (1) 水浸状態における圧縮試験 ・各最終荷重段階の非水浸状態における圧縮試験終了後、供試体の下層から水浸 (2) 水浸・排水繰返し試験 ・圧縮荷重 3.2 kgf/cm ² ・水浸状態における圧縮試験終了後、2日排水、2日水浸を5回繰返す |

(*) ①、②の現象が繰り返されて計画高まで盛土は施工される。

しかし、現場で実測された沈下データのうち、盛立て施工中に降雨が少ない場合には、その後の降雨により水浸沈下が発生している箇所もみられた。このように、盛立て完了後に降雨により水浸沈下が発生すると、残留沈下が許容値をオーバーすることとなり、舗装構造に何らかの支障をきたすことになる。

以上のことから、自層の盛立て施工中の降雨が少ない場合には、設計時に想定していた沈下発生モデルでは実際の沈下現象を再現できなく、残留沈下が問題となることから、沈下発生モデルを修正することにした。修正した沈下発生モデルでは、上載盛土の盛立てによる自重圧密は非水浸状態でを行い、その後水浸状態にすることにより降雨による水浸沈下を再現することにしたが、その試験仕様は表-4に示す通りである。

b) 試験結果

水浸沈下をひずみと上載荷重の関係で整理したものを図-25に示す。室内水浸沈下試験では、D値90%密度の場合1.6 kgf/cm²以上の載荷荷重で水浸沈下量が急激に増加しており、12.8 kgf/cm²では4%程度の水浸沈下が発生している。一方、D値95%密度では載荷荷重の増加に伴うひずみの大きな増加はみられないが、12.8 kgf/cm²では1.6%程度の水浸沈下が発生している。なお、図中には実測による各盛土層の水浸沈下もプロットしているが、実測値はD値90%と95%の室内試験値の間にあることから、現場での水浸沈下現象は室内試験により、ある程度再現できるものと判断した。

室内水浸沈下試験によるひずみと締固め度D値の関係を図-26に示す。どの荷重レベルにおいても、水浸過程でのひずみはD値95%で顕著な低下傾向がみられ、締固め密度の増加が水浸沈下の低減に十分効果的であることが確認された。

水浸排水繰返し試験による水浸沈下と排水沈下の沈下状況を図-27に示す。D値90%密度では第1

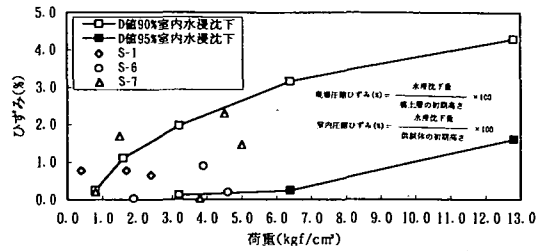


図-25 水浸沈下ひずみと上載荷重の関係

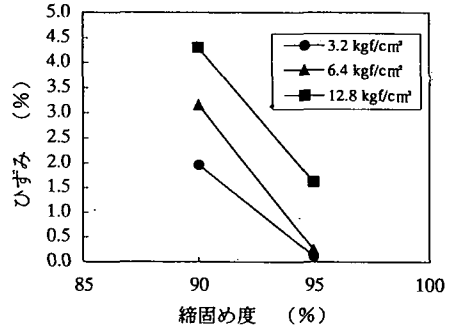


図-26 水浸沈下ひずみと締固め度の関係

段階における水浸沈下が極めて大きくなっているが、第2段階以降の水浸沈下、排水沈下はほとんどみられず、水浸排水の繰返し沈下現象は1回限りの現象であることが確認された。一方、D値95%密度では第1段階から水浸排水の沈下現象はほとんどみられなかった。

(3) 水浸沈下と締固め密度の関係

室内水浸沈下試験の結果、締固め密度(D値)を90%から95%に上げることにより水浸沈下を大幅に抑制できるとの見通しを得たので、現場では転圧回数を増やして、転圧エネルギーを増加させることにした。図-28は転圧エネルギー増加前後の締固め密度の違いを示すものである。転圧エネルギーを増すことにより、D値が平均値で約1.8%増加することが確認された。このようにして締固め密度を上げた盛土においては、水浸沈下に対して次のような低減効果が確認された。

① 図-29に上載荷重と各盛土層の水浸沈下のひずみの関係を示す。転圧エネルギー増加前は上載荷重5 kgf/cm²まで水浸沈下が生じていたものが、転圧エネルギー増加後の水浸沈下は上載荷重が2 kgf/cm²以下までとなった。これは、盛土

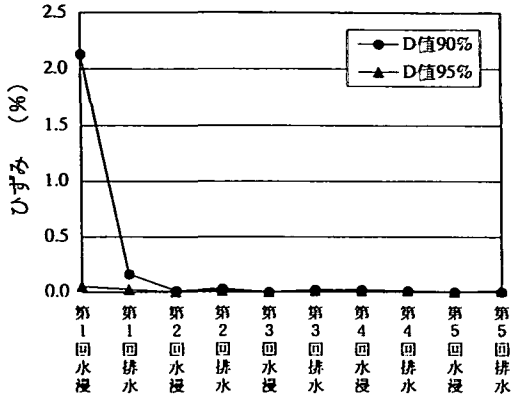


図-27 沈下ひずみと繰返しサイクルの関係

表面から23mまでの範囲が水浸沈下発生範囲であったのが、10m以内に改善されたことになる。

②図-30に各盛土層の即時沈下量と水浸沈下量の関係を示す。転圧エネルギー増加前の水浸沈下量の最大値が7cm/層(1層厚は3m)であったものが、転圧エネルギー増加後の水浸沈下は3cm/層程度に改善された。

③図-31に施工中の降雨量と各盛土層の水浸沈下量の関係を示す。水浸沈下が発生する層の施工中の降雨量は、転圧エネルギー増加前は約200mm以下であったものが、転圧エネルギー増加後は約50mm以下となった。

以上のように、盛土の締固め密度を上げることでより水浸沈下が発生する範囲が縮小され、発生する水浸沈下量も低減され、しかも、施工中の降雨量が比較的少ない場合でも水浸沈下の発生が抑制されることが確認された。

5. まとめ

本論文の成果をまとめると以下の様である。

- (1) 当初軟岩材料を用いて盛土を行う場合でも、降雨が多い地域においては十分な締固め施工を行えば、撤出し・転圧中に降雨によるスレーキングは終了してしまい、盛立完了後には盛土中に水浸沈下は生じないと想定していた。しかし、少ない降雨状態で盛土施工された部分は、その後、集中的な大降雨を受けると水浸沈下する場合があることが、現場観測で確認された。軟岩材料を用いた場合、空港造成盛土の締固め基準値を満たす締固め施工を行っても、条件がととのえば水浸沈下が生じるものとして対処するべ

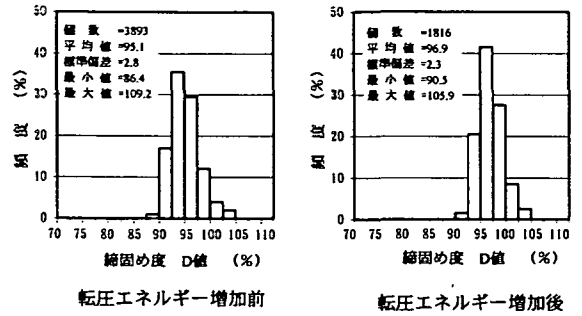


図-28 締固め密度を上げる対策前後の盛土転圧密度の比較

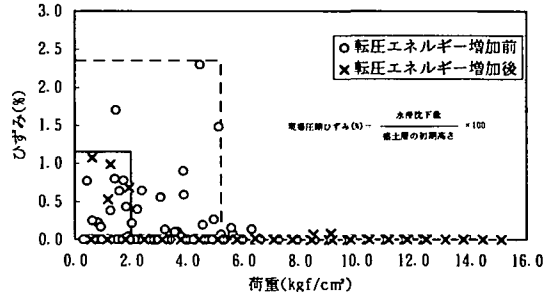


図-29 上載荷重と各盛土層の水浸沈下ひずみの関係

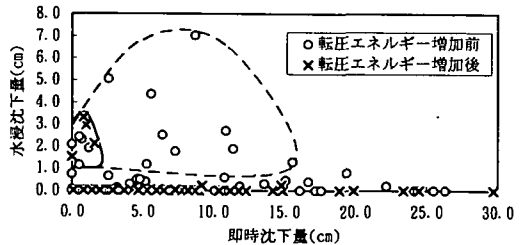


図-30 各盛土層の即時沈下量と水浸沈下量の関係

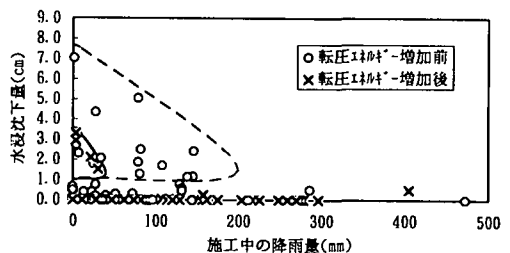


図-31 施工中の降雨量と各盛土層の水浸沈下量の関係

きであるとの教訓をえた。

- (2) 当現場において、よく締固められた高盛土の水浸沈下現象発生の特徴を、特に降雨量との関係で、現場観測データから把握することができた。
- (3) 水浸沈下を抑制する対策として、締固め密度を高めることを、室内水浸沈下試験により定量的に検討して決めた。それを現場で実行した結果、室内試験で予測した通りの効果を示していることを現場で確認した。また、現場条件を反映する適切な室内要素試験は水浸沈下対策の検討に有力な武器となりうることを示した。
- (4) 水浸沈下に関わる研究は室内試験によるものが多く、特に現場データによる、よく締固められた盛土における水浸沈下発生の特徴、水浸沈下対策の効果確認の報告事例は、極めて少ない。著者らの報告は、こうした希少データを補うものであると考えている。今後の実務と研究においてデータベースの一部として参考にされることを願うものである。

謝辞：本論文作成にあたり以下の方々のお言と助力を頂いた。南紀新空港技術検討委員会委員（委員長 柴田京都大学名誉教授）の先生方の御協力に謝意を表します。特に水浸沈下現象の解釈と取扱いについては、神戸大学西 勝教授、大阪市立大学 望月秋利助教授からは貴重な助言と指導を頂いたことに心より感謝の意を表します。本空港の調査、設計、動態計測業務を担当した日本工営（株）の担当技術者の皆様の技術力に敬意を表するとともに、本論文作成に協力を頂いた山田孝治博士に謝意を表します。和歌山県南紀新空港建設事務所と和歌山県土木部港湾課南紀空港整備室の担当者諸兄の助力に心から感謝の言葉を申しあげます。

参考文献

- 1) 土質工学会編：土と基礎の沈下と変形の実態と予測，土質工学会，pp.141～150，1989。

- 2) 望月秋利，三笠正人，川本祥史：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。
- 3) 福田 護，中沢重一：盛土地盤の浸水に伴う沈下とその解析について，土質工学会論文報告集，Vol.17，No.2，pp.65～73，1977。
- 4) 三笠正人，高田直俊，木下哲生，江口 淳：レキ質盛土の圧密沈下について，第21回土質工学シンポジウム概要集，pp.25～32，1976。
- 5) 島 博保，今川史郎：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。
- 6) 野田 耕，西 勝：軟岩盛土の水浸沈下に関する研究，土木学会論文集，Vol.391，pp.77～86，1988。
- 7) 中世古幸次郎，嘉門弘司，三木幸蔵，芳原和貴，田中隆夫：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の研究，土と基礎，Vol.23，No.3，pp.31～38，1975。
- 8) 杉山太宏，極禮邦夫，寥 紅建：スレーキングによる泥岩盛土材の圧縮沈下防止対策，堆積軟岩による盛土の工学的諸問題に関するシンポジウム，pp.193～196，1995。
- 9) 中岡時春，望月秋利，阪口 理：堆積軟岩を用いた盛土造成工事の施工管理，堆積軟岩による盛土の工学的諸問題に関するシンポジウム，pp.205～212，1995。
- 10) 谷本喜一，野田 耕，田中篤夫：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.545～548，1976。
- 11) 寥 紅建，松川一貴，山田道男，赤石 勝：宅地造成地における砂岩盛土の水浸沈下，堆積軟岩による盛土の工学的諸問題に関するシンポジウム，pp.189～192，1995。
- 12) 大山英治，中村吉男，大根義男，成田国朝：堆積軟岩を使用した高盛土の調査・設計および施工，堆積軟岩による盛土の工学的諸問題に関するシンポジウム，pp.213～220，1995。
- 13) 高田直俊，木下哲生，篠崎 亘：水浸時の安定性から見た礫質土の締固め条件，土と基礎，Vol.34，No.5，pp.63～68，1986。
- 14) 土質工学会編：土質試験の方法と解説，土質工学会，p.208，1990。
- 15) 運輸省航空局編：空港高盛土工設計指針（案），運輸省航空局，p.16，1984。

(1996. 10. 1 受付)

SETTLEMENTS DUE TO SEEPAGE OF HEAVY RAINFALL WATER IN THE HIGH EMBANKMENT OF NEW NANKI SHIRAHAMA AIRPORT

Takehiko FUJITA, Toshikazu YAMANAKA, Masanobu ISHIGURO
and Seiji NAKAZATO

A high embanked land was constructed by heavily compacting with soft rock materials for new Nanki Shirahama Airport. Though high compaction degree was achieved at each layer of an embankment, significant settlements were observed in the embankment after heavy rainfall during construction. It was found that the settlements were induced by intensive water seepage due to heavy rainfall and they were observed at specific locations in the embankment compacted under the condition of no rainfall or light rainfall. The authors carried out a series of laboratory settlement tests in seepage condition on highly compacted test specimens of soft rock material and derived a conclusion from the test results that increasing the compaction degree of the embankment more than 95% was very effective for decreasing the settlements. The settlements due to the water seepage could be decreased sufficiently at the actual embankment.