

# 鉄道強化路盤厚さの低減に関する研究

須長 誠\*・関根悦夫\*\*

鉄道強化路盤の設計厚さを低減するために、強化路盤の現場実態調査と実物大模型による繰返し載荷試験を行った。実態調査より供用状態における強化路盤の健全度および振動特性が明らかになった。また路盤厚さをパラメータとした繰返し載荷試験により各種路盤の沈下特性と健全度が把握できた。これらの調査・研究により路盤下の路床強度が  $K_{30} \geq 68.6 \text{MPa/m}$  以上であれば、現行の強化路盤の設計厚さを 15 cm まで低減する可能性を見いだした。

**Key Words:** roadbed, field investigation, cyclic load test

## 1. はじめに

鉄道に強化路盤が本格的に導入されてから約 15 年が経過する。強化路盤は Fig.1 に示すように砕石路盤とスラグ路盤の 2 種類があり<sup>1)</sup>、道路、空港等で用いられている舗装と類似のものである。強化路盤は Fig.2 に示すような良質な自然土またはクラッシュラン等で構成される土路盤に比べ剛性が高く、列車の繰返し荷重に対して耐久性が優れている。また路盤表面の遮水性に優れているため雨水が路盤から浸入して路床の強度を低下させることがない。したがって、Fig.3 に示すような一般的な鉄道軌道構造において、道床バラストが路盤にめり込むことによる線路の沈下や路盤自身の軟弱化に伴う圧縮沈下および道床バラストに向けて泥土化した路盤土が噴き上げる噴泥現象を防止でき、軌道保守作業の減少に大いに寄与している。

強化路盤の導入以前では、優秀かつ豊富な労働力を確保できたため上述の路盤・路床に起因する問題は軌道の道床バラスト部分を日常的に補修することに対処してきたが、近年、技能労働者の不足と列車の高速化および高密度化に伴う軌道保守間合いの確保が困難となり、強化路盤の重要性は益々向上してきている。しかしながら、強化路盤は Fig.2 に示す土路盤と土路盤導入以前の原地盤をそのまま路盤として使用してきた路盤に比べ建設費が高いため、建設費の低廉化が課題となっていた。このため著者らは線路条件（新幹線と在来線、レール継目の有無、路床強度、路盤構造の条件をいう）によっても異なるが、30~80 cm である路盤厚さの低減化を目指して各種の調査・研究を行った。

ここでは、強化路盤の設計に関するこれまでの研究の

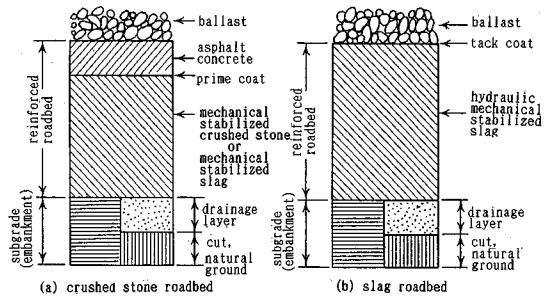


Fig.1 Structure of reinforced roadbed

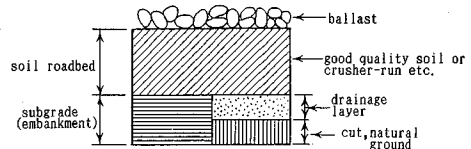


Fig.2 Structure of soil roadbed

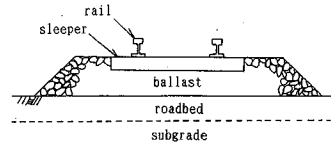


Fig.3 General structure of railway truck

概況を述べるとともに設計の基礎となった強化路盤の実態調査と実物大模型による載荷試験について述べる。

## 2. 強化路盤の設計に関する研究の概況

我が国で鉄道の強化路盤の施工が最初に行われたのは、昭和 49 年の大阪府による泉北鉄道の建設において

\* 正会員 勸鉄道総合技術研究所 土質・基礎研究室主任研究員 (〒185 国分寺市光町2-8-38)

\*\* 正会員 勸鉄道総合技術研究所 土質・基礎研究室研究員

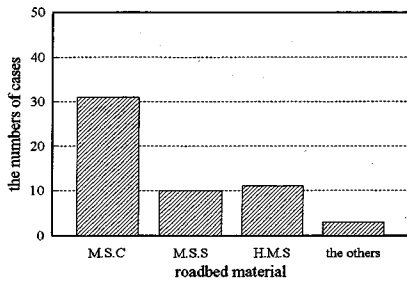


Fig. 4 Roadbed material

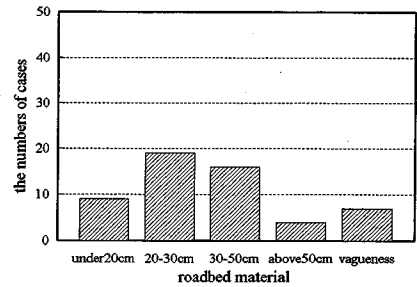


Fig. 5 Roadbed thickness

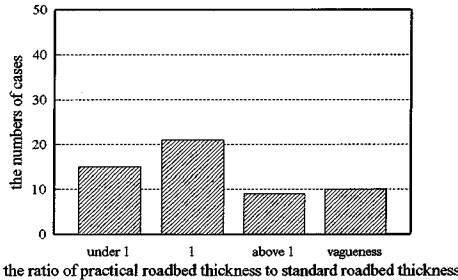


Fig. 6 Comparison of practical thickness with standard roadbed thickness

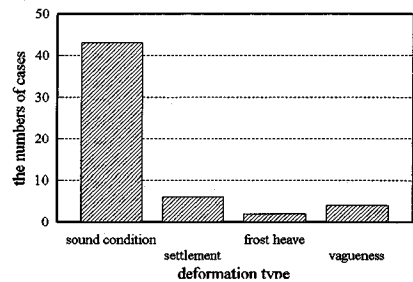


Fig. 7 Deformation existence and items

であり、ほぼ同じ時期に旧国鉄では強化路盤の設計に関する研究が進められ、昭和 50 年に東海道本線、総武本線等に試験敷設が行われた。泉北鉄道を始めとするこれら強化路盤の設計は、基本的には道路のアスファルト舗装の設計に倣ったものであり、鉄道荷重を道路荷重に置換えて路盤厚さを決めるものであった。すなわち路床の強度を CBR 試験から求め、路床強度に応じた全舗装厚さを決め、舗装中の各材料による層厚の決定は等値換算係数によって求めようとするものである。したがって舗装に加わる設計上の荷重の回数 は 49 kN 輪荷重による繰返し回数が 100 万回（鉄道幹線の 1 年間分の載荷回数に相当）が限度となる。この設計法によれば、同じ路床強度の場合、道路に比べ鉄道はレール、マクラギ、道床バラストが介在するため舗装表面に加わる荷重は小さくなり、道路の簡易舗装程度の厚さとなる。ここで鉄道における舗装厚さとは路床から上の表層までの厚さすなわち路盤厚さをいう。その後、国鉄では路盤材料に支持力と耐久性に優れたスラグ材料である粒調鉾滓を用いるため、各種の材料特性試験<sup>2)</sup>および現場での施工性についての試験を行った。

一方、旧国鉄の鉄道技術研究所では、鉄道独自の路盤構造が研究された。設計の基本はブーシネスク (Bousinesq) の地中応力に関する理論とバーバー (Barber) の換算厚さの仮定を利用した 2 層系弾性解析により、列車荷重が作用した時、路盤表面のたわみが一定値以下になるような路盤厚さを求めるというものであった。したがって、研究は鉄道荷重がレールからマクラギ、道床バ

ラストと伝達して路盤圧力になるまでの伝達性状とその大きさの検討、路盤材料の強度特性の把握、列車荷重用時の適宜な路盤たわみ量の検討<sup>2)</sup>、および繰返し載荷試験による路盤の耐久性の検討に力点が置かれていた。この研究により強化路盤は、路床強度だけでなく、レール継目の有無等に応じて路盤厚さを変える鉄道独自のものになった。しかし同時に容易に路盤補修ができない鉄道の特殊性を考慮した結果、道路の C 交通程度と厚くなった。そして昭和 53 年 11 月に国鉄の設計標準として「建造物設計標準解説土構造物」として Fig. 1 に示した路盤構造と路盤厚さが制定された<sup>3)</sup>。その後、昭和 53 年から平成 2 年まで著者等が強化路盤の合理性と健全度の確認および低廉化に向けて各種の調査研究を行い、最終的には国鉄時代の「建造物設計標準解説土構造物」の改訂版として平成 4 年 10 月に「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物」の刊行に至っている。

### 3. 強化路盤の実態調査

2. の強化路盤の設計に関する研究の概況で述べたように昭和 53 年の「建造物設計標準解説土構造物」で制定された以前の強化路盤は、言わばプロトタイプの路盤であり、この路盤では経年 5 年後に調査を行い、健全度を確認している<sup>4)</sup>。ここでは昭和 53 年以降敷設された強化路盤の実態調査を行い、健全度を把握することにした。プロトタイプの路盤と昭和 53 年以降の路盤では、先述したように設計法が異なるため路盤厚さが異なることに加え、路盤材料が異なっている。路盤材料はプロトタイプの路盤が鉾滓を用いていたのに対して昭和 53 年以

Table 1 The place of actual condition investigation

No.	Line	Point	Passing Tonnage (GN)	Alignment	Earthwork type	Track Structure				Month Required since Entry into Service until investigation	
						Rail	Sleeper	Ballast Depth(cm)	Classification of Roadbed		Roadbed thickness(cm)
1	Sotobo Line (down)	A	6 5. 7	Straight	Embankment	50kg N Standard	Prestressed Concrete	2 5	Crushed Stone Roadbed MS-25	3 0	9 2
2	Sotobo Line (down)	B	5 6. 8	Straight	Embankment	50kg N Long	Prestressed Concrete	2 5	Crushed Stone Roadbed MS-25	3 0	7 9
3	Sotobo Line (up)	C	5 7. 8	Straight	Embankment	50kg N Long	Prestressed Concrete	2 5	Crushed Stone Roadbed M-40	3 0	8 5
4	Johban Line (down)	D	9 9. 0	Straight	Embankment	60kg Standard	Prestressed Concrete	2 5	Crushed Stone Roadbed M-40	3 0	6 0
5	Takasaki Line (down)	E	2 5 4. 8	Straight	Embankment	60kg Long	Prestressed Concrete	2 5	Crushed Stone Roadbed M-40	3 0	2 4
6	Chuo Line (up)	F	4 1. 2	Curve	Embankment	50kg N Long	Prestressed Concrete	2 5	Crushed Stone Roadbed M-40	3 0	9 5
7	Chuo Line (up)	G	4 1. 2	Straight	Cut	50kg N Standard	Prestressed Concrete	2 5	Crushed Stone Roadbed M-40	3 0	9 5

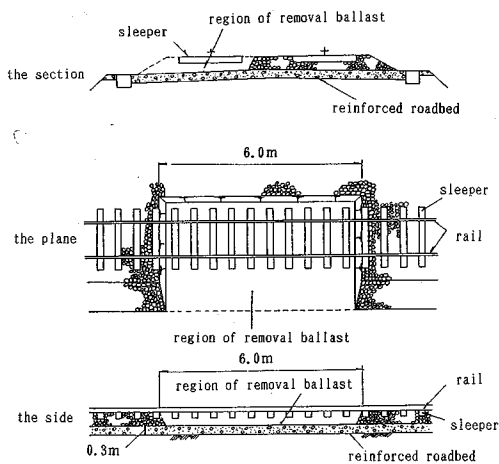


Fig.8 Region of removal ballast

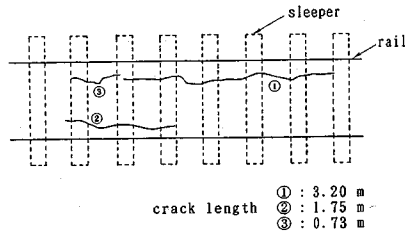


Fig.9 Crack on roadbed surface

降の路盤では入手が容易で道路等で実績がある粒度調整砕石や水硬性粒度調整高炉スラグ砕石等に変更している。

(1) アンケートによる概略調査

調査は先ず JR を中心とした各種鉄道事業者に対してアンケート調査から実施した<sup>5)</sup>。実施に際して列車速度、年間列車通過トン数、軌道構造等を制約しなかった。したがって Fig.4~7 に示す結果は同一の線路条件ではないが、大局的な強化路盤の実態を示すものと考えられる。Fig.4 に示すように路盤材料に粒度調整砕石と粒度調整高炉スラグ砕石が多く使用されていることから、Fig.1 に示す強化路盤のうち砕石路盤が主に施工されていることがわかった。スラグ路盤の材料である水硬性粒度調整高炉スラグ砕石が少ないのは、入手可能な地域が主に製鉄所近辺に限られるためである。

Fig.5 に示すように路盤厚さは 20~50 cm 程度が多いが、「建造物設計標準解説土構造物」(本標準は国鉄線を対象としているが、民鉄の一部でも本標準を準用している)で制定している標準厚さのうち最小厚さは 30 cm であり、本調査で標準厚さを下回っている路盤がかなり施工されていることが判明した (Fig.6)。30 cm 以下で

施工されている箇所は JR 以外の民鉄線であり、これは設計の基本思想の違いや列車荷重が小さい、列車速度が遅い等の条件違いのため厚さを低減しているものと考えられる。

また路盤の健全度であるが、目視による外観調査のため軌道直下の道床バラストで覆われている路盤部は不明であるが、路盤の沈下と路盤の凍上による隆起が報告されている (Fig.7)。しかし、その後の調査によれば、路盤の沈下が発生した箇所は、地盤が軟弱なため杭網工法により地盤改良を行ったが、その施工幅は道床バラストの施工幅程度であり、地盤改良部と未改良部との間で不同沈下を生じたものと判明した。また凍上した箇所は線路横断構造物であるボックスカルバート上に位置し、路盤下の路床土が粘性土のため、カルバート内の冷気と路盤表面からの冷気の両者によって冷やされ凍上が発生したものであった。すなわち、これら強化路盤の変状と報告されたものは路床部に原因があるものであり、路盤そのものの変状ではないことがわかった。したがって目視による概略調査ではあるが、標準厚さより下回っている路盤でも供用状態では健全であることが推察される。

(2) 精密調査

強化路盤の健全度をより詳細に把握するため、営業線の夜間の列車間合いを利用して、Fig.8 に示すように道床バラストをかき出し、路盤表面を露出させて列車荷重を直接支持する路盤表面部分の目視による観察を行った。また同時に列車通過時に路盤の振動を測定することにより路盤の動的挙動を把握した。調査箇所の選定では、調査に必要な時間が確保できる列車間合いがあるこ

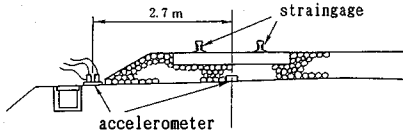


Fig. 10 Accelerometers and strain gages location

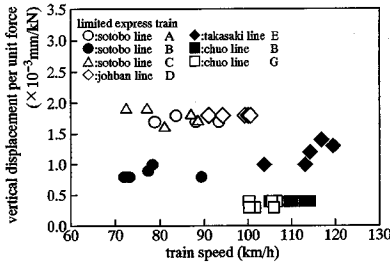


Fig. 11 Relationship between train speed and vertical displacement per unit force

とを前提とし、かつ列車速度、軌道構造等を考慮し、Table 1 に示す箇所とした。

a) 目視調査

目視による路盤表面の状態は1箇所を除き、道床バラストの貫入による細かい凹凸は見られるものの、クラックや道路舗装に見られるようなわだち掘れもなく健全であった。変状が見られた箇所は Fig. 9 に示すように軌道長手方向にクラックが生じており、最大のクラックは長さ 3.2 m、幅 3 mm であった。また深さは表層のアスファルトコンクリートよりさらに下の砕石部にまで達していると推定された。但し、変状の程度としては直ちに列車走行に支障が生ずるというものではなかった。なお変状原因についてはより精密な調査をその後行ったので後述する。

b) 振動測定

Fig. 10 に示すように列車通過時の路盤の振動値をサーボタイプの加速度計を用いて測定した。測定は加速度と変位の両者について行った。なお変位は加速度を増幅器に内蔵した積分回路を通すことによって求めた。積分して求めた変位の信頼性については、実物大模型の繰返し載荷試験時に差動トランス型の変位計の値と比較することによって、また強化路盤区間ではないが現場で列車通過時の変位を光学式変位計の値と比較することによって確認している<sup>6)</sup>。

列車荷重は、列車種別および列車速度によって変化するため、列車毎にレールの腹部に設置したひずみゲージにより輪重として測定した。Fig. 11 に特急列車の場合の振動鉛直変位（路盤の肩で測定した変位）を左右レールで測定された輪重の平均値で除して正規化し、列車速度の関係として示す。同図によれば、高崎線のように列車速度の依存性が見られるものもあるが、概ね鉛直変位

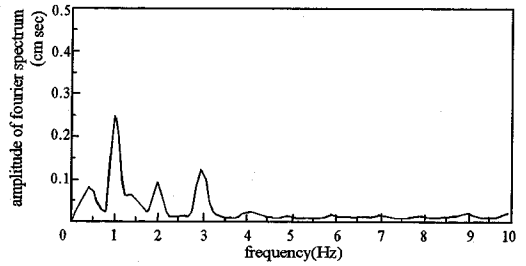


Fig. 12 Fourier spectrum of vertical displacement

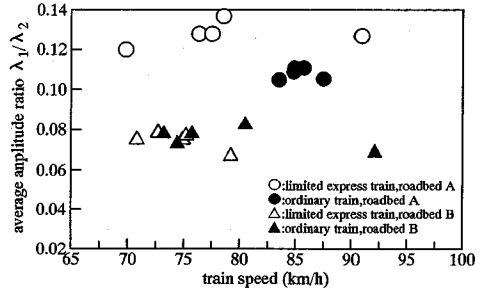


Fig. 13 Relationship between train speed and average amplitude ratio

は列車速度に依存せず、ほぼ一定と見ることができ。またその値は、 $2 \times 10^{-3}$  mm/kN 以下の小さな値であり、十分な強度を持った路盤であることが確認された。

Fig. 12 に一例として外房線 B 地点の鉛直変位のフーリエスペクトルを示すが、同図によれば一次の卓越周波数は 1 Hz 付近になっており、この値は鉛直加速度および左右変位（水平方向の変位）のフーリエスペクトルでも同様であった。軟弱地盤上の土路盤の卓越周波数は式 (1) で求まることが知られているが<sup>7)</sup>、強化路盤でも式 (1) が成立することがわかった。

$$f = V / (3.6 L) \dots \dots \dots (1)$$

但し、 $f$  : 卓越周波数 (Hz),  
 $V$  : 列車速度 (km/h),  
 $L$  : 1 車両長 (20 m)

また変状があった外房線の強化路盤 A と健全であった外房線の強化路盤 B とを比較した振動測定結果を以下に示す。

Fig. 13 に平均振幅比と列車速度の関係を示す。平均振幅比とは路盤の肩の鉛直変位（全振幅） $\lambda_1$  と軌道内の路盤の鉛直比（全振幅） $\lambda_2$  との比  $\lambda_1/\lambda_2$  を測定波形の 1 振幅毎に求め平均したものである。すなわち、1 個列車の通過によって求められた振動波形の 1 振幅の個数が  $n$  個あれば、1 個毎に  $\lambda_1/\lambda_2$  を求め、その値を総和して  $n$  で除して平均化したものである。Fig. 13 によれば、強化路盤 A の方が B よりも値が大きく、列車荷重による路盤の振動が軌道中心から路盤の肩に到るまでの減

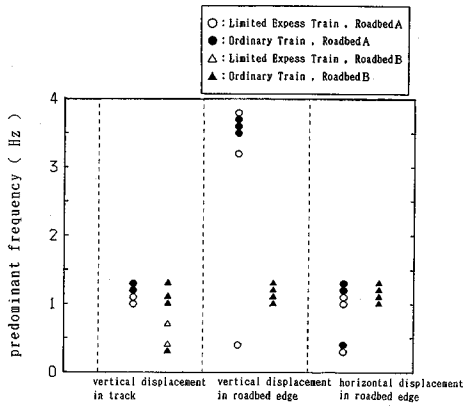


Fig. 14 Distribution of predominant frequency

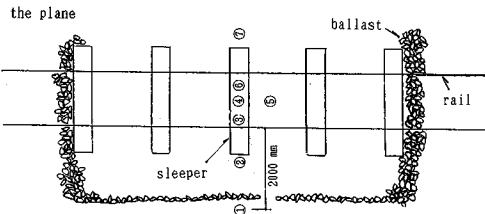


Fig. 16 Core sampling location

衰がBよりも小さいことを示している。A、Bともに路盤の構造、厚さは同じであり、また路盤下の路床の強度も直径30cmの平板載荷試験値である $K_{30} \approx 108 \text{ MPa/m}$ とほぼ同じであるので、路盤の健全度の状態が減衰に関係していると考えられる。

Fig. 14にフーリエスペクトルから求めた卓越周波数の分布を示す。路盤Bは測定位置および振動方向に関わらず、ほぼ同じ値になっているが、路盤Aは路盤の肩での変直変位の卓越周波数が大きくなっており、路盤Aは軌道内と路盤の肩では同じ振動性状を示していないことがわかる。したがって健全な路盤Bは路盤全体が一体となった版のような挙動をしているが、変状が見られた路盤Aは個々の版のような挙動を示していると考えられる。一方、このことは路盤の健全度を推定する方法として振動測定が有効であることを示唆するものと考えられる。

(3) クラックの発生が認められた強化路盤の精密調査

(2)で述べたクラックの発生が認められた強化路盤の変状原因を究明するために精密調査を行った。

a) サウンディング調査および盛土材料調査

盛土のり尻付近で深さ8m付近まで行ったオランダ式二重管コーン貫入試験機によるサウンディング調査結果をFig. 15に示す。同図には線路起点方向に80m離れているが、既存ボーリングデータも併記した。本箇所は線路起点側の橋梁架替えにともなって新設した低盛土上の路盤であり、盛土下の原地盤は表層より深さ5m

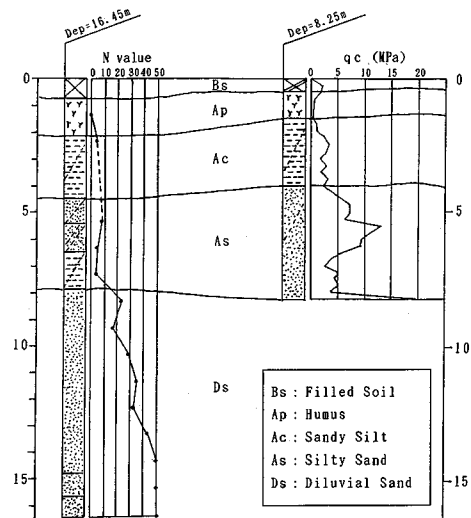


Fig. 15 Ground investigation

付近までが軟弱な腐植土、砂質シルトで構成されていることがわかった。また盛土のり面の表土を除去し(深さ30cm程度)、シンウォールサンプリングチューブ(長さ30cm)を人力によって押し込み、試料を採取した。採取した土の自然状態は、含水比 $w=45.4\%$ 、湿潤密度 $\rho_r=1.725 \text{ Mg/m}^3$ 、間隙比 $e=1.251$ 、飽和度 $S_r=96.9\%$ とかなりの水を含んでおり、日本統一土質分類ではSVに分類される。また土粒子の密度は $2.671 \text{ Mg/m}^3$ であり、塑性限界はNP(ノンプラスチック)である。

b) 路盤材料調査

路盤材料は(アスファルトコンクリート部分)、軌道のバラストを撤去し路盤表面を露出した後、Fig. 16に示す①~⑦の位置においてコアカッターにより採取した。なお採取にあたっては、クラックが発生している箇所は避けて採取した。採取したアスファルトコンクリートについては密度、透水試験を行った。またアスファルトコンクリートより自動アブソン抽出装置を用いて石油学会規格JP1-5S-31に準拠して抽出し、回収したアスファルトについては、比重、針入度、軟化点、伸度試験を行った。各種試験結果を以下に示す。

① アスファルトコンクリートの試験結果

Table 2にアスファルトコンクリートの試験結果を示す。採取したコアの高さは、設計厚さ50mmに対して採取地点No. 1のものが70mmと大きくなっているが、その他のものは設計厚さ前後の高さになっている。また密度については $2.2 \sim 2.3 \text{ Mg/m}^3$ 程度であり、鉄道の締固め度95%以上(設計時のマーシャル試験供試体のア

Table 2 Specimen Properties

sampling point No.	core sample height (cm)	density (Mg/m <sup>3</sup> )	coefficient of permeability (cm/s)	max. specific gravity (25/25°C)
1	7.47	2.290	$1.36 \times 10^{-3}$	2.539
2	4.69	2.237	$1.05 \times 10^{-3}$	2.528
3	4.79	2.371	$9.39 \times 10^{-5}$	2.523
4	5.06	2.345	$2.23 \times 10^{-4}$	2.549
5	4.50	2.326	$1.02 \times 10^{-3}$	2.544
6	4.70	2.297	$5.25 \times 10^{-4}$	2.539
7	4.44	2.316	$2.00 \times 10^{-4}$	2.552

Table 3 Test results of recovered asphalt

sampling point No.	density (Mg/m <sup>3</sup> )	penetration in design ①	penetration in investigation ②	deterioration rate ②/①	softening point (°C)	elongation (cm)
1	1.051	7.2	1.6	0.22	65.1	1.5
2	1.042	7.2	3.5	0.49	55.8	8.0
3	1.036	7.2	4.3	0.60	52.4	25.0
4	1.036	7.2	4.6	0.64	51.6	34.5
5	1.037	7.2	4.7	0.65	51.5	37.0
6	1.038	7.2	4.2	0.58	52.9	24.0
7	1.037	7.2	3.8	0.53	53.3	20.5

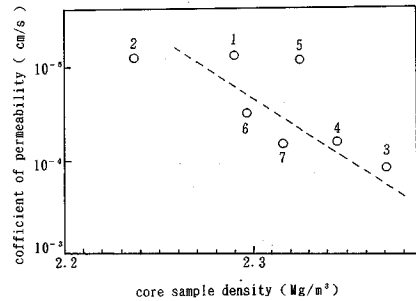


Fig.17 Relationship between core sample density and coefficient of permeability

スファルトコンクリートの最大締固め密度は、2.239 Mg/m<sup>3</sup> の設計基準は満足しているが<sup>8)</sup>、施工時のスファルトコンクリートの密度検査では平均密度は、2.329 Mg/m<sup>3</sup> となっており、本調査で採取したコアは施工時の平均値を下回っているものが多い。

また透水係数は  $10^{-3} \sim 10^{-5}$  cm/s とばらついており、やや透水係数が大きい値 ( $10^{-3}$  オーダーの値) も見られる。Fig.17 に示すように密度と透水係数の関係を見れば、密度の増加にしたがって透水係数は減少する傾向が見られる。因みに施工時の平均密度 (2.329 Mg/m<sup>3</sup>) での透水係数を推定すれば、 $10^{-4}$  cm/s 程度となる。舗装では透水係数が  $10^{-4}$  cm/s 程度であれば、概ね遮水性は確保できると考えられ、本調査でやや透水性が大きい試験結果もあったが、強化路盤の遮水性は概ね確保されていると考えられる。

② アスファルトの試験結果

アスファルトの試験結果を Table 3 に示す。なお表には設計時のアスファルトの針入度の値 (72) に対しての本試験値の比率も示す。

比重は 15°C において 1.000 以上と規定されており、回収したアスファルトの値は全て規定値を満足している。針入度、軟化点、伸度については、それぞれ次のように規定されている。針入度は設計時で 72 (建造物設計標準解説土構造物<sup>9)</sup> では 60~80 と示されている) とされ、針入度 60~80 の場合、軟化点は JIS K 2207 によれば、40.0~52.0 と規定され、伸度は 100 以上と規定されている。

以上のように針入度、軟化点、伸度の規定値に対して、回収アスファルトの試験結果は規定値を満足していないものがある。一般に針入度、軟化点、伸度はアスファルトの劣化の指標となり、針入度と伸度は値が小さい

ほど、また軟化点は値が大きいほど脆く、劣化しているとされている。

Table 3 を参考にすれば、採取コア No. 1, 2 の試験値は規定値をかなり下回っていることがわかる。とくに採取コア No. 1 の針入度、伸度においてはその傾向は著しい。一般にアスファルトの劣化の因子としての主なものは、混合時の加熱温度、紫外線、空気 (酸化)、過大な荷重がある。採取コア No. 3~5 は道床バラストに被覆されているため紫外線の影響を受けにくく、また荷重を支持する部分でもあり (適度の荷重はアスファルトの劣化を防止すると言われている) 劣化の程度が少ないと考えられる。一方、No. 1 のコアは、荷重が加わっていないことや道床バラストに被覆されていないため、紫外線による劣化の影響が大きいと考えられる。

4. 強化路盤の繰返し载荷試験

現場での実態調査により強化路盤の健全度、耐久性について概ね確認できたが、繰返し荷重による路盤沈下特性等について調査するために路盤の種類、路盤の厚さを変化させた各種路盤において実物大の軌道を構築し、レールを介して実列車相当の繰返し荷重を載荷し、耐久性を検討した。試験を行った路盤は碎石路盤とスラグ路盤であるが、ここでは碎石路盤の試験結果について報告する。

(1) 供試体の構築

a) 路床・路盤の構築

供試体の構築では、载荷試験ピット (長さ 14 m, 幅 7 m, 深さ 2.5 m) を長さ方向に 4 分割した。そして現行の設計標準の路床強度の分類に従い、Fig.18 に示すように  $K_{30} = 68.6$  と  $108$  MPa/m の 2 種の路床を設け、その上に Fig.1 に示す碎石路盤と同じ構造で各種厚さ

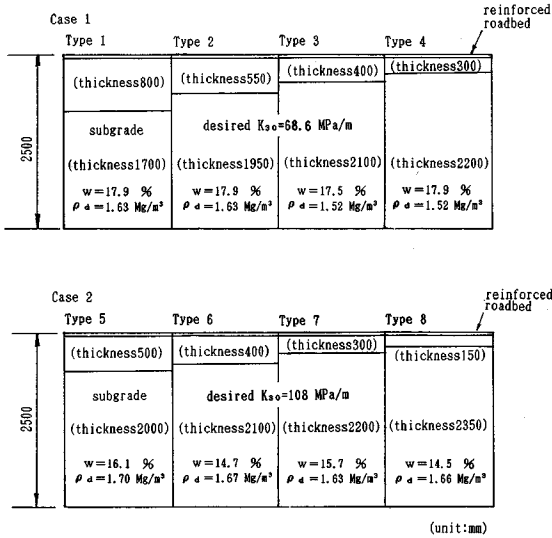


Fig. 18 Structure of reinforced roadbed and subgrade

の路盤を構築した。また従来の最小路盤厚さの半分である厚さ 15 cm の場合も設けた。

路床材料は、土粒子の密度 2.654、砂分 84%、シルト分以下 16% の稻城砂であり、日本統一土質分類では SM に分類される。鉄道の路床材料特に盛土区間では砂質土が多く用いられていることより、ここでは実験用土として入手が容易な稻城砂を用いた。路床は、20 cm 程度まきだし後、振動ローラ（自重 650 kg）を用いて転圧施工した。ケース 1 の路床は、転圧回数 8 往復、仕上がり厚さ 16 cm で施工し、ケース 2 の路床は、転圧回数 17 往復、仕上がり厚さ 15 cm で施工した。路盤材料は、表層部 5 cm にアスファルトコンクリートを用い、また表層部 5 cm 以深は、粒度調整碎石（M-40、比重：粒径 2 mm 以下 2.698、粒径 2 mm 以上 2.738（かさ比重））を使用した。路盤の粒度調整碎石部は、18 cm 程度まきだした後、路床の構築に用いた振動ローラを用いて転圧施工した。

b) 軌道の構築

軌道は、路盤上に道床バラストを巻きだし転圧をした後、マクラギ（PC 3号）、レール（50N）を構築した。なお、道床厚（レール直下のマクラギ底面から路盤表面までの道床バラストの厚さをいう）は 25 cm とした。

c) 計測器の設置

路盤の挙動を測定するための計測器は、Fig. 19 に示す位置に設置した。

d) 施工管理試験

路床・路盤の構築時において、仕上がり層の密度は砂置換法によって、支持力は平板荷重試験によって測定した。ケース 1 の路床の平板荷重試験を行った結果、4 タイプの  $K_{30}$  値の平均は 68.0 MPa/m となり、ほぼ目標

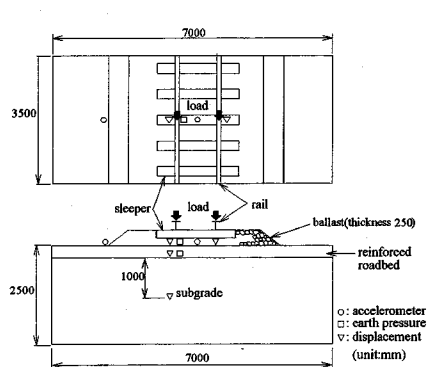


Fig. 19 Gages location

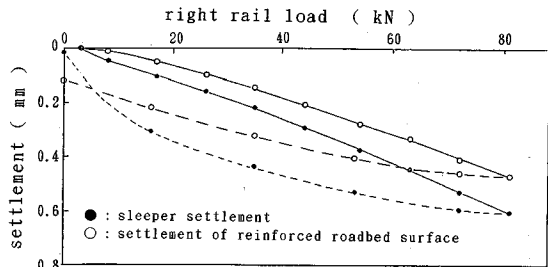


Fig. 20 Relationship between load and settlement on static load test

仕上がり  $K_{30}$  値 (68.6 MPa/m) を満足した。ケース 2 の路床では、4 タイプの  $K_{30}$  値の平均は 113 MPa/m となり、ケース 1 と同様に目標値 (108 MPa/m) を満足した。密度および含水比は平均値として Fig. 18 に示した。

また路盤部およびアスファルトコンクリート部の締固め度は、鉄道における締固め度の目標値である最大乾燥密度の 95% を満足した。

(2) 静的荷重試験

繰返し荷重試験に先立って、静的荷重試験を実施した。本試験においては荷重を 1 レール当たり 0~88.2 MN までの範囲で 9.8 MN きざみで荷重し、軌道・路盤の沈下量、路盤の土圧等を測定した。荷重の荷重にあたっては、大型の荷重装置の油圧アクチュエータによりレールに荷重した。

Fig. 20 にはタイプ 6 の例を示すが、荷重に伴うレール面およびその直下の路盤表面の沈下は線形であり、路盤の残留沈下量は約 0.1 mm 程度と小さい。また、荷重除荷時には、路盤表面沈下量とマクラギ沈下量がほぼ一致していることより道床の沈下はほとんどなく、道床が弾性変形していたことがわかる。この傾向は他のタイプにおいても同様であった。路盤・路床表面の土圧については、沈下量と同じ傾向である線形を示した。各タイプの測定土圧は、路盤表面で 39.2~58.6 kPa とややばらついているが、路床表面では 30.7~40.9 kPa とばらつ

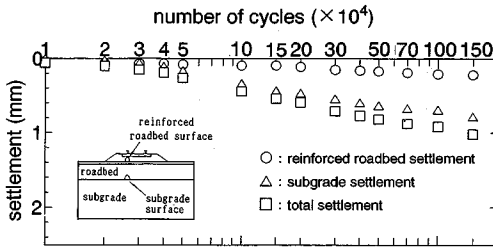


Fig. 21 Time-dependent settlement due to cyclic load (type1)

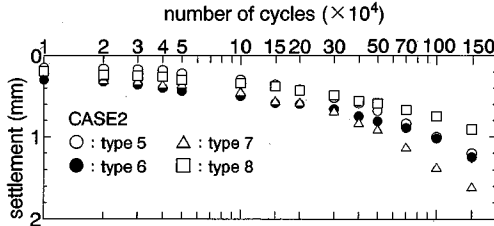


Fig. 22-2 Relationship between number of cycle load and settlement of reinforced roadbed surface

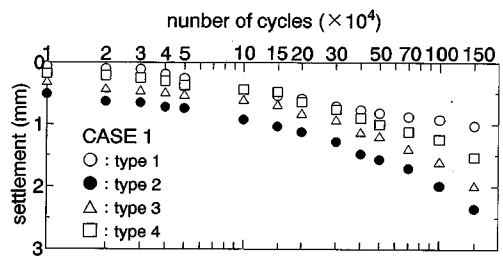


Fig. 22-1 Relationship between number of cycle load and settlement of reinforced roadbed surface

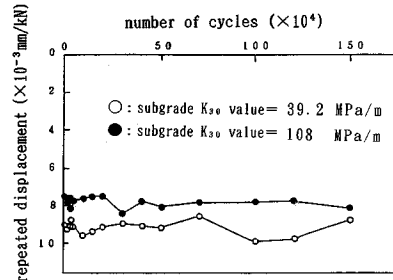


Fig. 23 Relationship between number of cycle load and repeated displacement

きが小さかった。

(3) 繰返し載荷試験

繰返し載荷試験は、静的載荷試験の後行った。載荷条件は、周波数 11 Hz のサイン波とし、振幅を鉄道の標準荷重を参考にして 78.4 MN とした。繰返し回数は 1 タイプにつきそれぞれ 150 万回 (重要幹線の 1 年間分の載荷回数に相当) とした。

a) 繰返し沈下量

Fig. 21 に繰返し載荷による残留沈下量の例としてタイプ 1 の結果を示す。同図における沈下量は載荷点 (左レール側) 直下のものである。○印の路盤部沈下量は路盤表面と路床表面の沈下量の差すなわち路盤部自体の沈下量であり、△印の路床面沈下量は路床表面以下の路床部自体の沈下量である。また、□印は路盤部沈下量と路床面沈下量の和であり、路盤表面で計測される。これによれば、路盤面沈下量 (□印) は載荷回数とともに増加する傾向があり、150 万回の繰返しでは収束していないようである。○印の路盤部沈下量は載荷回数の増加とともに増加するが、概ね 150 万回の繰返しで収束しているようである。すなわち、150 万回の繰返しで収束していないのは路床部 (△印) であることがわかる。この傾向は他のタイプでも同様であった。また Fig. 22 に示すように各タイプの沈下量を各ケースにおいて比較すれば、150 万回の繰返しでは約 1 mm ~ 2.5 mm と少ないことがわかる。

b) 繰返し変位

載荷点直下の路盤表面の繰返し変位 (繰返し載荷による変位振幅) は、各タイプとも繰返し変位は 0.4 ~

1.0 mm 程度であり、繰返し回数には影響されず、ほぼ一定で推移した。例えば、厚さ 30 cm の路盤の場合、Fig. 23 に示すように路床強度が小さい方が繰返し変位が大きくなっている。同図では各タイプの載荷荷重が若干異なるため繰返し変位を載荷荷重で正規化して示してある。

また繰返し変位は、道床尻の路盤表面 (右レールから線路直角方向に 1.68 m の距離) においても測定しており、その値はタイプによって異なるが、約 0.1 mm 以下であり、単位力当たりによれば、 $1 \times 10^{-3}$  mm/kN 以下と極めて少なかった。またこの値は現場振動測定で得られた値 ( $2 \times 10^{-3}$  mm/kN) とほぼ同じ値である。

c) 軌道撤去後の路盤表面変状

繰返し載荷試験終了後、軌道を撤去し、路盤表面の変状を調査したが、全ての路盤においてクラックや道床のめり込みによるくぼみ等の変状は全く見られず、健全な路盤状態が確認された。

5. 考察

ここでは現場調査でクラックが生じていた強化路盤について、その発生原因の究明と繰返し載荷試験結果を通して、強化路盤厚さの低減化について考察する。

(1) クラック発生原因の究明

クラック発生原因としては次のように考えられる。路盤調査結果で示したように、本地点は軟弱層の厚さこそ厚くはないが、軟弱な地盤の上に位置していることが変



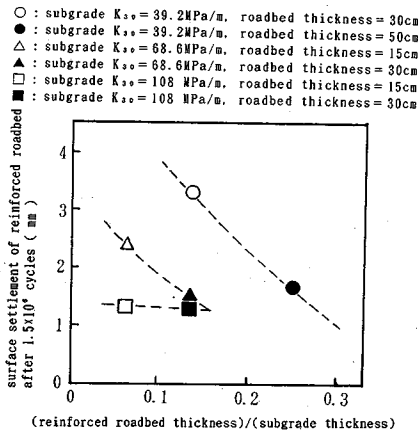


Fig. 24 Relationship between (reinforced roadbed thickness)/(subgrade thickness) and settlement

状原因として先ず挙げられる。軟弱な地盤では当然のことながら盛土表面に不同沈下が生ずることが多く（起点側の橋梁との取り付け部においては路盤表面に 10 cm 程度の段差が生じていた）、本地点においても不同沈下のためにクラックが発生したと考えられる。また本地点の強化路盤の構造は、アスファルトコンクリート約 5 cm 粒度調整高炉スラグ砕石 25 cm となっており、大半は粒度調整高炉スラグ砕石で占められている。粒度調整高炉スラグ砕石は、転圧後固結すると、非常に大きな強度を発現する（水硬性粒度調整高炉スラグ砕石は施工後 1 年で圧縮強度が 5~8 MPa ぐらいになる<sup>10)</sup> になると同様に粒度調整高炉スラグ砕石も同程度の強度を示す<sup>11)</sup>。すなわち本地点の強化路盤は、たわみ性舗装あるいは剛性舗装という分類のうち、剛性舗装とみることができる。このため剛性の高いスラグ路盤が軟弱な地盤による不同沈下に対して追従することができず、先ず高炉スラグ砕石部にクラックが生じ、その結果アスファルトコンクリート部にもクラックが生じたものと考えられる。現地調査によれば、アスファルトコンクリートのクラック部から水を浸透させた場合、かなりの水が容易に浸透していったことから、クラックはアスファルトコンクリート部、高炉スラグ砕石部の両者に生じていることが推測される。したがって本地点のような場合には、路盤材に粒度調整砕石を用いて路盤全体をたわみ性舗装構造としておいたほうがよかったとも考えられる。

また道路のアスファルト舗装の針入度、伸度と舗装の変状の関係によれば、クラックの発生しやすい領域として針入度 40 以下、伸度は 20 以下となっており、また伸度 10 以下でクラックが発生するとされている<sup>12)</sup>。したがって、鉄道と道路の荷重等の違いがあり一概に判断できないが、軌道内のアスファルトには劣化の進行が見られ、過度の列車荷重の作用により直ちにクラックが発生した可能性があるとも考えられる。劣化の原因として

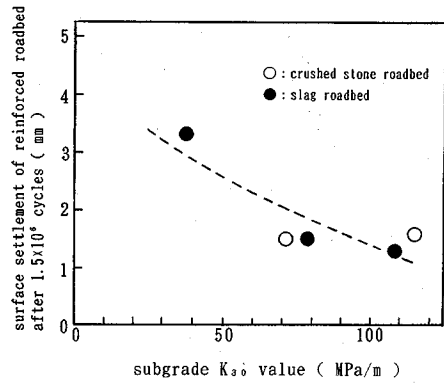


Fig. 25 Relationship between subgrade  $K_{30}$  value and settlement (in case of reinforced roadbed thickness 30 cm)

は、道床バラストに覆われているため紫外線の影響ではなく、盛土の含水比が高いことにより過度の水分の影響と考えられる。

さらに本地点は起点側にある橋梁と 40 m 程度しか離れておらず（橋梁取り付け部では線路に段差ができやすいため列車がバウンドし、その結果、路盤に対して大きな荷重を与えることがある）、かつ勾配変更点に位置しているため、路盤に過度の列車荷重が加わることもあり、これらの要因の影響も考えられる。

(2) 繰返し沈下量と路盤・路床の関係

実物大模型による載荷試験において、路盤表面の沈下量は 150 万回の繰返しでは収束しないが、原地盤をそのまま用いた土路盤に比べその沈下量は 10 倍以上も少なく<sup>13)</sup>、また 150 万回の繰返しに相当する実際の強化路盤の沈下量が 5 mm 程度<sup>14)</sup> であることより、鉄道線路としての路盤の機能を十分に確保できるものと考えられる。そこでさらに路盤・路床の沈下について考察する。

別途行ったスラグ路盤の載荷試験結果を含め、150 万回繰返し後の最終沈下量と厚さ比（路盤厚さ/路床厚さ）の関係を Fig. 24 に示す。同図によれば、厚さ比が大きいほどすなわち試験ピット内に占める圧縮性の小さい材料で構成される路盤の厚さが大きくなるほど沈下量は少なくなるが、路床強度が  $K_{30} = 108$  MPa/m と大きくなると厚さ比の影響はなくなる。なお、スラグ路盤でも砕石路盤と同様の繰返し載荷試験を実施したが、厚さ 15 cm の路盤でも全く変状が見られなかった。

また厚さ 30 cm の路盤の場合、Fig. 25 に示すように路床の強度が  $K_{30} \geq 68.6$  MPa/m では路盤表面沈下量に及ぼす路床強度の影響はなくなるようである。

鉄道線路の土構造物区間の路床強度は、列車通過時の路盤の動的な許容沈下量が 4 mm 以内になるように盛土、切取、素地区間において  $K_{30} \geq 68.6$  MPa/m とされているので<sup>15)</sup>、性能上路盤厚さは 15 cm でも可能である

ことが確認された（「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物」では施工等を考慮して最小厚さをスラグ路盤は 15 cm, 碎石路盤は 20 cm としている）。

## 6. 結 論

強化路盤の実態調査、実物大模型による載荷試験より強化路盤厚さの低減化に関して以下のようにまとめることができる。

(1) アンケート調査によれば、昭和 53 年の「建造物設計標準解説土構造物」に制定された路盤よりも薄い路盤であるにもかかわらず、碎石路盤、スラグ路盤ともに路盤下の路床が健全であれば、鉄道路盤として機能が確保されていることがわかった。

(2) 現場の路盤振動測定によれば、路床が健全であったため列車通過時の路盤の振動変位は小さく、路盤として十分な機能が確保されていることが確認された。

(3) 実物大模型を用いた室内載荷試験において、150 万回の繰返し載荷では沈下は収束しなかったが、その値は数 mm と小さく、今後沈下が進行しても通常の軌道保守作業で十分対処できる。したがって路床強度が  $K_{30} \geq 68.6 \text{ MPa/m}$  であれば繰返し変位および沈下量ともに小さく、路盤として十分な強度と機能を確保していることが確認された。

(4) 従来の最小路盤厚さの半分である路盤厚さが 15 cm でも強化路盤に変状はなく、また 150 万回の載荷では他のケースと同様に沈下は収束していなかったが、軌道保守作業で十分に対処できる程度の小さい沈下量であること、および繰返し変位が十分に小さいことから耐

久性に問題はないと考えられる。

以上のように、路盤の健全度あるいは沈下量は路床強度に依存し、路床強度  $K_{30} \geq 68.6 \text{ MPa/m}$  であれば、路盤沈下量は十分小さい値であり、路盤厚さの低減は可能であるとの結論を得た。

## 参 考 文 献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説土構造物，丸善，1992年3月。
- 2) 日本国有鉄道編：建造物設計標準解説土構造物，日本鉄道施設協会，pp. 323～333，1978年11月。
- 3) 前掲2)，pp. 205～206。
- 4) 伊東孝之・須長誠・狭田彰二：強化路盤の劣化調査，鉄道技術研究所速報，No. A-87-70，1987. 3。
- 5) 須長誠・関根悦夫・伊東孝之：強化路盤の実態調査，日本鉄道施設協会誌，pp. 59～62，1990. 3。
- 6) 垂水尚志・田中政典：軟弱地盤上低盛土対策（第4報）—注入杭工法の試験施工結果—，鉄道技術研究所速報，No. A-84-82，pp. 34～36，1984. 6。
- 7) 垂水尚志・須長誠：軟弱地盤上低盛土の列車挙動に関する研究，土木学会論文集，No. 400，Ⅲ-10，p. 7，1988. 12。
- 8) 前掲1)，p. 120。
- 9) 前掲1)，p. 118。
- 10) 高炉スラグ路盤設計施工指針作成委員会：高炉スラグ路盤設計施工指針，鉄鋼スラグ協会，p. 59，1982年6月。
- 11) 前掲4)，pp. 23～26。
- 12) 舗装試験法便覧，日本道路協会，pp. 366～368，1988年11月。
- 13) 須長誠・伊能忠敏・伊東孝之：各種路盤の繰返し載荷試験，土木学会第36回年次学術講演会講演概要集，pp. 114～115，1981年10月。
- 14) 小山内政広：軌道調査の結果から—強化路盤区間の調査—，鉄道線路，33-10，pp. 11～14，1985. 10。
- 15) 前掲1)，p. 227。

(1993.7.9 受付)

## A STUDY ON DECREASE OF REINFORCED ROADBED THICKNESS IN RAILWAY

Makoto SUNAGA and Etsuo SEKINE

In order to decrease the reinforced roadbed thickness in railway, the authors performed a field investigation of the reinforced roadbed and a cyclic load test using full-sized reinforced roadbed models. The investigation proved better performance of the reinforced roadbed in field and the test did the durability of the reinforced roadbed under cyclic load. And the authors could draw a sufficient conclusion on decrease of the reinforced roadbed thickness from the above investigation and test.