# 繰返し載荷によるコンクリート舗装 粒状路盤の塑性変形解析法

竹内 康1・西澤辰男2・小梁川雅3・遠藤 桂4

<sup>1</sup>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) <sup>2</sup>正会員 工博 石川工業高等専門学校教授 環境都市工学科 (〒929-0392 河北郡津幡町北中条) <sup>3</sup>正会員 工博 東京農業大学教授 生産環境工学科 (〒156-8502 東京都世田谷区桜丘1-1-1) <sup>4</sup>正会員 博(工) 日本道路(株)技術研究所 第二研究室 (〒146-0025 東京都大田区多摩川2-11-20)

本研究では、舗装用土質材料の繰返し載荷に伴う塑性変形の進行を予測するために、拡張SMP基準を適 用した修正Cam-Clayモデルをベースとした弾塑性モデルを開発した.またこの弾塑性モデルを3DFEMプ ログラムDynPave3Dに導入し、路盤材料の繰返し三軸圧縮試験解析および実際のコンクリート舗装を想定 した繰返し載荷シミュレーションを行った.その結果、繰返し三軸圧縮試験解析結果より本モデルの適用 性を示すとともに、繰返し載荷シミュレーションでは載荷に伴いコンクリート版下に空隙が生じ、これに よってコンクリート版のたわみおよび応力、ひずみが増大することを示した.

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

## 1. はじめに

コンクリート舗装において,路盤にはコンクリー ト版に対する均一な支持基盤を与えることが求めら れる<sup>1)</sup>.しかし,繰返し作用する交通荷重は,特に 車輪通過位置において路盤,路床の塑性変形を促進 させ,結果としてコンクリート版と路盤の間に局所 的な空隙を生じさせる.この空隙が進行した場合, 載荷に伴い発生する曲げ応力が増加し,疲労破壊を 促進することになる.

竹内ら<sup>2</sup>は、土木研究所で実施された実物大コン クリート舗装(図-1)の自由縁部での促進載荷試験 結果から、図-2に示すように繰返し載荷に伴いたわ みが増加し、これによって曲げ応力も増加すること を示した.さらに、竹内ら<sup>3</sup>はWestergaardモデルに 基づいて解析した場合に、たわみの増加はK値の低 下として捉えることができ、たわみの増加によって 疲労破壊が促進されることを示した.繰返し載荷に 伴うたわみの増加は路盤面とコンクリート版の間に 空隙が生じている可能性を示すものであるが、図-2 から読み取れるように、載荷に伴うたわみの増分は 非常に小さく、コンクリート版下の空隙を予測する のは難しい.また、コンクリート舗装の構造設計に おいて,路盤以下の土質材料は線形あるいは非線形 の弾性体として扱われている.このため,コンクリ ート舗装の構造設計において空隙の進行による路盤 支持力の低下は考慮されていないのが現状である.

現在のコンクリート舗装設計法の枠組みにコンク リート版下の空隙の影響を取り入れるためには,設 計期間にわたって路盤K値を低下させるのが最も簡 易な方法であると考えられる.しかし,路盤K値の 低下は,あくまでもコンクリート版がWinkler地盤 によって均等に支えられているという仮定の下で成 立するため,交通荷重の繰返し載荷によるK値の減 少を直接的に予測することは難しい.そのため,路 盤および路床の繰返し載荷に伴う塑性変形をFEM等 で解析し,空隙の進行に伴う局所的な支持力低下を 把握するのが最も合理的な方法であると考えられる.

繰返し載荷に対応した弾塑性解析モデルとして二 面モデルや拡張下負荷面モデル<sup>4)</sup>などがあるが、こ れらの弾塑性モデルでは、路盤や路床において生じ ないような大きいひずみレベルでの挙動をも解析の 対象とすることから、その構成方程式は複雑になっ ている.そのため、これらの構成方程式はFEM等に 容易に組み込むことができない.

本研究では、構成方程式が比較的単純でFEMプロ



図-1 コンクリート舗装試験区の概要

グラムに容易に組み込むことができる繰返し載荷に 対応した弾塑性解析モデルを開発し、繰返し載荷に 伴うコンクリート版下の空隙の進行とそれに伴うコ ンクリート版の応答について検討することを目的と した. 具体的には, Matsuoka et al.<sup>5)</sup>によって提案さ れた拡張空間滑動面(拡張SMP)破壊規準を適用し た修正Cam-Clayモデル(以下, ESMP-Cモデル)を ベースとし、これに対し硬化パラメータの修正や回 転硬化<sup>6</sup>の適用などの改良を施すことで繰返し載荷 に伴う塑性ひずみ増分の減少を表現することとした. また、開発した構成方程式は、西澤らによって開発 された3次元のFEM解析プログラムDynPave3Dに組 み込み、繰返し3軸圧縮試験解析を実施するととも に繰返し載荷に伴うコンクリート舗装の応答解析を 実施した.なお、本研究では粒状路盤材料にのみ着 目し解析を行った.

## 2. ESMP-Cモデルの改良

# (1) ESMP-Cモデルの概要

SMP規準は、松岡と中井によって提案された破壊 規準であり、π平面上では角が丸まった三角形を成 している<sup>7)</sup>.また、修正Cam-Clayモデルでは、π平面 上では円形、主応力空間上では円錐形を成すMises 型の破壊規準を採用しているため、SMP規準を修正 Cam-Clayモデルに組み込むためには、円形になるよ う式(1),(2)を用いて応力変換を施す必要がある.

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

$$q_{c} = \frac{2I_{1}}{3\sqrt{(I_{1} \cdot I_{2} - I_{3})/(I_{1} \cdot I_{2} - 9I_{3})} - 1}$$
(2)

ここに,  $\tilde{\sigma}_{ij}$ :変換応力,



図-2 繰返し載荷に伴うたわみの変化

$$\delta_{ij}: クロネッカーのデルタ$$
  
 $I_1 \sim I_3: 応力の 1~3 次の不変量$   
 $p: 平均応力 (=\sigma_{ii}/3)$   
 $q: 主応力差$   
 $(=\sqrt{3(\sigma_{ij} - p\delta_{ij})(\sigma_{ij} - p\delta_{ij})/2})$ 

また, 拡張 SMP 規準とは土が粘着成分  $\sigma_0$  (= $c \cdot \cot \varphi$ , c: 粘着力,  $\varphi$ : せん断抵抗角)を有した場合に用い られる SMP 規準のことで, SMP 基準に座標変換を 施し正規軸上に切片を持たせたものである. この座 標変換を行うには, 式(1)の応力テンソル  $\sigma_{ij}$ を  $\sigma_{ij}+\sigma_0\cdot\delta_{ij}$ に置き換えるだけで良い.

ESMP-Cモデルの降伏関数は式(3), (4)に示すとおりである.

$$f = (\alpha - \beta) \left[ \ln \frac{\widetilde{p}}{\widetilde{p}_0} + \ln \frac{M^2 \widetilde{p}^2 + \widetilde{q}^2}{M^2 \widetilde{p}^2} \right] - H = 0 \quad (3)$$

$$\alpha = \frac{\lambda}{1 + e_0}, \quad \beta = \frac{\kappa}{1 + e_0} \tag{4}$$

ここに、 $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $e_0$ はそれぞれ膨潤指数, 圧縮指数, 初期間隙比で,  $\tilde{P}_0$ , *M*は先行圧密圧力および限界状 態線の傾き, *H*は硬化パラメータでESMP-Cモデル では塑性体積ひずみに等しい.これに関連流動則を 適用すると塑性ひずみ増分は式(5)~(7)に示すよう に求めることができる.

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = \Lambda \cdot \frac{\partial f}{\partial \widetilde{\sigma}_{ij}} = \Lambda \cdot \widetilde{f}_{ij}$$
<sup>(5)</sup>

$$\widetilde{f}_{ij} = \frac{\alpha - \beta}{M^2 \widetilde{p}^2 + \widetilde{q}^2} \times \left[ \frac{1}{3} \frac{M^2 \widetilde{p}^2 - \widetilde{q}^2}{\widetilde{p}} \delta_{ij} + 3(\widetilde{\sigma}_{ij} - \widetilde{p} \cdot \delta_{ij}) \right]$$
(6)



$$\Lambda = d\tilde{p} + \frac{2\tilde{p}\cdot\tilde{q}}{M^2\tilde{p}^2 - \tilde{q}^2}d\tilde{q}$$
<sup>(7)</sup>

## (2) ESMP-Cモデルの改良

式(6)において、 $\tilde{\sigma}_{ij}-\tilde{p}\delta_{ij}\epsilon$   $\tilde{\sigma}_{ij}^{*}$ とおき、 $\tilde{\sigma}_{ij}^{*}/\tilde{p}$   $\epsilon_{\eta_{ij}}$ とし、 $\eta_{ij}\epsilon$ 更に $\eta_{ij} = \eta_{ij} - \beta_{ij}\epsilon$ おくと降伏面が $\beta_{ij}$ だけ 回転したことになり、塑性ひずみ増分において硬化 が生じる.これを式(8)に示す.式(5)および式(8)か らわかるように、 $\beta_{ij}$ が大きくなると右辺の括弧内の 値が減少し、結果として塑性ひずみ増分が小さくな る.

$$\widetilde{f}_{ij} = \frac{\alpha - \beta}{M^2 \widetilde{p}^2 + \widetilde{q}^2} \times \frac{\widetilde{p}}{3} \left[ \frac{M^2 \widetilde{p}^2 - \widetilde{q}^2}{\widetilde{p}^2} \delta_{ij} + 9\eta_{ij}^* \right]$$
(8)

この概念はSekiguchi and Ohtaが異方性を有する土 に対して提案したもので、橋口はこれを回転硬化と 呼び、図-3に示すように $\beta$ の発展則を提案した<sup>6</sup>.橋 口が提案した発展則は、時間依存形式であり $\beta$ は発 展速度に基づいて増加するが、修正Cam-Clayモデル は時間依存形式で記述されていないため、 $\beta$ の発展 則をそのまま適用することはできない、そこで本研 究では、以下に示すように $\beta$ の発展速度を増分に置 き換えて修正Cam-Clayモデルに回転硬化を適用させ た.

$$d\beta_{ij} = b_r \cdot \left\| d\varepsilon_{ij}^{p^*} \right\| \cdot \left\| \eta_{ij}^* \right\| \cdot \overline{\eta}_{ij}$$
(9)

$$d\varepsilon_{ij}^{p^*} = d\varepsilon_{ij}^p - \frac{1}{3}d\varepsilon_{ii}^p \cdot \delta_{ij}$$
(10)

$$\overline{\eta}_{ij} = m_b \cdot \frac{\eta_{ij}}{\left\|\eta_{ij}^*\right\|} - \beta_{ij} \tag{11}$$



図-4 回転硬化終了後の軸方向塑性ひずみの変化

$$m_b = \frac{2\sqrt{6}\sin\phi_b}{3 - \sin\phi_b \cdot \sin 3\theta_{\sigma}}$$
(12)

$$\sin 3\theta_{\sigma} = -\sqrt{6} \frac{\eta_{ik}^{*} \eta_{kl}^{*} \eta_{li}^{*}}{\|\eta_{ij}^{*}\|^{3}}$$
(13)

ここに, b, と , は回転硬化にかかわる材料定数で,

回転硬化を導入して繰返し塑性解析を実施した場合,式(8)右辺の括弧内の値は繰返し載荷に伴って低下し,回転硬化終了には載荷時の値は正の一定値となる.このため,図-4に示すように回転硬化終了に塑性ひずみは比較的急勾配で直線的に増加し続けることになり,実現象を再現できるとは言い難い.そこで本研究では,式(14),(15)に示すように硬化パラメータHを修正し,回転硬化終了後も塑性ひずみ増分が減少するようにした.

$$H = \gamma \cdot \varepsilon_{\nu}^{p} \tag{14}$$

$$\gamma = \frac{\varepsilon_{\nu(CS)}^{p}}{\varepsilon_{\nu(CS)}^{p} - \delta \cdot \varepsilon_{\nu}^{p}}$$
(15)

ここに, ε,<sup>P</sup>(CS)は静載荷時に算出される塑性体積ひ ずみの最大値, δは材料定数である. なお,式(15)で 用いている塑性体積ひずみは,1ステップ前の載荷 時のものであることに注意しなければならない.こ のため,繰返し載荷開始時には塑性体積ひずみは0 であるのでy=1であるが,載荷回数が増えるにした がってyは増加するため,塑性ひずみ増分は載荷回 数に伴い減少することになる.

ところで、硬化パラメータにyを乗じた場合、式 (3)のHの内容が変化するため、関連流動則を適用し た場合にHが消えることは無く、Λの計算法に影響 を及ぼすことになる.つまり、降伏関数の適合条件

$$\mathcal{L} \mathfrak{H},$$

$$df = \frac{\partial f}{\partial \tilde{p}} \cdot d\tilde{p} + \frac{\partial f}{\partial \tilde{q}} d\tilde{q} + \frac{\partial f}{\partial H} dH$$

$$= \frac{\alpha - \beta}{M^2 \tilde{p}^2 + \tilde{q}^2} \left[ \frac{M^2 \tilde{p}^2 - \tilde{q}^2}{\tilde{p}} d\tilde{p} + 2\tilde{q} \cdot d\tilde{q} \right] - dH = 0$$

$$(16)$$

また, yは塑性体積ひずみの関数であるので,

$$dH = \left(\gamma + \frac{\partial \gamma}{\partial \varepsilon_{\nu}^{P}}\right) d\varepsilon_{\nu}^{P} = a \cdot d\varepsilon_{\nu}^{P}$$
(17)

したがって,式(5),(6)より塑性体積ひずみを求め て式(17)に代入し,これを更に式(16)に代入すると, Λは次式によって求めることができる.

$$\Lambda = \frac{1}{a}d\tilde{p} + \frac{2\tilde{p}\cdot\tilde{q}}{a(M^{2}\tilde{p}^{2} - \tilde{q}^{2})}d\tilde{q}$$
(18)

AASHTO T294で示されているような応力条件下 で土質材料の繰返し3軸試験を実施した場合,載荷 軸方向の塑性ひずみ増分は載荷回数に伴って減少し, 最終的には殆ど変化しなくなる.したがって,式 (15)の変数yが載荷に伴い増加するならば,式(5), (8),(18)から求められる塑性ひずみ増分は小さくな り,図-4の直線部分は緩和され実現象に近い挙動を 表現できるものと考えられる.

# (3) 3DFEMへの定式化

全ひずみ増分dɛ<sub>ij</sub>は弾性ひずみ増分dɛ<sup>i</sup><sub>ij</sub>と塑性ひず み増分dɛ<sup>e</sup><sub>ij</sub>から成る.すなわち,次式によって全ひ ずみ増分は求めることができる.

$$d\varepsilon_{ii} = d\varepsilon_{ii}^e + d\varepsilon_{ii}^p \tag{19}$$

また,応力増分は弾性ひずみ増分のみに依存するので,式(20)~(22)によって求めることができる.

$$d\sigma_{ij} = D^{e}_{ijkl} d\varepsilon^{e}_{kl} = D_{ijkl} (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon^{p}_{kl})$$
(20)

$$D_{ijkl}^{e} = L\delta_{ij}\delta_{kl} + G(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk})$$
(21)

$$L = \frac{E}{3(1-2\mu)}, \ G = \frac{E}{2(1+\mu)}, \ E = \frac{3(1+2\mu)}{\beta} \widetilde{p} \quad (22)$$

ここに,*E*は弾性係数,μはポアソン比である.

一方, Cam-Clayタイプの弾塑性モデルでは, 降伏 条件は*f* = 0であるので, これを全微分して式(20)に 代入すると次式を得る.

$$\Lambda = \frac{f_{ij} D^{e}_{ijkl} d\varepsilon_{kl}}{X}$$
(23)





$$X = \tilde{f}_{ii} + L f_{ii} \tilde{f}_{jj} + 2G f_{ij} \tilde{f}_{ij}$$
<sup>(24)</sup>

次に式(5)および式(23), (24)を式(20)に代入してまとめると, 次式のようになる.

$$d\sigma_{ii} = D_{iikl} d\varepsilon_{kl} \tag{25}$$

ここに,

$$D_{ijkl} = L\delta_{ij}\delta_{kl} + G(\delta_{ik}\delta_{jl} + \delta_{il}\delta_{jk}) - \frac{(L\tilde{f}_{mn}\delta_{ij} + 2G\tilde{f}_{ij}) \times (Lf_{mn}\delta_{kl} + 2Gf_{kl})}{X}$$
(26)

である.

ここで定式化した式(19)~(26)は、DynPave3Dに組 み込み、細かな時間ステップの逐次計算を行う. DynPave3Dでは、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(26)によ って応力係数マトリックスを計算し、剛性マトリッ クスを求める.次に荷重増分と全体剛性マトリック スから変位増分を求め、全ひずみ増分を計算する. 続いて、全ひずみ増分から式(25)によって応力増分 を,式(5)によって塑性ひずみ増分を求め、各々の増 分を前のステップの値に加えて次のステップの計算 に移る.なお、降伏関数増分*d*f < 0であるならば *d*g<sup>n</sup>=0、すなわち弾性変形として計算する.

また、DynPave3Dではコンクリート版と路盤との間に境界面要素を挿入することが可能で、これによってコンクリート版下に生じる空隙を再現することができる<sup>8)</sup>.

# 3. 粒状路盤材料の繰返し3軸圧縮試験解析

本研究で提案した構成方程式の妥当性を検証する ために, DynPave3Dを用いて粒状路盤材料の繰返し 3軸圧縮試験結果の解析を行った.

使用材料	M30粒度調整砕石
含水比	4.8%(最適含水比)
供試体寸法	φ 150mm×300mm
使用ランマ	電動式コンパクタ
突固め層数	5層
突固め回数	15秒/層
載荷波形	ハーバーサイン波
載荷周波数	1Hz
載荷回数(N)	1000回
拘束圧(σ <sub>3</sub> )	20, 40, 60, 80kPa
軸圧(σ <sub>1</sub> )	98kPa

表-1 繰返し3軸圧縮試験条件



図-6 繰返し3軸圧縮試験のモデル化

#### (1) 繰返し3軸圧縮試験結果

本研究では、粒状路盤材料として一般的に利用されている粒度調整砕石(M-30)の繰返し3軸圧縮試験結果<sup>9</sup>を用いた.これを図-5に示す.この試験結果は表-1に示す条件で得られたもので、繰返し載荷に伴う載荷軸方向の塑性ひずみの累積状況を示している.この図より、拘束圧が40kPaと60kPaの場合には明確な差は認められないが、概して拘束圧が小さくなるほど塑性ひずみは大きくなっていることがわかる.なお、本試験によって測定された塑性ひずみは、データ計測システムの関係上、載荷回数N=10での値を0としている.

# (2) 解析モデルおよび解析結果

解析にあたっては、供試体の対称性を考慮して 図-6に示すように1/8を要素分割した.なお、実際 の供試体は円筒形を成しているが、水平方向に等方 であるため、図-6のように角柱と見なしても同じ結 果を得ることになる.また、繰返し荷重は式(27)に したがい、時間変化する圧縮荷重として作用させた.

$$f(t) = P \sin^2 \left( \frac{\pi \cdot t}{t_p} \right)$$
(27)

ここに, f(t)は時刻t における荷重の大きさ, Pは最



図-7 繰返し荷重のモデル化

表-2 繰返し3軸圧縮試験の解析条件

限界状態線の傾き (M)	1.65
ポアソン比	0.3
粘着成分 (o <sub>0</sub> )	128 kPa
回転効果パラメータ1(br)	100
回転効果パラメータ2(¢ <sub>b</sub> )	30
最大塑性体積ひずみ ( $\varepsilon_v^p$ <sub>(CS)</sub> )	-0.0199
材料定数 (δ)	0.2, 0.4, 1.0
材料定数(α)	0.0007
材料定数 (β)	0.0004

大荷重, tpは図-7に示される荷重の作用時間である.

**表-2**および図-8に解析条件および解析結果を示す. **表-2**において, *M*, <sub>の</sub>は同一材料を用いた静的三軸 圧縮試験により得られた値で, *e*, *P*<sub>(CS)</sub>はESMP-Cモデ ルによる解析結果<sup>9</sup>を用いた. 粒状路盤材などの粗 粒材は粘着力を有さないが, 拘束圧が大きくなるほ どダイレイタンシーが生じにくくなり, モールの応 力円から破壊包絡線を直線で求めたため, 見掛けの 粘着成分が生じたものと言える.

一般に材料定数α, βは圧縮指数λ, 膨潤指数κおよ び初期間隙比の関数として表わされるが, ESMP-C モデルでは載荷速度による弾性係数の増加を再現す ることはできないため,等方圧密試験によるλ, κを そのまま利用することはできない. そのため,本研 究では過去の検討結果<sup>10)</sup>を参考に,βはレジリエン トモジュラスからポアソン比を0.3として式(22)によ り逆算し,αおよび回転硬化パラメータb,, φ,は,回 転硬化のみをESMP-Cモデルに適用したときに最も 良く実験結果を再現した組合せの値を用いた.した がって,図-8の解析結果では材料定数δを0.2~1.0の 間で変化させ,繰返し塑性解析に及ぼすδの影響の みを検討した.

**図-8**からわかるように,拘束圧が20kPaの場合は δ=0.4のときの解析結果が試験結果(白抜きの記



号)に近い値を示したが、その他の場合は&=1.0の ときの解析結果が概ね試験結果に近い値を示してい た.これらの結果より、本研究で提案した弾塑性解 析モデルは繰返し載荷に伴う路盤の塑性変形解析に 適用できるものと考えられる.そのため、コンクリ ート舗装の繰返し載荷シミュレーションには&=1.0 を用いることとした.

# 4. コンクリート舗装の繰返し載荷解析

# (1) 計算モデル

シミュレーションで想定したコンクリート舗装は, 図-1 に示したもので,厚さ 60cm の路盤上に版厚 16cm の 4m×4m のコンクリート版が敷設されてい る.また,載荷位置は自由縁部で直径 30cm の載荷 板によって 49kN の荷重が 2Hz のハーバーサイン波 (t<sub>p</sub>=0.5 秒)で与えられるという状態を想定した.ま た,DynPave3D では図-9 に示すようにモデル化し た.舗装の構造および荷重の対称性を考慮し,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 固定し,路床底面は全変位固定とした.

また, 3DFEM では PC で 10 サイクルの繰返し載 荷を解析 するのに 3~4 時間の解析時間を要する. したがって, 100,000 回載荷を計算するためには約



図-9 コンクリート舗装の要素分割

40 年かかることになる. そこで本研究では,式(8) からわかるように,  $\alpha - \beta$ の値に比例して塑性ひずみ 増分が大きくなるという ESMP-C モデルの特徴を利 用し, **表**-2 の  $\alpha \ge \beta$ よりも大きな値を入力すること で,少ない載荷回数で実験結果と同じ値の塑性ひず みを求めた. そしてこのときの載荷回数を「等価載 荷回数」と呼ぶこととした. 具体的には, **図**-10 に 示すように繰返し 3 軸圧縮に用いた 10 倍の値の  $\alpha$  $\ge \beta \ge \beta$  にいた場合, 20 回の載荷で 50 万回載荷時の 実験結果と同じ値が得られる. つまり, この実験結 果の 50 万回載荷の等価載荷回数は  $\alpha - \beta = 0.003$  で 20 回となる.



図-12 載荷に伴うコンクリート版のたわみ 及び路盤の塑性変形の変化

今回使用した繰返し3軸圧縮試験結果は、データ 数が少なかったため、等価載荷回数がばらついてし まった.これについては、実験データを集積すると ともに等価載荷回数について再度確認する必要があ るものと考えられる.このため、今回のシミュレー ションでは、 $\alpha - \beta = 0.003$ で20回載荷が実験結果の50 万回載荷に相当するものとした.なお、シミュレー ションにあたって、コンクリート版の弾性係数およ びポアソン比はそれぞれ31000 MPa、0.2とし、路床 では 300 MPa、0.35とした.

# (2) シミュレーション結果

図-11 に 20 回載荷(50 万回載荷に相当)後の路 盤の塑性変形進行状況を示す.この図より,載荷位 置においてコンクリート版と路盤面の間に隙間が生 じているのがわかる.

図-12 は繰返し載荷による路盤の塑性変形の進行 状況(破線)とそれに伴うコンクリート版のたわみ の変化(実線)を示している.路盤の塑性変形は, 繰返し載荷により進行し,20回載荷後にはコンクリ



及びひずみの変化 ート版下に約 1.4mm の隙間が生じているのがわか

る. また, これに伴いコンクリート版のたわみは増加し, 最終的には約 1.8mm と載荷初期の約 2.5 倍になっている. しかし, 実際に図-2 において観察された値は 40 万回載荷で約 1.5mm であったため, 今回のシミュレーションによる値はやや大き目の値であることがわかる.

また、図-13 は載荷に伴うコンクリート版下面の 応力とひずみの変化を示している.応力.ひずみ共 に載荷に伴って増加し、最終的には載荷初期の値よ りも 30%程度大きくなっているのがわかる.この ことより、コンクリート版下の塑性変形が応力、ひ ずみに及ぼす影響は大きいことがわかる.

## 5. まとめ

本研究では、拡張 SMP 規準を適用した修正 Cam-

Clay モデルをベースに繰返し載荷に対応した弾塑性 モデルを開発し、これを 3DFEM プログラムに組み 込み、粒状路盤材料の繰返し 3 軸圧縮試験解析と実 際のコンクリート舗装を想定したシミュレーション を実施した.得られた結果をまとめると以下のよう になる.

- (1) 繰返し3 軸圧縮試験の解析結果より、本研究 で提案したモデルによって繰返し載荷に伴う 塑性ひずみの累積状況が再現可能であること がわかった.
- (2) 3DFEM の計算時間を短縮するための手法として,等価載荷回数という概念を提案した.
- (3) 繰返し載荷によってコンクリート版下に空隙が生じることがわかった.
- (4) コンクリート版下の空隙の進行に伴うコンク リート版のたわみ及び応力,ひずみの増大を 把握することができた.

本研究で用いた弾塑性モデルの材料定数ならびに 等価載荷回数は非常に限られた試験結果をもとに決 定したものであるため、これらのパラメータの値に 汎用性があるとは言い難い.また、本研究で提案し た「等価載荷回数」がたわみや応力といった応答解 析結果に及ぼす影響についても検討する必要がある. そのため、今後は路床材料での検討も含め、実験デ ータを蓄積することで本モデルの適用性について更 なる検討を重ねる予定である.

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会: 舗装設計施工指針, 丸善, 2001.
- 2) 竹内康,小梁川雅,西澤辰男,野田悦郎,久保和幸: コン

クリート舗装における路盤面の残留変形特性に関する実験的研究,土木学会論文集,No.704/V-55, pp.117-127, 2002.

- 竹内康,小梁川雅,西澤辰男,木村慎: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.
- 4) 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.
- 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.
- 6) Hashiguchi, K. and Chen, Z. P. : Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and the rotational hardening", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 22, pp 199-227, 1998.
- 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.
- 西澤辰男,竹内康,小梁川雅: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,土木学会舗装工学論 文集, Vol.7, pp.137-143, 2002.
- 9) 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.
- Takeuchi, Y., M. Koyanagawa, T. Maki, T. Nishizawa and K. Endo : Fundamental study on permanent deformation analysis of granular base course material using elastoplastic model, *Proc. of the 6<sup>th</sup> international symposium on pavements unbound*, pp.69-78, 2004.

# A PREDICTION METHOD OF PLASTIC DEFORMATION OF GRANULAR BASE IN CONCRETE PAVEMENT UNDER CYCLIC LOADING

# Yasushi TAKEUCHI, Tatsuo NISHIZAWA, Masashi KOYANAGAWA and Katsura ENDO

In this study, in order to predict the plastic deformation of soil-based pavement materials with cyclic loading, a elasto-plastic model based on the modified Cam-Clay model revised by the expanded SMP criterion was developed. And this model was installed in the 3DFEM program called "DynPave3D". Then the cyclic triaxial compression analysis of granular base material and the cyclic loading simulation of concrete pavement were carried out. As the results, the verification of this model was confirmed from the triaxial compression test analysis, and from the simulation it was found that a void under the concete slab was progressed and the deflection, stress and strain of the concrete slab were increased.