

# 現場性能試験に基づく軟弱地盤上道路の 建設費に関する考察

三浦哲彦<sup>1</sup>・藤川和之<sup>2</sup>・坂井晃<sup>3</sup>・浜武章<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 佐賀大学教授 低平地防災研究センター長 (〒840-8502 佐賀市本庄町1番地)

<sup>2</sup>正会員 工博 親和テクノ(株)佐賀支店技師長 (〒840-0811 佐賀市大財4丁目)

<sup>3</sup>正会員 工博 佐賀大学助教授 理工学部 (〒840-8502 佐賀市本庄町1番地)

<sup>4</sup>東京舗装工業(株)九州支店 営業部次長 (〒812-0037 福岡市南区玉川町6番6号)

軟弱地盤上に造られた道路では、不等沈下のために橋梁やボックスカルバートと周辺道路路面との境界で段差を生じ車両走行の妨げとなることが少なくない。このような段差は車両走行の快適性を損い、振動や騒音の発生源にもなるので、アスコンによるオーバーレイ補修が施される。本論文は、不等沈下を低減するための10種類の路床路盤工法に関する現場道路試験の結果について述べる。次に、初期建設費と段差補修費を加算した総建設費で性能評価を行うと、不等沈下を低減させる工法は従来工法よりも経済的であることを示す。これらの検討結果に基づいて、軟弱地盤上に設ける道路では路床路盤工に軽量化・強化・補強などの不等沈下対策を取り入れることが段差補修費を含めた総建設費の観点からは合理的であることを明らかにする。

**Key Words:** consolidation, differential settlement, lightweight material, maintenance, pavement, reinforcement, soft clay, stabilization, test road, total cost

## 1. まえがき

低平地における軟弱地盤上の道路は、一般に厚さが1mから3m程度の低盛土方式で施工されることが多い。これは盛土荷重による圧密沈下量を少なくすること、豪雨時の内排水を容易にすることなどを考慮してのことである。しかし、低盛土であるために交通荷重の影響を受けやすく交通解放後に沈下が長期間続くことになる<sup>1)2)</sup>。したがって、軟弱地盤上に築造される低盛土道路の設計、路面の平坦性等の維持管理においては、沈下に及ぼす交通荷重の影響について十分検討しておくことが重要である。

軟弱地盤上の道路の沈下の原因は、舗装体を含めた盛土荷重による圧密沈下、交通荷重による圧密沈下、地下水揚水等に起因する広域地盤沈下、の3つである。これらのうち、盛土荷重による沈下量と広域地盤沈下の量は比較的正確に推定することができる<sup>3)</sup>。交通荷重による圧密沈下量の推定については、先に現場の観測データの解析に基づく方法を提案した<sup>4)5)</sup>。すなわち、供用開始してから25年経過した国道における現場調査と築造後数

年の佐賀空港へのアクセス道路において沈下の実態調査を行い、これらを解析して交通荷重による沈下量の推定法を報告した。これらの3つの原因による道路の残留沈下量を知ることによって軟弱地盤上の道路舗装工法の合理的な設計法を提案することができる。本論文では、まず、合理的な路床路盤工法を模索するために、従来から使われている工法と新しい工法の合計10種類について、佐賀県道において試験道路を施工し、それらの性能について比較検討した<sup>6)</sup>。

次に、これらの10種類の道路の残留沈下量に基づいて、これと杭支持されたボックスカルバートとの段差をアスファルトコンクリートで補修するための費用を算出し、初期建設費との合計で比較した場合に、いずれの路床路盤工法が合理的であるかを評価する。

## 2. 試験道路の施工

### (1) 試験道路の目的

軟弱地盤上に造られる低盛土道路の不等沈下被害を抑

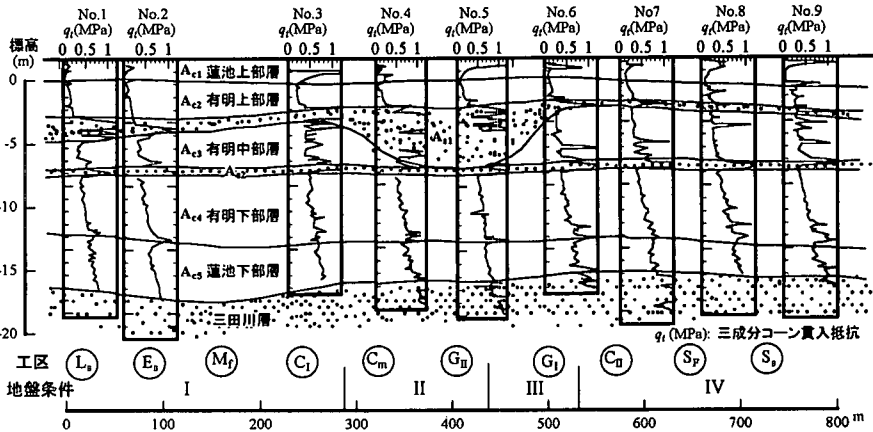


図-1 三成分コーン貫入試験による地層断面図

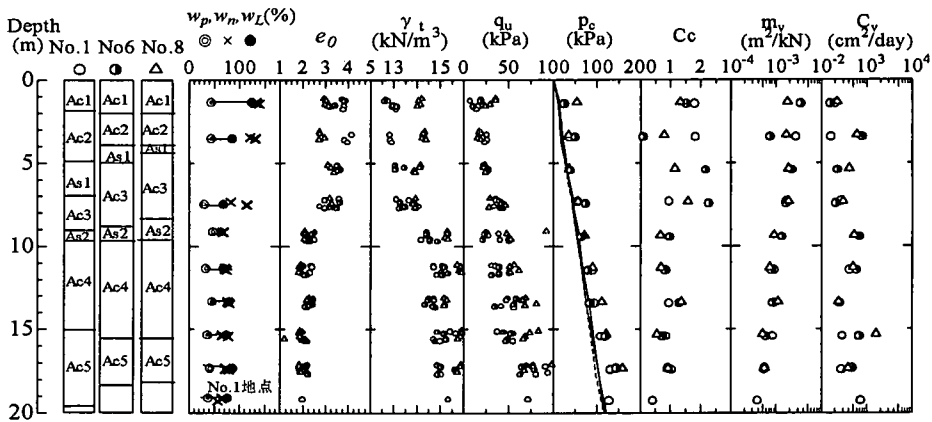


図-2 試験道路を行った地盤の土質特性図

制するためには、プレロード工法を除くと、一般盛土部では軽量化・強化・補強工法が考えられる。また段差発生を緩和するためには、横断構造物には浮基礎や段差緩和の工法を適用することが考えられる。この他にも軟弱地盤対策工法として、深層混合処理工法、サンドコンパクションパイル工法、圧密促進工法等があるが、対象が低盛土道路であるので本論文では検討から除いている。本試験道路は、このような種々の工法を同一地盤、同一荷重の条件のもとで比較することで、各路床路盤工法の性能を評価し、段差補修費を含めた総建設費について考察することを目的としたものである。

(2) 地盤条件

佐賀県道(相応津・諸富線:佐賀県佐賀郡川副町)の試験区間において、9箇所の三成分コーン貫入試験を行った。この三成分コーン貫入試験による調査の結果は、図-1に示すとおりである。5層の粘性土が堆積しており、それらの境界には薄い砂層が介在している。測点No.4~

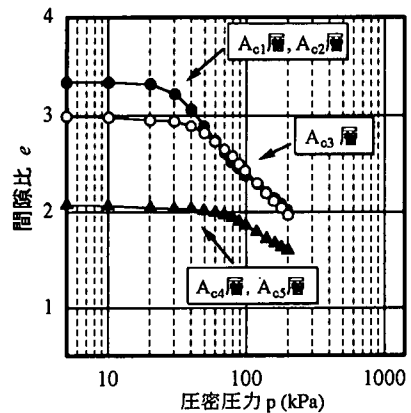


図-3 3つの圧密層の代表的  $e$ - $\log p$  曲線

No.5にかけては砂層であるAs<sub>1</sub>層が厚いことが特徴的である。三成分コーン貫入試験の結果により、As<sub>1</sub>、As<sub>2</sub>の2層の砂層は排水層として有効であると判断した。図-1

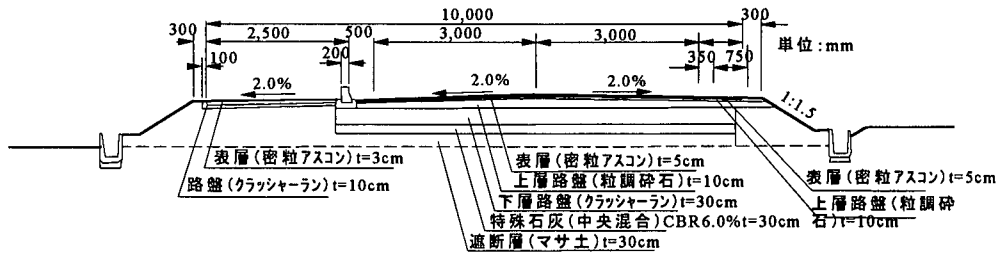


図-4 道路盛土の標準断面図

表-1 試験道路の概要と地盤条件

工法名と記号	対策工の詳細	対策部位	静的沈下抑制			発生材再利用	静的荷重 (kPa)	地盤条件
			軽量	強化	補強			
L <sub>s</sub> 生石灰工法	生石灰乾式混合 厚さ t=1.0m	路床	△	○	×	○	10.0	I
E <sub>s</sub> 軽量強化土工法	EPS ビーズ +セメント乾式混合 t=0.3+0.65m	路盤 路床	○	○	×	○	6.5	I
M <sub>f</sub> 多機能路盤工法	ガラスグリッド+気泡セメント t=0.3m セメント乾式混合 t=0.6m	路盤 路床	○	◎	◎	○	9.6	I
C <sub>I</sub> コラムスラブ工法(I)	セメント乾式混合 t=0.7m ソイルセメントコラム t=3.5m, φ=0.8m	路盤 路床	△	○	×	○	7.9	I
C <sub>II</sub> コラムスラブ工法(II)	セメント乾式混合 t=0.7m ソイルセメントコラム t=2.0m, φ=0.8m	路盤 路床	△	○	×	○	9.3	IV
G <sub>I</sub> ジョグリッド路盤工法(I)	ガラスグリッド1層 セメント乾式混合 t=0.6m	路盤 路床	×	×	○	×	8.9	III
G <sub>II</sub> ジョグリッド路盤工法(II)	ガラスグリッド2層 セメント乾式混合 t=0.6m	路盤 路床	×	×	○	×	9.5	II
S <sub>F</sub> 石灰工法	特殊石灰 まさ土 t=0.3m t=0.3m	路床	×	○	×	×	6.6	IV
S <sub>s</sub> 石灰浅層改良工法	特殊石灰 セメント乾式混合 t=0.3m t=1.5m	路床	×	○	×	×	12.5	IV
C <sub>m</sub> セメント浅層改良工法	セメント乾式混合 t=0.6m	路床	△	○	×	○	13.7	II

強化路盤(E<sub>s</sub>, M<sub>f</sub>, C<sub>I</sub>, C<sub>II</sub>)の圧縮強度 $\geq 980\text{kN/m}^2$ , 路床 CBR=7%(L<sub>s</sub>), 20%(E<sub>s</sub>, M<sub>f</sub>, G<sub>I</sub>, G<sub>II</sub>, C<sub>m</sub>), 80%(S<sub>F</sub>, S<sub>s</sub>), ガラスグリッドの強度=98kN/m<sup>2</sup>  
 EPS: 体積比 35.7%t<sup>-s</sup>( $\gamma=12.7\text{kN/m}^3$ ), ソイルセメントコラム: 強度 q<sub>u</sub>=1.70MN/m<sup>2</sup>(C<sub>I</sub>), 1.23MN/m<sup>2</sup>(C<sub>II</sub>), 改良率 25.7%(C<sub>I</sub>), 35.9%(C<sub>II</sub>)  
 混合量: L<sub>s</sub>(路床 0.96kN/m<sup>3</sup>), E<sub>s</sub>(路盤・路床 2.26kN/m<sup>3</sup>), M<sub>f</sub>(路盤 3.38kN/m<sup>3</sup>, 路床 1.10kN/m<sup>3</sup>), C<sub>I</sub>(路盤 1.37kN/m<sup>3</sup>, 路床 2.00kN/m<sup>3</sup>),  
 C<sub>II</sub>(路盤 1.37kN/m<sup>3</sup>, 路床 1.40kN/m<sup>3</sup>), G<sub>I</sub>, G<sub>II</sub>, C<sub>m</sub>(路床 1.10kN/m<sup>3</sup>), S<sub>s</sub>(路床 0.69kN/m<sup>3</sup>)  
 軽量効果: ○: 軽量化 (現地盤土より軽く 12~13kN/m<sup>3</sup>), △: 準軽量化 (現地盤土より軽く 14~15kN/m<sup>3</sup>), ×: 非軽量化 (18~19kN/m<sup>3</sup>)  
 沈下抑制効果: ◎: 効果大, ○: 効果小, ×: 効果無

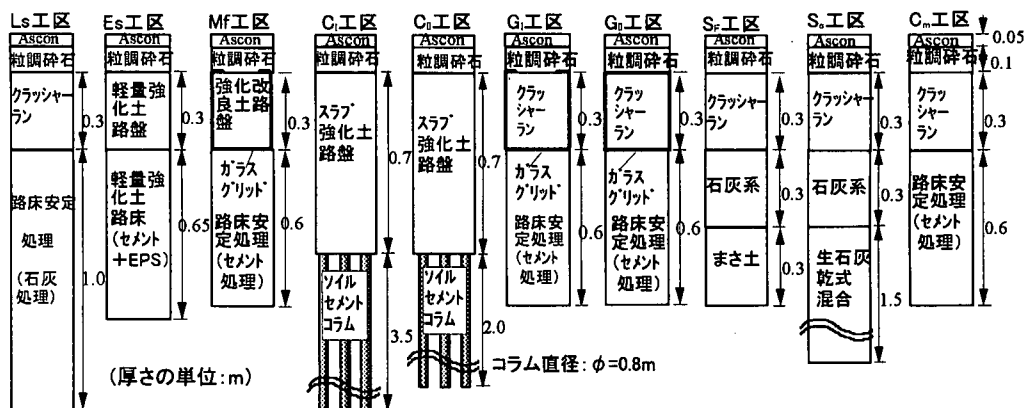


図-5 試験道路10工区の路床路盤構造

のNo.1, No.6, No.8の3地点においてサブリグと土質試験を実施し、図-2に示す土質特性を得た。各地点の地層は、No.1, No.6, No.8の順に、 $Ac_3$ の層厚が大きくなっている。また、圧密層である $Ac_1, Ac_2, Ac_3$ および $Ac_4, Ac_5$ の $e$ - $\log p$ 曲線は、各地点によって幾分異なるが、図-3にはそれらの代表曲線を描いている。

### (3) 舗装構成と荷重

原地盤の現場CBRは0.6%であった。道路構造はA交通を対象とし、路床の設計CBRは0.6%、TAは16とした。図-4に道路盛土の標準断面図を示す。

表-1は、軽量化と補強の効果を組み合わせた工法( $E_s$ (軽量強化土工法)、 $M_f$ (多機能路盤工法)、 $G_I$ (ジオグリッド路盤工法I)、 $G_{II}$ (ジオグリッド路盤工法II)、ソイルセメントコラムとスラブを組み合わせた工法( $C_I$ (コラムスラブ工法I)、 $C_{II}$ (コラムスラブ工法II))、従来工法としての生石灰およびセメントを用いた工法( $L_s$ (生石灰工法)、 $C_m$ (セメント浅層改良工法))、および特殊石灰を用いた工法( $S_f$ (石灰工法)、 $S_s$ (石灰浅層改良工法))の概要と、目的とする効果を示したものである。各工法の構造を図-5に示す。

図-1から明らかなように、各地層の層厚は各工区によって異なる。そこで、三成分コーン貫入試験の結果を参考にして、表-1の右欄に示すように地盤条件をI~IVの4種類に分類し、併せて各工法の路床・路盤を含む舗装体の静的荷重の大きさを示した。地盤条件IIは $As_3$ 層が堆積した後に水路が形成され、そこに砂が堆積した場所であり、 $Ac_3$ 層が欠如している区間である。このように地盤条件が異なることから、観測された沈下量の解析には地盤条件に対する補正が必要である。

## 3. 観測結果と性能評価

### (1) 沈下観測結果

各工区の時間沈下曲線は、図-6のとおりであった。各工区とも100日経過した段階で沈下が急増加しているが、この境界が交通解放した時期に当たる。 $S_f, S_s$ 工区の沈下量は、地盤条件が悪いこともあって、他の工区に比べて大きな値を示している。交通量調査は、7:00~19:00の間に行った。この時間内の全交通量は2344台であり、大型車混入率は7.4%(173台)であった。

### (2) たわみ計測結果

#### a) ベンケルマンビーム試験

図-7にベンケルマンビーム試験によるたわみ量の測定結果を示す。第1回目の測定は舗装完了直後に行った

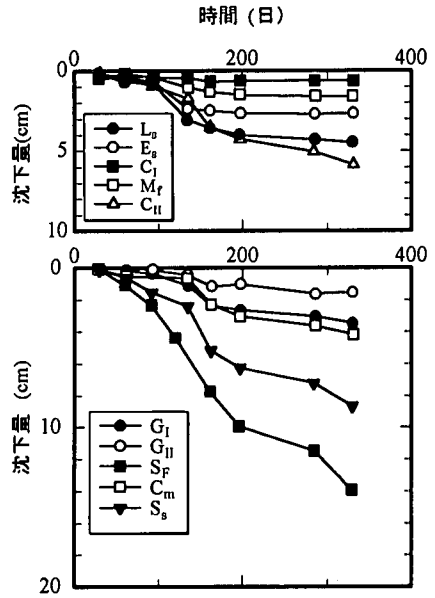


図-6 試験道路各工区の沈下量の観測値

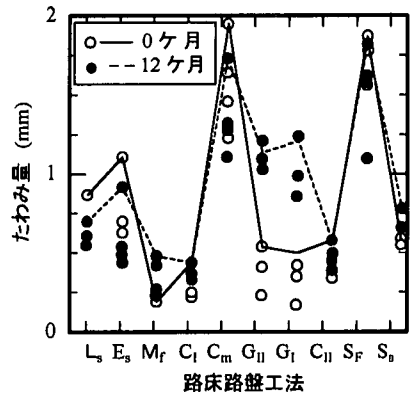


図-7 ベンケルマンビーム試験結果

もので、第2回目は1年後の測定結果である。 $G_I, G_{II}$ 工法では、施工直後には0.35mm程度のたわみであったが、1年後には1mmを越えるようになった。この2工法を除くと、測定値に多少ばらつきはあるものの、施工直後と1年後のたわみ量の傾向に大きな差はない。

ベンケルマンビーム試験の値を舗装性能に直接的に結びつけることはできないが、たわみ量が大きければ舗装体の強度が低く、破損し易いことは明らかである。A交通の道路において、補修を必要とするベンケルマンビームたわみ量1.0mmを越えている工法は $S_f, C_m, E_s, G_I, G_{II}$ の5つである。 $L_s$ の生石灰工法は、 $C_m$ のセメント浅層改良工法より路床改良厚さが40cm厚いことから、 $C_m$ 工法よりたわみ量が少ない。 $G_I, G_{II}$ 工法も $C_m$ 工法

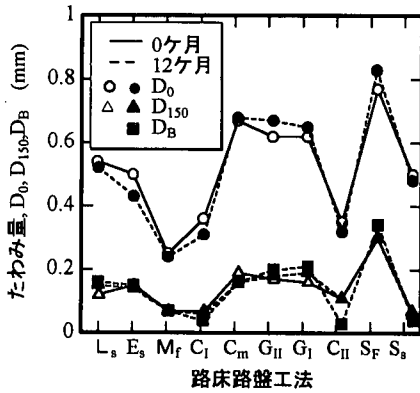


図-8 FWD 試験結果

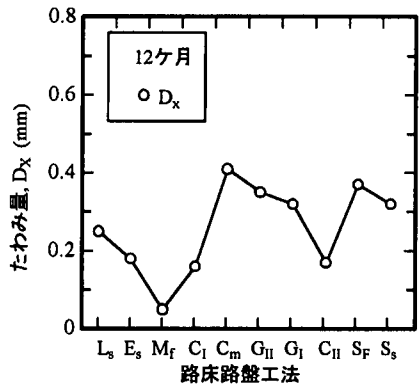


図-9 各工区の路床・路盤のたわみ

に加えてジオグリッドを補強している効果がみられる。M<sub>r</sub>工法やS<sub>s</sub>工法、さらにC<sub>1</sub>、C<sub>11</sub>工法は、たわみ量が小さい。とくに、C<sub>11</sub>、S<sub>s</sub>工法のように、地盤条件が悪い領域にもかかわらず小さいたわみ量でおさまっているのは、路床の厚さが大きく影響していると考えられる。

#### b) FWD 試験

FWD (Falling Weight Deflectometer) は、路面上に荷重円盤を置き、その上に重錘を落下させて路面に衝撃(荷重5t)を与え、道路を振動させるものである。この振動を荷重直下とその周辺に設置された5個の変位センサーによって計測し、路面のたわみ特性を求める。ここで、荷重載荷点直下のたわみをD<sub>0</sub>とする。そこから半径方向(縦断方向)へ20cm離れた地点におけるたわみをD<sub>20</sub>とし、以下45cmでD<sub>45</sub>、90cmでD<sub>90</sub>、150cmでD<sub>150</sub>とする。

路面に加えられた荷重の影響範囲を考えると、荷重の中心から離れたところにおけるたわみは、下の方にある層の弾性圧縮量に依存し、上の方にある層の寄与は小さくなると考えられる。逆に荷重点でのたわみは、すべての層の弾性圧縮量により生じていると考えられる。このような機能を有することから、FWDの測定値と多層構造計算を組み合わせれば、路床だけでなく路盤などの劣化度合いも推定することが可能であるとされている<sup>7),8)</sup>。

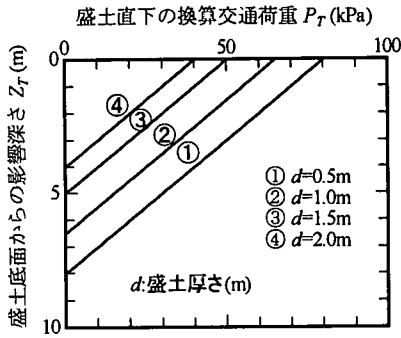
FWD試験の結果のうち、荷重直下(D<sub>0</sub>)と1.5m離れた点(D<sub>150</sub>)について示すと図-8のとおりである。D<sub>0</sub>とD<sub>150</sub>の関係は相似形であり、1年間供用後もほとんど同じである。また、D<sub>0</sub>と先述のベンケルマンビーム試験のたわみ量は、各工法で同じような傾向を示していることがわかる。ただし、ベンケルマンビーム試験のたわみ量に比べると、D<sub>0</sub>のたわみ量は少ない。地盤条件が悪いC<sub>11</sub>、S<sub>f</sub>、S<sub>s</sub>工法についてみると、C<sub>11</sub>、S<sub>s</sub>工法のたわみ量は少なく、S<sub>f</sub>工法で大きいことはベンケルマンビーム試

験と同様である。

図-8のように、一般には、D<sub>0</sub>とD<sub>150</sub>で整理されるが、今回の試験においては、各工法の路盤+路床の厚さが異なる。したがって、D<sub>150</sub>をもって路床下の地盤のたわみ量とすることはできない。そこで、荷重の伝達が路面に対して45°の角度で広がると仮定し、各工法の路盤+路床の厚さB(cm)に対応するたわみ量D<sub>B</sub>を求めると、図-8の■印に示すとおりである。このD<sub>B</sub>は改良路床下の原地盤のたわみ量を示していることになる。S<sub>f</sub>工法の路床下地盤のたわみ量は、0.33mmと最も大きく、路盤+路床の厚さがほぼ同じであるE<sub>s</sub>、C<sub>m</sub>、G<sub>11</sub>、G<sub>1</sub>工法に比べて、より軟弱であることが分かる。これに対して、S<sub>f</sub>工法と同様に地盤条件がIVでより軟弱であるC<sub>11</sub>、S<sub>s</sub>工法では、路床下のたわみ量は0.03、0.04mmと1オーダー小さい値となっている。この理由は、C<sub>11</sub>工法の路盤+路床厚さが2.85m、S<sub>s</sub>工法では2.25mとS<sub>f</sub>工法(1.05m)の2倍以上の深さがあり、表面近くの最も軟弱な層が確実に改良されていることに起因していると考えられる。すなわち、軟弱地盤上の道路においては、路盤+路床の強度を高くするよりは、路床厚さを増すことによって、構造全体のたわみ量を少なくする方法の方が効果を発揮する場合のあることがわかる。

#### (3) 試験道路の測定結果に基づく評価

試験道路を築造してから12カ月間の観測データに基づく中間的な評価として、次のことがいえる。各工法の下層路盤+路床のたわみ量D<sub>x</sub>は、近似的に、D<sub>0</sub>(荷重直下のたわみ量)からD<sub>B</sub>(路床下地盤のたわみ量)とD<sub>0</sub>\* (杭支持されたボックスカルバート上の測定から求めたアソコ+上層路盤のたわみ量)を差し引いた値を用いて、相対的に比較検討することができる(D<sub>x</sub>≒D<sub>0</sub>-(D<sub>B</sub>+D<sub>0</sub>\*)。図-9に示すD<sub>x</sub>は、従来工法であるC<sub>m</sub>工法およびS<sub>f</sub>工法において、路盤+路床のたわみ量が最も大



図一 10 換算交通荷重の深さ方向分布

きい。生石灰で路床を 1.0 m 改良した  $L_s$  工法は、 $C_m$  工法の 0.6m 改良に比べてたわみ量が 0.15mm 小さくなっている。すなわち、40cm の改良厚さの効果は 0.15mm のたわみ量の低減になる。10cm 当たりでは約 0.04mm に相当する。

次に、ガラスグリッドで下層砕石路盤を補強した  $G_I$ ,  $G_{II}$  工法は、 $C_m$  工法に比べてたわみ量が約 0.05mm 少なくなっている。このことから、ガラスグリッドの効果は改良層厚に換算すると約 10cm に相当する。類似の効果は、ポリマーグリッド補強の路盤工法においても得られている<sup>9)</sup>。また、気泡セメントをガラスグリッドで包んだ  $M_f$  工法は最もたわみ量が少なく、 $E_s$  工法、 $C_I$ ,  $C_{II}$  工法がこれに次いでたわみ量が少ない。

#### (4) 交通荷重による沈下の抑制効果

沈下の実測値から、各工法の有する交通荷重による沈下の抑制効果について考察する。

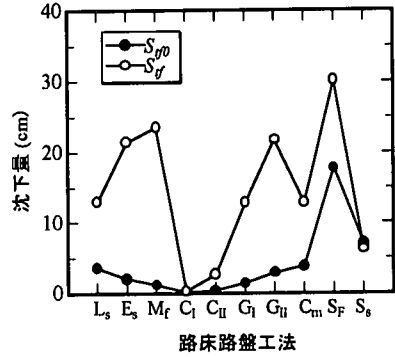
##### a) 影響深さを考慮した交通荷重の評価<sup>10)</sup>

筆者らは、佐賀平野における実態調査の結果から、交通荷重の影響深さは、盛土荷重の場合のように深くはなく、せいぜい 7~8m までであることを明らかにした。また、その結果に基づいて、道路表面の交通荷重ではなく盛土直下の換算交通荷重  $P_T$  に対する深さ方向分布をモデル化すると、図一 10 に示すように、実質の盛土厚さ (路床+路盤+表層・基層) をパラメータにして、近似的に三角形分布で表されることを提案した。この方法は、道路土工指針に示されている方法に比べて小さな沈下量を与えている。盛土直下の換算交通荷重  $P_T$  (kPa) は、盛土厚さ  $d$  (m) を用いて次式で表される。

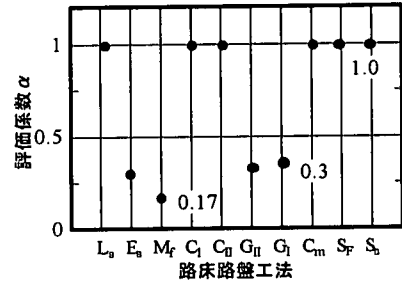
$$P_T = \exp(4.6 - 0.47d) \quad (1)$$

なお、交通荷重の影響深さ  $D_d$  (m) は、次式で表される。

$$Z_T = \exp(2.3 - 0.47d) \quad (2)$$



図一 11 交通荷重による実測沈下量  $S_{d0}$  と全沈下量  $S_{df}$



図一 12 各工法の評価係数  $\alpha$

##### b) 各工法の沈下抑制効果

各工法の交通荷重に対する沈下抑制効果は、次の方法で比較検討した。まず、交通荷重による実測沈下量  $S_{d0}$  は、図一 6 に示した沈下観測値から求めた。具体的には、舗装完了後供用開始まで 113 日放置しており、静的荷重が小さいことから静的沈下はほぼ終了しているとみなし、供用後の沈下量をもって交通荷重による実測沈下量  $S_{d0}$  とした。次に、a) で述べた換算交通荷重を用いて、交通荷重による全沈下量  $S_{df}$  を求めた。図一 11 に各工区の交通荷重による実測沈下量  $S_{d0}$  と全沈下量  $S_{df}$  を示す。

この交通荷重による全沈下量  $S_{df}$  には、地盤条件と盛土厚さの影響が考慮されてはいるものの、各路床路盤工法の強化・補強効果が反映されていない。したがって、すべての影響が反映されている実測沈下量  $S_{d0}$  とこの全沈下量  $S_{df}$  の比  $S_{d0}/S_{df}$  は、各路床路盤工法の沈下に及ぼす強化・補強効果を示していると考えられる。この効果を、従来工法である  $L_s$ ,  $C_m$  工法の沈下比  $(S_{d0}/S_{df})_{L_s, C_m}$  で基準化したときの評価係数  $\alpha$  (従来工法に対する沈下抑制率) を図一 12 に示す。

$$\alpha = (S_{d0}/S_{df}) / (S_{d0}/S_{df})_{L_s, C_m} \quad (3)$$

この評価係数により、従来工法の  $L_s$ ,  $C_m$  工法に対して、 $E_s$ ,  $G_I$ ,  $G_{II}$  工法の沈下抑制効果は約 3 割に、 $M_f$  工法は 2 割弱に抑制されることがわかる。

#### 4. 建設費に基づく路床路盤工法の評価

##### (1) 建設費と残留沈下量の関係

厚い軟弱地盤地帯で道路の沈下が生じた場合の被害を皆無にしようとする、その対策費用は非常に大きくなり、現実的でない。また、広域に地盤沈下が生じた場合に、道路だけを沈下させないようにすると、道路とそれ以外の地盤との間に段差が生じ、道路に付随して設置したガスや水道、下水道などのライフラインの機能に支障が生じる。このような道路施工による盛土部と構造物との段差や、民地の引き込み沈下に対しては、事前に防止対策を講ずることも可能である。例えば、段差防止には浮基礎等<sup>11)12)</sup>、また、民地の引き込み沈下の防止には矢板やソイルセメントコラムにより縁を切る方法が用いられている<sup>13)</sup>。

軟弱地盤上の一般盛土部においては、沈下をある程度許した設計が経済的である。その根拠は、図-13に概念的に示すように、軟弱地盤地帯の道路では、その初期建設費や供用後の補修費は、残留沈下量（供用後に生じる沈下量）と密接な関係があると考えられるからである。すなわち、残留沈下量の増大に伴って、初期建設費は一般に単調減少、補修費は単調増加すると考えられるから、両者を加えた総建設費が最小になる点が現れることが期待される。この費用最小点を考慮した設計を行うのが合理的であると考え。この場合、騒音や振動あるいは走行の快適さという面をも考慮に入れることが望ましいが、本論文では取り扱わず、今後の課題としたい。

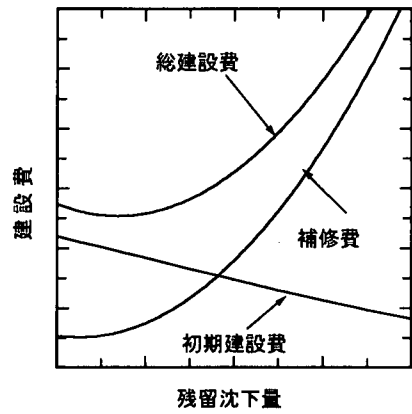


図-13 残留沈下量と建設費の関係（概念図）

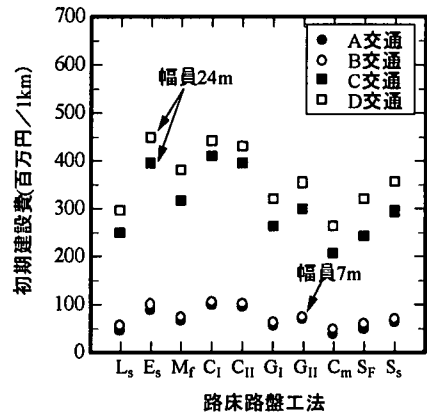


図-14 各路床路盤工法の初期建設費

##### (2) 初期建設費と残留沈下量の関係

###### a) 解析モデル

佐賀平野を念頭において低盛土道路の初期建設費、残留沈下量および段差補修費を算定した。地盤条件としては、粘土層厚を10mと20mの2種類について検討した。層厚10mの場合は、図-1を参照して、 $Ac_1+Ac_2$ 層、 $Ac_3$ 層をそれぞれ2.5m、 $Ac_4+Ac_5$ 層を5.0mとした。層厚20mの場合には、各層の厚さは10mの場合の2倍としている。排水層となる砂層は、粘土層厚の1/2の位置に設定したが、厚さはないものとした。各層の $e$ - $\log p$ 曲線は図-3を使用し、圧密係数 $C_v$ の値は、 $Ac_1 \sim Ac_3$ 層では $500 \text{ cm}^2/\text{day}$ 、 $Ac_4$ 、 $Ac_5$ 層では $800 \text{ cm}^2/\text{day}$ とした。また、地下水位は、 $GL-1.0\text{m}$ とし、各層の湿潤密度 $\gamma_s$ は、 $Ac_1 \sim Ac_3$ 層は $14 \text{ kN/m}^3$ 、 $Ac_4, Ac_5$ 層は $15 \text{ kN/m}^3$ とした。検討に用いた道路モデルは、A交通・B交通に対しては幅員7m、高さ0.5mに、C交通・D交通に対しては幅員24m、高さ1mを用いたが、これは佐賀平野で一般に採用されているものと同じ構造である。

###### b) 路床路盤工法の初期建設費

図-14に各工法の初期建設費を示す。単価は1995年の建設物価により、1km当たりの直接工事費である。図-14より、最も初期建設費の低い工法は $C_m$ 工法であり、 $L_s$ 工法、 $S_f$ 工法が続いている。逆に初期建設費の高い工法は、 $C_1$ 、 $C_{II}$ 工法および $E_s$ 工法であり、 $M_r$ 工法がこれに続く。 $S_s$ 工法は中間に位置している。 $G_1$ 、 $G_{II}$ はガラスグリッド補強であるが、2枚使用 $G_{II}$ の工法が当然ながら $G_1$ 工法より高価である。

###### c) 残留沈下量の推定

前述a)の地盤モデルを対象に、補修費に関わる静的および交通荷重による残留沈下量(供用後に生じる沈下量)を以下の方法で求めた。静的残留沈下量としては、施工例から漸増荷重期間中に圧密度は50%に達するとして、静的荷重による沈下量の1/2を静的残留沈下量とした。また、交通荷重による残留沈下量の算定に際しては、まず図-15に示すように、3.(4)a)に述べた換算交通荷重

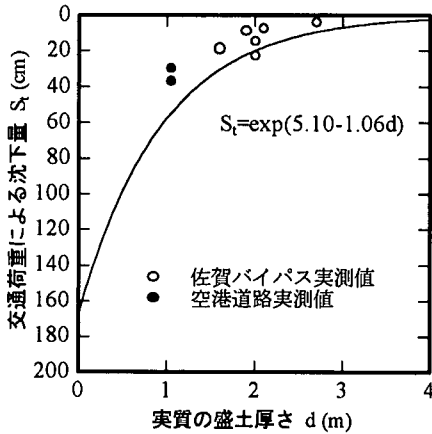


図-15 交通荷重による沈下量

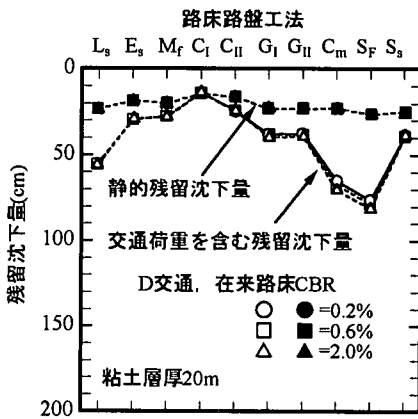


図-16 静的・交通荷重による残留沈下量

を用いて、盛土厚さに対する沈下量を求めた。図中には、佐賀バイパスと佐賀空港道路の実測値もプロットしている。本解析モデル地盤を用いた沈下量は、実測値よりも若干大きくなっているが、これはモデル地盤では中間砂層の厚さを計算上では無視していることも一因である。次に、図-15の盛土厚さに対する沈下量に対し、3. (4)b)に示した各工法の評価係数 $\alpha$ を乗じて補正した沈下量を交通荷重による残留沈下量とした。図-16には、これらの方法によって得られたD交通による各工区の静的残留沈下量および交通荷重による残留沈下量を含むトータルな残留沈下量を示している。

### (3) 残留沈下量と補修費の関係

#### a) 段差補修費

舗装後の補修費は、沈下する盛土部と沈下しない部分との段差をアスファルトでオーバーレイする費用とした。補修単価は、1,400 円/m<sup>2</sup>/3cmである。その他の補修として、わだち掘れや、縦断方向の凹凸、あるいはポットホ

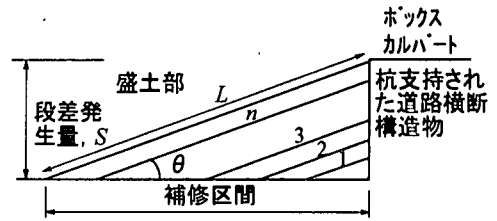


図-17 段差補修方法

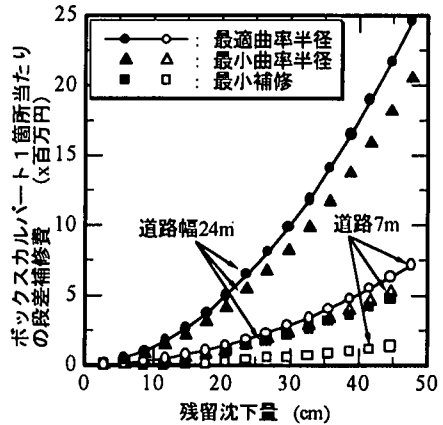


図-18 残留沈下量と段差補修費の関係

ールの補修があるが、ここでは考慮していない。図-17に示すように、補修の長さLは、 $L=S/\sin\theta$ で表される。ここに、 $\theta$ は舗装の傾斜角である。傾斜角 $\theta$ としては、道路構造令<sup>14)</sup>の最小曲率半径または、望ましい曲率半径(時速60km/hとした)を満足させる値を設定した。さらに、最小限度の補修費についても検討した。すなわち、①望ましい曲率半径を満足する補修費、②最小曲率半径を満足する補修費、③現状の最低限度のオーバーレイを行う補修費、の3種について比較検討した。

計算の結果を横断構造物1ヶ所当たり、すなわち両側当たりについて示したのが、図-18である。最適曲率半径の場合も残留沈下量は、実状を考慮して50cmまでとした。

#### b) 補修の間隔

補修の間隔は、道路維持修繕要項<sup>15)</sup>によって、段差が3cmとなった段階で行うものとした。残留沈下量の時間経過は、次のように仮定した。

i) 静的残留沈下：静的荷重は小さいので、問題となる静的沈下はほぼ1年以内に終了する。

ii) 交通荷重による沈下：交通荷重による沈下速度は、二次圧密と同様に対数時間に比例すると考える。最大期間は20年間として、この期間に3cmの段差が生じたときに繰返し補修するものとした。



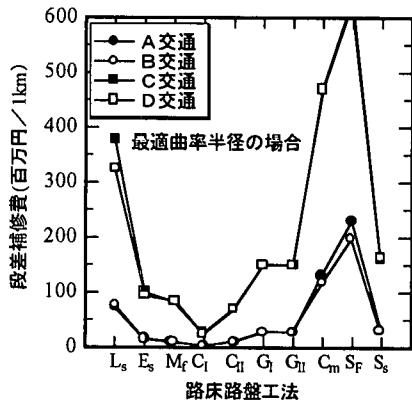


図-19 各工法における段差補修費(粘土層厚20m)

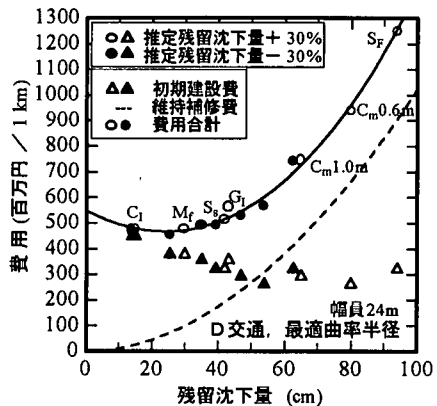


図-20 残留沈下量と費用(粘土層厚20m)

### c) 各工法の補修費用

在来路床のCBR (0.2%, 0.6%, 2.0%) の違いによる残留沈下量の変化はほとんどないことを確かめた。そこで、佐賀平野において一般的である在来路床CBR=0.6%における工法毎の残留沈下量と段差補修費の関係を求めた。図-19に、各工法の段差補修費を示す。1km当たりの横断構造物の箇所は、国道34号の例から10ヶ所としている。従来工法であるS<sub>F</sub>、C<sub>m</sub>、L<sub>s</sub>の3工法は段差補修費が大きい。また、A交通とB交通、ならびにC交通とD交通の間には大きな差がないことがわかる。

## (4) 段差補修費を考慮した低盛土道路の設計

### a) 残留沈下量と段差補修費、初期建設費の関係

段差補修費が残留沈下量の増加に伴って増大することは、図-18に示したとおりである。また、各工法の初期建設費は、すでに図-14に示している。両費用を加えた費用合計を求めると、本論文において考慮しようとする段差補修費、ならびに初期建設費と残留沈下量の関係には、地盤条件や道路の条件が数多く関連しており、解析が複雑となる。そこで関連する要因を整理し、次のようなモデルについて残留沈下量と段差補修費、初期建設費の関係を試算した。

i) 地盤条件は、(2) a) 解析モデルに示した地盤モデルを用いる。この地盤に対する各工法の残留沈下量は、図-16に示されている。ここでは交通荷重による沈下量として、これよりも±30%の変動がある場合について検討する。

ii) 残留沈下量と段差補修費の関係は、佐賀バイパスの例より1km当たり10箇所のボックスカルバートが存在すると考える。

iii) 在来路床CBRは、残留沈下量に大きい差がないことから、0.6%を用いた。

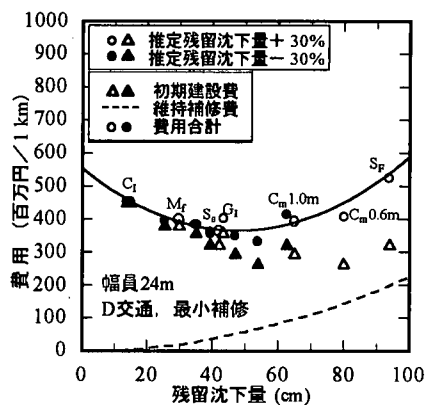


図-21 残留沈下量と費用(粘土層厚20m)

iv) 設計CBRは、A交通においては6%、B、C、D交通においては8%とした。

v) 補修の程度は、高規格道路を対象とした最適曲率半径を保つ場合と、必要最低限の補修による場合の2種類とした。なお、C<sub>m</sub>工法における路床改良は、0.6m改良と1.0m改良の2ケースについて検討を行い、L<sub>s</sub>工法(1.0m改良)は1.0m改良のC<sub>m</sub>工法に代表させた。

以上のモデルにおける各対策工の初期建設費と段差補修費およびその合計である費用合計の関係を図-20(D交通、最適曲率半径、幅員24m、粘土層厚20m)、および図-21(D交通、最小限度の補修、幅員24m、粘土層厚20m)に示す。

図-20において、費用合計が最小となるのは、残留沈下量を30cmより小さく抑えた場合である。このように高規格道路を対象にして最適曲率半径を保つように補修を行う場合は、初期建設費は高価であっても、残留沈下量は30cm以下とするのがよい。逆に、図-21は最小限度の補修を繰り返して道路機能を維持しようとする

低規格道路の場合である。この図より明らかなように、費用合計が最小となる残留沈下量は40~50cmと大きくなる。すなわち道路機能は低下し段差補修費は増すが、初期建設費を少なくすることで費用合計を抑制することが可能となる。従来採用されていた $S_F$ 工法は、最小限度の段差補修を行う場合には費用合計が最大である工法を採用したことになる。

図-20、図-21で明らかなように、改良路床が薄いほど残留沈下量は大きいため段差補修費は増大する。従来工法 $S_F$ に路床改良を加えた $S_3$ 工法(改良厚さ1.8m)は、費用合計が小さい工法の一つとなることが注目され、今後の改善の方向を示唆している。

#### b) 対策工法の選定

道路の計画・設計においては、上位の計画から交通量、交通量区分、および道路規格が決定される。この段階で道路幅員、路面の高さ等も決まるが、これらは地盤条件とは無関係である。以上の交通量区分、道路規格の条件のもとで、舗装構造が設計されるが、この段階において、地盤構成、在来路床CBR、圧密特性等を考慮する必要がある。

図-20、図-21に基づいて路床路盤工法を選択する場合には、初期建設費と段差補修費の合計が最小となる位置のものが合理的であるといえる。この最小点よりも右側の工法を選ぶということは、建設費は高いにも関わらず残留沈下量が多く、段差補修に大きな費用がかかることになる。

### 5. まとめ

1) 軟弱地盤上に建設される低盛土道路において、種々の路床路盤工法による10種類の試験道路を施工した。測定した沈下量とたわみ量に基づいて、各工法の沈下抑制効果を比較検討した。

2) 道路荷重と交通荷重による残留沈下量を推定し、この量が杭支持構造物の周辺に生じる段差であると考えたときのオーバーレイによる補修費を見積った。

3) 10種類の試験道路の初期建設費および段差補修費を合計したものを総建設費として、残留沈下量との関係曲線を求めた。この曲線は、極小点を有することを見出した。

4) 低盛土道路では、舗装後の残留沈下量は、静的沈下量よりも交通荷重の方が大きくなることもあり、残留沈下量の抑制には交通荷重の分散効果が高めることが有効である。従来採用されていた工法では、改良路床厚さが大きいほど残留沈下量は小さくなり、建設費の点からは有利となる。

5) 軟弱地盤上の道路設計における路床路盤工法の選定は、交通量区分と、段差補修をどのように行うかによって変わってくる。高規格道路として残留沈下、段差を極力抑制し、振動・騒音を抑えるのか、あるいは、初期建設費を低く抑えて、最小限度の補修を繰り返す低規格道路とするのか、という道路規格決定の問題であるといえる。

謝辞：本論文は、佐賀大学低平地防災研究センターと佐賀県の共同研究による成果の一部に基づいてまとめたものである。試験道路を行うにあたっては、佐賀県土木部道路課および佐賀土木事務所の方々に多大なるお世話になった。また、佐賀国道工事事務所には、貴重な測定データを提供していただいた。ここに、深甚の謝意を表する。

#### 参考文献

- 1) Yamanouchi, T. and Yasuhara, K.: Settlement of clay subgrades of low bank road after opening to traffic, *Proc. Second A. N. Z. Conf. Geomech.*, Brisbane, Vol. 1, pp.115-119, 1975.
- 2) 久楽勝行, 三木博史, 真下陽一: 軟弱地盤上の低盛土道路の沈下とその対策, *土木技術資料*, Vol. 22, No.3, pp.13-17, 1980.
- 3) 佐賀県佐賀土木事務所: 平成6年度軟弱地盤上の道路の不等沈下予測と合理的設計法に関する総合的調査, 1995.
- 4) 三浦哲彦, 藤川和之, 坂井 晃, 原 清: 交通荷重を受ける佐賀空港道路の沈下計測, 土と基礎, Vol.43, No.6, pp.49-51, 1995.
- 5) 藤川和之, 三浦哲彦, 別府五男: 道路下粘土地盤の土質特性に及ぼす交通荷重の影響について, 第30回土質工学研究発表会, 1995.
- 6) 佐賀県佐賀土木事務所: 平成7年度軟弱地盤上の道路の不等沈下予測と合理的設計法に関する総合的調査, 1996.
- 7) 伊藤保彦, 福原敏彦: FWDのメカニズム, *ASPHALT*, Vol.35, No.175, pp.2-8, 1993.
- 8) 舗装機能の評価に関する研究小委員会: 舗装機能の評価技術の現状と将来, *土木学会論文集*, No.472/V-20, pp.13-28, 1993.
- 9) Miura, N., Sakai, A., Taesiri, Y., Yamanouchi, T. and Yasuhara, K.: Polymer grid reinforced pavement on soft clay grounds, *Geotextiles and Geomembranes*, pp.99-123, 1990.
- 10) 藤川和之, 三浦哲彦, 別府五男: 低盛土道路の実態調査と交通荷重による圧密沈下の予測, *地盤工学会論文報告集*, Vol.36, No.4, pp.147-153, 1996.
- 11) 三浦哲彦, 呉文経, 永易輝昭: 軟弱粘土地盤における周面支持杭一床版系基礎の挙動に関する検討, *佐賀大学理工学部集報*第21巻第1号, pp.65-75, 1992.

- 12) 甲本達也, 藤川和之: 軟弱地盤低平地の新しい工法, 九州・  
沖繩の地盤工学—あゆみと展望—, 地盤工学会九州支部 50  
年記念誌, pp.89-94, 1999.
- 14) 道路構造令の解説と運用: 日本道路協会, pp.286-297, 1984.
- 15) 道路維持修繕要綱: 社団法人日本道路協会, p. 82, 1978.
- 13) 塩井幸武, 竹内幹夫, 田中靖雄, 佐々木甫: DJM 工法—地  
盤沈下の縁切り効果, 基礎工, Vol.16, No.12, pp.78-86, (1999. 11. 8 受付)

CONSIDERATION OF THE TOTAL COSTS FOR CONSTRUCTION AND  
MAINTENANCE OF PAVEMENTS ON SOFT GROUND  
BASED ON TEST ROAD PERFORMANCE

Norihiko MIURA, Kazuyuki FUJIKAWA, Akira SAKAI and Akira HAMATAKE

This paper describes results of test road including ten kinds of different types of pavement on soft clay ground. The purpose is to find a reasonable method for pavement on a highly compressive clay ground, where engineers often encounter a big differential settlement between the pavement and pile-supported structure such as a box culvert. Based on the observed settlements, final settlements of each pavements are predicted. Construction costs and the maintenance costs are estimated to evaluate the total costs. Discussion based on these costs leads to a conclusion that the total cost could be the lowest for a high grade pavement compared with a conventional low grade pavement.