

第28回 中部地盤工学シンポジウム論文集

平成28年8月3日（水）

主催：公益社団法人 地盤工学会 中部支部

後援：（一社）日本建設業連合会中部支部

後援：（一社）日本応用地質学会中部支部

中部地質調査業協会

（一社）建設コンサルタント協会中部支部

目 次

第1セッション（ 9：05～10：45）

司会 名城大学 小高 猛司

1-1 ガスハイドレート含有地盤の非排水三軸圧縮試験.....	1
名古屋工業大学	岩井 裕正
京都大学	小西 陽太
1-2 Mechanical Properties of an unsaturated buffer material in the high suction ranges	7
Meijo University	Janaka J. Kumara, Takeshi Kodaka, Ying Cui, Keisuke Takeuchi
1-3 砂質地盤におけるサクションアンカーの把持力に関する検討	13
東海大学	北 勝利
九州大学	宇都宮 智昭
㈱海洋河川技術研究所	関田 欣治
1-4 高速道路の土工構造物の変状と対策—特定更新等工事—	17
高速道路総合技術研究所	和地 敬, 永田 政司, 藤岡 一頼
1-5 変状が見られるのり面におけるアンカー緊張力と温度との関係について	23
三重大学	酒井 俊典
(株)相愛	常川 善弘
アジア航測(株)	阪口 和之, 磯嶋 治康
(株)オサシ・テクノス	矢野 真妃
1-6 新東名高速道路建設における重金属含有土の掘削土の粒径と溶出量の関係に着目した 新たな分別方法.....	29
中日本高速道路㈱	立松 和憲, 平尾 義男
名古屋大学	中野 正樹
川崎地質㈱	三嶋 信雄, 米田 英治
1-7 既設盛土の形状に応じた地震時に有効な対策工の数値解析的検討	33
名古屋大学	酒井 崇之, 中野 正樹, 野田 利弘, 福田 雄斗 工藤 佳祐
中日本高速道路㈱	稲垣 太浩, 北村 佳則

特別講演その1 (10:55~11:55)

司会 名古屋大学 山田 正太郎

「新東名(愛知県区間)の建設における取り組み」

中日本高速道路㈱ 名古屋支社 建設事業部 岩立 次郎 氏

第2セッション(12:45~14:25)

司会 名古屋工業大学 檜尾 正也

2-1 Evaluation on Seismic Enhancement Effect of Ground Improvement for Existing Box Culvert..... 41

名古屋工業大学

Kheradi Hamayoon, 西 遥輝, 岩井 裕正, 張 鋒

2-2 低拘束圧条件下における密度の異なる豊浦砂試料の要素試験と

その数値シミュレーション..... 47

名古屋工業大学

白井 勇有, 顧 淋淋, 岩井 裕正, 張 鋒

㈱大林組

細谷 旭弘

2-3 高摩擦材料を用いた地中連続排水壁による液状化対策効果の検討..... 55

名古屋工業大学

田中 雄也, 森河 由紀弘, 前田 健一, 佐藤 智範

2-4 不飽和マサ土を用いた飽和度一定一次元圧密試験とそのモデル化..... 61

名古屋工業大学

常本 貴史, Qiu Xiaoye, 栗本 悠平

岩井 裕正, 張 鋒

清水建設㈱

小林 聖二

2-5 高透水性矩形土供試体の平面ひずみ圧縮試験に対する

u - U - p 水～土骨格連成有限変形シミュレーション..... 67

名古屋大学

豊田 智大, 野田 利弘

2-6 砂質堤体土の簡便サンプリング法の提案と採取試料の強度特性の評価..... 71

名城大学

小高 猛司, 崔 瑛, 田村 太郎, 高木 竜二, 尤 源

㈱建設技術研究所

李 圭太

土木研究所

石原 雅規

2-7 剛構造樋門周辺堤防の劣化過程の検討..... 75

名城大学

崔 瑛, 小高 猛司, 劉 天明

㈱建設技術研究所

李 圭太

特別講演その2 (14:35~15:35)

司会 名古屋大学 山田 正太郎

「河川堤防の調査と対策」

国土交通省 国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室 森 啓年 氏

3-1 高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊メカニズムの検討.....	81
名城大学	崔 瑛, 小高 猛司, 森 三史郎, 林 愛実
(株)建設技術研究所	李 圭太
3-2 空気～水～土骨格連成有限変形解析を用いた 透水模型実験のシミュレーションと浸透破壊メカニズムの考察.....	89
名古屋大学	吉川 高広, 野田 利弘
名城大学	小高 猛司, 崔 瑛
3-3 内部浸食を対象とした Kenney らの粒度安定指標への間隙率の導入.....	97
中部大学	杉井 俊夫, 余川 弘至, 小竹 亮太
ピーエス三菱(株)	安達 良
3-4 細粒分流出に伴う砂質堤体土の劣化に関する考察.....	101
名城大学	小高 猛司, 崔 瑛, 御手洗 翔太, 高木 竜二
(株)建設技術研究所	李 圭太
3-5 河川堤防のパイピングの進行性と漏水動態に及ぼす透水性基盤特性と間隙流速の影響.....	107
名古屋工業大学	櫛山 総平, 前田 健一, 李 兆卿
北海道大学	泉 典洋
日本工営(株)	斉藤 啓
3-6 庄内川堤防における重力探査及び表面波探査の適用事例.....	113
応用地質(株)	佐藤 円, 石田 章司, 駒澤 正夫, 野崎 京三
庄内川河川事務所	相川 隆生
中部大学	杉井 俊夫
3-7 電気抵抗法を用いた洗掘に伴う地盤内のゆるみ挙動の計測.....	117
名古屋工業大学	高木 健太郎, 前田 健一, 山口 敦志, 西村 柁哉
3-8 3次元液状化解析による鋼矢板を用いた堤防補強工法の評価.....	125
岐阜大学	高浜 宏輔, 八嶋 厚, 沢田 和秀
八千代エンジニアリング(株)	小川 達也
新日鐵住金(株)	藤原 覚太

第1セッション
(9 : 05 ~ 10 : 45)

司 会 小高 猛司
(名城大学)

ガスハイドレート含有地盤の非排水三軸圧縮試験 Undrained triaxial compression tests on gas hydrate-bearing sediments

岩井裕正¹, 小西陽太²

1 名古屋工業大学・工学部社会工学科・iwai.hiromasa@nitech.ac.jp

2 京都大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻

概 要

新たなエネルギー資源としてメタンハイドレート(以下, MH と記す) が注目を浴びている。深海底地盤内に存在する MH 層からメタンガスを採取するためには, 地盤内で MH を水とメタンガスに分解し, それらを分離することでメタンガスを生産しなければならない。近年, MH 増進回収法として CO₂ ハイドレートの利用が注目されている。これは, CO₂ ハイドレート生成時の発熱反応を利用して, 低温高压で存在する MH の分解を促進させる方法である。この方法を用いれば, 温室効果ガスである CO₂ ガスの地盤内固定と MH 資源開発の両者を同時に進めることができる。本研究では, CO₂ ハイドレート生成後の海底地盤の強度変形特性を把握するために, CO₂ ハイドレート含有砂供試体を作製し, 異なるハイドレート含有率, 異なる拘束圧および異なるひずみ速度で非排水三軸圧縮試験を行った。また, 比較のためにガスハイドレートを含有しない飽和砂供試体の三軸圧縮試験も実施しそれぞれの結果を比較した。

キーワード: 三軸圧縮試験, ガスハイドレート含有地盤, 砂質土, CCS

1. はじめに

近年, 新たなエネルギー資源としてメタンハイドレート(以下, MH と記す) が注目を浴びている。MH は非在来型の資源に分類され, MH 層まで井戸を掘ったとしても自噴しない。従って MH 層からメタンガスを採取するためには, 地盤内で MH を水とメタンガスに分解し, それらを分離することでメタンガスを生産しなければならない。低温高压で存在する MH は熱を加えるか周囲の圧力を減ずることで水とメタンガスに分解するが, 現在では, 後者の減圧法の適用が有力視されている。しかしながら, 減圧によって周辺地盤の有効応力が大きく変化することや, 分解に伴い, 固体である MH が消失することを考えると, 安全な MH 生産のためには, 深海底 MH 含有地盤の変形挙動を予測することが可能な数値シミュレーションの開発が必要である。特に, 長期間安全で経済的な MH 生産を行うためには, 数十年単位で海底地盤の変形や力学特性を把握することが要求される。従って, MH 含有地盤の時間依存性挙動を把握し, その挙動を的確に表現しうる構成モデルの構築は必要不可欠な課題である。

また近年, MH と並んで CO₂ ハイドレートの活用も注目されている。ガスハイドレートの分解は吸熱反応であるため, MH が分解すると温度が低下し再び低温状態になる「自己保存性」を有している。そこで, 深海底地盤内で MH 分解と同時に CO₂ ガスを圧入することで CO₂ ハイドレ

ートを生成させ, 生成時の発熱反応によって MH 分解を促進させる方法である。またこれとは別に, CH₄-CO₂ 置換法によってメタンガスを取り出しつつ CO₂ を地盤内に固定する技術も研究されている¹⁾²⁾。図 1 は MH と CO₂ ハイドレートの相平衡曲線である³⁾。図 1 より, MH が安定して存在するためには CO₂ ハイドレートに比べてより低温かつ高压が要求されることが分かる。特に図 1 中 II に示す範囲は, MH は分解してしまうが, CO₂ ハイドレートは安定して存在する領域であり, 前述の CO₂ ハイドレートの生成熱を用いた MH 増進回収法や CH₄-CO₂ 置換法は, これら 2 種類のガスハイドレートが安定して存在するために必要な温度圧力条件の差を利用して実施される。また, III の領域は MH および CO₂ ハイドレートともに不安定領域であり, それぞれメタンガスと CO₂ ガス(または液体 CO₂) および液体状態の水が存在している。

いずれの方法にしろ, 最終的に深海底地盤内には CO₂ ハイドレート含有層が生成されるが, この MH 生産後の CO₂ ハイドレート含有地盤が長期にわたって力学的に安定かどうか, また地震のような外力にも耐えうるかどうかを評価するためには, ガスハイドレート含有地盤の構成モデルの構築, およびそれを用いての数値解析的な検討が必要不可欠である。本研究ではその初期段階として, CO₂ ハイドレート含有地盤の強度変形特性を調べることを目的とし, 非排水三軸圧縮試験を行った。三軸試験は, ひずみ速度一定の単調載荷試験に加えて, 時間依存性挙動を調べ

るために 2 種類のひずみ速度を载荷中に数回切り替えるひずみ速度急変試験も併せて実施した。

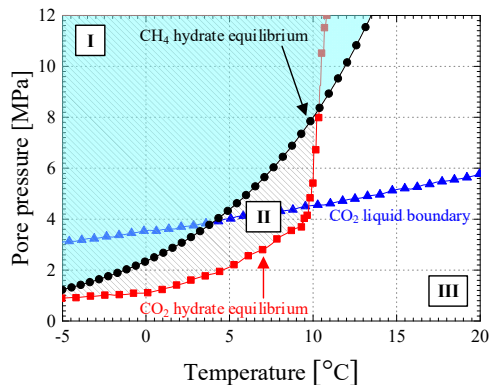


図 1 MH と CO₂ハイドレートの相平衡曲線

2. 三軸圧縮試験装置および供試体作製方法概要

本試験では、地盤の間隙内に CO₂ハイドレートを生成させる必要があるため、海底地盤のような低温・高圧環境が再現可能な温度制御型高圧三軸試験装置を用いた。試験装置の詳細および CO₂ハイドレート含有供試体の作製手順は文献 4)を参照されたい。

2.1 試験条件

2.1.1 単調载荷非排水三軸圧縮試験条件

本研究では、6 ケースの単調载荷非排水三軸圧縮試験を行った。3 本の CO₂ハイドレート含有供試体に対して初期平均有効応力を 1.0MPa, 2.0MPa, および 3.0MPa の 3 ケース、比較のために同じ初期平均有効応力でハイドレートを含有しない飽和豊浦砂供試体で合計 3 ケース実施した。表 1 に実験条件を示す。Case 名末尾に「H」を付したものはハイドレート含有供試体であることを示す。ハイドレート飽和率 S_r^H についてはせん断後に分解を行い回収した CO₂ ガスの体積から求めた。ここで S_r^H は以下の式で定義される。

$$S_r^H = v^H / v^v \quad (1)$$

ここで、 v^H および v^v は間隙中のハイドレート体積および間隙の体積である。また単調载荷試験では全てのケースにおいて背圧は 10MPa, ひずみ速度は 0.1%/min に設定した。

表 1 非排水単調载荷試験条件

Case-No.	Initial void ratio	Mean effective stress	Hydrate saturation [%]
Case-1	0.74	1.0 MPa	0.0
Case-2	0.72	2.0 MPa	0.0
Case-3	0.72	3.0 MPa	0.0
Case-1H	0.76	1.0 MPa	34.6
Case-2H	0.73	2.0 MPa	27.8
Case-3H	0.73	3.0 MPa	28.5

2.1.2 ひずみ速度急変非排水三軸圧縮試験条件

ここでは、CO₂ハイドレート含有地盤の時間依存性挙動

を調べるために行ったひずみ速度急変試験条件を示す。この試験では、2 種類のひずみ速度を設定し、せん断途中で数回ひずみ速度を切り替えながら軸ひずみ 20%までせん断を行う。全てのケースにおいてせん断前の平均有効応力は 2.0MPa, 背圧は 10MPa とした。表 2 にひずみ速度急変試験の実験条件を示す。実験は合計で 5 ケース行った。Case-4 は CO₂ハイドレートを含有しない飽和豊浦砂供試体である。Case-5～Case-8 は CO₂ハイドレートを含有する供試体であり、それぞれハイドレート飽和率が異なる。2 種類のひずみ速度は、基本的には 0.005%/min および 100 倍大きい 0.5%/min を設定したが、Case-5 のみ 0.005%/min および 0.1%/min を用いている。

表 2 ひずみ速度急変非排水三軸圧縮試験条件

Case-No.	Initial void ratio	Strain rate [%/min]	Hydrate saturation [%]
Case-4	0.72	0.005⇔0.5	0.0
Case-5	0.75	0.005⇔0.1	10.0
Case-6	0.74	0.005⇔0.5	24.4
Case-7	0.73		26.5
Case-8	0.74		26.4

3. 実験結果および考察

3.1 単調载荷非排水三軸圧縮試験結果

CO₂ハイドレート含有供試体のせん断剛性、強度、ダイレイタンス挙動を把握するために、単調载荷非排水三軸圧縮試験結果を以下に示す。まず、図 3 は CO₂ハイドレート含有砂と飽和砂の応力-ひずみ関係および有効応力径路である。図 3 の応力-ひずみ関係より、いずれの初期平均有効応力においても、CO₂ハイドレート含有砂は飽和砂に比べて、初期剛性および軸差応力ともに大きな値を示している。ハイドレートは固体であるので、砂粒子の間隙にハイドレートの固体が存在することで見かけの密度が増加していると考えられる。有効応力径路からは、ハイドレート含有砂のダイレイタンス挙動が顕著になっていることが分かる。限界状態線を大きく超えて軸差応力が増加していることから、ハイドレートを含有することでより密な砂の挙動になった。しかしながら、限界状態における応力比は飽和砂、ハイドレート含有砂ともに同じであり、その値はおよそ 1.2 である。

また、飽和砂供試体だけに注目すると、限界状態における軸差応力は 1.0MPa, 2.0MPa, 3.0MPa のケースでほぼ同程度の軸差応力に落ち着いているのに対して、ハイドレート含有砂では Case-3H が最も大きく、Case-1H と Case-2H が近い値となっている。ハイドレート飽和率 S_r^H は Case-1H の 34.6%が最も大きいにも関わらず、 S_r^H が 28.5%の Case-3H が最も大きくなったことから、ハイドレート飽和率による軸差応力の増加率は拘束圧に依存するということが推察される。この傾向は、Case-2H と Case-3H の比較においても同様で、Case-2H と Case-3H ではせん断前の間隙比が 0.73 と同じ値であり、 S_r^H が 0.7 ポイントの差しかないにも関わらず軸差応力は Case-3H の方が顕著に増加

している。このことから、ハイドレート飽和率が同程度であっても拘束圧が大きいほど強度増加の割合が大きくなるという、拘束圧依存性が存在すると考えられる。

CO₂ ハイドレート含有砂の剛性について詳細に考察するために、図 4 に割線係数 E_{50} および飽和砂の E_{50} に対するハイドレート含有砂の E_{50} の増加割合を示す。飽和砂の E_{50} は拘束圧に依存して大きくなっていることが分かる。ハイドレート含有砂の E_{50} の値は、Case-1H, Case-2H および Case-3H のいずれのケースにおいても飽和砂と比較して大きくなっている。これは固体であるハイドレートが砂粒子の間隙を充填、あるいは砂粒子同士を固結することで供試体全体としての剛性が増加しているからであると考えられる。また図 4 右図は飽和砂の E_{50} に対するハイドレート含有砂の割線 E_{50} の増加割合をハイドレート飽和率との関係で見た図である。ハイドレート飽和率が高くなるのに伴い、割線 E_{50} の増加割合も大きくなっており正の相関が得られた。3 ケースのみの結果であるので、この相関が線形的なのか非線形なのかは今回の結果だけで判断することはできない。今後実験ケースを重ねていく必要がある。

次に、飽和砂とハイドレート含有砂のダイレイタンス挙動を比較するために、過剰間隙水圧－軸ひずみ関係を図 5 に示す。図 3 右図の有効応力経路でも示したように、ハイドレート含有砂の過剰間隙水圧は飽和砂と比較して大きく減少するという顕著な正のダイレイタンス挙動が見られ、より密な砂の挙動に近くなる結果となった。ところが、せん断が進むにつれて過剰間隙水圧は大きく減少しているが、せん断初期の過剰間隙水圧はむしろハイドレート含有砂の方が大きく出ていることが図 5 右図から分かる。本来、固体であるハイドレートを含有することで供試体全体の見かけの密度が増加することやハイドレートの固着効果によって、地盤の変形が抑えられることが予想されるが、せん断初期の過剰間隙水圧挙動はその予想とは反する結果となった。その原因について次節で考察する。

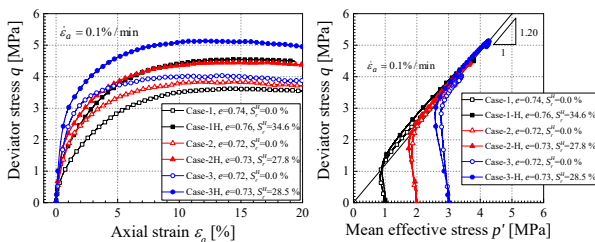


図 3 応力－ひずみ関係 (左) および有効応力経路 (右)

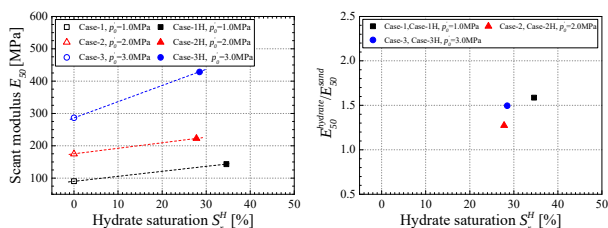


図 4 割線係数 E_{50} 結果 (左) および E_{50} 増加率－ S_h^H 関係 (右)

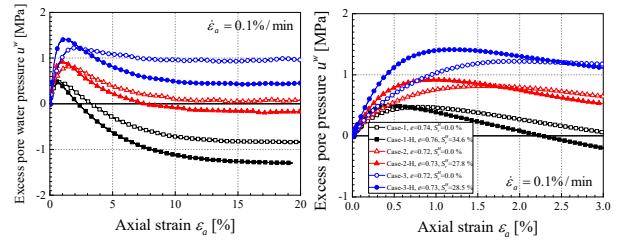


図 5 過剰間隙水圧－ひずみ関係 (左: 軸ひずみ20%, 右: 軸ひずみ3%までの領域を拡大)

3.2 CO₂ ハイドレート存在形態が三軸圧縮挙動に与える影響に関する考察

ガスハイドレートが地盤の力学挙動に与える影響は、ハイドレートがどのような大きさ、あるいはどのような形状で地盤の間隙内に存在しているかに大きく依存している。ガスハイドレート存在形態は大きく(1) Pore filling, (2) Load bearing, および(3) Cementing の3つの形態に分類されると考えられている⁵⁾⁶⁾⁷⁾。それぞれの存在形態の模式図を図 6 に示す。Pore filling では小さなハイドレート粒子が土粒子の間隙を埋めるように存在している。このタイプでは地盤全体の固体相の密度は増加しているが、土粒子自身が土骨格を形成しているため微小なひずみ領域ではハイドレートによる変形抑制や強度増加効果は小さいとされている⁷⁾。この Pore filling タイプでは、せん断初期では土粒子骨格の変形や回転を抑制する効果は期待できないが、せん断過程において土粒子の再配列が起こると、土粒子とハイドレート粒子の接触が多くなり、土骨格を支持する構造へと変化する。

次に、Load bearing タイプは初期の状態から土骨格を支持するように間隙内に存在しており、Pore filling タイプに比べてせん断初期の変形が抑えられることが予想される。しかしながら Pore filling と同様に依然として土粒子の回転を抑制する効果は小さいとされる。

最後に、Cementing タイプは、ハイドレートが複数の土粒子を固着するように存在しており、主要3タイプの中では最も地盤を強固にする効果があるとされている。ハイドレートのブリッジによって土粒子骨格の変形や回転が抑制され、せん断初期から大きな剛性と強度増加が得られる。ハイドレートによって固着された土粒子塊が、あたかも一つの大きな粒子として振る舞うため、体積膨張や過剰間隙水圧の減少といった正のダイレイタンス挙動もより顕著になる。

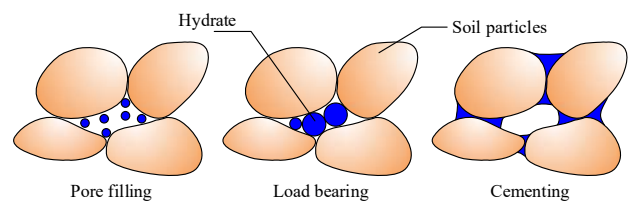


図 6 地盤内におけるガスハイドレート存在形態の模式図

以上のようなハイドレート存在形態を踏まえて、今回の過剰間隙水圧－軸ひずみ関係について考察すると、今回用いた CO₂ ハイドレート含有供試体の内部構造としては Pore filling タイプが支配的であったと推察される。表 1 より、せん断前の初期間隙比はいずれの拘束圧の場合においてもハイドレート含有砂の方が大きくなっており、せん断初期段階でハイドレート含有砂における過剰間隙水圧が飽和砂のそれを上回ったのは、土骨格の変形による影響が大きかったためであると考えられる。その後、図 7 に示すように、せん断による土骨格の変形に伴い間隙構造が変化し、Pore filling タイプから Load bearing タイプへとハイドレートの存在形態が遷移したため、最終的にはハイドレート含有砂において過剰間隙水圧が大きく減少し、正のダイレイタンシーが顕著になったと解釈される。もちろん、実際の内部構造は 3 つの存在形態が混在しており、どのタイプが卓越するかによって力学応答が変化してくると思われる。ハイドレート存在形態と地盤のマクロな力学挙動変化に関する詳細検討は今後の課題としたい。

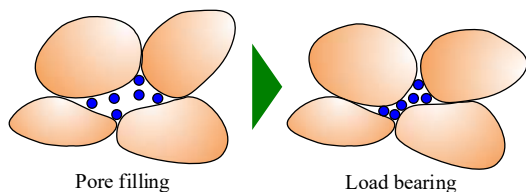


図 7 せん断に伴う Pore filling 型から Load bearing 型への変化

3.3 ひずみ速度急変非排水三軸圧縮試験結果

CO₂ ハイドレート含有深海底地盤は長期スパンで考えると、テクトニクスや土砂運搬による急速な堆積によって地形が大きく変化することがある。また、こうした地形の変化によって海底地盤内の間隙水圧が発生することが指摘されているが⁸⁾⁹⁾、ガスハイドレート含有地盤では、間隙に固体が生成されることで透水性が著しく低下し、水圧の消散に時間を要する長期圧密のような現象が起こる。また、ガスハイドレート自身、ひずみ速度依存性やクリープ変形といった粘塑性挙動を示すことも知られている¹⁰⁾。そこで本研究では、CO₂ ハイドレート含有地盤の時間依存性挙動を調べることを目的とし、単調載荷試験に加えてひずみ速度急変非排水三軸圧縮試験を実施した。本節ではその結果について示す。

図 8～図 12 にひずみ速度急変非排水三軸圧縮試験の応力ひずみ関係および有効応力経路を示す。Case-4 はハイドレート非含有供試体であるが、ひずみ速度の急激な増減に伴い、軸差応力もわずかではあるが増加・減少しており、それぞれのひずみ速度に固有の応力－ひずみ曲線を描く isotaches 性が確認される。Case-5 は、ひずみ速度を 0.005%/min と 0.1%/min の 2 種類で行った。Case-4 と比較すると、ひずみ速度の差は小さいが、Case-4 と同程度の軸差応力の変化が見られる。Case-5 のハイドレート飽和率は 10.0%であったが、ハイドレート飽和率が 24.4%の Case-6

では、ひずみ速度切り替え時の軸差応力の増減がより顕著に現れている。Case-4 および Case-5 では、有効応力経路における差異は小さかったが、Case-6 では応力－ひずみ関係のみならず、有効応力経路においても顕著な違いが確認される。

Case-7 (26.5%)および Case-8 (26.4%)は、Case-6 (24.4%)と比べてハイドレート飽和率は大きく、ひずみ速度切り替え時の変化もより明確になっており、ハイドレート飽和率が増加すると、ひずみ速度依存性もより大きくなることが推察される。また、Case-7 と Case-8 を比べると、同程度のハイドレート飽和率であるのにも関わらず、ひずみ速度依存性は、応力－ひずみ関係図、有効応力経路図のどちらを見ても Case-8 の方が強く表れている。

表 3 に Case-4～Case-8 の、それぞれのひずみ速度における最大軸差応力の値を示す。また、表 3 に基づいて各ひずみ速度における最大軸差応力とハイドレート飽和率との関係をプロットしたものを図 13 に示す。

表 3 および図 13 より、ハイドレート飽和率の増加に伴い、ひずみ速度 0.5%/min における最大軸差応力が増加しているのが分かる。これは前節の単調載荷試験より得られた結果とも整合している。しかし、ここで注目すべきはひずみ速度が遅い場合における最大軸差応力とハイドレート飽和率の関係である。表 3 および図 13 を見ると、0.005%/min の最大軸差応力はハイドレート飽和率が増加してもほぼハイドレート非含有の飽和砂と大きな違いは見られない。つまり、緩速載荷の場合にはハイドレートを含有することによる強度増加効果が小さいということである。これについては、緩速載荷時の粒子の再配列やひずみ速度と応力緩和速度の関係など、いくつかの原因が考えられるが、いずれも予測の範疇を出ない。詳細なメカニズムの解明は今後の課題である。

表 3 各ひずみ速度における最大軸差応力

Case-No.	$q_{\max}$ (0.005%/min)	$q_{\max}$ (0.5%/min)
Case-4 (0.00%)	3.96 MPa	4.20 MPa
Case-5 (10.0%)	3.90	4.05 (0.1%/min)※
Case-6 (24.4%)	3.89	4.58
Case-7 (26.5%)	3.87	4.68
Case-8 (26.4%)	3.99	5.13

※Case-5 は 0.005%/min および 0.1%/min で行っている。

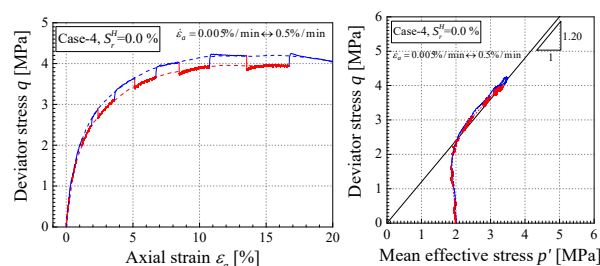


図 8 応力－ひずみ関係および有効応力経路 (Case-4, 0.0%)

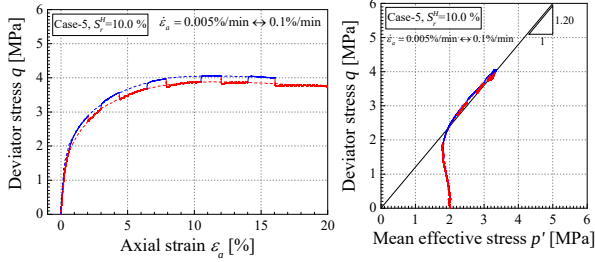


図 9 応力-ひずみ関係および有効応力経路 (Case-5, 10.0%)

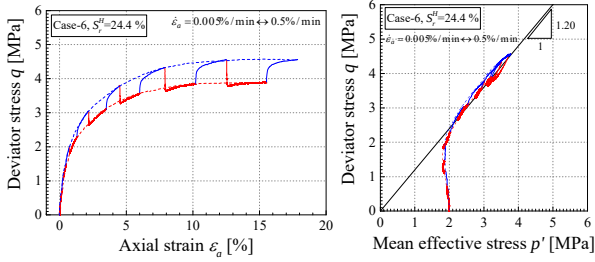


図 10 応力-ひずみ関係および有効応力経路 (Case-6, 24.4%)

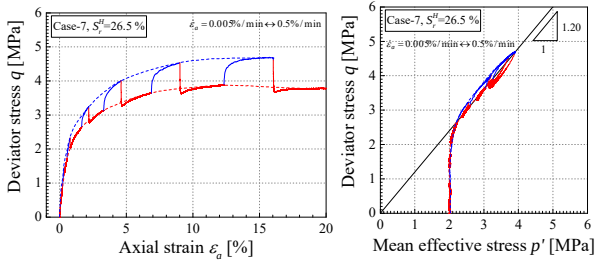


図 11 応力-ひずみ関係および有効応力経路 (Case-7, 26.5%)

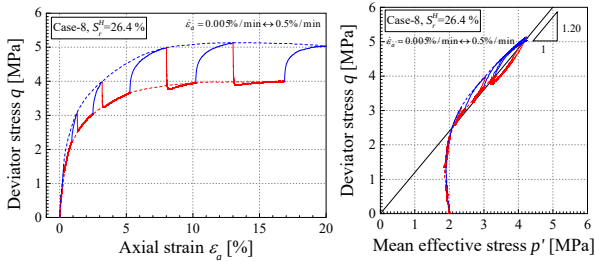


図 12 応力-ひずみ関係および有効応力経路 (Case-8, 26.4%)

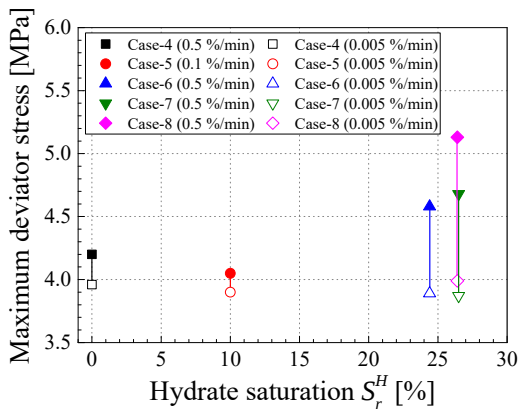


図 13 最大軸差応力とハイドレート飽和率の関係

3.4 時間依存性挙動の定量的評価

前節では、最大軸差応力に注目してひずみ速度の影響を比較してきた。本節では、CO₂ハイドレート含有地盤の時間依存性挙動をより詳細に検討するために、粘塑性パラメータ m' によるひずみ速度依存性の定量的評価を行った。

時間依存性挙動を示す材料の構成式である Adachi and Oka の弾粘塑性構成式¹¹⁾において、材料の時間依存性は粘塑性パラメータ m' によって表される。Kimoto et al.¹²⁾は、天然ガスハイドレート試料およびメタンハイドレート含有砂質試料に対して本構成式を基本としたガスハイドレート飽和率依存性を考慮した弾粘塑性構成式の適用を試みている。 m' は通常、ひずみ速度を変えた非排水三軸圧縮試験結果より、次式を用いて求めることができる。

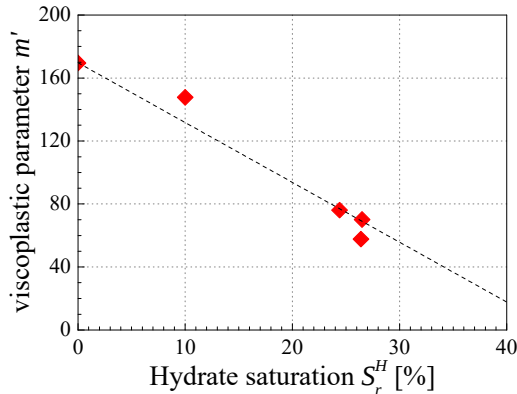
$$m' = \sqrt{3/2} (\ln \dot{\epsilon}_a^{(1)} - \ln \dot{\epsilon}_a^{(2)}) / ((q^{(1)}/p' - q^{(2)}/p')) \quad (2)$$

ここで $\dot{\epsilon}_a^{(k)}$ は 2 種類の異なるひずみ速度、 $q^{(k)}$ はある等しい平均有効応力 p' における軸差応力である。上付きの番号(1)(2)はそれぞれひずみ速度 $\dot{\epsilon}_a^{(1)}$ および $\dot{\epsilon}_a^{(2)}$ に対応している。ひずみ速度依存性が顕著であるほど、 m' の値は小さくなる。地盤材料によるが、粘性土あるいはシルトで $m'=15-35$ 程度、砂質土では $m'=33-100$ 程度の値を示すことが知られている¹³⁾。今回、CO₂ハイドレート含有砂質試体のひずみ速度依存性を定量的に評価するために、得られた有効応力経路から、ひずみ速度依存性に関する粘塑性パラメータ m' の算定を行った。Case-4 から Case-8 までの有効応力経路から、式(2)を用いて m' を算定し、ハイドレート飽和率との関係を調べた。表 4 に各ケースのハイドレート飽和率と m' の値を示す。

表 4 より、豊浦砂のみのハイドレート非含有供試体 (Case-4)の m' は 169.5 となり、Leroueil and Hight¹³⁾が示した砂質土の値よりも大きくなったが、砂のひずみ速度依存性は小さいという傾向は同様となった。Case-5 は、ハイドレート飽和率が 10.0%と今回の実験では比較的ハイドレートの含有量は少なく、 m' の値も 147.7 となったが、ハイドレート非含有である Case-4 と比較するとその値は小さくなっており、CO₂ハイドレートがわずかであれ含まれることで時間依存性が発現することが分かった。同様に Case-6、Case-7 とハイドレート飽和率が大きくなるにしたがって、粘塑性パラメータ m' の値も小さくなっている。Case-8 は Case-7 とほぼ同じハイドレート飽和率であるが m' の値は 57.7 とさらに小さくなる結果となった。表 4 に示したハイドレート飽和率と m' の関係をプロットしたものを図 14 に示す。図 14 から、ハイドレート飽和率の増加に伴う m' の値の減少を見て取ることができる。その減少傾向は今回実施した 5 ケースでは線形で近似されるが、ハイドレート飽和率はいずれも 30%未満であり、今後さらに高いハイドレート飽和率での実験を実施し、それらの結果を含めて考察していく必要がある。

表 4 粘塑性パラメータ m' およびハイドレート飽和率

Case-No.	Viscoplastic parameter m'	Hydrate saturation [%]
Case-4	165.5	0.00%
Case-5	147.7	10.0%
Case-6	76.1	24.4%
Case-7	70.2	26.5%
Case-8	57.7	26.4%

図 14 粘塑性パラメータ m' とハイドレート飽和率の関係

4. まとめ

本研究では、MH の増進回収や二酸化炭素地中固定化技術の一つとして CO_2 ハイドレートの利活用が注目されていることを背景に、 CO_2 ハイドレート含有地盤の高精度な構成モデルを構築することを最終目標に据えている。本稿では、その初期段階として行った、単調載荷非排水三軸圧縮試験およびひずみ速度急変非排水三軸圧縮試験の 2 種類の試験結果について示した。本研究によって得られた知見を以下に示す。

- (1) 初期剛性および軸差応力ともにハイドレート含有砂は飽和砂供試体に比べて大きくなった。初期剛性の増加割合はハイドレート飽和率と正の相関がある。また、軸差応力の増加割合はハイドレート飽和率だけでなく拘束圧にも依存していると考えられる。
- (2) ハイドレート含有供試体ではより密な砂の挙動を示し、正のダイレイタンス挙動が顕著になるが、限界状態における応力比はハイドレート含有砂、飽和砂で大きな違いはなく概ね一致する。
- (3) ハイドレートを含有することによる強度増加およびダイレイタンス特性の変化は、ハイドレート飽和率のみならず間隙内のハイドレートの存在形態にも大きく依存することが推察される。
- (4) ひずみ速度急変試験より、速いひずみ速度では単調載荷試験結果と同様に、軸差応力はハイドレート飽和率と正の相関があり、ハイドレート飽和率が増加するにつれて軸差応力も大きくなるが、遅いひずみ速度の場合、ハイドレート飽和率が増加しても最大軸差応力は飽和砂のそれとほとんど変化が見られなかった。この詳細なメカニズムについては今後の検討事項である。

- (5) ハイドレート飽和率が増加すると、ひずみ速度切替え時の軸差応力の増減が顕著になり、明確な時間依存性挙動が観察された。構成式に用いられる粘塑性パラメータを導入し時間依存性挙動の定量的評価を試みた結果、粘塑性パラメータとハイドレート飽和率との間にきれいな相関が得られた。本実験結果を構成モデルへと繋げていく上で重要な情報である。

参考文献

- 1) Inui, M. and Sato, T. : Economical feasibility study on CO_2 sequestration in the form of gas hydrate under seafloor, *Journal of Japan Society of Naval Architects and Ocean Engineers*, Vol.3, pp.35–46, 2006.
- 2) Ohgaki, K., Takano, K., Sangawa, H., Matsubara, T. and Nakano, S. : Methane exploitation by carbon dioxide from gas hydrates. Phase equilibria for CO_2 - CH_4 mixed hydrate system., *Journal of chemical engineering of Japan*, Vol.29, No.3, pp.478–83, 1996.
- 3) Sloan Jr, E. D. and Koh, C. A. : Clathrate hydrates of natural gases, CRC press, 2007.
- 4) Iwai, H., Saimyou, K., Kimoto, S. and Oka, F. : Development of a temperature and pressure controlled triaxial apparatus and dissociation tests of carbon dioxide hydrate containing soils, *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, Vol.2, No.13, pp.518–21, 2016.
- 5) Winters, W. J., Pecher, I. A., Waite, W. F. and Mason, D. H. : Physical properties and rock physics models of sediment containing natural and laboratory-formed methane gas hydrate, *American Mineralogist*, Vol.89, No.8-9, pp.1221–27, 2004.
- 6) Waite, W. F., Santamarina, J. C., Cortes, D. D., Dugan, B., Espinoza, D. N., Germaine, J., Jang, J., Jung, J. W., Kneafsey, T. J., Shin, H., Soga, K., Winters, W. J. and Yun, T. S. : Physical properties of hydrate-bearing sediments, *Reviews of Geophysics*, Vol.47, No.RG4003, pp.1–38, 2009.
- 7) Pinkert, S. and Grozic, J. L. H. : Failure Mechanisms in Cemented Hydrate-Bearing Sands, *Journal of Chemical & Engineering Data*, pp.376–382, 2014.
- 8) Kvalstad, T. J., Andresen, L., Forsberg, C. F., Berg, K., Bryn, P. and Wangen, M. : The Storegga slide: evaluation of triggering sources and slide mechanics, *Marine and Petroleum Geology*, Vol.22, No.1, pp.245–56, 2005.
- 9) Jahren, A. H., Conrad, C. P., Arens, N. C., Mora, G. and Lithgow-Bertelloni, C. : A plate tectonic mechanism for methane hydrate release along subduction zones, *Earth and Planetary Science Letters*, Vol.236, No.3, pp.691–704, 2005.
- 10) Miyazaki, K., Masui, A., Sakamoto, Y., Haneda, H., Ogata, Y., Aoki, K., Yamaguchi, T. and Okubo, S. : Strain rate dependency of sediment containing synthetic methane hydrate in triaxial compression test, *Journal of MMIJ*, Vol.123, No.11, p.537, 2007.
- 11) Adachi, T. and Oka, F. : Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.4, pp.57–70, 1982.
- 12) Kimoto, S., Iwai, H., Saimyo, K., Shindo, T. and Oka, F. : Application of an Elasto-viscoplastic Model to the Gas Hydrate-bearing Soil, *Journal of the Society of Materials Science, Japan*, Vol.64, No.4, pp.317–22, 2015.
- 13) Leroueil, S. and Hight, D. W. : Behavior and properties of natural soils and soft rocks, in *Characterization and engineering properties of natural soils*, Eds. Tan, T. S., Phoon, K. K., Hight, D. W. & Leroueil, S., p.123, Balkema, 2003.

Mechanical Properties of an unsaturated buffer material in the high suction ranges

Janaka J. Kumara¹, Takeshi Kodaka², Ying Cui³, Keisuke Takeuchi⁴

1 Postdoctoral Fellow, Department of Civil Engineering, Meijo University, jkumara@meijo-u.ac.jp

2 Department of Civil Engineering, Meijo University, kodaka@meijo-u.ac.jp

3 Department of Civil Engineering, Meijo University

4 Department of Civil Engineering, Graduate School of Science and Technology, Meijo University

Abstract

Sand-bentonite composite material is widely used as a buffer material in nuclear waste repositories thanks to their excellent swelling properties and high impermeable characteristics. The unsaturated buffer material at the construction state may become saturated (at least partially) when it is opened for the operation since it is subjected to local groundwater conditions. In this study, we investigated the strength properties of sand-bentonite buffer material subjected to various degree of saturation. The volumetric behaviour was also investigated by a newly developed double-cell type triaxial testing apparatus. The experimental results suggest that, on average both the undrained cohesion and internal friction angle reduce with the degree of saturation. The undrained cohesion however remains more or less same during the early saturation (e.g., roughly up to 50% of S_r ; S_r is degree of saturation). The undrained friction angle reduces drastically when the specimens are near the quasi-saturation state. The results also indicate that the confined compressive strength increases with confining pressure. It was also found that the specimens except the ones with initial moisture content (of bentonite) exhibit continuous compression under a high confining pressure (i.e., 0.5 MPa). In contrast, the specimens under a small confining pressure (i.e., 0.1 MPa) yield expansion in post-failure state after exhibiting compression in pre-failure state.

Keywords: buffer material, nuclear waste repository, sand-bentonite, triaxial compression test, volumetric behaviour

1. Introduction

Nuclear wastes are stored at the nuclear waste repositories constructed at very deep grounds. Japanese government states that high level nuclear wastes should be stored at least 300 m below the ground surface using multi-barrier system (Kodaka and Teramoto, 2009). Leakage of nuclear waste materials could be fatal. Therefore, the nuclear waste materials should be sealed tightly by a buffer material. The buffer material acts as a sealing material between the nuclear wastes stored and the surrounding rocks as seen in Fig. 1. Bentonite-mixed composite materials have been widely used as buffer materials for nuclear waste facilities due to their excellent swelling characteristics and high nature of impermeability. The main function of the buffer material is to create an impermeable zone around the waste containers and the surrounding environment. The buffer material is also expected to swell and thereby fill up any spaces around it (Komine and Ogata, 2004). Since bentonite can absorb water and has excellent swelling characteristics, bentonite-based materials work well as buffer materials for

nuclear waste repositories.

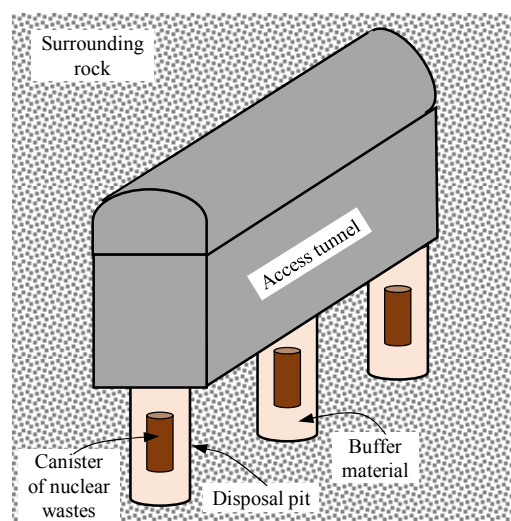


Fig. 1 A schematic diagram of a nuclear waste repository (inspired by Komine and Ogata, 2004)

The buffer material at the construction state of a nuclear waste repository is basically under unsaturated condition. However, when the nuclear waste facility is opened for its usual

operation, the buffer material could be subjected to local water flow and eventually become a saturated material, at least partially. The swelling characteristics of sand-bentonite or bentonite-mixed buffer materials have widely been studied (Agus et al., 2010; Schanz et al., 2010; Wang et al., 2012), but comparatively there is very little knowledge on the strength behaviour of unsaturated bentonite-mixed buffer materials. Kodaka and Teramoto (2009) has previously reported that the shear behaviour of saturated and unsaturated sand-bentonite composite materials are different. However, their results have been obtained using direct shear test, which does not simulate the actual soil stress conditions as a triaxial compression test.

In this study, we investigated the strength properties of sand-bentonite buffer material subjected to various degree of saturation. The volumetric behaviour of the sand-bentonite composite material was also studied using a newly developed double-cell triaxial testing apparatus.

2. Methodology

2.1 Materials and sample preparation

The buffer material was produced using 70% of bentonite and 30% of silica sand referring to the Japanese specifications on the buffer materials (Mitachi, 2008). The bentonite is sodium-type bentonite, and called as Kunigel-VI. It contains around 48% of montmorillonite (Komine and Ogata, 1999; Ye et al., 2014). This bentonite is frequently used in artificial barriers against nuclear wastes in Japan (Komine and Ogata, 1999; Mitachi, 2008). The gradation curve of sand is shown in Fig. 2. The basic properties of bentonite and sand are given in Table 1. As given in Table 1, the bentonite is a water absorbing material. Therefore, under room temperature, it may contain some water in it. Therefore, a sand-bentonite composite specimen prepared without adding any water could still has some water, which is called herein as the initial water content. The sand-bentonite specimens were prepared by adding different amount of distilled water such that the specimens have various degree of saturation, which is evaluated using Eq. (1). The particle density of the composite material was evaluated using the particle density of the individual materials (see Table 1) based on their mixing proportions.

$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w} \times 100(\%) \quad (1)$$

Where S_r is degree of saturation, w is water content, ρ_s is particle density, e is void ratio and ρ_w is density of water (i.e., 1000 kg/m³).

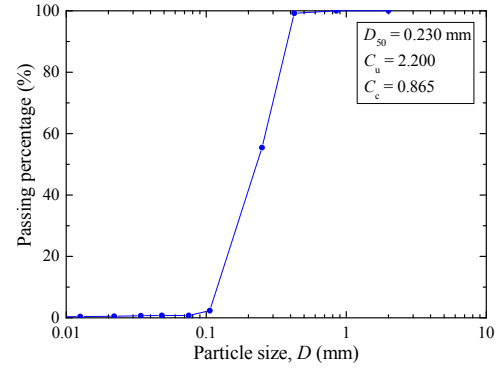


Fig. 2 The gradation curve of sand (C_u and C_c are coefficients of curvature and uniformity respectively)

Table 1 The basic properties of bentonite and sand

Property	Bentonite	Sand
Particle density, ρ_s (kg/m ³)	2767	2666
Liquid limit, w_L (%)	430.5	n/a
Plastic limit, w_P (%)	26.7	n/a
Plasticity index, I_p	403.8	n/a
Montmorillonite content (%)	48 ^a	n/a

Note ^aKomine and Ogata (1999)

The specimens were prepared with a constant dry density of 1600 kg/m³. The amount of water to be added to a sand-bentonite mixture can be evaluated using Eq. (1) when the degree of saturation is first designed since the void ratio is a function of dry density (see Eq. (2)), which was already designed at 1600 kg/m³. The particle density of the sand-bentonite composite material (ρ_s in Eq. (2)) was calculated as 2737 kg/m³.

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (2)$$

Where ρ_d is dry density.

After bentonite and sand were taken to a container, the designed water amount was added using a high-pressure water sprayer (see Fig. 3a) while mixing the two materials properly. Since bentonite absorbs water quickly, bentonite and sand should be mixed quickly and uniformly while spreading water by small amounts. After a wet sand-bentonite material is prepared, the material was poured into the mold shown in Fig. 3b. The mold was filled in three attempts, and compressed manually during each attempts using a small bottom-flat tool of the same diameter as the mold (see Fig. 3b). The mold consists of two parts. Initially, the bottom part of it is used. The top part is connected to the bottom part for the last attempt before completely adding the material. Then, the specimen in the mold was compressed using the hydraulic jack shown in Fig. 4a to get the pre-designed dry density of 1600 kg/m³. The hydraulic jack has a capacity of 100 kN, stroke of 120 mm and pressure

of 68.9 MPa. It has a manually-controlled lever which is used to apply the hydraulic pressure. The compressed specimens have a height of roughly 80 mm. 5 mm each from the top and bottom parts of a specimen are trimmed to avoid any inhomogeneity at the edges of the specimen. A prepared specimen is shown in Fig. 4b. The trimmed soils were used to measure the water content of the specimens. The specimens of 70 mm in height and 35 mm in diameter were used for the triaxial compression tests. Two identical specimens of the same degree of saturation were prepared to obtain the strength parameters using the Mohr circle. Table 2 gives the basic information of the specimens. In the specimen notation (see Table 2), e.g., PS5-2, PS denotes “partially-saturated”, 5 denotes confining pressure of 0.5 MPa (1 for 0.1 MPa of confining pressure) and 2 denotes simply the specimen number under the same confining pressure. In Table 2, PS1-1 and PS5-1 specimens were prepared without adding water. Therefore, the specimens contain the initial water content of bentonite (i.e., around 6.7-7.0%). PS1-6 and PS5-6 specimens were prepared with a high water content (e.g., around 20%) such that they are near the quasi-saturation state (i.e., $S_r > 90\%$; S_r is degree of saturation). The water content and the degree of saturation given in Table 2 are the measured values, which are slightly deviated from the designed values, probably due to slightly uneven distribution of water across the sample and/or losing of water during specimen preparations (e.g., due to evaporation, etc.).

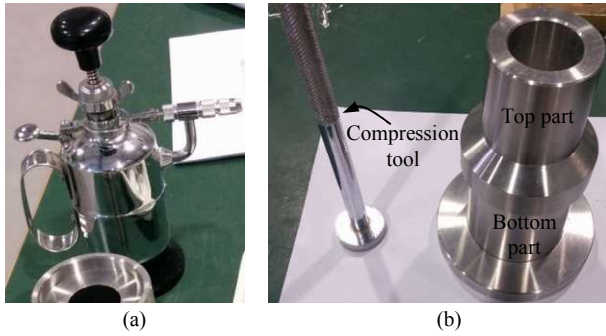


Fig. 3 (a) The high-pressure water sprayer and (b) the mold used to prepare the specimens with its manual compression tool

2.2 Testing apparatus and loading condition

Unconsolidated undrained (UU) triaxial compression tests were conducted to investigate the strength properties of sand-bentonite specimens. The UU tests were conducted to simulate the field conditions appropriately. The triaxial compression tests were conducted under 0.1 and 0.5 MPa of confining pressures to obtain the strength parameters (i.e., cohesion and internal friction angle). The specimens were covered with a 3 mm thick membrane to avoid water squeeze into it in addition to the usually applied measures. The testing set up was developed such that the confining pressure applied to the outer cell also goes into the inner cell (see Fig. 5).

Therefore, the confining pressure applied to the outer cell is also applied on the specimen mounted in the inner cell.

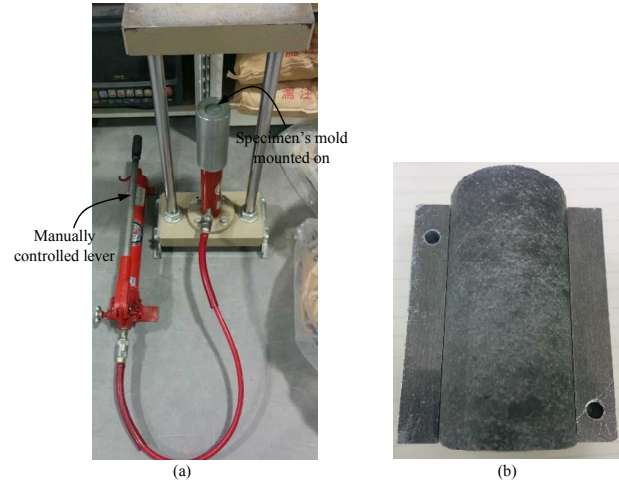


Fig. 4 (a) The hydraulic jack and (b) a prepared specimen

Table 2 The basic information of the specimens

Specimen notation	Water content, w (%)	Degree of saturation, S_r (%)	Confining pressure, σ_c (MPa)
PS1-1	6.98	29.0	0.1
PS5-1	6.71	28.1	0.5
PS1-2	10.01	41.8	0.1
PS5-2	10.33	42.9	0.5
PS1-3	11.36	49.0	0.1
PS5-3	11.24	46.4	0.5
PS1-4	14.05	62.7	0.1
PS5-4	13.13	62.4	0.5
PS1-5	16.24	76.2	0.1
PS5-5	17.08	73.3	0.5
PS1-6	21.14	86.8	0.1
PS5-6	19.60	85.9	0.5

The volume change of the specimens were also measured using the newly developed double-cell type triaxial apparatus shown in Fig. 5. The volume change of the specimen is measured by the volume change of a burette attached to the triaxial testing apparatus. The volumetric strain is evaluated using Eq. (3). The volume change of a specimen is governed by the volume change in the burette and the part of the loading rod entered into the inner cell as given in Eq. (4). The volume change in the burette is measured by a differential pressure transducer, which has a capacity of 10 kPa.

$$\varepsilon_{vol} = \frac{\Delta V_s}{V_{s,i}} \times 100(\%) \quad (3)$$

Where ε_{vol} is volumetric strain, ΔV_s is the volume change of a specimen and $V_{s,i}$ the initial volume of the specimen.

$$\Delta V_s = \Delta V_b - V_{lr} \quad (4)$$

Where ΔV_b is the volume change in the burette and V_{rl} is the volume of water replaced by the part of the loading rod (i.e., a cylindrical part with 8 mm diameter) penetrated into the inner cell.

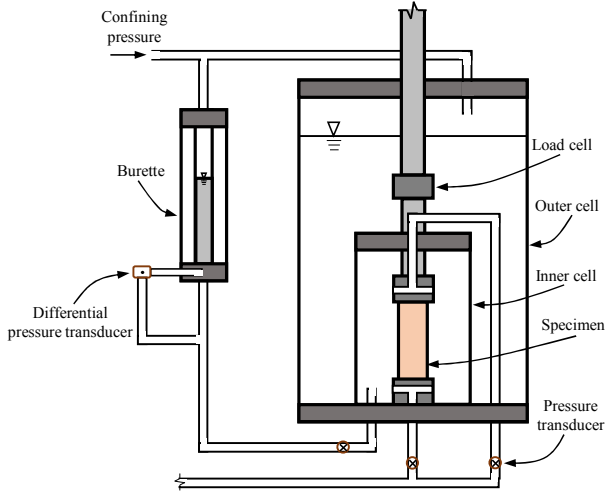


Fig. 5 Schematic diagram of the triaxial testing apparatus

The vertical load was applied with a loading rate of 0.5%/min. The shearing is conducted under undrained condition while the specimen is subjected to isotropic confining pressure. The load is applied by a Mega-torque motor. The load cell has a capacity of 10 KN. The confining pressure is applied by a pneumatic cell pressure loading system, and measured by a pressure transducer which has a capacity of 5 MPa. The loading was continued until the specimen reaches 15% of axial strain. The triaxial compression tests were performed according the Japanese standard (i.e., JGS 2009).

3. Results and Discussion

Figs. 6a and 6b show the stress-strain relationships of the specimens subjected to 0.1 and 0.5 MPa of confining pressure respectively. Fig. 6a indicates that less-saturated specimens (e.g., $S_r < 63\%$; S_r is degree of saturation) exhibit strain-softening behaviour under a low confining pressure. That indicates a less-saturated sand-bentonite material under a small confining pressure behaves as a brittle rock, which yields a clear peak stress followed by a stress reduction. In contrast, a highly saturated sand-bentonite composite material (particularly near its quasi-saturation state) under a small confining pressure exhibits strain-hardening behaviour as a loose sand (see Fig. 6a). However, under a high confining pressure (e.g., 0.5 MPa), all the specimens except the ones under its initial moisture content of bentonite exhibit strain-hardening behaviour (see Fig. 6b). The results of stress-strain relationships also suggest a higher confining pressure yield a higher deviator stress. The results suggest that the strength properties decrease with the degree of

saturation, which indicates the high strength properties of sand-bentonite composite material at the construction state weakens during the operation of a nuclear waste repository.

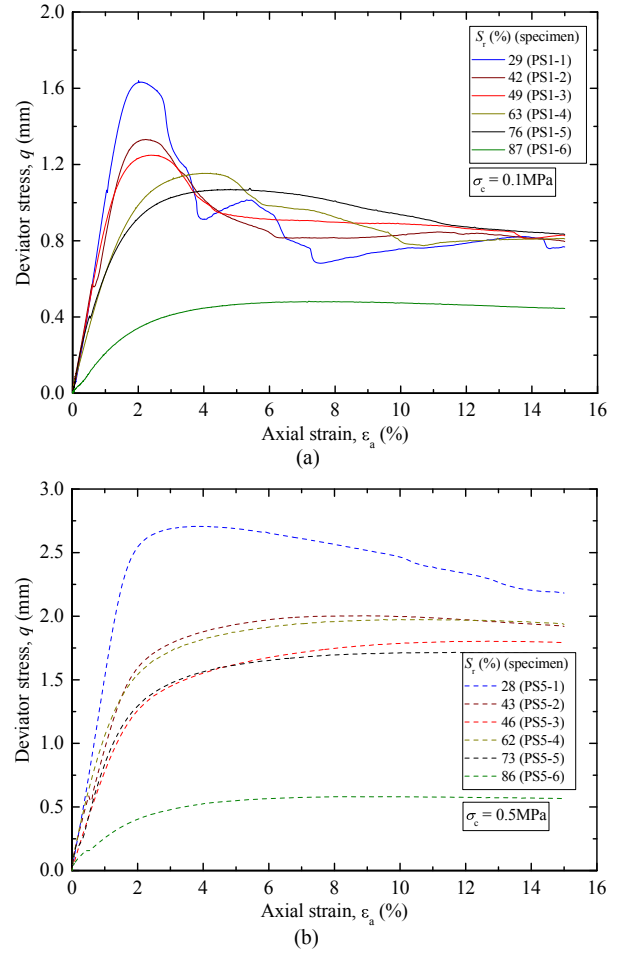


Fig. 6 Stress-strain relationships under (a) 0.1 and (b) 0.5 MPa of confining pressure respectively (S_r is degree of saturation)

Figs. 7a and 7b show the volumetric behaviour of the specimens subjected to 0.1 and 0.5 MPa of confining pressure respectively. In Figs. 7a and 7b, positive values of ε_{vol} indicate the compression behaviour while negative values of ε_{vol} indicate the expansion behaviour of the specimens. The specimens of initial moisture content of bentonite (i.e., PS1-1 and PS5-1 specimens) exhibit compression in pre-failure state followed by expansion in post-failure state independently of the confining pressure. As shown in Fig. 7a, the specimens start to yield less expansion in post-failure state with increasing degree of saturation under a small confining pressure (i.e., 0.1 MPa). As shown in Fig. 7b, under a high confining pressure (i.e., 0.5 MPa), all the specimens apart from the specimen of the initial moisture content (of bentonite) exhibit compression behaviour. It was also observed that the specimens of high water contents (i.e., except PS5-1 and PS5-2 specimens) continue to exhibit compression in post-failure state too. The compression decreases with the degree of saturation. The results hence

suggest that a sand-bentonite buffer material reduces its volumetric expansion in residual strength state with time under a small confining pressure (assuming that the buffer material is subjected to continuous water flow during its operation).

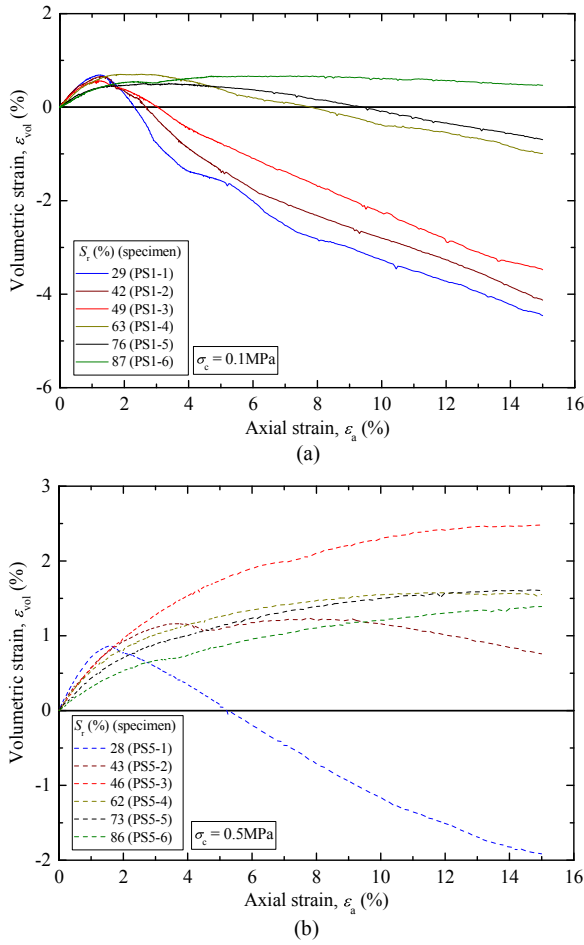


Fig. 7 Volumetric behaviour of the specimens under (a) 0.1 and (b) 0.5 MPa of confining pressure respectively (S_r is degree of saturation)

Fig. 8 shows a typical Mohr circle and its failure envelope. In case of the specimens with strain-hardening behaviour, the maximum stresses (i.e., axial and lateral stresses) either at the end of the testing (i.e., $\epsilon_a = 15\%$; ϵ_a is axial strain) or near it were considered to draw the Mohr stress circles. Fig. 9 shows the variation of strength parameters of the specimens with the degree of saturation. The degree of saturation given in Fig. 9 is the average of the two identical specimens tested under 0.1 and 0.5 MPa of confining pressure. The results indicate that, on average both cohesion and friction angle reduce with the degree of saturation. However, undrained cohesion remains unchanged during early saturation (i.e., up to 48% of S_r ; S_r is degree of saturation). In contrast, undrained friction angle decreases with the early saturation, and then indicates a slight increase at 62% of S_r followed by continuous reduction. The results of friction angle indicates that a high as 35 degree friction angle of sand-bentonite buffer material at the construction state reduces

to low as 6 degree at the quasi-saturation state. In comparison, the reduction of cohesion of the buffer material is not as high as friction angle since it reduces only from 0.36 MPa to 0.20 MPa from the construction state to quasi-saturation state (see Fig. 9). In a previous study, Cho et al. (2002) also reported that unconfined compressive strength of Kungel-VI bentonite decreases with water content, which agrees well with the findings of this study.

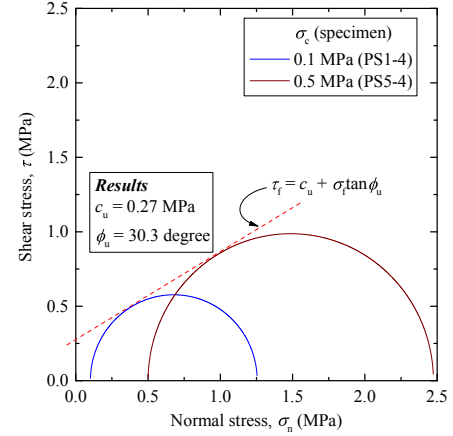


Fig. 8 A typical Mohr circle and its failure envelope ($S_r = 62.6\%$; S_r is degree of saturation and σ_c is confining pressure)

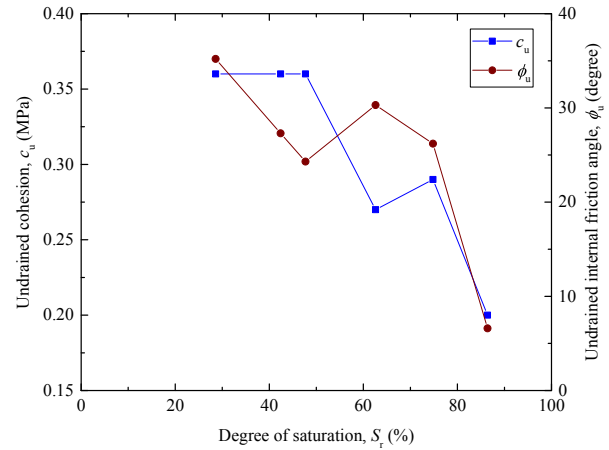


Fig. 9 The variation of undrained cohesion and internal friction angle with the degree of saturation

4. Conclusions

The strength and volume change behaviour of sand-bentonite buffer material of nuclear waste repositories were investigated by unconsolidated undrained (UU) triaxial compression tests. The specimens were prepared with various degree of saturation to understand the behaviour of buffer materials after the operation of a nuclear waste facility. The following conclusions were drawn from the study.

The specimens exhibit strain-softening behaviour under a small confining pressure (i.e., 0.1 MPa), particularly when they are still in the early saturation (e.g., roughly $50\% < S_r$; S_r is degree of saturation). When the degree of saturation becomes

higher, the specimens start to show strain-hardening behaviour. In contrast, all the specimens apart from the one with its initial moisture content (of bentonite) under a high confining pressure (i.e., 0.5 MPa) exhibit strain-hardening behaviour. The specimens with a higher confining pressure also give higher stresses.

It was also found that the specimens except the ones with initial moisture content (of bentonite) exhibit continuous compression behaviour (both in pre- and post-failure states) under a high confining pressure (i.e., 0.5 MPa). In contrast, the specimens under a small confining pressure (i.e., 0.1 MPa) yield expansion in post-failure state after exhibiting compression in pre-failure state. The magnitude of the final expansive strain is greatly influenced by the degree of saturation, with the natural sand-bentonite specimen (i.e., which has the initial moisture content of bentonite) yielding the maximum values while the specimen near to its quasi-saturation state showing the smallest value.

The strength properties are influenced largely by the degree of saturation, particularly when the specimens near the quasi-saturation state. The undrained friction angle decreases with the degree of saturation, particularly indicating noticeable reduction near the quasi-saturation state. The undrained cohesion remains unchanged at early saturation, then start to decrease with the degree of saturation. It was also observed that the confined compressive strength increases with the confining pressure.

Reference

1. Agus, S.S., Schanz, T. and Fredlund, D.G.: Measurements of suction versus water content for bentonite-sand mixtures, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 47, No. 5, pp. 583-594, 2010.
2. Cho, W.-J., Lee, J.-O. and Kang, C.-H.: A compilation and evaluation of thermal and mechanical properties of bentonite-based buffer materials for a high level waste repository, *Journal of the Korean Nuclear Society*, Vol. 34, No. 1, pp. 90-103, 2002.
3. JGS 0521: Method for unconsolidated-undrained triaxial compression test on soils, Japanese Geotechnical Society (JGS) Standard, Tokyo, Japan, 2009.
4. Kodaka, T. and Teramoto, Y.: Shear failure behavior of compacted bentonite, *Proc. International Symposium on Prediction and Simulation Methods for Geohazard Mitigation*, Kyoto, Japan, pp. 331-337, 2009.
5. Komine, H. and Ogata, N.: Experimental study on swelling characteristics of sand-bentonite mixture for nuclear waste disposal, *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 2, pp. 83-97, 1999.
6. Komine, H. and Ogata, N.: Predicting swelling characteristics of bentonite, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 8, pp. 818-829, 2004.
7. Mitachi, T.: Mechanical behavior of bentonite-sand mixtures as buffer materials, *Soils and Foundations*, Vol. 48, No. 3, pp. 363-374, 2008.
8. Schanz, T., Arifin, Y.F., Khan, M.I. and Agus, S.S.: Time effects on total suction of bentonites, *Soils and Foundations*, Vol. 50, No. 2, pp. 195-202, 2010.
9. Ye, W.M., Borrell, N.C., Zhu, J.Y., Chen, B. and Chen, Y.B.: Advances on the investigation of the hydraulic behavior of compacted GMZ bentonite, *Engineering Geology*, Vol. 169, pp. 41-49, 2014.
10. Wang, Q., Tang, A.M., Cui, Y.-J., Gelage, P. and Gatmiri, B.: Experimental study on the swelling behaviour of bentonite/claystone mixture, *Engineering Geology*, Vol. 124, pp. 59-66, 2012.

砂質地盤におけるサクションアンカーの把駐力に関する検討 Centrifuge Experiments on Holding Capacity of Suction Anchors in Loose Sandy Deposits

北 勝利¹, 宇都宮智昭², 関田欣治³

1 東海大学・海洋学部環境社会学科・kita@scc.u-tokai.ac.jp

2 九州大学大学院・工学研究院海洋システム工学部門

3 (株)海洋河川技術研究所

概 要

浮体式洋上風力発電の係留基礎としてサクションアンカーに注目し、日本近海での利用を念頭に砂質土地盤における把駐特性について遠心模型実験による検討を行った。実験では、8号砂または水深約100mの海底表面より採取した砂質土で形成したゆる詰め水平地盤中に下面開端の円筒形アンカーを設置し、20G遠心力場でアンカー側面に連結したワイヤーを低仰角斜め上方に一定速度で牽引し、ワイヤー張力とアンカー変位を計測した。実験における把駐力(ワイヤー最大張力)を、砂質地盤を念頭に完全排水条件における有限要素解析より構築されたDeng and Carterによる把駐力評価法などによる計算結果と比較した。把駐力計算では、模型地盤作成時に遠心力場で計測したミニチュアコーン貫入抵抗を基に評価した内部摩擦角を用いた。Deng and Carter法による評価値に対し実験による把駐力は1.6倍程度大きな値となった。

キーワード：サクションアンカー，浮体係留，把駐力，遠心模型実験，海底土

1. はじめに

再生可能エネルギーの中で浮体式洋上風力は日本において高い導入ポテンシャルを有しており、今後長崎や福島沖などの先導的プロジェクトに続く活発な導入・展開が期待される。日本における浮体式洋上風力プラットホームの係留アンカーとしては、これまでドラッグ(引きずり式)アンカーが多く採用されている。一方サクションアンカーは、海外の海底油ガス田掘削基地の係留基礎として実績が多く、大水深域での施工性に優れるとともに、ドラッグアンカーと比較して設置精度や地盤工学的設計枠組の適用性の点で有利である。日本近海において洋上風力発電の適地として考えられる離岸距離100km以内かつ水深500m以下の地域では泥質～砂質土地盤が広く分布しており¹⁾、これらの土質におけるサクションアンカーの適用性を検証する必要がある。

著者らはこれまでに、ゆる詰め砂質地盤におけるサクションアンカーの把駐特性に関して、牽引方向が鉛直または仰角が比較的大きいケースについて遠心模型実験より検討してきた²⁾。本報告では、根入/直径比が小さく、仰角が11～14度の水平に近い牽引方向で、地盤材料として細粒砂及び海底表層砂を用いた把駐力実験を実施し、Deng and Carter³⁾法による把駐力計算結果などと比較した。

2. 実験概要

2.1 実験手順とアンカー模型、地盤材料

実験の手順は次のとおりである。内寸で幅510mm、奥行200mmの矩形断面土槽内の脱気水(実験ケース2のみ脱気メトロース水溶液)中に、土槽上面より気乾砂試料を地盤面高さが所定位置に達するまで落下堆積させた後、脱気及び20G遠心力場で自重圧密することによりゆる詰め飽和水平地盤模型を作成した。遠心力場においてミニチュアコーン貫入試験(コーン底部直径10mm、貫入速度1.1mm/s)を実施後、アンカーを鉛直ガイドロッド先端に固定し、アンカー上面蓋の排水口を開放した状態で、自重で沈下させた後に所定貫入深さまで人力で押し込んだ。アンカー上面蓋の排水口を閉塞した後、アンカーをガイドロッドから取り外しアンカー上部に姿勢計測用のターゲットフレームを取り付けるとともに、アンカー側面に結節したワイヤーを滑車を介して電動アクチュエータに繋げ、20G遠心力場において定速度で牽引した。牽引実験の概要を図1に示す。牽引実験における計測項目は、ターゲットフレームの水平・鉛直変位と傾斜角、ワイヤー牽引量、ワイヤー張力、及びアンカー天端内部(図1中P1)、背面中腹部(P2)、側面下端部(P3)での(間隙)水圧である。

アンカー模型を図2に示す。アンカー模型は胴体部外径76mm、肉厚1.5mm、高さ72mmの下端開口の円筒で、前

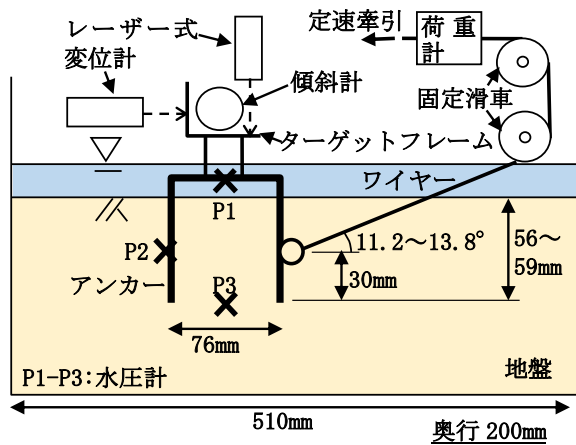


図1 実験概要

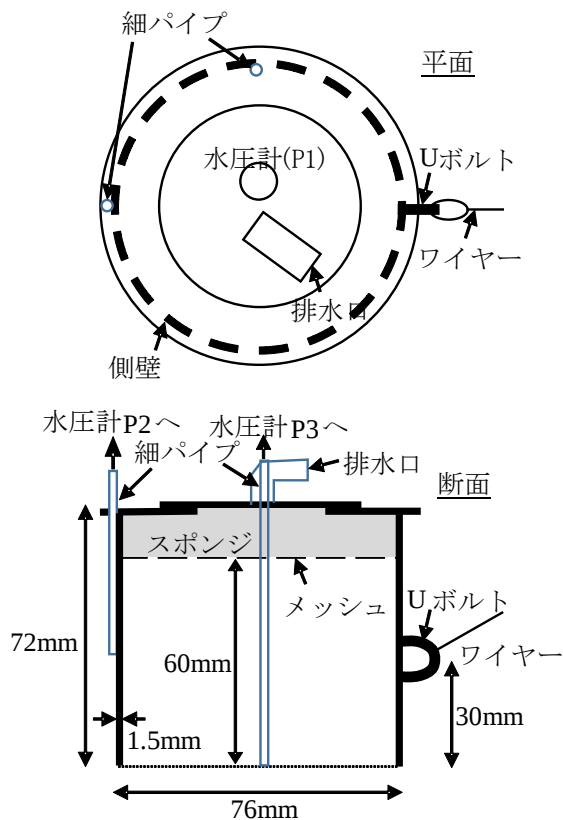


図2 アンカー模型

面中腹に牽引ワイヤーを結束するための U ボルトが取り付けられている。内部はステンレスメッシュで上下に分かれ、上部にはサクシオンを用いた沈設の際に土粒子を捕捉するためのスポンジフィルターを収納する(本実験ではサクシオンによる沈設は行わない)。アンカー背面には中腹部まで、また側面内側には下端部までそれぞれ細パイプが固定されている。これら細パイプの上端はチューブを介して水圧センサにつながっている。上面蓋には水圧センサとアンカー内部水の排水口が取り付けられている。

2.2 実験ケース

本実験では、地盤材料として 8 号珪砂(ケース 1, 2, 土粒子密度 2.637g/cm^3)、及び長崎県杵島沖の水深約 100m の

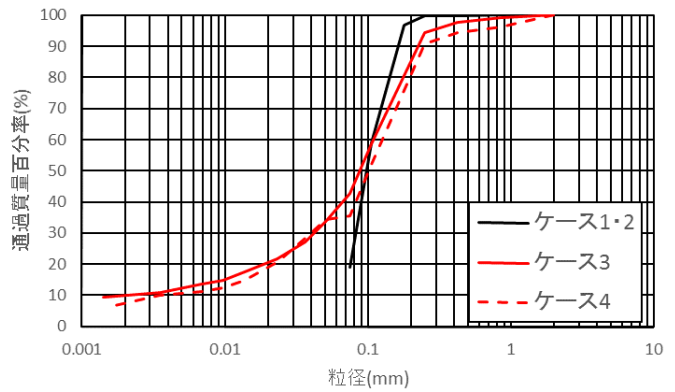


図3 粒度分布

表 1 遠心実験ケースと最大張力(把駐力実験値)

ケース	1	2	3	4
地盤材料	珪砂 8 号		海底表層土	
間隙流体	水	高粘性流体	水	
地盤厚*(mm)	182	182	142	144
地盤間隙比*	1.15	1.19	1.77	1.83
内部摩擦角(°)	35.0	33.3	32.2	32.6
根入(mm)	56	58	59	59
牽引仰角(°)	11.2	12.0	13.8	12.8
牽引速度(mm/s)	0.55	1.9	0.49	1.9
最大張力(N)	222	260	184	179

*地盤厚と間隙比はミニチュアコーン試験実施後の値

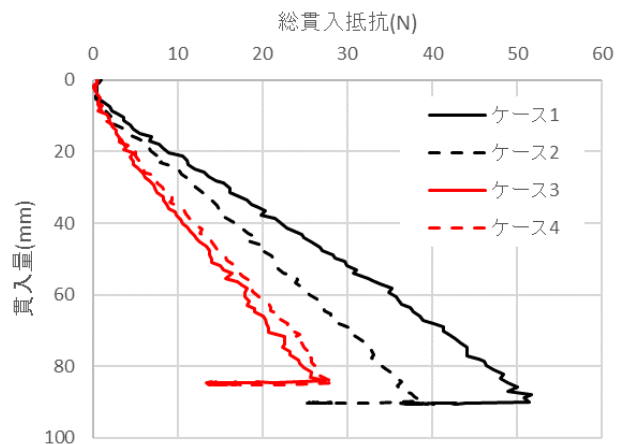


図4 ミニチュアコーン貫入試験結果(貫入抵抗の深度分布)

海底表層よりスミスマッキンタイヤ採泥器を用いて採取した砂質土(ケース 3, 4, 土粒子密度 2.689g/cm^3)を用いた。これら土試料の粒度分布を図 3 に示す。海底表層砂は、珪砂と比べ粒度分布がなだらかで、細粒分含有率が 40%程度と高くなっている。

実験ケース一覧を表 1 に示す。実験ケース 2, 4 ではケース 1, 3 に比べワイヤー牽引速度が 3.5~3.9 倍となっている。さらにケース 2 では粘性係数が $20\text{mPa}\cdot\text{s}$ の高粘性間隙流体を用いることで、排水性低下すなわち更なる急速牽引の効果を模擬している。なお地盤材料として海底表層砂を用いたケース 3, 4 では、試料不足のため土槽内に金属板を置き底上げた上に地盤を形成している。

模型地盤作成後に 20G 遠心力場において実施した、ミ

ニチュアコーン貫入試験における総貫入抵抗と貫入量の関係を図4に示す。総貫入抵抗は先端抵抗と周面摩擦抵抗の合計値である。ここで、コーン引き抜き時の抵抗力を地盤の周面摩擦のみによるものと考え、貫入途中の周面抵抗と総貫入抵抗の比が引き抜き時抵抗の最大値と貫入時抵抗の最大値の比に等しく一定と仮定して、総貫入抵抗を定率で低減することで先端抵抗 q を評価し、次の Lunne and Christoffersen⁴⁾による式を用いて内部摩擦角 ϕ' を求めた結果を表1に示している。

$$N_q = \frac{q}{\sigma'_{v0}} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \exp\left\{\left(\frac{\pi}{3} + 4\phi'\right) \tan \phi'\right\}$$

ここに、 σ'_{v0} は有効土被り圧である。内部摩擦角を計算するに当たり、支持力係数 N_q は先端コーン底部貫入時点より貫入量最大時点までの平均値を採用した。

3. 実験結果と検討

3.1 実験結果

実験で得られたワイヤー牽引量と張力、アンカー天端内部水圧(P1)、背面中腹部水圧(P2)及び側面下端部水圧(P3)の関係を図5に示す。また牽引前、最大張力の半分張力発現時、最大張力発現時及び姿勢計測終了の4時点におけるアンカー姿勢を図6に示す。なお図5において、水圧センサ P1 はアンカーに固定しており、水圧変動にアンカー鉛直移動に伴う静水圧変化分が含まれる。一方 P2, P3 ではセンサを土槽に固定しており静水圧変化は含まれない。

地盤材料として 8 号珪砂を用いアンカーを緩速牽引した実験ケース 1 におけるワイヤー張力応答に着目すると、牽引量 0 付近より張力が増大し、牽引量 18mm で最大張力 222N に達した後、牽引量の増大とともに張力が微減している。同じ地盤材料で高粘性の間隙流体を使用するとともにアンカーを急速牽引したケース 2 では、牽引量 10mm よりケース 1 と比較して張力が大きくなり、28mm で最大張力 260N に達し、以降漸減するもののケース 1 と比べ大きな張力を維持している。水圧変動に着目すると、ケース 1 では天端直下内部(P1)においてアンカーの鉛直移動(上昇)に起因して牽引量にほぼ比例した水圧変動が生じるとともに、P2, P3 で変動が見られない。一方ケース 2 では P1 ~ P3 の全てにおいて牽引に伴い負圧が顕著に発生している。アンカー背面中腹部(P2)では張力が急増する段階で負圧が急激に発生した後、張力のピーク時点では消散している。一方側面下端部(P3)では、牽引終了まで負圧が継続しており、アンカー下端部付近において緩速牽引の場合と比べ大きな地盤抵抗が維持されていることが推察される。

地盤材料として海底表層砂を用いた実験ケース 3, 4 では、ケース 1, 2 と比較して張力急増時の剛性(牽引量～張力関係の傾き)がやや小さく、急増以降(牽引量で 25mm 程度以降)張力は漸増または安定し、牽引終了まで明確なピークが見られない。またケース 3 と 4 を比較して、牽引速度による張力応答の顕著な差は認められない。水圧変動に

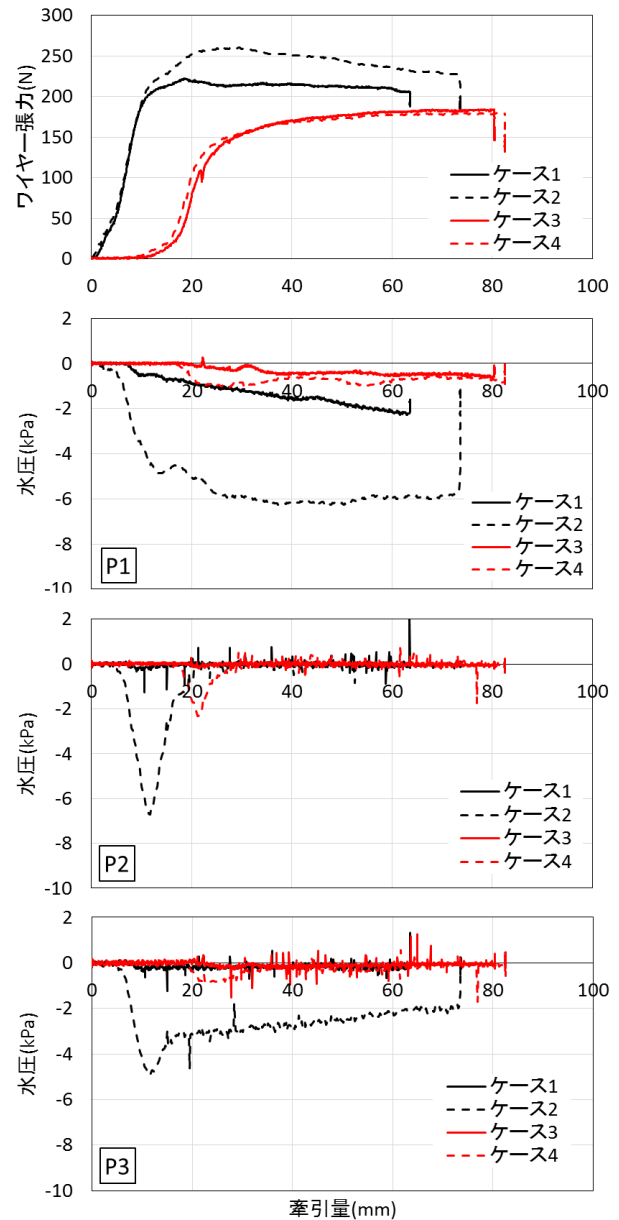


図5 実験結果(ワイヤー張力・水圧～牽引量関係)

着目すると、急速牽引のケース 4 では張力が急増している牽引量 20mm 付近で、背面中腹部(P2)及び側面下端部(P3)において負圧の発生が見られるが、ケース 2 と比べ負圧の絶対値も小さく速やかに消散している。

アンカー姿勢(図6)に注目すると、ケース 1 では直立状態を保ったまま斜め上方に移動しているのに対し、ケース 2～4 では最大張力発現時までに若干後傾している。

3.2 把駐力評価

実験で得られた把駐力(最大張力)を、極限平衡に基づく受働抵抗及び Deng and Carter 法による評価値と比較する。

Reese⁵⁾による剛な杭の水平変位に伴う地盤抵抗評価法を基に地中直立平板の水平移動による受働破壊機構(図7)を設定し、極限平衡法に基づき次の受働抵抗評価式を得た。

$$P = \frac{\gamma L^2}{\sin(\xi - \phi' - \delta)} \left\{ \frac{D}{2} \tan \xi \cos(\xi - \phi') + \frac{L}{3} (\tan \xi)^2 \tan \varepsilon \tan(\xi - \phi') \right. \\ \left. + \frac{KL}{3} \tan \xi (\sin \phi' - \tan \varepsilon \sin(\xi - \phi')) \right\}$$

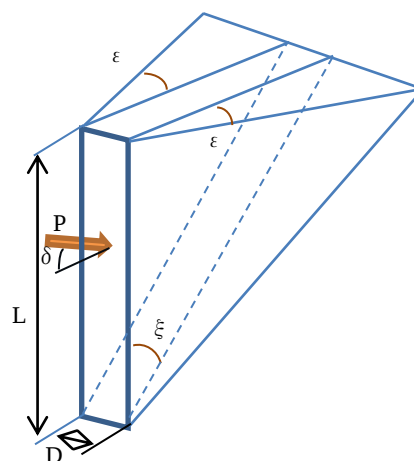
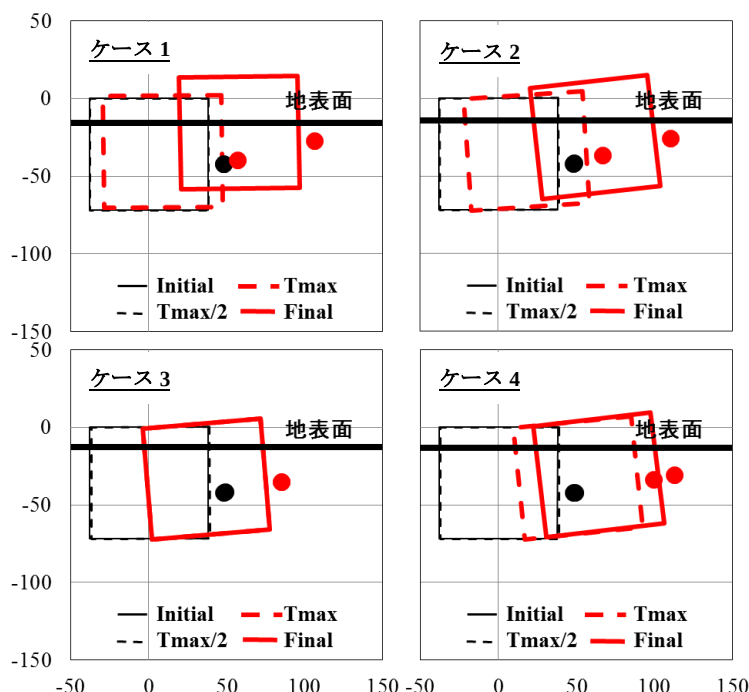


図 7 受働抵抗評価における破壊領域

図 6 実験結果(牽引前, 最大張力の半分時, 最大張力時, 姿勢計測終了時のアンカー姿勢; 図中の●はワイヤー結节点位置を示す)

表 2 把駐抵抗の実験値と計算値

実験ケース	1	3	4
実験による把駐力 $P_E(N)$	222	184	179
受働抵抗の水平成分 $P_{PH}(N)$	145	105	104
Deng and Carter 法による把駐力 $P_{DC}(N)$	140	114	112
P_E/P_{PH}	1.52	1.75	1.72
P_E/P_{DC}	1.59	1.61	1.60

ここに、 P : 受働抵抗力, γ' : 土の有効単位体積重量, L : 根入, D : 土圧受圧面幅(アンカー直径), ξ : 滑り面の傾斜を規定する角度(図 7 参照), ε : 破壊領域の平面的広がりを規定する角度(図 7 参照), ϕ' : 土の内部摩擦角, δ : 壁面摩擦角, K : 破壊領域側面での土圧係数, である。ここでは、ゆる詰め地盤を考慮して $\varepsilon = \phi/2$ とし⁵⁾, 壁面摩擦角 $\delta = \phi'/3$, 土圧係数 $K = \tan^2(\pi/4 - \phi'/2)$ (主働土圧係数)として, ξ を変化させた際の P の極小値を受働抵抗とし, その水平成分を評価した。

Deng and Carter³⁾は、密な砂地盤を想定した完全排水条件での FEM パラメトリック解析結果を整理して、係留策が側面に連結されたサクシオンアンカーの実用的な把駐力評価法を提案した。同法は本来、根入/直径比 $L/D \geq 1$ を適用範囲とするが、砂地盤ではアンカーの設置性より本実験のように $L/D < 1$ の場合も多いと考えられ、この条件での同法の適用性を検討する。なお本計算では、ダイラタンシー角を 5 度、土圧係数を 0.5 としている。

上記 2 法に共通して、アンカー寸法、地盤密度などは実験での実測値を用い、内部摩擦角はミニチュアコーン貫入試験結果より求めた値を採用している(表 1 参照)。

水圧応答で負圧発生が顕著な実験ケース 2 を除く 3 ケースで得られた把駐抵抗(張力最大値)と、受働抵抗の水平成分及び Deng and Carter 法による把駐抵抗の計算結果を表 2 にまとめる。実験による把駐力は、受働抵抗の水平成分に対し 1.5~1.8 倍程度、Deng and Carter 法による評価値の約 1.6 倍となり、2 法の計算結果は安全側の値を与えている。

4. おわりに

根入/直径比 0.74~0.78 のサクシオンアンカーの砂質地盤における低仰角方向牽引実験を行い、受働抵抗評価式及

び Deng and Carter 法による把駐力計算結果と比較したところ、実験で得られた把駐力は計算値に対し 1.5~1.8 倍となり、計算値は安全側の値となった。

謝辞

本研究は、環境省平成 27 年度 CO2 排出削減対策強化誘導型技術開発・実証事業「浮体式洋上風力発電施設における係留コストの低減に関する開発・実証」の一部として行われたものである。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 独立行政法人新エネルギー・産業技術総合開発機構：平成19年度洋上風力発電実証研究 F/S に係る先行調査報告書, pp.21-22, 2008.
- 2) 北 勝利：砂質地盤中のサクシオンアンカーの把駐力特性に関する遠心模型実験, 第27回中部地盤工学シンポジウム論文集, 地盤工学会中部支部, pp.120~123, 2015.
- 3) Deng, W. and Carter, J. P. : Inclined Uplift Capacity of Suction Caissons in Sand, Proc. Offshore Technology Conference, OTC12196, pp.1-12, 2000.
- 4) Lunne, T. and Christoffersen, H. P. : Interpretation of Cone Penetrometer for Offshore 浅い Sands, Proc. Offshore Technology Conference, OTC4464, pp.181-192, 1983.
- 5) Reese, L.C.: Ultimate Resistance Against a Rigid Cylinder Moving Laterally in a Cohesionless Soil, Society of Petroleum Engineers Journal, Vol.2, No.4, pp.355-359, 1962.

高速道路の土工構造物の変状と対策—特定更新等工事—

Deformation analysis and countermeasure of expressway's earthwork structures

- Renewal project -

和地 敬¹, 永田 政司², 藤岡 一頼³

1 高速道路総合技術研究所・道路研究部土工研究室・t.wachi.aa@ri-nexco.co.jp

2 高速道路総合技術研究所・道路研究部土工研究室

3 高速道路総合技術研究所・道路研究部土工研究室

概 要

高速道路の土工構造物は、短時間異常降雨の増加など外的環境の変化などにより、災害の発生リスクが高まっている。東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社（以下「NEXCO」という。）においては、高速道路を長期的に保全する目的で、高速道路の土砂災害の分析および点検結果を分析し、崩壊要因を有する要件などを抽出した。その結果、短時間異常降雨の対策として、「盛土内浸透水の排除」、「のり面排水の見直し」、現在の技術基準に追随していない構造物の対策として「旧タイプグラウンドアンカー」について対策が必要と判断した。これらの要件に該当するのり面については、大規模に補修する方針とした。本報告は、これらの分析・抽出結果および、修繕方法について紹介する。

キーワード：大規模更新等工事、大規模修繕、のり面、盛土、グラウンドアンカー、排水構造物

1. はじめに

NEXCO が管理する高速道路の延長は約 9,000km に達している。また、1 日の利用台数は約 700 万台であり、そのうち大型車の利用台数は 1 日約 200 万台となるなど、経済活動、その他発災時の緊急輸送としての使用等、我が国の生活に欠かすことのできない重要な社会インフラの 1 つとなっている。

1963 年 7 月 16 日に我が国初の高速自動車国道として名神高速道路が開通してから、すでに供用後 30 年以上経過する区間が約 3,700km となっている。経年による構造物の変状の顕在化、大型車交通量の増加や車両重量違反車の通行、凍結防止剤散布量の増加、異常降雨回数の増加、旧基準で設計施工された構造物の変状の顕在化等、高速道路の構造物の使用環境は厳しいものとなっている。

NEXCO ではこれまで点検、点検結果の評価、点検結果の記録、補修計画の策定、補修、補修結果の記録、データの蓄積をおこない、ライフサイクルコストが最小となるような維持管理をおこなってきた。しかしながら、従前の維持管理方法による部分的な補修では、構造物の将来的な健全性が確保できないことが明らかになってきている。

これを受けて、高速道路資産の長期的保全及び更新のあり方について予防保全の観点で考慮にいたれた技術的に見地により基本的な方策を検討するために、NEXCO は「高速道路資産の長期保全および更新のあり方に関する技術

検討委員会（委員長：藤野陽三 東京大学大学院工学系研究科特任教授）（以下「長期保全等検討委員会」という）を 2012 年 11 月に設置した。高速道路資産の適切な維持管理・更新のあり方について検討をし、2014 年 1 月に最終報告書を公表した¹⁾。

本稿では、長期保全等検討委員会において検討された内容の一部である、土砂災害および点検結果を分析し、崩壊要因を有する要件を抽出した結果を紹介する。併せて、降雨対策として必要と判断した、「盛土内浸透水の排除」、「のり面排水の見直し」、また、現在の技術基準に追随していない構造物の対策として必要と判断した「旧タイプグラウンドアンカー」の修繕方法についても紹介する。

2. 高速道路の現状と課題

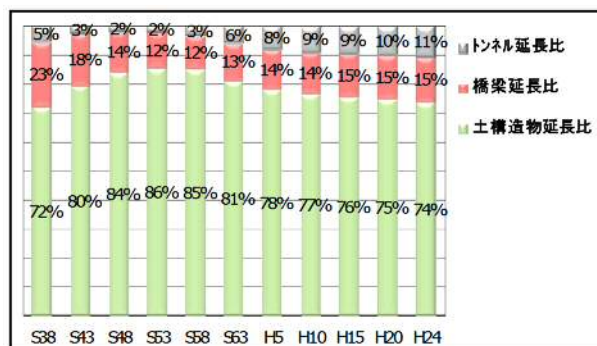
2.1 高速道路の現状

図 1 に示すように、NEXCO が管理する高速道路の土工構造物の延長比は平成 24 年時点では約 7 割(6,000km)を占め、他の構造物と比較して多い。したがって、降雨などの外的作用に対するリスクは高いといえる。

2.2 高速道路資産（土工構造物）の変状状況

図 2 に平成 8 年度と平成 18 年度の道路防災点検の平成「カルテ対応箇所」と「要対策箇所」を合わせた箇所数を示す。道路のり面等においては、カルテ対応箇所以上の箇所

所数は、10 年間で約 2 倍に増加しており、今後の点検においても上記箇所は増加すると予想される。



※高速自動車国道のみ

図1 構造物延長比率

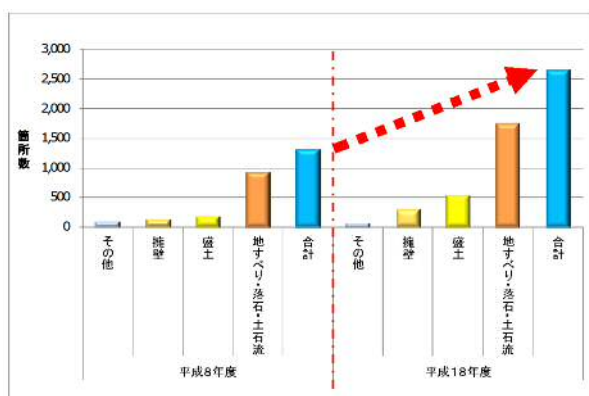


図2 「カルテ対応箇所+要対策箇所」の箇所数

2.3 高速道路土構造物の課題

長期保全等検討委員会での検討にあたり、構造物の変状発生要因として考えられる事象について土工構造物に係るものを以下に示す。

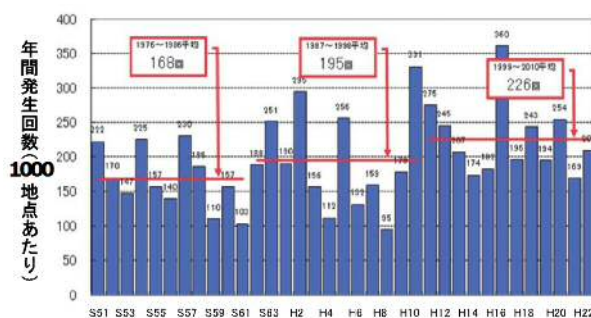
2.3.1 外的環境の変化に伴う変状

図3に、アメダスで観測された1時間降水量（毎正時における前1時間降水量）50mm以上の短時間強雨の発生回数を年ごとに集計し、集計値を1,000地点あたりの回数に換算した値の年ごとの変化を示す。図に示すように10年単位でみるとあきらかに50mm以上の降雨の年間発生回数は増加傾向である。図4に、高速道路における年間災害発生件数と図3の1時間降雨量50mm以上の年間発生回数を同じ年で比較したものを示すと、短時間異常降雨の多い年は、高速道路の災害も多く発生していることが解った。今後、異常降雨は増加すると予想されることから、降雨に起因する災害の発生リスクも高くなることが懸念される。

2.3.2 設計・施工基準類の変遷に伴う変状

旧基準で設計施工された構造物が、経年による変状が顕在化してきている。土工構造物でいえば、切土のり面におけるグラウンドアンカーの変状が代表される。

ここで言う旧基準とは、グラウンドアンカーの防食性能



出典：気候変動監視レポート2010_気象庁

図3 1時間降水量50mm以上の年間発生回数

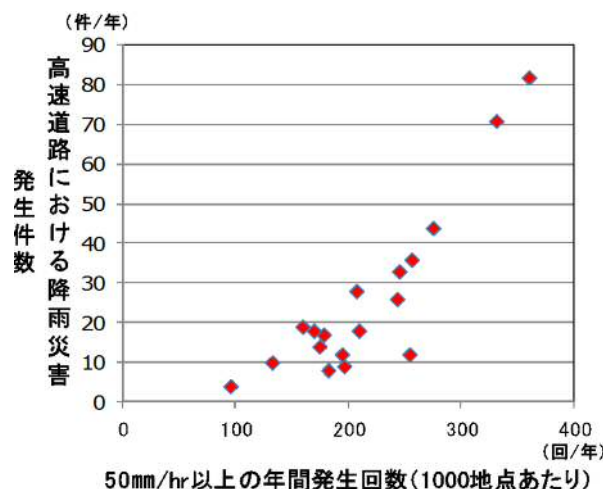


図4 1時間降水量50mm以上の年間発生回数及び

降雨災害発生件数

を向上させるために、1992年にNEXCOが制定した「グラウンドアンカー設計施工指針」以前の基準のことである。この基準でグラウンドアンカーの防食性能の向上が図られたため、この基準以前のグラウンドアンカーは防食性能が低く、このグラウンドアンカーを有しているのり面は、今後、変状が生じる可能性があるといえる。

3. 変状発生要因の整理

3.1 災害事例からの分析

降雨等による変状事例から盛土、切土、自然斜面など構造型態別に分析を行った。対象とした期間は、1993年～2004年であり、データ数は、2,360件である。図5に構造型態ごとの被災件数の内訳、図6に構造型態ごとの1件あたりの被災土量を示す。図5より、被災件数は盛土、切土が全体の約90%を占めることがわかる。図6より、区域外自然斜面等は、1件あたりの被災土量が多く、一旦、被災したら高速道路への影響が大きいと考えられる。

切土と盛土の被災件数が多いことから、延長あたりの被災件数と土量より、災害発生リスクの分析を行った。

切土と盛土の延長あたりの被災件数を図7に、延長あたりの被災土量を図8に示す。延長あたりの被災件数と被災土量ともに、切土が多く、災害発生リスクが高いといえる。

切土部と盛土部の被災時の規模を把握するために、切土部の盛土部の1回あたりの被災規模を超大規模、大規模、

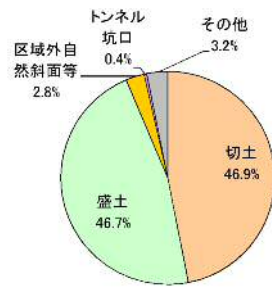


図5 構造形態ごとの被災件数の内訳

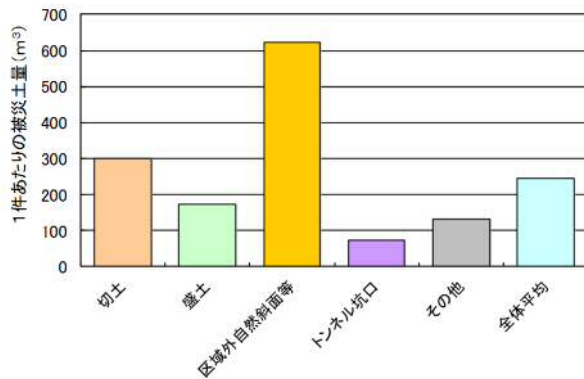


図6 構造形態ごとの1件あたりの被災土量

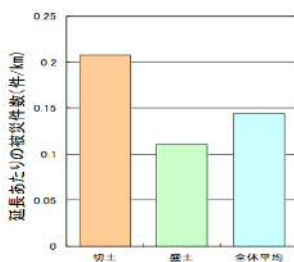


図7 延長あたりの被災件数

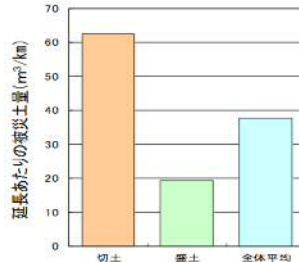


図8 延長あたりの被災土量

中規模、小規模と分類しそれぞれの割合を切土部について図9に、盛土部について図10に示す。切土部・盛土部ともに、約80%以上の被災規模が、小規模と中規模で占められている。これらの被災規模は1,000m³以下であり、この大規模以上の災害を崩壊対策箇所（大規模修繕対象箇所）に選定することが望ましいといえる。崩壊による交通への影響について、本線への影響の有無と内訳を図11に示す。崩壊の約80%以上は車線に影響が無い程度であり、

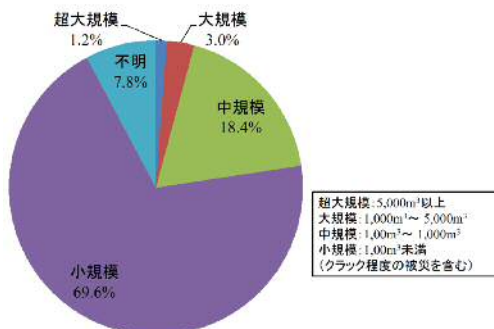


図9 切土部の被災規模ごとの内訳

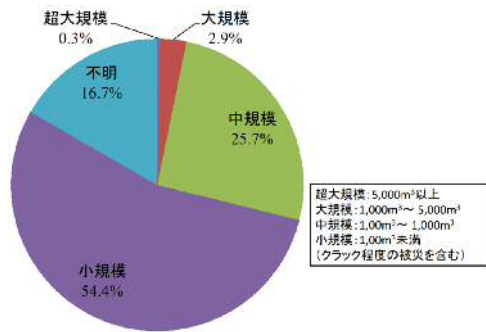


図10 盛土部の被災規模ごとの内訳

前述の中規模以下の崩壊は、車線に直接影響を及ぼす頻度は少ないことが想像される。また、構造形態ごとの車線への影響の有無の割合を図12に示す。切土、区域外自然斜面等については、災害が発生した時に、約30%以上の割合で車線への影響があり、切土、区域外自然斜面等においては、発災時の車線への影響が高いといえる。

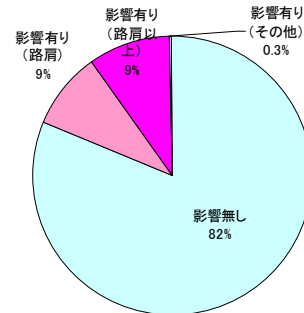


図11 崩壊による本線への影響の有無

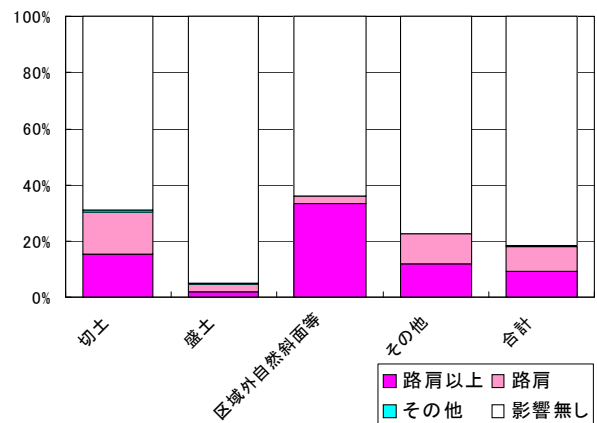


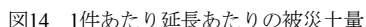
図12 構造物形態ごとの本線への影響の割合

以上の変状分析から、盛土、切土について災害発生件数が多く、発災時の影響が大きいとして分析が必要とした。ただし、切土部に関しては、地山の風化特性、風化の進行具合、降雨浸透特性など要因が複雑なため、引き続き調査を行っていくこととし、今後の課題とし、盛土部の詳細な変状分析を実施した。

3.3 盛土

3.3.1 盛土高さ

従って、盛土延長あたりの被災件数と崩壊規模の分析から、3 段以上の盛土は、崩壊に対するリスクが高く事前の対策が必要であると言える。実際に高速道路で盛土が崩壊した事例においても盛土は 3 段以上であることが多く報告されている。



3.3.2 盛土材料

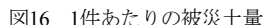
Figure 1: Distribution of 1,000 Construction Materials

Material	Count	Percentage
粘土土	386件	35%
まき土	176件	16%
山砂	153件	14%
泥岩	50件	5%
しらす	39件	4%
雑質土	35件	3%
片岩	21件	2%
砂質土	4件	0%
土砂	2件	0%
その他	221件	21%

Legend:

- 粘土土
- まき土
- 山砂
- 泥岩
- しらす
- 雑質土
- 片岩
- 砂質土
- 土砂
- その他不明等

図15 盛土材料ごとの被災件数



なお、1987 年以降に施工した脆弱岩を用いた盛土は転圧力の高い振動ローラーなどの導入により、沈下対策と盛土内浸透水抑制に配慮した施工がされている。従って、1986 年以前の脆弱岩を材料として用いた盛土については、優先的な対策をする必要がある。

3.4 切土（グラウンドアンカー）

- 20 -

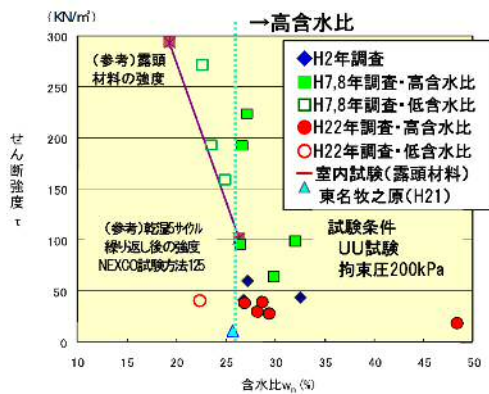


図17 盛土材の含水比とせん断強度の関係

について、2000年と2009年にアンカーの頭部目視調査を実施した結果を基に、健全度をⅠ～Ⅴ段階に区分し、その内訳の変化を整理したものを図18に示す。ここで、防食基準を満足するアンカーを新タイプアンカー、満足しないアンカーを旧タイプアンカーとしている。図より旧タイプアンカーについては、新タイプアンカーと比較して、特に「機能低下」していると判断される評価Ⅲ以上の割合が大きく増加していることから経年により劣化に伴う変状が進行していることが解る。

グラウンドアンカーは切土に対して、複数で機能して抑止効果を発揮ことから、グラウンドアンカーの健全度評価が低下すると切土が崩壊するリスクが増大することが想定される。そのため、旧タイプグラウンドアンカーに対して事前の対策を検討する必要がある。

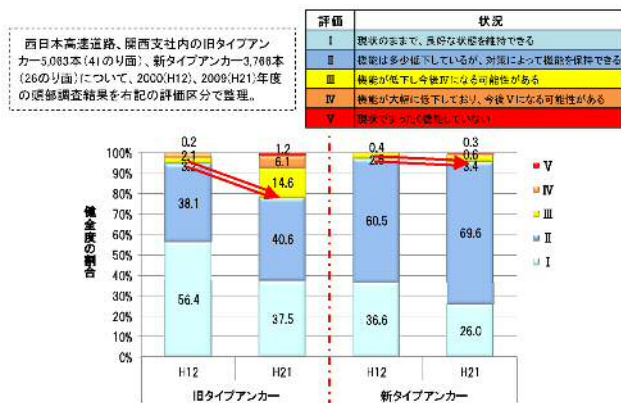


図18 グラウンドアンカーの評価区分と
新旧タイプアンカー健全度評価

3.5 排水構造物

1991年から1998年の豪雨および台風により、のり面災害が発生した10路線326箇所について、排水構造物と崩壊との関連性を盛土部と切土部に分けて分析した。降雨分析の結果、盛土部については図19に示すように、切土部については図20に示すように約半数近くが排水構造物直接関与した崩壊であることが解った。

また、3章で使用した災害データを用い、排水構造物の

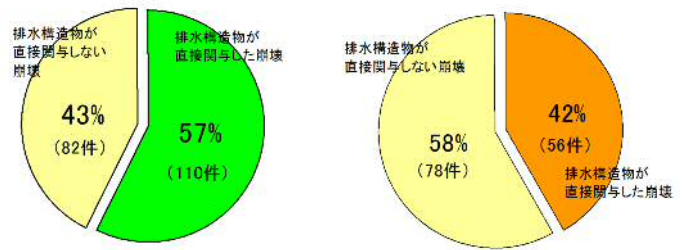
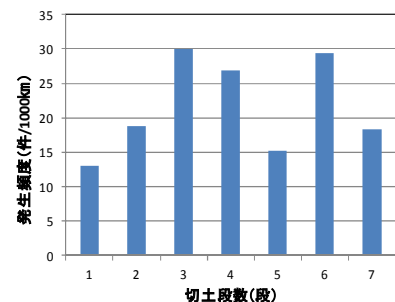
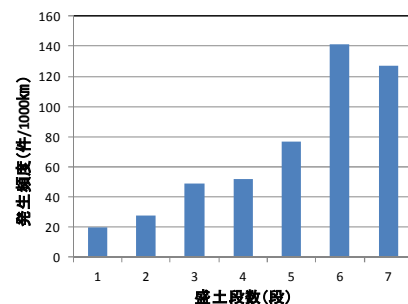


図19 盛土部の降雨災害分析 図20 切土部の降雨災害分析

不備に伴う降雨災害件数をのり面の高さごとののり面延長あたりの発生頻度を図21に整理した。図より3段以上ののり面において被災頻度が高くなり、1段ののり面の約2倍強の被災確率となる。また、切土部に比べ、盛土部の発生頻度が全体的に高い。したがって、3段以上ののり面は、1km当たりの被災件数も多く、特に盛土のり面は被災するリスクが高くなることから、事前対策を検討する必要がある。さらに、設計・施工基準類の変遷に伴い1982年以前は排水計算に基づき排水溝の幅が決定されていたため、排水溝幅が0.3m未満の排水溝が存在している。小断面の排水溝は枯葉等の堆積により通水阻害を起こしやすい。このため、1983年以降は排水溝幅を0.3m以上と規定しているが、これ以前の排水溝は降雨災害の発生リスクが高いと考えられ事前対策を検討する必要がある。



a) 切土部



b) 盛土部

図21 排水構造物の不備による災害発生頻度の傾向

3.6 分析結果のまとめ

以上より、盛土、切土、排水構造物の変状分析の結果をまとめると次のとおりである。

a)盛土

- ・粘性土、まさ土、山砂、泥岩、しらすを用いた盛土は、被害件数が多い
- ・泥岩、まさ土、しらすを用いた盛土では、1件当たりの被災土量が多い
- ・3段以上の盛土については、1km当たりの被災件数も多く、崩壊規模が大きい
- ・盛土に関する基準類の変遷から1986年以前は、脆弱岩盛土に対する設計基準及び施工基準がない

b)切土

- ・グラウンドアンカーの基準類の変遷から1991年以前の旧タイプアンカーは、防食機能が不十分であり腐食による変状が発生

c)排水構造物

- ・のり面崩壊の半数は排水構造物が直接関与した崩壊である
- ・排水の不備によるのり面災害は3段以上ののり面で発生頻度が高い
- ・排水構造物の設計基準の変遷から、1982年以前は、小断面の排水溝を使用しており、排水能力が低い

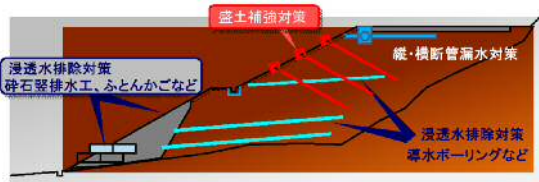


図22 盛土のり面大規模修繕対策のイメージ



図23 砕石堅排水工とふとんかごを併用した対策

4. 大規模修繕と対策

4.1 盛土

変状分析結果を受けて、対策が必要としたのり面に対して、盛土内浸透水排除対策、盛土補強対策、横断管路漏水対策を標準とした。図22に対策工のイメージを示す。対策工の1つである、盛土内浸透水排除対策については、砕石堅排水工²⁾、ふとんかご、排水パイプ工、導水ボーリング工を想定しており、変状分析結果を受けて対象としたのり面に対しては必ず実施することとした。砕石堅排水工とふとんかごを併用したのり面対策の施工イメージを図23に示す。

4.2 切土（グラウンドアンカー）

切土（グラウンドアンカー）の対策工法は対策が必要としたのり面に対して、図24の選定フローに従い対策工を決定することを標準とした。新タイプアンカーによる増し打ちアンカーによる対策については、他の工法に拠ることができない場合に選択する工法とした。

4.3 排水構造物

排水構造物の対策工法は、小段排水が0.3mに満たないものについては、排水溝取替または、シールコンクリートの施工をすることとした。のり面段数が3段以上の切土部、盛土部については、縦排水溝と小段排水溝の合流する集水ますの溢水対策については、減水工を設置する対策が有効である³⁾という既往の結果を用いた対策と、溢水防止壁の設置による溢水対策を実施することとした。

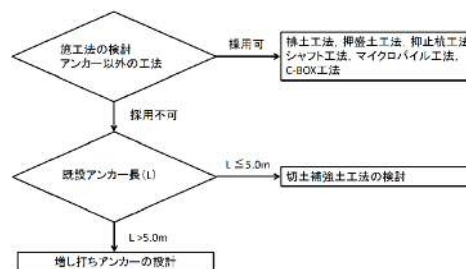


図24 切土のり面对策工法選定フロー

5. まとめ

以上のように、長期保全等検討委員会での検討と整理を踏まえて公表された内容について、盛土、切土、排水構造物に的を絞って被災要因や変状のデータから分析結果をとりまとめた。また、分析結果から大規模修繕が必要である対象となるのり面について、各土工構造物の対策工法をとりまとめた。土工構造物の大規模修繕については、NEXCOで今後、調査、設計、施工を進めていく予定であるが、その中で得られた知見を、先に続く大規模修繕にフィードバックし、より合理的、効果的な対策としていく所存である。

参考文献

- 1) 高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会報告書、2014.1
- 2) 長尾和之、安井敏洋、天野淨行、鈴木雄吾、安部哲生：砕石堅排水工による既設高速道路盛土内浸入水の排除効果、第49回地盤工学会研究発表会、2014.
- 3) 永田政司、藤岡一頼、篠田雅男、池永均：盛土のり面の排水合流部における溢水対策について、平成26年度土木学会全国大会第69回年次学術講演会、2014.

変状が見られるのり面におけるアンカー緊張力と温度との関係について (Relationship between load of anchor and temperature on the slope confirmed deformation)

酒井俊典¹，常川善弘²，阪口和之³，磯嶋 治康³，矢野真妃⁴

1 三重大学大学院生物資源学研究科・sakai@bio.mie-u.ac.jp

2 (株)相愛・建設事業部 アセットマネジメント課・tsunekawa@soai-net.co.jp

3 アジア航測(株)・西日本コンサルタント部・kaz.sakagu@ajiko.co.jp

4 (株)オサシ・テクノス・yano@osasi.co.jp

概 要

地すべり挙動によってのり面およびアンカーに変状が見られるアンカーのり面を対象に，アンカーの変状の進行状況について調査を行った結果，日 300mm を超える降雨により地すべり挙動が見られ，これに伴ってアンカー荷重が増加するとともに，アンカーの破断等の変状が進行することが確認された。また，アンカーに荷重計および温度計を設置し，アンカー荷重と温度との関係からアンカーのり面の状況について検討を行った結果，アンカー荷重と温度との決定係数 (R^2) はのり面に変状が見られない期間では高い値を示すものの，のり面に変状が見られる大きな降雨時には大きく低下し，アンカーがのり面変状をとらえるセンサーとしての機能を有していることが明らかとなった。また，両者の R^2 の変化に加え，施工されたアンカーの情報をあわせて考察することで，のり面の深度方向を含めた 3 次元的な地すべり変状状況を推定できる可能性があることが示された。

キーワード：グラウンドアンカー，リフトオフ試験，残存引張り力，荷重計，台風

1. はじめに

グラウンドアンカー工（以下，アンカー）は，アンカーに導入された緊張力により，のり面に施工された多数のアンカーによってのり面の安定を面的に保持する機構を有している。このため，個々のアンカーに作用する緊張力は，背面地山の影響を受けて変化し，アンカーは背面の地山状況を反映するいわゆるセンサーとしての機能も有していると考えられる¹⁾。このため，地すべり挙動等により背面地山に変状等が見られるアンカーが施工されたのり面（以下，アンカーのり面）においては，その変状に応じてアンカー緊張力が変化することが考えられる。本報では，地すべり挙動によってのり面およびアンカーに変状が見られるアンカーのり面を対象に，アンカーの変状状況について調査を行うとともに，のり面に施工されたアンカーに荷重計および温度計を設置し，アンカー荷重と温度との関係からアンカーのり面の状況について検討を行った。

2. 現地状況

本調査地点は，上部に比較的大きな地すべりブロック



写真1 現地のアンカー施工状況

が複数存在するその末端ブロックに位置し，アンカーはその活動を防止のため，3 段のコンクリート擁壁に写真 1 のように各段 1 列で施工されている。施工本数は下段が 23 本，中段が 30 本，上段が 33 本の計 88 本で，使用されているアンカーはスーパーフローテックアンカー（SFL-3），設計アンカー力は 414.5kN，定着時の緊張力は待ち受け効果を期待して設計アンカー力の半分程度の 161kN から 220kN となっている。現地では，平成 23 年 9 月の台風 12

号による豪雨後に写真 2 に示すような U 字水路の変状、かご枠の変形、吹きつけコンクリートの亀裂等の変状が、施工された擁壁の中央から南側の領域において明瞭に確認された。また、平成 24 年 9 月に実施した調査において、下段中央付近の A1-13 アンカーにおいて、アンカーテンドンは 3 本とも存在するものの、写真 3 に示すような頭部キャップの割れ、および支圧板の回転が確認された。本地



写真 2 のり面の変状状況



写真 3 A1-13 アンカーの状況

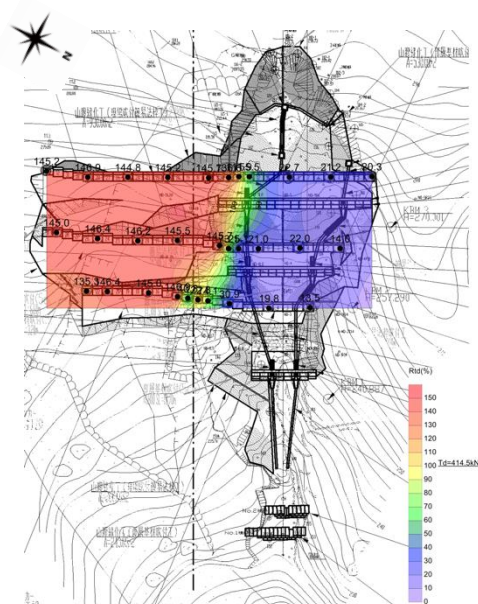


図 1 残存引張り力分布図

点において平成 25 年 2 月に SAAM システムを用いたリフトオフ試験により、アンカー残存引張り力の面的な分布調査を実施した。その結果を図 1 に示す。残存引張り力の分布状況は、のり面に変状の見られる中央から南側領域のアンカーにおいて、アンカーの降伏引張り力(T_{ys})の 90% を載荷してもリフトオフが確認出来ない破断の危険性が高い過緊張状態となっていることが確認された²⁾。また変状が見られた A1-13 においては、169kN 程度の残存引張り力でリフトオフが確認された。

本地点において、のり面の変状とアンカー荷重変化との関係を調べるため、図 2 に示す各段中央付近に位置する A1-11、A2-12、A3-14、および下段南側端部の A1-23 の 4 箇所のアンカーに荷重計および温度計を設置し、1 時間毎の測定を行った。なお、温度計の設置にあたっては、アンカー荷重と温度との相関において、高い相関が認められる荷重計に設置を行った。また、現地では上段中央付近に雨量計を設置し、1 時間毎の雨量観測も行っている。

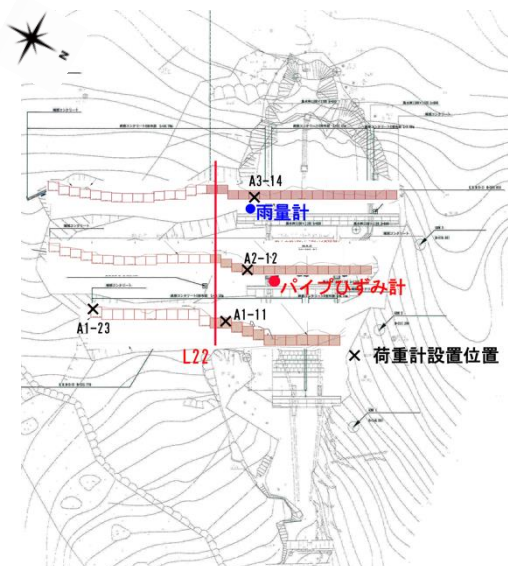


図 2 調査地点付近の平面図

3. アンカーの変状進行状況

現地では、施工された擁壁の中央から南側の過緊張領域のアンカーにおいて、写真 4 に示すように頭部キャップの割れ・落下、テンドンの飛出し等の変状が進行し、一部のアンカーにおいてはテンドンが数十 m 以上飛翔していることが確認される。表 1 は、調査当初の 2012 年 9 月から 2015 年 11 月まで実施した 7 回の現地確認において、変状が確認されたアンカーの増加状況を示したものである。図 3 は 2012 年 9 月からの近隣アメダスにおける日降水量と現地調査日を示したものである。また、図 4 に変状が確認されたアンカーの位置を示す。2013 年 12 月 3 日まで変状の見られるアンカーは、当初確認された A1-13 アンカー 1 本のみであったが、日降水量 300mm を超える降水量が見られた後の 2014 年 9 月 30 日には、変状の見られるア

ンカーが 6 本に増加し、その後も日降水量が 300mm を超える降雨後に変状の見られるアンカーが増加し、2015 年 8 月 24 日の調査時には、過緊張領域において変状の見られるアンカー数が 20 本と大きく増加している。近隣アメダスの日降水量と変状アンカーの発現状況を比べると、2014 年 8 月 9 日の 406.5mm、10 日の 214mm と累積 600mm を超える日降水量が見られた後の 2014 年 9 月 30 日に変状の見られるアンカー数が 6 本に増加し、また 2015 年 7 月 16 日の 381.5mm、17 日の 171.5mm と累積 550mm を超える日降水量が見られた後の 2015 年 8 月 24 日には変状が見られるアンカーが 20 本に大きく増加している。この結果、日降水量が 300mm を超えるような大きな降雨を経験することで変状の見られるアンカーが増加することが考えられる。



a) アンカーの状況



b) アンカーの飛翔状況

写真 4 アンカーの変状状況

表 1 変状アンカーの発現状況

アンカーNo.	確認年月日						
	2012/9/14	2013/2/19	2013/12/3	2014/9/30	2014/12/15	2015/8/24	2015/11/7
A1-13	○	→	→	→	→	→	→
A1-14						○	○
A1-16						○	○
A1-17						○	○
A1-18						○	○
A1-19						○	○
A1-22						○	○
A2-17				○	○	○	○
A2-18				○	○	○	○
A2-21				○	○	○	○
A2-22				○	○	○	○
A2-29				○	○	○	○
A2-30				○	○	○	○
A3-17						○	○
A3-20						○	○
A3-21						○	○
A3-23						○	○
A3-24						○	○
A3-26						○	○
A3-27				○	○	○	○
A3-28				○	○	○	○
A3-29				○	○	○	○
A3-30				○	○	○	○
計	1	1	1	6	6	20	23

○: 問題アンカー確認

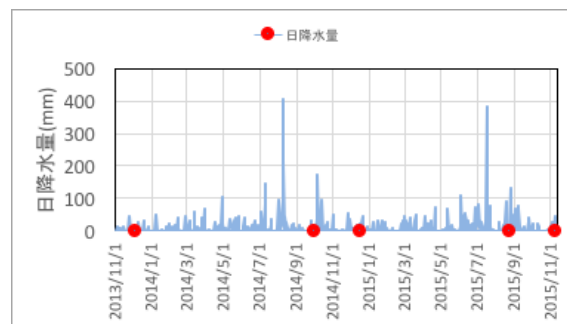


図 3 日降水量と現地確認日
(日降水量は近隣アメダスデータ)

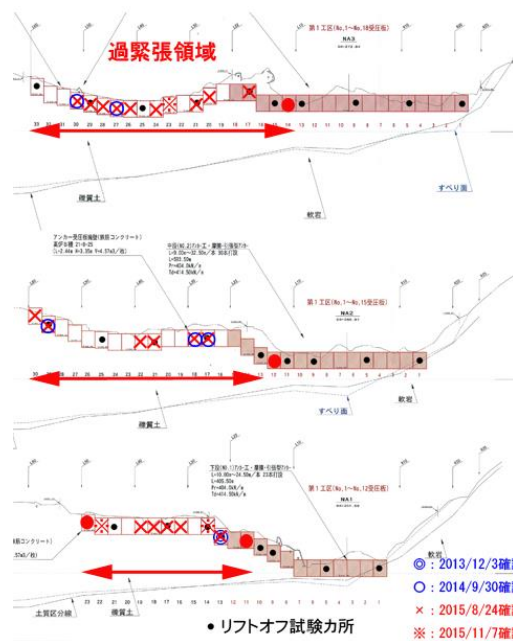


図 4 変状アンカー箇所

4. アンカー荷重と地中変位

現地では、図 1 に示す位置にパイプひずみ計が設置されている。図 5 はこのパイプひずみ計においてひずみ変化が確認されている深度 GL-8.5m におけるひずみ値と日降水量をあわせて示したものである。過緊張領域において変状が確認されたアンカーが 6 本に大きく増加した 2014 年 8 月 8 日から 10 日にかけて累積降水量が 600mm を超え、その降雨後の 8 月 11 日から 8 月 12 日にかけてパイプ

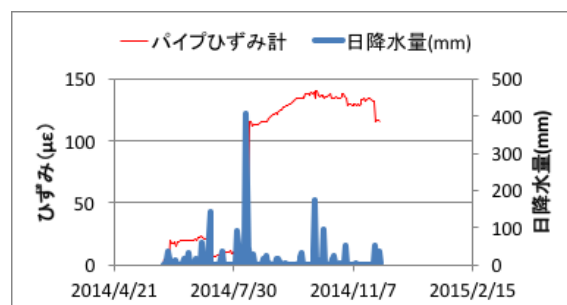


図 5 日降水量とパイプひずみ計(GL-8.5m)

ひずみ計のひずみ値に明瞭な変化が見られ、地すべりの動きがあったものと考えられる。図 6 は、パイプひずみ計に変化が見られた深度 GL-8.5m におけるひずみ値と、パイプひずみ計が設置されている近隣の A3-14 アンカーのアンカー荷重変化を示したものである。パイプひずみ計が変化すると同時にアンカー荷重は増加しており、アンカーが地盤の変状を示すセンサーとしての機能を有していることが伺える。

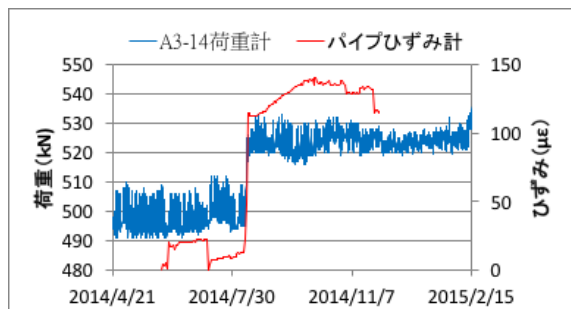


図 6 アンカー荷重とパイプひずみ計(GL-8.5m)

5. アンカー荷重と温度

図 7 は A1-23, A1-11, A2-12, A3-14 の各アンカーに設置した荷重計の荷重値と、調査地点に設置した雨量計の時間降水量を示したものである。問題の見られるアンカーが 6 本から 20 本に大きく増加した 2015 年 8 月 24 日の調査前の 7 月 16 日から 7 月 17 日にかけては、最大時間雨量 39.5mm を含む累積 667mm の降水量が観測され、この降雨の影響により各アンカーの荷重は大きく増加している。ところで、アンカーに作用する荷重を荷重計により計測する場合、変状のない安定したのり面ではアンカー荷重と温度とに高い相関が認められるものの、アンカーあるいはのり面に変状が見られる場合には、温度以外の要因によってアンカー荷重が変化するため両者の相関は大きく低下することが示されている³⁾。図 8 は、各アンカーにおける 2014 年 10 月から 2015 年 10 月までの 1 年間を対象に 1 ヶ月毎のアンカー荷重と温度との関係を示したものである。のり面中央付近の A1-11, A2-13, A3-14 においては、上記の降

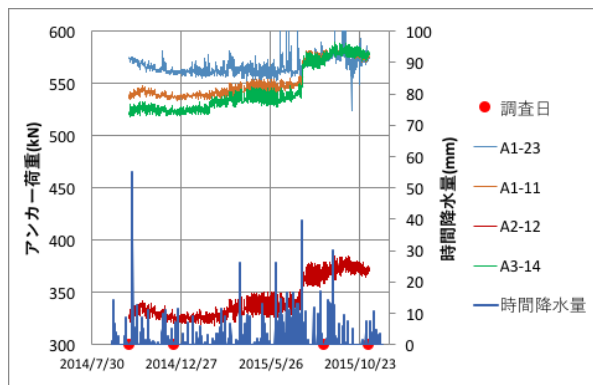
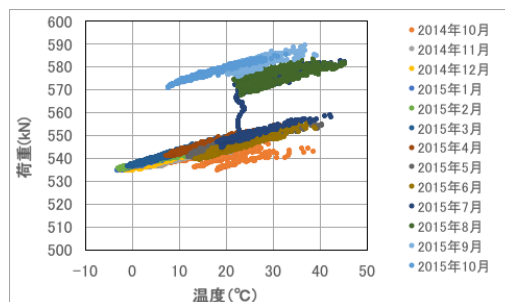
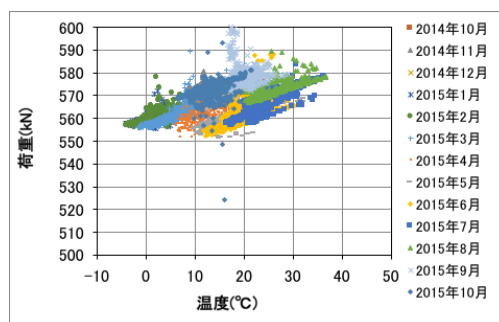


図 7 アンカー荷重変化と時間降水量

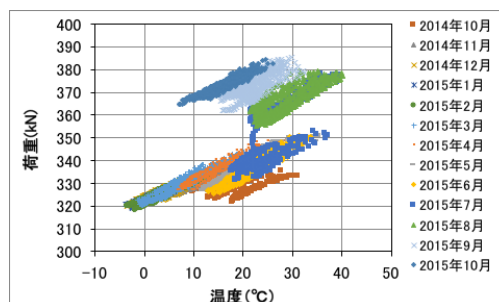
雨が見られた 2015 年 7 月において、両者の相関が明瞭に低下する期間が存在し、この期間にのり面変状が見られたことが推測される。一方、下段南側端部の A1-23 アンカーにおいては、全期間を通じての両者の相関は明瞭に認められない。



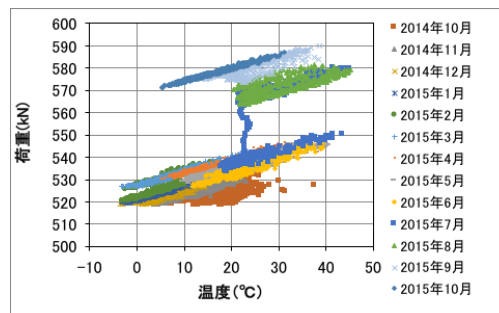
a)A1-11 アンカー



b)A1-23 アンカー



c)A2-12 アンカー



d)A3-14 アンカー

図 8 アンカー荷重と温度との関係

6. アンカー荷重と温度の相関

安定したのり面にはアンカー荷重と温度とに高い相関が見られるのに対して、のり面に変状等が発生しこれ

によりアンカー荷重が変化した場合、両者の相関は大きく低下する。このため、アンカーにおいて両者の相関変化を評価することで、孔内傾斜計やパイプひずみ計と同様、のり面の状況を判断できると考えられる。そこで、本地点において、荷重計を設置した各アンカーを対象にアンカー荷重と温度との相関関係を評価できるシステムの導入を行った。



写真4 パケット通信機

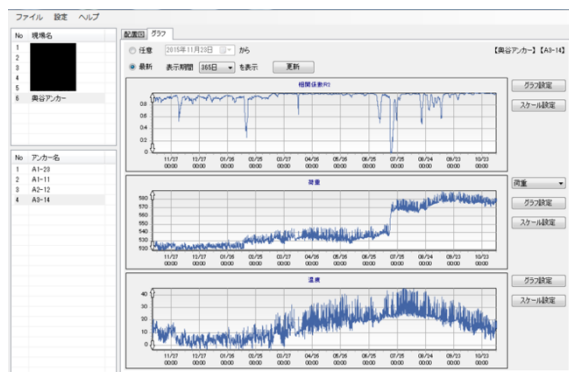
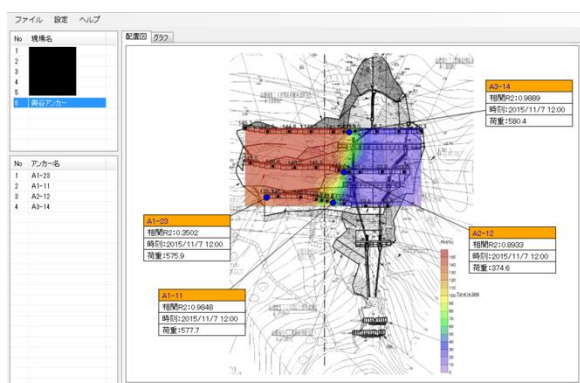
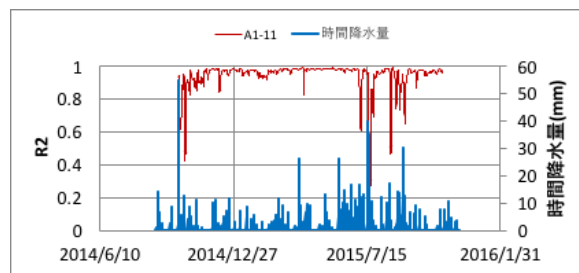


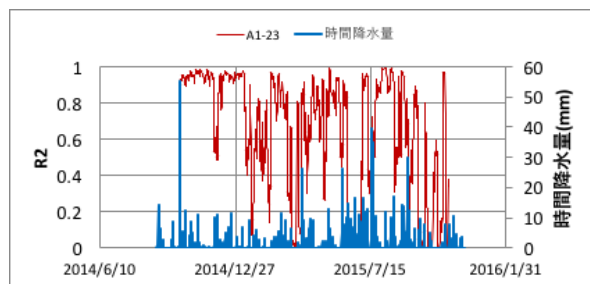
図9 アンカー荷重と温度の相関評価システム画面

このシステムは、アンカー荷重および温度、並びに降水量の計測結果を、写真4に示すパケット通信機を介して1時間毎にデータ転送を行い、この転送されたデータを基に、96時間を対象にアンカー荷重と温度との決定係数（ R^2 ）を求め、その変化を評価することでのり面状況を判断できるシステムとなっている。図9に本システムの出力画面の一例を示す。図10は、下段中央A1-11アンカーおよび南側端部A1-23アンカーにおいて、96時間を対象にアン

カ



a)A1-11 アンカー



b)A1-23 アンカー

図10 アンカー荷重と温度との R^2 と時間降水量

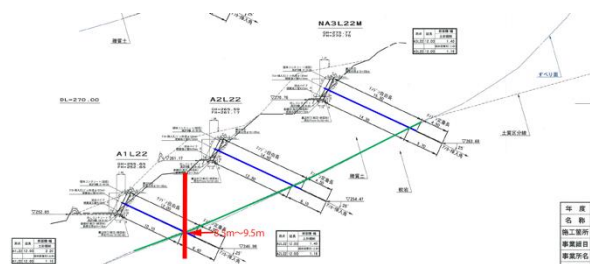


図11 L22 測線の断面図

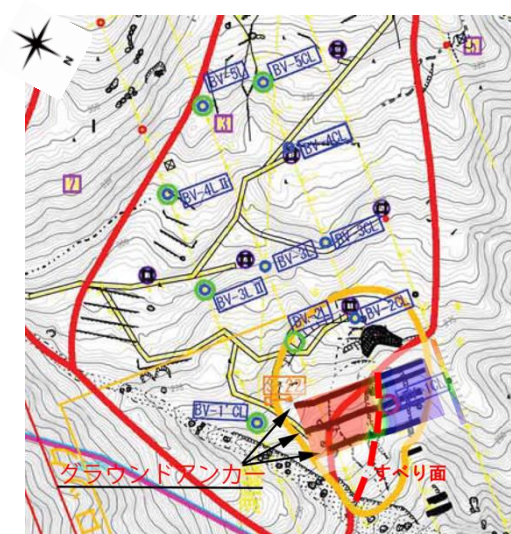


図12 地すべりブロックの状況

一荷重と温度との R^2 の変化を1時間毎に求めた結果、および時間降水量を示したものである。A1-11アンカーにお

ける R^2 は、最大時間降水量 55mm を含む累積 184.5mm が観測された 2014 年 10 月 6 日、および最大時間降水量 39.5mm を含む累積 667mm の降雨が観測された 2015 年 7 月 16 日から 17 日にかけて大きく低下しており、この期間に荷重変化が見られた可能性が考えられる。これに対し端部に位置する A1-23 アンカーにおける R^2 は、2014 年 10 月以降大きく低下するとともに安定した値を示していない。

図 11 は図 1 に示す過緊張領域と緊張力低下領域の境界付近における L22 測線の断面図である。パイプひずみ計で観測されたすべり面位置は、ブロック中央付近においては、GL-8.5m でおおむね当初想定されたすべり面付近の位置にあると考えられる。ところで、本地点では当初想定された地すべりブロックより南側に広がる大きな地すべり挙動が現在確認されている。図 12 は、現在想定されている地すべりブロック周辺の平面図と、アンカー施行位置におけるアンカー残存引張り力の面的調査の結果をあわせて示したものである。当初想定された地すべりブロックより南側に広がる大きな地すべりブロックの北側端は、U 字側溝の変状、かご枠の変形、吹き付けコンクリートの割れ等の変状が確認された過緊張領域と緊張力低下領域の境界にあたる図中の破線の位置にあると考えられる。ところで、アンカー荷重と温度との相関が低い A1-23 アンカーにおいては、図 13 のアンカー展開図に示すように当初の想定すべり面位置とアンカー定着位置までの距離が 1m 程度しかなく、この付近では地すべりブロックの南側への拡大により、アンカー長が不足している可能性が考えられ、アンカー荷重と温度との R^2 が安定せず低い値を示すものと推定される。

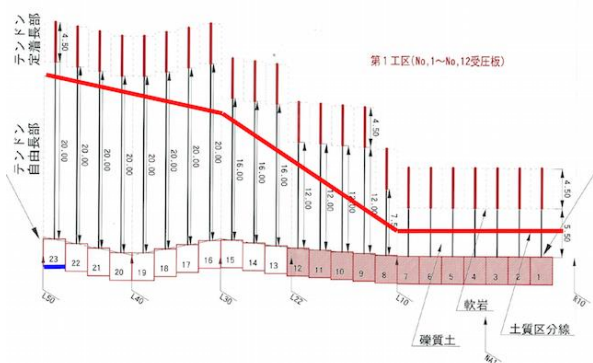


図 14 アンカー施工状況

7. おわりに

地すべり挙動によって変状が見られたアンカーのり面を対象に、アンカーに荷重計および温度計を設置し、アンカー荷重と温度との相関からのり面状況の検討を行った。その結果、本地点では日 300mm を超える大きな降雨を受けることで地山の動きが見られ、これに伴ってアンカー荷重が増加することが明らかとなった。また、本地点では、アンカーの降伏荷重を超えた過緊張状態のアンカーが存在し、これらのアンカーは地すべり挙動によるアンカー荷重の増加に伴い、テンドンの飛出し、頭部キャップの割れ・落下等の変状が発生し、特に日 300mm を超える大きな降雨後には変状の見られるアンカーが増加することが確認された。さらに、アンカー荷重と温度との R^2 の評価においては、日 300mm を超える大きな降雨時に R^2 は大きく低下し、アンカーがセンサーとしての機能を有し、 R^2 の変化によってのり面状況の評価できることが確認された。また、当初想定されたすべり面の南端に位置する A1-23 アンカーにおいては、想定より南側に広がる大きな地すべり挙動によりアンカー長さが不足している可能性が考えられ、これによってアンカー荷重と温度との R^2 が安定せず低い値を示すものと推定された。

以上の結果、アンカー荷重と温度との R^2 の変化を基にのり面状況の評価できることに加え、アンカー荷重と温度との R^2 とあわせ、現地踏査結果、各種計測データ、およびアンカー長等のアンカー施工時の情報を総合的に考察すると、深度方向を含めた 3 次元的な地すべり挙動を判断できる可能性が考えられる。

最後に、本研究を進めるにあたり三重大学大学院生物資源学研究科土資源工学研究室の学生にご協力をいただきました。また、本研究の一部は JSPS 科研費 26450341、高知県ものづくり産業強化事業費補助金の補助を受けたものです。関係各位に感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 藤原優・酒井俊典：グラウンドアンカーの残存引張り力のモニタリング手法に関する検討，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.68, No.3, 547-563, 2012.
- 2) 酒井俊典・常川善弘・田口浩史・阪口和之・藤原優・市橋義治：アンカー緊張力および温度を用いたグラウンドアンカーの維持管理，日本地すべり学会誌，第51巻，6号，19-24, 2014.
- 3) 酒井俊典・阪口和之・磯嶋治康・常川善弘：アンカー荷重と温度との相関関係を利用したのり面安定性評価，第53回日本地すべり学会研究発表会講演集，110-111, 2014.

新東名高速道路建設における重金属含有土の掘削土の粒径と 溶出量の関係に着目した新たな分別方法

A classification method focused on the relationship between particle size and leachate concentration of heavy metal in excavated soil in SHIN-TOMEI Expressway

立松和憲¹，平尾義男²，中野正樹³，三嶋信雄⁴，米田英治⁵

1 中日本高速道路㈱名古屋支社・保全サービス事業部・k.tatematsu-aa@c-nexco.co.jp

2 中日本高速道路㈱名古屋支社・豊田工事事務所

3 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・教授

4 川崎地質株式会社・参与

5 川崎地質株式会社

概 要

新東名高速道路の建設においては、環境基準値を超える重金属含有土が発生したため対策工を実施しており、第二溶出量基準値を超えた土砂については処理施設に搬出して処理している。特に岡崎市域で施工した額田トンネルの掘削土からは、第二溶出量基準値を超える重金属含有土が当初想定量を大幅に超えて出土した。トンネル施工においては、掘削土で1日1回判定試験を行い重金属の有無を判定し、土運搬先を決定している。大量の重金属含有土に対応するために、簡易に速やかに基準値を超える岩塊の分別が必要となった。掘削土の重金属の溶出量試験における傾向から地質帯に着目し、高濃度の重金属が変質部に存在する傾向が見られた。そこで、掘削土を粒径ごとに分級し溶出量試験を実施することで、粒径と重金属溶出量の関係を調べた。その結果、100mm以上の掘削土からは環境基準値を超える重金属の溶出がみられないことが分かった。本稿は分級における検討内容と分級された岩塊を用いた盛土の施工について報告するものである。

キーワード：新東名高速道路，重金属含有土，分級

1. はじめに

平成22年4月の改正土壤汚染対策法施行により自然由来の重金属についても同法の対象となった。特に大規模な土地の改変による発生土砂の移動を伴うことの多い公共事業において、同法の施行の影響は大きい。従来、重金属対策は掘削除去が主たる対策となっており、莫大な処理費が必要とされた。このため、事業区域内において重金属含有土を安全かつ有効に活用することが重要である。

中日本高速道路㈱では、事業区域内に分布する黄鉄鉱・重金属を含有する変成岩類を対象に黄鉄鉱等対策マニュアルを基準化し、本線内に遮水工封じ込めやセメント固化・不要化による処理を行ってきた¹⁾。しかしながら、第二溶出量基準を超える重金属含有土については、処理施設へ搬出して処理している。特に、岡崎市域に施工した額田トンネル及び額堂山トンネルの掘削土からは、第二溶出量基準値を超える重金属含有土が、当初想定量を大幅に超えて出土した。この大量の重金属含有土を短期間に処理するために、簡易に速やかに基準値を超える岩塊の分別が必

要となった。本稿は、掘削土の粒径に着目をした分別方法と分別された岩塊を用いた盛土施工について報告するものである。

2. 新東名高速道路における重金属含有土の概要



図1 新東名高速道路周辺の地質概要（文献²⁾に加筆）

図1に示すように、西三河地域は変成岩類（片麻岩）が

広く分布しており、砂質片麻岩および泥質片麻岩が卓越した箇所において重金属含有土が発生している。事前調査により新東名高速道路の建設用地における片麻岩の一部には環境基準を超える自然由来の砒素、鉛、カドミウム、セレンの溶出が確認された。

3. 重金属含有土の判定フロー及びその手法

3.1 重金属含有土の判定フロー

当該地域の重金属含有土は、水への溶け出し易さを示す「溶出量」において環境基準の超過が懸念された。このため、トンネル掘削においては1日1回、明かり部の掘削箇所においては岩質毎に1日1回、簡易分析法による溶出量試験を実施し、盛土施工箇所へ搬出した。掘削土の判定フローを図2に示す。盛土箇所においては、許容値以上の重金属含有土を盛土材として使用していないことを確認するために、公定分析を実施し、その妥当性を確認した。なお、遮水工封じ込めや固化・不溶化盛土を施工した重金属対策盛土に対しては900m³に1回、その他の盛土に対しては5,000m³に1回実施している。

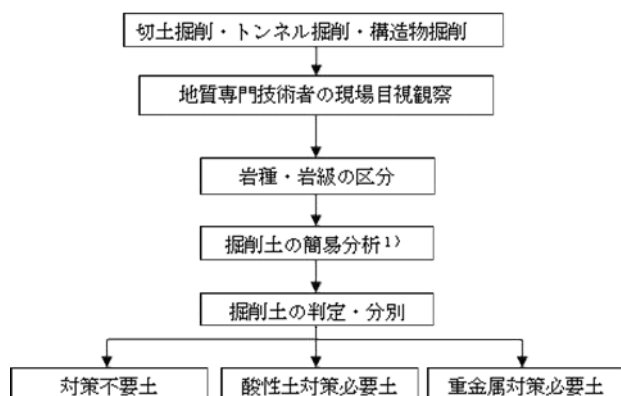


図2 掘削土の判定フロー

3.2 重金属含有土の判定手法

本判定フローの大きな特徴は、掘削箇所と盛土箇所の2箇所環境基準の管理をしたことである。実際、環境基準の判定には、公定分析法を用いなければならない。しかし分析には約1週間を要するため、工事進捗に大きな影響を与えてしまう。そこで、掘削箇所では、最短約10時間で検査結果が得られるボルタンメトリー法³⁾を用いた。区分された材料は盛土箇所では公定分析法を確実に実施し確認している。もちろん、図3に示すように、事前に公定法とボルタンメトリー法と相関を求め、掘削箇所では、ボルタンメトリー法による新たな管理基準値を設定している。

4. 重金属含有土の発生状況

愛知県西三河地域で施工した切土および4箇所のトンネルから土壌汚染対策法に定める溶出量基準(0.01mg/l)

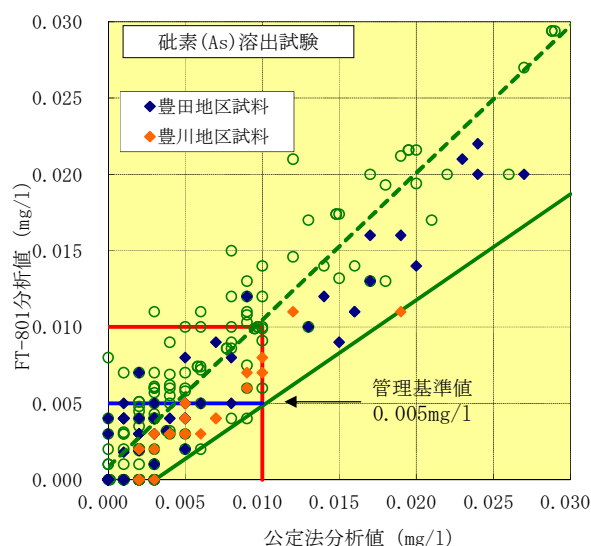


図3 公定分析とボルタンメトリー法の相関関係

を超過する砒素が発生した。特に額田トンネル、額堂山トンネルからは溶出量基準値を大幅に超過する砒素が検出された。図4、図5に額田トンネル及び額堂山トンネルにおける重金属含有土の発生状況(砒素の溶出状況)を示す。

図に示すとおり、額田トンネルにおいては、3.0mg/l、額堂山トンネルにおいては、6.9mg/lと第二溶出量基準値0.3mg/lを大幅に超過する砒素が検出されている。高濃度砒素が確認された区間における岩石を分析した結果、緑色岩中の輝コバルト鉱や硫砒ニッケル鉱に高濃度の砒素が含まれることが確認された。トンネル施工時の切羽観察記録によれば、両トンネルにおいて、熱水変質を伴う褶曲した粘土化帯が確認されており、この周辺に高濃度の砒素が分布していると推察された。

5. 掘削土の粒径による分別方法の検討

土壌汚染対策法では、岩盤は本来同法の適用外とみなされている。岩盤とみなされる適用外の岩盤とは、マグマ等が直接固結した火成岩、堆積物が固結した堆積岩及びこれらの岩石が応力や熱により再固結した変成岩で構成された地盤とされている。また、固結した状態とは、原位置において指圧程度で土粒子に分離できない状態、すなわち2mm以下とならないものとされている。これらの事を勘案すれば、前章で述べた発生土を分級することにより、無対策で盛土材として利用できるものと思われる。

そこで粒径と重金属溶出量の関係を調べるために、実施工をも考慮し4つの粒径について検討を行った。

5.1 掘削土の粒径と砒素溶出量の関係

高濃度砒素が分布していると推察される変質を受けた地質帯が掘削により細粒化していることに着目し、掘削土の粒径と砒素溶出量の関係について検討した。重金属含有土と判定された切羽において、発破後、粒径ごとに試料を採取した。試験は、各々の試料に対しボルタンメトリー法による溶出量試験を実施し、その関係について調べた。溶

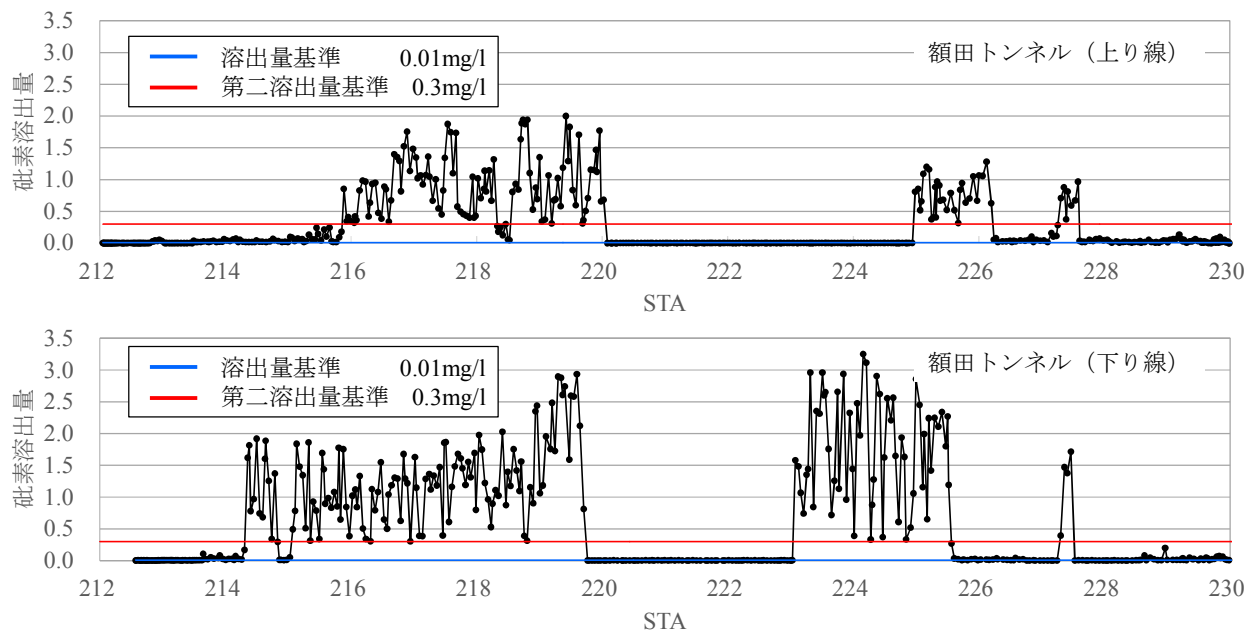


図 4 額田トンネルの砒素出現状況

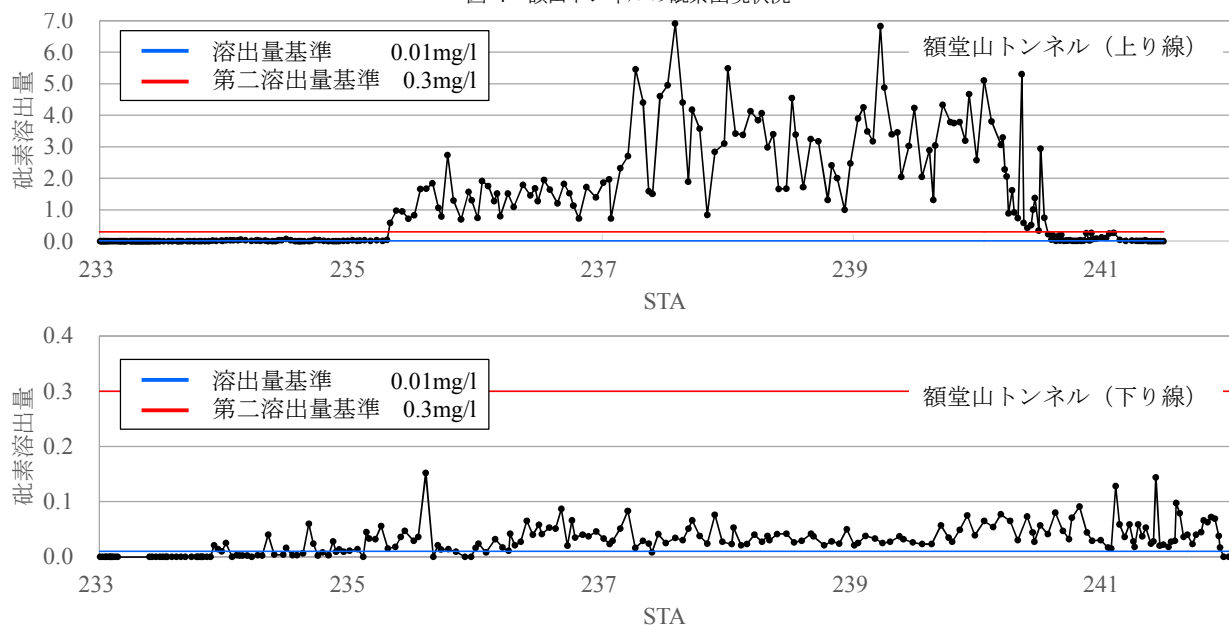


図 5 額田トンネルの砒素出現状況

出量試験はいずれの粒径試料も土壌汚染対策法に基づき、礫を 2.0mm 以下に粉碎した上で行った。

図 6 に試験結果を示す。掘削土の粒径が小さい試料ほど、砒素の溶出量が大きく、そのばらつきも大きい傾向にあった。一方、粒径が大きい試料ほど、砒素溶出量が小さくなり、そのばらつきも小さくなる傾向となった。特にφ100mm 以上の試料においては、砒素の溶出はほとんど認められず、いずれもボルタンメトリー法による管理基準値 (0.005mg/l) 以下となった。この結果から、変質を伴う緑色岩系統の脆弱部や破碎質な片麻岩は、掘削時に細粒化しやすい傾向にあることがわかった。さらに、細粒化した掘削土ほど変成作用の影響を大きく受けており、砒素の溶出量が大きくなる傾向が見られた。一方で、φ100mm 以上の岩礫は変質が少なく、堅岩硬質であるため掘削時は大礫となって搬出される。

5.2 サンプルング手法別による砒素溶出量の検証

掘削土の分級による重金属含有土の分別が可能かを確かめるために、重金属含有土と判定された切羽に対し、切羽破碎直後に粒径ごとに採取した試料と、トンネルより搬出後の掘削土を仮置場で分級し採取した試料を用いて、溶出量を比較した。実施工で適用するためには、トンネル切羽において目視観察による分級は不可能であることから、掘削土仮置場で採取した試料で公定分析による砒素溶出量を下回る必要がある。試料は、各々の箇所φ100mm 以上のずりとφ 100mm 未満の土砂を含むずりの 2 種類を採取し、公定分析による溶出量試験を実施した。図 7 にサンプルング手法別に整理した粒径と砒素溶出量の関係を示す。切羽で採取した試料も仮置場で採取した試料ともに、φ 100mm 以上の試料からは砒素の溶出が確認されなかった。これより、掘削土仮置場まで搬出した後に分級することにより、重金属含有土の分別が可能であることが確認された。

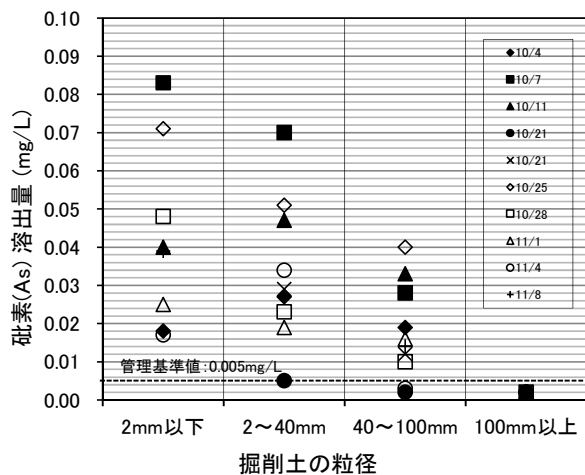


図 6 掘削土の粒径と砒素溶出量の関係

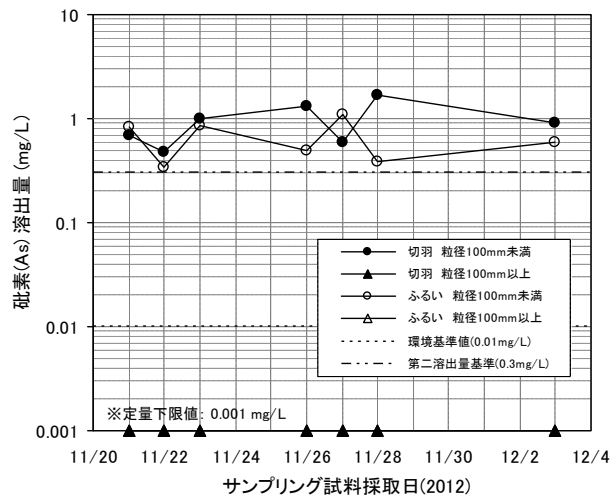


図 7 サンプルング手法別の砒素溶出量の関係

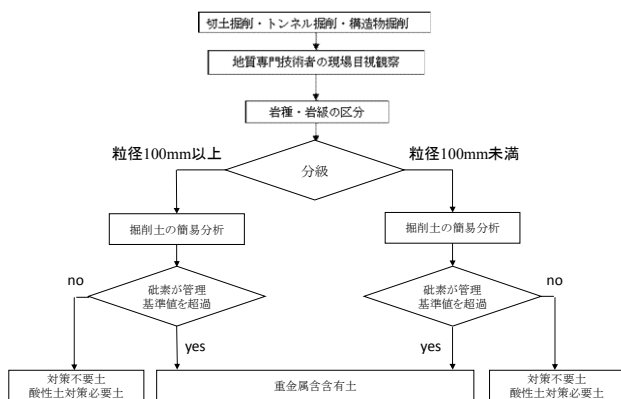


図 8 分級を考慮した掘削土の判定フロー



写真 1 仮置場での分級状況写真

6. 掘削土の分級

6.1 原則

図 8 にトンネル掘削土の分級を考慮した掘削土の判定方法と土配管理について示す。新東名の施工においては、図 2 に示したとおり、1 日の施工量に対し、ボルタンメトリー法による溶出試験を実施し、土配管理を行っていた。分級を実施するにあたり、分級後の土に対し重金属含有土であるかどうかを判断するために、 $\phi 100\text{mm}$ で区分し、1 日の施工量に対し、2 回ボルタンメトリー法による溶出量試験を実施することとした。

写真 1 は分級の状況を示す。分級は掘削土仮置場で実施し、 $\phi 100\text{mm}$ 以上で健全土と判定された掘削土はすべてを本線路体に活用した。なお、盛土された分級土についても、溶出量を確認するために、 $5,000\text{m}^3$ に 1 回の割合で盛土側での公定分析を実施している。この結果においても、溶出量が基準値を超えていないことを確認している。よって、掘削土を分級する方法は、今回の現場においては重金属含有土の分別に有効な手段であったといえる。今回の施工においては、分級を実施した土量約 12万 m^3 に対して、健全土約 5万 m^3 、重金属含有土約 7万 m^3 という結果であった。重金属含有土を分別することにより、 5万 m^3 であるが、本線路体に活用することができた。

7. おわりに

改正土壌汚染対策法の施行により、自然由来の重金属含有土についても同法の対象となったため、建設現場において、その対応が必要となる事例が今後増えてくると思われる。重金属含有土の処分については、全体工程への影響や工費の増加が懸念されるため、その処理量の適正化について、十分に検討する必要がある。今回の重金属含有土の分別の取り組みは、想定以上に発生した第二溶出基準を超過する重金属含有土に対して、破碎帯に重金属含有土が偏在していることに着目し、実施工現場において検証した 1 つの事例である。

なお、本検討は中日本高速道路 名古屋支社 豊田工事事務所において開催している「重鉄鉦対策検討委員会（委員長 愛知工業大学 内田教授）」において検討したものである。委員の先生方に厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 山脇慎新, 中野正樹, 三嶋信雄: 新東名高速道路盛土建設における重金属含有土対策, 地質と調査, pp.5-49 - 5-57, 2013
- 2) 牧本博, 山田直利, 水野清秀, 高田亮, 駒沢正雄, 須藤定久: 豊橋および伊良湖岬-20 万分の 1 地質図, 2004
- 3) 清水継之介, 新宮正盛, 福田尚生, 油野英俊: ボルタンメトリー法による掘削土の重金属迅速分析, 第 44 回地盤工学研究発表会講演集, 地盤工学会, 2009

既設盛土の形状に応じた地震時に有効な対策工の数値解析的検討

Assessment of Effective Seismic Countermeasures for established Embankments through Numerical Analysis

酒井崇之¹, 中野正樹¹, 野田利弘², 稲垣太浩³, 北村佳則³, 福田雄斗¹, 工藤佳祐¹

1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・減災連携研究センター

3 中日本高速道路株式会社

概 要

近年地震時に盛土が崩壊しており，来る南海トラフ地震に対して，既設盛土の耐震性向上は重要な課題となっている．また，盛土の地震時の応答は盛土の形状ごとに異なり，盛土形状に応じた対策工をしていく必要がある．そこで，本研究の目的は，水平地盤および傾斜地盤上に築造された既設の盛土を対象に，GEOASIAを用いて3種類の対策工をモデル化し，地震応答解析を実施することにより，盛土形状に応じた地震時に有効な対策工を数値解析に検討することである．以下に結論を示す．1)形状に応じて盛土の変形が異なるため，有効な対策工が変わる．通常の盛土には鉄筋挿入工やのり面保護工が効果的である．傾斜地盤上の高盛土はのり面保護工が最も有効であった．2)のり面保護工により，地震中に土が除荷挙動を示しているため，のり面保護工が地震中に荷重を受け持っており，盛土が変形しづらくなる．また，のり面に生じる加速度も小さくなった．

キーワード：盛土，地震応答解析，耐震

1. はじめに

2004年に発生した中越地震，2007年に発生した能登半島地震，2009年に発生した駿河湾沖地震において，道路盛土が崩壊しており，来る南海トラフ地震に対して，既設盛土の耐震性向上は重要な課題となっている．道路盛土の耐震性に関する研究は幾つかあり，大木らは，盛土の崩壊形態に応じた耐震性向上の方法を，遠心模型実験を用いて提案している¹⁾．また，常田らは，性能を考慮した耐震設計・補強をより具体化する取組の方向性を明確化しており，性能規定型の設計のためには，被害形態や規模の定量的評価が必要と述べている²⁾．また，ジオテキスタイル補強土の耐震性の評価に関する研究は良く行われているが^{3),4),5)}，これらの補強土は新設盛土を対象としていることが多く，既設盛土の有効な対策工については，力学的にどの対策工が有効であるのかについての検討は，不十分である．

2007年の能登半島地震においては，傾斜地盤上の盛土のみ崩壊しており，水平地盤上の盛土は崩壊していないことから⁶⁾，盛土の地震時の変状は，造成した地盤の形状に依存することが考えられる．また，盛土の大きさによっても崩壊形状が異なると考えられ，本研究では，水平地盤上・傾斜地盤上に建設した盛土・高盛土を対象に地震応答解析を実施した．この際，無対策の盛土に対しても解析を

行い，対策前後の変形量を比較することにより，どの対策工が有効であるか数値解析を通して調べた．なお，本研究で用いた解析コードは，弾塑性構成式（SYS Cam-clay model⁷⁾）を搭載した水～土骨格連成有限変形解析コード GEOASIA⁸⁾である．

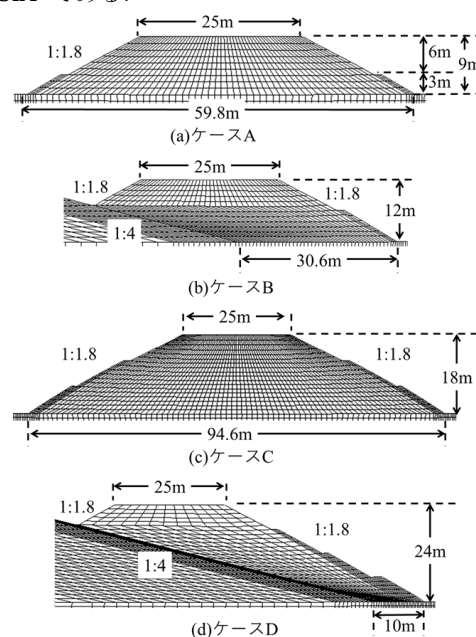


図1 解析ケース

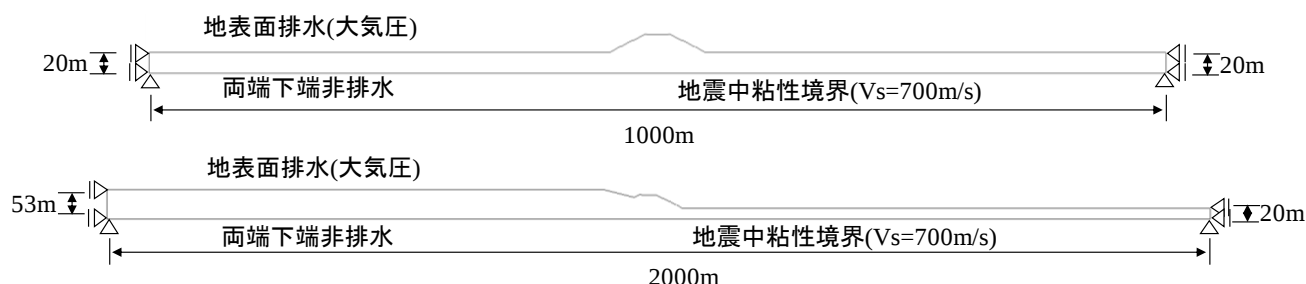


図-2 解析全断面

2. 解析条件

本解析で対象としているのは、傾斜地盤上および水平地盤上に造成された盛土である。盛土については、高盛土と高盛土ではない通常の盛土の2つを対象としている。つまり、水平地盤上の盛土（ケース A）、傾斜地盤上の盛土（ケース B）、水平地盤上の高盛土（ケース C）、傾斜地盤上の高盛土（ケース D）の4 ケースである。図 1 にケース A～D の盛土部を拡大した有限要素メッシュ図を示す。いずれのケースも天端幅 25m、のり面勾配 1:1.8 の高速道路盛土を対象としている。それぞれの盛土の盛土高さは、ケース A が 9m、ケース B が 12m、ケース C が 18m、ケース D が 24m である。なお、ケース B とケース D の地山勾配は 1:4 である。図 2 にケース A とケース B の解析全断面を示す。ケース C と D については、ケース A、B と類似しているため、割愛する。どちらのケースも側面の影響がないように、十分に広い解析領域を設けた。水理境界はいずれのケースも同じで、両端、下端は非排水境界で、地表面のみ排水境界である。この時、常に地表面に水位が来るようにしているため、盛土も地盤も常に飽和した状態を想定している。また、地震中は、下端に粘性境界($V_s=700\text{m/s}$)を設定し⁹⁾、ケース A、C については、両端に周期境界、ケース B、D については、側方要素単純せん断境界¹⁰⁾を設けた。

表 1 に本解析で用いた盛土および地盤の材料定数と初期値を示す。盛土のパラメータは、高速道路盛土現場で採取した泥岩を締固めて作製した供試体に対して行った非排水三軸圧縮試験を再現することにより得られた¹¹⁾。採取した泥岩は、スレーキングしやすく、作製した供試体は締固め度 95% である。地盤については、本解析の目的は、盛土の地震時の変形に着目することなので、地盤が地震でほとんど変形することがない非常に密な土の材料定数を設定した。また基盤面の V_s が概ね 700m/s になるように地盤の材料定数を設定した。比体積と構造は一樣均質として過圧密比は土被り圧に応じて分布させた¹²⁾。

盛土の施工過程は、水～土二相系弾塑性体として高さ約 1m の有限要素を追加することにより表現する¹³⁾。この時、通常行われている盛土施工速度、約 0.5m/day となるように設定した。また、盛土築造後、圧密による沈下が終了した段階で、所定の盛土高さになるように要素の追加を行った。泥岩は施工中スレーキングしていないため、盛土は乾

湿 0 回の状態で盛土を造成し、圧密した後にスレーキングした状態を想定したパラメータを入力した。

表 1 解析に用いたパラメータ

材料名				
	盛土	地盤	押え盛土	
弾塑性パラメータ				
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.120	0.085	0.105	
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.010	0.0003	0.0005	
限界状態定数 M	1.600	1.430	1.700	
NCL の切片 N	1.750	2.100	1.895	
ポアソン比 ν	0.300	0.300	0.300	
発展則パラメータ				
正規圧密土化指数 m	4.000	3.000	1..200	
構造劣化指数 a	0.200	0.300	2.000	
b	1.000	1.000	1.000	
c	1.000	1.000	1.000	
塑性指数 cs	0.100	0.150	1.000	
回転硬化指数 b_r	0.100	1.000	1.000	
回転硬化限界定数 m_b	1.000	0.200	0.001	
その他のパラメータ				
土粒子密度 ρ_s	2.620	2.650	2.593	
透水係数(m/s) k	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-3}	
初期値				
	スレーキング前	スレーキング後		
比体積 v_0	1.868	1.868	1.400	1.593
構造の程度 $1/R^*_0$	3.800	2.200	1.400	1.000
過圧密比 $1/R_0$	土被り圧に応じて分布			
応力比 η_0	0.000	0.000	0.000	0.000
異方性 ζ_0	0.000	0.000	0.000	0.000

図 3 に本研究で対象としている対策工を示す。図 3 には代表としてケース D の例を示すが、ケース A～C も同様の対策工を対象とした。対策工は 4 つであり、①押え盛土、②鉄筋挿入工、③のり面保護工、④のり面保護工+鉄筋挿入工である。鉄筋挿入工については、図-1 の橙線、赤線のように長さ 5m の鉄筋を 1m ピッチで挿入したケースを想

定しており、鉄筋の両端にある2節点の変位が変わらない束縛条件を課すことにより鉄筋をモデル化した¹⁴⁾。押え盛土工については、礫を想定した水～土二相系弾塑性体として、高さ1mの有限要素を6回追加することによりモデル化した¹³⁾。のり面保護工については、コンクリートを想定した一相系弾性体として、高さ1mの有限要素を追加していくことによってモデル化した。コンクリートの材料定数については、ヤング率 $2.2 \times 10^4 \text{MPa}$ 、ポアソン比 0.17、単位体積重量 22.6kN/m^3 とした。なお、本解析は二次元平面ひずみ条件で行っており、のり面保護工として、のり枠工(F600)を想定しているため、ヤング率や単位体積重量を曲げ剛性や重量が等価になるよう値を修正した。なお、本解析においては、鉄筋やコンクリートの降伏を考慮していない。つまり、降伏応力を超えても、それを考慮せず解析を行った。

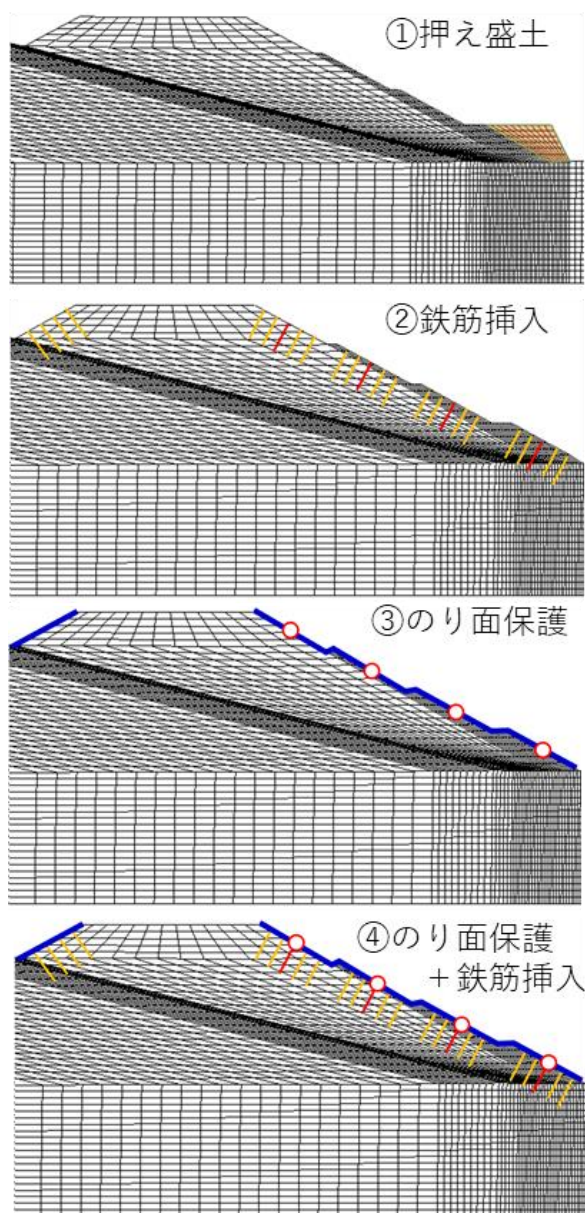


図3 解析で対象とした対策工

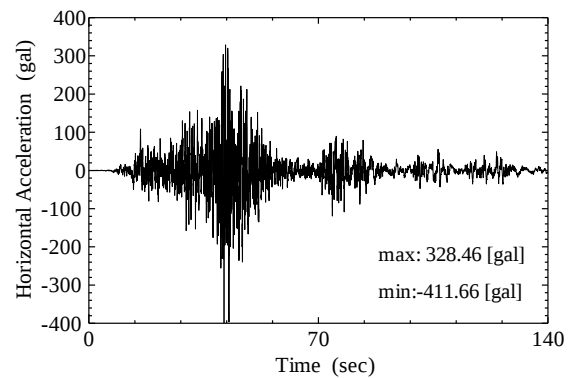


図4 入力地震動

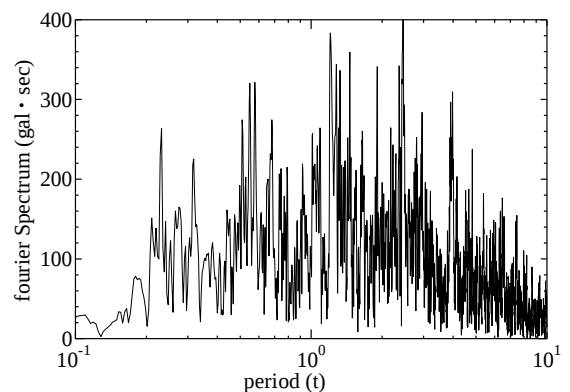


図5 フーリエスペクトル

図4に入力地震動を示す¹⁵⁾。入力地震動は、南海トラフ巨大地震を想定している。本報では基本ケースの地震動を用いた。また、図5にはフーリエスペクトルを示す。卓越周期が2～3秒である。

3. 地震時に有効な対策工の検討

図6～9はケースA～Dの地震後におけるせん断ひずみ分布を示す。表2に各ケースの地震直後における右のり肩の水平変位および最も沈下している箇所の沈下量を示す。無対策では、いずれのケースでものり尻にせん断ひずみが生じており、高盛土の方が、ひずみが大きい。特に傾斜地盤上の高盛土は、地盤と盛土の境目に大きいひずみが発生している。高盛土は水平変位が3～4m、沈下量が2～3m程度である。また、通常の盛土はいずれのケースも高盛土の半分程度の水平変位・沈下量であった。押え盛土工に着目すると、押え盛土を設置することにより、のり尻部のひずみが軽減されたことがわかる。しかし、高盛土の場合は、のり尻以外の部分、例えば、地盤と盛土の境目のひずみが進展している。また、変位および沈下量を見ると、無対策と比較して0～10cmしか軽減されていない。これは、押え盛土を盛土の第一のり面にのみ設置したため、のり尻は変形しなくなったが、盛土全体の変形を抑えることができないことが原因として考えられる。次に鉄筋挿入工に着目する。鉄筋を挿入することにより、のり面付近のひずみが

軽減された。また、のり面のはらみ出しも軽減されている。しかし、高盛土の場合、せん断ひずみが進展している部分に鉄筋が達していない箇所については、ひずみが抑制されていない。特に傾斜地盤上の場合には顕著であり、水平変位、沈下量は30～40%程度しか抑制されていない。一方、通常の盛土は水平、傾斜地盤ともに水平変位および沈下量が約80%軽減されており、鉄筋挿入工は、高盛土でなければ有効であることが示せた。のり面保護工とのり面保護+鉄筋挿入工に着目すると、いずれのケースについても無対策と比較してせん断ひずみが抑制されていることがわかる。しかし、水平地盤の高盛土については、沈下量が30%程度しか減少しておらず、盛土のゆすり込み沈下には効果的ではない。一方、傾斜地盤の高盛土については、地盤と盛土の境目のひずみやのり尻でのひずみが抑制され、水平変位や沈下量も60～70%軽減されており、さらに鉄筋を挿入することで、変位量が抑えられていることがわかる。また、盛土については、水平地盤、傾斜地盤とも、沈下量や水平変位が減少しており、のり面保護+鉄筋挿入工については、水平変位、沈下量ともに約10cmである。

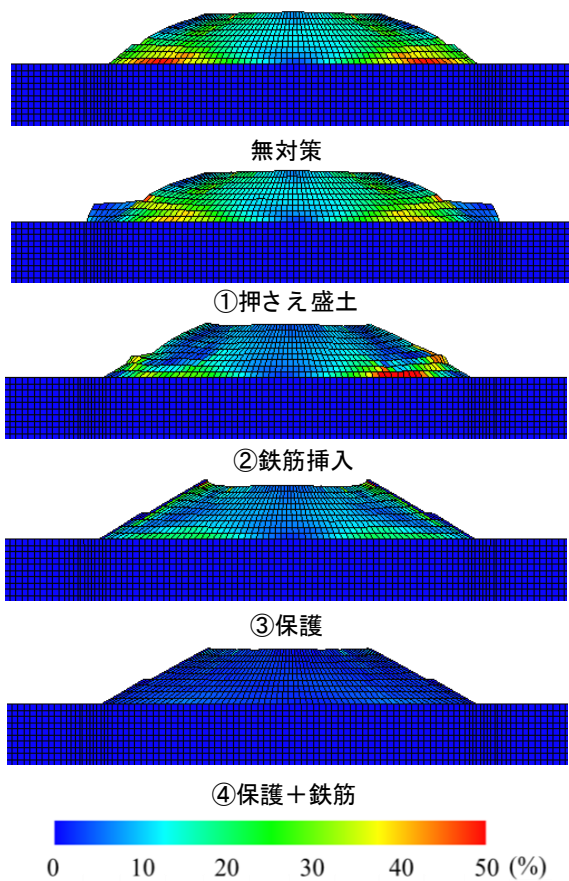


図6 せん断ひずみ分布 (ケースA)

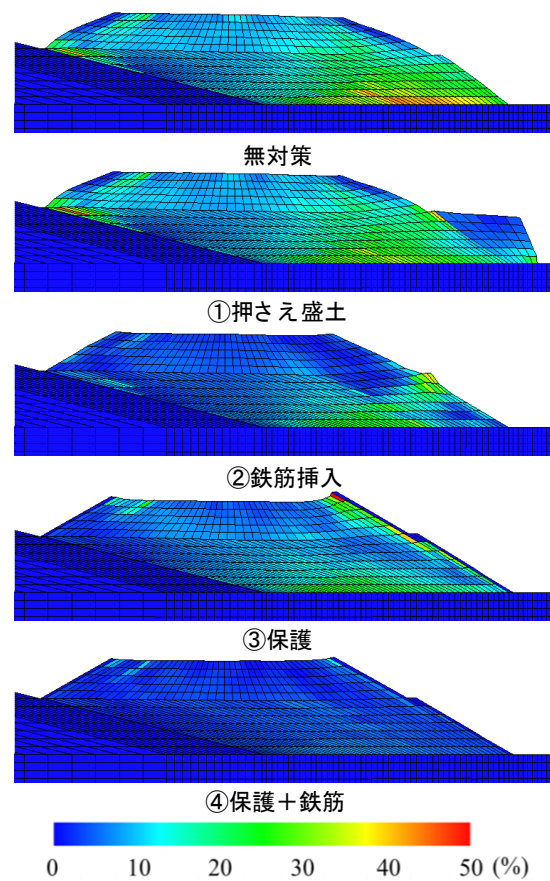


図7 せん断ひずみ分布 (ケースB)

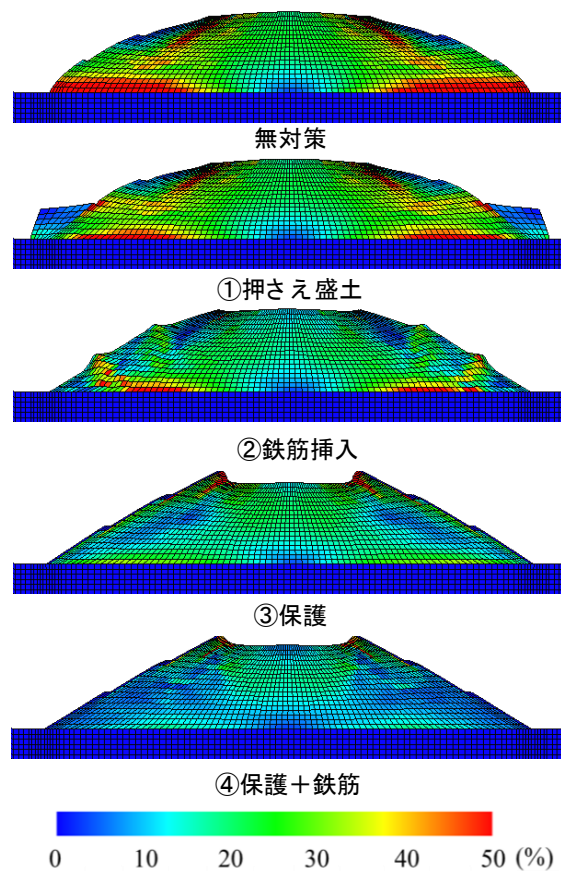


図8 せん断ひずみ分布 (ケースC)

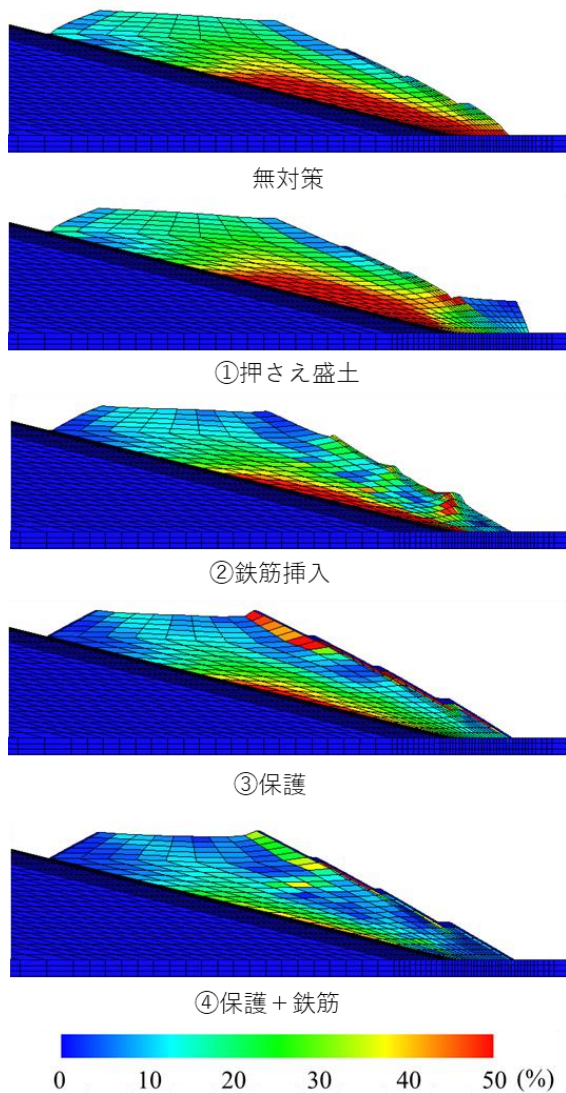


図9 セン断ひずみ分布 (ケース D)

表2 天端沈下量とのり肩水平変位

	ケース A		ケース B		ケース C		ケース D	
	水平変位	沈下量	水平変位	沈下量	水平変位	沈下量	水平変位	沈下量
無補強	1.5m	0.9m	1.8m	0.9m	3.1m	2.8m	4.0m	2.2m
押え盛土	1.5m	0.9m	1.6m	0.8m	2.9m	2.6m	4.0m	2.2m
鉄筋のみ	0.3m	0.3m	0.5m	0.2m	1.6m	1.6m	2.9m	1.5m
のり面保護	0.2m	0.5m	0.6m	0.7m	2.0m	0.8m	1.5m	1.0m
のり面保護+鉄筋	0.1m	0.0m	0.1m	0.1m	1.5m	0.8m	1.2m	0.5m

4. 補強工法の耐震メカニズムについて

地震中の要素の力学挙動や、節点の加速度に着目し、耐震補強のメカニズムについて、考察する。紙面の都合上、ケース D のみを示す。図 10 に着目した要素および節点を示す。

す。要素 1 は右のり尻の要素、要素 2 は地盤と盛土の境目の要素である。要素 1 については、押え盛土の有無の違いを比較し、要素 2 については、のり面保護の有無の違いを比較する。また、節点 1 は、第 2 のり面付近の節点である。節点については、のり面保護の有無の違いを比較した。

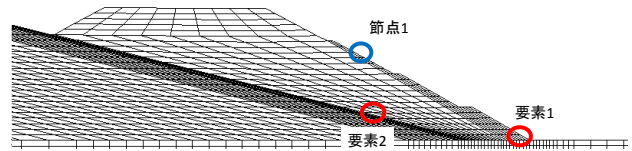


図 10 着目した要素、節点

図 11, 12 に要素 1 の地震中の挙動を示す。図 11 は補強無しのケース、図 12 は、押え盛土工のケースである。地震直前の応力比に着目すると、押え盛土をしたケースの方が小さくなっていることがわかる。どちらのケースも地震中に繰返し载荷により、ひずみが進展しているが、押え盛土をしたケースの方が地震中における軸差応力の増減が小さい。つまり、地震中の繰返しせん断の振幅が小さくなっている。また、無補強に比べて、地震中の応力比が大きくなっていないため、押え盛土をした場合の方が、ひずみが進展しにくくなっている。

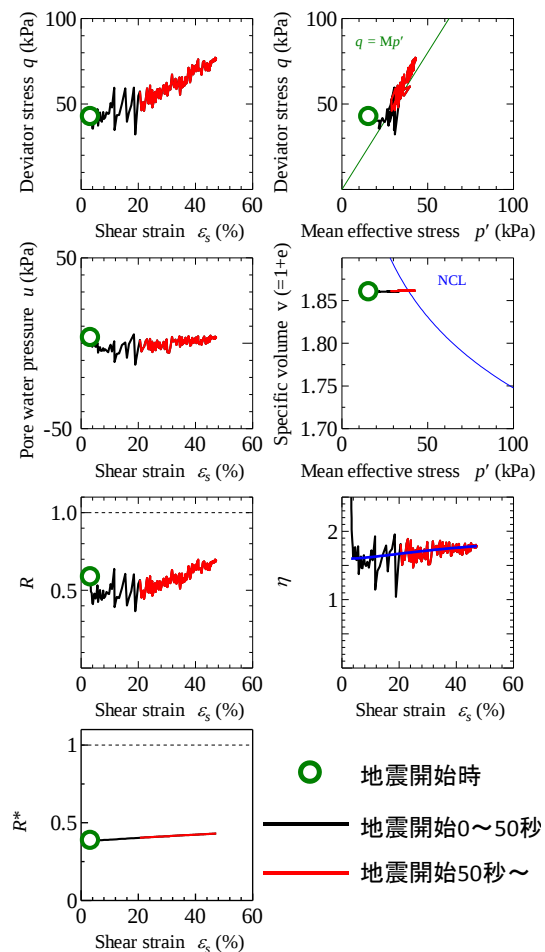


図 11 要素 1 の地震時の挙動(補強無し)

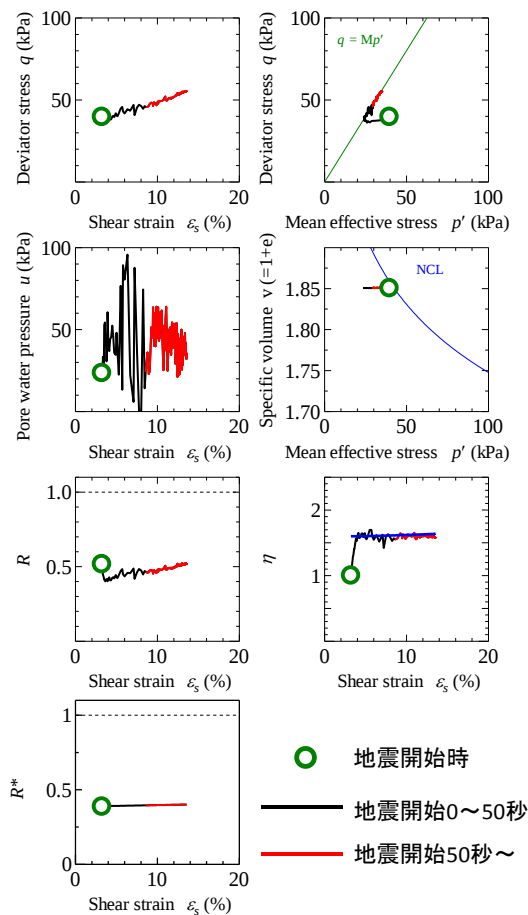


図 12 要素 1 の地震時の挙動(押え盛土)

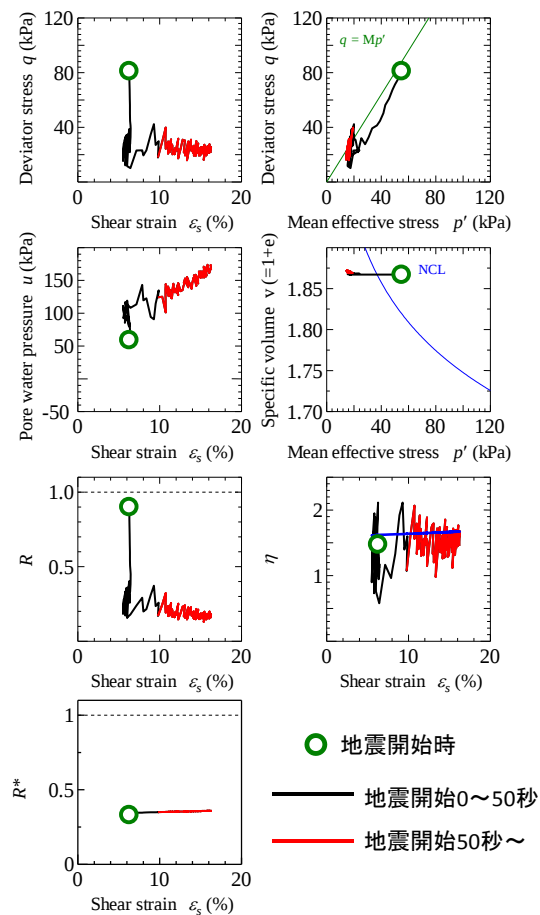


図 14 要素 2 の地震時の挙動(のり面保護)

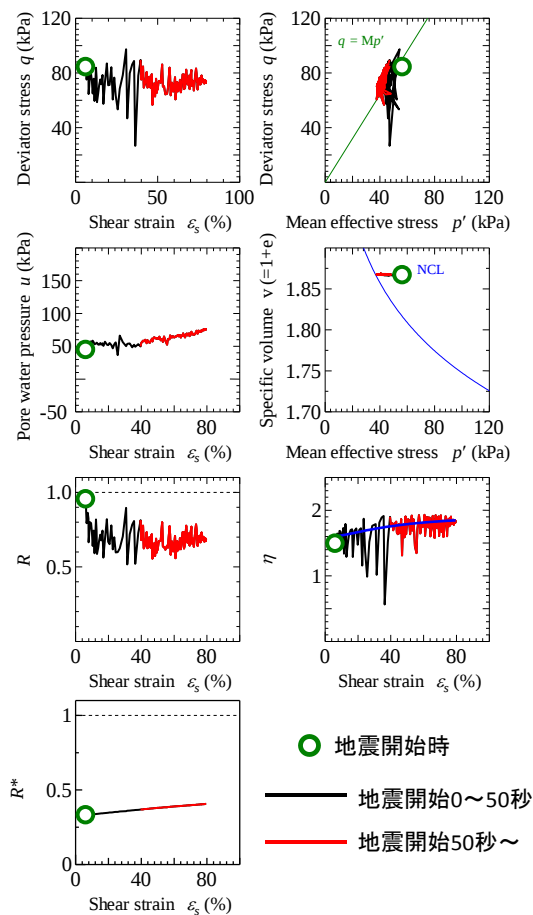


図 13 要素 2 の地震時の挙動(補強無し)

図 13, 14 に要素 2 の地震中の挙動を示す。図 13 は補強無し、図 14 は、のり面保護をしたケースである。のり面保護をしたケースについては、地震初期に過圧密比が増大していることから、除荷挙動を示すことがわかる。その後、最大加速度が発生するまでは、ほぼ弾性的な挙動を示し、最大加速度発生直後に大きくひずみが進展していく。最大加速度発生後は、繰返し載荷によりひずみが徐々に進展した。土が除荷挙動を示しているのは、のり面保護工が、地震による荷重を受け持っているために起きている。このため、土が地震により大きく変形することがなくなる。ただし、コンクリートに大きい力が作用している可能性があることから、コンクリートが圧壊するか否かについて、照査することをこの解析結果は示唆している。一方、補強無しの場合は、最大加速度発生前から繰返し載荷によりひずみが進展する。最大加速度発生直後に大きくひずみが進展するのは同じであるが、のり面保護をしたケースでは、約 7%進展したのに対し、補強無しでは、20%程度進展する。

図 15, 16 に節点 1 における、補強無しのケースとのり面保護をしたケースの加速度を示す。のり面保護をしたケースの方が、発生している加速度が小さくなっていることがわかる。のり面保護をすることにより、盛土内に発生する加速度が小さくなるため、盛土内の要素の繰返し振幅が小さくなり、ひずみが進展しにくくなるため、盛土全体の変形量も小さくなる。

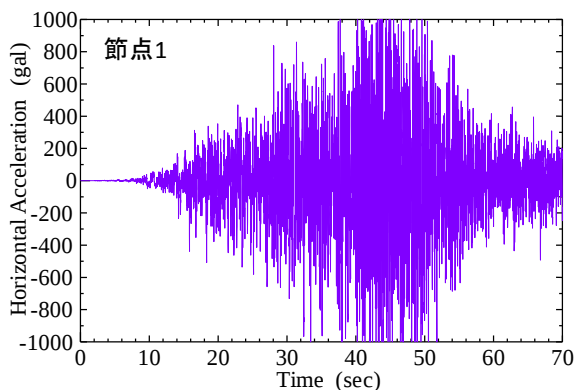


図 20 応答加速度(無補強)

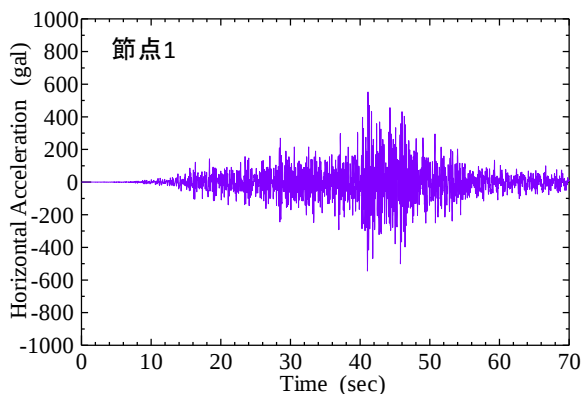


図 21 応答加速度(のり面保護)

5. 結論

本研究では、水平地盤上・傾斜地盤上に建設した盛土・高盛土を対象に地震応答解析を実施した。この際、無対策の盛土に対しても解析を行い、対策前後の変形量を比較することにより、どの対策工が有効であるか数値解析を通して調べた。得られた結論を以下に示す。

- 1) 押え盛土工は、のり尻のひずみ抑制には効果的であるが、盛土全体のひずみを抑制することができないため、天端の沈下量や変位量は無補強の場合とほとんど変わらない。
- 2) 鉄筋挿入工は、のり面付近のひずみを抑制するのに効果的である。しかし、高盛土の場合、ひずみが進展している箇所まで鉄筋が届いていないために、変形が抑制できておらず、沈下量や変位量は30%程度しか減少してない。一方、通常の盛土の場合は、90%程度沈下量が減少しており、通常の盛土には鉄筋挿入工は効果的である。
- 3) のり面保護工は、水平地盤上の高盛土の場合、沈下量が軽減できていないが、傾斜地盤上の高盛土の場合、70%程度沈下量が減少している。また、通常の盛土については、水平地盤、傾斜地盤上の盛土ともに、変形が抑制できている。
- 4) 押え盛土工により、のり尻の要素の応力比が小さくなる

とともに、地震時の軸差応力の増減の幅、つまり振幅が小さくなる。そのため、地震時に発生するせん断ひずみが無補強時に比べて小さくなる。

- 5) のり面保護を実施することで、地震時に盛土内に発生する加速度が軽減され、地震時に発生する軸差応力や、軸差応力の増減量が小さくなる。また、のり面保護を行うことにより、盛土内の土要素が地震中に除荷挙動を示す。つまり、のり面を保護しているコンクリートが、地震中に土に作用する荷重を受け持っており、そのため、のり面保護により盛土が変形しづらくなる。

今後は、この結果を参考に、効果的な工法の組み合わせを検討し、違う形状や、違う材料、異なる破壊形態を示す盛土に対し、同様の解析を実施することで、様々な形状の盛土に対してどのような対策工を実施するのが効果的なのか提案していきたい。また、本解析では、コンクリートや鉄筋の降伏を考慮していないので、補強部材の降伏も考慮した上で、更に盛土の耐震性について照査していく。

参 考 文 献

- 1) 大木基裕，関雅樹，永尾拓洋，中野正樹(2013)：鉄道盛土における5つの地震時破壊形態の実験検証と合理的な耐震補強の提案，土木学会論文集C，Vol.69，No.2，pp.174-185.
- 2) 常田賢一，小田和広(2009)：道路盛土の耐震性能評価の方向性に関する考察，土木学会論文集C，Vol.65，No.4，pp.857-873.
- 3) 竜田直希，板垣聡，間沼徳，佐々木哲也，杉田秀樹，中根淳(2006)：ジオテキスタイル補強土壁の地震挙動－急勾配補強土壁の遠心振動載荷試験－，ジオシンセティックス論文集，第21巻，pp.183-186.
- 4) 蔡飛，竜田尚希，王宗建，辻慎一郎，蘇志満，鶴飼恵三(2006)：二重構造を有するジオテキスタイル補強土壁の耐震性能：数値解析，ジオシンセティックス論文集，第21巻，pp.183-186.
- 5) Koseki, J. (2012): Use of geosynthetics to improve seismic performance of earth structures, Geotextiles and Geomembranes, Vol.34, pp.51-68.
- 6) 地盤工学会北陸支部ら(2007)：能登半島地震災害技術報告書，pp.91-93.
- 7) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.5, pp.47-57.
- 8) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, Vol.48, No.6, pp.771-790.
- 9) Joyner, W. B. and Chen, A. T. F. (1975): Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.65, No.5, pp. 1315-1336.
- 10) 吉見吉昭，福武毅芳(2005)：地盤液状化の物理と評価・対策技術，技報堂出版。
- 11) 酒井崇之他(2016)：スレーキングの進行程度と締固め度の上昇が泥岩盛土の耐震性に及ぼす影響，第51回地盤工学研究発表会，投稿中
- 12) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M.(2005): Progressive consolidation settlement of naturally

deposited clayey soil under embankment loading, Soils and Foundations, Vol.45, No.5, pp.39-51.

- 13) Noda,T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A. (2009): Co-seismic and post seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, Soils and Foundations, Vol.49,No.5, p.739-756.
- 14) Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda, K.(1998): Displacement/traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, Soils and Foundations, Vol.38, No.4, pp.173-181.
- 15) 内閣府 南海トラフの巨大地震モデル検討会.

特別講演 その1
(10:55～11:55)

「新東名（愛知県区間）の
建設における取り組み」

岩立 次郎 氏

（中日本高速道路株式会社
名古屋支社 建設事業部）

