

軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式の改良

足立紀尚¹・岡二三生²・古池章紀³・小池真史⁴

¹正会員 工博 京都大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

²正会員 工博 京都大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

³正会員 工修 大成建設株式会社 (〒163 東京都新宿区西新宿1-25-1)

⁴正会員 工修 大成建設株式会社 (〒163 東京都新宿区西新宿1-25-1)

本論文では、軟岩のひずみ軟化挙動およびダイレイタンスー特性について正しく記述することのできる構成式を誘導することを目的とし、足立・岡のひずみ軟化型弾塑性構成式に基づき、その塑性ポテンシャル関数およびひずみ硬化則の改良を試みた。さらに、堆積軟岩(戸室石)の三軸試験結果との比較において、その適用性について検討した。

Key Words : strain-softening, elasto-plasticity, constitutive law, soft-rock, dilatancy

1. 序論

第三紀以降の比較的地質年代の新しい堆積岩は、地質年代が比較的新しいこともあり土粒子間の結合力は硬岩ほど堅くはないが、土質材料ほど弱くないので、軟岩とよばれている。近年の土木建設工事において対象となる地盤を概観してみると、ダム、大規模橋梁や原子力発電所などの大規模土木構造物の基礎として軟岩地盤が増加してきている。さらに、都市部における地価高騰や人口過密化の緩和策として、大深度をも含めた地下空間の有効活用、あるいは丘陵地帯における土地造成・宅地開発のために、軟岩を対象とした建設工事が著しく増加してきている傾向にある。

一般に軟岩は、ひずみ軟化挙動やダイレイタンスー特性などの性質を有する材料である。ひずみ軟化挙動は、地盤工学の諸問題で論じられる進行性破壊と密接に関係しており、これらの特性を正確に記述できる構成モデルの確立は重要である。これまでひずみ硬化-軟化挙動を記述するためのさまざまな構成式がもとめられてきた(Höeg¹⁾, Nayak & Zienkiewicz²⁾, Lo & Lee³⁾, Banerjee & Stipho⁴⁾等)。しかし、これらの構成式においては、有限要素法などの数値解析に適用すると、剛性マトリックスが負になるため、境界値問題を適切に定義できないことが問題点として指摘されている。

このような点を克服するため、D.Lasry & T. Belytschko⁵⁾は、ひずみ軟化モデルにひずみの高次空間勾配を導入しこの問題の解決をはかっている。また、足立・岡⁶⁾はこの問題点を克服するモデルとして、せん断応力を摩擦力によるものと、粘着力、セメンテーションや粒子のかみあわせなどによるものに分け、さらにValanis⁷⁾のEndochronic理論をもとに誘導された応力履歴テンソルと呼ばれる物理量と摩擦力による成分を対応させることによって、軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式を誘導した。このモデルは、その極限としてひずみ硬化のみの場合の応力-ひずみ関係を表現することができ、かつ解の唯一性が証明されていることがその特長である。しかしながら、軟岩を用いた三軸試験との比較によりその適用性を検討してみると、排水試験の場合の体積変化(ダイレイタンスー特性)や非排水試験の場合の間隙水圧の挙動などについては、定量的には改良の余地があった。

本論文では、ひずみ硬化-軟化挙動に加えて、排水試験におけるダイレイタンスー特性や非排水試験における間隙水圧の挙動をより正確に記述することのできる構成式を誘導することを目的とし、足立・岡のひずみ軟化型弾塑性構成式に基づき、その過圧密境界面が変化するものと仮定し、塑性ポテンシャル関数について改良を行った。その適用性については、堆積軟岩(戸室石)を用いた排水三軸圧縮試験

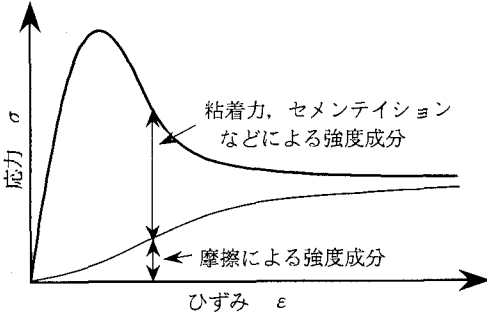


図-1 ひずみ軟化現象のとりえ方

および非排水三軸圧縮試験を行い、試験結果との比較において検討した。また、従来双曲線型であったひずみ硬化則を指数関数型のものに変更し、その適用性を検討した。

2. ひずみ軟化型弾塑性構成式

足立・岡⁶⁾は、図-1に示すように、材料強度の発現が摩擦によるものとそれ以外の粘着力、セメンテーションや粒子のかみあわせなどによるものの2つから成っていると考えることによって、ひずみ軟化現象をとらえた。さらに、弾性境界面を新たに導入して、ピーク強度点以降の除荷条件を明確にすることで、より一般化されたひずみ軟化型弾塑性構成式を以下のように誘導した。なお、本論文で用いる応力はすべて有効応力である。以下に同構成式の誘導および本論文において改良を行ったパラメーターについて簡単に説明する。

まず、全ひずみ増分テンソル $d\varepsilon_{ij}$ は弾性ひずみ増分テンソル $d\varepsilon_{ij}^e$ と塑性ひずみ増分テンソル $d\varepsilon_{ij}^p$ の和であると仮定する。

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (1)$$

次に、式(2)で表される応力履歴テンソル σ_{ij}^* を導入する。

$$\sigma_{ij}^* = \int_0^z K(z-z') \sigma_{ij}(z') dz' \quad (2)$$

ここに、 $K(z)$ は連続有界な関数で核関数と呼ばれる。軟岩に対する核関数 $K(z)$ として式(3)の指数関数を採用すると、 σ_{ij}^* は式(4)のように表される。

$$K(z) = \exp(-z/\tau) \quad (3)$$

$$\sigma_{ij}^* = \frac{1}{\tau} \int_0^z \exp(-(z-z')/\tau) \sigma_{ij}(z') dz' \quad (4)$$

ここに、 τ は応力履歴パラメーターと呼ばれる材料定数であり、ひずみ軟化の度合を表すパラメーターである。また、 z はひずみ測度であり、次式のような偏差ひずみの不変量を用いる。

$$dz = (de_{ij}^p de_{ij}^p)^{1/2} \quad (5)$$

塑性ひずみ増分は、非関連流れ則に従うものと仮定し、次式で与えられるとする。

$$d\varepsilon_{ij}^p = H \frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} df_p \quad (6)$$

ここに、 f_p は降伏関数、 f_p は塑性ポテンシャル関数である。

Adachi and Oka⁸⁾は、過圧密粘土は応力比が一定の場合にのみ弾性的に挙動すると仮定して f_p を次式で表したが、軟岩の場合も同様に表すことができるとする。

$$f_p = \eta^* - \kappa = 0 \quad (7)$$

ここに、 η^* は次式で定義される応力履歴比である。

$$\eta^* = (s_{ij}^* s_{ij}^* / \sigma_m^{*2})^{1/2} \quad (8)$$

式中の s_{ij}^* は応力履歴テンソルの偏差成分であり、 σ_m^* はその等方成分である。

また、 κ はひずみ硬化パラメーターであり、その発展式は次式で与えられる。

$$d\kappa = \frac{G'(M_f^* - \kappa)^2}{M_f^{*2}} dy^p \quad (9)$$

式中の dy^p は塑性偏差ひずみ増分テンソルの第二不変量である。

$$dy^p = (de_{ij}^p de_{ij}^p)^{1/2} \quad (10)$$

なお、 κ は次式で定義できる。

$$\kappa = \int d\kappa \quad (11)$$

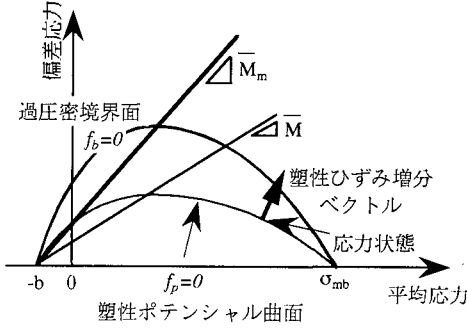


図-2 塑性ポテンシャル関数

結局、比例荷重条件の下で積分すると、次式のような双曲線関数になる。

$$\kappa = \frac{M_f^* G' \gamma^p}{M_f^* + G' \gamma^p} \quad (12)$$

ただし、

$$\gamma^p = \int d\gamma^p \quad (13)$$

ここに、 M_f^* は残留状態における応力履歴比 η^* の値である。また、 G' は残留状態において除荷・再荷を行った場合の初期接線勾配より決定できる。

塑性ポテンシャル関数 f_p は次式で与えられるものとする。図-2に塑性ポテンシャル曲面を示す。

$$f_p = \bar{\eta} + \bar{M} \ln[(\sigma_m + b)/(\sigma_{mb} + b)] = 0 \quad (14)$$

ここに、 $\bar{\eta}$ は次式で与えられる応力比である。

$$\bar{\eta} = [s_y s_y / (\sigma_m + b)^2]^{1/2} \quad (15)$$

ここに、 s_y は偏差応力である。

また、 b および σ_{mb} は図-2に示す材料構造を表現するための数学的パラメーターである。

次に、塑性ポテンシャル関数 f_p の変化し得る限界を規定する過圧密境界面 f_b を次式で導入する。

$$f_b = \bar{\eta} + \bar{M}_m \ln[(\sigma_m + b)/(\sigma_{mb} + b)] = 0 \quad (16)$$

ここに、 \bar{M}_m は過圧密境界面パラメーターと呼ばれる材料定数である。このような過圧密境界面 f_b の導入により、式(16)の \bar{M} は過圧密領域 ($f_b < 0$) にお

いては、

$$\bar{M} = -\bar{\eta} / \ln[(\sigma_m + b)/(\sigma_{mb} + b)] \quad (17)$$

正規圧密領域では、

$$\bar{M} = \bar{M}_m \quad (18)$$

とそれぞれ与えられるものとする。

式(6)の流動則、式(12)のひずみ硬化パラメーターおよび式(14)の塑性ポテンシャル関数と、塑性荷重過程に対するPragerの適合条件

$$df_y = d(\eta^* - \kappa) = 0 \quad (19)$$

を適用することにより、塑性ひずみ増分 $d\epsilon_y^p$ は次式で与えられる。

$$d\epsilon_y^p = \Lambda \left[\frac{\bar{\eta}_y}{\bar{\eta}} + (\bar{M} - \bar{\eta}) \frac{\delta_{ij}}{3} \right] \left[\frac{\eta_{kl}^*}{\eta^*} - \eta^* \frac{\delta_{kl}}{3} \right] \frac{d\sigma_{kl}^*}{\sigma_m^*} \quad (20)$$

ただし、

$$\Lambda = \frac{M_f^{*2}}{G'(M_f^* - \kappa)^2} \quad (21)$$

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & (i = j) \\ 0 & (i \neq j) \end{cases} \quad (22)$$

一方、弾性ひずみ増分 $d\epsilon_y^e$ は、弾性定数の等方性を仮定すると、次式で与えられる。

$$d\epsilon_y^e = ds_y / 2G + d\sigma_m \delta_{ij} / 3K \quad (23)$$

したがって、全ひずみ増分テンソル $d\epsilon_y$ は、式(1)に式(20)、式(23)を用いることで与えられる。

この構成式に含まれる材料定数をその呼称とともに以下に列挙する。

G : せん断弾性係数

K : 体積弾性係数

σ_{mb} , b : 塑性ポテンシャルパラメーター

M_f^* , G' : ひずみ硬化-軟化関数パラメーター

\bar{M}_m : 過圧密境界面パラメーター

τ : 応力履歴パラメーター

ここで、塑性ポテンシャルパラメーター σ_{mb} は図-2に示すように塑性ポテンシャル関数 f_p の変化

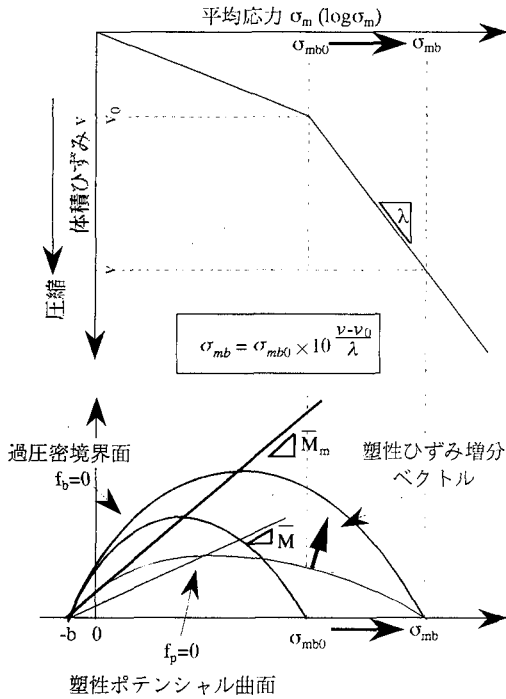


図-3 σ_{mb} の変化 (増加)

し得る限界を規定する過圧密境界面 f_b を決定するためのパラメータである。従来は塑性ポテンシャルパラメータ σ_{mb} の値として、等方圧密試験より求められる先行圧縮応力の値を用いてきた。また、解析中 σ_{mb} の値は一定とし、式(17)、式(18)に示すように、正規圧密領域に入ると $\bar{M} = \bar{M}_m$ として解析を行ってきた。すなわち、過圧密境界面は変化しないものとして解析を行ってきた。しかし、岡⁹⁾は、 σ_{mb} は等方的な内部構造を反映する材料パラメータであると考え、 σ_{mb} が次式のように減少すると仮定した構成モデルを提案している。

$$\sigma_{mb} = \sigma_{mbf} + \sigma_{mbc} \exp(-\beta \varepsilon) \quad (24)$$

ただし、 σ_{mbf} 、 σ_{mbc} および β は材料定数。

本論文では、塑性ポテンシャルパラメータを過圧密境界面パラメータと定義しなおし、体積の膨脹・圧縮により、 σ_{mb} が減少するだけでなく増加すると仮定し、排水試験、非排水試験の両条件それぞれの場合において、 σ_{mb} の変化について規定する。

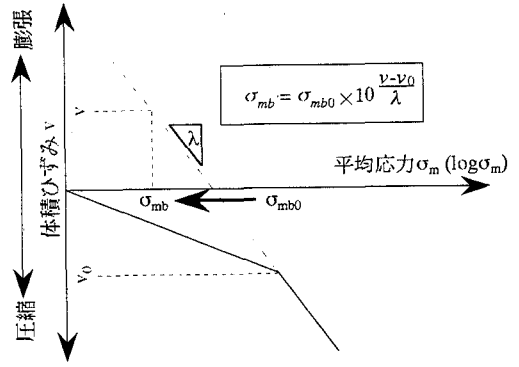


図-4 σ_{mb} の変化 (減少)

表-1 戸室石の基本物性

比重 G_s	2.51
初期間隙比	0.63
一軸圧縮強度 (湿潤) q_u	30.0kgf/cm ² { 2.94MPa }
引張り強度 (湿潤) σ_t	9.4kgf/cm ² { 0.92MPa }

3. 過圧密境界面パラメータ σ_{mb}

(1) 排水試験

排水試験において、正の体積ひずみ v が発生 (圧縮) する場合、体積ひずみ v が v_0 (先行圧縮応力に対応する体積) を越えた時点から σ_{mb} は等方圧密線 ($v - \log \sigma_m$ 関係) に対応して増加するものとする (図-3)。

一方、負の体積ひずみ v が発生 (膨脹) する場合、従来モデルでは σ_{mb} は一定であるとしていたが、内部構造の劣化を反映し σ_{mb} が減少するものと仮定する。その場合、図-4に示すように等方圧密線に対応して減少するものとする。それぞれの場合の σ_{mb} の変化は等方圧密線の傾き λ と v_0 より以下のように表すことができる。

$$\sigma_{mb} = \sigma_{mb0} \times 10^{\frac{v-v_0}{\lambda}} \quad (25)$$

(2) 非排水試験

非排水試験では、体積ひずみ v は変化しないため式(25)のように σ_{mb} の変化を規定することはできない。しかし、これまでの多くの実験結果より、非排水試験の場合の間隙水圧の挙動は排水試験の場合の体積ひずみの変化にほぼ対応していることがわかる。

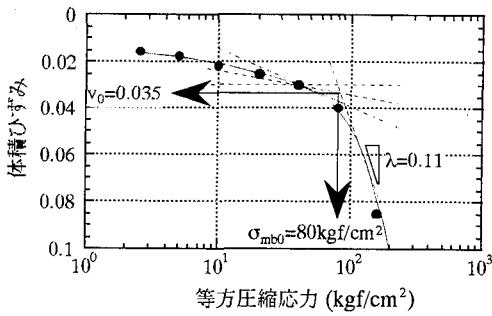


図-5 等方圧密試験結果

そこで非排水試験の場合，解析における塑性体積ひずみの値より，排水試験の場合と同様に体積ひずみの値を計算し，その値を用いて式(25)により σ_{mb} の変化を規定する。

4. 三軸試験結果のシミュレーション

(1) 三軸圧縮試験

理想的な堆積軟岩として多孔質凝灰岩である戸室石を試料に用いた。戸室石は栃木県大谷町戸室地区で探掘される凝灰岩で，通称大谷石の一種であるが，大谷石と異なる点は，有機物であるいわゆるみそが非常に少なく，目立った空隙も少ないことである。戸室石の基本物性を表-1に示す。

試験は，排水試験，非排水試験とも拘束圧一定の軸ひずみ制御で行った。軸ひずみ速さは全試験において $2.8 \times 10^{-2} \% / \text{min}$ ，拘束圧については，排水試験は 3 kgf/cm^2 (0.29MPa)， 5 kgf/cm^2 (0.48MPa)， 20 kgf/cm^2 (1.96MPa) および 30 kgf/cm^2 (2.94MPa) の4パターン，非排水試験は 3 kgf/cm^2 ， 5 kgf/cm^2 ， 30 kgf/cm^2 および 40 kgf/cm^2 (3.92MPa) の4パターンとした。ただし，拘束圧が 3 kgf/cm^2 および 5 kgf/cm^2 の場合，バックプレッシャーは 20 kgf/cm^2 とした。これは，低いバックプレッシャー (3 kgf/cm^2 程度) で非排水試験を行った場合，バックプレッシャー以上の負の間隙水圧を測定することができないためである。拘束圧が 20 kgf/cm^2 ， 30 kgf/cm^2 および 40 kgf/cm^2 の場合は，非排水試験において負の間隙水圧が発生しないため，バックプレッシャーは 3 kgf/cm^2 とした。

(2) 解析結果

図-5に示す戸室石の等方圧密試験の結果より，式(25)における材料定数の値は， $\lambda = 0.11$ ， $v_0 = 0.035$ ， $\sigma_{mb0} = 80 \text{ kgf/cm}^2$ (7.84MPa) と求まる。解析はこれらの定数を用いて式(25)にしたがって σ_{mb} を変化させたも

表-2 解析に用いた材料定数 (排水試験)

試験番号	CD3	CD5	CD20	CD30
σ_s (kgf/cm ²)	3.0	5.0	20.0	30.0
{ MPa }	{ 0.29 }	{ 0.49 }	{ 1.96 }	{ 2.94 }
G (kgf/cm ²)	1809	2216	2470	3587
{ MPa }	{ 177.3 }	{ 217.2 }	{ 242.1 }	{ 351.5 }
K (kgf/cm ²)	1519	1960	3912	3702
{ MPa }	{ 148.9 }	{ 192.1 }	{ 383.4 }	{ 362.8 }
M_r	1.41	1.50	1.11	1.08
G	1809	2216	2470	3587
b (kgf/cm ²)	8.7 { 0.85 MPa }			
σ_{mb} (kgf/cm ²)	80.0 { 7.84 MPa }			
M_n	1.25			
τ	0.0290	0.0161	0.0046	0.0020

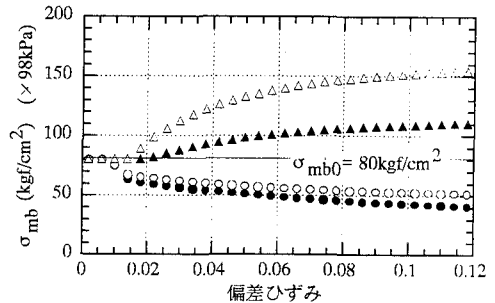
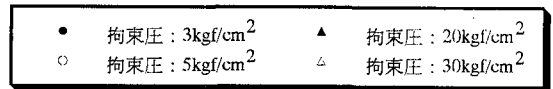


図-6 σ_{mb} の変化 (排水試験)

のと，従来どおり σ_{mb} を一定としたものの2パターン行った。これらの解析結果と試験結果との比較を排水試験においては軸差応力および体積ひずみについて，非排水試験においては軸差応力および間隙水圧においてそれぞれ行う。解析に用いた材料定数を排水試験については表-2に，非排水試験については表-3に示す。なお，表より，材料定数のいくつかは拘束圧依存性を有していることが明らかであり，これらは，いずれ，拘束圧等の関数として与えるべきである。

a) 排水試験

図-6に各拘束圧の解析における σ_{mb} の変化を，図-7(a)~(d)に解析結果を試験結果とあわせて示す。ただし， σ_{mb} 一定で行った解析を従来モデルによるもの， σ_{mb} を変化させて行った解析を改良モデルによるものとしてそれぞれ示すが，軸差応力-偏差ひずみ関係は同一の曲線になっている。

表-3 解析に用いた材料定数 (非排水試験)

試験番号	CU3	CU5	CU30	CU40
σ_3 (kgf/cm ²)	3.0	5.0	30.0	40.0
{ MPa }	{ 0.29 }	{ 0.49 }	{ 2.94 }	{ 3.92 }
G (kgf/cm ²)	1014	915	3296	3616
{ MPa }	{ 99.3 }	{ 89.7 }	{ 323.0 }	{ 354.4 }
K (kgf/cm ²)	1519	1960	3702	3028
{ MPa }	{ 148.9 }	{ 192.1 }	{ 362.8 }	{ 296.7 }
M_r	1.40	1.37	1.16	1.14
G	1014	915	3296	3616
b (kgf/cm ²)	8.7 { 0.85 MPa }			
σ_{ms} (kgf/cm ²)	80.0 { 7.84 MPa }			
\bar{M}_m	1.25			
τ	0.0710	0.0440	0.0037	0.0019

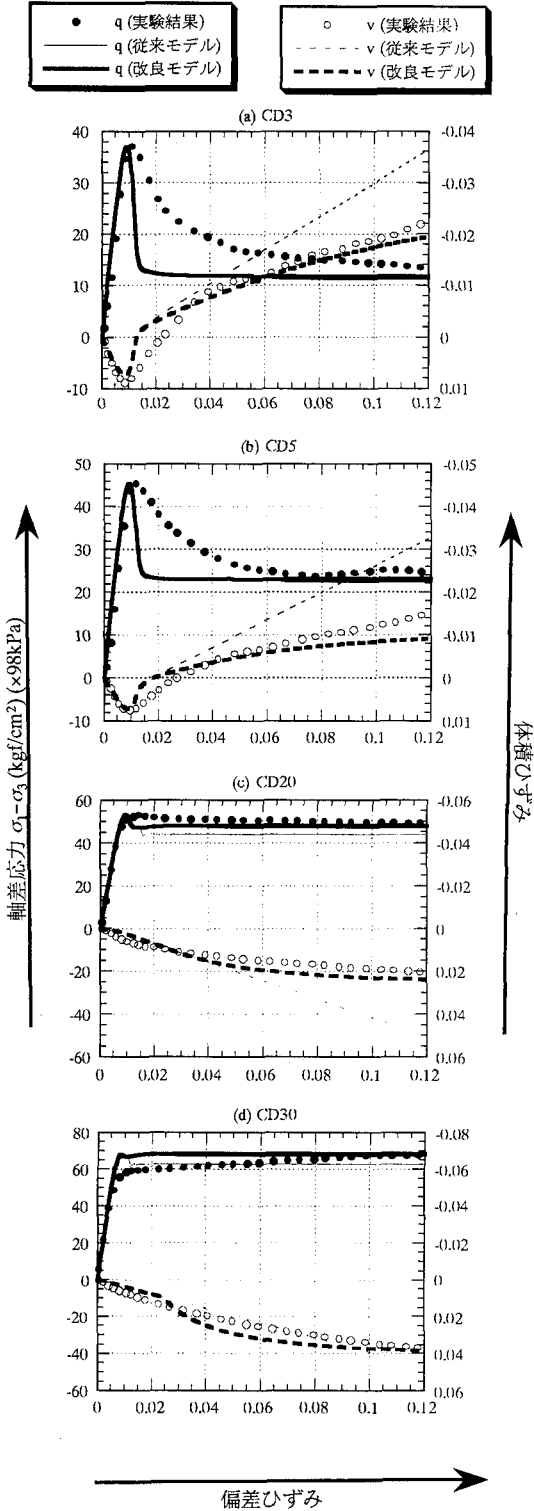


図-7 解析結果 (排水試験)

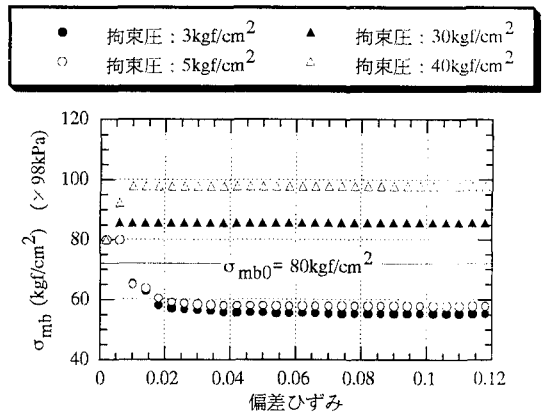


図-8 σ_{mb} の変化 (非排水試験)

図-6より、拘束圧が20kgf/cm²および30kgf/cm²の場合は体積ひずみは圧縮側に発生するため σ_{mb} が増加し、拘束圧が3kgf/cm²および5kgf/cm²の場合は体積ひずみは膨脹側に発生するため σ_{mb} が減少しているのがわかる。解析結果については、拘束圧が3kgf/cm²および5kgf/cm²の場合は図-7(a),(b)より、従来の解析では体積ひずみを膨脹側に過大評価する傾向にあったが、 σ_{mb} を変化させた解析は体積ひずみの挙動をうまく表現できた。しかし、ピーク強度を示した後の緩やかな軟化挙動については表現できていない。また、拘束圧が20kgf/cm²および30kgf/cm²の場合は図-7(c),(d)より、従来の解析では体積ひずみを圧縮側に過大評価する傾向にあったが、 σ_{mb} を変化させた解析は体積ひずみの挙動をうまく表現できた。

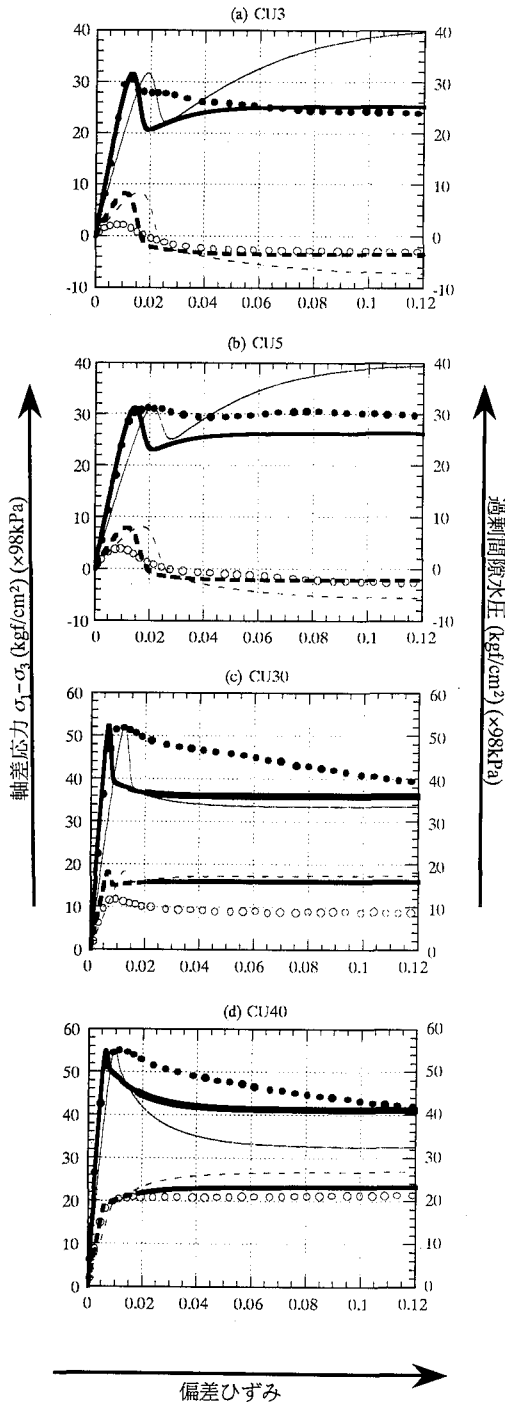
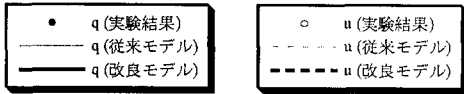


図-9 解析結果 (非排水試験)

b) 非排水試験

図-8に各拘束圧の解析における σ_{mb} の変化を、図-9(a)-(d)に解析結果を試験結果とあわせて示す。

図-8より、拘束圧が 30kgf/cm^2 および 40kgf/cm^2 の場合は正の間隙水圧が発生しこれは体積圧縮に相当するため σ_{mb} が増加し、拘束圧が 3kgf/cm^2 および 5kgf/cm^2 の場合は負の間隙水圧が発生しこれは体積膨脹に相当するため σ_{mb} が減少しているのがわかる。解析結果については、拘束圧が 3kgf/cm^2 および 5kgf/cm^2 の場合は図-9(a),(b)より、従来の解析では間隙水圧を正、負の両方において過大評価する傾向にあったが、 σ_{mb} を変化させた解析は負の間隙水圧の挙動をうまく表現できた。しかし、最初に発生する正の間隙水圧については σ_{mb} を変化させた解析でも間隙水圧を大きく過大評価している。また、拘束圧が 30kgf/cm^2 および 40kgf/cm^2 の場合は図-9(c),(d)より、従来の解析では正の間隙水圧を過大評価する傾向にあったが、 σ_{mb} を変化させた解析は負の間隙水圧の挙動をうまく表現できた。また、すべての拘束圧において残留状態における軸差応力についても従来の解析に比べてよりよく表現しているといえる。しかし、すべての拘束圧において、ピーク強度を示した後の緩やかな軟化挙動については表現できていない。

5. 指数関数型ひずみ硬化則の適用

(1) 指数関数型ひずみ硬化則

4.(2)に示すように、 σ_{mb} についての改良により、排水試験における体積ひずみの変化および非排水試験における間隙水圧の挙動については概ね正確に表現することができたものの、ピーク強度を示した後の緩やかなひずみ軟化を表現することができていない。そこでここでは、緩やかなひずみ軟化挙動を表現するために岡ら¹⁰⁾によって提案された指数関数型のひずみ硬化則を用い、その適用性を検討する。従来、ひずみ硬化パラメーター κ としては式(13)のような双曲線関数を用いてきた。

$$\kappa = \frac{M_f^* G' \gamma^p}{M_f + G' \gamma^p} \quad (12)$$

岡ら¹⁰⁾は、この双曲線型ひずみ硬化関数を指数関数型にすることで応力-ひずみ関係における軟化の度合いが緩やかになることを確認している。指数関数型のひずみ硬化パラメーター κ の発展則を次式に示す。

$$d\kappa = \alpha_z (M_f^* - \kappa) d\gamma^p \quad (26)$$

式中の $d\gamma^p$ は塑性ひずみ増分テンソルの第二不変量である。

$$d\gamma^p = (de_{ij} de_{ij})^{1/2} \quad (27)$$

ここで、比例载荷条件の下で積分すると、次式のような指数関数になる。

$$\kappa = M_f^* \{1 - \exp(-\alpha_z \gamma^p)\} \quad (28)$$

なお、

$$G' = \alpha_z M_f^* \quad (29)$$

ただし、双曲線型ひずみ硬化関数(式(12))および指数関数型ひずみ硬化関数(式(28))ともに初期接線勾配が G' で最終的に $\kappa = M_f^*$ に漸近する関数である。

(2) 解析結果

このような指数関数型のひずみ硬化則を用い、また、 σ_{mb} については変化するものとして解析を行った。ただし、 α_z の値については本来式(29)より求まるはずであるが、式(29)より求めた値を用いるとピーク強度が非常に大きくなり、場合によっては発散してしまう。また G' の決定方法もはっきりしていない。従ってここでは、ある程度軟化の度合いをうまく表現できるようにカーブフィッティングにより決定することとした。その結果 $\alpha_z = 90$ とした。以下に排水試験および非排水試験それぞれの解析結果を示す。

a) 排水試験

図-10(a)~(d)に解析結果を試験結果とあわせて示す。これらの図より、双曲線型のひずみ硬化則を用いた場合と比較すると、軟化の度合いが緩やかになっており、より試験の結果に近くなっている。ただし、ピーク強度時の偏差ひずみについては、解析結果の方が大きくなっている。

b) 非排水試験

図-11(a)~(d)に解析結果を試験結果とあわせて示す。これらの図より、双曲線型のひずみ硬化則を用いた場合と比較すると、軟化の度合いが緩やかになっており、より試験の結果に近くなっている。ただし、ピーク強度時の偏差ひずみについては、図-11(a),(b)の場合、解析結果の方が大きくなっている。

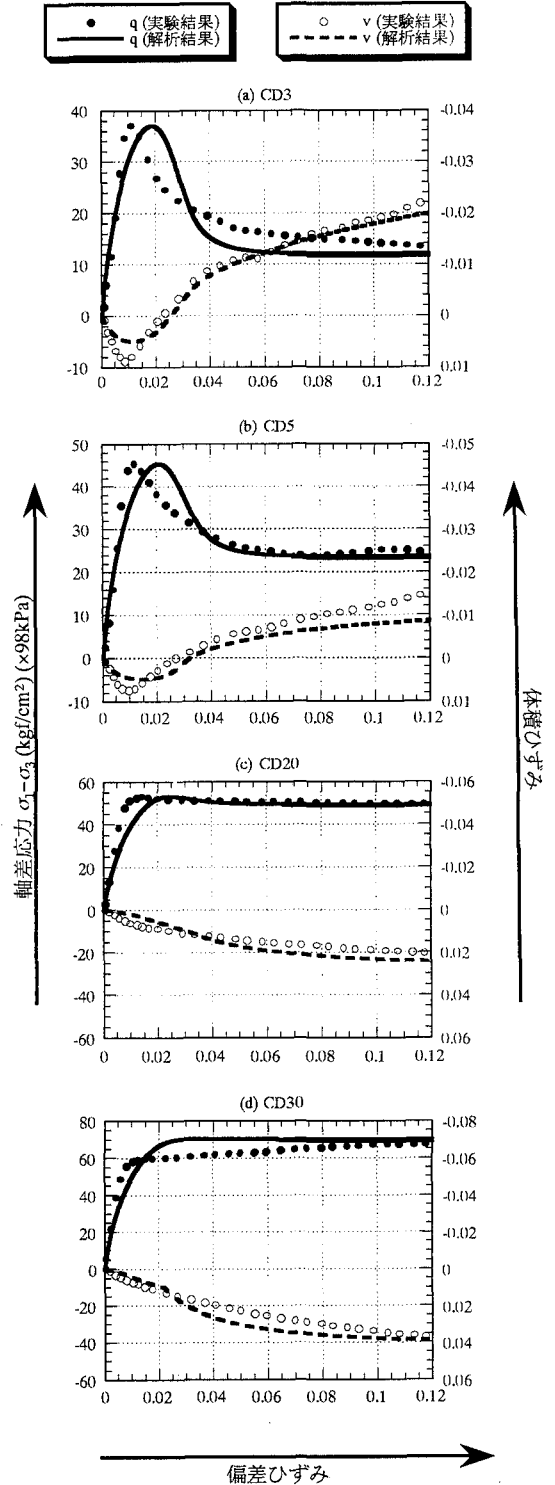


図-10 指数関数型ひずみ硬化則を用いた場合の解析結果(排水試験)

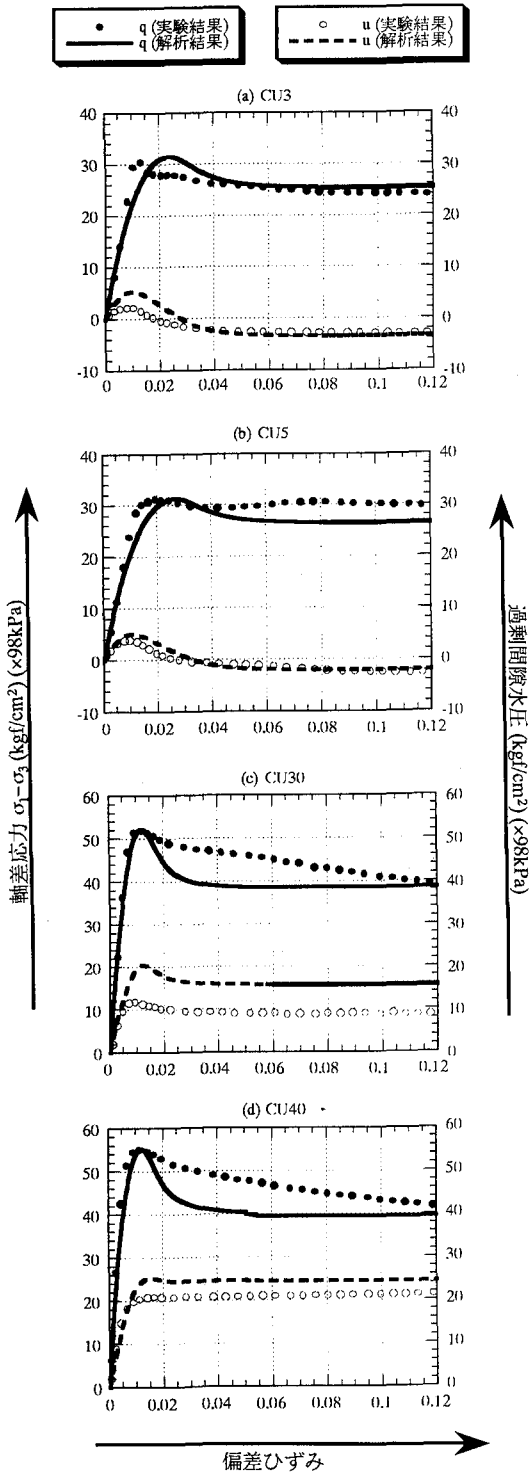


図-11 指数関数型ひずみ硬化則を用いた場合の解析結果 (非排水試験)

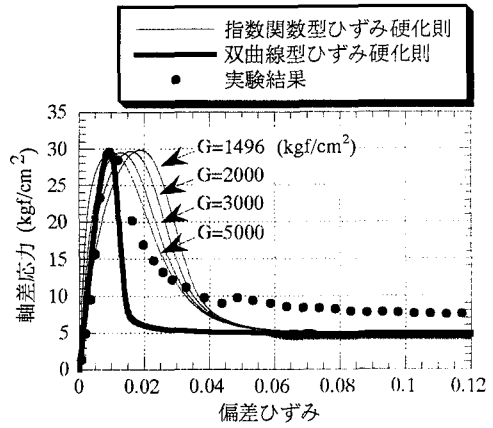


図-12 せん断弾性係数Gの値による応力-ひずみ関係の変化

(3)せん断弾性係数 G

指数関数型ひずみ硬化則を用いた場合、応力-ひずみ関係における緩やかな軟化挙動を表現することはできるものの、ピーク強度時の偏差ひずみの値については評価できていない。ここでは、せん断弾性係数 G の値が応力-ひずみ関係に及ぼす影響について考察することにする。図-12に G の値による応力-ひずみ関係の変化を双曲線型ひずみ硬化則を用いた場合の結果と合わせて示す。ただし、材料定数は拘束圧 1kgf/cm^2 の排水試験より求めたものを用いた。また、 α_2 は先にカーブフィッティングにより求めた $\alpha_2=90$ を用いた。 G が大きくなるに従い、軟化の度合いは緩やかなままでピーク強度時の偏差ひずみの値が小さくなる。実験結果と比較した場合、 $G=5000\text{kgf/cm}^2$ として計算したものが実験結果とよく一致している。しかし、 G は軸差応力-偏差ひずみ曲線の初期接線勾配から求められる材料定数であり、拘束圧 1kgf/cm^2 の排水試験では $G=1946\text{kgf/cm}^2$ と求められている。従って、 G を実験結果より推定する方法についての再検討も必要であると考えられる。

6. 結論

本研究から得られた主な結論は以下のとおりである。

- 1) 足立・岡のひずみ軟化型弾塑性構成式において、過圧密境界面パラメータ σ_{mb} が体積ひずみに対応して変化する、つまり過圧密境界面が変化するものと仮定し、塑性ポテンシャル関数の改良を行った。 σ_{mb} の変化については、等方圧密線より規定することができる。

- 2) 改良した構成式を堆積軟岩（戸室石）に適用した結果、排水試験における体積ひずみの変化を膨脹および圧縮の両方において正確に表現することができた。
- 3) 改良した構成式を堆積軟岩（戸室石）に適用した結果、非排水試験における負の間隙水圧の挙動を正確に表現することができた。
- 4) 指数関数型のひずみ硬化則を用いることにより、ピーク強度を示した後の、緩やかなひずみ軟化を表現することができた。しかし、ピーク強度を示す偏差ひずみの値については、正確に表現することができていない。そこでせん断弾性係数 G の変化が応力-ひずみ関係に及ぼす影響について検討した。
- 5) Lo, K.Y. and Lee, C.F. : Stress analysis and slope stability in strain softening soils, *Géotechnique*, 23, pp.1-11, 1973.
- 6) Banerjee, P.K. and Stipho, A.S. : An elasto- plastic model for undrained behavior of heavily over-consolidated clays, Short Communication, *Int. J. Num. Methods in Geomechanics*, 3, pp.97-103, 1979.
- 7) Lasry, D. and Belytschko, T. : Localization Limiters in Transient Problems, *Int. J.Solids and Structures*, 24, 6, pp.581-597, 1988.
- 8) 足立紀尚, 岡二三生 : 軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式, 土木学会論文報告集, No.445, pp.9-16, 1992.
- 9) Valanis, K.C. : On the uniqueness of solution of the initial value problem in softening materials, *J. Appl. Mech.*, ASME., 52, pp.649-653, 1985.
- 10) Adachi, T. and Oka, F. : Constitutive Equations for Sands and Over-consolidated Clays, *Proc. Int. Workshop on Constitutive Relation for Soils*, pp.111-122, 1984.
- 11) 岡二三生, 八嶋厚, 足立紀尚 : 負のダイレイタンシーをとまなう軟化を表現する軟岩の構成モデル, 第29回土質工学研究発表講演集, pp.1225-1226, 1994.
- 12) 岡二三生, 八嶋厚, 足立紀尚, 田中章 : 応力履歴テンソルを用いた弾塑性構成式について, 土木学会第47回年次学術講演会概要集第3部, pp.452-453, 1992.

参考文献

- 1) Höeg, K. : Finite element analysis of strain softening clay, *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, 98, SM-1, pp.43-58, 1972.
- 2) Nayak, G. C. and Zienkiewicz, O.C. : Elasto-plastic stress analysis, A generalization for various constitutive relations including strain-softening, *Int. J. Num. Anal. Methods in Geomechanics*, 5, pp.113-135, 1972.

(1996. 8. 5 受付)

MODIFIED ADACHI-OKA'S ELASTO-PLASTIC CONSTITUTIVE MODEL FOR SOFT ROCK

Toshihisa ADACHI, Fusao OKA, Akinori KOIKE and Masashi KOIKE

The aim of the present paper is to construct a constitutive model of soft rocks that can precisely describe not only strain-hardening-softening behavior but also dilatancy characteristics. That is, the Adachi-Oka's elasto-plastic constitutive model is modified by introducing a new volumetric strain dependent plastic potential function and by improving the stain hardening law. The model is evaluated through a comparison of the calculated results and the experimental results of tests on tuffaceous rock (Tomuro-ishi).