

地盤改良体を用いた斜め土留め工法の設計事例

(株)大林組 正会員 ○照井太一
北陸電力(株) 西本真也

フェロー 杉江茂彦 正会員 大城一徳
佐野朝恵

1. はじめに

土留め壁を傾斜させることにより背面土圧を低減させる斜め土留め工法が実用化されている。従来、切梁等を使用していた中規模な開削工事でも支保工が不要となることから、内部掘削および躯体構築の施工性が向上している。

斜め土留め工法の地盤改良体方式は、パワーブレンダー工法によりセメント系固化材を攪拌混合して土留め壁を造成するものである。今回、富山新港火力発電所LNG1号機新設工事のうち冷排水路工事で仮設土留めとして適用したことから、その設計および計測状況について報告する。

2. 設計条件

仮設土留めの仕様および地盤条件を図-1に示す。掘削深さ4.8mに対し傾斜10度、長さ7.92m、厚さ2.0mの地盤改良体を造成し(設計基準強度1,000kN/m²)土留め壁とした。地盤は表層から主に腐植土層(Ap)、粘性土層(Ac0)、砂質土層(As1)で構成され、地下水位はGL-0.8mである。また、掘削底面以深には盤ぶくれ防止のため厚さ5.0mの底版改良を造成するものとした。

3. 弾塑性解析による検討

地盤改良体を弾性要素とみなし、弾塑性法により土留めの検討を行った。設計側圧の算定は指針¹⁾に準じるが、主働土圧は土留め壁の傾斜を考慮した土圧係数を用いて以下のように算出した。

砂質土には以下のクーロン土圧式 K_{as} を用いた。

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\alpha + \delta) \times \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin \phi}{\cos(\alpha + \delta) \times \cos \alpha} \right\}^2} \cdots (1)$$

ここに、 ϕ : 土の内部摩擦角、 α : 土留め壁の傾斜、 δ : 土と土留め壁の摩擦角

粘性土には、試行くさび法による土圧合力比から求める低減係数 λ (図-2)を算定し、指針¹⁾の主働側圧係数(表-1)に乗じることとした。

弾塑性解析結果を図-3、土留め壁の応力度照査結果を表-2に示す。変位は土留め壁頭部で最大24mmとなり、掘削底面以浅は直線的な変形モードとなる。曲げモーメントとせん断力は掘削底面以深で最大値が発生している。圧縮応力度とせん断応力度は指針¹⁾に示される設計基準強度1,000kN/m²のソイルセメントの許容値以下となっている。引張については、従来の設計では抵抗力は評価しないが310kN/m²の引張応力度が生じる結果となっている。

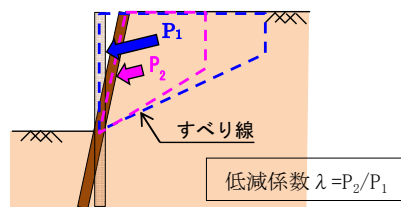


図-2 試行くさび法による低減係数の算定

表-1 設計指針¹⁾の主働側圧係数(粘性土)

N 値	K_{ac1}		K_{ac2}
	推定式	最小値	
$N < 2$	$0.8 - 0.025H$	0.6	0.8

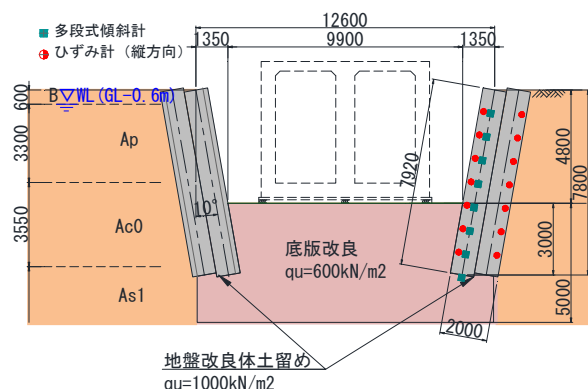


図-1 検討断面

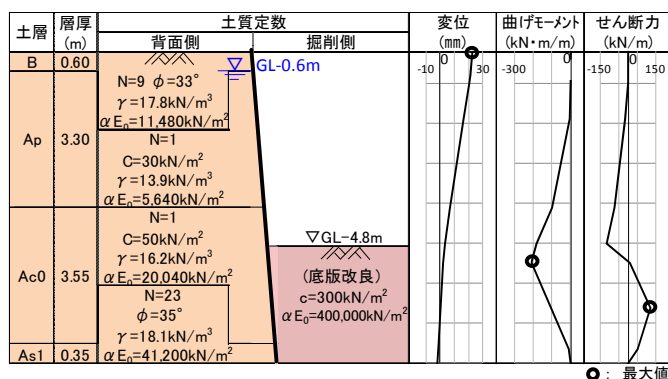


図-3 弾塑性解析結果

キーワード： 斜め土留め工法、ソイルセメント壁、中層混合処理工法

連絡先：〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2 (株)大林組土木本部生産技術本部技術第一部 03-5769-1322

表-2 土留め壁の応力度照査結果

項目	断面力 (/m)	断面特性 (/m)	応力度 (kN/m ²) +:圧縮 -:引張
圧縮	$M_{\max}=207\text{kN}\cdot\text{m}$	$Z=0.667\text{m}^3$	$\sigma_c=310$
引張			$\sigma_t=-310$
せん断	$S_{\max}=115\text{kN}$	$A=2.000\text{m}^2$	$\tau=60$

4. FEM解析による検討

検討断面(図-1)の土留めの変位・応力挙動を検証するため、解析コードGRASP3Dによる検討を行った。

解析モデル図を図-4に示す。また、解析に用いた地盤定数を表-3、土留め壁および底版改良の物性値を表-4に示す。地盤の変形係数は、龍岡ら²⁾による粘性土に対する $G/G_{\max}\sim\gamma$ 関係と掘削地盤での地盤剛性の逆算値を参考に、掘削時のひずみの発生に応じて低減させた。また、初期変形係数は今井ら³⁾の提案式を用い、N値からS波速度を推定した。

土留め壁の発生応力度分布を図-5に示す。鉛直応力度について、掘削底面付近で背面側に引張が発生しているが、ソイルセメントの引張特性として一軸圧縮強度の20%程度を得られるという報告があり、また引張領域は限定的であることから土留め壁の健全性は確保されると判断した。土留め壁の水平変位量を図-6に示す。土留め壁の頭部で最大14mmとなるが、FEM解析では土留め壁の重量が考慮されることから弾塑性解析よりも小さくなったと考えられる。

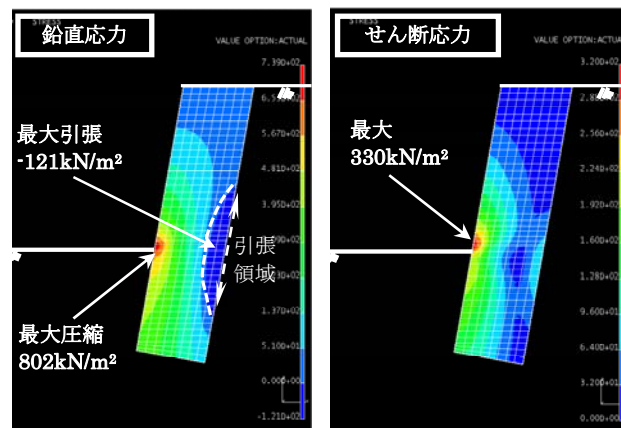


図-5 応力度分布図

5. 土留め計測

設計との比較検討を行うことを目的とし、土留め壁に多段式傾斜計とパイプひずみ計を設置した。図-1に示すように、多段式傾斜計は土留め壁の掘削面側から500mm、パイプひずみ計は背面側および掘削面側から200mmの位置をボーリング削孔し、それぞれ深さ方向に1.0m間隔で配置したあとモルタルを充填した。

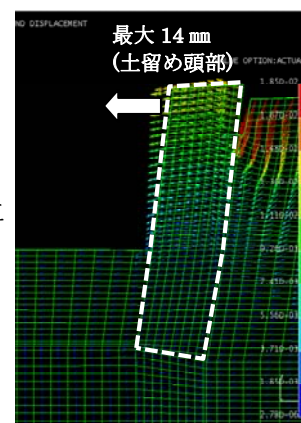


図-6 変位図

この論文を作成する時点で計測計器を設置した箇所の掘削は現時点で着手していないが、他の場所で一部掘削が完了している。そこでは、土留め壁頭部の変位計測値は弾塑性解析値と同等となっており、壁面には施工上の問題となるクラックは発生していない。

6. おわりに

本工法を今回初めて実工事に適用し、一部の区間で開始した躯体構築作業は順調に進められている。今後は計測結果との比較による設計の検証作業を行い、より合理的な設計法の確立と、多くの工事に本工法の適用を図りたい。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路土工 仮設構造物工指針，平成11年3月
- 2) 龍岡文夫他：原位置試験・室内試験・逆解析による土と岩の変形係数(その1)，東京大学生産研究所，生産研究，第44巻，第10号，pp. 36-50，1992
- 3) 今井常雄他：N値とS波速度の関係およびその利用例，基礎工，pp. 70-76，1982

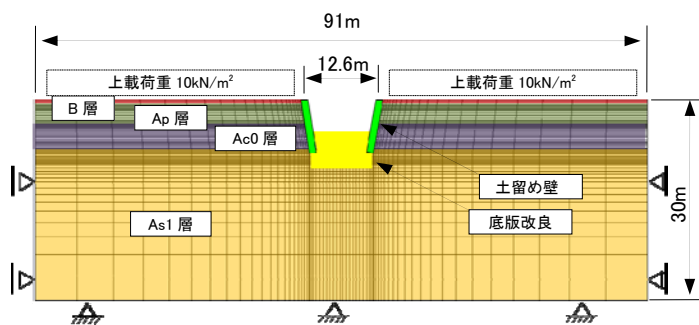


図-4 解析モデル図と境界条件

表-3 有限要素法の地盤定数

土層	N 値	単位体積重量 (kN/m ³)	初期変形係数 (kN/m ²)	ポアソン比	静止側圧係数
B	9	17.8	178,600	0.35	0.80
Ap	1	13.9	29,400	0.25	0.82
Aco	1	16.2	39,700	0.45	0.85
As1	23	18.1	341,800	0.35	0.78

表-4 地盤改良の定数

部位	設計基準強度 (kN/m ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	変形係数 (kN/m ²)	粘着力 (kN/m ²)
土留め壁	1,000	19.0	500,000	334
底版改良	600	19.0	120,000	200