

本州四国連絡橋公団 正員 山田勝彦

同上 正員の加島 聰

同上 正員 大橋 孝一

1. まえがき

神戸層は、新世代第三紀の軟岩で、固結度の低い砂質岩と泥質岩の複雑な互層を成し、その強度は $\sigma_u=10\sim50$ kg/cm²で深さ方向のバラツキが顕著である。このことは、コアの三軸圧縮試験結果においても、破壊パターンの違いとして表われ、支持地盤の安定性を検討する場合には、これらの影響を考慮した解析を行う必要がある。

本報告は、神戸層の原位置載荷試験について、コアの三軸圧縮試験から得られる残留強度を考慮した弾塑性有限要素法によるシミュレーションを行った結果について考察したものである。

2. 地盤の強度定数と破壊パターンのモデル化

神戸層軟岩について、多数のコアの三軸圧縮試験(UU)を側圧 $6\sim30$ kg/cm²の範囲内で行った結果、その軸差応力-直ひずみ関係は図-1に示すような、A:脆性破壊的なもの、B:延性破壊的なもの、C:A,Bの中間的なもの、になる。これらの形態と、破壊時軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と破壊後の軸差応力の停留値 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ の比 m とは、図-2のように相関づけられ、式(1)のように表わることができる。

$$\left. \begin{aligned} m_A &= 0.3 + 0.01 \sigma_3 \\ m_B &= 0.5 + 0.01 \sigma_3 \\ m_C &= 0.7 + 0.01 \sigma_3 \end{aligned} \right\} \sigma_3 \text{ (t/m}^2\text{)} \quad (1)$$

又、各破壊パターンは、地盤の強度定数 C 、 ϕ により式(2)のような関係がある。

$$\left. \begin{aligned} \text{Aタイプ: } K &\geq 55 \\ \text{Bタイプ: } K &< 40 \\ \text{Cタイプ: } 40 &\leq K < 55 \end{aligned} \right\} K = C + \phi \quad (2)$$

3. 解析

解析に用いた地盤モデルを図-3に示す。Case 1は、軟い泥岩が比較的堅い砂岩(2.5倍の一軸圧縮強度)に挟在するケースである。Case 2は、軟い泥岩内に砂岩が挟在するケースである。

降伏条件は、Mohr-Coulomb式を三次元に拡張したDrucker-Prager式、式(3)を用いた。

$$F = \alpha J_1 + \sqrt{J_2} - K = 0 \quad (3)$$

降伏後の要素は、(1)、(2)の関係を用いて、 C 、 ϕ 、 σ_3 に応じて停留値(残留強度)に収束すると仮定し、全要素が収束するまで、 E 、 G 、 ν を式(4)のように修正しながら計算を繰返す手法を用いた。

$$\bar{E} = \frac{E}{(1+3\alpha) - (1-2\nu)(\alpha-b)}$$

$$\bar{G} = \frac{G}{1+3\alpha}$$

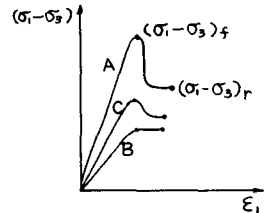


図-1 破壊形態のモデル

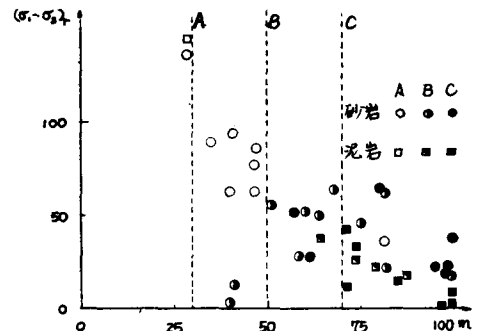
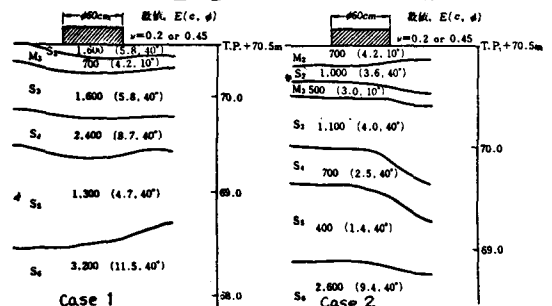
図-2 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r - m$ の相関性

図-3 地盤モデル

Ss: Sandstone
Ms: Mudstone

$$\bar{\nu} = \frac{\nu(1+3a) + (1-2\nu)(a-b)}{(1+3a) - (1-2\nu)(a-b)} \quad (4)$$

$$\text{ここに, } a = \frac{G \cdot \lambda}{3\sqrt{2}}, \quad b = \frac{\sigma_0 \cdot \lambda}{3(\sigma_m^F - \sigma_0)}, \quad \sigma_0 = \frac{E \cdot \alpha}{3(1-2\nu)}, \quad \sigma_m^F = \sigma_m^e + \sigma_m^p$$

本手法による地盤解析の全体的なフローチャートを図-4に示す。

解析は軸対称問題として取扱ひ、各層の傾斜は無視している。

使用プログラムはNASTRANで、要素数はCase1が243, Case2が267である。要素は4節点軸対称リング要素で双二次の変位関数を用いた。

4. 結果

地盤の変形係数は、実測値と弾性範囲内で変形量を含めるためには、孔内載荷試験による値 E_{sb} のほぼ1倍となった。

図-5は荷重沈下曲線で、実測値と計算値の双方を示したものであり、本手法が挙動を十分な精度で求め得ると言えよう。

図-6, 7は、塑性域の拡がりを各荷重ステップ毎に図化したものである。

Case 1の弱層(泥岩)が強層(砂岩)に挟在する場合、塑性化は中間の弱層部で始まり、次に載荷板底部に発生する。載荷板直下には擬似弾性くさびができており、破壊に対する安全率は高い。更に荷重増分を行っても($P=120t$)、塑性域は弱層部で横方向へと伸長していくが、下方への塑性化は起こっていない。

Case 2の強層が弱層に挟在する場合には、まず表層の弱層が塑性化し、次に三層目の弱層、最後に二層目の強層が塑性化している。荷重を $P=120t$ まで増加すると、載荷板直下の弾性くさびが次第に塑性化を起こすと同時に、下層の強層(S_3 層)に縦方向に塑性化が起こり、強層への押込み破壊が発生しているものと考えられる。

5. あとがき

神戸層軟岩の原位置載荷試験の内、強度特性の異なる多層系地盤について、変形および塑性域の拡がりに着目した弾塑性FEM解析を行った。

その結果、本手法によりCase 1, Case 2でそれぞれ $320 t/m^2$, $460 t/m^2$ の範囲内で沈下量の推定が可能であること、塑性域の拡がりや弱層の存在により大きく支配されることが判った。

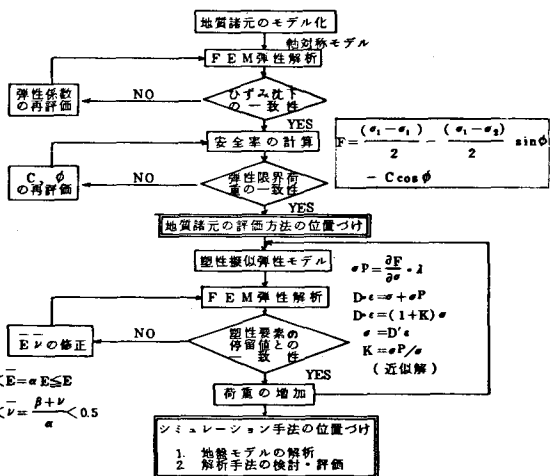


図-4 解析フローチャート

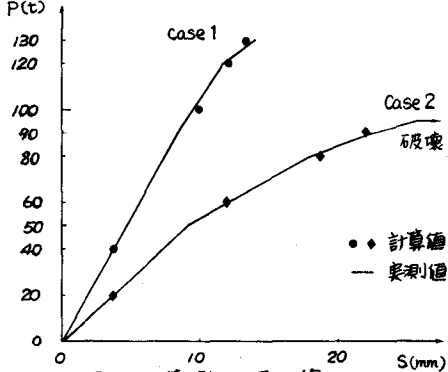


図-5 荷重沈下曲線

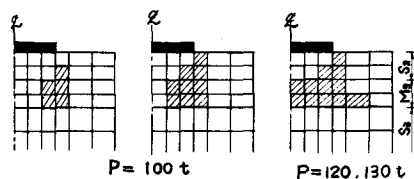


図-6 Case 1の塑性域の拡がり

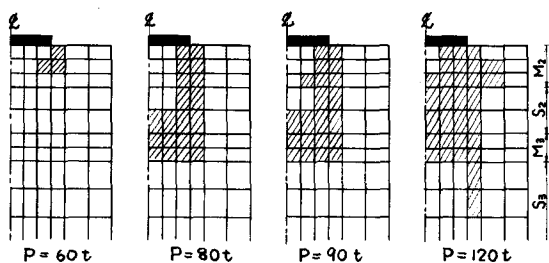


図-7 Case 2の塑性域の拡がり