

ジオテキスタイル補強盛土の地盤補強効果と力学的メカニズムに関する検討

前田建設工業 正会員 ○平田昌史 石黒 健 薛 天樂 丸山 憲治
 前田建設工業 正会員 山之内 寛 林 佑治 亀田 剛志
 株式会社 JSOL 天野 慎一

1. 研究の背景と目的

本研究のきっかけは 20 年前に遡る. 当時建設中であった能登空港造成工事¹⁾では, 高含水比の粘性土を高盛土の材料として用いる事となり, 盛土内の過剰間隙水圧低下を目的に人工水平排水材(補強効果も併せ持つ)が敷設された. 高さ 35m の試験盛土では築堤中の盛土の変形挙動が実測され, DACSAR による FEM 解析結果との比較が行われた. 層別沈下計, 傾斜計, 変位杭により計測された盛土の変形量は盛立て当初こそ解析結果に近い値を示したものの, 図-1 中に示す如く, 途中から水平変位だけがピタリと止まってしまった(図(a)). 図(b)では盛土の沈下量と水平変位の時系列を解析結果と比較しているが, 水平変位のみ解析結果に比べて非常に小さく, 試みに水平排水材の補強効果をトラス材として表現してみたが, その物性値を幾ら変えても実測水平変位を再現する事は不可能であった. 能登空港開港後に本地点の極近傍で能登半島地震(2007)が発生したが, 高盛土斜面の法肩の変位増分量は 1 mm 程度とびくともせず, 人工排水材がもたらした常時・地震時の地盤補強効果やその土質力学的メカニズムは原因不明のまま据え置かれた. 本研究は, このようなジオテキスタイルの地盤補強効果を再度別現場で確認し, その力学的メカニズムを考察するために実施した一連の遠心載荷実験と個別要素法(DEM)による解析結果について報告するものである.

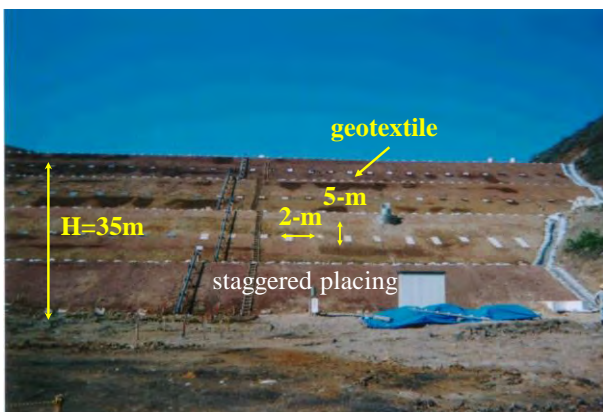


写真 能登空港補強盛土(試験盛土)の全景

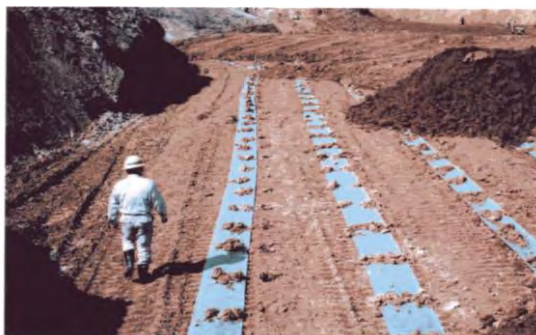
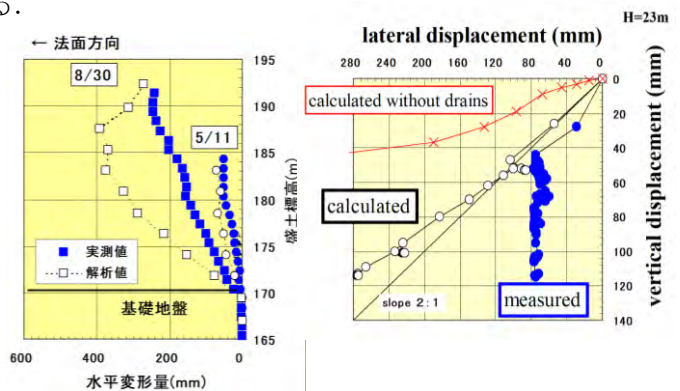
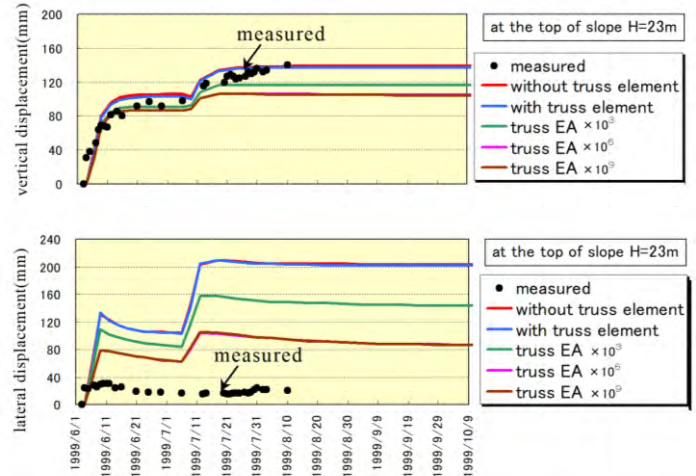


写真 人工水平排水材の敷設状況



(a) 築堤中の傾斜計・変位杭の実測値と解析結果(DACSAR)との比較



(b) 盛土の鉛直・水平変位の時系列実測値とトラス物性を変えた解析結果

図-1 能登空港ジオテキスタイル補強盛土で確認されたジオテキスタイルの水平変位抑制効果¹⁾

キーワード ジオテキスタイル, 補強盛土, 遠心載荷実験, 個別要素法(DEM)

連絡先 〒302-0021 茨城県取手市寺田 5270 前田建設工業 ICI 総合センター TEL0297-85-6171

2. ジオテキスタイルによる地盤補強効果の再確認：奄美大島高盛土工事

(1) ジオテキスタイル補強盛土と動態観測および非線形逐次盛立て解析の概要

鹿児島県奄美大島において敷地造成に伴う高さ 60m の高盛土（ジオテキスタイル補強盛土）を施工する工事が行われた。盛土が大規模かつ奄美大島は温暖多雨の気候条件を有する地域である事から、集中豪雨等の自然災害による盛土の変状や崩壊が懸念された。高盛土施工時の安定管理基準値は高速道路調査会²⁾により定められた指標を用いる事が一般的であるが、経験的な手法であって施工中の盛土の精緻な予測は難しく、特に補強盛土においては実測挙動を捉えた事例も少ない。そこで、非線形逐次盛立て FEM 解析を用いて事前に盛土の変形挙動を予測し、施工時における盛土の安定管理をリアルタイムで行う事を試みた。図らずも、能登空港造成工事と同じ試みを 20 年後に再度実施する事となった。本工事は、敷地造成及びこれに伴う管理道路構築のための盛土工事である（写真-1）。盛土は 1 次路体盛土、2 次路体盛土及び補強盛土より構成される（図-2）。補強盛土はジオテキスタイルを用いて補強し、並行して排水材を敷設した。のり面部には長繊維不織布を用いて強化した。盛土材料は同現場隣接工区内の発生土を使用した（図-3）。盛土の挙動を常時監視しながら施工時の安定管理を行うため、本現場は GNSS（5 測点）、層別沈下計（6 深度）、孔内傾斜計（10 測点）、水位計及び間隙水圧計を用いて、リアルタイム動態観測システムを構築した（図-2）。本盛土には合計 11 種類の礫質材料が用いられた。図-3 には代表的な 4 材料の粒度特性を示す。高さ 60m の高盛土である事から、解析には土の非線形変形挙動を表現しうる Duncan-Chang モデルを構成則とした全応力逐次盛立て解析手法を採用した（図-2 に併記した水位計と間隙水圧計より、盛土内の水位は認められなかった）。DC モデルのパラメータは材料 A、B を現場転圧試験時相当の乾燥密度に締固めた室内供試体を用いて大型三軸試験を実施し、その実測応力-ひずみ関係にフィッティングする事で定めた（図-4）。表-1 に解析に用いた物性値の一覧を示す。ジオテキスタイルの補強効果（トラスあるいはビーム材としての抵抗）は、実務上安全側に考え、また図-1(b)に示した能登空港の既往解析結果も勘案し、解析モデルには考慮していない。

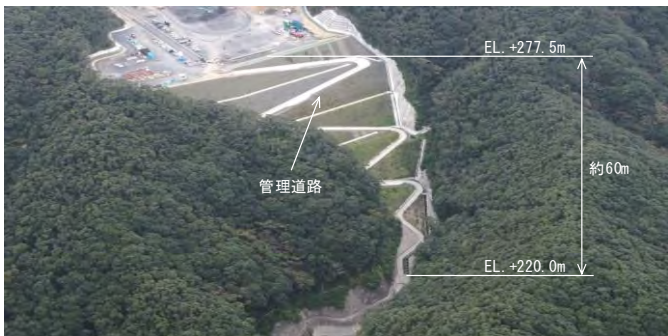


写真-1 ジオテキスタイル補強盛土の全景

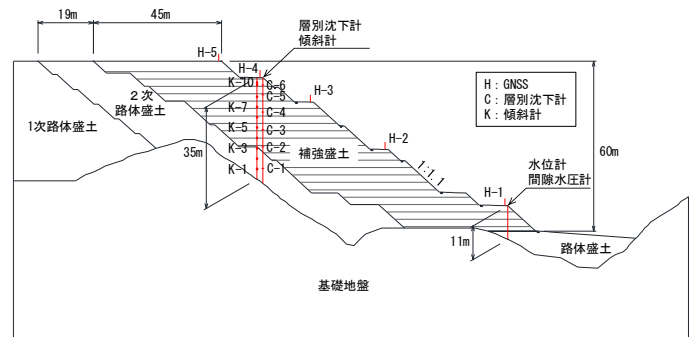


図-2 盛土の標準断面と計器配置

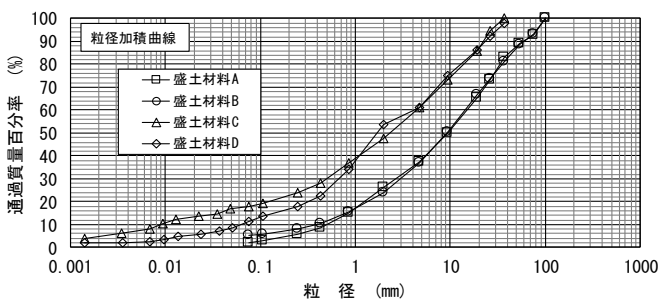


図-3 盛土材料の粒度特性

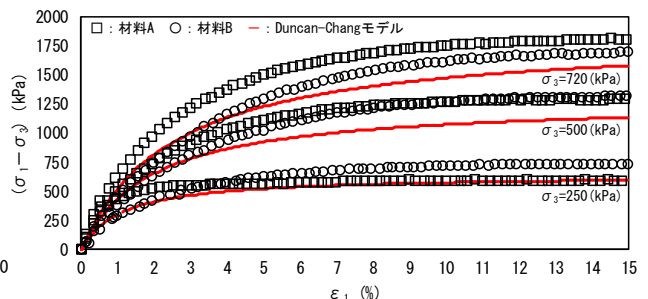


図-4 盛土材料の三軸試験結果と DC モデルのフィッティング

表-1 解析に用いた物性値一覧

区分	構成則	物理特性 密度 ρ_t (g/cm^3)	非線形弾性モデル(Duncan-Changモデル) 静的変形特性						強度特性	
			弾性係数パラメータ			ポアソン比パラメータ			c (kN/m^2)	Φ ($^\circ$)
			K	n	R_f	G	F	d		
盛土	非線形弾性	1.937	344	0.365	0.90	0.538	0.394	0.037	32.15	32.4
基礎地盤	線形弾性	2.651	200 (MN/m^2)			0.4			1000	38.0

(2) 築堤時の実測変形挙動及びFEM解析結果との比較結果

図-5の傾斜計データは、計器設置完了時(標高270m)の値を初期値とし、それ以降の背面の盛土による水平変位増分量を比較している。そのため、高標高部の変位量が大きくなっているが、特筆すべきは能登空港高盛土と同様、補強盛土の実測水平変位が解析値よりもかなり小さな値を取っている点にある(図-7に示すように、高標高部の層別沈下量には解析と実測で大きな乖離はない)。この事は、図-6の法面変位ベクトルも同様であり、解析予測値が斜面勾配の外側に向かう(図-2に示すように、傾斜基盤上に腹付け盛土を行っているため)のに対し、実測変位ベクトルは盛土内部に向かい、特に水平変位量の実測値が図-5と同じく解析値に対してかなり小さな値を取る事が見て取れる。これもまた、能登空港高盛土で見られた実測変形挙動と符合する。図-7の層別沈下計データをみると、下層であるC-1、C-2において実測値と解析値の乖離が大きく、高標高では整合性が高い。図-3に示すように、本解析のパラメータは転圧試験で使用した材料A、Bを用いて求めたが、実際には細粒分の多い材料C、Dなども盛土材料として使用された。特に下層はジオテキスタイルを敷設しない路体盛土であったため、実際にはC、Dに近い材料もこの部位に混在・配置されていた事が、乖離の理由ではないかと推察している。図-8は、高盛土完成時の局所安全率コンターを示す。局所安全率は最低でも1.1以上を確保しており、また低安全率領域が連続してすべり線が形成される傾向もみられないことから、本高盛土は十分な施工時安定性を確保していた事が伺われる(しかも解析結果はジオテキスタイルによる補強効果を含まない安全側評価)。本盛土は、2020年度の台風による集中豪雨を受けながらも、昨年無事盛立てを完了した。

3. 遠心载荷実験および個別要素法(DEM)による地盤補強効果と力学的メカニズムの考察

能登空港と奄美大島の2つの高盛土で共通して確認されたジオテキスタイル敷設による地盤補強の効果とその力学的メカニズムを考察するために、遠心载荷実験及び個別要素法(DEM)による解析を実施した。実験装置や解析モデルの制約上(遠心装置の模型寸法やDEM解析の要素数の限界など)、能登空港や奄美大島の実盛土規模や補強材条件等を精緻に再現した実験や解析を網羅的に行うには至らなかったが、補強材敷設の有無による斜面の静的・動的安定性の違いや、盛土内で生じている力学現象とそのメカニズムを定性的に調べる事を目途とした。実盛土では把握困難な、斜面が完全崩壊に至るまでの終局的な変形挙動や強震時挙動、及び盛土内各部の応力変位分布・土圧挙動等の把握に焦点を当てた。

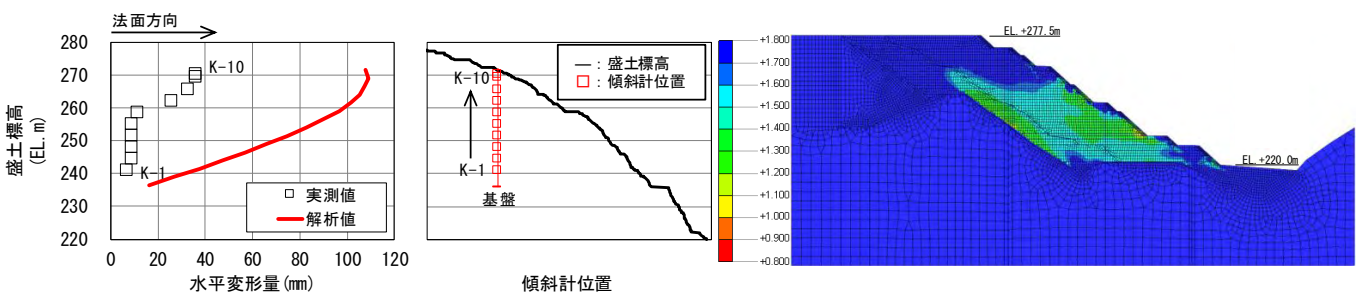


図-5 傾斜計の実測値と解析値の比較

図-8 盛土完了時の局所安全率コンター

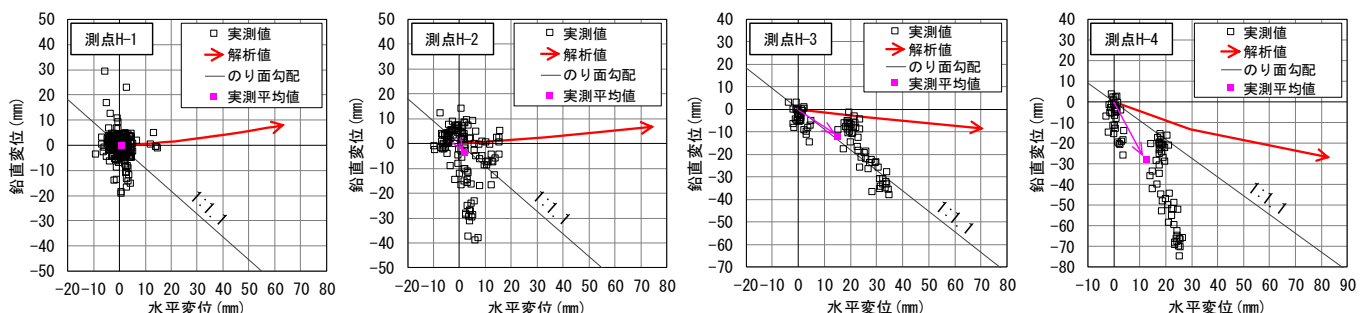


図-6 法面変位ベクトル(GNSS)の実測値と解析値の比

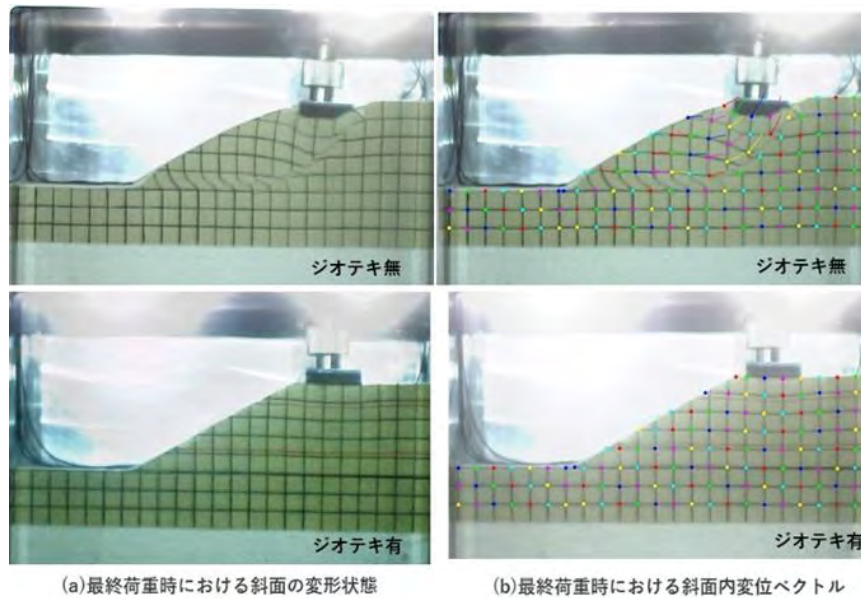


写真-3 最終荷重時における斜面の変形状態及びターゲットによる変位ベクトル

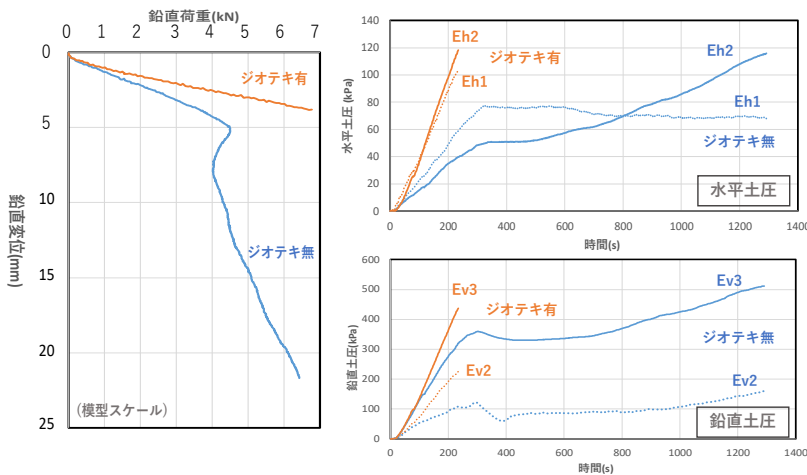


図-9 静的荷重実験結果（荷重～沈下関係, 水平・鉛直土圧）

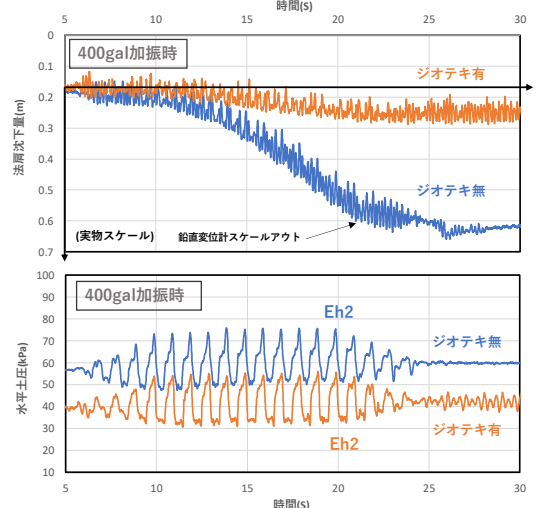


図-10 動的加振実験結果（法肩沈下, 水平土圧）

b) 動的荷重試験結果

図-10 に、動的加振実験結果を示す（100gal→400gal までステップ加振．最終の 400gal 加振時を表示）．300gal までは補強材の有無による顕著な違いは見られなかったが、400gal 加振時には図の如くとなった．斜面法肩に設置した鉛直変位計は、補強材無しの場合、変位計がスケールアウトする程（高さ 5m 相当の斜面で 60cm 強の沈下）の値となったのに対し、補強材有りのケースでは加振初期からの増分量では、約 1/5 の沈下増分量に収まった．この結果は、能登空港高盛土が能登半島地震で軽微な変状に収まった事実を裏付けると共に、奄美大島高盛土においても強震時の安定性がかなり高い事を期待させる．図-10 の下半分には加振中の水平土圧の比較結果を示すが、補強材有りの場合、補強材による地盤拘束効果によって加振前（50G 時）の静的な土圧自体が小さく、補強材無しに比べて初期土圧+動土圧の値がかなり低い値で推移している．これが斜面変状の違いをもたらしたものと考えられ、同じ現象は、著者らが別途行った繊維物混り土斜面の実験³⁾でも確認されている．写真-4 は補強材無しのケースの加振後の斜面変状であり、斜面のり肩の沈下と共に、のり尻部での顕著なはらみ出しが生じている（ただし、粘着力を持たない砂かつ緩斜面での実験のため地盤変状は斜面の極表層に限定して生じ、斜面深部を含む全体崩壊のモードとはなっていない）．

(2) 個別要素法（DEM）解析による補強効果発現メカニズムの考察

補強材の存在が、周辺の土粒子の挙動（局所的な剛体運動）や外的荷重に対する応力分散分布のパターンに

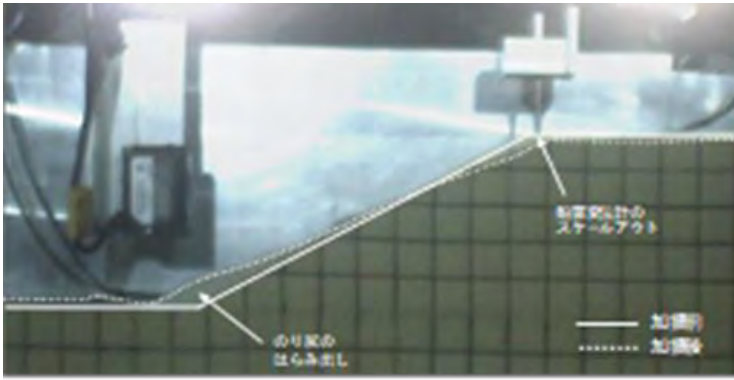


写真-4 動的加振後の斜面変状（補強材無しケース）

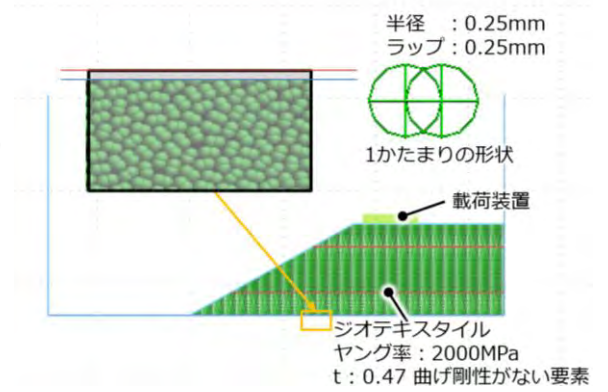


図-11 個別要素法（DEM）の解析モデル

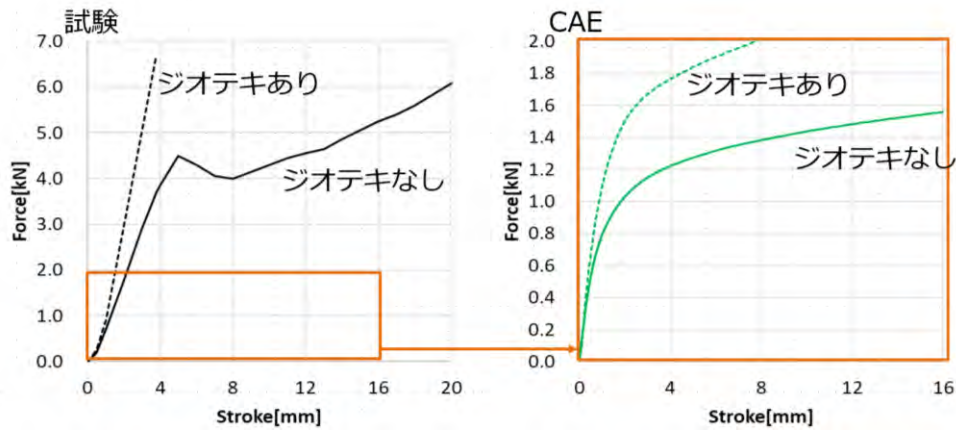


図-12 個別要素法（DEM）による静的載荷時の解析結果

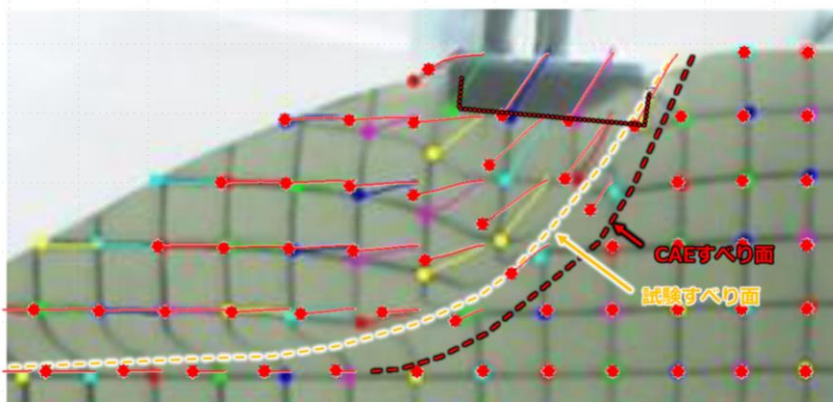


写真-5 遠心載荷実験と個別要素法（DEM）によるすべり線と変位ベクトルの比較（補強材無し）

影響を及ぼし、これが連鎖して斜面の全体挙動が生ずるのではないか。このような「補強材敷設効果の発現メカニズム」を定性的に考察する目的で、遠心載荷実験と同じ緩斜面及び急こう配補強盛土（補強土壁）を想定したDEM解析(Ansys LS-DYNA⁴⁾を実施した。図-11には図-8の遠心載荷実験モデルを再現した疑似二次元DEMモデルを示す（奥行き1要素：要素数約14万）。DEM要素同士の接触面には摩擦係数（静0.2, 転がり0.1）を考慮した。遠心実験と同様の50g初期遠心場を再現したうえで、法肩に静的荷重を加えた場合の荷重～沈下曲線を図-12に示す。解析結果は図-9と整合的であり、補強材なしのケースでは塑性滑り発生時のピーク→残留挙動も同様に再現されている（補強材有りの場合の弾性的な挙動も同じ）。初期状態を拡大しても、両ケースの地盤剛性は微小ひずみ時から大きく異なっている事が分かる。写真-5は写真-3に示した斜面内すべり線と変位ベクトルについて実験結果とDEM解析結果を比較した結果であるが、両者には良好な整合性が確認できる。補強材の有無により何故このような違いが生ずるのか。図-9の遠心載荷実験で得られた地盤内鉛直・水平土圧の違いを参照し、DEM解析結果を粒子間接触力分布として可視化した結果が図-13である。上段に補強材無し、

下段に補強材有りを比較して示した。(a)の荷重初期段階では、荷重板の下から台形状に接触力が伝搬する様子が伺われるが、補強材が有る場合、無い場合よりも伝播幅が小さく、粒子間接触力が大となっている（ジオテキスタイルの引張り抵抗が、ジオテキスタイル間の土の左右方向への変形を抑制している事を示唆）。この段階では補強材無しであっても底面まで接触力が連続的に伝達されているため斜面の全体崩壊には至らない。一方(b)の荷重最終段階を見ると、上段の補強材なしのケースでは接触力伝搬領域の中央近くに低応力ゾーンが（塑性すべり線に沿う形で）発生し、接触力分布がいわば「分断」されると共に荷重板の顕著な傾斜と沈下が生じている。すべり線ゾーン沿いの DEM 要素で回転や剥離が連続して生じた結果と考えられる。接触力伝搬範囲も幅広くかつ不均等に拡大し、斜面が支持力を完全に喪失している状況を確認できる。一方、下段の補強材有りのケースでは、接触力伝搬範囲は荷重初期から大きく変化せず、接触力の値が増加するに留まる。本結果は、図-9の遠心荷重実験結果の箇所で述べた「荷重重の弾性的な斜面内伝達」を表現しているものと思われる。

写真-4の動的加振時の挙動については、緩斜面の場合斜面深部を含む全体崩壊のモードとはなっていない事から、地震時における補強材敷設の効果が（変状面からは）解析的にも顕著に生じない事が想定された。一方、より急峻な形状の補強土工法では地震時の安定性が大きな問題となる事から、地震時挙動については急こう配補強盛土での解析を試みた。図-14に解析モデルの概要及び地震動終了時の状態を補強材有、無で比較して示す。6442個の平板DEM要素を配置させ、高さ1.63m、勾配80度の急こう配斜面モデルを再現し、底面に北海道胆振東部地震（2018年）の地震動を補強材長手方向に強制変位として入力した。DEM要素接触点間の摩擦角は別途実施した安息角試験再現解析から42度とし、補強材のシェル要素とDEM要素の接触点には静摩擦係数0.4及び動摩擦係数0.1を与えた。図-14の地震後斜面変状を見ると、補強材の有無の影響は明瞭である。補強材有りのケースでは、斜面部極表層の局所的な崩落領域を除けば、DEM要素同士の粒子間接触状態に大きな変化はない。一方、補強材なしのケースを時系列で詳細に追跡した結果を図-15に示すが、地震時慣性力が

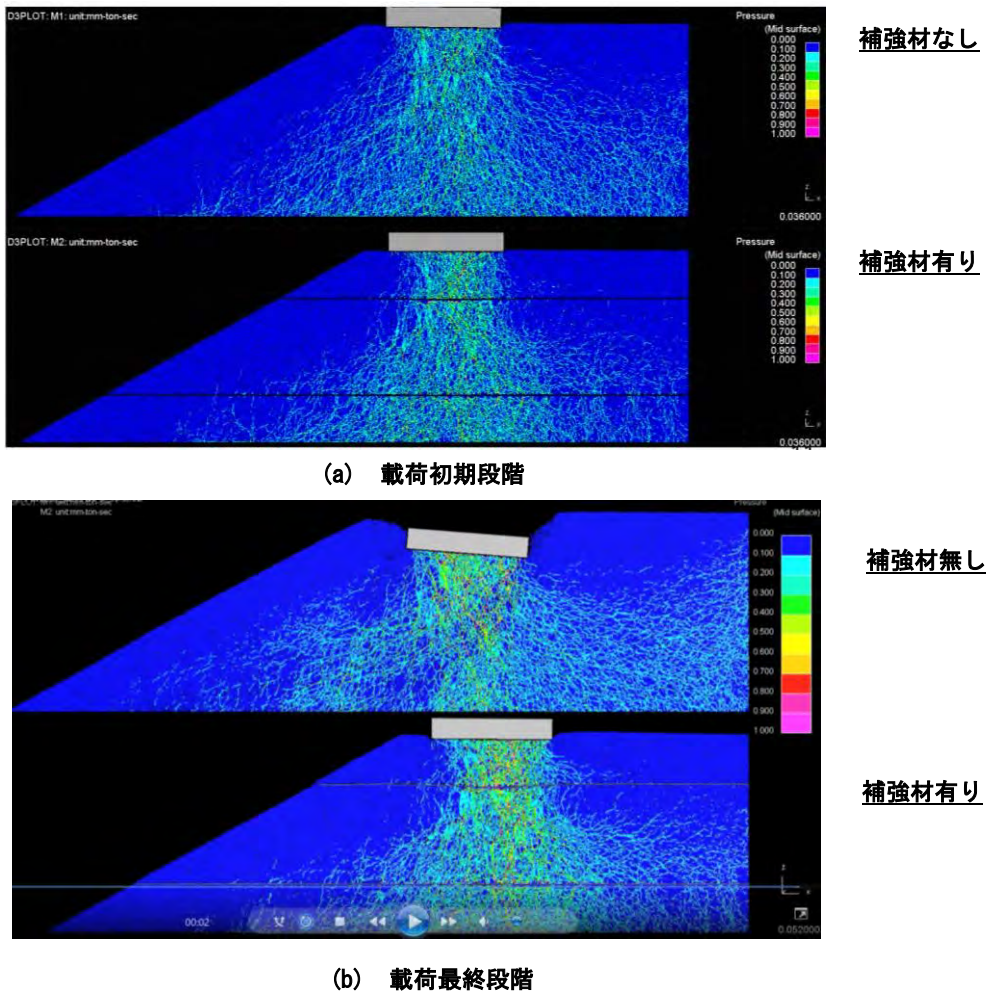


図-13 個別要素法 (DEM) による静的荷重時の粒子間接触力分布

斜面側に加わった際、斜面（解放面）近傍の粒子は側方粒子間力が減少し³⁾、一部は剥離してトップリングのような状態となって斜面側に放り出される。慣性力が反対側に戻った時、側方粒子間力の低下した領域は主働崩壊（一部は自由落下）して最初のすべり線が形成される。斜面下に堆積した土粒子は以降、斜面の全体安定性にはほぼ無関係となり、崩落後に新たに形成された右側の斜面フロント面で同じ現象が繰り返される。このため、斜面崩壊は慣性力の大きさと方向に依存した進行性の現象として再現される。補強材が有る場合、補強材と土粒子間の摩擦抵抗がこの土粒子間力の減少を抑制し、斜面フロントでの進行性の崩壊現象を初期から最後まで妨げ続ける。補強材敷設の効果は、静的現象（図-13）と動的現象（図-15）ではそのメカニズムが異なる可能性があり、引き続き検討を進めて行く所存である。

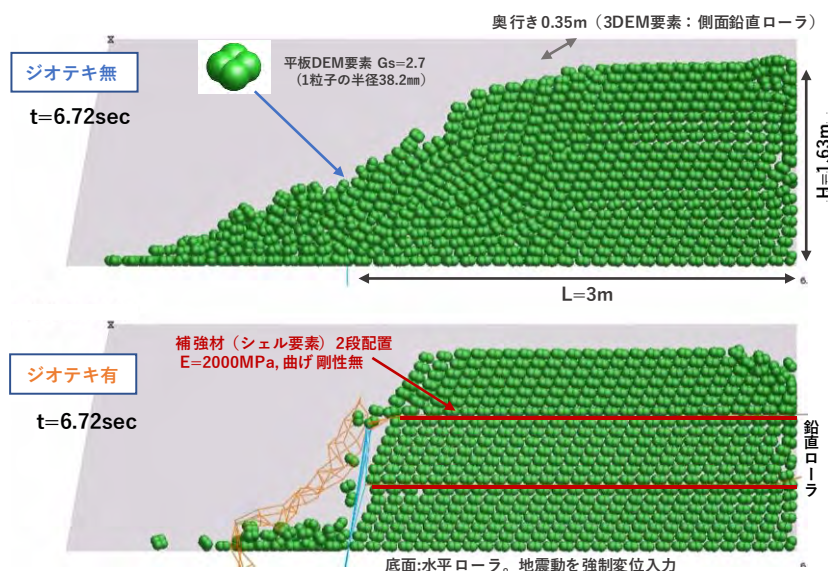


図-14 個別要素法 (DEM) による補強土壁の地震後変状

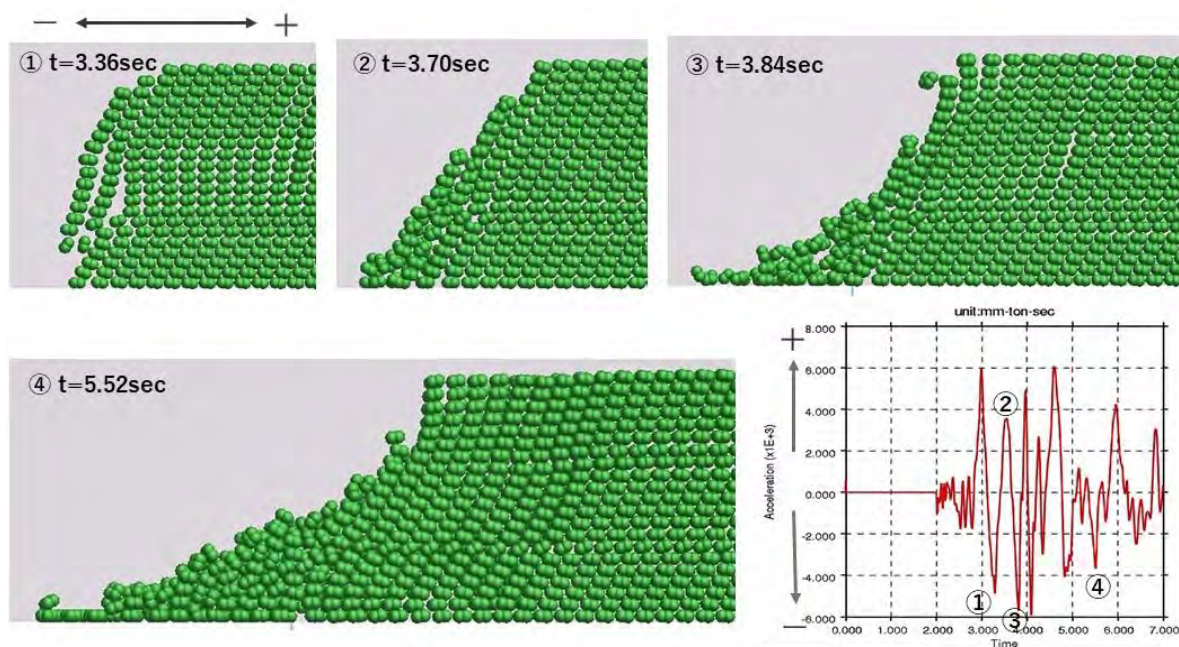


図-15 個別要素法 (DEM) による無補強土の斜面変状の進展

[参考文献]

- 1) Nagahara. et. al: Behaviour of high airport embankment with geotextile horizontal drain, Geosynthetics, 2002.
- 2) 財高速道路調査会: 地すべり危険地における動態観測施工に関する研究 (その3) 報告書, 1988.
- 3) Purbashree Sarmah et. al.: Mechanical behavior of inert waste landfills under seismic condition, Journal of Material Cycles and Waste Management submitted.
- 4) Karajan N. et. al: Interaction Possibilities of Bonded and Loose Particles in LS-DYNA, 2013.