

## 2.7.4 まくらぎの変位振幅

載荷輪の移動に伴うまくらぎ変位の波形を図 2.7.17～図 2.7.18 に示す。縦軸は模型中心のまくらぎ No.8 の変位であり、横軸に載荷輪の位置をとった時系列の波形を表している。まくらぎ変位波形は載荷荷重 1500N の 99 回目および 100 回目の走行について示している。99 回目の走行では右から左 (No.15 から No.1) へ走行しており、100 回目の走行では左から右 (No.1 から No.15) へ走行している。図中に示している変位は各走行回の走行開始時をゼロとしており、弾性的な変位について示している。Series1 の場合と同様にまくらぎ変位波形は除荷時の戻りが載荷時と比較して遅れる傾向となるため、走行方向に従って左右対称の形状になる。

バラストを設置していないケース (Case1～Case4) では路盤の上に直接まくらぎを設置しているため、まくらぎ変位＝路盤表面変位と考えることができる。バラストを設置している Case5 ではまくらぎ変位と路盤変位をそれぞれ測定している。Series1 と比較するとケースごとのまくらぎ変位量の差は小さい。強化路盤の上にまくらぎを直接設置しているケース (Case1, Case2, Case4) ではまくらぎの変位振幅量は 0.1mm 程度であった。Series1 において強化路盤を設置していたケースでは変位振幅量が 0.04～0.07mm 程度であったので、それよりも変位振幅量が大きくなっている。これは、Series2 の路盤の剛性が Series1 の路盤の剛性よりも小さかった影響が大きいと考えられる。一方、CA モルタルを設置した強化路盤とはしておらず、砂質礫のみによる土路盤の Case3 ではまくらぎの変位振幅量がやや大きく、0.15mm 程度となっている。また、強化路盤の上にバラストを設置している Case5 では路盤の変位振幅量は 0.1mm 程度であり、他の CA モルタルを設置しているケースの路盤とほぼ同じ変位振幅量となっている。それに対して Case5 のまくらぎ変位振幅量はバラスト層の変位振幅を含むため、路盤変位振幅より大きくなり、0.15mm 程度となっている。

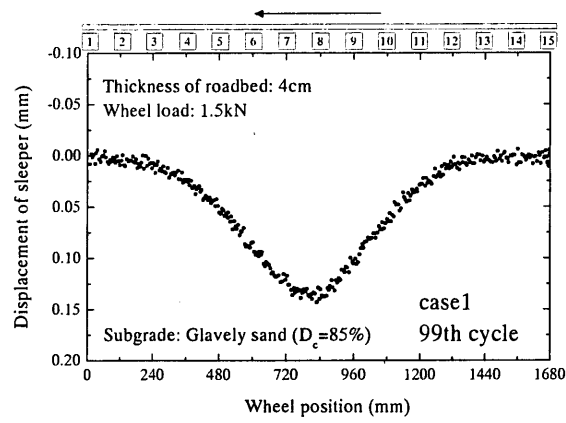
まくらぎの受ける変位の波形は除荷時における戻りに遅れが生じるのに対して、荷重の波形は載荷時と除荷時ではほぼ左右対称の形状となるため、荷重－変位曲線を描くと図 2.7.19 に示すように、ヒステリシスループを描く形状となる。荷重－変位曲線は載荷荷重 1500N の 100 回目の走行について示している。荷重－変位曲線の形状は Series1 の強化路盤を設置しているケースで見られたような逆反り型の形状となっており、荷重レベルの小さいところで接線ばね係数が小さく、荷重レベルの大きいところでは接線ばね係数が大きくなっている。Case3 では CA モルタル層を設置せず、砂質礫による土路盤としているが、CA モルタル層を設置して強化路盤としている Case1, Case2, Case4 と比較しても荷重－変位曲線の形状に明確な違いは見られない。これは、Series2 の路盤材として用いている砂質礫、および路床として用いている礫質砂の材料特性が、まくらぎの荷重－変位曲線に対して支配的な影響を与えており、CA モルタル層の有無はあまり影響していないためであると考えられる。

Case1～Case4 では路盤の上に直接まくらぎを設置しているのに対して、Case5 では路盤の上にバラスト層を設置し、その上にまくらぎを設置している。Case5 のまくらぎの荷重－変位曲線は Case1～Case4 のまくらぎの荷重－変位曲線と形状が似ているが、路盤のまくらぎ荷重－変位曲線はやや面積の大きいループを描く形状となっている。これは、バラストを設置している場合、バラスト層によってまくらぎの荷重が広く分散されるため、路盤の変位はその直上のまくらぎだけ

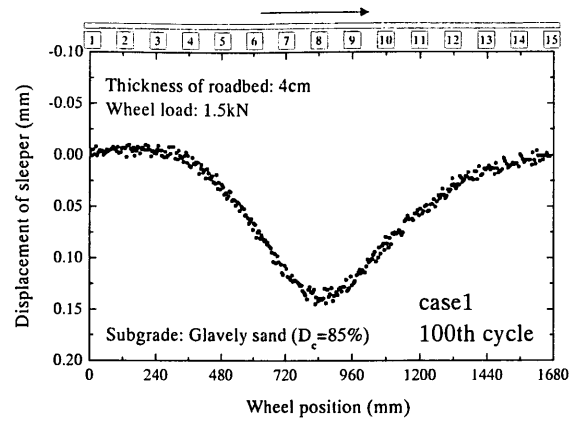
でなく、他のまくらぎの影響を強く受けるようになるためであると考えられる。特に除荷時のまくらぎ荷重の減少に対して路盤変位の戻りが遅い。路盤表面では、載荷輪が測定点直上のまくらぎを通過した後も隣接するまくらぎからの荷重を受けるため、測定点直上のまくらぎの荷重が減少し始めても変位が戻りにくくなり、非線形性が強く現れやすくなると考えられる。

図 2.7.20 にまくらぎ変位振幅と繰返し載荷回数の関係を示す。ここに示したまくらぎの変位振幅は模型中心のまくらぎ No.8 の値である。はじめに載荷荷重 1500N で 100 回の載荷を行った後、載荷荷重を 1500N から 3000N へ増加させると、変位振幅も 2 倍程度に増加している。その後、3000N で 50 回の移動荷重載荷を行った後、載荷荷重 3000N のままで定点載荷を行っているが、定点載荷を行っている間は、移動荷重載荷時と比較して変位振幅量がやや小さくなっている。これは、定点載荷時は他のまくらぎに荷重が分散されるため、載荷点直下のまくらぎの荷重分担率が減少するためであると考えられる。

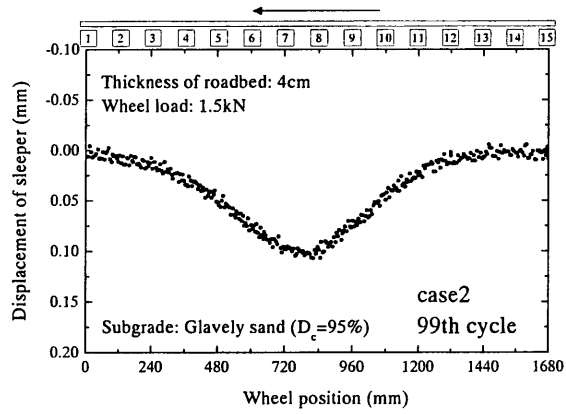
移動荷重載荷時は、繰返し載荷を行うことにより、変位振幅がわずかに低減する傾向にあることが分かる。載荷点直下のまくらぎ鉛直荷重は繰返し載荷とともにわずかに増加する傾向であったにも関わらず変位振幅は小さくなっていることから、これは地盤の支持剛性が増加することに起因していると考えられる。すなわち、移動荷重載荷を繰返し行うことにより、地盤の密度が増加するので支持剛性が増加し、載荷点直下のまくらぎが受ける荷重が大きくなるのに対し、変位振幅は反対に小さくなるのである。このように、繰返し載荷とともに地盤の剛性が増加し、まくらぎ荷重分担率の増加によりまくらぎが受ける荷重が増加するにもかかわらず変位振幅が減少するという傾向はレールの上から載荷を行う定点載荷試験では得られないものであり、実際の列車走行を模擬した移動荷重載荷試験を行うことの重要性を示しているといえる。



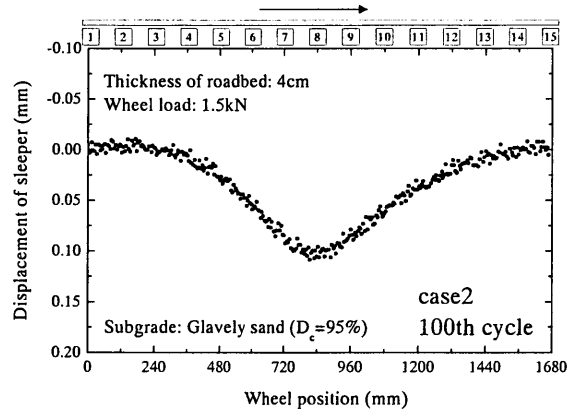
(a) Case1 99th cycle



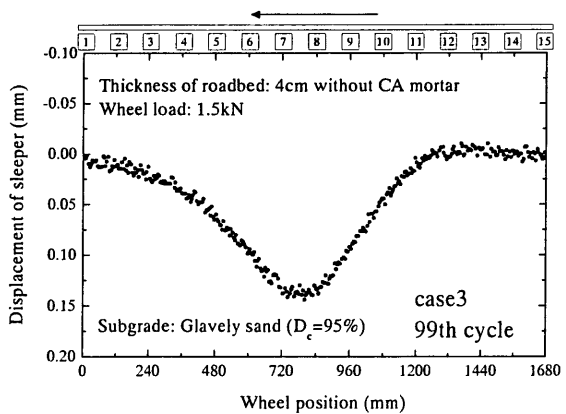
(b) Case1 100th cycle



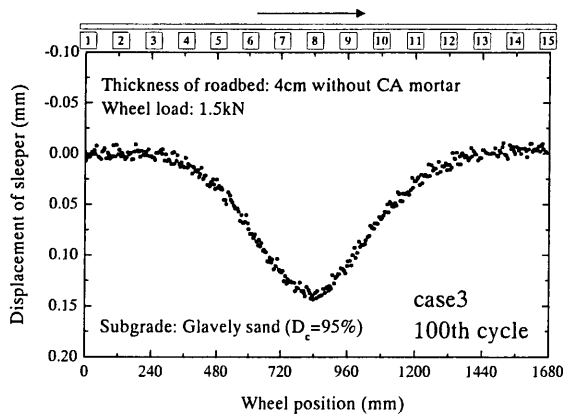
(c) Case2 99th cycle



(d) Case2 100th cycle

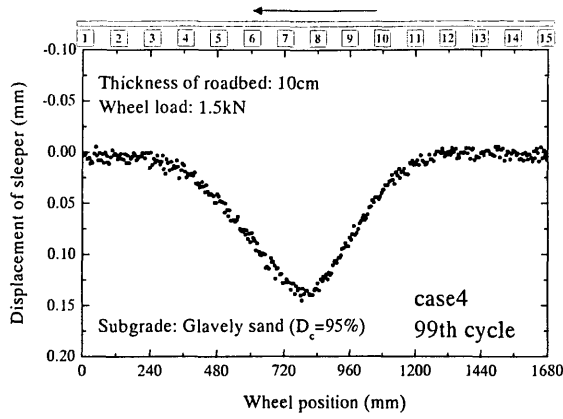


(e) Case3 99th cycle

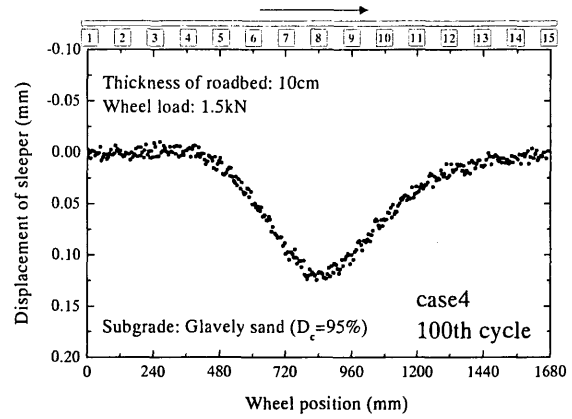


(f) Case3 100th cycle

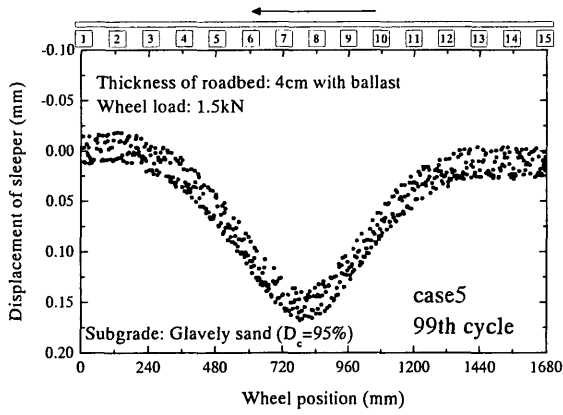
図 2.7.17 Series2 まくらぎ変位の波形



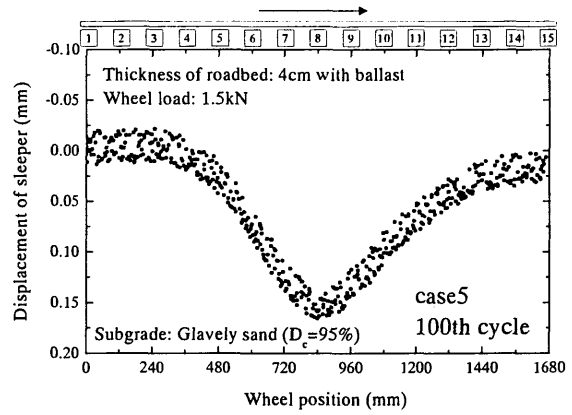
(a) Case4 99th cycle



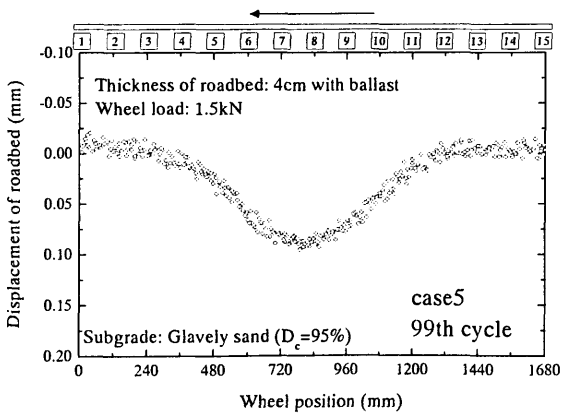
(b) Case4 100th cycle



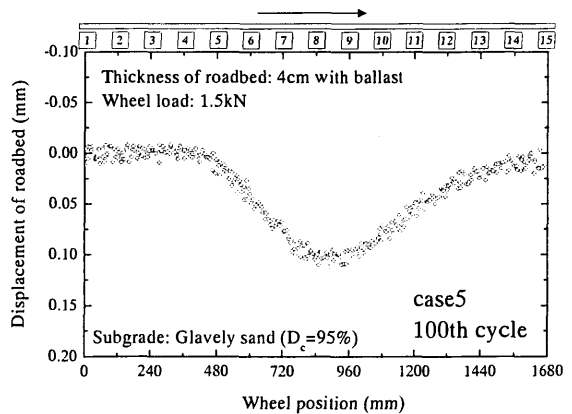
(c) Case5 99th cycle (Sleeper on ballast)



(d) Case5 100th cycle (Sleeper on ballast)



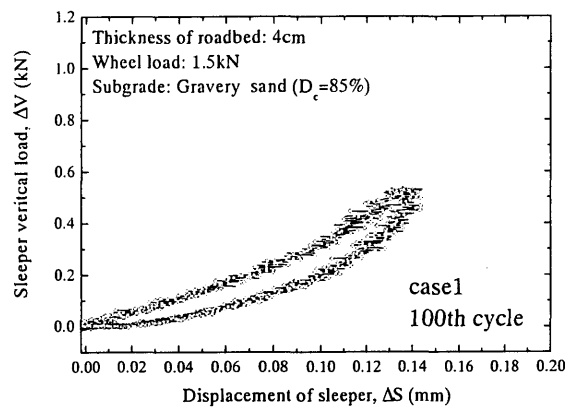
(e) Case5 99th cycle (Roadbed beneath ballast)



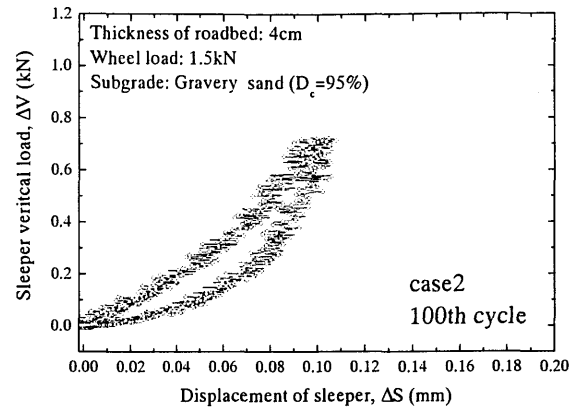
(f) Case5 100th cycle (Roadbed beneath ballast)

図 2.7.18 Series2 まくらぎおよび路盤 (case5 のみ) 変位の波形

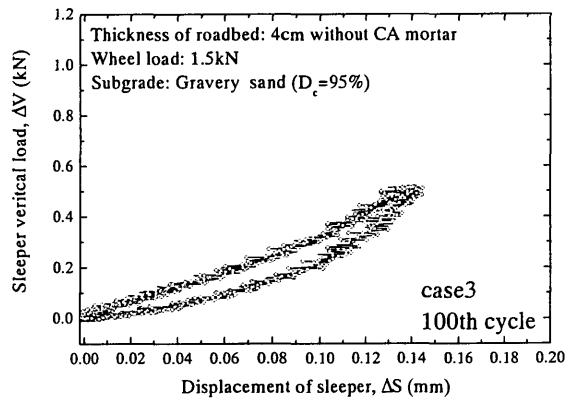




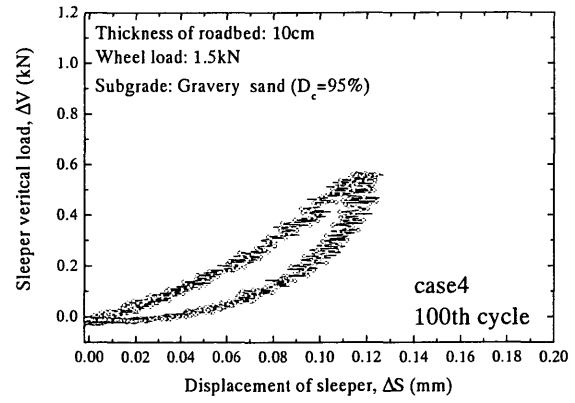
(a) Case1 100th cycle



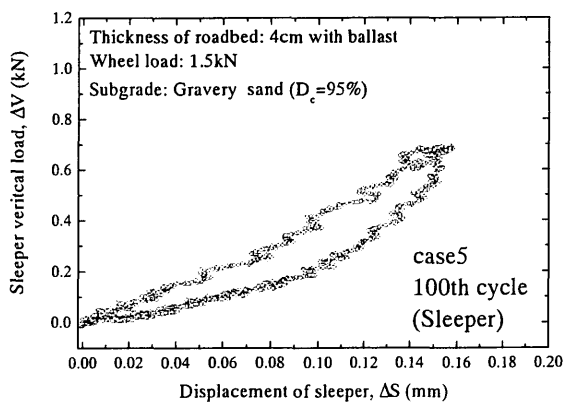
(b) Case2 100th cycle



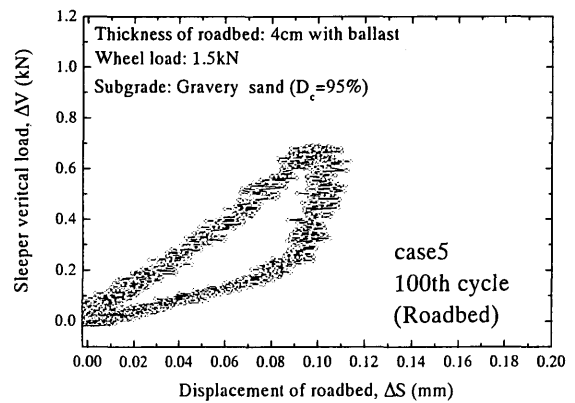
(c) Case3 100th cycle



(d) Case4 100th cycle

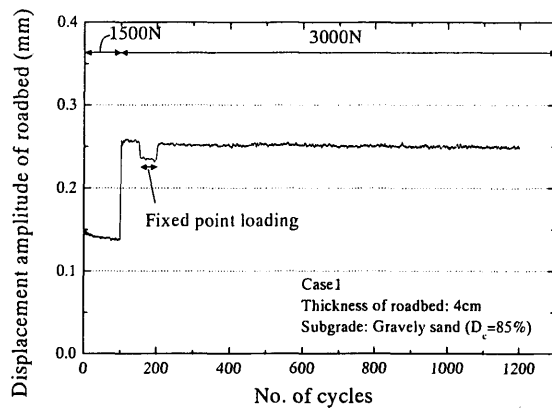


(e) Case5 100th cycle (Sleeper on ballast)

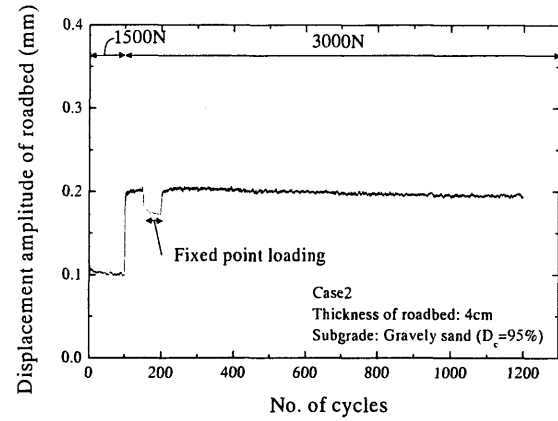


(f) Case5 100th cycle (Roadbed beneath ballast)

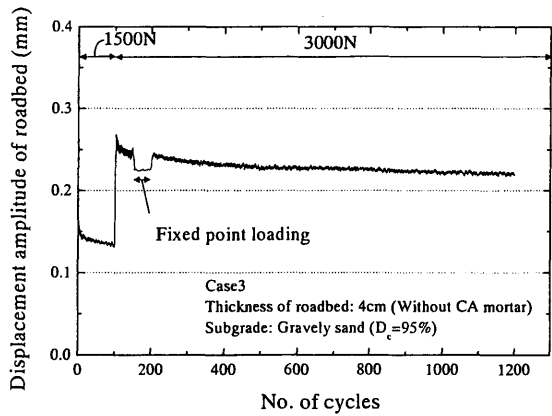
図 2.7.19 Series2 模型中心まくらぎ (No.8) の荷重－変位曲線



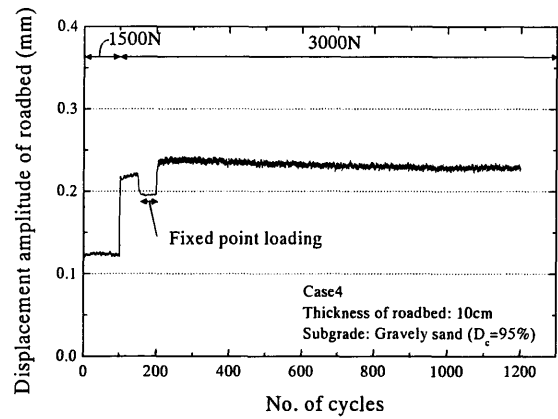
(a) Case1



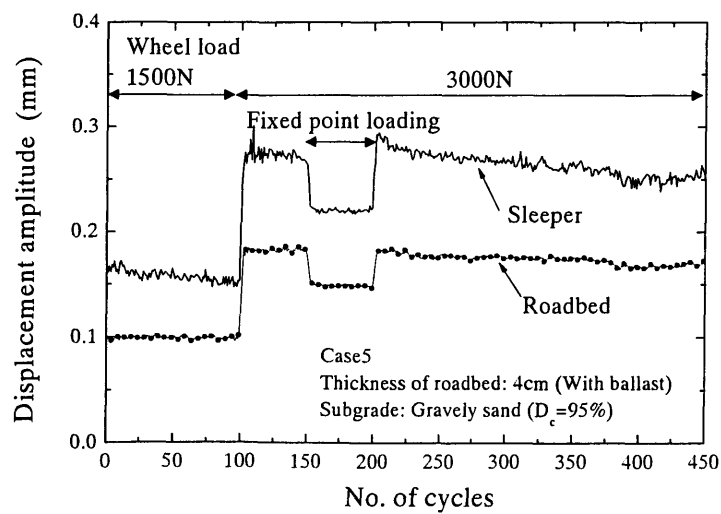
(b) Case2



(c) Case3



(d) Case4



(d) Case5

図 2.7.20 Series2 変位の振幅

## 2.7.5 まくらぎの累積変位

図 2.7.21 にまくらぎ変位の分布形状を示す。縦軸はまくらぎ変位、横軸はまくらぎの位置を示している。まくらぎ変位の分布は載荷荷重 1500N の 100 回目、3000N の 50 回目、および 3000N の 1000 回目（Case5 は 200 回目）について示している。Series2 でも Series1 と同様に、各まくらぎを均等に沈下させるため、端部より 3 本目のまくらぎから徐々に荷重を 1/4 まで低下させて載荷輪を端部まで移動させている。

まくらぎ変位は土槽手前側（南側）と土槽奥側（北側）の両端で測定した値の平均値である。実際にまくらぎ両端で測定しているのは模型中心部のまくらぎ No.7, No.8, No.9 のみであり、他のまくらぎについてはまくらぎ No.7, No.8, No.9 の南側端部と北側端部の値の比率を用いて、まくらぎの南側端部で測定した値を補正している。しかし、Case1 では模型設置時の傾きが原因で両レールに均等に載荷できなかったため、南側よりも北側の沈下量が大きくなった。このため、Case1 では変位量の小さい土槽手前側の値を用いて変位量を求めている。Case1 の結果を見ると模型中心部で変位が大きく、模型両端部で変位が小さいように見えるが、実際には土槽奥側では変位が生じていると考えられるので、この図は必ずしも実際のまくらぎ変位分布を正しく表していない。一方、Case2～Case5 については模型端部においても模型中心部と同様に変位が生じている。Case1 以外では各まくらぎに比較的均等に沈下が生じているが、路盤の厚い Case4 では特に均等に沈下が生じている。一方、CA モルタル板を設置していない Case3 では変位のばらつきが大きかった。これより、路盤が厚く剛性が大きい場合の方が軌道模型は均等に沈下しやすいと考えられる。

図 2.7.22～図 2.7.23 に Case1～Case4 の繰返し載荷回数に対するまくらぎの累積沈下量を示す。まくらぎの沈下量は模型中心のまくらぎ No.8 の値を示している。Series2 では累積沈下量に対して弾性的な変位振幅量が相対的に大きかったため、ここでは除荷時の値（載荷輪がまくらぎ No.1 直上にあるとき）と載荷時の値（載荷輪がまくらぎ No.8 直上にあるとき）の両方について示している。いずれのケースにおいても、載荷荷重を 1500N から 3000N に増加させると沈下量が急速に増加しているが、沈下速度は繰返し載荷回数とともに低減していく傾向が見られる。繰返し載荷によるまくらぎの変位振幅量の変化が小さいため、除荷時の累積沈下曲線と載荷時の累積沈下曲線はほぼ平行となっている。

定点載荷時には移動荷重載荷時と比較して沈下量が小さくなっている。定点載荷時に沈下量が小さくなる傾向は Series1 と同様であった。定点載荷を行っているときの変位に着目すると、除荷時は移動荷重載荷時よりも変位がやや大きく、載荷時は変位量がやや小さくなっていることがわかる。定点載荷時の載荷荷重の振幅は 0～3000N としているため、載荷荷重振幅は移動荷重載荷時と同じである。しかし、移動荷重載荷の除荷時は載荷輪がまくらぎ No.1 上に移動している場合であり、そのときの載荷荷重は 3000N の 1/4 の 750N であるので、軌道模型そのものに対して完全な除荷が行われているわけではない。通常、鉄道の軌道では載荷点から数本離れたまくらぎではレール剛性の影響でまくらぎが持ち上がるアップリフトという現象が見られるが、本実験では有限長の軌道模型で載荷を行っているため、移動荷重載荷の除荷時にはアップリフトの影響により、載荷輪が模型端部にあるときに模型中心のまくらぎ No.8 はわずかに持ち上がっている可能性

が考えられる。仮に無限長の軌道模型で実験を行っていたとしても、移動荷重載荷時には載荷輪の移動とともに個々のまくらぎは、載荷→アップリフト→完全除荷という過程で載荷が行われるため、実際に生じている荷重振幅量は除荷側の影響により定点載荷時よりも大きくなると考えられる。それに加えて定点載荷では載荷点直下における局所的な変形のため、載荷点直下の荷重分担率が減少するので、まくらぎに作用する荷重振幅量は小さくなる。

図 2.7.24 にバラストを用いていない強化路盤のケース (Case1, Case2, Case4) の繰返し載荷回数とまくらぎ沈下量の関係を示す。バラストを用いていないケースでは路盤上部の CA モルタル層の上に直接まくらぎを設置しているので、まくらぎ変位は路盤表面の変位と一致すると解釈できる。路床の締固め度 95% の場合について路盤厚さ 4cm (Case2) の場合と 10cm (Case4) の場合を比較すると、路盤厚さ 4cm で薄い Case2 の方が、沈下量が大きくなっている。一方、路盤厚さ 4cm の場合について、路床の締固め度 85% (Case1) と 95% (Case2) の場合を比較すると、路床の締固め度が小さい Case1 の方が、沈下量が大きくなっている。しかし、Case1 と Case2 の差は 3000N である程度載荷を行ったところで表れており、載荷荷重の小さい 1500N のときは沈下量の差が明確ではない。

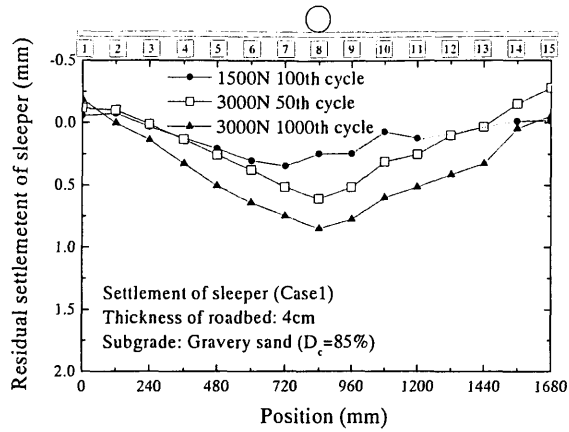
図 2.7.25 には路盤厚さ 4cm のケースについて路盤下部の砂質礫 3cm+路盤上部の CA モルタル 1cm で合計厚さ 4cm とした Case2(強化路盤)と、砂質礫のみを用いて路盤厚さを 4cm とした Case3 (土路盤) の比較を示す。まくらぎの沈下量に対する CA モルタル層の影響は顕著であり、CA モルタル層のない Case3 の方が、CA モルタル層のある Case2 の 2 倍程度まくらぎが沈下している。

図 2.7.26 には Case1～Case4 について、載荷荷重 3000N の定点載荷後の変位量を初期値として比較した図を示している。この図は初期の載荷が十分行われた後の沈下量の比較であり、路盤厚さの影響 (Case2 と Case4 の比較) や路床密度の影響 (Case1 と Case2 の比較) がより明確となっている。ここで、路盤厚さが同じ 4cm の場合について、CA モルタル層を設けて強化路盤としている Case2 と CA モルタル層を設けていない Case3 を比較すると、両者の沈下量はほぼ等しくなっている。これは、CA モルタル層 (アスファルトコンクリート層) の有無の違いは初期沈下量には大きな影響を与えているが、十分載荷が行われた後の定常的な沈下量として比較を行うと、差がほとんど見られないことを示している。ただし、Case2 と Case3 では Case3 に CA モルタル層が存在しないために、路盤の剛性が小さくなり、結果として個々のまくらぎに作用する荷重分担率が小さくなっている。つまり、Case2 と Case3 ではレールに対する載荷荷重は等しくても、個々のまくらぎに作用している荷重は異なる。そのため、仮に Case2 と Case3 の路盤に対して同じ荷重を載荷したとすると、Case3 の方が、沈下量が大きくなる可能性が考えられる。すなわち、本実験では軌道模型の剛性の影響により、結果として Case2 と Case3 の沈下量が等しくなっているが、繰返し載荷に対する路盤自体の支持力が必ずしも等しいというわけではない。しかしながら、同様の現象は実際の路盤においても生じることであると考えられる。つまり、剛性の低い地盤上では個々のまくらぎの荷重分担率は小さくなり、沈下量を抑制する方向に作用するが、剛性の高い地盤上では荷重分担率が大きくなり、沈下が増加する方向に作用すると考えられる。このように、鉄道の軌道は剛性の小さい地盤上では荷重分散効果により、自動的にまくらぎに作用する荷

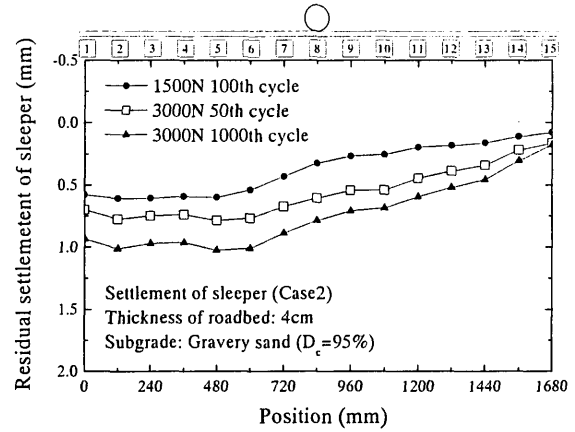
重を低減させる方向に作用するという、合理的な構造になっていると言える。

図 2.7.27 には強化路盤の上にバラスト層を設置した Case5 における、まくらぎ・路盤の累積沈下量、およびまくらぎ・路盤の弾性変位振幅を示す。Case5 では模型の作成時にバラスト層を安定させるために予備載荷を行っており、そのときに同時に路床も沈下しているため、沈下量そのものを Case1～Case4 と直接比較することはできないことに注意する必要がある。Case5 の累積沈下量を見ると、まくらぎの沈下量が路盤の沈下量に対して 4 倍程度であることが分かる。まくらぎ弾性変位振幅量は路盤の弾性変位振幅量の 1.5 倍程度であるので、バラスト部分で生じる累積沈下量は弾性変位振幅量と比較して相対的に大きい。バラストは路床・路盤材料と比較すると均等係数の小さい貧配合の材料である。路床として用いている、締め固めた礫質砂の密度は  $1.6 \sim 1.8 \text{ g/cm}^3$  程度であるのに対して、バラストとして用いている碎石の密度は  $1.4 \sim 1.5 \text{ g/cm}^3$  程度である。ところが、バラストとして用いている碎石の単調載荷による変形係数は  $10^{-4}$  ひずみレベルで  $100 \sim 200 \text{ kN/m}^2$  程度<sup>7)</sup>であるのに対して、礫質砂の変形係数は図 2.5.8 に示した結果より  $20 \sim 50 \text{ kN/m}^2$  程度である。つまり、バラストとして用いている単粒度碎石は、密度は小さいが剛性は大きい。それに対して、模型実験の結果では繰返し載荷に対するバラスト層の累積変位量が大きい。このように、バラストのように貧配合の碎石は剛性が大きい場合でも、塑性変形量が大きくなると考えられる。つまり、地盤の塑性変形量は土質材料の変形係数に比例するのではなく、密度や粒度分布に大きく影響されると考えられる。

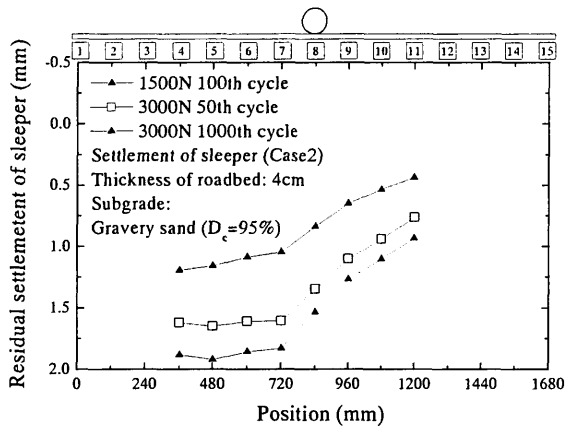
Case5 のまくらぎ No.8 のまくらぎ鉛直荷重－まくらぎ変位曲線を図 2.7.28 および図 2.7.29 に示す。載荷荷重 1500N の移動荷重載荷 100 回でまくらぎ沈下が収束しつつある場合でも、載荷荷重を増加させると沈下が再び促進されている様子がわかる。移動荷重載荷を行っている過程ではまくらぎの受ける荷重の最大値はやや増加する傾向にあるが、定点載荷を行うと繰返し載荷とともにまくらぎが受ける最大荷重が少しずつ減少し、移動荷重載荷と比較すると沈下もあまり進まないことが分かる。Case5 のまくらぎ No.7～No.9 の、まくらぎ鉛直荷重曲線－まくらぎ変位を図 2.7.30 に示す。個々のまくらぎに作用している荷重は模型設置状態の影響でばらつきによる違いが見られるが、レール剛性を有した軌道模型全体が一様に沈下するため、まくらぎごとの沈下量のばらつきは比較的小さい。移動荷重載荷時のまくらぎ荷重波形は載荷時と除荷時で同様なほぼ左右対称の形状であるのに対して、変位波形は除荷時の戻りが遅れることから、荷重－変位曲線はヒステリシスループを描く形状となっている。一方、図 2.7.31 にまくらぎ鉛直荷重－路盤表面変位曲線を示す。路盤の弾性変位振幅量はまくらぎの弾性変位振幅量の  $2/3$  程度であるのに対し、路盤の累積変位量はまくらぎの累積変位量の  $1/4$  程度である。そのため、まくらぎ荷重曲線－まくらぎ変位では、繰返し載荷とともに累積沈下が進行する様子が明瞭であるのに対して、まくらぎ荷重－路盤変位曲線では、累積変位と比較して弾性変位振幅量が大きい弾性的な挙動となっていることが分かる。



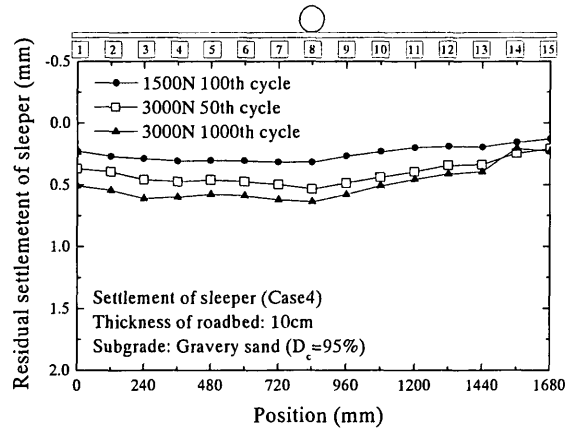
(a) Case1



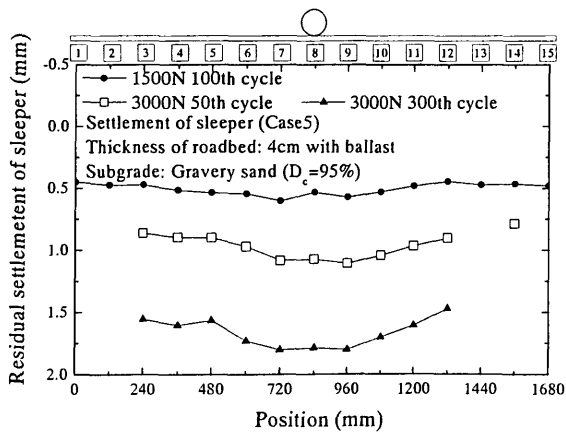
(b) Case2



(c) Case3

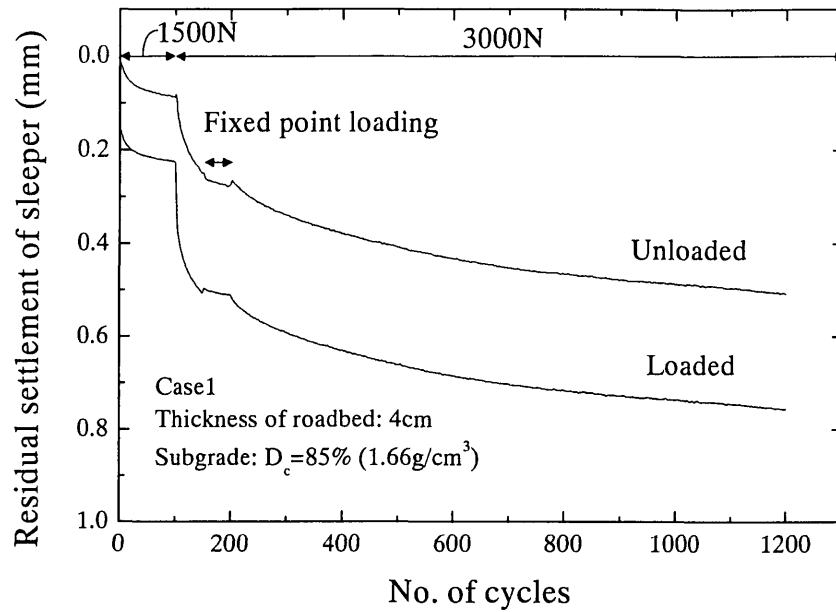


(d) Case4

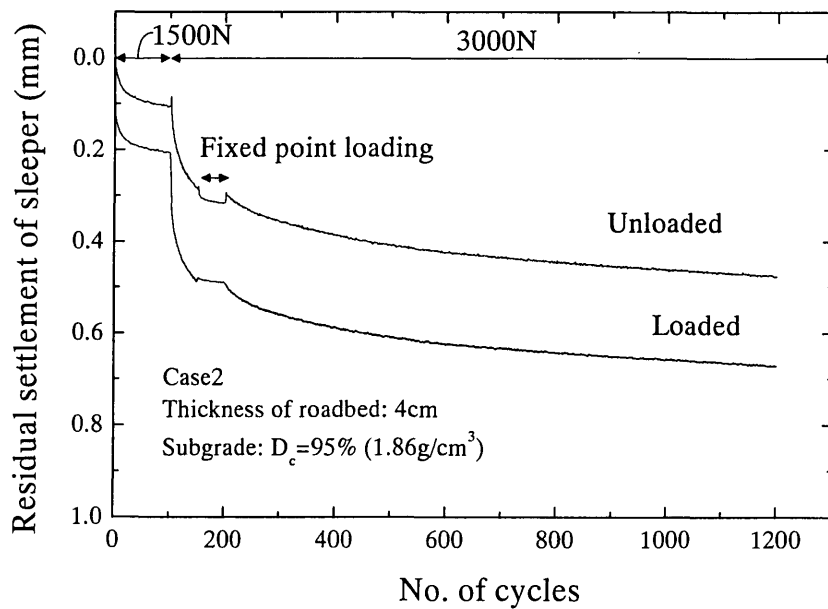


(e) Case5

図 2.7.21 Series2 移動荷重載荷によるまくらぎ変位の分布形状

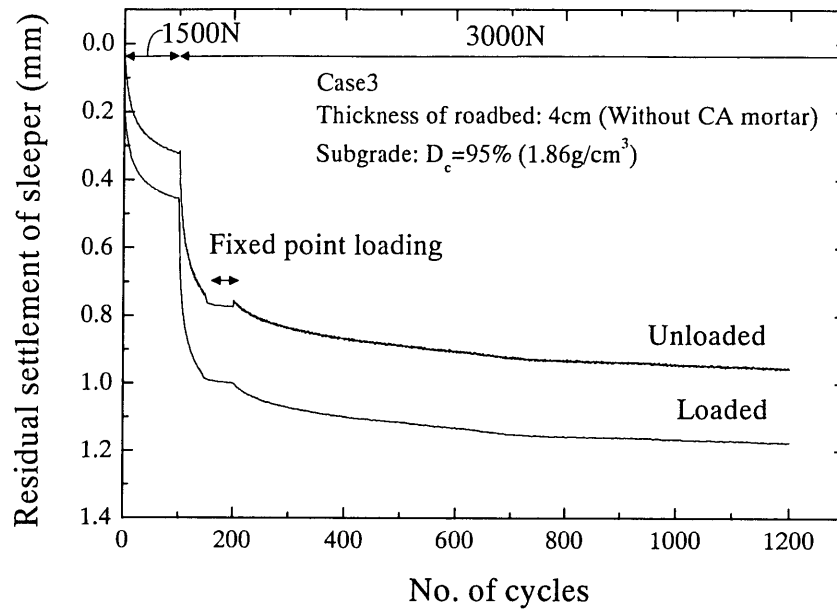


(a) Case1 Settlement of roadbed by cyclic loading

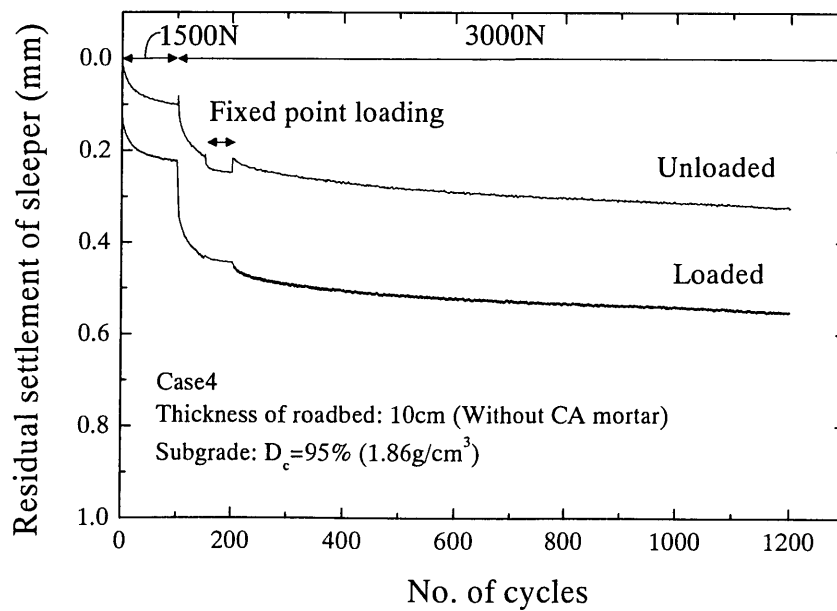


(b) Case2 Settlement of roadbed by cyclic loading

図 2.7.22 Series2 Case1, Case2 繰返し載荷による累積沈下量



(a) Case3 Settlement of roadbed by cyclic loading



(b) Case4 Settlement of roadbed by cyclic loading

図 2.7.23 Series2 Case3, Case4 繰返し載荷による累積沈下量



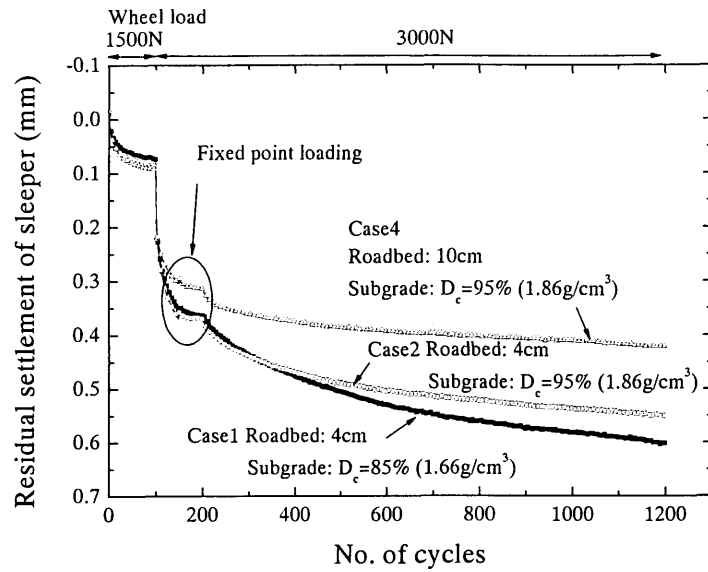


図 2.7.24 Series2 Case1, Case2, Case4 の比較

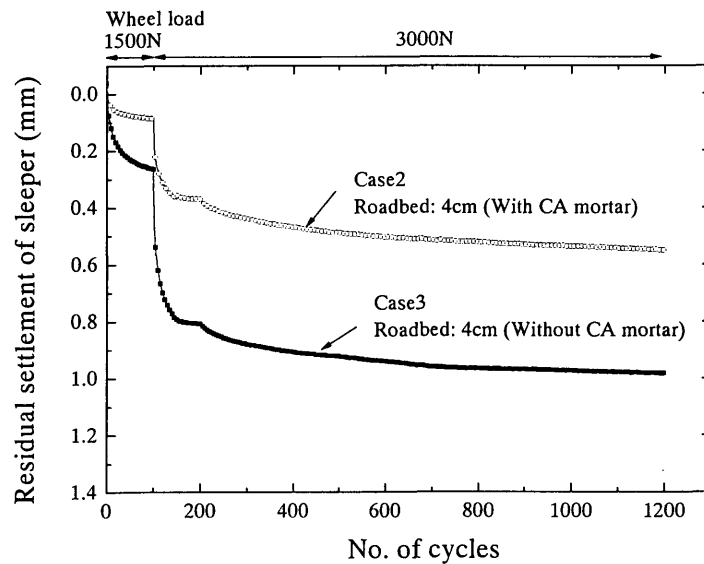


図 2.7.25 Series2 Case2 と Case3 の比較

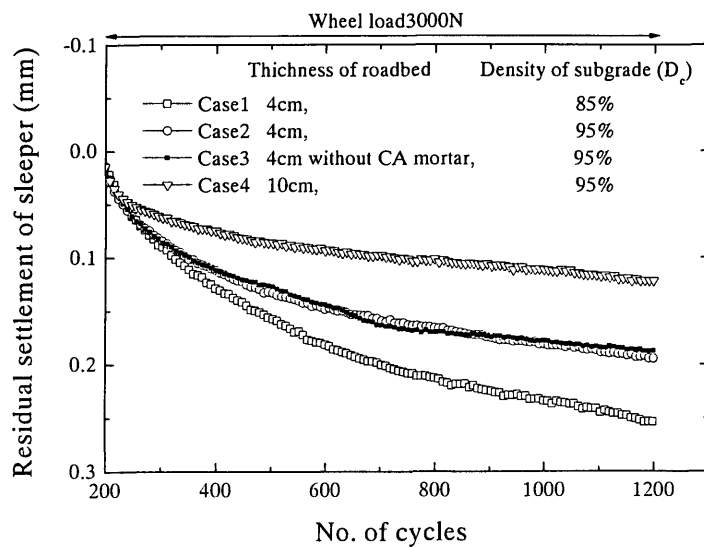
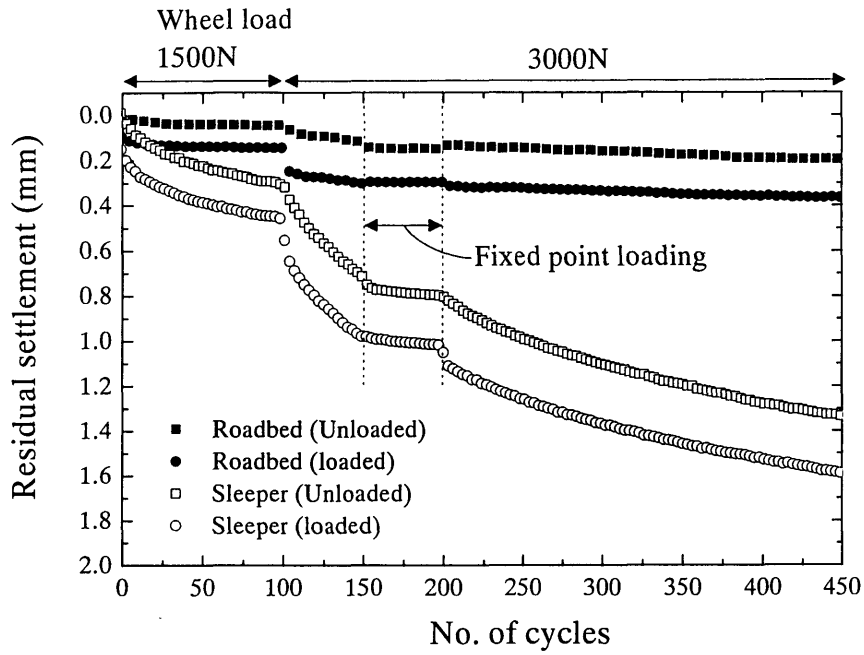
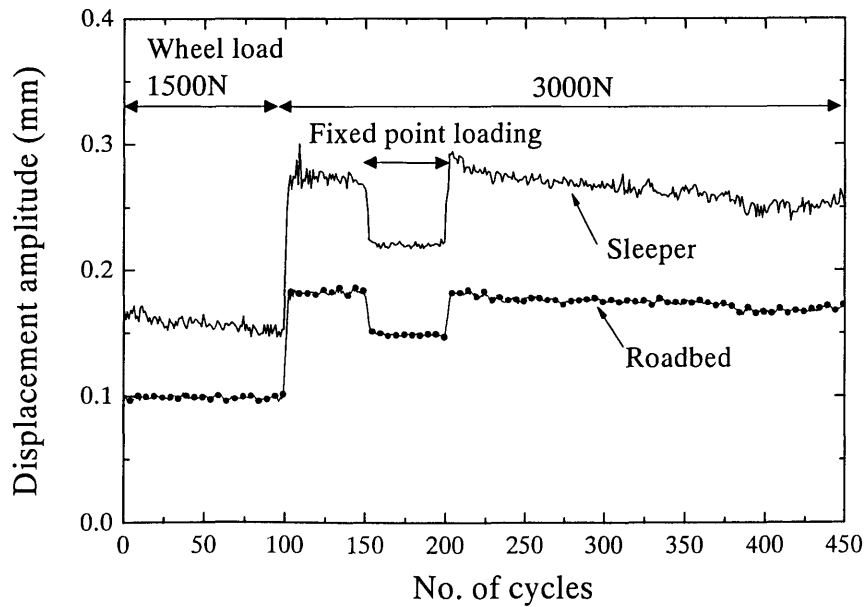


図 2.7.26 初期沈下収束後における比較



(a) Settlement of sleeper and roadbed by cyclic loading



(b) Displacement amplitude of sleeper and roadbed

図 2.7.27 Series2 Case5 繰返し載荷による累積沈下量と変位振幅

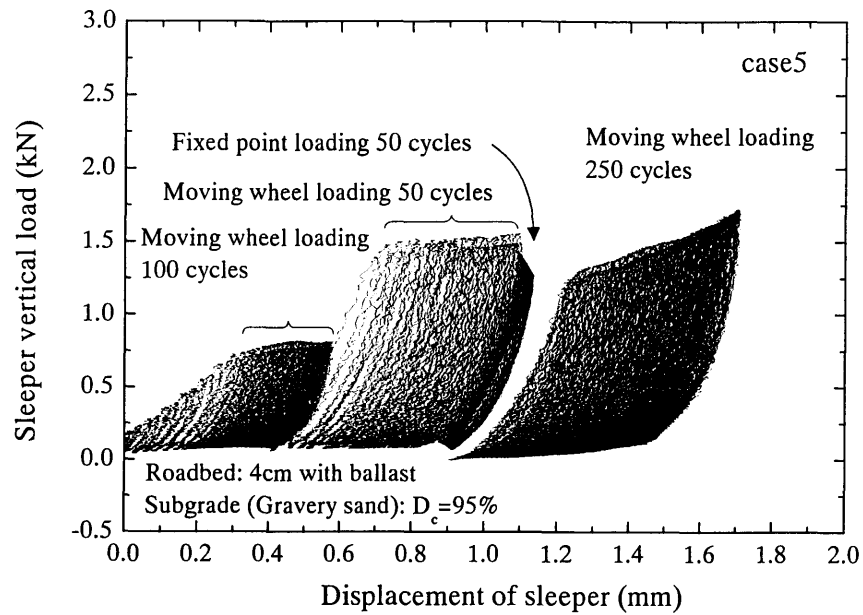


図 2.7.28 Series2 Case5 (バラストあり) 荷重－変位曲線 (まくらぎ No.8)

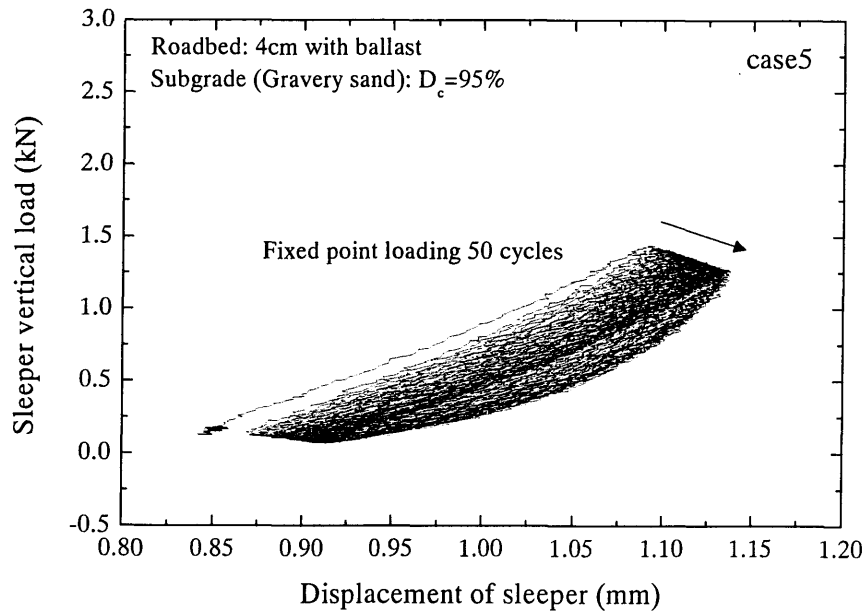
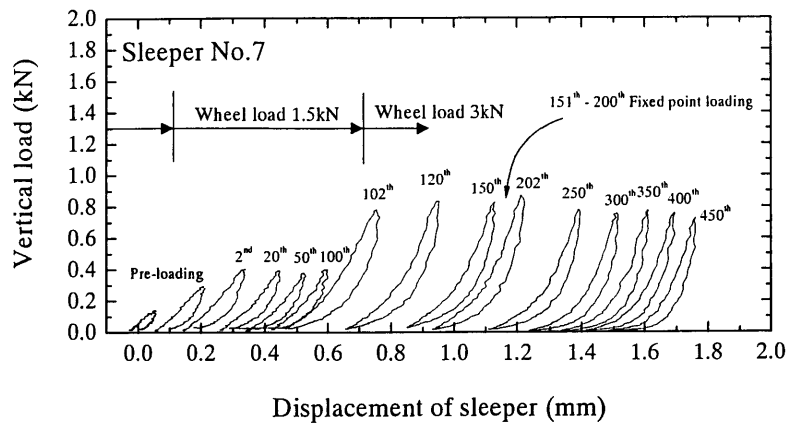
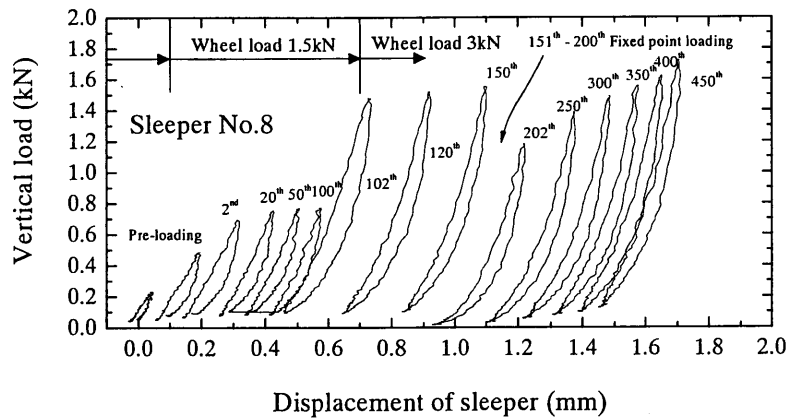


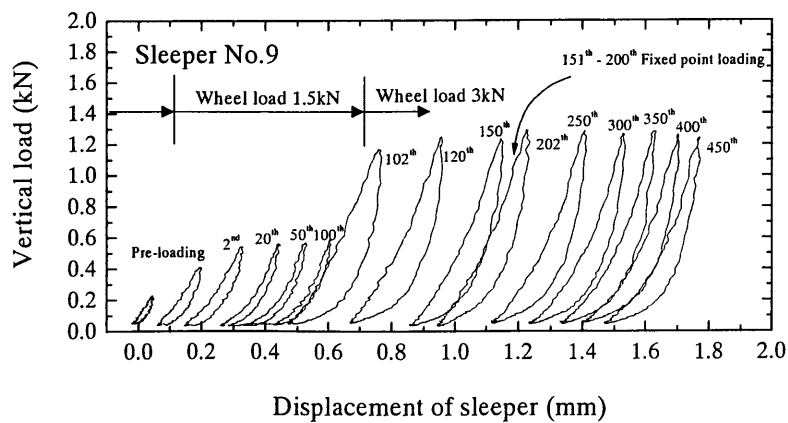
図 2.7.29 Series2 Case5 (バラストあり) 荷重－変位曲線  
(まくらぎ No.8) 定点載荷拡大図



(a) Applied load – Displacement (Sleeper No.7)

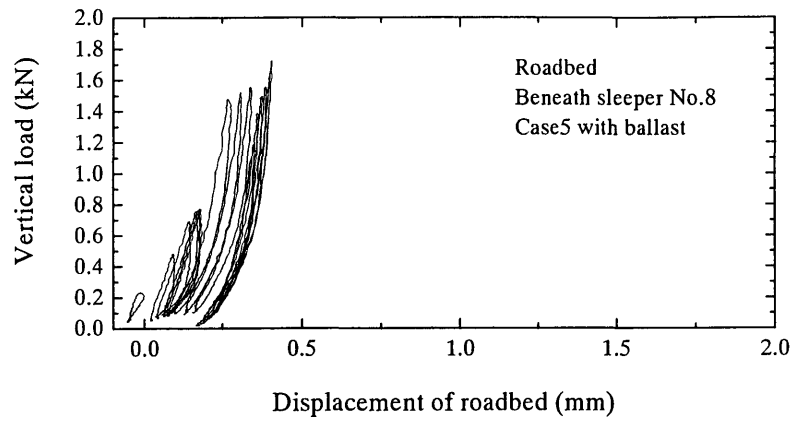


(b) Applied load – Displacement (Sleeper No.8)

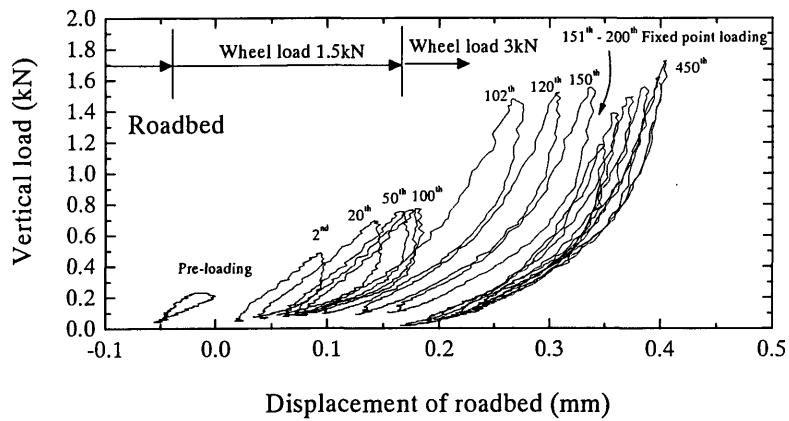


(c) Applied load – Displacement (Sleeper No.9)

図 2.7.30 Series2 Case5 まくらぎ荷重－まくらぎ変位曲線



(a) Applied load on sleeper No.8 – Displacement of roadbed



(b) Applied load on sleeper No.8 – Displacement of roadbed  
(Zoom)

図 2.7.31 Series2 Case5 まくらぎ荷重－路盤表面変位曲線

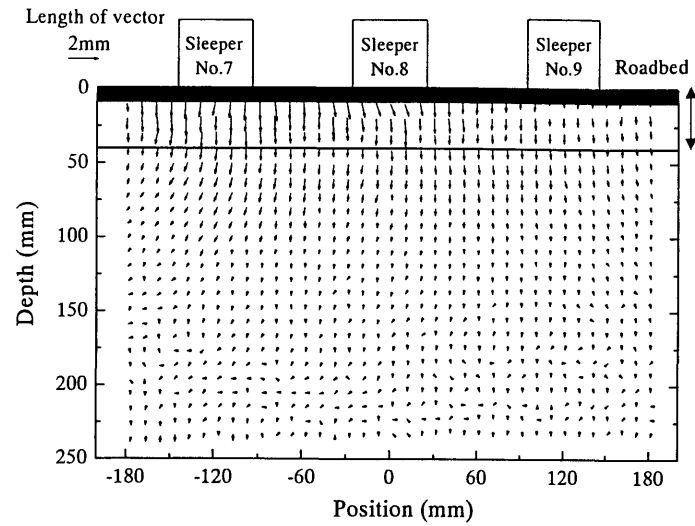
## 2.7.6 地盤内の変位およびひずみの分布

Case2, Case3, Case4 の路盤および路床内の、試験開始前から試験終了後までに生じた変位の分布を図 2.7.32 に示す。CA モルタル層を設けて強化路盤としている Case2 と CA モルタル層を設けていない Case3 を比較すると、Case2 では地盤全体が比較的均等に変位しているのに対して、Case3 ではまくらぎ直下に変位が集中している様子がわかる。まくらぎ直下において変位が集中している範囲は路盤内にとどまらず、路床にも及んでいる。これは、路床の変形にも CA モルタル層の影響が及ぶことを示している。一方、路盤厚さ 10cm の Case4 においても、Case2 と同様に地盤が全体として均等に変位していることが分かる。

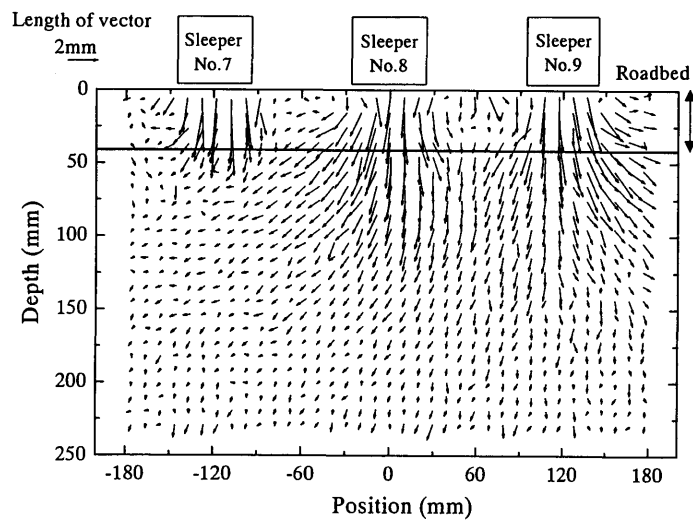
図 2.7.33 に試験開始前から試験終了後までに生じた鉛直ひずみの分布を示す。Case2 では路盤内にも大きな鉛直ひずみが発生しているが、路床の上部にも比較的大きな鉛直ひずみが発生している。鉛直ひずみの発生している位置とまくらぎの位置には明確な関係は見られない。Case3 ではまくらぎの直下のひずみが大きくなっている様子が分かる。Series1 では豊浦砂による路床の累積変形量が大きかったため、明瞭なひずみ分布図を描くことができたが、Series2 では路床の累積変形量が小さかったため、Series1 と比較するとひずみの分布は明瞭ではない。画像解析を行う際には、1cm 間隔の格子状に配置した直径 1.5mm の標点の移動量を基にひずみ分布を求めている。画像の撮影範囲は横 400mm 程度、縦 300mm であり、デジタルカメラの画素数は横 1600 画素、縦 1200 画素であるため、1 画素あたり 0.25mm となる。画像解析では標点の濃淡を階調化してその分布形状の相関をとることにより座標を求めるため、分解能は 1 画素の 1/10 程度まで期待できるとされている。しかしながら、まくらぎ沈下量の大きい Case3 でも約 1mm、CA モルタル層を設置しているケースでは 0.5mm 前後の沈下量であるので、これ以上の精度を期待するのは難しいと考えられる。また、標点を配置しているメンブレンの厚さが 0.2mm であるので、メンブレンの介在による測定精度の限界もあると考えられる。

図 2.7.34 に試験開始前から試験終了後までに生じた水平ひずみの分布を示す。CA モルタル層を設置している Case2 および Case4 では水平ひずみはほとんど発生していない。一方、CA モルタル層のない Case3 ではまくらぎ直下で引張り、まくらぎ間で圧縮の水平ひずみが生じていることが分かる。水平ひずみの発生している領域は路床の比較的深い位置まで及んでいる。

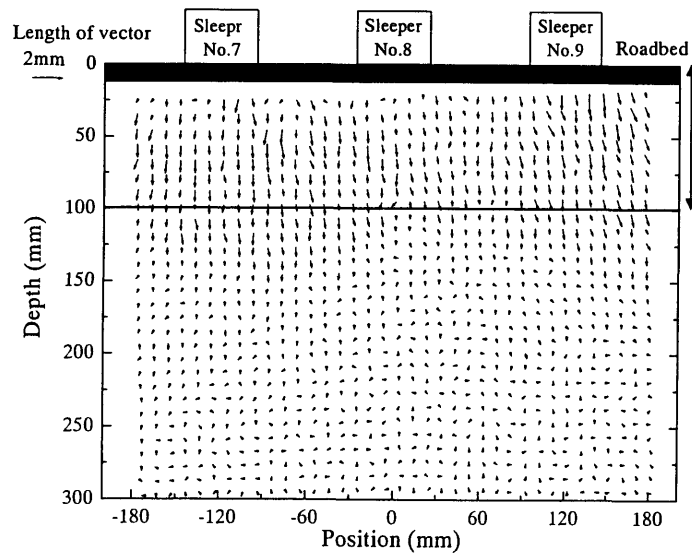
図 2.7.35 に試験開始前から試験終了後までのせん断ひずみ分布を示す。CA モルタル層を設置している Case2 および Case4 ではせん断ひずみはほとんど発生していない。一方、CA モルタル層のない Case3 ではまくらぎ端部の直下にせん断ひずみが集中している様子がわかる。せん断ひずみの集中している領域は路盤内の比較的浅い位置にとどまっており、路床内に発生しているせん断ひずみは小さい。



(a) Case2 (Thickness of roadbed: 4cm, Density of subgrade:  $D_c=95\%$ )

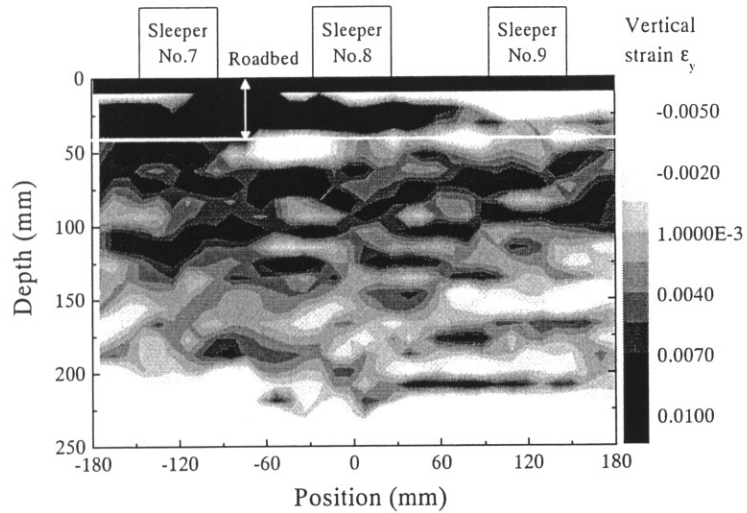


(b) Case3 (Thickness of roadbed: 4cm without CA mortar, Density of subgrade:  $D_c=95\%$ )

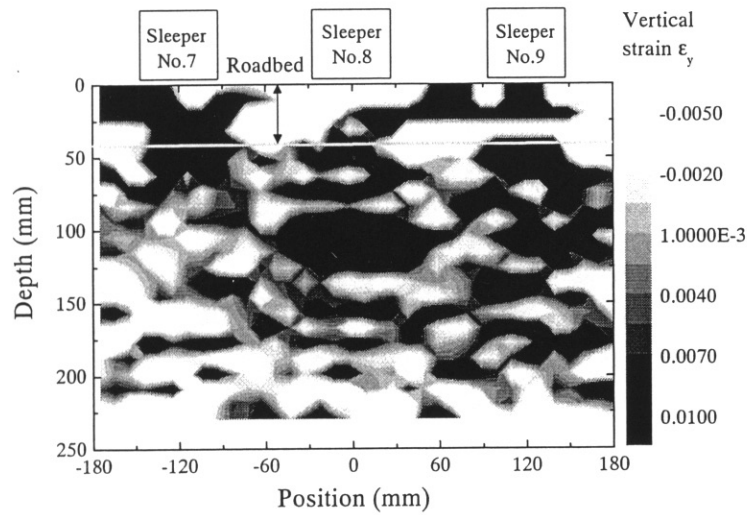


(c) Case4 (Thickness of roadbed: 10cm, Density of subgrade:  $D_c=95\%$ )

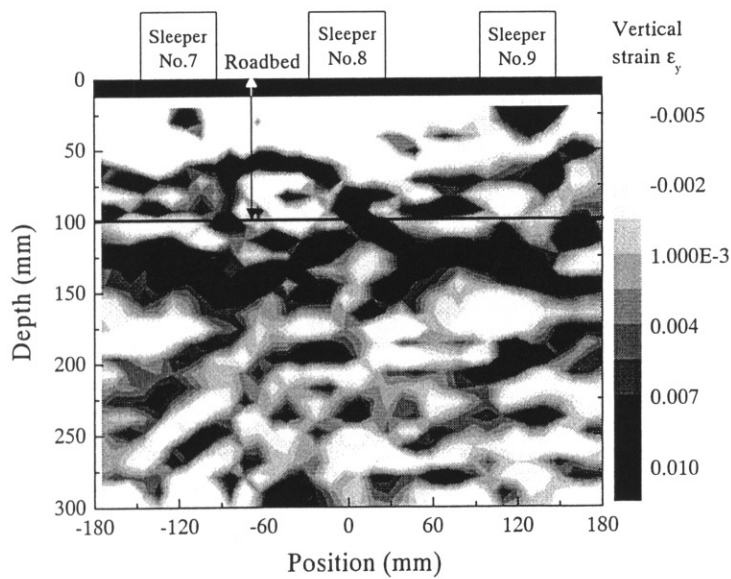
図 2.7.32 地盤の変位分布 (試験前-3000N1000 回目終了)



(a) Case2 (Thickness of roadbed: 4cm, Density of subgrade:  $D_c=95\%$ )



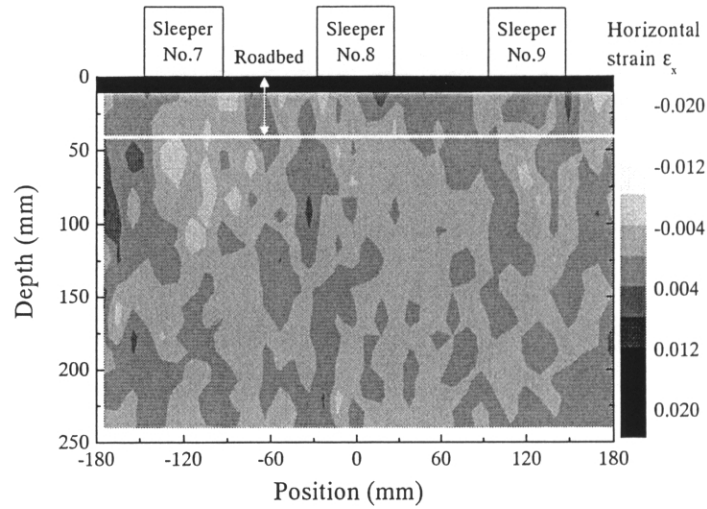
(b) Case3 (Thickness of roadbed: 4cm without CA mortar, Density of subgrade:  $D_c=95\%$ )



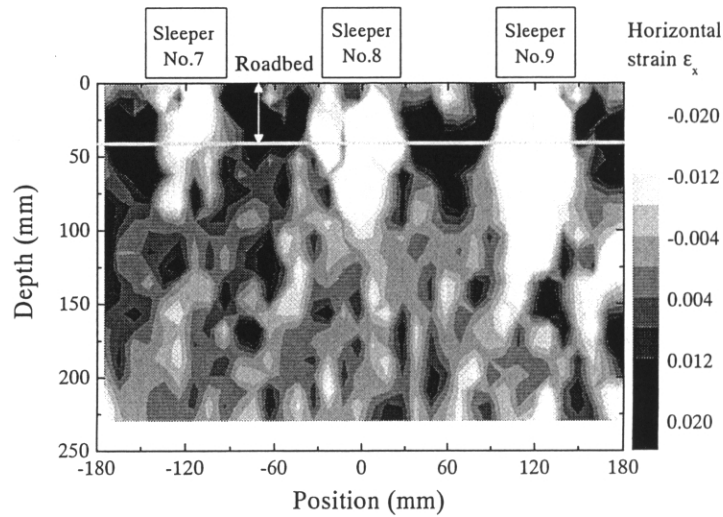
(c) Case4 (Thickness of roadbed: 10cm, Density of subgrade:  $D_c=95\%$ )

図 2.7.33 地盤内の鉛直ひずみ分布（試験前－3000N1000 回目終了）

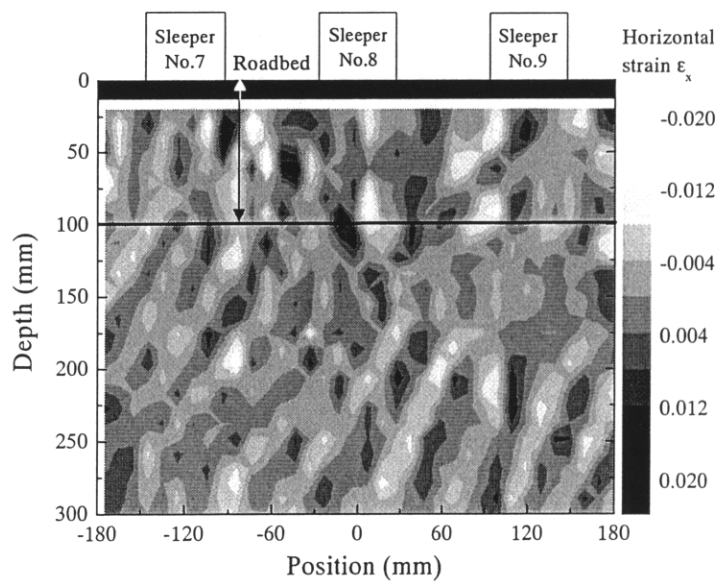




(a) Case2 (Thickness of roadbed: 4cm, Density of subgrade:  $D_c=95\%$ )

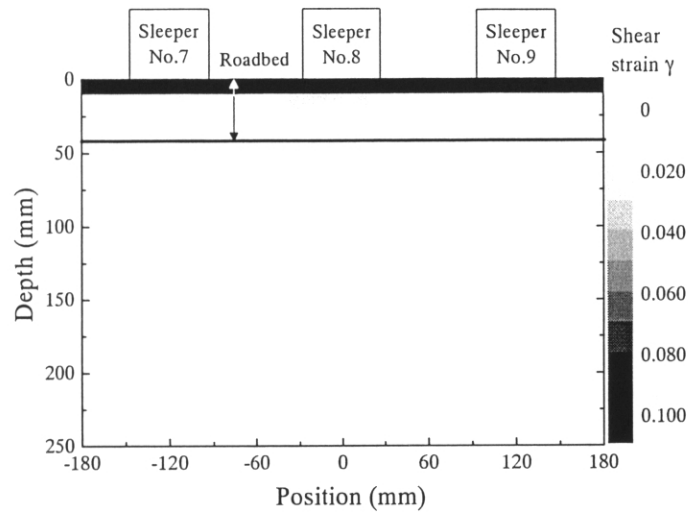


(b) Case3 (Thickness of roadbed: 4cm without CA mortar, Density of subgrade:  $D_c=95\%$ )

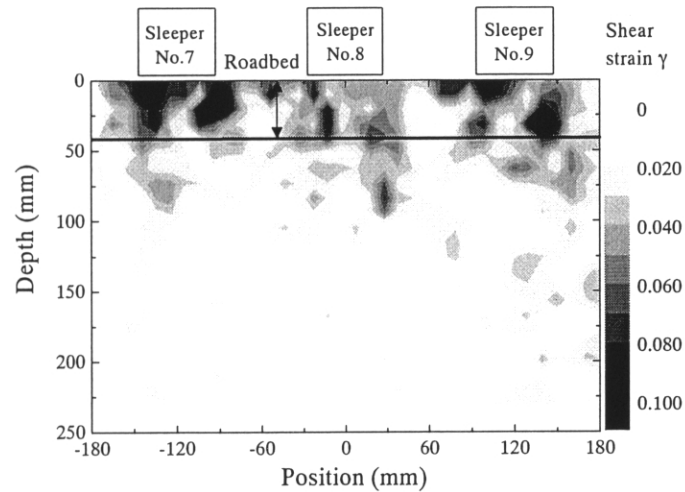


(c) Case4 (Thickness of roadbed: 10cm, Density of subgrade:  $D_c=95\%$ )

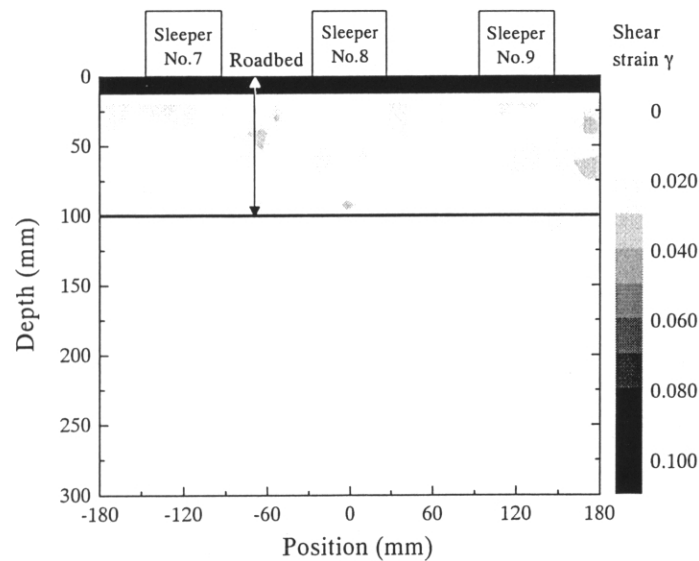
図 2.7.34 地盤内の水平ひずみ分布（試験前－3000N1000 回目終了）



(a) Case2 (Thickness of roadbed: 4cm, Density of subgrade:  $D_c=95\%$ )



(b) Case3 (Thickness of roadbed: 4cm without CA mortar, Density of subgrade:  $D_c=95\%$ )



(c) Case4 (Thickness of roadbed: 10cm, Density of subgrade:  $D_c=95\%$ )

図 2.7.35 地盤内のせん断ひずみ分布 (試験前-3000N1000 回目終了)

## 2.8 移動荷重載荷と定点載荷の比較

### 2.8.1 まくらぎの荷重分担率の変化

図 2.8.1 に Series1 の Case6（路盤なし，路床の相対密度 80%）の載荷荷重 3000N におけるまくらぎ荷重分担率を示す。まくらぎ荷重分担率の値は載荷輪が模型中心のまくらぎ No.8 直上に位置しているときの値である。ここでは，載荷荷重 3000N の 1 走行目を繰返し載荷回数の 1 回目としている。はじめに 30 回の移動荷重載荷，続いて 30 回の定点載荷，最後に 30 回の移動荷重載荷を行っている。移動荷重載荷時は載荷点直下のまくらぎで荷重分担率はやや増加し，0.4 程度に収束する傾向が見られる。載荷点隣のまくらぎでは荷重分担率がほとんど変化せず，2 本隣のまくらぎでは荷重分担率が反対に減少している。これは，移動荷重載荷を行うと繰返し載荷による沈下とともに地盤の剛性が増加し，地盤が変形せず荷重が分散されにくくなるため載荷点直下のまくらぎが支持する荷重の割合が増加するためであると考えられる。ところが，定点載荷を行うと載荷点直下のまくらぎ荷重分担率は急速に減少し，0.2 程度に向かって収束していく。反対に載荷点から 2 本隣のまくらぎでは荷重分担率が増加し，同じく 0.2 程度に収束していく傾向が見られる。これは，定点載荷を行うと載荷点直下の変形が相対的に大きくなるため，レール剛性の影響により隣接する他のまくらぎが荷重を分担するようになるためである。定点載荷の後に再び移動荷重載荷を行うと，載荷点直下のまくらぎ荷重分担率は再び増加し，0.4 程度に戻っている。また，2 本隣のまくらぎでは荷重分担率が減少し，0.1 程度に戻っている。

図 2.8.2 に Series1 の Case9（路盤厚さ 4cm，路床の相対密度 90%）の載荷荷重 3000N におけるまくらぎの荷重分担率を示す。路盤のある Case9 においても路盤のない Case6 と同様に移動荷重載荷時は載荷点直下の荷重分担率がやや増加する傾向が見られる。一方，路盤のない Case6 と同様に定点載荷時には載荷点直下で荷重分担率が減少し，2 本離れたまくらぎでやや荷重分担率が増加している。しかしながら定点載荷時における荷重分担率の変化は，路盤のない Case6 と比較すると小さい。これは，地盤の残留変形が小さいことによると考えられる。

図 2.8.3 に Series2 の Case2（路盤厚さ 4cm，路床の締固め度 95%），図 2.8.4 に Series2 の Case3（CA モルタル層なしで路盤厚さ 4cm，路床の締固め度 95%）におけるまくらぎの荷重分担率の変化を示す。どちらのケースにおいても，定点載荷時は載荷点直下の荷重分担率が減少し，載荷点から 2 本隣の荷重分担率がやや増加する傾向が見られるが，その変化量は Series1 の Case9 と同様に，あまり大きくない。

図 2.8.5～図 2.8.8 に Series1 の Case6（路盤なし，路床の相対密度 80%）の模型中心にあるまくらぎ No.8 の荷重－変位曲線を示す。予備載荷で荷重を段階的に増加させた後，載荷荷重が 1500N で一定の移動荷重載荷に移行しているが，移動荷重載荷を行っている間は繰返し載荷とともにまくらぎの受ける荷重の最大値はやや増加していることが分かる。その後載荷荷重を 3000N に増加させるとまくらぎの沈下が促進され，繰返し載荷とともにまくらぎの受ける荷重の最大値は増加する。それに対して，定点載荷を行っている間はまくらぎの受ける荷重の最大値は繰返し載荷とともに減少し，まくらぎの沈下の進みも小さくなっている様子が分かる。定点載荷の後に再び移動荷重載荷を行うと，まくらぎの受ける荷重の最大値は繰返し載荷とともに増加する傾向に戻り，

まくらぎ沈下の進み量も大きくなっている。図 2.8.9 および図 2.8.10 にはまくらぎ No.7 およびまくらぎ No.9 の荷重－変位曲線を示す。定点載荷ではまくらぎ No.8 の直上で載荷を行っているため、まくらぎ No.7 およびまくらぎ No.9 は直上からは載荷されず、まくらぎ No.8 以外は受ける荷重の最大値が移動荷重載荷時と比較すると特に小さくなる。そのため、定点載荷時では受ける荷重が移動荷重載荷時よりも小さくなり、1 回の載荷あたりでは各まくらぎの受ける荷重は総和としては小さくなっていることになる。一方、移動荷重載荷と定点載荷ではある時刻での地盤の応力状態を考えると、荷重分担率の変化が生じないと仮定すれば、基本的に大きな違いはない。しかしながら、移動荷重載荷ではすべてのまくらぎの上を載荷輪が通過することにより、まくらぎの受ける荷重の最大値の総和が定点載荷の場合よりも大きくなり、結果として軌道全体に対しては大きな荷重振幅で載荷を行っていることになる。

ただし、まくらぎは離散的に配置されているため、少なくとも定点載荷の載荷点となるまくらぎ No.8 直下の地盤のひずみに関しては、荷重分担率さえ変化しなければ移動荷重載荷であるか、定点載荷であるかという違いはあまり重要ではない。そのように考えると、やはり定点載荷中のまくらぎ荷重分担率の変化がまくらぎ No.8 直下のひずみおよびまくらぎの沈下量に与える影響が大きいということになる。定点載荷におけるメカニズムを考察すると以下のような現象が起きていると考えられる。

定点載荷を行う → 載荷点両隣のまくらぎの荷重振幅が半分程度に小さくなる → 両隣のまくらぎ直下の地盤がほとんど変形しなくなる → 載荷点直下のまくらぎは沈下する → レールの剛性の影響により載荷点直下のまくらぎ荷重分担率が減少する → 載荷点直下のまくらぎの受ける荷重も小さくなる → 載荷点直下のまくらぎ沈下量も小さくなる → 軌道全体の沈下量が小さくなる。

一方、Series1Case6 のクリープ中のまくらぎ荷重分担率とまくらぎ変位を図 2.8.11 に示す。移動荷重載荷試験の後に行ったクリープでは沈下がほとんど進行していない。クリープ試験では載荷輪を移動させずに載荷点において静的に載荷を行っているが、載荷点直下のまくらぎ荷重分担率を見ると、移動荷重載荷時はおよそ 0.4 程度であったのが、0.35～0.3 程度まで減少している。すなわち、載荷輪を移動させずに一箇所で静的に荷重を与えると、最初から載荷点直下のまくらぎが受ける荷重が移動荷重載荷を行ったときと比較して小さくなっている。さらに、まくらぎの荷重分担率は時間とともにやや減少している。そのため、まくらぎの受ける荷重は先行荷重よりも小さくなり、結果としてレールの上から載荷を行うクリープ試験では長時間の載荷を行っても沈下量が非常に小さくなると考えられる。

図 2.8.12～図 2.8.15 に Series1 の Case9（路盤厚さ 4cm，路床の相対密度 90%），図 2.8.16～図 2.8.19 に Series2 の Case2（路盤厚さ 4cm，路床の締固め度 95%），図 2.8.20～図 2.8.23 に Series2 の Case3（CA モルタル層なしで路盤厚さ 4cm，路床の締固め度 95%）の模型中心のまくらぎ No.8 のまくらぎ荷重－変位曲線を示す。これらのケースでも基本的な傾向は同様であり、載荷荷重

1500N でまくらぎの沈下が収束しつつある場合でも載荷荷重を 3000N に増加させると沈下が再び促進される。また、定点載荷時は載荷点直下の荷重分担率が繰返し載荷とともに減少し、定点載荷中の沈下進み量が移動荷重載荷時と比較して非常に小さくなっている。

豊浦砂の上に直接まくらぎを設置した Series1 の Case6 では地盤の変形量が大きいことから、定点載荷時における載荷点直下におけるまくらぎの荷重分担率の減少量が大きかったのに対して、他の路盤を設置しているケースでは荷重分担率が減少しているものの、荷重分担率の減少量としては 1 割程度でしかない。それでもなお、移動荷重載荷に対する定点載荷時の沈下進みの減少量は顕著であった。また、定点載荷時と移動載荷時の沈下量の比率は路盤の有無に関わらず、概ね 1:4～1:6 程度であった。つまり、定点載荷時と移動荷重載荷時の沈下量の違いには荷重分担率の変化が重要であると考えられるものの、それだけでは説明することができないことになる。

移動荷重載荷と定点載荷には、基本的な載荷メカニズムの差に起因する個々のまくらぎの受ける荷重振幅量の違い、定点載荷時におけるまくらぎ荷重分担率の変化、地盤内における主応力回転の 3 つの影響が複合的に作用している。これらの影響の結果として、移動荷重載荷と定点載荷ではまくらぎの沈下量が大きく異なることから、列車の走行と本質的に載荷のメカニズムの異なる定点載荷によって、鉄道路盤の沈下量を適切に評価することは困難であるといえる。しかしながら、実物大の試験軌道に対して繰返し移動荷重載荷を与えるためには大規模な装置が必要であるなど、実際には行うことは容易ではない。そのため、実物大試験については今後も定点載荷を行うことにより評価を行う必要があると考えられる。定点載荷を行う必要がある場合は、繰返し載荷に伴う荷重分担率の変化の影響を回避するため、レールの上から複数のまくらぎに対して載荷を行わず、1 本のまくらぎで載荷を行うのが望ましいと考えられる。また、沈下量を定量的に見積もる際には移動荷重載荷の影響を考慮して補正係数を乗じるなどの措置をとる必要がある。

以上のような定点載荷に起因する問題は鉄道に限らず、道路や空港の舗装の載荷についても当てはまる。すなわち、剛性の高い路盤に対して定点載荷を行うと載荷点直下の路床の応力は繰返し載荷とともに減少することから、上記の議論と同様の問題が発生し、沈下量については定量的な判断を行うことができないと考えられる。

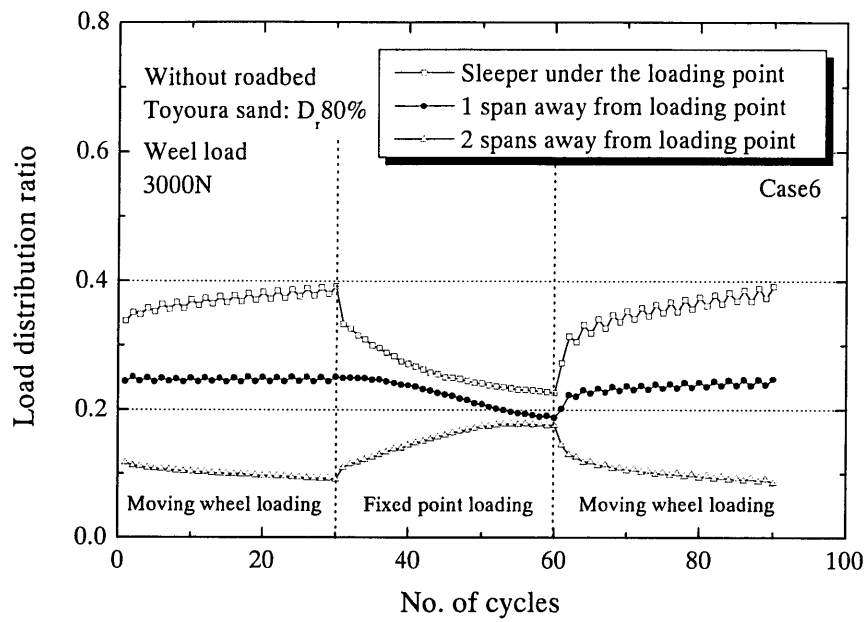


図 2.8.1 Case6（路盤なし）まくらぎ荷重分担率の変化

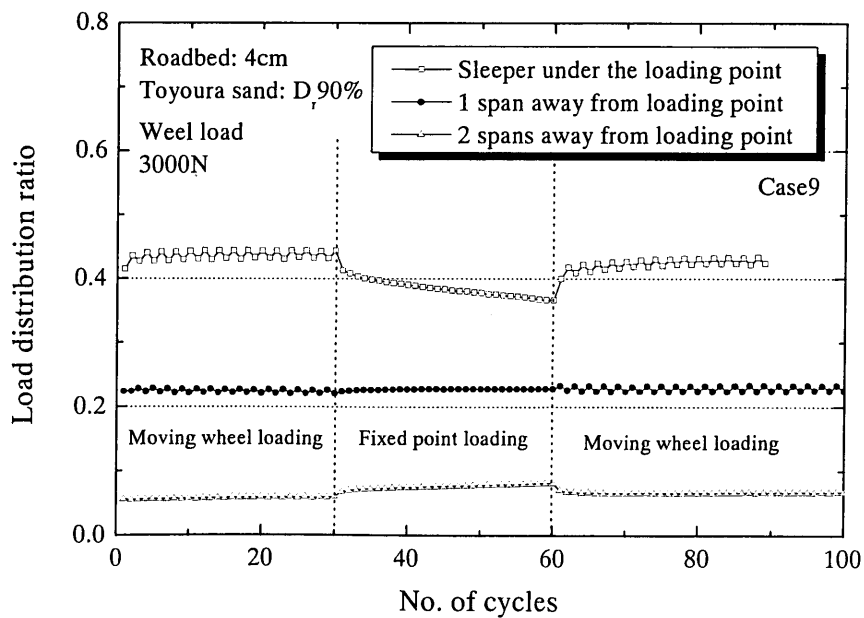


図 2.8.2 Case9（路盤あり 4cm）まくらぎ荷重分担率の変化

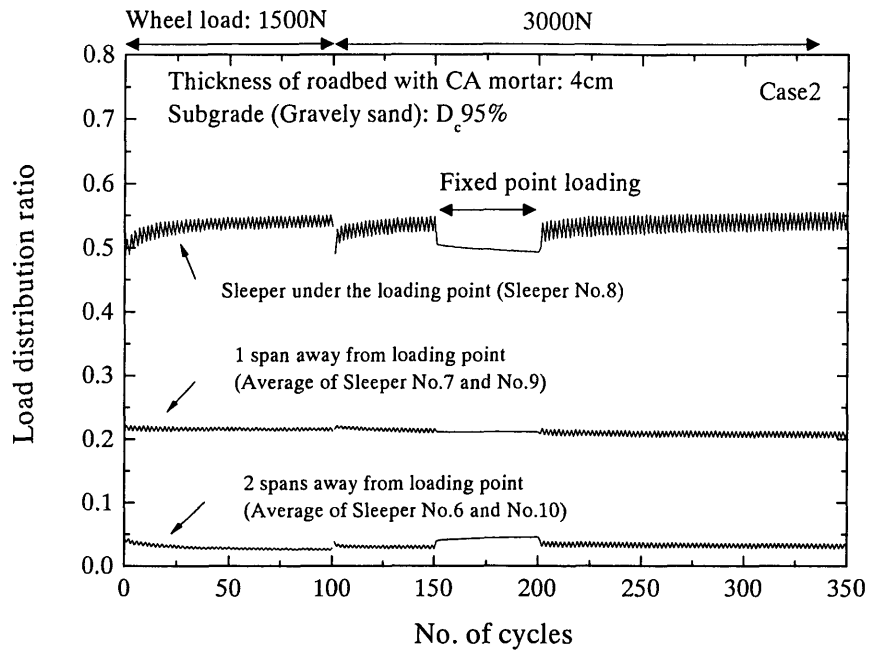


図 2.8.3 Series2 Case2 (CA モルタルあり) まくらぎ荷重分担率の変化

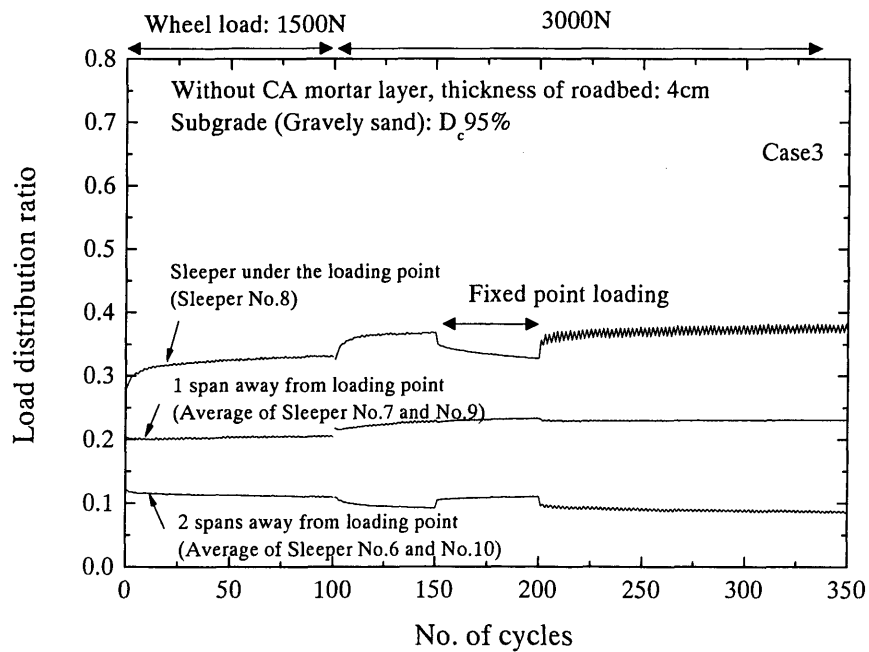


図 2.8.4 Series2 Case3 (CA モルタルなし) まくらぎ荷重分担率の変化

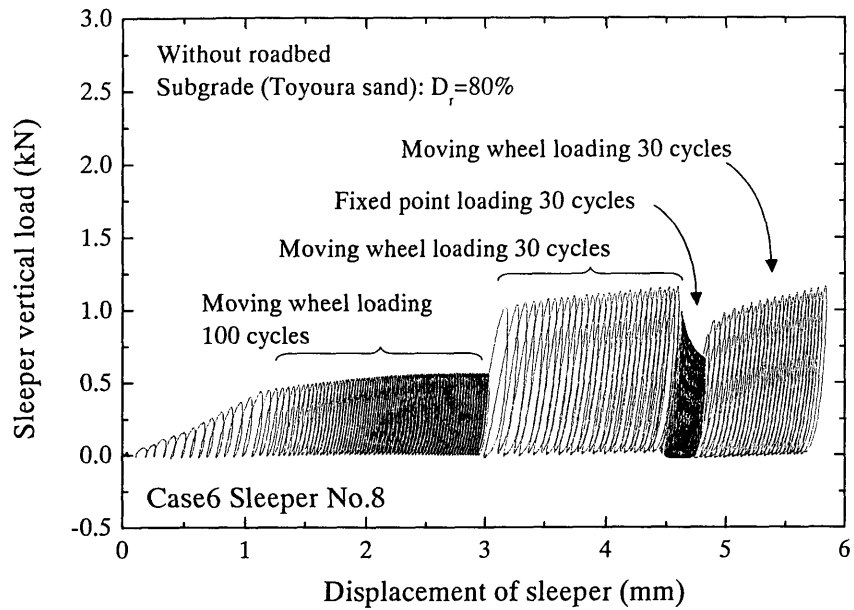


図 2.8.5 Series1 Case6 (路盤なし) 荷重－変位曲線 (まくらぎ No.8)

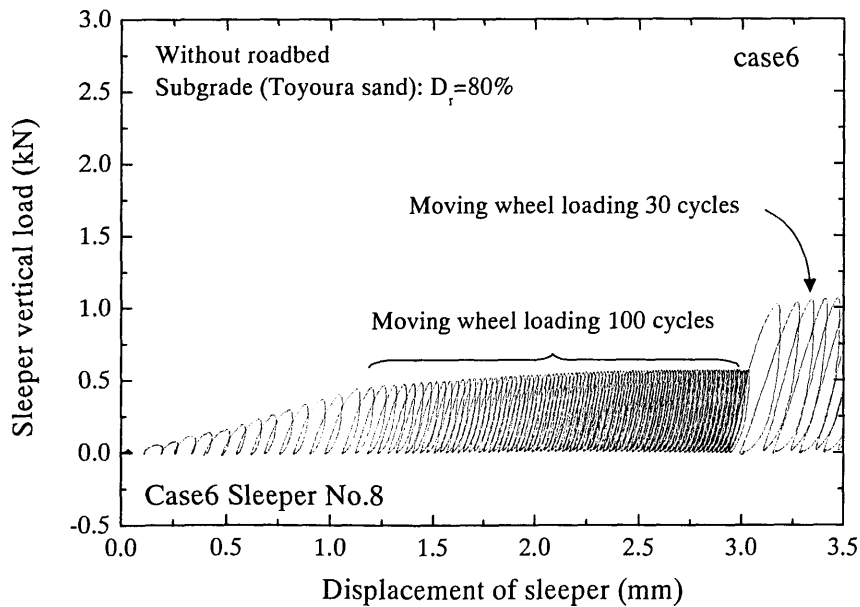


図 2.8.6 Series1 Case6 (路盤なし) 荷重－変位曲線  
(まくらぎ No.8) 拡大図その1



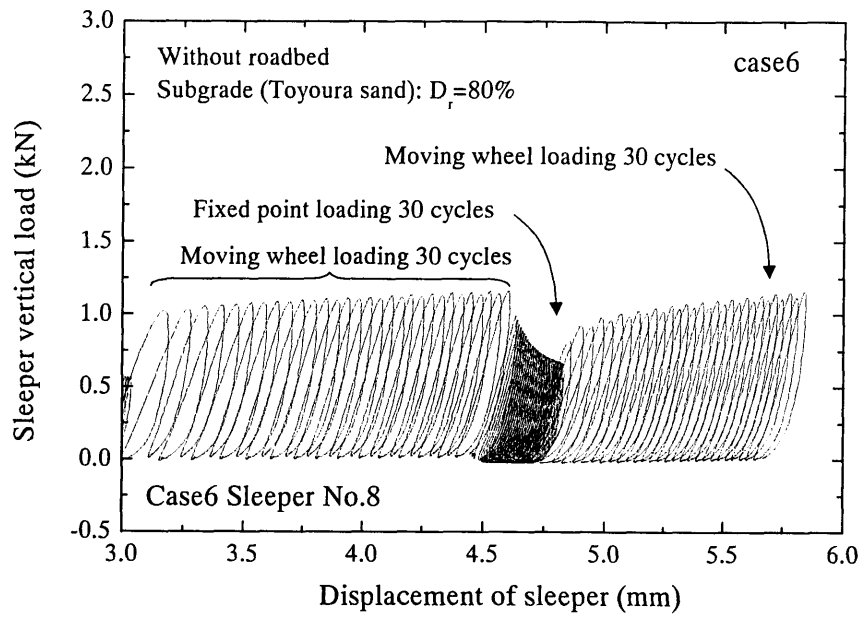


図 2.8.7 Series1 Case6（路盤なし）荷重－変位曲線  
（まくらぎ No.8）拡大図その2

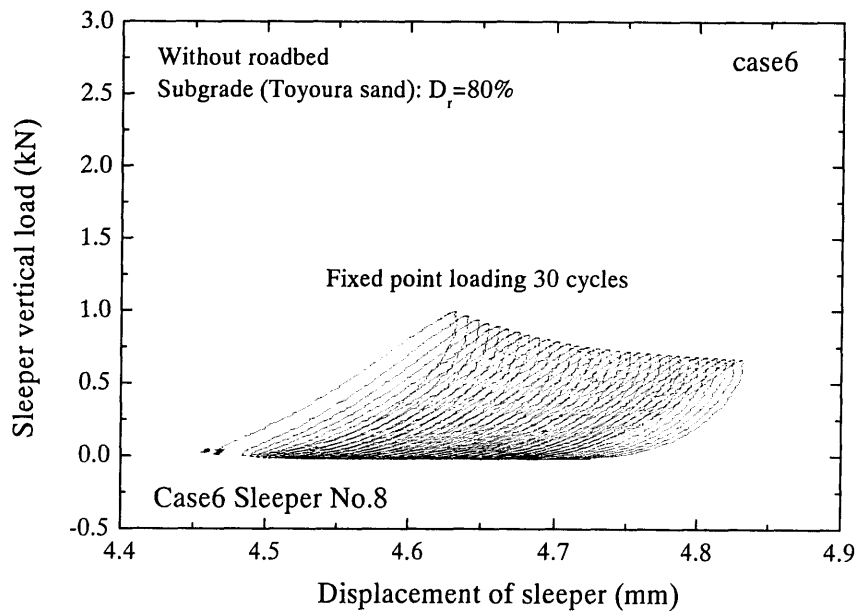


図 2.8.8 Series1 Case6（路盤なし）荷重－変位曲線  
（まくらぎ No.8）定点载荷の拡大図

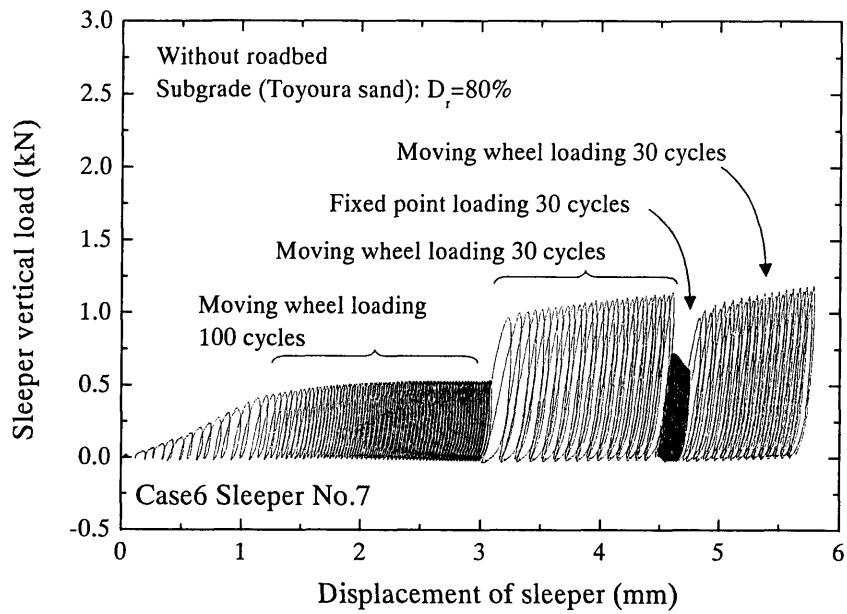


図 2.8.9 Series1 Case6 (路盤なし) 荷重-変位曲線 (まくらぎ No.7)

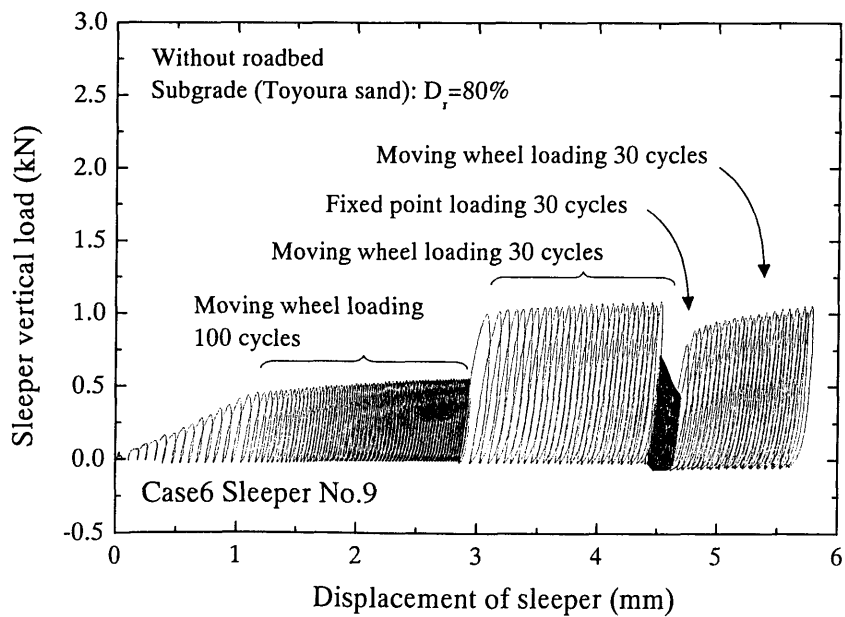
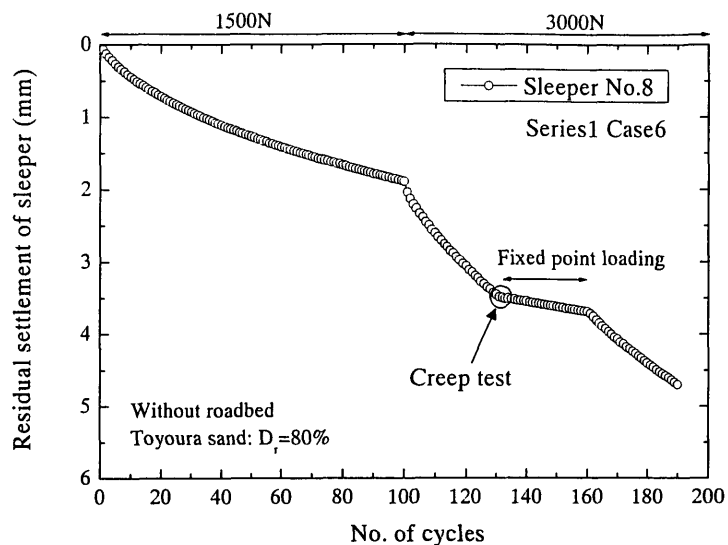
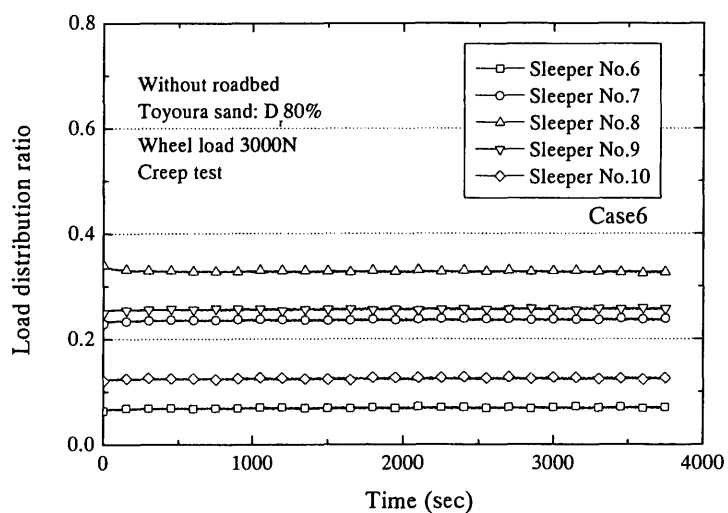


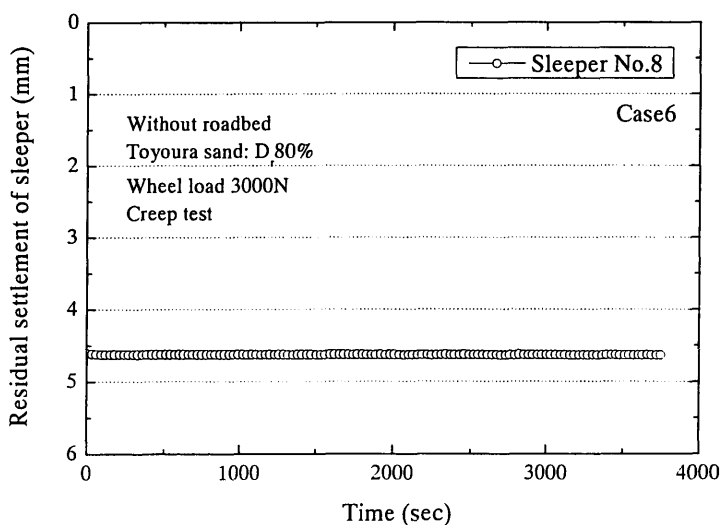
図 2.8.10 Series1 Case6 (路盤なし) 荷重-変位曲線 (まくらぎ No.9)



(a) 繰返し載荷回数とまくらぎ沈下量



(b) まくらぎ荷重分担率



(c) まくらぎ変位

図 2.8.11 Series1 Case6（路盤なし）クリープ中の荷重分担率とまくらぎ変位

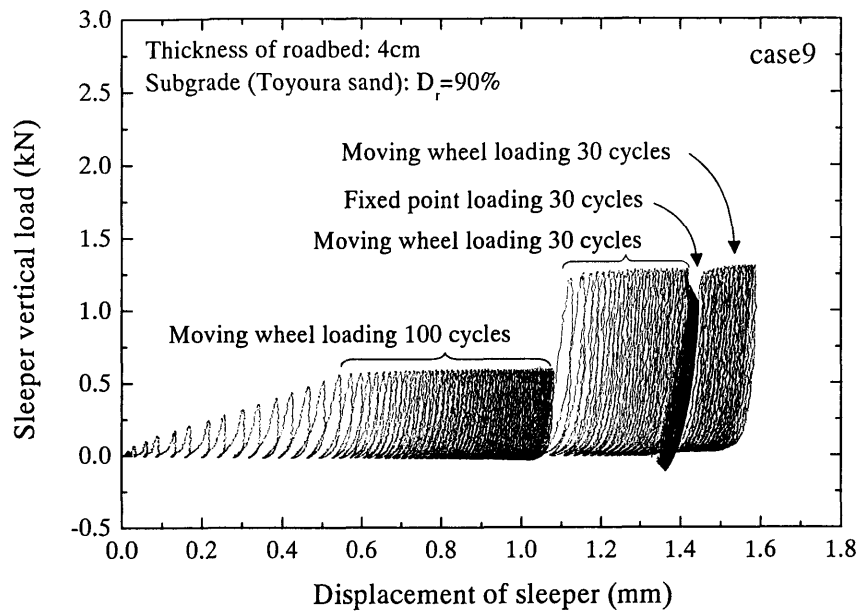


図 2.8.12 Series1 Case9 (路盤あり) 荷重-変位曲線 (まくらぎ No.8)

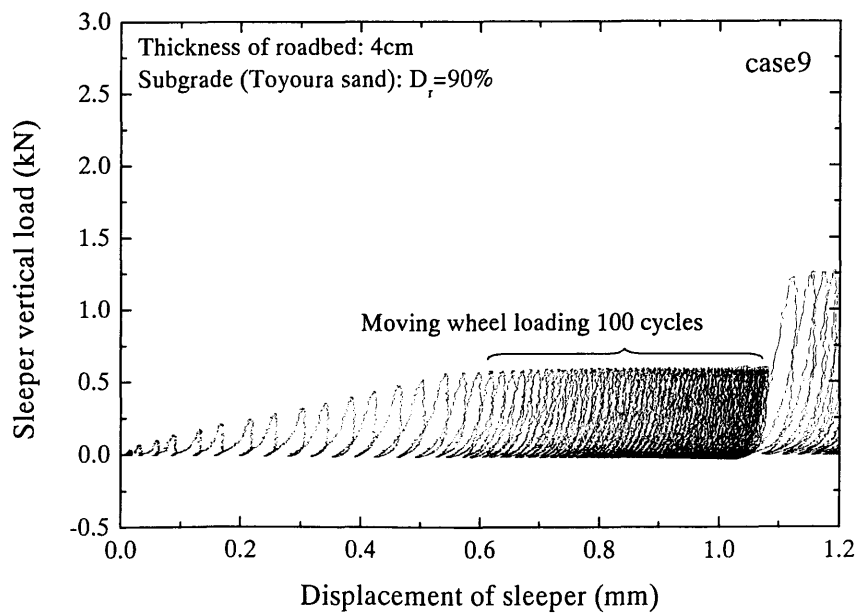


図 2.8.13 Series1 Case9 (路盤あり) 荷重-変位曲線  
(まくらぎ No.8) 拡大図その1

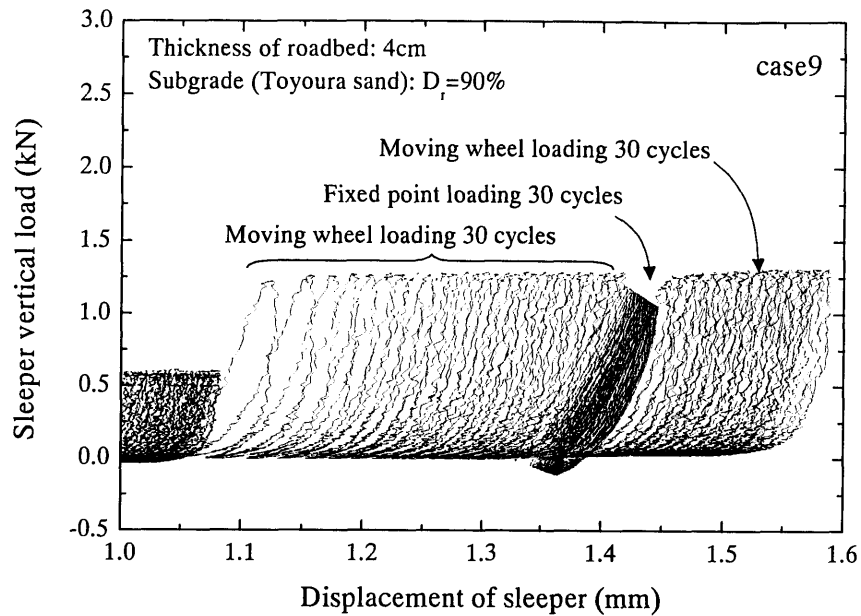


図 2.8.14 Series1 Case9（路盤あり）荷重－変位曲線  
（まくらぎ No.8）拡大図その 2

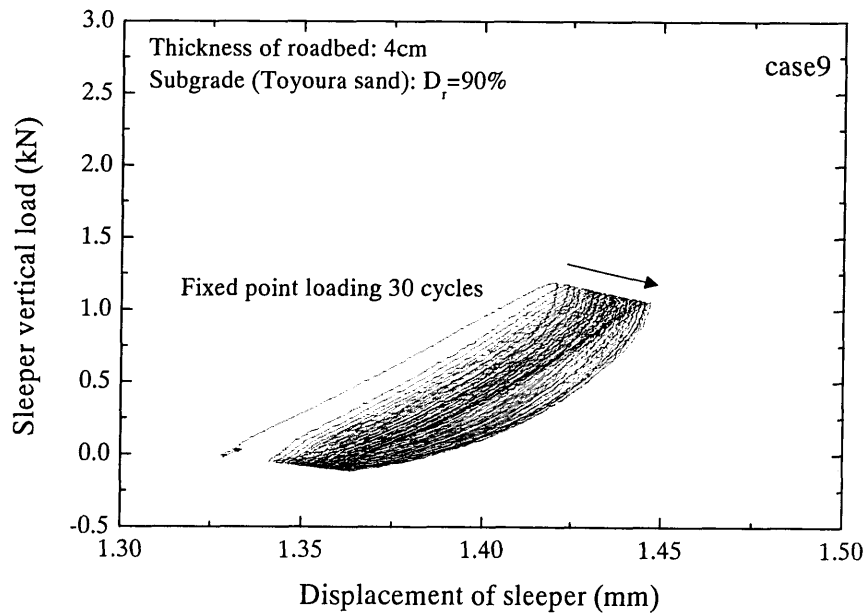


図 2.8.15 Series1 Case9（路盤あり）荷重－変位曲線  
（まくらぎ No.8）定点载荷の拡大図

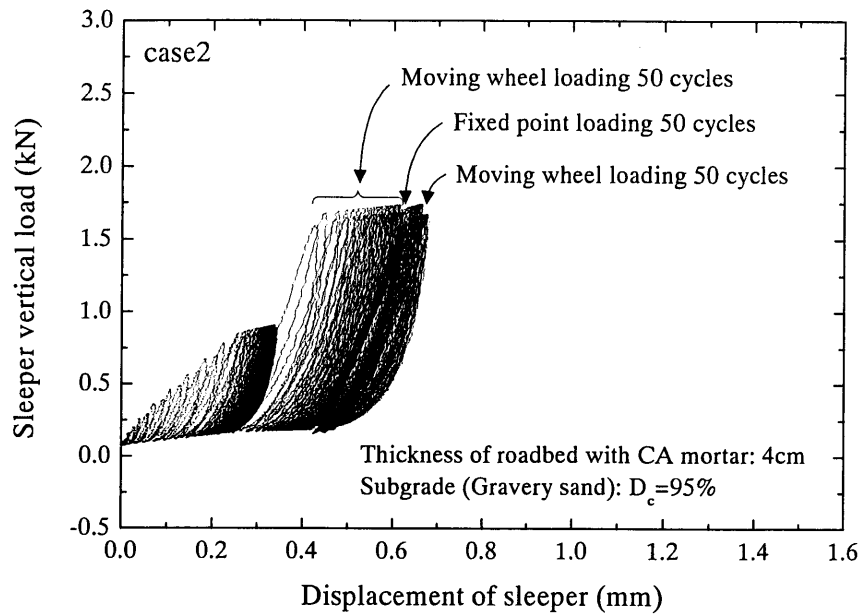


図 2.8.16 Series2 Case2 (CA モルタルあり) 荷重－変位曲線 (まくらぎ No.8)

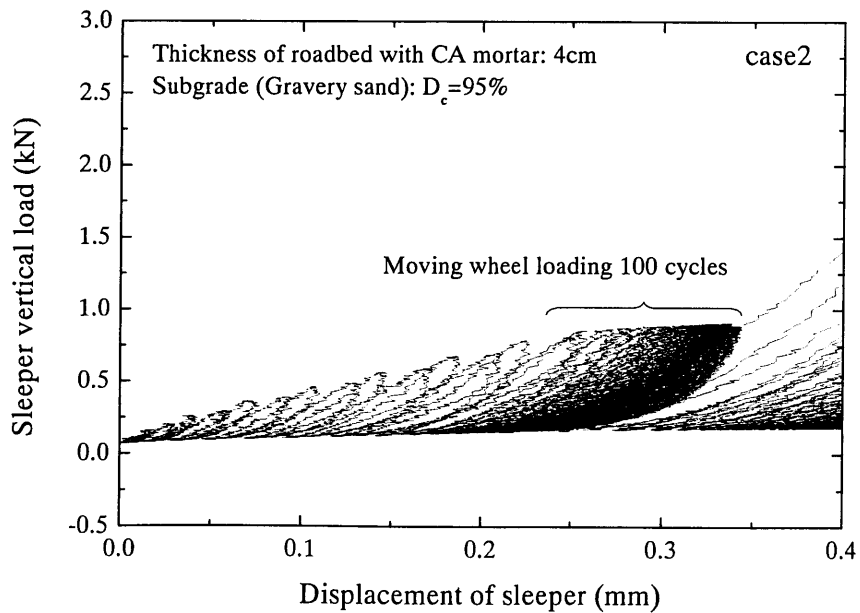


図 2.8.17 Series2 Case2 (CA モルタルあり) 荷重－変位曲線  
(まくらぎ No.8) 拡大図その 1

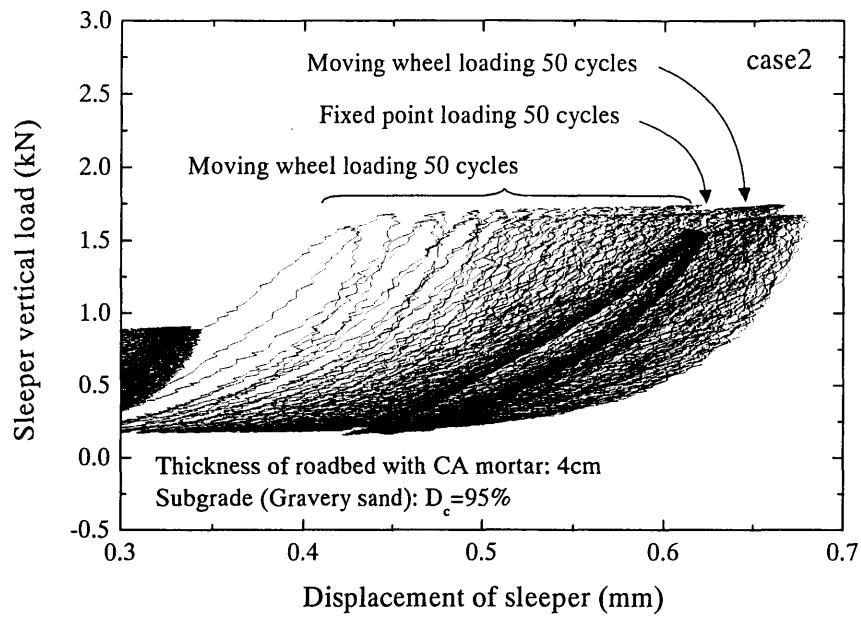


図 2.8.18 Series2 Case2 (CA モルタルあり) 荷重－変位曲線  
(まくらぎ No.8) 拡大図その 2

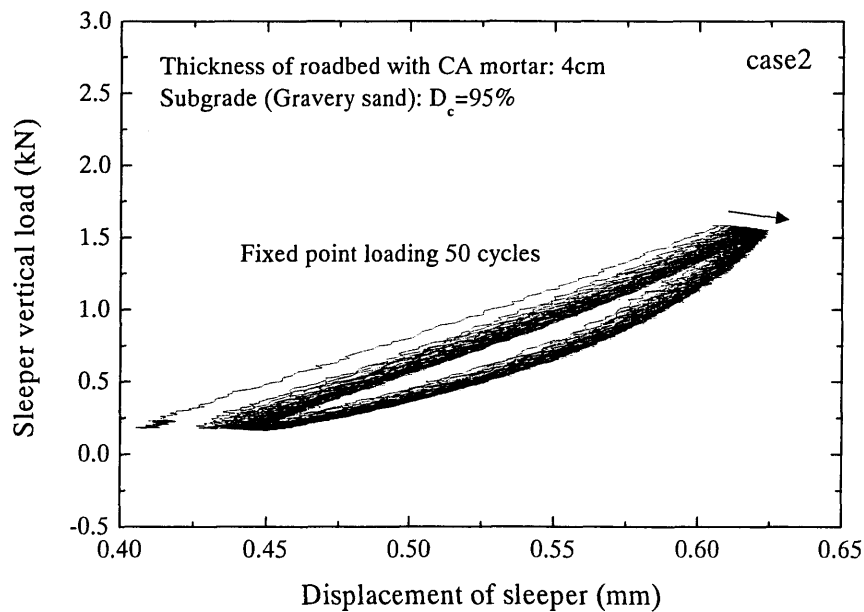


図 2.8.19 Series2 Case2 (CA モルタルあり) 荷重－変位曲線  
(まくらぎ No.8) 定点载荷の拡大図

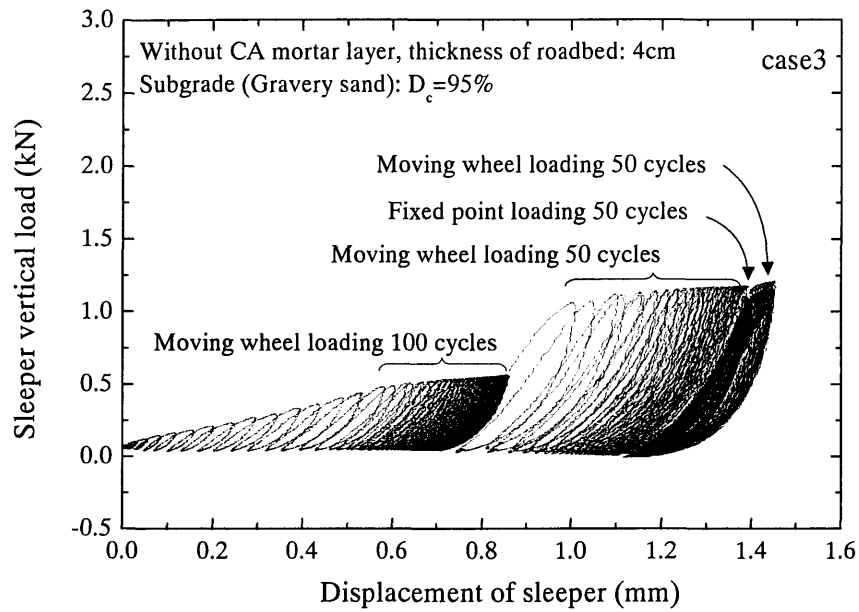


図 2.8.20 Series2 Case3 (CA モルタルなし) 荷重－変位曲線 (まくらぎ No.8)

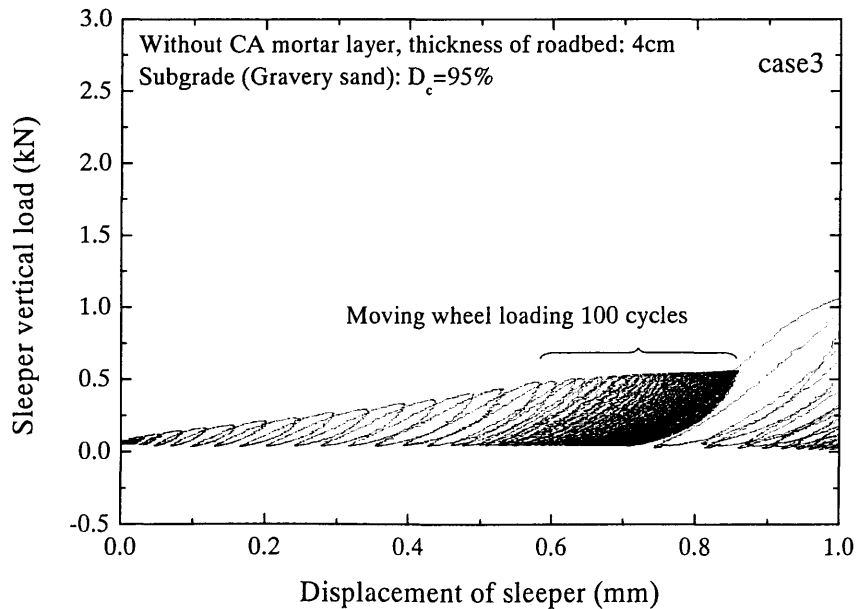


図 2.8.21 Series2 Case3 (CA モルタルなし) 荷重－変位曲線  
(まくらぎ No.8) 拡大図その1



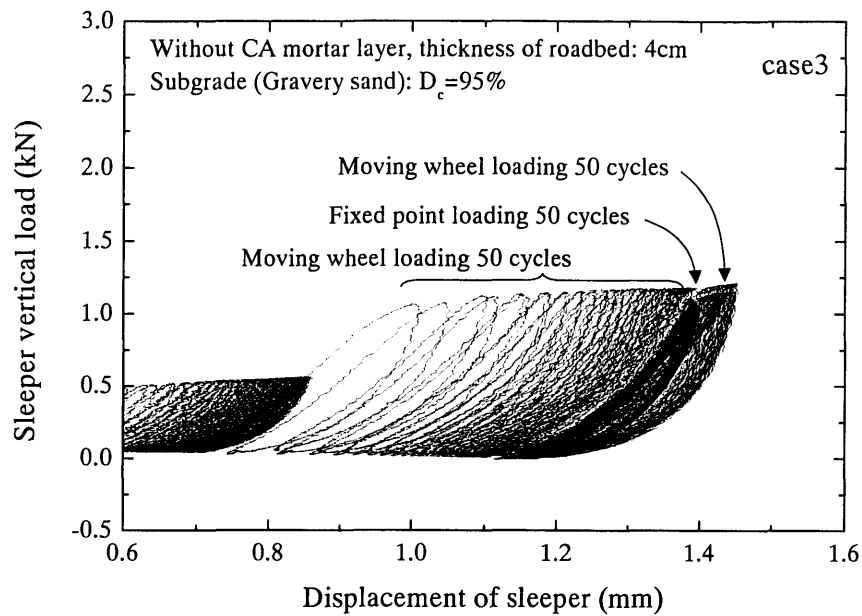


図 2.8.22 Series2 Case3 (CA モルタルなし) 荷重－変位曲線  
(まくらぎ No.8) 拡大図その 2

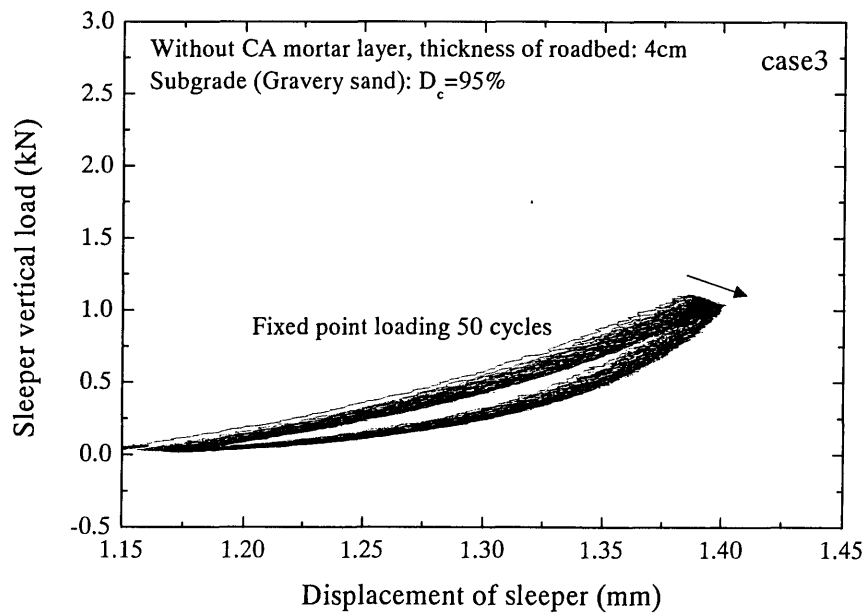


図 2.8.23 Series2 Case3 (CA モルタルなし) 荷重－変位曲線  
(まくらぎ No.8) 定點載荷の拡大図

## 2.8.2 まくらぎ沈下量に対する載荷荷重の影響

移動荷重載荷を行った後に定点載荷を行うとまくらぎ沈下量が小さくなる理由の一つとして、荷重分担率の変化によりまくらぎが受けている荷重が減少する影響が大きいと考えられる。ここでは、まくらぎの沈下量に対する載荷荷重の影響を検討するために、まくらぎ1本の模型に対して載荷荷重を変化させた繰返し載荷試験を行った。路床は相対密度80%の豊浦砂で作成し、路盤は設置していない。繰返し載荷の荷重は正弦波で与え、載荷周期は1回あたり60秒とした。

繰返し載荷による荷重－変位曲線を図2.8.24に示す。はじめに載荷荷重300Nまで単調載荷を行い、その後300N付近で段階的に荷重を増減させた繰返し載荷を行っている。次に載荷荷重400Nでクリープおよび載荷周波数を変化させた繰返し載荷を行った。繰返し載荷中の荷重－変位曲線は10回おきに示している。初期の単調載荷で1.1mm程度の変位が生じているが、ほとんどが不可逆変形の成分であり、除荷を行っても変位の戻りは非常に小さい。その後の繰返し載荷における弾性的な変位振幅量には大きな変化は見られない。

繰返し載荷を行った後、破壊に至るまで単調載荷を行った。破壊荷重は650N程度であった。これはレールを有する軌道模型に対する移動荷重載荷試験時における支持力と比較すると非常に小さい。たとえば、豊浦砂の地盤の上に直接まくらぎを設置しているSeries1Case6では載荷荷重3000Nに対して個々のまくらぎは1000N以上の荷重を受けているが、支持力破壊は生じていない。これは、レールを有する軌道模型の場合、隣接するまくらぎによる押さえ荷重が作用しているためであると考えられる。軌道模型の場合、載荷点直下のまくらぎが大きく変形しようとするとき隣接するまくらぎの受ける荷重の割合が大きくなるため、押さえ荷重がますます大きくなる。このように、鉄道の軌道は自動的に変形を抑制する方向に働く構造となっているのである。

繰返し載荷における荷重－変位曲線の拡大図を図2.8.25に示す。また、繰返し載荷回数と沈下量の関係を図2.8.26に示す。繰返し載荷でははじめに載荷荷重300Nで50回の繰返し載荷を行った後、載荷荷重を5%減少させて285Nで50回、さらに5%減少させて270Nで50回載荷した後、載荷荷重を150Nまで減少させて50回の繰返し載荷を行った。繰返し載荷を5%減少させると、残留変位の進みは半分程度に減少する。さらに5%減少させると、残留変位の進みもさらに半分程度まで減少する。つまり、載荷荷重を10%減少させると、残留変位の進みは1/4程度まで減少することになる。さらに載荷荷重を150Nまで減少させると、残留変位はほとんど生じなくなる。このように、先行荷重よりもわずかに荷重を減少させるだけでも残留変位の進みが非常に小さくなることが分かった。

その後載荷荷重を300Nまで増加させて一晩クリープを行い、300Nで50回の繰返し載荷を行った。載荷荷重を増加させると再び残留変位が進行する。クリープ中も変位が進行しているが載荷時間は12時間程度であるので、載荷時間そのものは繰返し載荷50回分（50分）よりも短い。繰返し載荷50回で生じる残留変位量の方が一晩のクリープ量よりも大きいことから、載荷時間の影響よりも載荷－除荷の繰返しを行うことが、残留変位の進みに与える影響が大きいことが分かる。

次に載荷荷重を5%増加させて315Nで50回の繰返し載荷を行った後、さらに5%増加させて

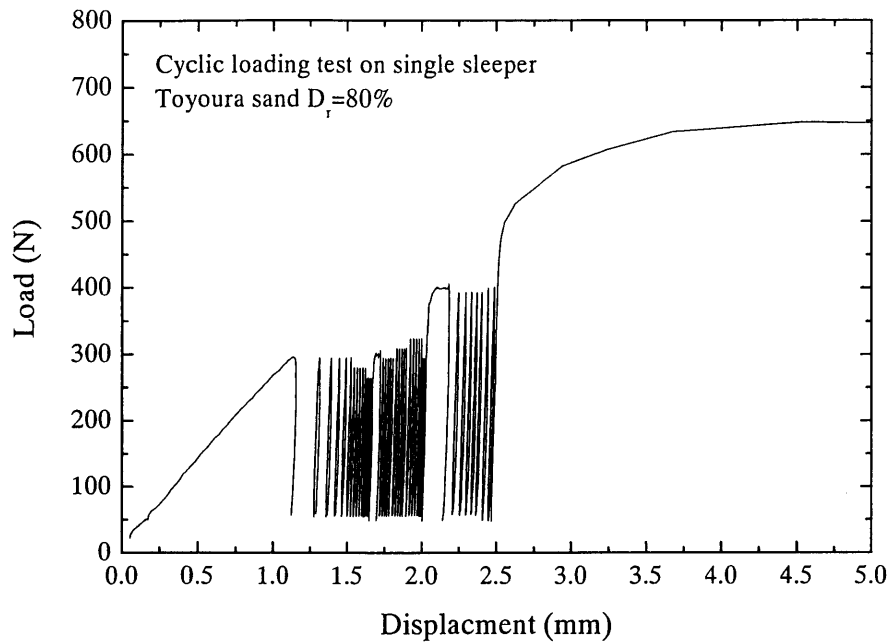
330N で 50 回の繰返し載荷を行った。その後載荷荷重を 300N まで減少させて 50 回の繰返し載荷を行った。載荷荷重を増加させると残留変位の進みも 5~10%程度増加しているが、載荷荷重を減少させたときと比較するとその変化量は小さい。逆に先行荷重よりも小さい荷重を与えられたときの影響は大きく、載荷荷重を 330N から 300N に減少させると残留変位の進みも 1/3 程度まで大きく減少している。

最後に載荷荷重を 400N に増加させ、一晚のクリープを行った。400N の先行荷重を受けていない状態では、クリープの変形量も大きい。しかしながら、この場合も引き続いて繰返し載荷を行うと再び大きな残留変位が生じる。載荷荷重 400N の繰返し載荷では最後に載荷周期を 10 倍の 600 秒とした繰返し載荷を行った。載荷周期を 10 倍に増加させると、残留変位の進行速度は 10%程度増加した。このように、繰返し載荷に対して載荷周波数の影響は見られるものの、その影響は比較的小さかった。

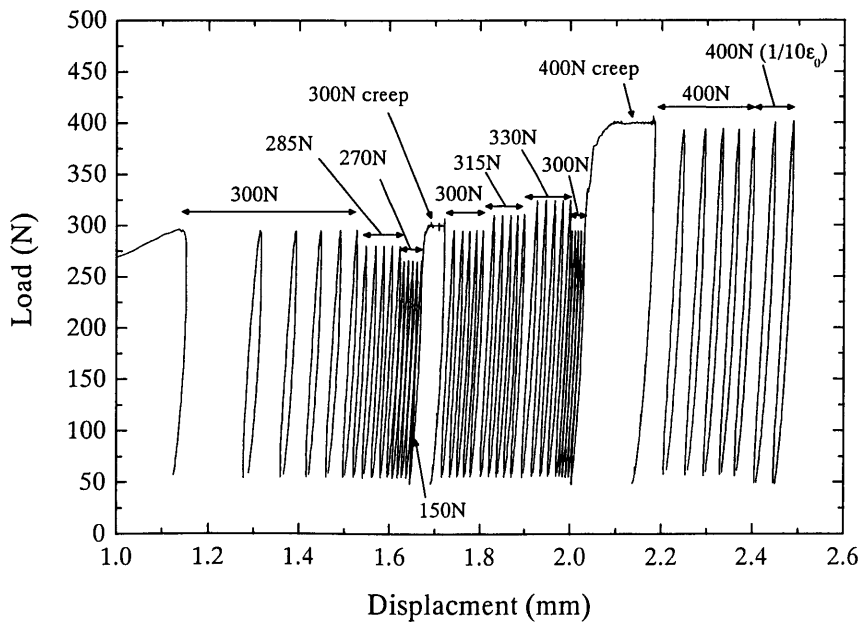
以上の検討結果より、先行荷重よりも載荷する荷重を減少させた場合に残留変位の進みが非常に小さくなることが分かった。軌道模型に対する定点載荷では、路盤を設置したケースの場合、移動荷重載荷時と比較して、5%程度まくらぎ荷重分担率が減少していた。それに対して、定点載荷における残留沈下増分の変化は 1/4~1/6 程度であった。まくらぎ 1 本に対する繰返し載荷試験の結果より、載荷荷重を 5%程度減少させた場合には残留沈下増分は 1/2 程度になることから、軌道模型の定点載荷時における残留沈下増分の減少量の方がさらに大きいことが分かる。つまり、載荷荷重の変化の影響が大きいものの、それだけでは定点載荷と移動荷重載荷の残留変位量の差を説明することはできない。

移動荷重載荷ではすべてのまくらぎが最大荷重を受けることになるが、定点載荷では載荷点直下のまくらぎのみが最大荷重を受けるという基本的な載荷メカニズムの違いがある。また、移動荷重載荷では地盤内における主応力の方向が回転する影響がある。それに加えて、レールを有する軌道模型の場合、載荷点直下の荷重分担率が減少すると、隣接するまくらぎの荷重分担率が増加するため、押さえ荷重が大きくなることにより、極限支持力の増加だけでなく繰返し載荷による残留沈下の進みも小さくなると考えられる。

以上のように、レール上から一点で繰返し載荷を行う定点載荷試験では繰返し載荷とともに支持条件が変化し、まくらぎの受ける荷重が変化する。まくらぎの受ける荷重のわずかな変化はまくらぎの沈下量に大きな影響を与えるため、載荷中に支持条件の変化が生じるような定点載荷試験では路盤厚さや剛性などに関する定性的な評価も難しいと考えられる。これは鉄道に限らず、道路舗装などのように、剛性が高く弾性的な挙動をする構造体が地盤の上に載っているような場合すべてに共通する問題である。

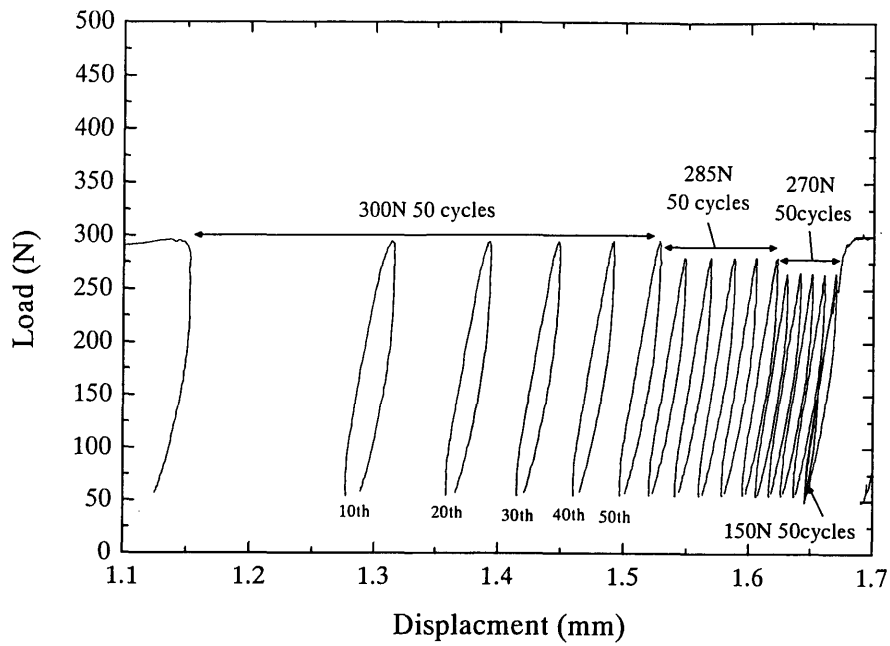


(a) 荷重変位曲線（全体）

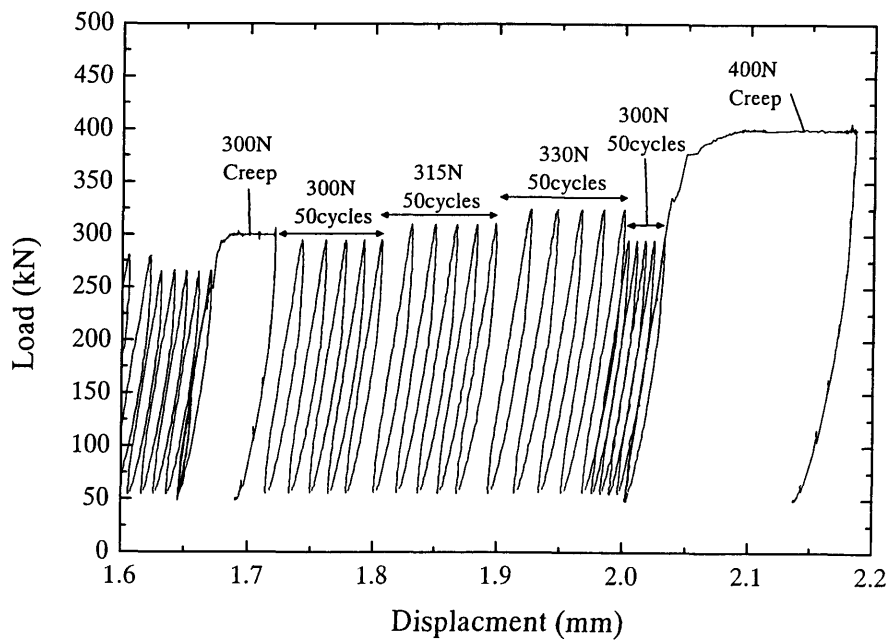


(b) 繰返し載荷中の荷重－変位曲線

図 2.8.24 まくらぎ 1 本載荷における荷重変位曲線

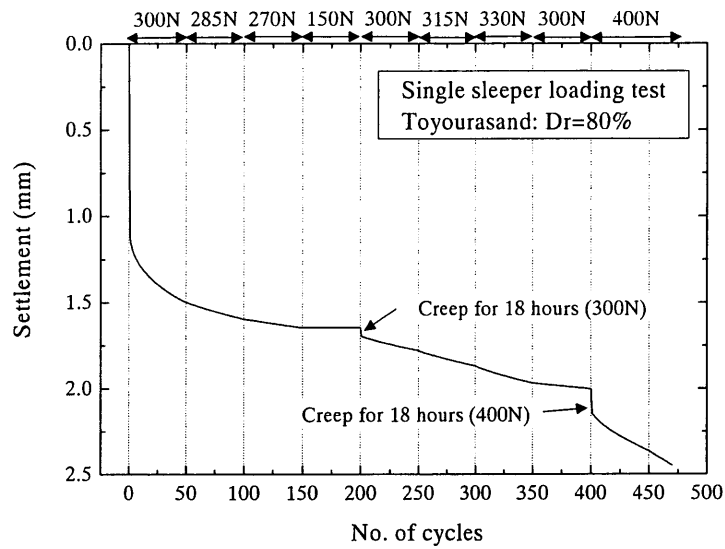


(a) 荷重－変位曲線（拡大図その1）

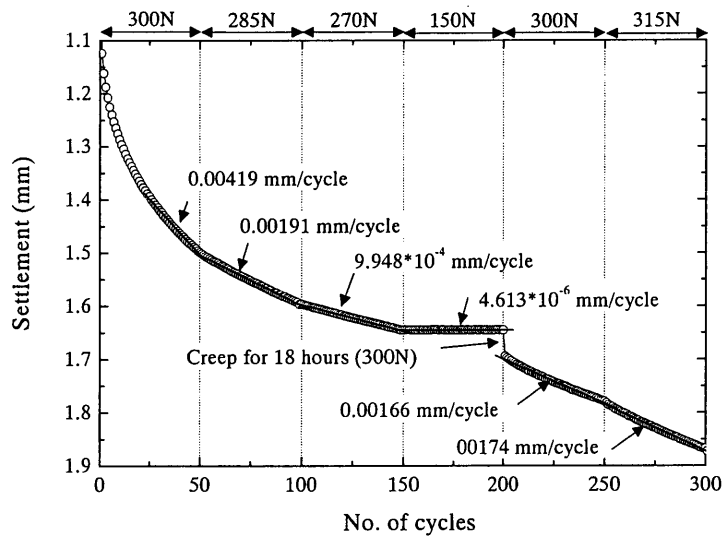


(b) 荷重－変位曲線（拡大図その2）

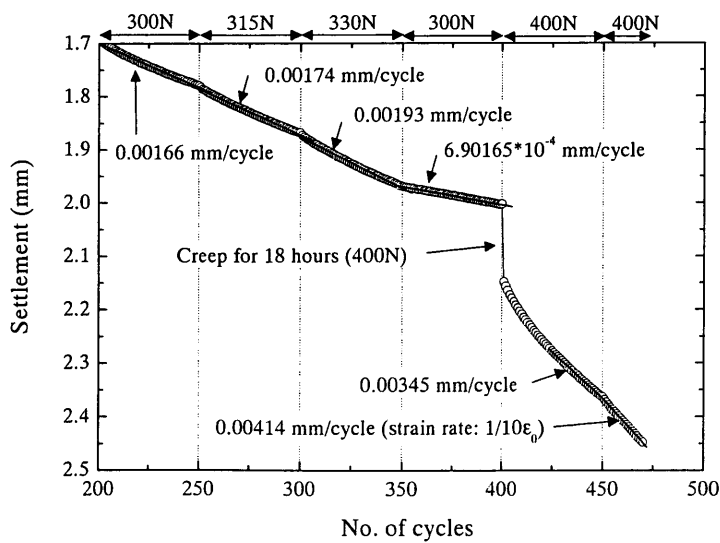
図 2.8.25 まくらぎ 1 本載荷における荷重－変位曲線の拡大図



(a) 繰返し載荷回数－沈下曲線



(b) 繰返し載荷回数－沈下曲線（拡大図その1）



(c) 繰返し載荷回数－沈下曲線（拡大図その2）

図 2.8.26 まくらぎ 1 本載荷における繰返し載荷回数－沈下曲線

## 2.9 第2章のまとめ

従来路盤の載荷試験を行う際には、軌道上の一点で繰返し載荷を行う定点載荷試験が多く行われてきたが、定点で繰返し載荷を行うと載荷点直下の変形が相対的に大きくなり、載荷中にまくらぎ荷重分担率が変化してしまうという問題点があった。そこで本研究では縮尺 1/5 の小型模型を用いた移動荷重載荷試験を行い、その結果について検討を行った。

強化路盤ではアスファルトコンクリート層の厚さが 5cm で一定であり、粒度調整碎石層の厚さを変化させることにより、路盤の厚さを変化させることになるが、模型実験の結果より、アスファルトコンクリート層（実験では CA モルタル層）の厚さが一定であっても、路盤下部の粒度調整碎石層の厚さを厚くすることで、アスファルトコンクリートのひずみ量が小さくなることが確認された。すなわち、粒度調整碎石層が厚い場合の方が、アスファルトコンクリートの疲労寿命に対する路盤の耐久性が高くなることが確認された。

路盤が薄い（もしくは無い）場合は、軌道の弾性変形量が大きくなり、その結果として荷重がまくらぎに広く分散され、載荷点直下のまくらぎ荷重分担率が小さくなることが分かった。さらに、路盤が薄い（もしくは無い）場合は、路盤による荷重分散効果が小さくなり、土槽底面における応力が大きくなることが確認された。

繰返し載荷に対する路盤の累積沈下量は、路盤が厚い場合にやや小さくなることが確認されたが、その差はあまり大きくなかった。

また、路床の密度が大きいと沈下量が小さくなることが確認されたが、路床の密度自体が大きい場合は密度の差による沈下量の差が小さくなることが分かった。

移動荷重載荷と定点載荷を交互に行うと、定点載荷中は載荷点直下のまくらぎの荷重分担率が減少し、反対に隣接した他のまくらぎの荷重分担率が増加することが分かった。また、荷重分担率の変化量は累積変形量の大きい地盤の方が大きくなることが分かった。定点載荷後に再び移動荷重載荷を行うと、荷重分担率は定点載荷前の移動荷重載荷時の値に戻ることが分かった。一方、クリープ載荷により沈下が進まない場合であっても、同じ位置で定点の繰返し載荷を行うと沈下が進むことが確認された。これより繰返し載荷履歴を受けた地盤においてクリープでほとんど沈下が進行しない場合においても、載荷－除荷を繰返し行うことにより、沈下が進むことが確認された。

移動荷重載荷を行うと、定点載荷よりもまくらぎの累積沈下量が大きくなることが分かった。この原因として、定点載荷時には載荷点直下のまくらぎ荷重分担率が減少し、地盤の受ける応力が減少する影響が大きいと考えられる。そこで、まくらぎ 1 本の模型に対して載荷荷重を段階的に変化させた繰返し載荷試験を行った。その結果、載荷荷重を 5% 程度減少させただけで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、それよりわずかも小さい荷重を受けても沈下はあまり進まなくなることが分かった。このため、載荷中に荷重分担率が刻々と変化する定点載荷では沈下量が小さくなるのだと考えられる。しかしながら、本実験では定点載荷と移動載荷による沈下量の差については、まくらぎの荷重分担率の変化量とは明確な関係が確認できなかった。移動荷重載荷と定点載荷の差には、移動荷重載荷ではすべての

まくらぎが最大荷重を受けるが定点載荷では載荷点直下のまくらぎのみしか最大荷重を受けないという基本的な載荷メカニズムの違い，まくらぎ荷重分担率の変化，地盤内において主応力方向が回転する影響の，3つの要因が複合的に関わっているため，それぞれの要因がまくらぎの沈下量に与える影響を総合的に考慮する必要がある。

### 参考文献

- 1) 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
- 2) 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
- 3) 塩尻謙太郎，植村正，鈴木紀章：セメントーアスファルト複合材料の破壊特性，土木学会第39回年次学術講演会，V-225，pp.449-450，1984.9
- 4) 関根悦夫，石川達也，清水裕太，竹内康：移動荷重方式によるバラスト軌道の模型載荷試験，土木学会第57回年次学術講演会，2002.9
- 5) 木幡行宏，三浦宏介，井口充，関根悦夫：相似粒度による単粒度碎石の強度・変形特性，土木学会鉄道力学論文集，第7号，2003.7
- 6) 龍岡文夫，党宣夫，生原修，佐藤剛司：模型砂地盤の支持力実験における砂箱側壁面摩擦の影響Ⅰ－側壁面摩擦の影響の実際－，生産研究，35巻12号，1983.12
- 7) 龍岡文夫，生原修：模型砂地盤の支持力実験における砂箱側壁面摩擦の影響Ⅱ－砂と平板の間の摩擦力の測定－，生産研究，36巻1号，1984.1
- 8) 龍岡文夫，生原修：模型砂地盤の支持力実験における砂箱側壁面摩擦の影響Ⅲ－砂と平板の間の摩擦力の測定のつづき－，生産研究，36巻3号，1984.3
- 9) 龍岡文夫，生原修，佐藤剛司：模型砂地盤の支持力実験における砂箱側壁面摩擦の影響Ⅳ－分割ロードセルによるフーチング底面の応力分布の測定－，生産研究，36巻4号，1984.4
- 10) 龍岡文夫，生原修，佐藤剛司：模型砂地盤の支持力実験における砂箱側壁面摩擦の影響Ⅳ－分割ロードセルによるフーチング底面の応力分布の測定～つづき～，生産研究，36巻5号，1984.5
- 11) 木幡行宏，蔭関魯：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
- 12) 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



### 第3章 有限要素解析による模型試験の評価

#### 3.1 解析の概要

鉄道の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用いて耐用年数を規定する方法を導入するためには、アスファルトコンクリートのひずみを精度よく推定することが重要となる。道路のアスファルト舗装の設計ではアスファルトコンクリートのひずみより耐用年数を規定する方法が設計標準に示されており、多層弾性解析を用いる方法でひずみが求められている<sup>1), 2)</sup>。しかし、鉄道の強化路盤ではレール、まくらぎ、バラストから構成される複雑な軌道構造により路盤に荷重が伝達されるため、多層弾性解析のように単純化されたモデルでは路盤の変形挙動を評価することができない。従来の強化路盤の設計では、3次元 FEM 解析により路盤の変位量を求めていたが<sup>3)</sup>、FEM を用いてアスファルトコンクリートのひずみを求めるためには、要素分割数を十分に増やし、レールの剛性やまくらぎの形状を考慮した精度の高い解析を行う必要がある。

FEMによって求められる強化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するために、模型実験の結果と解析の比較を行うこととした。ここでは第2章で述べた小型移動荷重載荷試験結果を対象として FEM によるシミュレーションを行い、模型実験における弾性挙動の評価を行った。地盤の変形挙動を正確にシミュレートするためには非線形解析を行うのが一般的な方法であり、特に大変形問題に対しては非線形解析を用いる必要がある<sup>4), 5)</sup>。しかし、列車荷重により生じる地盤のひずみレベルは  $10^{-4}$  程度であり、比較的微小なひずみレベルであるため、従来から鉄道路盤の実務的な設計においては線形弾性解析が適用されてきた<sup>6), 7)</sup>。

鉄道路盤はレールとまくらぎから構成される軌道構造を支持するため、軌道構造の形状が強化路盤の変形特性に与える影響が大きい。従来、軌道構造物の変形特性を評価する場合にはレールを梁として連続弾性支持される Winkler モデルやレールが離散的に支持される有限間隔弾性支持モデルが用いられてきた<sup>8), 9), 10)</sup>。しかしながら、これらの方法では梁要素とばね要素で軌道構造を表現するため、モデルをかなり簡略化する必要がある。特に、連続的な地盤を離散的なばね要素としてモデル化するため、地盤のばね係数を適切に設定しなければならない。地盤をばねで表現するためには、まくらぎの支持面積や、バラスト・路盤・路床など剛性の異なる多層系地盤の影響を考慮しなければならないため、客観的に正しい値を設定することが難しい。一方、FEM では要素試験により得られた変形係数を用いることができるため、より客観性の高いパラメータによる解析を行うことができる。

最近の計算機能力の向上により、弾性解析であればパソコンで容易に FEM 解析を行うことができるようになってきた。FEM を用いることで、複雑な軌道の形状を忠実にモデル化することがで

きる。本解析では有限要素法による汎用の構造解析プログラムである Nastran (NASA structural analysis computer program) を用いた。Nastran は 1960 年代に米国の NASA により開発されたプログラムであるが、ソースコードが公開されており、改良と機能拡張を受け続けることにより現在でも最先端のプログラムとして一般に広く使用されている。Nastran はもともと線形弾性解析を目的として開発されたプログラムであり、特に線形弾性解析に対する信頼性が高い。また、機械系の分野で広く使用されていることもあり、複雑な形状を持ったモデルを解析するのに適している。本章では Nastran を用いた線形弾性解析により模型実験の弾性挙動をシミュレートし、その精度を検証した結果について述べる。

### 3.2 解析モデル

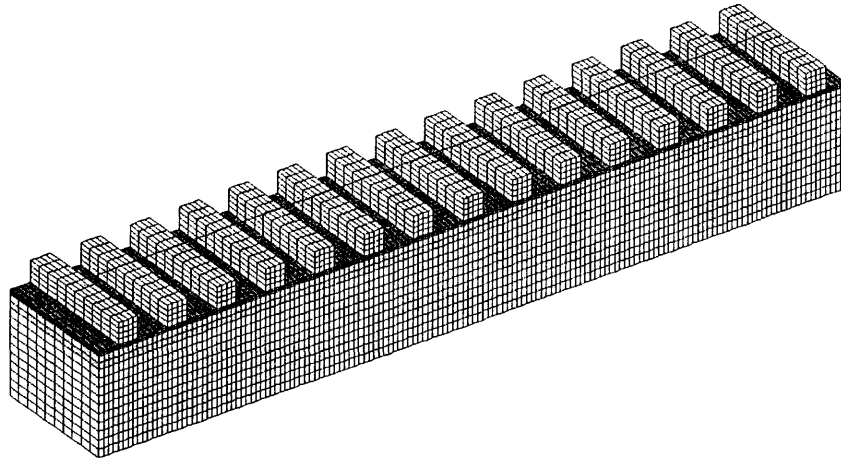
FEM 解析では 3 次元解析、および要素を細かく分割した 2 次元解析を行い、両者の比較を行った。模型実験では平面ひずみ条件を仮定していたため 3 次元解析では平面ひずみ条件となるようにモデル側面に拘束条件を与えた。2 次元解析では平面ひずみ要素を用いてモデルを作成した。3 次元解析モデルと 2 次元解析モデルの例を図 3.2.1 に示す。3 次元モデルでは模型の構造をできるだけ忠実に再現しているが、平面ひずみ条件となるように拘束を与えているため、実質的には 2 次元解析と等価な解析を行っていることになる。3 次元モデルにおける要素数は約 2 万である。2 次元モデルでは要素のサイズを 3 次元モデルの  $1/2$  とした。その結果、単位面積あたりの要素数は 4 倍になっている。この要素のサイズで 3 次元モデルを作成すると、要素数は 8 倍となる。3 次元モデルの要素数が約 2 万であったので、8 倍とすると要素数約 16 万となる。要素分割数が大きいと剛性マトリックスのサイズが大きくなるため、計算時間が飛躍的に増大する。本解析に使用した計算機では要素数 2 万のモデルが 5 分程度で解析できるのに対して、要素数 16 万では解析に数時間を要した。そのため、細かく分割した要素サイズでは 2 次元解析を行う方が合理的であると考え、ここでは 3 次元モデルと、要素分割の細かい 2 次元モデルから得られる解析結果の比較を行い、要素サイズの影響を検討することとした。特に、CA モルタル層（模型における強化路盤のアスファルトコンクリート層）は全体の構造に対して薄いため、要素のサイズが解析結果に影響を与える可能性が懸念された。

解析パラメータを表 3.2.1 に示す。路盤および路床の変形係数については、第 2 章で示した一軸圧縮試験および三軸圧縮試験の結果をもとにひずみレベルを考慮して決定した。まくらぎは模型実験ではアルミニウム製としているが、解析上は十分な剛性を持たせるために鉄のヤング率を与えた。これは、模型ではレールの荷重はロードセルを介して面でまくらぎに載荷されているのに対して、FEM ではまくらぎとレールはそれぞれ 1 節点で結合しているため、まくらぎのレールとの接続部に応力が集中してしまうためである。実験ではレールの荷重を一定の面積を持った面で受けているのでまくらぎの曲げ変形による影響はないと考えられ、解析においてもまくらぎの曲げ変形の影響を回避する必要がある。そのため、ここでは 3 次元解析においても地盤内で平面ひずみ条件が実現できるように、便宜上まくらぎのヤング率に十分大きな値として鉄のヤング率を与えることとした。

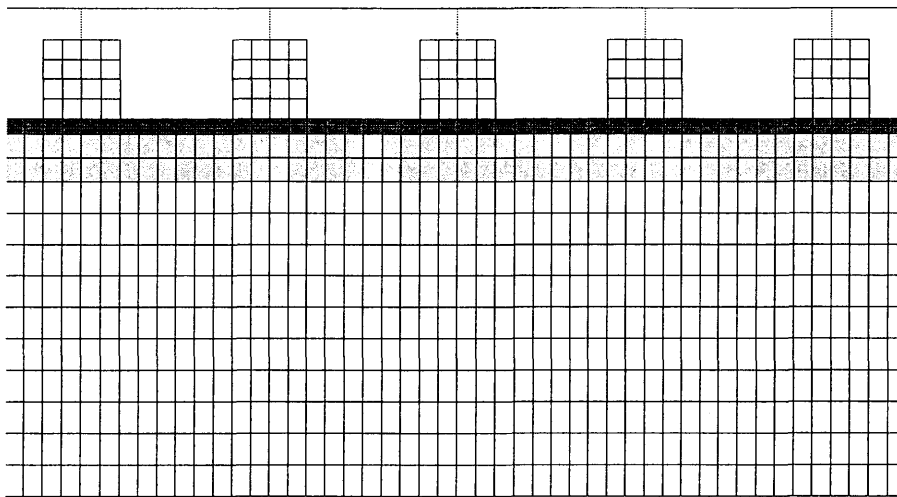
3次元解析と2次元解析によるまくらぎ荷重, 路盤変位, およびCAモルタルのひずみを図3.2.2に示す。まくらぎ荷重および路盤変位については要素分割数の異なる3次元解析と2次元解析で差が生じていない。これは今回行った3次元解析程度の要素分割で必要十分の精度を確保できていることを示している。また, CAモルタルのひずみについても, 載荷点直下のひずみのピーク値にわずかな差(1~2 $\mu$ 程度)が見られるものの, 十分無視してよい程度の差であると考えられる。CAモルタルのひずみの最大値はまくらぎ端部の直下の位置で発生しており, これは模型実験で得られていた傾向と同じであった。

表 3.2.1 FEM 解析パラメータ

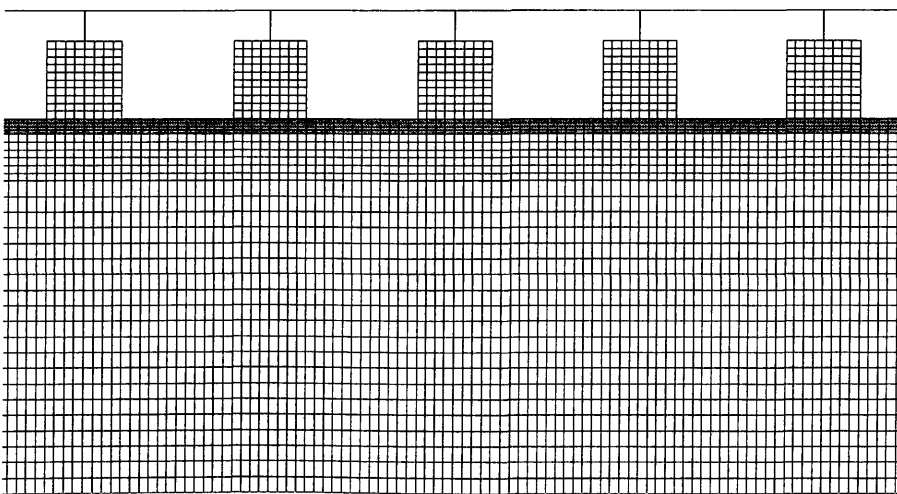
	ヤング率 E (MN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	要素 タイプ
レール	210000	0.3	梁
まくらぎ	210000	0.3	ソリッド
道床バラスト	100	0.3	ソリッド
路盤上部 (CA モルタル)	3500	0.3	ソリッド
Series1 路盤下部 (瀝青安定処理した単粒度碎石)	1000	0.3	ソリッド
Series1 路床 (豊浦砂)	50 25	0.3	ソリッド
Series2 路盤下部 (砂質礫)	50	0.3	ソリッド
Series2 路床 (礫質砂)	25	0.3	ソリッド



(a) 3-D model (Over head view)



(b) 3-D model (Side view)



(c) 2-D model

図 3.2.1 3次元モデルと2次元モデルにおける解析モデルの比較

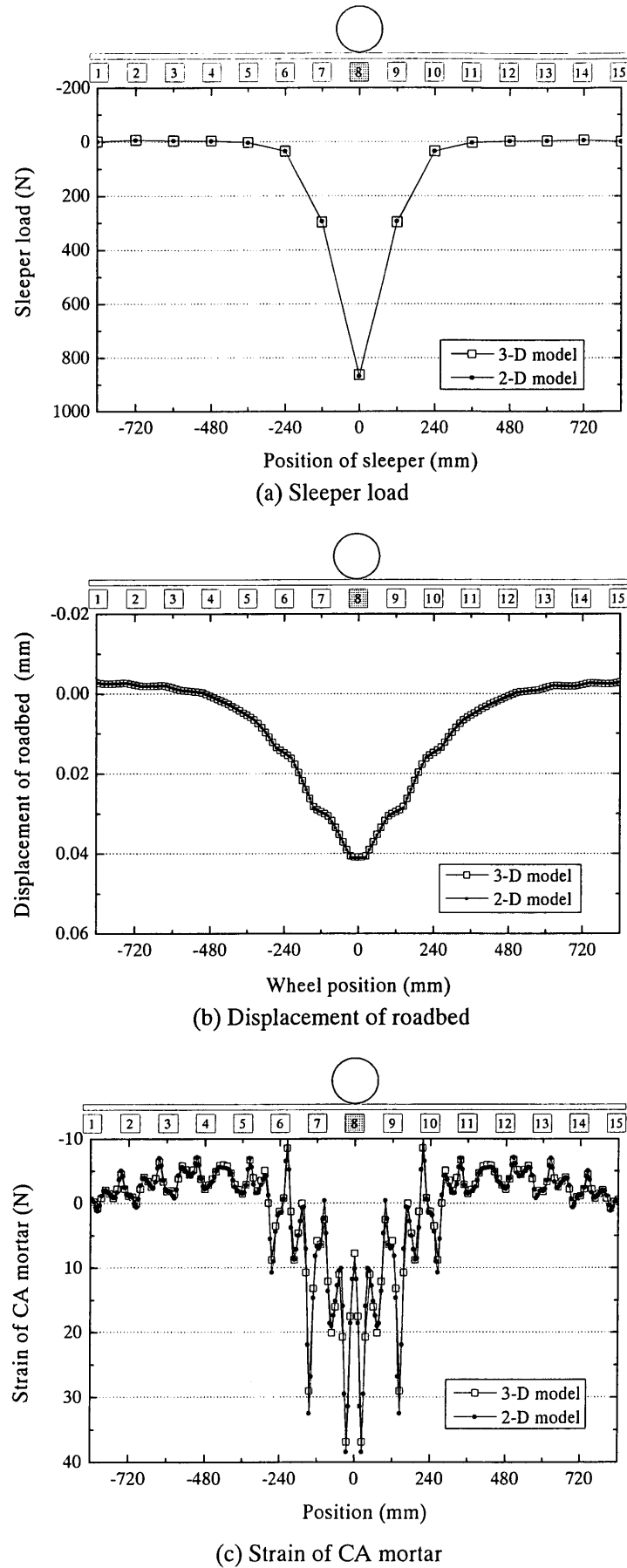


図 3.2.2 FEM における 3 次元解析と 2 次元解析の比較 (要素分割の影響)

## 3.3 模型実験のシミュレーション

図 3.3.1 および図 3.3.2 に Series1 の Case5 (路盤厚さ 4cm, 路床の相対密度 80%) のシミュレーション結果を示す。解析では実験における移動荷重載荷を模擬して、載荷点を順次移動させることにより荷重を与えた。図 3.3.1 にはまくらぎ荷重分担率とまくらぎ変位を示している。解析におけるまくらぎ荷重分担率は載荷点がまくらぎ No.8 直上にあるときの値であり、まくらぎ変位は載荷点を順次移動させたときのまくらぎ No.8 の値である。実験においても同様でまくらぎ荷重分担率は載荷輪がまくらぎ No.8 の直上にあるときの値であり、まくらぎ変位は載荷輪の移動に伴う、まくらぎ No.8 の値である。まくらぎ荷重分担率、まくらぎ変位ともに実験と解析の結果は良い一致を示している。まくらぎ変位については実験において除荷時の変位の戻りが遅れるため、載荷輪がまくらぎ No.8 を通過した後は実験と解析で差が生じている。また、実験におけるまくらぎ変位には残留変位も生じている。図 3.3.2 には土槽底面における鉛直応力およびせん断応力を示している。解析における土槽底面の応力は載荷点を順次移動させたときのまくらぎ No.8 直下の値である。実験の結果も同様であり、土槽底面の応力は載荷輪の移動に伴う、まくらぎ No.8 直下の値である。土槽底面の拘束条件は、完全拘束とした解析と、土槽底面に水平方向のみ作用するばね要素を挿入した解析の 2 通りについて行った。せん断応力を見ると、土槽底面を完全に拘束した場合、解析におけるせん断応力の方が実験値よりも 2 倍程度大きくなっている。これは、実験において地盤と土槽底面にすべりが生じていることが影響しているためであると考えられる。そこで、解析では水平方向に作用するばね要素を用いることで、実験における土槽底面のすべりを表現することとした。ここでは土槽底面におけるばね要素のばね係数は解析結果と実験結果が等しくなるような値とした。せん断応力が実測と合うような処理を行ったのは、地盤内における主応力方向とその大きさを解析で求めるためである。実験では主応力の方向とその大きさを直接測定することが困難であるため、解析において模型実験の応力状態を正しくシミュレートできていることを確認した上で、主応力の方向を求めることとした。土槽底面のせん断応力は載荷輪がまくらぎ No.8 から 2 本離れた位置で極大値を示しており、その傾向は実験と解析で一致している。また、この水平方向のばね要素が土槽底面の鉛直応力に与える影響は微小であった。

図 3.3.3 および図 3.3.4 に Series1 の Case8 (路盤厚さ 4cm (豊浦砂で作成), 路床の相対密度 80%) のシミュレーション結果を示す。Case8 では模型地盤の合計厚さが 24cm であり、地盤の合計厚さは路盤厚さ 4cm の Case5 と等しい。Case5 では地盤の上部 4cm が剛性の高い強化路盤であるのに対して、Case8 では上部 4cm も路床と同じ豊浦砂である。図 3.3.3 にはまくらぎ荷重分担率とまくらぎ変位を示している。まくらぎ変位を見ると、豊浦砂の変形係数を  $50\text{MN/m}^2$  とした場合、解析における変位量が実測値よりも小さくなっている。これは、豊浦砂の路盤が直接まくらぎを支持するため、まくらぎ直下のひずみレベルが大きくなり、変形係数が低下することに起因すると考えられる。そこで、第 2 章で示した豊浦砂の三軸圧縮試験結果 (図 2.5.7) を参照して  $10^{-4} \sim 10^{-3}$  ひずみレベルの変形係数を採用し、 $25\text{MN/m}^2$  とした。変形係数を低減させることで、まくらぎ変位の実験値と解析結果は良い一致を示した。まくらぎ荷重分担率については、地盤の変形係数の影響が比較的小さく、どちらの変形係数を採用しても実験値と比較的良好一致を示している。図

3.3.4 には土槽底面における鉛直応力およびせん断応力を示している。土槽底面の応力に対する豊浦砂地盤の変形係数の影響も比較的小さかった。鉛直応力は地盤の変形係数が小さい場合の方がやや小さくなり、実験値と良い一致を示している。せん断応力については、地盤の変形係数の小さい場合の方がわずかに大きくなるが、その差は非常に小さく、どちらも実験値と比較的良好一致を示しているといえる。以上の結果から判断すると、豊浦砂の地盤の上に直接まくらぎを設置している場合には、強化路盤を用いている場合より小さい変形係数を用いることで実測とより良い一致を示すことが分かる。豊浦砂の上に直接まくらぎを設置している場合は、まくらぎ直下と土槽底面付近でひずみレベルが異なると考えられるので、ひずみレベルに応じた変形係数を厳密に採用するのであれば、部位によって異なる変形係数を採用するのがよい。このような方法を用いて、RA スラブ軌道の解析においてひずみレベルにより変形係数を変化させて路盤変位を求めた例がある<sup>11)</sup>。しかしながら、本解析で行ったように、特に応力が集中する箇所のひずみレベルを考慮した変形係数を地盤全体に採用することで、部位によって変形係数を変化させなくても、概ね整合性の高い結果が得られるものと考えられる。

Series1 Case5 をシミュレートした解析における路盤・路床内のひずみ分布を図 3.3.5 に、Case8 をシミュレートした解析における路盤・路床内のひずみ分布を図 3.3.6 および図 3.3.7 (拡大図) に示す。ひずみは載荷点が模型中心のまくらぎ No.8 直上にあるときの分布である。Case5, Case8 ともに地盤の合計厚さは 24cm であるが、Case5 では上部 4cm が強化路盤で剛性が高いのに対し、Case8 では豊浦砂で路盤を作成しているため、上部 4cm も路床と同じ剛性となっている。Case5 の鉛直ひずみを見ると、剛性の高い路盤自体の内部には鉛直ひずみがほとんど発生しておらず、路床で鉛直ひずみが発生していることが分かる。一方、Case8 ではまくらぎの直下から大きな鉛直ひずみが発生しており、まくらぎ中間部ではあまり鉛直ひずみが発生していないことが分かる。Case5 の水平ひずみを見ると、載荷点直下付近で引張り方向の水平ひずみが発生しているが、Case8 ではまくらぎ直下で引張りひずみ、まくらぎ中間部で圧縮ひずみが生じていることが分かる。Case5 のせん断ひずみを見ると、路床上部の浅い位置のまくらぎ中間部にせん断ひずみが発生する傾向が見られるのに対し、Case8 では各まくらぎの端部直下に大きなせん断ひずみが生じている。このように剛性の高い路盤が存在しない Case8 では離散的に配置されたまくらぎの影響がひずみ分布に大きく影響しているが、剛性の高い路盤の存在する Case5 では離散的に配置されたまくらぎによるひずみの集中が低減されていることが確認できる。

これらの傾向は、図 2.6.29～図 2.6.31 に示した移動荷重載荷実験における画像解析により求められた累積ひずみ分布の傾向と一致している。移動荷重載荷実験におけるひずみ分布は累積ひずみ、FEM のひずみ分布は弾性ひずみという違いがあり、ひずみの絶対値そのものは異なるが、特に Case8 ではひずみの集中する位置が実験と解析で良く一致している。実験においては画像解析の精度の問題で微小な弾性ひずみを計測することができなかったが、FEM により求められた弾性ひずみの分布傾向から判断すると、弾性ひずみの集中する箇所に、繰返し載荷による累積ひずみが蓄積しているものと考えられる。

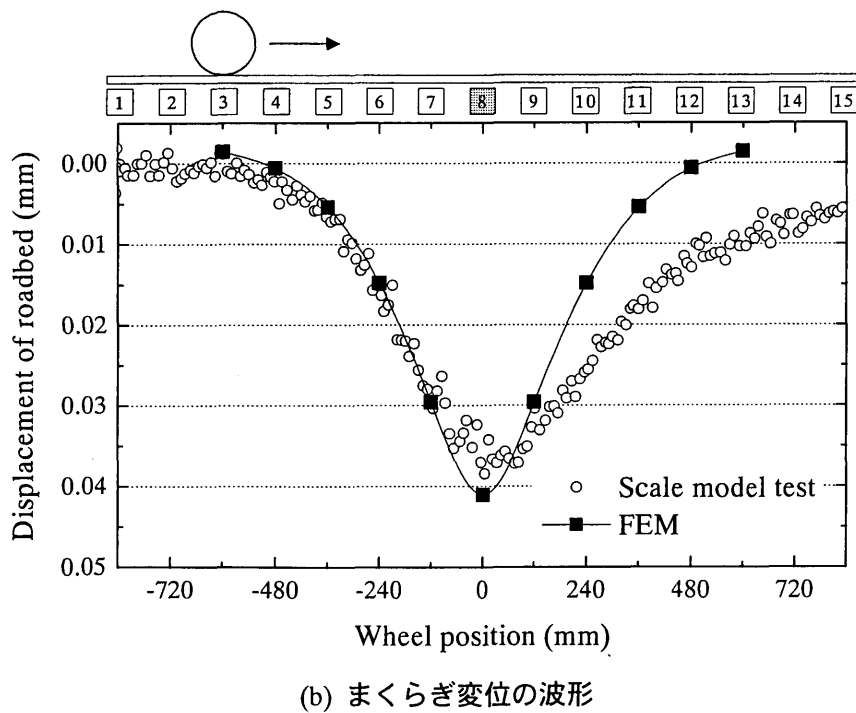
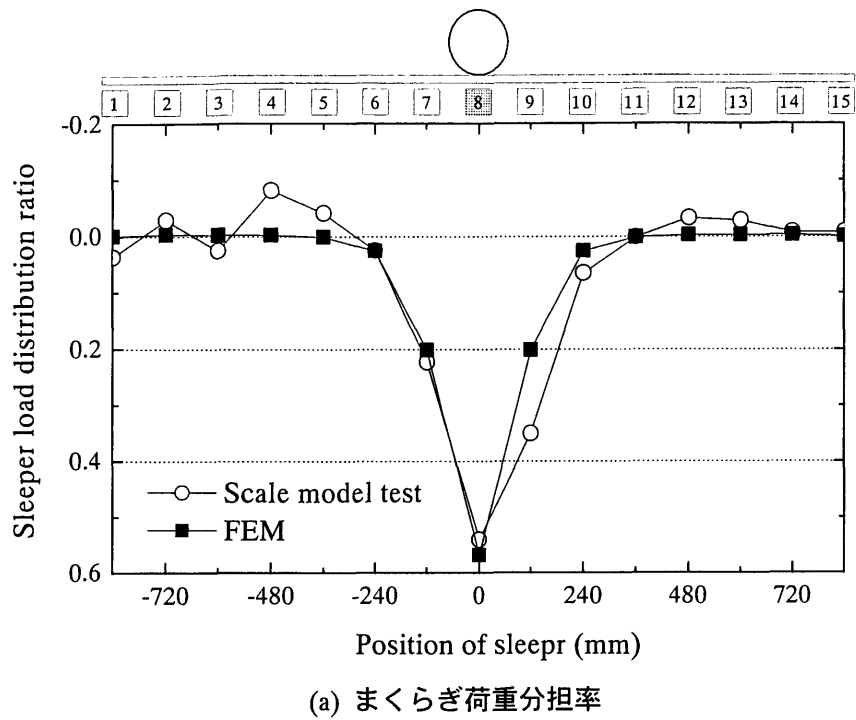
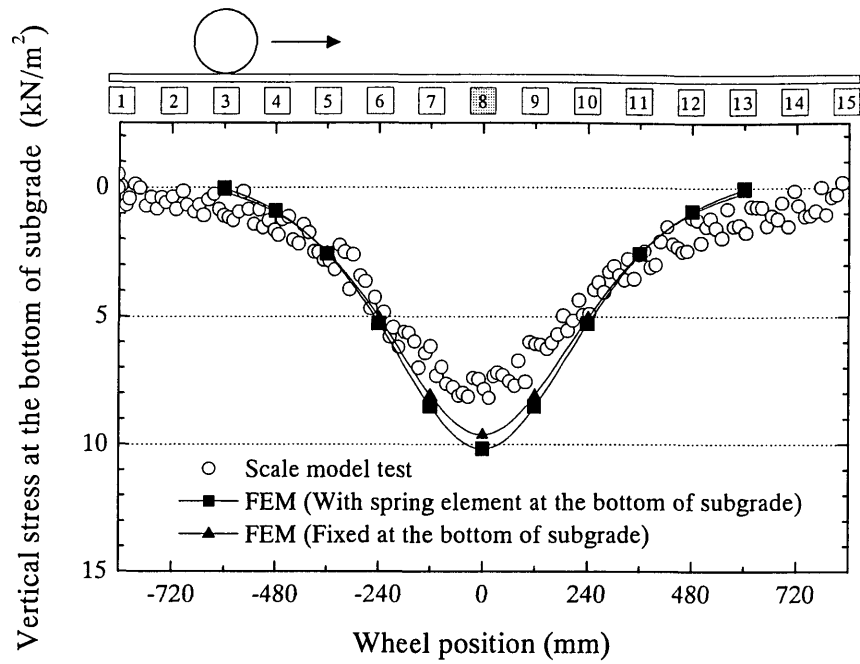
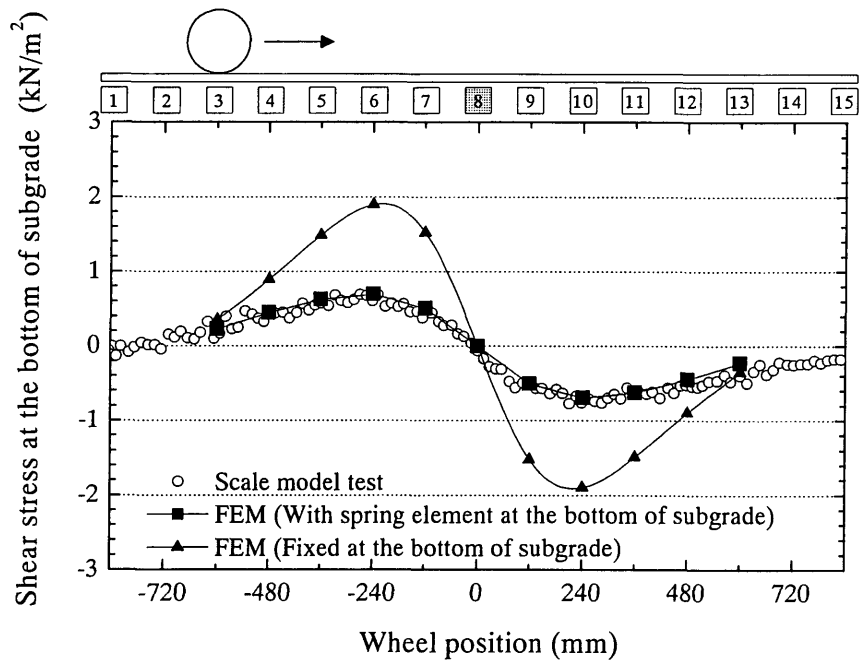


図 3.3.1 Series1 Case5 (路床：豊浦砂 20cm，路盤：強化路盤 4cm)  
FEM と実験結果の比較





(a) 土槽底面鉛直応力の波形



(b) 土槽底面せん断応力の波形

図 3.3.2 Series1 Case5 (路床：豊浦砂 20cm, 路盤：強化路盤 4cm)  
 FEM と実験結果の比較

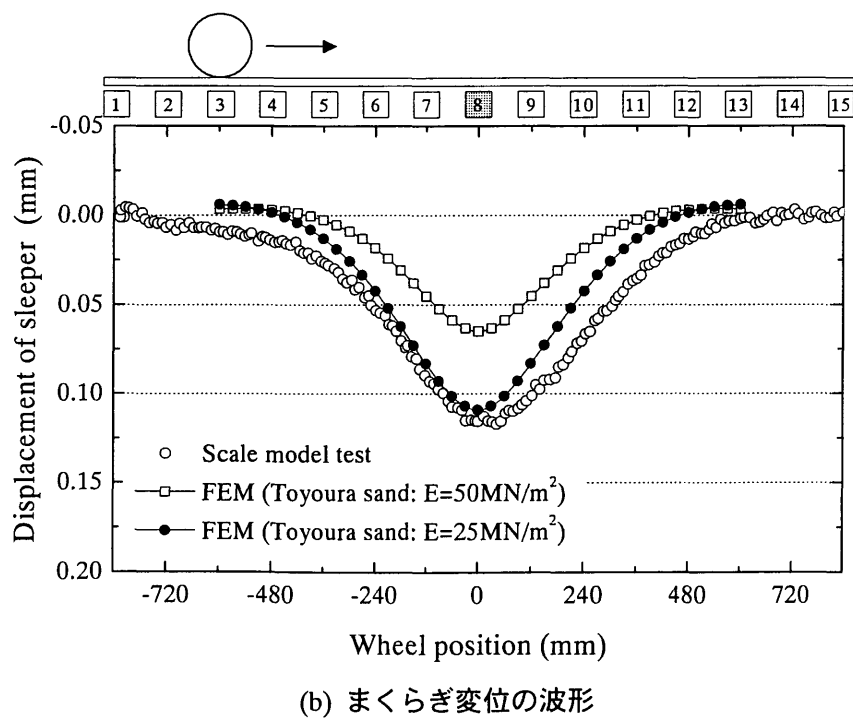
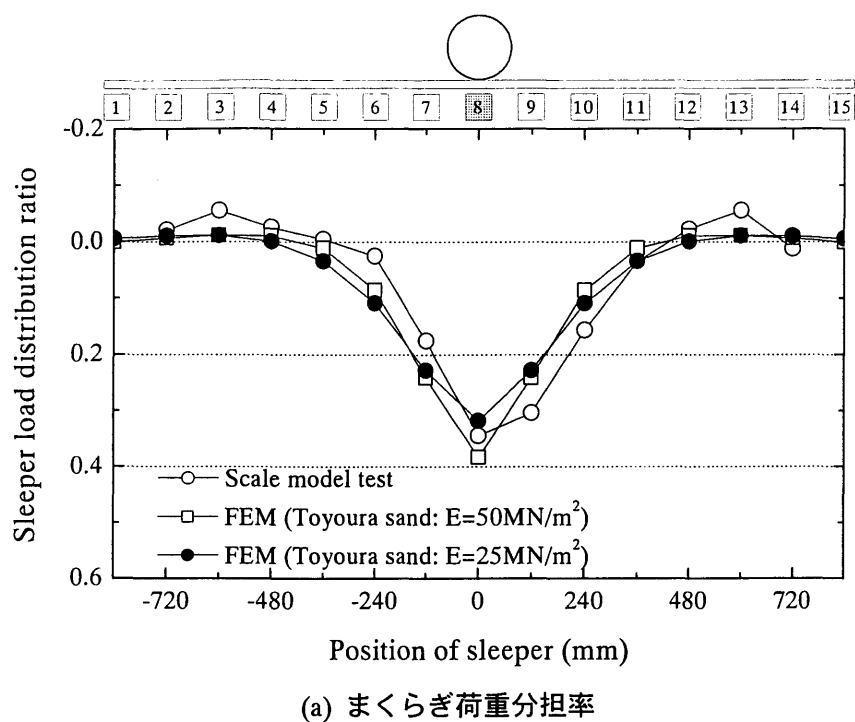
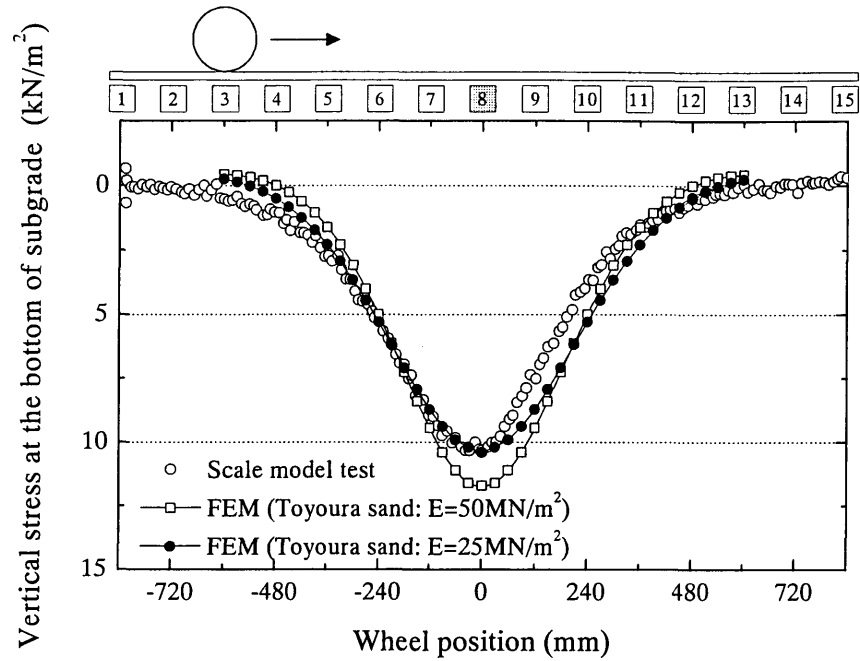
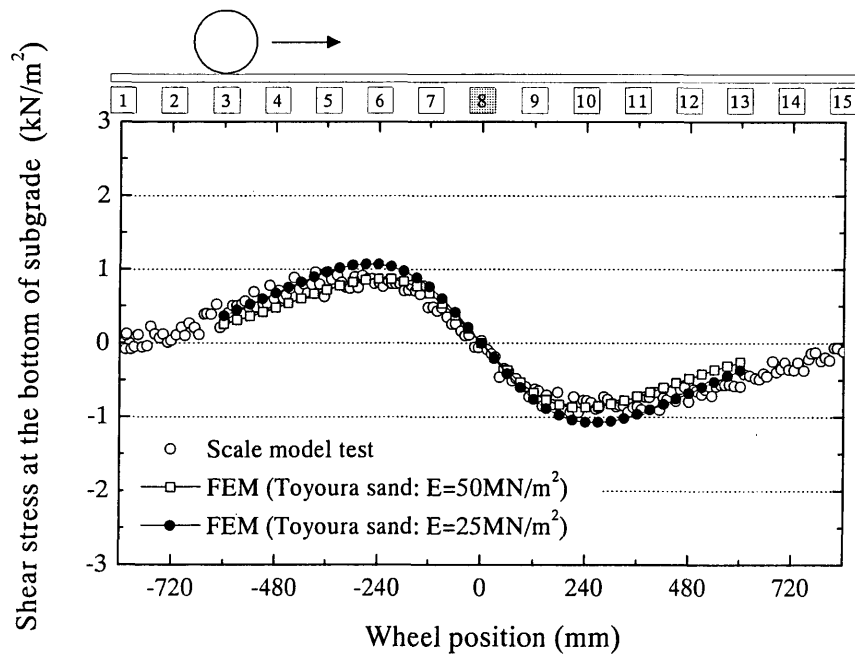


図 3.3.3 Series1 Case8 (路床：豊浦砂 20cm, 路盤：豊浦砂 4cm)

FEM と実験結果の比較

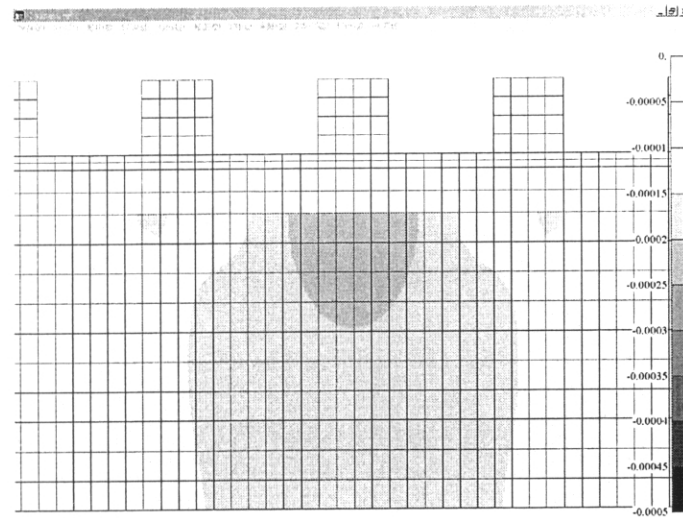


(a) 土槽底面鉛直応力の波形

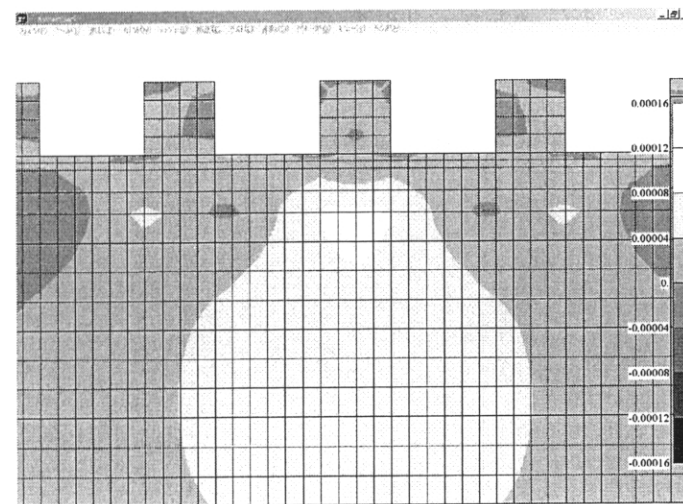


(b) 土槽底面せん断応力の波形

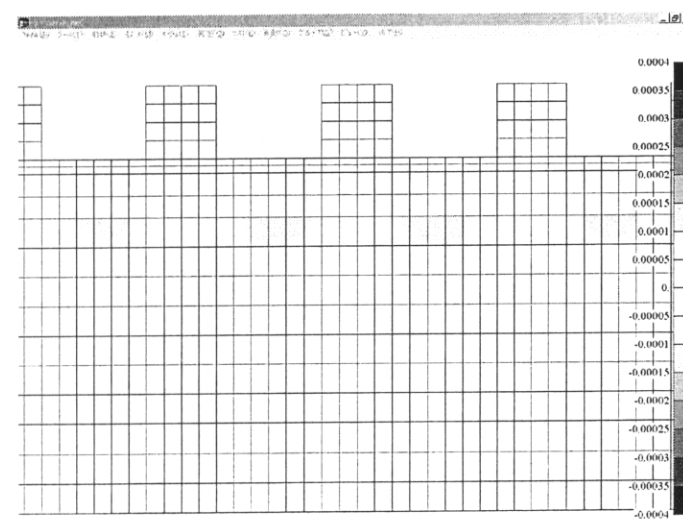
図 3.3.4 Series1 Case8 (路床：豊浦砂 20cm, 路盤：豊浦砂 4cm)  
 FEM と実験結果の比較



(a) Vertical strain

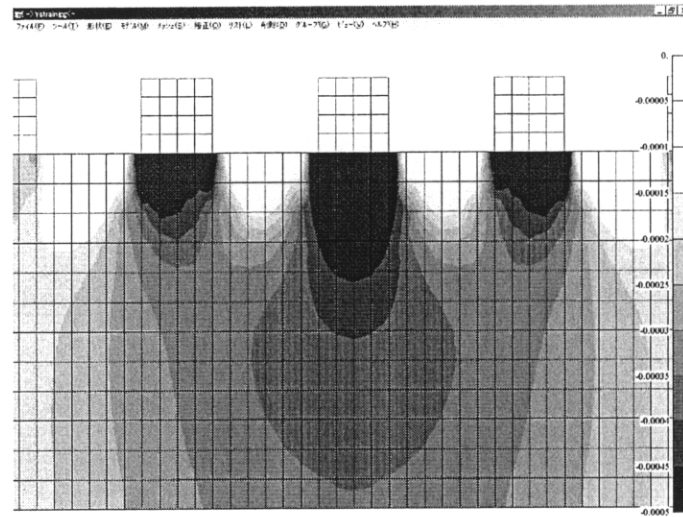


(b) Horizontal strain

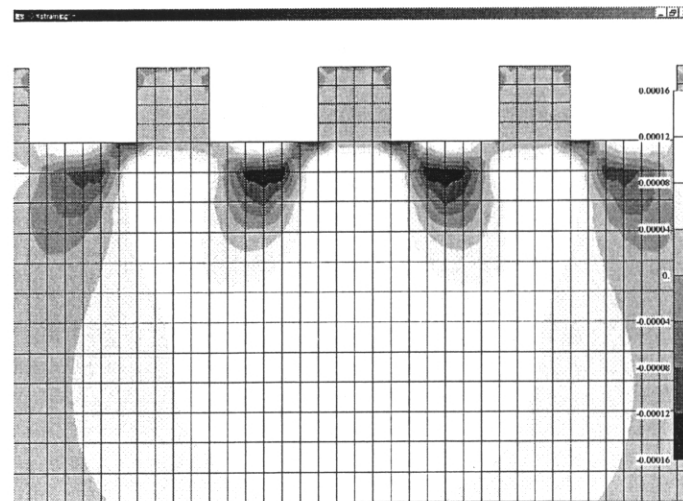


(c) Shear strain

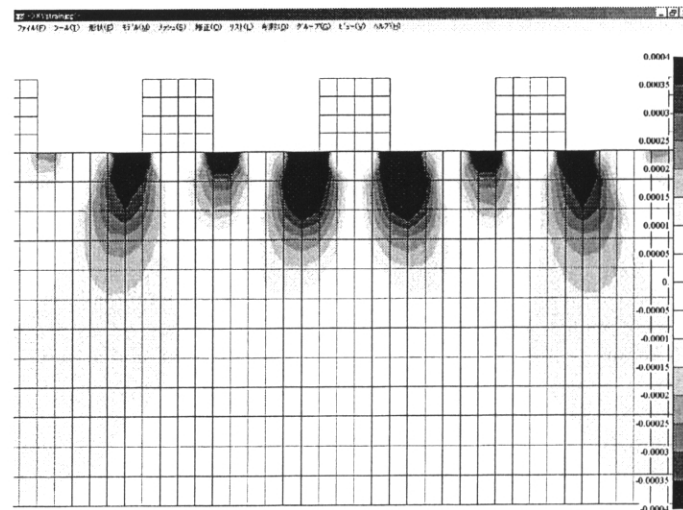
図 3.3.5 Series1 Case5 FEM におけるひずみ分布（路床：豊浦砂 20cm，路盤：強化路盤 4cm）



(a) Vertical strain

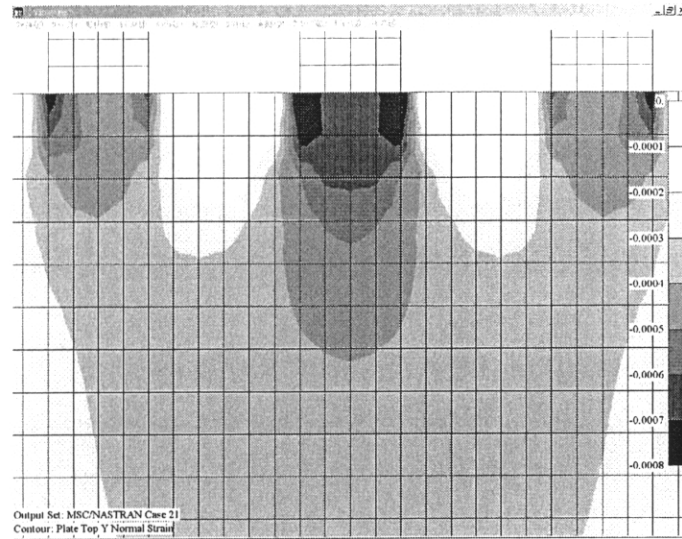


(b) Horizontal strain

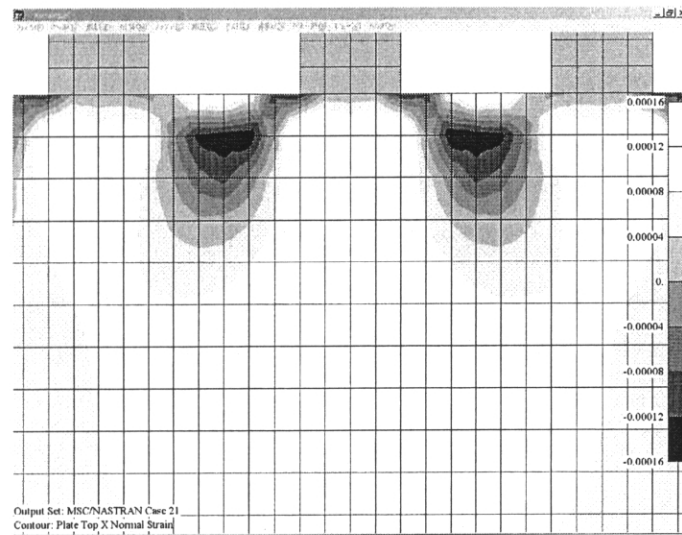


(c) Shear strain

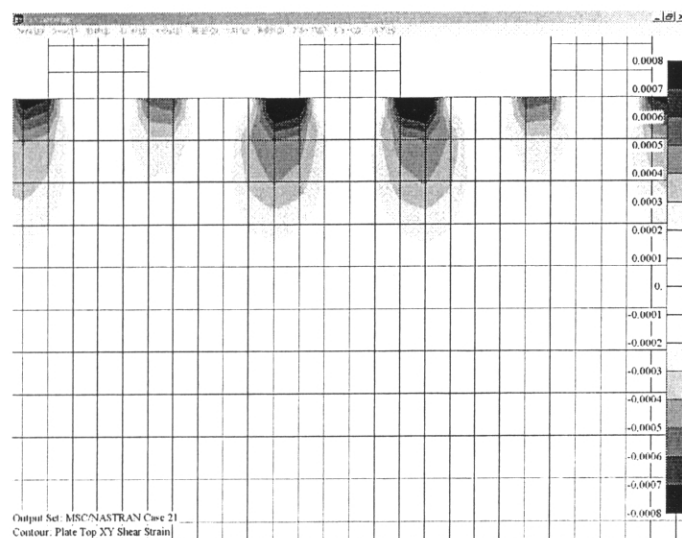
図 3.3.6 Series1 Case8 FEM におけるひずみ分布（路床：豊浦砂 20cm，路盤：豊浦砂 4cm）



(a) Vertical strain



(b) Horizontal strain



(c) Shear strain

図 3.3.7 Series1 Case8 FEM におけるひずみ分布の拡大図（コンターの表示レベルも変更）

### 3.4 解析による主応力方向の推定

移動荷重載荷を行うと地盤内の主応力方向が回転するが、地盤内において主応力の方向が回転すると、残留ひずみ量が大きくなるといわれている<sup>12)</sup>。本研究における移動荷重載荷実験において、移動荷重載荷と定点載荷の沈下量を比較すると定点載荷における沈下量の方が小さかった。これには、主応力方向の回転が要因の一つとして影響していると考えられる。荷重分担率の変化による載荷荷重の減少の影響については第2章で考察を行ったが、ここでは主応力の影響に関する考察を行う。

実験において地盤内の主応力の方向を直接求めることが望ましいが、主応力の方向を求めるためには、鉛直応力 $\sigma_v$ 、水平応力 $\sigma_h$ 、せん断応力 $\tau_{vh}$ を測定する必要がある。本研究における移動荷重載荷実験では土槽底面において鉛直応力 $\sigma_v$ とせん断応力 $\tau_{vh}$ を測定しているが、水平応力 $\sigma_h$ は測定していない。しかし、水平応力 $\sigma_h$ を測定するためには地盤内にロードセルを設置しなければならないため、それ自体の存在が実験結果に影響を与える可能性がある。本研究では主応力の方向を直接測定するのではなく、鉛直応力 $\sigma_v$ とせん断応力 $\tau_{vh}$ が実験と解析で一致していることを確認した上で、解析結果から主応力の方向とその値を求めることとした。解析においては、載荷点を順次移動させながら荷重を与え、荷重が移動している状態を模擬した。

図 3.4.1 に模型中心のまくらぎ No.8 直下における、路床表面からの深さ 10cm の位置における最大および主応力の大きさと載荷輪の位置の関係を示す。また、図 3.4.2 に同じ位置における動員内部摩擦角 $\phi_{mob}$ と載荷輪の位置を示す。

強化路盤の厚さが 4cm の場合について、まくらぎ直下における主応力の方向とその大きさを図 3.4.3 に示す。同図中には模型中心のまくらぎ No.8 直下における、路床表面からの深さ 1cm, 10cm, 20cm の値を示している。横軸には載荷輪の位置を示しており、主応力の方向と大きさは、着目点における、載荷輪の移動に伴う変化を示している。図 3.4.4 には同様に、まくらぎ No.8 と No.9 の中間部における主応力を示している。まくらぎ No.8 直下における主応力の回転に着目すると、路床表面からの深さ 1cm の浅い位置ではほとんど主応力の方向が変化していないが、深さ 10cm, 20cm と深い位置では主応力の方向が若干変化している。一方、まくらぎ No.8 と No.9 の中間部における主応力を見ると、路床表面からの深さ 1cm の浅い位置で比較的大きく主応力の方向が変化していることが分かる。深さ 10cm, 20cm の深い位置では主応力の回転量は小さくなり、まくらぎ No.8 直下における回転と同程度になっている。

以上の結果から、主応力方向の回転には離散的に配置されたまくらぎの位置が影響していることがわかる。まくらぎ直下の浅い位置ではその直上から伝達される応力が支配的であるため、主応力の方向はほとんど回転しない。一方、2 本のまくらぎから応力が伝達されるまくらぎ中間部では、各まくらぎから作用する応力の割合が載荷輪の位置により変化し、主応力の方向が回転する。自動車のように車輪が地盤上を連続的に走行する場合には載荷輪の位置が直接主応力の方向に影響するが、鉄道では離散的なまくらぎを通して応力が伝達されるため、特に浅い位置での主応力の方向回転メカニズムは道路のような場合とは異なると考えられる。離散的に配置されたまくらぎの影響が重ね合わせにより相殺されるような、ある程度深い位置では主応力回転の傾向は

連続的に載荷された場合と同様になるが、そのような深い位置では主応力の回転量自体も小さくなるため、沈下量に与える影響はそれほど大きくはないと考えられる。主応力方向の回転の影響については、今後要素試験等により、定量的な検討を行う必要がある。

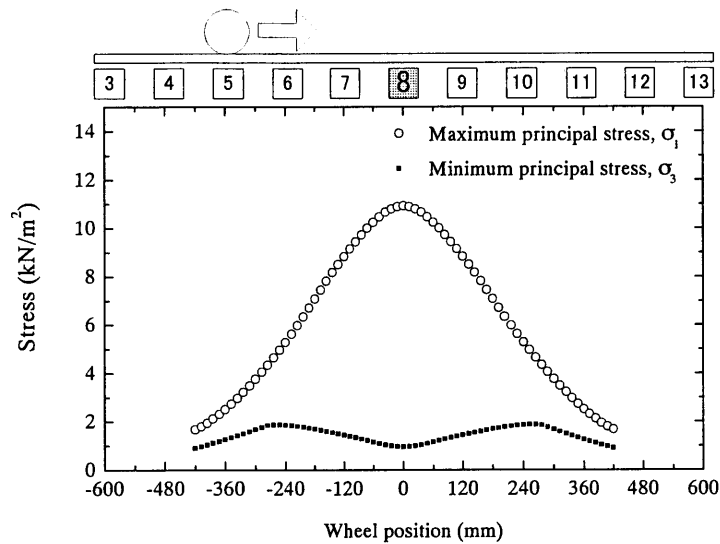


図 3.4.1 最大主応力  $\sigma_{\max}$  および最小主応力  $\sigma_{\min}$   
(路盤厚さ 4cm, まくらぎ No.8 直下, 路床深さ 10cm)

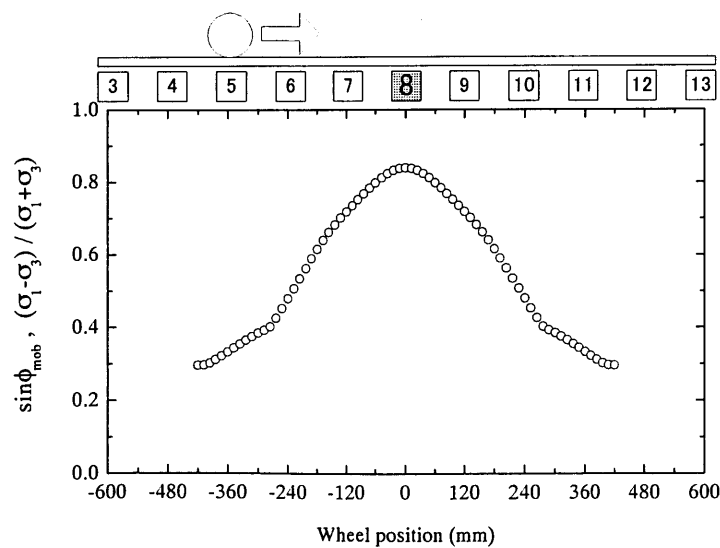
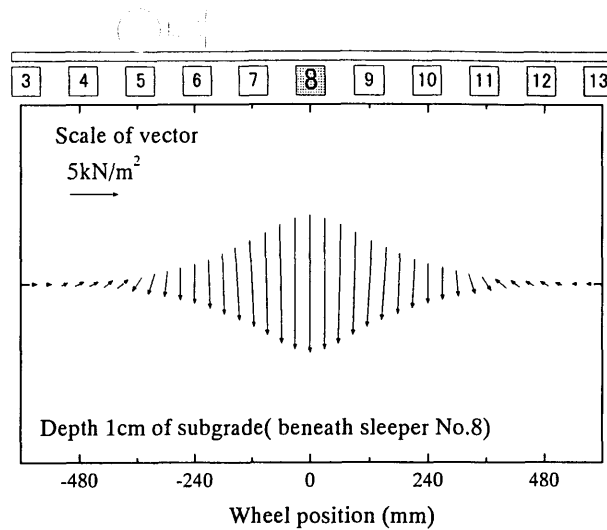
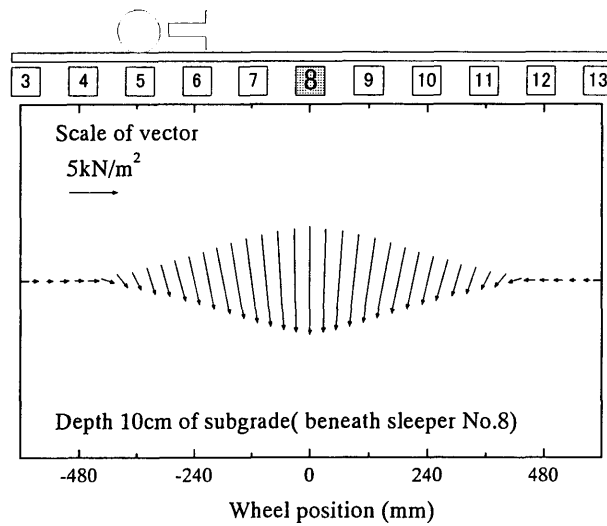


図 3.4.2 動員内部摩擦角  $\phi_{\text{mob}}$   
(路盤厚さ 4cm, まくらぎ No.8 直下, 路床深さ 10cm)

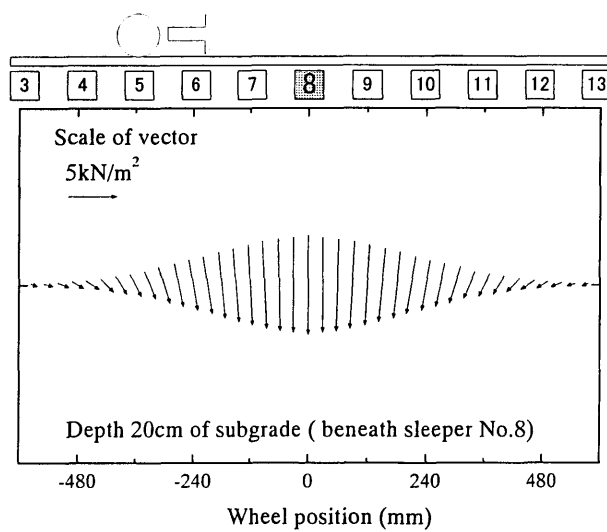




(a) Direction of principal stress (Depth 1cm of subgrade, beneath sleeper No.8)

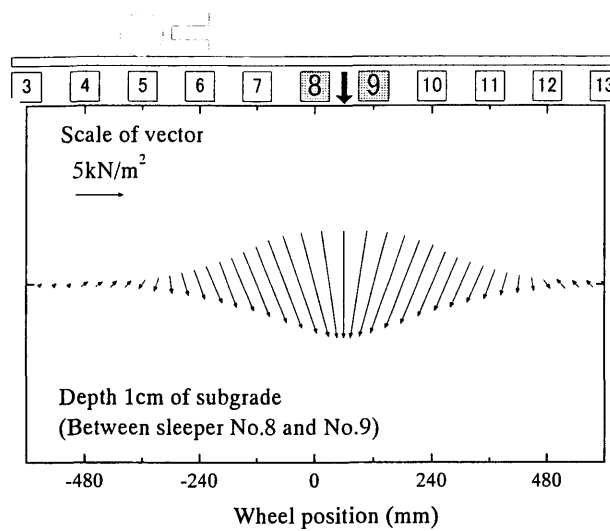


(b) Direction of principal stress (Depth 10cm of subgrade, beneath sleeper No.8)

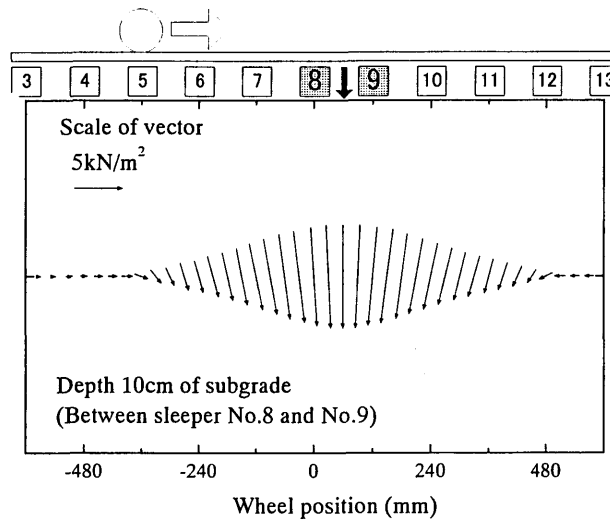


(c) Direction of principal stress (Depth 20cm of subgrade, beneath sleeper No.8)

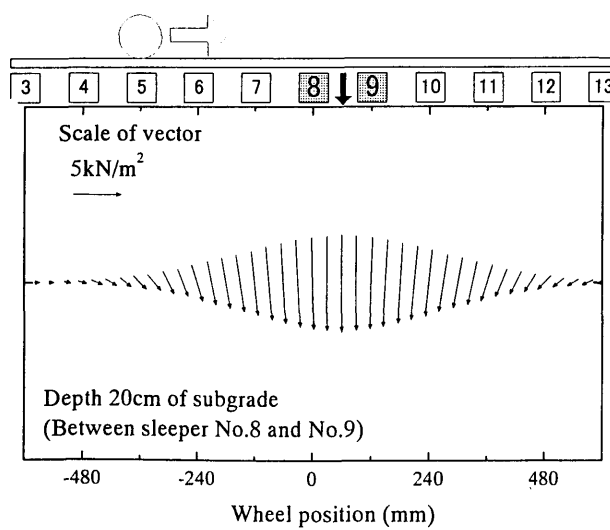
図 3.4.3 FEM 解析によるまくらぎ No.8 の直下における主応力の大きさとその方向  
(Case5 : 強化路盤厚さ 4cm)



(a) Direction of principal stress (Depth 1cm of subgrade, between No.8 and No.9)



(b) Direction of principal stress (Depth 10cm of subgrade, between sleeper No.8 and No.9)



(c) Direction of principal stress (Depth 20cm of subgrade, between sleeper No.8 and No.9)

図 3.4.4 FEM 解析によるまくらぎ No.8 と No.9 の間における主応力の大きさとその方向  
(Case5 : 強化路盤厚さ 4cm)

### 3.5 アスファルトコンクリートのひずみ

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用いて耐用年数を規定する方法を導入するためには、FEMによりアスファルトコンクリートのひずみを精度よく推定することができることを検証しておくことが重要となる。ここでは模型実験において強化路盤のアスファルトコンクリート層に該当するCAモルタル層のひずみについて、実験結果と解析結果の比較を行った。図3.5.1に路盤厚さ4cm（Series1Case5）の場合における実験結果と解析結果の比較を示す。CAモルタルのひずみは載荷輪がまくらぎNo.8の直上にあるときの値である。実験、解析ともに載荷点直下のまくらぎNo.8のまくらぎ端部の直下でひずみが大きくなっている。実験結果ではまくらぎの設置状況の影響で、左右端部のひずみの大きさが異なっているが、FEMの結果では実験における左右端部のひずみの平均的な値が得られている。まくらぎ直下でひずみが大きく、まくらぎ中間部でひずみが小さいという傾向は実験と解析で一致している。図3.5.2に路盤厚さとCAモルタルのひずみの関係を示す。CAモルタルのひずみの実験値は載荷点直下のまくらぎNo.8の左右端部の平均値である。実験結果の方がやや路盤厚さに対してひずみの変化量が大きい傾向であるが、概ねFEMでひずみ量を評価できると判断できる。

Series2においてバラストを設置したCase5について、実験と解析におけるCAモルタルのひずみを比較した結果を図3.5.3に示す。Series2では各まくらぎの荷重分担率にばらつきが大きかったため、FEMでは実験において測定されたまくらぎの荷重を直接まくらぎに対する載荷荷重として入力した計算を行った。バラストを設置している場合は、CAモルタルの上に直接まくらぎを設置した場合とは異なり、載荷点直下のまくらぎNo.8の中心直下にひずみの最大値が発生している。その傾向は実験結果と解析結果で一致しており、まくらぎNo.8直下の最大値については、実験結果と解析結果は比較的よく一致している。しかしながら、実験においてまくらぎ中間部で圧縮ひずみが生じる傾向は、本解析では表れなかった。

図3.5.4に模型実験における載荷荷重とCAモルタルのひずみの関係を示す。CAモルタルのひずみはSeries2の実験における載荷点直下のまくらぎ直下における最大値を示している。CAモルタルのひずみは荷重に対して線形に増加していることがわかる。これより、CAモルタルのひずみ量は載荷荷重に対して線形であることが確認されたことから、FEM解析において線形弾性解析を用いることは妥当であると考えられる。

以上の検討結果より、線形弾性解析によるFEMを用いることで、載荷点直下に生じているアスファルトコンクリート層のひずみを評価することは妥当であると判断できる。

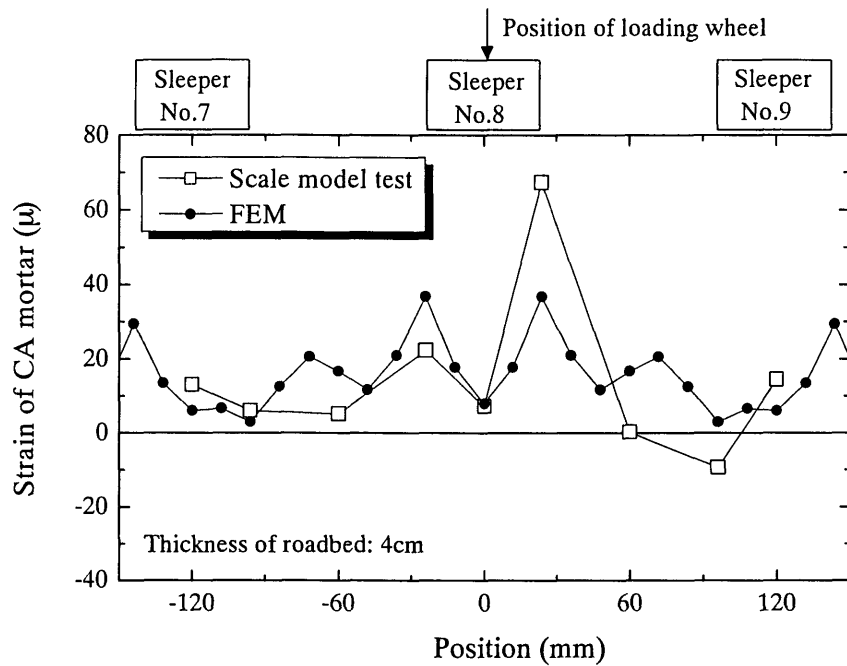


図 3.5.1 模型実験と FEM における CA モルタルひずみの比較  
(Series1Case5 : 強化路盤厚さ 4cm の場合)

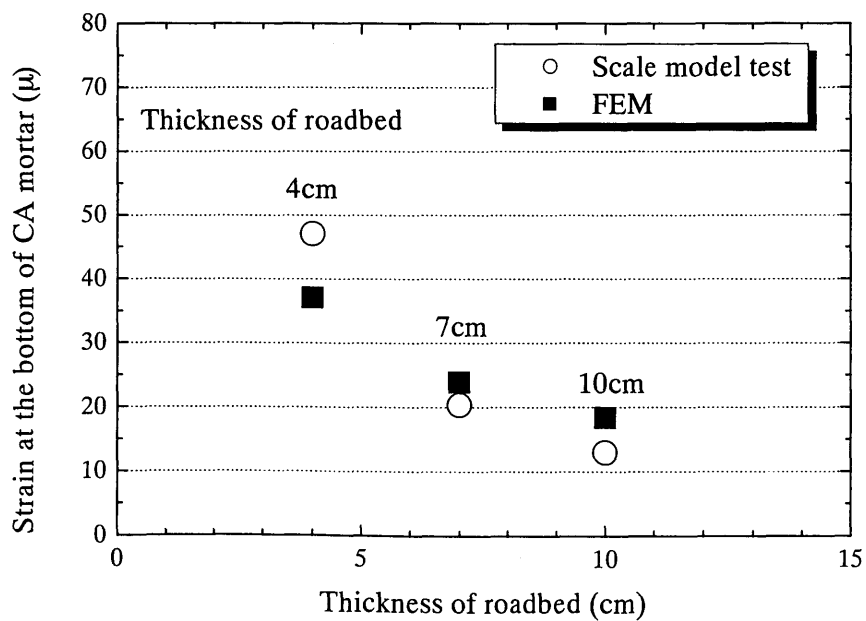


図 3.5.2 模型実験と FEM における CA モルタルひずみの比較

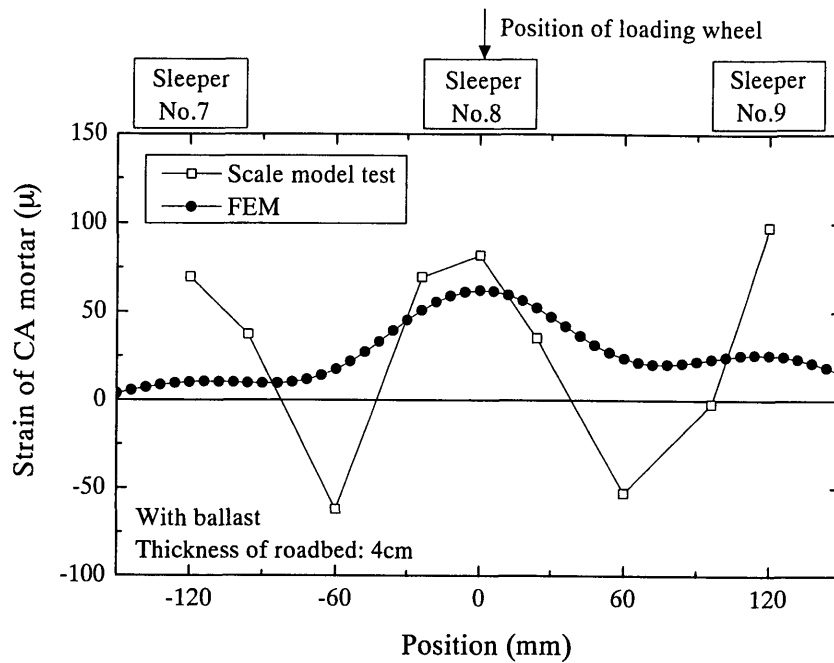


図 3.5.3 模型実験と FEM における CA モルタルひずみの比較  
(Series2Case5 : 強化路盤厚さ 4cm, バラストのある場合)

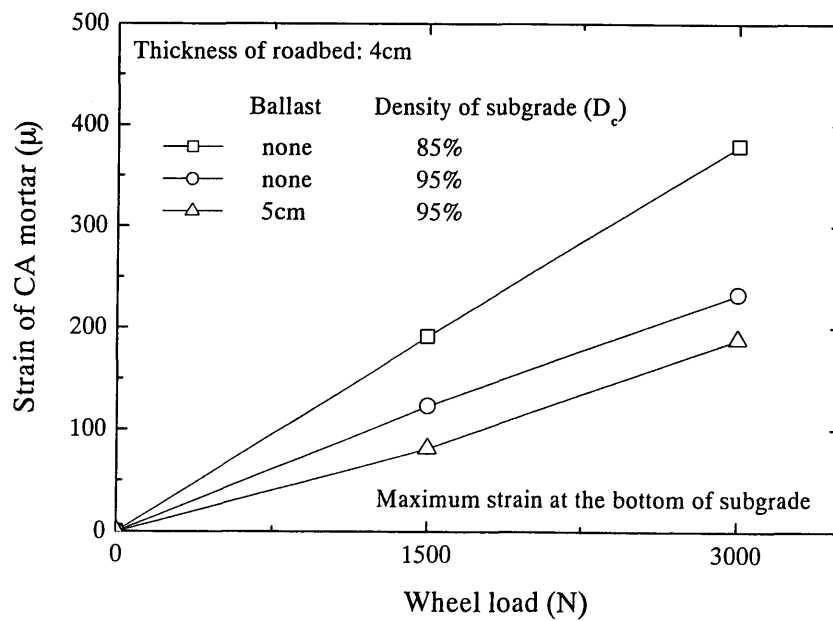


図 3.5.4 模型実験における載荷荷重と CA モルタルひずみの関係

## 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

図 3.6.1 に FEM において路盤厚さを変化させたときの、CA モルタルのひずみ、まくらぎ荷重分担率、路盤表面変位、路床表面変位、路床表面鉛直応力、土槽底面鉛直応力の比較を示す。路盤厚さは 4cm, 7cm, 10cm の 3 種類とし、変形係数は Series1 の模型実験の条件に合わせて路盤上部の CA モルタル層を  $3500\text{MN/m}^2$ 、路盤下部の瀝青安定処理した単粒度碎石層を  $1000\text{MN/m}^2$ 、路床を  $50\text{MN/m}^2$  としている。

CA モルタルのひずみを見ると、路盤が薄い場合の方が、ひずみが大きくなっていることが分かる。これは模型実験で得られた傾向と同様であった。また、まくらぎ荷重分担率は路盤が厚い場合の方がやや大きくなっている。これは、路盤が厚い方が曲げ剛性が大きくなり、軌道の変形が抑制されるため荷重が分散されず、載荷点直下のまくらぎに荷重が集中するためである。これについても、模型実験で得られた傾向と同様であった。一方、路盤表面および路床表面の変位は路盤が厚い場合の方が小さくなっている。路床表面および土槽底面の鉛直応力についても路盤が厚い場合の方が小さくなるが、土槽底面では路盤厚さによる違いは小さい。実験において測定された土槽底面の応力は、路盤の設置状態に起因するばらつきにより、明瞭な差が見られなかったが、FEM の結果から考察すると、路盤厚さによる土槽底面における鉛直応力の差は微小であるため、実験でその差を評価するためには非常に精度の高い模型を作成する必要があると考えられる。

図 3.6.2 に FEM において路盤剛性を変化させたときの、CA モルタルのひずみ、まくらぎ荷重分担率、路盤表面変位、路床表面変位、路床表面応力、土槽底面応力の比較を示す。路盤厚さは 4cm とし、路盤剛性は路盤下部の粒度調整碎石に相当する部分の変形係数を変化させた。アスファルトコンクリート層の変形係数は  $3500\text{MN/m}^2$  で一定とした。

CA モルタルのひずみを見ると路盤剛性が低い場合の方が、ひずみが大きくなっていることがわかる。また、まくらぎ荷重分担率は路盤剛性が高い場合の方が大きくなっている。これは、路盤が厚い場合にまくらぎ荷重分担率が大きくなることと同様に、路盤の曲げ剛性が大きくなり、軌道の変形が抑制されるため荷重が分散されず、載荷点直下のまくらぎに荷重が集中するためである。路盤表面の変位を見ると、路盤剛性の小さいケースにおいて変位が大きくなっているが、路床表面では路盤剛性による変位の差は小さくなっている。特に、変形係数が  $200\text{MN/m}^2$  と  $50\text{MN/m}^2$  のケースではほとんど差が見られない。路床表面の応力、および土槽底面の応力についても路盤剛性の影響は非常に小さい。これは、路盤に剛性の高い材料を用いても、路床に作用する応力の減少は小さいことを示している。これより、路盤自体の剛性を増加させるだけでは路床の変形塑性を抑制する効果が小さいと考えられる。たとえば、路盤材料としてアスファルトコンクリートではなく鉄筋コンクリートを用いたとしても、路盤の厚さが同じであれば移動荷重載荷による路盤の沈下量の差はあまり大きくならないと推測される。

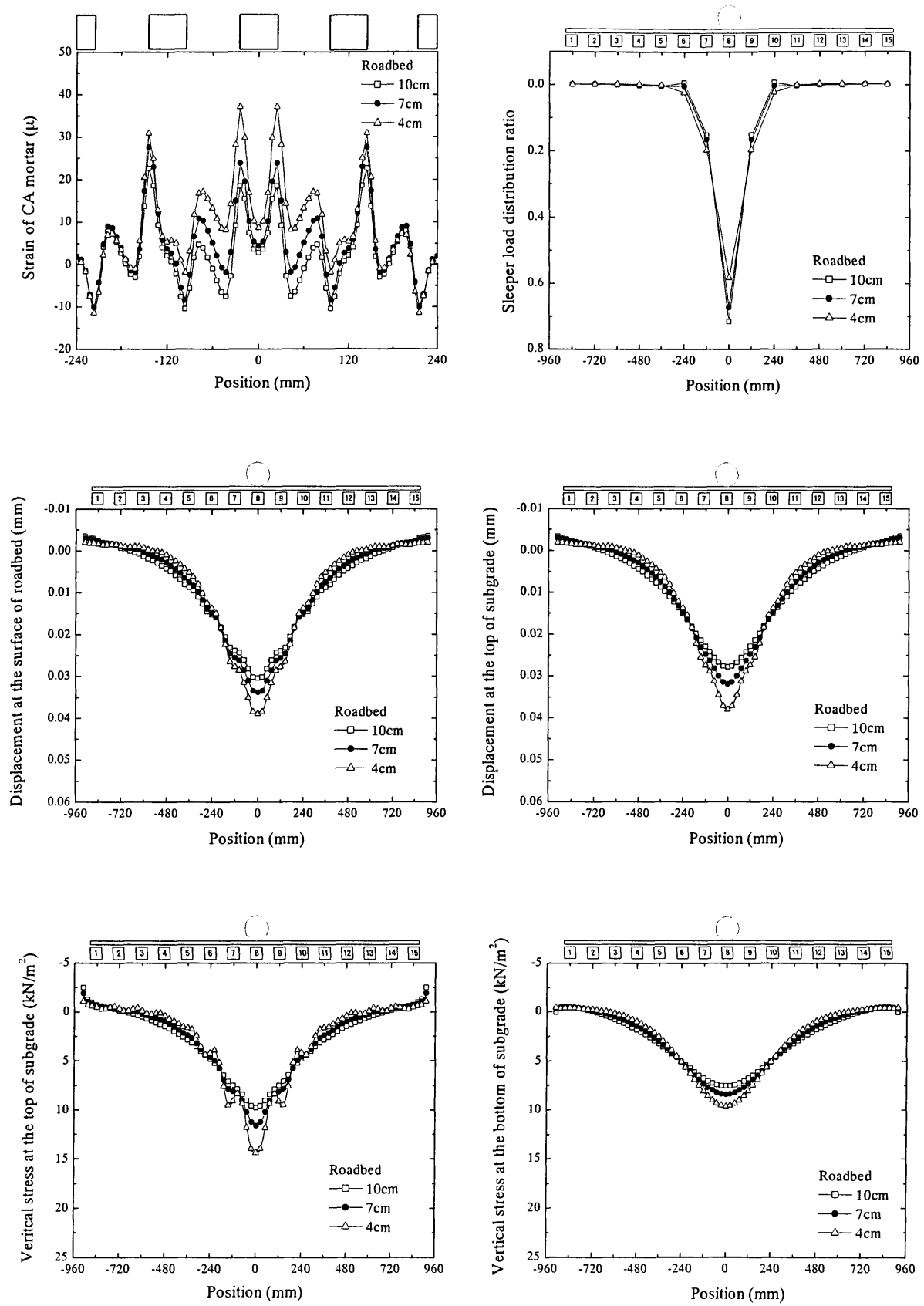


図 3.6.1 FEM による路盤厚さの影響に関する検討

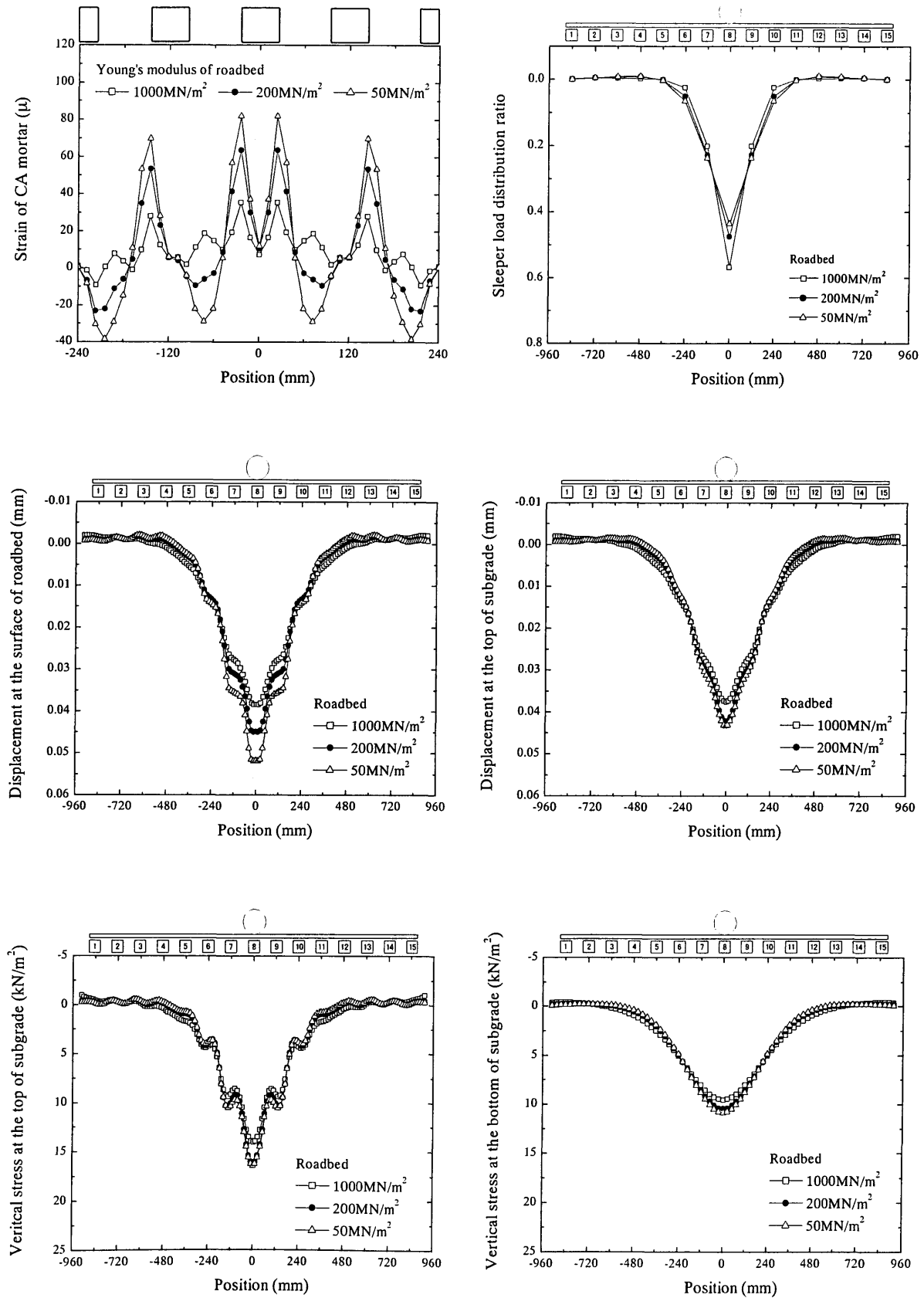


図 3.6.2 FEM による路盤剛性の影響に関する検討



## 3.7 第3章のまとめ

FEM 解析を行うことにより、小型模型を用いた移動荷重載荷実験の弾性変形挙動のシミュレーションを行った。模型実験は平面ひずみ条件で行っていたことから、3次元解析では平面ひずみ条件となるように拘束条件を与え、2次元解析では平面ひずみ要素を用いて要素分割を細かくとった解析を行い、両者の結果を比較した。その結果、まくらぎ荷重分担率や路盤表面変位には要素分割数の影響がほとんど見られず、アスファルトコンクリート層（模型実験ではCAモルタル）のひずみにわずかな差が見られる程度であった。そのため、本解析で行った程度の要素分割であれば、路盤の変形挙動をシミュレートするのに十分であることが確認された。

強化路盤を設置しているケースに関して、地盤の変形係数に三軸圧縮試験のひずみレベルが $10^{-4}$ 程度の値を使用したFEM解析を行ったところ、まくらぎ荷重分担率、路盤表面変位、土槽底面鉛直応力については比較的精度良くシミュレートできることが確認された。一方、土槽底面におけるせん断応力は土槽底面のすべりをFEMにおいてもバネ要素を用いて表現することで、実測と良い一致を得ることができた。強化路盤を設置していないケースについては、強化路盤を設置している場合よりもまくらぎ直下のひずみレベルが大きくなるため、三軸圧縮試験によるひずみレベルが $10^{-3}$ 程度の変形係数を使用することで、変位量についても実験結果と良い一致が見られた。ただし、変位量以外のまくらぎ荷重分担率や土槽底面応力など荷重や応力に関する項目については地盤の変形係数の影響が比較的小さいことがわかった。

FEMによる弾性的なひずみ分布を、模型実験の画像解析で得られた繰返し載荷による残留ひずみ分布と比較した結果、弾性ひずみと塑性ひずみという違いがあるものの、分布傾向が一致していることが明らかとなった。この結果より、模型実験では弾性ひずみが集中する箇所に残留ひずみ蓄積されていると推測することができる。

模型実験との整合性が高いことが確認されたFEM解析の結果から、地盤内における主応力の方向とその大きさを求めた。その結果、まくらぎ直下の浅い位置では主応力の方向がほとんど変化しないが、まくらぎ中間部では2本のまくらぎから荷重を受けるため、主応力の方向が変化することが分かった。地盤の深い位置では複数のまくらぎから荷重を受けるため、まくらぎ直下においてもまくらぎ中間部と同様に主応力の方向が回転するが、深い位置では回転量自体が小さくなることが分かった。自動車の車輪のように、地盤の上を直接走行する場合には地盤の浅い位置で主応力の方向が連続的に変化すると考えられるが、鉄道のように離散的に配置されたまくらぎで荷重が行われる場合には、応力が最も集中するまくらぎ直下では主応力の方向がほとんど回転しないと考えられる。

以上の結果から、バラスト軌道においては、道床バラスト内部と地盤内の深い位置で主応力の回転の影響が異なると考えられる。つまり、まくらぎに近いバラスト内部ではまくらぎ直下ではほとんど主応力の方向が回転しないが、まくらぎ間では主応力の方向が回転する。それに対して、ある程度深い位置となる路盤以下では主応力の方向の変化量は小さいものの、連続的に回転すると考えられる。

参考文献

---

- 1) 日本道路協会：舗装の構造に関する技術基準・同解説，2001.7
- 2) 日本道路協会：舗装設計施工指針，2001.12
- 3) 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.
- 4) 田中忠次，鵜飼恵三，河邑眞，阪上最一，大津宏康：地盤の三次元弾塑性有限要素解析，丸善株式会社，1996
- 5) 地盤工学における数値解析入門編集委員会編：地盤工学における数値解析入門，地盤工学会，2000
- 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) 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
- 8) 宮本俊光，渡辺偕年編：線路－軌道の設計・管理－，山海堂，1980.7
- 9) 佐藤吉彦，梅原利之編：線路工学，日本鉄道施設協会，1987
- 10) 須田征男，長門彰，徳岡研三，三浦重編：新しい線路－軌道の構造と設計－，日本施設協会，1997.3
- 11) 福島幸司，中野聡，周怡，関根悦夫，鴨智彦，村本勝己：静的解析による RA スラブ軌道の物性評価に関する一考察，第54回土木学会年次学術講演会，1999.9
- 12) 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

## 第4章 実物大アスファルト路盤直結軌道の載荷試験

### 4.1 試験の概要

鉄道路盤として用いられるアスファルトコンクリートの設計を行う上で、実物大軌道におけるアスファルト路盤の変形特性を詳細に検討しておく必要がある。ここではアスファルト路盤直結軌道の実物大試験軌道を敷設し、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アスファルト路盤の上に直接まくらぎを設置する構造であり、バラストの変形に起因する軌道の沈下が発生しない省力化軌道の一つである。省力化軌道の路盤としてはコンクリート路盤が広く用いられているが<sup>1)</sup>、アスファルト路盤の方がコンクリート路盤よりも建設コストが小さいといわれている。また、熱可塑性のアスファルト混合物を締め固めることにより路盤を構築するため、常温に戻った時点で所定の強度に達するので養生の必要がないので施工性が良い。また、アスファルト路盤はたわみ性舗装であるため乗り心地に優れており、騒音の低減にも優れているなどの長所を持つ。その一方で、コンクリート路盤と比較して耐久年数が短い、材料の感温性が高いなどの短所も持ち合わせている<sup>2)</sup>。

アスファルト路盤は路床の上に粒度調整砕石とアスファルトコンクリートで構成される路盤が設置される構造であり、バラストが列車荷重を支持しないことを除けば基本的に強化路盤と同じ構造である。第2章で述べた強化路盤模型の移動荷重載荷試験では、バラストを省略した構造を中心として実験を行ったため、アスファルト路盤直結軌道を対象とした実験として捉えることもできる。ただし、アスファルト路盤が直接まくらぎの荷重を支持するため、アスファルトコンクリートは強化路盤の場合よりも厚くする必要がある。

我が国では、アスファルト路盤の上にコンクリートスラブ版を敷設する RA スラブ軌道については敷設された実績があるが<sup>3)</sup>、まくらぎをアスファルト路盤の上に設置するアスファルト路盤直結軌道が営業線に敷設された実績はなく、研究の深度化が必要とされている。一方、ドイツではアスファルト路盤に直接まくらぎを設置する構造が敷設された実績がある<sup>4)</sup>。

アスファルト路盤直結軌道ではアスファルト舗装表面の平坦性が十分でない場合、まくらぎとアスファルトコンクリートの間に隙間が生じる場合がある。以前敷設した試験軌道ではアスファルトコンクリート表面の平坦性が十分確保できず、まくらぎとアスファルトコンクリートの間に隙間が生じたため、まくらぎの支持方法の改良が必要とされていた<sup>5)</sup>。本研究では新たにまくらぎの下に CA モルタルを注入する方法を採用し、隙間を生じさせない構造を開発した。

アスファルト路盤直結軌道については、FEM により求められるアスファルトコンクリート下面のひずみを用いて疲労寿命を考慮した設計方法が「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。その中で、FEM による解析結果と実測値との比較が行われている

が、設計の信頼性を向上させるためにはより詳細な検討が必要である。本研究では実物大試験軌道に対して静的載荷試験を行うことにより、路盤変位およびアスファルトコンクリートのひずみについて詳細な計測を行い、FEMの解析結果と比較することにより、FEMを用いたアスファルト路盤の設計方法の妥当性を検証することとした。

一方、アスファルトコンクリートの変形特性にはひずみ速度が大きく影響することが知られている。本研究ではレールに輪軸を落下させることにより衝撃荷重を与える輪軸落下試験を行い、アスファルト路盤直結軌道の動的挙動を評価した。

## 4.2 試験軌道の敷設

### 4.2.1 路床の構築

(財)鉄道総合技術研究所日野土木実験所において、軌道延長10mの試験軌道を敷設した。原地盤はN値が50程度の砂礫層の上に関東ローム層の残っている切取り区間である。原位置付近において過去に行われた標準貫入試験の結果を図4.2.1に示す。「鉄道構造物等設計標準・同解説省力化軌道用土構造物」では、省力化軌道の敷設において路床表面における平板載荷試験による $K_{30}$ 値は $110\text{MN/m}^3$ 以上を確保することとされている。試験軌道の敷設箇所は路床表面が関東ローム層であったため、所定の $K_{30}$ 値を満足できないと判断して路床改良を行うこととした。路床改良は粒度調整碎石を用いた路床置換工法とし、路床表面25cmを粒度調整碎石に置換えた。路床改良後の路床表面における平板載荷試験の結果を表4.2.1に示す。 $K_{30}$ 値は $115\sim 130\text{MN/m}^3$ 程度の範囲に分布しており、省力化軌道敷設のための路床条件を満たした。

敷設したアスファルト路盤直結軌道の試験軌道の構造を図4.2.2に示す。

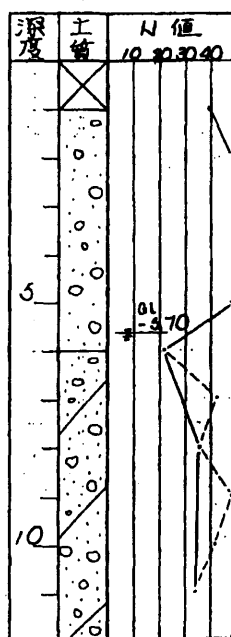
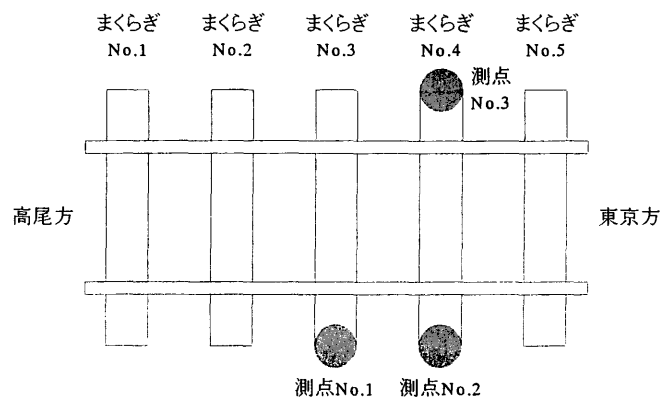
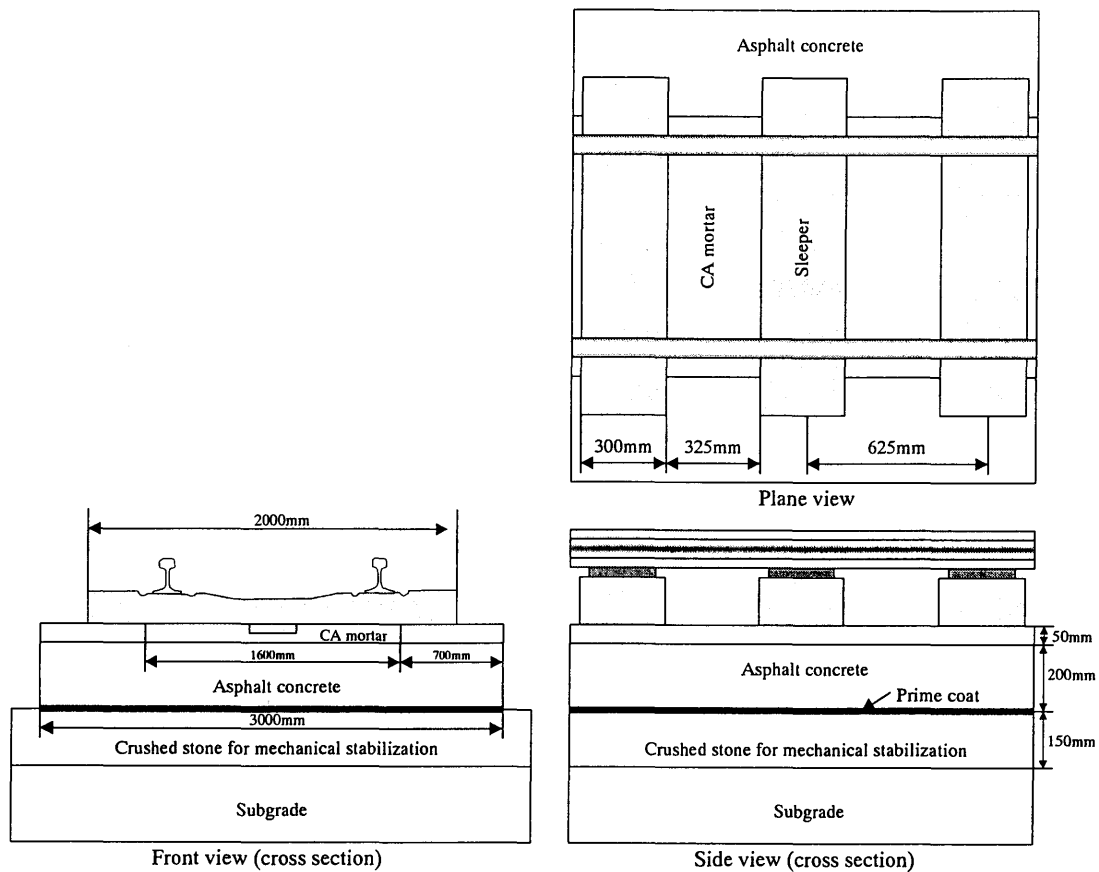


図4.2.1 原地盤のN値

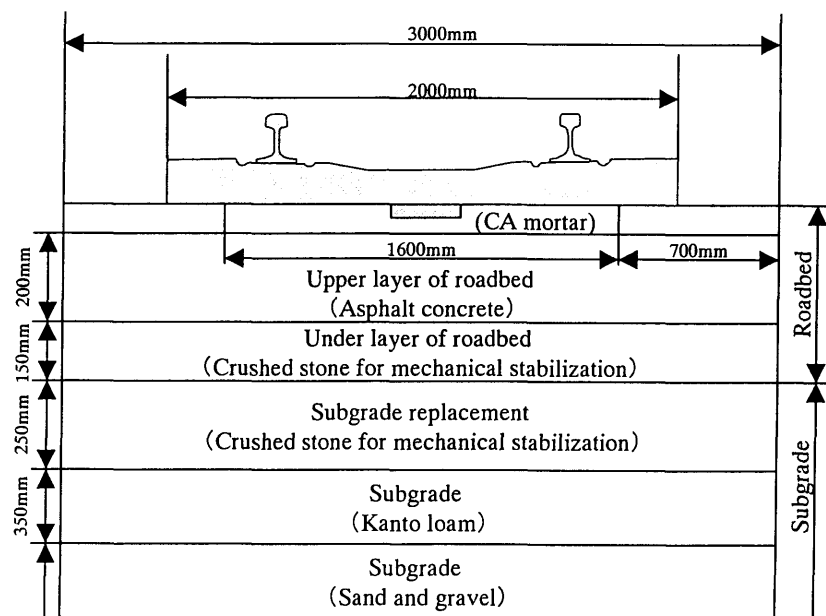
表4.2.1 路床置換後の $K_{30}$ 値

測点番号	$K_{30}$ 値 ( $\text{MN/m}^3$ )
No.1	127.5
No.2	128.4
No.3	117.9





(a) Test track of solid bed track on asphalt pavement



(b) Details of in-situ ground

図 4.2.2 試験敷設したアスファルト路盤直結軌道の構造