

# コンパクショングラウチングによる舗装支持性能の増強効果とその構造評価に関する検討

尾本志展<sup>1</sup>・根本信行<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 日本舗道(株)技術研究所(〒140-0002 東京都品川区東品川3-32-34)

<sup>2</sup>正会員 日本舗道(株)技術研究所(〒140-0002 東京都品川区東品川3-32-34)

既設アスファルト舗装の路床を強化することは、修繕後の舗装寿命を延ばすうえで有効である。しかし、従来工法では、大規模な打換えを要するため、舗装発生材の処分や沿道環境の悪化等が少なからず問題となる。そこで、本研究は、コンパクショングラウチング工法を利用した新しい現位置路床強化工法を考え、試験舗装での現場実験とFEM解析による構造評価とにより、舗装支持性能の増強効果と当該構造評価の妥当性について検討した。その結果、実験対象とした火山灰質砂路床の場合、本工法により既設舗装の支持性能を新設時と同等以上にまで高めることが期待できることを確認した。また、当該構造評価の妥当性も明らかとなり、これにより路床改良形式を設計することが可能になると判断された。

**Key Words :** compaction grouting, in-situ reinforcement on subgrade, improvement effect on bearing capacity of pavement, FEM analysis, structural evaluation, CBR

## 1. はじめに

わが国でも本格的な大型補修時代を迎え、補修工事における舗装発生材の処分や沿道環境の悪化などの問題がより一層深刻化してきている。このため、今日では、補修工事の費用や回数の削減などを目的とした長寿命化舗装技術の構築が強く求められている<sup>1)</sup>。

こうした舗装の長寿命化を図るためには、路盤の支持力低下とこれを早める路床の支持力不足が構造的な破損原因であるという実態<sup>2)</sup>からみて、構造的には舗装の新設や修繕とに関係なく路床を強化することが特に必要であると言える。しかし、既設舗装の修繕では、従来工法により路床改良することは、大規模な打換えが必要となるため、前述したような補修工事の弊害が顕在化している今日の道路環境下では極めて困難な状況にある。このため、既設舗装の路床を強化する場合には、資源や沿道環境の保全の点から、舗装を全厚再構築することなく現位置で直接路床支持力を強化できる、いわば非破壊型式に近い新しい路床改良工法の開発が望まれる。

そこで、筆者らは、地盤改良における注入工法の一つであるコンパクショングラウチング工法<sup>3)</sup>の利用を考え、低スランプのグラウチング材を舗装表面から小径の注入管を通して路床内へ圧入して太い柱体を形成し、その際に得られる土の締固め効果と柱体の支持杭効果とにより、舗装を打ち換えることなく在来路床を強化し既設舗装の支持性能を高める工法(図-1)の検討を進めている<sup>4),5),6),7)</sup>。

その結果、これまでに、当該支持性能の増強効果を期待できることが、土の締固め効果と柱体の支持杭効果をモデル化して行ったFEM解析での構造評価により確認されている<sup>7)</sup>。ただし、この場合は、関東ロームを対象としたもので、当該効果は土質によって異なってくるものと考えられる。また、本工法を確立するうえでは、現場での当該効果や構造評価の妥当性についても検討しておく必要がある。

そこで、本研究では、試験舗装を用いた現場実験とFEM解析による構造評価とにより、別途路床土の場合における舗装支持性能の増強効果と当該構造評価の妥当性について検討を行った。本論文は、これらの検討結果について報告するものである。

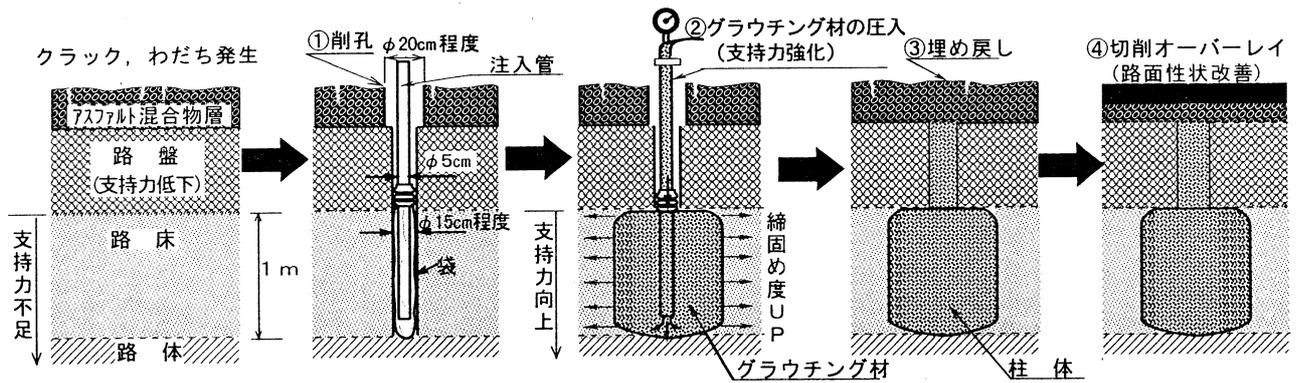


図-1 コンパクショングラウチングによる現位置路床強化工法の概略図

## 2. 現場実験による舗装支持性能の増強効果に関する検討

### (1) 現場実験の概要

実験は、図-2 に示すような砂質土地盤上に別途試験用に施工された試験舗装箇所（延長約 30m，幅員 3.5m）を利用して行った。本実験では、路床改良形式とその改良効果に対する既往の検討結果<sup>7)</sup>からみて、グラウチング材の圧入範囲は、路床に該当する路盤から下 1m の範囲内とするのが望ましかったが、図-2 に示したように当該範囲内の N 値は 10 以上であり、この範囲内に圧入するとその地盤の固さと舗装厚の薄さの影響により圧入時に舗装が大きく持ち上がることが懸念された。このため、グラウチング材は、N 値が 10 以下の 1～2.2m の深さの範囲内に圧入することとした。この深さ内における土質の性状は、表-1 に示すとおりである。

また、本実験では、柱体の配置型式とその間隔は、関東ローンを対象とした上述の既往検討結果<sup>7)</sup>を参考に選定した。すなわち、グラウチング材の圧入配置は、図-3 のように 2 列格子型と 3 列千鳥型の 2 つとし、その縦断および横断方向の間隔はそれぞれ 1.5m，1.9m とした。注入量は、図-3 に示す 4 箇所試験注入を行い、舗装の持ち上がりが生じないことを確認し、柱体径 50cm 相当量の 235 ℓ とした。

施工は、まずアスファルト混合物層の部分を経 20cm のコアカッターで削孔したのち、路盤面から深さ 2.2m までを径 15cm のオーガドリルで水を使用せずに削孔し、その後、径 50cm の袋を先端に装着させた注入管（内径 5cm）を設置した。グラウチング材は、専用装置で製造したものを注入ポンプから注入ホースで注入管へ送り地盤内へ圧入した。なお、3 列千鳥型区間では、外側 2 列の圧入を先行し、中央の箇所は最後に圧入を行った。圧入終了後は、注入管を引き抜き、路盤とその下の削孔部はグラウチ

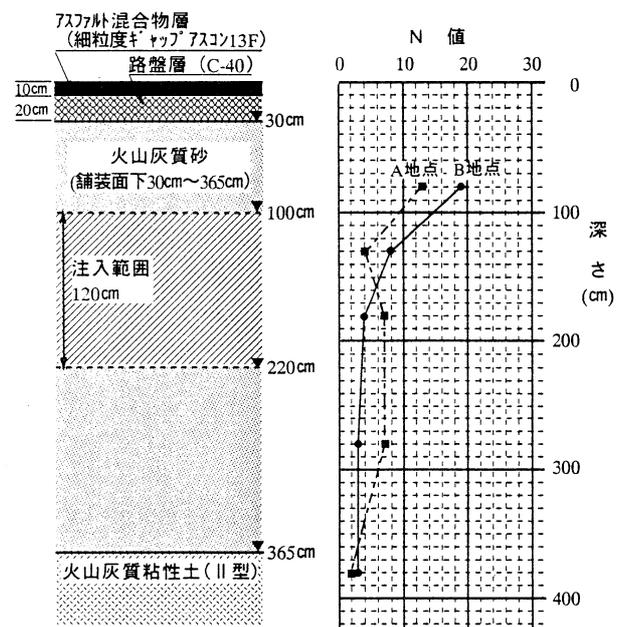


図-2 実験箇所の舗装断面と地盤構成および N 値

表-1 圧入範囲における土質性状

調査箇所 (図-3 参照)	A 地点		B 地点		
舗装面からの深さ (m)	1.15 ~ 1.45	1.65 ~ 1.95	1.15 ~ 1.45	1.65 ~ 1.95	
粒度組成 (%)	礫 分	17	11	19	37
	砂 分	36	46	44	36
	シルト分	17	29	19	12
	粘土 分	30	14	18	15
土粒子の密度 ( $g/cm^3$ )	2.433	2.502	2.481	2.593	
自然含水比 (%)	47.0	44.0	48.5	57.0	
コンシステンシー特性	液性限界, 塑性限界ともに N.P.				

ング材で、アスファルト混合物層の削孔部は後日同じ混合物で転圧不足のないように埋め戻した。

FWD のたわみ測定は、図-3 に示したような舗装中央部の箇所、施工前（7 月末）と施工 2 カ月後

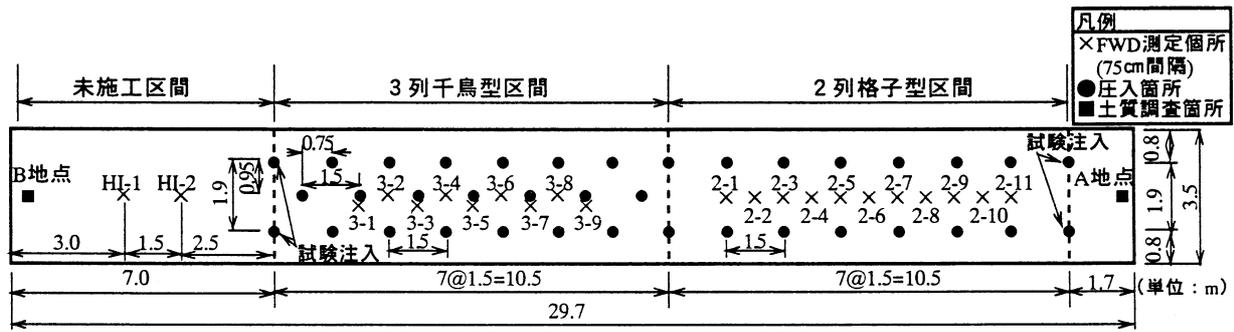


図-3 実験での圧入配置型式と圧入間隔

(9 月末) に行った。舗装支持性能の増強効果の評価は、測定箇所のばらつきを考慮して、同一箇所における施工前後のたわみ (5tf 荷重に補正した後のたわみ) 変化量や逆解析で推定される各層弾性係数の違いを、未施工区間のものと比較することで行った。その際には、測定時期の違いによる各層の強度的な変動も考慮して評価した。なお、その時期的な変動を考慮するにあたっては、未施工区間における測定箇所が少なかったため、同一敷地内にある同一地盤上に施工された別途試験舗装箇所 (アスファルト混合物層 15cm, 粒状路盤 30cm) においても FWD によるたわみ測定を行った。

また、土の締固め効果と使用したグラウチング材の強度特性は、乱さない土の CBR 試験 (地盤工学会規準「CBR 試験方法」(T271)に準拠) と一軸圧縮試験 (地盤工学会規準「土の一軸圧縮試験方法」(T511)に準拠) により測定した。なお、乱さない土は、原地盤でグラウチング材を同一深さに同一量注入して後日掘削し、柱体から 20,50,70,150cm 離れた箇所にて採取した。また、一軸圧縮試験は材令 28 日で行い、一軸圧縮強度と変形係数  $E_{50}$  を測定した。

## (2) 検討結果と考察

### a) たわみによる評価

図-4 は、2 列格子型と未施工の区間における、施工前と 2 カ月後の載荷板中心たわみ (以下、 $D_0$ ) と測定時の舗装表面温度を、また図-5 は 2 カ月後での  $D_0$  の低減量 (以下、 $\Delta D_0$ ) を示したものである。

図-5 をみると、2 列格子型区間における  $\Delta D_0$  は、3 カ所を除けば未施工区間より大きな値を示しており、施工 2 カ月後の舗装支持性能は、2 列格子型区間の方が全体的には増加している結果となっている。ただし、図-5 に示した  $D_0$  の低減量には、注入効果によるもの以外に、図-4 より明らかにわかるようなアスファルト混合物層の温度低下や路床・路盤の時期的な強度変動によるものが含まれていると考え

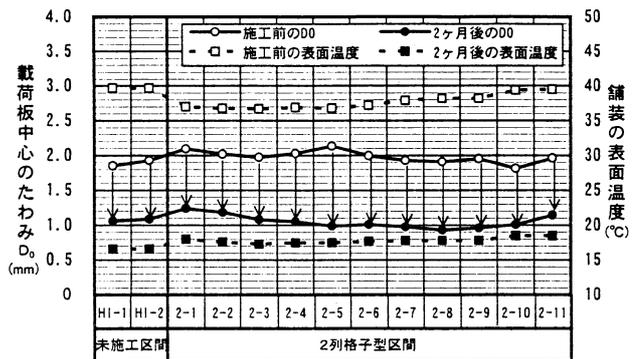


図-4 施工前と 2 カ月後の  $D_0$  と舗装の表面温度

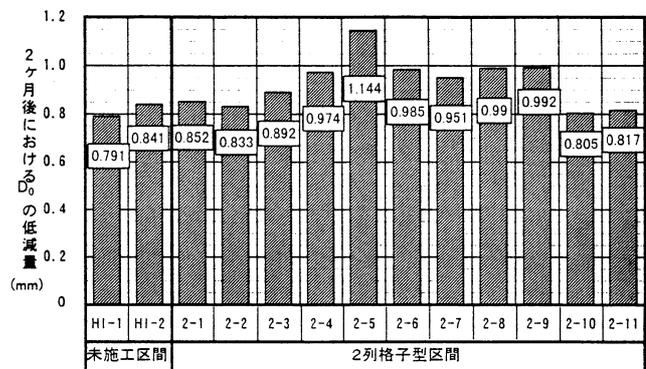


図-5 施工 2 カ月後における  $D_0$  の低減量

られる。

そこで、本工法における舗装支持性能の増強効果の有無を明確にするために、舗装体やアスファルト混合物層、路床の強さに関係する  $D_0$ - $D_{150}$  (載荷板中心から 150cm 離れた位置でのたわみ),  $D_0$ - $D_{20}$  (同 20cm 離れた位置でのたわみ),  $D_{150}$  の 2 カ月後における低減量を調べ、未施工区間と比較することでどの層が強化されたのかについて検討した。なお、3 列千鳥型区間では、圧入間隔が短すぎたためか 4 柱体中央の位置での圧入時に舗装が大きく持ち上がり、舗装にクラックが生じたため、 $\Delta D_0$  は

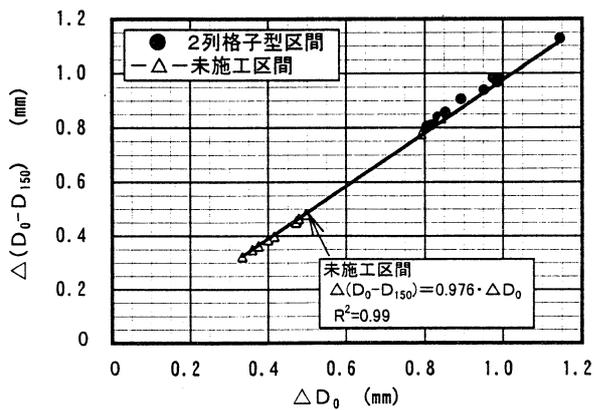


図-6  $\Delta(D_0-D_{150})$ と $\Delta D_0$ の関係

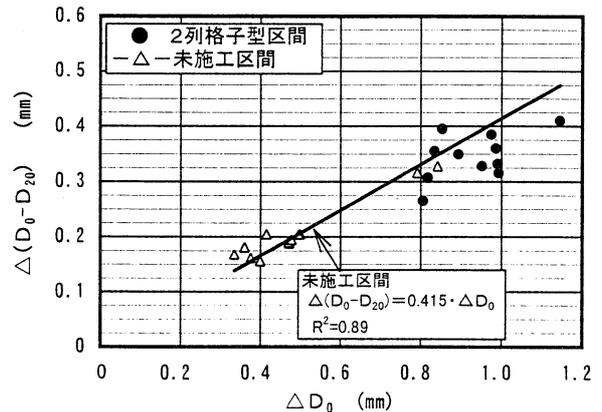


図-7  $\Delta(D_0-D_{20})$ と $\Delta D_0$ の関係

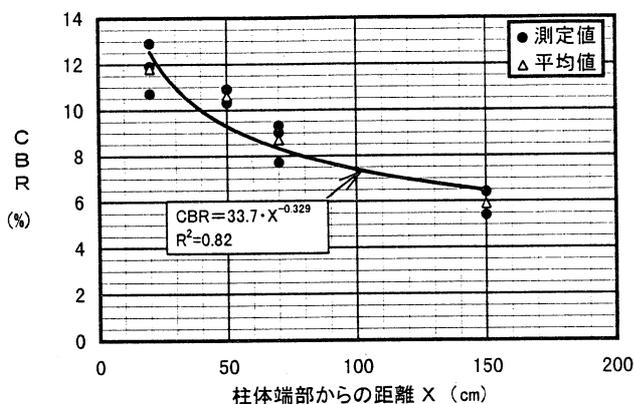


図-8 土の締固め効果に関する測定結果

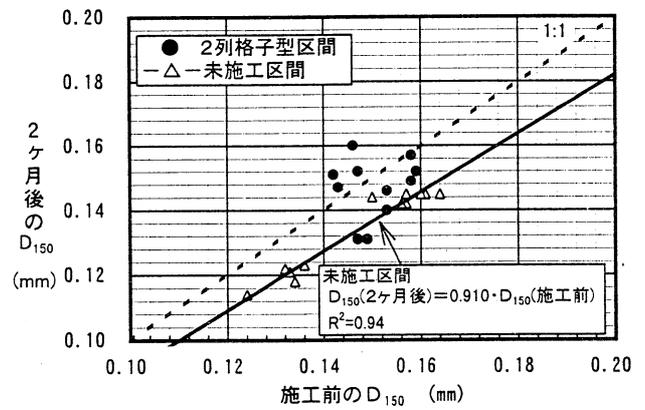


図-9 施工前と2カ月後の $D_{150}$ の関係

未施工区間よりもかなり小さい結果となった。このため、当該区間についてはこの検討から除外した。

図-6 と図-7 は、それぞれ、2 カ月後における  $D_0-D_{150}$  の低減量 (以下、 $\Delta(D_0-D_{150})$ ) と  $\Delta D_0$  との関係、2 カ月後における  $D_0-D_{20}$  の低減量 (以下、 $\Delta(D_0-D_{20})$ ) と  $\Delta D_0$  との関係を示したものである。

図-6 をみると、舗装体の強度増に関係すると考えられる  $\Delta(D_0-D_{150})$  と  $\Delta D_0$  との関係は、両区間でほぼ一致しており、その関係を表す回帰直線の勾配は約 0.98 となっている。このことから、両区間とも、主に舗装体 (アスファルト混合物層と路盤層) の強さが増したため、 $D_0$  が 2 カ月後に大きく減少したことがわかる。

また、図-7 をみると、アスファルト混合物層の強度増に関係すると考えられる  $\Delta(D_0-D_{20})$  と  $\Delta D_0$  との関係は、両区間では若干異なっている。すなわち、2 列格子型区間のデータは未施工区間での両者の関係を表す回帰直線よりも下側に位置するものが多い。このことから、2 列格子型区間では、未施工区間よりも温度低下による当該混合物層の強度増が

大きかったことはないことがわかる。

以上 2 つの結果から、2 列格子型区間では、注入の影響により、未施工区間よりも路盤層が強化されたと推察される。

図-8 と図-9 は、それぞれ土の締固め効果に関する測定結果と、施工前と 2 ヶ月後の  $D_{150}$  の関係とを示したものである。図-8 をみると、注入範囲内で採取して測定した乱さない土の CBR は、柱体に近い箇所程大きくなっており、土の締固め効果が認められる。また、グラウチング材は、材令 28 日で一軸圧縮強度は 9.6MPa、変形係数  $E_{50}$  は 1200MPa であり改良柱体として十分な強度<sup>4),7)</sup>を示していた。しかし、図-9 をみると、2 列格子型区間での 2 ヶ月後の  $D_{150}$  は、施工前より減少しているものもあるが、未施工区間と比べるとその減少量はやや小さい。これらの結果から、2 列格子型区間では地盤全体の強さからみれば、図-8 に示すような土の締固め効果や柱体の支持杭効果が顕著に現れていないと言える。これは、注入範囲が、路盤下面より 70cm 下から 1.2m の範囲としたことによる影響と考えられる。

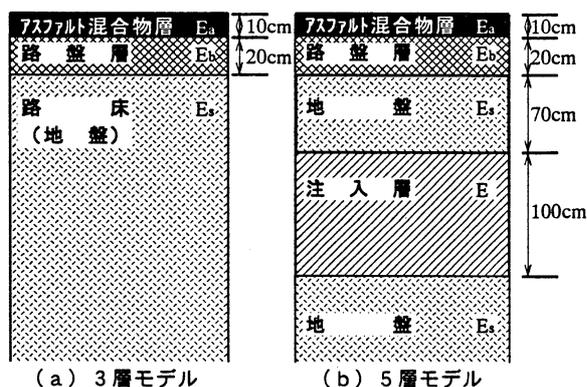


図-10 舗装各層と注入層の弾性係数推定に用いた逆解析モデル

b) 逆解析での推定弾性係数による評価

たわみによる検討結果から、本実験の場合、2列格子型区間で舗装支持性能が未施工区間よりも全体的に増大したのは、定性的にみると主に路盤が強化されたためであり、地盤全体としての強さは顕著には増加していないことが確認された。ただし、注入範囲の層（以下、注入層）に対する改良効果は、たわみによる検討では明確に判断できない。

そこで、これらを改めて定量的に検討するために、図-10(a)に示すような3層モデルで逆解析を行い、アスファルト混合物層、路盤、路床（地盤）の弾性係数を推定した。また、注入層の弾性係数は、2カ月後におけるたわみデータを用いて、図-10(b)に示すような5層モデルで逆解析を行い推定した。この場合、原地盤上での圧入実験では柱体下部に長さ20cm程度の先細りが生じていたため、本実験箇所でも同様な先細りが生じていると想定して、注入層の厚さはこの長さを減じて1mとした。また、注入層以外の各層の弾性係数は既知とし、アスファルト混合物層と路盤層の弾性係数は2カ月後の3層モデルでの推定値とした。注入層以外の地盤については、改良されてないとみなして、3層モデルでの施工前の路床弾性係数の推定値を用いた。なお、どちらの逆解析でも、推定された弾性係数は、柱体を含んだ路床や注入層を均一層とみなした場合の値である。

図-11と図-12は、アスファルト混合物層と路盤層における施工前と2カ月後の弾性係数の関係を示したものである。図-11をみると、当該混合物層の弾性係数は両区間とも当該層の温度低下により増大しているが、2列格子型区間での増大程度は未施工区間に比べ大きくはない。また、図-12をみると、路盤層の弾性係数は、2列格子型区間の方が未施工区間よりもその増加程度は大きくなっている。

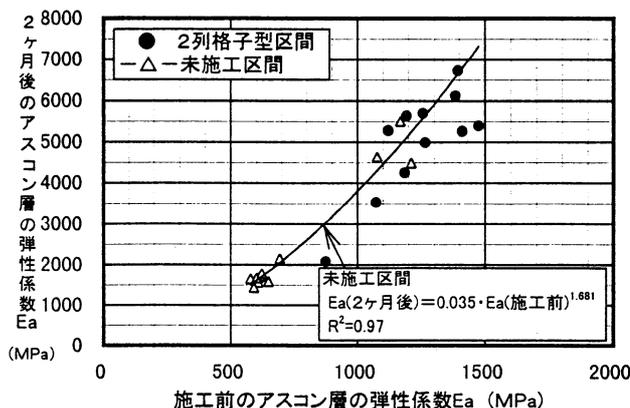


図-11 アスファルト混合物層の施工前と2カ月後の弾性係数の関係

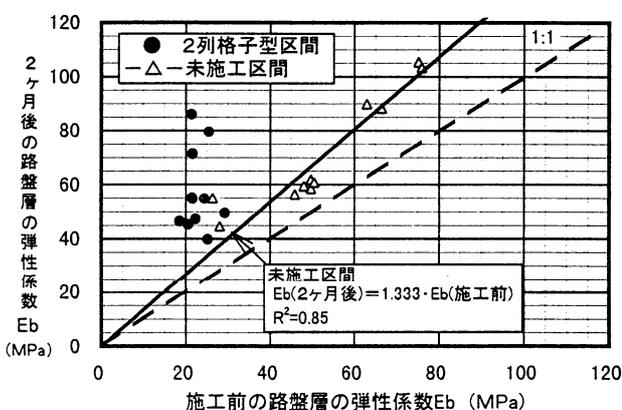


図-12 路盤層の施工前と2カ月後の弾性係数の関係

これらの結果から、弾性係数により定量的に評価しても、本実験の場合には、グラウチング材の圧入により路盤が強化されていたことがわかった。これは、実験箇所の路盤が施工前の弾性係数の値からみても明らかのようにかなり弱かったため、グラウチング材が地盤内を拡がる際に生じる上部方向の圧力により、路盤が締め固められたことによるものと推測される。なお、未施工区間でも路盤の弾性係数が増大しているのは、施工2カ月後におけるアスファルト混合物層の弾性係数の増加に伴う当該層の拘束力の増加などによって生じたためと推察される。

図-13は、路床（地盤）における施工前と2カ月後の弾性係数の関係を、また図-14は注入層の推定弾性係数を示したものである。図-13をみると、路床の弾性係数は、2列格子型区間ではその増大程度が未施工区間よりも大きいのは数箇所に限られている。一方、図-14をみると、注入層の推定弾性係数は、測点2-5から2-9の5箇所では施工前より著しく増大していることがわかる。

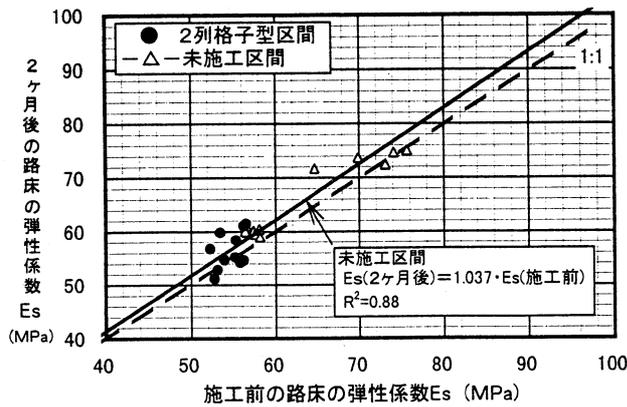


図-13 路床(地盤)の施工前と2カ月後の弾性係数の関係

これらの結果から、本実験では、注入範囲が路盤下面よりかなり下であったため、地盤全体からみればその改良効果は顕著に現れなかったが、定量的にみるとこの5箇所では少なくとも注入層がかなり強化されていることが確認できた。したがって、グラウチング材を路床1mの範囲内に圧入した場合には、現場においても路床改良効果による舗装支持性能の増強効果は得られるものと判断される。

### 3. FEM 解析による構造評価に関する検討

#### (1) 検討概要

本検討は、現場実験で注入層の増強効果が認められた5箇所を対象に、FEM解析による計算たわみとFWDによる実測たわみとを比較することで、当該解析による構造評価の妥当性の検証を行った。

解析は、既往検討<sup>7)</sup>における解析の場合と同様に、10節点の等方性四面体要素を用い、表-2に示すようなFWDの荷重位置に応じて、図-15のような荷重点を原点とする三次元対称の線形有限要素モデルを作成し行った。なお、輪荷重は5tfとし、各箇所における各層の弾性係数は、注入層の弾性係数の推定で使用した値を用い、表-3のとおりとした。

土の締固め効果は、図-8に示した測定結果をもとに、柱体周囲50cmのCBRを10、弾性係数を98MPa(=9.8CBR)とすることで考慮した。また、柱体の直径は50cm、長さは1mとし、その弾性係数はグラウチング材の一軸圧縮試験による変形係数 $E_{50}$ の測定結果をもとに1200MPaとした。

なお、FEM解析では、たわみ量は図-15に示した解析モデルの深さにより異なってくるため、本解析では、まず図-3に示した未施工区間の測点HI-1を対象に、解析たわみが多層弾性理論による計算たわみと一致するような当該深さを最初に検討した。

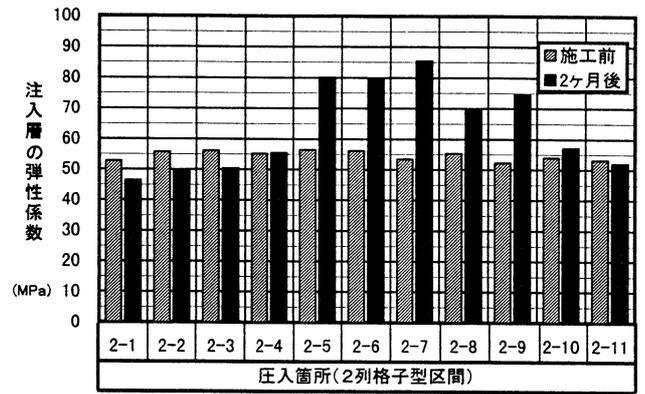


図-14 注入層の施工前と2カ月後の推定弾性係数

表-2 たわみ解析箇所のFWDの荷重位置

解析箇所	FWDの荷重位置	
2-5	(A)点	
2-6	(B)点	
2-7	(A)点	
2-8	(B)点	
2-9	(A)点	

(A)点：横列2柱体中央荷重 (B)点：4柱体中央荷重

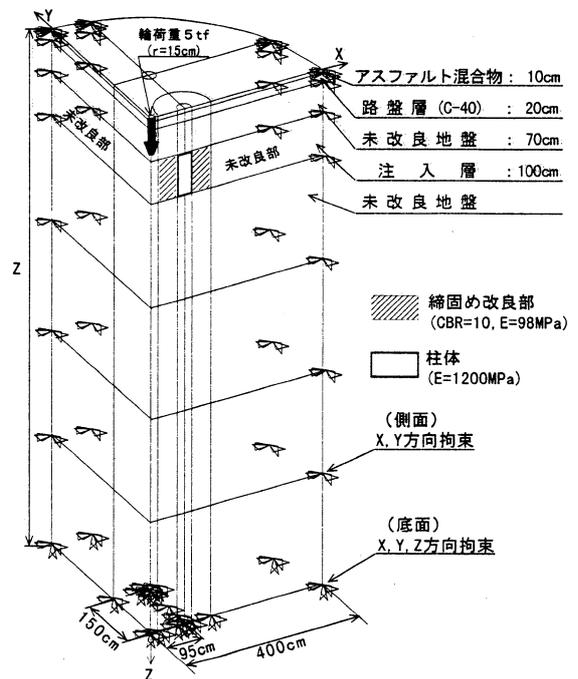


図-15 FEMにおける解析対象モデルの一例

#### (2) 検討結果と考察

##### a) 解析モデルの適切深さ

図-16は、表-2に示した横列2柱体中央荷重のモデルと4柱体中央荷重のモデルを用いて、その深さ

表-3 たわみ解析に用いた各箇所での各層弾性係数

測点	2-5	2-6	2-7	2-8	2-9
アスコン層 (MPa)	4900	5500	6300	6300	5400
路盤層 (MPa)	46	45	47	72	86
未改良地盤 (MPa)	57	56	54	55	52

(以下, Z) を変えて解析した荷板中心の表面たわみ量  $D_0$  と多層弾性理論による当該量とを示したものである。なお, どちらの場合も,  $D_0$  は 3 層モデルの逆解析で推定した各層の弾性係数を用いて計算したものである。同図をみると, FEM 解析による  $D_0$  は, Z が大きくなると徐々に増大していくが, どちらの荷モデルでも Z が 12m で多層弾性理論による値とほぼ一致するようになり, その差はわずか 0.001 ~ 0.002mm となっている。

この結果から, 逆解析による推定弾性係数を用いて FEM 解析でたわみを計算する場合には, 解析モデルの深さ Z は 12m とすればよいことが確認できた。したがって, 当該解析による構造評価の妥当性や 4. で述べる舗装支持性能の増強効果の検討は, 当該深さを 12m として行った。

b) FEM 解析による構造評価の妥当性

図-17 は, FWD による実測たわみ  $D_0$  と FEM および多層弾性理論による計算たわみ  $D_0$  (各層弾性係数は表-3 の値を使用) の関係を示したものである。

同図をみると, 実測値との差は, 多層弾性理論による場合は, 最小で 0mm, 最大で 0.018mm であり, その誤差は 0 ~ 1.8 % となっている。これに対し, FEM 解析による場合は, その差は最小で 0.003mm, 最大で 0.027mm であり, その誤差は多層弾性理論による場合と同程度の 0.3 ~ 2.8% となっている。

これらの結果から, 実験結果をもとに土の締固め効果や柱体の支持杭効果を図-15 のようにモデル化して構造評価した場合には, そのたわみは非常に良い精度で推定できることが確認できた。したがって, 本方法による構造評価は妥当であると言え, これにより柱体(グラウチング材)の弾性係数や土の締固め効果を一軸圧縮試験や既往の室内圧入実験<sup>9)</sup>等により事前に把握しておけば, 当該構造評価と 4. の検討で述べるような舗装支持性能の増強効果に関する評価手法により, 既設舗装の支持性能や在来路床の支持力に応じた適切な路床改良形式を設計することが可能になるものと判断される。

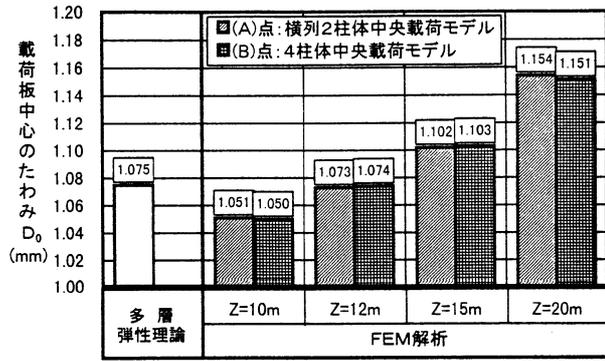


図-16 多層弾性理論と FEM 解析とによる計算たわみ

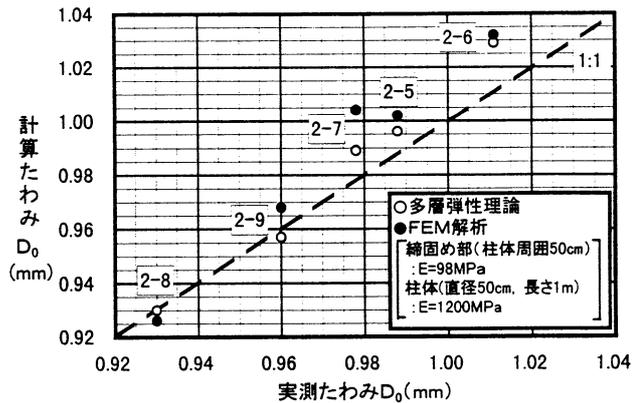


図-17 FWD による実測たわみと多層弾性理論および FEM 解析による計算たわみとの関係

4. FEM 解析による舗装支持性能の増強効果に関する検討

(1) 検討概要

本検討は, 現場実験で得られた火山灰質砂に対する土の締固め効果に関する測定結果をもとに, D 交通・設計 CBR6 の既設舗装断面を対象に行った。

解析対象とした既設舗装は, 路床・路盤の支持力不足を想定して, その残存  $T_A$  や残存価値ならびに各層の弾性係数を表-4 のとおりとし, 路床の CBR はそのばらつきを考慮して設計値と同じ値とした。なお, 同表に示した粒状路盤層の弾性係数の値は, 路盤の支持力低下により等値換算係数  $a_i$  が設計値より 1 割または 2 割低減した場合を想定したもので, 弾性係数と  $a_i$  の関係式<sup>9)</sup>から算出したものである。また, アスファルト混合物層の弾性係数は温度によって変化するため, 当該弾性係数による舗装支持性能の増強効果への影響も考慮して, 当該弾性係数は表-4 に示したように異なる値を用いた。

解析は, 柱体の配置型式を 2 列格子型配置と 3 列

表-4 解析対象とした既設舗装の残存  $T_A$ 、残存価値と各層の弾性係数 (D 交通・設計 CBR6)

設計 $T_A$ (D 交通・設計 CBR6)	37.0cm	
残存 $T_A$ (粒状路盤 $a_i$ : 1 割, 2 割減)	35.6cm	34.2cm
残存価値 (=残存 $T_A$ / 設計 $T_A$ )	0.96	0.92
アスファルト表層 5cm	① $E_a=980$ MPa	
アスファルト基層 10cm	② $E_a=2000$	
アスファルト安定処理路盤 10cm	③ $E_a=3900$	
	④ $E_a=5900$	
	⑤ $E_a=7800$	
粒調砕石路盤 15cm	220 MPa	170 MPa
切込砕石路盤 35cm	110 MPa	92 MPa
路床	未改良部(在来路床: CBR6)	59 MPa (=9.8CBR)
	締固め部(柱周囲 50cm: CBR10)	98 MPa (=9.8CBR)
	柱体 (直径 50cm, 長さ 1m)	1200 MPa

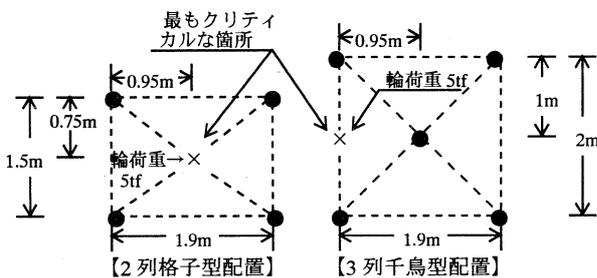


図-18 解析対象とした柱体の配置型式, 間隔と荷重位置

千鳥型配置の 2 つとし, 図-18 に示す路床改良効果が最小となる最もクリティカルな箇所を評価対象に, 3.の検討と同様な 3 次元面対称の線形有限要素モデルを作成し行った. この場合, 柱体の直径, 長さ, 弾性係数と土の締固め効果は, 3.の検討の場合と同じとした. また, 現場実験では, 3 列千鳥型配置区間で間隔の影響による舗装の持ち上がりが見られたため, 当該配置では同図に示すように縦間隔を実験で行った間隔よりも長くとり 2m とした.

なお, 当該箇所での路床改良後の CBR がどの程度増強されたことになるかを把握するために, 残存  $T_A$  は同じ (舗装の弾性係数は同じ) で路床の CBR を任意に変えた柱体無しの断面 (比較断面) に対しても解析を行った. 舗装支持性能の増強効果に関する評価は, 既往検討で行った方法と同様に, 改良断面と比較断面の荷重点直下の路床上面圧縮ひずみ (以下,  $\epsilon_z$ ) に関する解析結果をもとに路床改良後の CBR を求め<sup>7)</sup>, その後  $T_A$  式<sup>10)</sup>を利用して改良断面と新設時 (設計) 断面との累積 5tf 換算輪数比 (以下,  $N_r$ ) を次式により算出することで行った.

$$N_{sd} = \left( \frac{T_{Ad} \cdot CBR_d^{0.3}}{3.84} \right)^{6.25} \quad (1)$$

$$N_{sr} = \left( \frac{T_{Ar} \cdot CBR_r^{0.3}}{3.84} \right)^{6.25} \quad (2)$$

$$N_r = \frac{N_{sr}}{N_{sd}} \quad (3)$$

ここに,  $N_{sd}$ : 新設時断面の累積 5tf 換算輪数

$T_{Ad}$ : 新設時断面の  $T_A$

$CBR_d$ : 路床の設計 CBR (=改良前の CBR)

$N_{sr}$ : 改良断面の累積 5tf 換算輪数

$T_{Ar}$ : 改良断面の残存  $T_A$  (=改良前の残存  $T_A$ )

$CBR_r$ : 路床改良後の CBR

$N_r$ : 改良断面と新設時断面との累積 5tf 換算輪数比

## (2) 検討結果と考察

### a) 路床改良効果

図-19 と図-20 は, 残存価値が 0.96 と 0.92 の場合における改良断面の  $\epsilon_z$  の値を, 比較断面の路床 CBR と  $\epsilon_z$  の関係を表す曲線の上にプロットして示したものである. これらの図をみると, どの場合でも路床改良後の  $\epsilon_z$  は改良前より減少する結果となっている. そこで, こうした  $\epsilon_z$  の低減効果をもとに, CBR の増強程度を最もクリティカルな箇所でも評価して路床改良後の CBR を求めてみると, 表-5 のとおりとなる.

同表をみると, 路床改良後の CBR は, 3 列千鳥型配置で残存価値が 0.96 の場合を除いて, アスファルト混合物層の弾性係数が低くなるとやや小さくなる結果となっている. このことから, 本工法における CBR の増強効果は, 路盤層の支持性能や柱体の配置型式などの路床改良形式によっては, アスファルト混合物層の支持性能によって若干異なってくる場合があることがわかった. これは, 本工法における路床の改良範囲や路盤層の支持性能が小さい場合ほど, アスファルト混合物層の弾性係数が小さくなるにしたがい, 当該弾性係数の  $\epsilon_z$  に対する影響度合いが路床支持力による影響度合いよりも大きくなっていくため, 本工法における路床改良効果が薄れてしまうものと考えられる.

### b) 舗装支持性能の増強効果

図-21 は, 表-5 に示した路床改良後の CBR と式 (1), (2), (3) を用いて改良断面と新設時断面の累積 5tf 換算輪数比  $N_r$  を求めた結果を示したものである.

同図をみると,  $N_r$  は, 2 列格子型配置では残存価値が 0.96 程度なら, 3 列千鳥型配置では 0.92 程度でも 1 以上の値を示している. また, これらの値

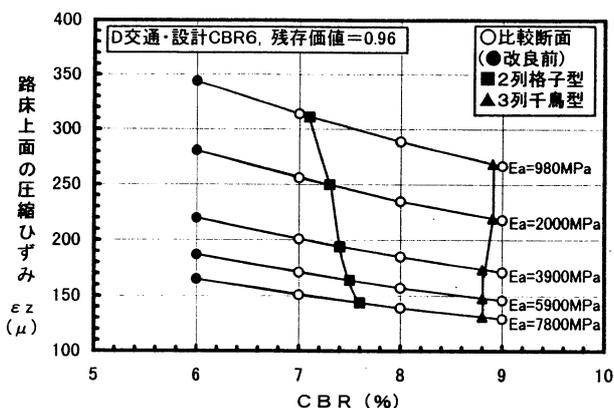


図-19 改良断面の  $\epsilon_z$  および比較断面における CBR と  $\epsilon_z$  との関係 (残存価値=0.96 の場合)

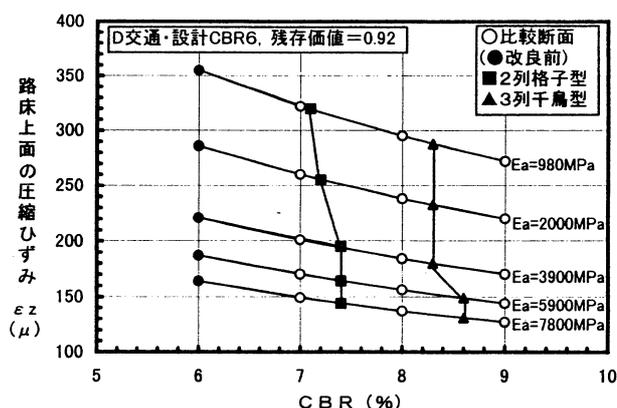


図-20 改良断面の  $\epsilon_z$  および比較断面における CBR と  $\epsilon_z$  との関係 (残存価値=0.92 の場合)

表-5 最もクリティカルな箇所で評価した場合の路床改良後の CBR (改良前の CBR=6)

残 存 価 値		0.96					0.92				
アスファルト混合物層の弾性係数 (MPa)		980	2000	3900	5900	7800	980	2000	3900	5900	7800
改良後の CBR	2列格子型	7.1	7.3	7.4	7.5	7.6	7.1	7.2	7.4	7.4	7.4
	3列千鳥型	8.9	8.9	8.8	8.8	8.8	8.3	8.3	8.3	8.6	8.6

は CBR の増強効果の場合と異なり、アスファルト混合物層の弾性係数によってほとんど影響されない結果となっている。これらのことから、残存価値が修繕対象の目安とされている 0.92<sup>11)</sup> 程度の既設舗装なら、本工法により 3 列千鳥型配置で路床改良すれば、最もクリティカルな箇所でも評価しても、その支持性能を新設時と同等以上にまで増強することが可能とみなせる。

したがって、現場実験で改良対象とした CBR6 の火山灰質砂路床の場合でも、関東ロームの場合と同様に<sup>1)</sup>、切削オーバーレイにより損傷した路面性状を修繕すれば、本工法により舗装を打ち換えることなく修繕後の舗装寿命を新設時における設計寿命以上まで延ばすことは可能であることが確認できた。

なお、火山灰質砂のような砂質土の場合には、本工法で得られる舗装支持性能の増強効果は、改良形式が同じであれば、関東ロームを対象とした既往検討の結果 (CBR6 で残存価値が 0.95 程度では 2 列格子型配置の場合  $N_r=0.9$ )<sup>1)</sup> と比べ大きくなっている。これは、路床の CBR が同じであれば、関東ロームに比べ形成可能な柱体の直径や土の締固め範囲が大きくなり、このため柱体と改良範囲も含めた路床の改良範囲が広まることによるものと考えられる。

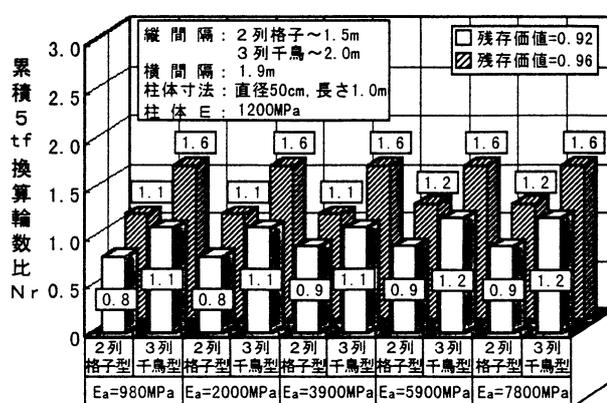


図-21 改良断面と新設時断面との累積 5tf 換算輪数比

## 5. まとめ

本研究では、現場実験と FEM 解析による構造評価とにより、火山灰質砂路床を対象とした場合の舗装支持性能の増強効果と当該構造評価の妥当性について検討した。その結果、以下のことが確認された。

- (1) 現場実験での舗装支持性能の増強効果について
  - a) 実験では、舗装厚が薄く路盤下 70cm の地盤が固かったためそれより下の比較的深い部分にグラウチング材を圧入した。このため、支障なく施工できた 2 列格子型配置の箇所では、もともと弱かった路盤が強化され、土の締固め効果などによる路床 (地盤) の改良効果が顕著に見られなかった。
  - b) ただし、グラウチング材を圧入した範囲の層で見れば、当該層の弾性係数は数カ所で大きく増加しており、当該材を路床 1m の範囲内に圧入すれば現場でも路床改良効果による舗装支持性能の増強効果は得られるものと判断される。
- (2) FEM 解析による構造評価の妥当性について

- a) 実験結果をもとに土の締固め効果と支持杭効果をモデル化して FEM 解析により計算したたわみは、FWD の実測たわみと非常に良い精度で一致していた。このことより、FEM 解析による構造評価は妥当であると判断できる。
- b) したがって、両効果を室内試験より把握し、当該評価により改良断面と新設時断面の 5tf 換算輪数比で舗装支持性能の増強効果を検討すれば、既設舗装の支持性能や在来路床の条件に応じた適切な路床改良形式の設計が可能になると判断される。
- (3) FEM 解析での舗装支持性能の増強効果について  
実験対象とした CBR6 の火山灰質砂路床の場合、本工法で路床強化すれば、最もクリティカルな箇所でも既設舗装の支持性能を新設時の断面と同等以上にまで増大させることが期待できる。したがって、切削オーバーレイ等で損傷した路面性状を修繕すれば、大規模な打換えをすることなく既設舗装の長寿命化を図ることが期待できる。

## 6. おわりに

現場実験と FEM 解析による構造評価により、実験対象とした火山灰質砂路床の場合でも、コンパクショングラウチング工法を利用して当該路床を改良すれば、既設舗装の支持性能が増強され修繕後の寿命を新設時の設計寿命以上にまで延ばすことが期待できることを見出した。また、その FEM による構造評価の妥当性も確認でき、これにより適切な路床改良形式の設計が可能と判断された。今後は、舗装支持性能の増強効果を実路で数多く検証していきたいと考える。最後に、現場実験にご協力を頂いた三信建設工業（株）の関係各位に感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 中村俊行：最近の舗装技術の動向－長寿命化舗装等技術の現状と課題－，第 43 回道路講習会，pp.75-89，1995.
- 2) 井上武美：耐久的な路盤についての考察，舗装，Vol.29，No.6，pp.4-8，1994.
- 3) 最新地盤注入工法技術総覧：第 4 編コンパクショングラウチング工法，（株）産業技術サービスセンター，pp.875-893，1997.
- 4) 尾本志展，河野和之，溝淵優：コンパクショングラウチングによる現位置路床強化工法に関する研究，道路建設，No.580，pp.42-51，1996.
- 5) 尾本志展，溝淵優：コンパクショングラウチングによる路床支持力の増強効果に関する基礎的研究，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，第 5 部，pp.152-153，1996.
- 6) 尾本志展，渡辺将美，丸山暉彦：コンパクショングラウチングによる現位置路床強化工法の施工に関する検討，第 22 回道路会議一般論文集(B)，pp.422-423，1997.
- 7) 尾本志展，丸山暉彦：コンパクショングラウチングによる舗装支持性能の増強効果とその影響要因に関する検討，舗装工学論文集，第 2 巻，pp.145-154，1997.
- 8) 阿部長門，丸山暉彦，姫野賢治，林正則：たわみ評価指標に基づく舗装の構造評価，土木学会論文報告集，No.460，pp.41-48，1993.
- 9) 井上武美，内田精一，井原務：舗装用材料の等値換算係数の検討，第 23 回土質工学研究発表会講演集，pp.2015-2018，1988.
- 10) (社)日本道路協会：アスファルト舗装要綱，1992.
- 11) 建設省道路局国道一課，土木研究所：舗装の管理水準と維持修繕工法に関する総合的研究，第 41 回建設省技術研究会報告，pp.362-381，1987.

## REINFORCEMENT EFFECT ON BEARING CAPACITY OF ASPHALT PAVEMENT BY COMPACTION GROUTING AND STRUCTURAL EVALUATION

Shinobu OMOTO, Nobuyuki NEMOTO

To increase the service life of existing asphalt pavement, we considered the new method by compaction grouting as the construction method which the existing subgrade can be improved without replacing the pavement structure. We investigated reinforcement effect on bearing capacity of existing asphalt pavement and structural evaluation method, by field test on asphalt pavement with volcanic ash sand subgrade of CBR 6 and FEM analysis. The following result were obtained. The service life of existing asphalt pavement can be increased longer than design life in new construction by compaction grouting and the improvement style of existing subgrade can be designed using the structural evaluation method by FEM analysis.