

石炭灰を用いた路盤補修策による 噴泥防止効果に関する研究

山田幹雄*・山崎和彦**・佐野博昭***・
伊能忠敏****

本研究では、石炭灰の工学的特質を活用した互層路盤の噴泥対策工法としての有効性を調べるために、これと既存の対策工法の1つである砂置換路盤とを営業線のレール継目部に築造し、それぞれの施工基面の振動量や地盤反力係数などを測定した。さらに、積算温度を考慮した構造解析を行って、外気温度が互層路盤の支持力に与える影響について検討した。その結果、互層路盤は砂置換路盤に比べて列車荷重に対する安定性や支持機能の向上効果が高く、また、噴泥を再発する恐れのないことが明らかとなった。

Key Words : fly ash, mud-pumping, bearing capacity, maintenance of way

1. はじめに

鉄道の路盤は、軌道を十分に支持してこれに適度の弾性を与えるとともに、道床からの荷重を分散して路床へ伝達する機能を有していなければならない。このような機能をより長く存続させるには、一般に、自然土などから成る土路盤を築造するよりも粒度調整高炉スラグ砕石などから構成される強化路盤を築造する方が得策と判断されるが、後者は工費が割高となることもあって主に重要線区（幹線）を対象として施工されてきている^{1),2)}。

路盤噴泥は、粘性土の土路盤上に敷設された線路で、道床厚が小さく、かつ、排水不良となっている箇所によく発生する。とくに、列車通過時に衝撃的な荷重が作用するレール継目部およびその周辺では、道床の路盤へのめり込みが顕著となって大きな軌道狂いが生じる。噴泥箇所にはこれまでも発生状況に応じて各種の対策工が施され、それによる効果も上がっているが³⁾、昨今の列車の高速運転化によって支線においては道床のめり込み沈下が急速となったり、あるいは、噴泥が再発したりして容易に保守量の低減を図れない所も認められる。

このような箇所には、排水機能を回復する措置と併せて列車荷重に対する安定性の確保、噴泥の防止および保守周期の延長の観点から、路盤表面における地盤反力係数 K_{30} の値が 11 kgf/cm^2 (107.8 MN/m^2) 以上⁴⁾となるような材料と方策をもって対処する必要がある。

その材料に関して、著者らは石炭灰（フライアッシュ）の有する工学的特質、すなわち、最適条件下で締固めた石炭灰は時間の経過にもなって強度を増加し、圧縮性、透水性や凍上性は低下するという性質⁵⁾に着目した。そ

して、この特質を活用した補修策として、当該線路に「砂層—石炭灰・消石灰混合層—砂層」から成る互層路盤を築造することを提案した⁶⁾。

この互層路盤の特徴は、ポゾラン反応やエトリンガイト生成反応の進行により固化、版状となった混合層を利用して支持機能と荷重分散機能双方を高めるとともに、砂層によって路盤内排水を促進させようとするところにある。そのため、文献6)の研究では混合層自体の水浸強度、互層路盤全体で生じる沈下量やコーン支持力および地盤反力係数の経時変化を調べることに重点を置いた室内試験や構造解析を行った。これらの試験および計算結果からは、互層路盤の水や動荷重に対する耐久性は高く、また、施工後短期間で $K_{30} \geq 11 \text{ kgf/cm}^2$ (107.8 MN/m^2) となることが示された。しかし、その研究では石炭灰は1種類しか使用しなかったために、石炭灰の化学成分組成の違いが強度発現や体積変化の過程におよぼす影響⁷⁾など不明な点もいくつか残された。

そこで、次の段階として、発生場所の異なる3種類の石炭灰を用いてそれぞれのCaO含有量および酸性率と強度特性、変形特性との関係について検討を加えた⁸⁾。文献8)の研究からは、酸性率の低い石炭灰ほど強度や膨張量は大きくなること、消石灰を混合すると膨張抑制効果が現れること、さらに、強度の発現や膨張の進行には養生温度が深く関与していることなどが示された。

以上のような室内レベルでの研究成果を踏まえて、著者らはJR七尾線の噴泥箇所互層路盤を試験的に築造し、施工性やこれによる線路改善効果を検証した。本論文では、次章以下に使用した石炭灰の基本的特性、施工概要、事前および事後調査の結果⁹⁾を述べるとともに、最後に、周辺環境（主として気温）が互層路盤の地盤反力係数におよぼす影響について検討した結果を述べる。

* 正会員 工博 金沢工業大学助教授 工学部土木工学科
(〒921 石川県金沢南局区内野々市町扇が丘7-1)

** 正会員 技術士 ジェイアール西日本コンサルタンツ(株)

*** 正会員 工修 石川工業高等専門学校助手 土木工学科

**** 正会員 工博 金沢工業大学特任教授

表-1 材料の物理的性質

材 料 名	石 炭 灰 (フライアッシュ)	川 砂
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.23	2.67
礫 分 (%)	-	11.8
砂 分 (%)	7.8	85.1
シルト分 (%)	90.6	1.3
粘 土 分 (%)	1.6	1.8
均 等 係 数 U_1	1.50	4.90
曲 率 係 数 U_2	1.22	0.97

表-2 石炭灰の化学成分組成

シ リ カ [SiO ₂] (x)	48.80
ア ル ミ ナ [Al ₂ O ₃] (x)	25.60
酸 化 第 二 鉄 [Fe ₂ O ₃] (x)	7.71
酸 化 カ ル シ ウ ム [CaO] (x)	2.19
酸 化 マ グ ネ シ ウ ム [MgO] (x)	1.34
酸 化 カ リ ウ ム [K ₂ O] (x)	1.59
酸 化 ナ ト リ ウ ム [Na ₂ O] (x)	0.49
強 熱 減 量 [Li] (x)	9.24
水素イオン濃度指数 [pH]	11.2

2. 材料の性質

今回の試験施工には、富山新港共同火力発電所において発生した石炭灰（フライアッシュ）および手取川流域より採取した砂（川砂）を使用した。それぞれの物理的性質を表-1に、また、石炭灰の化学成分組成を表-2に示す。この石炭灰に混合する消石灰として、今回はCaOを約74%含有する工業用消石灰（特号）を使用した。石炭灰と消石灰との配合割合は乾燥質量比で8:2および5:5としたが⁹⁾、これは国外で行われた石炭灰を用いた道路路盤築造工事¹⁰⁾における両者の配合割合を参考にして決めたものである。

図-1は配合割合を8:2、5:5とした混合材料の締固め曲線を示す。この図には、比較のために消石灰を加えなかった場合（配合割合10:0）の試験結果も併せて記入してある。消石灰の混合量が増えるにしたがって、わずかながら最適含水比は高くなり、最大乾燥密度は小さくなっていくことがわかる。

次に、締固めた混合材料の強度特性を調べるために、本研究では表-3に示したA~Cのシリーズについてそれぞれ一軸圧縮試験を行うことにした。この試験に使用した円柱供試体の寸法はいずれも直径約50mm、高さ約100mmであり、供試体の作製にあたっては、二つ割りモールドの中に混合材料を入れ、これを油圧試験機を用いて静的に締固めた。材齢は最長180日とし、養生は温度20°C、湿度90%の恒温室内で行った。一軸圧縮試験は、1%/minのひずみ速度で実施した。

表-3において、Aシリーズは試験施工に使用する石炭灰自体および所定の配合割合とした混合材料の強度発現過程を調べることに重点を置いたシリーズであり、それぞれの最適含水比、最大乾燥密度を目標として供試体を作製した。作製した供試体は非拘束の状態で養生することとし、そのままビニール袋に入れて厳封した。

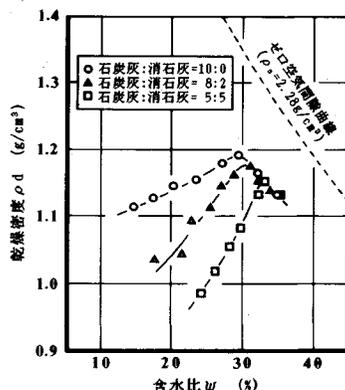


図-1 混合材料の締固め曲線

表-3 供試体の作製条件

シリーズ名	配合割合 (乾燥質量比) 石炭灰:消石灰	含 水 比 w (%)	乾 燥 密 度 ρ_d (g/cm ³)	
A	A-1	10:0	29.4	1.19
	A-2	8:2	30.4	1.18
	A-3	5:5	33.4	1.15
B*	B-2	8:2	30.4	1.18
	B-3	5:5	33.4	1.15
C*	C-2	8:2	21.6	1.06
	C-3	5:5	27.4	1.04

* B, Cシリーズにおける上下砂層の含水比 w は約10%、乾燥密度 ρ_d は上部砂層において約1.6g/cm³、下部砂層では約1.7g/cm³

B, Cシリーズは互層路盤の構造を考慮して、すなわち、混合層は上下を砂層に挟まれており、また、側方も拘束状態にあることを考えに入れて、容器に順次川砂、混合材料、川砂を詰め、その容器ごと恒温室内で養生したシリーズである。具体的には、底蓋を付けた内径51mm、高さ320mmのプラスチック製の円筒の中に、最初にランマーを用いて川砂を100mmの高さまで詰め、その上に予め作製しておいた供試体を砂層と確実に接するように置き、最後に川砂を100mmの高さに詰めて厳重に蓋をした後、円筒を恒温室内の箱の中に静置した。

Bシリーズにおける供試体の作製条件はA-2, 3と同じとしたが、Cシリーズでは施工時に水分損失や転圧不足が生じた場合を想定して、締固め度90%の乾燥密度およびこれと締固め曲線（前出図-1）とが交わる点の含水比をもって供試体を作製することにした。なお、川砂は締固め試験において最大乾燥密度が認められなかったため、実験室に搬入したときの状態（含水比約10%）で円筒に充填した。同様に、試験施工においても、川砂についてはとくに含水比の調整は行わなかった。

図-2は、Aシリーズにおける一軸圧縮強さ q_u と養生日数 t_a との関係を示す。横軸 t_a は、対数目盛で表してある。先の表-2に示したように、今回採用した石炭灰はCaOが約2%と比較的少なく、酸性率 $(SiO_2 + Al_2O_3)/(Fe_2O_3 + CaO + MgO)$ が約7と高いこともあって、単体（A-1）では q_u はほとんど増加しないことが

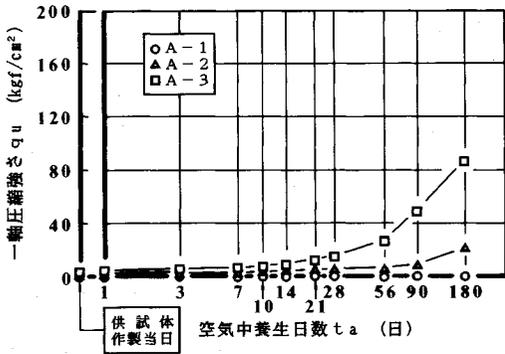


図-2 養生日数の経過にともなう一軸圧縮強さの変化 (Aシリーズ)

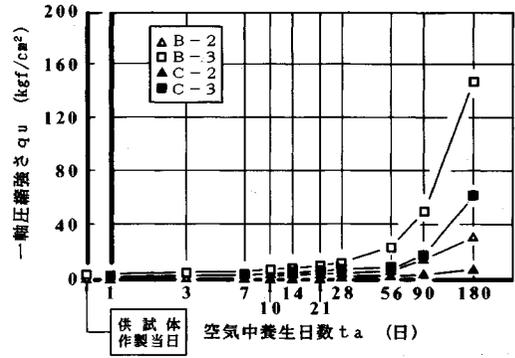


図-4 養生日数の経過にともなう一軸圧縮強さの変化 (B, Cシリーズ)

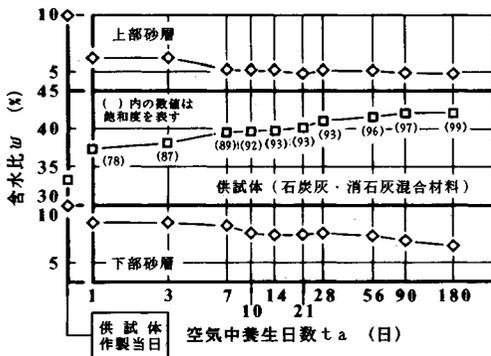


図-3 養生日数の経過にともなう含水比の変化 (B-3シリーズ)

わかる^{7),8)}。一方、消石灰を混合した場合には、凝結硬化の進行に関連をもつアルミン酸石灰水和物やケイ酸石灰水和物の生成などが促進されて^{11),12)}、とくに、消石灰混合量の多いA-3においてはこのような化学反応によって養生56日以降の q_u が著しく増加している。また、消石灰混合量の少ないA-2においても、長期にわたって強度を発現する傾向が認められる。

Aシリーズの供試体についてそれぞれの体積変化率を求めたところ、養生14日までにA-1では1.6%、A-2では1.1%、A-3では0.9%の体積膨張が生じたものの、それ以降膨張の進行は確認されなかった。

供試体を湿った砂層に挟んで養生したB, Cシリーズでは、養生期間中に供試体および砂層に生じた含水比の変化を調べる目的で、供試体を円筒から取り出す際に砂層の一部を採取してその含水比を測定した。採取位置は、上下の砂層ともにそれぞれの中央部とした。測定結果の1例(B-3の場合)を図-3に示す。養生の当初より砂層の含水比は低下し、言い換えれば、供試体が砂層の間隙水を吸収し始め、その後も供試体が飽和状態に達するまで間隙水は継続して移動することがわかる。

この点に関して、著者らは以前に別の実験において混

合材料の上下に乾いた川砂を詰めたとあるが、そのときには、今回とは逆に混合層の間隙水が砂層へ移動する現象がみられた¹³⁾。したがって、このような現象には粒子と水との結び付きの強さ、いわゆるpFの関与する部分が多いと考えられる。

図-4はB, Cシリーズにおける一軸圧縮強さ q_u と養生日数 t_a との関係を示す。消石灰混合量が同じでも当初の締固め度が低い場合(C-2, 3)には、 q_u の増加は少ないことがわかる。また、この図と先の図-2において同じ条件で供試体を作製したA-2とB-2, A-3とB-3とを比較してみると、養生90日までの q_u にA, Bシリーズとくに差は認められないが、養生日数が180日になるとB-2はA-2の1.3倍、B-3はA-3の1.7倍の q_u になっていることがわかる。長期強度にこのような差が生じたのは、Bシリーズでは供試体が拘束状態にあったことに加えて、砂層から移動した水によって供試体中のポズラン活性が一層高められたことによるものと考えられる。

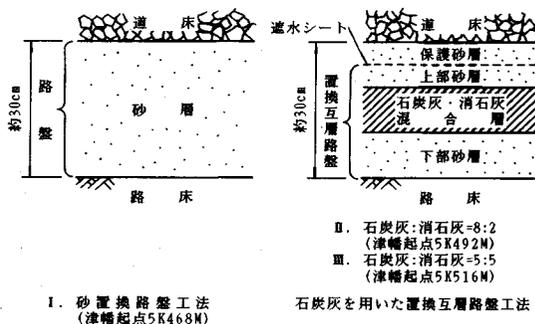
B, Cシリーズの供試体は側方が円筒の内面にほぼ接していたこともあって体積膨張は主として上下方向に生じ、養生180日目の体積変化率は、供試体の作製条件とは関係なく0.5%程度と比較的小さい値となった。この体積変化率がそのまま施工後における混合層の膨張量に相当するとは言い難いが、それでも、実際の路盤面には列車荷重や軌道の死荷重といった下向きの力が作用していることも併せて考えると、互層路盤築造後に混合層の膨張によって道床が押し上げられて大きな軌道狂いが生じるという恐れは極めて少ないと判断される。

3. 試験施工の概要

互層路盤の試験施工は、JR七尾線(単線)の噴泥箇所を1991年9月上旬に実施した。七尾線ではこの年の8月に電化工事が竣工し、9月より従来の気動車に替わって電車の運行が開始された。さらに、この線には北

表—4 路床土の性状

土質名	沖積粘性土
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.71
自然含水比 w_n (%)	42.2
液性限界 w_L (%)	36.3
塑性限界 w_p (%)	20.5
塑性指数 I_p	15.8
砂分 (%)	28.0
シルト分 (%)	26.2
粘土分 (%)	41.8
一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm^2)	4.0
地盤反力係数 K_{30} (kgf/cm^2)	0.4
	3.0



図—5 路盤噴泥対策工の種類

陸線経由の特急電車も乗入れることとなって、列車の通過回数および走行速度はともに増加した。

今回は、施工箇所として津幡起点 5 K 468 M, 492 M, 516 M の連続するレール継目部を選定した。ここは平坦な直線区間であり、特急電車はおよそ 100 km/h の速度で通過している。軌道には 50 kgN レールおよび 2 号並まくらぎが敷設されており、施工基面、レール頭頂面は線路両側の水田よりそれぞれ 0.5 m, 1 m の高さにある。この区間には過去に側溝改良が施されたが、噴泥の進行を阻止するまでにはいたらず、施工前の状況としては、レール継目部周辺の道床表面には泥状の路盤土が噴出し、その部分の道床は最大で施工基面下約 30 cm の深さまでめり込んでいた。また、レール中間部においても、所々で道床噴泥と路盤噴泥とが混在して発生していた。しかし、噴泥の程度はレール継目部に比べればかなり軽少なものであった。

表—4 は、未だ道床がめり込んでいなかった所（施工基面下約 40 cm）から抜き取った路床土の物理的性質、一軸圧縮強さおよび路床面（施工基面下約 30 cm）で測定した地盤反力係数 K_{30} の値を示す。なお、噴泥の発生状況からこの区間における原地盤表層部の土質や支持力に大きな違いはないと判断して、路床上の採取は 5 K 492 M のレール継目部で、平板載荷試験は 5 K 502 M のレール中間部で実施した。同様に、施工前における施工基面の振動および路盤圧力の測定は、3 箇所のレール継目部の中央に位置する 5 K 492 M で実施した。このときの測定結果については、施工後に行った種々の調査結果と併せて次章に示すこととする。

本研究では、3 つの施工箇所のうち、5 K 492 M には石炭灰と消石灰との配合割合を乾燥質量比で 8 : 2 とした互層路盤を、5 K 516 M には配合割合を 5 : 5 とした互層路盤を、そして、5 K 468 M には施工性や線路改善効果を互層路盤と比較する目的で既存の噴泥対策工法の 1 つである砂置換路盤を築造することにした。以下、5 K 468 M, 492 M, 516 M に施した対策工のことをそれぞれ工法 I, 工法 II, 工法 III と称することにする。

図—5 に示すように、工法 I は表面を均した路床の上に川砂の単一層から成る路盤を築造するものであり、施

工にあたって川砂のまき出し、転圧作業は 2 回に分けて行うことにした。工法 II, III は路床面上に順次砂層（下部）、石炭灰・消石灰混合層、砂層（上部）を 1 層ずつ仕上げていくものであり、施工後混合層の凝結硬化が進行し始めるまでの間路盤内に多量の雨水が浸入するのを防ぐために、上部砂層を遮水シート（厚さ 0.3 mm, 市販のビニールシート）で覆うことにした。さらに、遮水シートの上にも砂層（保護）を置いて、道床によってシートが破損されるのを防ぐことにした。

置換厚さは、施工箇所における道床のめり込み深さと標準的な土路盤の厚さ双方を考慮して約 30 cm とした。また、1 箇所あたりの工事の範囲はレール継目を中心とする長さ約 2.5 m（敷設まくらぎ 5 本分相当）、幅約 4 m とした。ここで、線路方向に 2.5 m というのは、強化路盤の設計において、1 つの輪重は 5 本のまくらぎで支えるものとして路盤圧力を算定することに基づいて決めた長さである。このように、今回は 1 箇所あたりの施工長さが短いこともあって、そこに敷設されているレールは取り外さないで工事を行うことにした。

石炭灰と消石灰と水との混合作業は、粉塵の飛散を防止するために屋内（除雪待機所）で実施した。作業は施工の前日と当日に行い、混合には練上がり量 0.22 m³ のモルタルミキサーを 2 台使用した。混合材料の作製にあたっては、初めに所要量の石炭灰と消石灰とを 5 分間混ぜ合わせ、続いてじょうろを用いて少しずつ水を加えていった。その際、必要水量の約 1/3 を加えるごとに一旦ミキサーを止めて、大きな塊を手でほぐした。1 回の作業に要した時間は 40～45 分/台であり、混合量は 90～100 kg/台であった。工法 II, III とともに作製する混合材料の量は余裕を見込んで 1100 kg とした。作製した混合材料は 20 kg ずつビニール袋に入れて密封し、これを現地へ搬送した。

工法 I の施工は 1991 年 9 月 3 日、工法 II は 9 月 5 日、工法 III は 9 月 8 日の 0～5 時の列車間合を利用して行った。いずれも降雨はなく、気温は 22°C 前後であった。

表—5 は工法 I, II, III の工程とそれぞれの作業に要

表—5 作業工程および所要時間

作業工程	所要時間 (分)			
	工法Ⅰ	工法Ⅱ	工法Ⅲ	
道床撤去	18	15	9	
まくらぎ撤去	6	5	6	
掘削	38	36	37	
木枠設置	6	6	6	
土圧計設置	1	1	1	
下部砂層	砂搬入	9	14	12
	転圧	8	11	10
	密度試験	7	12	8
石炭灰・消石灰混合層	混合材料搬入	-	9	16
	転圧	-	7	11
	密度試験	-	14	11
上部砂層	砂搬入	10	8	7
	転圧	13	9	9
	密度試験	9	8	7
遮水シート掛け	-	9	11	
保護砂層	砂搬入	-	7	8
	転圧	-	8	12
振動計取り付け板設置	10	7	5	
まくらぎ復旧	8	9	8	
道床復旧	17	14	10	
総突固め	17	11	11	
合計所要時間(分)	177	220	215	

表—6 転圧終了時における各層の状態

対策工法の種類	層	まき出し厚さ	仕上がり厚さ	含水比 w (%)	乾燥密度 ρ _s (g/cm ³)
		h ₁ (cm)	h ₂ (cm)		
工法Ⅰ	砂層	15	14	9.4*	1.65*
	上	13	12		
工法Ⅱ	上部砂層	9	8	8.2	1.66
	混合層	12	7	31.0	1.16
工法Ⅲ	下部砂層	9	8	8.1	1.67
	上部砂層	10	9	7.4	1.66
工法Ⅲ	混合層	13	9	30.0	0.95
	下部砂層	8	7	7.4	1.68

*上下2層の平均値

道床厚は3箇所ともに約20 cm となった。

4. 調査項目および結果

本研究では、当該区間に対策工を施す前と後との線路性状の違いおよびそれぞれの対策工法による線路改善効果を調べるために、施工約2ヶ月前の1991年6月下旬から施工後約1年が経過した1992年8月末にかけて、以下に示す①～④の調査を実施した。

- ① 気温、降水量および地下水位 (計測期間：1991年6月～1992年8月)
- ② レール頭頂面および施工基面の高低変化 (測量期間：1991年6月～1992年8月)
- ③ 施工基面の振動および路盤圧力 (測定期間：1991年9月～1992年3月)
- ④ 地盤反力係数 K_{30} (平板載荷試験実施日：1992年5月20日)

さらに、これらの他にも、七尾線に軌道検測車が運転された際にはその測定記録 (マヤチャート) を読み取って、当該区間における軌道狂いの発生状況を調べた。

図—6 は地下水位、日平均気温および日降水量の計測結果を示す。地下水位の計測にはフロート式水位計を使用し、これを津幡起点5K 500 M の右レールから約3 m 離れた施工基面に設置した。この図より、試験施工を行った1991年9月上旬は地下水位の降下していた時期であったこと、さらに、地下水位の上昇した時期でも水面は工法Ⅰ、Ⅱ、Ⅲで築造した路盤 (施工基面下0.3 m) にまでは達していなかったことがわかる。また、1991年9月～12月の間に日平均気温は約20°C 低下し、12月以降1992年3月までの日平均気温は連続して10°C 以下であったことがわかる。このように今回は対策工を施した後に低温期を迎えたわけであるが、この場合の石炭灰・消石灰混合層の凝結硬化の進行度と施工を高温期に先駆けて行った場合の進行度との違い、すなわち、施工時期が互層路盤の地盤反力係数 K_{30} の経時変化におよぼす影響については次章で検討を加えることとする。

レール頭頂面および施工基面の水準測量は、津幡起点5K 448 M～558 M 間で実施した。測点はおよそ5 m 間

した時間をまとめたものである。工事に携わった作業員の数は工法ⅠとⅡにおいては11名、工法Ⅲでは9名であり、道床の撤去、復旧および路盤の掘削には小形のバックホーを使用した。また、掘削後、路床面を均した段階で新たな路盤を築造する範囲を木製の板で囲って、転圧作業時に川砂や混合材料が側方へ移動するのを防いだ。転圧には、遠心力1.1 tf (10.8 kN) のコンパクターを用いた。転圧回数は今回の試験施工に先立って実施した屋外ピットにおける転圧試験¹⁴⁾より得られた結果を参考にして1層あたり3往復とし、1層の転圧が終わるごとにその密度を砂置換法によって測定した。なお、左レール継目部直下の路床面には土圧計を設置し、軌道中心から1.4 m 離れた施工基面には振動計のピックアップを取り付けるための脚付き台座を石膏で固定した。

表—6 は工法Ⅰ、Ⅱ、Ⅲにおける各層の仕上がり状態をまとめたものである。砂層は対策工法の区別なくほぼ同じ状態で仕上がっていること、さらに、工法Ⅱの混合層は先の表—3におけるB—2に近い状態、すなわち、混合材料の最適含水比、最大乾燥密度に近い状態で仕上がっていることがわかる。これに対して、工法Ⅲの混合層の含水比はB—3とC—3との中間の値、乾燥密度はC—3よりもさらに小さい締固め度約85%の値となっている。工法Ⅲの混合層がこのような状態で仕上がった理由として、先の表—5にも示してあるように、工法Ⅲにおいては工法Ⅱに比べて混合材料の搬入 (まき出しおよび敷均し) に手間取ったことに加えて、まき出し厚さが大きかったことを挙げることができる。

今回の置換厚さは工法Ⅰでは26 cm、工法Ⅱ、Ⅲでは遮水シートの上にそれぞれ厚さ6 cm、4 cmの保護砂層を置いて29 cmとなった。道床の復旧にあたって路盤土混じりの道床は新しいものと更換したが、その結果、

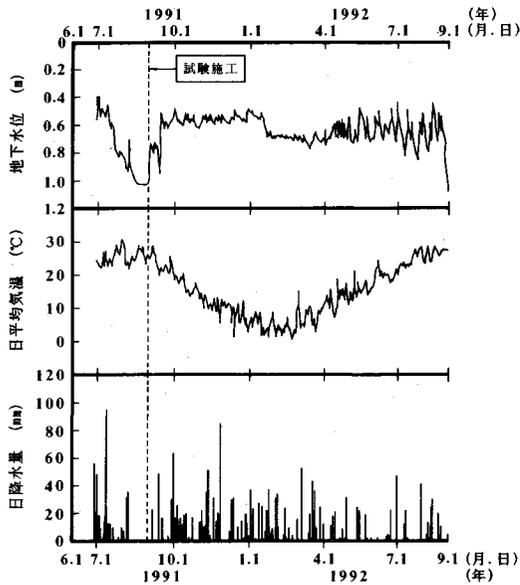


図-6 地下水水位、日平均気温および日降水量の計測結果

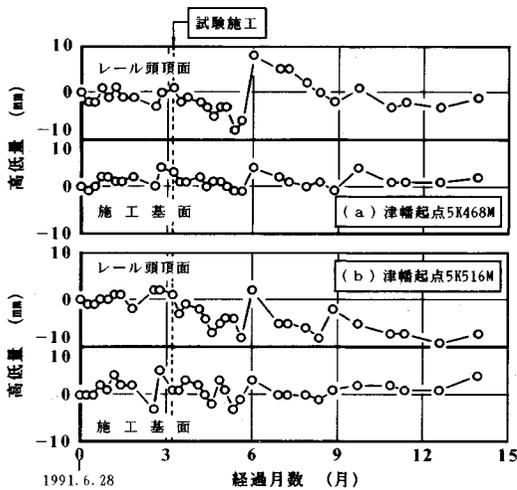


図-7 レール頭頂面および施工基面の高低変化

隔とし、右レールおよび右レールから約 1.5 m 離れた施工基面に打ち込んだ杭に標尺を立てて視準した。測量結果の 1 例を図-7 に示す。(a) は工法 I、(b) は工法 III を施した箇所での結果であり、調査を開始した 1991 年 6 月下旬の高さを基準としてその後の推移を示してある。なお、レール頭頂面の高低量にはむら直し作業時の軌框こう上分も含まれている。レール頭頂面については (a)、(b) とともに施工後 3 ヶ月間は概ね沈下傾向にあったことが認められる。この沈下は、施工箇所に新規に投入した道床の路盤へのめり込みによって生じたものと考えられる。施工基面については (a)、(b) で明らかな差がないことから、混合層に軌道の平坦性を

表-7 施工前振動調査結果の 1 例
(調査地点：津幡起点 5 K 492 M、工法 II 施工予定箇所)

(i) 電化前・気動車通過時					
計測項目	列車番号	車両数	軸重 (tf)	通過速度 (km/h)	
実位	305D	2両	11.0~12.2	78	
加速度	309D			86	
振動方向	変位 (mm)		加速度最大フーリエ振幅 (gal·sec)		
	最大値	平均値	振幅		
上下	0.82	0.75	26.1		
前後	0.56	0.40	5.5		
左右	0.34	0.28	22.9		
(ii) 電化後・電車通過時					
計測項目	列車番号	車両数	軸重 (tf)	通過速度 (km/h)	
実位	754M	3両	9.7~11.3	76	
加速度	2006M	7両	8.0~11.7	93	
振動方向	変位 (mm)		加速度最大フーリエ振幅 (gal·sec)		
	最大値	平均値	振幅		
上下	0.90	0.70	48.7		
前後	0.69	0.43	26.4		
左右	0.55	0.39	64.0		

損なうような膨張は生じなかったとみなすことができる。

次に、列車通過時の施工基面の振動を調査するにあたって、本研究では上下、前後、左右の 3 方向に生じた変位と加速度とを測定することにした。ここで、前後とは線路方向を意味し、左右とは線路直角方向を意味する。測定にはサーボ形加速度計 (3 個 1 組) を使用し、その取り付け位置は、先にも述べたように、施工前も施工後も軌道中心から 1.4 m 離れた所とした。なお、変位は加速度信号を増幅器に内蔵されている積分回路で 2 回積分して求めることとし、データレコーダに入力した変位信号を電磁オシログラフに出力したときの波形からその最大値および平均値を読み取ることにした。加速度信号については A/D 変換器を通してフーリエスペクトルを計算し、これを Parzen's spectral window¹⁵⁾ を用いて平滑化したときのフーリエ振幅を求めることにした。解析に際して、ローパスフィルタの遮断周波数は 200 Hz、サンプリングの時間間隔は 0.0025 秒とした。

対策工を施す前の振動調査は七尾線が電化される前、すなわち、気動車が通過していた時点と電化工事が竣工して電車が通過するようになった時点にそれぞれ実施した。そのときの調査結果の 1 例を表-7 に示す。(i) は電化前、(ii) は電化後の結果である。ここで、最大フーリエ振幅とは卓越振動数におけるフーリエ振幅のことを表す。加速度については、車両数の違いからサンプリングデータ数が (i) と (ii) とでは異なっている (309 D 列車：1 024 個、2006 M 列車：4 096 個) ので双方の解析値をそのまま比較することはできないが、変位の読み取り値からは、工法 II を施す以前に施工基面に生じていた上下、前後、左右方向の振動は気動車通過時も電車通過時もほぼ同じであったことがわかる。

対策工を施してからの振動調査は施工後およそ 1 週間、1、2、3 および 6 ヶ月が経過した時点で行った。表

表—8 施工後振動調査における測定対象列車

調査地点 [津幡起点]	対策工法の種類	計測項目	列車番号	車両数	軸重 (tf)	通過速度 (km/h)
5K468M	工法Ⅰ	変位	752M	3両	9.7~11.3	68~78
		加速度	2019M	7両	8.0~11.7	91~100
5K492M	工法Ⅱ	変位	754M	3両	9.7~11.3	82~89
		加速度	2006M	7両	8.0~11.7	79~102
5K516M	工法Ⅲ	変位	756M	3両	9.7~11.3	81~92
		加速度	12M	7両	8.6~12.8	96~105

表—9 平板載荷試験の結果 (施工後約8ヶ月目)

対策工法の種類	工法Ⅰ	工法Ⅱ	工法Ⅲ
地盤反力係数 K_{30} (kgf/cm ²)	10.7	12.2	13.8
	3.0 (施工前)		

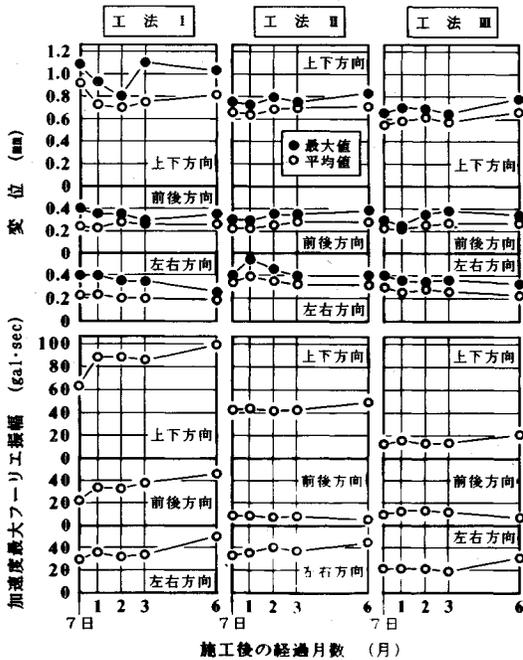
なっていることがわかる。また、施工後の状況をそれぞれの対策工法で比較してみると、前後方向と左右方向については工法Ⅰ、Ⅱ、Ⅲで顕著な相違は認められないものの、上下方向については変位、加速度最大フーリエ振幅ともに工法Ⅰ、Ⅱ、Ⅲの順に小さくなっていることがわかる。このことより、上下動に関しては砂置換路盤よりも互層路盤の方が、そして、同じ互層路盤でも消石灰混合量を多くする方が振動の軽減効果は大きいといえる。

加速度信号の平滑化スペクトルにおいて、卓越振動数は施工の前後、対策工法の種類および通過速度の大小とは関係なく上下方向ではおよそ40~70 Hz、前後方向では40~80 Hz、左右方向では50~90 Hzに存在していた。文献によれば、このような周波数範囲で卓越する路盤振動は、車両のばね下質量を主体とした輪重変動の影響によって生じるものとされている^{18),19)}。

次に、路盤圧力の測定結果についてであるが、工法Ⅱを施工前には約1.5 kgf/cm² (147.0 kPa)であった路盤圧力が、施工後には約0.9 kgf/cm² (88.2 kPa)に減少していた。しかし、今回の調査では土圧計の埋設位置を施工前はまくらぎ下面より20 cmの深さ、施工後には50 cmの深さとしたこともあって、路盤圧力の差に対策工を施したことによる荷重分散効果がどの程度含まれているのかについては不明な部分も多い。なお、工法ⅠおよびⅢを施した箇所の路盤圧力も調査期間中0.8~1.0 kgf/cm² (78.4~98.0 kPa)を推移していた。

本研究では、施工後約8ヶ月が経過した時点で継目まくらぎ周辺の道床を撤去してそのめり込み状態を調べるとともに、地盤反力係数 K_{30} の測定を行った。道床のめり込み深さはいずれの施工箇所においても4 cm程度(砕石1個分)であり、工法ⅡおよびⅢに用いた遮水シートは破損していなかった。平板載荷試験は工法Ⅰを施した箇所では道床がめり込んでいなかった所の砂を均して、また、工法ⅡおよびⅢを施した箇所では遮水シートの一部を切り取り露出させた上部砂層の表面を均して行った。反力装置には、軌道モーターカーを使用した。

表—9は、平板載荷試験の結果を示す。今回補修した3箇所の K_{30} の値は施工前の3.6~4.6倍に増加しており、とくに、工法ⅡおよびⅢを施した箇所、すなわち、互層路盤を築造した箇所では鉄道の土路盤が確保すべき $K_{30} \geq 11$ kgf/cm² (107.8 MN/m²) を十分に満足していることがわかる。平板載荷試験終了後に互層路盤の上部砂層を部分的に撤去して石炭灰・消石灰混合層の状態を調べたところ、混合層は堅固な版となっており、そこに



図—8 施工面に生じた鉛直および水平方向の振動の推移

—8は、施工後の調査において変位および加速度を測定した列車の車両数、軸重、通過速度をまとめたものである。この表に示すように、今回は3両編成の列車(普通)が通過したときに変位を、7両編成の列車(特急)が通過したときに加速度を測定することにした。このように列車を特定して調査を行ったのは、既往の研究において軟弱地盤上に築造された路盤の振動量、とくに、上下方向の変位は列車速度に依存するとされており^{16),17)}、今回のように調査の主たる目的を砂置換路盤と互層路盤との違い、すなわち、路盤の構造や構成材料の違いが施工基面の動的挙動におよぼす影響を調べることに置く場合には、車両形式、編成が同じで走行速度も似通っている列車を期間中継続して測定する方が対策工法相互の比較が容易になると判断したことによるものである。

図—8は工法Ⅰ、ⅡおよびⅢを施した箇所の施工基面に生じた上下、前後、左右方向の振動の推移を示す。調査期間中のレール遊間は5~17 mmであった。前出表—7の(ii)とこの図において工法Ⅱを施工前と後との状況を比べてみると、施工後にはいずれの方向においても変位および加速度最大フーリエ振幅は少しずつ小さく

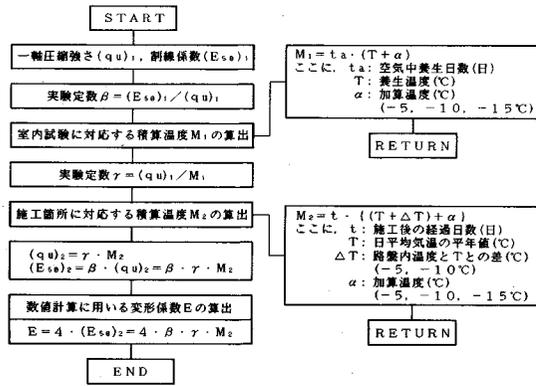


図-9 混合層の変形係数 E の算出フロー

表-10 地盤反力係数 K₃₀ の計算に用いた諸値

層区分	層の構成	変形係数 E (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν	層厚 h (cm)	
				工法Ⅱ	工法Ⅲ
第1層	路 上部砂層	3.5 ¹⁾	0.30	8	9
第2層	石炭灰・消石灰混合層	E ²⁾	0.15 ⁴⁾	7	9
第3層	盤 下部砂層	3.5 ¹⁾	0.30	8	7
第4層	路 床	1.2 ³⁾	0.40	∞	

1) 工法Ⅰに対して行った平板載荷試験の結果より算出。
2) E = 4 · β · γ · M₂ (M₂: 施工箇所に対応する積算温度)。3) 施工前に行った平板載荷試験の結果より算出。4) 文献 10) より引用

表-11 異なる ΔT, α に対する K₃₀ の計算結果

対策工法の種類	ΔT (°C)	K ₃₀ (kgf/cm ²)		
		α = -5°C	α = -10°C	α = -15°C
工法Ⅱ	-5	13.6	12.1	10.7
工法Ⅲ		16.0	13.9	11.6
工法Ⅱ	-10	11.2	9.5	7.9
工法Ⅲ		12.8	10.2	7.0

亀裂や反りなどの変状は生じていなかった。

調査期間中、軌道検測車は当該区間を2回走行したが、施工箇所において修繕を要するような動的軌道狂いはいずれも検出されなかった。なお、施工後約1年9ヶ月が経過した1993年6月現在、著大狂いの発生や噴泥の再発は一切確認されていない。

5. 互層路盤における地盤反力係数の経時変化に関する数値計算例

先に述べたように、本研究では対策工を施した箇所の支持機能の回復状況を調べる目的で施工後約8ヶ月目に平板載荷試験を実施し、前出表-9に示した結果を得た。その中で、砂置換路盤(工法Ⅰ)のK₃₀の値は施工直後も平板載荷試験時もそれほど変わっていないと考えられるが、互層路盤(工法Ⅱ、Ⅲ)のK₃₀の値は、第2章に示した混合材料の一軸圧縮試験結果ならびに版状となった混合層の実態からみて、施工後時間の経過とともに徐々に増加していったものと推察される。

一般に、互層路盤における支持力の経時変化、つまり、混合層の凝結硬化の進行に係わる要因として、雨水や地下水など路盤に浸透する水の影響と路盤内温度に関連をもつ外気温の影響とを挙げることができる^{6),8)}。今回の施工箇所については、調査結果より、施工後約8ヶ月間は前者の影響をほとんど受けなかったとみられることから、推察通りK₃₀の値が増加傾向にあったのであれば、それは主として後者の影響ということになる。

そこで、著者らは互層路盤の支持力に与える外気温の影響を明らかにするために、まず、図-9に示した手順にしたがって一軸圧縮強さ q_a、割線係数 E₅₀ と積算温度²⁰⁾との関係から混合層の変形係数 E を求めてみることにした。なお、現在までのところ、石炭灰のような材料については基準となる加算温度 α の値が確立されていない実状があるので、積算温度 M₁, M₂ の計算にあたっては取り敢えず α = -5, -10, -15°C と置くこ

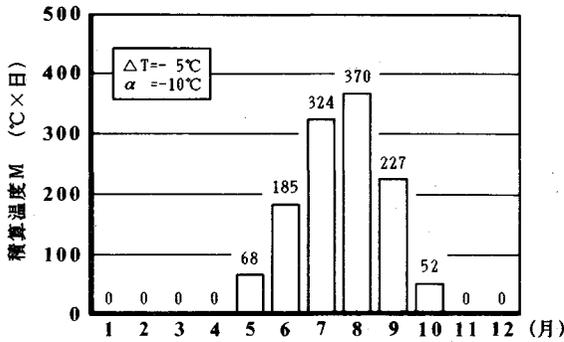
とにした。また、ここでは、路盤内温度と施工地域における日平均気温の平年値 T との差 ΔT を -5, -10°C と置いて計算を進めることにしたが、この値は凍上対策用に築造した砂置換路盤の施工基面下 10 cm の位置での温度計測記録²¹⁾を参考にして決めたものである。

次に、上記の手順で算出した E ならびに各層のポアソン比 ν や層厚 h など表-10に掲げたそれぞれの数値を多層系弾性モデルによる路盤効果の推定法²²⁾に適用して K₃₀ の値を計算し、その結果を実測値(前出表-9)と比較してみることにした。

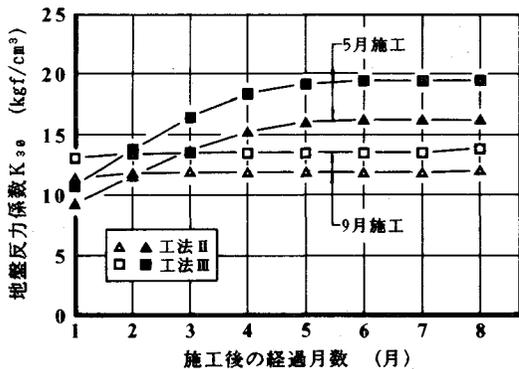
表-11は、そのときの計算結果をまとめたものである。3種類の α と 2種類の ΔT との組み合わせの中で実測値に最も近い K₃₀ の値となっているのは工法Ⅱ、Ⅲともに α = -10°C, ΔT = -5°C とした場合であることがわかる。したがって、今回築造した互層路盤においては、施工地域の日平均気温が 15°C を超えていたときに混合層の固化反応がより促進された可能性が高く、この温度が路盤支持力の経時変化に関与していた環境条件を表す 1つの指標になるものと考えられる。

図-10は、以上の計算から定めた α と ΔT とを用いて算出した施工地域の月別積算温度 M を示す。これを今回の試験施工に当て嵌めてみると、互層路盤を築造(9月上旬)してから平板載荷試験(翌年5月下旬)にいたるまでに日平均気温が 15°C を超えていたのはわずかに 9, 10 および 5月の3ヶ月しかなく、また、9月を除けば M の値もかなり小さかったことがわかる。

このことより、次の段階として、月別積算温度 M から改めて混合層の変形係数 E を求め、築造した互層路盤の 9~5月における地盤反力係数の推移を調べてみることにした。さらに、施工時期によって互層路盤の最終支持力がどれくらい違ってくるのかを検討するために、先の図-10において M の値がしだいに大きくなり始める時期、すなわち、5月に施工を行ったとした場合についても K₃₀ の値を計算し、9月施工の場合と比べてみる



図一10 日平均気温の平年値より求めた月別積算温度



図一11 計算により求めた地盤反力係数の経時変化

ことにした。

図一11は、そのときの計算結果を横軸に経過月数をとって示したものである。なお、施工直後の K_{30} の値について、これを今回の平板載荷試験の結果と別途屋外ピットで行った平板載荷試験の結果¹⁴⁾双方から算定してみたところ、工法Ⅱ、Ⅲともに約 7.5 kgf/cm^2 (73.5 MN/m^2)となった。日平均気温が 15°C 以下となる時期を控えて築造した今回の互層路盤においては、施工後2ヶ月が経過した時点で支持力の増加は認められなくなり、そのままの状態ですべて5月の平板載荷試験を迎えていたことがわかる。一方、互層路盤を高工期(日平均気温 $>15^\circ\text{C}$)に先駆けて築造した場合には当初から大きな支持力は期待できないものの、その後日平均気温の一層高くなる時節に合わせて K_{30} の値は徐々に増加していき、最終的には9月に施工した場合の約1.5倍の支持力に達することがわかる。

このように、互層路盤の施工に適した時期を外気温度に注目して考えてみると5ないし6月頃ということになる。しかし、この頃は一般に降水量が多く、地下水位が上昇する時期でもあり、排水機能の極端に低下している噴泥箇所互層路盤を築造するときには側溝の改良、新設や排水管の埋設などの工事も併せて行う必要があると考えられる。

6. まとめ

本研究では、石炭灰・消石灰混合層の上下に砂層を重ねた構造を有する路盤(互層路盤)の噴泥対策工法としての有効性を検証するために、これを営業線のレール継目部に試験的に築造して当該箇所の施工基面の動的挙動や支持機能の回復状況などを調べるとともに、積算温度を考えに入れた数値計算を行って、施工後の外気温度の変化が互層路盤の地盤反力係数におよぼす影響について検討した。以下に、本研究で得られた結果を要約する。

(1) 互層路盤の築造工程は従来の置換工法の作業手順にほぼ準じればよく、また、今回のように補修範囲が比較的小規模である場合の施工性は概ね良好といえる。

(2) 砂置換路盤、互層路盤ともに著大狂いの原因となるような沈下や隆起は発生せず、かつ、いずれにも噴泥再発の兆候は見られないが、互層路盤には、噴泥を防止する効果に加えて列車通過時に施工基面に生じる上下方向の振動を軽減する効果が認められる。

(3) 消石灰混合量を石炭灰質量の2割として築造した互層路盤においても、その支持力は施工後数ヶ月で健全な軌道状態を保持するために必要とされている $K_{30} \geq 11 \text{ kgf/cm}^2$ (107.8 MN/m^2)を満足するようになる。

(4) 積算温度と混合層の変形係数との関係から求めた K_{30} の値によれば、互層路盤を高工期(日平均気温 $>15^\circ\text{C}$)に先駆けて築造した場合の最終支持力は、低工期を控えて築造した場合の約50%増の大きさとなる。

以上のことから、互層路盤の局所的な補修策としての適用性は高く、路盤土質の改良措置および支持機能の回復措置としての効用は既存の噴泥対策工法、とりわけ、砂置換路盤に比べて大きいと判断することができる。今後、互層路盤の適用範囲を広汎な補修工事へと拡張していく上には、主に経済性の観点より、作業効率の一層高い混合機材の選択または開発を行うことと併せて、同じ品質の石炭灰を所要量迅速に運搬、保存するための方策についても検討を加えていく必要があると考えられる。

本研究を遂行するにあたり、(財)鉄道総合技術研究所の須長 誠主任研究員、関根悦夫研究員には貴重な資料をご提供いただくとともに終始適切なお助言を賜った。また、試験施工や各種の調査には西日本旅客鉄道(株)金沢支社、北陸電力(株)技術研究所、大鉄工業(株)北陸支店および(株)ホクコク地水の関係各位に多大なご協力をいただいた。ここに、深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 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，第28巻，第3号，pp.59～62，1990.3.
- 2) 関根悦夫・須長 誠：鉄道路盤の実態調査，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集，Ⅳ-62，pp.134～135，

- 1991.9.
- 3) 伊能忠敏：鉄道路盤の噴泥現象の解明とその防止対策，鉄道技術研究報告，No. 1252 (施設編第 546 号)，1983. 11.
 - 4) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説—土構造物—，1992. 11.
 - 5) 土木学会・エネルギー土木委員会・新エネルギー技術小委員会：石炭灰の土木材料としての利用技術の現状と将来展望—理立，盛立，地盤改良—，1990. 3.
 - 6) 山田幹雄・佐野博昭・徳岡研三・伊能忠敏：在来線噴泥対策としての石炭灰を用いた置換互層路盤の適用性に関する実験的研究，土木学会論文集，第 444 号／VI-16，pp. 31～40，1992. 3.
 - 7) 片岡哲之・緒方信英・岡本敏郎・横倉俊幸：締固めた石炭灰の強度特性，第 26 回土質工学研究発表会平成 3 年度発表講演集，D-6，706，pp. 1883～1884，1991. 7.
 - 8) 佐野博昭・山田幹雄・太田 実・山本三千昭：養生条件の違いが締固めた石炭灰供試体の一軸圧縮強さおよび体積変化に及ぼす影響，土木学会論文集，第 463 号／III-22，pp. 45～53，1993. 3.
 - 9) 山田幹雄・山崎和彦・佐野博昭・伊能忠敏：石炭灰を用いた鉄道路盤の動的性状に関する一考察，土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集，III-132，pp. 304～305，1992. 9.
 - 10) Alam, S. and Little, D. N. : Evaluation of Fly Ash and Lime-Fly Ash Test Sites Using a Simplified Elastic Theory Model and Dynaflect Measurements, Transportation Research Record, No.1031, pp.17～27, 1985.
 - 11) 嶋津晃臣・塚田幸広・岩瀬真二：石炭灰・下水汚泥焼却灰等の深層混合処理への適用性，建設省土木研究所資料，第 2304 号，1986. 3.
 - 12) 日本材料学会・土質安定材料委員会：地盤改良工法便覧，日刊工業新聞社，1991. 7.
 - 13) 酒井英美・山田幹雄・佐野博昭・伊能忠敏：石炭灰を用いた鉄道互層路盤のコーン支持力特性に関する実験的研究，土木学会第 45 回年次学術講演会講演概要集，III-210，pp. 456～457，1990. 9.
 - 14) 山田幹雄・山崎和彦・佐野博昭・伊能忠敏：石炭灰を用いた軟弱路盤補修策の開発—置換路盤の特性，施工性に関する検討—，日本鉄道施設協会誌，第 29 巻，第 11 号，pp. 51～55，1991. 11.
 - 15) 大崎順彦：地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1984. 3.
 - 16) 垂水尚志・須長 誠：軟弱地盤上低盛土の列車走行時の挙動に関する研究，土木学会論文集，第 400 号／III-10，pp. 1～11，1988. 12.
 - 17) 須長 誠・関根悦夫・伊東孝之：軟弱地盤上における路盤の振動特性，鉄道総研報告，Vol. 3, No. 8, pp. 25～32，1989. 8.
 - 18) 須永陽一：軌道における振動対策，日本鉄道施設協会誌，第 27 巻，第 4 号，pp. 13～15，1989. 4.
 - 19) 吉岡 修・芦谷公稔：軸重・軸配置が地盤振動に与える影響，鉄道総研報告，Vol. 3, No. 8, pp. 33～40，1989. 8.
 - 20) 岡田 清・六車 照：コンクリート工学ハンドブック，朝倉書店，1981.
 - 21) 須長 誠・野口達雄・大井清一郎：千歳線における凍土対策工の効果測定，鉄道技術研究所速報，No. A-83-67，1983. 5.
 - 22) 須田 熙・佐藤勝久：多層系路盤面上における K 値の推定方法に関する研究，港湾技術研究所報告，第 11 巻，第 1 号，pp. 107～148，1972. 3.

(1993. 6. 10 受付)

A STUDY ON EFFECT OF IMPROVEMENT OF ROADBED USING FLY ASH AS PREVENTIVE MEASURES AGAINST MUD-PUMPING

Mikio YAMADA, Kazuhiko YAMAZAKI, Hiroaki SANO and Tadatoshi INO

Novel roadbed that laminates one lime-fly ash layer between two sand layers, i.e. laminated roadbed and the roadbed replaced with sand were executed as preventive measures against mud-pumping. And after the execution, various long term observations were carried out to investigate the effect of improvement as produced by these preventive measures. In addition, numerical calculations considering maturity expressed by temperature and elapsed day were performed to evaluate the influence of temperature on coefficients of subgrade reaction of laminated roadbed.

It was found that laminated roadbed had enough stability against train load and the tendency in increasing was clearly different by time of execution, although the calculated bearing capacity of laminated roadbed increased with elapsed day.