

(株) 間組 正員 草深守人
 “ 関根富明
 “ 正員 ○氣仙哲夫

1 まえかき

本報告は、根切りに伴う土止め壁の挙動と土圧分布を知るために、一つの試みとして有限要素法による弾塑性解析を行い、実測値と比較検討したものである。なお、実測例として以下に述べる土止め壁がRC地中壁のものを取上げた。

2. 実測例の概要

本実測例は、横浜市における地下鉄建設
工事で使用したＲＣ地中壁に関するもので
ある。

当地点は東京湾に面する沖積低地に位置し、土質は図-1に示されるように、海成の軟弱ツルトがG.L-33.5mまで厚く堆積している。そして、この下には土丹である三消層群が広がっている。

RC地中壁は厚さ80^{cm}で、図-1に示されるように根入れ長はGL-35.0^mである。掘削は、1次掘削(GL-2.7^m)、2次掘削(GL-5.6^m)、3次掘削(GL-8.5^m)、4次掘削(GL-12.0^m)、5次掘削(GL-14.0^m)

), 6次掘削 (G.L.-17.0^m), 7次掘削 (G.L.-19.4^m), 8次掘削 (G.L.-21.3^m) と分けて実施され, 鋼製切バリ7段で支持された。測定は, 土圧, 切バリ反力, 曲げモーメント等について行われた。

3 計算方法

1) 解析方法: 解析方法は対象となる地盤を弾塑性体と仮定し、有限要素法を使用した。地盤工学の分野における有限要素法による弾塑性解析方法には、これまでに種々の方法が提案されている。ここでは、塑性領域における地盤材料の応力-ひずみ関係が *Prandtl-Reuss* の式に従うものと仮定し、文献1) に述べた手法に従って計算した。

④計算手順： 今回取扱った問題は、図-1に示すような半無限水平地盤に土止め用地中壁が2列に構築され、その間を切ばりで支えながら順次掘削していく場合である。この問題に有限要素法を適用するため、地盤に対しては平面ヒズミ問題としての三角形要素で、地中壁に対してははり要素で、切ばりに対しては両端をピン結合としたトラス要素でそれぞれ図-2に示すようにモデル化した。計算に使用

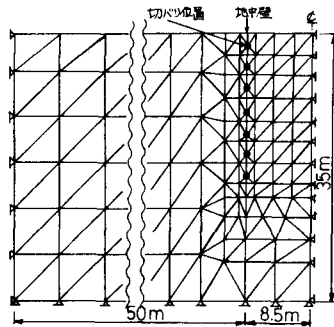


図-2 計算モデル

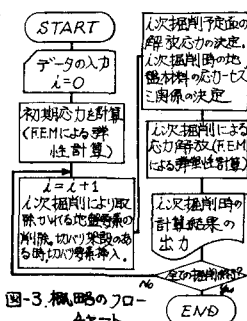


圖-3. 概略

したプログラムの概略的なフローチャートを図-3に、材料常数を表-1に示した。なお、第1回目掘削予定面

における解放応力の決定(初期応力分布)は、 n 個の異なる土層に対して、ある土層の弾性係数を1とし、他の土層の弾性係数はその比で表わし、弾性体と仮定し計算された。

係数	弾性係数	ポアソン比	単位体積重量	破壊比	粘着力	内部摩擦角	Janbuの式	Janbuの式
土質	$E(\%)$	ν	$\gamma(\%)$	R_f	$C(\%)$	ϕ°	K	n
粘土質シルト	1300	0.45	1.5	0.9	6.0	10.0	200	0.5

表-1. 解析に用いた地盤係数

(注)破折の意味については文部省と参照。

4. 計算値と実測値との比較

1) 土圧分布について： 図-4は山止め壁に作用する土圧の実測値と計算値との比較の一例を示したものである。受働側については測定がなされたものでないため、その地奥に限って言えば計算値は全掘削段階にわたって実測値に近い値が得られた。主働側については、計算値は上段切バリ付近と壁下端部で大きな値となっており、また全体的に見ても実測値を下回る値を示すことはほとんどなかった。しかし定性的には、実測値

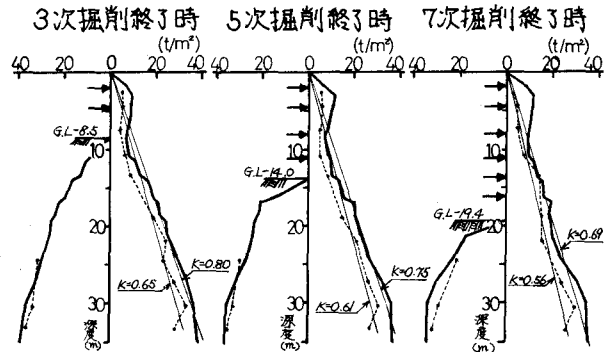


図-4. 掘削に伴う土圧の変化の比較

→ : 計算値
--- : 実測値(土圧計による)

の k (建築基礎構造設計基準改訂案に示される剛性地中壁の側圧係数)が掘削するにつれて $k=0.75$ から $k=0.56$ に変化しているのに対し、計算値も $k=0.86$ から $k=0.68$ と変化してほぼ同様の傾向を示した。上段切バリ付近と壁下端部において実測値と差異が認められるのは、材料的に取扱いにくい埋土と薄い砂層を省略して粘土質シルトとして計算を行ったことが考えられる。 図-5は図-4の土圧分布を掘削底盤より上部について見たものである。実測値には、土圧計によるものと切バリ反力から逆算したものとを示した。切バリ反力から反力割法により逆算された土圧分布は、上段切バリ付近で土圧計による実測値よりもむしろ計算値に近い値となっているが、これは掘削が進むにつれて壁の上部が主働側に変位することにより、一段切バリに軸力が働かなくなりその力を以下の切バリが受持ったために、土圧計による実測値よりも大きな値になったものと思われる。

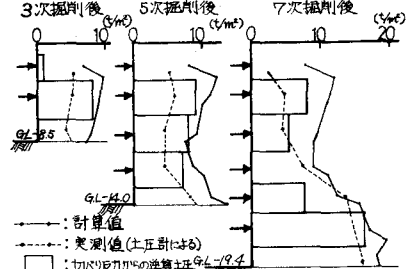


図-5. 掘削底盤より上部での土圧分布

2) 曲げモーメントについて： 図-6は地中壁に生じる曲げモーメントの実測値と計算値との比較の一例を示したものである。曲げモーメントについても土圧と同様、上段切バリ付近と壁下端部で実測値との差異が認められたが、定性的にはほぼ同様の傾向を示した。各掘削段階での最大曲げモーメントの生ずる位置を見ると、3次掘削を除けば底盤より上下1~2m以内に生じていて、計算値にも同様の傾向がみられた。

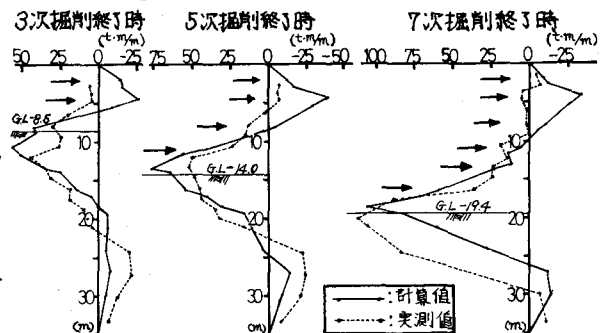


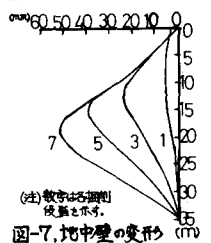
図-6. 掘削に伴う曲げモーメントの変化の比較

3) 地中壁の変形について： 壁の変形は測定ができなかったために、有限要素法による計算結果のみを図-7に示した。

5. あとがき

以上のような結果が得られたわけですが、今後この一例についてだけでなく多くの例について比較検討を重ねてゆきたいと思う。

参考文献1) 山門, 早田, 華深 "単杭の挙動に関する一考察" 第26回土木学会年次学術講演会講演集, S46, 10月



(注) 数値は実測値位置を示す。

図-7. 地中壁の変形