

土留め掘削問題に対する FEM 解析の適用について

有限要素法 土留め壁 掘削

(株)フォーラムエイト 正会員 中村淳
群馬大学 国際会員 蔡 飛 非会員 深堀貴幸
群馬大学 国際会員 鷗飼恵三

1.はじめに

有限要素法等の数値解析手法の研究開発により、土留め工における各種の力学挙動の詳細な数値解析を行うことが可能となった。しかしながら、土留め工の力学挙動には理論的・経験的に今なお不明な部分が多く、土留め工の情報化施工をより有効なものとするためには事前設計での予測精度の向上が重要である。

本報告は、事前設計での予測精度の向上を図るために FEM 解析を用いて、過去の事例との比較・検討を行った上で、地盤材料の構成則が土留め掘削の解析結果に及ぼす影響を照査し、適切な構成則の適用について研究したものである。

2.土留め事例概要

土留め工断面図¹⁾を図-1に示す。解析工程は、(1)一次掘削時、(2)1段切梁プレロード、(3)二次掘削時、(4)2段切梁プレロード、(5)最終掘削時の5工程である。FEM解析に用いた要素分割図を図-2に示す。解析には、弾塑性地盤解析プログラム GeoFEAS(2D)を使用した。

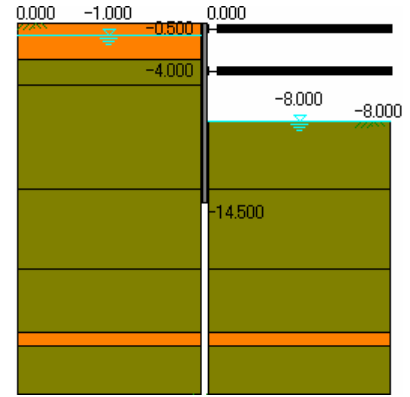


図-1 検討断面図

3.弾性モデル

弾性モデルは FEM 解析では比較的多く使用されている構成則である。表-1に材料定数を示す。弾性係数は埋土・砂は N 値 ($E=2.8N(\text{MPa})$)、シルト・土丹は一軸圧縮強さ ($E=105q_u(\text{MPa})$) で算出した。ポアソン比は埋土・砂は 0.33、シルト・土丹は 0.45 とした。

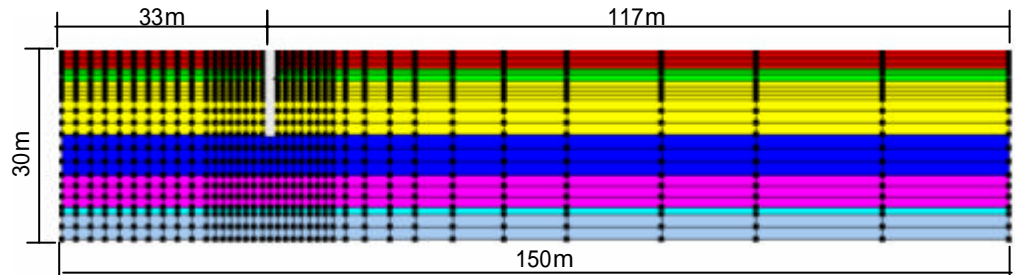


図-2 要素分割図

表-1 弾性モデルの材料定数

地層	深度 (m)	単位体積重量 (N/m ³)	ポアソン比	弾性係数 E (MPa)
埋土 (B)	0.0 ~ 3.0	14.70	0.33	16.8
シルト (Ac1)	3.0 ~ 5.0	15.40	0.45	3.8
シルト (Ac2-1)	5.0 ~ 13.4	14.20	0.45	7.7
シルト (Ac2-2)	13.4 ~ 19.9	13.70	0.45	11.1
シルト (Ac2-3)	19.9 ~ 25.0	14.40	0.45	15.4
細砂 (As)	25.0 ~ 26.0	17.70	0.33	56.0
土丹 (Oc)	26.0 ~ 30.0	19.10	0.45	388.5

図-4(a)に変位結果を示す。変位の傾向はどの掘削段階においても一致しているといえる。実測値と解析値の最大変位量の差は一次掘削時では 11mm、二次掘削時では 16mm、三次掘削時は 5mm であり、解析値/実測値は、それぞれ 2.4 倍、1.4 倍、1.1 倍となっており、三次掘削時はほぼ一致しているが、一次、二次掘削時には大きな差が生じている。このように、掘削段階でばらつきがある理由として、弾性係数のひずみ依存性があるのではないかと判断した。そこで、次に、ひずみ依存性を勘案した弾性係数を用いて弾性解析を行った。

4.弾性係数の逆算

図-3を用いて、各掘削段階において解析結果が実測値に近づくように弾性係数の逆算を行った。その時の初期接線弾性係数 E_i は式(1)で求めた。

$$E_i = 2(1+\nu)G = 2(1+\nu)rV_s^2 \dots \text{式(1)}$$

FEM 解析の最大変位と観測値が一致するように、ひずみ(横軸)を仮定して、初期接線弾性係数に対する割線弾性係数の比率(縦軸)を繰り返し計算して設定した材料定数を表-2に示す。初期接線弾性係数対

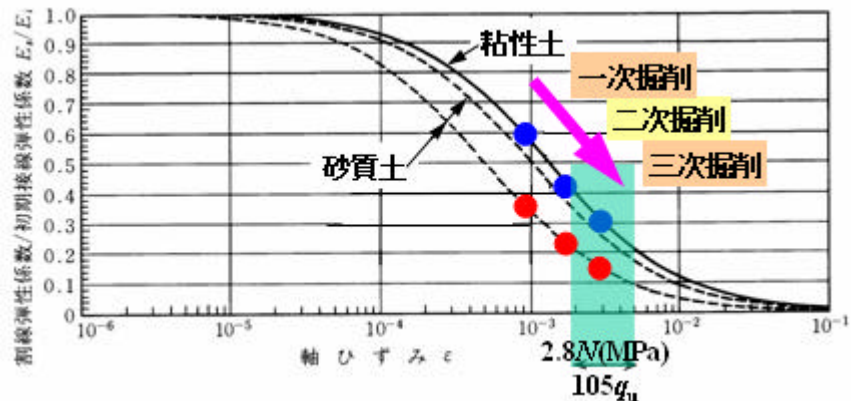


図-3 ひずみ図レベルと変形係数の関係(瀬谷ら, 1997)

して、一次掘削時において砂は 0.38 倍、粘土は 0.6 倍、二次掘削時において砂は 0.21 倍、粘土は 0.41 倍、三次掘削時において砂は 0.17 倍、粘土は 0.33 倍で最大変位が実測値とほぼ同じになった。

図-4(b)の変位結果を示すように、逆算した弾性係数を用いた結果、変形の実測値と解析値では、深さ方向の分布はほぼ同じになり最大値が一致した。

表-2 逆算した弾性モデルの材料定数

地層	深度 (m)	初期接線弾性係数 E_t (MPa)	一次掘削時弾性係数 E (MPa)	二次掘削時弾性係数 E (MPa)	三次掘削時弾性係数 E (MPa)
埋土 (B)	0.0~3.0	249.4	94.8	52.4	42.4
シルト (Ac1)	3.0~5.0	65.6	39.4	26.9	21.6
シルト (Ac2-1)	5.0~13.4	23.7	14.2	9.7	7.8
シルト (Ac2-2)	13.4~19.9	29.3	17.6	12.0	9.7
シルト (Ac2-3)	19.9~25.0	77.7	46.6	31.9	25.6
細砂 (As)	25.0~26.0	231.7	88.0	48.7	39.4
土丹 (Dc)	26.0~30.0	1968.5	1181.1	807.1	649.6

表-3 Duncan-Chang モデルの材料定数

地層	深度 (m)	単位体積重量 (KN/m ³)	ポアソン比	せん断波速度 V_s (m/sec)	K	n	粘着力 c (KPa)	内部摩擦角 (°)	Rf
埋土 (B)	0.0~3.0	14.70	0.33	250.0	7520	0.5	0	25	1.0
シルト (Ac1)	3.0~5.0	15.40	0.45	120.0	934	0.5	16	9.9	1.0
シルト (Ac2-1)	5.0~13.4	14.20	0.45	75.0	211	1.0	32	0	1.0
シルト (Ac2-2)	13.4~19.9	13.70	0.45	85.0	120	1.0	49	9.8	1.0
シルト (Ac2-3)	19.9~25.0	14.40	0.45	135.0	290	1.0	72	1.2	1.0
細砂 (As)	25.0~26.0	17.70	0.33	220.0	1716	0.5	0	35	1.0
土丹 (Dc)	26.0~30.0	19.10	0.45	590.0	10646	0.5	185	0	1.0

5. Duncan-Chang モデル

上記からワンセットで弾性係数の非線形性を考慮できる構成則を採用す

べきであると判断し、Duncan-Chang モデルを適用した。本モデルは軸差応力と接線弾性係数の関係として下式で定義されており、双曲線による応力ひずみ関係の非線形性と拘束圧による剛性変化の影響を考慮したものである。

$$E_t = K \cdot P_a \left(\frac{s_3}{P_a} \right)^n \dots \text{式(2)}, \quad E_t = \left\{ 1 - \frac{R_f (1 - \sin f) (s_1 - s_3)}{2c \cdot \cos f + 2s_3 \sin f} \right\} \cdot E_i \dots \text{式(3)}$$

$$s_3 = K_o \cdot s_v' \dots \text{式(4)}, \quad K_o = \frac{n}{1-n} \dots \text{式(5)}$$

ここに、 E_t は初期弾性係数、 E_t は接線弾性係数、 P_a は大気圧、 c は粘着力、 f は内部摩擦角、 s_1 は最大主応力、 s_3 は最小主応力、 K は初期弾性係数を定義する定数、 n は弾性係数の拘束圧依存性を表す定数、 R_f は破壊比である。文献1)とはシルト層の n 値を 1.0 に変更している点が異なる。

図-4(c)に変位結果を示す。どの掘削段階でも実測値とほぼ同じような値を示している。実測値と解析値の最大変位量の差は一次掘削時では-1mm、二次掘削時では-3mm、三次掘削時は-8mmとなった。

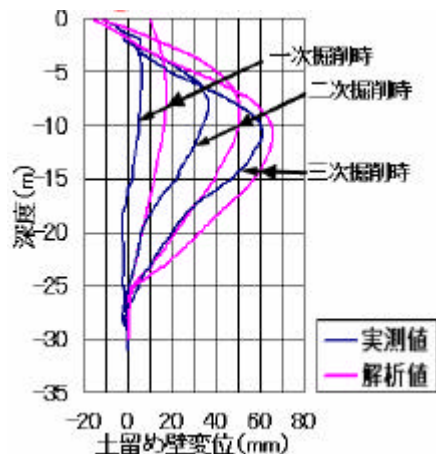


図-4(a) 変位図(弾性モデル)

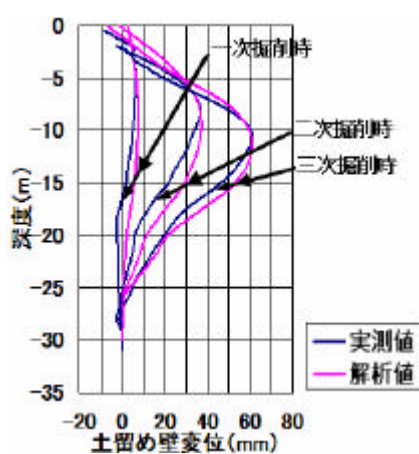


図-4(b) 変位図(逆算弾性係数)

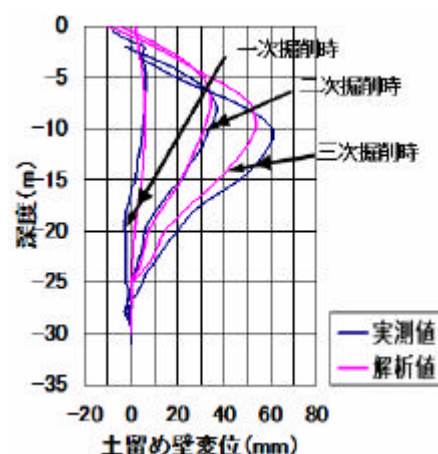


図-4(c) 変位図(Duncan-Chang)

6. おわりに

本ケースでは、地盤の構成則として非線形性を考慮できる Duncan-Chang モデルの適用の可能性を確認した。今後は、様々なケーススタディを行い、材料パラメータの設定方法について検討を加え、周辺地盤への影響検討も含めた FEM 解析による土留め工の設計業務が行えるようにしたいと考える。

参考文献；

- 1) 實松俊明、磯部隆寿、三浦徹也、杉本健太郎(1998)：軟弱地盤における掘削工事の挙動データとシミュレーション解析、鹿島技術研究所年報第 46 号、1998 年。
- 2) 瀬谷時夫・中原浩明・倉知禎直・大石雅彦：無人化深礎工法に用いた場所打ちライニングの挙動、第 32 回地盤工学研究発表会、pp.1751-1752、1997。