

GHDを用いた粘性土補強盛土の 長期変形挙動解析

嘉門雅史・三村 衛・竹尾然生

要旨

何らかの処理を施さなければ再利用できないような軟弱な建設発生土は、従来、大半が廃棄物として処分されてきたが、処分用地の問題や環境に対する社会的要請から、これを建設材料として再利用することが求められている。補強・排水両性能を有するジオシンセティック水平排水材(GHD材)の使用により、こうした軟弱土を急勾配高盛土へ適応する可能性を探るため、盛土の現場実験、盛立過程の短期安定問題に対する有限要素法による解析等の研究が行われてきた。本報告では、現場実験が行われた GHD 粘性土補強盛土を対象とした有限要素解析を行い、盛土の変形と長期安定性に関する検討を行い、実測変位と比較することによって解析の妥当性について議論する。

キーワード：ジオシンセティック水平排水材、盛土、補強、現場実験、有限要素解析、

1. はじめに

ジオシンセティック材は、土とジオシンセティック材との相互作用により、土の弱点である引張りに弱い部分を補う目的で使用される材料である。ジオシンセティック材とは石油化学や合成繊維の技術を用いて新しく開発されたもので、使用者の要求を満足するように改良がなされたことなどから次第に普及が進んできている。これが土と共に用いられた場合の利点は、面状の補強材であることから、

- 土との摩擦をとりやすい
- 他の機能を付加することが出来、使用盛土材料の範囲が広い
- 剛な壁面工を持つジオシンセティック補強土擁壁など、都心部など狭い面積の土地を有効利用できる。
- 植生に対して柔軟であり、環境に配慮することが出来る

といった点があげられる。

さて、土工や浚渫工事などから発生する軟弱土は、何らかの工夫、処理を施さなければ再利

用できないため、大半が発生土として処分されてきた。しかし、処分のための適地を確保することが困難になりつつあり、処分費用自体も高騰してきている。また近年特に環境問題に対する社会的意識も高まっており、特に建設発生土の利用促進上のネックになっている低品質の土の発生抑制・再利用を積極的に図って行かなければならない。

発生土を建設資材として利用する場合のマニュアルとなる「建設発生土利用技術マニュアル(第2版)」(ジオテキスタイル補強土工法普及委員会、1993)によれば、通常の施工性を確保できないような発生土を道路(路床)盛土などに利用する際、土質改良や施工上の工夫を行う必要がある。その具体的な対策としては、良質土の混合、天日乾燥、水位低下掘削、サンドイッチ工法、補強土工法、セメント等の改良工法が挙げられる。

このサンドイッチ工法とは、含水比の高い砂質土や粘性土を用いて高い盛土を行う時に、盛土内の含水比を低下させるために、ある一定の高さごとに透水性の良い山砂等で排水層を設けるものであり、排水層として先に述べたジオシンセティック材を利用

することもできる。ここで、ジオシンセティック材に補強機能が付加されれば急勾配盛土が可能となり、都市部など用地に余裕が無い場所にも利用範囲が広がられると考えられる。

このように補強、排水両機能を併せ持つ材料をジオシンセティック水平排水材(Geosynthetic Horizontal Drain;以下GHDと略記)と呼ぶが、軟弱粘性土の急勾配高盛土への適用の可能性を探るために、既にGHDを用いた軟弱土の急勾配高盛土の現場実験(赤井ら、1996)が行われ、GHD材を用いれば軟弱土でも急勾配高盛土が盛立可能となることが確認されており、また、軟弱粘性土の急勾配高盛土現場実験を対象とした数値解析(嘉門ら、1998)も行われてきている。しかし、過去に行われた数値解析は、盛り立て終了直後までの挙動をシミュレートしたものとどまっており、その後の盛土の長期挙動と安定性の評価については課題として残されたままである。

そこで本研究では、現場実験(赤井ら、1996)が行われたGHDを使用した軟弱粘性土の急勾配高盛土を対象にして、長期的な有限要素解析を行い、盛土の変形と長期安定性に関する検討を行い、GHD材の役割を把握することを目的とする。

2. 急勾配高盛土現場実験

2.1 概説

急勾配高盛土現場実験(赤井ら、1996)は、1996年2月に大阪府和泉市において行われた。概要図をFig.1に示す。盛土高は10m、盛土勾配は1:0.6(小段幅1m;平均勾配1:0.7)の急勾配高盛土である。盛土材料

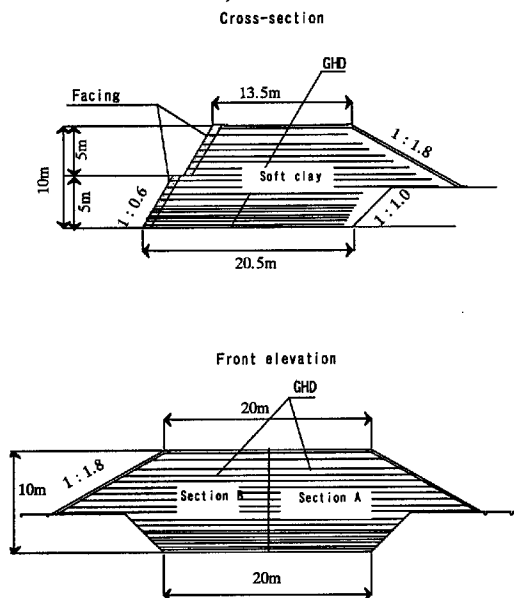


Fig. 1 Section of in situ test embankment

としては、更新統粘性土(建設発生土)が用いられた。盛土はA工区、B工区に分けられ、GHD材は異なる2種類を採用し、帯状千鳥配置で敷設された。表面保護材についても異なる2種類の表面保護材が用いられた。計測機器はFig.2の通り設置され、観測施工並びに施工完了後の変状の観測が行われた。

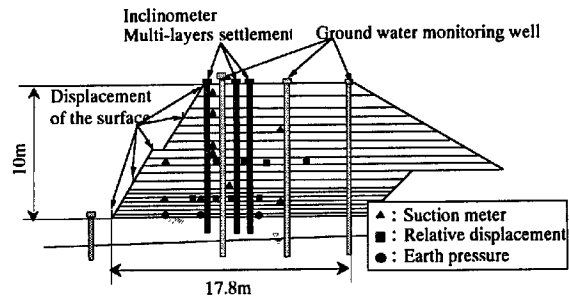


Fig. 2 Monitoring system of the embankment

2.2 盛土材の諸元

盛土材(粘性土)の諸元をTable1に示す。粘性土は原地盤では高い先行圧密荷重を受けており、過圧密状態である。自然含水比は44.2%、液性限界は57.37%である。原地盤では飽和度99.5%とほぼ飽和状態であるが、乱した土に関しては飽和度が87.3%程度の値をとり、不飽和の影響により盛土時の過剰間隙水圧には負圧が生じることが予想される。なお、この土は、粘土中に含有される硫化鉄の酸化により、土のpHは極めて高い酸性(pH=3~4)を呈する。

強度について盛土中は、 $c_u > 30$ kPa、含水比を50%

Table. 1 Soil properties of fill materials

| Soil parameters | Properties | |
|--|--------------------|------|
| Specific gravity ρ_s (g/cm ³) | 2.686 | |
| Natural water content w (%) | 44.2 | |
| Void ratio e (%) | 1.193 | |
| Grain size distribution | | |
| Gravel (%) | 0 | |
| Sand (%) | 1.6 | |
| Silt (%) | 35.1 | |
| Clay (%) | 63.3 | |
| Liquid limit (%) | 57.37 | |
| Plastic limit (%) | 22.09 | |
| Plasticity index (%) | 35.28 | |
| Classify | Clay (CH) | |
| Unconfined compressive strength (kPa) | 88.2 (undisturbed) | |
| Triaxial compression test | | |
| | UU | CU |
| Total stress (kPa) | 52.9 | 12.7 |
| ϕ (degree) | 3.2 | 13.4 |
| Effective stress(kPa) | - | 17.6 |
| ϕ (degree) | - | 23.7 |
| Consolidation | | |
| Compression index C_c | 0.589 | |
| Consolidation yield stress p_c (kPa) | 426.3 | |

Table 2 Material properties of GHDs

| Materials | Thickness (mm) | Tensile strength (kN/m) | | | Elongation (%) | In-plate permeability (cm/s) | | |
|---|----------------|-------------------------|-----------------------|------------------|----------------|------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | Tensile strain at 5% | Tensile strain at 10% | Tensile strength | | Normal stress at 98kPa | Normal stress at 196kPa | Normal stress at 294kPa |
| Reinforced nonwoven fabric | 8.7 | 45.0 | 71.0 | 74.0 | 11.4 | 3.20E-01 | 1.30E-01 | 1.00E-01 |
| Plastic core covered by nonwoven fabric | 3.6 | 44.0 | 56.0 | 85.0 | 32.1 | 1.60E+01 | 1.60E+01 | 1.60E+01 |

以下に調整することにより、設計条件である $\sigma_t=18$ kPa/m²、 $C_u=30$ kPaを満足させた。施工中の強度管理は、コストや即応性の観点から、静的コーン貫入試験であるミニコーンペネトロメータ及びインパクトソイルハンマを用いて行われた。

2.3 GHD材の諸元

現場実験盛土に使用されたGHD材は、不織布被覆プラスチックコア(A工区材料)、補強不織布(B工区材料)である。これらの材料特性はTable.2に示す通りである。

A工区に用いた不織布被覆プラスチックコアは、プラスチックコアに不織布を熱融着したもので、プラスチックコア、不織布とも強伸度特性が改良されている。B工区の補強不織布は、上下2枚の不織布間にビニロン製補強糸(スダレ織)を挿入して機械結合したもので、材料の強度設計が容易であり、不織布にしては伸び率が小さいことが特徴である。A材料の引張り強さは、5%伸張時に40.0kN/m以上であり、B材料についても同程度である。標準砂との最大引抜き強度(147kPa下)は、A材料は6.5kN/30cm、B材料は12.2kN/30cmである。面内透水係数(294kPa下)は、プラスチックコアのものが 1.6×10^{-1} cm/s、補強不織布は 1.0×10^{-1} cm/sである。

2.4 表面保護材の諸元

表面保護材は、異形EPS粒袋詰め体(Aタイプ)、プラスチック製板材(Bタイプ)の2種類が採用された。

Aタイプは、バラ状のS字型発泡ポリスチレン粒を不織布製の袋に詰めたもので、外観的には大型土のう様である。非常に軽量であり、人力による運搬は容易である。寸法は奥行き0.5m、高さ0.3mで、長さは3.0m、1.5m、1.0mの3種類が作成された。

Bタイプは長さ1.2m、奥行き1.0m、高さ0.3mの立体格子枠で、一つの格子枠は0.3m×0.3mである。盛土斜面に現れるプラスチック製板材には耐候性に優れる人工芝がリベット止めされている。施工に際しては、立体格子を斜面前面に配列した後、バックフォアで良質土を間詰めする。この材料も運搬は非常に容易であり、重機による土の間詰めも容易に行うことができる。

2.5 現場計測の概要

盛土に設置された計測機器とその配置はFig.2に示されている。これらに加えて含水比測定、土質試験、施工中に現場強度試験(ミニコーンペネトロメータ)が行われた。各機器は以下の目的で用いられた。

- ・盛土材料の管理－含水比、土質試験
- ・盛土の密度－現場密度試験(砂置換法)
- ・盛土強度－ミニコーンペネトロメータ
- ・GHD材のひずみ－ワイヤ式変位計
- ・盛土内部の含水状態－テンシオメータ、間隙水圧計から推定
- ・盛土表面部変位－レーザー測量により手動計測
- ・盛土荷重分布－土圧計から推定
- ・地下水位－水位観測孔、間隙水圧計

2.6 現場実験結果

2.6.1 施工状況

現場盛土施工は、A、B両工区とも盛土に有害な変形が生じることなく、安定した状態で盛り立てが完了した。表面保護材は2工区とも容易に施工することができた。

2.6.2 短期計測結果

(1) 含水比及び強度の管理結果

含水比はほぼ管理値である50%以下を満足しているが、強度は高さ4.5m付近に管理値である29.7kPaを下回る部分がみられる。この付近の材料は仮置き場の最下部にあたり、含水比から考えて粗粒分の混入が考えられる。この対策として、安定計算で盛土の安定性を確認した後、強度管理を徹底して盛土を完了した。

(2) 斜面表面部変状

盛土中に最大0.3mのはらみが計測されたが、盛り立て完了後はほぼ一定値であり、盛土は盛り立て後は安定していると考えられる。

(3) GHD材のひずみ

GHD材のひずみ観測値の最大値は1.05%であった。この値は図2.5より引張力に換算すると8.47kNとなる。これは常時設計強度の28.8%であり、小さな値であると考えられる。

(4) 過剰間隙水圧分布

A工区の過剰間隙水圧計測結果をFig.3に示す。盛土粘性土が過圧密であることを反映して、全体的に負圧が分布している。

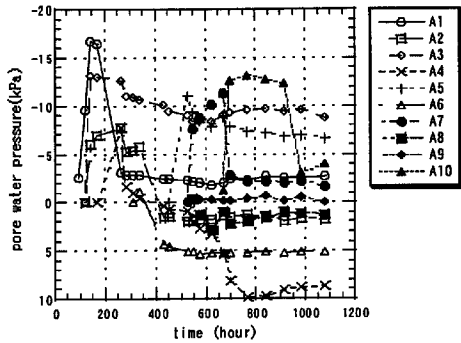


Fig. 3 In situ behavior of pore water pressure

2.6.3 長期計測結果

(1) 盛土変状

斜面表面部の水平変位は、長期にわたる計測の結果、Fig.4のような結果が得られた。盛り立て完了直後からほとんど変位は確認されず、盛り立て完了3ヶ月後の結果では盛土内側へわずかに引き込まれるような挙動が確認された。この変位はわずかであることから盛土は全体的に安定化の方向に向かっていると考えられる。傾斜計による盛土内部の水平変位計測結果も同様に盛り立て完了後は安定している。

盛土最上部における盛立完了からの沈下量をFig.5に示すが、盛立完了から1ヶ月程で沈下はほとんどなくなる。

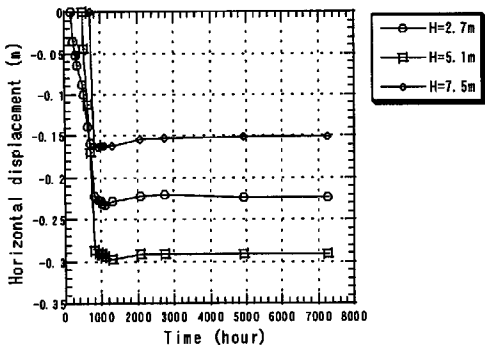


Fig. 4 Horizontal displacement

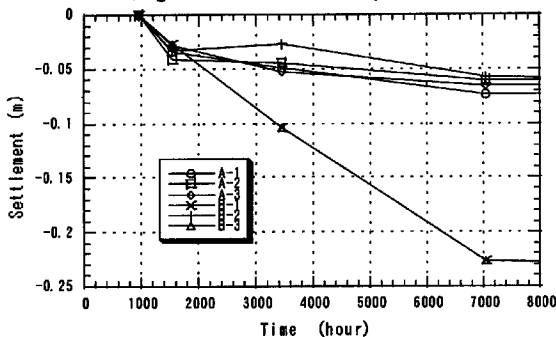


Fig. 5 In situ behavior of Settlement

(2) GHD材のひずみ

GHD材に生ずるひずみ値も長期にわたって最大約1%とほぼ一定値をとることが確認されたFig.6。クリープ変形のように、時間の増加に伴ってひずみが増大する傾向は確認されていない。

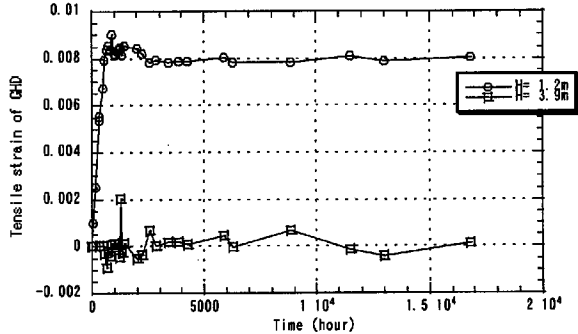


Fig. 6 Tensile strain of GHD

2.6.4 急勾配高盛土を対象とした数値解析結果

現場実験盛土に関しては、関口の弾・粘塑性構成モデルの平面ひずみバージョンを用いて、現場実験盛土の盛立完了までではあるが、数値解析が既になされ(嘉門ら、1998)、その結果をもとにした設計法への提案がなされ、以下の結果が得られている。この構成モデルを使用することにより、盛り立て施工の現場挙動はよく再現される。さらに、GHD材による補強を行えば、無補強で盛り立てた場合に有害な変形が生じて盛り立てが極めて困難な軟弱粘性土でも、GHD材の排水効果による粘性土の強度増加並びに、GHD材の引張力による補強効果により、盛土が安定的に盛り立て可能である。

3. GHD粘性土補強盛土の弾・粘塑性有限要素モデル化

3.1有限要素法プログラムの概要

本研究で用いた有限要素法の解析プログラムは、粘性土の構成式に関口の弾・粘塑性構成モデルの平面ひずみバージョンを用い、GHDを線形トラス要素でモデル化し、土とGHD間の滑りを線形ジョイント要素でモデル化している。これは、既存のプログラムを改良したものである。

本プログラムにおいては、粘性土が過圧密状態の場合は弾性体として、正規圧密の場合は粘塑性体として取り扱う。降伏曲面は圧密履歴により初期の大きさが決まり、負荷に伴って粘塑性体積ひずみを硬化パラメータとして拡大する。

要素の破壊条件としては、Mohr-Coulombの破壊基準を用いて、破壊線に達した場合に破壊とみなした。つまり、過圧密領域では応力点がdry側で初期降伏曲面に達した時を破壊とし、wet側では初期降伏曲面に

達した場合に粘土は正規圧密状態となり、一旦正規圧密状態に入った後は、限界状態線に達した時点を破壊とした。

3.2 土質定数の決定法

3.2.1 概説

関口の弾・粘塑性構成モデルに必要な土質パラメータは、圧縮指数、膨潤指数、ダイレイタンス係数、有効ポアソン比、二次圧密定数という5種類の物性値と、基準状態を規定する物理量である先行時の有効応力及び間隙比、そして初期状態を規定する物理量として、初期有効応力、初期体積ひずみ速度である。本研究で用いた有限要素解析においては、上記パラメータの他に単位体積重量、静止土圧係数、過圧密時の静止土圧係数、初期透水係数、透水性変化指数を求める必要がある。これらの土質パラメータを実験において直接的に求めるためには、特殊な三軸圧縮試験及び標準圧密試験等が不可欠である。

しかしながら、実際の現場に有限要素法を適用させる場合、必要な土質パラメータは全てそろっていない場合が大半である。

主に塑性指数をパラメータとして各土質パラメータ間との相互関係を実験により求め、これにより入力定数を推定する方法が提案され（飯塚、1988）、この推定結果を用いて解析した結果、理論値とよく一致することを確認した（飯塚、1988）。

大阪湾の海底地盤変形解析において、過去の実験データにより限界状態定数や二次圧縮指数などを推定し、解析パラメータを求める方法が考案されている（三村ら、1990）。

本研究では、三村らによる推定法に準じて、大阪湾海成粘土の力学的特性を考慮しつつ、土質定数を決定した。次節でその内容について説明する。

3.2.2 土質定数決定法

単位体積重量については、含水比管理結果を基に、その値 15.7kN/m^3 を推定した。

初期間隙比は土質試験結果 $e_0=1.193$ を用いた。

本研究で用いた粘性土は不飽和状態の過圧密粘土である。従って、不飽和による負圧の影響のため、原地盤の物性を用いると強度を過小評価する可能性がある。また、施工時の攪乱の影響により、盛り立て時の粘性土の強度特性は、原地盤物性と異なると考えられる。

先行圧密荷重 p_c 、初期有効応力値 σ_0 については、原地盤の標準圧密試験結果などは考慮せず、別途行った現場強度試験の結果から推定した。推定手順としては、粘性土の正規圧密状態における有効応力経路

がOriginal Cam-Clayモデルの降伏曲面に沿うものと仮定した。Original Cam-Clay型降伏曲面は、関口の弾・塑性モデルにおける降伏曲面を塑性体積ひずみと同一と仮定した際の曲面と等価であり、3次元弾・粘塑性モデルの降伏曲面とは若干形状が異なるが、ほぼ類似している。現場強度により、初期状態における降伏曲面が求められる。先行圧密荷重値は、降伏曲面の $q=0$ における p' の値として推定した。初期応力値は、現場土の応力経路が非排水的であると仮定し、有効主応力の増加がない経路に沿うと仮定した。この経路より、 $q=0$ 時の p' として初期有効応力を推定した。

その他の土質定数は、Table.1に得られている土質定数を基にして推定した。以下推定方法を順に示す。

限界状態定数 M については、三村ら（1990）や土田ら（1984）により、自然堆積粘土では1.2から1.5の間を示すという実験結果が得られているので、この代表値として $M=1.3$ を仮定した。

圧縮指数 λ については、標準圧密試験で一般的に求められる常用対数表示の圧縮指数 C_c と次式のような関係が成り立つ。

$$\lambda = 0.434C_c \quad (1)$$

また、膨潤指数 κ については、圧縮指数 λ のおよそ0.1倍であると仮定し、以下の式により推定した。

$$\kappa = 0.1\lambda \quad (2)$$

ダイレイタンス定数 D は、Ohta（1971）の求めた次式より推定可能である。

$$D = \frac{\lambda - \kappa}{M(1 + e_0)} \quad (3)$$

本解析に必要な $\sin\phi$ の値については、 M より次式で表される。

$$\sin\phi' = \frac{3M}{6 + M} \quad (4)$$

静止土圧係数 $K_{0(NC)}$ は、 $\sin\phi'$ 、 λ 、 κ を用いて、以下のように推定可能である。

$$K_{0(NC)} = \frac{2 - \frac{\kappa}{\lambda} - \sin\phi'}{2 - \frac{\kappa}{\lambda} + \sin\phi'} \quad (5)$$

先行圧密時の静止土圧係数 $K_{0(OC)}$ は、 $K_{0(NC)}$ 及び過圧密比 OCR を用いて以下の式のように推定可能である。

$$K_{0(OC)} = K_{0(NC)} \cdot (OCR)^{0.3} \quad (6)$$

ただし、

$$OCR = \frac{p_{c0}}{\sigma'} \quad (7)$$

ポアソン比 ν は、次式によって表すことができる。

$$\nu = \frac{K_{0(NC)}}{1 + K_{0(NC)}} \quad (8)$$

初期剛性率 G_0 に関しては、以下の式より求めることができる。

$$G_0 = \frac{1 + 2\nu}{2(1 - \nu)} \frac{1 + e_0}{\kappa} p_c \quad (9)$$

二次圧縮指数 α は、定義より次式で表される。

$$\alpha = 0.434 \frac{C_{ae}}{1 + e_0} \quad (10)$$

この中の常用対数表示の二次圧縮指数 C_{ae} と一次圧密の圧縮指数 C_c の間には、石井ら(1984)は、実験的に泉州沖海底地盤について次式の関係が成立すると述べている。本研究においては、この式を用いて二次圧縮指数を推定した。

$$C_{ae} = 0.05C_c \quad (11)$$

二次圧密時の基準体積ひずみ速度 \dot{v}_0 は、その定義より次式として与えられる。

$$\dot{v}_0 = \frac{\alpha}{t_c} \quad (12)$$

本研究においては基準時間 t_c を90%圧密終了時間 t_{90} と仮定した。

$$t_c = t_{90} \quad (13)$$

初期透水係数 k_0 は、一次元圧密理論より以下の式を用いて推定した。

$$k_0 = m_v c_v \gamma_w \quad (14)$$

ここに、体積圧縮係数 m_v は、次式の通りとなる。

$$m_v = \frac{3\lambda}{(1 + e_0)(1 + 2K_{0(NC)})p_c} \quad (15)$$

透水係数変化指数 λ_k については、膨潤指数とほぼ同じ値と仮定し、次式を用いて推定した。

$$\lambda_k = \lambda \quad (16)$$

以上、入力に必要なパラメータを決定する手法について述べた。本研究で用いる粘性土の入力定数を、Table.3の通り決定した。

3.3 GHD材の材料定数の決定

本研究で扱うGHD材は薄い板状の部材なので、平面応力状態であると仮定することが可能である。線形弾性体理論においては、平面応力状態における応力-ひずみ関係は次式の通り与えられる。

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (17)$$

ただし、 E ; ヤング率
 ν ; ポアソン比

GHD材のヤング率はGHD材の設計基準である5%ひずみ時の包絡線により推定した。ポアソン比は0.5と仮定した。解析に用いたGHDの材料定数をTable.4に示す。

Table. 3 Input parameters of clay

| | | | |
|--|----------------|-----------|-------------------|
| Compression index | λ | 2.556E-01 | (unit) |
| Swelling index | κ | 2.556E-02 | |
| Critical state ratio | M | 1.300E+00 | |
| Secondary compression index | α | 5.800E-03 | |
| Initial stiffness ratio | G_0 | 1.307E+04 | kPa |
| Poisson's ratio | ν | 3.594E-01 | |
| Preconsolidation stress | p_c | 1.135E+02 | kPa |
| Coefficient of earth pressure at rest | $K_{0(OC)}$ | 7.350E-01 | |
| Initial effective stress | σ_{y0}' | 4.615E+01 | kPa |
| Normally coefficient of earth pressure at rest | $K_{0(NC)}$ | 5.611E-01 | |
| Initial void ratio | e_0 | 1.193E+00 | |
| Unit weight | γ_0 | 1.570E+01 | kN/m ³ |
| Reference volumetric strain rate | v'_0 | 1.110E-06 | |
| Rate of permeability change against e | λ_k | 2.556E-01 | |
| Permeability | k_{y0} | 6.900E-07 | m/hour |

Table. 4 Input parameters of GHD

| | | | |
|-----------------|---|-----------------------------|----------------|
| Young's modulus | E | 2.240E+05(kPa) | kPa |
| Poisson's ratio | n | 5.000E-01 | |
| Section area | A | 3.600E-03 (m ²) | m ² |

本研究で用いたジョイント要素(線形弾性体要素)は、土とGHDとの相互作用(摩擦特性)を表現するためにであり、その剛性は、土と粘性土の摩擦強度特性により決定される。本研究で用いたGHD材の摩擦強度特性は、標準砂による引き抜き強度試験によりある程度把握されているが、粘性土の引き抜き強度試験はその実施が非常に困難であり行われていない。粘性土とGHD材との引き抜き特性はPradhanら(1996)によって研究がなされており、有限要素解析による評価も行われている(Pradhanら、1997)。本研究においてはジョイント材の横弾性係数 G を、土の横弾性係数の1/20~1/10程度と推定した。

3.4 no tension状態への対応

3.4.1 概要

土や多くの節理、亀裂を含む岩盤は、一般に引張りには抵抗し得ないか、あるいは、引張強度は極めて小さい。このように引張応力に抵抗し得ないような材料に対する有限要素法の適応は、土質力学および岩盤力学の分野において興味深い問題であり、構造物の安定性を推定するのにも役立つ。

本解析は弾粘塑性モデルを用いているため、要素の有効応力が負になると解析の続行は不可能となる。地盤内に引張領域が大きく発達し、破壊に至る場合、計算続行不可能はそのまま地盤の破壊を意味するのでやむを得ないが、境界条件等の影響で局所的にある要素において有効応力が負値をとり、地盤全体としての破壊に全く寄与しない様な場合、この時点で発生する数値解析上の不安定化は必ずしも地盤の破壊とは言えない。ところで、本研究の対象とする盛土は、その片側が自由表面となっているなど、境界条件の形状から境界部にある程度の引張応力が生じることは避けられない。そのため、長期的な挙動解析を行うためには、Zienkiewiczら（1968）が提案した反復法、応力伝達法などのno tension状態に対応した解法を組み込むなど、何らかの処理を加えるなどの工夫が必要である。

3.4.2 本研究で用いたno tensionの解法

本研究においては、岩盤力学の分野等において用いられている簡便な方法を、本研究で用いるプログラムに合わせて組み込むことにより、問題を解決している。

この方法では、まず、計算途中に負の応力が出現した時点でその要素を弾性体へと変更し、負の応力がかかっても計算が続行するように変更する。ただし、単に負の応力が出現した要素を弾性体へと変更するだけでは、引張応力をその要素が受け持つことになってしまい、現実とは異なるため、弾性体ではあるが、引張応力を受け持たない様な要素へと変更しなければならない。つまり、この要素の剛性を極端に弱くすることにより、負の応力を周りの要素へと受け持たせることとする。次に、この要素は計算を長期的に進めていくと再び負の応力がかからない状態へと移行する可能性があるため、そうなった時点において、再び元の弾・粘塑性要素へと戻す。また、本解析に使用する横弾性係数Gの値は、100(kPa)と決定した。

4 GHD粘性土補強盛土の挙動解析

4.1 概説

第2章で説明した盛土高10m・平均勾配1:0.7の、GHDを用いた粘性土補強盛土に対して、第3章で述べた解析モデル及び入力定数を適用し、長期的な解析を行った。本章では、解析方法を説明し、解析結果及び考察について述べる。

4.2 解析条件

4.2.1 解析ケース

本章で解析を行ったケースの概要をTable.5にまとめた。各ケースの説明は以下のようなものである。

● ケース1

この解析シリーズの解析メッシュはFig.7のジョイント要素、トラス要素が無いものを使用し、GHDによる補強がなされない場合を対象として解析を行った。

● ケース2

この解析シリーズは、Fig.7の解析メッシュのジョイント要素が無いものを用いた。このメッシュはケース1の解析メッシュにGHD（トラス要素）による補強・排水効果を考慮したものである。

● ケース3

この解析シリーズにおいては、Fig.7の解析メッシュを使用した。このメッシュはケース2の解析メッシュにジョイント要素を組み込んだもので、GHD材（トラス要素）と盛土材（弾・粘塑性要素）との間にジョイント要素を挟んでいる。これは、第1章等で触れたように、GHDと土との相互作用によりこの盛土の状態が大きく変化してくるが、これらの間の滑りを表現するためのものである。

Table. 5 Case of analysis

| Case | GHD | Joint element | stiffness of GHD(kPa) | shear stiffness of joint element |
|--------|-----|---------------|-----------------------|----------------------------------|
| Case 1 | × | × | × | × |
| Case 2 | ○ | × | 2.28E+05 | × |
| Case 3 | ○ | ○ | 2.28E+05 | 6.49E+02 |

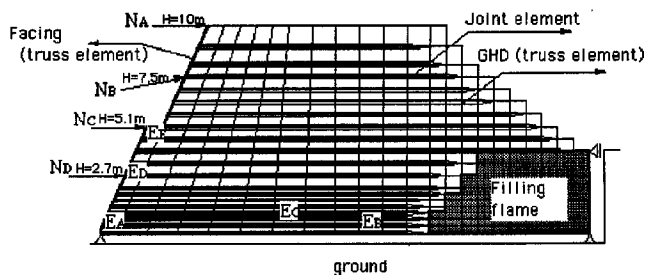


Fig. 7 FEM mesh

4.2.2 入力定数

盛土材料である粘性土は弾・粘塑性体とし入力定数は第3章で決定したようにTable.3に示す通りとした。また、GHD材は線形トラス要素とし、第3章で決定した様に、Table.4に示す通りとした。他に、盛土枠部は線形弾性体、基礎地盤は剛体とした。

4.2.3 境界条件

解析メッシュの最下部にあたる基礎地盤との境界部は水平、鉛直方向ともに拘束、また、盛土枠右端部では水平方向に拘束とした。

粘性土は、基礎地盤及び盛土枠との境界部は非排水境界とした。GHD材と粘性土がジョイント要素を介して接している部分は完全排水境界とした。表面保護材と粘性土との境界部は完全排水境界とした。

4.2.4 載荷条件

実験盛土で行われた盛立て条件と同様に、初期状態を第1層目のみが存在する状態とし、この状態から0.3m/dayの盛立て速度で1層ずつ段階的に要素を生成させた。要素自重を0.1m分ごとに分割して、段階的に載荷した。

4.2.5 解析結果の出力

データは、水平変位量、有効応力経路及び過剰間隙水圧の経時変化図を出力する。水平変位量に関しては、Fig.7中の N_A , N_B , N_C , N_D の節点について着目してデータ出力を行っている。この節点はそれぞれ、盛土表面部の高さ10.0m, 7.5m, 5.1m, 2.7mの地点にあたる。

有効応力経路経路及び、過剰間隙水圧経路は、Fig.7中の E_A , E_B , E_C , E_D に着目してデータの図化を行っている。これらの要素はそれぞれ盛土先部、要素盛土中央部2層目、盛土中央部3層目、要素 E_D は変位量の最も大きいと思われる盛土斜面表面部の高さ2.7mの要素に位置している。

4.3 無補強盛土の挙動解析— (Case 1)

無補強時の解析結果の有効応力経路、せん断ひずみ分布図をFig.8、Fig.9に示す。一部の節点が地盤と拘束されているために、応力状態がシビアな盛土斜面下端 (E_A) においては、盛立て開始から15日 (360時間) つまり4.5m盛立て時点で要素の応力状態は破壊線を越える。また、盛土中央下部付近に位置する E_B , E_C において、30日 (720時間) 9.0m盛立て時点で要素が破壊し、盛土下部にある他の多くの要素も破壊しているものと思われる。解析結果から以下のよ

うなことが考察される。

- (1) 要素の有効応力経路は非排水的であり、載荷に伴う有効主応力の増分はみられず、9m盛立て完了時点で破壊する。
- (2) せん断ひずみの分布を見ると、大きいひずみ値が斜面表面部の $H=2.7m$ 付近から盛土図の右上に至るまで円弧状に分布しており、これは、すべり面の存在を示すものと考えられる。
- (3) 過剰間隙水圧の分布は、盛土中央部から排水境界方向に向かってほぼ一次的な分布である。斜面表面部以外では過剰間隙水圧の消散はほとんど見られない。

以上のことから、GHDによる補強がなされていない盛土粘性土は非排水的に挙動し、9.0mまで盛り立てた時点で水平変位、せん断ひずみとも大きな値を示し、盛土中央下部要素は破壊されるなど、この盛土は無補強での盛り立てがきわめて困難であると考えられる。

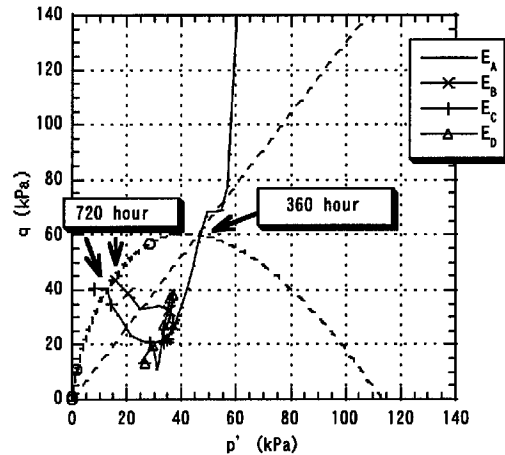


Fig. 8 Effective stress pass (No reinforcement by GHD)



Fig. 9 Shear strain (Case 1)

4.4 GHD材で補強された盛土の解析— (Case 2)

有効応力経路データ及び、過剰間隙水圧データは、図4.2中の E_A , E_B , E_C , E_D に着目してデータの図化を行っている。これらの要素はそれぞれ盛土先部、要素盛土中央部2層目、盛土中央部3層目、要素 E_D は変位量の最も大きいと思われる盛土斜面表面部の高さ

2.7mの要素に位置している。

次に、本解析で得られた結果を述べる。有効応力経路をFig.10に示す。また、要素の有効応力状態が一定となる盛立開始から54日後（1300時間後）のせん断ひずみ分布をFig.11に示す。

- (1) 有効応力経路は無補強の場合、非排水的であり、要素は限界状態線に達していたのに対し、GHD材による補強がある場合は排水機能により強度が増加している。
- (2) せん断ひずみ分布においては、無補強時には円弧滑り上に大きなひずみ分布が見られていたのに対し、GHD補強を行った場合にはそのような分布は見られなくなっている。また、過剰間隙水圧分布は、無補強時には、盛土中央部より排水境界に向かって1次元的に水圧が分布しているのに対し、GHD補強時には、排水境界付近においては大きな値が出ているものの、全体的にかなり小さな値となっており、GHDによる排水が進んでいる事がわかる。
- (3) 盛土中央部要素において、過剰間隙水圧は、無補強時には破壊時に150 kPa 程もあったものが、GHD材により補強した場合は最大でも25 kPa 以下となるなど大幅に減少している。また、GHD材による補強を行った解析ケースでは、400時間程度（盛立て高さ5.1m）までは過剰間隙水圧の増加が見られず、盛立て終了直後から一気に減少している。

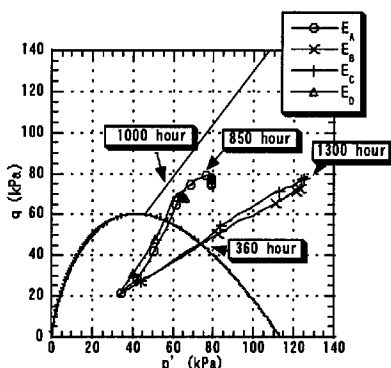


Fig. 10 Effective stress pass (Reinforced by GHD-case2)

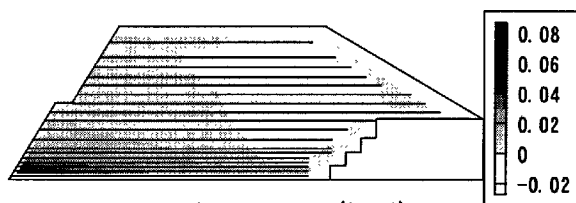


Fig. 11 Shear strain (Case2)

4.5 GHD材で補強された盛土の解析 2 — (Case 3)

ケース3「GHD材で補強された盛土の解析（ジョイント要素使用）」の解析結果について述べる。ケース3解析のモデルにおいてはGHDと土との相互作用、つまり滑りをジョイント要素により表現することになっている。長期的な挙動を把握するために、Case3の解析においては、18500時間（約2年）まで解析を続けた。有効応力経路図をFig.12に、盛立開始から54日後（1300時間後）のせん断ひずみ分布図をFig.13に示す。以下に解析結果を示す。

- (1) 有効応力経路図をみると、代表値として表示した要素には破壊線を越えたものは無く、いずれも盛立て開始から54日後にはほぼ一定値になる。盛土中央部の要素 $E_B \cdot E_C$ は、はじめ傾き1.3で立ち上がり、約456時間（5.7m盛立て時）以降において q はほぼ一定となる。
- (2) 盛立て完了直後、盛立て開始から54日後、盛立て開始から150日後、盛立て開始から9ヶ月後、盛立て開始から約2年後の N_D 地点の水平変位は、順に197mm, 216mm, 233mm, 238mm, 243mmとなっている。1300時間以降の傾きは、1.13mm/monthとなっており、6700時間以降では0.3mm/monthと安定化に向かっている。
- (3) 遅れ変形に伴ってせん断ひずみはやや増加し、過剰間隙水圧は減少している。
- (4) 垂直方向の変位は、 N_A 地点において163mm程である。

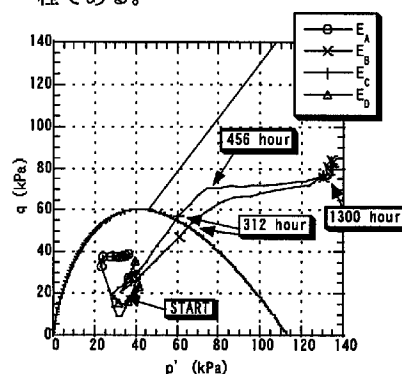


Fig. 12 Effective stress pass (Reinforcement by GHD-case3)

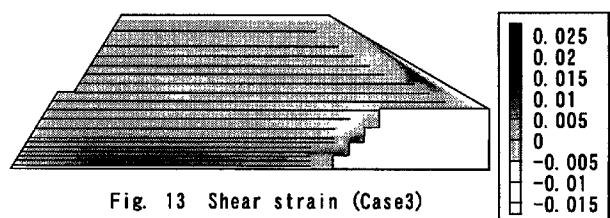


Fig. 13 Shear strain (Case3)

4.6 各解析結果・現場計測データの比較

1.2m地点におけるケース3の解析結果と現場計測結果のGHD材ひずみの経時変化をFig.14に示す。これによると、似た傾向を示していると言える。

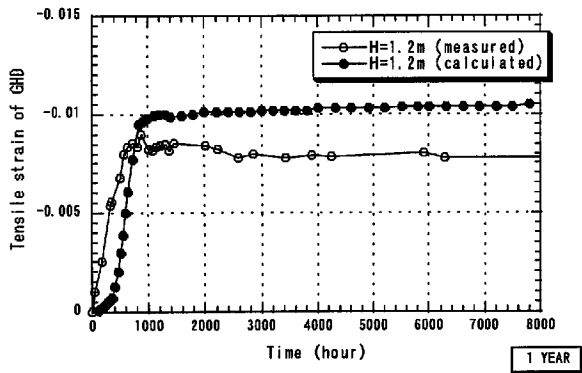


Fig. 14 Tensile strain of GHD comparing between measured and calculated values

ケース3（ジョイント有り）解析結果における斜面表面部の水平変位の経時変化を比較したグラフをFig.15に示す。これによると、変位の高さ方向分布は解析結果では、両解析結果共にH=2.7mで最大値をとるのに対し、現場計測結果ではH=5.1mで最大値となり、異なる変位モードとなった。この理由としては、現場実験盛土の粘性土強度が観測値の最大となったH=5.1m付近で比較的小さいことが挙げられる。H=2.7mにおける最大値は、観測値が231mmであるのに対し、ジョイント要素の横弾性係数を小さくしたケース3においては238mmと良好な一致を示している。また、ケース3においては変位の収束速度もかなり早く、これまで行ってきた解析ケースの中で最も現場挙動に近く、盛土全体の挙動を表せていると言える。また、ジョイント要素を使用していないケース2と、使用しているケース3とをFig.15から比較すると、収束速度はジョイント要素を使用したケース3の方が早く、変位開始もジョイント要素を使用

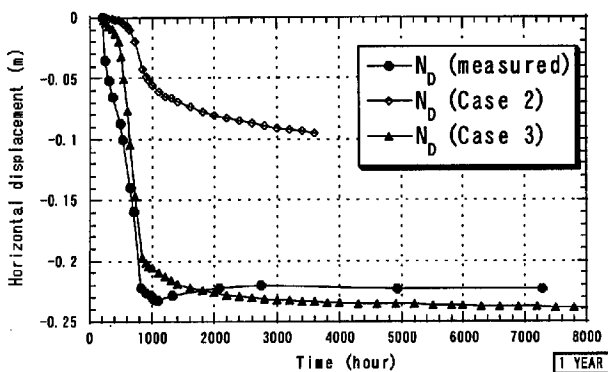


Fig. 15 Horizontal displacement comparing between measured and calculated values

しないケース2よりも早い事が読みとれる。

Case2とCase3の有効応力経路、Fig. 11とFig. 13についての比較を行うと、盛土要素中央部において、ジョイント要素を使用の方が有効応力経路の立ち上がり早いと言える。収束する時間はジョイント要素の有無に関わらず、盛立て開始から54日経過後であり、収束ポイントも同じである。また、斜面部における有効応力曲線は、ジョイント要素を使用したケースにおいては、弾性領域に留まっており、逆に、ジョイント要素を使用しないケースにおいては破壊線に近い。

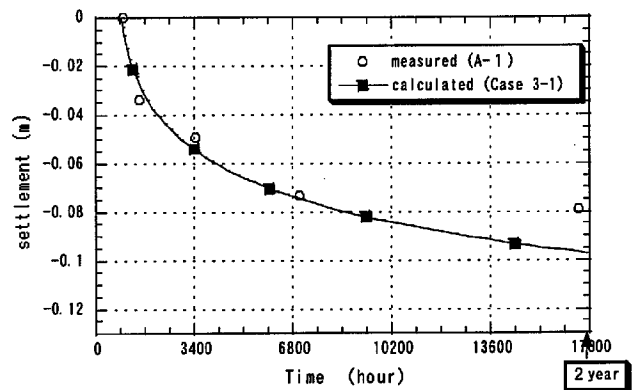


Fig. 16 Settlement comparing between measured and calculated(case3) values

Fig.16に現場計測結果とケース3との沈下量を比較する。この図は盛立完了直後以降の沈下量で、現場計測点が少なくまた計測データ数自体も少ないが、かなり良好に一致している。

5 本解析結果の考察およびまとめ

5.1 解析結果の考察

- ケース1：このGHDによる補強のないケースに関しては、盛立て開始から360時間（4.5m盛立て終了時）において応力が破壊線を越えてしまう要素が出現し、さらに720時間後には他の多くの要素も破壊し、最終的には計算上で-1.8mもの変位が生じた。このことから、無補強での盛立て自体も正常に行えないことが分かる。
- ケース2：このケースでは、ケース1で問題となった盛土中央部における要素の過剰間隙水圧増加が始まるのは、盛立て開始より400時間後（5.1m盛立て終了時）であり、解析Case毎に極めて異なった結果となった。これは載荷重レベルの低い段階では発生する過剰間隙水圧も小さく、敷設したGHDの排水能力によって十分に排水が行われているためである。しかし、本解析ケース

の場合、盛土は安定して盛立てられるものの、変位量は実測値に比べると非常に過小であり、実挙動を妥当に表現し得ているとは言えない。これは、土要素と GHD 要素間に滑りが全く生じないという強い拘束条件を与えたために、GHD の高い剛性によって土の変形が拘束された結果、全体の変位量が小さく抑えられたためであると考えられる。

- ケース 3 : このケースは、GHD と土要素との滑りを、ジョイント要素を使って表現しようとしたものであり、約 2 年間にわたる長期安定性について検討した。盛土の水平変位経時変化の傾向は C ケース 2 のジョイント要素が無い解析結果に近く、よりなだらかな水平変位経時変化の曲線を得ている。一方、横弾性係数が小さい物では、盛立て完了時付近までは大きく変形するものの、これ以降においてほとんど変形が無くなり、長期的にも安定であることが言える。

5.2 まとめ

- (1) GHD材による補強がない場合、粘性土の有効応力経路はほぼ非排水的な挙動となった。10m盛立て時には解析上において有害なせん断ひずみが生じ、大きな変位が生じた。以上より、無補強ではこの盛土を築造することはきわめて困難であると考えられる。
- (2) GHD材による補強がなされた場合、粘性土の有効応力経路は排水による強度増加が見られ、その結果無補強時に見られた有害なせん断ひずみ等は見られず、盛土は長期間経過後も安定である。以上より、GHD材による盛土補強により、無補強で盛り立て困難な盛土においても、盛り立て可能になると考えられる。
- (3) 軟弱土による急勾配高盛土を盛り立てるには、過剰間隙水圧を消散させるGHDの排水効果が重要となり、また、GHDの剛性が弱い場合、破壊が生じる可能性があるため、盛土の長期的な安定性には、GHDの補強効果が重要な役割を果たしていると思われる。
- (4) GHDと土との間に滑りの因子であるジョイント要素を挿入し、わずかに滑りを生じさせる事により、土要素に無理なせん断応力が働かず、盛土全体の傾向として実挙動とかなり一致し、おおむね現場実験盛土の挙動を表すことができるという結果を得

た。

- (5) 本解析モデルは、飽和条件であり、さらに土質定数は現場強度から推定しているのので、解析の結果は現場の状態を正確に表しているとはいえないが、ある程度理想化した条件下で、GHD粘性土補強盛土の挙動を把握できたと考えられる。

参考文献

- ジオテキスタイル補強土工法普及委員会(1993) : ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、pp. 113-189.
- 赤井智幸・福田光治・楠部義夫・嘉門雅史(1996) : ジオシンセティック水平排水材を用いた粘性土補強盛土、基礎工、Vol. 24-12, pp. 74-77.
- 嘉門雅史、三村 衛、加藤 隆、赤井智幸(1998) : ジオシンセティック水平排水材を用いた粘性土補強盛土の有限要素法による挙動解析、京都大学防災研究所年報、第 41 号 B-2, pp.97-108.
- 飯塚敦(1988) : 軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究、京都大学博士論文、pp.57-60.
- 三村 衛、関口秀雄、柴田 徹(1990) : 海底地盤の変形解析-弾粘塑性構成式の適用例-、土と基礎、Vol. 38-7, pp. 14-15.
- 土田孝、菊池喜昭、中島謙二郎、小林正樹(1984) : 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質(その 3)静的せん断特性、港湾技研資料、No.498, pp. 87-114.
- Ohta, H.(1971): Analysis of deformation of soils based on the theory of plasticity and its application to settlement of embankment, Doctor Thesis of Kyoto Univ.
- 石井一郎、小川富美子、善功企(1984) : 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質(その 2)物理的性質・圧密特性・透水性、港湾技研資料、No.498, pp. 47-86.
- Pradhan, T. B. S., Shiwakoti, D. R. and Imai, G.(1996): Effect of normal pressure and width of geosynthetic horizontal drain in pullout behavior using saturated clay, Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, pp.133-139.
- Pradhan, T. B. S., Shiwakoti, D. R.(1997): Simulation of pullout behavior of GHD in saturated clay, 第 32 回地盤工学研究発表会講演概要集、pp. 2549-2550.
- O. C. Zienkiewicz, D. Sc. ,S. Valliappan. B. E. ,M. S. and I. P. King (1968) :Stress analysis of rock as a 'no tension' material. Geotechnique 18, pp. 56-66.

Long term Analysis of GHD-reinforced Soft Clay Embankment

Masashi KAMON, Mamoru MIMURA and Nario TAKEO

Synopsis

Geosynthetic Horizontal Drains (GHDs) which have both permeability and strength are applicable to the steep-slope large-height embankment construction with soft clay. In order to know the long term behavior (displacement and stability) of the GHD-reinforced embankments, it is necessary to perceive the mechanisms of GHD reinforcement. In this study, the FEM by an elasto-viscoplastic constitutive theory was used to analyze the behaviors of GHD-reinforced embankments which are referred to the full scale embankment test. The results show that the frictional properties, reinforcement function and drainage function of GHD are significant effects on long term stability of embankment.

Keywords: geosynthetic horizontal drain; embankment; reinforcement; in-situ test; finite element analysis