

投稿論文(和文報告)

TECHNICAL
REPORT

土路盤上スラブ軌道用路盤の 実用性能に関する検討

安藤勝敏¹・須長誠²・三浦重³・関根悦夫⁴・鬼頭誠⁵・青木一二三⁶

¹ 正会員	(財)鉄道総合技術研究所	軌道技術開発推進部(〒185 国分寺市光町2-8-38)
² 正会員	工修 (財)鉄道総合技術研究所	構造物技術開発事業部(〒185 国分寺市光町2-8-38)
³ 正会員	工修 (財)鉄道総合技術研究所	軌道技術開発推進部(〒185 国分寺市光町2-8-38)
⁴ 正会員	(財)鉄道総合技術研究所	構造物技術開発事業部(〒185 国分寺市光町2-8-38)
⁵ 正会員	工博 日本鉄道建設公団本社	設計室 (〒100 東京都千代田区永田町2-14-2)
⁶ 正会員	日本鉄道建設公団本社	設計室 (〒100 東京都千代田区永田町2-14-2)

経済的で信頼性の高い土路盤上省力化軌道の開発実用化を目的として、鉄筋コンクリート路盤を提案した。本構造を北陸新幹線高崎～軽井沢間の現場に試験敷設し、実物大規模の静的・動的載荷試験を実施した。その結果、新幹線荷重に対し路盤の表面応力および鉄筋応力は耐久性の観点から低いレベルにあり、動的繰返荷重による路盤の累積沈下も極めて小さいことが確認された。

Key Words : slab track, concrete roadbed, loading test, settlement

1. まえがき

鉄道における有道床軌道は、建設費が安価で補修や移設が容易であるという優れた長所を有しているが、列車の通過により道床バラストが緩み、その結果、鉛直・水平方向の微小な変形が生じ、レール面の不整(軌道狂いという)を生ずる。軌道狂いが大きくなると列車の安定走行を損なうことになるので、軌道狂いが一定限度に達するとレールを所定の位置に戻し道床バラストを締め修復する。このように有道床軌道では列車の通過に応じて保守作業が定期的に行われている。しかし、近年の列車の高速化は軌道狂いの進行を速め、また高密度化は列車の間合いを締め保守作業を制約しているほか、夜間保守作業時において騒音等の環境問題を引き起こしている。

このような問題に対するため、1965年以降道床バラストを廃しレールを直結した軌道スラブを堅固なコンクリート路盤上に敷設するA形スラブ軌道¹⁾の研究開発が進められた。各種試験を経て、山陽新幹線岡山～博多間以降、新幹線の標準軌道として採用され、現在まで総延長で約2千kmに敷設された。

一方、これと併行して土路盤上に敷設することを目的としてアスファルト舗装上に軌道スラブを設置するRA形スラブ軌道^{2) 3)}が開発され、各地に試験敷設が行われてきたが、沈下に対する信頼性や耐久

性等の観点から新幹線の標準軌道には到らなかった。

整備新幹線では、建設費の低減を図るため従来の高架橋を主体とした構造形式を見直し、土構造物の建設を進めているが、軌道構造については一般に土構造物の場合には有道床軌道、高架橋等の場合はスラブ軌道と2種類の軌道構造が混在することになり、軌道保守の効率化が懸案となっていた。また、今後保守要員の確保が益々困難になることが予想され、保守省力化は時代の要請となっている。そこで土構造物区間にも適用可能なスラブ軌道を実現するために、著者らはコンクリート舗装を路盤(以下、RC路盤と略称)とする土路盤上スラブ軌道用路盤構造の提案を行った⁴⁾。本論文は、土路盤上スラブ軌道の開発経緯、実験所および現地における実物大規模の載荷試験を実施し、その実用性能の検討を行った結果について報告するものである。

2. スラブ軌道化の意義と保守

(1) スラブ軌道化の意義

鉄道線路等の長大設備は保守に多くの要員と多額の費用を要している。これに対し、若年労働者の減少や労働嗜好の変化と相まって、将来的に保守要員を確保するのが困難になってきている。また、鉄道会社運営費に占める保守費の割合の高さゆえ、保守

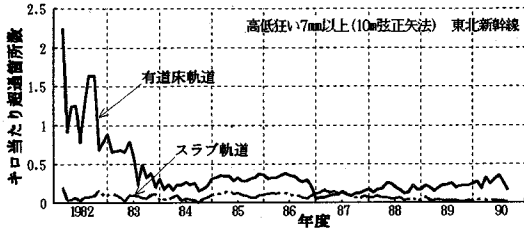


図-1 軌道狂いの推移 (東北新幹線)⁵⁾

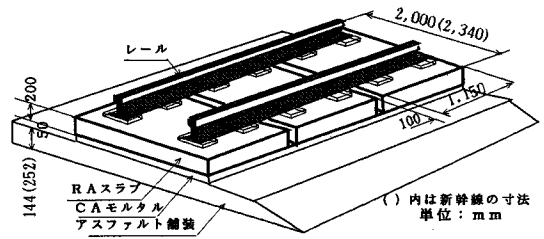


図-4 土路盤上RA形スラブ軌道の構造

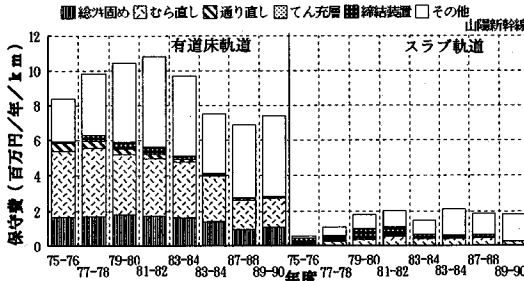


図-2 保守費の推移 (山陽新幹線)⁵⁾

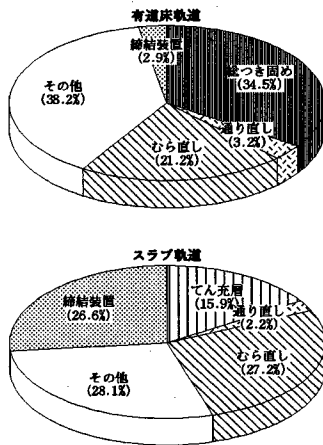


図-3 保守の内訳 (東北新幹線)⁵⁾

経費節減は鉄道経営を左右する重要要素となっている。このような状況に対処するため、少ない要員と最小コストで必要な線路の質を維持するシステムへの脱皮が保線における緊急かつ重要な課題である。

(2) 保守の実態⁵⁾

東北新幹線に敷設されたスラブ軌道の軌道狂いの推移を図-1に示す。これは新幹線の乗り心地管理目標値(10m弦正矢法による高低狂いで7mm)を延長1km当りの超過箇所数で示したもので、スラブ軌道の線路状態は有道床軌道に比べて良好である。

山陽新幹線における軌道の保守費の推移は図-2

に示すとおりで、有道床軌道と比較するとスラブ軌道の保守費は約1/5となっており、保守軽減に多大な貢献していることがわかる。また、図-3は東北新幹線における有道床軌道とスラブ軌道の保守内容を比較したもので、これ等からスラブ軌道は、従来のバラストつき固めに代表される道床作業からレール締結装置による高さ調整へと保守方式自体に大きな変化をもたらしたことが容易に理解できる。

(3) 経済性と保守計画

軌道構造を計画するに際し、経済性は最も重要な判断要素の一つである。山陽新幹線建設当時の資料によれば、有道床軌道に対するスラブ軌道の建設費は普通スラブ軌道が1.15倍、防振スラブ軌道が1.52倍となっており、スラブ軌道化に要する追加投資は年間経費(職員給、修繕費、固定資産税および原価償却費)の節減により、2~6年で回収できると試算されている⁶⁾。また、保守要員についても有道床軌道と比べて3割程度削減可能と想定されている。

このように、スラブ軌道は投資効果が極めて高く、少ない保守要員で良好な線路状態を維持できることから、鉄道事業者にとって保守計画の上からも有利な構造となっている。

土路盤上スラブ軌道についても、路盤条件が良好であれば同様な効果が期待できると考えられる。

3. 土路盤上スラブ軌道の開発経緯と新提案

(1) 開発経緯

旧国鉄における土路盤上スラブ軌道の研究開発は1957年頃から開始され⁷⁾、1968年鉄道技術研究所の津田沼土木実験所においてRA形スラブ軌道の試験が行われた²⁾。この結果を基に、1971年東海道本線平塚~大磯間の延長100m間に営業線として最初のRA形スラブ軌道が敷設され、列車走行に伴う性能確認試験が実施された²⁾。続いて、同年東海道新幹線豊橋駅~上りこだま線の延長50m間に試験敷設された。その軌道構造は図-4に示すとおりで、在来線は厚

表-1 路盤に対する規制³⁾

規制項目	条件
1)スラブ軌道敷設後の最終沈下量の目標	30mm以内
2)大たるみ	1/1800以内
3)折れ角	3/1000以内
4)盛土上層部以上または下部舗装以下 2.8m以内の切取路盤の強度	K_{30} 値 ≥ 110 MPa/m

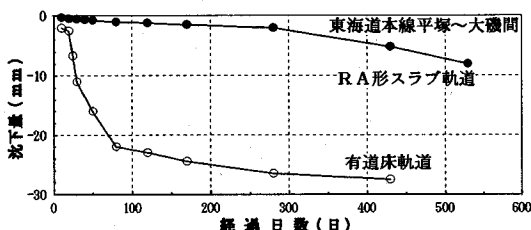


図-5 RA形スラブ軌道の経時沈下例⁹⁾

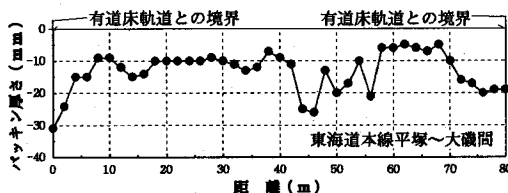


図-6 RA形スラブ軌道におけるパッキン挿入状態例⁹⁾

さ144mm, 新幹線は厚さ252mmの浸透式マカダム工法による舗装上に軌道スラブを敷設したものである。

1973年には、東海道新幹線豊橋駅ひかり線に厚さ252mmの瀝青安定処理上に軌道が試験敷設された⁸⁾。これは新幹線の高速区間(210km/h)に敷設された最初のRA形スラブ軌道で、既設有道床軌道区間を一時使用停止してスラブ軌道に置き換えたものである。

その後、1973年度末までに全国で12箇所、総延長で約1.8kmに試験敷設が行われた。このように多くの現場試験敷設が行われたが、新幹線に要求される厳しい保守管理基準を満足するためには、更に新設路盤の場合の研究を進める必要があるとして高速鉄道への本格的な適用は見送られた。

(2) 路盤の制約条件と沈下の実態調査⁹⁾

トンネル内あるいは高架橋上のように下部構造が安定した箇所と異なり、土路盤上スラブ軌道においては路盤(盛土, 切取)に対して表-1の規制条件が設けられている²⁾。規制項目の(1)についてはスラブ軌道の上下方向の調節余裕から、(2)および(3)については乗り心地から、(4)についてはスラブ軌道の構造設計上からそれぞれ定められたものである。

土路盤上スラブ軌道における路盤の沈下は軌道としての成否を直接左右する。例えば、東海道本線平塚～大磯間(新設線)の試験敷設における路盤沈下は

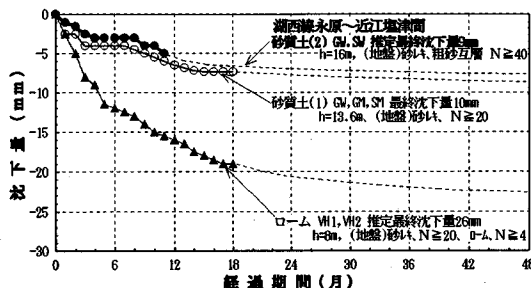


図-7 盛土区間の開業後の経時沈下例¹⁰⁾

図-5に示すとおりで、有道床軌道に比べて初期沈下は小さいが、敷設後10カ月頃から沈下進みが増加する傾向が見られた。スラブ軌道に沈下を生じた場合にはレール下にパッキン挿入することで軌道整正を行っている。敷設9年後の調査結果(図-6)によれば、有道床軌道との境界部で30mmを越える沈下を生じ、保守困難により後に有道床軌道に交換された。なお、ここは高さ1.6~4.6mの盛土区間で、 K_{30} 値(半径30cmの載荷板を用いた平板載荷試験値)は60~440MPa/mで規制値を満足していない箇所もあった²⁾。

高速区間への適用例として注目された東海道新幹線豊橋駅ひかり線(既設線)については、敷設7年後の調査で25~28mmのパッキンが挿入されていることが知られた。これは前後の有道床軌道区間の保守の都合でレール面を25mmこう上したものであり、路盤沈下によるものではない。なお、本区間の K_{30} 値は110~240MPa/mで規制値を満足していた。

高さ16mの高盛土という点で注目された湖西線永原～近江塩津間(新設線)については、盛土終了1年9カ月後の開業時の沈下量は約10cmであったが、開業後は図-7に示すように最終沈下量は10mm弱と推定され¹⁰⁾、敷設7年後のパッキン挿入厚さは1~3mmと小さい。なお、盛土材料はA群のまさ土で、一層仕上り厚さ20cmとして、13トン・ブルトローザで5往復転圧を行い、 K_{30} 値は110MPa/m以上であった。

その他の箇所における調査結果も総合すると、既設線においては荷重履歴があることから新設線と比べて同じ K_{30} 値でも沈下が少ない傾向にあること、排水処理が悪い場合には不等沈下を生じ易いこと、高盛土区間でも適切な材料の選択と良好な施工により沈下抑制は可能であることが明らかになった。

(3) RC路盤を用いたスラブ軌道の新提案

上記の調査結果を踏まえ、所定の盛土支持条件¹¹⁾を満足すれば、板の曲げ剛性による沈下抑制が期待されるRC路盤を用いた土路盤上スラブ軌道を提案

表-2 R C路盤の特徴

長所	短所
標準A形スラブの使用可能 荷重分散効果により沈下抑制 剛性大きく厚さの低減可能 耐久性に富む 軌道の防振化が容易 感温性が低い	アスファルトに比べ施工性劣る 養生が必要 一般的に建設費が割高 ひびわれ発生しやすい

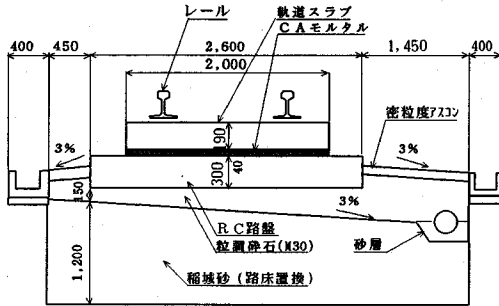


図-8 路盤工の試験軌道

した⁴⁾。この軌道は下から砂層、セメント安定処理層、R C路盤およびA形スラブ軌道から構成され、特徴は表-2に示すとおりである。この軌道の可能性を明らかにするため、道路におけるセメントコンクリート舗装要領^{1,2)}等を参考にしてセメント安定処理層およびR C路盤から成る試験軌道を敷設し、1982年に国鉄鉄道技術研究所の日野土木実験所において予備試験を実施した⁴⁾。切取路盤面の K_{30} 値は190~300MPa/mの良好地盤であった。この軌道に対する静的および動的載荷試験の結果、各部の応力、沈下は小さく、土路盤上スラブ軌道として十分成立する可能性のあることが確認された。

4. 日野土木実験所における載荷試験

(1) 試験の目的と軌道構造

整備新幹線の建設においては、路線の特性から切取・盛土等の土構造物上に軌道を敷設する場合が増加することが予想され、その実現に強いニーズがあると考えられた。そこで、それまでのアスファルト舗装と比べて耐久性に富み、荷重分散効果の大きいR C路盤の実用化の検討を開始した。

前記の予備試験においては路盤条件が良好であったことから、実用化のためには下限値における特性評価が必要と考えられた。そこで、1989年に K_{30} =110MPa/mを目標とした深さ1.2mの路床を日野土木実験所の切取区間に構築し、この上に粒調碎石層を設けた試験軌道を敷設し、静的・動的載荷試験等を行うことによりその性能を確認することとした。軌道構造は図-8のとおりである。

表-3 日野土木実験所の施工管理試験結果(平均値)

測定項目	現地盤	2層目	6層目	全体
K_{30} 値(MPa/m)	114	39	114	-
含水比(%)	-	19.2	17.8	18.3
締固め度(%)	-	92.5	94.8	93.2

表-4 輪重載荷試験の結果(輪重80kN)

測定項目	目地部	中央部
レール上下変位 mm	0.89~1.44	0.87~1.19
路盤上下変位 mm	0.33~0.41	0.27~0.40
軌道ばね係数 MN/m	68.7~72.1	68.4~81.2
路盤表面応力 MPa	-0.25~-0.55	-0.64~-0.66
路盤下側鉄筋応力 MPa	0.30~0.57	2.00~3.47
路床応力 MPa	0.022~0.059	0.016~0.020
路床沈下 mm	0.30~0.33	0.07~0.17

(2) 路床の構築と施工管理

根堀底面(現地盤)における3カ所の K_{30} 値は103、116および123MPa/m(平均=114MPa/m)で、フルイ分け試験から礫分が80%、砂分が20%の礫質土であることが確認された。路床の構築は稲城砂を使用し、締固めには振動ローラ(SW50,起振力5kN)を用いた。実際の路床構築に当たっては、施工基準試験を基にまき出し厚さは25cm、仕上がり厚さは20cm、転圧回数は4回とした。路床表面における10カ所の K_{30} 値は73~126MPa/m(平均値=114MPa/m,母標準偏差の推定値=27.7MPa/m)の路床が構築された。これら施工管理試験結果を表-3に示す。

(3) 静的載荷試験

静的荷重に対する軌道および路盤の挙動を把握するため、移動式軌道動的載荷試験装置を用いて、軌道に輪重80kNを載荷し、各荷重段階における軌道および路盤の応力、変位を測定した。

輪重80kN載荷時における各測定値を表-4に示す。静的載荷試験から得られた軌道ばね係数(輪重/レール上下変位)は平均で72.6MN/mと、高架橋上における普通スラブ軌道の約1/2で、有道床軌道並みであった。一般に、高架橋上のスラブ軌道では路盤の上下変位は無視できるが、本構造においては、全体(レール上下変位)に占める路盤変位の割合が約1/3とかなり大きいことから、軌道ばね係数は路床支持条件にかなり影響されることが明らかとなった。

図-9によれば、路盤応力をはじめ各測定値は80kNまでの輪重に対しほぼ弾性的な挙動を示している。

輪重80kN載荷時における測定最大値は、路盤変位が0.5mm以下、路盤表面応力が-0.7MPa以下、路盤鉄筋応力が3.5MPa以下で、いずれも小さい値を示した。

コンクリート標準示方書(平成3年度版,設計編3.2.1)によれば、コンクリートの設計基準強度 f'_{ck} =210kgf/cm²(21MPa)に対し、曲げ強度は、

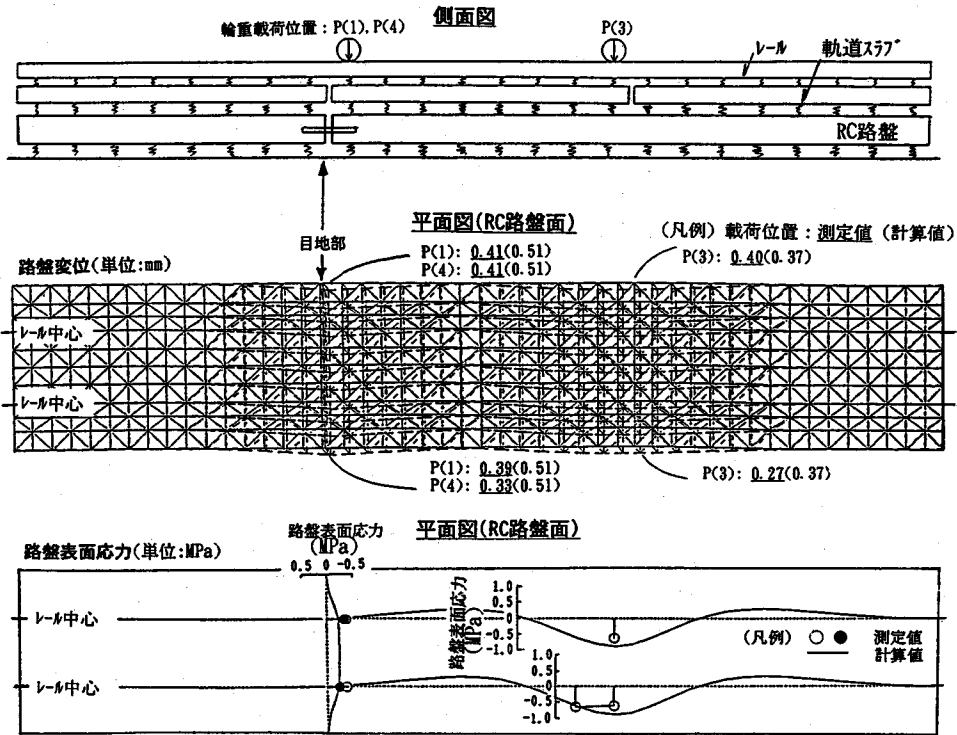


図-11 路盤の変形および応力分布(輪重30kN)

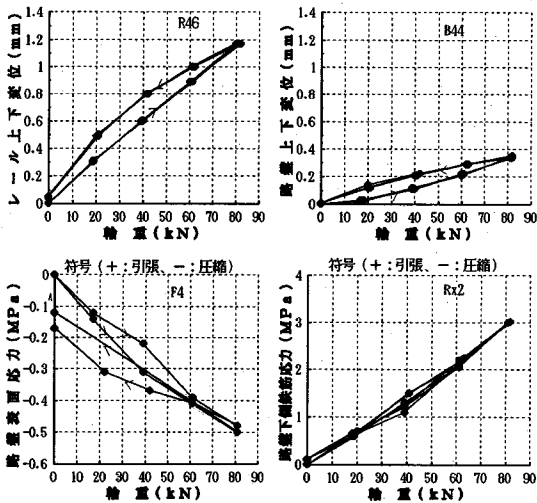
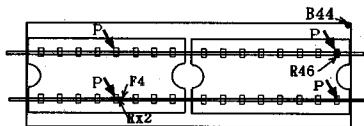


図-9 輪重と測定値の関係(日野土木実験所)

$f_{bk} = 0.9f'_{ck} = 31.8 \text{ kgf/cm}^2 (3.1 \text{ MPa})$ であることから荷重による路盤ひびわれ発生の可能性は低い。

表-5 測定値と計算値の比

種別	目地部	中央部
路盤変位	0.65~0.80	0.73~1.08
路盤表面 応力	直角方向 1.08~1.73	-
	レール方向 1.57~5.64	0.67~1.03

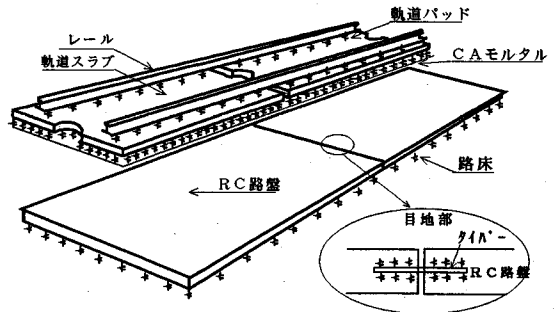


図-10 計算モデル

図-10に示す解析モデルを用いて、路盤の変位応力解析を行った結果を図-11に示す。ここで、路盤の延長は15mとし、端部から5mの箇所にはスリッパにより荷重伝達する目地を設けている。路盤下の線形ばね係数は K_{75} 値から面積の広い板への適用を考慮して、 K_{75} (直径75cmの平板載荷試験値) = $K_{30}/2.2$ で換算した。測定値と計算値の比は表-5のとおりで、目地部については更に検討を要する

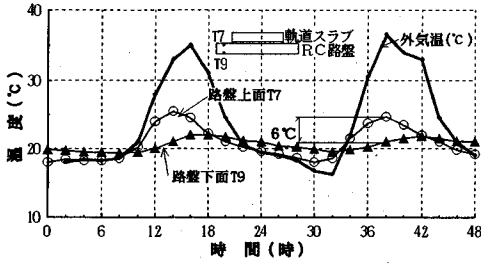


図-12 路盤の温度測定試験結果

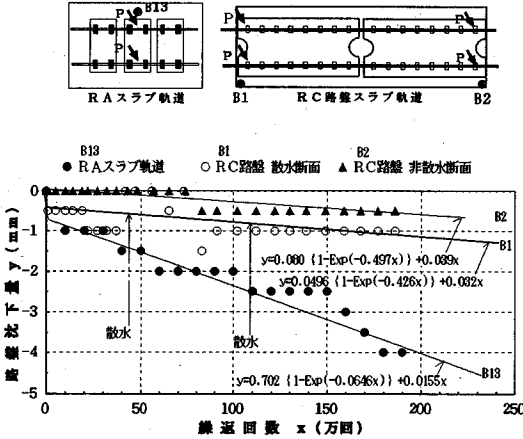


図-13 動的荷重による沈下特性(日野土木実験所)

が、路盤厚さや支持条件の不均一を考慮すれば両者は比較的一致している。

路床土圧および路床沈下は、いずれも路盤中央部に比べて路盤目地部の方が大きい傾向を示した。

路盤各部における温度分布測定結果を図-12に示す。厚さ19cmの軌道スラブの上下面温度差の最大値は11°C、厚さ30cmの路盤のそれは6°C程度を示した。この数値は特に大きいものではないが、路盤下面の摩擦によってレール方向の動きが拘束され、RC路盤に温度応力が発生する¹³⁾。これについては今後設計上考慮すべき課題と考えられる。

(4) 動的載荷試験

軌道としての耐久性および沈下特性を確認するため、軌道繰返衝撃試験機を用いて、動荷重の沈下特性への影響が把握できると考えられる約190万回(通過トン数で約4200万トンに相当)の動的荷重を与えた。この試験機は一方の車軸に不平衡量から成る振動発生機を取り付けた2軸貨車を軌道上に定置し、この振動部を作動させることにより輪軸を加振し、軌道を繰返し衝撃載荷するものである。予備試験の結果、貨車の自重(輪重)が35kN、試験機回

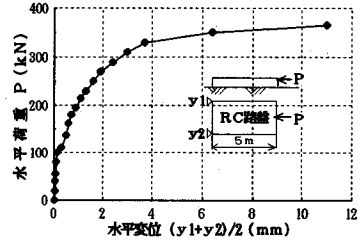


図-14 荷重～変位曲線

転数が26.7Hz(1600rpm)の場合の遠心力と衝撃成分の計が約80kNであったことから、その合計は約115kNとなり、軌道スラブ設計上の疲労検討輪重(常用の設計輪重で、通常の列車走行時における輪重変動を考慮した際の最大値を意味し、通常はこの値が繰返し作用すると考える)とほぼ一致したことから、試験機回転数は26.7Hzと決定した。なお、試験行程中で数回、試験機回転数を30Hzまで一時的に上げ、設計輪重(車輪にフラットが発生した際に生ずる輪重で、許容最大フラット長75mmの場合の実測値から静止輪重の3倍の値を考える)に近い衝撃荷重を加えた。載荷断面は路盤目地部とし、試験全行程の約1/4および1/2経過時点で時雨量換算で40mm/hの散水を4時間実施した。

図-13はRC路盤の2断面における沈下量の経時変化を示したもので、散水による沈下への影響も若干見られた。しかし、沈下量は従来のRA形スラブ軌道³⁾と比べてかなり小さく、表-1の最終沈下量の目標値30mmに対して余裕のあることが確認された。

(5) 水平荷重試験

レール方向荷重に対する路盤の滑動抵抗力を把握するため、路盤に水平荷重を載荷し、その挙動を測定した。水平荷重と路盤の水平変位の関係は図-14のとおりで、水平荷重が40kN近くで水平変位は弾性限度を超えた後、350kN付近で滑動に到っている。

本軌道の質量(路盤含む)は長さ5m当たり換算で15.3tであり、弾性限度荷重40kN作用時における摩擦係数は約0.27、滑動時では約2.3であった。一般に、ロングレール縦荷重および軌道横荷重は1軌道当たり10kN/mを考慮することから、両者の合力としては軌道5m当たり71kNが作用する。レールふく進抵抗力が過緊縮等により設計値を越える場合を考慮しても本路盤が滑動する可能性は低いと考えられる。

次に、通年の温度伸縮については路盤長さを $L=60\text{m}$ 、熱膨張係数を $\alpha_s=1\times 10^{-5}\text{°C}^{-1}$ 、年間温度差を $t=30\text{°C}$ とすると、摩擦がない場合の伸縮量 ΔL は次のようになる。

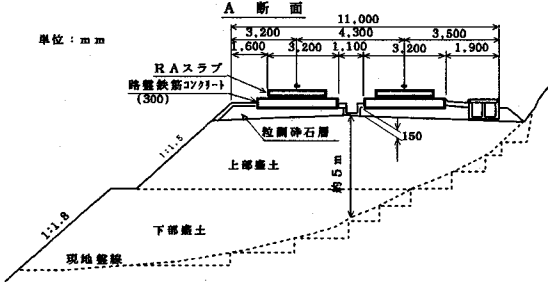
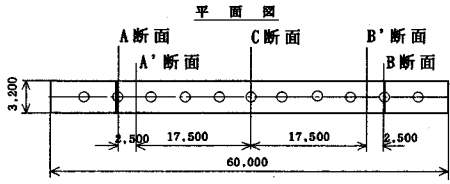


図-15 檜山工区における試験軌道の構造

$$\Delta L = a \cdot t \cdot L / 2 = 9 \text{ mm}$$

実際には、摩擦の影響で伸縮量は数mm以下になると予想されるが、本路盤が高架橋あるいはPC桁等と比べて特に問題となることはないと考えられる。

5. 北陸新幹線における載荷試験

(1) 試験の目的と構造

本構造の北陸新幹線へ適用の可否を判断するためには高盛土における沈下特性の確認が必要で、現地において載荷試験が実施された(図-15)。試験場所には北陸新幹線高崎起点16km900mの盛土・切取が連続する檜山工区(盛土高さ6.5m)が選定され、1991年12月の盛土工事終了後約60日の放置期間を経て、延長60m、幅3.2m、厚さ30cmのRC路盤が1992年3月に打設された。続いて枠型スラブ軌道が敷設され、同年4~5月に静的・動的載荷試験が実施された。

土路盤上スラブ軌道に課せられた規制のうち、最終沈下量は表-1に示したように30mm以内であったが、ここでは10mm以内を目標とした。

(2) 路床の構築と施工管理

盛土区間の地質は表層部にN値が4以上の礫混り粘性土、その下部はN値が50以上の礫岩である。盛土材料は下部盛土(G-V)、上部盛土(G-C)ともA群材料を使用した。転圧回数は事前の試験施工により、振動ロー(10t)2回とタイヤロー(15.5t)4回の計6回とした。施工時の締固め程度の確認は、 K_{30} 値が110MPa/mを満足するよう規制し、密度管理も併用した。締固め管理の結果は表-6のとおりで、 K_{30} 値および締固め度(90%以上)とも管理基準を満足している。

表-6 檜山工区の盛土締固め管理試験結果(平均値)

	下部	上部	全体
K_{30} 値 (MPa/m)	146	190	-
含水比 (%)	9.1	7.9	8.5
締固め度 (%)	99.0	95.0	96.7
空気間隙率 (%)	9.1	8.8	8.9

表-7 輪重横圧載荷試験の結果

測定項目	盛土区間				
	A断面	A'断面	B'断面	B断面	
輪重載荷 P=80kN	レール上下変位 mm	0.76	1.17	0.86	0.99
	スラブ上下変位 mm	0.20	0.50	0.35	0.45
	路盤上下変位 mm	0.11	0.43	0.31	0.25
	軌道ばね係数MN/m	109.6	76.9	94.7	83.8
	路盤表面応力 MPa	-0.19	-0.31	-0.38	-0.17
	路盤下面応力 MPa	0.16	0.43	0.5	0.15
	路盤鉄筋応力 MPa	0.5	1.5	1.7	0.5
	路床土圧 MPa	0.24	-	-	0.2
路床沈下 mm	0.13	-	-	0.11	
横圧載荷 P=80kN Q=60kN	レール左右変位 mm	2.70	2.50	4.49	1.75
	スラブ左右変位 mm	0.01	0.04	0.08	0.05
	路盤左右変位 mm	0	0	0.03	0.01
	路盤表面応力 MPa	-0.31	-0.21	-0.14	-0.2
	路盤下面応力 MPa	0.4	0.26	0.21	0.34
	路盤鉄筋応力 MPa	0.6	0.6	0.6	0.6
	路床土圧 MPa	0.17	-	-	0.22
	路床沈下 mm	0.17	-	-	0.12

(注)A'断面はA断面より軽井沢方へ2.5mの地点
B'断面はB断面より高崎方へ2.5mの地点
応力でマイナス表示は圧縮の意

(3) 静的載荷試験

輪重横圧載荷試験の結果は表-7のとおりであった。また、輪重と各測定値の関係を図-16に示す。

a) 輪重載荷試験

試験軌道の軌道ばね係数は76.9~109.6MN/mで、高架橋上に敷設される防振G型スラブ軌道と比べてやや小さく、有道床軌道より大きい値を示した。前記の日野土木実験所における結果(表-4)と比べると同等あるいは若干大きい値となったが、その理由としては、檜山工区の方が K_{30} 値および路盤幅の方が若干大きいことが挙げられる。路盤応力を含む全測定値は、図-16より80kNまでの輪重に対しほぼ弾性的な挙動を示している。

80kNの輪重載荷時における路盤表面・下面応力の最大値は、レール方向(B'断面面)で0.5MPa、レール直角方向(B断面)で0.35MPaと小さく、コンクリートの曲げ強度($f_{bx}=3.1\text{MPa}$)と比較して輪重によるひびわれ発生の可能性は低い。路盤鉄筋応力の最大値についても、レール方向(B'断面)で1.7MPa、レール直角方向(A断面)で0.6MPaと小さく、鉄筋の許容応力200MPaと比較して十分小さい値を示した。これはコ

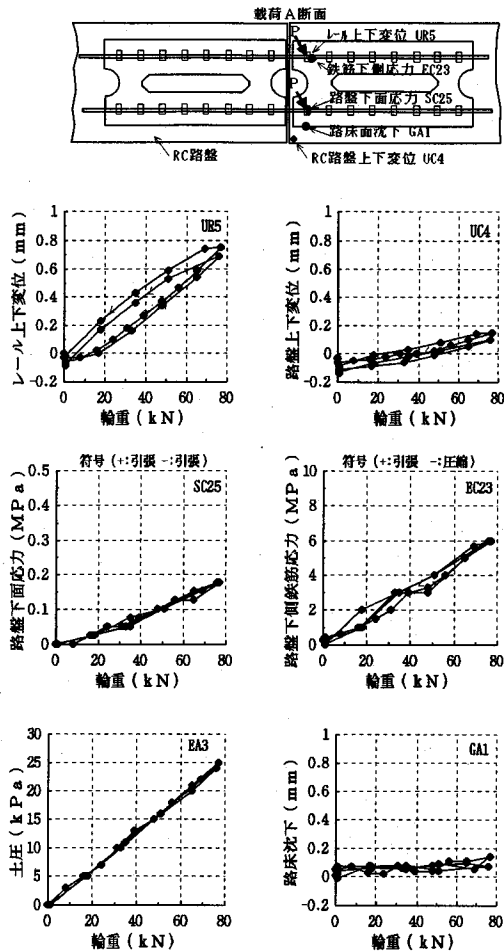


図-16 輪重と測定値の関係 (櫻山工区)

ンクリートにひびわれの発生がなく、全断面有効として働いているものと考えられる。

80kNの輪重載荷時における土圧の最大値は、粒調砕石下30cmの位置で24kPaであり(図-17)、有道床軌道の値¹⁴⁾と比べて1/2~1/3の低いレベルにある。

b) 横圧載荷試験

輪重80kNを加えた状態で横圧を60kNまで載荷した場合、レール左右変位は横圧にほぼ比例して増加する傾向を示した。路盤表面・下面応力、路盤鉄筋応力および路床土圧も横圧に比例して増加するが、横圧と比べ輪重による寄与の方が大きい。

横圧60kN載荷時におけるレール、スラブおよび路盤の最大左右変位は、それぞれ1.75~4.49mm, 0.01~0.08mm, 0~0.03mmで、高架橋上におけるスラブ軌道と同等の安全上特に問題ない値を示した。

路盤表面・下面応力の最大値は、レール方向で0.53MPa、レール直角方向で0.40MPaと小さく、コンクリートの曲げ強度($f_{bk}=3.1\text{MPa}$)と比較して輪重・横圧

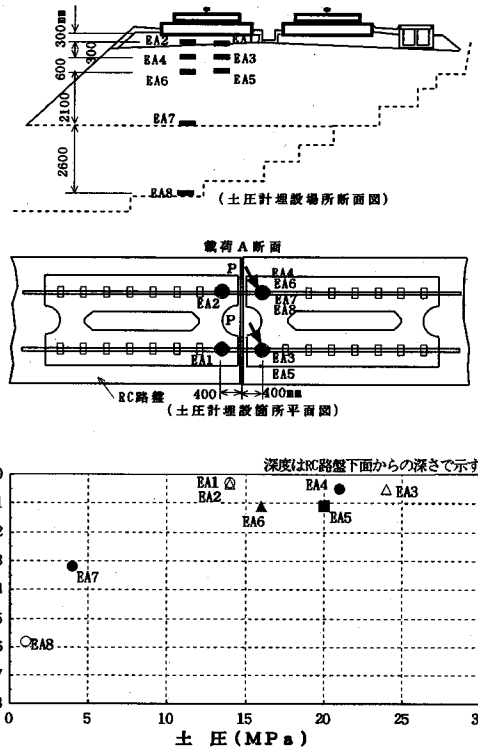


図-17 土圧測定結果

によるひびわれ発生の可能性は低い。路盤鉄筋引張応力の最大値についても、レール方向(B'断面)で1.6MPa、レール直角方向(全断面)で0.6MPaで、鉄筋の許容応力200MPaと比較して十分小さい値を示した。

(4) 動的載荷試験

日野土木実験所と同様、軌道繰返衝撃試験機を用いて総計で200万回(約4200万トンに相当)の動的繰返し荷重を軌道に与え、その挙動を測定した。

予備載荷の結果、貨車の自重(輪重)は45kNで、回転数が28.3Hz(1700rpm)の場合の遠心力と衝撃成分の計が約68kNでその合計は約113kNとなった。この値は疲労検討輪重とほぼ同等であることから、試験機回転数は約28Hzと決定した。なお、数回程度、回転数を30Hzまで一時的に上げ、設計輪重に近い衝撃荷重を加えた。各試験断面において、若干の変動は見られたが、載荷輪重は試験中ほぼ一定レベルにあった。測定輪重を単純平均するとA断面で13.5トン(132kN)、B断面で11.5トン(113kN)で、累積通過トン数に換算するとA断面で4960万トン、B断面で4690万トンとなった。

図-18は路盤鉄筋引張応力および土圧に関する経時変化を示したもので、試験を通じてこれらに大幅

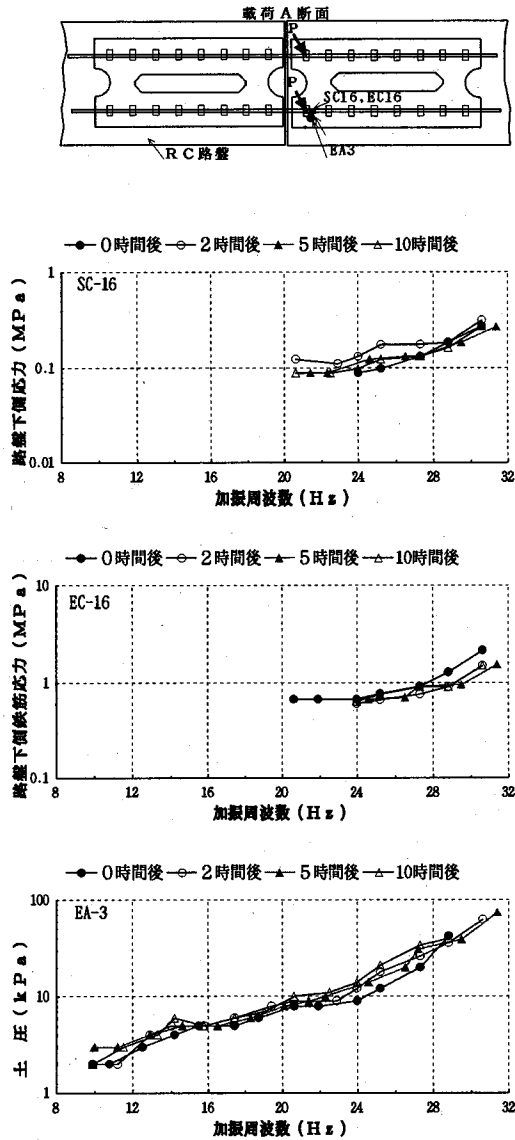


図-18 動的載荷試験における応力等の経時変化

な変化は認められず、疲労検討輪重に相当する試験機加振周波数が28.3Hzにおける応力レベルについても、耐久性の観点から十分小さいことが確認された。また、図-19は試験を行ったA断面(盛土)およびB断面(切取)における路床沈下量 y_A 、 y_B と繰返回数(x 万回)の関係を示したもので、以下の沈下予測式が得られた。

$$y_A = 0.017(1 - e^{-0.000372x}) + 0.00240x$$

$$y_B = 0.285(1 - e^{-0.0206x}) + 0.0000534x$$

ここで、北陸新幹線高崎～軽井沢間の年間通トン数を1000万トンと仮定すると、開業後10年後にお

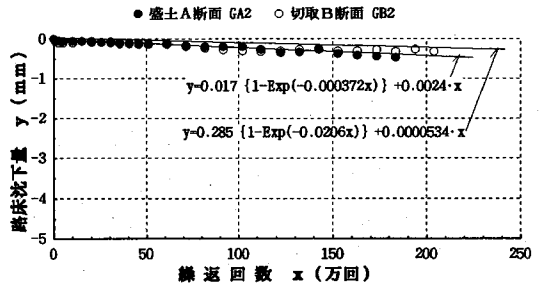


図-19 動的荷重による沈下特性(桜山工区)

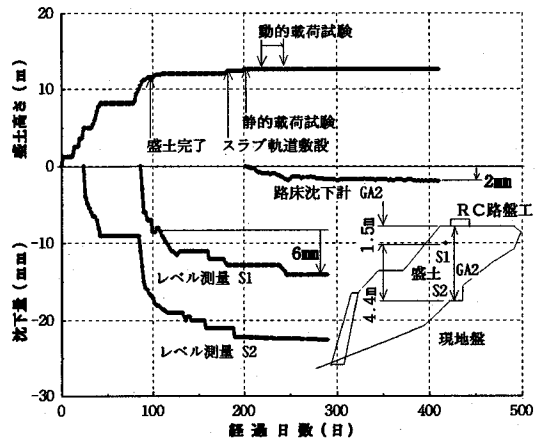


図-20 盛土A断面における沈下測定結果

る輪重の繰返回数 x はA断面で370万回、B断面で435万回となる。これらを上式に代入すると10年間の推定沈下量は盛土A断面で0.89mm、切取B断面で0.31mmと極めて小さい結果が得られた。

日野土木実験所の結果(図-13)と比較して、桜山工区における沈下が少ないのは路盤の K_{30} 値が大きいこと(表-3および表-6参照)が考えられる。

一方、盛土区間においてはこれに長期圧密沈下が加わる。図-20は盛土の沈下量測定結果を示したもので、S2は現地盤の沈下量を、S1は盛土高さ4.4m分の沈下量と現地盤の沈下量の合計を示している。これより、盛土完了後の沈下量約6mmの大部分が現地盤の沈下に起因していることがわかる。また、スラブ軌道敷設後約220日間に生じた盛土表面沈下は約2mm(沈下計測定)で、ほぼ収束する傾向にある。

長期の沈下については継続的な追跡調査を行う予定であるが、開業後10年後の沈下量については、スラブ軌道の敷設後を基準として考えればよく、レール締結装置の調節余裕(最大30mm)は勿論、目標の10mm以内に十分に収まるものと期待できる。

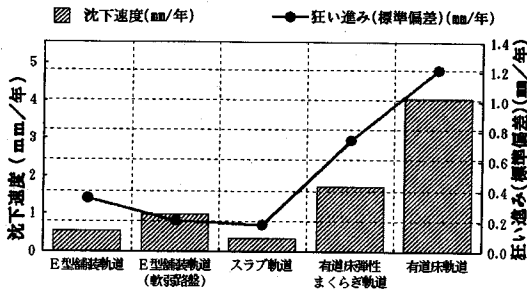


図-21 山手線各種軌道の沈下特性¹⁵⁾

表-8 各種軌道の沈下特性¹⁵⁾

軌道名	沈下速度 (mm/年・千トン)	地盤条件 K ₃₀ (MPa/m)
E型舗装軌道	0.14	70~110
E型舗装(軟)	0.25	約40
スラブ軌道	0.091	約110
有道床弾性まくらぎ軌道	0.43	70~110
有道床軌道	1.01	約110

(5) 総合考察

a) 省力化効果

本構造が保守計画上期待されている性能を満足するものであるかどうか以下に考察する。

土路盤上にスラブ軌道を敷設し、有道床軌道との沈下特性を比較した例として、山手線(年間通過トン数は約4千万トン)における小西等による調査研究結果がある¹⁵⁾。東日本旅客鉄道(株)では、平成2年度から山手線に各種省力化軌道を試験敷設している。これらは長期荷重履歴を有する比較的良好(K₃₀値≧70MPa/m)な土路盤上に敷設されたもので、新設線の場合における盛土圧密は終了している。各軌道とも夜間保守間合いで有道床軌道に代えて置換えられたもので、スラブ軌道は既存バラストにセメントアスファルトモルタルを注入した強化層(厚80mm)の上に支持される構造となっている。図-21は各種軌道の沈下速度および高低狂い進み(標準偏差で示した)を比較したものである¹⁵⁾。これを通過トン数当りに換算すると、表-8に示すようにスラブ軌道の沈下速度は0.091mm/(年・千トン)で、有道床軌道の約1/10の結果を示している。また、図-21から沈下速度と高低狂い進みとは相関性が強いことが分かる。

これに対し、今回の北陸新幹線の盛土区間におけるスラブ軌道の沈下速度は0.089mm/(年・千トン)で、山手線の特性値と同程度となっている。

一方、首都圏各線における敷設10年後の舗装軌道調査結果によれば、有道床軌道と比べて保守外注費は数分の一となっており¹⁶⁾、スラブ軌道はこれよ

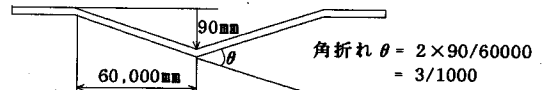


図-22 想定されるRC路盤の角折れ

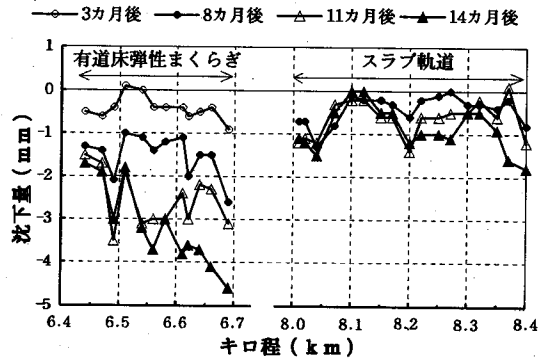


図-23 山手線各種軌道の沈下量の推移¹⁵⁾

りさらに省力化効果が高いと想定される。

以上を総合すると、山手線の場合とは路盤条件や軌道構造等に差があるが、北陸新幹線におけるRC路盤上スラブ軌道の省力化効果は、従来の高架橋上のそれとほぼ同等になることが期待できる。

b) 軌道の変位規制

高速列車が構造物上を通過する際、列車の走行安全性、乗り心地および軌道強度等から、軌道面において変位規制値が定められている¹⁷⁾。例えば、列車速度が260km/hの場合は、橋梁のたわみは1/1800(土路盤上スラブ軌道では表-1の大たるみに相当)、目違いは2mm、角折れは3/1000とされている。

本構造では60m毎に施工目地を設けることを標準とし、目地部には目違いを生じないよう道路のコンクリート舗装で実績があり十分な強度を有するスリップバーを用いることとした¹⁸⁾。そこで、60mの施工延長を基準として角折れについて検討すると、図-22に示すように目地部で90mmの沈下を生じた場合に角折れ規制値に達することが分かる。これに対し、盛土区間における予想沈下量は10年間で約1mmであることから、十分な余裕がある。

また、高速走行時における良好な乗り心地確保の観点から、最近では長波長狂い管理手法が取り入れられている。40m弦正矢による管理目標値として8~10mmを前提とすると、軌道敷設時において4mmの長波長狂いが存在した場合でも、荷重に起因した路盤沈下への保守は数年間は不要と考えられる。

c) 沈下のばらつきと橋台裏の沈下対策

一般に、軌道は一樣に沈下することは極まれで、

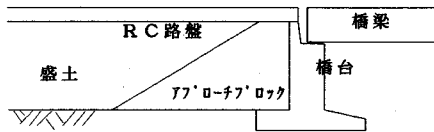


図-24 橋台部の構造

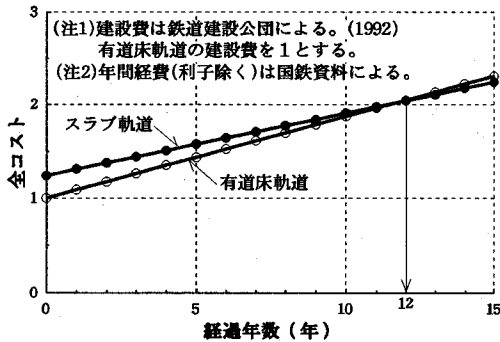


図-25 経済比較の例

不等沈下を生ずるため、これが軌道狂いとなって定期的な保守を要する原因となっている。本章で述べた試験からこのような沈下量のばらつきについて明らかにすることは困難であり、前記の山手線における試験結果¹⁵⁾から考察する。

図-23はスラブ軌道と有道床弾性まくらぎ軌道の基準日から約14カ月間における沈下量の推移を示したもので¹⁵⁾、これからスラブ軌道の沈下のばらつきは有道床弾性まくらぎ軌道(PCまくらぎの下面に弾性材を付加した軌道で、一般有道床軌道と比べて振動遮断と沈下抑制に効果を有する)と比較してかなり小さいことが分かる。本構造の場合は、30cm厚さのRC路盤の上にスラブ軌道が構成され、山手線の構造より更に路盤の支持条件が良好であるため、沈下のばらつきは有道床軌道と比べて十分小さいと推定される。

しかし、異種構造物との境界において不等沈下を生じやすいことは周知の事実である。特に、橋台は設計上沈下を許さない構造であるのに対し、そのアプローチ部分いわゆる橋台裏付近では目違い(段差)のような急激な沈下を生じやすく、軌道狂いとなって保守上の弱点となっている。そこで、橋台裏については、図-24に示すようにセメント安定処理によるアプローチブロックを形成して急激な沈下を抑制するとともに、RC路盤の端部を橋台桁受け部に載せる構造を採用することとした¹⁸⁾。

d) 経済性と保守計画

新幹線に本構造を敷設する場合の建設費については、路盤および路床費まで含めると盛土区間の場合

表-9 スラブ軌道用路盤構造の適用条件

支持地盤条件	盛土材料・締固め条件
切取: K_{30} 値 $\geq 110\text{MPa/m}$	上部下部: K_{30} 値 $\geq 110\text{MPa/m}$
盛土: 砂質系 $N \geq 20$	上部盛土:細粒分15%未満 (A群材料)
ロ-ム系 $N \geq 4$	下部盛土:細粒分30%未満

で有道床軌道の約1.3倍と想定している。これを基準として、国鉄時代の年間経費(職員給、修繕費、固定資産税および原価償却費)を加えた全コストにより両者の経済比較した例を図-25に示す。実際には対象路線の通過トン数や鉄道会社の保守条件等によって異なるが、概ね10~20年程度で追加投資分を回収できると期待される。

また、トンネルとトンネル間の通称まばたき区間にスラブ軌道を敷設する場合、従来RC桁と杭基礎から成る土構造物(C-Cタイプ)が適用されてきたが、盛土上の有道床軌道の約1.8倍と高価であった。本構造開発による建設費節減効果は大きい。

さらに、標準軌道をスラブ軌道とし、一部でも有道床軌道が計画されている場合には、バラスト運搬用の基地設備やマルタイ等の有道床軌道専用補修機械を配備する必要がある。しかし、全区間にスラブ軌道が敷設可能となれば、これらの設備は不要となり、経済性のみならず保守計画上の意義も大きい。

6. 結論

本論文で述べたRC路盤の実験所および現地敷設試験等を通じて、以下の点が明らかになった。

- (1) 高盛土区間であっても、支持地盤が良好であれば、良質な盛土材料の使用と十分な施工管理により最終沈下量は目標の30mm以内に抑えることが可能である。
- (2) RC路盤の下面応力、鉄筋応力および土圧はいずれも荷重に対し弾性領域の低いレベルにあり、長期の耐久性についても問題ないと考えられる。
- (3) 沈下速度から想定される省力化効果は従来のスラブ軌道とほぼ同等で、高速走行時の走行安全性、乗り心地および軌道強度の観点からも十分な性能を有していると考えられる。

以上の結果を総合すると、表-9に示した支持地盤等の適用条件が満足される場合、スラブ軌道として十分成立するものと結論できる。

土路盤上スラブ軌道の実用化は鉄道関係者の長年の大きな課題であったが、この試験結果をもとに現在建設中の北陸新幹線(高崎~長野間)全延長の4%

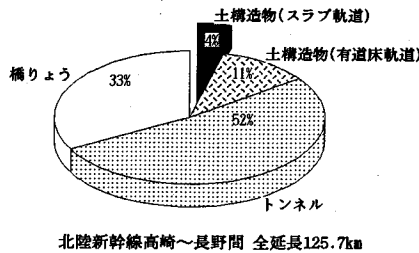


図-26 土路盤上スラブ軌道の適用率

(土構造物区間の約1/4に相当する軌道延長約10km)に採用される予定である(図-26参照)。今後は更に適用区間拡大を図るため、樫山工区における長期計測および実車走行時の挙動測定等を通じて継続的な検討を行い、より経済的で信頼性の高い構造にしていく必要がある。

謝辞：本試験の実施にあたって、「北陸新幹線土路盤上スラブ軌道構造に関する調査研究委員会」(委員長：池田俊雄長岡技術科学大学名誉教授)の委員および幹事の関係各位に御指導ならびに御支援を頂いたことを記し、ここに深甚なる感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 渡邊借年：東北・上越新幹線におけるスラブ軌道の適用に伴う問題点とその解決，土木学会論文集，第385号/VI-7(報告)，pp. 126~133, 1987年9月。
- 2) バラストレス軌道構造研究グループ：土路盤上スラブ軌道RAの開発，鉄道技術研究報告，No. 797, 1972年3月。
- 3) 西頭常彦，安藤勝敏，伊東孝之，岩崎高明：土路盤上ス

- 4) 安藤勝敏他：土路盤上コンクリート舗装スラブ軌道の提案と敷設試験，日本鉄道施設協会誌，第25巻，第8号，pp. 23~25, 1987年8月。
- 5) Ando, K., Miura, S. and Watanabe, K.: 'Twenty Years' Experience on Slab Track, Selected Proceedings of the 6th World Conference on Transportation Research in Lyon, Volume 4, pp. 2845-2856, 1992-6.
- 6) 佐々木直樹：新幹線のスラブ軌道，鉄道施設協会，pp. 26, 1980.
- 7) 星野陽一，佐藤裕：舗装軌道の設計，鉄道技術研究資料，第14巻，第14号，pp. 4~24, 1958年3月。
- 8) 松崎兵内，岩崎岩雄，岩崎高明：豊橋駅構内ひかり線における土路盤上スラブ軌道の動的性状，鉄道技術研究資料，第31巻，第1号，p. 7, No. 73-139, 1973年7月。
- 9) 安部成博：土路盤上スラブ軌道RAの実態調査，鉄道技術研究所速報，No. A-83-77, 1983年7月。
- 10) 鬼頭誠，青木一二三，丸山修：スラブ軌道用路盤構造の開発(1)，日本鉄道施設協会誌(日本鉄道施設協会)，第32巻，第5号，pp. 4~10, 1994年5月。
- 11) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説(土構造物)，日本鉄道施設協会，pp. 262~266, 1978年11月。
- 12) 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要領，1979年6月。
- 13) 安藤勝敏：土路盤上省力化軌道の構造解析と設計に関する研究，鉄道線路(日本鉄道施設協会)，第32巻，第12号，pp. 4~10, 1984年12月。
- 14) 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(株)，p. 283, 1992年10月。
- 15) 小西俊之，小山弘男，小関昌信：土路盤上省力化軌道の軌道沈下調査，土木学会第50回年次学術講演会概要集IV，pp. 584~585, 1995年9月。
- 16) 伊勢勝巳他：E型舗装軌道の試験敷設，日本鉄道施設協会誌，第29巻，第7号，pp. 53~56, 1991年7月。
- 17) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，丸善(株)，p. 120, 1992年10月。
- 18) 鬼頭誠，青木一二三，丸山修：スラブ軌道用路盤構造の開発(2)，日本鉄道施設協会誌，第32巻，第6号，pp. 4~10, 1994年6月。

(1995.6.13受付)

STUDY ON PRACTICAL APPLICABILITIES OF CONCRETE ROADBED FOR ON-GROUND SLAB TRACK

Katsutoshi ANDO, Makoto SUNAGA, Shigeru MIURA, Etsuo SEKINE,
Makoto KITOU and Hihumi AOKI

In order to decrease the track maintenance work on soil roadbed, an economical and reliable reinforced concrete roadbed was proposed for slab track. It has experimentally been laid at the site between Takasaki and Karuizawa of the Hokuriku Shinkansen line, and the static and dynamic loading tests on it have been carried out. Result confirmed that the fiber stresses and reinforced-bar stresses of the roadbed are on a low level from a point of view of durability, and that the settlement caused by the dynamic repeating load is extremely small.