

1. まえがき 近年、構造物の大型化に伴い、地盤あるいは工構造物の変形性状を適確に評価する事の必要性が高ま、てきている。この目的を達するためには、土の物性を表現しうる合理的な構成式(応力-ひずみ関係式)が得られなければならない。このような背景のもとに土の物性についての研究がまねに行われ、またこれらの研究によって得られた成果を有限要素法に導入して実際的な問題へ適用しようとする試みもなされている。本研究もこの様な主旨に沿ったものであり、三軸試験結果に基づいて得られた構成式を有限要素法に適用し、工構造物の数値解析を試みる。

2. 計算に用いた構成式 本研究において用いた構成式は、せん断変形増分と圧縮変形増分の重ね合わせを仮定して、一連の三軸試験結果から、降伏条件および塑性ポテンシャルをそれぞれ独立に与える事により得られたものである。

せん断に関しては 降伏条件 $f_s = \eta = \text{const}$ 塑性ポテンシャル $\phi_s = \frac{1}{2}\eta\omega + \ln p'$

圧縮に関しては 降伏条件=塑性ポテンシャル: $f_c = \phi_c = p'$

また硬化パラメータは、せん断に関しては諸戸の提唱するパラメータ S_s に基づいて、圧縮に関しては、等方圧縮試験で得られる圧縮指数および膨潤指数を用いて次の様に与えられる。

せん断に関して $h_s = a\eta_s^2/(\eta_s - \eta)^2$, 圧縮に関して $h_c = (\lambda - e)p'$

以上の式を用いて塑性ひずみ増分は、せん断、圧縮それぞれの成分について次の様に求められる。

$$\{d\epsilon_s\}^p = h_s \left\{ \frac{\partial \phi_s}{\partial \sigma} \right\} d f_s = [D_s^p] \{d\sigma\}, \quad \{d\epsilon_c\}^p = h_c \left\{ \frac{\partial \phi_c}{\partial \sigma} \right\} d f_c = [D_c^p] \{d\sigma\}$$

塑性ひずみ増分は上記二つの成分の和で与えられ、これにさらに弾性ひずみ増分を重ね合わせれば、全ひずみ増分が得られる。すなわち、 $\{d\epsilon\} = \{d\epsilon^e\} + \{d\epsilon_s\}^p + \{d\epsilon_c\}^p = \{[D^e] + [D_s^p] + [D_c^p]\} \{d\sigma\}$

$[D^e]$ はここでは Hook 則に従っている。また η は本来 $\frac{q}{p'}$ ($q = \sigma_1 - \sigma_3$, $p' = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_2)$) で与えられるものであるが、本研究では平面ひずみ状態を解析するため、 $\eta = \sqrt{3}J_2/p'$ としている。 J_2 : 応力 2 次不変量

3. 供試体モデルの計算 上述の構成式を有限要素法に導入し荷重増分法により、Fig. 1 に示すような供試体のモデルを平面ひずみ状態のもとで計算した。計算は、最初に、弾性体として $\sigma_a = \sigma_r = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ と与えて得られた応力状態を初期値とした。以後、 $d\sigma_a = 0.167 \text{ kg/cm}^2$, $d\sigma_r = -0.167, -0.233, -0.300 \text{ kg/cm}^2$ の 3 ケースについて、それぞれ 30 ステップわたって計算を行った。ここで σ を減少させたのは、応力経路を三軸圧縮(側圧一定)試験経路に近付けるためである。この計算の結果得られた η - γ および η - e 関係は Fig. 2 に示した。図中のプロットした実点は側圧一定試験によって得られた結果である。計算結果はせん断ひずみ、体積ひずみについて、側圧一定試験結果に比べて大きな値を与えている。このうち体積ひずみについては計算対象としたモデルの応力経路と側圧一定試験の応力経路の違い起因している

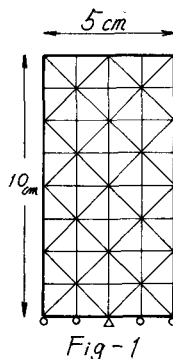


Fig-1

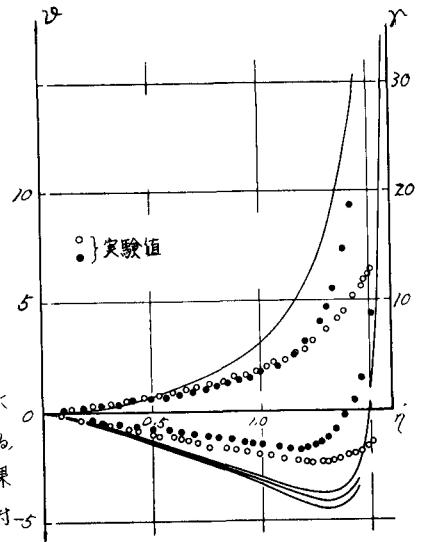


Fig 2

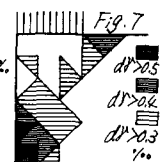
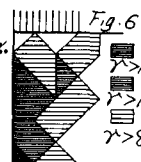
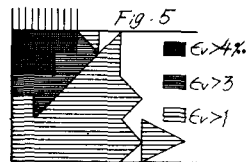
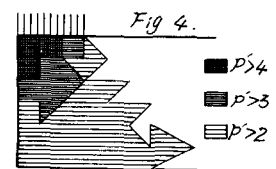
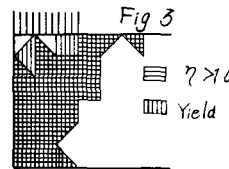
のと思われる、すなわち、平面圧条件下では、載荷の進行に伴い中間主応力の値が増加するため、同様の応力比

に達するまでには、側圧一定試験の場合よりも p の増加量が大きいので p に依存する圧縮挙動が大きくなるためと考えられる。計算で得られた最大圧縮終末における体積ひずみおよび応力比をまとめたのが Table 1 である。この表によれば σ_1 が大きくなると（絶対値）、応力経路が側圧一定試験経路に近づくので ϵ_{vol} の η の値は減少し、実験値に近づくものと考えられる。またセン断ひずみについては Case 1 の計算結果のみ示してあるが他のケースもほぼ同じ曲線になり、応力比によらず一義的に与えられている。セン断ひずみが大きい値を示す原因は、Hook 則によらず与えられる弾性ひずみに起因している。しかし定性的には、これも側圧一定試験結果を再現しているものと考えられる。

	ϵ_{vol}	η
case 1	4.4 (%)	1.32
2	4.1	1.30
3	3.8	1.28
実験 1	1.8	1.18
2	2.4	1.24

Table. 最大圧縮終末における体積ひずみと応力比

4 フーチングの解析例 上述のような圧縮とセン断の重ね合わせを仮定した構成式を導入した有限要素解析は主要素の挙動を少なくとも定性的にはよく再現するようである。このように主要素の挙動を再現



する事でできる構成式と実際に考えられるような問題に適用し、その時得られる挙動について検討を加える事は意義のある事と思われる。ここでは Fig. 3 に示したようなフーチングの解析を行った結果を一割として示す。図中には、計算の結果 $\eta > 1.0$ 以上の値を与えた要素を示している。また同時に、extended Von Mises 降伏条件に基づいた構成式を用いて計算した場合の降伏域も示している。これらはよく一致しており、いずれの構成式を用いても、応力状態については、ほぼ一致した結果を与え、危険と判断される領域もほぼ同様である事が解る。Fig. 4 には、平均主応力 p の分布を示した。Fig. 4 の分布は Fig. 5 に示した体積ひずみ分布と対応しており、体積ひずみは p に支配されている事が知られる。これは Fig. 8 に示した様に、タイルテンション成分よりも圧縮成分が卓越するためである。Fig. 6 にはセン断ひずみの分布を示した。この分布は応力比 η と対応しており、本報告には示さないが extended Von Mises モデルを用いた場合でも同様の分布が得られる。しかし Fig. 7 に示したセン断ひずみ増分の分布は高応力比域にのみ対応せず、載荷面直下での p の増加つまり圧縮挙動の卓越に起因した硬化が起きている事を示しており、圧縮挙動をも併せ考えるという目的は達成されている様である。

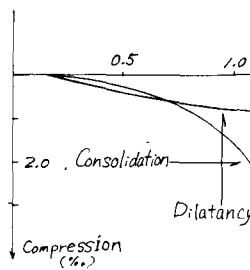


Fig. 8 体積ひずみの二つの成分

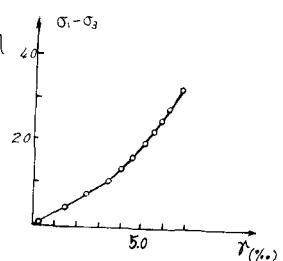


Fig. 9 築堤時堤体内の土要素の応ひずみ関係

5 おわりに この様な圧縮挙動の卓越による硬化が実際の程度生ずるかについては、観測データが乏しいため検討を加える事ができないが、堤体の築堤過程をモデル化して計算した結果得られた Fig. 9 に示す応力-ひずみ曲線は実ゲムでの測定で得られた応力経路から想定される応力-ひずみ曲線と傾向は同じである。築堤過程については、この構成式を与えるような圧縮挙動の卓越による硬化があるものと思われる。本研究において弾性ひずみの評価の問題、高応力比域における応力比一定経路を有する要素の評価等は今後の課題である。末筆ながら、柳沢助教、御指導に対し、謝意を表します。

参考文献 1) 飛田、柳沢、諸戸 (1978) 「砂の変形における応力経路依存性に因する考察」 土質工学会誌

2) 松井 (1978) 「フィルダムのようは盛土の設計と粒状体力学」 エと基礎 Vol. 26 p. 69