

舗装用材料の弾塑性解析モデルに関する 基礎的研究

竹内 康¹

¹正会員 博(工) 東京農業大学助教授 生産環境工学科 (〒156-8502 東京都世田谷区桜丘1-1-1)

E-mail:bamboo@nodai.ac.jp

本研究では、舗装材料の弾塑性挙動を予測するために、拡張SMP基準と等方硬化パラメータを用いて修正Cam-Clayモデルを改良し、アスファルト混合物、粘性土、粒状路盤材料の静的三軸圧縮試験の弾塑性解析を行った。その結果、実測結果と解析結果は良く一致しており、本研究で提案した弾塑性モデルが舗装材料の静的な弾塑性解析に適用可能であることがわかった。

Key Words : *elastoplastic analysis, extended SMP criterion, modified Cam-Clay model, pavement material, triaxial compression test*

1. はじめに

交通荷重によって生じる路盤や路床の塑性変形は、アスファルト舗装のわだち掘れの原因の1つ¹⁾であり、コンクリート舗装では路盤反力を低下させ、疲労破壊を促進させることとなる²⁾。また、路盤以下の土質材料の塑性変形は、弾性理論を用いた簡便的な方法^{3, 4)}が弾塑性理論の何れかによって推定されるが、弾塑性理論による研究例は極めて少ない。

土質材料の破壊基準として用いられているものに、拡張 von Mises 基準、Mohr-Coulomb 基準や Drucker-Prager 基準、松岡と中井によって提案された空間滑動面 (SMP) 基準および拡張 SMP 基準などがある。拡張 von Mises 基準は粘性土の弾塑性解析に広く適用されている Cam-Clay モデル、修正 Cam-Clay モデルの破壊基準として採用されており⁵⁾、Drucker-Prager 基準は岩石や粒状材などの弾塑性解析の破壊基準として用いられている⁶⁾。また、Mohr-Coulomb 基準は、粒状材、粘性土などの破壊基準として広く用いられているが、松岡ら⁷⁾は Mohr-Coulomb 基準では中間主応力の影響を考慮していないとして、Mohr-Coulomb 基準を拡張して SMP 基準を提案した。さらに Matsuoka ら⁸⁾は、SMP 基準を c-材料に適用させた拡張 SMP 基準を提案した。

土の弾塑性解析には、大きく分けて二つのモデルが用いられている。一つは降伏応力に至るまでは弾性変形のみが生じ、その後塑性変形が進行する弾-

完全塑性モデルであり、他方は降伏面の内部をも降伏状態として扱い、弾性ひずみと塑性ひずみの和が全ひずみとする弾塑性モデルである⁹⁾。前者の弾完全塑性モデルを用いた場合、容易に想像できるように、路床内で生じるような比較的低い応力レベルでの塑性変形を表現できない。また、Uzan¹⁰⁾は、後者のモデルで、SMP 基準を改良した破壊基準を採用した Vermeer モデル、Drucker-Prager 基準を採用した HISS モデルを用いて粒状路盤材の弾塑性解析を行ったが、これらのモデルが粘性土などの路床材料に適用できるか否かは不明である。

このことから判るように、路床・路盤材料、あるいはアスファルト混合物といった舗装材料を統一的に扱える構成方程式が提案されていないことが、舗装材料の弾塑性解析に関する研究例が少ない理由の1つであると考えられる。

既に述べたが、粘性土の弾塑性解析に広く適用されている修正 Cam-Clay モデルでは、平面状で見た場合には円形を呈している拡張 von Mises 基準を降伏条件としている。Matsuoka ら¹¹⁾は、図-1に示すように、SMP 基準に応力変換を施すことで拡張 von Mises 基準のように円形に変形させ、これを修正 Cam-Clay モデルの破壊基準とすることでより精度の高い塑性変形推定が可能であることを示した。

竹内ら¹²⁾は、Matsuoka らの改良モデルに拡張 SMP 基準を採用し、粘着力を有する材料への拡張を試みた。その結果、軸方向の応力～ひずみ関係は比較的

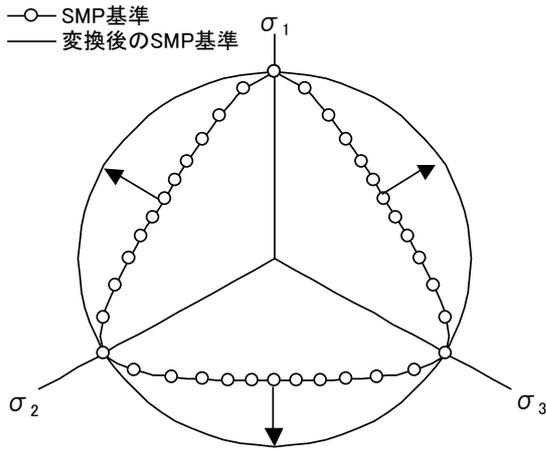


図-1 応力変換による SMP 基準の変形

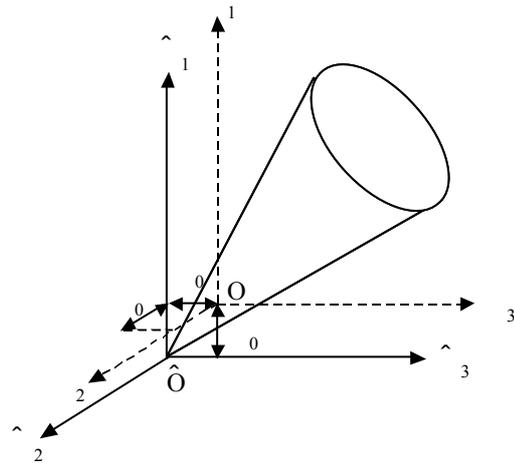


図-2 拡張 SMP 基準による座標変換

精度良く解析できるが、体積ひずみは圧縮傾向を示すのみで、粒状材に特有のダイレイタンスを再現できなかった。そのため、硬化パラメータを含めた硬化関数の見直しが必要であることがわかった。そこで本研究では、修正Cam-Clayモデルの硬化パラメータおよび硬化関数を改良し、路盤・路床材料およびアスファルト混合物への適用性について検討することを目的としている。なお、モデルの適用性の検討にあたっては、様々な研究機関において実施された三軸圧縮試験結果を利用した。

2. 修正Cam-Clayモデルの改良

本研究では、拡張SMP基準を採用した修正Cam-Clayモデルをアスファルト混合物、路盤材料、路床材料に適用するために、若干の改良を加える。具体的には、等方圧密特性と硬化パラメータの変更である。本章では、硬化関数と硬化パラメータを決定した後に構成方程式へ展開する。

(1) 拡張SMP基準を採用した修正Cam-Clayモデル

図-1に示したように、SMP基準を円形に拡張するためには、(1)、(2)式を用いて応力変換を施す必要がある。

$$\tilde{\sigma}_{ij} = p \cdot \delta_{ij} + \frac{q_c}{\hat{q}} (\sigma_{ij} - p \cdot \delta_{ij}) \quad (1)$$

$$q_c = \frac{2I_1}{3\sqrt{(I_1 \cdot I_2 - I_3)/(I_1 \cdot I_2 - 9I_3)} - 1} \quad (2)$$

ここに、 $\tilde{\sigma}_{ij}$: 変換応力、

δ_{ij} : クロネッカーのデルタ

$I_1 \sim I_3$: 応力の1~3次の不変量

p : 平均応力 ($=\sigma_{ii}/3$)

q : 主応力差

$$\left(= \sqrt{3(\sigma_{ij} - p\delta_{ij})(\sigma_{ij} - p\delta_{ij})/2} \right)$$

また、図-2に示すように、SMP基準に粘着成分を持たせ拡張SMP基準とするためには、(3)式にしたがってSMP基準に座標変換を施し、正規軸上に切片を持たせる必要がある。

$$\hat{\sigma}_{ij} = \sigma_{ij} + \sigma_0 \cdot \delta_{ij} \quad (3)$$

ここに、 $\sigma_0 (=c \cdot \cot\phi)$ は粘着成分を表すパラメータであり、 c は粘着力、 ϕ はせん断抵抗角である。また、(1)、(2)式は、(3)式を用いて次のように書き換える。

$$\tilde{\hat{\sigma}}_{ij} = \hat{p} \cdot \delta_{ij} + \frac{\hat{q}_c}{\hat{q}} (\hat{\sigma}_{ij} - \hat{p} \cdot \delta_{ij}) \quad (4)$$

$$\hat{q}_c = \frac{2\hat{I}_1}{3\sqrt{(\hat{I}_1 \cdot \hat{I}_2 - \hat{I}_3)/(\hat{I}_1 \cdot \hat{I}_2 - 9\hat{I}_3)} - 1} \quad (5)$$

ここに、 $\tilde{\hat{\sigma}}_{ij}$ は式(3)の換算応力の変換応力、 \hat{p} は換算平均応力、 \hat{q} は換算主応力差、 $\hat{I}_1 \sim \hat{I}_3$ は換算応力の1~3次の不変量である。

(2) 等方圧密特性に基づく硬化関数

修正Cam-Clayモデルでは、圧力変化に伴う土の体積変化の関係を $e \sim \log_{10}p$ で表している。しかし、橋口¹³⁾は、片対数グラフで表される $e \sim \log_{10}p$ 関係で求

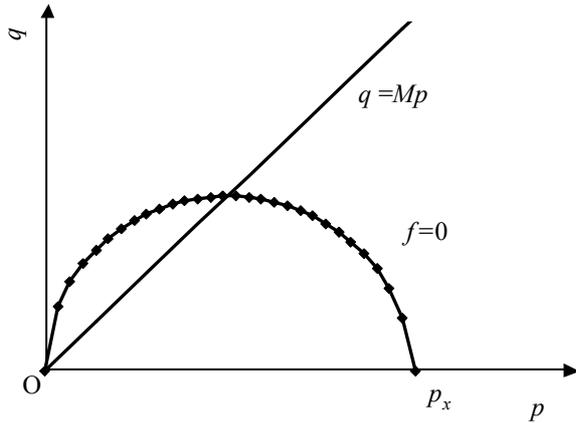


図-3 修正 Cam-Clay モデルの降伏関数

められる圧縮指数 λ と膨潤（膨張）指数 κ は初期間隙比 e_0 に依存し，かつ p が非常に大きな値をとった場合に e が負の値を示すことを指摘している．そのため，橋口は体積変化と圧力変化の関係を $\ln V \sim \ln p$ で表し，圧縮指数 ρ と膨潤指数 γ を定義している．

修正Cam-Clayモデルの降伏関数 f は，換算応力の変換応力を考慮すると(6)式に示す通りで， $p \sim q$ 平面上では図-3に示す形状を示す．

$$f = \tilde{q}^2 + M^2 \tilde{p}^2 - M^2 \tilde{p} \tilde{p}_x = 0 \quad (6)$$

ここに， \tilde{p}_x は降伏関数の硬化関数， M は $p \sim q$ 平面上での限界状態線の傾きである．

橋口の研究成果に基づく，次式の硬化関数が得られる．

$$\tilde{p}_x = \tilde{p}_0 \cdot \exp\left(\frac{H}{\rho - \gamma}\right) \quad (7)$$

ここに， \tilde{p}_0 ：換算と変換を施した先行圧密圧力
 H ：硬化パラメータ

一方，孫ら¹⁴⁾は $c-\phi$ 材料の等方圧密試験結果をべき乗関数で近似し，次式の関係を提案している．

$$\tilde{p}_x = \left(\frac{p_a^m \cdot H}{(C_t - C_e)} + \tilde{p}_0^m \right)^{\frac{1}{m}} \quad (8)$$

ここに， C_t ， m ：等方圧縮変形を表す材料定数
 C_e ：等方膨張変形を表す材料定数
 p_a ：大気圧

(8)式において， C_t ， C_e は，圧縮指数，膨潤指数と同等のパラメータであるが， m は等方圧密試験から求めるフィッティングパラメータであるため，その物理的意味合いが希薄で，かつ $\ln V \sim \ln p$ 関係で整理

した場合に比べてパラメータ数が多くなる．また，(8)式は $c-\phi$ 材料に特化した関係式であるため，路床材料が正規圧密粘土であった場合にこの関係が成立するかどうかは疑問である．

これらのことから，本研究では橋口の研究成果に基づく(7)式を硬化関数として用いることとした．

(3) 硬化パラメータ

前述したように，修正Cam-Clayモデルに拡張SMP基準を適用したのみの改良モデルでは，体積ひずみは圧縮傾向を示すのみで，粒状材に特有のせん断に伴う体積膨張を再現できなかった．これは，修正Cam-Clayモデルでは塑性体積ひずみ e_v^p を硬化パラメータとしているためである．そこで，本研究では，次式で示す松岡ら¹⁴⁾の提案した硬化パラメータを採用することとした．

$$dH = \frac{M^4}{M_f^4} \cdot \frac{M_f^4 - (\tilde{q}/\tilde{p})^4}{M^4 - (\tilde{q}/\tilde{p})^4} \cdot d\varepsilon_v^p \quad (9)$$

上式において， M_f を(10)式で与えられる限界状態線の傾きとした場合， M は体積ひずみ増分 $d\varepsilon_v$ がゼロになるとき，すなわち体積ひずみが増相点を示すときの \tilde{q}/\tilde{p} の値に等しくなる¹⁴⁾．

$$M_f = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (10)$$

また，体積ひずみの増相点は，粘着成分 σ_0 の有無とその大きさ，拘束圧 σ_3 の大きさによって変化する．そのため，本研究では，初期拘束状態における σ_0 の大きさを相対的に示す次式によって M を求めることとした．

$$M = M_f \frac{\tilde{p}_0}{\tilde{p}_x} \quad (11)$$

ここに， \tilde{p}_0 ： $\sigma_0 = 0$ としたときの換算と変換を施した先行圧密圧力

なお，正規圧密粘土のように σ_0 を有さない材料に関しては， $\tilde{p}_0/\tilde{p}_x = 1$ となり， M は M_f と等しくなることから(9)式の硬化パラメータは $dH = d\varepsilon_v^p$ ，すなわち修正Cam-Clayモデルの硬化パラメータに一致し，体積ひずみが圧縮傾向のみを示すような材料に適するようになる．

(4) ひずみ増分の算出

修正Cam-Clayモデルでは，現応力を降伏関数上に置くことで低ひずみ領域での塑性ひずみ増分を算出している．つまり，解析時の全ひずみ増分は(12)式

に示すように，常に弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の和で表され，全ひずみ増分が微小であっても塑性ひずみが進行することになる．

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (12)$$

ここに， $d\varepsilon_{ij}$ ：全ひずみ増分，
 $d\varepsilon_{ij}^e$ ：弾性ひずみ増分
 $d\varepsilon_{ij}^p$ ：塑性ひずみ増分

a) 弾性ひずみ増分

弾性ひずみ増分は，次式のフックの法則にしたがうとする．

$$d\varepsilon_{ij}^e = \frac{1+\nu}{E} d\sigma_{ij} - \frac{3\nu}{E} dp \cdot \delta_{ij} \quad (13)$$

ここに， ν はポアソン比， E は弾性係数である．また，(13)式より弾性体積ひずみ増分を求めると，次のようになる．

$$d\varepsilon_v^e = d\varepsilon_{ii}^e = \frac{3(1-2\nu)}{E} dp \quad (14)$$

また，橋口によると弾性体積ひずみは次式で表される．

$$\varepsilon_v^e = \gamma \cdot \ln \frac{p}{p_0} \quad (15)$$

(15)式を p に関して微分し，(14)式に代入すると，弾性係数は次式で求められることになる．

$$E = \frac{3(1-2\nu)}{\gamma} p \quad (16)$$

したがって，(12)式の弾性ひずみ増分は(13)式と(16)式によって求めることができる．

b) 塑性ひずみ増分

塑性ひずみ増分は，(17)式の関連流動則によって求められる．

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial \tilde{\sigma}_{ij}} \quad (17)$$

ここに， Λ は正の定数， f は塑性ポテンシャルを指すが，関連流動則であるので降伏関数に等しくなる．なお，降伏関数は(6)式に(8)式を代入したもので，次式で与えられる．

$$f = \tilde{q}^2 + M^2 \tilde{p}^2 - M^2 \tilde{p} \left\{ \tilde{p}_0 \exp\left(\frac{H}{\rho - \gamma}\right) \right\} = 0 \quad (18)$$

また，(17)式の Λ は，適合条件式：

$$df = \frac{\partial f}{\partial \tilde{p}} d\tilde{p} + \frac{\partial f}{\partial \tilde{q}} d\tilde{q} + \frac{\partial f}{\partial H} dH = 0 \quad (19)$$

より，

$$dH = a \cdot d\varepsilon_v^p \quad (20)$$

$$b = \frac{\partial f}{\partial \tilde{p}} = 2M^2 \tilde{p} - M^2 \left\{ \tilde{p}_0 \exp\left(\frac{H}{\rho - \gamma}\right) \right\} \quad (21)$$

$$c = \frac{\partial f}{\partial H} = -M^2 \tilde{p} \tilde{p}_0 \frac{H}{\rho - \gamma} \exp\left(\frac{H}{\rho - \gamma}\right) \quad (22)$$

とおき，かつ(17)式を(23)式のように書き換えて得られる(24)式を用いると，(25)式に示すシンプルな関係式で求めることができる．

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \left(\frac{\partial f}{\partial \tilde{p}} \cdot \frac{\partial \tilde{p}}{\partial \tilde{\sigma}_{ij}} + \frac{\partial f}{\partial \tilde{q}} \cdot \frac{\partial \tilde{q}}{\partial \tilde{\sigma}_{ij}} \right) = \Lambda \left\{ \frac{b}{3} \delta_{ij} + 3(\tilde{\sigma}_{ij} - \tilde{p} \delta_{ij}) \right\} \quad (23)$$

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{ii}^p = \Lambda \cdot b \quad (24)$$

$$\Lambda = -\frac{b \cdot d\tilde{p} + 2\tilde{q} \cdot d\tilde{q}}{a \cdot b \cdot c} \quad (25)$$

これらの関係式を用いることで，(12)式の塑性ひずみ増分を容易に求めることができる．

3．路床・路盤材料への適用

舗装は原地盤上あるいは盛土上に構築されるため，ひと口に路床材料と言っても，その種類は多岐にわたる．また路盤材料は，粒調砕石や切り込み砕石などの粒状材料が多く用いられている．

路床材料を日本統一土質分類法¹⁵⁾にしたがって大分類した場合，路床として利用可能な材料は，人工材料を除くと，粗粒土と細粒土の二つになる．粗粒土は，礫や砂などの粒状材料が主たる構成材料であり，細粒土は粘土やシルトなどが5割以上を占める．したがって，路盤・路床材料の力学特性は，大きく分けると粒状材料と粘土に二分できるものと考えられる．そこで本研究では，粘土の静的三軸試験結果としてMatsuokaら⁹⁾による正規圧密粘土と孫ら¹⁴⁾による締固め粘土のデータを，粒状材料の静的三軸試験結果として坂元に¹⁶⁾によるクラッシュランのデータを利用し，弾塑性解析を行うこととした．

表-1 Fujinomori clayの特性値

$\lambda/(1+e_0)$	0.0508
$\kappa/(1+e_0)$	0.0112
ϕ	33.7°

表-2 Fujinomori clayの解析条件

圧縮指数 ρ	0.0508
膨潤指数 γ	0.0112
土質定数 M_f	1.36
ポアソン比 ν	0.3
粘着成分 σ_0	0 kPa
拘束条件	$\sigma_3=196$ kPa

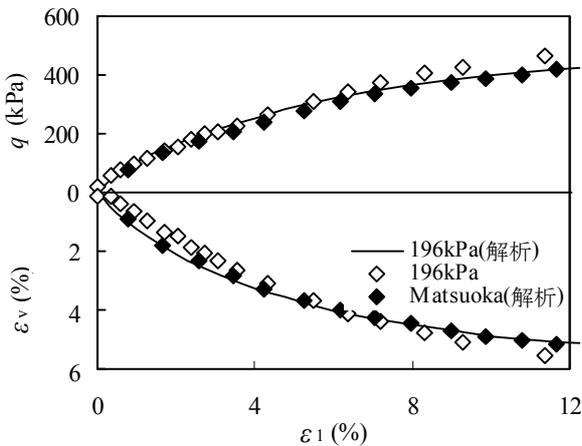


図-4 正規圧密粘土での実測結果と解析結果

(1) 正規圧密粘土と締固め粘土の弾塑性解析

a) 正規圧密粘土

解析に用いた正規圧密粘土は、Fujinomori clayと呼ばれるもので、表-1に示す特性を有するものである。なお、 λ 、 κ はそれぞれ $e \sim \log p$ 関係で求められる圧縮指数と膨潤指数であり、 e_0 は初期間隙比である。また、 $\lambda/(1+e_0)$ と $\kappa/(1+e_0)$ は修正Cam-Clayモデルで用いられるパラメータで、本モデルでは表-2に示すように ρ と γ に相当するものである。

図-4は拘束圧 $\sigma_3=196$ kPaのときの圧密排水(CD)条件下での三軸圧縮試験結果と解析結果の関係を示している。なお、解析結果の比較対照として同粘土でのMatsuokaらの解析結果⁸⁾も示した。この図より、実測結果と解析結果は良く一致していることがわかる。また、本研究での解析結果とMatsuokaらの解析結果が一致するのは、表-2に示したように、正規圧密粘土は粘着成分 σ_0 を持たないため、(9)式の硬化パラメータはSMP基準によって改良された修正Cam-Clayモデルの硬化パラメータに一致するためである。

b) 締固め粘土

締固め粘土は、不飽和状態のカオリン粘土であり、

表-3 締固め粘土の解析条件

圧縮指数 ρ	0.07
膨潤指数 γ	0.02
土質定数 M_f	1.30
ポアソン比 ν	0.3
粘着成分 σ_0	39 kPa
拘束条件	$p=98, 196, 392$ kPa

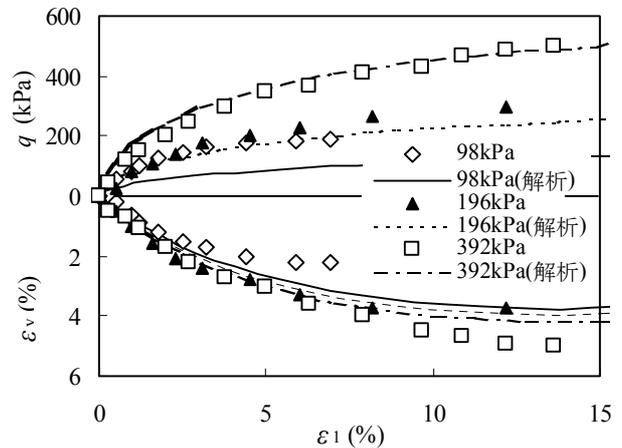


図-5 締固め粘土での実測結果と解析結果

その試験結果は σ_3 一定で行う通常の三軸圧縮試験とは異なり、平均主応力 p 一定の条件下で行われたものである。解析条件を表-3に示す。なお、表-3の値は、筆者がMatsuokaらの改良モデルに拡張SMP基準を採用したときに用いたもの¹²⁾であり、表中の ρ および γ は正規圧密粘土の場合と同様に $\lambda/(1+e_0)$ および $\kappa/(1+e_0)$ と等しくなる。

図-5に三軸圧縮試験結果(CD)と解析結果の関係を示す。図中の実線と破線は解析結果を、記号は実測結果を示している。その結果、 $p=98$ kPa以外では $q \sim \varepsilon_1$ 関係、 $\varepsilon_v \sim \varepsilon_1$ 関係ともに実測値と解析値は良く一致していた。また、 $p=98$ kPaと $p=196$ kPaの実測値での $q \sim \varepsilon_1$ 関係は殆ど同じ値を示していたことから、締固め粘土での再検討が必要であると考えられるが、概して解析結果の実測結果に対する再現性は良好であると言える。

表-3に示したように、締固め粘土はサクションに起因する粘着成分を有しているため、(11)式で求められる M は M_f よりも小さくなる。そのため、解析上得られる体積ひずみは、変相点(圧縮から膨張へ変化する点)を持つことになる。実際、 $p=98$ kPaの解析結果では $\varepsilon_1=14\%$ あたりで変相点が見られる。しかし、解析結果において変相点が現れるのは実測結果の範囲外であり、舗装構造において発生するひずみレベルは非常に小さい。そのため、締固め粘土のように粘着成分を有し、体積ひずみが圧縮傾向の

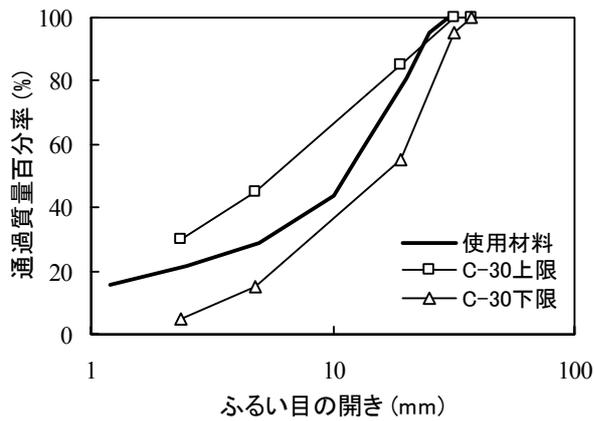


図-6 実験に用いたクラッシュランの粒度曲線

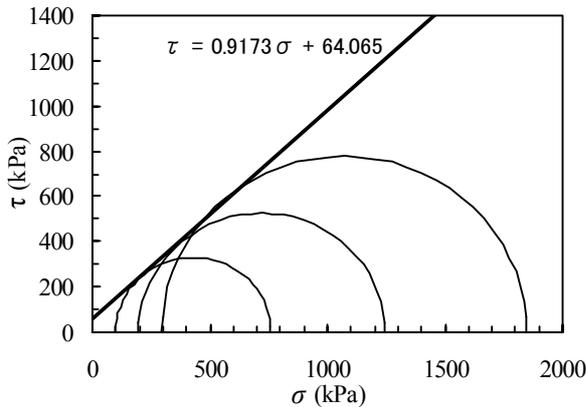


図-7 クラッシュランでのモールの応力円

みを示すような材料に対し，(11)式で算出される土質パラメータを用いても問題は無いと考えられる．

(2) クラッシュランの弾塑性解析

坂元は図-6に示す粒度のクラッシュラン(C-30)を用い，直径10cm，高さ20cmの供試体で実験を行っている．図-6の粒度がC-30の粒度範囲から外れているのは，供試体寸法にあわせて呼び寸法20mmのふるいを用いて最大粒径を調整したためである．

また，坂元は圧密排水条件下の三軸圧縮試験結果から，図-7，表-4に示したモールの応力円，接線弾性係数を求めている．砂やクラッシュランなどの粗粒材は粘着力を有さないため $\sigma_0=0$ と考えられるが，拘束圧が高いほどダイレイタンスが現れにくくなり，モールの応力円の破壊包絡線を直線で求めれば，図-7のように見かけの粘着成分が表れるのが知られている¹⁴⁾．そのため，粒状材の破壊基準には σ_0 を取り入れた拡張SMP基準を用いる必要がある．

表-2，3に示したように，弾塑性解析を行うには ρ ， γ ， M_f ， σ_0 のパラメータを試験結果から決定する必要がある．このうち M_f ， σ_0 は図-7から求めることができるが， ρ ， γ は等方圧密試験より求める土質定数である．しかし，坂元のデータには等方圧密試験結

表-4 拘束圧に伴う接線弾性係数の変化

拘束圧 σ_3	接線弾性係数
98 kPa	43.5 MPa
196 kPa	47.5 MPa
294 kPa	81.4 MPa

表-5 クラッシュランの解析条件

圧縮指数 ρ	0.012
膨潤指数 γ	0.005
土質定数 M_f	1.75
ポアソン比 ν	0.3
粘着成分 σ_0	65 kPa
拘束条件	$\sigma_3=98, 196, 294$ kPa

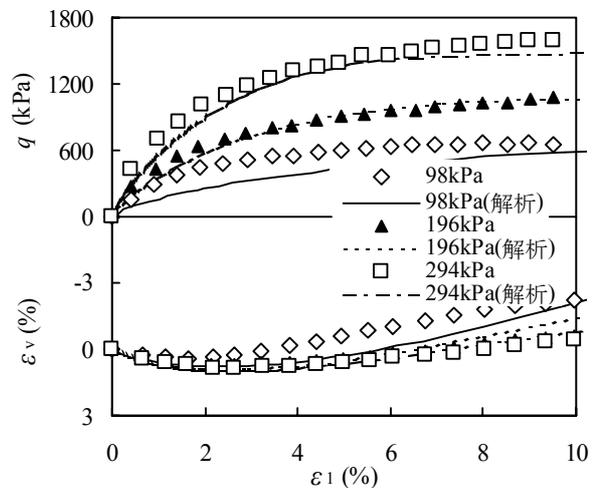


図-8 クラッシュランでの実測結果と解析結果

果は含まれていなかったため， γ は低ひずみレベルにおいて接線弾性係数と(16)式の弾性係数がほぼ等しくなるように求め， ρ は $q \sim \epsilon_1$ 関係が再現できる γ よりも小さな値を選んだ．解析条件は表-5に示す通りである．

クラッシュランでの静的三軸圧縮試験の実測結果と解析結果の関係を図-8に示す．図中の破線および実線は解析結果を，記号は実測結果を示している． $\sigma_3=98$ kPaの場合は，その他の場合に比べて载荷初期段階での結果が一致していない．これは，締め固めた供試体を用いているため，供試体が過圧密的になっており，その影響が現れているものと考えられるが，全体的に本モデルでの弾塑性挙動の再現性は良好であると言える．しかし，この解析で使用した ρ ， γ は，フィッティングパラメータであるため，今後は等方圧密試験結果に基づいた検討が必要であると考えられる．

これらの結果より，実験データの収集といった検

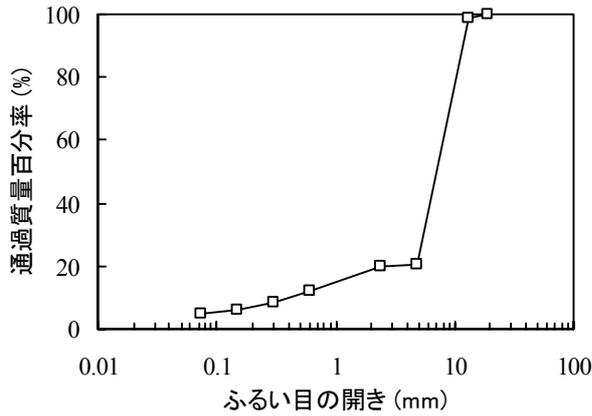


図-9 排水性 As.混合物の合成粒度

表-6 排水性 As.混合物の物理性状と試験条件

アスファルト量	5.3 %
密度	2.028 g/cm ³
空隙率	18.0 %
マーシャル安定度	5.79 kN
フロー値	0.35 cm
動的安定度	6500 回/mm
試験温度	60 °C
载荷速度	0.5 %/min
試験条件	圧密排水(CD)

討課題は残されるものの、 ρ 、 γ 、 c 、 ϕ の4つと、非常に少ないパラメータ数で土質系舗装材料の弾塑性解析が行える可能性が高いことがわかった。

4. アスファルト混合物への適用

アスファルト舗装におけるわだち掘れは、アスファルト混合物から路床材料が圧縮による塑性変形とアスファルト混合物の側方への塑性流動および骨材の飛散によって生じる¹⁷⁾と言われている。

田口¹⁸⁾は、高速道路と一般道路での横断形状の測定結果から、わだち掘れの主原因はアスファルト混合物と路床・路盤材料の圧縮による塑性変形であり、アスファルト混合物の塑性流動を把握するためには圧密後のせん断抵抗を知る必要があるとして、温度変化を取り入れたアスファルト混合物の三軸圧縮試験を行っている。

本章では田口によって行われた排水性アスファルト混合物の圧密排水条件下での静的三軸圧縮試験結果を用い、本研究で提案した弾塑性モデルのアスファルト混合物への適用性について検討する。なお、排水性アスファルト混合物を解析の対象としたのは、载荷に伴う体積ひずみの変化が安定していたため

表-7 排水性 As.混合物の解析条件

圧縮指数 ρ	0.001
膨潤指数 γ	0.0002
土質定数 M_f	1.69
ポアソン比 ν	0.35
粘着成分 σ_0	99 kPa
拘束条件	$\sigma_3=98, 196$ kPa

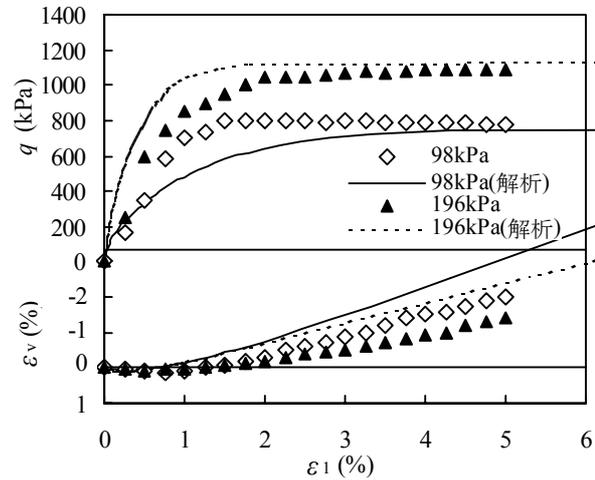


図-10 排水性 As.混合物での実測結果と解析結果

ある。

図-9、表-6に排水性アスファルト混合物の合成粒度、物理性状と三軸試験条件を示す。また、表-7に解析条件を示す。表-7の γ はクラッシュランでの検討と同様に接線弾性係数から求めた。また、 ρ は等方圧密試験結果がなかったことから、三軸圧縮試験の $q \sim \varepsilon_1$ 関係が再現できるよう定めた。

クラッシュランの場合と同様に、この解析で使用した ρ 、 γ は、フィッティングパラメータであるため、今後は等方圧密試験結果に基づいた検討が必要であると考えられる。なお、表-3~7からわかるように、 ρ の値はクラッシュランの10分の1、締固め粘土の70分の1程度であることから、アスファルト混合物での等方圧密試験では精度が要求されるものと考えられる。

排水性アスファルト混合物での静的三軸圧縮試験の実測結果と解析結果の関係を図-10に示す。図中の実線および破線は解析結果を示しており、記号は実測結果を示している。この結果より、最大軸差応力がほぼ一致しており、 $\varepsilon_v \sim \varepsilon_1$ 関係は実測値と同じ傾向を示しているのがわかる。このことから、土質材料ほどではないにしても、 $q \sim \varepsilon_1$ 関係、 $\varepsilon_v \sim \varepsilon_1$ 関係ともに比較的良く再現しているのがわかる。

これらのことから、試験温度が60 と高くかつ0.5%/minの緩速载荷という極めて限られた条件下で

はあるが、土質材料と同じ構成方程式でアスファルト混合物の静的三軸圧縮挙動の解析が可能になったものと考えられる。しかし、今後試験温度や載荷速度の影響を加味して解析を行う場合には、バインダの粘性の影響を考慮し、レオロジーモデルを用いた改良等を行う必要があると言える。

5. まとめ

本研究は、わだち掘れなどの原因である舗装用材料の塑性変形を理論的に把握することを目的に、粘性土の弾塑性解析モデルである修正Cam-Clayモデルの降伏条件を拡張SMP基準によって改良し、さらに同モデルの等方圧密特性と硬化パラメータを変更して構成方程式を導いた。そして、既往の静的三軸圧縮試験結果から本研究で提案した弾塑性モデルのアスファルト混合物、路盤材料、路床材料への適用性を検討した。その結果をまとめると以下ようになる。

- 修正Cam-Clayモデルを拡張SMP基準によって改良した本モデルを用いることで路床材料からアスファルト混合物までの弾塑性解析が可能であることがわかった。
- 本モデルで採用した硬化パラメータ内の土質定数 M を推定する(11)式は有効であり、塑性ひずみを求める際に使用する土質パラメータを圧縮指数 ρ 、膨潤指数 γ 、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ の4つに抑えることができる。
- 路盤材料とアスファルト混合物への適用性に関しては、等方圧密試験結果を用いて確認する必要がある。

本研究で求めた構成方程式は、基本的に硬化タイプの材料の静的載荷条件に適応するものであり、繰返し負荷に伴う塑性ひずみの進行、つまり繰返し塑性に対する適応性は低い。そのため、今後は本研究の構成方程式をベースに、下負荷面モデルの概念¹⁹⁾²⁰⁾や路盤・路床材料のレジリエントモジュラス、レオロジーモデルなどを考慮し、繰返し塑性に対する構成方程式の展開を行っていきたい。

謝辞：本研究を行うにあたり、福田道路(株)技術研究所の田口仁氏には貴重な学位論文のデータを快く提供していただいた。記して感謝申し上げます。また、本研究をまとめるにあたって、文部科学省科学

研究費補助金基盤研究(B)(1) (研究代表者：西澤辰男、課題番号：12555130)の補助を受けたことを付記し、関係各位に感謝致します。

参考文献

- 1) Monismith, C. L. : Rutting prediction in asphalt concrete pavements, *Transportation Research Record*, Vol.616, pp.2-7, 1976.
- 2) 竹内 康,小梁川雅,西澤辰男,木村 慎：路盤の経年変形がコンクリート舗装の疲労破壊に及ぼす影響, 土木学会舗装工学論文集, Vol.3, pp.93-100, 1998.
- 3) 西 勝,河端 薫,飯田幸男：円形走行試験におけるアスファルト舗装の挙動とその解析,土木学会論文集, No.426/ -14, pp.101-110, 1991.
- 4) 竹内 康,小梁川雅,西澤辰男,遠藤 桂,久保和幸：コンクリート舗装における路盤面の残留変形解析に関する研究, 土木学会舗装工学論文集, Vol.6, pp.155-165, 2001.
- 5) 田中忠次,鷓飼恵三,河邑眞,阪上最一,大津宏康：地盤の三次元弾塑性有限要素法解析,丸善株式会社, 1996.
- 6) 土質工学会：わかりやすい土質力学原論,土質工学会, 1987.
- 7) 松岡 元,中井照夫：土の複合滑動面と空間滑動面の考え方と使い方,土と基礎, No.33-4, pp.15-23, 1985.
- 8) Matsuoka, H., T. Hoshikawa and K. Ueno : A general failure criterion and stress - strain relation for granular materials to metals, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.2, pp.119-127, 1990.
- 9) 橋口公一：弾塑性構成式の現状, 農業機械学会シンポジウム-農業機械研究開発・設計のための有限要素解析-, pp.73-85, 1992.
- 10) Uzan, J. : Permanent deformation of a granular base material, *Transportation Research Record*, No.1673, pp.89-94, 1999.
- 11) Matsuoka, H., Y. P. Yao and D. A. Sun : The Cam Clay models revise by the SMP criterion, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.1, pp.81-95, 1999.
- 12) 竹内 康,高橋 修,八谷好高：舗装用土質材料の弾塑性解析に関する基礎的研究, 土木学会第57回年次学術講演会概要集, CD-ROM V-460, 2002.
- 13) 橋口公一：粒状体に関する等方硬化理論, 土木学会論文集, No.227, pp.45-60, 1974.
- 14) 孫 徳安,松岡 元,姚 仰平,一村政弘：拡張SMP基準による変換応力と種々の地盤材料の弾塑性モデルへの適用,土木学会論文集, No.680/ -55, pp.211-224, 2001.
- 15) 地盤工学会：土質試験 - 基本と手引き - [第1回改訂版], 地盤工学会, 2001.

- 16) 坂元忠実：路盤材料としての砕石の応力 - ヒズミ曲線, 宮崎大学農学部研究報告, Vol.31, No.2, pp.223-231, 1984. model and its application to soils, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.3, pp.21-36, 2000. (2002. 7. 29 受付)
- 17) 深沢邦彦,小林正利,飯田健一：アスファルト混合物の永久変形に関するSHRPの研究成果, ASPHALT, Vol.41, No.196, pp.62-83, 1998.
- 18) 田口 仁：アスファルト混合物の力学特性に関する基礎的研究-粗骨材の多いアスファルト混合物について-, 学位論文(工学), 新潟大学, 1998.
- 19) 岡二三生：地盤の弾粘塑性構成式, 森北出版, 2000.
- 20) Hashiguchi, K. and T. Okayasu : Time-dependent elastoplastic constitutive equation based on subloading surface

FUNDAMENTAL STUDY ON ELASTO-PLASTIC ANALYSIS MODEL FOR PAVEMENT MATERIALS

Yasushi TAKEUCHI

In this study, in order to predict elastoplastic performance of pavement materials, the modified Cam-Clay model was revised using the expanded SMP criterion and an isotropic hardening parameter. And the elasto-plastic analysis of triaxial compression test was carried out using the experimental results for a asphalt mixture, some cohesive soils and a granular base course material. As the results, it was confirmed that analytical results agreed well with the experimental results. Consequently, it was proved that the elasto-plastic model proposed in this study is applicable for the static elasto-plastic analysis of pavement materials.