

九州大学工学部 正員 山内豊聡 正員 林重徳
 学生員 窪田昌行 正員 〇南, A: 俊男

1. ま え が き

斜面の安定, 土圧, 基礎地盤の支持力問題など土質力学の多くの分野において, 土のせん断定数(C, ϕ)は極めて重要な意味をもっている。しかし今日なお, これらのせん断定数はひずみを全く無視した立場において決定されている。土圧計算においても, ひずみを無視したせん断定数を用いているが, 本来土圧は壁体の変位に対応して, 静止及び主動, 受働土圧として発生するものである。そこで今回は, しらすのせん断抵抗の発現過程を考慮した新たな降伏理論を用いて有限要素法(弾塑性解析)により, 壁体の平行移動に伴うしらすの受働土圧解析を行い, 従来行ってきた実験結果と比較し, 本解析法の妥当性を検討する。

2. せん断抵抗のモビライジング・プロセス

等せん断ひずみ線から, しらすの各々のせん断ひずみレベルで発揮されるせん断抵抗(C_r, ϕ_r)を求めると図-1のようになる。圧縮性に富むしらすは他の砂質土と異なり, 摩擦成分 ϕ_r はせん断ひずみ15%でもピークに到らず, 徐々に残留状態へと移行してゆく。

3. 解析方法

3-1. 計算手順

有限要素法を用いた直接反復法による非線形弾塑性解析法を基本とした以下の方法によって計算を行う。

- (1); 自重による初期応力 $\{\sigma_0\}$ を計算する。
- (2); 壁面に強制変位を与え, 初期弾性定数 E_0 , ポアソン比 ν を用いて応力増分 $\{\Delta\sigma\}_{xy}$ を計算する。全応力 $\{\sigma\}$ は自重による初期応力を加算し, $\{\sigma\} = \{\sigma_0\} + \{\Delta\sigma\}_{xy}$ となる。
- (3); 各要素について最大せん断ひずみ γ_c と応力状態 $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ を求める。但し, 中間主応力 σ_2 は弾性論より $\sigma_2 = 1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$ とする。
- (4); せん断抵抗のモビライジングプロセス曲線($C_r - \gamma, \phi_r - \gamma$)から各要素の最大せん断ひずみ γ_c に対応する (C_r, ϕ_r) を求める。
- (5); 各要素の応力状態 $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ とそのひずみ段階における降伏曲線との位置関係をもとにして, 新しい弾性定数 E を決定する。(詳細は後述する。)
- (6); ステップ(5)で得た新しい E を用いて弾性計算を再び実行する。
- (7); ステップ(3)に戻り, (3)~(6)までの操作を収束するまで繰り返す。反復計算の過程を概念的に示すと図-2のようになる。

3-2. 新しい弾性定数 E の決定法

まず簡単のために二次元空間で説明する。応力円とそのせん断ひずみに対応する (C_r, ϕ_r) から得られる直線: $\tau = C_r + \sigma \tan \phi_r$ との位置関係が図-3のB及びCの状態であれば; $E = E_0$, Aの応力状態であるならば; $E = l/L \cdot E_0$ に弾性定数を低減する。また, 平均主応力 σ_m が図-3

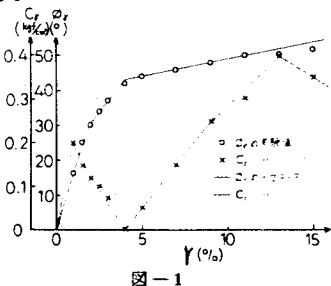


図-1

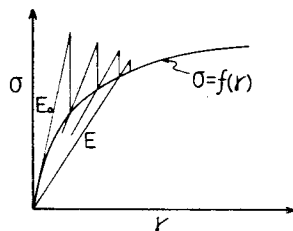


図-2

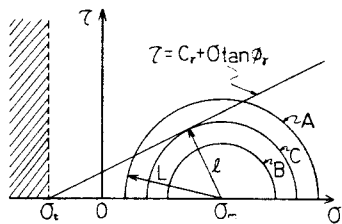


図-3

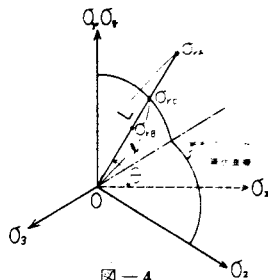


図-4

の σ_c より小さく斜線の領域に入るならば $E=0.0$ とする。次のステップの計算では各要素のひずみに対応して新しく設定された弾性定数 E に対して判定が行われ、修正されてゆく。

今回行った解析は上述の内容を三次元に拡大したものである。三次元空間における降伏条件を与える一般式は円筒座標で表示すると平均主応力 σ_m を用いて、 $\sigma_r=f(\sigma_m, \theta)$ となる。さらにあるひずみ段階における降伏曲線は摩擦成分 ϕ_r 、粘着成分 C_r を用いて、

$$\sigma_{rc}=g(\sigma_m, \theta, \phi_r, C_r) \quad (1)$$

と表現できる。計算された応力状態 $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ は円筒座標では、

$$\sigma_r=\sqrt{\frac{1}{3}\{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2\}} \quad (2)$$

となる。(1)式と(2)式を比較し、二次元の場合と同様にして E を判定、修正してゆく。即ち、図-4で σ_{rB}, σ_{rC} のとき $E=E_0, \sigma_{rA}$ のとき $E=4/3 \cdot E_0$ 。 σ_0 が $(C_r \tan \phi_r)$ より小さくなったときは $E=0.0$ として計算を繰り返す。

4. 計算結果と考察

解析モデルは図-5に示すような高さ3.75m、長さ15mのモデルを考え底面の影響を考慮して0.75m底上げした形になっている。さらに通常言われている境界条件の影響をも検討するために、表-1に示す4タイプのモデルに対して計算を行った。反復回数は10回とした。

境界条件の違いによる受働土圧係数 K_p と反復回数 N の関係を図-6に示し、そのときの土圧分布の違いを図-7に示す。実験による土圧分布は、タイプCの形に等しく、タイプA,B,Dにおいて土圧が底部で小さくなったのは、底部に引張り領域が発生したためと思われる。このように、この解析においても境界条件の影響が極めて大きいことがわかった。

図-8にタイプDについての土圧分布を示すが、変位が大きくなると底部で土圧がかなり小さくなる。これも境界条件の影響は変位が大きくなるほど顕著になってくると考えられる。土圧係数は壁面移動量 d/H (図-5参照)が0.1のとき $K_p=7.5$ であったが、実験値10.0より少し小さい。図-9に各変位に対するせん断ひずみコンターを示す。この図から進行性破壊の状況が推察される。

5. あとがき

現在、境界条件の影響を極力小さくしたモデルを考えメッシュを切り直している。境界条件の問題が解決できれば、この解析法は定性的・定量的にもかなりの精度が期待できると思われる。

(参考文献) 1) 山内ほか: 土の擁壁土圧に対する有限要素解析, 九大工學報, Vol. 53-4, S55-8
2) 林ほか: 軸荷圧縮試験における土のせん断抵抗のモデリング, 九大工學報, Vol. 53-2, S55-3

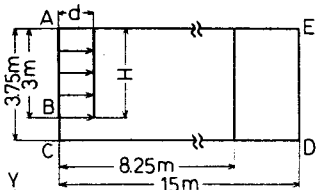


図-5

表-1

タイプ	BC 部分	CD 部分
A	X-Y 拘束	X-Y 拘束
B	X-Y 拘束	Y 拘束
C	拘束なし	Y 拘束
D	拘束なし	X-Y 拘束

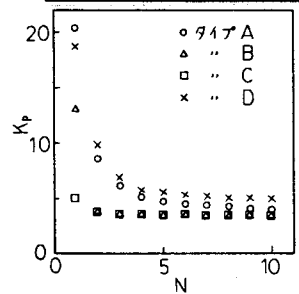
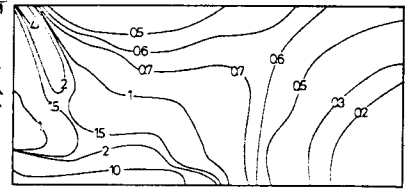
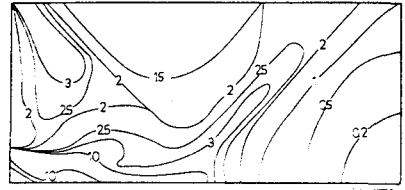


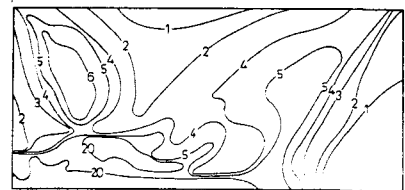
図-6



壁体変位 7.5cm



壁体変位 15cm



壁体変位 30cm

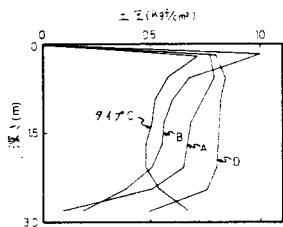


図-7

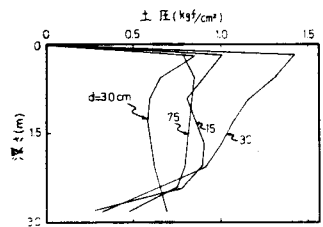


図-8

図-9 (数字は最大せん断ひずみ%)