

道床部に着目した新軌道の研究

STUDIES TOWARD NEW BALLASTLESS TRACK STRUCTURES

佐藤 裕*・樋口 芳朗**

By Yutaka Satoh and Yoshiro Higuchi

まえがき

本論文は、道床部に焦点をしばって省力志向の開発研究を実施した結果につき述べたものであり、提案された独自の新軌道構造や新しい複合材料をその特徴としている。

1. 軌道構造における省力志向の問題点

軌道構造の標準形式は、今日にいたるまで有道床横まくらぎ式となっている。有道床軌道では、列車の繰り返し通過によって、道床部に緩みを生じて走行路の平滑性を失うので、ある周期ごとに復元作業を実施しなければならなくなる。このような保線作業は、列車の速度や回数の増加とともにもちろん増加する。

保線作業の増加をおさえる方法としては、まずレールを大形化することであって、米国では以前から 65 kg レールが多く使われてきたし、欧州でも従来の 50 kg レールに代って 60 kg レールが主流となる傾向が見え、またソ連では 65 kg レールを越えた 75 kg レールさえ使われはじめた。第二の方法は、まくらぎをコンクリート化することであって、重量の大きい均一な PC まくらぎの採用は、ロングレールによりレール継目を除去することと相まって、保線作業軽減に効果をあげている。第三の方法は、道床部をコンクリート化することであって、保線作業のとくに困難な長大トンネルでは古くから実施例があり、また近年はわが国の地下鉄でもそのような構造が多く採用されている。

トンネルなどの特殊区間ではなしに、一般区間でも同様な軌道を実施した例は内外に古くからある。しかしすべては単なる試みとして止まり広くは発展しなかったが、最近では後記するように情勢は急速に変わりつつある。

2. コンクリートまくらぎの開発とバラストレス軌道への移行

国鉄では戦後木材資源の窮迫を救う目的で鉄筋コンクリートまくらぎが試用されたが、現場に敷設した結果破損のため満足な結果が得られなかったので、1951 年からはプレストレストコンクリートまくらぎ (PC まくらぎ) が取り上げられて試験敷設されるに至った。英・独などの欧州諸国ではすでに 1942~43 年に PC まくらぎが取り上げられていたから、わが国は 10 年近く遅れて出発したことになる。1951 年には 7 種類で合計 7 600 本が全国の本線に敷設されたが、一時的落ち込みを別にすると、年を追って PC まくらぎの使用量は増加してきた。新幹線以外の現在線ではごく一部でポストテンション方式のまくらぎが試用されただけでほとんど全部プレテンション方式がとられていたが東海道新幹線ではポストテンション方式が大幅に採用された。

重量の大きい PC まくらぎを、かみ合わせ作用の強い碎石道床およびロングレールと組み合わせた結果、きわめて安定性に富む軌道構造を実現し、速度向上を可能ならしめた上に保守作業をも軽減することができた。木まくらぎにくらべて PC まくらぎの耐久性が優れているので取替え作業も著減した。

以上のように PC まくらぎの採用が、国鉄の省力化近代化におよぼした効果は実に大きかったが、PC まくらぎ自体の製造に当ても、省力についての改良が不断に行なわれてきた。たとえば東海道新幹線用まくらぎも含めプレテンション方式においては長い間 2.9 mm 2 本より線にさび付けした PC 鋼線を用いてコンクリートとの付着を確保していたが、さび付け作業に相当の労力を要し、所要の付着が得られて、しかも疲労強度を害しないようなさび付けについて確信を持つことは容易ではなく、科学的管理という見地からきわめて不満足な点が多かった。そこで最近では、PC 鋼線に小さいへこみをつけた 2.9 mm 3 本より線と 5 mm 線が付着特性、作業

* 正会員 工博 国鉄鉄道技術研究所軌道研究室長

** 正会員 工博 国鉄鉄道技術研究所構造物研究室長

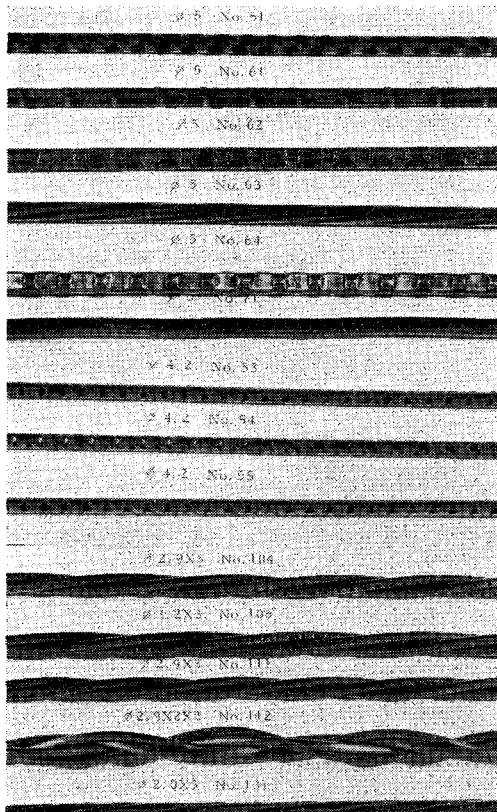
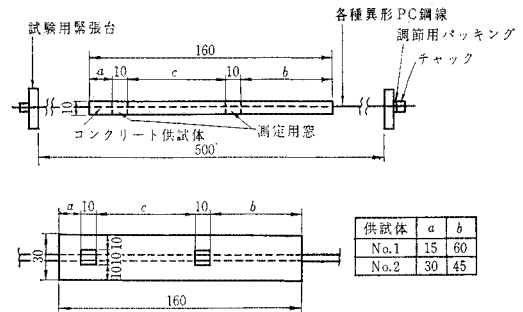


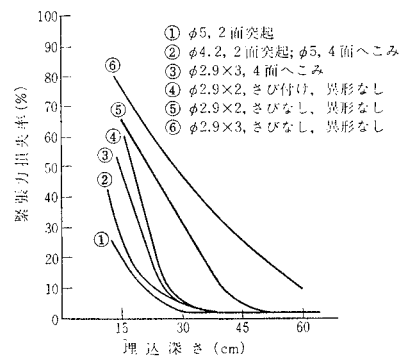
写真-1 異形 PC 鋼線の代表例

性および経済性の点から最適であることを確かめた上で実用に移した。写真-1は供試PC鋼線、図-1は附着試験結果、図-2は疲労試験結果を示す(小さい突起をつけた異形PC鋼線も試験したが総合的に見て有利でなかったため採用しなかった)。

PCまくらぎの製造に当たり、以上に述べたプレテンション方式の範囲内にとどまっていたのでは省力化に大きい壁があると判断される。このことはロングラインのベンチを利用したプレテンション方式が流れ作業と異質であり、小部材の量産には適当でない面を有するからである。東海道新幹線の大量のPCまくらぎを短期間に製造するに当たり、即時脱型のポストテンション方式のものが相当量採用されたことは、まくらぎのような小部材の量産にはその方式の方が本質的にすぐれていることを示していたと思われる(もちろん量産の規模、プレテンション用の遊休ベンチ活用などという要素が複雑にからんでくるために、個々の場合について単純な結論の出せない面のあることは確かである)。ここで指摘されなければならないことは、成形棒によって孔をつくりコンクリートの硬化後PC鋼棒をそう入してプレストレスを導入し、PCグラウトを注入するといった現在のポストテンション方式のPCまくらぎ製造方法は決して完成され

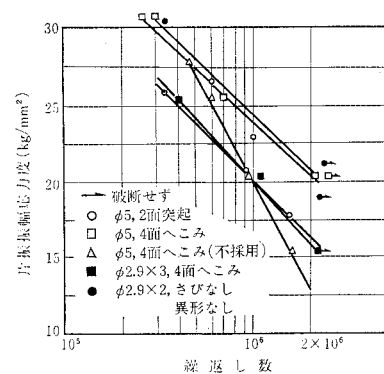


(1) 試験装置 (cm)



(2) 試験結果

図-1 PC 鋼線の附着特性

図-2 片張引張による PC 鋼線の疲労試験
(下限荷重=破断荷重×0.6)

たものではないことである。省力の見地からはPC鋼棒を直接コンクリート中に埋めこんだボンドレス方式、必要な場合はさらに進んでプレストレス導入時はボンドレスで後にボンドを生ずる方式に進めて、省力化の徹底と所要の衝撃強度確保を志向すべきであると判断し、現在のこの方面の研究を進めている。

PCまくらぎが省力化の点で果たした効績はさきにも述べたとおりきわめて顕著であったが、道床バラストを廃しない限りつぎにあげる根本的な難点を解決することは不可能であった。第1の難点は列車運行に伴い道床に

緩みを生じて変位を蓄積するため、多大の労力を要する定期的ないし不規則の保線作業を廃止できないことである。列車の高速化および過密化とともにこの作業はきわめて危険なものとなり、近い将来このような労力を得ることが不可能といった状態に追いこまれる公算が大きい。第2の難点は道床よりまくらぎにおよぼす反力が道床バラストの締固め状態によって大きく変化するため、まくらぎを設計するに当たるとるべき荷重が不明確にならざるを得ないことである（このことが初期のPCまくらぎに破損を生じた原因の1つであった）。新幹線のまくらぎは、まくらぎ中央下からの反力を除いて反力状態を単純にするとともにまくらぎ中央部のモーメントを減少させるために、この部分のバラストを埋めずに「中すかし」としている。このことはヨーロッパなどの標準軌間の鉄道でコンクリートまくらぎを用い始めて以来通常実施されていることではあるが、しかし、この部分に落ちこんでくるバラストを上げる作業が面倒であるため、この作業を省略することが可能かどうかの実験を最近行なった。この測定でも道床反力が変化することは明らかであった。

以上のように、道床バラストを廃しない限り、これを対象とした省力化には大きな壁のあることが明らかとなったので、昭和40年以来バラストを他の一体化され安定した材料でおきかえたメンテナンスフリーの新軌道開発に主力が注がれることになった。

3. バラストレス軌道構造の開発

(1) これまでの歴史¹⁾

メンテナンスフリー軌道構造を実現しようとすれば、必然的にバラストレス軌道となるが、このような軌道の試みはいま新たに始まったことではなく、内外に多くの例がある。1926年アメリカのデトロイトの近くで、営業線に450mを、また3年後に改良形が130m敷設されたPere Marquette軌道は、図-3に示すように路

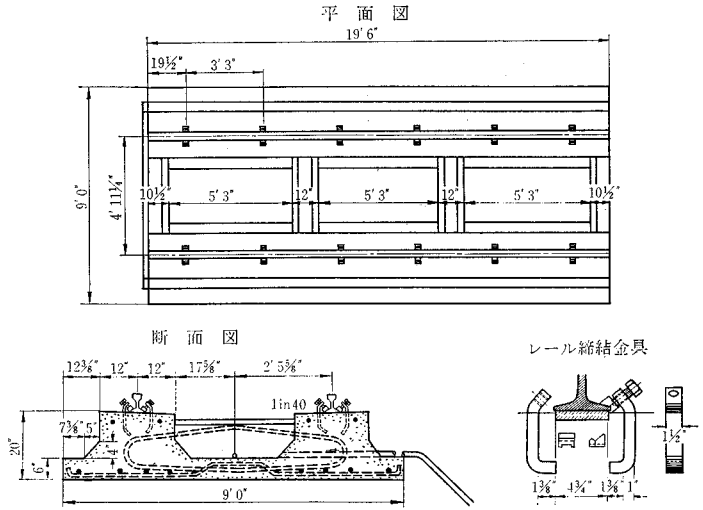


図-3 改良形 Pere Marquette 軌道

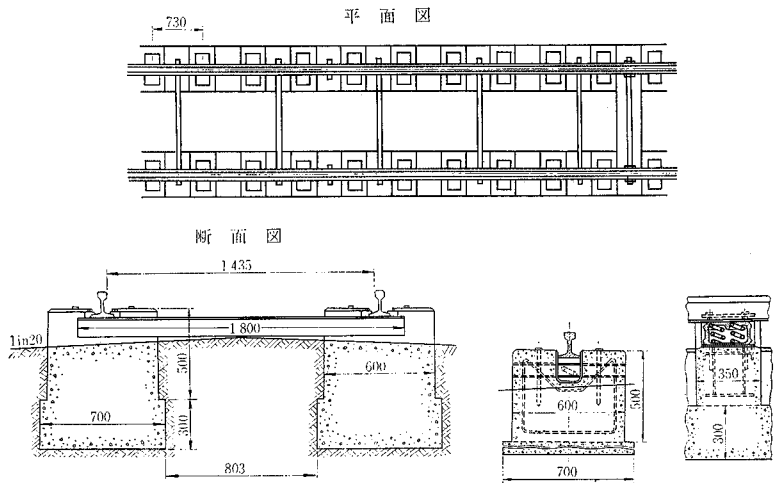


図-4 Wirth 軌道

盤上に現場打ちした鉄筋コンクリートスラブ式であって、敷設して10年間支障なく使われた後、そこで脱線事故が起こったが、その原因はレール下の木製クッション板がつぶれてレールがずれたためであり、スラブ部分の欠かんによるものではなかった。

1928年オーストリアでWirth軌道が急行線に100m敷設されたが、図-4に示すように路盤上に現場打ちした鉄筋コンクリートビーム式であって、レールは73cm間隔に2個で1組のコイルスプリングによって弾性支持されたものである。両レールを大形アングルで連結して軌間を保持し、また車両横圧に抵抗するようになっている。この当時は上記例などを中心に、多くの討論と提案がなされて1種のビームとなったようである。

わが国では昭和10年ごろに、軟弱路盤区間での軌道

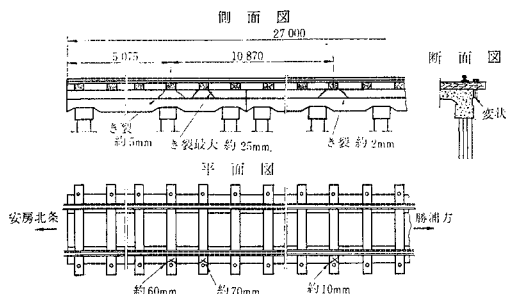


図-5 コンクリート連続桁軌道

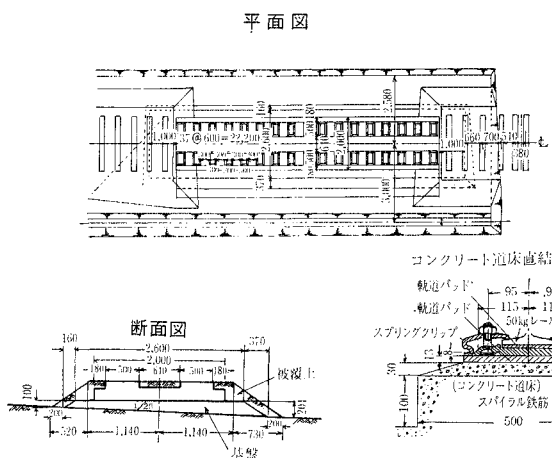


図-6 コンクリート舗装軌道

保守困難を救うため、図-5 に示すようにコンクリートくいを打ちこんだ上にコンクリートの連続桁をのせ、まくらぎをスチール橋式にフックボルトで固定した軌道が敷設された。開通後 10 日で図に示すようなひびわれを生じたが、その後とくに支障なく今日でも現存する。

伝説的な上記の例以後にも多くの試みがなされた。わが国では昭和 33 年に、星野、佐藤が図-6 に示すようなコンクリート舗装軌道を鉄研津田沼土木実験所に敷設したが、これはまず理論計算式を提出し、それに基づいて設計し、敷設されたものに荷重試験を行なって検討したものであって、この方式による直接の実施例は東京都電の八重州口前などにある。

一般区間は別として、トンネルとくに長大トンネルでは軌道保守がとくに困難であるから、わが国では古くから木まくらぎをコンクリートに埋

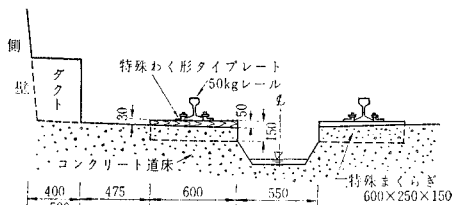


図-7 関門トンネル軌道

めこんだ軌道が用いられた例があり、その代表的なものは図-7 に示す関門トンネルである。そのような区間では、当初は軌道保守をほとんど必要としないが、経年とともにまくらぎが目地切れをして動き出すと、これを修理することが困難であるという欠点があった。

そのような欠点を除くために研究がなされた後に、昭和 35 年北陸トンネルの全長 13 km にわたって敷設されたのが図-8 に示すもので、曲線区間には木ブロック、直線区間にはコンクリートブロックをレールにつけて位置をきめた後に、コンクリートを打ってブロックを埋めこむものである。レールは 2 重弾性締結され、木ブロックはボルトで床に固定され、コンクリートブロックは 6 本の鉄筋でアンカーされる。曲線区間で木ブロックを用いた理由は、カント変更の必要を生じたとき、上面を削ることによって対処しようとするものである。この形式の軌道はその後の標準となって多くの長大トンネルで実施されている。

(2) 調節式バラストレス軌道の開発

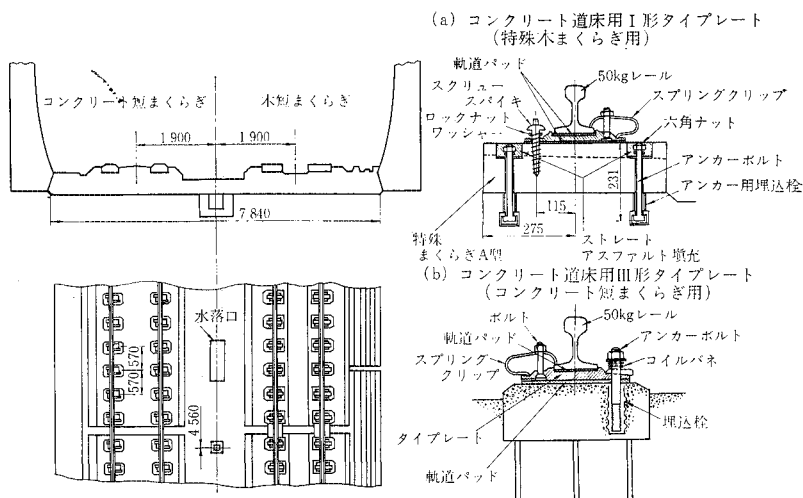


図-8 北陸トンネル軌道

メンテナンスフリー軌道の普及が、長大トンネルなどの特殊区間のみに限られたのは、それぞれの試みに技術的な致命的欠かがあったためではなく、むしろつぎの理由が大きいと考えられる。

- 高価であること
- 施工速度が早くないこと
- 基盤の変状に対して修正ができないこと

第1のコストの壁は、設計と施工の技術の進歩によって低下を図るほかに、線路保守労働力が今後急速に払底するという情勢においては、建設改良のための投資限界コストが上昇することで壁の高さは低くなりつつある。第2の施工速度の問題は、プレハブ工法の採用、すなわち部品を精度良く工場でマsproし、現場での組立作業を機械化したシステムをとることによって、特殊技能を要せずに高精度が得られ、またコストも低下される。第3の基盤の変状などに対して容易に修正可能であるということは、従来実現された例はないが、今後的高速列車に対してはこれまで放置を許された程度の変状でも修正を必要とされることになるので、欠くことのできない条件といえる。

開発に当たって、山陽新幹線ではトンネルや高架区間が2/3以上を占め、今後の新幹線網においても同様のことが予想されることや、大都市内外では地下鉄や高架の増設や改設がさかんに施工されることから考えて、まずトンネルや高架に適用される軌道を実現し、ついで路盤上におよぼすという順序をとった。

国鉄によって開発されたものはつぎの形式である。

① スラブリ軌道 M

コンクリート スラブリ式マット調節形軌道ともよばれ、

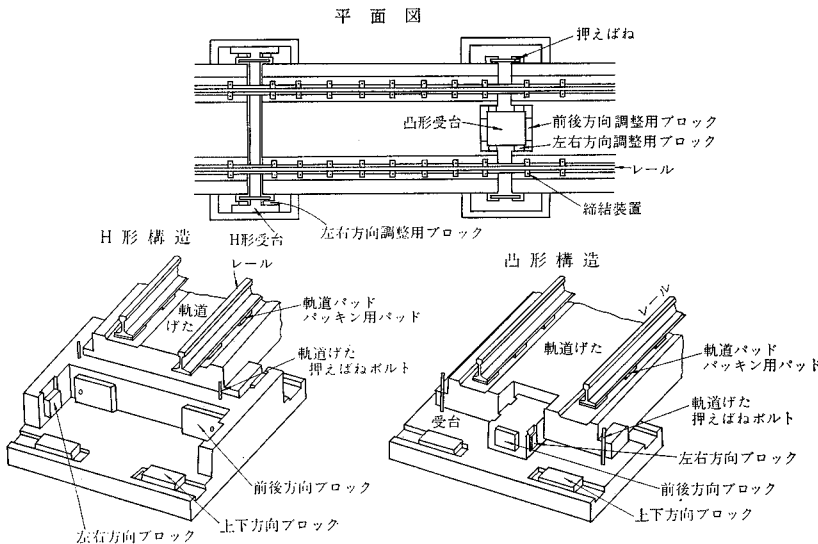


図-9 スラブリ軌道 M (コンクリートスラブリ式マット調節形)

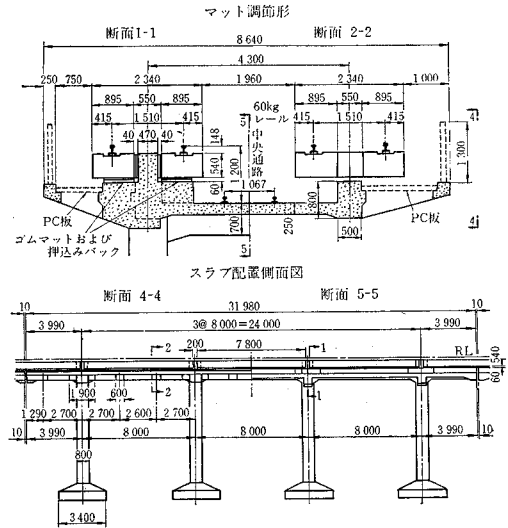


図-10 開床式スラブリ軌道 (マット調節形)

昭和 40 年松原健太郎博士によって提案されたもので、図-9 に示すように約 3 m の間隔で受台を設け、その上にプレハブ (プレキャスト) のコンクリート スラブリをのせるが、スラブリと受台との間には上下、左右および前後にゴムマットをはさみ、レールはスラブリに直接弾性締結したものである。この軌道は精度良くじん速に施工でき、また基盤の変状に対してはマットを交換することでスラブリの位置修正が容易にできる。

この形式はスパンの短いコンクリート橋を連続させるもので、開床式とよぶが、高架構造としては図-10 に示すような中央通路式とすれば、在来の高架構造にくらべて幅が減少できるので工費低下が期待される。しかしながら在来構造の高架などに適用するときは屋上屋を重ねる構造となりコストが高くなることはやむを得ない。

② スラブリ軌道 A

これはスラブリ全面支承形軌道であって、コンクリートスラブリ式アスファルトてん充形軌道ともよばれる。昭和 40 年著者らによって提案されたもので、図-11 に示すようにトンネルや高架などのコンクリート床と軌道スラブリの間にセメントアスファルトモルタルをてん充して、十分な支持力と適当な弾性をもつ

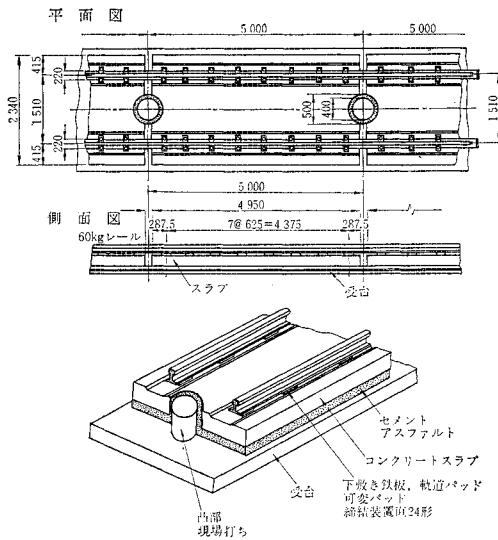


図-11 スラブ軌道 A (コンクリートスラブ式 アスファルトてん充填形)

た層を作るものである。この形式は連続床を前提とするので閉床式とよぶが、上記開床式のスラブにくらべて厚さを小さくできるし、床が変状したときの修正を行なうためには、スラブ底面にあらかじめはく離剤を施しておく、スラブを高上げて生じた空げきにセメントグラウトを注入することができるようにしたものである。

この形式では水平力のうち底面摩擦で受けきれない部分を、スラブ両端中央に床から突出させた円柱支持体で受けとめるものである。しかし将来は図-12に示すようにスラブの底面に凹部を設けておき、注入によって形成されたセメントアスファルト層の凸部によって水平

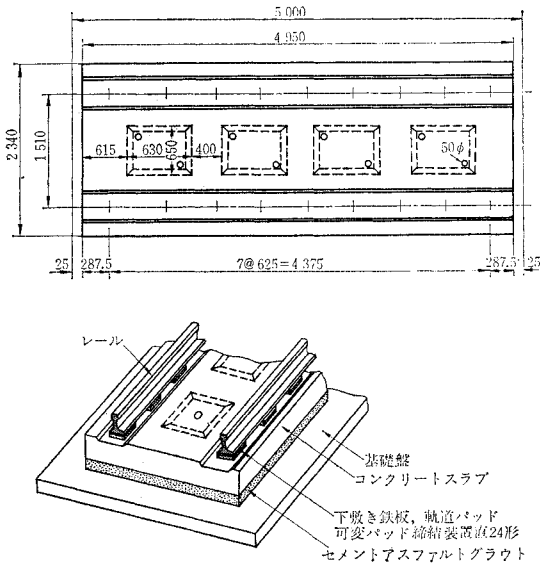


図-12 スラブ軌道 A (突起なし形)

力を受けさせ円柱支持体を不要とする構造も使用されるであろう。さらに進んで路盤上に適用するには路盤を転圧して表層をアスファルトコンクリート舗装とし、軌道スラブと表層との間にはセメントグラウトを注入して、鉛直および水平方向の支持層を構成させればよい。路盤の沈下に対しては軌道スラブを高上げてセメントグラウトを注入することにより位置修正ができることは前と同様である。

以上のほかにコンクリートスラブ式ロングチューブ形軌道も開発されたが、種々の問題点があって現在のところ大量に施工される見込みがないので省略する。

(3) スラブ全面支承形軌道の研究

a) 理論的考察

新形式の軌道の設計において、設計荷重としては輪重、横圧、制動始動荷重およびロングレール軸圧力などの定められた標準をとることはもちろんである。これらに対してコンクリートスラブ、レール締結装置、てん充填などの設計において新たに多くのことを検討したが、ここでは軌道スラブの輪重に対する計算法の要点のみを記すことにする。

この形式の軌道の輪重による変形は、レール方向については図-13に示すような連続弾性支持2重ばりの力学モデルを用い、変形方程式として

$$E_1 I_1 (d^4 y_1 / dx^4) = -K_1 (y_1 - y_2)$$

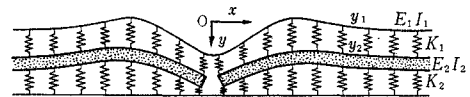
$$E_2 I_2 (d^4 y_2 / dx^4) = K_1 (y_1 - y_2) - K_2 y_2$$

とし、その一般解として

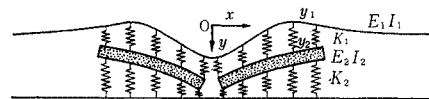
$$y_1 = B_1 Fe^{\lambda_1 x} \sin \lambda_1 x + B_2 Fe^{\lambda_1 x} \cos \lambda_1 x + B_3 Fe^{-\lambda_1 x} \sin \lambda_1 x + B_4 Fe^{-\lambda_1 x} \cos \lambda_1 x + B_5 Ge^{\lambda_2 x} \sin \lambda_2 x + B_6 Ge^{\lambda_2 x} \cos \lambda_2 x + B_7 Ge^{-\lambda_2 x} \sin \lambda_2 x + B_8 Ge^{-\lambda_2 x} \cos \lambda_2 x$$

$$y_2 = B_1 e^{\lambda_1 x} \sin \lambda_1 x + B_2 e^{\lambda_1 x} \cos \lambda_1 x + B_3 e^{-\lambda_1 x} \sin \lambda_1 x + B_4 e^{-\lambda_1 x} \cos \lambda_1 x + B_5 e^{\lambda_2 x} \sin \lambda_2 x + B_6 e^{\lambda_2 x} \cos \lambda_2 x + B_7 e^{-\lambda_2 x} \sin \lambda_2 x + B_8 e^{-\lambda_2 x} \cos \lambda_2 x$$

として計算される。

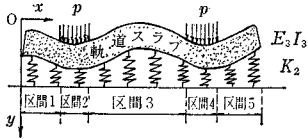


(a) 長い直結スラブをもつ軌道のたわみ



(b) 短い直結スラブをもつ軌道のたわみ

図-13 スラブ軌道長手方向変形



図—14 スラブ軌道が横方向変形

ここに、 $B_1 \dots B_6$ たわみ係数 (cm), F および G は α, β, r によって定まる無次元係数, $\alpha = K_1/E_1I_1, \beta = K_1/E_2I_2, r = K_2/E_2I_2, K_1$: レールの単位支持ばね定数 (kg/cm^2), K_2 : セメントアスファルトの単位支持ばね定数 (kg/cm^2), E_1I_1 : レールの曲げ剛さ ($\text{kg}\cdot\text{cm}^2$), E_2I_2 : 軌道スラブの曲げ剛さ ($\text{kg}\cdot\text{cm}^2$), λ_1 および λ_2 は α, β, r によって定まる定数 (cm^{-1}).

レール直角方向については 図—14 に示すような力学モデルを用い、変形方程式として、

区間 1, 3 および 5 において

$$d^4y_i/dx_i^4 = -K_2y_i \quad \text{ただし } i=1, 3, 5$$

区間 2 および 4 において

$$d^4y_j/dx_j^4 = p - K_2y_j \quad \text{ただし } j=2, 4$$

とし、一般解として

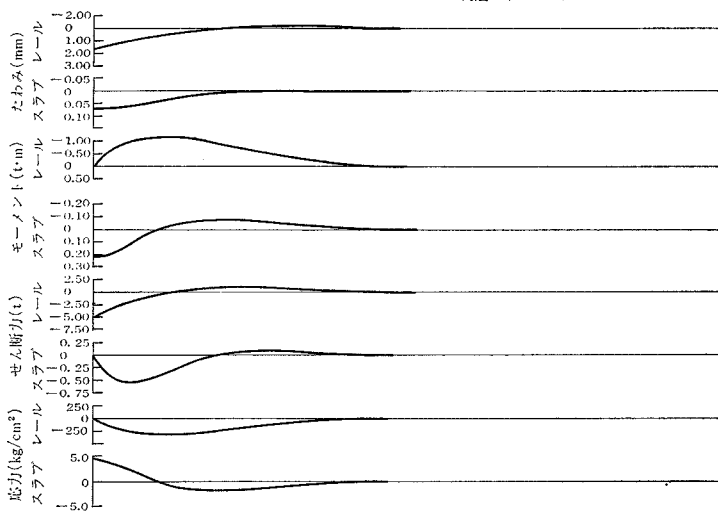
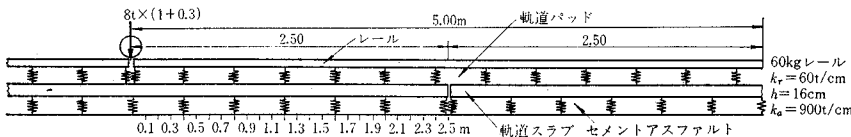
区間 1 において

$$y_1 = C_1e^{\lambda_3x} \sin \lambda_3x + C_2e^{\lambda_3x} \cos \lambda_3x + C_3e^{-\lambda_3x} \sin \lambda_3x + C_4e^{-\lambda_3x} \cos \lambda_3x$$

区間 2 において

$$y_2 = C_5e^{\lambda_3x} \sin \lambda_3x + C_6e^{\lambda_3x} \cos \lambda_3x + C_7e^{-\lambda_3x} \sin \lambda_3x + C_8e^{-\lambda_3x} \cos \lambda_3x + p/K_2$$

区間 3 において



図—15 スラブ軌道の長手方向変形計算結果

$$y_3 = C_9e^{\lambda_3x} \sin \lambda_3x + C_{10}e^{\lambda_3x} \cos \lambda_3x + C_{11}e^{-\lambda_3x} \sin \lambda_3x + C_{12}e^{-\lambda_3x} \cos \lambda_3x$$

区間 4, 5 においても同様として計算される。

ここに、 $C_1 \dots C_{12}$: たわみ係数 (cm), $\lambda_3 = \sqrt{K_2/E_3I_3}$, K_3 : セメントアスファルトの単位支持ばね定数 (kg/cm^2), E_3I_3 : 軌道スラブの曲げ剛さ ($\text{kg}\cdot\text{cm}^2$).

いま新幹線軌道の諸元を使って、レール方向についての計算例を 図—15 に示す。この場合は衝撃率 30% をもった輪重 (8 t) が図のようにレールの継目直上に位置する荷重状態であり、スラブの最大沈下は 0.071 mm, 最大曲げモーメントは 0.23 t·m, 最大応力は 4.6 kg/cm^2 となっている。

このような計算によると、スラブ端上のレールに荷重が働いたときのたわみは、中央部のレール上に荷重が働いたときのたわみにくらべて、わずか 10% しか大きくない。もし荷重がレールを介してではなく、スラブ端に直接働いたとすれば、たわみは中央部のその 4 倍になるということからみて意外な結果であるが、実用上まことに好都合な事実である。すなわち軌道スラブの端部において、スラブを接続させるための処置はとくに必要とされないということになる。ただしスラブの長さについて、つぎの限度を考えなければならない。端部上のレールに荷重が働いたときのスラブのたわみの範囲は端から 1.5 m 程度であるから、そのたわみを支えるためには残りの長さはその長さの 2 倍以上しなければならない。もしそれ以下の長さのときはスラブ全体が長手方向に傾斜する

という不具合を生ずるので、スラブ長さは 4.5 m 以上とするのが望ましく、それ以下のときは 1 m 程度に止めることが必要で、中間の長さは使うべきではないことになる。

スラブ軌道の設計において輪重に対するレール沈下をいかに選ぶかは、重要な弾性性能の一つであるのでつぎのように考察した。

従来固定床上にバラストレス軌道を実施した場合には、レール波状摩耗の発生と衝撃に対する緩衝性の不足を恐れて、レールとタイプレート間のゴムパッドのほかに、

タイプレートの下にも厚いゴムパッドを追加して、路盤上の通常軌道と同等の弾性を持たせた例が多く、高価な構造となっている。

レール波状摩耗の成因は複雑であって、定説はないが、レール支持弾性はとくに重視されている。統計的に発生状況を調査した結果によれば、トンネルで木ブロックをコンクリートに埋めこみ、ゴムパッドをはさまないでレールを載せた古い構造では、通常区間より発生しやすく、これはレール支持弾性の不足によると考えられている。この支持弾性は1締結部で100~300 t/cmであって、路盤上の通常区間の10~30 t/cmとくらべて1けた大きい。このことから前記の北陸トンネルで直結軌道を実施するとき、コンクリートブロック区間ではレールの支持弾性を33 t/cm（レール下パッド100 t/cmとタイプレート下パッド50 t/cmの直列）とされたが、曲線部の木ブロック区間では75~80 t/cm（レール下パッド100 t/cmと木ブロック圧縮弾性300~400 t/cmの直列）に止まった。その後10年間にいずれの区間でも波状摩耗は生じなかった。東海道新幹線において角田高架橋において木ブロックを埋めこんだ直結軌道を敷設したとき、レール支持弾性は69~74 t/cm（レール下パッド90 t/cmと木ブロック300~400 t/cmの直列）とされた。さらに有道床高架でのレール支持弾性は57~69 t/cm（レール下パッド100 t/cmと道床圧縮弾性150~300 t/cmの直列）となっている。そしていずれの区間でも波状摩耗を生じていないので、レール支持弾性は60 t/cmまで低下させることで十分であるといえる。

衝撃に対する緩衝性については、紀勢線有田川高架橋上に敷設した直結軌道区間で、フラットのある車輪を走行させる実験を行なった。レールとコンクリート床との間の圧力に着目すると、衝撃圧力はレール支持弾性のばね定数にほぼ比例するが、規定で許された最大のフラットである75 mm長さの衝撃圧力が、フラットの無い車輪による圧力より大きくならないためには、支持弾性を60 t/cmとすればよいことがわかった。

なお軌道スラブの支持弾性は、スラブと床との振動しゃ断の見地から、コンクリートの弾性係数の1けた以下にした。

b) てん充材についての実験

筆者らの開発した調節式バラストレス軌道が成功した有力な理由の1つとして、軌道スラブと基盤コンクリート間をてん充する材料として適当なグラウトを開発したことをあげることができる。軌道スラブは正確に据え付けなければならないが、基盤コンクリート面に対してこれに応じた正確な仕上げを要求することはトンネルの場合も橋梁高架の場合もきわめて困難である。したがって軌道スラブを正確に据え付けたのちこれと基盤間の空間

に流動性に富む材料を流し込むという方式を取ることが実用的であり、また作業能率の上ですぐれていると判断された。このようなたん充材にたいして要求される性質としては、所定の強度・耐久性・安定性を有することは当然として、クッション作用を有することや経済的であることも重要といわなければならない。ゴムのような材料を適当に用いる手段も有望と思われるが、経済性を考えるとセメントやアスファルトのように土木界で大量に用いられているものを主材料としたモルタルを取り上げることが有利であると判断される。ただし両材料とも単独の使用で上述した諸条件を満足しないことは明らかであるから両者の中間領域を開拓することに方針を定めてみた。

セメント・アスファルトの両材料を共存的に使用した例が従来なかったわけでは決してない。しかしながら両者を対等に取り上げた流動性に富むてん充材を実用に供したという事例は見受けられなかった。2つの材料を併用する場合、両者の長所と短所が生かしあったり殺しあったりという複雑な現象が起こるのであらかじめある程度の見通しをたてておく必要が認められる。セメントモルタルは強度や耐久性の点ですぐれているが、もろくて粘りのないことやヤング係数が大きくクッション作用が期待できないこと等の短所を有する（ベントナイトその他を大量に混和してヤング係数を下げること考えられるが、この場合耐久性や粘りの悪化は避けられない）。一方アスファルトモルタルは強度・耐候性・耐油性・耐熱性等の点で劣っておりクリープも大きい。可撓性で粘りがありヤング係数が小さいためクッション材料としては適当と思われる。両材料を併用することにより両者の長所はある程度殺されると思われるが、いま問題としているバラストレス軌道用てん充材に要求される強度は大きくないことがわかっていたので、両者の短所が大幅に改善されることを期待して実験を開始した。

アスファルトとしては常温で流動性に富むものを選択することが適当と思われるが、セメントは水硬性材料であることを考えアスファルト乳剤を採用するのが最適と判断した。アスファルト乳剤はアスファルト粒子の荷電状態によってアニオン・ノニオン・カチオンの3種に分類され、pH値をみると各10~13, 6~7, 3~6の範囲にある。セメントと組み合わせると一様で適当な流動性のグラウトを得ようとするれば、セメントがアルカリ環境を好むことから考えて当然アルカリ性のアニオン乳剤あるいは中性に近いノニオン乳剤を採用するのが常識であると思われる。しかしながら市販の乳剤を入手して予備試験を行なったところ予想外の結果が得られた。各種乳剤のセメントとの混合特性を記すとつぎのとおりである。アニオン乳剤とセメントグラウトを混合すると部分的

な凝結現象を起こしやすくこの組合せは不相当と判断された。ノニオン乳剤とセメントグラウトを混合すると特殊の表面活性剤（以下単に活性剤という）を添加することにより一様で適当な流動性のセメントアスファルトグラウトの得られることを確かめたが、この乳剤は高価なだけでなく、セメント1にたいして乳剤を0.25といったアスファルト分の少ない領域、すなわちアスファルト乳剤をセメントグラウトの混和剤として補助的に用いる場合にしか適しておらず、これではあまりクッション作用が期待できないので所期の目的にそわないと判断された。残ったカチオン乳剤2種（浸透用CPE, 混合用CME）について検討したところ両者とも特殊の活性剤を添加することにより一様で適当な流動性を有するセメントアスファルトグラウトの得られることが判明した。これらの配合例と圧縮強度を示すと図-16のとおりである。以上の予備試験結果から予想に反して酸性のカチオン乳剤（混合用を用いた方が早期強度の大きい点で有利）を採用すべきであることがわかったが、市販のアスファルト乳剤はセメントと混和した場合流動性が不安定となる欠点を有していたし、活性剤を現場で加えるのも面倒であり管理その他の点で好ましくない点も多いので、乳剤工場で加える活性剤をアミン系の適当なものにするという方式で適当な乳剤を開発した。この特殊乳剤は表-1に示した5~20°Cの低温時に用いられるC乳剤と15~30°Cの高温時に用いられるH乳剤とからなっ

表-1 試作したアスファルト乳剤の品質

試験項目		種類	C乳剤	H乳剤
粒子の電荷			+	+
エングラード(25°C)			6.0	7.7
ふるい残留物(190μ)(%)			0.01	0.01
貯蔵安定度(5日)(%)			2.0	2.5
低温安定度(-5°C)			合格	合格
密粒度骨材混合試験			合格	合格
セメント混合試験			(15°C)合格	(30°C)合格
蒸発残留物(%)			60.0	60.0
残留物	針入度(25°C)		232	81
	伸度(10°C)(cm)		100以上	100以上
	四塩化炭素可溶分(%)		98.0	98.0

ている。なお乳剤を1種にしぼった方が便利な場合も考えられるが、この場合はH乳剤系1本にしぼり、現場で必要に応じ混和剤を加えてC乳剤系を得るということにした。

セメントは普通ポルトランドセメントより早強ポルトランドセメントを用いた時の方が早期強度の大きいことがわかったので早強ポルトランドセメントを原則として用いることにした。超早強セメントや微粉末セメントも検討したが予期に反した結果しか得られなかったので入手難や高価なことも考えて採用しなかった。

混和材料はセメントアスファルトモルタルの品質を所定の方向に向ける目的で種々のものを用いてみた。アルミニウム粉末は沈下収縮を補償する目的で混和したが良好な結果が得られた。なおガス発生による膨張が過度になるとスラブを持ち上げる可能性も考えられるが膨張率を3%以下としておけばこのような現象はまったく起こらなかった。沈下収縮防止あるいは増量の目的でフライアッシュ・ペントナイト・消石灰・生石灰等も試用してみた。これらの中にはアルミニウム粉末のガス発生作用を助けることを目的としたものもある。しかし2.5mm以下の砂を用いる限り一般にこのような粉末を混和しないでもあまり沈降現象の起こらないこと、アルミニウム粉末による膨張作用は石灰その他を混和しないでも十分得られること、粉末混和によって早期強度が小さくなることは好ましくないし長期強度が必要以上に大きくなるとクッション効果が悪くなること、粉末混和は現場作業を複雑化すること等がわかったので原則として以上にあげた粉末の混和はやめることにした。なおクッション効果を改善する目的で試用した30メッシュの廃品ゴム粉末、引張強度や衝撃強度を改善する目的で試用した直径0.1mm以下で長さ20mmのPVC製せんいは、得られる効果のわりには高価すぎるので採用しなかった。活性剤の現場における混和をやめたことはアスファルト乳剤の項で述べたとおりであるが、そのさい指摘したとおりH系乳剤1本にしぼったさいこれを用いて低温

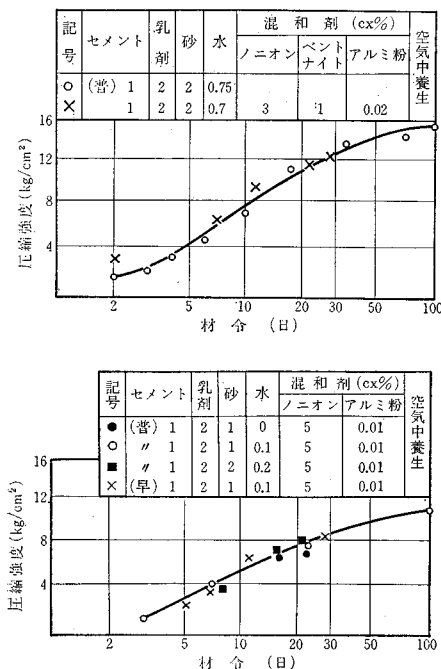
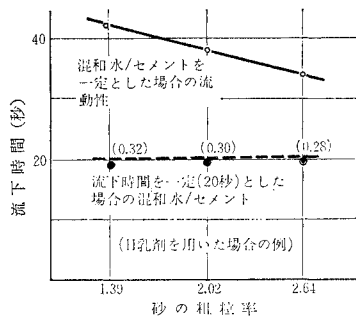


図-16 市販乳剤を用いた場合のセメントアスファルトモルタルの強度 (上は混合用乳剤, 下は浸透用乳剤を用いた, 砂の FM 1.9)

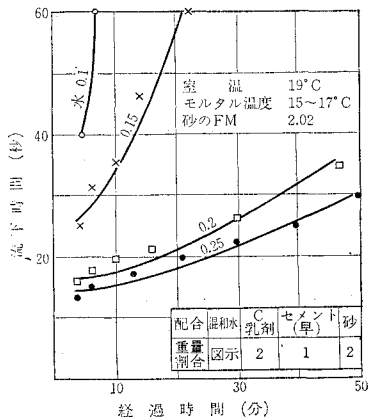


図一17 砂の粗粒率がセメントアスファルトモルタルの流動性におよぼす影響

時に施工しようとするれば強度促進用混和剤としての塩化カルシウムと流動性保持時間を延長するための特殊活性剤の混和を必要とすることが確かめられている。

細骨材は川砂を用いた。2.5 mm ふるいを通過した粗粒率 2.64 の粗砂、0.6 mm ふるいを通過した粗粒率 1.39 の細砂、粗砂と細砂を 1 : 1 の重量比で混合した粗粒率 2.02 の混合砂を用いて行なった試験結果は図一17 のとおりであり、材料の分離が起こらない範囲で粗粒率の大きい砂を用いた方が同じ流動性の場合混和水量が少なく有利なことを示している。さらに経済的とするため砂の最大粒径を大とすること、軽量化と粗粒の沈降防止を考慮して軽量細骨材を用いること等の検討は引き続き行なっている。

水はセメントアスファルトグラウトに所定の流動性を与えることと所定の流動性を保持する時間を延長するために必要である。図一18 に例示した実験結果からも以上のことは明りょうにうかがえる。水を加えることにより強度の低下することが予想されるが、前にも述べたとおりセメントアスファルトグラウトに要求されている強度は大きくないし実用上許容できる強度の幅には余裕のあること、常温のもとでは混和水量を一定量以下と



図一18 C 乳剤を用いた場合のセメントアスファルトモルタルの流動性

表一2 セメントアスファルトモルタルの標準

(1) 標準配合例					単位量 (kg/m ³)	
水	セメント	乳剤	細骨材	アルミニウム粉末		
91	258	519(C)	519	0.054		
54	269	538(H)	538	0.040		

(2) 品質の範囲							
流下時間 ¹⁾ (秒)	固化時間 ²⁾ (分)	ブリーディング率 ³⁾ (%)	膨張率 ⁴⁾ (%)	圧縮強度 ⁵⁾ (kg/cm ²)		ヤング係数 ⁴⁾ (kg/cm ²)	
				7日	28日	7日	28日
18~26	25~30	0	3以下	6~10	12~14	4000~5000	6000~7000

- 1) Jロート全量流下
- 2) ブリーディングを除く
- 3) φ5×10 cm, 常温養生
- 4) 2~4 kg/cm²/min 程度の載荷速度

することにより強度水準を実用上支障ない程度に保つことは容易なこと、低温の場合や硬化を促進させる必要のある場合は塩化カルシウムを混和することによりセメント重量の 0.4 程度まで水量を増加しても満足な早期強度の得られること等が確かめられており、試験を必要とするのは当然であるが、流動性調整用として現場で適宜水量を調節できる可能性を示していることは好つごとくといえる。

以上の検討を経たのち C 乳剤および H 乳剤を用いたセメントアスファルトモルタルの標準配合として表一2のように定め、以上で述べた以外の種々の試験も実施したが、これらから得られた結果を概述するとつぎのとおりである。

長期載荷時のクリープ変形を検討する目的で直径 5 cm、高さ 5 cm の供試体を軌道重量および新幹線車両重量に相当した 1.19 kg/cm² の平均応力下に 170 日おいたところ、0.32 mm の変形を示したが、荷重を除去するとゆっくりもどりはじめ13日後では 0.05 mm (1/1000 のひずみ) という永久変形を示したにすぎなかった。このことからたとえ車両が相当期間スラブ上に停止しても実用上有害なクリープ変形の生じないことがわかる。また復元現象の相当部分が急激に起こらないことは、ゴムなどに比べて一般に振動抑制作用の強いことを示しており有利であると判断される。

セメントアスファルトモルタルのクッション層内に生ずる応力度は強度の数分の 1 にすぎないので繰返し載荷にさいしての疲労現象については問題にする必要はないと思われる。念のため材令 10 日 (圧縮強度約 8 kg/cm²) のセメントアスファルトモルタルにたいし死活荷重の約 20% 増に相当する応力度を下限、同じく死活荷重の約 20% 増に相当する応力度を振幅として 12 万 4000 回載荷したは何らの変状も見られなかった。

研究所内の屋内および屋外に放置した 4 cm × 4 cm × 16 cm の供試体の長さ変化および重量変化を測ったとこ

ろ 2~3 カ月でほぼ落ちていた範囲内で変動するようになり、前者は 0.12~0.22% の収縮、後者は 8~13% の減少を示していた。一方ウエザーマーターによる耐候性試験では 260 時間（日光ばく露 1 年 3 カ月相当）後の測定で室内空中養生の供試体にくらべ強度で約 3% 減、長さは約 0.2% の収縮を示した。重量減は実用上問題にならず強度の減少もこの程度なら許容できることは確かであるが、収縮についてはクッション層の短縮による軌道の沈下という点では問題にならないとして、拘束された場合ひびわれのはいる可能性のある値を示していることに注意しなければならないと思われる。しかしながら軌道スラブを全面で支承している形式のバラストレス軌道においてはクッション層に少々のひびわれがはいっても機能的に支障を生じないこと、クリープその他によりこの程度の収縮はひびわれなしに吸収できる可能性の大きいこと、実際には小さい供試体のうけるようなきびしい露出条件にさらされないこと等の点が考慮されなければならない。事実 3 年以上の長期にわたる試験軌道を対象とした観測結果からもセメント アスファルト モルタルの収縮による難点はまったく認められていない。

60°C の高温にさらした場合 表-3 からわかること

表-3 セメント アスファルト モルタルの高温試験

材 令 (日)	試 験 養 生 ¹⁾ (日)	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)		曲 げ 強 度 (kg/cm ²)		重 量 変 化 率 (%)	
		25°C	60°C	25°C	60°C	25°C	60°C
		8	1	8.4	8.8	6.2	4.8
10	3	11.3	11.1	7.9	6.8	-1.8	-6.8
14	7	10.4	12.1	7.4	7.7	-2.6	-7.1

- 1) 25°C の室温養生 7 日後 25°C あるいは 60°C の試験温度下においてのことを用いる
- 2) 供試体 4×4×16 cm

表-4 セメント アスファルト モルタルの凍結融解試験

乳 劑	材 令 (日)	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)		曲 げ 強 度 (kg/cm ²)		せん断強度 (kg/cm ²)	
		25°C	-5~25°C ¹⁾	25°C	-5~25°C ¹⁾	25°C	-5~25°C ¹⁾
		C	7	13.0	9.4	7.3	4.4
H	7	7.8	5.1	5.1	4.0	3.1	1.8

- 1) 材令 2 日で脱型した供試体を -5°C の恒温室に 10 時間おいたのち 25°C の室内に 14 時間静置するという過程を 5 サイクル繰り返した
- 2) 供試体 4×4×16 cm

表-5 セメント アスファルト モルタルの耐油試験

材令 (日)	空気中あるいは油中静置日数 ¹⁾ (日)	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)		曲 げ 強 度 (kg/cm ²)		重 量 変 化 率 (%)	
		空気中		空気中		空気中	
		油 中	油 中	油 中	油 中	油 中	油 中
8	1	6.6	5.5	7.9	7.1	0	+2
10	3	8.0	6.6	6.2	5.6	-0.5	+3.9
14	7	10.9	8.0	7.7	5.9	-1.8	+4.1

- 1) 材令 7 日で脱型した供試体をそれ以後静置した日数
- 2) H 乳剤使用
- 3) 供試体 4×4×16 cm

り強度低下について問題としなければならない点は見受けられなかった。しかしながら凍結融解試験を実施した結果によると表-4 程度の強度低下が認められるので、供試体の方がはるかにきびしい条件にさらされることは確かであるが、寒冷地で施工するさいは現場の条件につきよく検討しておく必要があると思われる。

モービル油 120 番に浸した耐油性試験の結果は 表-5 に示すとおりであり無視できない強度減のあることを示している。供試体のさらされる条件がきびしすぎることを考慮するとしても、セメント アスファルト モルタルはなるべく油と接触させないほうが望ましいことを示していると思われる。

以上のほか重さ 2 kg の鉄ついで用いた落下衝撃試験、電気抵抗試験等も実施され実用上難点のないことが確かめられた。

今回開発された軌道構造の特色の 1 つは、基盤が沈下した場合軌道スラブを高上して位置を修正したのちスラブとクッション層との間の空げきにセメント系グラウトを注入するという方式をとれる点にあることはさきにも述べたとおりである。このような場合用いられるグラウトは 25~30 分程度注入可能であることおよび 1 時間程度で列車の運行を可能ならしめるものであることが望ましい。試みに市販の吹付けコンクリート用急結剤を混和したところ 1 時間で 2~4 kg/cm² 程度の圧縮強度を得ることが容易なことはわかったが、注入可能な時間が短かく実用的とはいえなかった。さらに遅延剤を混和してみたところ注入可能な時間は延長されたが早期強度の点で不満足となることがわかった。急結剤と遅延剤の組み合わせがきわめて複雑な影響をおよぼすことは予備試験のさいも推測されたが、質的および量的の選択を適当にすれば所要の品質を有するグラウトの得られる可能性の大きいことがわかったので、普通ポルトランドセメン

表-6 急硬性グラウトの配合例

(1) 急硬性セメントペーストの配合

流下時間の範囲 ¹⁾ (秒)	単 位 量 (kg/m ³)				水セメント比 w/c (%)
	水	セメント	急結剤 ²⁾	遅延剤 ³⁾	
8~12	576	1340	40.2	4.02	43

(2) 急硬性セメントモルタルの配合

流下時間の範囲 (秒)	単 位 量 (kg/m ³)						水結材比 w/(c+F) (%)
	水	セメント	細骨材 ⁴⁾	フライアッシュ	急結剤 ²⁾	遅延剤 ³⁾	
8~12	412	740	825	82	25	2.5	50

- 1) J ロードで測定
- 2) 特殊アルミン酸塩を主体とする吹付用急結剤
- 3) リグニンスルホン酸カルシウム
- 4) 2.5 mm ふるいを通った FM 2.83 の粗砂と 0.6 mm ふるいを通った FM 1.38 の細砂を 1:1 の割合で混合した FM 2.11 の川砂
- 5) ミキサは ASTM 型で容量 5 l のものを用い、140 rpm で回転させながら水、急結剤、遅延剤、(フライアッシュ)、セメント、(砂) の順で投入したのち 280 rpm で 2 分間練り混ぜた

表-7 急硬性グラウトの強度

急硬性 グラウト	材令 強度 (kg/cm ²)	時 間			日				
		1	3	6	1	3	7	28	91
セメン トベ スト	曲げ	1~2	4~5	6~8	28~ 30	38~ 42	45~ 49	56~ 60	60~ 64
	圧縮	3~4	9~ 11	18~ 24	90~ 110	180~ 210	230~ 250	300~ 320	340~ 360
モルタル	曲げ	1~2	2~4	5~6	15~ 18	28~ 32	38~ 42	48~ 52	55~ 57
	圧縮	2~3	4~6	9~ 11	50~ 60	130~ 160	190~ 210	260~ 280	300~ 320

- 養生, 20°C, 80~90 RH の室内
- 供試体 4×4×16 cm

ト6種(早強ポルトランドセメントを用いる必要のないことは別に確かめた), 急結剤7種, 遅延効果を有すると思われる混和剤29種を用いて種々の組合せ試験を行なった。この結果表-6のような配合のグラウトが25~30分所定の流動性を保ちながら表-7のような強度を常温で発現することを確かめた。ただし, 15~25°Cといった温度帯からはずれるにつれて流動性の悪化することが認められているし, 低温の場合早期強度も低下するので冷却あるいは加熱手段について検討しておく必要が認められる。また, 風化程度の異なるセメントについて試験してみたところ, ある程度以上風化が進むと注入可能な時間が短縮されるとともに早期強度の低下することがわかった。セメントの風化および急結剤と遅延剤の組合せなどによって生ずる現象は微妙かつ複雑であるから, 現場施工に先立ちかならず試験を行なう必要のあることが確かめられた次第である。

c) 実物軌道についての実験

全体設計, 部品設計および室内実験を行なったのち, 津田沼土木実験所に実物模形軌道を敷設した。敷設に当っては, 単に供試軌道を作ることに止まらずに, 新形式軌道を実用化するときの工事手順を予想し, これに適する機器をも試作して, これを用いた施工経過をも検討した。

試作された軌道に対しては, つぎのような実験を行なった。

荷重実験

試験車や200, すなわちワキ形貨車の中央に特別の加圧軸を設けて, 任意の輪重および横圧を車輪を介して作用させる装置を用い, 荷重によって軌道各部に生ずる変位, 応力, 圧力などを測定して設計値と対比した。実験状況を写真-2に示す。

供試軌道のスラブ中央部および端部において, 鉛直荷重としては最大8tまでの輪重を両車輪に等しく2tとびに往復することを数回繰り返した。このときレールおよびスラブの変位をばね式電気変位計により記録させ, あるいはダイヤルゲージによって読みとった。レール

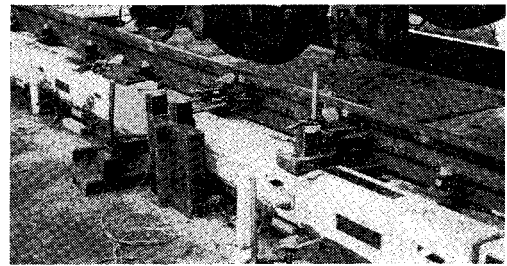
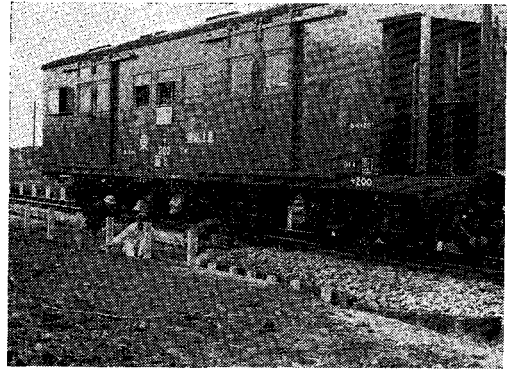


写真-2 加圧実験

変位は最大1mmであって大きさも形状も計算値に近かったが, スラブのそれは計算値との合致は十分でなかった。スラブについては主鉄筋および配力筋のひずみを抵抗線ひずみ計によって測定した。ひずみの全般的な傾向は計算で予想される通りであったが値がやや大きいものがあった。その原因はてん充むらや材料分離によって微少なすき間を生じたためと考えられる。しかしながらスラブの配筋はむしろ運搬時および施工時の条件でもに決められるので, 上記のことは実用上は支障とはならないが, 設計にはこの点も十分考慮し, またてん充材の改良を進めた。

横圧荷重は片側車輪フランジをレールに接する状態にし, 両車輪に6tの輪重を加えたまま, 最大6tまでの横圧を2tとびに往復することを数回繰り返した。このときのレール頭部変位は最大5mmであって計算値と合致した。スラブの変位はきわめて小さく, 円柱支持体とスラブ間にてん充したセメントアスファルトが効果的に横圧を支持していることが確かめられた。スラブの鉄筋に生ずる横圧によるひずみは十分小さかった。

振動実験

2軸貨車を供試軌道上に定置し, 一方の車軸に振動発生機を取り付けて加振実験を行なった。まず振動数を2000rpmまで上げたときのレールおよびスラブの振幅を測定して軌道の共振特性を求めた。ついで連続加振による各部のゆるみや変状などの耐久性を検討した。実験の状況を写真-3に示す。

通常の軌道においてはまくらぎ下のバラストや路盤に

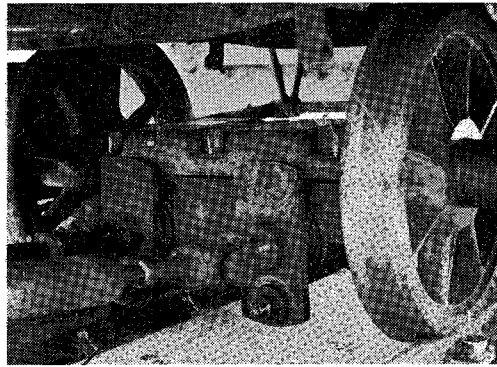
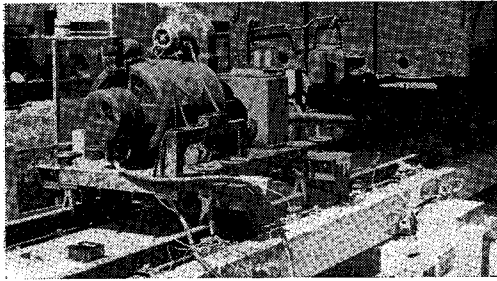


写真-3 振動実験

は振動に対して大きい減衰作用があるので、共振特性を求める実験を行なっても 2000 rpm 付近で鈍い共振点が現われるのが普通であるが、今回のスラブ軌道ではスラブが長手方向に連続するので、共振特性を検討することが必要である。実験の結果は 1600 rpm 付近に共振点が見られたが、その様子は通常軌道とまったく同様であってなんら異なるものでないことがわかった。

貨車の軸重は 5.5 t であって、振動発生機は 2000 rpm のとき 5.4 t の上下力を生ずるようにし、すなわち下方に 11 t 上方にほとんど 0 の加圧によって激しい振動を生じさせ、積算 50 万回にいたるまで、レール締結部のゆるみ、てん充材のくずれなどを注目したがなんらの異常も見られなかった。さらにスラブの恒久沈下を測定したがきわめて小さいので、繰り返し荷重に対してほとんどセッティングがないことが確かめられた。

この軌道では基盤の沈下に対しては、スラブを高上して、空げきにセメントを注入することで位置整正可能としてあるので、上記連続加振 50 万回終了後スラブを 7 mm 高上して同作業を実施した。セメント硬化後この再てん充した軌道について連続加振 50 万回を行なったが、前と同様なんら異常はなかった。

現場敷設試験

昭和 42 年 9 月に東海道新幹線名古屋駅停車線に、さらに 11 月には岐阜羽島駅の 200 km/h 通過線に、スラブ軌道 A および M がそれぞれ 25 m ずつ施工された。岐阜羽島駅の軌道敷設終了後営業ひかり号を初列車か

ら 14 時まで 70 km/h、14 時から終列車まで 160 km/h に徐行させ、翌日 200 km にすることにした、測定項目はレール変位および加速度、スラブ変位および加速度、スラブ鉄筋のひずみ、線路付近の騒音、高架スラブの加速度である。レールおよびスラブの変位あるいはスラブ鉄筋のひずみについては前記実物模形で検討した値と同程度であり、レール加速度はテープに録音したものをレベルコーダーにかけて、隣接通常区間と比較した結果はほぼ同等であった。線路付近の騒音はスラブ軌道が有道床区間にくらべて 3 dB 程度高かったが、これは表面が平らであって反射が大きいためであり表面に発泡材をはるることによって 5 dB ほど低下させることができるし、また防音壁によって大幅に減少できるので問題とはならない。なお高架スラブの加速度は有道床区間よりやや低い。

昭和 44 年 1 月には北陸本線浦本トンネルにおいて、スラブ軌道 A と L がそれぞれ 200 m ずつ敷設された。このときは半実用化試験であるから、敷設作用のタイムスタデーも行なわれた。

5. パラストレス軌道についての今後の展望

最近西ドイツ国鉄では図-19 に示すようなスラブ軌道および図-20 に示すようなスラブ軌道を試験敷設した。この場合プレキャスト スラブを用いることはわが国と同様であるが、これを接続する技術や、長く連続したスラブの温度伸縮を抑制する方法などについて精力が

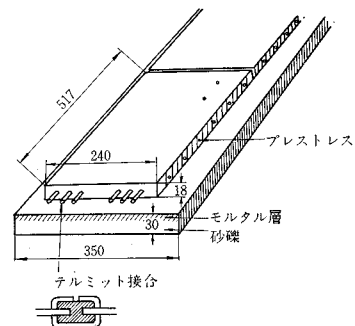


図-19 ドイツ国鉄のスラブ軌道

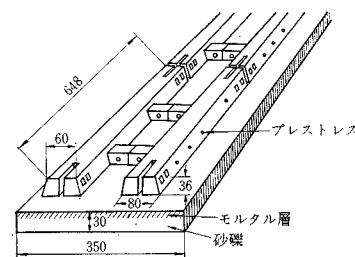


図-20 ドイツ国鉄のスラブ軌道

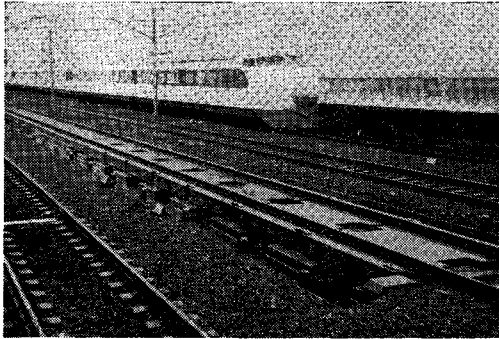


写真-4 岐阜羽島におけるスラブ軌道
(手前がM形, 後方がA形)

注がれている⁵⁾。われわれの見解によればこのことは必ずしも必要ではなく、その考え方による現場敷設軌道にもならなつごうを生じていない。

イギリス国鉄においては、OREのD87委員会の議題である地下鉄におけるバラストレス軌道の研究とも関連して、普通路盤上のスラブ軌道の開発のため、オランダ、フランス、スイス国鉄の提案をも含めて、6形式の軌道を試験敷設している⁶⁾。

またアメリカのBARTにおいても、高架区間および路盤上でのバラストレス軌道が試験されている⁷⁾。

わが国においては、現場試験敷設結果の詳細な検討のうち、山陽新幹線においては延長10 km余の半実用化敷設を経験してから本格的実用化に入る予定である。

あ と が き

本文に記したような種々の開発が、若干の創意ないし着想に基礎をおいていることは確かである。しかしながら、このような創意の芽が花を開き実を結んだ最も大きい理由は、国鉄が組織としてこの着想を取り上げ支持されたことによることを筆者らは感謝とともに想起しなければならない。新幹線を1つの頂点として世界のトップレベルに進出しようとしている現時点のわが国には、真の先進国の紋章である創造性をさらに世界に顕示することが基本的に要請されていると思われる。土木工学にお

いても重要な応用分野において独自の技術を育てることがいまほど要望されていることはないといえよう。

長らく要請されながら実用されることのなかった調節式バラストレス軌道が、相当規模で実現されていく過程において、わが国の風土が技術を育てる方向に変わりつつあることを筆者らは身にしみて感じることができた。すべてのものが一変するであろうといわれる1970年代の幕明けに際し、この意義ある時代にめぐりあわせた技術者の幸運と責務とを痛感するとともに、技術を育てる風土をきづいてこられた諸先輩にたいし改めて心から感謝の意を表するものである。

最後に本論文に述べた成果は特に鉄道技術研究所の西亀達夫所長、松原健太郎副所長、本社内田隆滋建設局長、北沢秀勝施設局長、高橋克男山陽新幹線建設部長、施設局 坂芳雄保線課長、山陽新幹線建設部 小林正宏軌道課長をはじめとする本社の方々、現場の方々、鉄道技術研究所 軌道研究室・構造物研究室・軌道材料研究室・化学研究室の方々のご指導とご支援をたまわって始めて得られたものであることを深甚の謝意をもって記しながら筆をおくものである。

参 考 文 献

- 1) 佐藤 裕：新軌道構造開発の展望，鉄道技術研究報告，No. 580, 1967.04
- 2) 無道床軌道構造研究グループ：コンクリートスラブ式アスファルトでん充形軌道の開発，鉄道技術研究報告，No. 632, 1968.04
- 3) 同上グループ：マット調節形軌道の開発，鉄道技術研究報告，No. 663, 1968.12
- 4) 樋口・原田・杉山・小沢：軌道支持物下空間のてん充に関する研究，鉄道技術研究報告，No. 664, 1968.07
- 5) Birman, F.: Theoretical and Experimental Solutions of Track Problems for High Speeds, I.R.C.A.-U.I.C. "High-Speeds" Symposium (VIENNA, 1968)
- 6) Lucas, J.C., Lindsay D. and Aitken W.K.: Experimental Concrete Track-bed at Radcliffe, Railway Gazette, July 18, 1969
- 7) Final Report Aerial Structure and Rail Support Methods, San Francisco Bay Area Rapid Transit District Demonstration Project, Technical Report, Number 11
- 8) 樋口・岩崎・青戸・浅沼：国鉄におけるPCまくらぎの現況と展望，プレストレスト コンクリート，1970.03

(1970.7.4・受付)