

アスファルト路盤直結軌道の開発

○桃谷尚嗣¹・安藤勝敏²・橋本修治³・阿部忠行⁴・江本学⁵・渡辺忠朋⁶

¹正会員 工修 (財)鉄道総合技術研究所 軌道技術開発推進部(〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

²正会員 工博 (財)鉄道総合技術研究所 軌道技術開発推進部(〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

³正会員 日本道路株式会社 技術本部技術研究所(〒146-0095 東京都大田区多摩川 2-11-20)

⁴正会員 工博 (財)道路保全技術センター 調査部 (〒112-0004 東京都文京区後楽 2-3-21)

⁵正会員 東日本旅客鉄道株式会社 福島保線区(〒960-8031 福島県栄町 1-1)

⁶正会員 北武コンサルタント株式会社 (〒060 札幌市豊平区月寒中央通 7 丁目北武第 2 ビル)

鉄道の有道床軌道は、列車の通過に伴って道床バラストが緩み、軌道狂いが発生することから、これを修復するために定期的な軌道保守を必要とする。さらに、保守間合いの不足や夜間作業に伴う沿線騒音問題に加え、少子・高齢化や労働嗜好の変化による将来の保守要員確保の困難化等、保線を取巻く環境は益々厳しくなっている。筆者らは、新設線を対象として、比較的安価で環境対策に優れた保守に手のかからない省力化軌道を開発した。ここでは、その開発経緯について述べる。

Key Words: low-maintenance track, asphalt pavement, settlement, approach cushion slab

1. まえがき

鉄道の有道床軌道は、建設費が安価で、保守が容易な優れた構造であるが、定常的な保守労力および保守費を必要とする。その保守作業は労働集約形式を残しており、危険で重労働な場合も多い。また、今後の労働力確保は、労働嗜好の変化や、少子・高齢化社会への移行とともに益々厳しくなっている。

上記の対策として、保守を抜本的に軽減する「省力化軌道」の開発が行われてきた。その代表ともいえるスラブ軌道は、旧国鉄によって 1965 年から開発され、山陽新幹線(新大阪～岡山)のトンネルおよび高架橋に敷設されて以来、これまで 2700km に敷設されている。このうち 1997 年に開業した北陸新幹線(高崎～長野)では、切取・盛土区間に、図-1 のような鉄筋コンクリート路盤上スラブ軌道が敷設され、土構造物区間へその適用領域を拡大した¹⁾。

しかし、スラブ軌道は一般に騒音が大きく、沿線環境との調和が課題となっている。また、今後の整備新幹線や新設線は建設費節減が必要とされている。

筆者らは、これらに対処するため、鉄筋コンクリート路盤に比べて安価で、騒音対策上も有利な「アスファルト路盤直結軌道」の開発試験を行った。

本論文では、この軌道の試験敷設、載荷試験および設計等について報告する^{2),3),4)}。

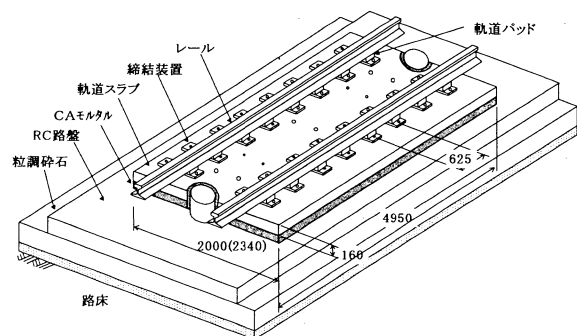


図-1 鉄筋コンクリート路盤上スラブ軌道¹⁾

2. 省力化軌道導入の意義

山陽新幹線のスラブ軌道と有道床軌道の保守費を比較すると図-2 のとおりで、両者の比は約 1/4 である¹⁾。また、図-3 は東北新幹線における軌道狂いの推移を示したもので、スラブ軌道の方が有道床軌道と比べて良好な軌道状態を維持している¹⁾。一方、山陽新幹線に敷設されたスラブ軌道の建設費は、有道床軌道の 1.3～1.5 倍であるが、追加投資は営業開始後 6 年程度で回収できると推定された¹⁾。

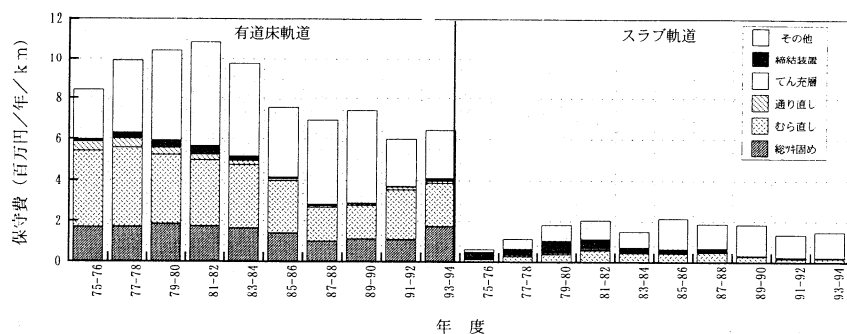


図-2 保守費の推移 (山陽新幹線)

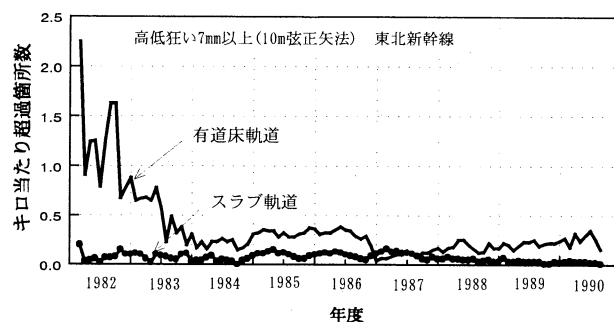


図-3 軌道狂いの推移 (東北新幹線)

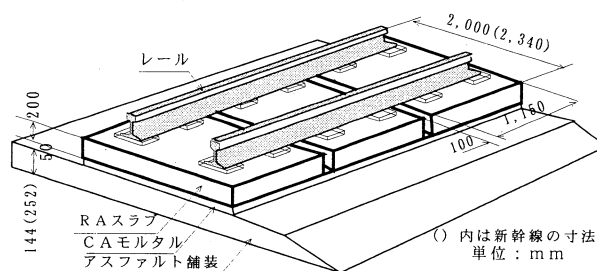


図-4 アスファルト路盤上スラブ軌道 (日本国鉄)

このように、トンネルおよび高架橋用のスラブ軌道は保守計画の観点から有道床軌道に対して優位にある。土路盤上にスラブ軌道と同様な機能を有する省力化軌道を敷設した場合も、地質・地盤条件が良好であれば、上記と同様な効果が期待される。

3. アスファルト路盤直結軌道の提案

土路盤上省力化軌道の路盤構造を大別すると、鉄筋コンクリート路盤(以下、RC 路盤と略称)とアスファルト路盤(以下、As 路盤と略称)に分けられ、上部の軌道構造はスラブ軌道とまくらぎ直結軌道に分類される。わが国においては、図-1 に示した RC 路盤上スラブ軌道が約 10.8km と図-4 に示す As 路盤上スラブ軌道が約 1.8km に敷設されている⁹⁾。一方、欧米においても省力化軌道の試験はかなり頻繁に行われおり、最も関心の高いドイツ鉄道の敷設延長は 200km に達している⁹⁾。このうち、図-5 に示す RC 路盤上直結軌道が約 86km、図-6 に示す As

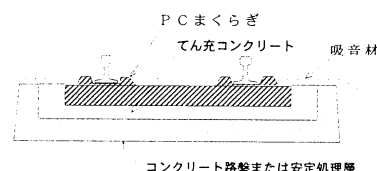


図-5 コンクリート路盤上直結軌道 Rheda (ドイツ)

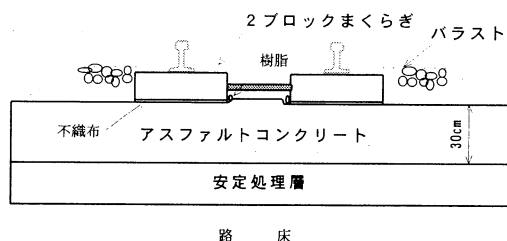


図-6 アスファルト路盤上直結軌道 ATD(ドイツ)

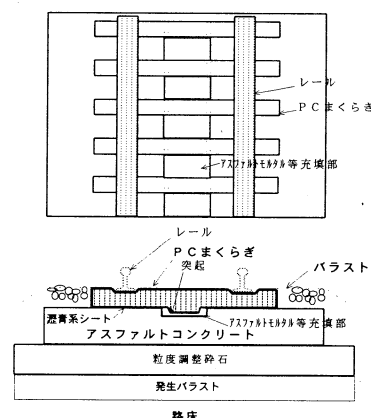


図-7 アスファルト舗装直結軌道

路盤上直結軌道が約 63km である。

上記の鉄道用路盤は、道路における舗装と同様な特徴を有している。すなわち、RC 路盤は大きな曲げ剛性により列車走行に伴う変位を抑制するとともに耐久性に優れている。このため、変位規制の厳しい高速鉄道には有利と考えられる。一方、As 路盤は養生や目地の設置が不要で、ひび割れの発生が少ない。また、ドイツ鉄道における RC 路盤上直結軌道の建設単価は As 路盤系より 3 割程度高いといわれている⁹⁾。したがって、通過トン数の比較的に少ない線区には As 路盤の方が有利と考えられる。

つぎに、軌道構造別にみると、スラブ軌道は有道床軌道と比べて一般に騒音が大きい。これは、スラブ軌道は、有道床軌道と比べて下部構造への振動遮断効果が小さいこと、バラストの吸音効果が得られないこと等が挙げられる。

そこで、筆者らは主として通過トン数が少ない新設線を対象に、図-7 に示すような経済的で騒音対策に優れたアスファルト路盤直結軌道を提案した。

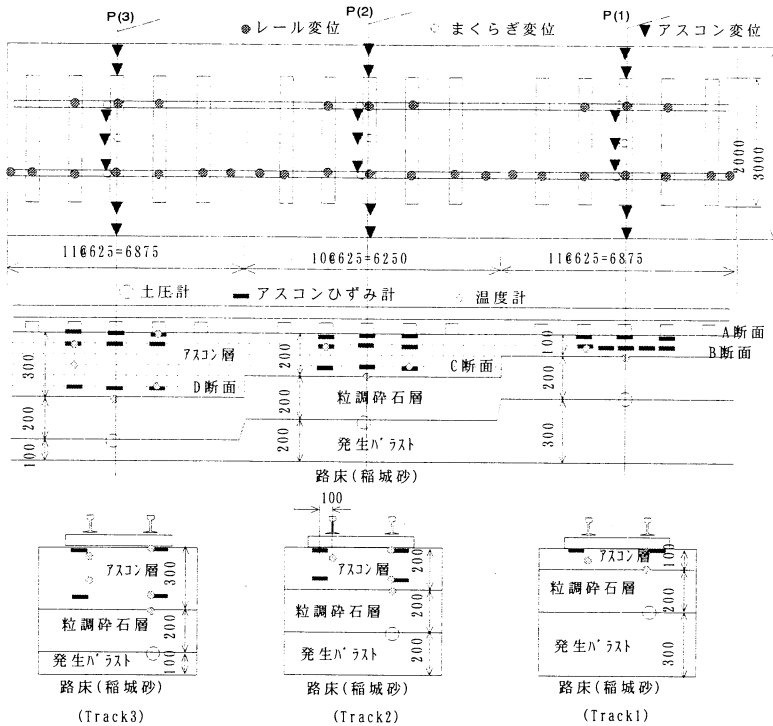


図-8 試験軌道の構造と測点位置

4. アスファルト路盤直結軌道の試験²⁾

アスファルト路盤直結軌道の性能を確認するため、1997 年度、鉄道総合技術研究所日野土木実験所に 3 種類の路盤構造から成る試験軌道を敷設し、試験を実施した。以下にその概要を述べる。

(1) 試験軌道の概要

試験軌道の構造は図-8 に示すとおりで、深さが 1.2m の稲城砂の置換路床上に、3 種類の As 路盤を構築し、この上に特殊型 PC まくらぎを直結して軌道を構成した。

路盤構造は下から既設線発生バラスト、粒度調整碎石およびアスファルトコンクリート（以下、アスコンと略称）から成る。本試験軌道の諸元は以下のとおりである。

- (a) 試験軌道：Track1=6.875m, Track2=6.25m, Track3=6.875m, 総延長 20m
- (b) レール種別：60kg レール
- (c) PC まくらぎ：特殊型まくらぎ
- (d) レール締結装置：軌道パッド 60MN/m

本軌道は必要な水平荷重抵抗力を確保するため、図-7 に示すようなまくらぎ下突起を設けた。これを路盤の表面に設けた溝部に落とし込み、その周囲をてん充材等により固定しており、図-6 のドイツ方式とは水平荷重の抵抗方法を異にしている。

なお、試験箇所の路床上の K_{30} 値は平均 114MN/m³、粒調碎石上では平均 130MN/m³ である。

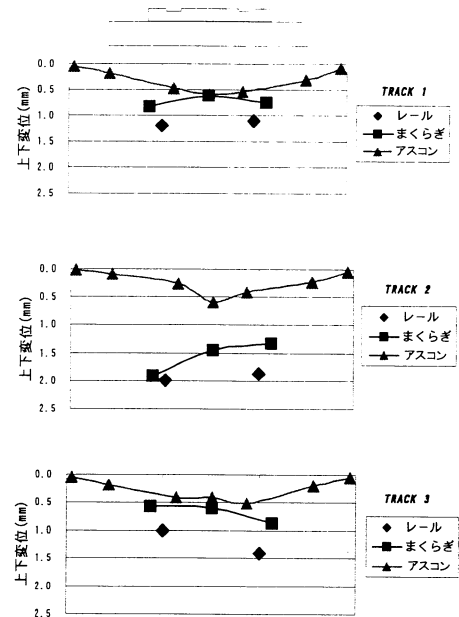


図-9 軌道各部の上下変位(レール直角方向)

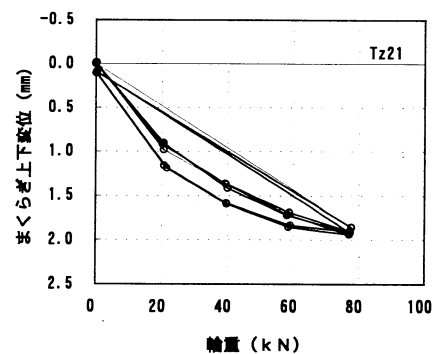


図-10 Track2 のまくらぎ上下変位

(2) 試験の種別と測点位置

本軌道の性能を確認するため、静的載荷試験、動的繰返し載荷試験および水平抵抗試験を行った。図-8 に静的、動的載荷試験の測点位置を示す。

(3) 静的載荷試験結果

移動式軌道動的載荷装置を用いて、図-8 の P(1)～P(3)の位置に、輪重および横圧を載荷し、軌道各部の変位およびひずみを測定した。

80kN の輪重載荷時における軌道各部の上下変位測定値は図-9 に示すとおりで、各軌道の軌道ばね係数を求めると Track1 が 73.3MN/m, Track2 が 40.1MN/m, Track3 が 64.3MN/m である。まくらぎとアスコン間の変位差は、Track2 が 1.0～1.5mm で、Track1 および Track3 の 0.5mm と比べて大きく、まくらぎ下に隙間の存在が推定された。これは図-10 に示す輪重とまくらぎ変位曲線にも現れている。この点については、試験終了後の調査の結果、Track2 の載荷点におけるまくらぎとアスコンの間に、1～

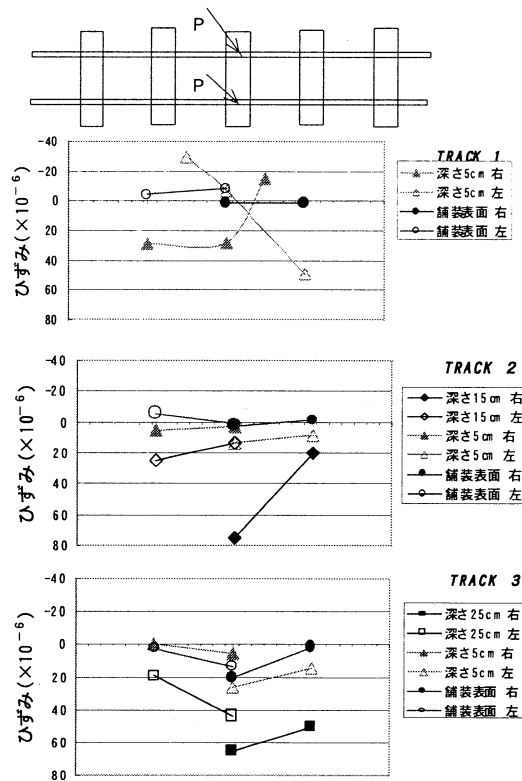


図-11 アスコンひずみ(レール方向)

～1.5mm 程度の隙間のあることが確認された。

アスコン各部のひずみは、施工時に図-8 の位置に埋設したひずみ計により測定、記録した。80kN 輪重載荷時における測定結果は図-11 のとおりで、最大値はアスコン層下面付近に生じ、Track1 で 49×10^{-6} 、Track2 で 75×10^{-6} 、Track3 で 65×10^{-6} を示した。

図-12 はひずみの深さ方向分布を示したもので、下側引張であることからアスコン層は、板構造として作用しているものと考えられる。

次に、80kN の載荷に加え、60kN の横圧が載荷された場合のレールの左右変位は 4.9mm で、走行安全上の目安とされる 5.2mm 以下であった。また、アスコンひずみの最大値は、Track1 が 74×10^{-6} 、Track2 が 95×10^{-6} 、Track3 が 84×10^{-6} と、横圧が載荷されない場合に比べて最大で 58×10^{-6} 増加し、横圧による影響の大きいことが確認された。

(4) 静的載荷試験結果

各軌道に、 $60 \pm 30 \text{ kN}$ (7Hz, sin 波)の動的輪重を累積で 66 時間載荷し(累積通トン数で 3000 万トン相当)、軌道各部の沈下等を測定した。各軌道のまくらぎ沈下特性を図-13 に示す。累積通トン数が 90 ～1900 万トンの間の沈下勾配を求めた結果、特殊型まくらぎ有道床軌道に比べて、Track3 が約 1/40 と最も小さく、以下 Track2 が約 1/30、Track1 が 1/5 と各軌道とも沈下抑制効果のあることが確認された。

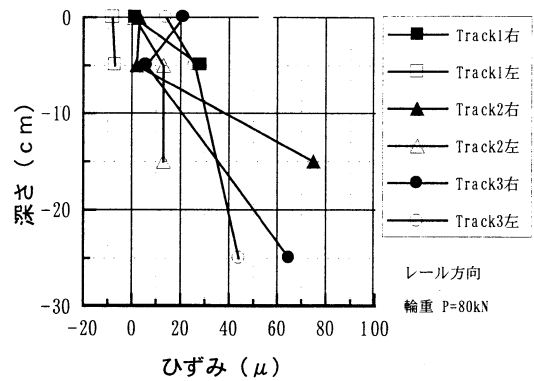


図-12 路盤深さとアスコンひずみの関係

また、動的繰返し載荷試験の全行程を通じて、外観上の異常や軌道として特に問題となることは発生しなかった。

(5) 水平抵抗力試験結果

軌道の水平抵抗力を確認するため、まくらぎに水平荷重を載荷して、その際の水平変位を測定した。試験結果は図-14 に示すとおりで、突起のない場合の最大水平抵抗力は約 5kN であるのに対し、突起を設けた場合には約 24kN を示した。在来線の有道床軌道と同様、まくらぎ水平変位 2mm に対応する荷重から、道床抵抗力 r を算出すると以下のとおりである。

(突起なし) $r = 4.6 \text{ kN} / (2 \times 0.625 \text{ m}) = 3.7 \text{ kN/m}$

(突起あり) $r = 23.5 \text{ kN} / (2 \times 0.625 \text{ m}) = 18.8 \text{ kN/m}$

以上の結果、突起のない場合には所要の抵抗力 5kN/m を満足していないが、突起を設けることで十分な抵抗力を確保できることが確認された。

(6) アスファルト路盤の温度測定試験結果

夏期における As 路盤の温度分布測定例は図-15 に示すとおりで、表面の最高温度は外気温を下回ることがわかる。一般の道路舗装では表面温度が 60°C 近くまで上昇するが、本軌道の路盤は表面をバラストで覆われるため、道路と比べて有利である。

夏から冬にかけての各部温度を分析した結果、路盤体内の積分平均温度は日平均温度と同程度であることが明らかになった(図-16)。この結果から、本軌道の設計においては、その地域の気温調査結果を直接設計に反映させることが可能である。図-17 はアスコンの温度と変形係数の関係の既往データ(AI はアメリカアスファルト協会提案値⁷⁾)を示したもので、これからアスコンの変形係数が推定できる。

(7) 総合評価

以上を総合すると、本軌道は路盤面とまくらぎとの密着性などの課題はあるが、概ねアスコン厚が 20 cm 以上あれば、省力化軌道として良好な性能を有しているものと判断された。

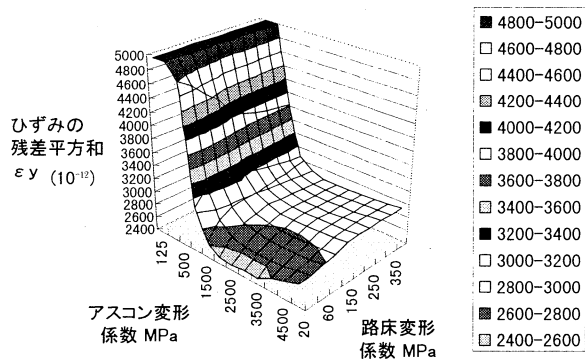
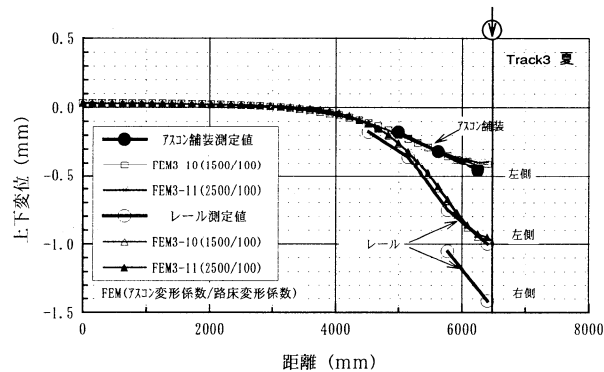
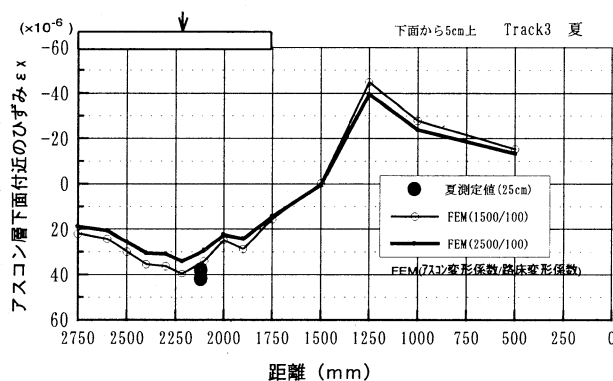


図-19 アスコンひずみの測定値と計算値の残差平方和 (レール方向)



(a) レール方向アスコン上下変位 (レール直下)



(b) レール直角方向アスコン層下面付近のひずみ

図-20 アスコンの測定値と解析値の比較

ここでは、第4章で述べた Track3 の夏期の試験条件 (アスコン平均温度は 28℃) を対象とし、レール方向アスコン下面ひずみ測定値と FEM 解析値の残差平方和を求め、この値が最小となる組み合わせを求めた。その結果は図-19 に示すとおりで、アスコン変形係数が 1500~2500MPa、路床変形係数が 10~20MPa の場合に残差平方和が最小値を与える結果が得られた。

一方、図-17 に示す既往の研究結果によれば、アスコンの変形係数 (温度 28℃) は、1300~4000MPa であり、上記の推定値はこの範囲に含まれる。しか

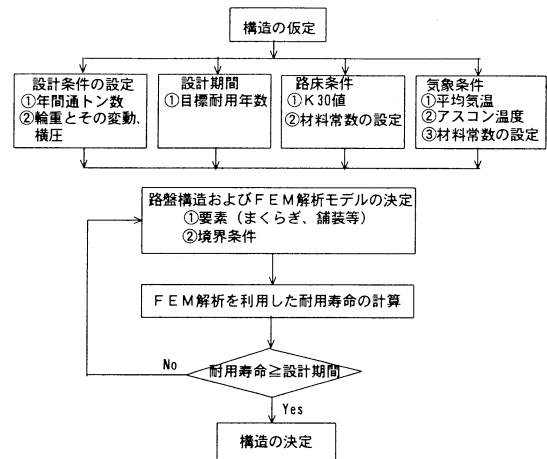


図-21 設計手順

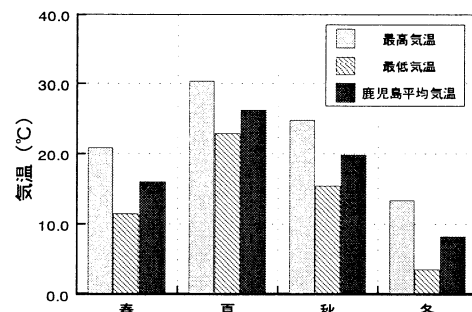


図-22 鹿児島の季節毎の平均気温

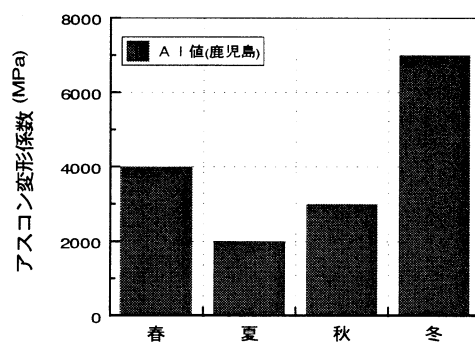


図-23 鹿児島の季節毎のアスコン変形係数

し、路床の変形係数は、過去の経験により小さ目の値となったことから、別途行った FWD の試験結果をもとに、100MPa と仮定した。以上の値を用いて計算した結果は図-20 のとおりで、オーダー的には測定値と解析値は一致した。

この結果、図-18 の解析モデルにより本軌道の路盤構造設計は可能と考えられる。

(2) 路盤構造の試設計

図-18 に示すアスファルト路盤直結軌道について試設計を行った。敷設箇所は鹿児島を想定し、設計手順は図-21 のとおりとした。

(a)設計条件，路床条件および気象条件

設計条件は以下のとおりである。

①設計年間通トン数：1000 万トン／年

②目標耐用年数：50 年

③設計平均輪重 P ：

荷重ケース(1)：80kN，荷重ケース(2)：60kN

④変動係数 V ：0.15（標準偏差 σ ／平均輪重 P_m ）

⑤横 圧 Q ：輪重の 0.8 倍

路床条件については， $K_{30} \geq 110 \text{ MN/m}^3$ に相当するものとして，既往の研究データ⁸⁾や FWD から得られた値を参考にした結果，路床の弾性係数として 100MPa を用いることとした。

気象条件については，1995 年理科年表から，鹿児島県の 30 年間の季節別平均気温は図-22 が得られた。一方，季節毎のアスコン変形係数は，図-17 中で小さめの値を示す AI の提案値を基に，図-23 のように仮定した。

(b)FEM 解析結果

前記の材料定数を用いた夏期の解析結果(輪重 $P=80\text{kN}$ ，横圧 $Q=64\text{kN}$)を図-24, 25 に示す。また，アスコン厚さとひずみの関係図-26, 27 に示す。

(c)耐用寿命の計算

耐用寿命の計算には，アスファルト舗装要綱の多層弾性理論を用いた設計方法を準用し，以下に示す AI の破壊基準式⁷⁾により破壊回数を求めた。

① アスコン層の疲労クラックに対する規準式：

$$N_A = \frac{8.108 \times 10^{\mu-3}}{\varepsilon_t^{3.291} \times E_A^{0.854}} \quad \text{式(1.1)}$$

ここに， N_A はアスコンの破壊回数， ε_t はアスコン下面の引張ひずみ， E_A はアスコンの弾性係数 (kgf/cm^2)， μ はアスコンの空隙率(V_v)とアスファルト量(V_b)の関数で，以下のように表される。

$$\mu = 4.8 \left(\frac{V_b}{V_v + V_b} - 0.69 \right)$$

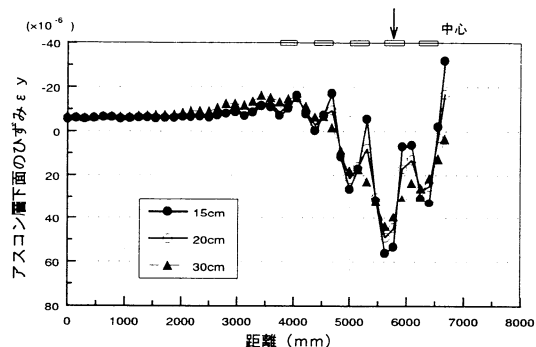
ここに， V_b はアスファルト量（％）， V_v は空隙量（％）である。

② 全層圧縮による変形に対する規準式：

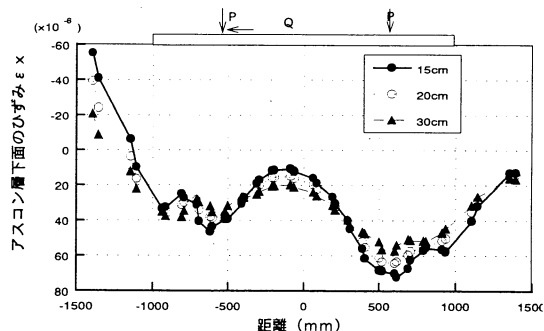
$$N_s = \frac{1.365 \times 10^{-9}}{\varepsilon_z^{4.477}} \quad \text{式(1.2)}$$

ここに， N_s は路床の破壊回数， ε_z は路床上面の圧縮ひずみである。

これらの結果を基に，マイナー則を用いて四季毎 ($i=1,4$) の繰返し回数 n_i に対する損傷度 $m_i = n_i / N_i$ の計算を行った後，春夏秋冬全体としての損傷度

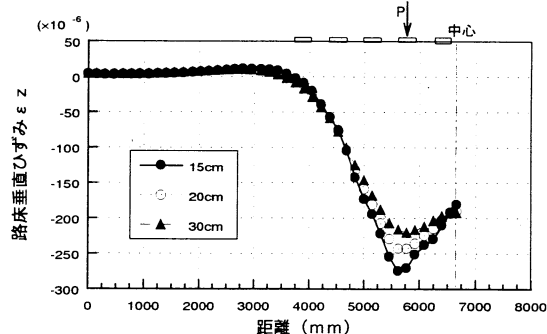


(a) レール方向

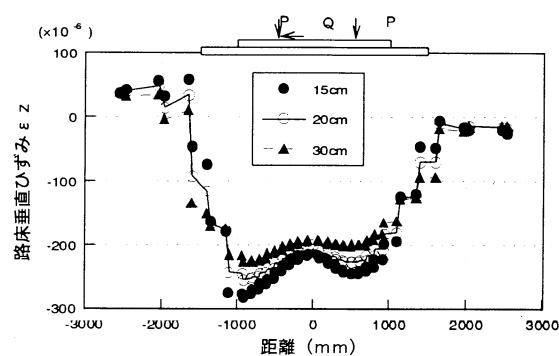


(b) レール直角方向

図-24 アスコン下層引張ひずみ



(a) レール方向



(b) レール直角方向

図-25 路床垂直ひずみ

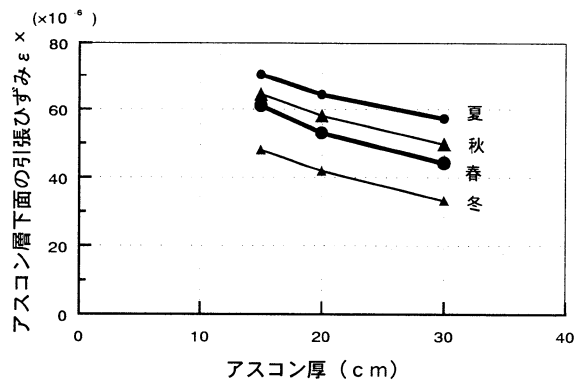


図-26 アスコン厚とアスコン下側引張りひずみの関係 (レール直角方向)

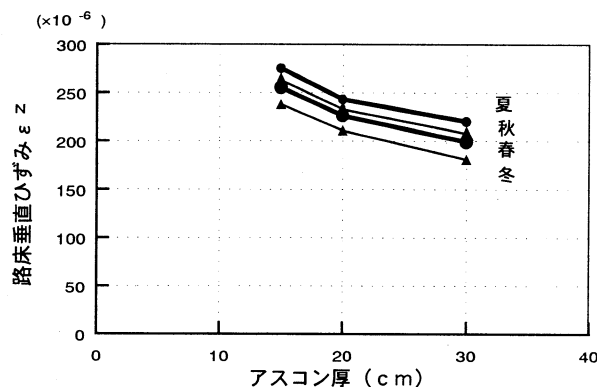


図-27 アスコン厚さと路床垂直ひずみの関係

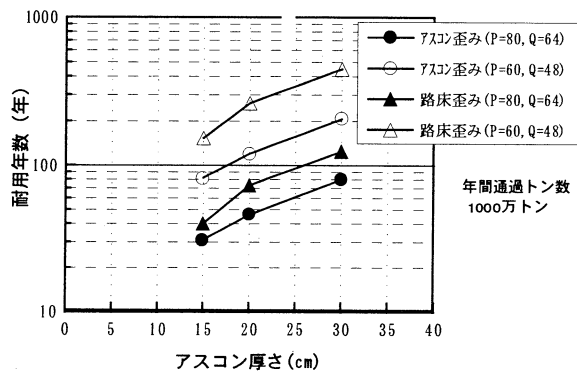


図-28 アスコン厚さと耐用年数の関係

$M_A = \sum m_{Ai}$ (アスコン層の疲労クラック) および $M_z = \sum m_{zi}$ (全層圧縮による変形) を算出し、これらが1未満となる年数を求めた。

(d)構造の決定

図-28 は耐用年数の計算結果で、アスコン層下面の引張りひずみによる耐用年数の方が、路床垂直ひずみのそれより短いこと、耐用年数はアスコン厚が大きいほど長いことが分かる。この結果から、平均輪重が 60kN の荷重ケース(2)では、目標耐用年数 50 年を満足するためのアスコン厚は 15cm でよい。しかし、平均輪重が 80kN の荷重ケース(1)では、アスコン厚は 22cm を提案する。

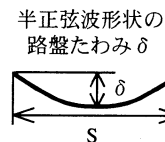
6. 踏掛版の設計に関する検討

アスファルト路盤直結軌道で大々的に採用する場合、異種構造物との接続部についても検討する必要がある。例えば、盛土と橋梁が連続する区間に本軌道を敷設する場合、経年により橋台裏部分の盛土が沈下すると、目違いや折れ角が大きくなり、乗り心地や走行安定性に悪影響を及ぼす可能性がある。そのため、例えば新幹線では速度 260km/h の場合、路盤のたわみやレール面の変位が表-1 の制限値を満足するように定められており⁹⁾、土路盤上スラブ軌道用のコンクリート路盤の場合には、路盤縁端を橋台アバット上に載せる対策をとることとしている¹⁾。一方、高速道路におけるアスファルト舗装においては、鉄筋コンクリートの踏掛版を用いて目違い対策を行っており、アスファルト路盤直結軌道においても図-29 に示すような踏掛版を用いることが適切と考えられる。ここでは、その基本設計を行った結果について述べる。

表-1 列車荷重による路盤たわみ量、レール鉛直変位および沈下の制限値の例(常時)

規制項目		制限値		
荷重条件	列車速度 (km/h)	路盤たわみ量 δ (m) S: 単純桁と仮定した場合の仮想スパン	レール角折れ θ (1/1000)	最終沈下量 (mm)
新幹線荷重	260	S/1600	3.5	30

(注) 用語の意味



レール角折れ θ



(1)解析方法

本解析は、橋台背面部の沈下の影響を検討することを目的とするため、橋梁部分および橋台は列車荷重によって沈下しないものとし、レールは盛土部から橋梁部分まで連続した梁としてモデル化した。図-30 に軌道パッドにより連結されたレールおよび路盤(踏掛版またはアスファルト舗装)が、地盤ばねにより支持されるとした2次元梁ばねモデルを示す。検討した材料定数については図-29 に示した。ここで、踏掛版の形状および支持条件については、高速道路におけるアスファルト舗装の場合の設計方法^{10),11)}を参考にし、最も危険な場合には踏掛版長さの70%に空洞が発生($k_2=0$)すると仮定した。列車荷重は、新幹線鉄道の実列車荷重⁹⁾を用い、軸重は図-31 に示すような配置とした。路盤のたわみ量とレール変位は、連行荷重を図-30 に示すレール上を右側から左側へ移動させ、最も大きい値を求めた。検討したケースを表-2 に示す。

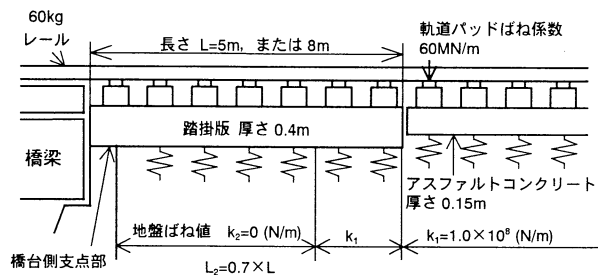


図-29 接続部構造の概要と材料定数

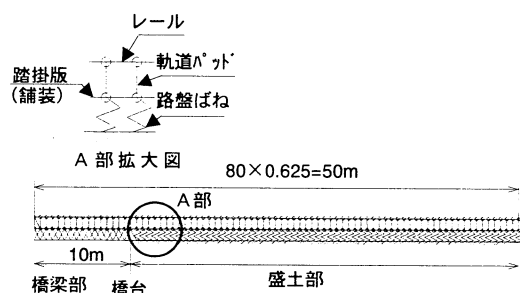


図-30 解析モデル図

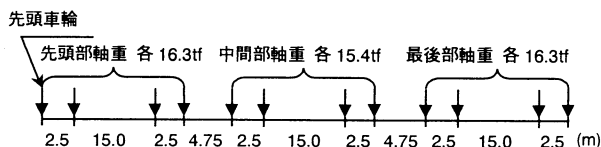


図-31 新幹線列車の軸重

表-2 検討した計算条件

CASE	踏掛版		路盤のばね値		軌道パッド
	長さ(m)	厚さ(m)	k ₁ (N/m)	k ₂ (N/m)	ばね値(MN/m)
1	無し	L ₂ =8	1.0×10 ⁸	1.0×10 ⁸	60
2	8	0.4	1.0×10 ⁸	1.0×10 ⁸	60
3	8	0.4	1.0×10 ⁸	0.5×10 ⁸	60
4	8	0.4	1.0×10 ⁸	0	60
5	10	0.4	1.0×10 ⁸	0	60
6	8	0.6	1.0×10 ⁸	0	60
7	8	0.8	1.0×10 ⁸	0	60
8	8	0.4	2.0×10 ⁸	0	60
9	5	0.4	1.0×10 ⁸	0	60
10	8	0.4	1.0×10 ⁸	0	120
11	8	0.6	1.0×10 ⁸	0	120
12	8	0.8	1.0×10 ⁸	0	120
13	無し	L ₂ =5.6	1.0×10 ⁸	0	60

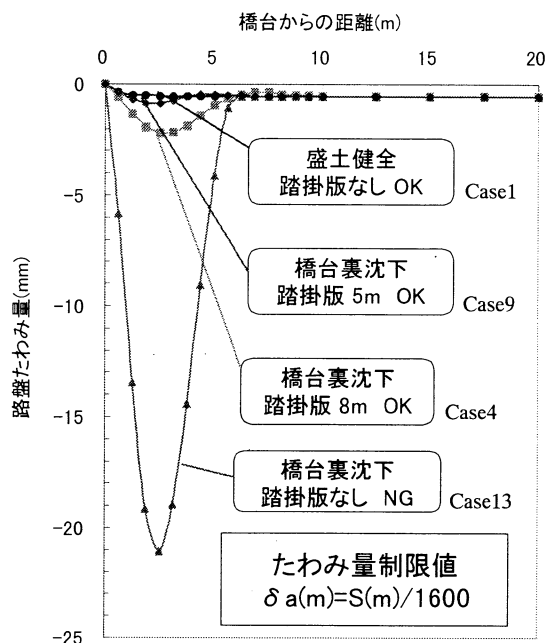


図-32 路盤たわみ量と制限値の比較

表-3 盛土沈下を考慮したレール角折れの検討結果

踏掛版長さ	レール面折れ角(1/1000)				
	列車の走行による折れ角 θ_1	盛土の沈下による折れ角 θ_2	折れ角合計 $\theta_1+\theta_2$	制限値新幹線 V=260km/h	制限値普通鉄道 V=140km/h
5m	0.40	4.00	4.40	> 3.5 (NG)	< 6.0 (OK)
8m	0.82	2.50	3.32	< 3.5 (OK)	< 6.0 (OK)

(2) 解析結果

路盤たわみ量の解析結果を図-32に示す。既往の設計手法⁹⁾により列車走行性の検討を行うには、解析から得られた各車輪の走行による路盤の変形を正弦波形と仮定しなければならない。このために、最大たわみが生じる位置を算定し、その位置と橋台間の距離の2倍を仮想スパンSとする単純桁を考えればよい。これをもとに各ケースについて制限値を満足するかどうか照査した。図中のOK、およびNGは、路盤たわみ量が制限値以内である場合をOK、制限値以上である場合をNGとした。

また、レールの角折れについては、土路盤上スラブ軌道に対する盛土沈下量の制限値である30mm沈下した状態を想定して検討を行った。盛土の一樣沈下によって生じるレール角折れを θ_2 、列車の走行によって生じるレール角折れを θ_1 とし、レールの角折れはその両者を合計した $\theta_1+\theta_2$ を用いて検討した。その検討結果を表-3に示す。

(3) 検討結果のまとめ

図-32 の結果から、橋台裏部分の支持状態が健全で沈下のない場合、路盤たわみ量は制限値以内にあるが、橋台裏部分に沈下が生じた場合は制限値を超えることがわかる。この場合でも、踏掛版を設置すると制限値以内の値となる。これまでの経験から、橋台裏にはある程度の沈下が予想されることから、一般にはコンクリート版から成る踏掛版の設置が必要と考えられる。

盛土部が一樣沈下した場合のレール角折れ検討結果から、新幹線においては長さ 8m×幅 3.2m×厚さ 0.4m の鉄筋コンクリート踏掛版を設けることを提案する。一方、普通鉄道の場合は長さ 5m の踏掛版が適切であると考えられる。

7. 結 論

新設線を対象に、経済的で騒音対策上有利な「アスファルト路盤直結軌道」を提案した。本軌道に関する各種検討の結果、以下の結論が得られた。

- (1) 路盤面とまくらぎ間の密着性等の課題はあるが、概ねアスファルトコンクリート厚が 20cm 以上あれば、省力化軌道として良好な性能を有しているものと判断された。
- (2) FEM 解析により荷重に対するアスファルト路盤の挙動を推定し、この結果に道路における舗装設計の考え方を準用して、設計耐用寿命に対するアスコン厚を提案した。
- (3) 橋台裏のような将来沈下が予想される箇所に本軌道を採用する場合、乗り心地や走行安全に照らして踏掛版が必要であり、その基本構造を提案した。

謝辞：本研究の基本部分は(社)日本アスファルト協会からの委託により行われたもので、アスファルト利用拡大調査委員会(委員長：阿部頼政日本大学教授)および土路盤上省力化軌道設計標準に関する委員会(委員長：池田俊雄長岡技術科学大学名誉教授、幹事長：丸山暉彦長岡技術科学大学教授)の委員および幹事各位に御指導を頂いたことを記し、深甚なる感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 安藤勝敏,須長誠,三浦重,関根悦夫,鬼頭誠,青木一二三：土路盤上スラブ軌道用路盤の実用性能に関する検討,土木学会論文集 No.536/IV-31, pp.87-98, 1996.4
- 2) (社)日本アスファルト協会：アスファルト利用拡大に関する調査報告書, 1998.3
- 3) 安藤勝敏, 江本学他：アスファルト舗装直結軌道の応力解析と寿命予測に関する考察, 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集第 4 部, IV-428, pp.856-857,1998.10
- 4) 桃谷尚嗣, 安藤勝敏他：橋台とアスファルト路盤の接続部における直結系軌道用踏掛版の構造, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集第 4 部, 1998.11
- 5) Chronologie "Feste Fahrbahn", Edition ETR- Faste Fahrbahn (Hestra-Verlag), pp.114, 1997
- 6) 安藤勝敏：欧米における最近の省力化軌道, 鉄道総研報告, 第 12 巻, 第 6 号, pp37-42,1998.6
- 7) The Asphalt Institute: Research and Development of The Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1) Ninth Edition, p.18, 1982
- 8) (社)日本道路協会：アスファルト舗装要綱, 1998.6
- 9) 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, 1995.11
- 10) 日本道路公団：設計要領(第 2 集第 6 編), pp6-56, 1980.4
- 11) 足立洪他：道路構造物の設計計算例, 山海堂, 1974.1

Development of Solid Bed Track on Asphalt Pavement

Yoshitsugu MOMOYA, Katsutoshi ANDO, Shuji HASHIMOTO,
Tadayuki ABE, Manabu EMOTO and Tadatomo WATANABE

In general, ballasted track needs periodical track maintenance work, because ballast bed is gradually destroyed by repeated trainloads. Enormous expenditure is therefore necessary to maintain track in good conditions. In addition, it is increasingly getting difficult to obtain maintenance workforce, because Japan is quickly shifting to a society of elders, and people tend to hate tough works such as manual track maintenance work. Under these circumstances, a low-noise solid-bed track on asphalt pavement for new railway lines was developed to reduce the maintenance work. This paper describes the track structure, the results of the performance tests of this track and basic design.