

## 4.2.2 路盤の敷設

アスファルト路盤直結軌道の路盤下部は粒度調整碎石、路盤上部はアスファルトコンクリートで構成される。粒度調整碎石層とアスファルトコンクリート層の締固めの程度は、基準となる密度に対して95%以上の密度を確保することとされている。「鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物」によれば、粒度調整碎石についてはJIS A 1210（突固めによる土の締固め試験方法）における最大乾燥密度が基準となる密度とされている。本試験軌道に用いた粒度調整碎石(M-30)の粒径加積曲線および突固めによる締固め試験の結果を図4.2.3に示す。締固め試験の結果、最大乾燥密度は $2.250 \text{ g/cm}^3$ であったので、締固め度95%を確保するためには $2.138 \text{ g/cm}^3$ 以上の乾燥密度となるように転圧を行う必要があった。施工時に行った砂置換法による土の密度試験の結果を表4.2.2に示す。締固め後の乾燥密度は $2.178 \text{ g/cm}^3 \sim 2.203 \text{ g/cm}^3$ の範囲であり、締固め度95%以上を満足している。粒度調整碎石層の施工厚さは省力化軌道用土構造物設計標準に従って15cmとし、幅は現地における試験軌道敷設箇所の路盤幅から4.4mとした。

アスファルトコンクリートは基層および中間層に粗粒度加熱アスファルト混合物、表層には密粒度加熱アスファルト混合物を用いた。アスファルトコンクリートの密度については、室内およびプラントで作成したマーシャル試験供試体の密度が基準の密度となる。本試験軌道に用いたアスファルト混合物のマーシャル試験基準密度は $2.398 \text{ g/cm}^3$ であった。現地より採取した切取供試体の密度は $2.203 \text{ g/cm}^3$ であり、締固め度95%以上を満足していた。

基層、中間層および表層の合計の施工厚さは20cmとした。アスファルトコンクリート層を施工する幅については、「鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物」に示されているアスファルト路盤の断面形状を参考として3mとした。

本試験軌道では、まくらぎと表層の間にCAモルタルを注入する構造とした。CAモルタルの配合と練り混ぜ手順を表4.2.3に示す。CAモルタルはスラブ軌道を敷設する際に、軌道スラブと路盤コンクリートの間の注入材として広く用いられている材料であり、アスファルト路盤で軌道スラブを支持するRAスラブ軌道でもCAモルタルが用いられている。通常、CAモルタルを注入する際には軌道スラブと路盤の間に隙間を設けた状態で保持し、型枠を施工する必要がある。今回

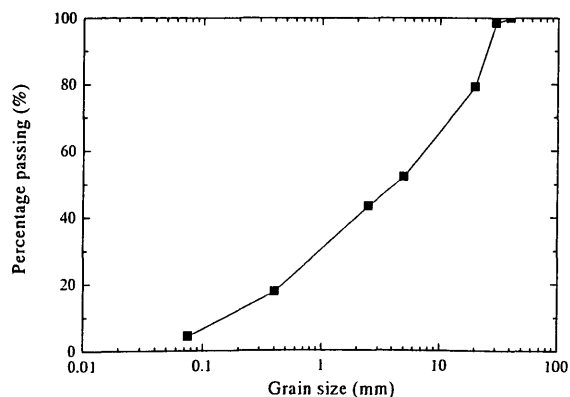


図 4.2.3(a) 粒度調整碎石の粒径加積曲線

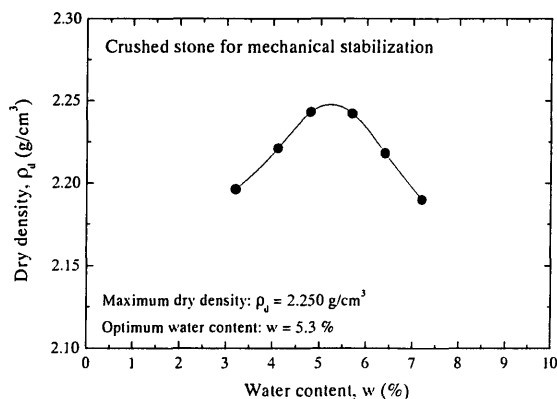


図 4.2.3(b) 粒度調整碎石の締固め曲線

は施工の簡略化を目的として、図 4.2.2 に示したように高さ 5cm、幅 70cm の帯状にアスファルトコンクリートを施工し、まくらぎ両端部をアスファルトコンクリートで支持させた状態で CA モルタルの注入を行った。この方法で施工を行うと型枠を施工する必要がない上、アスファルトコンクリート層の実質的な厚さが厚くなるという利点がある。

表 4.2.2 粒度調整碎石層の密度

測点番号	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	締固め度 D <sub>c</sub> (%)
No.1	2.200	97.8
No.2	2.203	97.9
No.3	2.178	96.8

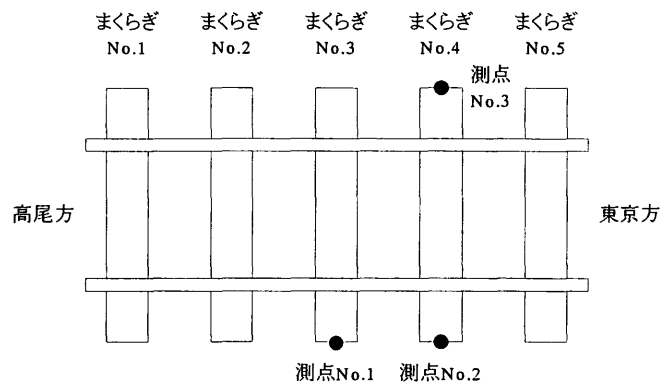


表 4.2.3 CA モルタルの配合および練り混ぜ手順

	早強 セメント C <sub>1</sub>	混和材 C <sub>2</sub>	アスファルト A 乳剤 A	細骨材 S	アルミニウム 粉末	消泡剤	添加水	配合割合 C : A : S
現場配合 (0.063m <sup>3</sup> ) (Kg)	25	4.43	29.4	29.4	0.0015	0.030	7.1	1 : 1 : 1
材料温度 ℃	5	5	7	6	-	-	12	外気 7

練り混ぜ手順

- ① アスファルト乳剤・添加水・消泡剤（ハンドミキサ低速）
- ② 混和材・早強セメント（ハンドミキサ高速）
- ③ 細骨材・アルミニウム粉末（ハンドミキサ高速）

#### 4.2.3 軌道の敷設

アスファルト路盤直結軌道用のまくらぎには、バラスト軌道で一般的に採用されている幅 240mm の PC3 号まくらぎより幅の広い、幅 300mm の特殊区間用まくらぎを使用した。これは、まくらぎの底面積を大きくとることによって、路盤表面に作用する圧力を低減させることを目的としている。一般的に鉄道の軌道では列車の鉛直荷重だけでなく、列車が左右に動揺することによる横圧も作用する。しかしながら、アスファルト路盤にまくらぎを設置するだけでは十分な水平抵抗力を確保できないため、アスファルト路盤直結軌道用まくらぎの下面には高さ 3cm 程度の突起を設けてあり、突起を路盤に固定することにより水平抵抗力を確保する。本試験軌道ではまくらぎ下面の突起に CA モルタルが密着することにより、水平抵抗力を確保することができる。ドイツにおける施工例においても、鋼製のピンやコンクリートの突起を用いることにより、水平荷重に抵抗できる構造とされている<sup>2)</sup>。

まくらぎを設置し、CA モルタルが硬化した後にバラストを散布する。このバラストはバラスト軌道における機能とは異なりまくらぎの荷重は支持しないが、空隙の多いバラストを散布することにより列車走行による騒音を低減させる効果があることに加え、バラストの介在により太陽光がアスファルトコンクリート表面に直接照射しないため、温度上昇による変形係数の低下や紫外線による劣化を防止することができる。道路のアスファルト舗装では、太陽光の直接照射する日向ではアスファルトコンクリートの温度が日陰に比べて高くなり、剛性が低下することによりひずみレベルが増大し、ひび割れが生じやすくなることが指摘されている<sup>6)</sup>。

バラストでまくらぎを支持しない直結軌道では、路盤表面の仕上がり精度により各まくらぎの高さにばらつきが生じると、すべてのまくらぎでレールを均等に支持することができなくなる。アスファルト路盤直結軌道ではアスファルト路盤表面の平坦性を十分に確保しなければならないが、それだけでは不十分であることから、本軌道ではレールとまくらぎの間に樹脂を注入した袋を設置する可変パッドを用いることにより、各まくらぎでレールを均等に支持させた。レールは国内の新幹線および重要線区で使用されている 60kg レールとし、軌道パッドはバラスト軌道用の 110tf/cm パッドよりもばね係数の小さい直結軌道用の 60tf/cm パッドを用いた。

#### 4.2.4 測定機器の埋設および設置

ひずみゲージ、温度計、土圧計の埋設位置を図 4.2.4 に示す。ひずみゲージはアスファルトコンクリート用ゲージ（共和電業製 SKW-1379）を使用した。ひずみゲージはレール長手方向には基層、中間層、表層のまくらぎ直下の位置に埋設した。レール直角方向には基層および表層のまくらぎ端部、レール直下、軌道中心の位置に埋設した。ゲージ長はアスファルトコンクリート骨材の最大粒径が 26.5mmであることを考慮して、70mmとしている。一方、せん断ひずみを測定するために 3 軸ひずみゲージ（共和電業製 SKF-21980）をまくらぎ端部直下に埋設した。3 軸ひずみゲージによるせん断ひずみの測定はロゼット解析とよばれ、図 4.2.5 に示すように、互いに 45 度の角度をつけて組み合わされた 3 つのひずみゲージで測定されたひずみから式(4.1)よりせん断ひずみが計算される。

$$\gamma_{\max} = \sqrt{2\{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_2)^2\}} \quad (4.1)$$

3 軸ひずみゲージはゲージ長が短いためアスファルトコンクリート内に設置する際には事前に密粒度アスファルト混合物の粒径の小さい部分のみを使用したブロックを作成し、それにひずみゲージを接着した上で、アスファルトコンクリートの箱抜きしておいた箇所にブロックごと埋設した。

温度計は熱電対を使用し、基層、中間層、表層の各層に埋設した。土圧計（東京測器製 KDJ-PA）は路床表面のレール締結部直下の位置に設置した。変位はレール，まくらぎ，路盤について測定した。また，レール圧力（まくらぎがレールを支持する荷重）は圧力パッドにより測定した。圧力パッドは軌道パッドに圧力センサーを埋設した軌道用の測定器具である。各センサー類の配置を図 4.2.6 に示す。また，試験軌道の構築およびセンサー類の埋設時の状況を図 4.2.7 に示す。

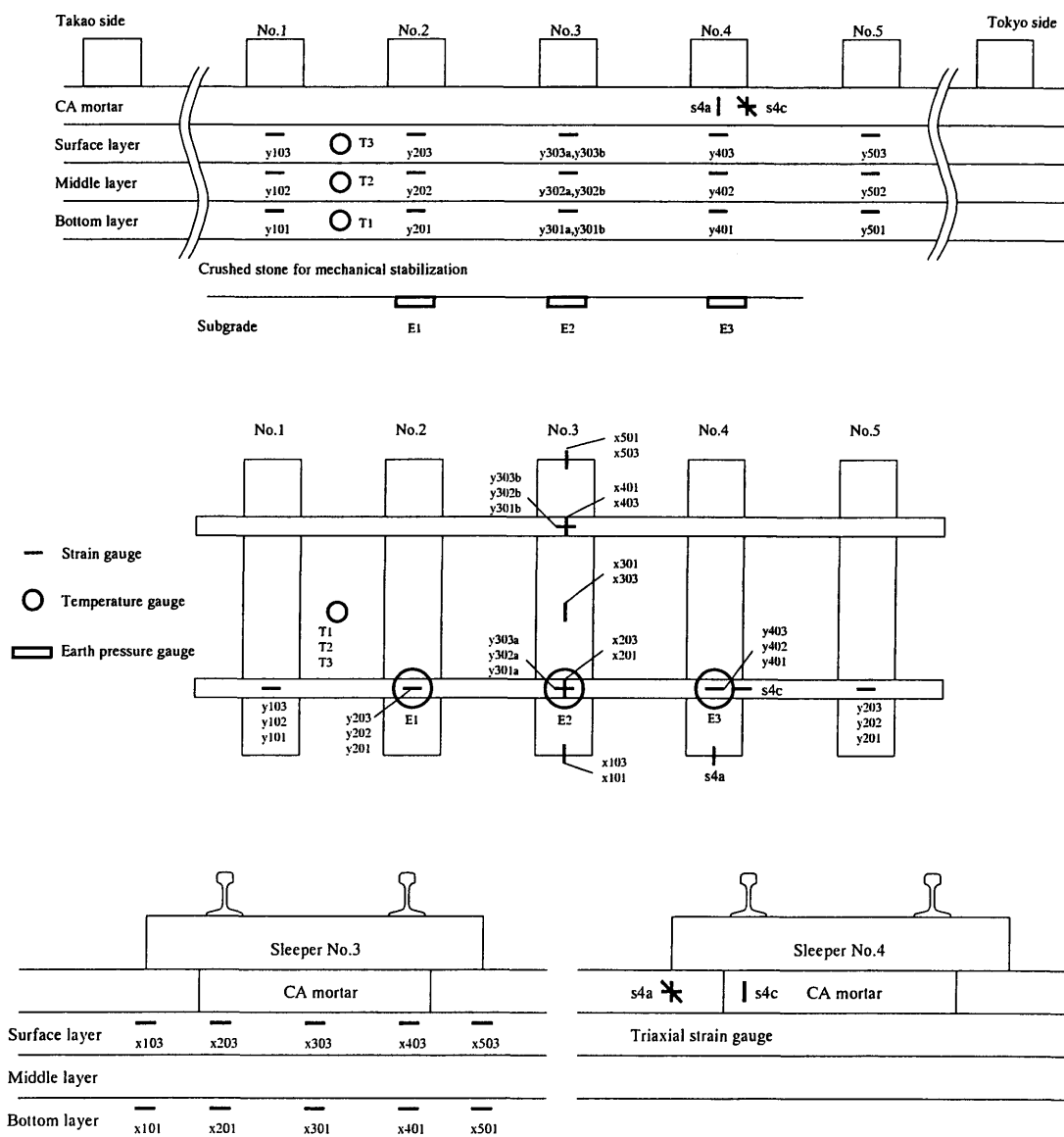


図 4.2.4 ひずみゲージ，温度計，土圧計の埋設位置

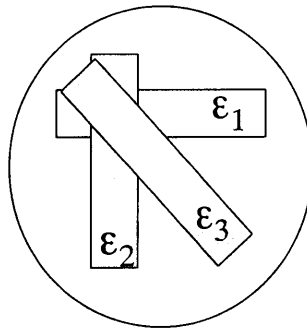


図 4.2.5 3 軸ひずみゲージ（せん断ひずみ測定用）

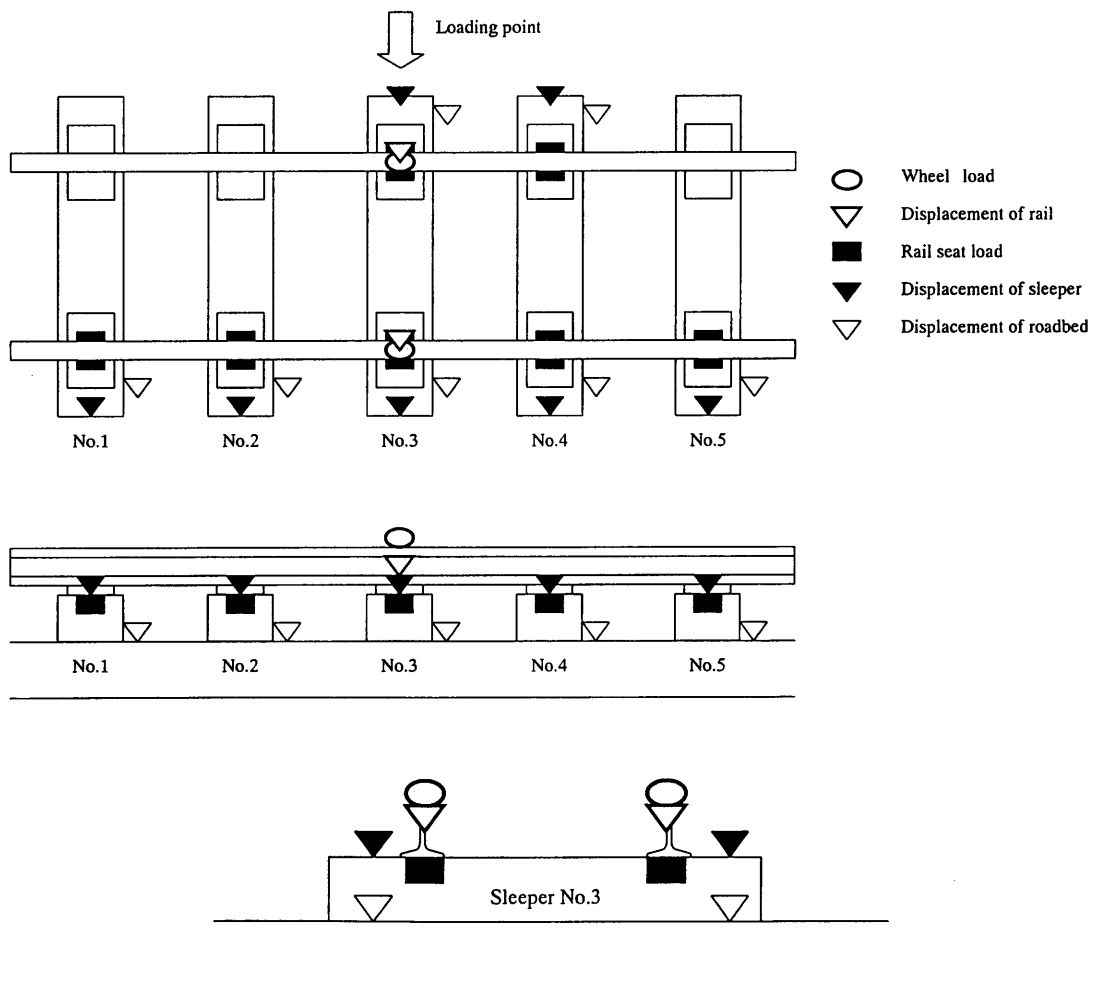
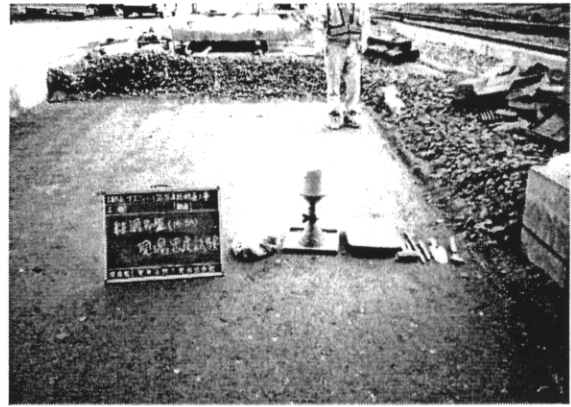


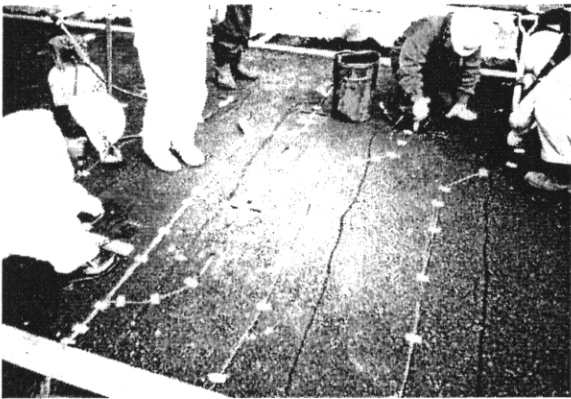
図 4.2.6 測定用センサーの配置



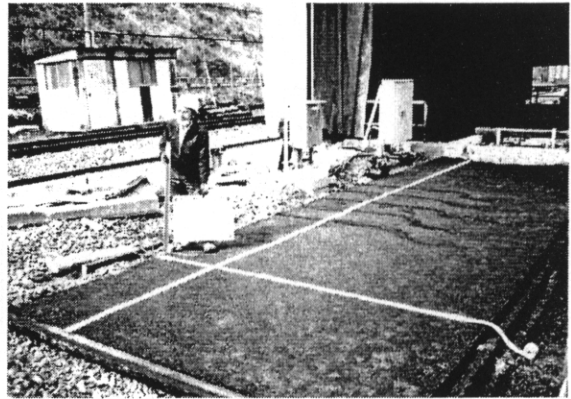
(a) 路床表面に設置された土圧計



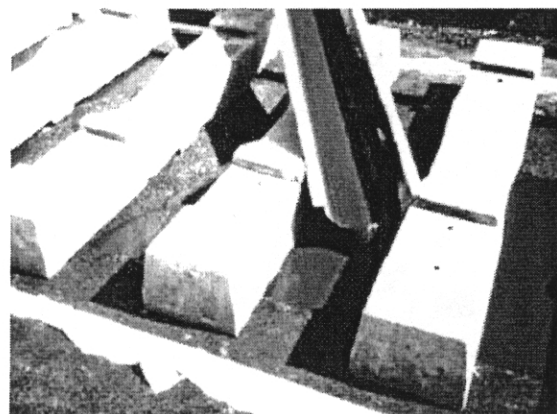
(b) 粒度調整碎石層における  
砂置換法による現場密度試験



(c) アスファルトコンクリート層における  
ひずみゲージの設置



(d) アスファルトコンクリート表層



(e) まくらぎ設置後の CA モルタル注入



(f) バラスト散布後の完成状況

図 4.2.7 アスファルト路盤直結軌道の敷設状況

## 4.3 静的載荷試験の結果

静的載荷試験には図 4.3.1 に示す移動式軌道動的載荷装置（DYLOC）を用いた。DYLOC は基本的に定点で載荷を行う試験に用いられることが多く、実際の列車走行のように移動荷重を繰返し与える試験を行うことは難しい。第2章で述べたように、レールの上から繰返し定点載荷を行うと、繰返し載荷とともに軌道の支持状態が変化し、弾性挙動を適切に評価できなる可能性がある。そこで、本試験では繰返し載荷は行わず、静的載荷による弾性挙動の検討のみを行った。

載荷輪重は 80kN とし、静的に 3 回の載荷を行った。載荷点は試験軌道の中央に設置したまくらぎ No.3 の直上とした。レール、まくらぎ、路盤の変位を図 4.3.2 に示す。レール変位は約 1.2mm、まくらぎおよび路盤の変位は約 0.4mm であった。3 回の静的載荷では累積沈下はほとんど生じておらず、3 回ともほぼ同一形状の荷重－変位曲線を描いていることがわかる。レールとまくらぎ・路盤の変位量の差は、レールとまくらぎの間に設置してある軌道パッドの変形によるものである。

レール長手方向に平行に埋設したひずみゲージによる載荷点直下のアスファルトコンクリートのひずみを図 4.3.3 に示す。アスファルトコンクリートのひずみは各層とも引張り方向に生じており、基層が最も大きく、中間層、表層の順に小さくなっている。

まくらぎおよび路盤の変位、アスファルトコンクリートのひずみ、路床表面鉛直応力のレール長手方向の分布を図 4.3.4 に示す。まくらぎと路盤の変位は載荷点直下で最も大きくなっており、載荷点を中心とした 5 本のまくらぎに変位が生じている。まくらぎと路盤の変位量はほぼ等しい。PC まくらぎ自体の圧縮変形量は微小であるのでまくらぎと路盤の間に隙間がある場合、その隙間の分だけまくらぎ変位と路盤変位に差が生じることになる。本試験軌道では変位の差がほとんどなかったことから、CA モルタルを用いた施工方法を採用することにより、路盤がまくらぎを良好な状態で支持できていることが確認された。

アスファルトコンクリートのひずみは載荷点を中心として主に 3 本のまくらぎの範囲で生じている。ひずみは基層で最も大きく、中間層、表層の順に小さくなっており、すべての層において

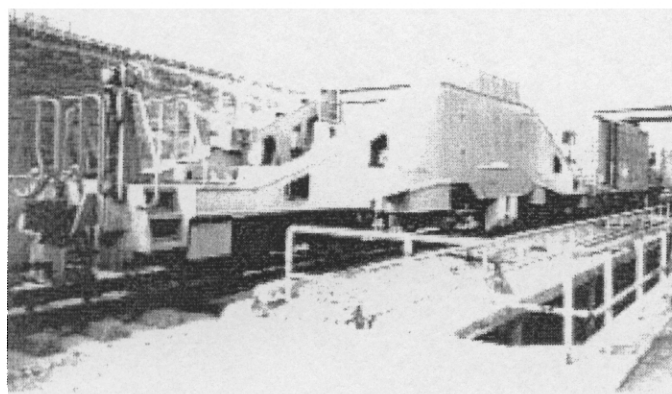


図 4.3.1 軌道動的載荷試験装置（DYLOC）

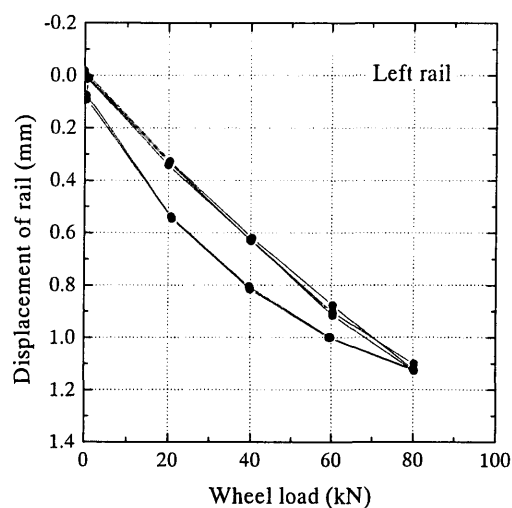
引張りひずみが生じている。一般的に板状の部材に対して曲げ変形を作用させると、中立軸より下側は引張りひずみ、中立軸より上側には圧縮ひずみが発生する。アスファルトコンクリート層全体が一枚の板構造として挙動しているのであれば、中立軸より上側は圧縮ひずみが生じると考えられるが、本軌道では表層においても引張り側にひずみが生じていた。この原因については、FEMの解析結果とあわせて考察した結果を後述する。

路床表面の鉛直応力については、土圧計を用いることにより載荷点直下とその両隣のまくらぎの直下で測定を行った。路床表面の鉛直応力は載荷点直下で最も大きくなり、載荷点隣のまくらぎではやや小さくなったが、その差は比較的小さかった。

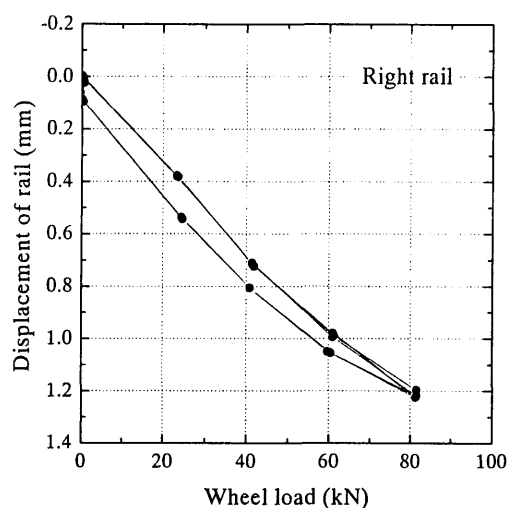
まくらぎおよび路盤の変位、アスファルトコンクリートのひずみ、路床表面鉛直応力の載荷点直下におけるレール直角方向の分布を図 4.3.5 に示す。まくらぎおよび路盤変位と路床表面の鉛直応力については図 4.3.4 と同じ値であり、横軸の方向が異なるだけである。アスファルトコンクリートのひずみについては、レール直角方向に平行に設置したひずみゲージで測定した値である。レール直角方向には基層と表層にひずみゲージを設置したが、レール長手方向のような明確な傾向は得られなかった。これはまくらぎの剛性が高いことにより、まくらぎ下面が完全に均等に荷重を受けているわけではなく、アスファルト路盤とまくらぎの接触状態にばらつき存在していることが影響していると考えられる。まくらぎ端部は応力が集中しやすいため、表層のまくらぎ端部に設置したひずみゲージでは著大なひずみが計測されている。まくらぎ端部における一点の著大値を除けば、全体として表層よりも基層のひずみの方が大きくなる傾向にあった。また、基層のひずみはレール直角方向よりもレール長手方向の方が大きかった。

試験時のアスファルトコンクリートの温度は表層、中間層、基層ともに 20～21℃の範囲で一定であり、試験時の大気温度とほぼ同じであった。太陽光が照射するとアスファルトコンクリートの温度は気温よりも高くなるため、バラスト層による太陽光の遮断が効果的に行われていると判断できる。

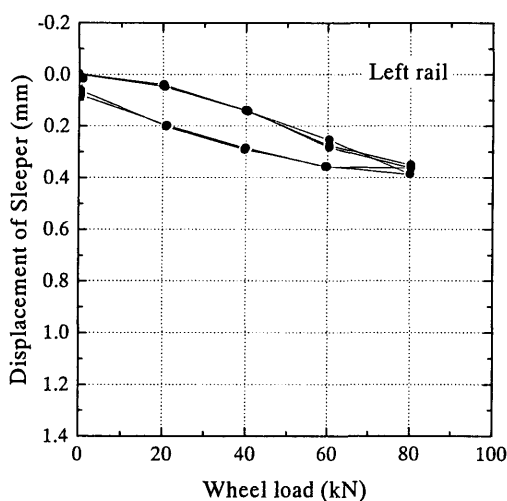




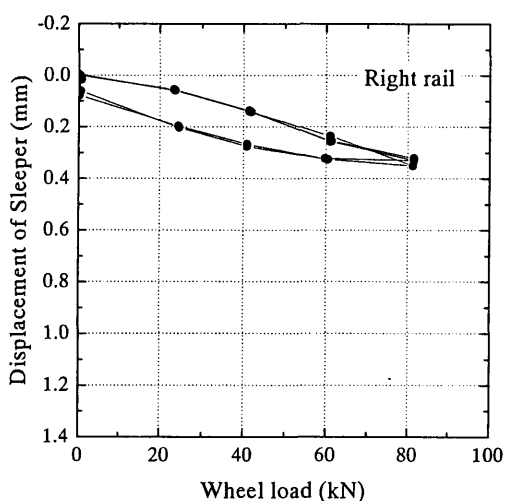
(a) Displacement of rail (Left rail)



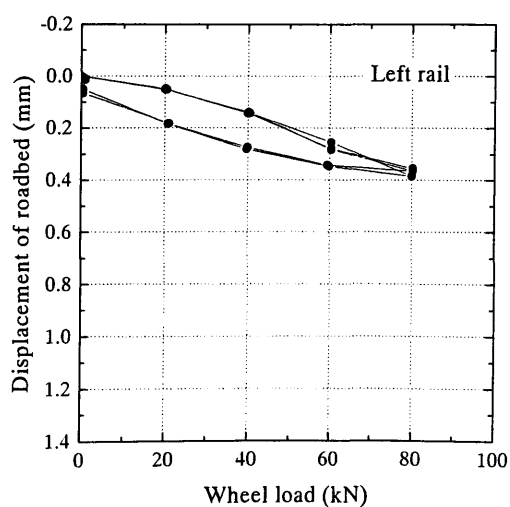
(b) Displacement of rail (Right rail)



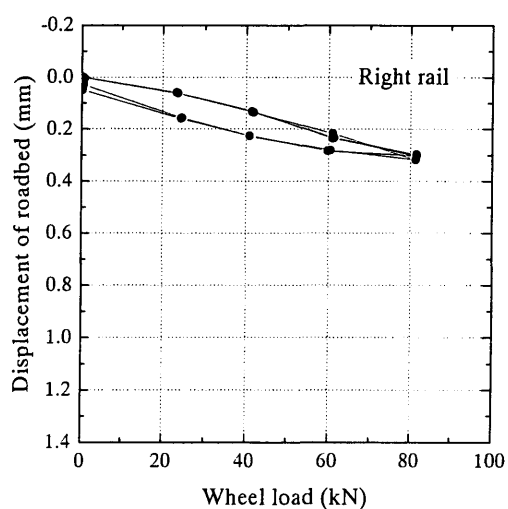
(d) Displacement of sleeper (Left rail)



(e) Displacement of sleeper (Right rail)

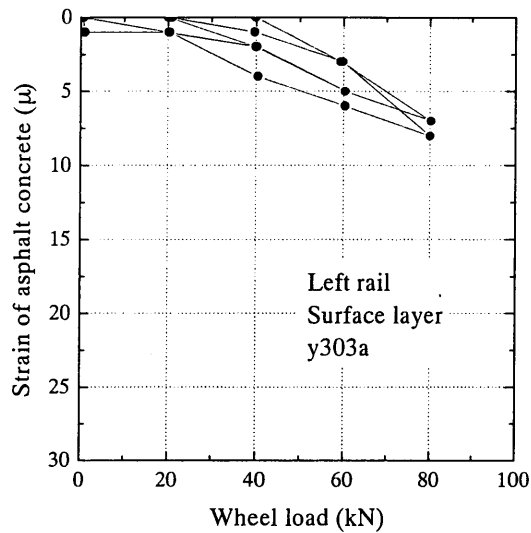


(f) Displacement of roadbed (Left rail)

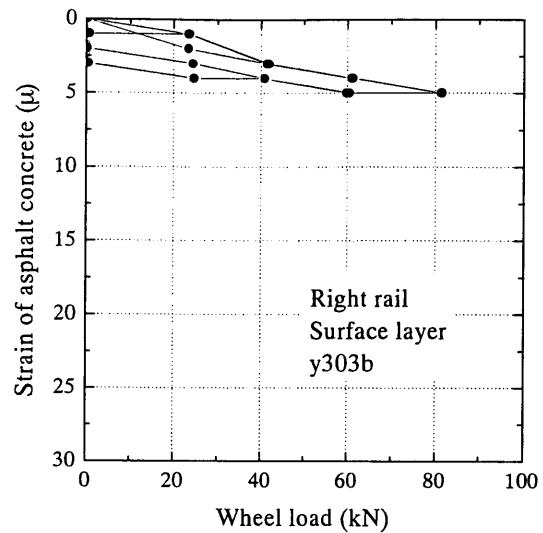


(g) Displacement of roadbed (Right rail)

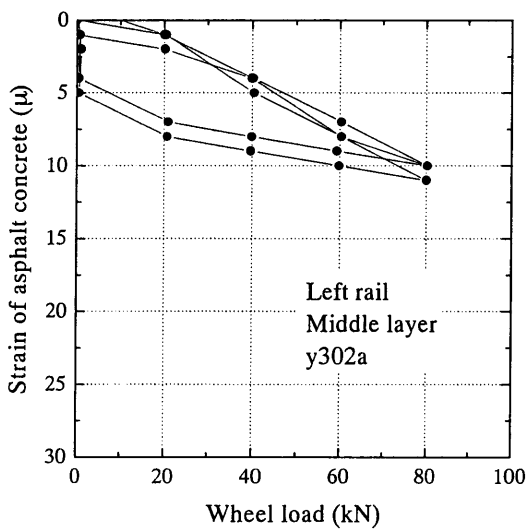
図 4.3.2 静的載荷によるレール，まくらぎ，路盤の変位



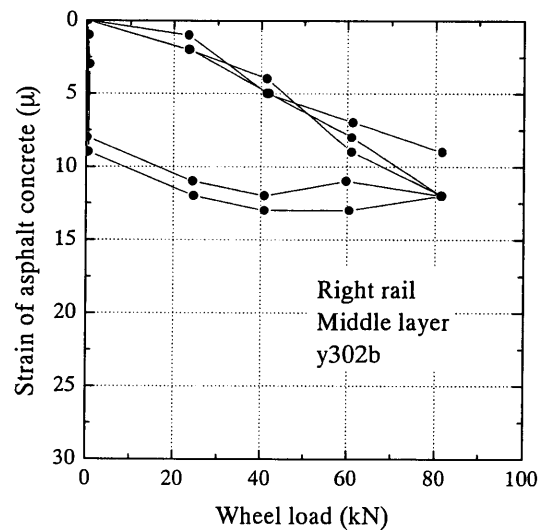
(a) Strain of asphalt concrete (Left, surface layer)



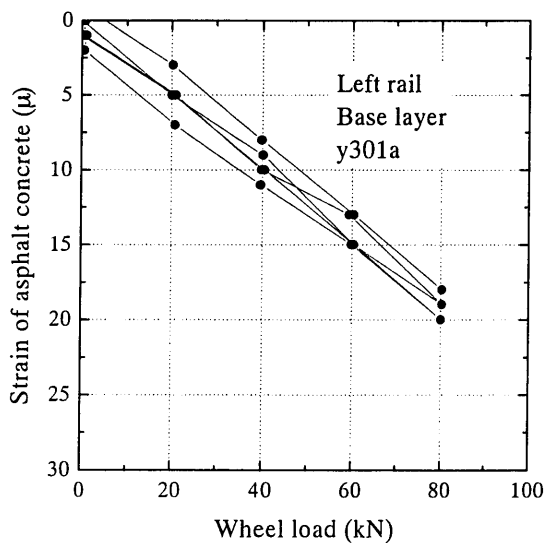
(b) Strain of asphalt concrete (Right, surface layer)



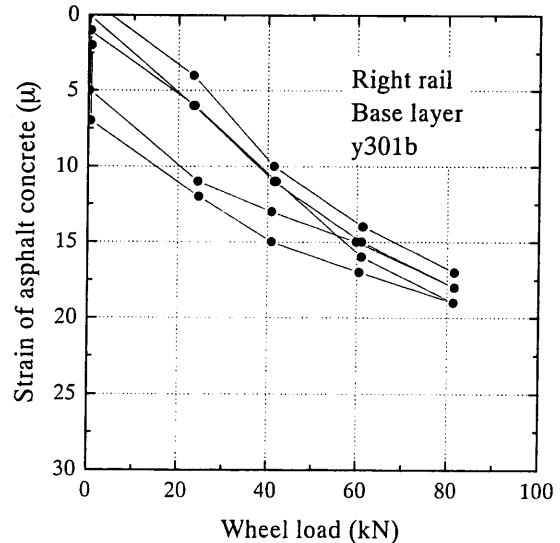
(d) Strain of asphalt concrete (Left, middle layer)



(e) Strain of asphalt concrete (Right, middle layer)

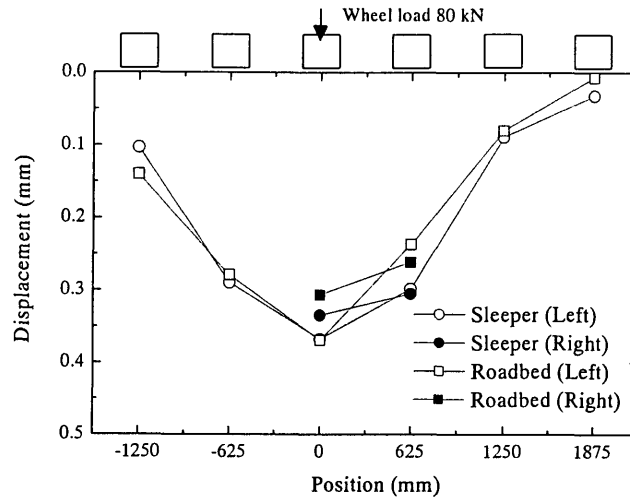


(f) Strain of asphalt concrete (Left, base layer)

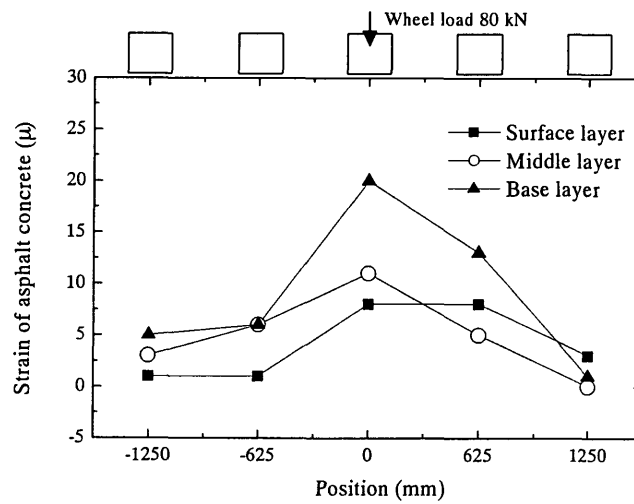


(g) Strain of asphalt concrete (Right, base layer)

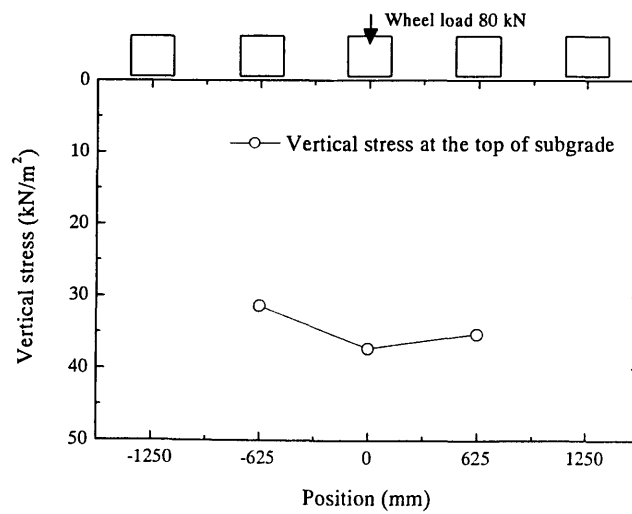
図 4.3.3 レール直下のアスファルトコンクリートのひずみ（レール長手方向）



(a) Displacement of sleeper and roadbed

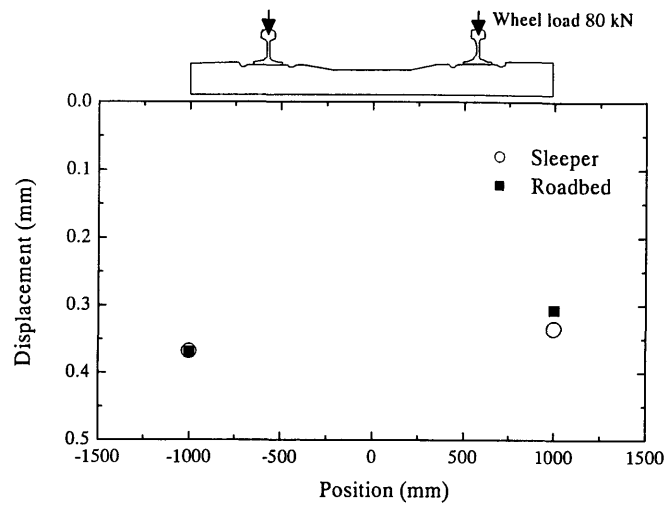


(b) Strain of asphalt concrete

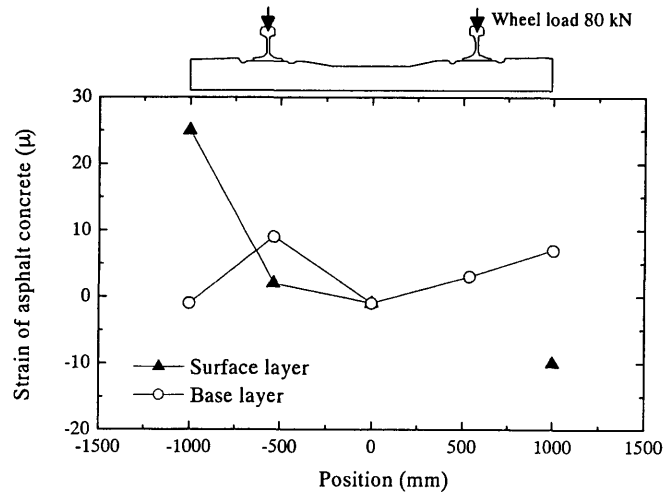


(c) Vertical stress at the top of subgrade

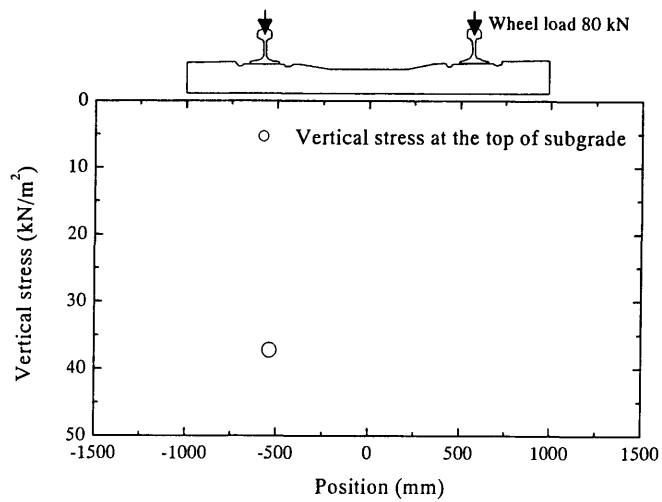
図 4.3.4 静的載荷によるまくらぎ・路盤の変位，アスコンのひずみ，路床表面の鉛直応力



(a) Displacement of sleeper and roadbed



(b) Strain of asphalt concrete



(c) Vertical stress at the top of subgrade

図 4.3.5 静的載荷によるまくらぎ・路盤の変位，アスコンのひずみ，路床表面の鉛直応力

#### 4.4 FEM 解析と静的載荷試験結果の比較

##### 4.4.1 FEM 解析モデル

アスファルト路盤直結軌道の実物大試験軌道における静的載荷試験をシミュレートした FEM 解析を行った。解析には汎用プログラムである NASTRAN を使用し、3 次元モデルによる線形弾性解析を行った。一般的に地盤を対象とした解析を行う場合には非線形解析を行う必要があるが、列車荷重により生じる地盤内のひずみレベルは通常  $10^{-4}$  程度であり、実務上は線形弾性解析の適用範囲内としてよいと考えられる。また、軌道構造物を対象とした解析を行う場合、その 3 次元形状が解析結果に大きく影響を与えるため、できる限り実際の構造に近いモデルを詳細に作成する必要がある。その場合には必然的に要素分割数が多くなるため、解析時間を考慮すると線形弾性解析の方が適していると考えられる。複雑な形状のモデルを作成するためにも、プリプロセッサによるモデルの形状作成の機能が充実している汎用プログラムを用いるメリットが大きい。さらに、ポストプロセッサによる解析結果の出力機能も充実しているため、Nastran を使用することで本試験のような測定項目の多い実験結果との比較を容易に行うことができる。

アスファルト路盤直結軌道の解析モデルを図 4.4.1 に、解析パラメータを表 4.4.1 に示す。レールは梁要素、軌道パッドはばね要素、まくらぎ、路盤、路床はソリッド要素を用いてモデルを作成した。解析時間を短縮するために解析モデルは 1/4 対称モデルで解析を行った。路床の深さは列車荷重の影響範囲を考慮し、路盤表面から 4m の深さまでモデル化した。レール長手方向には試験軌道の長さが 10mであることを考慮して載荷点から 5m までモデル化し、レール直角方向にはアスファルトコンクリート層は軌道中心から 1.5m、粒度調整碎石層は 2.2m、路床は 3m の範囲とした。アスファルトコンクリート層と粒度調整碎石層の幅は試験軌道において施工した幅と同一とし、路床の幅については荷重の影響範囲を考慮して路盤幅よりも広くとった。

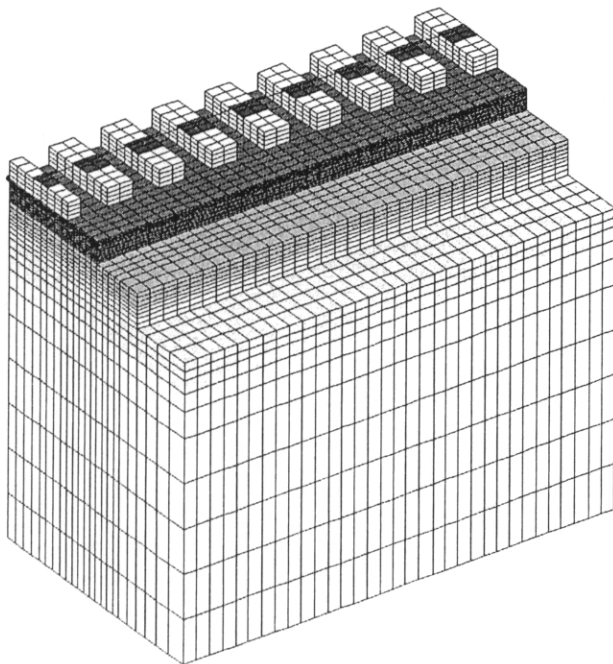


表 4.4.1 FEM 解析パラメータ

	Young's modulus E	Poisson's ratio $\nu$
レール	210000 MN/m <sup>2</sup>	0.3
軌道パッド	60 MN/m *	*Spring
まくらぎ	35000 MN/m <sup>2</sup>	0.17
アスファルト コンクリート	3000 MN/m <sup>2</sup>	0.3
粒度調整碎石	200 MN/m <sup>2</sup>	0.3
関東ローム	40 MN/m <sup>2</sup>	0.3
砂礫	200 MN/m <sup>2</sup>	0.3

図 4.4.1 FEM 解析モデル

解析は土圧計の形状を考慮したケースについても行った。剛性の低い地盤内に剛性の高い土圧計を設置すると土圧計の付近で応力が集中し、大きい値が計測されることがある。本試験に用いた土圧計は直径 20cm, 厚さ 2.5cm であり土圧計自体の剛性が測定値に影響を与えている可能性が考えられたことから、土圧計を設置している位置の要素のヤング率を鉄の値に置換えた解析を行った。

アスファルトコンクリートの変形係数は温度にも依存する。アスファルトコンクリートの温度と変形係数の関係<sup>2)</sup>からアメリカアスファルト協会 (Asphalt Institute, AI) の提案している値を使用した。試験時のアスファルトコンクリートの温度は約 20℃であり、変形係数は 3000 MN/m<sup>3</sup>とした。

粒度調整碎石層の変形係数には、従来の強化路盤の設計において 180 MN/m<sup>2</sup>が採用されている<sup>7)</sup>。一方、図 4.4.2 に示すように木幡ら(1998)が行った大型三軸圧縮試験による粒度調整碎石の単調載荷試験による変形係数は 100~300 MN/m<sup>2</sup>であった<sup>8)</sup>。ここではこれらの値を考慮して粒度調整碎石層の変形係数として 200 MN/m<sup>2</sup>を用いて解析を行うこととした。路床置換した粒度調整碎石層についても同じ値を使用した。

路床上部の関東ロームの変形係数は図 4.4.3 に示す三軸圧縮試験 (圧密非排水) の結果をもとに定めた。有効拘束圧  $\sigma'_c = 50 \text{ kN/m}^2$ , 軸ひずみ速度 0.1%/min で載荷を行った。軸ひずみレベル  $10^{-4}$  付近の値を採用し、解析に用いる変形係数は 40 MN/m<sup>2</sup>とした。

路床下部の砂礫層は、標準貫入試験の N 値が 50 程度の比較的大きい値であった。「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物」では砂質土と N 値の関係について  $E = 2.5N \text{ (MN/m}^2\text{)}$  という参考式を示している。この式によると N 値が 50 の場合、変形係数が 125 MN/m<sup>2</sup>となる。しかしながら地盤材料の変形係数はひずみレベルや応力履歴の影響があり、上記の値は  $10^{-3}$  程度のひずみレベルを考慮した値であると考えられる。列車荷重によって生じる路床のひずみレベルは通常  $10^{-4}$  程度であり一般的に  $10^{-3}$  レベルのひずみと  $10^{-4}$  レベルのひずみでは  $10^{-4}$  の場合の方が変形係数が 2 倍程度大きくなると考えてよい。以上の考察をもとにここでは、粒度調整碎石の変形係数と同等であると考え、200 MN/m<sup>3</sup>を用いて解析を行うこととした。

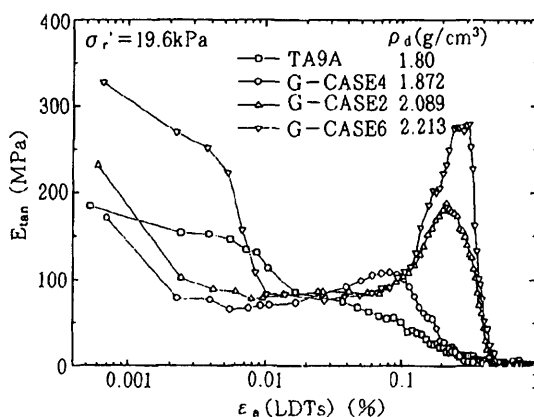


図 4.4.2 粒度調整碎石の変形係数<sup>8)</sup>

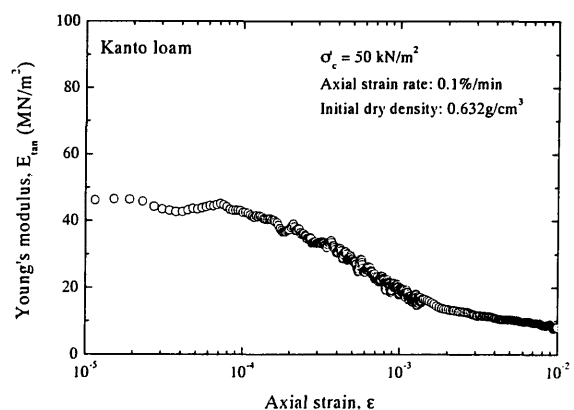


図 4.4.3 関東ロームの接線変形係数

## 4.4.2 静的載荷試験結果のFEM解析による評価

静的輪重を 80kN 載荷したときのレール変位と路盤表面（アスファルトコンクリート表面）変位を図 4.4.4(a)に示す。静的載荷試験において、レール変位は載荷点直下のみ測定した。レール変位は左右レールの平均値である。レールおよび路盤表面の変位は主に載荷点から 3 本目のまくらぎの範囲、すなわちまくらぎ 7 本分の範囲で変位が生じている。静的載荷試験による載荷点直下のレール変位は 1.15mm、FEM による変位は 0.912mm であり、実測の方がやや大きかった。路盤表面鉛直変位は左レール側でレール長手方向の分布を測定しているが、図 4.3.2 に示したように、載荷点直下における路盤変位の左右の差は小さかった。路盤変位については、静的載荷試験と FEM 解析の結果がよく一致していることが分かる。レール変位については、まくらぎとレールの間には軌道パッドと樹脂の可変パッドが挿入されており、FEM と実測におけるレール変位の差は軌道パッドおよび可変パッドの変形量に起因すると考えられる。

図 4.4.4(b)にまくらぎ荷重分担率を示す。まくらぎの荷重分担率はレール圧力（まくらぎが受ける荷重）を載荷輪重で割って正規化することにより求められる。載荷点直下のまくらぎ荷重分担率はおおよそ 0.4、載荷点隣で 0.15、載荷点の 2 本隣で 0.05 であり、FEM の結果は測定値とよく一致している。本軌道においては、載荷点を中心として 5 本のまくらぎで荷重を支持しているが、変位が生じている範囲の方がやや広い。

図 4.4.4(c)に路床表面の鉛直応力を示す。路床表面の鉛直応力は実測の方が大きくなった。一般的に土圧計を使用すると土圧計付近で応力の集中が生じ、正しい測定値が得られない場合があるといわれている。本解析では土圧計の影響が測定値に影響を与えている可能性を考慮し、土圧計を設置している位置の要素を剛性の高い鉄に置換えた解析を行った。その結果、FEM でも土圧計付近で若干の応力集中が生じることが分かった。それでも土圧計による鉛直応力の方が FEM よりも大きかった。

レール長手方向のアスファルトコンクリートのひずみ分布を図 4.4.5(a)に示す。本試験軌道のアスファルトコンクリート層は基層・中間層・表層の 3 層で施工している。実測、FEM とともにアスファルトコンクリートの引張りひずみは基層下面において最も大きくなっている。実測では表層においても引張りひずみが生じているが、FEM では表層において圧縮ひずみが生じている。FEM では地盤の上に設置された剛性の高いアスファルトコンクリート層が板構造として変形するため、底面では引張りひずみ、上面では圧縮ひずみが生じているが、これは実測の傾向はこれと一致していない。ただし、設計に使用する値は最も引張りひずみの大きくなる基層の値であり、基層の値に限って見れば、FEM と実測の結果は比較的よく一致していると判断してよいと考えられる。アスファルトコンクリートのひずみについてはさらに以下のような検討を行った。

アスファルトコンクリートを施工する際には、基層を転圧により締め固めた後、中間層を施工する前に層間の接着のためにアスファルト乳剤を散布し、加熱アスファルト混合物を敷き均して転圧を行う。表層を施工する際にも同様の手順で行う。しかしながら、この方法で施工を行うと転圧の際に各層の表面が滑らかな状態となり、層間では骨材のかみ合わせが生じない。そのため、基層、中間層、表層の各層が一体となって 1 枚の板構造として作用するほどの接着がアスファル

ト乳剤のみの接着力では期待できない可能性がある。そこで、アスファルトコンクリート層の層間のすべりを考慮した解析を行うこととした。道路のアスファルト舗装を対象として層間のすべりを考慮した解析が行われた例があるが<sup>9)</sup>、その中ではアスファルトコンクリート自体の層間のすべりではなく、異なる材料間のすべりが検討されている。本解析においては、各層の節点間に水平方向のみ作用するばね要素を設置することとした。ばね係数の値は  $1\text{mm}^2$  あたり、 $0.67\text{N/mm}$  とした。これは今回の解析において、実測の傾向と一致するように定めた値であるが、客観的なパラメータを得るためには一面せん断試験などを行うことにより、層間におけるすべりを測定する必要がある。

アスファルトコンクリート層間のすべりを考慮した解析 (FEM2) によるアスファルトコンクリートのひずみを図 4.4.5(b) に示す。層間のすべりを考慮することにより、表層においても載荷点直下においては引張りひずみが生じることが分かった。これは、層間のすべりによって各層がそれぞれ板構造として作用するため、それぞれの層の下部で引張り、上部で圧縮ひずみが生じるためであると考えられる。また、層間のすべりを考慮しない場合と比較すると、基層底面の引張りひずみの最大値が小さくなった。一方、各層のひずみ分布がまくらぎの位置の影響を受けるようになり、まくらぎ直下では引張り方向、まくらぎ間では圧縮方向にひずみが生じるようになった。引張りと圧縮が交互に生じる傾向は 2 章に示したアスファルトコンクリート層が薄い強化路盤の実験結果における傾向と類似している。

載荷点直下における各層のひずみを図 4.4.5(c) に示す。アスファルトコンクリート層間のすべりを考慮しない FEM1 よりも、層間のすべりを考慮した FEM2 の方が実測における各層のひずみの傾向とよく一致していることが分かる。

レール直角方向のアスファルトコンクリートのひずみを検討した結果を図 4.4.6 に示す。層間のすべりを考慮しない FEM1 ではレール直下付近で最もひずみが大きくなっており、ひずみの大きさはレール長手方向の値よりも大きい。一方、層間のすべりを考慮した FEM2 ではまくらぎ端部でひずみが大きくなり、その最大値は FEM1 より小さくなっている。図 4.4.6 (c) に示した実測との比較では、FEM2 の方が実測の値に近いことが分かる。

従来のアスファルト路盤の設計では層間のすべりが考慮されておらず、本解析の FEM1 に相当する方法で行われた解析によるひずみを用いて設計することとされている。また、従来のアスファルト路盤直結軌道の設計ではレール直角方向のひずみを用いることとされているが、その方法ではアスファルトコンクリートのひずみを大きく見積もってしまう可能性があると考えられる。

層間のすべりを考慮した FEM2 による路床表面の鉛直応力を図 4.4.7 に示す。路床表面の鉛直応力は層間のすべりを考慮しない FEM1 のときよりも大きくなり、実測により近い値になっていることが分かる。これは層間のすべりを考慮した方が、アスファルトコンクリート層の板構造としての曲げ剛性が小さくなるためであると考えられる。一方、FEM2 においても土圧計の剛性を考慮した解析を行った。土圧計の剛性を考慮しない場合、載荷点隣のまくらぎ直下における路床表面鉛直応力が実測値よりも小さくなるが、土圧計の剛性を考慮することにより、実測値に近いことが分かる。全体の傾向としては土圧計の剛性を考慮した場合の方が、実測値に近い



結果が得られると考えられる。

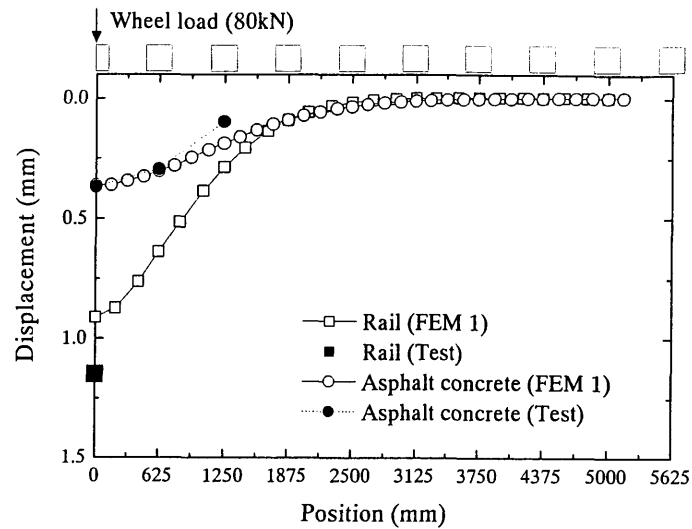
FEM1（層間すべりを考慮しない）と FEM2（層間すべりを考慮）についてレール変位およびアスファルトコンクリート表面変位を比較した結果を図 4.4.8 に示す。レール変位、アスファルトコンクリート表面変位ともに層間のすべりを考慮しない FEM2 の方がやや大きくなっていることが分かる。これは路床表面の鉛直応力と同様に、アスファルトコンクリート層の曲げ剛性が低下しているためであると考えられる。

FEM1 と FEM2 についてまくらぎ荷重分担率を比較した結果を図 4.4.9 に示す。剛性の小さい地盤上では載荷点直下の荷重分担率が小さくなる傾向にあるため、アスファルトコンクリート層の曲げ剛性が小さい FEM2 の荷重分担率がやや小さくなっている。しかしながら、その差はわずかであった。

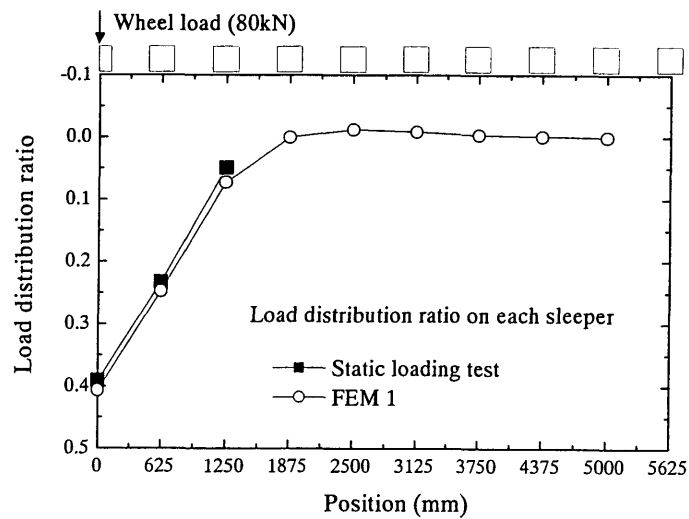
アスファルトコンクリート層表面のレール直角方向の最大せん断ひずみを図 4.4.10 に示す。最大せん断ひずみはまくらぎ端部直下で発生し、その値は FEM1 の方が大きく、実測値は FEM1 と FEM2 の中間程度の値であった。また、レール長手方向のレール直下における最大せん断ひずみを図 4.4.11 に示す。レール直下の路盤表面は CA モルタル層となるため、実測においてひずみゲージは CA モルタル層の中に設置した。最大せん断ひずみは載荷点直下のまくらぎ端部に生じていることが分かる。その実測値はレール直角方向とほぼ同一であった。FEM による最大せん断ひずみは FEM1 の方が大きく、実測値と近い値であった。

最大せん断ひずみに関しては、アスファルトコンクリート層間のすべりを考慮しない FEM1 の方が実測との整合性が高かった。そのため、層間のすべりを考慮した FEM2 ではせん断ひずみを過小評価してしまう可能性が考えられる。アスファルトの疲労破壊は一般に引張りひずみにより評価されるが、せん断ひずみの影響は明らかにはなっていない。アスファルト（バインダー）自体の接着に依存する引張り強度とは異なり、せん断ひずみには骨材のかみ合わせで抵抗することができるため引張りひずみほどには問題にならない可能性は考えられる。ただし、アスファルトコンクリート内に大きなせん断ひずみが作用することにより、骨材間の接着が剥離して路盤としての剛性が低下すればその箇所を基点としてクラックに発展する可能性がある。道路においても、舗装表面から発生する縦ひび割れが問題となることが指摘されており<sup>10)</sup>、表層付近におけるひずみの影響が検討されている。アスファルトコンクリートの底面だけでなく、表層付近からクラックが発生する可能性もあるため、表層付近のひずみとクラックの関係については、継続して研究を行う必要があるものと考えられる。

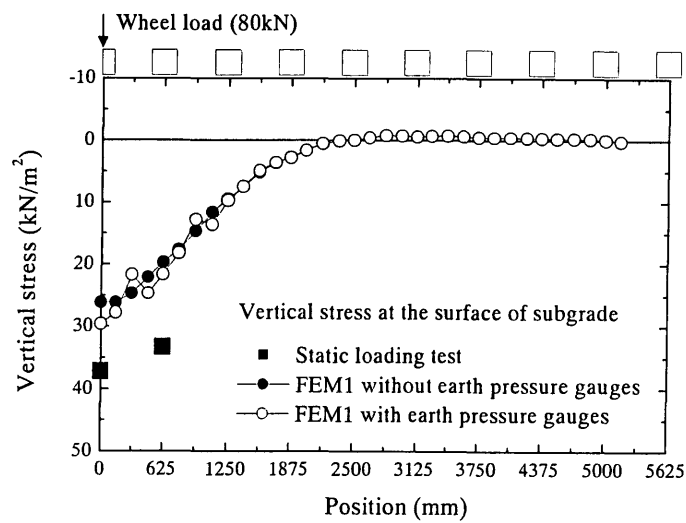
路床内鉛直応力の深さ方向の分布を図 4.4.12 に示す。位置が深くなるほど鉛直応力は減少し、深さ 4m 程度では路床表面における 1/5 程度になっていることが分かる。解析領域が有限であるため、完全に応力がゼロになる深さまでモデル化されていないが、深さ 4m では鉛直応力が  $7\text{kN/m}^2$  程度の十分小さな値となっている。地盤の深い位置では拘束圧の増加により強度が増加するため、作用応力／拘束圧の比を考えると列車荷重による作用応力は十分無視できる程度に低減していると判断できる。



(a) レール変位およびアスファルトコンクリート表面変位

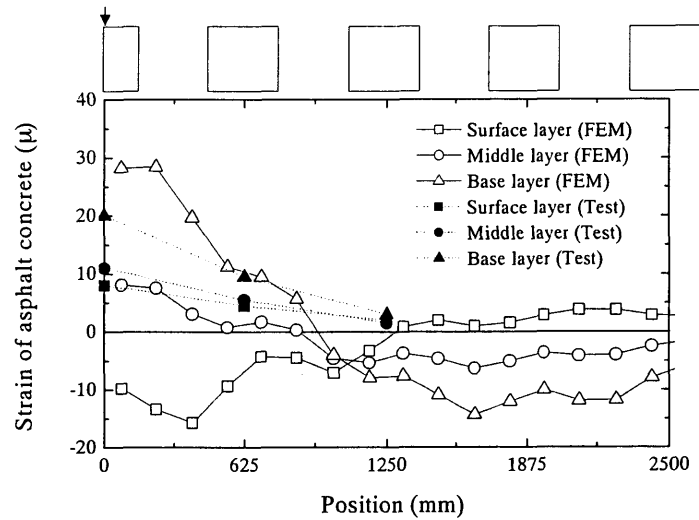


(b) まくらぎ荷重分担率

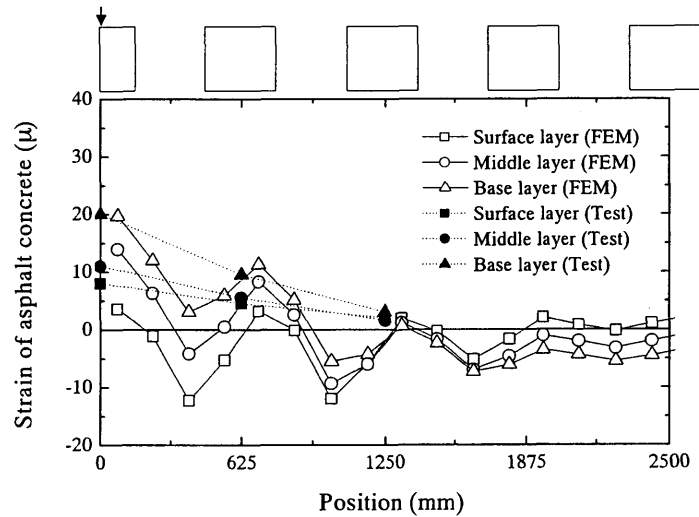


(c) 路床表面の鉛直応力

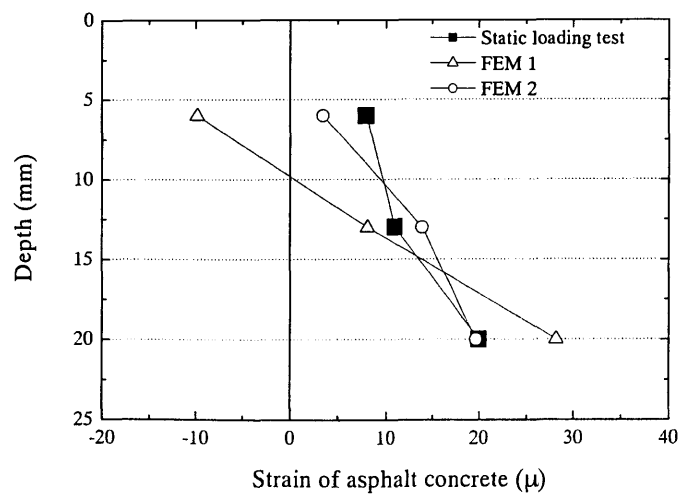
図 4.4.4 FEM と静的載荷試験の比較 (FEM1: アスファルト層間のすべりなし)



(a) アスファルトコンクリートのひずみ (FEM1: アスファルト層間のすべりなし)

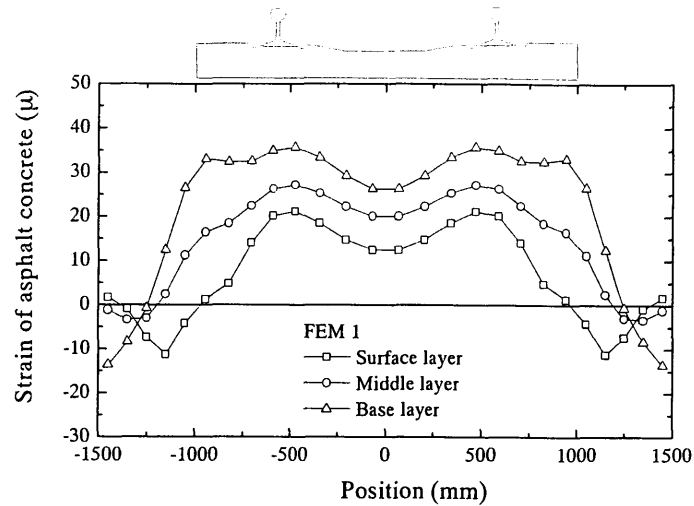


(b) アスファルトコンクリートのひずみ (FEM2: アスファルト層間のすべりあり)

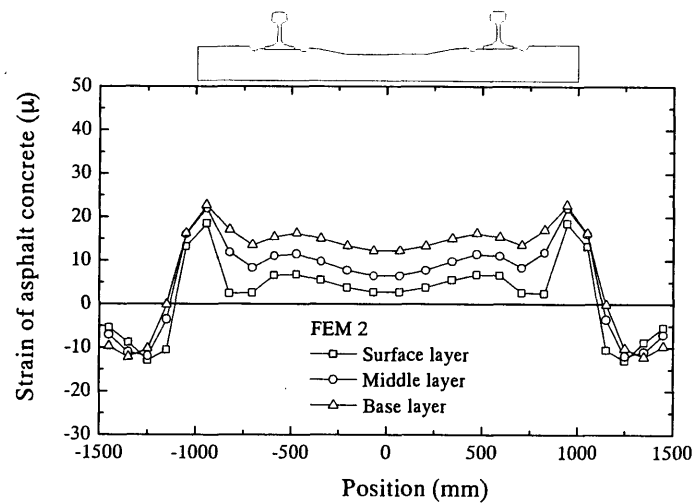


(c) 載荷点直下におけるアスファルトコンクリートのひずみ

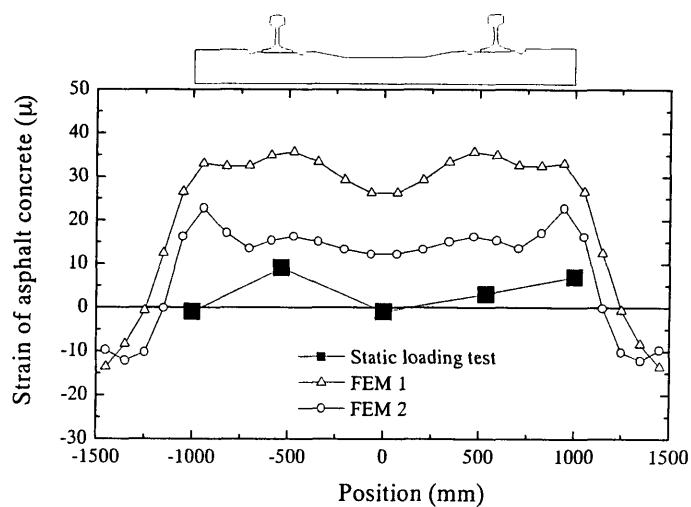
図 4.4.5 アスファルトコンクリートのひずみ (レール長手方向)



(a) アスファルトコンクリートのひずみ (FEM1: アスファルト層間のすべりなし)



(b) アスファルトコンクリートのひずみ (FEM2: アスファルト層間のすべりあり)



(c) アスファルトコンクリート基層のひずみ

図 4.4.6 アスファルトコンクリートのひずみ (レール直角方向)

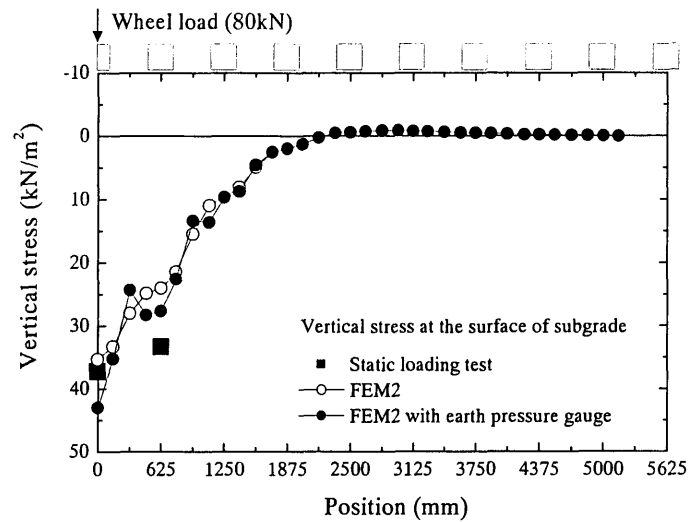


図 4.4.7 路床表面の鉛直応力（FEM2：アスファルト層間のすべりあり）

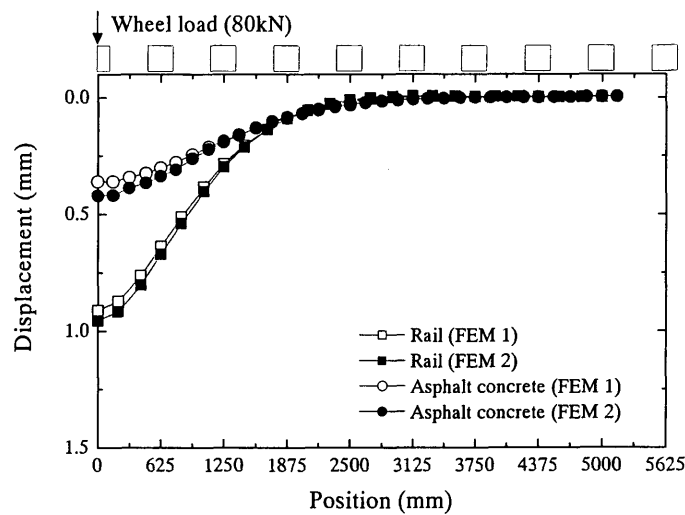


図 4.4.8 レール変位およびアスファルトコンクリート表面変位（FEM1 と FEM2 の比較）

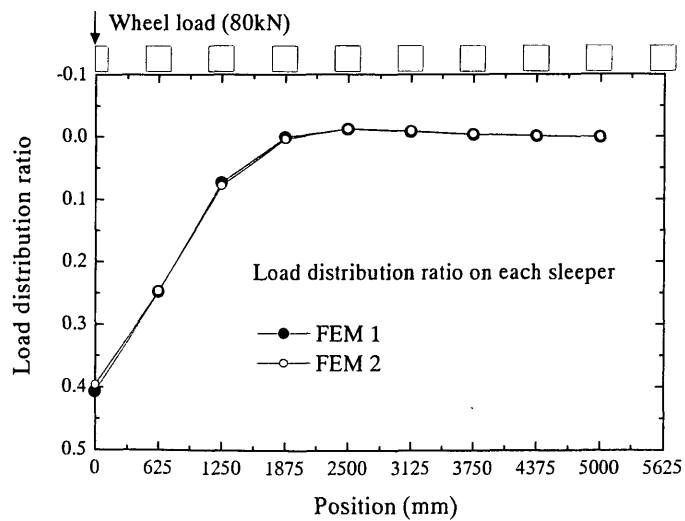


図 4.4.9 まくらぎ荷重分担率（FEM1 と FEM2 の比較）

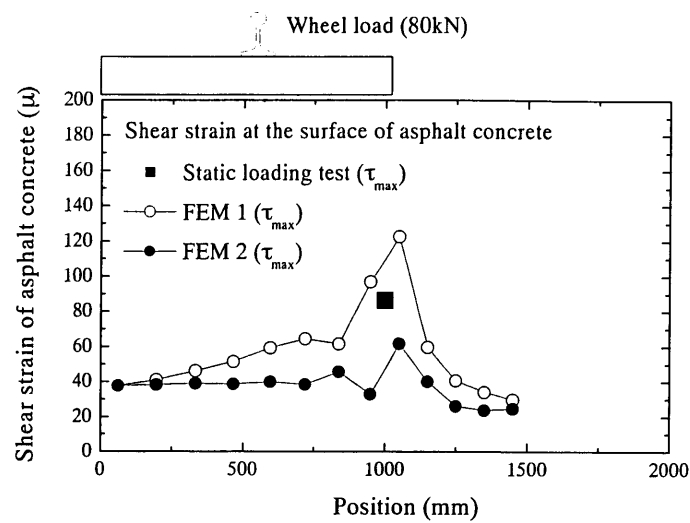


図 4.4.10 アスファルト路盤表面の最大せん断ひずみ（レール直角方向）

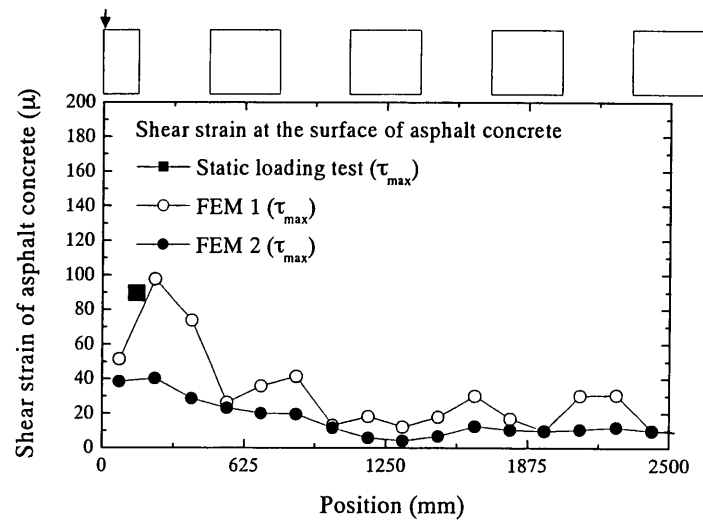


図 4.4.11 アスファルト路盤表面の最大せん断ひずみ（レール長手方向）

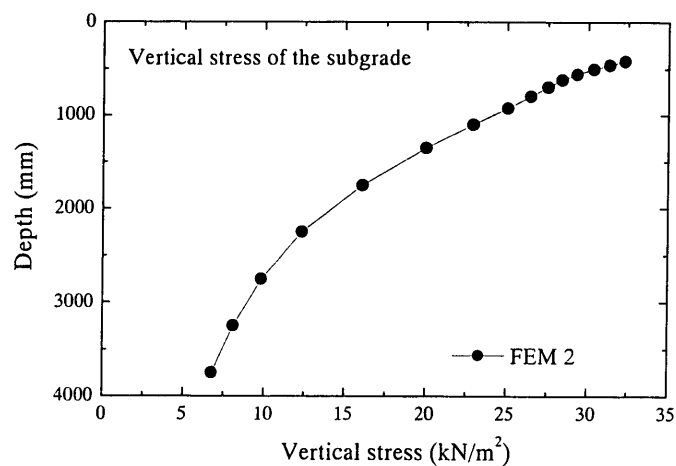


図 4.4.12 路床深さに対する鉛直応力

## 4.5 輪軸落下試験における動的挙動

アスファルト路盤直結軌道の動的挙動を評価するために、輪軸を落下させることにより軌道に動的荷重を与える輪軸落下試験（落重試験）を行った。輪軸落下試験は衝撃荷重による軌道の変形特性を求めるための試験方法である<sup>11)</sup>。本試験における輪軸落下試験では図 4.5.1 に示すように、質量 940kg の輪軸を、65mm の高さから試験軌道中央のまくらぎ No.3 上に落下させた。一方、アスファルト路盤直結軌道の動的挙動を評価するために、LS-DYNA 用いた衝撃解析により輪軸落下試験のシミュレーションを行った。従来、解析により輪軸落下試験の評価を行う際には、1 次元のバネ-質点モデルが用いられていたが、本研究では 3 次元解析を行うことにより、輪軸落下試験結果の評価を行うこととした。解析モデルを図 4.5.2 に示す。LS-DYNA は陽解法による動的な FEM 解析プログラムであり、衝撃荷重の作用する現象の解析に優れているおり、自動車の衝突解析などに広く使用されている。

動的解析は線形弾性解析とし、路床、路盤、まくらぎをについては既に述べた静的 FEM 解析と等しいパラメータを用いてソリッド要素でモデル化した。軌道パッドについては、軌道パッドばねの係数と等価なばね係数を持つようにヤング率を与えたソリッド要素を用いてモデルを作成した。レールについても 60kg レールの形状をモデル化したソリッド要素で作成した。解析モデルは 1/4 対称モデルとした。車輪に対して輪軸と等しい質量を与え、65mm の高さから落下させてレールに衝突させた解析を行った。

輪軸落下試験および衝撃解析の結果得られた衝撃輪重、レール変位を図 4.5.3 に、レール圧力（レールからまくらぎに転載される荷重）およびまくらぎ変位を図 4.5.4 に示す。

輪軸落下試験では左右レールのレール圧力、レール変位にばらつきが見られるものの、全体として輪重、レール変位、レール圧力については衝撃解析でアスファルト路盤直結軌道の動的挙動

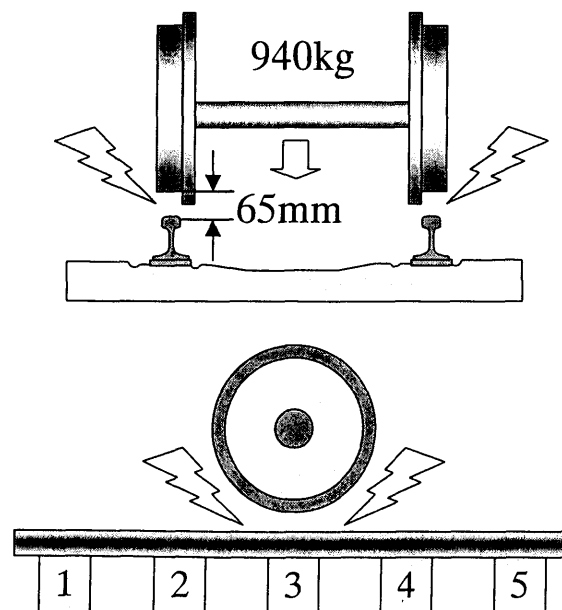


図 4.5.1 輪軸落下試験

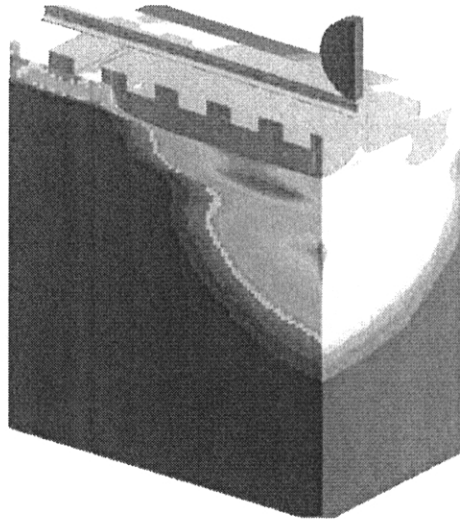


図 4.5.2 LS-DYNA 解析モデルの例

を高い精度でシミュレートできていることが分かる。まくらぎ変位については、解析の方が輪軸落下試験における実測値よりもやや大きい値となっている。

衝撃輪重とレール変位の時刻暦を見ると、輪重のピークからわずかに 0.001 秒ほど遅れてレール変位が生じていることが分かる。レール変位が輪重のピークからわずかに遅れる傾向は解析においても同様の結果が得られている。そのため、図 4.5.3(c)に示した荷重－変位曲線（輪重－レール変位）において荷重のピークと変位のピークは一致せず、粘弾性的な特性を示すループ形状を描いていることが分かる。試験における実測値は左右レールでばらつきがあったため、左右レールで測定された値の平均値も同図中に示した。試験における左右レールの平均値は解析の結果との整合性が高く、本解析によって衝撃輪重とレール変位の関係をよくシミュレートできていることが分かる。

レール圧力のピーク時刻は輪重のピーク時刻とほぼ同じであったが、まくらぎ変位はレール圧力のピーク時刻から約 0.005 秒遅れて最大値となっている。レール圧力のピーク時刻は試験結果と解析結果でほぼ一致しているが、まくらぎ変位のピーク時刻は解析結果の方が測定値よりもやや早くなっている。図 4.5.4(c)に示した荷重－変位曲線（レール圧力－まくらぎ変位）をみると、まくらぎ変位のピークはレール圧力のピークよりもかなり遅れており、レール圧力がほぼゼロに戻った後にまくらぎ変位が最大となっている。この傾向は試験結果においても、解析結果においても同様である。この原因は、アスファルトコンクリートや地盤材料の材料的な性質ではなく、構造体としての動的な応答によるものであると考えられる。すなわち、輪軸を落下させたことによる衝撃荷重は時間差をもって構造体の下部へと伝達されたため、その影響が荷重－変位曲線に現れているのである。レール圧力の作用時間は衝撃輪重の作用時間とほぼ等しく、まくらぎの変位



の生じている時間と比較すると短い。そのため、衝撃荷重が地盤内部に伝播し、まくらぎの変形が最大となる時にはレール圧力はほぼゼロに戻っているのである。

なお、レール圧力の作用している時間はおよそ 0.02 秒であった。まくらぎ間隔 60cm の軌道において、車輪の荷重を 5 本のまくらぎで分散して支持していると仮定すると、レール圧力の周期は車輪が  $60\text{cm} \times 4 \text{ スパン} = 240\text{cm}$  を移動する時間に相当することになる。0.02 秒で 240cm 走行するので、レール圧力の周期から算出すると、本実験における輪軸落下試験の載荷速度は列車速度約 430km/h の場合に相当することになる。

輪軸落下試験によるアスファルトコンクリート下面のひずみの測定値を図 4.5.5 に示す。載荷点直下のアスファルトコンクリートのひずみは輪重のピーク時刻から約 0.009 秒遅れて最大値となっており、時間とともに荷重が下部構造に伝達していることが分かる。また、輪軸落下試験では静的載荷試験とは異なり、載荷点から 2 本隣のまくらぎの直下では圧縮ひずみが生じている。

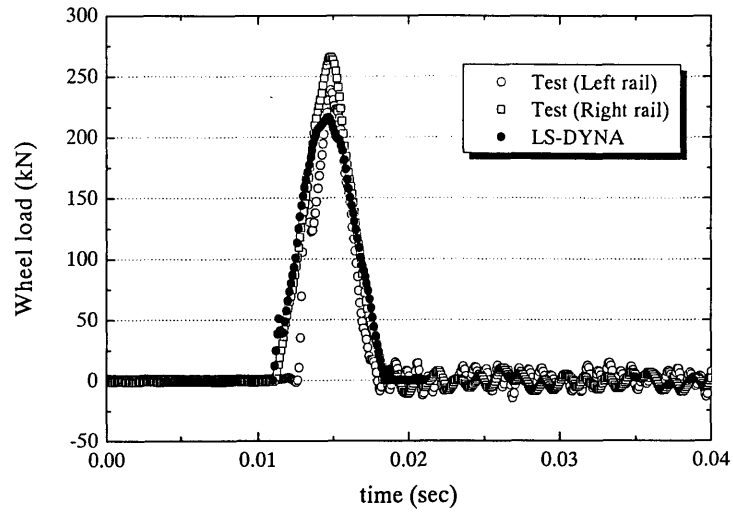
レール圧力についても、輪軸落下試験では輪重の 7~8 割程度を落下点直下のまくらぎで分担しており、静的載荷と比較すると、荷重があまり分散されずに載荷点直下に集中していることが分かる。

輪軸落下試験では衝撃輪重の大きさが約 240kN であり、静的載荷試験の載荷輪重 80kN の約 3 倍であった。しかしながら、まくらぎ変位は静的試験の約 0.36mm に対して輪軸落下試験では約 0.45mm であり、輪重の違いと比較するとその差は小さかった。

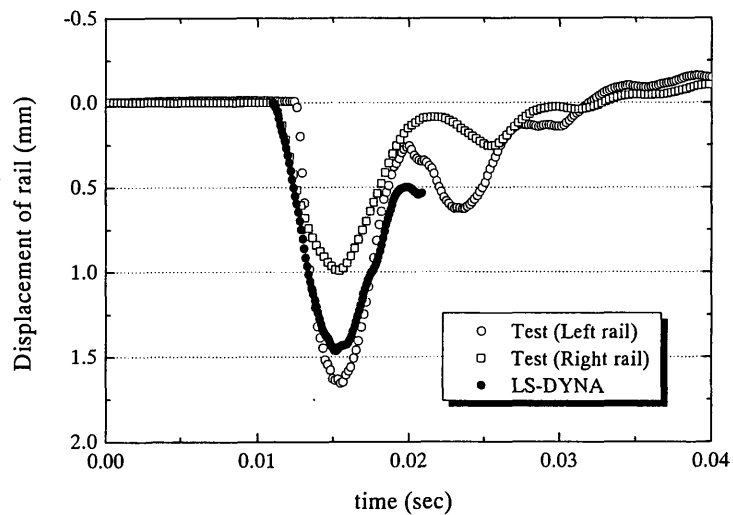
また、静的載荷試験においては、アスファルトコンクリート下面の引張りひずみの最大値が載荷点直下で  $20 \times 10^{-6}$  であったのに対して、輪軸落下試験では載荷点直下（まくらぎ No.3）における最大値が  $8 \times 10^{-6}$  と静的載荷よりも相当小さい値であった。

以上のように、輪軸落下試験においてアスファルト路盤直結軌道は剛性の高い挙動を示すことが分かった。剛性の高い挙動を示すため路盤の変形量が小さく、レールがたわむことによる荷重の分散効果が十分に得られず、荷重は載荷点の直下に集中する。この原因としては 2 点考えられる。1 点目は地盤の応答による変形の遅れである。静的載荷試験では載荷荷重と地盤の変形が釣り合うが、輪軸落下試験では衝撃的に輪重が作用するため応力伝播速度と慣性力が介在して変形が遅れる。解析結果の応力分布をアニメーションで見ると、応力が時間とともに下部へ伝播する様子が確認できる。2 点目はアスファルトコンクリートと地盤の材料的性質によるものである。アスファルトコンクリートと地盤の変形には粘弾性的な速度依存性があるため<sup>12), 13)</sup>、載荷速度の速い輪軸落下試験では剛性の高い挙動を示すと考えられる。特に、アスファルトコンクリートは粘性を持ったアスファルトで骨材を結合しているため、速度依存性が強いことが知られている。

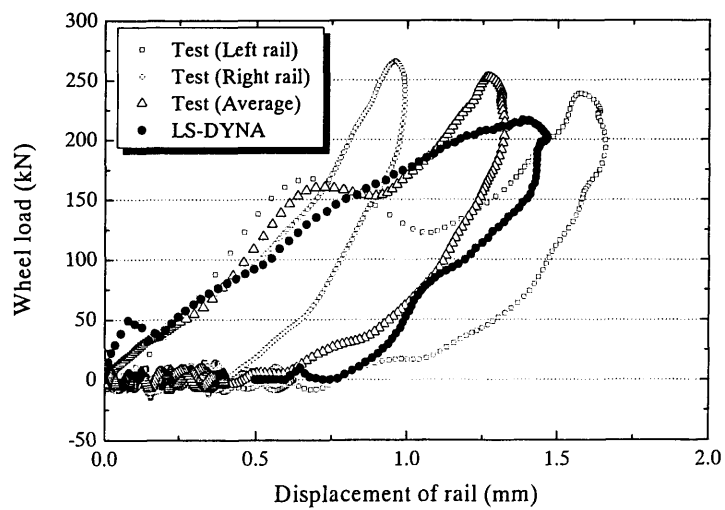
以上の結果から考察すると、高速走行やレール継目部や溶接部および、車輪のフラットなどによって高い周波数の輪重が作用するような場合における地盤の変形は、静的載荷試験の結果から推定されるよりも小さくなると考えられる。そのため、載荷速度の速い衝撃的な荷重が作用する場合はアスファルトコンクリートのひずみは大きくなり、ひび割れの発生による疲労寿命への影響は相対的に小さくなるものと考えられる。



(a) Wheel load

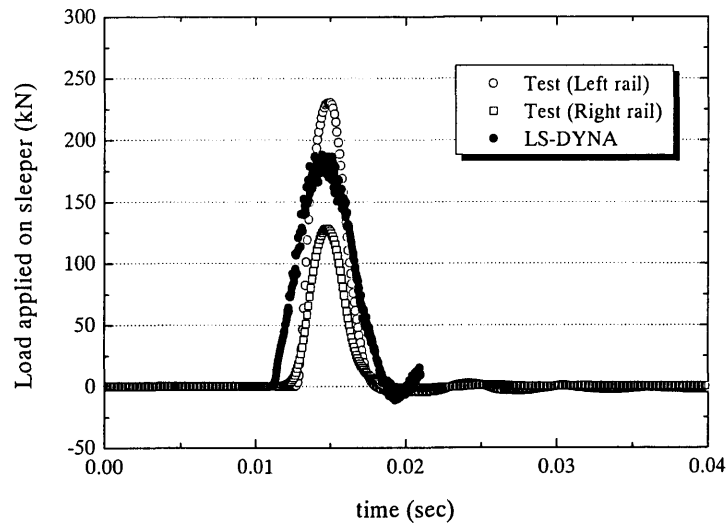


(b) Displacement of rail

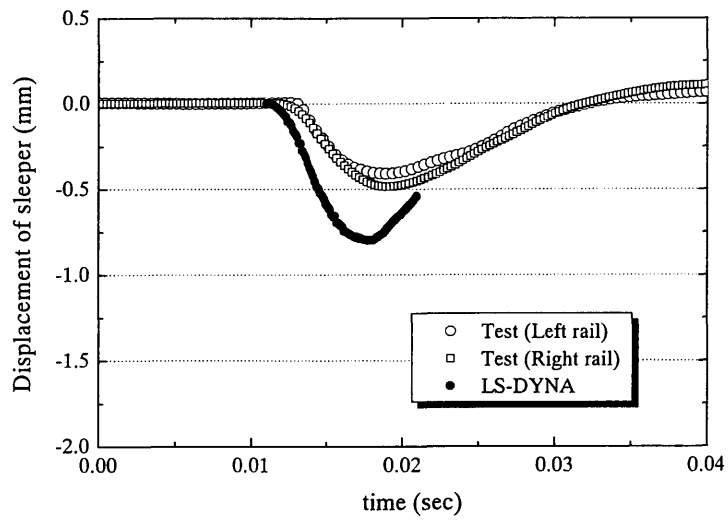


(c) Wheel load - Displacement of rail relationship

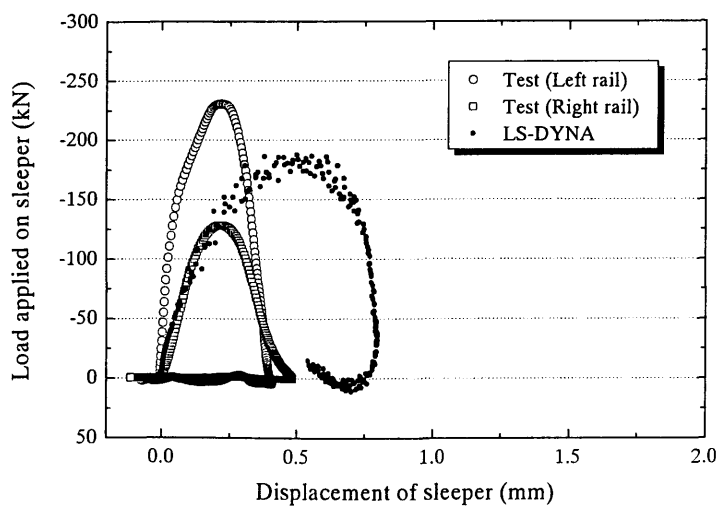
図 4.5.3 輪軸落下試験と LS-DYNA による動的解析の比較（輪重，レール変位）



(a) Load applied on sleeper (Rail seat load)



(b) Displacement of sleeper



(c) Wheel load - Displacement of sleeper relationship

図 4.5.4 輪軸落下試験と LS-DYNA による動的解析の比較 (レール圧力, まくらぎ変位)

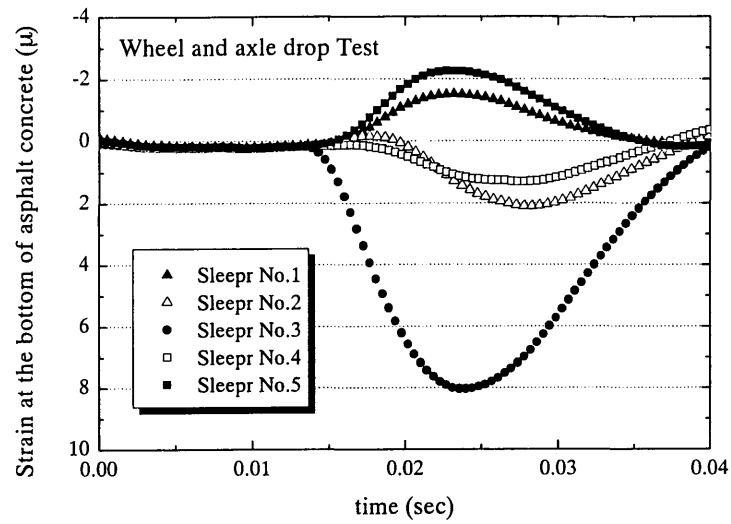


図 4.5.5 輪軸落下試験によるアスファルトコンクリートのひずみ

## 4.6 第4章のまとめ

アスファルト路盤直結軌道の実物大試験軌道を敷設して静的載荷試験を行った結果と、線形弾性解析による FEM の結果の比較を行った。FEM 解析を行うことにより、線形弾性解析でもアスファルト路盤直結軌道の变形挙動を精度良くシミュレートできることが確認できた。しかしながら、アスファルトコンクリートのひずみについてはアスファルトコンクリートを施工する際の各層間のすべりを適切に考慮しなければならないことが分かった。アスファルトコンクリート層間のすべりを考慮しない解析の場合、アスファルト路盤は一枚の板要素として変形するが、すべりを考慮すると表層、中間層、基層の各層がそれぞれ独立した板要素として変形する。そのため、すべりを考慮するとアスファルトコンクリートすべての層の下面で引張りひずみが生じることが分かった。しかしながら、アスファルト路盤の設計で用いる値は最も大きくなる基層下面の引張りひずみであり、基層下面の引張りひずみはアスファルトコンクリート層間のすべりを考慮しない場合の方が大きくなる。そのため、従来の方法では安全側の設計を行っているとは解釈できるが、より精度の高い経済的な設計を行うためには層間のすべりを考慮した方が良いと考えられる。一方、本解析では土圧計をモデル化することで、解析でも土圧計付近の鉛直応力がやや大きくなることが確認された。これは、剛性の低い地盤内に剛性の高い部材が設置されていると、その付近で応力が集中することを示している。このため、土圧計を使用する際には、応力集中の可能性を考慮して評価することが重要となる。

輪軸落下試験によりアスファルト路盤直結軌道の動的挙動を評価した。輪軸落下のような衝撃荷重が作用した場合、応力の伝播と地盤の動的な応答の影響により地盤の变形は衝撃荷重に対して遅れて生じる。また、衝撃荷重のようなひずみ速度の速い載荷ではアスファルトコンクリートと地盤の剛性が高くなる。その結果、軌道の变形が抑制され荷重の分散効果が発揮されず、まくらぎの荷重分担率やアスファルトコンクリートのひずみは載荷点直下に集中することが分かった。しかしながら、載荷速度の速い衝撃荷重が作用した場合は、地盤の動的な応答や変形の数値依存性により路盤の变形自体が小さくなるので、路盤の変位やアスファルトコンクリートのひずみは単位荷重に対しては静的載荷の場合よりも小さくなることが確認された。そのため、高速走行やレール継目、レール溶接、車輪のフラットなどにより衝撃荷重が作用しても、アスファルトコンクリートのひび割れに与える影響は静的解析で速度衝撃率を考慮すれば、安全側の評価になると考えられる。

第4章における検討を通して、実物大のアスファルト路盤についても FEM でシミュレートできることが確認された。第3章における小型模型試験の評価の結果とあわせて考慮すると、鉄道路盤の評価を行う際には、材料の物性を線形弾性として扱った場合でも、パラメータを適切に設定し、まくらぎやレールの形状を詳細にモデル化することにより、変形挙動を精度良くシミュレートできることが分かる。つまり、列車荷重による路盤の変形挙動をシミュレートするためには、解析パラメータ、形状、境界条件を適切に設定することができれば、静的な弾性挙動に関しては実務上、線形解析で問題のない結果を得ることができるといえる。

参考文献

- 1) 安藤勝敏, 須長誠, 関根悦夫, 青木一二三, 米澤豊司, 岡本武明: RC 路盤を用いた土路盤上スラブ軌道構造の実用化, 鉄道総研報告, 第 13 巻 第 5 号, pp5-10, 1999.5
- 2) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物, 1999.12
- 3) 安藤勝敏: 土路盤上省力化軌道の支持構造とその設計に関する研究, 鉄道総研報告, 特別第 17 号, 1997
- 4) 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, 1998.6
- 5) 桃谷尚嗣, 安藤勝敏, 橋本修治, 阿部忠行, 江本学, 渡辺忠明: アスファルト路盤直結軌道の開発, 土木学会舗装工学論文集, 第 4 巻, pp77-86, 1999.12
- 6) 西澤辰男, 松野三郎: アスファルト舗装の車輪走行位置に生ずる縦表面ひび割れについて, 土木学会論文集 No.478/V-21, pp.71-80, 1993.11
- 7) 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, 1992.11
- 8) 木幡行宏, 蔣関魯: 繰返し載荷履歴を受けた粒度調整碎石の三軸せん断特性, 鉄道総研報告, 第 12 巻 第 4 号, pp.43-48, 1998.4
- 9) 松井邦人, 董勤喜, 小澤良明, 山峯明哲: 層間すべりを考慮した軸対称多層構造の解析, 土木学会舗装工学論文集, 第 5 巻, 2000.12
- 10) 松野三郎: わだち割れ(1), (2)-アスファルト舗装の縦表面ひびわれについて, 舗装, Vol.19, No.2, pp.3-8, No3, pp14-21, 1984
- 11) 佐藤吉彦: 落重試験による軌道各部特性係数の算出, 鉄道技術研究所速報, 1974.11
- 12) Tatsuoka,F., Santucci de Magistris,F., Hayano,K., Momoya,Y. and Koseki,J.: Some new aspects of time effects on the stress-strain behavior of stiff geomaterials, 2HSSR, Napoli, 1998
- 13) Tatsuoka,F., Modoni,G., Jiang,G.L., Anh Dan,L.Q., Flora,A., Matsushita,M. and Koseki,J.: Stress-strain behavior at small strains of unbound granular materials and its Measurements in the laboratory, Workshop on “Modeling and advanced testing for unbound granular materials, Lisbon, Portugal, 1999.1

## 第5章 バラスト上に設置した実物大まくらぎの載荷試験

### 5.1 試験の概要

バラスト軌道の鉄道路盤では、列車荷重はまくらぎからバラストを介して路盤に伝達される。そのため、強化路盤の設計を行う上で、まくらぎの下面に作用している圧力（まくらぎ下面圧力）と路盤の表面に作用している圧力（路盤圧力）の精度が重要となる。従来の強化路盤の設計では第1章に述べたようにまくらぎに作用する荷重をまくらぎの底面積で割ったものをまくらぎ下面圧力とし、路盤圧力は台形に分散された等分布荷重が作用していると仮定していた。しかしながら、これらの方法により求められるまくらぎ下面圧力と路盤表面圧力の分布は、設計のために簡略化された分布形状であった。それに対して、3次元FEM解析を用いてバラスト層自体をモデル化することで、より実際に近いまくらぎ下面圧力と路盤圧力の分布形状を表現できると考えられる。ここでは、実物のまくらぎをバラストの上に設置した載荷試験を行い、測定したまくらぎ下面圧力と路盤圧力を3次元FEM解析の結果と比較した。路盤圧力については過去にも多く測定が行われており、解析的な方法とあわせた検討も行われているが<sup>1), 2), 3)</sup>、まくらぎ下面圧力の測定例は少ない。まくらぎ下面圧力の分布傾向は石川ら<sup>4)</sup>がまくらぎの下面に分割ロードセルを取り付けて測定を行っている。

本試験では石川らと同様の方法でまくらぎ下面にロードセルを設置して試験を行った。はじめに分割ロードセルを下面に設置したまくらぎを試験軌道に敷設し、軌道上でモータカーを走行させることにより、モータカーの車輪位置の移動に伴うまくらぎ下面圧力の変化を測定した。その後、モータカーによる試験の際に判明したロードセルの取り付け方法の問題点を改善した上で、まくらぎ1本に対する繰返し載荷試験を行った。繰返し載荷試験ではまくらぎ下面の材質が圧力の分布傾向や沈下量に与える影響を検討するために、まくらぎ下面ロードセルの受圧板として「滑らかな鉄板」、「パターン付鉄板」、「弾性材」の3種類を用いた試験を行った。

### 5.2 モータカーの走行によるまくらぎ下面圧力の測定

#### 5.2.1 まくらぎ下面圧力測定用アルミニウムまくらぎの製作

日野土木実験所のバラスト軌道区間において、まくらぎ下面に分割ロードセルを設置したまくらぎを敷設し、モータカーの移動に伴うまくらぎ下面圧力の変化を測定した。図5.2.1にまくらぎ下面圧力測定用のまくらぎを示す。まくらぎの下面には27個の分割ロードセルが取り付けられている。

まくらぎ下面に設置する分割ロードセルと受圧板の合計厚さは約6cmであった。そのため、図5.2.2に示すように、このロードセルを通常のまくらぎの下面に取り付けると、たとえばバラスト

層の厚さが 25cm の箇所では実質的なバラスト厚さが 19cm となってしまう。まくらぎ下面圧力や路盤圧力はバラスト層の厚さの影響を受けると考えられるため、バラスト層の厚さを一定とする必要がある。そこで、ロードセルを取り付けた状態で通常のまくらぎと同じ厚さとなるような「まくらぎ下面圧力測定用アルミニウムまくらぎ」を製作した。営業線において一般的に使用されている PC3 号まくらぎは PC コンクリート製であり、その厚さは最も厚いまくらぎ端部において 174mm である。これに対して、6cm 厚さを減じると厚さが 114mm と薄くなり、曲げ剛性が小さくなってしまう。まくらぎの曲げ剛性の低下はまくらぎ下面の圧力分布や路盤圧力に影響を与えるので、厚さの減少による曲げ剛性の低下は避けなければならない。そこで、まくらぎの材質をコンクリートよりも剛性の高いアルミニウム製としたまくらぎを新たに製作することとした。アルミニウムまくらぎと PC3 号まくらぎの比較を図 5.2.3 に示す。

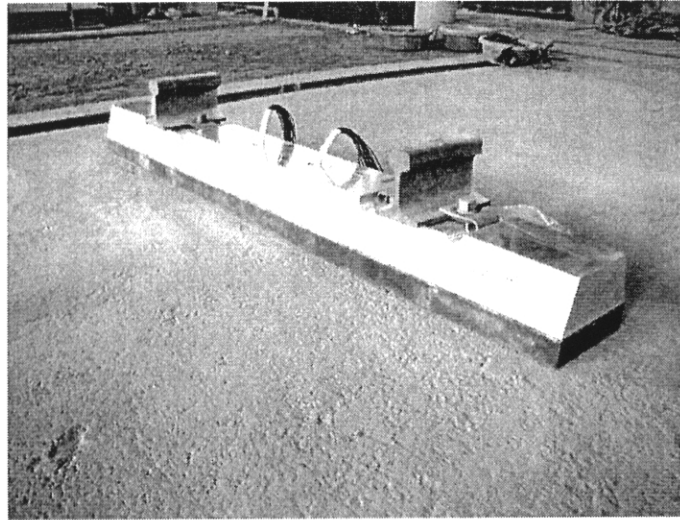
アルミニウムまくらぎの設計の際には FEM 解析を行い、まくらぎ下面の圧力分布が PC3 号まくらぎとできるだけ等しくなるように形状を決定した。解析モデルを図 5.2.4 に、解析パラメータを表 5.1.1 に示す。通常の PC3 号まくらぎは中心部がやや薄くなっているが、アルミニウムまくらぎでは中心部を端部と同じ厚さにすることで曲げ剛性を確保できるような構造とした。

FEM による PC3 号まくらぎと測定用アルミニウムまくらぎのまくらぎ下面における鉛直応力とせん断応力の比較を図 5.2.5 および図 5.2.6 に示す。鉛直応力とせん断応力は、バラスト表面における値である。剛性の高いアルミニウムを用いることで、断面積が小さくなっているにもかかわらず、PC3 号とほぼ同等のまくらぎ下面圧力が得られていることがわかる。

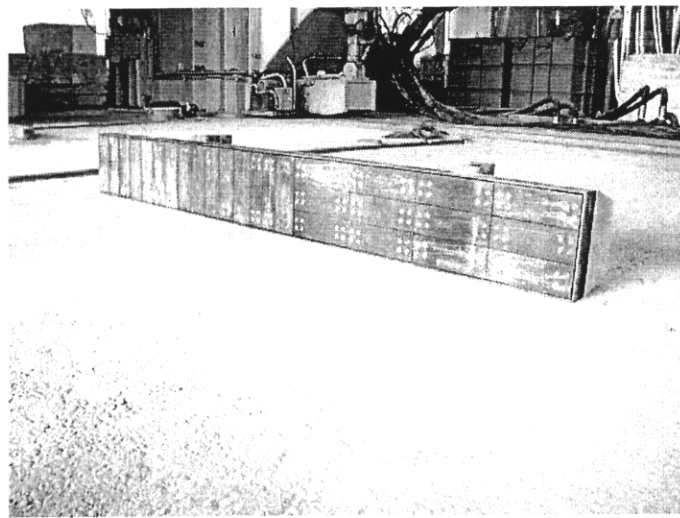
表 5.1.1 FEM 解析パラメータ

	ヤング率 E (MN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比
まくらぎ (PC)	35000	0.17
まくらぎ (アルミニウム)	72000	0.34
道床バラスト	100	0.3

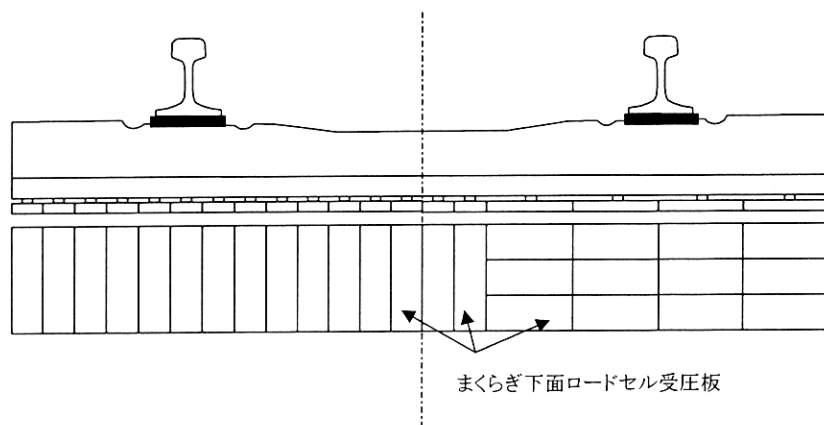




(a) ロードセルを取り付けたまくらぎ

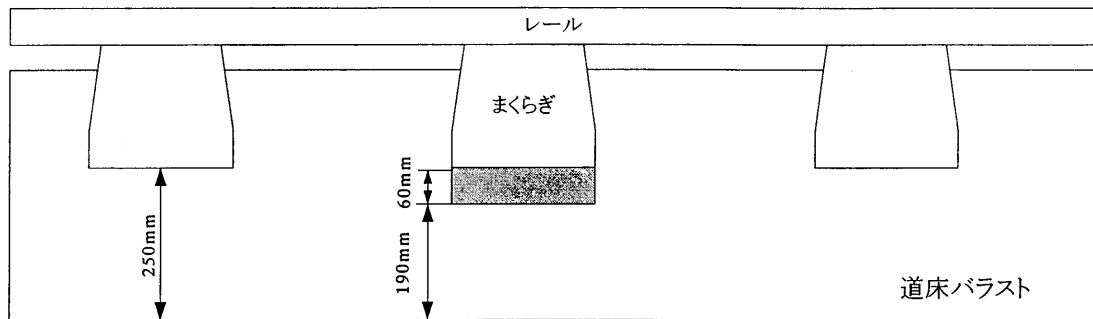


(b) まくらぎの下面

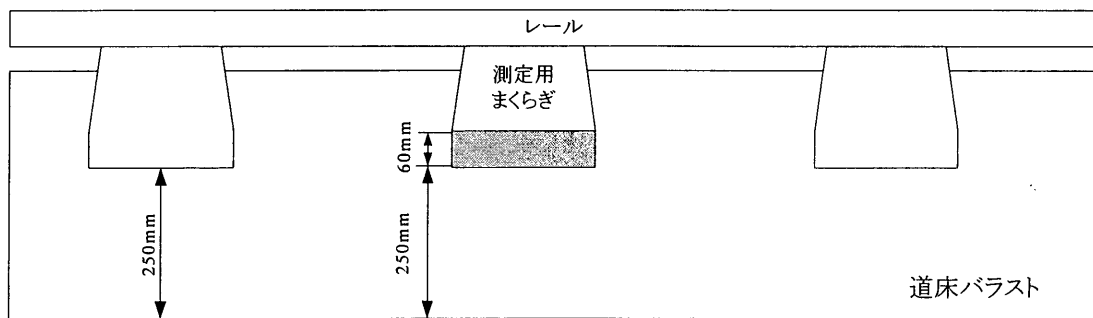


(c) まくらぎ下面の受圧板の配置

図 5.2.1 まくらぎ下面圧力測定用まくらぎ



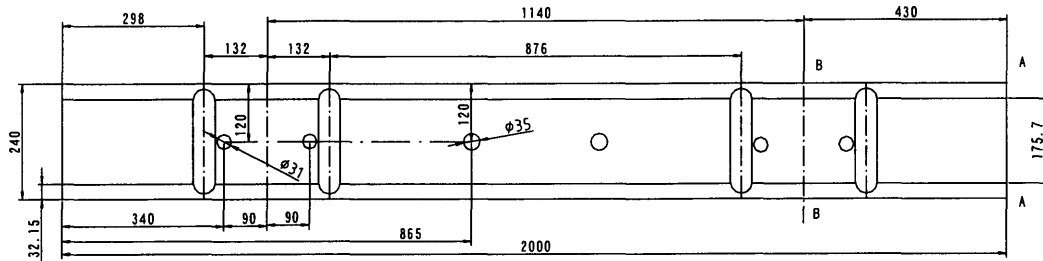
(a) 通常のまくらぎ下面にロードセルを取り付けた場合



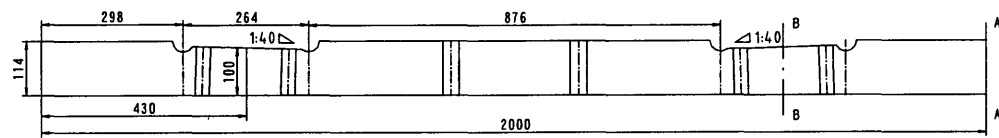
(b) 測定用まくらぎにロードセルを取り付けた場合

図 5.2.2 まくらぎ下面にロードセルを取り付けた場合の道床バラスト厚さの変化

Unit:mm

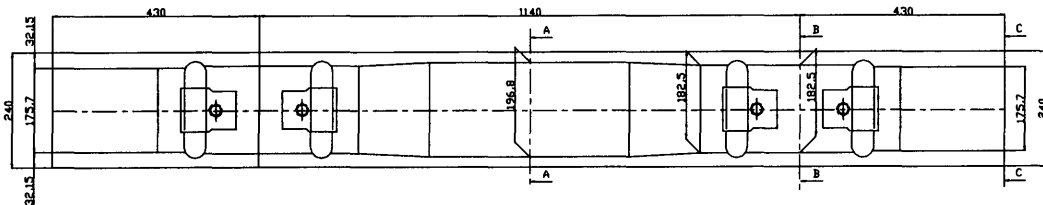


Plane view

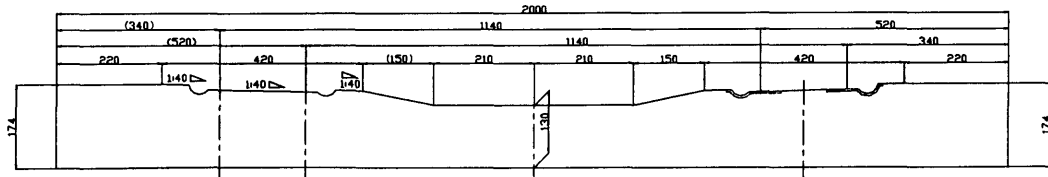


Front view

(a) アルミニウムまくらぎ



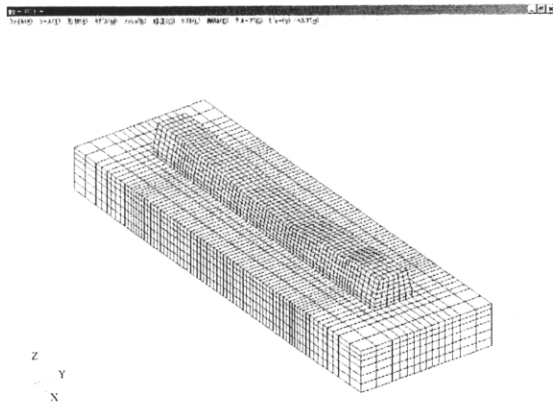
Plane view



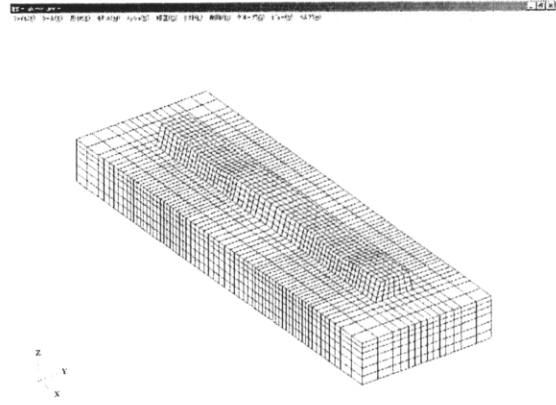
Front view

(b) PC3 号まくらぎ

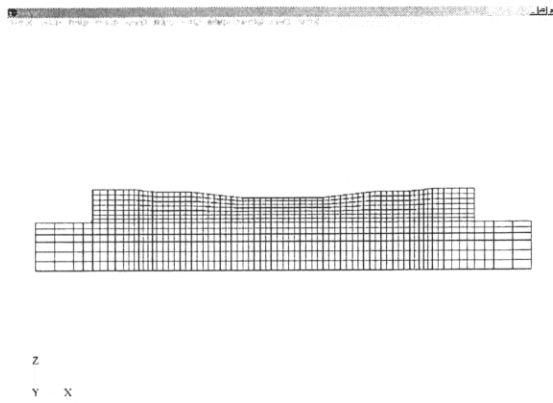
図 5.2.3 アルミニウムまくらぎと PC3 号まくらぎ



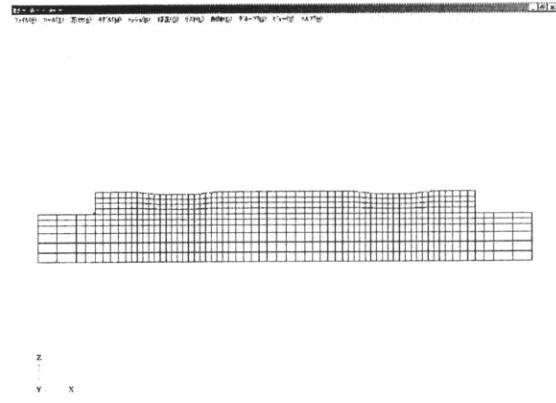
(a) PC3 号まくらぎ解析モデル（俯瞰図）



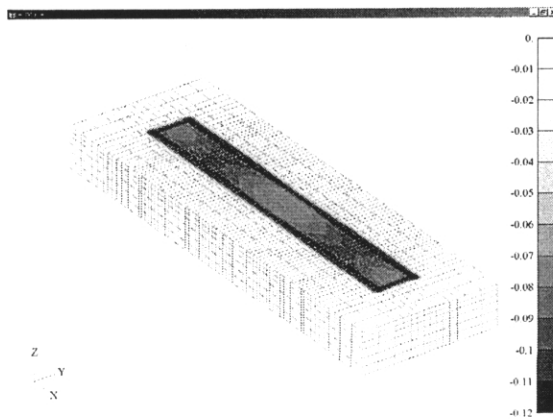
(b) アルミまくらぎ解析モデル（俯瞰図）



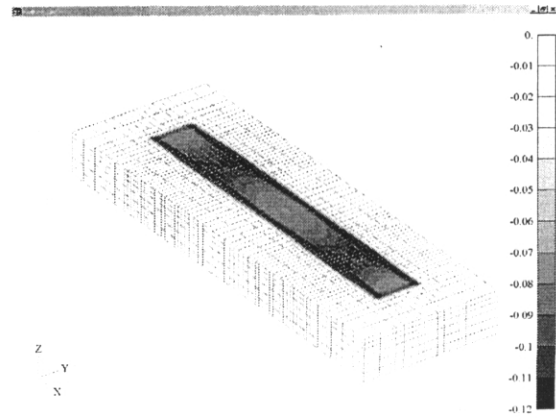
(c) PC3 号まくらぎ解析モデル（立面図）



(d) アルミまくらぎ解析モデル（立面図）



(e) PC3 号まくらぎバラスト表面鉛直応力



(f) アルミまくらぎバラスト表面鉛直応力

図 5.2.4 PC3 号まくらぎとアルミまくらぎの FEM 解析モデル

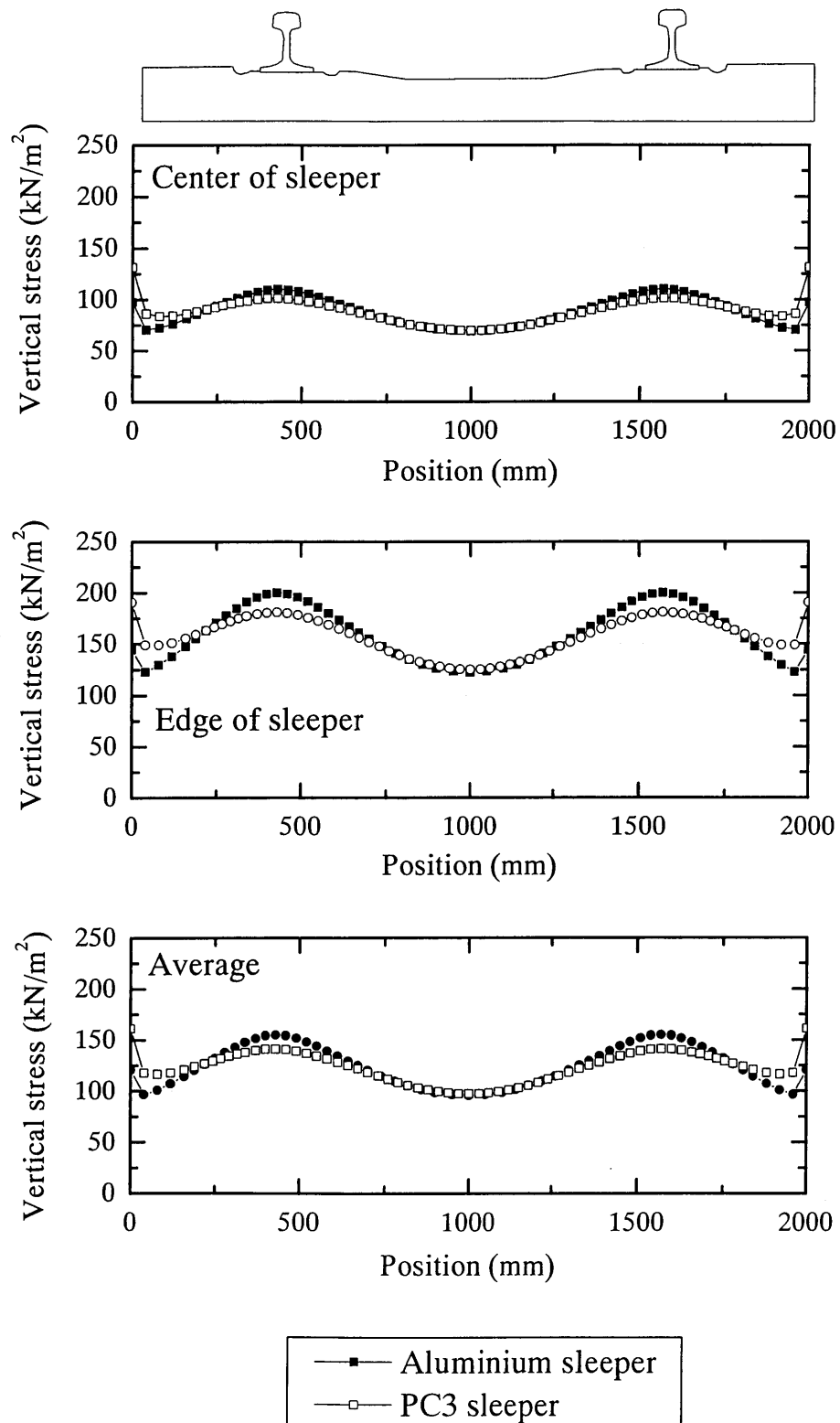


図 5.2.5 まくらぎ下面圧力（バラスト表面の鉛直応力）

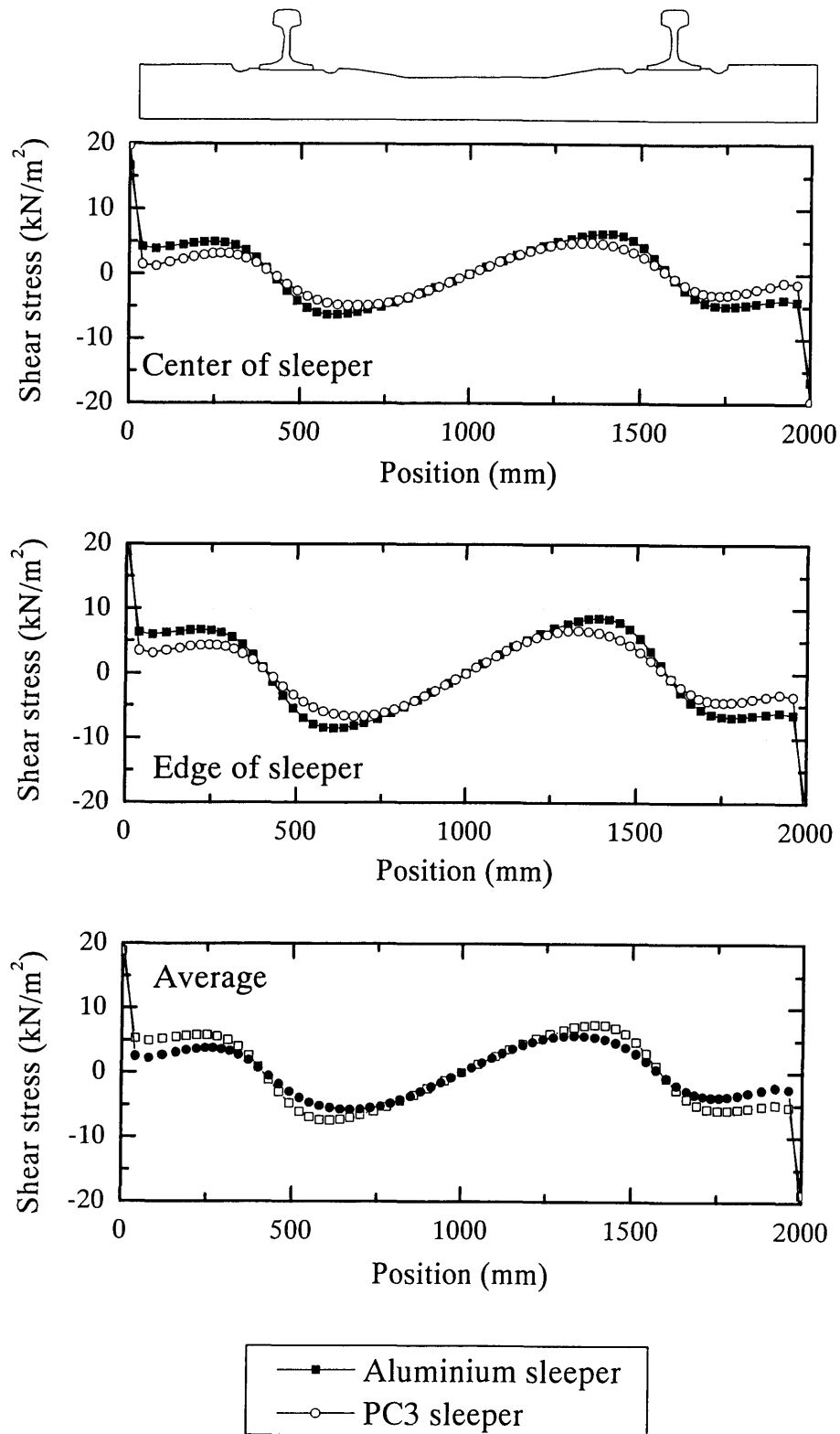


図 5.2.6 バラスト表面のせん断応力