

空間的な強度のばらつきを考慮したセメント改良自立土留め壁の FEM 解析

セメント改良土 ばらつき 有限要素法

芝浦工業大学 正会員 ○加藤慈人
芝浦工業大学 国際会員 並河 努

1. はじめに

深層混合処理工法等で構築されるセメント改良地盤を自立土留め壁として用いる場合、ブロック形状として改良体内に曲げによる引張応力が発生しないように設計することが一般的である。この理由として、セメント改良土の引張強度が圧縮強度の 2 割程度と小さく、引張破壊が脆性的であることが考えられる。また、深層混合処理工法等で構築されるセメント改良地盤の強度の空間的なばらつきも大きく、強度の不確実性を適切に考慮できないため保守的な設計になっているのが現状である。セメント改良自立土留め壁の合理化を図るには、改良体の壁厚を薄くすることが考えられるが、壁状の改良形式にした場合、セメント改良壁の曲げ引張破壊に関する検討が必要となる。

本研究では、壁厚 1m 程度のセメント改良自立土留め壁の変形破壊挙動を FEM 解析により明らかにする。セメント改良体の強度の空間的なばらつきを考慮したランダム FEM(RFEM)解析を実施した。解析結果より、強度の空間的なばらつきがセメント改良自立土留め壁の曲げ変形破壊挙動に与える影響について検討する。

2. 土留め壁及び地盤条件概要

セメント改良自立土留め壁の解析の概要を図 1 に示す。直径 1m のセメント改良柱を 1 列に配置した土留め壁を対象としている。改良柱のラップ幅は 20cm とした。改良深度は 9m、掘削深度は 3m とし、地下水は考慮していない。地盤は N 値 10 程度の砂質土とし、湿潤単位体積重量 $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ 、せん断抵抗角 $\phi = 30^\circ$ 、粘着力 $c = 0$ とした。

FEM 解析では、改良壁のみモデル化し、土圧はランキン土圧を外力として改良壁に作用させた。掘削側の地盤抵抗として地盤ばねを用い、掘削深度以深では静止土圧を差し引いた土圧を作用させた。また、改良壁の自重を考慮し、解析の初期段階において、モデル全体に重力を作用させた。

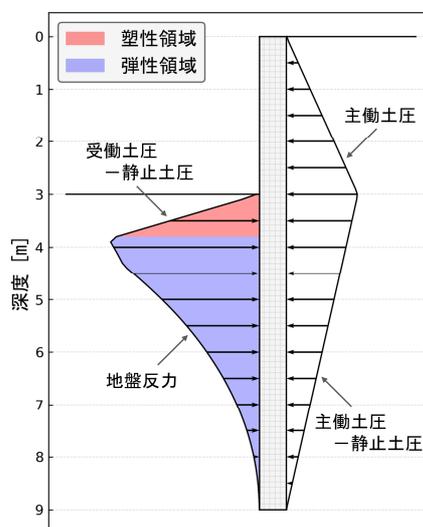


図 1. 解析概要

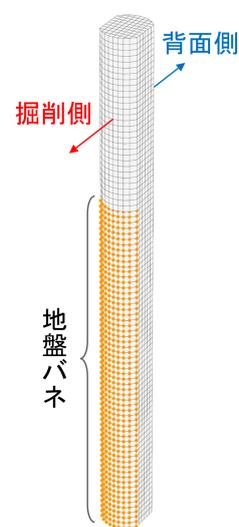


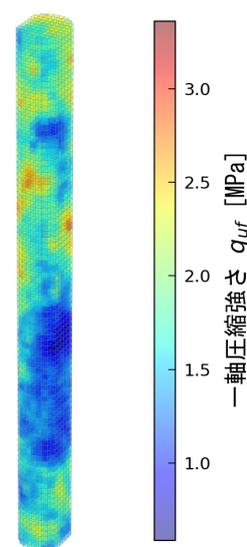
図 2. メッシュ図

3. RFEM 解析概要

FEM 解析には解析ソフト DIANA を用いた。解析に用いたセメント改良壁のメッシュ図を図 2 に示す。直径 1m、高さ 9m のセメント改良柱が奥行方向 1 列に配置された土留め壁の奥行 1 本分を模擬している。背面側の主動土圧は等価な節点力として改良柱背面側の節点に作用させた。節点力は段階荷重として作用させた。各段階での荷重増分は主動土圧の 1/100 とし、改良壁が破壊するまで載荷した。改良柱の掘削側の節点には受働土圧を最大値とする水平方向地盤ばねを設定した。地盤ばねの水平方向地盤反力係数は深さ方向一定の 10 MN/m^3 とした。

強度の空間的なばらつきは改良土の一軸圧縮強さ q_{uf} が多変量正規分布に従うと仮定し設定した。 q_{uf} の平均を $\mu_{q_{uf}} = 2.0 \text{ MPa}$ 、標準偏差を $\sigma_{q_{uf}} = 0.6 \text{ MPa}$ とした。 q_{uf} の空間自己相関は指数型の自己相関関数を用い、そのパラメータである自己相関距離 $\theta_{q_{uf}} = 1.0 \text{ m}$ とした。これらのパラメータを用いて空間的なばらつきを有する q_{uf} の実現値を作成し、FEM 解析に用いるモデルの各要素の q_{uf} の値を設定した¹⁾。強度のばらつきが異なる 300 個のモデルを作成し、RFEM 解析を実施した。 q_{uf} の分布の一例を図 3 に示す。また、比較のために $q_{uf} = 2.0 \text{ MPa}$ の様な強度分布を有する改良壁の解析も実施した。

セメント改良土の構成式には Namikawa and Mihira (2007)²⁾の弾塑性構成式を DIA

図 3. q_{uf} の分布の一例

NA のユーザーサブルーチンとして用いた。セメント改良土の構成式のパラメータ ($q_{uf} = 2.0\text{MPa}$) を表 1 に示す。表中の stochastic parameter は q_{uf} に比例して変化するパラメータで、deterministic parameter は q_{uf} によらず一定値としている。RFEM では、stochastic parameter と q_{uf} の比を一定にし、各要素の材料パラメータを設定した。

表 1 FEM 解析における弾塑性モデルのパラメータ

E (MPa)	ν	ϕ (degree)	c (MPa)	T_f (MPa)	α	e_y	G_f (N/m)	e_r	D_c	t_{s0} (mm)	l_c (mm)
Stoch.	Deter.	Deter.	Stoch.	Stoch.	Deter.	Deter.	Stoch.	Deter.	Deter.	Deter.	Deter.
3720	0.167	30	0.577	0.447	1.05	0.0002	9	0.4	-0.4	0.6	100

E = elastic modulus; ν = Poisson's ratio; ϕ = friction angle; c = cohesion; T_f = tensile strength; α = hardening parameter; e_y = hardening parameter; G_f = fracture energy; e_r = softening parameter; D_c = dilatancy coefficient; t_{s0} = localization size; l_c = characteristics length; Stoch. = stochastic parameter; Deter. = deterministic parameter

4. 解析結果

$q_{uf} = 2.0\text{MPa}$ の一様な強度分布を有する改良壁の破壊時の鉛直方向応力分布を図 4 に示す。本条件では主働土圧の 99% で全体曲げ破壊が生じた。図 4 より深度約 5.4m の地点で引張破壊が生じていることがわかる。図 3 に示す q_{uf} の空間分布を有する改良壁の破壊時の鉛直方向応力分布を図 5 に示す。一様な強度分布を有する改良壁と比較すると、鉛直方向応力の分布にばらつきが見られる。引張破壊の発生箇所についても解析ケースによりばらつきが生じた。

q_{uf} の空間分布を有する改良壁の全体曲げ引張破壊時におけるランキンの主働土圧に対する比率の累積密度関数(CDF)を図 6 に示す。図より、一様な強度分布のモデルよりも強度分布がばらついたモデルの方が低い荷重倍率において曲げ破壊を生じる傾向があると分かる。 q_{uf} の空間的ばらつきを考慮した場合、 $\mu_{q_{uf}} = 2.0\text{MPa}$ のセメント改良自立土留め壁の掘削深度 3m における破壊確率は約 96% となることが明らかとなった。このことより、破壊確率を小さくするためには、 $\mu_{q_{uf}}$ の値を大きくする必要があることが分かった。

今回の条件では非常に高い破壊確率となったが、本手法を用いることによりセメント改良自立土留め壁の信頼性設計が可能であるといえる。

5. まとめ

本研究では、壁厚 1m 程度のセメント改良自立土留め壁の変形破壊挙動を、強度の空間的なばらつきを考慮した RFEM を用いて解析した。解析結果より、強度の空間的なばらつきを有するセメント改良自立土留め壁の曲げ変形破壊確率を明らかにした。本手法を用いることにより強度のばらつきを有するセメント改良自立土留め壁の破壊確率を算定でき、信頼性設計が可能であることを示した。

参考文献

- 1) Namikawa, T. and Koseki, J., (2013) Effects of spatial correlation on the compression behavior of a cement-treated column. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139(8), 1346-1359.
- 2) Namikawa, T. and Mihira, S., (2007) Elasto-plastic model for cement-treated sand. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 31(1), 71-107.

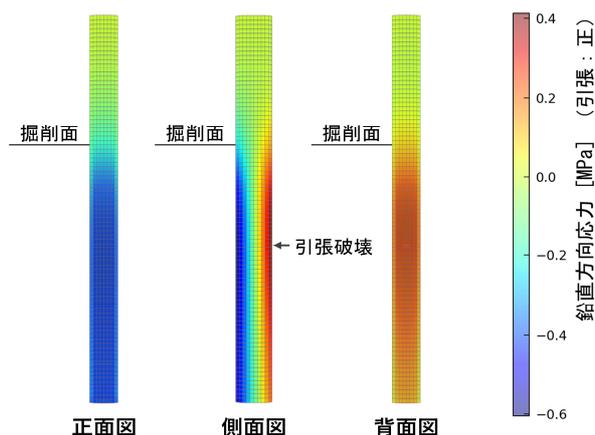


図 4. 鉛直方向応力分布 (強度分布一様)

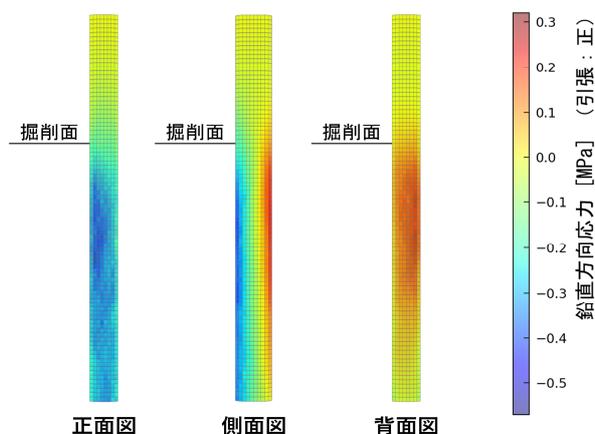


図 5. 鉛直方向応力分布 (強度分布にばらつき)

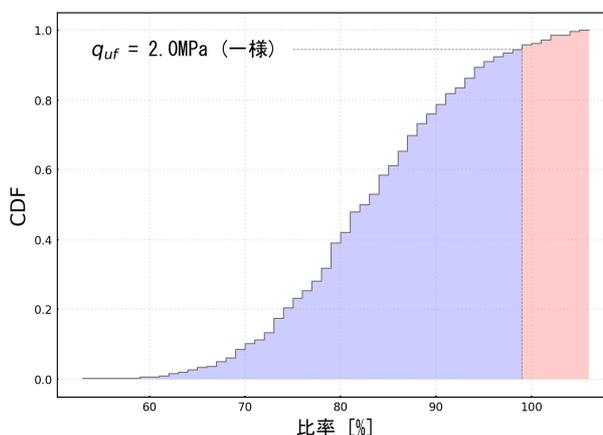


図 6. 破壊確率の経験的累積分布