

大成建設 正員 ○ 泉 博 允
 " 正員 坂口 昌彦
 東京都下水道局 正員 島村 鉄司

1. まえがき

大規模な掘削工事を伴う地下構造物等を安全に建設するためには、掘削による地盤の挙動や既設構造物への影響を検討することが重要となっている。本報告では掘削による鋼矢板および切梁の応力や変形を測定しこれらの測定値と、有限要素法による弾塑性解析結果との比較を行った。

2. 実測例

実測例は軟弱地盤を対象とした支保工式山留工の設計における資料を得ることを目的として、葛飾区小菅において行った実験工事である。掘削範囲は $5\text{ m} \times 15\text{ m}$ で掘削深さは 8.5 m である。図-1に示すように切梁の設置および掘削は4段階に分けて行なわれた。長さ 15 m の鋼矢板には歪計、土圧計、間隙水圧計および傾斜計を設置した。また切梁には荷重計、周辺地盤には変位測定用木杭および掘削側地盤にはリバウンド測定用ロッドを設置し、掘削段階に従って測定が行なわれた。この地域は「東京低地」と呼ばれ、荒川が形成した軟弱な沖積層の厚い地質状況を示している。地表より -0.9 m までは埋土、 -4.7 m まではシルト質砂でN値は5程度である。 -7.3 m までは砂質シルト、 -20 m まではシルトである。

3. 数値解析

3-1 解析概要

解析モデルは図-2に示すように地盤を2次元平面歪の弾塑性体とし、切梁および矢板は弾性体の梁材とした。矢板におよぼす境界の影響を少なくするために深さ方向の解析範囲は矢板の長さの2倍とした。

切梁は奥行き 3 m ごとに設置されているが、解析では奥行き 1 m に換算している。境界条件として側面はx方向固定y方向自由とし、底面はx, y方向とも固定とした。節点数は246、要素数は459である。解析の対象とする地盤は応力と歪をそれぞれ偏差成分と体積成分に分け、各成分の関係を表わすせん断弾性係数Gおよび体積弾性係数Kが応力の関数として表示されるものとした。さらに砂質土において顕著に見られるダイラタンシー現象は、応力-歪関係に新たな係数Hを導入することによって表示した。

解析は施工順序を考慮して、次に示す手順によった。

- ① 土の自重による初期応力の算定
- ② 矢板の剛性を地盤の応力を乱すことなく①に組み入れる。
 矢板はこの時無応力で、以下の現象に対して地盤と一体として挙動するものとした。
- ③ 掘削……掘削する境界面に作用していた等価な節点力を掘削

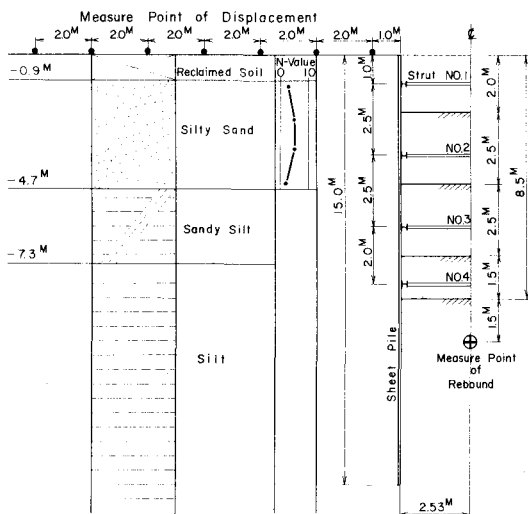


図-1 一般図

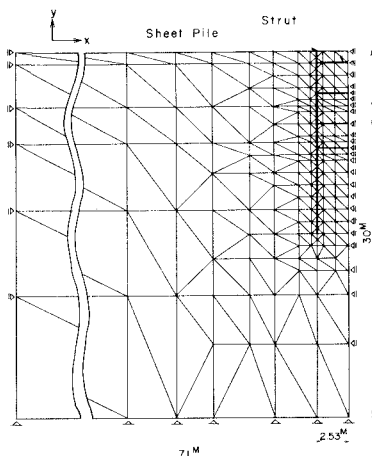


図-2 要素分割

された構造系に開放力として作用させる。

④ 切梁設置……初期導入力があればこの値が生ずるよう考慮し、切梁の剛性を組み入れる。

以下③④が繰り返えられるが各段階において、土の剛性は応力状態により新たに評価される。

3-2 応力-歪関係

図-3に示すように、応力、歪を偏差成分と体積成分に分類した。

・ 応力、歪の各偏差分によって表示される τ_{oct} (Octachedral Shearing Stress), ϵ_{oct} (Octachedral Shearing Strain) を次のような双曲線で表示した。

$$\tau_{oct} = \epsilon_{oct} / (a + b \cdot \epsilon_{oct})$$

$1/a$ は初期セン断弾性係数を示す。 $1/b$ は τ_{oct} の漸近線を示すがここではモールクーロンの破壊規準を用いた。ここで初期セン断弾性係数 $G_i (=1/a)$ を σ_m (Octachedral Normal Stress) $= 1/3 (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$ の関数として表示すると、セン断弾性係数 G は次のようになる。

$$G_i (=1/a) = c_0 \cdot \sigma_m^{d_0} + e_0 \quad c_0, d_0, e_0 \text{ const.}$$

$$G = \partial \tau_{oct} / \partial \epsilon_{oct} = (1 - b \cdot \tau_{oct})^2 (c_0 \cdot \sigma_m^{d_0} + e_0)$$

・ σ_m と ϵ_{m1} (Octachedral Normal Strain) $= 1/3 (\epsilon_{x1} + \epsilon_{y1} + \epsilon_{z1})$ を次のように表示すると、体積弾性係数は次のようになる。

$$\epsilon_{m1} = c_1 \cdot \sigma_m^{d_1} + e_1 \quad c_1, d_1, e_1 \text{ const.}$$

$$1/(3K) = \partial \epsilon_{m1} / \partial \sigma_m = d_1 \cdot c_1 \cdot \sigma_m^{d_1-1} + e_1$$

・ 砂質土に見られるダイラタンシー現象は係数 H を導入して表示した。 τ_{oct} と $\epsilon_{m2} = 1/3 (\epsilon_{x2} + \epsilon_{y2} + \epsilon_{z2})$ を双曲線近似し、係数 H を G と同様に τ_{oct} と σ_m の関数として表示した。

$$3H = \partial \tau_{oct} / \partial \epsilon_{m2} = (1 - b \cdot \tau_{oct})^2 (c_2 \cdot \sigma_m^{d_2} + e_2) \quad c_2, d_2, e_2 \text{ const.}$$

以上より、応力-歪関係は次のように表示される。

$$\{\epsilon\} = \{\epsilon'\} + \{\epsilon_{m1}\} + \{\epsilon_{m2}\} = 1/(2G)\{\sigma'\} + 1/(3K)\{\sigma_m\} + 1/(3H)\{\tau_{oct}\}$$

$\{\epsilon\}$: 歪のベクトル

$\{\epsilon_{m2}\}$: τ_{oct} による体積変化のベクトル

$\{\epsilon'\}$: 偏差歪のベクトル

$\{\sigma'\}$: 偏差応力のベクトル

$\{\epsilon_{m1}\}$: σ_m による体積変化のベクトル

土の剛性を表わす G 、 K 、 H はそれぞれ座標系に左右されない不変量 τ_{oct} 、 ϵ_{oct} 、 σ_m 、 ϵ_{m1} 、 ϵ_{m2} によって表示した。なお図-3に示すように G 、 H においては τ_{oct} が増加する場合は曲線の接線勾配を、 τ_{oct} が減少する場合は初期接線勾配を示し、 K においては σ_m の増加減少のいずれの場合も曲線の接線勾配を示すと仮定した。

土質	単位体積重量 γ (t/m ³)	初期セン断弾性係数 $G_i = c_0 \sigma_m^{d_0} + e_0$ (t/m ²)	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (t/m ²)	破壊時歪 $\epsilon_{oct}(\%)$	体積弾性係数 $1/(3K) = c_1 \sigma_m^{d_1} + e_1$ (m ² /t)
シルト	1.6	$75.0 \sigma_m^{0.90} + 33.5$	10	3.2	8.5	$0.000553 - 0.0000244 \sigma_m^{0.71}$

表-1 土質定数

3-3 土質定数

解析に用いた土質定数として、シルトの場合を表-1に示した。初期セン断弾性係数 G_i は1軸試験、3軸試験 (CU, UU) より求めた。一般にCUより求めると土の剛性は高く、UUより求めると低く評価される。CUより $G_i = 84.0 \sigma_m^{0.90} + 33.5$, UUより $G_i = 2.7 \sigma_m^{0.87} + 33.5$ が得られた。1回目の計算

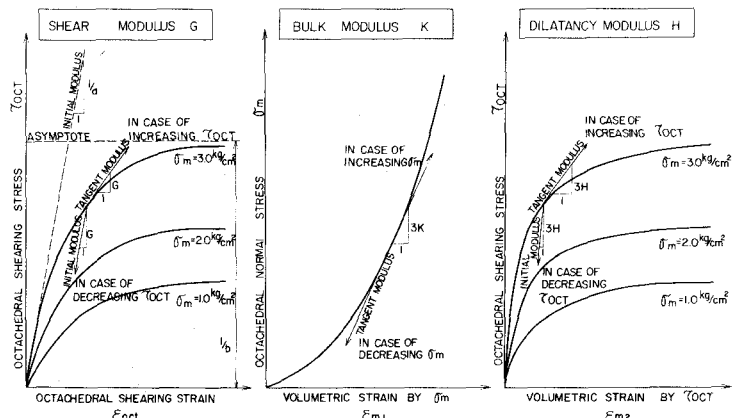


図-3 応力-歪関係

では対数グラフ上での両者の中間値 $G_i = 15.0 \sigma_m^{0.90} + 33.5$ を用いた。この結果曲げモーメントで実測の最大値の60%、矢板の変位で70%であった。そこでさらに第1項の係数を1/2にした値を用いて再び計算を行ない、これを最終結果としてここに掲げた。一方体積弾性係数は圧密試験より求めた。各載荷における1分間の変形を用いて $\sigma_m - \epsilon_{m1}$ の曲線を求めると、除荷における変形のもどりがこの曲線の接線勾配と良好な近似を示した。砂質シルトおよびシルト質砂はN値等より、シルトの剛性の1倍および2倍の値を用いた。表-1に示す破壊時 ϵ_{oct} はせん断弾性係数Gの双曲線近似における補正項に用いた。

4. 実測結果と解析結果の比較

図-4に矢板の変形および曲げモーメントの比較を示した。変位は掘削面付近で最大4cm、根入れ先端で約1cmであった。曲げモーメントは同様に掘削面付近で最大を示し、解析での値12.8tmは実測値16tmの80%で曲げ応力としては850kg/cm²であった。図-5に切梁の軸力に示した。各切梁とも設置後の掘削によって生じる軸力は解析の方が大きいが掘削の進行につれての軸力の分布は実測値と定性的な一致を示している。図-6に地盤の変形を示した。掘削側の地盤のリバウンドは解析では11.5cm実測では7.5cmであった。地表面の変形は掘削前面において両者に大きな差異が見られた。解析では3.6cm盛り上り、実測では2.3cm沈下した。解析においては矢板と地盤は一体として変形し、矢板打設時には矢板は無応力で地盤の応力の乱れはないと仮定した点および水の流出や圧密を考慮しない点が実際の現象と異なっている。解析での沈下の最大は掘削面より、矢板の長さ15m程度離れた所で生じ0.75cmであった。図-7に土圧分布を示した。解析における土圧係数は、主働側上部で、K=1.0に近く、掘削面付近では変位量が大きいため、減少の傾向が見られる。8.5m掘削した時点での主働側の平均土圧係数はK=0.73である。一方受働側での土圧係数は1.0を大巾に越えた値を示している。実測での主働土圧および受働土圧は解析値よりも大きくなっている。

5. あとがき

応力、歪を成分に分け、 τ_{oct} 、 σ_m 等の不変量を用いて土の剛性を表示した。土質定数の決定や地盤の盛り上り等重要な問題が残されているが、今後とも実測値との比較検討を行って明らかにしていきたい。

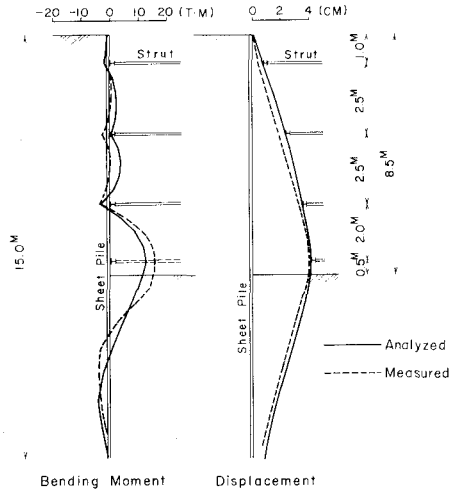


図-4 矢板の変形と曲げモーメント

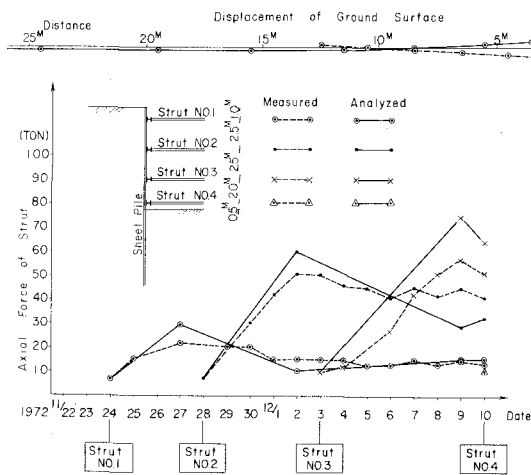


図-5 切梁の軸力

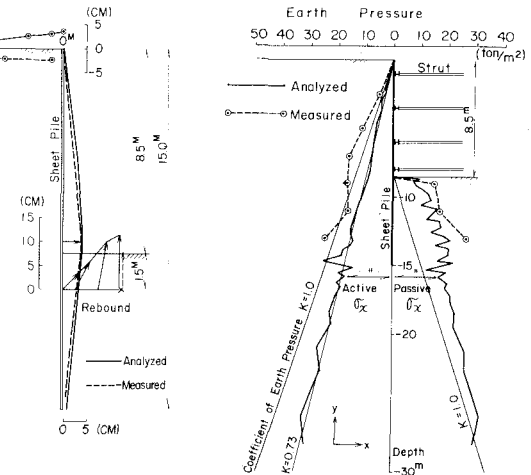


図-6 地盤の変位

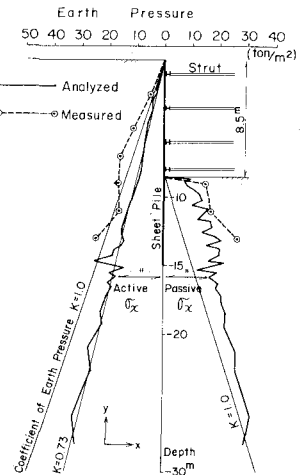


図-7 土圧分布