

コンクリート舗装の粒状路盤における塑性変形の解析法

西澤辰男¹・竹内康²・小梁川雅³

¹正会員 工博 石川工業高等専門学校助教授 環境都市工学科 (〒 929-0392 河北郡津幡町北中条)
nishi@ishikawa-nct.ac.jp

²正会員 博(工) 東京農業大学講師 生産環境工学科 (〒 156-8502 東京都世田谷区桜丘 1-1-1)

³正会員 工博 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)

コンクリート舗装に使用される粒状路盤の基本的な要求性能は、コンクリート版に均一な支持を与えることである。しかしながら、交通荷重による繰り返し载荷によって、車輪走行位置に塑性変形が生じ、その支持が失われることがある。本研究においては、そのような塑性変形を予測する手法の開発を目的としている。粒状材料の非線形な挙動を表現するために、修正 SMP 基準による修正 Cam-Clay モデルを採用した。このモデルに基づいた構成方程式を、動的 3 次元有限要素プログラム DynPave3 に組み込み、粒状路盤の塑性変形を追跡することにした。モデルの妥当性は室内試験で確認した上で、実際のコンクリート舗装に適用し、塑性変形の影響について検討した。

Key Words : concrete pavement, granular material, SMP criterion, Cam-Clay model, 3 dimensional finite element method

1. はじめに

コンクリート舗装に使用される粒状路盤の基本的な要求性能は、コンクリート版に均一な支持を与えることである^{1),2)}。しかしながら、交通荷重による繰り返し载荷によって、車輪走行位置のコンクリート版の下路盤面に塑性変形が生じ、そこに隙間が形成され、その部分ではコンクリート版への支持が失われる。さらに、路盤の塑性変形が進行すると、コンクリート版に過大な負担がかかることになる。また、雨水などの水の作用によってこの現象が加速され、早期のコンクリート版の破壊につながる。このような損傷については予測が困難とされ、現在の設計法では直接考慮できない。合理的なコンクリート舗装の性能照査型の設計法を確立していくためには、路盤の損傷過程を含めた構造解析法の開発が必要となる。そこで、本研究においては、そのような塑性変形を予測する手法を開発することにした。

現在の舗装構造設計法においては、粒状路盤も線形弾性体として考えられており、当然のことながら塑性変形を直接考慮できないため、弾性係数や路盤 K 値をその損傷に応じて低減させるなどの方法で対処する。本来、粒状材料は応力状態によって異なる変形を示す非線形な材料である。このような非線形性を考慮するために、変形係数を応力状態の関数とする K- θ モデルが

開発され、設計にも取り入れられている³⁾。しかしこのモデルは非線形な弾性解析をおこなうためのモデルであり、直接塑性変形を計算することはできない。塑性変形を計算するためには、粒状材料の構成則を明らかにする必要がある。従来より舗装の粒状材料に対するこのような構成側の研究は数多く実施されており^{4),5),6)}、これらの研究成果を利用することにより、路盤の塑性変形を取り扱うことが可能と思われる。

本研究では粒状材料の非線形な挙動を表現するために、修正 SMP 基準による修正 Cam-Clay モデルを採用した⁷⁾。このモデルは土質材料に対するものであるが、竹内らにより舗装粒状材料にも適用可能であることが示されている⁸⁾。現在このような非線形な構成則は室内試験での研究にとどまっており、実際の舗装の挙動の予測に適用した例は少ない⁹⁾。そこで、このモデルに基づいた構成方程式を、舗装の構造解析用開発した動的 3 次元有限要素プログラム DynPave3D¹⁰⁾に組み込み、コンクリート舗装における粒状路盤の塑性変形を追跡する手法を開発することにした。

本論文では、まず本研究で採用した拡張 SMP 基準に基づく修正 Cam-Clay モデル、およびその DynPave3D への定式化について述べる。そののち、路盤粒状材料に対する 3 軸圧縮試験結果を DynPave3D で解析し、プログラムの妥当性を確認する。最後にコンク

リート舗装の試験舗装に適用して、塑性変形のコンクリート版の挙動に及ぼす影響について検討する。

2. 粒状路盤のモデル化

本研究で採用した粒状路盤用の構成則は、Matsuokaらによって開発された拡張SMP基準に基づく修正Cam-Clayモデルである⁷⁾。本章では、このモデルの概要と、3DFEMへの定式化について述べる。

(1) 拡張SMP基準-修正Cam-Clayモデル

拡張SMP基準は次式で表現される。

$$\frac{\tau_{SMP}}{\sigma_{SMP}} = \sqrt{\frac{9 \cdot I_3}{I_1 \cdot I_2}} = \text{const} \quad (1)$$

ここに、 τ_{SMP} 、 σ_{SMP} はそれぞれ拡張SMP上のせん断応力および垂直応力、 $I_1 \sim I_3$ は第1から第3応力不変量である。拡張SMP基準を3主応力平面(π 平面)で表すと、滑らかな正三角形閉曲線(オムスビ形曲線)になるが、それを円形にし、拡張Mises基準を適用できるようにするために、以下のような応力変換を行う。

$$\tilde{\sigma}_{ij} = p\sigma_{ij}\delta_{ij} + \frac{q_c}{q}(\sigma_{ij} - p\delta_{ij}) \quad (2)$$

ここに、 σ_{ij} は応力テンソル、 δ_{ij} はクロネッカーのデルタ、

$$\begin{aligned} p &= \frac{1}{3}\sigma_{ij} \\ q &= \sqrt{\frac{3}{2}(\sigma_{ij} - p\delta_{ij})(\sigma_{ij} - p\delta_{ij})} \\ q_c &= \frac{2I_1}{3\sqrt{(I_1I_2 - I_3)/(I_1I_2 - 9I_3)} - 1} \end{aligned}$$

である。降伏関数として次式を仮定する。

$$f = \frac{(\alpha - \beta)}{M^2\tilde{p}^2 + \tilde{q}^2} \left[\ln \frac{\tilde{p}}{\tilde{p}_0} + \ln \frac{M^2\tilde{p}^2 - \tilde{q}^2}{M^2\tilde{p}^2} \right] - e_v^p \quad (3)$$

ここに、

$$\alpha = \frac{\lambda}{1 + e_0}, \quad \beta = \frac{\kappa}{1 + e_0}$$

λ : 圧縮係数, κ : 膨潤係数, e_0 : 初期間隙比, p_0 : 先行圧密荷重, M : 限界状態線の傾き, e_v^p : 塑性体積ひずみ, である。ここで、関連流れ則を用いると、塑性ひずみは次式によって計算できる。

$$d\epsilon_{ij}^p = \Lambda \tilde{f}_{ij} \quad (4)$$

ここに、 Λ はスカラー量であり、詳細は後述する。また、

$$\begin{aligned} \tilde{f}_{ij} &= \frac{\partial \tilde{f}}{\partial \sigma_{ij}} \\ &= \frac{(\alpha - \beta)}{M^2\tilde{p}^2 + \tilde{q}^2} \left[\frac{\tilde{p}}{3\tilde{p}_0}\delta_{ij} + 3(\tilde{\sigma}_{ij} - \tilde{p}\delta_{ij}) \right] \end{aligned}$$

である。

材料が、粘着成分 σ_0 を持つ場合には、応力成分に σ_0 を加えて応力を換算し、この換算応力を用いてまったく同じ計算を行えばよい。

(2) 3DFEMへの定式化

全ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}$ は弾性ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}^e$ と塑性ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}^p$ から成るとする。すなわち、

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (5)$$

応力増分は弾性ひずみ増分のみに依存するので、

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^e d\epsilon_{ij}^e = D_{ijkl}^e (d\epsilon_{ij} - d\epsilon_{ij}^p) \quad (6)$$

ここに、

$$\begin{aligned} D_{ijkl} &= L\delta_{ij}\delta_{kl} + G(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) \\ L &= \frac{E}{3(1 - 2\mu)} \\ G &= \frac{E}{2(1 + \mu)} \\ E &= \frac{3(1 + 2\mu)}{\beta} \tilde{p} \\ \mu &: \text{ポアソン比} \end{aligned}$$

である。

一方、Cam-Clayモデルによれば降伏条件は以下のよう表される。

$$f = 0 \quad (7)$$

式(7)を全微分して、 $d\epsilon_{ii}^p = \Lambda \tilde{f}_{ii}$ を考慮すると次式を得る。

$$\Lambda = \frac{f_{ij} D_{ijkl}^e d\epsilon_{kl}}{X} \quad (8)$$

ここに、

$$\begin{aligned} X &= \tilde{f}_{ii} + f_{ij} D_{ijkl}^e \tilde{f}_{kl} \\ &= \tilde{f}_{ii} + L f_{ii} f_{jj} + 2G f_{ij} \tilde{f}_{ij} \end{aligned} \quad (9)$$

式(4)および式(8)を式(6)に代入してまとめると、次式のようになる。

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl} d\epsilon_{kl} \quad (10)$$

ここに、

$$\begin{aligned} D_{ijkl} &= L\delta_{ij}\delta_{kl} + G(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) \\ &\quad - (L\tilde{f}_{mn}\delta_{ij} + 2G\tilde{f}_{ij}) \\ &\quad \times (L\tilde{f}_{nn}\delta_{kl} + 2G\tilde{f}_{kl})/X \end{aligned} \quad (11)$$

である。

DynPave3Dの中では、基本的に細かな時間ステップの増分形式で計算していく。各時間ステップの中で、まずその前の時間ステップにおける応力を用い、式(11)によって応力係数マトリックスを計算し、剛性マトリッ

表-1 静的3軸圧縮試験の条件

使用材料	M-30 粒度調整碎石
最大粒径	30 mm
含水比	6.8 % (最適含水比)
供試体寸法	φ150 mm * 300 mm
使用ランマ	4.5 kg ランマ
突き固め層数	5 層
突き固め回数	55 回/層
載荷速度	0.5 % /min
拘束圧	98, 196 kPa

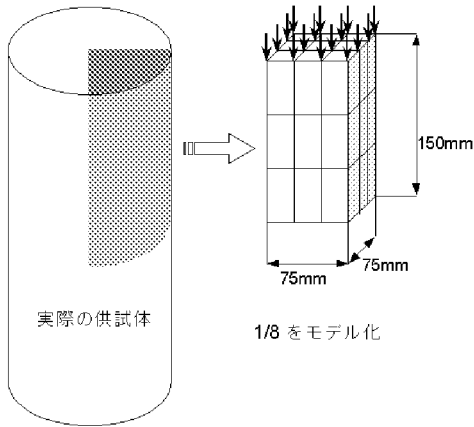


図-1 静的3軸圧縮試験のモデル化

クスを求める．荷重増分と全体剛性マトリックスから変位増分を求め，全ひずみ増分を求める．全ひずみ増分から，式 (10) によって応力増分，式 (4) によって塑性ひずみ増分を求める．それぞれの増分を前のステップの値に加えて，次のステップに進む．各時間ステップにおいて，降伏関数増分， $df = f_{ij}d\sigma_{ij}$ ，が負の場合には弾性変形として計算する．

路盤面での隙間を考慮するために，コンクリート版と路盤の間には汎用境界面要素を挿入する¹¹⁾．この要素は，境界面の力学的な相互作用を3次元のばねでモデル化している．さらに，境界面ではがれの現象を考慮できるので，コンクリート版と路盤の間の隙間の影響を検討できる．

3. 路盤材料の3軸圧縮試験の解析

竹内によって実施された路盤材料の3軸圧縮試験結果を用いて⁸⁾，プログラムの検証を行う．

(1) 静的単調載荷

この試験は，M-30 の粒度調整碎石を使用し，地盤工学会基準 (JSF T 531-1990)3 軸圧縮試験粗粒材料の圧密排水 (CD)3 軸圧縮試験方法に準拠し，表-1 に示す

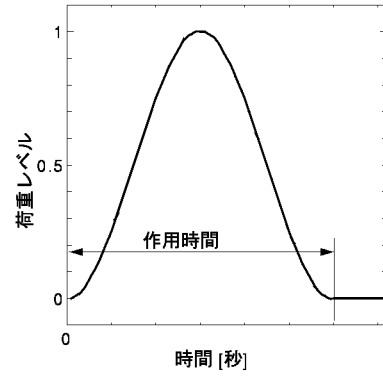


図-2 定位置動的荷重モデル

表-2 弾塑性解析条件

定数	Case A	Case B	Case C	Case D
M	1.64			
σ_0 (kPa)	0	1.28	0	1.28
α	0.0011, 0.004, 0.007			
β	0.001			
μ	0.3			
拘束圧 (kPa)	98	98	197	197

条件で行った．一条件あたりの供試体数は5本である．試験結果として，偏差応力と供試体軸方向ひずみの関係を得た．

この試験解析にあたっては，対称性を考慮し図-1に示すように1/8の部分要素分割した．本来は円柱供試体であるが，水平方向で等方であるので結果は同じになる．荷重は鉛直方向に次式に示すような時間変化の圧縮圧力として作用させた．

$$f(t) = P \cdot \sin^2 \left(\frac{\pi \cdot t}{t_p} \right) \quad (12)$$

ここに， $f(t)$ は荷重の大きさ， P は最大荷重， t_p は図-2に示されるような作用時間である．

拘束応力は初期応力として与えた．また粘着成分を考える場合には，初期応力に粘着成分を直接加える形で考慮した．弾塑性解析のための各定数は表-2に示すものを用いた．粘着成分と拘束力の組み合わせから4ケースを想定した．土質定数である α については3種類を想定した．

図-3は試験結果とFEM解析結果を比較したものである． α と β の値を変化させてそれらの影響をみた． $\alpha=0.007$ ， $\beta=0.001$ とした場合(図-3(a))は，荷重初期から変形が進行していく．試験結果によれば拘束応力が大きいと限界荷重は大きい．計算値でも拘束応力の大きい

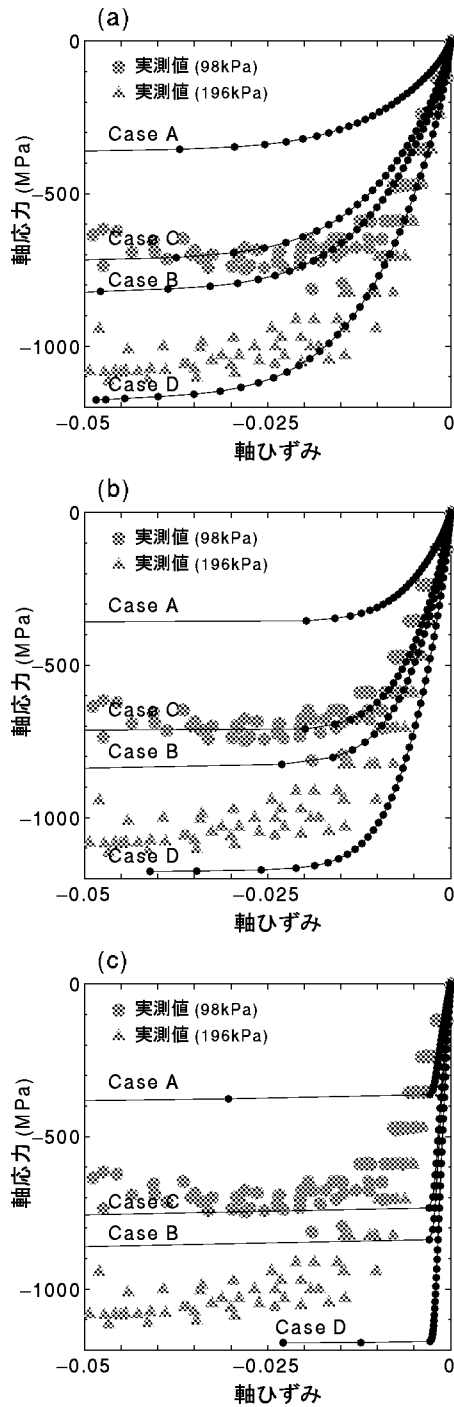


図-3 試験結果と FEM 解析結果の比較. (a) $\alpha=0.007$, $\beta=0.001$; (b) $\alpha=0.004$, $\beta=0.001$; (c) $\alpha=0.0011$, $\beta=0.001$;

Case C よりも拘束応力の小さな Case A の方が小さく、試験結果と同様の傾向となっている。Case D と Case B についても同様のことがいえる。試験結果と解析結果を比べると、粘着力を考慮した解析結果 (拘束応力 98kPa は Case B, 196kPa は Case D) が試験結果とよく一致する。 $\alpha=0.004$, $\beta=0.001$ とした場合 (図-3(b)) は、荷重初期の変形は図-3(a) よりもやや小さく、限界荷重付近で変形が進行していく。やはり、粘着力を考慮した解析結果 (拘束応力 98kPa は Case B, 196kPa は Case D) の方が試験結果とよく一致する。粘着力や拘束応力

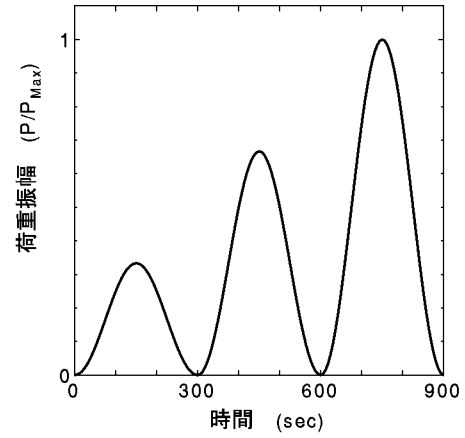


図-4 漸増繰り返し荷重

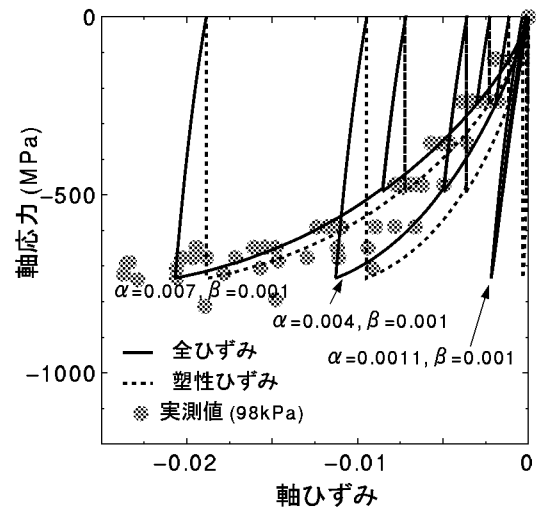


図-5 漸増繰り返し荷重による塑性ひずみ (単純塑性)

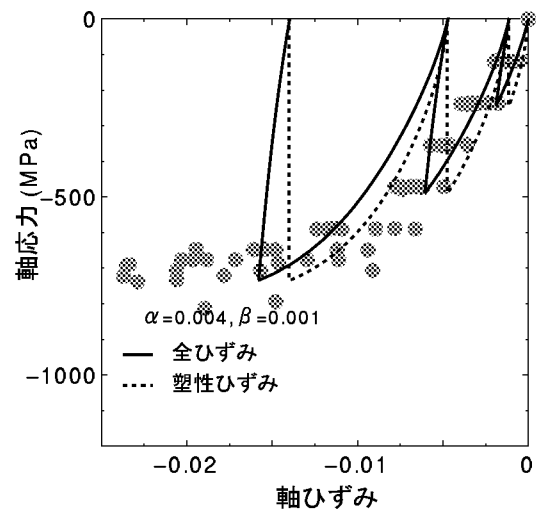


図-6 漸増繰り返し荷重による塑性ひずみ (進行塑性)

による最終的な限界荷重へ影響は、図-3(a) の場合と同様である。 $\alpha=0.0011$, $\beta=0.001$ とした場合 (図-3(c)) は、極端な変形性状を示し、限界荷重まではほとんど弾性的に変形し、限界荷重付近で急速に変形が進行す

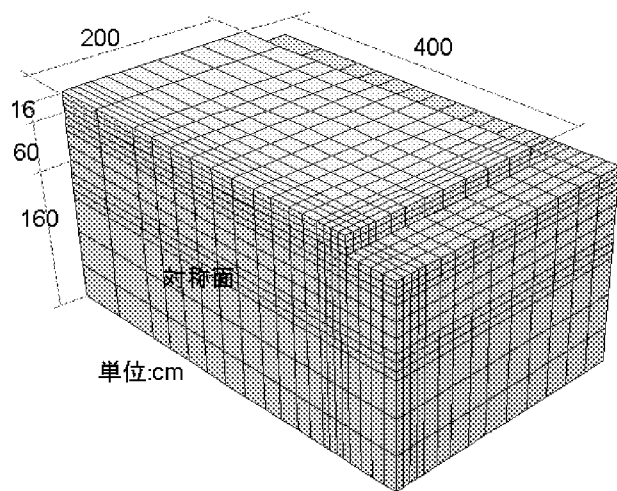


図-7 コンクリート舗装の要素分割

る. このように α と β の差が小さいほど軸応力-軸ひずみ曲線は直線的になっていくことが分かる.

(2) 繰り返し载荷

荷重が繰り返された場合のひずみの変化を調べる. 図-4 に示すように 3 回の载荷を繰り返すが, 単調な繰り返しではなく 1 回ごとに荷重の大きさを増やしていく.

このような繰り返し载荷による全ひずみおよび塑性ひずみの変化を見たものが図-5 である. 計算条件は Case B であり, 比較のために静的単調载荷試験結果 (拘束圧 98kPa) も示した. 荷重が増えていくと非弾性的にひずみも増加するが, 荷重が減少する際にはひずみは弾的に減少する. 再び荷重を増やしていくと, 先ほどの荷重までは弾的にひずみが増加し, その荷重に達した後, 再び非弾的に増加してく. 载荷時には塑性ひずみが増加していくが, 除荷時には塑性ひずみは変化しない. 本構成則によればこのような典型的な弾塑性挙動をシミュレートできる. 静的単調载荷試験結果とは, $\alpha = 0.007$, $\beta = 0.001$ とした場合がよく一致する.

しかしながら, 本構成則は繰り返し载荷による塑性硬化の影響を考慮していない. したがって, ある一定荷重を繰り返して作用させても, 1 回目の载荷以降は塑性変形が生じない. 現実には同じ荷重を繰り返しても, 塑性ひずみが進行することが確認されている¹²⁾. このような進行性の塑性変形をモデル化するために, 図-6 のような弾性範囲内であっても, 再载荷時には塑性が生ずるモデルを考えた. 本研究ではこのような塑性モデルを進行塑性と称し, 先の塑性が進行しない塑性モデルを単純塑性と称することにした. 実際には, 塑性の進行は繰り返し回数が大きくなるほど遅くなるはずである. このような現象のモデル化は今後の課題である.

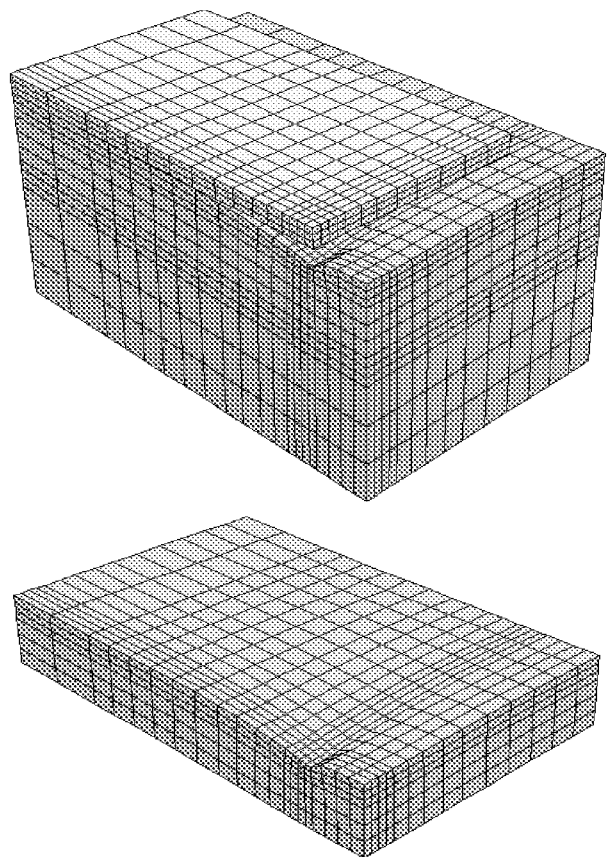


図-8 路盤の塑性変形

4. コンクリート舗装の粒状路盤の変形

本モデルは単調繰り返し荷重による塑性ひずみの進行を厳密には再現できないが, 舗装構造全体の中で, 路盤の塑性ひずみの影響については議論することができる. ここでは, 繰り返し荷重によって生じた路盤の塑性ひずみがコンクリートの挙動に具体的にどのような影響を及ぼすかどうかについて検討した.

(1) 計算モデル

検討の対象としたコンクリート舗装は, 土木研究所で実施された繰り返し载荷試験に用いられたものである¹²⁾. この舗装は, 原地盤上に厚さ 60cm の粒状路盤, その上に厚さ 16cm のコンクリート版を施工したものである. この舗装の自由縁部に 49kN の荷重を繰り返し作用させ, 路盤の変形, コンクリート版のひび割れをモニターした. その結果, 路盤の塑性変形が確認され, その影響を考慮した疲労解析が必要であることを示した.

このコンクリート舗装を図-7 に示すようにモデル化した. 構造および荷重条件の対称性を考慮し, 半分のみ要素分割を行った. 境界条件としては, 対称面, 路盤および路床の側面は面に垂直な方向の変位を固定, 底面は全変位固定とした. 49kN の荷重を自由縁部に载荷

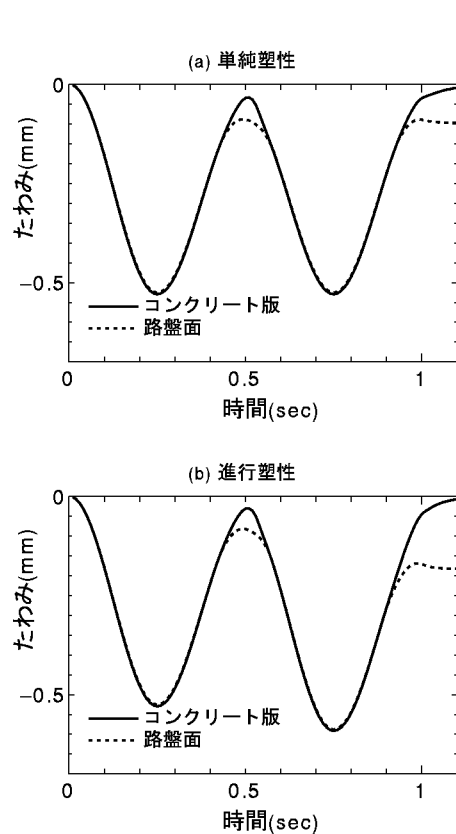


図-9 コンクリート版のたわみの変化

時間 0.5 秒で動的に 2 回作用させた。塑性モデルとして単純塑性と進行塑性を考え、両者を比較することによって、塑性ひずみの影響を検討した。単純塑性では、1 回目と 2 回目の挙動は同じであるが、進行塑性では 2 回目にさらに塑性ひずみが増加するため、1 回目と 2 回目の挙動に差がある。この差が、塑性ひずみの影響と考えることができる。材料定数は、 $\alpha = 0.007$ 、 $\beta = 0.001$ 、Case B とした。

(2) 計算結果

図-8 は、進行塑性モデルによって計算された 2 回目の載荷後の路盤の塑性変形の様子を表している。荷重付近で、コンクリート版と路盤の間に隙間が生じていることが分かる。下の図は路盤の塑性変形を示しているが、縁部に特に深くぼみがあることがわかる。

図-9 はたわみの時間的变化である。実線がコンクリート版表面のたわみ、破線が路盤上面のたわみである。1 回目の載荷が終了した時点で、路盤のたわみのほうがコンクリート版のたわみよりも大きく、差が生じている。その差は約 0.06mm である。2 回目の荷重を作用させ始めても、その差が埋まり路盤面にコンクリート版が接するまで路盤面自体はたわまない。単純塑性モデルにおいては、1 回目と 2 回目のたわみは同じである。一方、進行塑性モデルにおいては、1 回目の載荷よりも 2 回目の載荷のほうがたわみが大きくなっている。その

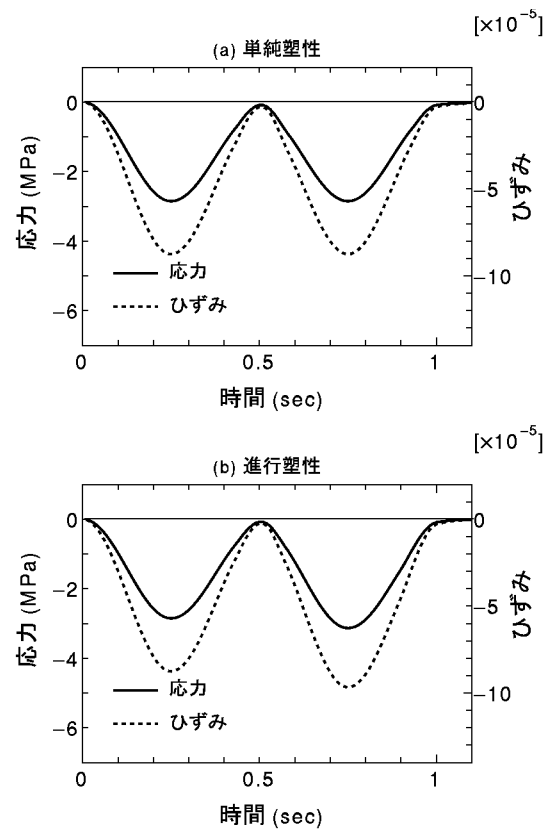


図-10 コンクリート版の応力とひずみの変化

差は約 8% 程度である。2 回目の載荷後の路盤面の隙間は 0.18mm に増加している。

図-10 はコンクリート版の応力とひずみの変化である。たわみの場合と同様、1 回目に比べ、2 回目の応力は約 11%、ひずみは約 8% 増加している。このように塑性ひずみによる路盤の変形はコンクリート版のたわみや応力を増加させる。現時点においては、進行塑性モデルが厳密なものでないで、定量的な評価はできないが、今後、実験に基づいた進行塑性モデルを開発できれば、このような解析によってコンクリート版への影響を評価することが可能となる。

5. まとめ

本研究では、土質材料の塑性理論の知見に基づいた構成側を舗装の粒状材料に適用し、DynPave3D に組み込んで路盤の塑性変形を直接予測するシステムの開発を試みた。これまでの検討から明らかになった事項は以下のである。

1. 拡張 SMP 基準による修正 Cam-Clay モデルにより、粒状材料の挙動をモデル化できる。
2. 塑性の進行速度は α と β の差が小さいほど遅い。
3. 粘着成分を考慮したほうが現実の挙動をうまく表現できる。
4. 路盤の進行塑性ひずみによって、コンクリート舗装版の下に空隙ができる。

5. DynPave3Dを用いてこの空隙のコンクリート版のたわみや応力に及ぼす影響を直接検討できる。

本研究で採用したモデルは、土質力学の手法を適用したもので、この分野の研究成果を利用することができる¹³⁾。特に一般的な3軸圧縮試験によって材料の力学パラメータを評価でき、それを直接舗装全体の構造解析に適用できるということが大きな利点である。ただし、繰り返し荷重による塑性の進行については、今後の大きな課題といえさらに研究を進めていきたい。

謝辞：本研究の一部は、文部省科学研究補助金（基盤研究(B)，研究代表者：西澤辰男）の援助を受けた。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱，丸善，1981.
- 2) コンクリート標準示方書，舗装編，土木学会，1995.
- 3) American Association of State Highway Officials(AASHTO): Guide for Design of Pavement Structures, Washington, D.C.,USA, 1993.
- 4) Vermeer, P.A.: A Five-Constant Model Unifying Well-Established Concepts, Proceedings, International Workshop on Constitutive Relations for Soils, Grenoble France, pp. 175-197, 1982.
- 5) Uzan, J.: Permanent Deformation of a Granular Base Material, TRR 1022, Transportattion Research Board, pp.52-59, 1985.
- 6) Uzan, J.: Characterization of Granular Materials, TRR 1673, Transportattion Research Board, pp.89-94, 1999.
- 7) Matsuoka, H., Y.P. Yao, and D.A. Sun: The Cam Clay Models Revised by the SMP Criterion, Soils and Foundations, Vol.39, No. 1, pp.81-95, 1999.
- 8) 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，2002.
- 9) 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/V-14, pp.101-110, 1991.
- 10) Nishizawa, T., Y. Murata, and K Kokubun: Loading Stress in Concrete Slabs of Ultra-Thin White Top-ping Structure, Proceeding, 3rd International Symposium on 3D Finite Element for Pavement Analysis, Design and Research, Amstredam, The Netherlands, 2002.
- 11) 西澤辰男：3次元FEMに基づいたコンクリート舗装構造解析パッケージの開発，土木学会舗装工学論文集，Vol.5, pp.112-121, 2000.
- 12) 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.
- 13) C.S. Desai: Mechanistic Pavement Analysis and Design using Unified Material and Computer Models, Proceeding, 3rd International Symposium on 3D Finite Element for Pavement Analysis, Design and Research, Amstredam, The Netherlands, 2002.

(2002.7.29 受付)

A METHOD FOR PREDICTION OF PLASTIC DEFORMATION OF GRANULAR SUBBASE IN CONCRETE PAVEMENT

Tatsuo NISHIZAWA, Yasushi TAKEUCHI and Masashi KOYANAGAWA

In concrete pavements, subbase is required to provide uniform support for concrete slabs. However, permanent deformation at the top surface of the subbase due to plastic strain in granular materials causes loss of the support. The aim of this study is to develop a method for predicting the plastic strain in the subbase. The revised-SMP criterion modified Cam-Clay model was employed for a constitutive law of granular materials. The model was incorporated into a 3 dimensional finite element program, DynPave3D. Validity of the model was verified from a simulation of triaxial compression test results. Also, the effect of the permanent deformation on the stress and deflection of concrete slab was examined.