

鉱さい堆積場におけるレベル2地震時の液状化対策工の設計

鹿島建設(株) 正会員 ○大石 峻也, 村上 武志, 前田 宗宏
 鹿島建設(株) 正会員 小原 隆志, 鬼木 剛一
 住友金属鉱山(株) 正会員 川西 政雄, 非会員 梅寺 誠, 正会員 香川 浩司

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震により東北地方の鉱山集積場の鉱さいが流動化し、下流側へ流出する事象が発生した。これを踏まえて2012年11月に技術指針¹⁾(経済産業省)が改正され、基礎堤より高く積まれた内盛り式スライム集積場(図-1参照)について集積場の所有者にレベル2地震動に対する安定化対策が促されている。そこで、技術指針に則り既設鉱さい堆積場(写真-1参照)のレベル2地震時(図-2参照)のバックチェックを実施した。その結果、鉱さいのほぼ全域(図-1赤破線内)において液状化する結果となり、ニューマーク法による滑動量検討でも10m以上の滑動量が算出され、安定化対策が必要と判断された。表-1に当該箇所で行った土質試験の結果を示す。本論文では、既設鉱さい堆積場のレベル2地震時における液状化対策工の選定およびその設計について述べる。



写真-1 鉱さい堆積場空撮写真

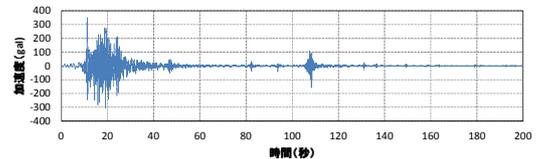


図-2 入力地震波(四時波)

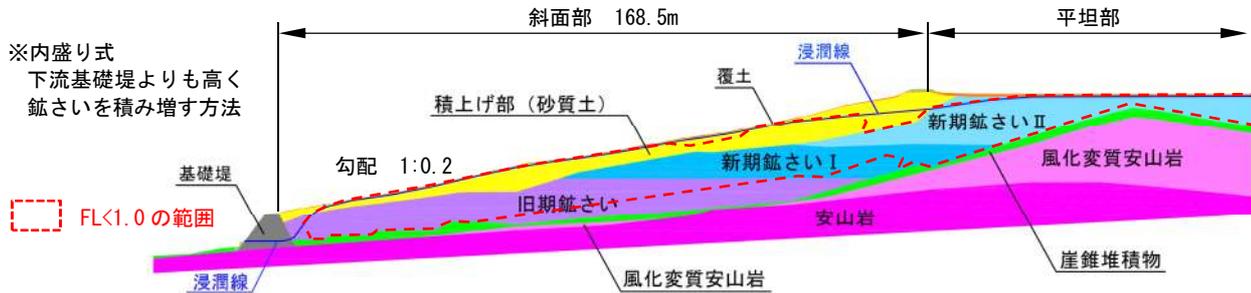


図-1 地質断面図と液状化範囲(①-①断面)

表-1 土質試験結果(平均値)

区分	含水比 W _n (%)	間隙比 e	透水係数 (クレーガ-推定値) k(cm/s)	細粒分 含有率 F _c (%)	液性限界 W _L	塑性限界 W _P	三軸圧縮試験(全応力)		振動三軸試験 応力比(液状化強度) R(DA=5%, Nc=20)
							Cu kN/m ²	φ _u 度	
旧期鉱さい	47.1	1.319	6.20E-08	95.6	60.8	21.3	2.2	9.3	0.272
新規鉱さいI	49.4	1.503	2.20E-07	96.8	52.6	24.6	2.9	11.7	0.220
新規鉱さいII	50.9	1.364	*1.10E-07	96.7	46.2	25.0	4.2	8.1	0.250
積上げ部	30.4	0.852	2.40E-05	78.1	39.1	24.4	5.9	29.5	0.314

※新規鉱さいIIの透水係数は段階試験圧密試験からも 1.0×10^{-7} オーダーであることを確認している

2. 対策工の選定および格子状改良工法の格子間隔の決定

液状化対策工は①基礎堤の嵩上げ、②真空圧密工法、③固結工法を比較検討した結果、用地の問題や真空圧密工法では十分に強度増加が得られないことから、固結工法を選定した。また、固結工法には、経済性を配慮して格子状改良工法を選定した。格子間隔の決定にあたっては、3次元有効応力解析(FLIP)によって、格子内の過剰間隙水圧比が0.5を上回らない格子間隔として、10m(格子幅は1.0m)を採用した(図-3参照)。格子の強度は別途4. 内部安定および外部安定の検討から決定した。

キーワード 鉱さい堆積場, 液状化対策, 格子状改良

連絡先 〒107-8502 東京都港区赤坂6丁目5-30 鹿島建設株式会社 TEL03-6229-6749

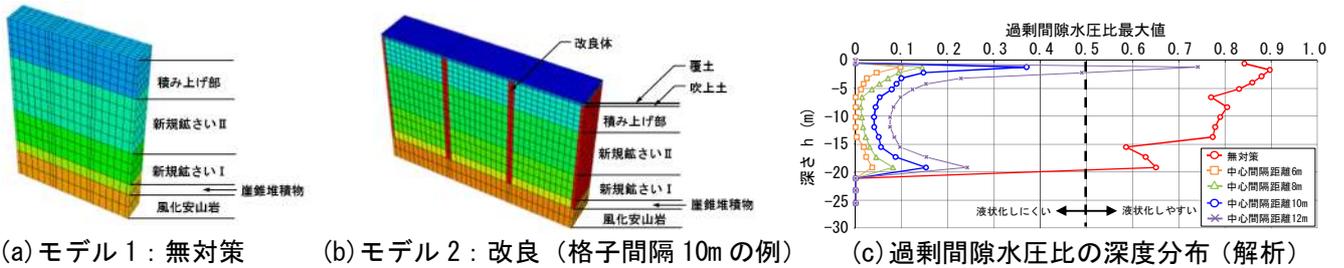


図-3 3次元有効応力解析のモデルと解析結果(過剰間隙水圧比の深度分布)

3. 遠心模型実験による液状化抑制効果の確認

土質材料に鉋さいを用いて遠心模型実験を行い、格子状改良の液状化抑制効果を検証した例はこれまで報告されていない。そこで、現地から鉋さい(新規鉋さいII, 表-1 参照)を採取し、遠心模型実験を行った。遠心加速度は 70g であり、実スケールでの土層深度は約 11m に相当する。格子間隔は 10m となるように設定し、格子の材料は改良体と同等の剛性を有する塩化ビニル樹脂を用いた。なお、入力地震波は四時波(図-2 参照)とし、無対策と改良の2ケースを実施した。図-4に改良時の遠心模型実験モデル図、図-5に過剰間隙水圧比分布、図-6に沈下量の実験計測結果を示す。図-5より、10mの格子間隔で十分な液状化抑制効果が確認出来る。3次元有効応力解析の結果(図-3(c)参照)と比較しても同等の抑制効果が得られており、解析の妥当性が示された。また、図-6より、沈下抑制効果も確認出来る。無対策ケースでは、加振によって発生した過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定値よりも大きな沈下が発生している。一方、改良ケースではほぼ一致している。このことから、沈下量が減少したのは格子によるせん断変形の抑制が主たる要因と考えられる。

4. 内部安定および外部安定の検討

内部安定および外部安定の検討は TOFT 工法マニュアル²⁾に準拠して設計した。また内部安定のうち、上流壁(平坦部と斜面部の境界に位置し、レベル 2 地震による液状化土水圧を支える壁)の設計は2次元平面のFEM解析を行い、引張応力が発生しない壁厚として4mを採用した。図-7に、FEM解析による局所安全率分布を示す。また、必要強度は $qu=1,900\text{kN/m}^2$ と設定した。表-2および表-3に内部安定および外部安定の照査結果を、図-8に改良範囲と対策後の円弧すべり解析の結果を示す。

表-2 内部安定検討結果

	発生応力度 kN/m^2	許容応力度 kN/m^2	判定
端趾圧	696	1,900	OK
水平せん断	1,173		OK
抜け出し破壊	947		OK
上流壁の検討	1,694		OK

表-3 外部安定検討結果

	安全率 F_s	許容値 F_a	判定
円弧すべり	1.148	$F_s > 1.0$	OK
滑動	1.161	$F_s > 1.0$	OK
転倒	1.901	$F_s > 1.1$	OK

参考文献

- 1) 経済産業省；鉋業上使用する工作物等の技術基準を定める省令の技術指針，2012年11月30日。
- 2) 大林組 竹中工務店 竹中土木 不動建設；TOFT耐震固化工法設計マニュアル

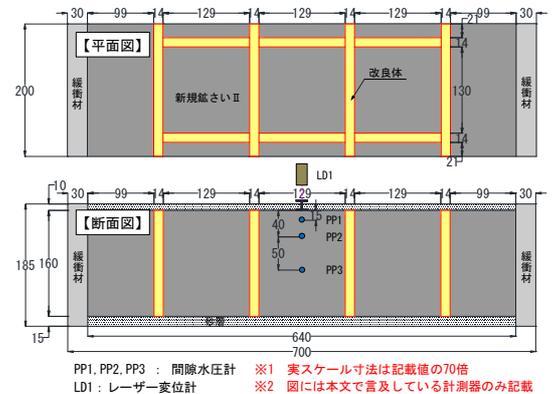


図-4 遠心模型実験モデル図(改良)

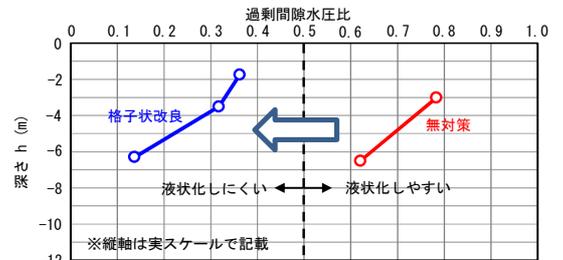


図-5 過剰間隙水圧比の深度分布(遠心)

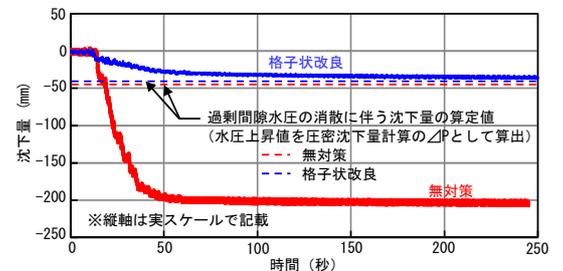


図-6 沈下量計測結果(遠心)

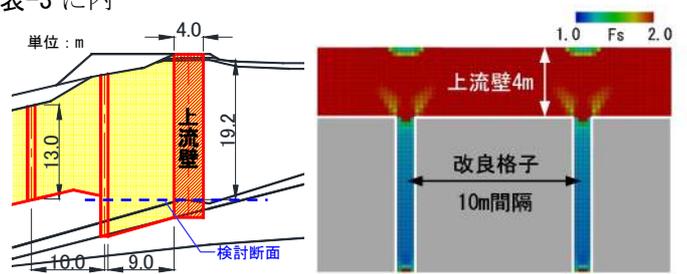


図-7 平面2次元FEM解析結果(局所安全率分布)

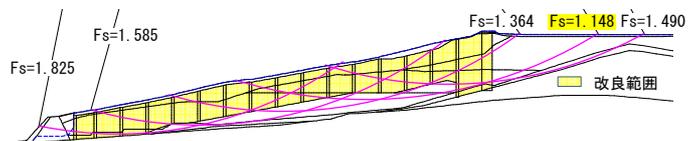


図-8 改良範囲と円弧すべり解析結果