

# 移動荷重の影響を考慮した鉄道路盤の 変形特性に関する研究

桃谷 尚嗣

## 論文の内容の要旨

論文題目 移動荷重の影響を考慮した鉄道路盤の変形特性に関する研究

### A Study on Deformation Characteristics of Railway Roadbed Considering an effect of moving wheel loading

桃谷 尚嗣

鉄道のバラスト軌道に広く採用されている強化路盤は粒度調整碎石とアスファルトコンクリートにより構成され、高い剛性によって軌道を支持する構造である。強化路盤を用いることにより、道床バラストの変形に起因する保守作業を軽減する効果が期待されることに加え、雨水の路床への浸入を防止して降雨時の列車走行安定性を高めるとともに、噴泥の発生を防ぐ効果がある。さらに、強化路盤は列車荷重を分散して路床へ伝達するため、路床の変形を抑制する効果がある。

従来の強化路盤の設計では弾性変形による路盤表面のたわみ量が 2.5mm 以内となるように路盤の厚さが決められていた。しかしながら、この設計方法では路盤の厚さは路床の条件により一義的に決定されることになるため、耐用年数、列車荷重、列車本数等に応じた柔軟な設計を行うことができない。経済的で安全な構造物を建設するために、構造物の設計は性能規定による方法に移行されつつあり、鉄道路盤の設計も性能規定による方法を取り入れることが求められている。そこで、本研究では道路のアスファルト舗装の設計と同様に、アスファルトコンクリートの疲労寿命から路盤の厚さを決定する方法を検討することとした。アスファルトコンクリートの疲労寿命はアスファルトコンクリートに発生するひずみから求められるため、そのひずみを精度よく推定する必要がある。しかしながら、鉄道ではレールとまくらぎを介して列車荷重が路盤に伝達されるため、アスファルトコンクリートに直接タイヤで載荷される道路の場合と比較すると変形のメカニズムが複雑である。道路のアスファルト舗装の設計では多層弾性解析により、アスファルトコンクリートのひずみが求められるが、多層弾性解析では複雑な形状の軌道を支持するアスファルトコンクリートのひずみを求めることは困難である。そこで、本研究では有限要素法（FEM）によりアスファルトコンクリートのひずみを求める方法を検討することとした。従来の強化路盤の設計でも路盤のたわみ量を求めるために FEM が導入されているが、アスファルトコンクリートのひずみを求めるためには、軌道の形状を詳細にモデル化することにより、精度の高い解析を行う必要がある。

本研究では、鉄道路盤におけるアスファルトコンクリートのひずみを FEM により求めることの妥当性を検証するために模型実験を行い、FEM 解析と模型実験の結果と比較することとした。載荷試験を行う際に、従来行われていたような定点で繰返し載荷を与える方法では載荷点直下に変形が相対的に大きくなり、支持条件が繰返し載荷とともに変化してしまうため、弾性挙動を適切に評価できない可能性があった。そこで列車の走行を模擬し、載荷輪を移動させることにより載荷を行う移動荷重載荷試験を行うこととした。移動荷重載荷を行うことにより、各まくらぎが順次同じように載荷されるため、定点載荷で生じるような支持条件の変化を回避することができる。すなわち、

移動荷重载荷を行うことで繰返し载荷を行った場合でも路盤の弾性挙動を適切に評価することが可能になると考えられる。

一方、実物大のアスファルト路盤の弾性挙動を検討するために、ここではアスファルトコンクリート路盤に直接まくらぎを設置するアスファルト路盤直結軌道を対象とした試験を行った。この軌道方式ではアスファルトコンクリート路盤を用いるため、その設計においては強化路盤と同様に、アスファルトコンクリートのひずみを評価することが重要となる。本研究ではアスファルト路盤直結軌道の変形特性を詳細に計測し、FEM との整合性を評価することとした。

従来の強化路盤の設計ではレールやまくらぎより構成される軌道の変形については解析を行わず、バラスト内における圧力の分布と路盤に作用する圧力をあらかじめ仮定することによって解析を行っていた。しかしながら、アスファルトコンクリートのひずみを精度良く推定するためには、バラストに作用する応力や路盤表面に作用する応力をより現実的に即した方法で求める必要がある。本研究では、バラスト上に設置した実物大まくらぎの下面に分割ロードセルを設置してまくらぎ下面に作用している圧力を測定するとともに、路盤表面に作用している応力を測定した。その結果を FEM と比較することで路盤に作用する圧力を仮定せずに、バラストを含めてモデル化した解析方法の妥当性を検証した。

小型軌道模型による移動荷重载荷試験によって得られたまくらぎ荷重分担率、路盤表面変位、土槽底面応力について FEM によりシミュレートした結果、地盤の解析パラメータを要素試験の結果から適切に設定することで、実験結果と整合性の高い結果を得ることができていることが確認できた。また、実物大のアスファルト路盤直結軌道の载荷試験によりアスファルトコンクリートのひずみに関する詳細な計測を行った結果、複数の層に分けて転圧するアスファルト路盤では層間のすべりを解析上考慮する必要があることが分かった。ただし、強化路盤のアスファルトコンクリート層は薄いため、1 層で転圧されるのでアスファルト層間のすべりを考慮する必要はない。

バラスト上に設置したまくらぎの载荷試験を行った結果、バラスト軌道におけるまくらぎの荷重－変位曲線にはまくらぎ下面とバラスト粒子間のベッディングエラーの影響が強く含まれ、非線形性が強くなることが分かった。しかしながら、FEM によるシミュレーションを行う際には、バラスト層の変形係数として荷重レベルの大きい部分のバネ係数に相当するヤング率を用いることで、荷重レベルの小さい領域に含まれる非線形性の強い部分の影響を取り除いて路盤圧力の評価を行うことができることが分かった。

以上の検討結果により、地盤のパラメータを適切に設定することで、弾性解析による 3 次元 FEM 解析で列車荷重下における路盤の変形挙動を適切に評価できることが確認できた。そこで、実物大の強化路盤を対象とした FEM 解析を行い、求められたアスファルトコンクリートのひずみからアスファルトコンクリートの破壊基準を用いることで耐用年数の試算を行った。解析の結果、アスファルトコンクリートのひずみは路盤のたわみ形状ではなく、離散的に配置されたまくらぎの位置の影響を強く受けることが明らかとなった。すなわち、まくらぎ直下では引張りひずみが生じるが、まくらぎ中間部ではひずみが小さく、路盤や路床の条件によっては圧縮ひずみが生じることが分かった。この傾向は模型実験の結果でも同様であった。また、引張りひずみの卓越する方向は、路盤の厚さや路床の剛性によって変化するため、引張りひずみを評価する際には最大主ひずみを用いるのが適切であると判断した。この方法によって、現行の設計標準における強化路盤の寿命を推定したところ、妥当な厚さであることが確認されたが、列車本数の少ない区間では現在よりも路盤を薄

くできることが分かった。

一方、繰返し载荷による残留沈下については、移動荷重载荷を行うと地盤内の主応力の方向が変化することにより、沈下量が大きくなることが従来から指摘されていた。本研究では、小型軌道模型を用いた試験により、移動荷重载荷と定点载荷の違いによる、繰返し载荷における残留沈下について検討を行った。その結果、移動荷重载荷では定点载荷の3~6倍程度残留沈下量が大きくなることが分かった。この原因として、主応力方向の回転の影響に加え、軌道の構造的な要因が大きく影響していることが分かった。定点载荷では载荷点直下の地盤の変形が相対的に大きくなるため、レール剛性による荷重の分散効果によって载荷点直下に作用する応力が繰返し载荷とともに減少し、それが残留沈下量に大きな影響を与えていると考えられる。まくらぎの受ける荷重の大きさが残留沈下量に与えるの影響については、まくらぎ1本の模型に対して载荷荷重を段階的に変化させた繰返し载荷試験を行うことにより検討を行った。その結果、载荷荷重を5%減少させただけで残留沈下量が半分程度に減少することが分かった。つまり、荷重履歴を受けている地盤では、それより小さい荷重を受けても残留沈下はあまり生じないため、载荷中に荷重分担率が刻々と変化する定点载荷では残留沈下量が小さくなると考えられる。一方、地盤内の主応力の回転量をFEMにより求めた結果、まくらぎ直下の応力が高い位置では主応力の回転がほとんど生じないことが分かった。すなわち、鉄道では不連続に配置されたまくらぎを介して地盤に荷重が伝達されるため、道路を走行する車輪の場合のように、まくらぎ直下では連続した主応力の回転は生じない。ただし、深い位置では複数のまくらぎによる応力が重なり合って主応力は回転しているため、主応力の回転の影響は無視できないが、鉄道の場合には主応力の回転の影響に加え、軌道の構造的な要因が大きいことが分かった。

以上のように、本研究では鉄道路盤の変形メカニズムを詳細に検討した上で、新しい強化路盤の設計方法を提案した。また、移動荷重载荷試験と定点载荷試験の結果から、载荷方式による路盤の変形特性の違いを明らかにした。本研究によって、鉄道路盤の弾性挙動については定量的な評価を行うことができることが分かった。一方、繰返し载荷による塑性変形については変形のメカニズムが明らかになり、定性的にはその挙動について評価することが可能となった。今後の課題として、繰返し载荷による軌道および路盤の残留変形を定量的に求める方法を検討することが必要である。

## 目次

第1章 序論 .....	1
1.1 本研究の意義 .....	1
1.2 既往の研究 .....	5
1.2.1 鉄道路盤に関する既往の研究 .....	5
1.2.2 移動荷重载荷に関する既往の研究 .....	13
1.2.3 バラスト軌道の変形特性に関する既往の研究 .....	15
1.2.4 道路のアスファルト舗装に関する既往の研究 .....	16
1.2.5 既往の研究のまとめ .....	18
1.3 従来の強化路盤の設計方法 .....	19
1.3.1 初期の強化路盤 .....	19
1.3.2 昭和53年の「建造物設計標準解説 土構造物」における設計方法 .....	19
1.3.3 平成4年の「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物」における設計方法 .....	25
1.3.4 従来の強化路盤の設計方法のまとめ .....	31
1.4 本研究の目的と概要 .....	32
1.4.1 本研究の目的 .....	32
1.4.2 本研究の概要 .....	32
第2章 小型軌道模型を用いた移動荷重载荷試験 .....	37
2.1 小型移動荷重载荷試験装置の概要 .....	37
2.2 模型地盤の作成方法 .....	42
2.2.1 Series1における模型地盤の作成方法 .....	42
2.2.2 Series2における模型地盤の作成方法 .....	45
2.3 試験ケースおよび载荷パターン .....	47
2.4 測定方法 .....	50
2.4.1 変位および荷重の測定 .....	50
2.4.2 CAモルタルのひずみの測定 .....	50
2.4.3 測定データの記録 .....	51
2.4.4 画像解析 .....	51
2.5 模型地盤材料の強度特性 .....	56
2.5.1 模型路盤材料（CAモルタル・瀝青安定処理した単粒度碎石）の一軸圧縮試験 .....	56
2.5.2 模型路盤材料（砂質礫）および路床材料（豊浦砂・礫質砂）の三軸圧縮試験 .....	57
2.6 Series1 実験結果 .....	67
2.6.1 まくらぎの荷重 .....	67
2.6.2 土槽底面の応力 .....	82
2.6.3 アスファルトコンクリートのひずみ .....	86

2.6.4	まくらぎの変位振幅.....	88
2.6.5	まくらぎの累積変位.....	94
2.6.6	地盤内の変位およびひずみの分布.....	102
2.7	Series2 実験結果.....	109
2.7.1	まくらぎの荷重.....	109
2.7.2	土槽底面の応力.....	120
2.7.3	アスファルトコンクリートのひずみ.....	125
2.7.4	まくらぎの変位振幅.....	128
2.7.5	まくらぎの累積変位.....	134
2.7.6	地盤内の変位およびひずみの分布.....	145
2.8	移動荷重載荷と定点載荷の比較.....	150
2.8.1	まくらぎの荷重分担率の変化.....	150
2.8.2	まくらぎ沈下量に対する載荷荷重の影響.....	165
2.9	第2章のまとめ.....	170
第3章	有限要素解析による模型試験の評価.....	172
3.1	解析の概要.....	172
3.2	解析モデル.....	173
3.3	模型実験のシミュレーション.....	177
3.4	解析による主応力方向の推定.....	186
3.5	アスファルトコンクリートのひずみ.....	190
3.6	FEMによる路盤厚さおよび路盤剛性の影響に関する検討.....	193
3.7	第3章のまとめ.....	196
第4章	実物大アスファルト路盤直結軌道の載荷試験.....	198
4.1	試験の概要.....	198
4.2	試験軌道の敷設.....	199
4.2.1	路床の構築.....	199
4.2.2	路盤の敷設.....	201
4.2.3	軌道の敷設.....	203
4.2.4	測定機器の埋設および設置.....	203
4.3	静的載荷試験の結果.....	207
4.4	FEM解析と静的載荷試験結果の比較.....	213
4.4.1	FEM解析モデル.....	213
4.4.2	静的載荷試験結果のFEM解析による評価.....	215
4.5	輪軸落下試験における動的挙動.....	223
4.6	第4章のまとめ.....	229

第5章 バラスト上に設置した実物大まくらぎの载荷試験.....	231
5.1 試験の概要 .....	231
5.2 モーターカーの走行によるまくらぎ下面圧力の測定.....	231
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 .....	231
5.2.2 モーターカーによるまくらぎ下面圧力の測定結果.....	239
5.3 繰返し载荷試験によるまくらぎ下面圧力の測定.....	244
5.4 FEMによるまくらぎ下面圧力および路盤圧力の検討 .....	264
5.4.1 バラストの変形係数によるまくらぎ下面圧力と路盤圧力の変化 .....	264
5.4.2 FEMにおける適切なバラストの変形係数の検討 .....	265
5.5 第5章のまとめ .....	275
 第6章 耐用年数を考慮した強化路盤の設計方法.....	277
6.1 設計方法の概要 .....	277
6.2 解析モデル .....	277
6.3 解析結果 .....	281
6.3.1 路盤表面の変位.....	281
6.3.2 アスファルトコンクリートのひずみ.....	281
6.4 アスファルトコンクリートの耐用年数の試算.....	288
6.5 第6章のまとめ .....	291
 第7章 結論.....	293

## 第1章 序論

### 1.1 本研究の意義

土構造物上のバラスト軌道は図 1.1.1 に示す通り、路床、路盤、バラスト、まくらぎ、レールにより構成される。バラスト軌道は列車が繰返し走行するとバラスト部の塑性変形によって軌道が変形し、列車の走行安定性に影響を与えるため、定期的な保守作業が必要とされる。特に路盤条件の悪い箇所ではバラストの変形量も大きくなるため、保守作業の頻度が増大する。それに対して、バラストの変形による保守作業を省くために開発された省力化軌道は図 1.1.2 に示すように、路床、路盤、レール、まくらぎ（又はスラブ）、レールより構成され、強固な路盤で列車荷重を支持することにより、軌道の変形を抑制する。本研究では軌道を構成する構造の中で、これらの土構造物上に敷設される路盤を対象とした検討を行った。

鉄道の路盤は軌道を強固に支持し、軌道に対して適当な弾性を与えるとともに、路床の軟弱化を防止し、路床への荷重の分散伝達および道床内の水をすみやかに排除するなどの機能を有する。経済的で安全な構造物を建設するために、構造物の設計は性能規定による方法に移行されつつあり、鉄道路盤の設計も性能規定による方法を取り入れることが求められている。

新設線のバラスト軌道に広く採用されている強化路盤は粒度調整碎石とアスファルトコンクリートにより構成され、高い剛性によって軌道を支持する構造である。強化路盤を用いることにより、道床バラストの変形に起因する保守作業を軽減する効果が期待されることに加え、雨水の路床への浸入を防止して降雨時の列車走行安定性を高めるとともに、噴泥の発生を防ぐ効果がある。さらに、強化路盤は列車荷重を分散して路床へ伝達するため、路床の変形を抑制する効果がある。

従来の強化路盤の設計では弾性変形による路盤表面のたわみ量が2.5mm以内となるように路盤の厚さが決められていた。平成4年に制定された「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物」では、路床の平板載荷による  $K_{30}$  値に応じて、適切な路盤の厚さが示されている。しかしながら、

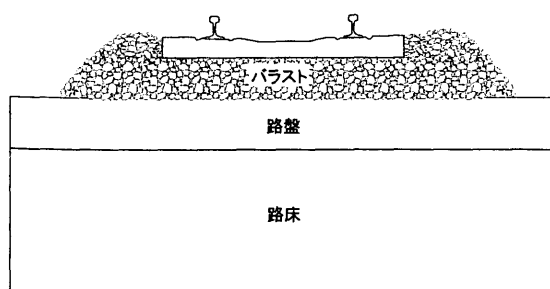


図 1.1.1 バラスト軌道

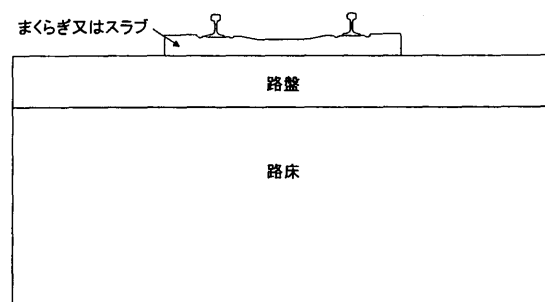


図 1.1.2 省力化軌道

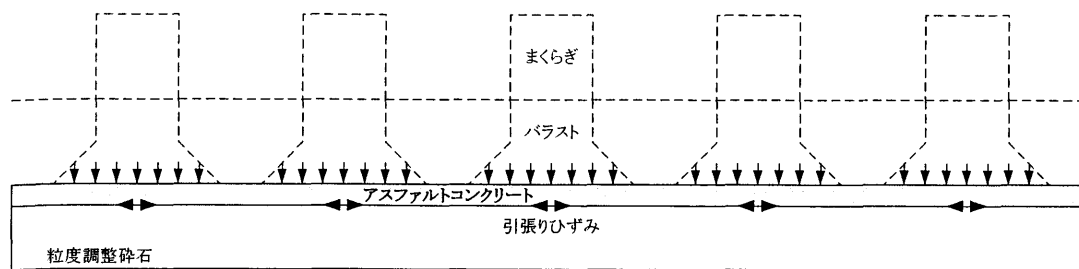


路盤の厚さは路床の条件により一義的に決定されることになるため、耐用年数、列車荷重、列車本数等に応じた柔軟な設計を行うことができない。そこで、本研究では道路のアスファルト舗装の設計と同様に、アスファルトコンクリートの疲労寿命から路盤の厚さを決定する方法を検討することとした。アスファルトコンクリートの疲労寿命を求めるためには、アスファルトコンクリートに発生するひずみを精度よく推定する必要がある。しかしながら、鉄道ではレールとまくらぎによって列車荷重が分散されて路盤に伝達されるため、アスファルトコンクリートに直接タイヤで載荷される道路の場合と比較すると変形のメカニズムが複雑である。道路のアスファルト舗装の設計では多層弾性解析によりアスファルトコンクリートのひずみを求める方法で設計が行われるが、多層弾性解析では複雑な形状の軌道を支持するアスファルトコンクリートのひずみを求めることは困難であると考えられる。そこで、本研究では有限要素法（FEM）によりアスファルトコンクリートのひずみを求める方法を検討することとした。従来の強化路盤の設計でも路盤のたわみ量を求めるために FEM が導入されているが、アスファルトコンクリートのひずみを求めるためには、形状をより詳細にモデル化することにより、精度の高い解析を行う必要があった。

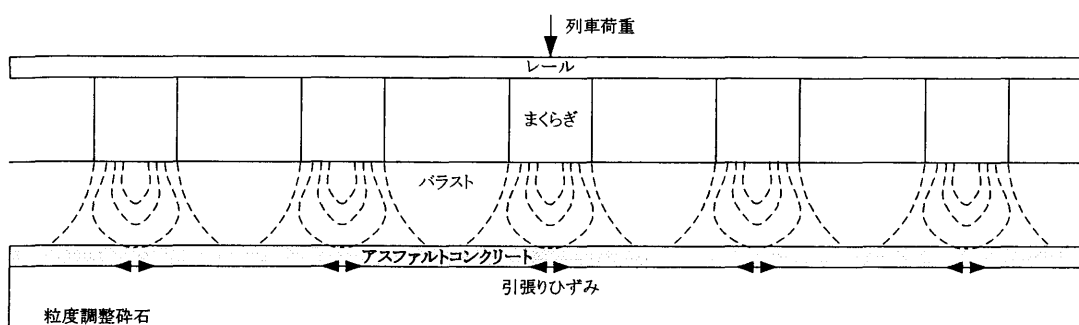
本研究では、軌道の下にあるアスファルトコンクリートのひずみを FEM により求めることの妥当性を検証するために模型実験を行い、FEM 解析と模型実験の結果と比較することとした。しかしながら、従来行われていたような定点で繰返し載荷を与える方法では載荷点直下に局所的な残留変形が生じ、支持条件が繰返し載荷とともに変化してしまうという問題点があり、列車走行に伴う弾性挙動の適切な評価を行うことができない可能性があった。そこで列車の走行を模擬し、載荷輪を移動させることにより載荷を行う移動荷重載荷試験を行うこととした。移動荷重載荷を行うことにより、各まくらぎが順次同じように載荷されるため、定点載荷で生じるような載荷点直下の局所的な変形を回避することができる。すなわち、移動荷重載荷を行うことで繰返し載荷を行った場合でも路盤の弾性挙動を適切に評価することが可能になると考えられる。

一方、移動荷重載荷を行うと地盤内の主応力の方向が変化することや、定点載荷のような載荷点直下の局所的な変形に伴う荷重分散の変化によるまくらぎ荷重の低減が生じないため、定点載荷の場合よりも繰返し載荷による残留沈下量が大きくなることが予想される。本研究では、移動荷重載荷と定点載荷のメカニズムの違いを比較することにより、載荷方法が繰返し載荷による残留沈下量に与える影響を検討した。

アスファルトコンクリートのひずみを用いた強化路盤の設計を行うために、実物大の軌道におけるアスファルトコンクリートのひずみを FEM で評価できることを示す必要がある。ここではアスファルトコンクリート路盤に直接まくらぎを設置するアスファルト路盤直結軌道を対象として、実物大試験軌道を構築して静的載荷試験を行った結果について検討を行った。アスファルト路盤直結軌道は省力化軌道の一つであるが、海外で施工実績があるものの我が国では営業線における施工例がなく、国内における研究開発が必要とされている。この軌道方式ではアスファルトコンクリート路盤を用いるため、その設計においては強化路盤と同様に、アスファルトコンクリートのひずみを評価することが重要となる。本研究ではアスファルト路盤直結軌道の変形特性を詳細に計測し、FEM との整合性を評価することとした。実物大軌道におけるアスファルトコンクリー



(a) 従来の設計方法による路盤圧力



(b) 新しい設計方法における路盤圧力

図 1.1.3 アスファルトコンクリートのひずみを求めるための路盤圧力の考え方

ト路盤のひずみを FEM で評価できることを示すことにより，強化路盤の設計においてアスファルトコンクリートのひずみを FEM で求めることの妥当性を示すことができると考えられる。

強化路盤の設計を行う際に重要であるのが，路盤表面に作用する圧力である。従来の強化路盤の設計では図 1.1.3(a)に示すように，まくらぎ下面の圧力が四角錐台の形状に分散して路盤表面に作用すると仮定していた。しかしながら，この方法では路盤表面に作用する圧力分布を簡略化しているため，アスファルトコンクリートのひずみを評価するのは難しいと考えられる。そこで，新しい設計方法ではバラスト内における応力分布の形状を簡略化せずに，レール，まくらぎ，バラストを FEM でモデル化し，レールに対して列車荷重を与えることによりアスファルトコンクリートのひずみを求めることとした。本研究では，実物大まくらぎの下面に分割ロードセルを設置してまくらぎ下面に作用している圧力を測定するとともに，路盤表面に作用している応力を測定した。その結果を FEM と比較することで圧力の分散に関して仮定をせずに，バラストを含めてモデル化した解析方法の妥当性を検証した。

実験の結果を考慮した上で，FEM によりアスファルトコンクリートのひずみを推定する方法についての検討を行い，新しい強化路盤の設計方法を提案することを本研究の目的とした。一方，移動荷重載荷と定点載荷における変形特性の違いを明らかにすることで，繰返し載荷による残留

沈下量についての考察を行った。

定点载荷試験では軌道および地盤の変形挙動が実際の列車走行の場合と異なることや、移動荷重载荷を行うと定点载荷よりも繰返し载荷による残留沈下量が大きくなることは従来から指摘されていたが、そのメカニズムについて地盤内部に生じる応力やひずみの状態を考慮した十分な研究は行われていなかった。また、移動荷重载荷では主応力の方向が変化することは一般的に知られていたが、列車の走行によって生じる主応力方向の変化やその影響についての具体的な研究は行われていなかった。鉄道においては不連続に配置されたまくらぎによって荷重が地盤に伝達されるため、車輪が連続的に走行する道路の場合とは主応力回転のメカニズムが異なるが、まくらぎの位置と主応力方向の回転の関係については明らかになってはいなかった。また、列車の走行によって生じる地盤内の応力やひずみの分布についても、実験と解析の両面から応力、ひずみ、変位を考慮した多角的な検討は十分には行われていなかった。

以上のことから、本研究において実験と解析の両面から詳細に検討を行うことで、移動荷重载荷による地盤内部の応力やひずみの状態を明らかにすることは、鉄道路盤の設計に対する信頼性を向上させるために重要な意義がある。特に、路盤の設計に直接結びつく弾性挙動に関しては実験の結果を通じて解析の信頼性を示すことで、実験において測定の難しい位置における地盤内の応力やひずみを高い精度で推定することが可能になる。さらに解析の精度を高めることで実験を行っていない地盤条件における路盤についてもその挙動を推定することができる。このように、実験と解析の両面から検討を行うことにより、測定の難しい地盤内部の応力やひずみの状態を正確に知ることができれば、より現実に即した精度の高い設計を行うことが可能となる。

## 1.2 既往の研究

## 1.2.1 鉄道路盤に関する既往の研究

列車荷重を支持する道床および路盤の構造は、新設線を対象とした構造と既設線を対象とした構造に分類することができる。新設線を対象とした路盤についてはバラスト軌道用の路盤と、バラストを使用しないことにより軌道保守作業の低減を図った省力化軌道用の路盤に分けることができる。一方、既設のバラスト軌道については既存のバラスト層を注入剤等によって強化することにより、省力化軌道とするための構造が各種提案されている。

新設線の土路盤上バラスト軌道を対象とした路盤の代表的な構造として、粒度調整碎石とアスファルトコンクリートによる強化路盤が広く用いられており、現在建設されている主要な線区では基本的に強化路盤が採用されている。一方、省力化軌道用の路盤としては主にコンクリート路盤とアスファルト路盤がある。これらの路盤は主にコンクリートのスラブ版でレールを支持する、スラブ軌道のための路盤として採用されている。新設線を対象として開発された路盤の構造は夜間の限られた作業時間内では施工することができないため、一般的に既設線に適用することは難しい。そのため、既設線に対しては短時間で施工できる工法が開発されてきた。

以下に鉄道路盤に関する既往の研究について述べる。

## (1) 強化路盤

強化路盤は図 1.2.1 に示すように、アスファルトコンクリートと粒度調整碎石から構成される碎石路盤と水硬性粒度調整高炉スラグ碎石で構成されるスラグ路盤に分けられる<sup>1)</sup>。スラグ路盤については製鉄所の近傍以外ではコストが割高になるため、我が国では碎石路盤の方が広く採用されている。強化路盤は当初、軟弱な地盤上に軌道を敷設する際に、噴泥などによる保守作業の増大を回避することを目的として開発され、初期の強化路盤の設計には道路のアスファルト舗装の技術が取り入れられた。現在では噴泥が懸念される材料を盛土材料として使用しないことや、切取りや素地などにおいて路床が軟弱な場合は路床改良を行うなどの対策が行われているため、今後建設される新設線において噴泥が発生する可能性そのものは少なくなっている。しかしながら、強化路盤は高い剛性で軌道を支持することによりバラスト層の変形による軌道保守作業の低減効

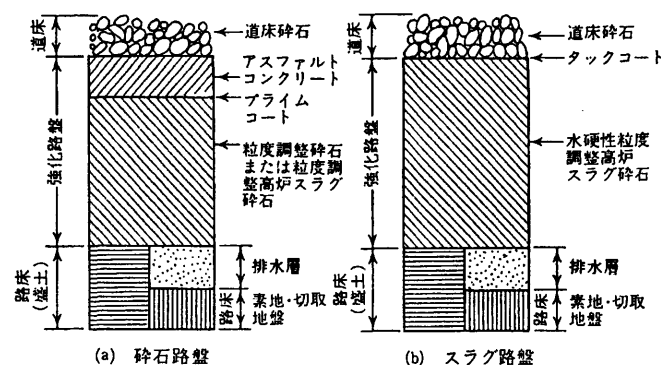


図 1.2.1 強化路盤の構造<sup>1)</sup>

果が期待できることや、路床への雨水の浸入による支持力の低下を抑制することができるため、新設線のバラスト軌道では強化路盤が広く採用されている。

昭和53年に制定された「建造物設計標準解説 土構造物」では、Boussinesqの弾性理論に基づいた強化路盤の設計方法が示された<sup>2)</sup>。その後、平成4年に制定された「構造物等設計標準・同解説 土構造物」の中で須長ら(1991)の研究によるFEMを導入した設計方法が示され、より合理的な設計が行われることとなった<sup>3), 4), 5), 6)</sup>。従来の強化路盤の設計方法については「1.3 従来の強化路盤の設計方法」において詳細を述べる。

一方、欧米の鉄道では路床とバラストの間に剛性の高い路盤が存在する強化路盤のような構造はあまり一般的ではない。欧米における一般的なバラスト軌道では、図1.2.2に示すようにバラストの下に剛性のやや低いサブバラスト層が設置され、さらにその下に剛性のより小さい路床が設置されているというように、剛性を深さ方向に連続的に低減させていく構造が採用されている<sup>7)</sup>。強化路盤と類似した構造としては、米国においてバラスト軌道用の路盤としてのアスファルト路盤が使用された実績がある<sup>7), 8), 9), 10)</sup>。これは、図1.2.3に示すように Underlayment Asphalt と称し、バラスト層の下部をアスファルトコンクリートに置き換えた構造である。一方、Full-Depth asphalt と称する構造では、アスファルトコンクリートが直接まくらぎを支持するもので、後述する

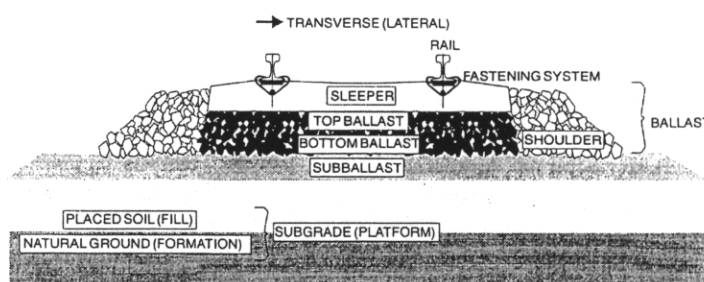


図 1.2.2 欧米における一般的なバラスト軌道の構造<sup>7)</sup>

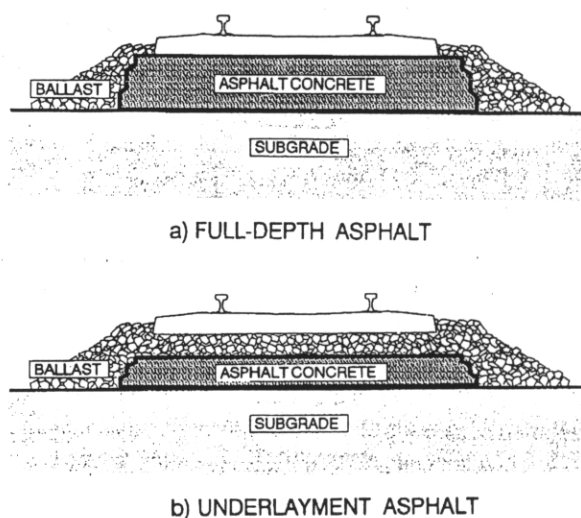


図 1.2.3 米国におけるアスファルト路盤の構造<sup>7)</sup>

省力化軌道用アスファルト路盤と同様の機能を有する。しかしながら、Full-Depth asphalt は構造として提案はされているものの、軌道変位が生じたときの保守作業が困難であることから、施工実績は少ないようである。

## (2) 路床・路盤の強化方法

強固な路盤が構築されていない軟弱な地盤上において繰返し列車荷重が作用すると、泥土化した路盤土が道床バラストに吹き上げる路盤噴泥が生じることがある。路盤噴泥が生じるような箇所では道床バラストの変形が進みやすく、軌道保守量が増大する。その対策としては、石灰やセメントを原位置の土に加え、強度を増加させる安定処理工法が適用されることが多い。石灰安定処理は生石灰の水和反応による発熱作用と膨張作用により土の性状を改良させる工法であり、一般的に含水比が高く、細粒分の多い土に有効である。セメント安定処理工法はポルトランドセメントを添加して土粒子に接着力を与え、また土粒子表面の性質を化学的に変え親水性を低下させ、土粒子間の粘着力を増加させる工法である。粘性土に対しては一般的にポルトランドセメントの添加量が多くなるため不経済となり、高有機質土では有機物によるポルトランドセメントの水硬性が妨げられるなど、有効でない場合もある。ポルトランドセメント以外に、高含水の粘性土や有機質土、火山灰質粘性土にも有効なセメント系固化材もあるので、経済性と有効性を考慮して最適な固化材を選択する必要がある<sup>1)</sup>。

関根ら（1993）は安定処理を行う機会の多い火山灰質粘性土を用いて大型供試体による繰返し載荷試験を行い、列車の繰返し荷重に対する安定処理土の耐久性を検討した<sup>11), 12)</sup>。その結果、安定処理した路盤は作用する応力に対して5倍以上の強度があれば、繰返し荷重によるひずみ振幅は小さく、累積沈下も小さいことが明らかになった。列車荷重によって作用する路盤表面の応力は $0.1\text{MN/m}^2$ 程度であることから、安定処理した鉄道路盤の一軸圧縮強さは $0.5\text{MN/m}^2$ 以上を確保していれば列車の繰返し荷重による耐久性を十分保つことができる。

関根ら（1992）は既設営業線における路盤の強化工法として、ハニカム構造の立体補強材（ジオセル）を用いた方法を開発した<sup>13), 14)</sup>。従来、営業線の路盤強化工法としては安定処理工法や置換工法が多く用いられてきた。しかしながら、安定処理工法は施工直後にはその効果が期待できず、改良後すぐに効果を期待する場合には添加材の添加量が増えるなどの不経済な点がある。一方、置換工法については、短時間の施工間合いでは締固め不足により所定の剛性が得られない場合がある。ジオセルを用いた工法では図 1.2.4 に示すように材質が高密度ポリエチレンである板をセル状に加

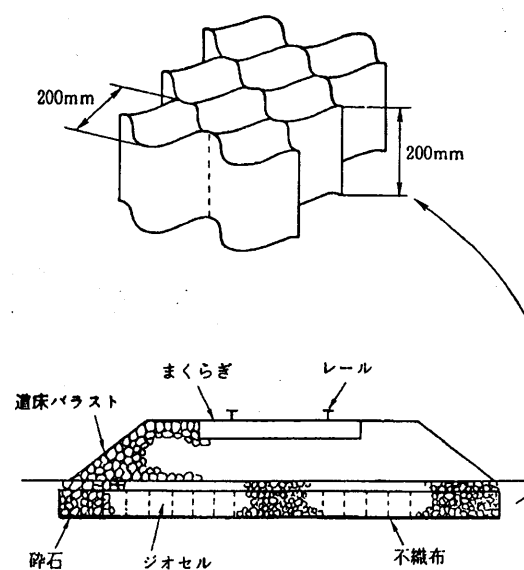


図 1.2.4 ジオセルによる路盤の強化<sup>13)</sup>

工した補強材の中に粒度調整碎石や単粒度碎石などの充填材を投入して締め固めることにより、剛性の高い路盤を構築する。実物大模型試験や営業線での試験施工によって、残留沈下や動的変位の低減に十分な効果があることが確認された。充填材として最も効果的なのは粒度調整碎石であるが、粒度調整碎石は十分に転圧を行う必要がある。既設の営業線に対しては、転圧のほとんど必要ない単粒度碎石を充填材として使用することで、十分な剛性を得られるとともに、迅速な施工が可能となっている。

### (3) 既設線用土路盤上省力化軌道

既設の営業線バラスト軌道における保守作業を削減することを目的として、バラストレスの省力化軌道の開発が行われてきた。既設線用の省力化軌道は既存のバラスト層に注入を行うことにより、強化させる方法が一般的である。図 1.2.5 に示す B 型舗装軌道<sup>15)</sup>は LPC と呼ばれる大版まくらぎの採用により道床に作用する圧力および振動を軽減し、バラスト層に粘強性特殊加熱アスファルト (PTAC) を注入することで道床バラストの結合力を強化する構造である。B 型舗装軌道は武蔵野線などに敷設されたが、PTAC は 180℃ の高温で注入することから加熱装置等の装置を必要とし、コストが高かった。また、注入後の強度発現時間が長いことや、注入層の厚さにばらつきがあったことなどから、その後爪長ら (1983) により E 型舗装軌道が提案された<sup>16)</sup>。E 型舗装軌道は図 1.2.6 に示すように、注入剤に常温型のセメントアスファルト系複合材 (PTCAM) を用い、不織布を用いることにより安定した浸透厚さを確保することができる。安藤ら (1992) は国鉄技術研究所でプロトタイプが開発されていた E 型舗装軌道を改良して実用化し、山手線において敷設を行った<sup>17)</sup>。改良された E 型舗装軌道では LPC 下面に凹みをつけることにより水平抵抗力を向上させるとともに、LPC 下面にガラス繊維マットを使用することにより、てん充層への衝撃荷重を軽減させた。

その後 JR 東日本では E 型舗装軌道の敷設で得られた知見をもとに低コスト化を図った TC 型省力化軌道を開発した<sup>18)</sup>。TC 型省力化軌道ではまくらぎの小型化により、マルチプルタイタンパーによる初期の軌道保守作業を可能にするとともに、注入材の変更などにより施工直後における列車の徐行の必要がなくなった。TC 型省力化軌道は首都圏を中心に敷設が進められている。

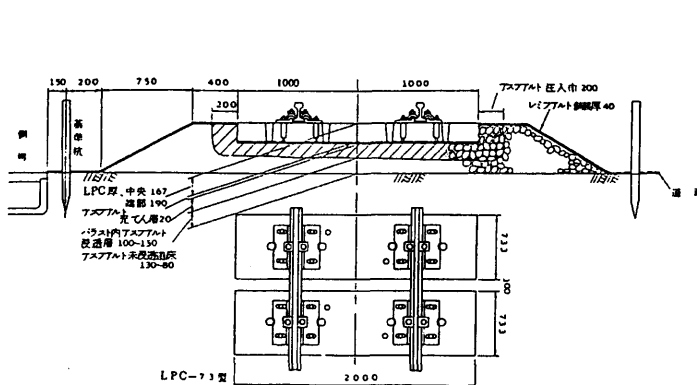


図 1.2.5 B 型舗装軌道<sup>15)</sup>

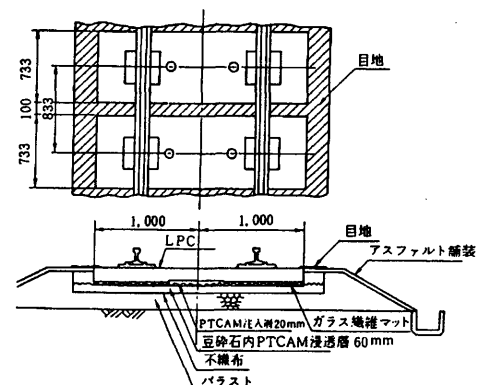
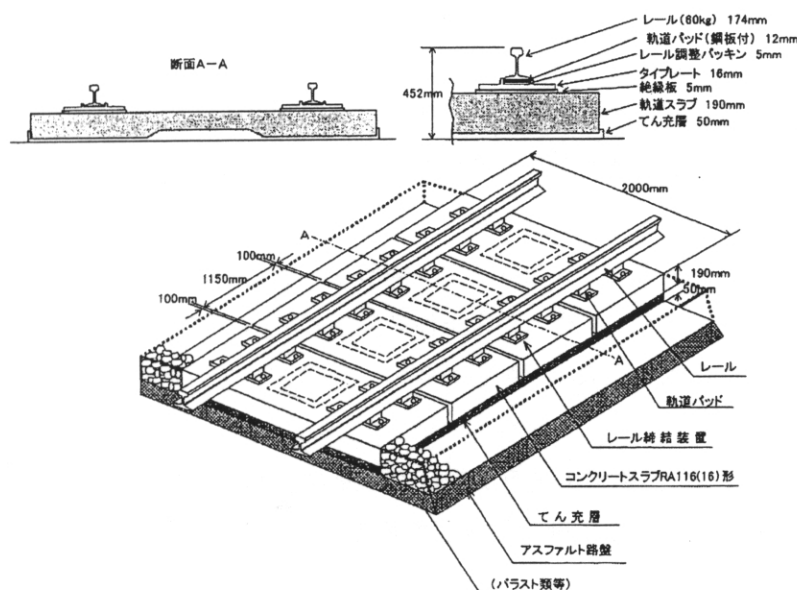


図 1.2.6 E 型舗装軌道<sup>17)</sup>

## (4) 新設線用土路盤上省力化軌道

新設線を対象とした省力化軌道にはアスファルト路盤を用いた構造とコンクリート路盤を用いた構造がある。一般的にアスファルト路盤は施工性に優れ、乗り心地が良いとされているが、コンクリート路盤に比べて耐用年数が短く、材料の感温性が高いことが短所として挙げられる。一方、コンクリート路盤は耐用年数が長く、路盤の剛性が高いという長所がある反面、初期建設費が割高であり、施工後の養生期間を必要とし、乗り心地が劣るといった短所がある。「鉄道構造物等設計標準・解説 省力化軌道用土構造物」においてそれぞれの構造の適用は敷設現場の状況を考慮して判断することとされているが、現時点ではコンクリート路盤が採用される例が主である。

アスファルト路盤を用いた省力化軌道の代表的な構造が図1.2.7に示すRA型スラブ軌道である<sup>19)</sup>。この軌道ではアスファルト路盤の上にCAモルタルを介して比較的短いRA型軌道スラブが敷設されるため、コンクリート路盤上のスラブ軌道よりも地盤の変形に追随しやすい構造となっている。RA型スラブ軌道は1971年から1978年にかけて全国14箇所、軌道延長2.3km施工された。初期に東海道本線において施工されたRA型スラブ軌道の一部では開業後に軌道スラブが沈下し、舗装にひび割れが生じ噴泥状態になったことから補修が余儀なくされた。当時の構造は上部のアスファルトコンクリートの下にアスファルト浸透式マカダム工法による下部路盤が構築されていたものであったが、アスファルトコンクリートが60mmと薄く、下部路盤も140mm～250mm程度と比較的薄く、強度の小さい構造であった。また、路床表面で $K_{30}$ 値110MN/m<sup>3</sup>を満足していたものの、噴泥を生じやすい材料であったことも変状発生の原因として考えられた。その後RAスラブを支持するアスファルト路盤の構造は改良され、最終的に上越新幹線ではアスファルトコンクリート350mmの下にセメント安定処理400mm、さらにその下に粒度調整碎石200mmという強固なアスファルト路盤が敷設された<sup>20)</sup>。上越新幹線に敷設されたRA型スラブ軌道はその後、良好な状態を保っている。しかしながらその後の建設された新幹線ではRA型スラブ軌道は採用されおらず、現在ではコンクリート路盤を用いた土路盤上スラブ軌道が主流となっている。

図1.2.7 RA型スラブ軌道<sup>19)</sup>

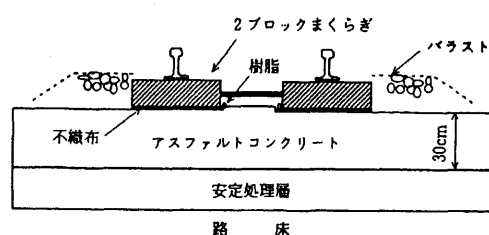
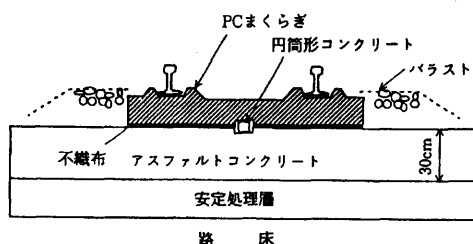
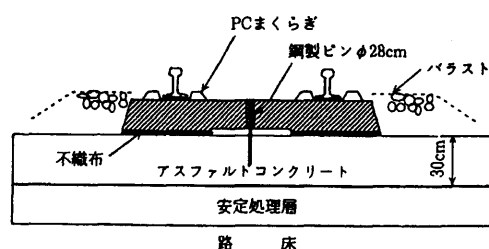


一方、ドイツではアスファルトコンクリート路盤の上に直接まくらぎを設置するアスファルト路盤直結軌道が本格的に採用されている。ドイツで採用されているアスファルト路盤直結軌道にはいくつかの形式がある<sup>19), 21), 22)</sup>。代表的な形式は、図 1.2.8 に示す ATD (Asphalt Tragschicht mit Direktauflagerung der Schwellen) 軌道であり、路盤中央部の凸部と2ブロックまくらぎの間に樹脂を詰めることで水平荷重に抵抗することを特徴としている。その他に、円筒形コンクリートで水平抵抗力をとる Wayss & Freytag 軌道(図 1.2.9)、鋼製ピンで水平抵抗力をとる Walter 軌道(図 1.2.10)などがある。いずれの構造もアスファルトコンクリートとまくらぎの間に設置した不織布で不陸を吸収させている。ドイツのアスファルト路盤直結軌道は2001年までに約80kmの延長に施工された実績がある<sup>23)</sup>。

アスファルト路盤直結軌道については、欧米と比較して一般的に地盤条件が劣り、荷重条件も厳しい我が国では「鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物」において設計例が示されているものの未だ実施例は無く、研究のさらなる深度化が必要とされている。本研究では第4章において試験軌道によるアスファルト路盤直結軌道の改良型を提案するとともに、その変形特性に関する詳細な検討を行っている。

従来、土路盤上の省力化軌道にはコンクリート路盤よりも地盤の変形への追従性に優れるアスファルト路盤が適していると考えられており、RA型スラブ軌道についても様々な路盤厚さの構造が建設された。その経緯の中で地盤条件が良好でない箇所に、比較的薄い路盤で適用されたこともあり、一部に変状が生じたことからあまり良くないイメージが定着してしまったようである。しかしながら現在では「鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物」に示されているように、省力化軌道を支持するための路床条件を満足している箇所に、必要な厚さのアスファルト路盤を敷設することで、RA型スラブ軌道も省力化軌道としての必要な性能を満足できることがわかっている。

コンクリート路盤を用いた土路盤上スラブ軌道は、厚さ300mmのコンクリート路盤上に、CAモルタルを介して長さ約5mのA型軌道スラブを敷設する構造である。アスファルト路盤のRAスラブ軌道が本格採用に至らなかったこともあり、新設線用の新しい省力化軌道として検討が行われていた。本構造の北陸新幹線への適用の可否を判断するために、現地の高盛土の箇所におい

図 1.2.8 ATD 軌道<sup>19)</sup>図 1.2.9 Wayss & Freytag 軌道<sup>19)</sup>図 1.2.10 Walter 軌道<sup>19)</sup>

て載荷試験が行われた<sup>24)</sup>。コンクリートに発生する応力や路床に作用する応力、繰返し載荷による路盤の累積沈下量などが検討された結果、良好な性能を有していることが確認された。本構造は最終的に北陸新幹線の4%にあたる軌道延長10.8kmに敷設された。その後、東北新幹線や九州新幹線の建設において本格的に導入されている。

一方、ドイツでは新しい土路盤上省力化軌道の開発を進めている<sup>25)</sup>。図1.2.11に示すマンハイム近郊のワグホイゼル(Waghäusel)では、1996年の夏に7種類の省力化軌道が営業線において試験敷設された。図1.2.12に示す7種類の各軌道は約3kmの区間に数百メートルずつ敷設されており、今後の高速新線のための軌道構造はこの中から選定される可能性が高い。この中で、Bauart Züblin BTE, Heilit&Woerner BES, System Crailsheim FFC, Hofch Tief/Sreck-Mieves と呼ばれる4種類の軌道はセメント安定処理した路盤の上に現場打設のコンクリートスラブ版を構築する構造を採用している。この4種類の軌道はレール支持部の構造にそれぞれ独自の形式を採用しているため施工方法が異なるが、列車荷重を支持するためのスラブ版の力学的な機能は基本的に等しい。我が国の土路盤上スラブ軌道に用いられるスラブ版は工場製品であり、現場打設した路盤コンクリートの上にCAモルタルを介してスラブ版を設置させる構造であることと比較すると、ドイツの方式は構造を簡略化してコストの低減を図った構造であるといえる。Heitkampはまくらぎ直結軌道的一种であり、セメント安定処理した路盤上に箱形にコンクリートを打設し、その箱の中にバラストを散布してPCまくらぎを敷設し、最後にモルタルを注入してバラストを固めるという構造である。これはドイツにおいて実績のあるレーダ軌道と基本構造は同じであり、その改良型という位置付けになる。Raisengleis für Fernbahnは透水コンクリートの路盤上に縦まくらぎを設置した構造であり、板状の構造体で軌道を支持する他の軌道構造とは異なる力学的構造を持つ。この軌道の特徴として、表面を芝生で覆うことにより景観に配慮するとともに、芝生の吸音効果により騒音を低減することを期待していることが挙げられる。FFBS-ATS-SATOはアスファルト路盤にまくらぎを直接設置する構造であり、既にドイツで実績のあるアスファルト路盤直結軌道とほぼ等しい構造を持つ。この軌道の特徴として、まくらぎとアスファルト路盤の間に薄いゴム材を挿入することにより、不陸を吸収させていることが挙げられる。また、騒音を吸収するためにまくらぎ間に吸音材を設置していることが特徴となっている。



Die Betriebserprobungsstrecke im Luftbild

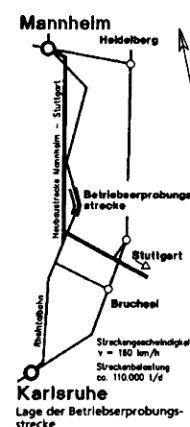
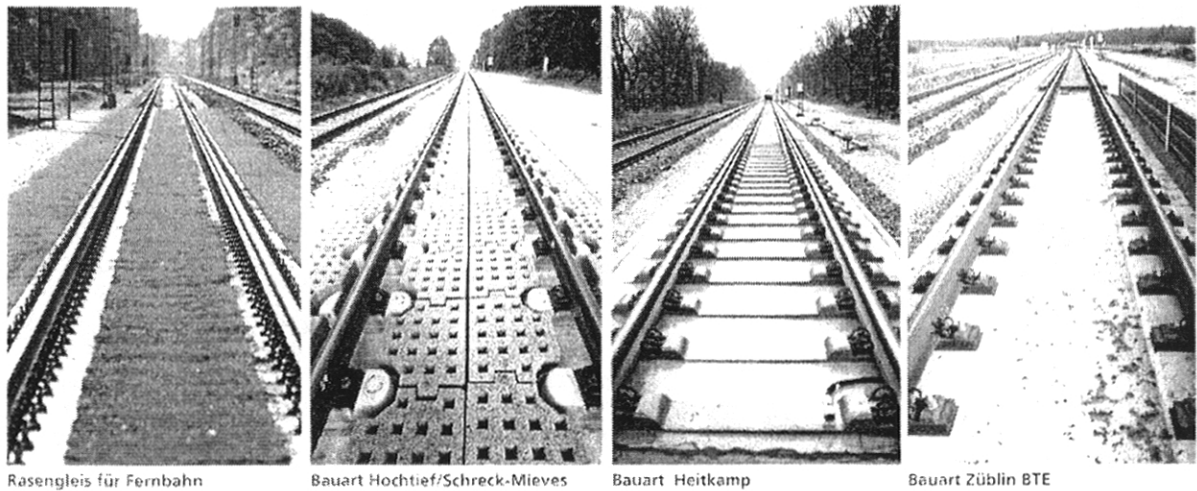
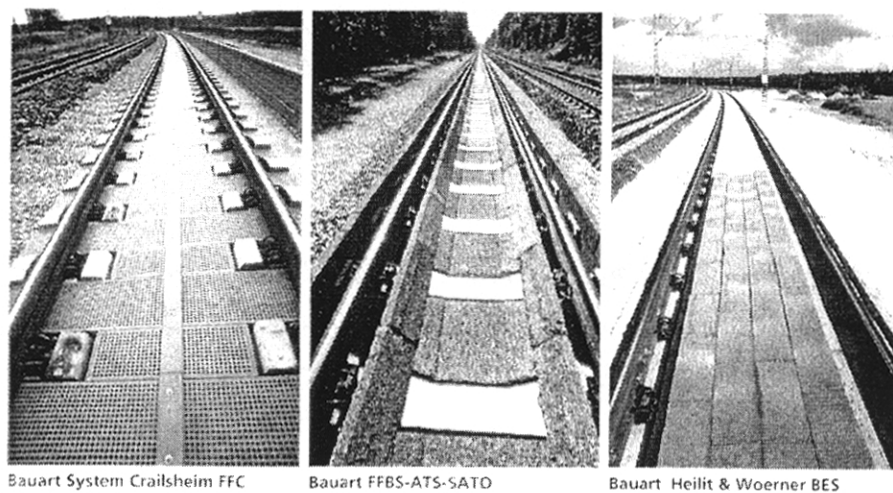


図1.2.11 ドイツにおける省力化軌道の試験敷設箇所(Waghäusel)<sup>25)</sup>



(縦まくらぎ芝生軌道) (コンクリートスラブ軌道) (PC まくらぎ直結軌道) (コンクリートスラブ軌道)



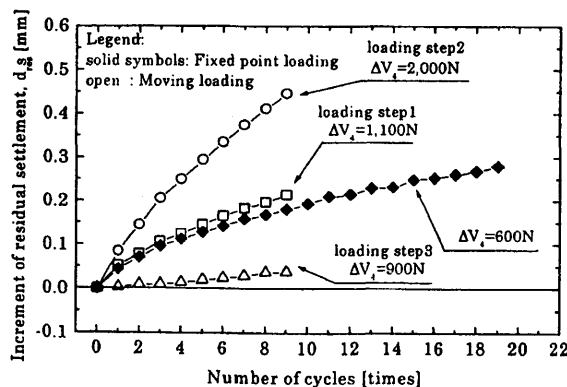
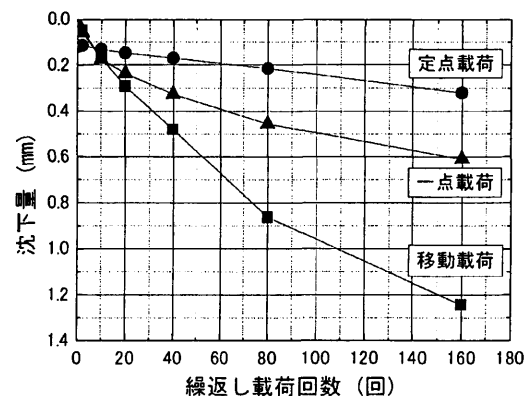
(コンクリートスラブ軌道) (アスファルト路盤直結軌道) (コンクリートスラブ軌道)

図 1.2.12 ドイツにおける 7 種類の省力化軌道の試験軌道 <sup>25)</sup>

## 1.2.2 移動荷重載荷に関する既往の研究

従来軌道や路盤の載荷試験では、レール上の1点で載荷を行う定点載荷試験が多く行われてきた。これは特に実物大試験において、実際の列車荷重と同じように移動荷重を与えながら繰返し載荷試験を行うことが困難であったためである。しかしながら、定点載荷と移動載荷では載荷方法の違いから地盤に作用する応力経路が異なることに加え、定点載荷では載荷点直下における局所的な変形のため、繰返し載荷中に支持条件が変化する可能性が考えられていた。平川ら（2000）<sup>26), 27), 28), 29)</sup>は 1/5 縮尺の軌道模型を用いて移動荷重載荷実験を行った。地盤は豊浦砂を用いて作成し、その上にまくらぎ7本とレールから構成される軌道模型を設置した。移動荷重載荷と定点載荷を行った結果、移動荷重載荷による繰返し載荷の累積沈下量は定点載荷での値よりも大きくなる傾向にあることがわかった（図 1.2.13）。これは従来行われてきた定点載荷試験では、累積沈下量について定量的な評価ができないことを示唆している。この理由の一つとして、定点載荷では繰返し載荷によって載荷点直下のまくらぎが受ける荷重が減少し、隣接するまくらぎに荷重が分散されることにより、地盤に載荷される荷重のピーク値が減少することが指摘された。また、移動荷重載荷では主応力の方向が回転による影響や、まくらぎのゆすりこみによる影響の可能性があることなどが指摘された。さらに、村本ら（2001）により、まくらぎ15本を有する軌道模型を用いた移動荷重載荷試験および定点載荷試験、1本のまくらぎに対して載荷を行う一点載荷試験の結果が比較され、まくらぎの沈下量は移動荷重載荷が最も大きく、一点載荷、定点載荷の順に小さくなることが報告されている<sup>30)</sup>。

原田ら（1993）<sup>31), 32)</sup>と Towhata et al（1994）<sup>33)</sup>は中空ねじり試験機を用いて、載荷荷重の移動を想定した主応力方向の変化を伴う繰返し載荷試験を行った。供試体にはカオリナイトを混合した豊浦砂が用いられた。主応力の方向は一様弾性地盤において分布荷重が無遠慮から近づき、無遠慮に遠ざかる場合に地盤内に作用する応力として定められた。主応力の方向を回転させることにより、主応力の回転がない場合と比較して繰返し載荷による残留ひずみ量が大きくなることが示された。

図 1.2.13 定点載荷と移動載荷の比較<sup>27)</sup>図 1.2.14 載荷方法による沈下量の差<sup>30)</sup>

Wong and Arthur (1985)<sup>34)</sup> は主応力の方向を制御できるせん断試験装置 Directional shear cell (DSC) を開発し、異方性が砂の変形特性に与える影響を検討した。開発された試験装置は図 1.2.15 に示すように、供試体を包んだメンブレンの表面に等間隔で結合されたストラップに張力を与えることによってせん断応力を作用させ、直応力はエアバッグによって与える構造となっている。せん断応力を与えるストラップは 300%まで伸びる柔軟な材料であり、供試体側面に均等なせん断応力が与えられる構造であった。この装置を用いて供試体の堆積面から主応力の方向を傾けた載荷試験を行い、堆積面からの主応力方向の変化量が大きい場合に強度が小さくなることが示された。また、応力履歴がある場合の再載荷では先行して作用した主応力の方向からの傾きが大きい場合の方が、強度が小さくなることが示された。さらに、主応力比が一定、すなわち、 $R_{\max} = (\sigma_1 / \sigma_3)_{\max}$  が一定の場合でも主応力の方向を変化させることにより、塑性変形の進行が継続することが示された。

以上のように、主応力の方向が変化すると塑性変形量が大きくなることは既往の研究より明らかとなっているが、鉄道における主応力の回転が地盤の変形に与える影響については詳細な研究は行われていない。鉄道では道路のように車輪によって連続的に載荷される場合とは異なり、まくらぎを介して不連続的に列車荷重が地盤に伝達されるため、地盤内の応力が最も大きくなるまくらぎ直下では主応力の方向はほとんど変化していない可能性が考えられるため、軌道の構造を考慮した詳細な研究が必要である。

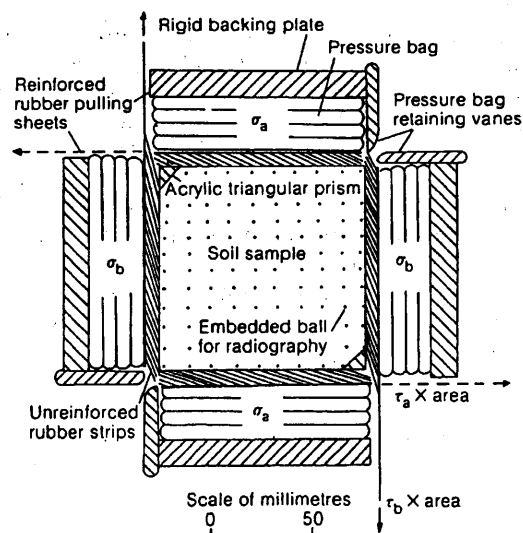
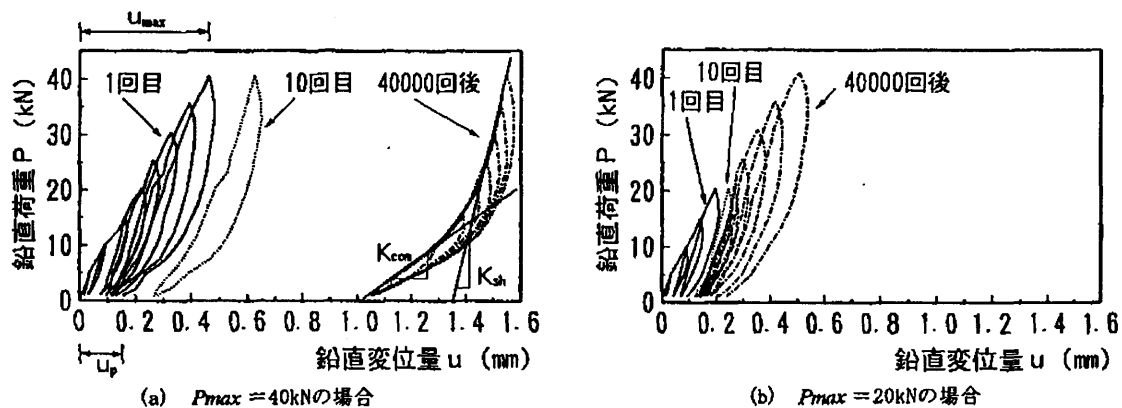
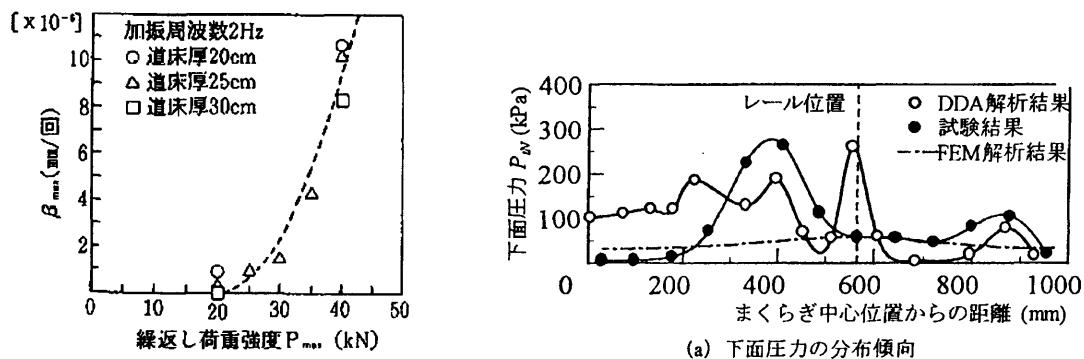


図 1.2.15 Directional shear cell (DSC)<sup>34)</sup>

## 1.2.3 バラスト軌道の変形特性に関する既往の研究

石川ら（1995）は実物大試験により、バラスト軌道の繰返し载荷試験を行った<sup>35)</sup>。まくらぎに対して繰返し载荷を行うと負荷曲線（荷重－変位曲線）は荷重強度が小さいときに接線ばね係数が小さく、荷重強度が大きいときに接線ばね係数の大きくなる非線形の形状となることを示した。また、繰返し载荷を行うことにより塑性変形の進みが収束しても、载荷荷重を増加させると再び塑性変形が進行することを示した（図 1.2.16）。さらに初期変位過程における残留変位量の増加が終了すれば、それ以上塑性変形の進行しなくなるような荷重強度の上限があることを示した（図 1.2.17）。また、石川ら（1997）は大型三軸試験によるバラストの繰返し载荷試験を行った<sup>36)</sup>。大型三軸試験においても、繰返し载荷試験を行うと応力－ひずみ曲線が下に凸の形状になることを示した。また、3000 回の繰返し载荷により弾性化が進行した場合でも、塑性ひずみの影響は無視できないことを示した。さらに石川ら（1998）は不連続変形法（DDA）を用いて、大型三軸圧縮試験によるバラストの繰返し変形挙動の解析を行った<sup>37)</sup>。また、石川ら（2000）は DDA を用いてバラスト軌道の実物大载荷試験の解析を行った。载荷試験において、まくらぎ下面に分割ロードセルを配置してまくらぎ下面圧力の分布を測定した<sup>38)</sup>。図 1.2.18 に示すように、まくらぎ下面ではバラスト粒子との接触状況によって圧力がばらつくが、DDA を用いることでそのばらつきを表現できることを示した。

図 1.2.16 バラスト軌道の負荷曲線<sup>35)</sup>図 1.2.17 载荷荷重と沈下量の関係<sup>35)</sup>図 1.2.18 まくらぎ下面圧力の分布<sup>38)</sup>

関根ら(2000)は安山岩, 玄武岩, 輝緑岩の3種類のバラストを用いて大型三軸試験を行った<sup>39)</sup>。その結果, 輝緑岩のバラストにおける強度, 変形係数が最も大きく, 繰返し载荷による残留ひずみも小さくなることを示した。また, 関根ら(2002)はロサンゼルス試験機により, 強制的に磨耗させたバラストの大型三軸試験および実物大軌道の繰返し载荷試験を行った<sup>40)</sup>。その結果, 磨耗の進行したバラストでは強度が下がり, 繰返し载荷による残留沈下量が大きくなることが示された。また, 河野ら(2001)はバラスト粒子の磨耗の状態を把握する方法として, 偏角関数を用いた形状評価手法が有効であることを示した<sup>41)</sup>。

Ishikawa & Sekine(2002)はバラストを模擬して1/5縮尺の相似粒度に再配合した単粒度碎石を用いて移動荷重载荷実験を行い, 移動载荷では一点载荷よりも沈下量が大きくなることを示した(図1.2.19)<sup>42)</sup>。また, 粒度分布の異なる2種類の碎石を比較し, 均等係数が大きく密度も大きい碎石の方が, 沈下量が小さくなることを示した。

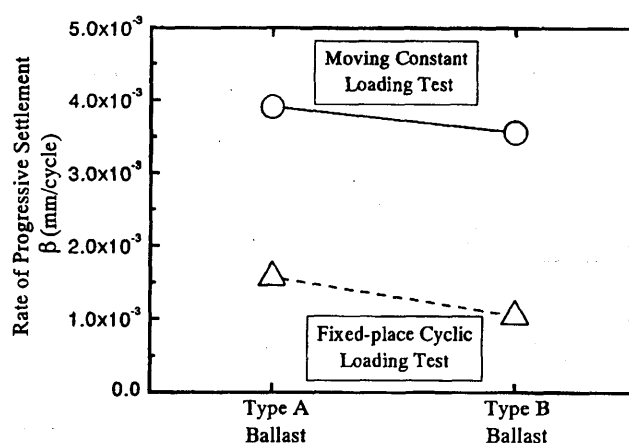


図 1.2.19 バラスト軌道模型における移動载荷と定点载荷の比較<sup>42)</sup>

#### 1.2.4 道路のアスファルト舗装に関する既往の研究

我が国におけるアスファルト舗装の設計は従来から米国で開発された方法を参考にして行われてきた。第二次世界大戦後アスファルト舗装が広く行われるようになり, 昭和36年のアスファルト舗装要綱において, 路床の CBR (California bearing ratio) に応じて舗装厚さを規定する設計方法が取り入れられた。図1.2.20に示す設計 CBR と舗装厚さの関係は米国陸軍技術部隊 (Crops of engineers) によって開発されたものであった。

その後, 昭和42年のアスファルト舗装要綱では米国の AASHO 道路試験の結果を取り入れ,  $T_A$  法による設計方法が導入された。AASHO 道路試験

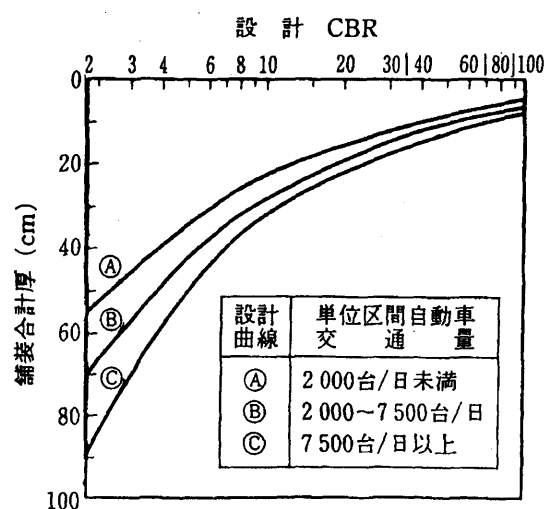


図 1.2.20 設計 CBR と舗装厚さの関係

では 1956 年から 2 年間に渡り、約 100 億円を投じて 100 万回を越す走行試験が行われ、その試験結果は世界各国の舗装の設計に大きな影響を与えた。 $T_A$  法は式 (1.2.1) に示すように、舗装を加熱アスファルト混合物のみで施工したときの厚さを等値換算厚  $T_A$  とし、それ以外の材料を用いる層には等値換算係数  $a$  を乗じることにより、舗装の合計厚さが  $T_A$  となるように設計する方法である。アスファルト舗装要綱における等値換算係数については我が国における試験結果を加味して決定された。等値換算厚  $T_A$  は設計輪荷重を  $P$  として、式 (1.2.2) で与えられた。

$$T_A = a_1 T_1 + a_2 T_2 + \cdots + a_n T_n \quad (1.2.1)$$

ここに、 $a_1, a_2, \cdots, a_n$  : 構成各層の等値換算係数

$T_1, T_2, \cdots, T_n$  : 構成各層の厚さ (cm)

$$T_A = \frac{12.5P^{0.64}}{CBR^{0.3}} \quad (1.2.2)$$

昭和 53 年のアスファルト舗装要綱において式 (1.2.2) は、輪荷重 5tf (49kN) に換算した輪数の通行回数の関数に変換された。輪荷重  $P_i$  が舗装の破壊に与える割合  $w_i$  は式 (1.2.3) で表される。すなわち、アスファルト舗装の破壊に与える影響は載荷荷重の大きさの 4 乗に比例するというものである。これはアスファルトコンクリートおよび路床に関して、破壊に至るまでの載荷回数がひずみの 4 乗程度の逆数に比例していることに基づいている。ここでは、ひずみと載荷荷重は線形の関係にあることが仮定されている。

$$w_i = (P_i/5)^4 \quad (1.2.3)$$

平成 4 年のアスファルト舗装要綱においても設計の基本は  $T_A$  法によるものであったが、多層弾性解析による理論的設計法についても示された。理論的設計法における代表的な例は 1963 年に発表された Shell による方法と、1981 年に発表された AI (Asphalt Institute) による方法である。どちらの設計方法でもアスファルトコンクリート下面の引張りひずみと路床表面の圧縮ひずみで破壊基準を規定している点で共通おり、AASHO 道路試験などの実測データをもとにして理論的方法を補完している。Shell の設計方法では Burmister の多層弾性理論を基礎とした BISER (Bitumen Stress Analysis in Road) とよばれるプログラムを用いて構造解析を行っている。一方、AI の設計方法では DAMA とよばれるプログラムで寿命予測が行われた。DAMA では構造解析を行うプログラムも組み込まれているが、こちらは Chevron による N-Layer とよばれるプログラムを拡張したものであり、BISER と同様に Burmister の解法を基本としている。我が国のアスファルト舗装要綱では AI による方法が参考として示され、 $T_A$  法によらない場合はこれに従うものとされた。

平成 13 年の「舗装の構造に関する技術基準・同解説」および「舗装設計施工指針」において、性能規定による設計方法が導入された<sup>43), 44)</sup>。この中では平成 4 年のアスファルト舗装要綱で示されていた、AI による設計方法を基本とした設計方法が示されている。



### 1.2.5 既往の研究のまとめ

従来の研究において、列車荷重を支持する地盤の様々な強化方法が検討されてきた。この中で、本研究においてはアスファルトコンクリート路盤を使用する「強化路盤」および「アスファルト路盤直結軌道」を対象とした検討を行うこととした。鉄道において路盤および路床を強化する大きな目的の一つは、列車走行による繰返し载荷によって生じる地盤の残留変形量を減少させることである。従来、繰返し载荷による路盤・路床の残留変形量を評価する際には定点で载荷を行う方式が一般的に用いられてきた。しかし、地盤の残留変形量は载荷点が移動する移動荷重载荷の場合と定点で载荷が行われる定点载荷の場合では、移動荷重载荷の場合の方が、残留変形量が大きくなることが最近の研究により明らかになってきた。その原因としては、地盤内において主応力の方向が変化すると残留変形量が大きくなることが既往の研究により明らかとなっており、主応力方向の回転が残留変形量に影響を与えていると一般的に考えられている。しかしながら、鉄道を支持する地盤内における主応力方向の回転量を具体的に検討した上で、移動荷重载荷の影響と関連付けた研究は十分に行われていない。鉄道では一般的に不連続に配置されたまくらぎによって地盤に载荷が行われるため、車輪によって载荷が行われる道路の場合と比較して、応力の最も集中するまくらぎ直下では主応力の方向があまり変化しないという特徴を持つため、主応力方向の回転と残留変形量の関係を結びつけるためには慎重な検討が必要である。

一方、アスファルトコンクリートの破壊基準においては、道路舗装の研究において蓄積された結果を鉄道に適用することができると考えられる。そのためには鉄道のアスファルトコンクリートにおいて発生する弾性ひずみを精度良く推定する必要がある。しかしながら、鉄道ではレールおよびまくらぎにより構成される軌道構造を介して载荷が行われるため、車輪で载荷される道路の場合と比較して変形のメカニズムが複雑である。そのため、鉄道路盤としてのアスファルトコンクリートのひずみを精度良く推定する方法を確立する必要がある。本研究では、模型実験や実物大軌道を用いた载荷実験を行い、路盤の変位、まくらぎの受ける荷重、地盤内の応力などを多角的に測定することにより、FEMで求められる変形の信頼性を検証することとした。

### 1.3 従来の強化路盤の設計方法

#### 1.3.1 初期の強化路盤

昭和49年に大阪府の泉北鉄道の建設において、我が国で初めての強化路盤が施工された<sup>6)</sup>。原地盤が粘土質細砂で構成される切取り区間において、噴泥の発生が懸念されたため強化路盤が導入されることとなった。当該区間は同時に建設される道路と並行する箇所であったため、道路技術者によって強化路盤の建設が行われた。路盤の構造を図1.3.1に示す。原地盤には表層路盤を支持するための支持力が期待できないと判断されたため、路床改良層として原地盤の表層50cmはまさ土に置き換えられ、平板載荷試験による $K_{30}$ 値が $160\text{MN/m}^3$ 以上となるように締め固められた。まさ土による路床改良層の上部に厚さ15cmの粒度調整鉋さいによる強化路盤が施工された。一方、まさ土の路床改良層の下部には、原地盤の細粒分が侵入しないように、川砂を用いた厚さ20cmの遮断層が設けられた。

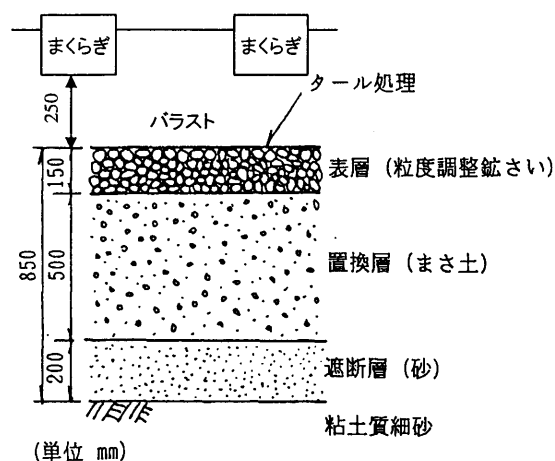


図 1.3.1 泉北鉄道における強化路盤<sup>6)</sup>

区 介	模 式 図	材 料
路面処理		ゴム入りアスファルト乳剤
路上層		粒度調整鉋滓
路盤下層		粒度調整碎石
しゃ断層		川砂、海砂
路床		粘性土

図 1.3.2 国鉄東京第二工事局の強化路盤<sup>45)</sup>

国鉄東京第二工事局（東二工）によって、東海道線および横浜線において保守省力化を目的とした粒度調整鉋滓を使用した強化路盤が施工された<sup>45)</sup>。設計と施工にあたっては、上記の泉北鉄道の例が参考にされた。路盤の構造を図1.3.2に示す。路盤上層の粒度調整鉋滓の下部には路盤下層として粒度調整碎石層が設けられ、二層で路盤を構成する構造となった。粒度調整鉋滓は水和反応により凝結硬化することにより、数ヶ月で強度が $3\sim6\text{MN/m}^2$ に達し、その後も硬化が促進され最終強度は $10\text{MN/m}^2$ 以上が期待された。鉋滓層の凝固に必要な水分の発散を防ぐために、表面はゴム入りアスファルト乳剤で被膜処理された。

設計方法は道路のアスファルト舗装に準じ、路床のCBRから舗装厚さを定める $T_A$ 法によるものであった。粒度調整碎石、粒度調整鉋滓の等値換算係数 $\alpha$ にはそれぞれ0.35および0.45が用いられた。路盤上層の粒度調整鉋滓の厚さは15cmとされ、粒度調整碎石の厚さは路床のCBRに応じて15cmまたは25cmとされた。

#### 1.3.2 昭和53年の「建造物設計標準解説 土構造物」における設計方法<sup>2), 46)</sup>

昭和53年に制定された「建造物設計標準解説 土構造物」において、路盤・路床からなる二層系弾性体地盤の表面におけるたわみ量が制限値以下となるように路盤の厚さを定める方法が採用された。この設計方法の起源は、アメリカのカンサス州において道路のアスファルト舗装の設計



例えばまくらぎ長さ 2m（在来線）の場合ではレール直下の幅 75cm の範囲で荷重を支持するとされた。深さ方向の分布としては、深さ 15cm までは応力が分散せず、それ以下では 45 度の角度で応力が分散すると仮定された。これは従来から軌道の動力学設計に際して想定されていた応力の分布範囲の考え方を導入したものであった。以上の考え方をもとに、図 1.3.4 に示す分布範囲が定められた。

## (2) レール圧力

レール圧力はレールからまくらぎに作用する荷重である。レール圧力は、コンクリートまくらぎの設計に使用されている荷重が用いられた。まくらぎの荷重分散による分散係数は在来線においては輪重の 0.5、新幹線においては輪重の 0.6 としていたが、衝撃係数 1.0 を割り増して設計荷重としていた。例えば、在来線において軸重 16tf の場合、レール圧力（レールからまくらぎに作用する荷重）P は以下のように計算される。

$$\text{レール圧力 } P = (\text{軸重 } 16\text{tf}) \times \underset{\text{輪重}}{0.5} \times \underset{\text{分散係数}}{0.5} \times (\underset{\text{衝撃係数}}{1 + 1.0}) = 8.0\text{tf}$$

在来線についてはまくらぎの設計荷重を強化路盤設計のためのレール圧力としても妥当な値であった。一方、新幹線については高架橋上で発生する動的な輪重を想定した荷重であったため、土路盤上の強化路盤の設計においてはこれを低減して 12tf（118kN）程度と考えることとされた。

## (3) 道床圧力

上記の道床圧力の分布範囲とレール圧力の考え方より、道床圧力が計算された。この道床圧力を路盤表面に作用させた弾性解析を行い、路盤の変位量が求められた。

## (4) 路盤の厚さを決める計算方法

路盤・路床からなる二層系弾性地盤の表面に長方形等分布荷重が作用したときに、その表面中心点のたわみが一定値以下になるように、路盤の厚さと材料が定められた。

一様弾性地盤表面に長方形等分布荷重が作用したときの中心軸上の垂直応力（ $\sigma_z$ ）は Boussinesq の理論を基に Steinbrenner が式(1.3.1)のように求めた。

$$\sigma_z = \frac{2P_0}{\pi} \left[ \frac{mn}{\sqrt{1+m^2+n^2}} \cdot \frac{1+m^2+2n^2}{(1+n^2)(m^2+n^2)} + \sin^{-1} \frac{m}{\sqrt{m^2+n^2}\sqrt{1+n^2}} \right] \quad (1.3.1)$$

ここに、 $P_0$ ：荷重強度， $m = a/b$ ， $n = z/b$

$2a, 2b$ ：長方形の 1 辺の長さ

$z$ ：深さ方向の長さ

中心軸上の Z 点での沈下（ $w_z$ ）は側方ひずみを考慮して式(1.3.2)で得られる。

$$w_z = \frac{1}{E} \int_z^\infty [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)] dz \quad (1.3.2)$$

ここに、 $E$  : 地盤の変形係数

$\mu$  : ポアソン比

$\sigma_x$  :  $x$  軸方向の応力

$\sigma_y$  :  $y$  軸方向の応力

式(1.3.2)の計算結果は式(1.3.3)となる。

$$w_z = \frac{2bP_0}{\pi E} \left[ \log_e \frac{\sqrt{1+m^2+n^2}+m}{\sqrt{1+m^2+n^2}-m} + m \log_e \frac{\sqrt{1+m^2+n^2}+1}{\sqrt{1+m^2+n^2}-1} - \frac{1-2\mu}{1-\mu} n \tan^{-1} \frac{m}{\sqrt{1+m^2+n^2}} \right] \quad (1.3.3)$$

地表面中心点の沈下( $w_0$ )は式(1.3.3)において  $n=0$  とおけばよく、その結果は式(1.3.4)となる。

$$w_0 = \frac{4bP_0(1-\mu^2)}{\pi E} \left[ \log_e (\sqrt{m^2+1}+m) + m \log_e \frac{\sqrt{m^2+1}+1}{m} \right] \quad (1.3.4)$$

路盤・路床からなる二層弾性地盤の表面変位を求める厳密解は複雑で難解であるため、Barber は図 1.3.5 に示すように、上層の変形係数が大きい二層弾性地盤の場合、上層の変形係数  $E_1$  を下層の変形係数  $E_2$  に置き換え、そのかわりに上層の高さ  $h$  を増加させて一様地盤に近似する解法を示した。この方法によれば、ポアソン比が上層と下層で一定であれば、上層路盤の厚さ  $h$  を  $Z_1$  に置き換えることにより、変形係数  $E_2$  の一様弾性地盤として近似解を求めることができる。

$$Z_1 = h \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \quad (1.3.5)$$

$Z_1$  : 換算された厚さ

$h$  : 路盤厚さ

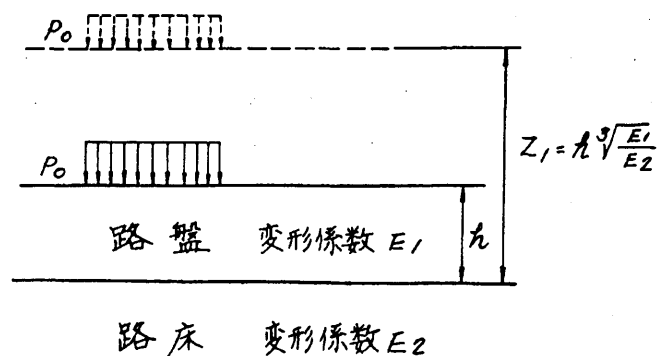


図 1.3.5 Barber の仮定<sup>2)</sup>

路盤・路床からなる二層弾性地盤の長方形等分布荷重が作用した時の路床表面の沈下  $w_s$  は式(1.3.3)に式(1.3.5)を代入し、 $E$  を  $E_2$  に置き換えた式(1.3.6)で与えられる。

$$w_s = \frac{2bP_0(1-\mu^2)}{\pi E_2} \left[ \log_e \frac{\sqrt{1+m^2+(h/b)^2(E_1/E_2)^{\frac{2}{3}}}+m}{\sqrt{1+m^2+(h/b)^2(E_1/E_2)^{\frac{2}{3}}}-m} + m \log_e \frac{\sqrt{1+m^2+(h/b)^2(E_1/E_2)^{\frac{2}{3}}}+1}{\sqrt{1+m^2+(h/b)^2(E_1/E_2)^{\frac{2}{3}}}-1} \right. \\ \left. - \frac{1-2\mu}{1-\mu} (h/b)(E_1/E_2)^{\frac{1}{3}} \tan^{-1} \frac{m}{h(E_1/E_2)^{\frac{1}{3}} \sqrt{1+m^2+(h/b)^2(E_1/E_2)^{\frac{2}{3}}}} \right] \quad (1.3.6)$$

路盤自体の圧縮量  $w_r$  は一様地盤の表面沈下量を示す式(1.3.4)の  $E$  を  $E_2$  に置き換えた値から路床の沈下  $w_s$  を差し引き、 $E_2/E_1$  を掛けたものに等しい。

$$w_r = \frac{E_2}{E_1} (w_1 - w_s) \quad (1.3.7)$$

ここに、 $w_1$  : 路盤・路床からなる二層系弾性体を Barber の仮定を基に、路床のみの一様弾性体とした表面沈下

従って、二層弾性地盤の長方形中心点の沈下( $w_0'$ )は  $w_s$  と  $w_r$  を加えたものに等しいから式(1.3.4), (1.3.6), (1.3.7)により、式(1.3.8)となる。

$$w_0' = \frac{2bP_0(1-\mu^2)}{\pi E_2} \left\{ \left[ \log_e \frac{\sqrt{1+m^2+(h/b)^2(E_1/E_2)^{\frac{2}{3}}}+m}{\sqrt{1+m^2+(h/b)^2(E_1/E_2)^{\frac{2}{3}}}-m} + m \log_e \frac{\sqrt{1+m^2+(h/b)^2(E_1/E_2)^{\frac{2}{3}}}+1}{\sqrt{1+m^2+(h/b)^2(E_1/E_2)^{\frac{2}{3}}}-1} \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{1-2\mu}{1-\mu} (h/b)(E_1/E_2)^{\frac{1}{3}} \tan^{-1} \frac{m}{h(E_1/E_2)^{\frac{1}{3}} \sqrt{1+m^2+(h/b)^2(E_1/E_2)^{\frac{2}{3}}}} \right] \left( 1 - \frac{E_2}{E_1} \right) \right. \\ \left. + 2 \frac{E_2}{E_1} \left[ \log_e \left( \sqrt{m^2+1} + m \right) + m \log_e \frac{\sqrt{m^2+1}+1}{m} \right] \right\} \quad (1.3.8)$$

##### (5) 路盤表面のたわみ量の制限値

路盤の表面にある限界以上のたわみが定常的に生じると表層にひび割れが生じるという考え方により、路盤表面のたわみ量に制限値を設けた。道路のアスファルト舗装ではたわみ量の制限値を 2.5~4mm 程度としていたこと、および鉄道路盤の鉛直変位は通常 1~2mm 程度生じていることなどから、列車の走行安定性も考慮して、鉄道における強化路盤のたわみ量の制限値を 2.5mm とした。従って、結果的には Palmer と Barber によるカンサス三軸法で用いられていた 2.54mm (0.1 インチ) とほぼ等しい値となった。

## (6) 路盤の変形係数

アスファルトコンクリートおよび粒度調整碎石の変形係数は道路における過去の実測や研究を参考にして、 $1800\text{kgf/cm}^2$  ( $176\text{MN/m}^2$ ) とした。アスファルトコンクリートについては、一般的にはこれより一桁大きい値であることが分かっていたが、強化路盤における施工厚さが薄いことや、温度による変形係数の低下を考慮して安全側の値として、 $1800\text{kgf/cm}^2$  ( $176\text{MN/m}^2$ ) が採用された。

スラグの変形係数については国鉄東京第二工事局が昭和 50 年に実施した一軸圧縮試験の結果を参考にした。一軸圧縮試験によるスラグの変形係数は概ね  $3000\sim 7000\text{kgf/cm}^2$  ( $294\sim 686\text{MN/m}^2$ ) の範囲にあり、安全側の値として  $3000\text{kgf/cm}^2$  ( $294\text{MN/m}^2$ ) が採用された。

## (7) 路床の変形係数

路床の変形係数は平板載荷試験による  $K$  値をもとに、弾性理論に基づいて決められた。Timochenko による剛性円形載荷板による弾性変形量は式(1.3.9)で表される。式(1.3.9)より、直径 75cm の円形載荷板による平板載荷試験の  $K_{75}$  値と地盤の変形係数の関係は式(1.3.10)で表される。ここでは地盤の変形係数に対するひずみレベル依存性は考慮されていない。

$$\delta = \frac{\pi}{2} \frac{Pa(1-\mu^2)}{E} \quad (1.3.9)$$

$$\frac{P}{\delta} = K = \frac{2E}{\pi a(1-\mu^2)} \quad K_{75} = \frac{E}{53.6} (\text{kgf/cm}^3) \left[ K_{75} = \frac{E}{5.25 \times 10^8} (\text{N/m}^3) \right] \quad (1.3.10)$$

ここに、 $\delta$  : 剛性円形載荷板による地表面変位

$P$  : 載荷圧力 ( $\text{kgf/m}^2$ ) [ $\text{N/m}^2$ ]

$a$  : 載荷板半径

$\mu$  : ポアソン比 (0.3)

$\pi$  : 円周率

$E$  : 変形係数 ( $\text{kgf/m}^2$ ) [ $\text{N/m}^2$ ]

$K_{75}$  : 直径 75cm の載荷板による  $K$  値 ( $\text{kgf/m}^3$ ) [ $\text{N/m}^3$ ]

$K_{30}$  : 直径 30cm の載荷板による  $K$  値 ( $\text{kgf/m}^3$ ) [ $\text{N/m}^3$ ]

## (8) 路盤の厚さ

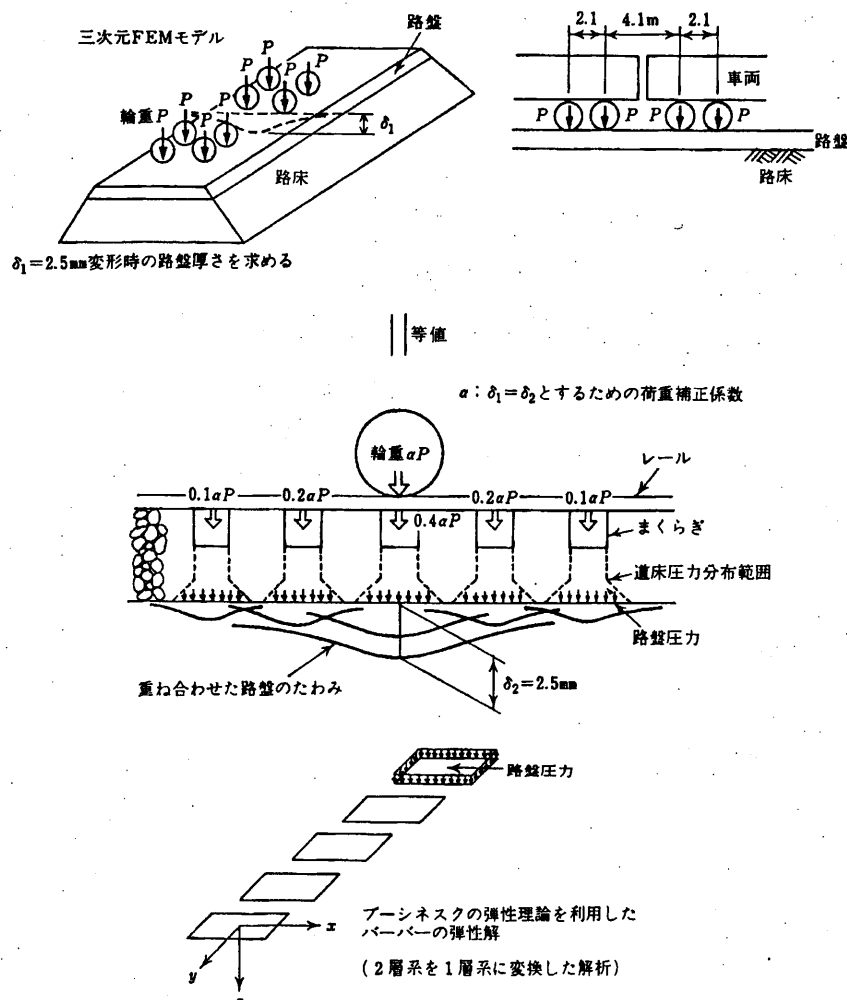
以上の計算方法をもとに路盤の厚さが規定された。平板載荷試験により求められる変形係数は載荷板の大きさの影響を受けるが、直径が 75cm 以上では載荷板の大きさによる影響が小さいとされている。しかしながら、直径 75cm の載荷板を用いた平板載荷試験は大きな反力を必要とするため、実施が困難である。そこで、設計標準では一般的に用いられる直径 30cm の載荷板を用いた  $K_{30}$  値で路盤の厚さが規定された。 $K_{30}$  値と  $K_{75}$  値の関係は弾性理論によれば直径比から  $K_{30} = 2.5K_{75}$  となるが、経験的な値として  $K_{30} = 2.2K_{75}$  が採用された。以上の理由により、平板載荷試験値は載荷板の直径 30cm の値で規定され、路床の  $K_{30}$  値が  $7\text{kgf/cm}^3$  ( $69\text{MN/m}^3$ )  $\sim$   $11\text{kgf/cm}^3$  ( $108\text{MN/m}^3$ ) の場合、および  $11\text{kgf/cm}^3$  ( $108\text{MN/m}^3$ ) 以上の場合に分けて路盤の厚さが示された。

1.3.3 平成4年の「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物」における設計方法<sup>1)</sup>

平成4年に制定された設計標準では設計方法の見直しが行われ、より合理的な設計方法とすることで路盤の厚さが低減された。この設計標準では新しい研究の成果も取り入れられ、昭和53年の「建造物設計標準解説 土構造物」と比較するとより詳細な検討が行われている。基本的な設計思想は昭和53年の設計標準と同様に、弾性解によるたわみ量が制限値以下となるように路盤厚さを定めるという考え方であった。以下に設計方法の概要を示す。なお、平成4年制定の「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物」は、平成12年にSI単位版に改訂されている。

## (1) 路盤厚さを求める計算手法の概要

設計方法の違いとしてはじめに挙げられるのが、荷重の与え方である。昭和53年の設計標準では設計荷重は基本的にPCまくらぎの設計荷重が用いられ、載荷点直下のまくらぎ以外への荷重分散効果は考慮されていなかったが、平成4年の設計標準では2軸台車による連行荷重の影響と複数のまくらぎへの荷重の分散が考慮された。具体的には図1.3.6に示すように、連行荷重を考慮した3次元FEM解析を行い、3次元FEM解析から求められた路盤の変位と一致するように、

図 1.3.6 路盤厚さを求める場合の FEM 解析と Barber の弾性解との関係<sup>1)</sup>



弾性解析において載荷する荷重に補正係数 $\alpha$ を乗じるという方法が取られた。これは当時 FEM が大型計算機でなければ使用することができない状況であったことを考慮して、一般的な技術者がパソコンを用いて設計を行うことができるように最終的な計算は弾性解析を用いることとしたためであった。このため、弾性解析の中では 3 次元の連行荷重の影響は荷重に対する補正係数として考慮されることとなった。弾性解析は昭和 53 年の設計標準では 1 本のまくらぎを対象として適用されていたが、平成 4 年の設計標準では輪重が 5 本のまくらぎに 0.4 : 0.2 : 0.1 の割合で分散すると仮定し、路盤のたわみは 5 本のまくらぎによるたわみの重ね合わせとして考慮された。弾性解析では昭和 53 年の設計標準と同様に、式(1.3.8)に示した Boussinesq の弾性理論を利用した Barber の弾性解が用いられた。3 次元 FEM 解析との整合性をとるための荷重の補正係数 $\alpha$ は  $0.614+0.00000571E$  ( $E$ : 路床の変形係数( $\text{kN/m}^2$ )) とされた。

## (2) 路盤圧力の求め方

昭和 53 年の設計標準では、まくらぎ 1 本に対して PC まくらぎの設計荷重が作用するとして路盤表面に作用する道床圧力を求めていたが、平成 4 年の設計標準では車輪直下のまくらぎには輪重の 0.4、隣のまくらぎでは輪重の 0.2、2 本隣のまくらぎでは輪重の 0.1 の荷重が作用するとされた。また、昭和 53 年の設計標準ではまくらぎのレール直下の部分で主に荷重を支持し、まくらぎ中央部では荷重を支持しないという仮定で圧力の分布範囲が規定されていたが、平成 4 年の設計標準では図 1.3.7 に示すように、まくらぎ全面で一様に荷重を支持するとされた。

輪重については、速度の増加に伴う速度衝撃率を乗じた値が使用された。速度衝撃率は過去の軌道における研究<sup>49)</sup>を参考にし、列車速度を  $V$  として、ロングレールの場合  $1+0.3V/100$ 、継目レールの場合  $1+0.5V/100$  とされた。列車速度と路盤圧力の関係を図 1.3.8 に示す。普通鉄道の場合、

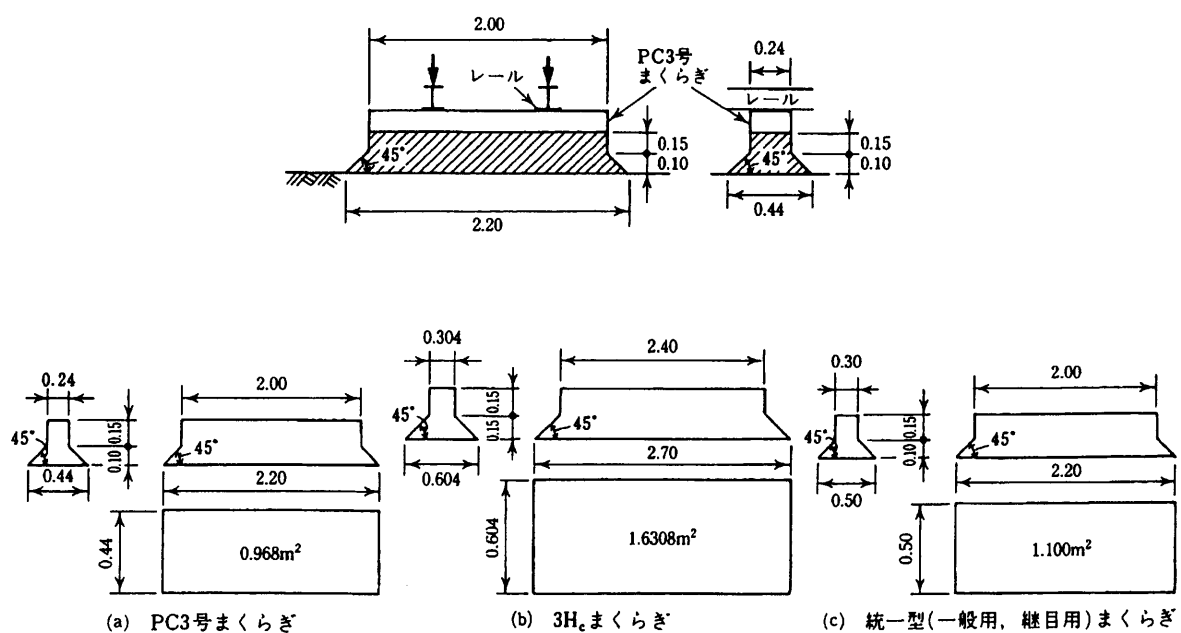
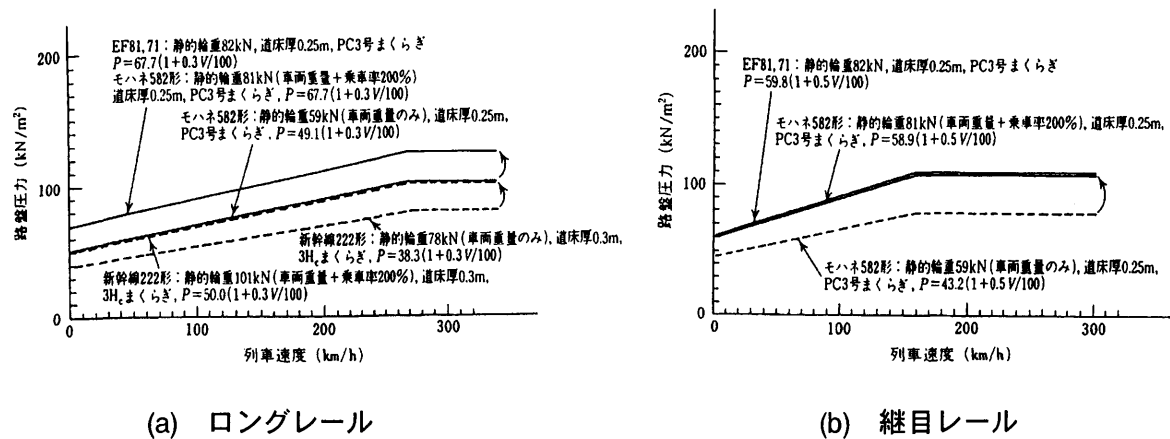
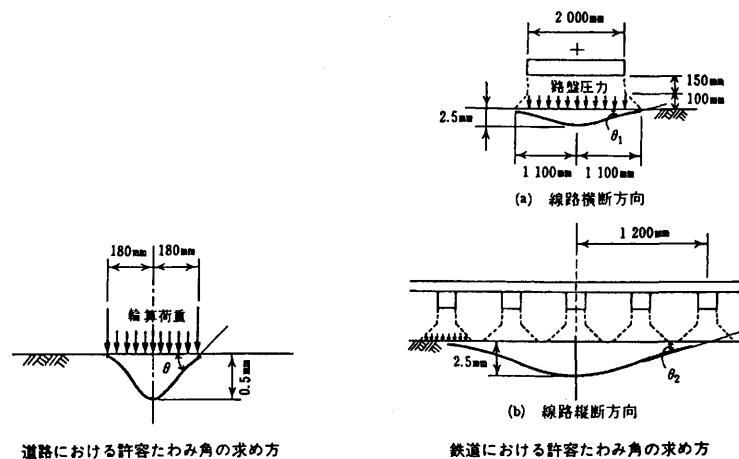


図 1.3.7 設計に用いられた道床圧力分布<sup>1)</sup>

図 1.3.8 列車速度と路盤圧力の関係<sup>1)</sup>図 1.3.9 許容たわみ角の求め方<sup>1)</sup>

乗車率 200%の電車（モハネ 582 形）および機関車（EF81,71）の輪重を考慮し、路盤圧力  $P$  は  $67.7(1+0.3V/100)$  ( $\text{kN/m}^2$ ) が用いられた。新幹線鉄道の場合についても乗車率 200%を考慮して路盤圧力は  $P = 50.0(1+0.3V/100)$  ( $\text{kN/m}^2$ ) が用いられた。普通鉄道の継目レールではまくらぎの幅が大きくなるため、ロングレールの場合よりも静的な路盤圧力は小さくなり、 $P = 59.8(1+0.5V/100)$  ( $\text{kN/m}^2$ ) が用いられた。普通鉄道の場合は最高速度 160km/h、新幹線鉄道の場合は最高速度 270km/h として路盤圧力が求められたが、速度衝撃率の最大値は 1.8 とされた。

### (3) 強化路盤の許容たわみ量

昭和 53 年の設計標準において強化路盤の許容たわみ量は、道路における研究事例や鉄道路盤で一般的に発生する変位量を考慮して 2.5mm とされた。平成 4 年の設計標準では、鉄道の強化路盤におけるたわみ量は隣接するまくらぎによる重ね合わせの影響を含むため、輪重直下のまくらぎによってのみ生じる場合とは変形特性が異なると考えられた。そのため、たわみ角によって規定することが合理的であると判断された。そこで、道路のアスファルト舗装では 0.5mm を超えるた

わみ量でひび割れが発生するという研究事例<sup>50)</sup>を参考として、許容たわみ量が検討された。道路における 0.5mm のたわみに対する路盤のたわみ角と等しいたわみ角となるように、鉄道の強化路盤におけるたわみ角が求められた。たわみ角の求め方を図 1.3.9 に示す。その結果、鉄道においては 2.5mm のたわみ量とすることで、道路における 0.5mm のたわみ量に対するたわみ角とほぼ等しくなることが明らかになった。検討の結果、たわみ量の許容値としては従来の値も考慮して昭和 53 年の設計標準と同じく、2.5mm が採用された。

#### (4) 平板載荷試験による $K_{30}$ 値から路床の変形係数を求める方法

平板載荷試験の  $K_{30}$  値から路床の変形係数を求める方法については、昭和 53 年の設計標準と同様に、式(1.3.11)に示す Timochenko の弾性理論が利用された。路床内に作用する列車荷重の影響範囲を考慮して載荷板は直径 75cm を基本として考えられたが、実際には直径 75cm の載荷板を用いた平板載荷試験は大きな反力を必要とするため、実施が困難な場合が多い。そこで、設計上は直径 30cm の載荷板を用いた  $K_{30}$  値を  $K_{75}$  値に変換して用いることとされた。 $K_{30}$  値と  $K_{75}$  値の関係は経験的な値および空港や道路の設計において使用されている値を考慮して昭和 53 年の設計標準と同じく、 $K_{30} = 2.2K_{75}$  が採用された。

一方、平板載荷試験におけるひずみレベルは  $10^{-3}$  程度となる。これに対して、実物大模型試験による路盤の繰返し載荷試験の結果から列車荷重によって生じる路床のひずみレベルは概ね  $10^{-4}$  程度であった。地盤材料の変形係数はひずみレベルに依存するため、合理的な設計を行うためには、ひずみレベルに合わせた変形係数を採用しなければならない。図 1.3.10 にせん断弾性係数比とせん断ひずみの関係を示す。ひずみが  $10^{-3}$  と  $10^{-4}$  の場合ではせん断弾性係数には概ね 2 倍程度の差が見られる。そこで、設計に用いる路床の変形係数はひずみレベルを考慮して平板載荷試験によって求まる変形係数を 2 倍に割り増して使用することとした。以上の考え方により、平板載荷試験の  $K$  値より路床の変形係数を求める方法には式(1.3.12)、(1.3.13)が用いられた。

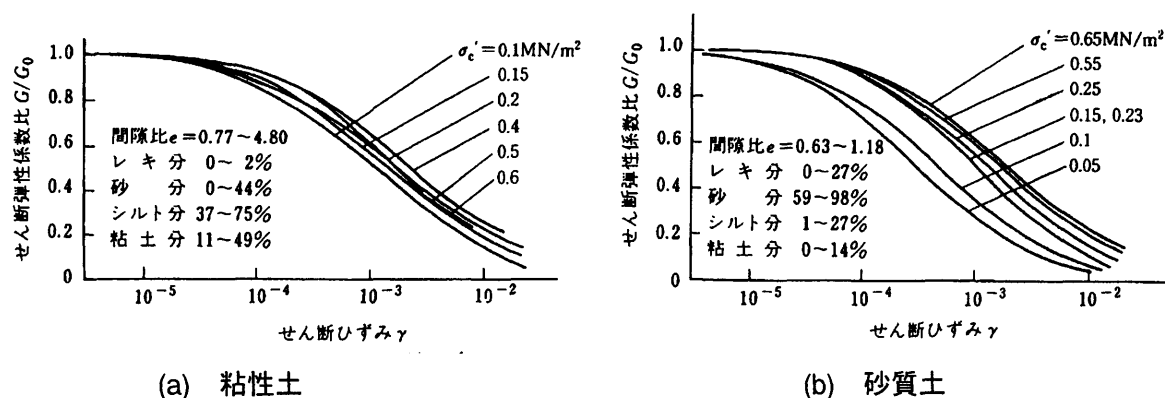


図 1.3.10 せん断弾性係数比とせん断ひずみの関係<sup>1)</sup>

$$\delta = \frac{\pi}{2} \frac{Pa(1-\mu^2)}{E} \quad (1.3.11)$$

$$\frac{P}{\delta} = K(K_{75}) = \frac{2E}{\pi a(1-\mu^2)} \quad (1.3.12)$$

$$E = \frac{2\pi a(1-\mu^2)K_{30}}{2 \times 2.2} = 0.487K_{30} \quad (1.3.13)$$

ここに、 $\delta$  : 剛性円形載荷板による地表面沈下量(m)

$P$  : 載荷応力(MN/m<sup>2</sup>)

$a$  : 載荷板半径(m)

$\mu$  : ポアソン比 (0.3)

$\pi$  : 円周率

$E$  : 変形係数 (MN/m<sup>2</sup>)

$K_{75}$  : 直径 75cm の載荷板による  $K$  値(MN/m<sup>3</sup>)

$K_{30}$  : 直径 30cm の載荷板による  $K$  値(MN/m<sup>3</sup>)

#### (5) 路盤の変形係数

アスファルトコンクリートの変形係数は温度に依存し、その値は 100MN/m<sup>2</sup>～10000MN/m<sup>2</sup> のレベルまで広く分布する。しかし、アスファルトコンクリートの変形係数については研究段階であったことや、薄いアスファルトコンクリートでは変形係数が小さくなるという研究事例<sup>51)</sup>を参考にして、昭和 53 年の設計標準で使用されていた 1800kgf/cm<sup>2</sup> (= 176MN/m<sup>2</sup>, 平成 12 年の SI 単位版の設計標準では 180MN/m<sup>2</sup>) を踏襲することとされた。ここで、設計に用いる変形係数については、昭和 53 年の設計標準では 1kgf/cm<sup>2</sup> = 0.098MN/m<sup>2</sup> で換算されていたが、平成 4 年の設計標準を改訂した平成 12 年の SI 単位版では 1kgf/cm<sup>2</sup> = 0.1MN/m<sup>2</sup> で換算されている。なお、平成 12 年の SI 単位版でも、設計荷重については 1kgf = 9.8N で換算されている。

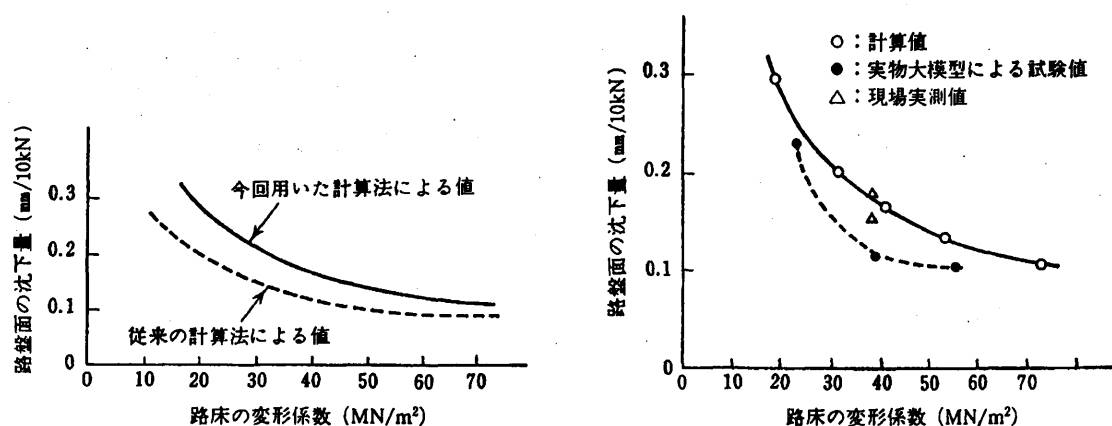
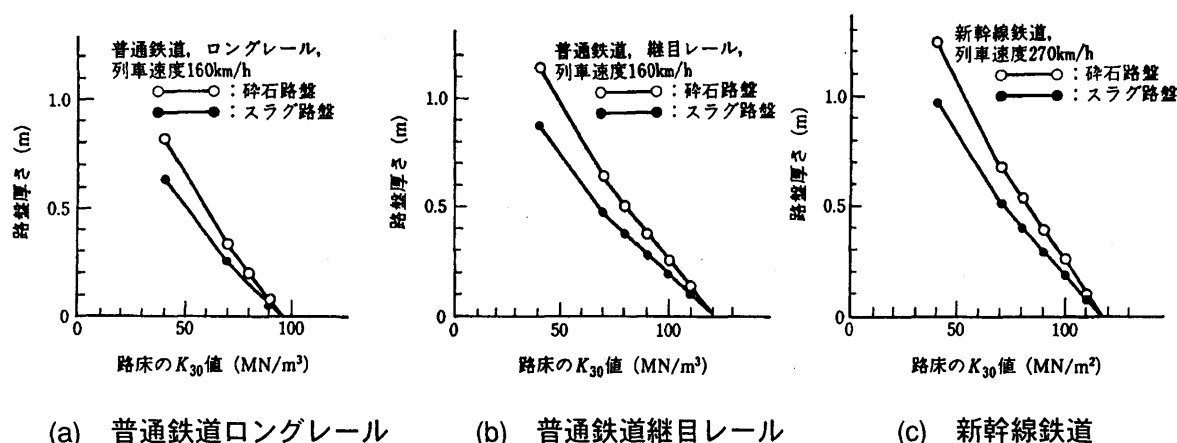
粒度調整碎石の変形係数については実物大模型による路盤の載荷試験結果に対して、FEM によるシミュレーションが行われた結果、概ね 1800kgf/cm<sup>2</sup> (180MN/m<sup>2</sup>) のときに路盤の変形量が実験と解析で一致したことにより、昭和 53 年の設計標準の値を踏襲して 1800kgf/cm<sup>2</sup> (180MN/m<sup>2</sup>) が用いられた。

水硬性粒度調整高炉スラグ碎石の変形係数については、最大粒径 25mm の水硬性粒度調整高炉スラグ碎石 (HMS-25) を用いて一軸圧縮試験による  $E_{50}$  が求められた。一方、スラグ (HMS) の JIS 制定時に専門委員会に提出された資料を参考にして、設計に用いる HMS の長期強度は 20kgf/cm<sup>2</sup> (2.0MN/m<sup>2</sup>) とされた。一軸圧縮試験の結果から 20kgf/cm<sup>2</sup> (2.0MN/m<sup>2</sup>) に相当する  $E_{50}$  は 3000kgf/cm<sup>2</sup> (300MN/m<sup>2</sup>) 程度であった。この値は昭和 53 年の設計標準で用いられていた値と同様の値であったことから、強化路盤の設計値には 3000kgf/cm<sup>2</sup> (300MN/m<sup>2</sup>) が用いられた。

## (6) 路盤厚さの計算結果と設計路盤厚さ

平成4年の設計標準による計算方法では、輪重が5本のまくらぎに荷重が分散される効果を考慮し、5本のまくらぎによる路盤のたわみを重ね合わせてその最大値を用いる。そのため、昭和53年の設計標準と比較すると、計算方法としては路盤のたわみが大きくなる方向となる（図1.3.11）。しかしながら、主に路床の変形係数を求める方法をひずみレベルを考慮することにより見直して、従来よりも大きくとることとしたため、結果として必要な路盤の厚さは薄くなった。

路盤の厚さは路床の  $K_{30}$  値が  $70\text{NM/m}^3 \sim 110\text{NM/m}^3$  の場合と  $110\text{NM/m}^3$  以上の2種類の場合に分けて規定されている。路床の  $K_{30}$  値が  $70\text{NM/m}^3 \sim 110\text{NM/m}^3$  の範囲の場合は安全側の値をとって  $70\text{NM/m}^3$  に対応する路盤の厚さとするものとされている。一方、路床の  $K_{30}$  値が  $110\text{NM/m}^3$  のときは、必要な路盤厚さが0になる場合が生じる（図1.3.12）。これは路盤表面のたわみ量は路床の変形係数に大きく依存するため、路床の変形係数が大きい場合は路盤がなくてもたわみ量 2.5mm 以下という条件を満足する場合があるからである。しかしながら、路盤にはバラストの貫入や雨水の浸入を防止する効果があるため、弾性変形によるたわみ量が小さくても路盤は設置する必要がある。このため、路盤の厚さは路床の  $K_{30}$  値が  $70\text{NM/m}^3$  の場合を基本として考え、路床の  $K_{30}$  値が  $110\text{NM/m}^3$  以上の場合の路盤厚さは  $70\text{NM/m}^3$  の場合の半分とすることとされた。路盤の最小

図 1.3.11 路床の変形係数と路盤面の沈下量の関係<sup>1)</sup>図 1.3.12 路床の  $K_{30}$  値と路盤面の沈下量の関係<sup>1)</sup>

厚さは粒度調整碎石層の施工性を考慮し、粒度調整碎石層 15cm、アスファルトコンクリート層 5cm の合計 20cm とされた。

### (7) 路盤厚さの変遷

平成 4 年の設計標準により、昭和 53 年の設計標準と比較して路盤の厚さが低減することとなった。これは、計算方法や設計のための変形係数の見直しだけでなく、現地調査による裏づけのもとに判断された。現地の実態調査では国鉄東京第一工事局（東一工）および国鉄東京第二工事局（東二工）によって施工された初期の強化路盤が調査された。これらの強化路盤は昭和 53 年の設計標準で規定された路盤よりも厚さが薄く、平成 4 年の設計標準とほぼ同じ厚さであった。実態調査の結果、粒度調整鉱さいを用いたスラグ路盤の一部にクラックの発生があったものの、問題となるような変状は特に認められなかった。路盤厚さの変遷を図 1.3.13 に示す。

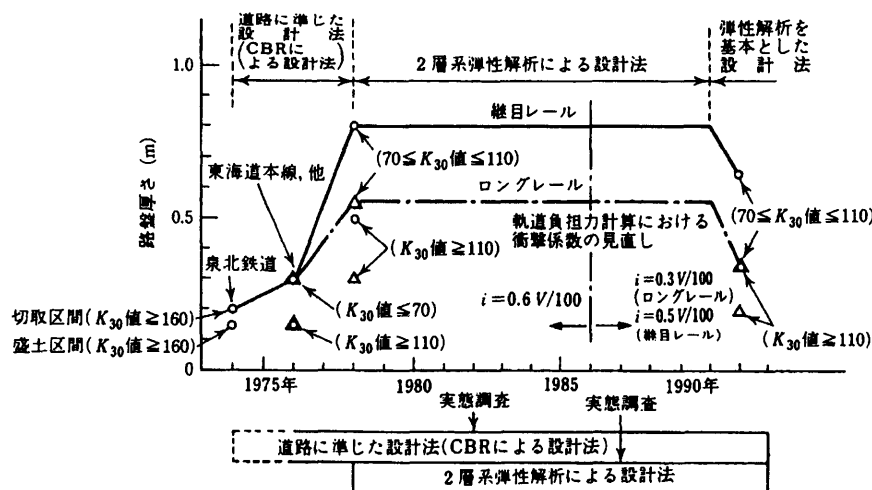


図 1.3.13 路盤厚さの実態の変遷<sup>1)</sup>

### 1.3.4 従来の強化路盤の設計方法のまとめ

従来の強化路盤の設計では、路盤表面の変位量に制限値を設け、その制限値以内の変位となるように路盤の厚さを求める方法を採用していた。平成 4 年の設計標準においては、まくらぎの荷重分散効果や変形係数のひずみレベル依存性を考慮するなど、より実際の変形挙動に即した設計方法となった。しかしながら、従来の方法では路床の平板載荷による  $K$  値、すなわち路床の剛性によって路盤の厚さが一義的に定められるため、性能規定による設計に対応することができないことから、新しい設計方法の導入が必要とされていた。本研究では道路のアスファルト舗装における性能規定による設計方法を参考とし、アスファルトコンクリートの破壊基準から強化路盤の耐用年数を規定する方法について検討を行うこととした。

## 1.4 本研究の目的と概要

### 1.4.1 本研究の目的

本研究では、移動荷重の影響を考慮した鉄道路盤の変形挙動について詳細な検討を行った上で、強化路盤の弾性挙動を FEM により適切に評価し、強化路盤の新しい設計方法を提案することを目的としている。

従来、鉄道路盤の載荷試験ではレール上の一点で繰返し荷重を与える定点載荷試験が多く用いられてきたが、定点載荷では載荷点直下に局所的な変形が生じるため載荷中に軌道の支持条件が変化し、変形挙動を適切に評価できないという問題があった。また、最近の研究で移動荷重載荷を行うと定点載荷よりも沈下量が大きくなることが分かってきたが、そのメカニズムを明らかにする必要があった。本研究では鉄道路盤の模型実験を行うことにより、載荷方式が鉄道路盤の変形特性に与える影響を検討し、その原因について解明することを第一の目的とした。

一方、信頼性の高い路盤の設計を行うためには、路盤の弾性変形挙動を正確にシミュレートする必要がある。しかしながら、鉄道ではレール、まくらぎ、バラストにより構成される軌道構造により路盤に荷重が伝達されるため、それぞれの部材の変形挙動を考慮した解析を行う必要があり、そのためには部材の形状を実際に近い形で表現できる FEM を用いるのが良い。列車荷重を支持する地盤のひずみは  $10^{-4}$  レベルで比較的微小であるため、従来から実務上は線形弾性解析でよいと考えられているが、まくらぎの受ける荷重、路盤の変位、地盤の応力などの変形挙動について、測定結果と解析の結果の整合性を多角的に検証した研究は十分には行われていない。本研究では模型実験および実物大試験の結果について FEM でシミュレーションを行うことにより、鉄道路盤の弾性変形挙動に対する FEM 解析の精度を検証することを第二の目的とした。

構造物の設計は性能規定化による方法に移行しつつあり、強化路盤の設計も性能規定により行うことが求められている。一般的にアスファルトコンクリート路盤の耐用年数はアスファルトコンクリート下面の引張りひずみによって規定される。本研究では道路のアスファルト舗装の設計に用いられているアスファルトコンクリートの破壊基準式を鉄道の強化路盤に適用するために、強化路盤におけるアスファルトコンクリートのひずみを精度良く推定する方法について検討を行った。FEM 解析によって求められる鉄道路盤におけるアスファルトコンクリートのひずみの精度を検証した上で、性能規定による強化路盤の新しい設計方法を提案することを第三の目的とした。

### 1.4.2 本研究の概要

第1章では、既往の研究と従来の強化路盤の設計方法を紹介し、本研究の意義と目的について整理を行った。

第2章では、小型模型を用いた移動荷重載荷試験を行い、移動荷重載荷による路盤の弾性挙動を評価するとともに、繰返し載荷による累積沈下量について検討を行った結果についてまとめた。その中で、移動荷重載荷と定点載荷による変形特性の違いとそのメカニズムについて検討を行った。また、画像解析を行うことにより、地盤内のひずみ分布に関する検討を行った。

第3章では小型模型を用いた移動荷重載荷試験の結果について FEM 解析によるシミュレーショ

ンを行い、FEMでその変形挙動を適切に評価できることを示した。また、FEMの結果から移動荷重载荷による主応力の方向の変化とその大きさを検討した結果をまとめた。

第4章では、実物大アスファルト路盤直結軌道の試験軌道を構築し载荷試験を行った結果についてまとめた。実物大軌道に対してもその弾性変形挙動をFEMで適切に評価できることを示した。また、輪軸落下試験により衝撃荷重を与えることによりアスファルト路盤の動的な挙動についても検討を行った。

第5章では、実物大バラスト軌道の試験軌道を構築し、モータカーによる走行試験を行い、実際のバラスト軌道においてまくらぎが受ける荷重について検討した結果をまとめた。また、バラストの上に設置したまくらぎに対して繰返し载荷試験を行い、まくらぎ下面圧力、および路盤表面の圧力について検討を行った。バラスト軌道に対する繰返し载荷試験の結果をFEMで評価した結果、バラストの変形係数を適切に設定することで路盤表面に作用する圧力をシミュレートできることが明らかとなった。一方、まくらぎ下面の材質がまくらぎの累積沈下量に与える影響を検討した。

第6章では、新しい強化路盤の設計方法を提案し、第2章から第5章までの結果を踏まえた上で、強化路盤のFEM解析を行った結果をまとめた。FEMにより求められたアスファルトコンクリートのひずみから耐用年数の試算を行った結果、平成4年の「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物」の路盤厚さとすることで、十分な耐用年数を有していることが確認された。今後は性能規定化に対応した新しい設計方法を用いることで列車荷重や列車本数に対応した柔軟な設計を行うことができるようになるため、より経済的な路盤厚さを設定できるようになることが期待される。

第7章では、本研究で得られた結論をまとめた。



## 参考文献

- 1) 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
- 2) 日本国有鉄道編：建造物設計標準解説 土構造物，1978
- 3) 須長誠，関根悦夫：経済的な強化路盤の開発に関する研究，鉄道総研報告，第5巻第10号，pp.25-33，1991.10
- 4) 須長誠，関根悦夫：鉄道強化路盤厚さの低減に関する研究，土木学会論文集 No.498/IV-24，pp57-66，1994.9
- 5) 須長誠，関根悦夫：FEM 解析による鉄道強化路盤厚さの検討，土木学会論文集，No.510/IV-26，pp43-48，1995.3
- 6) 須長誠：強化路盤の合理的設計法に関する研究，鉄道総研報告，特別第6号，1996
- 7) Selig, E., Waters, J.M.: Track geotechnology and substructure management, Tomas Telford, 1994
- 8) Huang, Y.H., Lin, C., Rose, J.G.: Asphalt pavement design Highway versus railroad, Journal of Transportation Engineering, Vol.110, No.2, March, 1984
- 9) Huang, Y.H., Rose, J.G., Khoury, C.J.: Design and Performance of Flexible Pavements, Transportation research record 1095, Transportation research board national research council, Washington, DC, 1986
- 10) Asphalt Institute: Rail transit construction using hot-mix asphalt, Technical bulletin No.6, 1990
- 11) 関根悦夫，村本勝己：安定処理した路盤の力学特性に関する研究，鉄道総研報告，第7巻 第10号，pp.55-62，1993.10
- 12) 関根悦夫，鬼頭誠，垂水尚志，米澤豊司：安定処理した鉄道路盤の繰返し荷重に対する耐久性の検討，土木学会論文集，546/VI-32号，pp181-188，1996.9
- 13) 関根悦夫，村本勝己：補強材を用いた路盤の強化，鉄道総研報告，第6巻 第12号，pp.17-25，1992.12
- 14) 村本勝己，関根悦夫，矢口直幸：路盤の補強に用いる立体補強材の基本的特性，鉄道総研報告，第9巻 第7号，pp.25-30，1995.7
- 15) 有道床軌道保守省力化グループ：舗装軌道の開発，鉄道技術研究報告，No.862，1983.3
- 16) 爪長徹，多田逸雄：E型舗装軌道の開発試験，鉄道技術研究所速報，No.A-83-56，1983.5
- 17) 安藤勝敏，須長誠，熊崎弘，関根悦夫，堀池高広：既設線省力化軌道の開発・実用化，鉄道総研報告，第6巻 第11号，1992.11
- 18) 佐竹渉，阿部広和，埴光雄：山手線へ敷設した TC 型省力化軌道の評価，土木学会第53回年次学術講演会，IV-491，pp. 982-983，1998.10
- 19) 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
- 20) 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
- 21) (社)日本アスファルト協会：アスファルトの鉄道道床および廃棄物処理場への適用に関する調査報告書，1996.3

- 
- 22) 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
  - 23) Leykauf, G., Lechner, B.: Design of ballastless track structures using sleeper panels fixed on concrete or asphalt pavements, World conference on railway research, 2001.10
  - 24) 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
  - 25) Feste Fahrbahn, Edition ETR, Hestra-Verlag, 1997
  - 26) 平川大貴：砂地盤内における応力分布の検討，東京大学修士論文，2000.9
  - 27) 平川大貴，桃谷尚嗣，川崎紘誉，龍岡文夫：軌道模型の挙動に対する載荷条件の影響，第7回鉄道技術連合シンポジウム（J-Rail2000），日本機械学会，2000.12
  - 28) 平川大貴，川崎紘誉，桃谷尚嗣，龍岡文夫：軌道模型実験における載荷方法の影響，土木学会 第55回年次学術講演会，2000.9
  - 29) Hirakawa,D., Kawasaki,H., Tatsuoka,F. and Momoya,Y.: Effects of loading conditions on the behavior of railway track in the laboratory model tests, Bearing capacity of roads, railways and airfields, Lisbon, Portugal, 2002.6
  - 30) 村本勝己，関根悦夫，桃谷尚嗣：軌道模型の繰返し載荷試験における載荷方法の影響，土木学会第56回年次学術講演会，2001.9
  - 31) 原田尚幸，東畑郁生，川崎祐征，須長誠：移動荷重を受ける路盤土の変形特性，第28回土質工学研究発表会，1993.6
  - 32) 原田尚幸，東畑郁生，川崎祐征，須長誠：移動荷重を受ける路盤土の沈下量におよぼす要因について，土木学会第48回年次学術講演会，1993.9
  - 33) Towhata, I., Kawasaki, Y., Harada, N. and Sunaga, M.: Contraction of soil subjected to traffic-type stress application, Proceedings of the international symposium on pre-failure deformation characteristics of geomaterials, Sapporo, Japan, pp.305-310, 1994.9
  - 34) Wong, R.K.S. and Arthur, J.R.F.: Induced and inherent anisotropy in sand, Geotechnique 35, No.4, pp471-481, 1985
  - 35) 石川達也，名村明：実物大試験による道床バラスト部繰返し変形特性の検討，土木学会論文集，No.512 / IV-27, pp.47-59, 1995.4
  - 36) 石川達也，須長誠，董軍，名村明：大型繰返し三軸試験による道床バラストの変形特性の検討，土木学会論文集，No.575 / III-40, pp.169-178, 1997.9
  - 37) 石川達也，大西有三：道床バラストの繰返し変形挙動に対する不連続変形法（DDA）の適用，土木学会論文集，No.589 / III-42, pp.205-217, 1998.3
  - 38) 石川達也，大西有三，堀池高広：不連続変形法（DDA）による道床バラスト部繰返し変形機構の検討，土木学会論文集，No.645 / III-50, pp.15-28, 2000.3
  - 39) 関根悦夫，木幡行宏，蔣関魯，矢崎澄雄，長戸博：道床バラストの強度・変形特性，鉄道総研報告，第14巻 第4号，pp.13-18，2000.4

- 40) 関根悦夫, 河野昭子, 長戸博, 鬼頭昭人: 道床バラストの磨耗過程における強度, 変形特性, 鉄道総研報告, 第16巻 第4号, pp.13-18, 2002.4
- 41) Kono, A., Sekine, E., Kohata, Y.: An evaluation method for the shape of ballast grains using their digital data, Quarterly Report of RTRI, Vol.42, No.1, 2001
- 42) Ishikawa, T., Sekine, T.: Effects of wheel load on cyclic loading deformation of railroad ballast, Railway Engineering, 2002.6
- 43) 日本道路協会: 舗装の構造に関する技術基準・同解説, 2001.7
- 44) 日本道路協会: 舗装設計施工指針, 2001.12
- 45) 柳澤照二, 原茂司: 粒度調整鉱滓を用いた強化路盤工, 鉄道土木, 第17巻第8号, pp.33-36, 1975.8
- 46) 梅原俊夫, 原茂司: 強化路盤工の設計, 構造物設計資料, No.47, pp.3-6, 1976.9
- 47) 内田一郎: 道路舗装の設計法, 森北出版, 1962
- 48) 松野三郎, 養王田栄一, 三浦裕二, 飯島尚: 道路舗装の設計, 山海堂, 1974
- 49) 佐藤吉彦, 梅原利之編: 線路工学, 日本鉄道施設協会
- 50) 高速道路調査会アスファルト舗装追跡調査結果解析班: アスファルト舗装追跡調査結果報告書, 1976.2
- 51) 秋山征敬, 細田昌夫: たわみ性舗装体の弾性変形係数と温度, 土木学会第24回年次学術講演会, pp.303-304, 1969.9