

駿河湾の地震における高速道路被災盛土材の強度および変形特性

地震 泥岩 高速道路

㈱高速道路総合技術研究所 正会員 ○中村 洋丈  
 ㈱高速道路総合技術研究所 国際会員 横田 聖哉  
 東京電機大学 国際会員 安田 進

1. はじめに

2009年8月11日に発生した駿河湾を震源とする地震により、東名高速道路牧之原 SA 付近(191.6KP)上り線の盛土が延長約40mにわたり崩落した。現地調査の結果、崩落箇所盛土は牧之原地区の現地発生材料である牧之原礫層(段丘礫層)と第三紀相良層群もしくは掛川層群(泥岩層)から構成されていることが確認された<sup>1)</sup>。本報文ではこれらの盛土材料の現場試験、室内の静的試験、動的試験から得られた性状、強度および変形特性について述べる。

2. 盛土材料の物性

崩落箇所の盛土土塊から試料採取し、各物性試験を行った結果を表-1に示す。段丘礫は、自然含水比11~14%、礫分68%であった。周辺地山の露頭部で採取した泥岩は、自然含水比13%、スレーキング率96%、破砕率54%であった。崩落箇所の風化した盛土材泥岩(以下「風化泥岩」という。)は、自然含水比19~26%、細粒分66%であり、かなり粘土化が進行している状態であった。一部の風化泥岩塊の深部には新鮮な泥岩が残っているのが確認でき、時間の経過とともにスレーキングしたことをうかがわせる。

3. 盛土の締固め状態

崩落箇所の盛土土塊部で現場密度を測定した結果と締固め試験の結果を図-2に示す。段丘礫はRI計器による密度試験、風化泥岩はコアカッターによる密度試験を用いた。段丘礫は、最大乾燥密度1.925g/cm<sup>3</sup>、最適含水比13.0%に対して、現場密度は含水比4~11%の乾燥側であるが、大半は $\rho_{dmax} \times 90\%$ よりも高い状態であることが確認できた。風化泥岩は、最大乾燥密度1.700g/cm<sup>3</sup>、最適含水比18.5%に対して、現場密度は最適含水比付近もしくは湿潤側であり、ほとんどが $\rho_{dmax} \times 90\%$ を超える状態であった。また、空気間隙率 $v_a$ でも、ぜい弱岩の施工で必要とされる15%以下であることが確認できた。したがって、盛土の締固め状態は良好であったといえる。

4. 盛土材(風化泥岩)の静的強度特性

崩落箇所の盛土材のうち、風化泥岩を用いたコーン指数、CBR試験の結果を図-3に示す。コーン指数、CBRともに最適含水比18.5%に対して、若干乾燥側でピークを示し、 $q_c=2,000\text{kN/m}^2$ 、CBR7%程度で盛土材料としては十分な値である。しかしながら、自然含水比は19~26%の範囲にあり、含水比が20数%を超える状態ではコーン指数、CBRともに著しく小さくなる傾向にある。

盛土材の風化泥岩を用いて、非圧密非排水(UU)条件による三軸圧縮試験を実施した。過去に行われた東名高速道路掛川地区の泥岩の試験結果<sup>2)</sup>とあわせて図-4に示す。過去の試験結果(図中番号1~8)は、露頭部泥岩のスレーキング前

表-1 盛土材料の物性値

項目	段丘礫	風化泥岩 <sup>※1</sup>
地盤材料の工学的分類	(GS-CL)	(CLSG)
自然含水比 $w_n$ (%)	11.1~14.2	19.4~25.9
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.692	2.682
粒度組成	最大粒径(mm)	190
	礫分2.00mm以上(%)	67.6
	砂分2.00mm~75 $\mu$ m(%)	21.7
コンシステンシー	液性限界 $w_L$ (%)	35.7
	塑性限界 $w_p$ (%)	18.6
	塑性指数 $I_p$ (%)	17.1
透水係数(cm/s)	$3.67 \times 10^{-4}$	$7.99 \times 10^{-9}$
岩の破砕率	—	54.2 <sup>※2</sup>
岩のスレーキング率	—	95.7 <sup>※2</sup>

※1 崩落箇所の盛土土塊よりコアカッター法で採取  
 ※2 NEXCO試験法による(周辺地山から採取した新鮮岩での試験)

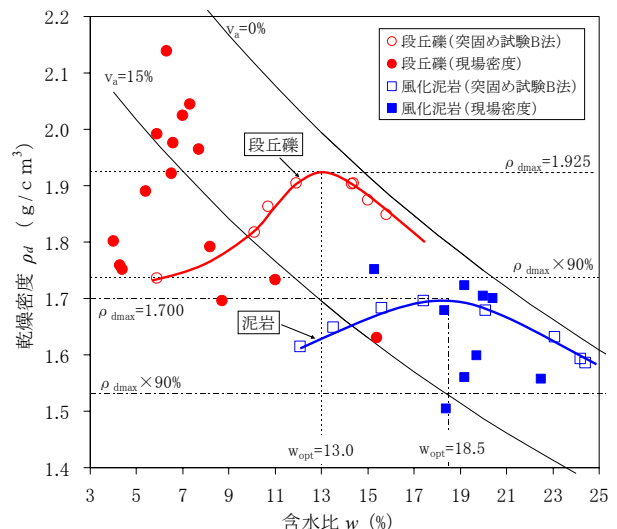


図-1 崩落盛土の現場密度試験結果

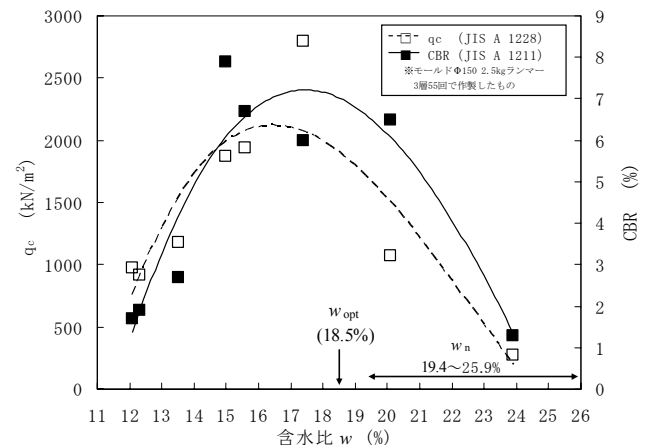


図-2 風化泥岩のコーン指数、CBR

後(図中番号 1,2), 開通から 27 年経過後の盛土内材料(図中番号 3~8)である。スレーキング前後でせん断応力は大きく低下する傾向にあることがわかる。また, 盛土内材料のせん断応力は含水比に依存する傾向がある。今回の牧之原崩落箇所の風化泥岩(図中番号 9,10:開通後 40 年経過)は粘土化が進行している材料で, せん断応力も著しく小さく, 含水状態は異なるが露頭材料をスレーキングさせた材料(図中番号 2)と同様の傾向であった。また, 含水比値に相違はあるものの, 過去の試験結果と同様に, せん断応力が含水比に依存する傾向がみられた。

### 5. 盛土材(風化泥岩)の動的変形および強度特性

風化泥岩の動的特性としては, 動的地震応答解析に必要な動的変形特性と, 繰返しせん断にともなう剛性の低下特性を調べた。用いた試験装置は繰返しねじりせん断試験装置である。土塊の試料を外径 7cm, 内径 3cm, 高さ 7cm の中空円筒状の供試体に整形し, 15 時間通水して飽和させ, 50kPa の拘束圧  $\sigma_0'$  を加えて試験を行った。

動的変形特性試験では 11 波の繰返しせん断力を非排水状態で載荷し, この繰返しせん断応力を段階的に上げていった。各段階の間は一旦排水した。そして, 各段階の 10 波目のヒステリシスループからせん断剛性  $G$  と減衰定数  $h$  を求めた。図-4 にせん断ひずみ片振幅  $\gamma$  と  $G, h$  の関係を示す。 $\gamma=10^{-6}$  程度の微小ひずみ時の  $G_0$  は 30MPa 程度であり, 風化して粘土化していたがそれほど小さな  $G_0$  ではなかった。また, 一般の粘土では  $\gamma=10^{-3}$  における  $G$  は  $G_0$  の半分程度以上はあることが多いが, この試料では半分以下であった。

繰返しせん断にともなう剛性の低下特性を求める試験としては, 非排水状態で一定振幅の繰返しせん断力  $\tau_d$  を 20 波与えて, その後, 非排水状態のまま単調載荷してその時の応力~ひずみ関係を調べた。4 供試体に対し応力比  $R(=\tau_d/\sigma_0')$  を変えた試験を行ったところ, 20 波で丁度 7.5%のせん断ひずみ両振幅になる応力比  $R_1$  は 0.38 となり, かなり大きな値となった。なお, 4 供試体にはこの前後の  $R$  を与えた。繰返し載荷によって 20%程度の過剰間隙水圧が発生したが, その後の単調載荷ではせん断とともに水圧は減少した。その他に, 2 供試体を用いて, 繰返し載荷を与えずに単調載荷のみ与えた「静的載荷」のみの試験も行った。この場合にはせん断にともなって過剰間隙水圧が 10%余り発生した。図-5 にはこれらの 6 供試体における単調載荷時の応力~ひずみ関係を示す。前述したように試料内の所々に未風化の泥岩が残っており, その影響でデータがばらついたが, 「静的載荷」の応力~ひずみ関係に比べて, 繰返し載荷を与えてもこの関係はほとんど変化しなかった。つまりこの程度の繰返し載荷によってはせん断剛性がほとんど低下しない特殊な土であった。

### 6. まとめ

一般的に盛土は構築から年数が経過するにつれて, 強度が増加し安定性が増すと考えられている。しかしながら, 今回崩落した盛土材料の調査, 試験から, 泥岩などのぜい弱岩では長年の乾湿繰返しなどによるスレーキングや風化作用により, 材料の性状が大きく変化することや, 盛土材自体の強度が低下し, 場合によっては盛土全体の安定にも影響を与える可能性が示唆された。また, 風化泥岩の動的変形特性では, 繰返し載荷によってせん断剛性がほとんど低下しない特殊な土であることが確認された。盛土内の風化泥岩の長期的な強度低下の程度や, 動的変形特性の知見はほとんどないのが現状である。これを機に, これまでに施工された盛土の調査, 試験により材料特性を明らかにしたいと考える。

<参考文献>

- 1) 横田ら: 駿河湾の地震における高速道路盛土の被災調査報告, 第 45 回地盤工学研究発表会投稿中
- 2) 横田ら: 掛川泥岩を用いた盛土の長期安定性(その 1), (その 2), 第 32 回地盤工学研究発表会

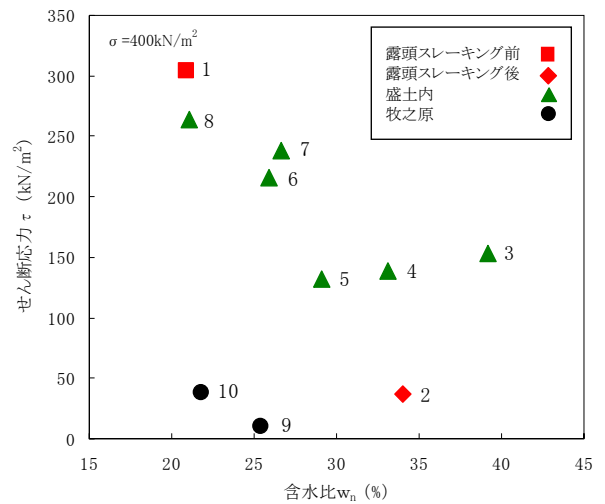


図-3 風化泥岩の含水比と強度特性の関係

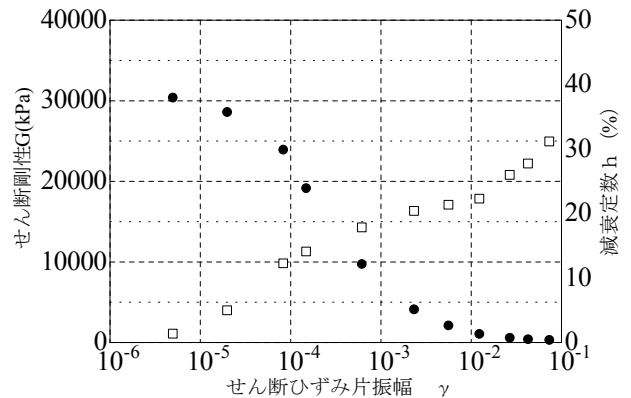


図-4 風化泥岩の動的変形試験結果

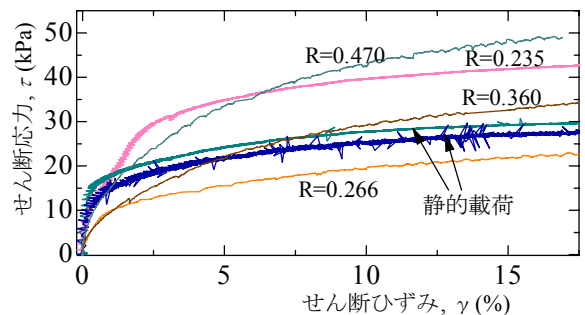


図-5 風化泥岩の繰返し載荷後の応力~ひずみ関係