

南紀白浜空港高盛土対策工の概要と対策効果について

THE OUTLINE AND COUNTERMEASURE EFFECT OF HIGH LANDFILL WORK OF NANKI SHIRAHAMA AIRPORT

小阪陽克*・高橋正昭*・吉田 渉*・下村幸男**・坂本隆広***

Harukatu KOSAKA, Masaaki TAKAHASHI, Wataru YOSIDA, Sachio SIMOMURA and Takahiro SAKAMOTO

Cement-treated soil and geogrid for soil reinforcement are used for the first high landfill countermeasure work in Japan. For this reason, it faced many technical subjects in design. This paper reports the solutions to these technical subjects and an outline of the countermeasure work. From various measurement data obtained from the field observation, the reinforcement effect of this construction method was verified.

Key Words : high landfill restoration work, cement-treated soil, geogrid for soil reinforcement, field observation

1. はじめに

南紀白浜空港は白浜温泉、勝浦温泉、熊野古道など、和歌山県南部の豊かな自然や歴史的資源に恵まれた我が国でも有数の観光地にあり、観光客の利用が多く、最近では海外からの観光客も増加する傾向にある。現空港は平成8年3月9日に旧空港隣接地に小型ジェット機対応の1,800m滑走路で供用開始されてきた。その後、航空需要の増大、就航機材の大型化に対応した航空ネットワークの充実を図るため、滑走路延長事業を行い、平成12年9月7日から2,000m滑走路で供用開始されている。この滑走路延長事業は、図-1に示すように、現空港南側の丘陵地を切土し、その発生土により、沢地形部の盛土を行う用地造成工事である。この用地造成工事の特徴は、現空港盛土法先位置が海岸線に近接していることから、盛土の造成が可能な範囲が規制された点である。そこで、この地形的な制約を克服するため、盛土高が約55mの高盛土であるにもかかわらず、盛土勾配を1:1.5とし、さらに盛土の安定性を確保するため、切土工事で発生する土砂にセメントを混合したソイルセメント工と、ジオグリッドによる盛土補強工とを併用して高盛土対策工を施したものである。

本報文では、和歌山県が実施したこれらの対策工の設計概要と、対策効果について述べる。

2. 盛土構造

(1) 基本条件

盛土の基本構造の決定は図-2に示したように設計区間

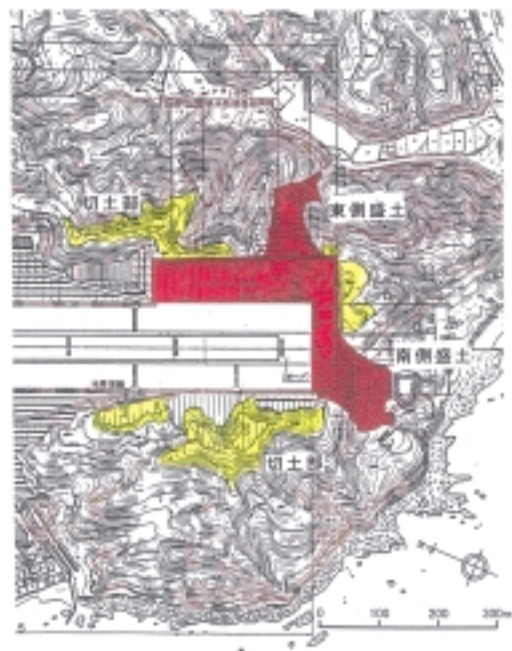


図-1 南紀白浜空港用地造成位置図

* 大阪支店 技術第一部
 ** 総合技術センター 試験研究グループ
 *** 福岡支店 技術第一部

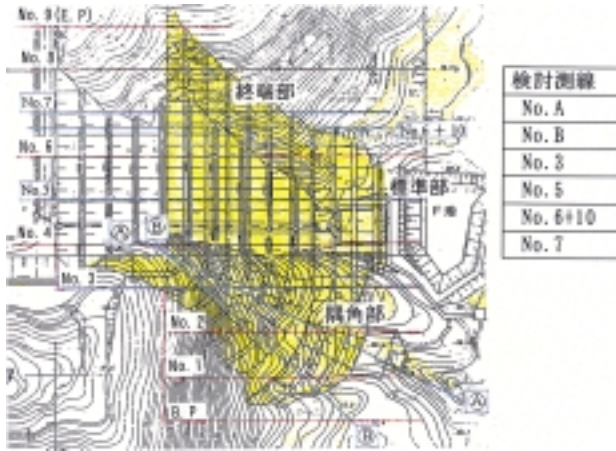


図 - 2 設計区分と検討測線

を隅角部、標準部、終端部の3つに区分して、円弧すべり計算による検討を行い、対策工施工範囲とソイルセメントの改良強度を決定した。円弧すべり計算は「空港高盛土設計指針(案): 昭和59年10月: 運輸省航空局」に基づき、「修正フエレニウス法による円弧すべり計算」とし、設計震度は同指針(案)に基づき0.15とした。また、すべりに対する設計安全率は現空港(1800m)本体工事で採用された設計安全率と同一値とし、常時を1.3以上、地震時を1.1以上とした。

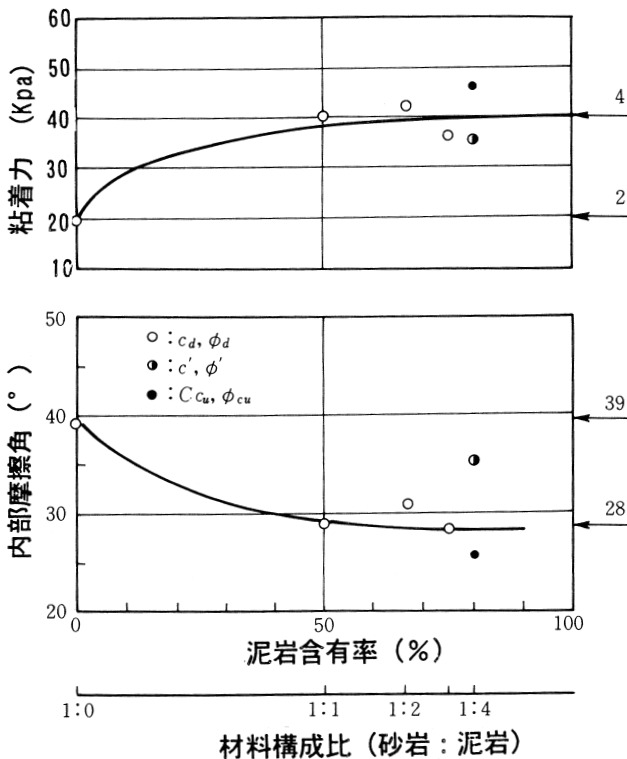


図 - 3 泥岩含有率と強度定数の関係

表 - 2 設計土質定数の一覧

| 地層区分 | t(kN/m ³) | sat(kN/m ³) | C(kPa) | (°) |
|------|-----------------------|-------------------------|--------|-----|
| 盛土 | 21.5 | 22.5 | 20.0 | 28 |
| 岩屑層 | 18.0 | 20.0 | 0.0 | 30 |
| 崖錐層 | 19.0 | 20.0 | 10.0 | 25 |
| 軟岩層 | 23.0 | 23.5 | 200.0 | 25 |
| 基岩層 | 23.0 | 23.5 | 50.0 | 30 |

(2) 設計土質定数

設計土質定数は、現空港(1800m)本体工事で使用された盛土材の強度定数を採用した。図 - 3は泥岩の含有率と盛土材の内部摩擦角，粘着力Cの関係を示したものである。設計土質定数の設定に際しては、「盛土材となる材料の砂岩と泥岩の混入割合を一つに限定することは困難である。」と考え、盛土材の砂岩と泥岩の混入率がいかなる場合にも適用できるように、 $C = 20\text{kPa}$ ， $\phi = 28^\circ$ に設定した。設計土質定数の一覧を表 - 2 に示す。

(3) 補強材の設計

補強材の上下敷設間隔は、実施工での一層当りの仕上がり厚30cmを考慮し、0.3mの倍数である2.4mを最適上下敷設間隔とした。また、円弧すべり計算においては、より詳細な敷設長さの決定と安定性の確認を行うため、円弧すべり計算の円弧計算ピッチ (r) を0.1mとして計算精度の向上を図った。最終的に選定した補強材はジオテキスタイルの1種である標準型のジオグリッドである。なお、仕様決定に際しては、残留強度を有する特殊ジオグリッドを採用すべきとの意見もあったが、標準型と特殊型グリッドを比較し、経済性を重視して標準型を選定した。

(4) 盛土構造

最終的に決定した盛土構造を図 - 4 に示す。盛土構造を決定するにあたっては、円弧すべり計算によりソイルセメントの改良範囲と必要強度を検討し、経済性、耐震性、安定性の総合的観点から、下から3段分をソイルセメント工、これより上層をジオグリッドにより補強する盛土構造とした。

3. 耐震性能の検討

(1) 検討手法

本件のような盛土構造は空港高盛土としては新しい試みであったため、図 - 5 に示す流れに沿って、常時および地震時の高盛土斜面の挙動を検討した。検討手法は「馬場・渡辺法による潜在土塊の永久すべり量解析」とし、入力地震動の諸元は表 - 3 に示すとおりとした。地盤や土構造物

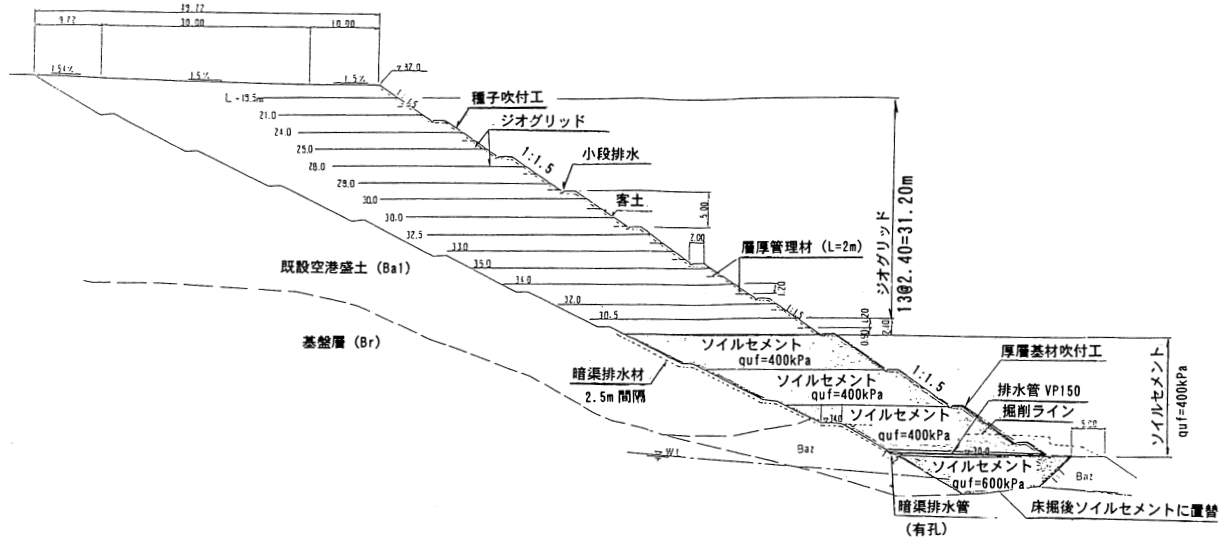


図 - 4 標準断面図 (NO.5)

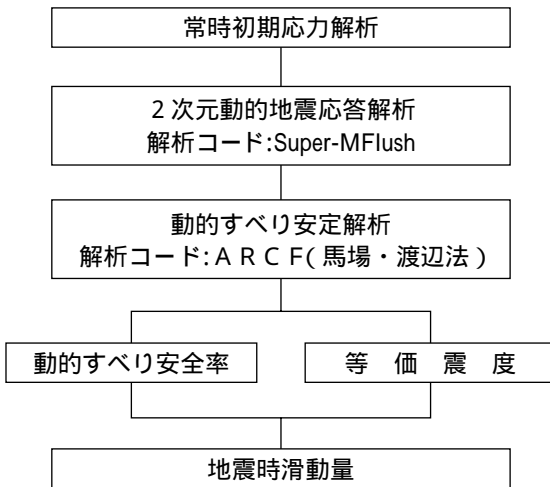


図 - 5 耐震性能の検討作業の流れ

表 - 3 入力地震動と地震動の強さ

| 地震動レベル | 地震波形 | 備考 |
|---------------------------|----------------------------|----------------------------------|
| レベル1地震動 (max=147gal) | 宮城県沖地震 開北橋記録波形 | 現行の設計震度と 等価な地震動強さ |
| レベル2地震動 (max=396gal) | 兵庫県南部地震 神戸海洋気象台 記録波形 | 和歌山県地域防災 計画での高いレベ ルのシナリオ地震 |

| ひずみの種類 | 限界値 |
|--------|-------|
| せん断ひずみ | 3~5% |
| せん断ひずみ | 5~10% |

出典: 空港高盛土工設計指針 (案)

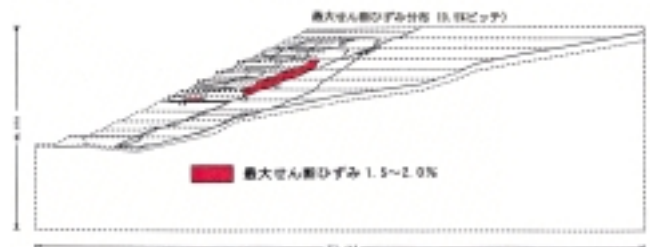


図 - 6 最大せん断ひずみ分布 (常時初期応力解析)

の安定性は、すべり安全率 F_s によって評価されてきており、その概念は地震時においても採用されるべきものであるが、レベル2地震動に対しても $F_s > 1$ の条件を満たすべきかについては議論があると考えられる。常時とは異なって、地震時の安全率は瞬間的なものであり、たとえすべり土塊が滑動を始めたとしても、次の瞬間には地震力の方向が反転して土塊の滑動を抑制する可能性があるからである。本手法は、レベル2地震動に対する安全性の評価を、地震時すべり安全率が1を下回るすべり土塊の滑動量より行うものである。

(2) 常時初期応力解析結果

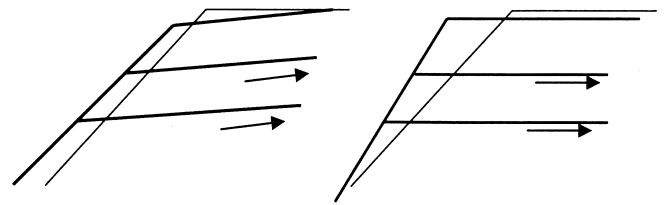
盛土造成終了後の変位および応力状態を忠実に再現させるために施工ステップを28ステップとし、盛土造成終了の最大せん断ひずみの分布を予測した結果を図-6に示す。

(3) 動的解析結果

1) 現行の設計法との比較

図-8に示すように、現行の設計水平震度相当の地震外

力を用いた動的すべり解析では、無数にある潜在すべり面の中で最も安全率が小さな動的すべりの最小安全率は、静的すべり面法による最小安全率と概ね同一であり、この円弧に対応した等価水平震度も震度法における設計水平震度と概ね一致していた。これらのことより、地震時の安定性評価は現行の設計手法である静的すべり面法（震度法）と2次元動的解析法で大きな相違はないと考えられる。



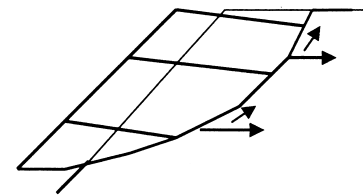
自重変形の引き止め効果

地震時変形の引き止め効果

2) ジオグリッドの補強効果

盛土材との力学的相互作用によって発揮されるジオグリッドの補強効果は図 - 7 に示す 3 パターンに分類できる。

- 盛土自重により生じる変形に対応して発揮される盛土変形の引き止め効果
- 地震力の作用によって生じる変形に対応して発揮される盛土変形の引き止め効果
- すべり土塊の滑動変形に対応して発揮される盛土滑動の引き止め効果



すべり滑動の引き止め効果

平均的な効果を発揮している補強材の上から10段目の定着部要素について、上記のメカニズムによるレベル2地震動の引き止め力の分担を表 - 4 で見た場合、補強材の設計

図 - 7 ジオグリッドの補強効果の概要

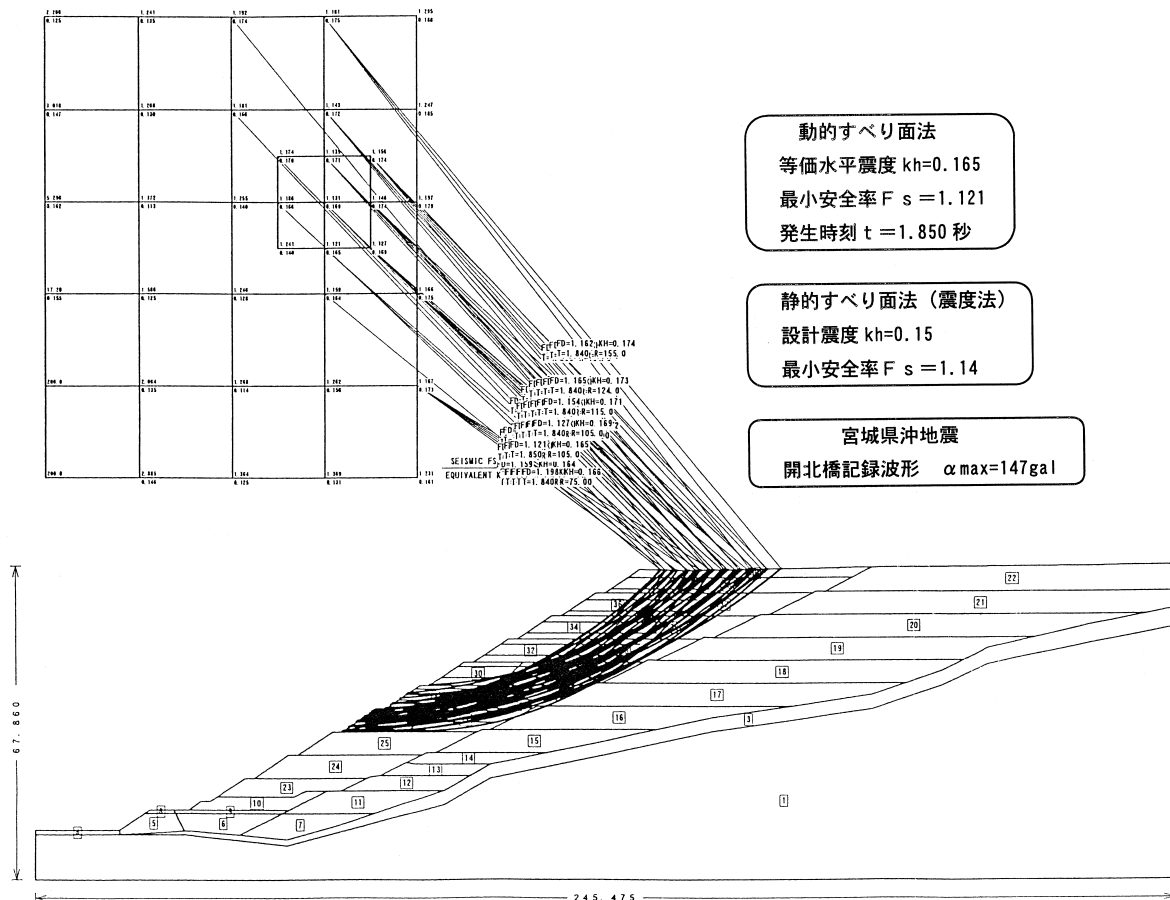


図 - 8 動的すべり面法によるすべり円弧

引張り強さに相当する全引き止め力は、盛土自重と地震時のすべり滑動に対して約50%ずつ発揮され、地震時変形に対してはほとんど発揮されていない。これは、補強材両端(法面部と定着端)の地震時相対変位が最大(地震継続時間内の最大値)でも0.8cmと小さく、補強材の剛性(バネ係数)が1800kN/m(補強材長さ1m当たり)であり、盛土材(E=5000kN/m²)よりはるかに小さいことに起因していると考察できる。

表-4 平均的補強材(上から10段目)の引き止め効果(レベル2)

| 補強メカニズム | 定着部要素に作用する引止め力(KN/m) | 両端(法面と定着部)の相対変位(cm) |
|---------|----------------------|---------------------|
| 自重変形時 | 15.0 | 8.3 |
| 地震時変形時 | 1.0 | 0.8(地震時最大値) |
| すべり滑動時 | 15.0 | 6.9(滑動量解析) |
| 合計 | 31.0 | |

備考：補強材の設計引張り強さ：Td=31.0kN/m

したがって、地震時の盛土変形を引き止めるには、より剛性の大きな補強材を用いる必要があるが、本設計での補強材の主な役割は盛土のすべり破壊抑止であるから、すべり安全率への寄与が最も重要である。表-5は補強材によるすべり安全率への寄与をまとめたものであるが、常時および地震時(開北橋147gal)では安全率の向上が明らかであり、補強材の効果が認められる。神戸395.5galの上部すべりで安全率の増加が少ないのは、地震力が大きいため、補強材の引き止め力(引張り強さ31.0kN)が相対的に小さくなってしまったもので、滑動力の小さい(すべり土塊が小さい)薄層すべりに対しては、安全率の向上が認められた。

以上より、ジオグリッドの補強効果のメカニズムは、静的なすべり面法(震度法)によるものと異なっているとの知見が得られた。すなわち、静的すべり面法では、地震時のすべりに対する不足力をジオグリッドにより補う設計法であるが、常時初期応力解析、2次元動的解析から得られた知見は、ジオグリッド周辺の土の相対変位に応じて引き止

表-5 補強材によるすべり安全率の向上(No.5測線)

| 地震力 | 盛土強度 | すべり面位置 | 無補強時 | 補強時安全率 | 土塊の滑動量 |
|------|------|---------|-------|--------|--------|
| 常時 | 設計強度 | 上部すべり | 1.462 | 1.557 | - |
| レベル1 | 設計強度 | 同上 | 1.063 | 1.121 | - |
| レベル2 | 実質強度 | 同上 | 0.807 | 0.825 | 1.33cm |
| 同上 | 実質強度 | 上部薄層すべり | 0.902 | 0.982 | 0.12cm |

注:1 大きな地震外力を対象にした場合は、設計強度(試験結果の下限値)ではなく、盛土体の平均的な実質強度を盛土体の強度として評価した。

め効果が発揮されるものと考察した。いづれにしろ、現行基準相当(レベル1)の地震動に対して(開北橋147gal)動的なすべりに対する最小安全率は1.1以上であることより、補強の効果が現れていることは間違いないと判断した。

3) 耐震性能の評価

地域防災計画上のシナリオ地震規模の地震動(レベル2)に対する高盛土の耐震性能は、盛土材の平均的な強度を実質強度として評価すれば、盛土天端にクラックが発生する程度の軽微な被害にとどまる可能性が高いと判断した。

4. 試験施工

空港高盛土対策として採用したソイルセメント工は、施工事例が極めて少ないため、下記の事項について試験施工により確認を行った。本報文では、室内と現場の一軸圧縮試験に関する補正係数についてのみ報告する。

室内配合試験で用いた材料と、実際に使用する切土工事で発生した材料の粒度構成等の相違が、改良強度に及ぼす影響を調査した。

本施工ではスタビライザ攪拌方法を採用したが、本工事に先立ち、バックホウ攪拌とスタビライザ攪拌とを比較した場合、現地発生土(最大粒径30cm程度)に対して、混合の均一性、施工性、環境への影響、改良体の品質等の観点から、どちらの攪拌方法が適切であるかを検討した。また、バックホウ攪拌では、時間と混合状態の確認を行い、攪拌仕様を検討した。

母材のバラツキ(特に自然含水比のバラツキ)、攪拌方法、養生条件、セメント添加量の違いが、現場一軸圧縮強度qufに与える影響を調査し、設計上必要な改良強度が所定のセメント添加率で発現可能かどうかを調査した。特に、現場一軸圧縮強度qufと室内一軸圧縮強度qulの強度比が攪拌方法によって明らかに異なる傾向を示すのか否かを検討した。なお、母材の自然含水比のバラツキが改良強度に及ぼす影響については室内配合試験で調査した。

原位置で直接改良体の強度を把握することが品質管理上重要であると考えた。このため、試験的に孔内水平載荷試験、平板載荷試験、現場一軸圧縮試験等の原位置試験を実施し、直接あるいは間接的に原位置の改良強度を把握できる品質管理方法を検討して、本施工にこの検討成果を反映させた。

(1) 補正係数について

セメント添加率と一軸圧縮強度の関係を図-9に示す。これらの関係図から得られた知見を下記に示す。

試験結果のバラツキの範囲が把握できるように、各々

の試験値をプロットしている。また、後述する「自然含水比と一軸圧縮強度の関係」を踏まえ、自然含水比の変化が一軸圧縮強度に与える影響を、補正係数で補うこととした。

攪拌方法の違いによる圧縮強度の明確な相違を見出すことはできなかった。また、室内一軸圧縮強度、現場一軸圧縮強度、原位置試験から推察した一軸圧縮強度にバラツキが認められた。この原因が、自然含水比、養生条件、攪拌方法、強度確認試験方法の違いのうちで、いずれかを特定することは困難であった。このため、補正係数を決定するに際しては、上記に示した一軸圧縮強度に影響を及ぼすファクターをすべて考慮した。

以上の考えに基づき、補正係数は関係図に示したように $\alpha = 2.0$ が妥当な値であるとし、本施工では $q_{ul} = 2.0 \times q_{uf}$ の関係より、セメント添加率は表 - 6 のとおりとした。

(2) 自然含水比と一軸圧縮強度の関係

セメント安定処理土の一軸圧縮強度に影響を与えるファ

表 - 6 混合率の一覧

| 設計強度 | 補正係数 $\alpha = 2.0$ | |
|----------------|---------------------|--------|
| q_{uf} (kPa) | q_{ul} (kPa) | 混合率(%) |
| 200 | 400 | 3.0 |
| 300 | 600 | 3.0 |
| 400 | 800 | 3.5 |
| 600 | 1200 | 7.0 |

注：混合率の下限値は、現場で均一な混合が確保できる最小混合率の3.0%を採用した。

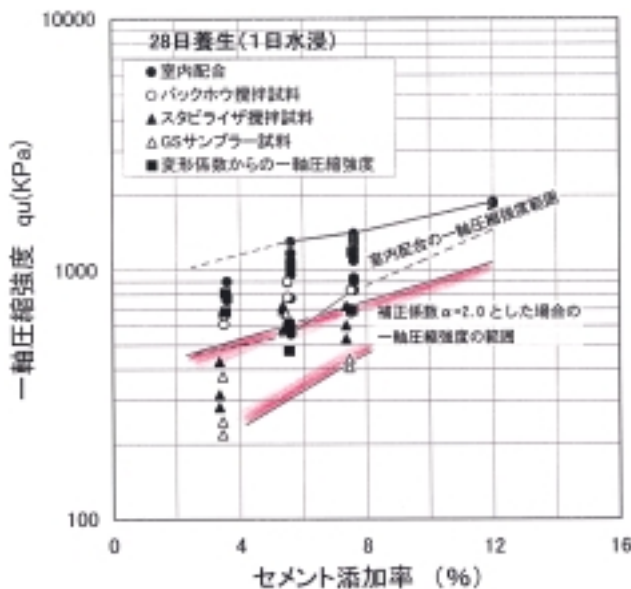


図 - 9 セメント添加率と一軸圧縮強度の関係の一例

クターとして、母材の自然含水比が考えられた。単位セメント量の増加がほぼ比例的に強度を増加させるのに対し、含水比と強度には最適含水比（最適水セメント比）の存在が既存の研究成果¹⁾²⁾より明らかにされている。このため、本件の場合も、実施工時において母材の自然含水比の変動が十分考えられたため、乾燥密度をほぼ一定の条件として、母材の含水比を変化させ、含水比が一軸圧縮強度に及ぼす影響を検討した。試験結果を整理したものを図 - 10 に示す。バラツキが認められるものの、最適含水比の存在が認められた。また、留意すべきことは、母材の自然含水比が17%前後になると、一軸圧縮強度が約40%程度低下している点であった。

以上より、母材の自然含水比の変化がセメント改良土の一軸圧縮強度に影響を及ぼすことが明らかになった。しかしながら、本施工を考えた場合、材料の自然含水比を規制した施工は施工管理上難しいため、この影響を補正係数により補うこととした。

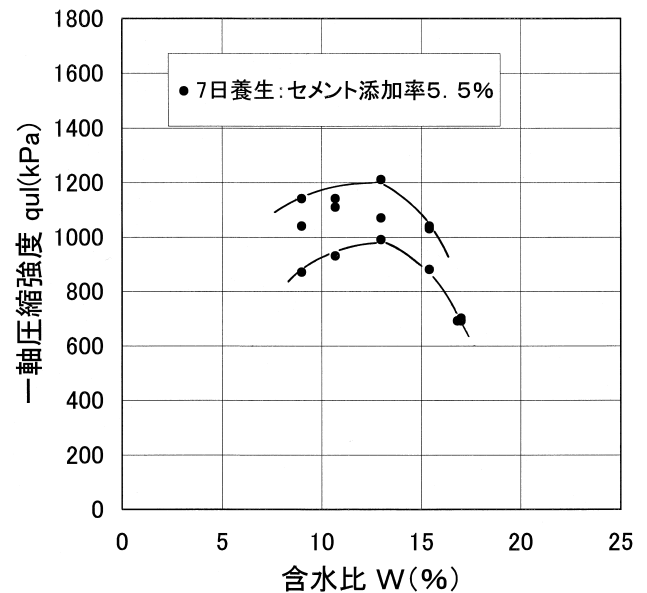


図 - 10 自然含水比と一軸圧縮強度の関係の一例

5. 動態観測結果

補強効果を検証する目的で、動態観測を実施した。計測データから検証された本工法の補強効果について以下に述べる。なお、動態観測計器配置図は図 - 11、図 - 12のとおりである。本報文では地盤変形(鉛直・水平変位)の特徴についてのみ報告する。

(1) 盛土の沈下

沈下計(S-1 ~ S-2)の盛土完成後の累積沈下量より、補強盛土領域の盛土高と圧縮率の関係を整理したものを図 -

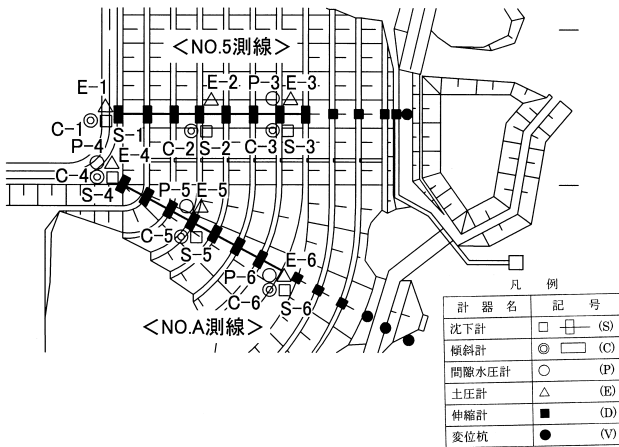


図 - 11 観測計器配置図

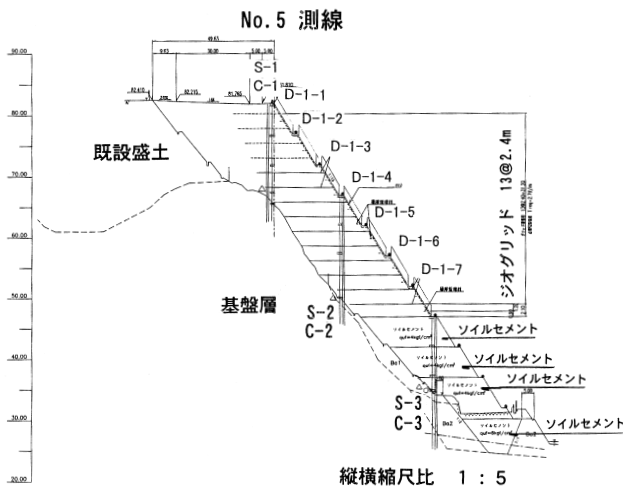


図 - 12 観測計器配置断面図 (No.5測線)

13に示す。なお、図中には、現空港(1800m)本体工事において得られた盛土直高と圧縮率の関係の上限と下限の範囲を記載している。特徴的な点を以下に示す。

ジオグリッドを敷設している盛土部の圧縮率は、空港本体盛土で得られている圧縮率の下限値付近(0.5~2.0%)であり、盛土の沈下が抑制される効果が認められる。この現象は盛土荷重によるジオグリッドの変形により、これより下層への盛土荷重の伝播が低減されているためではないかと推察した。ソイルセメントにより造成された盛土領域の圧縮率は概ね0.1~0.25%と極めて低い値である。この傾向から、本工法により、盛土中腹部から基礎部に発生する変形量の低減と盛土本体の安定性の向上が図られていることは間違いなく、本工法の補強効果が検証されたものである。図 - 14はソイルセメントの三軸圧縮試験より得られた応力~ひずみ関係を示したものであるが、

軸ひずみが概ね2~5%でピーク強度を示した後、軸ひずみの増加とともに、主応力が緩やかに低下するものの軸ひずみが15%に至っても、強度が残留する性質(残留強度が発揮される)が認められる。このソイルセメントの力学的特性は、仮にソイルセメント領域に部分的な亀裂等が発生しても、残留強度が発揮されることにより、ソイルセメント全体の安定が損なわれることがないことを示唆するものである。

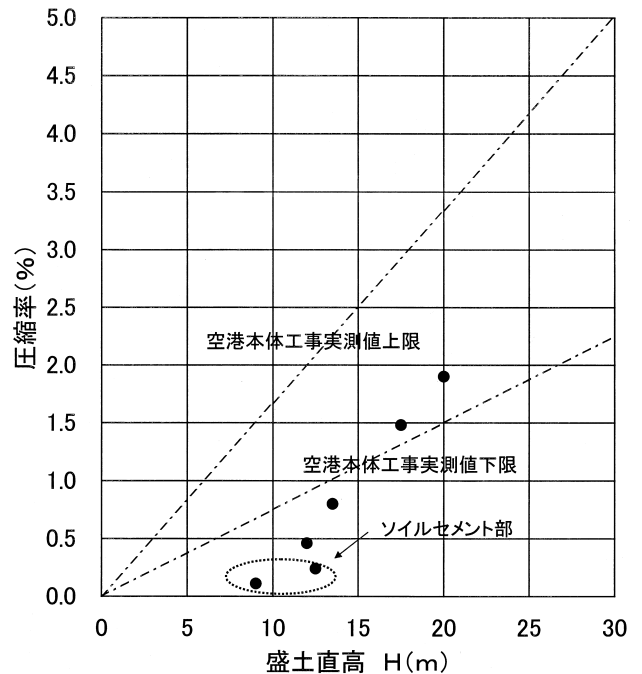


図 - 13 盛土高と圧縮率の関係

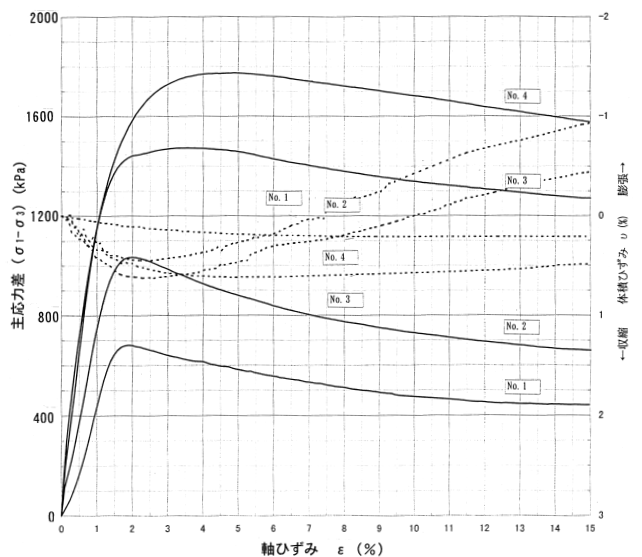


図 - 14 ソイルセメントの応力~ひずみ関係

(2) 孔内傾斜計による地盤変形

盛土完成後の孔内傾斜計(C-1～C-6)によるジオグリッド補強領域とソイルセメント領域の谷側方向の水平変位に着目した場合、既設盛土部での水平変位量に比べ、ジオグリッド補強領域とソイルセメント領域の水平変位量は極めて小さい傾向を示した。現空港(1800m)本体工事における鴨居地区での高盛土工事で得られた水平変位量と盛土補強部の水平変位量とを比較した結果を図-15に示す。盛土部の水平変位は、主として、背後盛土全体の荷重の影響によって生じるものと考えられるが、ここでは、設置位置における盛土直高Hを1つの要因として考え、盛土直高Hと水平変形量の割合($S_{max}-S_o$)/Hの関係を整理した。

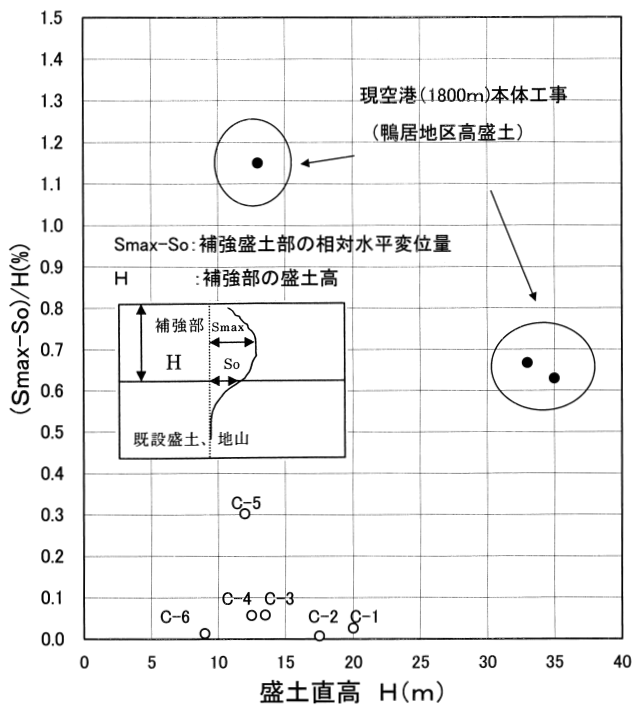


図-15 盛土直高と水平変位率の関係

C-5地点が他の5地点と比べ0.3と大きな値を示しているが、この地点の地山には硬質な風化砂岩層が露出していたため、地山の水平変位量 S_o が極めて小さく、 $(S_{max}-S_o)/H$ が見かけ上大きくなったものである。いづれにしても、ジ

オグリッド及びソイルセメントの施工により、新設盛土部の地盤変形が抑制されていることは明らかである。今後は、地震計による地震記録、地震時の盛土挙動データの蓄積を通して、本件で採用した対策工の効果について検証していきたいと考えている。

6. おわりに

本造成設計で採用したソイルセメント工+ジオグリッド補強工は空港高盛土対策としては本邦初の工法である。このため、設計を行うにあたっては、数々の技術的課題に直面した。特に、ソイルセメントの力学特性については不明な点が多かったため、事前に試験施工を行い、技術的課題に対する解決策を見出すことに努めた。その中でも特に、設計上の技術的な特徴としては、材料のバラツキ等を加味した現場と室内の強度補正率を事前に把握し、設計、施工に反映させた点である。

現在、南側高盛土斜面法肩および滑走路南側の地山には加速度計を設置し、本空港施設の耐震性強化に必要な基礎資料を得るため、地震動特性の収集を行っている。

なお、ソイルセメントが一般の土質材料と異なった力学的特性を有していることから、盛土斜面の安定性を評価する場合の検討手法について技術的なアドバイスを運輸省港湾技術研究所の小林所長、運輸省港湾技術研究所土性研究室の土田室長、東京工業大学の太田教授、福井大学の荒井教授に賜ったこと、また、本報文をまとめるにあたりご指導を頂いた和歌山県土木部港湾空港振興局の関係各位の皆様方に深く感謝する次第であります。

最後に今回得られた技術的資料および設計検討手法等が、今後の空港用地造成設計の際の参考資料となれば幸いです。

参考文献

- 1) 松長敏美：久婦須川ダムの概要とCGS工法の材料試験結果について、ダム日本、No.639.
- 2) 吉田等：フィルダムの合理化について：長島ダム(上流二次締切堤)、ダム日本、No.639.
- 3) 南紀白浜空港工事誌