

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

尾本 志展¹・丸山 暉彦²

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

²正会員 工博 長岡技術科学大学教授 建設系(〒940-21 新潟県長岡市上富岡町1603-1)

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、路床・路盤の支持力不足を想定した舗装断面を対象に、FEM解析により舗装支持性能の増強効果について、路床改良効果に及ぼす各種影響要因とも併せて検討した。その結果、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や、車線内における柱体の配置型式や路床内における柱頭位置が路床改良効果に最も大きな影響を及ぼす要因であることを確認した。

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

1. はじめに

アスファルト舗装の構造的な破損は、アスファルト層と路盤層の支持力が交互に順次低下しながら進行し、特に路床の支持力が小さい場合には路盤層の支持力低下を早めるため、舗装は早期破損を招く¹⁾。したがって、構造的に破損した既設舗装を修繕する場合には、在来路床を強化しておくことが、路床支持力を高めるだけでなく路盤の強度維持にもつながることから、修繕後の舗装寿命を延ばすうえで必要である。しかし、今日の補修工事では、舗装発生材の処分や沿道環境の悪化などが深刻な問題となっており、従来工法のように大規模な打換えを行い路床を改良することは極めて困難であるのが実状である。

このため、既設舗装の路床を強化する場合、資源や沿道環境の保全を図るためには、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、当該工法として、注入工法の1つであるコンパクショングラウチング工法²⁾を利

用した方法を考え、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の検討を進めている^{3), 4), 5)}。

この工法では、車線内において柱体を一定間隔で路床に設けることになるため、路床改良効果はその改良形式(柱体の配置、間隔、大きさ、強度、注入深さなど)によって異なってくるとともに、形成する柱体の形状によっても影響されると考えられる。また、路床改良効果によって得られる舗装支持性能の増強効果は、既設舗装の支持性能や在来路床のCBRによっても左右されるものと考えられる。

そこで、本研究では、FEMによる構造解析により、路床・路盤の支持力不足を想定した舗装断面を対象に、これら各種要因の路床改良効果に及ぼす影響度合いと各種舗装断面における舗装支持性能の増強効果について検討を行った。

本報文は、これらの検討結果について報告するものである。

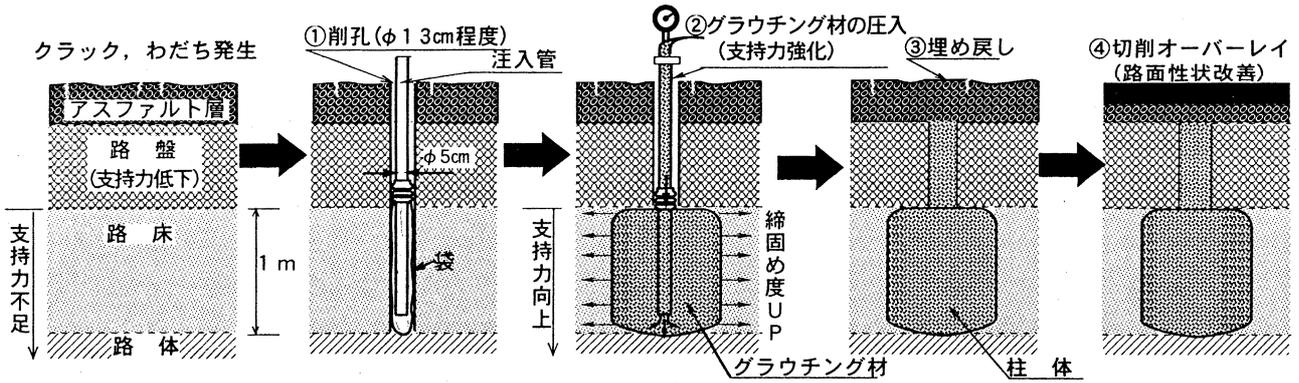


図-1 コンパクショングラウチングによる現位置路床強化工法の概略図

表-1 解析条件 (改良形式と載荷位置)

柱体の配置と 載荷位置	① 2列格子型配置 X/2	② 3列千鳥型配置 X/2
	(A)点: 4柱体中央	(B)点: 縦列2柱体中央
縦間隔 Y	① 1.0, 1.5, 2.0 m ② 1.2, 1.5, 2.0 m	
横間隔 X	1.2, 1.5, 1.9 m	
柱体長 L	0.5, 1.0, 2.0 m	
柱体の E	弾性係数: 2000, 8000, 40000 (kgf/cm ²)	
柱体の直径 D	60, 50, 40, 30 cm	
柱頭位置	路床上面からの深さ: 0, 25, 50 cm	
柱体の形状	円柱体, 先細りのある柱体	

[注] 1) 下線部は標準的な解析条件に相当

2) 横間隔 1.9 m は道路構造令での設計車両の左右タイヤ中心間隔に相当

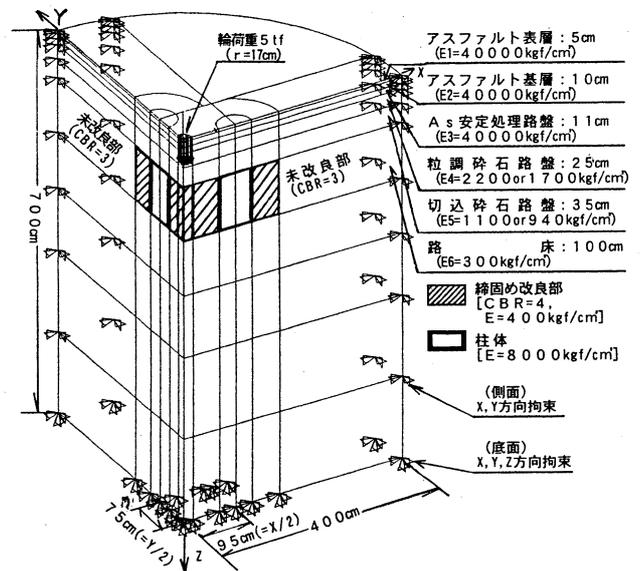


図-2 FEMにおける解析対象モデルの一例

2. 路床改良効果に及ぼす影響要因の検討

(1) 解析の概要

本工法は、前述したように、図-1 に示すような方法により一定間隔で柱体を形成することで、在来路床を強化し既設舗装の支持性能を向上させようというものである。また、ひびわれやわだち掘れなどで損傷した路面性状は、柱体形成後に必要に応じて表層または基層までを切削オーバーレイすることにより修繕しようというものである。

この場合、本工法により得られる土の締固め効果は在来路床の CBR により⁴⁾、また柱体の支持抗効果は柱体の寸法(長さ、径)や形状と強さによって異なり、両効果を合わせた路床の改良効果は車線内における柱体の配置型式や間隔あるいは路床内における設置深さ(柱頭位置)によって異なってくるも

のと考えられる。

そこで、本解析は、路床改良効果に及ぼす影響要因に、車線内における柱体の配置型式、縦方向(車両の進行方向)と横方向の間隔、柱体の長さ、直径、弾性係数、柱頭位置、形状の8つを取り挙げ、路床・路盤の支持力不足を想定した既設舗装(D交通・設計 CBR4 の層構成)を対象に、表-1 に示す解析条件のもとで行った。

なお、柱体の配置型式を除く他の7つの影響要因については、解析では順次1つだけを変数として取り扱い、変数とした以外の要因は同表に示す標準的な解析条件(下線部の条件)に固定して解析を行った。また、本工法で路床改良した場合には、舗装の力学的挙動は交通荷重の作用位置によって異なる⁵⁾ため、載荷位置は、同表に示したようにその改良効果が最小となる最もクリティカルな箇所(柱体から

最も遠く離れた箇所)を解析対象とすることにした。

解析は、10 節点の等方性四面体要素を用い、載荷点を原点とする三次元面対称で、図-2 のような線形有限要素モデル (半径 4m, 深さ 7m) を解析条件に応じ適宜作成し行った。輪荷重や舗装各層の弾性係数はどの解析条件においてもすべて図に示す値のとおりとし、路床の CBR は支持力不足を想定して設計値より小さな 3 とした。なお、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 が新設時 (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、次式⁶⁾より算出したものである。

$$a_i = 0.315 \text{Log}(E) - 0.737 \quad (1)$$

ここに、 a_i : 路盤層の等値換算係数

E : 路盤層の弾性係数 (kgf/cm^2)

また、グラウチング材の圧入時に得られる土の締め固め効果は、CBR やレジリエントモデュラス M_r の増強範囲と程度に関して検討した既往実験結果⁴⁾をもとに、柱体周囲 50cm の CBR を 4、弾性係数を 400 (= 100CBR) とすることで考慮した。

(2) 解析結果および考察

a) 柱体の配置型式

図-3 は、載荷点直下における鉛直圧縮ひずみの深さ方向分布の解析結果の一例を示したものである。

同図をみると、本工法で路床改良した場合、路床上面の圧縮ひずみが改良前に比べ大きく低減されていることがわかる。また、その低減効果は、柱体の配置型式によってかなり異なり、密に配置された 3 列千鳥型配置の方が 2 列格子型配置の場合よりも大きくなる結果となっている。このことから、路床改良効果は、車線内における柱体の配置型式により大きな影響を受けることが確認できた。

b) 柱体の縦方向および横方向の間隔

図-4 と図-5 は、それぞれ縦方向の間隔、横方向の間隔と載荷点直下における路床上面圧縮ひずみ (以下 ϵ_z) の低減量 (改良前と改良後の ϵ_z の差) との関係を示したものである。

両図をみると、どちらの柱体配置型式の場合も、 ϵ_z は縦方向および横方向の間隔を短くするほど大きく低減される結果となっている。ただし、2 列格子型配置でみれば、 ϵ_z をより大きく低減させるためには、柱体間隔を短くするよりも 3 列千鳥型配置にした方が効果的であることがわかる。このことから、路床改良効果に及ぼす影響は、柱体の配置型式の方が当該間隔よりも大きいことが確認できた。

なお、図-4 をみると、 ϵ_z は、2 列格子型配置では縦間隔を短くするとほぼ一定の値 (50cm あたり

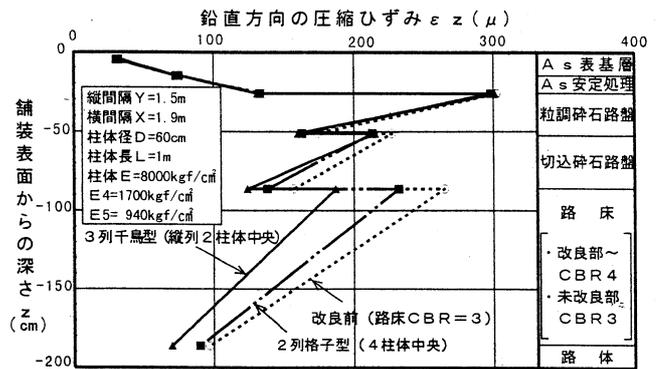


図-3 載荷点直下における鉛直圧縮ひずみの深さ方向分布の一例

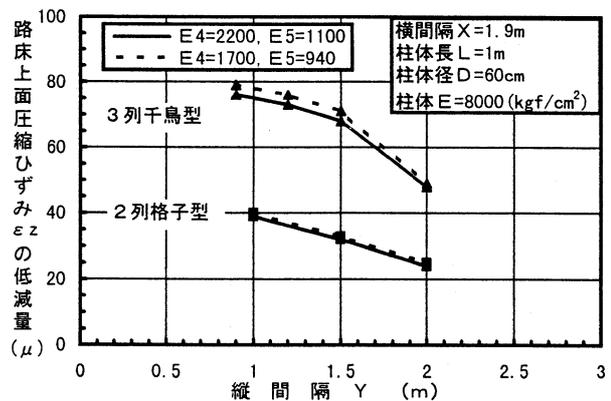


図-4 縦間隔と路床上面圧縮ひずみの低減量との関係

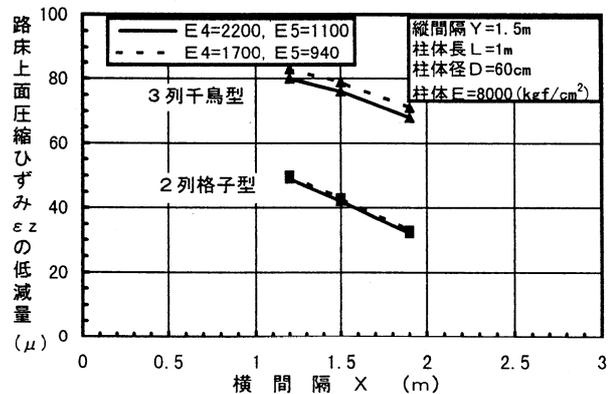


図-5 横間隔と路床上面圧縮ひずみの低減量との関係

8 μ 程度)で減少していくが、3 列千鳥型配置では縦間隔を 1.5m 以下としても 2m から 1.5m へと短くした場合 (低減度合いは 50cm あたり 20 μ 程度)ほど大きく減少しない結果となっている。したがって、縦間隔は、施工で予想される柱体間隔の影響 (縦間隔が短かすぎると隣接した柱体の土の締め固め効果の影響により所定径の柱体を形成しにくいと考えられる)をも考慮すれば、概ね 1.5m 程度とすればよい

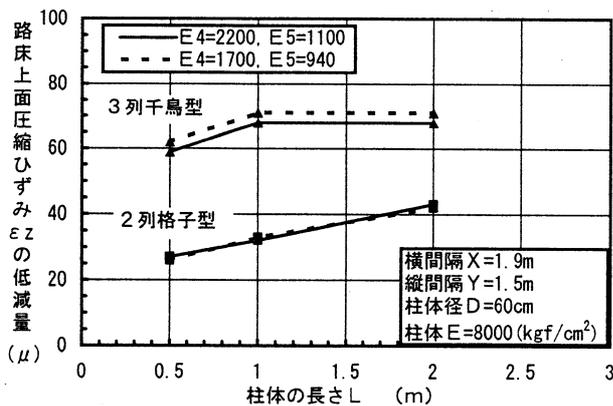


図-6 柱体の長さで路床上面圧縮ひずみの低減量との関係

表-2 形成可能な柱体の直径と路床の CBR との関係 (関東ローンを対象とした既往実験結果)⁴⁾

CBR2	CBR3	CBR4	CBR6
略 70cm	略 60cm	略 50cm	略 40cm

と判断できる。なお、車線内における横間隔は、基本的には車線の幅員と車輪走行位置頻度等を考慮して決定すればよいと考える。

c) 柱体の長さ

図-6 は、柱体の長さで ϵ_z の低減量との関係を示したものである。同図をみると、 ϵ_z は、2列格子型配置では、柱体長を長くしていくと一定の値 (50cm あたり 5 μ 程度) で減少していくが、その低減度合いは柱体間隔の場合と比べると小さい結果となっている。また、3列千鳥型配置では、 ϵ_z は 1m 以上になると変わらない結果となっている。

これらのことから、柱体長の路床改良効果に対する影響は柱体間隔よりもやや小さく、注入時間などの施工性を考慮すれば概ね 1m 程度とすればよいと判断できる。

d) 柱体の直径

図-7 は、柱体の直径で ϵ_z の低減量との関係を示したものである。同図をみると、 ϵ_z は、柱体の直径を大きくしていくと柱体の配置型式によらずほぼ同じように一定の値 (10cm あたり 6 ~ 8 μ 程度) で減少する結果となっている。また、その低減度合いは柱体の間隔とほぼ同じ程度となっている。

これらのことから、路床改良効果に対する影響は柱体の間隔とほぼ同じ程度であり、また ϵ_z をより

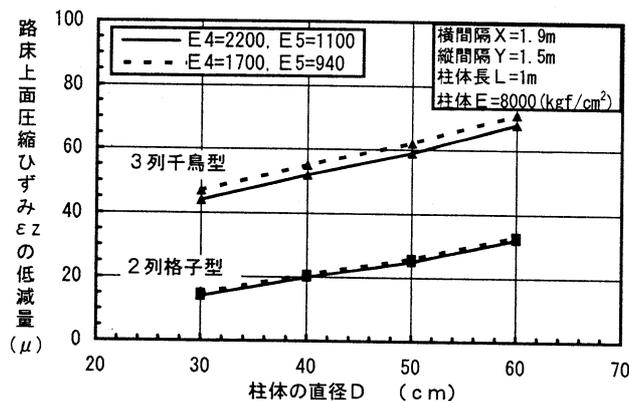


図-7 柱体の直径で路床上面圧縮ひずみの低減量との関係

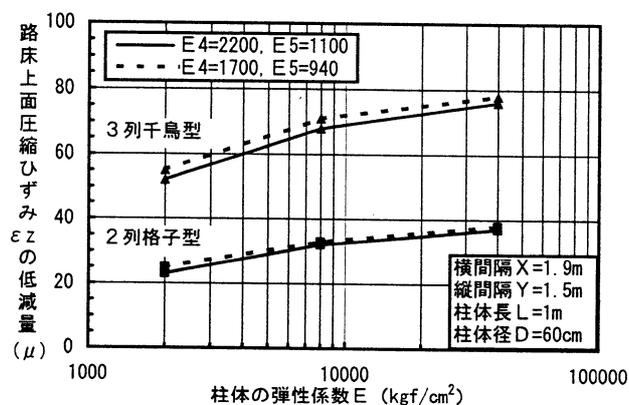


図-8 柱体の弾性係数で路床上面圧縮ひずみの低減量との関係

大きく低減させるためには、柱体の直径は、在来路床の CBR に応じ最大限大きくすることが効果的であることが確認できた。したがって、形成可能な柱体の直径と路床 CBR との関係は表-2 に示すような結果が既往実験より得られている⁴⁾ので、柱体の直径はこの結果などを考慮して決定すればよいと考える。

e) 柱体の弾性係数

図-8 は、柱体の弾性係数で ϵ_z の低減量との関係を示したものである。同図をみると、 ϵ_z は柱体の弾性係数を大きくすると減少することがわかる。ただし、その低減度合いは、当該弾性係数を 2000 kgf/cm² から 8000kgf/cm² へと増大させた場合には比較的大きくなる (2列格子型配置で 9 μ 程度、3列千鳥型配置で 16 μ 程度) のに比べ、8000kgf/cm² から 40000kgf/cm² と大幅に増大させてもそれほど大きくならない (2列格子型配置で 5 μ 程度、3列千鳥型配置で 8 μ 程度) 結果となっている。

このことから、 ϵ_z をより大きく低減するうえで

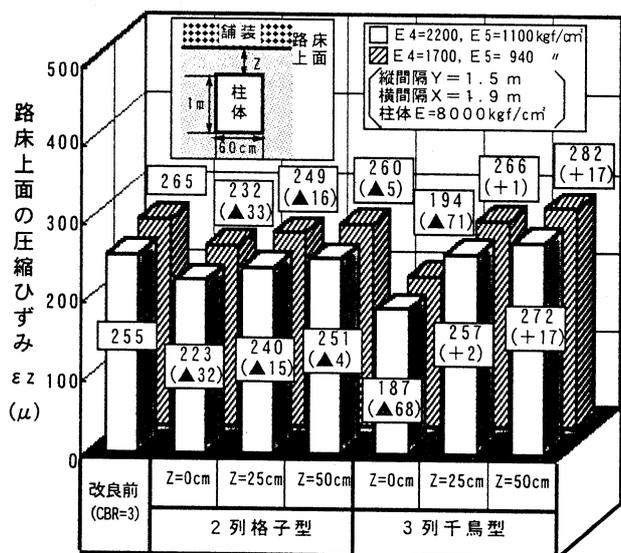


図-9 路床内における柱頭位置の路床上面圧縮ひずみに及ぼす影響

は、柱体の強度を必要以上に高めてもそれほど効果的ではないことがわかった。したがって、柱体の弾性係数は、路床改良効果からすれば概ね 8000kgf/cm² 程度でよいと判断できる。

f) 路床内における柱頭位置

図-9 は、路床内における柱頭位置と ϵ_z との関係を示したものである。

同図をみると、 ϵ_z の低減量（括弧内の値）は、路床上面から柱体頭部までの深さ Z が増すほど小さくなっていき、2列格子型配置では柱頭位置が路床上面下 50cm ($Z = 50$ cm) にもなると ϵ_z の低減効果はほとんどなくなり、3列格子型配置では柱頭位置が路床上面下 25cm ($Z = 25$ cm) より下になると逆に ϵ_z は改良前よりも増加してしまう結果となっている。このことから、路床内における柱頭位置の路床改良効果に対する影響が大きいことが確認できた。したがって、図-1 に示したように柱体の形状を制御するためにグラウチング材を袋内に圧入するように施工する場合には、形成する柱体の頭部が必ず路床上面の位置となるように十分注意することが非常に重要であると言える。

なお、3列千鳥型配置で ϵ_z が改良前より逆に大きくなるのは、柱体の位置が下がり未改良層の厚さがある程度増してくると、その直下にある強度の増した路床改良層の影響により、未改良層が改良前よりも大きく圧縮されてしまうためと推測される。

g) 柱体形状（先細りの影響）

図-10 と図-11 は、それぞれ柱体上部における先細り箇所の上端径（以下 R ）、長さ（以下 h ）と ϵ_z

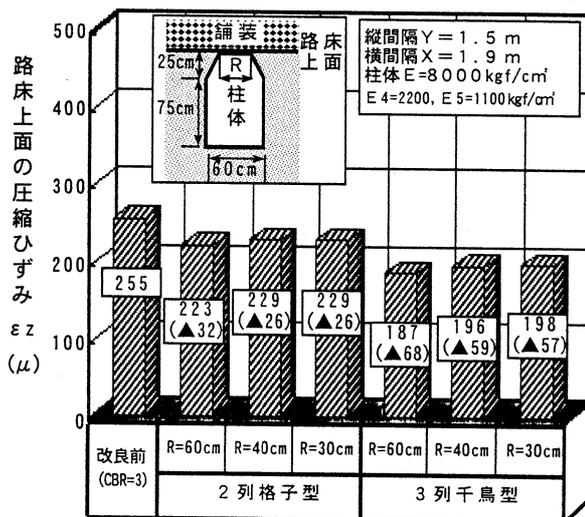


図-10 先細り径の路床上面圧縮ひずみに及ぼす影響

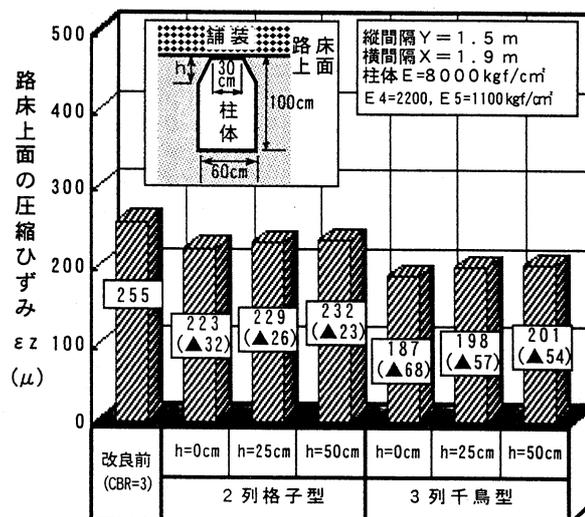


図-11 先細り長の路床上面圧縮ひずみに及ぼす影響

の関係を示したものである。

両図をみると、 ϵ_z は柱体の先細りの影響により（ R の減少および h の増加により）大きくなることがわかる。なお、今回解析した R と h の範囲内でみれば、 R が 40cm から 30cm へと、 h が 25cm から 50cm へと柱体の先細り程度が大きくなっても、 ϵ_z の低減効果は著しく損なわれない結果となっている。ただし、柱体の先細りがこれ以上著しくなると、当該低減効果はまた逆に薄れていくものと推測される。

図-12 は、柱体の上下部に先細りが生じた場合の ϵ_z の解析結果を示したものである。同図と図-10 を比較すると、 ϵ_z は、上部だけに先細りが生じた

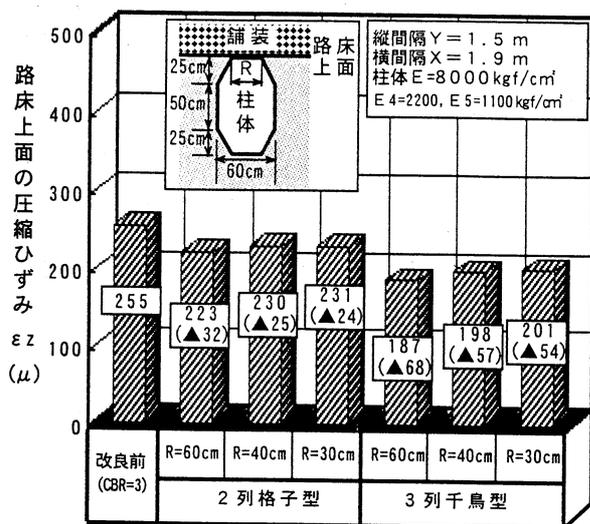


図-12 上下部先細りの路床上面圧縮ひずみに及ぼす影響

場合と上下部の両方に先細りが生じた場合とではほぼ同じ値となっている。

これらのことから、施工において柱体に先細りが生じた場合には、 ϵ_z の低減効果は多少小さくなるが、柱体下部における先細りの路床改良効果に対する影響はほとんどないことがわかった。したがって、施工では、特に柱体上部の径を所定通り確保することが重要であると言える。

なお、路床改良効果に対する柱体の先細りの影響は、図-9と比較してみれば、柱頭位置の影響よりもかなり小さい結果となっている。

3. 舗装支持性能の増強効果に関する検討

(1) 解析の概要

本検討は、路床・路盤の支持力不足を想定したCおよびD交通の設計CBR2～6の既設舗装断面を対象に行った。

解析では、舗装各層の弾性係数は2.の検討で用いた同じ値（粒状路盤層は前述したように等値換算係数が設計値より1割または2割減相当の値）とし、路床のCBRはそのばらつきを考慮して設計CBRと同じ値とした。解析対象とした既設舗装の残存 T_A （弾性係数と等値換算係数の関係^{6),7)}を用いて算出）と残存価値（残存 T_A と新設時断面の T_A との比）を表-3、表-4に示す。なお、修繕対象となる舗装では、残存価値の値は0.92が目安とされている⁸⁾。

また、柱体の配置型式は2列格子型配置と3列千鳥型配置の2つとし、2.の検討結果をもとに、縦方

表-3 解析対象とした既設舗装の残存 T_A と残存価値 (C交通)

設計 CBR	2	3	4	6				
設計 T_A	39.0	35.2	32.2	28.4				
残存 T_A	36.9	34.8	33.3	31.4	30.6	29.0	27.2	26.0
残存価値	0.95	0.89	0.95	0.89	0.95	0.90	0.96	0.92

表-4 解析対象とした既設舗装の残存 T_A と残存価値 (D交通)

設計 CBR	2	3	4	6				
設計 T_A	51.3	45.3	41.3	37.0				
残存 T_A	48.4	45.6	43.0	40.8	39.6	37.8	35.6	34.2
残存価値	0.94	0.89	0.95	0.90	0.96	0.92	0.96	0.92

表-5 解析に用いた柱体の直径と土の締固め効果の程度 (CBRの増強範囲と程度)

設計 C B R	2	3	4	6	
柱体の直径	70cm	60cm	50cm	40cm	
締固め改良部	柱周囲	50cm	50cm	20cm	20cm
	C B R	3	4	6	8

【注】改良前のCBRは設計CBRと同じ値

向間隔は1.5m、横方向間隔は1.9m、柱体の長さは1m、柱体の弾性係数は8000kgf/cm²（供用後の強度低下はなく一定）とした。柱体の直径と土の締固め効果の程度（CBRの増強範囲と程度）は、既往実験結果⁴⁾をもとに、路床のCBRに応じて表-5に示すとおりとした。

FEMによる構造解析は、2.の検討と同様に、10節点の等方性四面体要素を用い、載荷点を原点とす

る三次元対称の線形有限要素モデルを解析条件に応じ作成し行った。輪荷重は 5tf とし、その載荷位置は表-1 に示したように路床改良効果が最小となる最もクリティカルな箇所とした。

なお、当該箇所における路床改良後の 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、最もクリティカルな箇所を対象に、改良断面と比較断面の ϵ_z に関する解析結果をもとに路床改良後の CBR を求め、その後 T_A 式⁹⁾を利用して改良断面と新設時の断面（粒状路盤層の等値換算係数が低下していない設計断面）との累積 5tf 換算輪数比（以下 N_r ）を次式より算出することで行った。すなわち、 N_r が 1 以上となれば、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増強することが可能となり、改良後の舗装寿命を新設時の設計寿命以上に延ばすことができると判断することにした。

$$N_{5d} = \left(\frac{T_{Ad} \cdot CBR_d^{0.3}}{3.84} \right)^{6.25} \quad (2)$$

$$N_{5r} = \left(\frac{T_{Ar} \cdot CBR_r^{0.3}}{3.84} \right)^{6.25} \quad (3)$$

$$N_r = \frac{N_{5r}}{N_{5d}} \quad (4)$$

ここに、 N_{5d} : 新設時（設計）断面の累積 5tf 換算輪数

T_{Ad} : 新設時（設計）断面の T_A

CBR_d : 路床の設計 CBR (=改良前の CBR)

N_{5r} : 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) 解析結果および考察

a) 路床改良効果（CBR の増強効果）

図-13 と図-14 は、C 交通でそれぞれ既設舗装の残存値が略 0.95 と略 0.90 の場合における改良断面の ϵ_z の値を、比較断面の路床 CBR と ϵ_z と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。また、図-15 と図-16 は、D 交通における同様な解析結果を示したものである。

これらの図をみると、どの場合でも路床改良後の

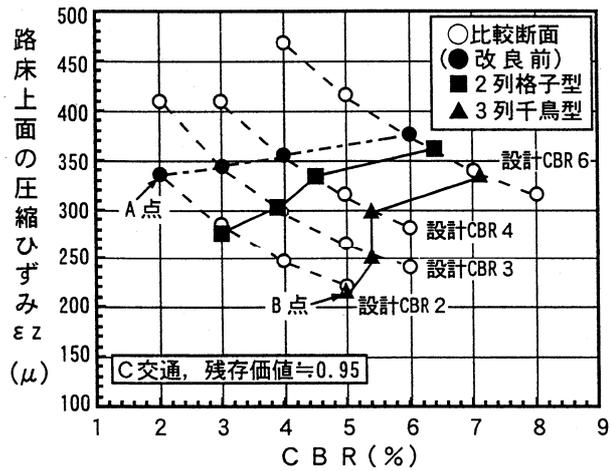


図-13 改良断面の ϵ_z および比較断面における CBR と ϵ_z との関係（C 交通、残存値 0.95 の場合）

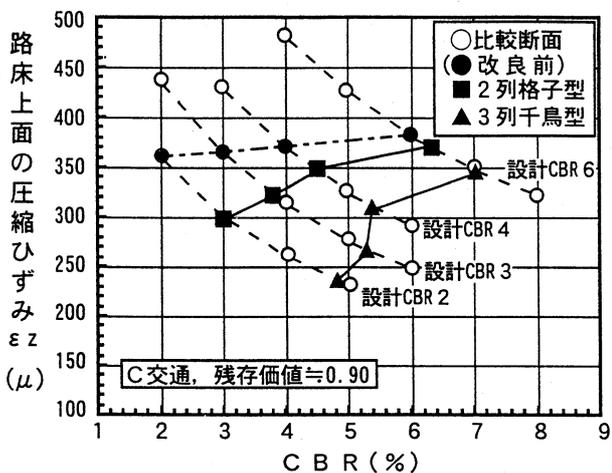


図-14 改良断面の ϵ_z および比較断面における CBR と ϵ_z との関係（C 交通、残存値 0.90 の場合）

ϵ_z は改良前よりも減少する結果となっている。そこで、こうした ϵ_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みると、例えば残存値が略 0.95 で C 交通・設計 CBR2 の舗装を 3 列千鳥型配置で路床改良した場合には、改良前は図-13 の A 点、改良後は同図の B 点に相当することから、当該箇所での CBR は改良前の 2 から 5 相当にまで増強されたとみなすことができる。

このような方法で当該箇所における路床改良後の CBR を求めた結果が、表-6 と表-7 である。

両表をみると、路床改良後の CBR は、交通量区分や残存値の違いに関係なく、どの設計 CBR（改良前の CBR）の場合でもほぼ同じ値を示している。また、CBR の増強程度は、改良前の CBR が小さい場合ほど大きくなっている。

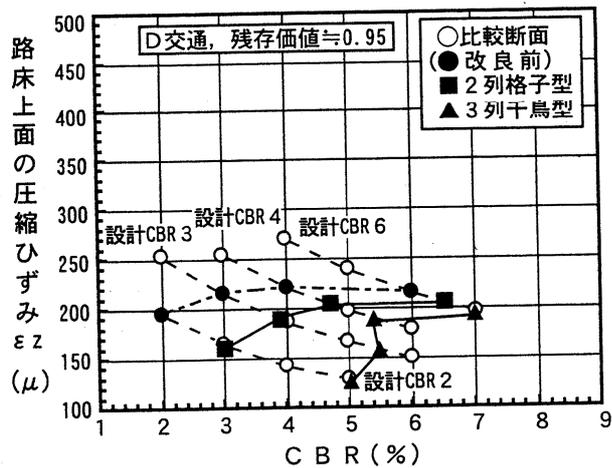


図-15 改良断面の ϵ_z および比較断面における CBR と ϵ_z との関係 (D 交通, 残存価値 ≈ 0.95 の場合)

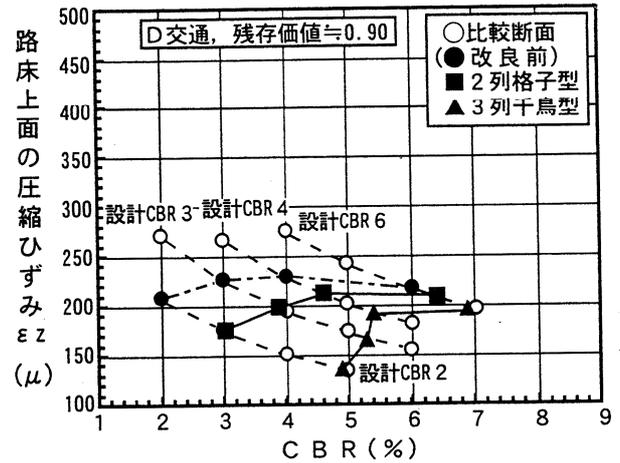


図-16 改良断面の ϵ_z および比較断面における CBR と ϵ_z との関係 (D 交通, 残存価値 ≈ 0.90 の場合)

表-6 最もクリティカルな箇所では評価した場合の路床改良後の CBR (C 交通)

改良前の CBR	2				3				4				6			
	略 0.95		略 0.90													
柱体配置型式	2列 格子	3列 千鳥														
改良後の CBR	3	5	3	4.8	3.9	5.4	3.8	5.3	4.5	5.4	4.5	5.4	6.4	7.1	6.3	7

表-7 最もクリティカルな箇所では評価した場合の路床改良後の CBR (D 交通)

改良前の CBR	2				3				4				6			
	略 0.95		略 0.90													
柱体配置型式	2列 格子	3列 千鳥														
改良後の CBR	3	5	3	4.9	3.9	5.5	3.9	5.3	4.7	5.4	4.6	5.4	6.5	7	6.4	6.9

これらのことから、CBR の増強効果は、既設舗装の支持性能 (残存価値) によらず改良前の CBR に大きく左右され、改良型式が同じであれば設計 CBR の小さな舗装断面を改良する場合ほど大きくなることわかった。これは、柱体の間隔が同じで

あれば、表-5 に示したように、路床の CBR が小さい場合ほど形成可能な柱体の直径や土の締固め範囲を大きくすることができ、このため柱体と締固め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する。

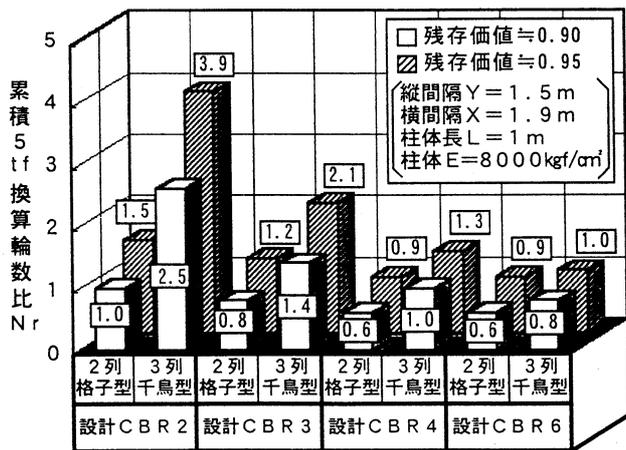


図-17 改良断面と新設時断面との累積 5tf 換算軸数比 (C 交通)

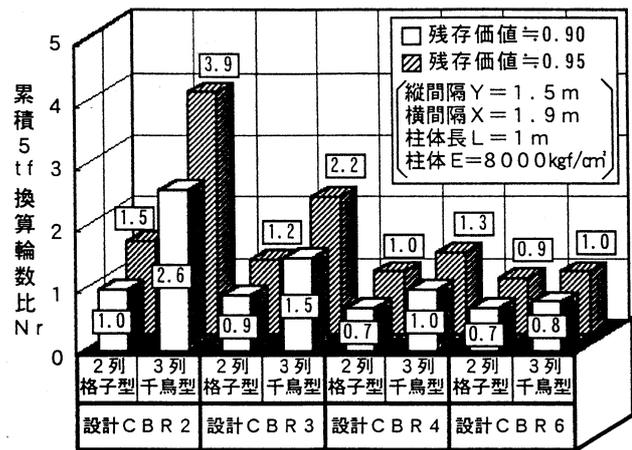


図-18 改良断面と新設時断面との累積 5tf 換算軸数比 (D 交通)

b) 舗装支持性能の増強効果

図-17 と図-18 は、表-6, 7 に示した路床改良後の CBR と式(2), (3), (4)とを用いて、C 交通と D 交通の場合における改良断面と新設時断面の累積 5tf 換算軸数比 N_r をそれぞれ求めた結果を示したものである。

両図をみると、C 交通と D 交通による N_r の違いはほとんどなく、3 列千鳥型配置では、残存価値が略 0.95 程度なら全ての断面において、また当該価値が略 0.90 程度なら設計 CBR6 の断面を除いて、 N_r はどれも 1 以上の値となっている。

このことから、本解析に用いた路床改良型式（柱体の縦方向間隔 1.5m, 横方向間隔 1.9m, 長さ 1m, 弾性係数 8000kgf/cm²）では、最もクリティカルな箇所でも評価しても、3 列千鳥型配置とすれば残存価値が 0.9 程度までの設計 CBR2 から 4 の既設舗装に対しては、その支持性能を新設時と同等以上にまで増強させることが可能であるとみなせる。したがって、これらの場合には、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、本工法により大規模な打換えをす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にまで延ばすことが確認できた。

なお、両図をみると、 N_r の値は、既設舗装の残存価値が大きい場合や設計 CBR が小さい舗装断面ほど大きくなっている。このことから、本工法における舗装支持性能の増強効果は、これらの要因に大きく影響されることがわかる。したがって、これらの要因に応じ適切な路床改良型式を選定することが既設舗装の支持性能を高めるうえで重要であり、特に設計 CBR6 の舗装に対しては、縦間隔を更に短く

し路床の改良範囲を広げるなどして路床改良効果をさらに高めていくことが必要であると言える。

4. 結論

本研究では、FEM による構造解析により、本工法における路床改良効果に及ぼす各種影響要因（車線内での柱体の配置型式、縦方向および横方向の間隔、柱体の長さ、直径、弾性係数、柱頭位置、形状）と舗装支持性能の増強効果に関して検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

(1) 路床改良効果に及ぼす影響要因について

a) コンパクショングラウチングにより路床改良した場合には、載荷点直下における路床上面の圧縮ひずみが特に大きく低減される。こうした路床改良効果に対しては、路床の改良型式に関する影響要因のなかでは、柱体の配置型式による影響が最も大きく、柱体の間隔や大きさ（長さ、直径）、弾性係数による影響はそれに比べると小さい。

b) 車線内における柱体の縦方向間隔や柱体の長さや弾性係数は、それぞれ 1.5m 以下、1m 以上、8000kgf/cm² 以上としても、路床改良効果に対する影響は小さい傾向にある。

c) 施工に関する影響要因のなかでは、柱頭位置（路床上面からの柱頭の深さ）による影響が極めて大きい。これに対し、柱体の先細りの影響ははるかに小さく、特に柱体下部の先細りは路床改良効果に対してはほとんど影響しない。

(2) 舗装支持性能の増強効果について

a) 本工法により在来路床を強化すれば、最もクリティカルな箇所でも評価しても、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により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。

- b) ただし、本工法における舗装支持性能の増強効果は、既設舗装の残存価値や在来路床の CBR に影響される。したがって、本工法により既設舗装の長寿命化を図るためには、経済性を考慮に入れながらこれらに応じた適切な路床改良形式を選定することが重要である。

5. おわりに

FEM による構造解析により、コンパクショングラウチング工法を利用して既設舗装の在来路床を強化すれば、そ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延ばすことが期待できることを見出した。今後は、適切な路床改良型式を決定するための設計法を構築していくとともに、舗装支持性能の増強効果を実路で検証していく予定である。また、路盤削孔部の埋め戻し材としては、施工性を考慮して締固め不要なグラウチング材の適用を考えているが、実路での検証の際にはその妥当性（粒状路盤材との剛性の違いによる舗装体への影響）についても併せて検討していく予定である。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 秋山敏行，大沢一美：コンパクショングラウチングによる建物の不同沈下修正，建築防災，pp.21-26, 1995,5.
- 3) 尾本志展，河野和之，溝渕優：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.
- 4) 尾本志展，溝渕優：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.
- 5) 尾本志展，丸山暉彦：既設アスファルト舗装の路床改良効果に及ぼす影響要因の検討，土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集，第 5 部，pp.122-123, 1997.
- 6) 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.
- 7) 井原務，井上武美，陶山武彦：アスファルト舗装の評価診断・修繕設計支援システムの開発，道路建設，No.520, pp.44-53, 1991.
- 8) 建設省道路局国道第一課，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.
- 9) (社)日本道路協会：アスファルト舗装要綱，1992.

REINFORCEMENT EFFECT ON BEARING CAPACITY OF ASPHALT PAVEMENT BY COMPACTION GROUTING AND INFLUENCE FACTOR

Shinobu OMOTO, Teruhiko MARUYAMA

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 the various influence factors on subgrade improvement effect and reinforcement effect on bearing capacity of existing asphalt pavement by FEM analysis. The following result were obtained. Placement style of the improvement column and its depth in subgrade largely affect on subgrade improvement and the service life of existing asphalt pavement can be increased longer than design life in new constructin by compaction grouting.