

III-B 209

山留め掘削問題の有限要素解析結果と現場実測値の比較

鹿島建設(元・名工大院) 正 川野 広道 名古屋工業大学 正 中井 照夫
 大阪市交通局 正 岸尾 俊茂 大阪市交通局 正 太田 擴
 大阪土質試験所 正 譽田 孝宏

1. まえがき

山留め掘削工事にともなう山留め壁および切梁支保の設計検討を行う際、梁バネモデルを用いた弾塑性解析が行われているが、大規模大深度の掘削工事においては周辺地盤や近接構造物への影響が大きな問題となるため有限要素法などの数値解析法を用いる必要がある。本研究では地下鉄建設の開削工事現場を対象とした山留め掘削工事の弾塑性有限要素解析を行い、その解析結果を現場の実測値と比較検討する。

2. 解析条件

解析対象は大阪市営地下鉄7号線の延伸に伴う心斎橋～長堀通間の開削地盤であり、土留め壁は $H=450 \times 200 \times 9 \times 14 \text{ mm}$ の芯材を持ったソイルセメント壁で、長さ 28.5m、掘削規模は幅 38.4m、掘削深度は 22.1m である。地盤構成は上部は 10m 程度の厚い沖積砂層 (As1 層、N 値=10 程度)、1m 程度の薄い沖積粘土層 (Ac 層、 $q_u=1 \text{ kgf/cm}^2$ 程度) を挟んで沖積砂層 (As3 層、N 値=10 程度) となっている。下部は洪積粘土層 (Ttc 層と Utc 層、 $q_u=1.5 \text{ kgf/cm}^2$ 程度) と洪積砂礫層 (Ttg 層と tg 層、N 値=50 程度) が互層に堆積し、さらに深部は非常に硬質な大阪層群粘土層 (Os10 層、 $q_u=4 \text{ kgf/cm}^2$ 程度)、大阪層群砂層 (Os10 層、N 値=140 程度) がある。この地盤の半幅を対象とした有限要素メッシュを図-1 に示す。太線部分には山留め壁としてビーム要素 (長さ $H_0=28.5 \text{ m}$ 、 $EI=15633 \text{ tfm}^2/\text{m}$) を設置し、ビーム要素と solid 要素の間には壁面摩擦を考慮するため弾塑性ジョイント要素¹⁾を設置している。地盤材料の構成モデルとして移動硬化型の粘土の弾塑性構成モデル(kinematic t_{ij} -clay model)²⁾と砂の弾塑性構成モデル(kinematic t_{ij} -sand model)³⁾を用いている。表-1 にこれらの構成モデルで用いる各層ごとの土質パラメータを示す。なお、G.L.-19.1m 以深の層 (Ttg, Utc, Utg, Oc10, Os10) については、サンプリングした試料の室内試験が行われておらず、比較的硬い層であることから剛性の大きな弾性体と仮定した。また、実際の掘削工事では、掘削とともに掘削側の地下水位を G.L.-16.0m から G.L.-23.0m まで低下させている。しかし、Ac 層、Ttc 層の粘土層は過圧密領域にあると考えられるので正規状態でのパラメータに基づき解析を行うと浸透流による圧密により地表面沈下量が過大評価することになる。そこで本解析では掘削する前に掘削側の地下水位をあらかじめ G.L.-16.1m から G.L.-23.0m まで下げておき定常状態になったところを初期状態として解析を行った。切梁は7段まで設置されているがそのバネ定数は用いた鋼材のサイズより1, 2, 7段は 5258 tf/m/m 、3, 4, 6段は 7772 tf/m/m 、5段は 9920 tf/m/m とした。また、解析における掘削深さの経時変化と切梁挿入時を図-2 に示す。図-3(a),(b)は、As1 層、As3 層の試料の三軸圧縮試験の実測値 (プロット) と表-1 のパラメータを用いた解析結果 (実線) である。モデルは正のダイレイタンス特性を含めて要素特性をよく説明している。

3. 結果と考察

図-4(a),(b)は、3段8段掘削完了時の山留め壁の変形図 (実測値 (プロット)、土～水連成解析値 (実線)、非連成解析値 (破線)) を示している。横軸は山留め壁の変位量 $\delta (\text{cm})$ 、縦軸は山留め壁下端からの距離 $H (\text{m})$ である。いずれの図においても、山留め壁上端部は実測ではわずかな掘削側変位となり、解析では逆に背面地盤に食い込む形となっているが、解析値は山留め壁の折曲点を含め実測値とよい一致を示している。本解析で用いたビーム要素は上端から下端まで同じ剛性としたこと、上層砂層を実地盤より軟らかい正規状態としたことにより山留め壁上端部が実際よりも背面地盤に食い込む形となったと考えられる。また、土～水連成解析値とカップリングを考えない解析値はほぼ一致しているため本解析において浸透力が山留め壁の変形に及ぼす影響は小さい。図-5(a),(b)は、切梁に作用する軸力変化図 (a)実測値 (b)解析値) である。横軸は軸力 (tf)、縦軸は山留め壁の下端からの高さ $H (\text{m})$ である。なお、実際工事での切梁の仮設間隔は 2.25m であり解析値の切梁軸力は単位奥行き当たりの軸力なので図-4(b)の軸力も実測値に合わせて切梁一本当たりの軸力に換算している。個々の切梁の軸力は、その切梁の下で切梁が架設されると増加量が小さくなっており解析結果はこのような実測値の傾向を表現している。ここに、図-4 から分かるように、解析の壁体変位が実測値より小さいため結果的に切梁変位も小さくなり解析の軸力が過小評価されている。以上、掘削問題では土圧分布・壁体の変形・切梁軸力等有機的に関連づけて考える必要があることが分かる。

参考文献 1) Nakai, T. (1985): S&F, vol.25, No.3, 98-113 2) Nakai, T. and Hoshikawa, T. (1991): Proc. 7th IACMOG, 1 655-660 3) Nakai, Fujii & Taki (1989): Proc. NUMOG III, Vol.1, 36-45.

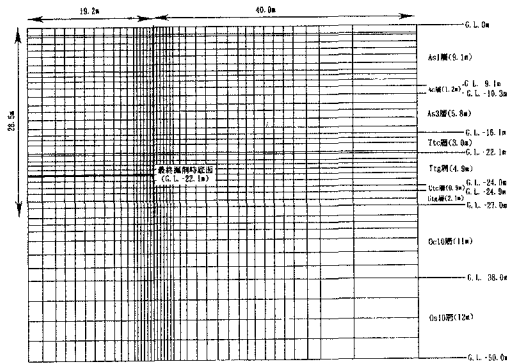


図-1 有限要素メッシュ

表-1 土質パラメーター

パラメーター	As1層	Ac層	As3層	Ttc層	Ttg層
$\lambda/(1+e_0)$	—	11.5×10^4	—	11.3×10^4	—
$\kappa/(1+e_0)$	—	2.0×10^3	—	1.9×10^3	—
C_1	2.1×10^2	—	2.1×10^2	—	3.2×10^2
C_e	0.87×10^2	—	1.8×10^2	—	2.3×10^2
m	0.3	—	0.3	—	0.3
M	—	1.45	—	1.45	—
ϕ (comp.)	—	35.7°	—	35.7°	—
R_f	4.5	3.8	5.4	3.8	3.7
D_f	-0.35	—	-0.7	—	-0.2
α	0.7	0.7	0.75	0.7	0.95

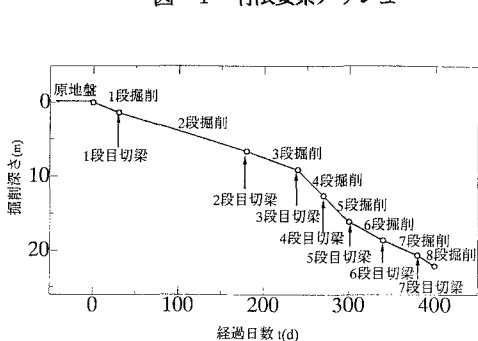


図-2 掘削深さの経時変化と切梁挿入時期

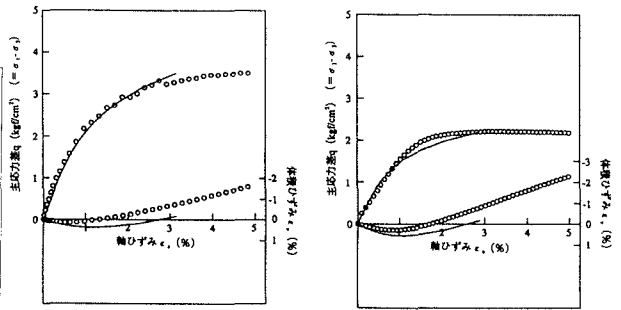


図-3 三軸圧縮試験の実測値と解析結果

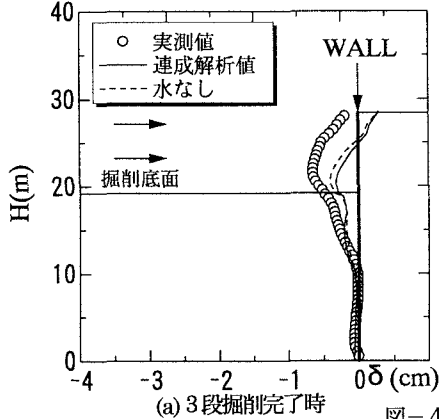
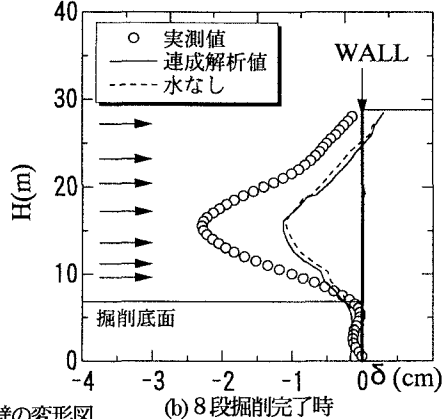


図-4 山留め壁の変形図



(b) 8段掘削完了時

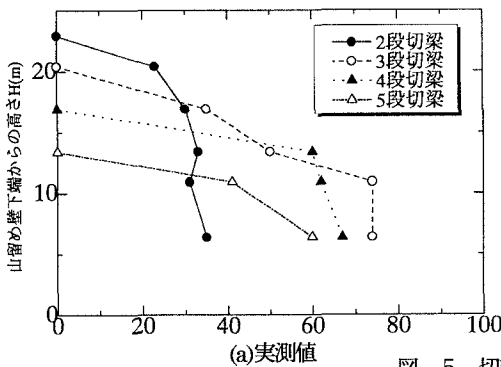


図-5 切梁の軸力変化

