

第2章 小型軌道模型を用いた移動荷重載荷試験

2.1 小型移動荷重載荷試験装置の概要

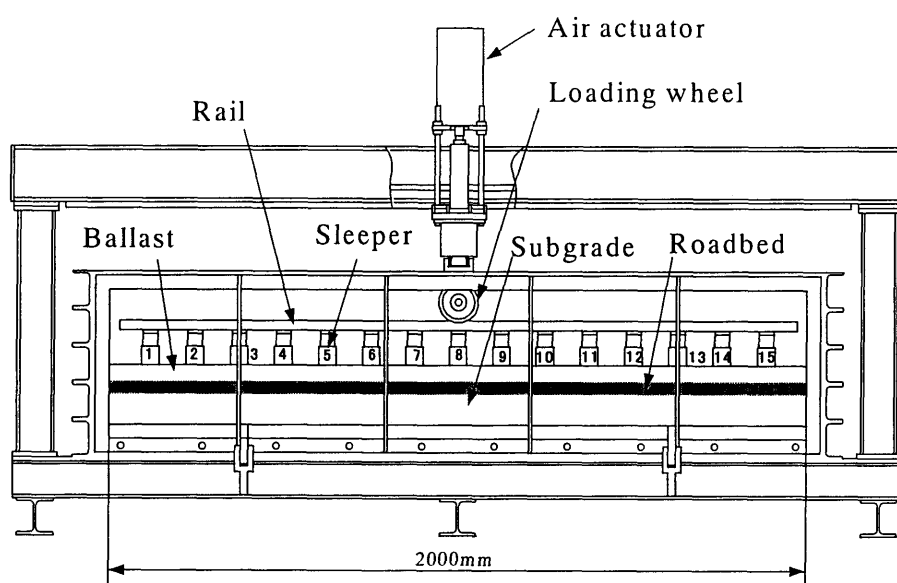
強化路盤の変形特性を検討するために、移動荷重による載荷試験を行った。移動荷重載荷試験を行うために、図 2.1.1 および図 2.1.2 に示す小型移動荷重載荷試験装置の開発を行った¹⁾。移動荷重載荷は、ベロフラムシリンダーを用いて空圧により所定の荷重を与えられた載荷輪を左右に移動させることにより行う。載荷輪はベロフラムシリンダーと一体となって左右に移動できる構造であり、載荷フレームに取り付けられた2本のスクリーロッドの回転によって移動する。スクリーロッドは試験装置に取り付けられた交流モータによって駆動されており、交流モータの回転数をインバータによって制御することで載荷輪の移動速度を変化させることができる構造となっている。しかしながら実験を開始した当初、本試験装置ではインバータを作動させると測定データにノイズが入るという問題が生じていたが、ノイズの除去を十分に行うことができなかったため、本実験ではインバータを介さず直接モータを駆動し、モータの回転数は変化させず載荷輪の移動速度を一定とすることとした。載荷輪の移動速度は約 600mm/min であり、片道の載荷は約 170 秒で行った。載荷輪による鉛直荷重の反力はリニアレールを介して載荷フレームが受け、スクリーロッドには反力が作用しない構造となっている。本試験装置において安定して制御できる最大鉛直荷重はコンプレッサーによって供給される一次圧とベロフラムシリンダーの直径の関係から、4.5kN 程度であった。ベロフラムシリンダーはパソコンにより EP トランスデューサを介して空圧をコントロールすることで任意の鉛直荷重を与えることができる。また、載荷輪のレール方向の位置もパソコンの制御により任意の位置に移動させることができる。

本試験装置の土槽は、幅 200cm、奥行き 30cm であり、深さ 30cm 程度までの地盤模型を設置することができる。土槽底面には分割ロードセルを設置している。13 個設置した分割ロードセルのうち 9 個は奥行き方向に 3 分割されており、土槽壁面における摩擦が土槽底面における応力に与える影響を評価することができる。土槽の壁面はヒンジにより試験装置本体に固定されており、開閉可能な構造となっている。そのため、土槽壁面の摩擦を軽減するためのメンブレンを貼るときには開いた状態で作業を行うことができる。また、土槽壁面には透明なアクリル板が用いられているため、地盤およびメンブレンの変形を目視により観察することができる。本実験ではアクリル板を通してメンブレン上に配置した標点の画像を撮影することにより、地盤内のひずみ分布を求めた。

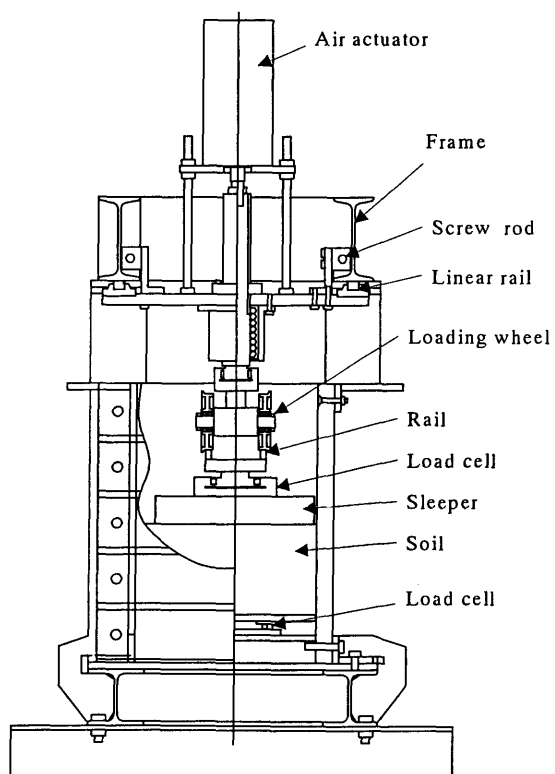
本試験装置に使用される軌道模型は縮尺 1/5 であり、土槽長手方向に平行な平面ひずみ条件を満たす構造となっている。模型まくらぎは鉄道のコンクリートまくらぎとして広く用いられている PC3 号まくらぎ（幅 240mm）を模擬しており、縮尺 1/5 としたことから、幅は 48mm となって

いる。長さは奥行き 30cm の土槽内に設置することを考慮して、壁面と干渉しないように 29cm で作成している。まくらぎは自重を減らしつつ十分な剛性を確保するために、アルミニウムで作成しており、まくらぎの高さは 5cm であるが、平面ひずみ条件を実現するのに十分な曲げ剛性を有している。レールは鉄で作成されており、在来線で広く使用されている 50N レールを想定し、縮尺 1/5 に対する相似則を考慮した曲げ剛性を与えている。50N レールの断面 2 次モーメントは $1.96 \times 10^7 \text{ mm}^4$ である。模型レールの断面形状は 50N レールをそのままの断面形状で縮尺を 1/5 とした場合の断面 2 次モーメントと等しくなるような長方形断面とし、断面 2 次モーメントを $1/5^4 \times 1.96 \times 10^7 \text{ mm}^4 = 3.13 \times 10^4 \text{ mm}^4$ とした。本軌道模型は 15 本のまくらぎで 2 本のレールを支持する構造となっている。レールとまくらぎの間にはロードセルが設置されており、各まくらぎに作用する荷重を測定することができる。レールとまくらぎの間のロードセルは 15 本のまくらぎの中で 2 方向ロードセルが 8 個、1 方向ロードセルは 7 個となっている。

本実験のようにまくらぎを多数有する軌道模型を地盤上に設置する際、模型地盤表面の不陸が問題となる。模型地盤の表面に不陸がある場合、すべてのまくらぎに均等に荷重が作用せず、特定の数箇所のまくらぎで荷重を支持してしまう。平川ら (2000) の実験においても、軌道模型設置時のばらつきの発生が確認されている²⁾。初期の不陸は繰返し載荷による塑性変形に伴って緩和される可能性が考えられるが、本実験では初期の設置時にばらつきが生じた場合、繰返し載荷による沈下とともにばらつきが解消されることはなかった。これは第 5 章に示すまくらぎ下面の圧力を分割ロードセルで測定した場合の傾向も同様であり、初期の設置状態の圧力分布形状が繰返し載荷終了まで維持される傾向が強かった。実際のバラスト軌道における軌道整正の場合、各まくらぎ直下のバラストをマルチプルタイタンパー等で突き固めるため、ばらつきの発生は比較的小さいと考えられる。しかしながら、模型実験においてまくらぎ直下の突き固めを行うと、地盤を乱してしまうために初期条件が一定にならず、定量的な比較ができなくなってしまう可能性がある。模型地盤が豊浦砂の場合は表面を平滑に仕上げるのが比較的容易である上、表面付近の砂は拘束圧が作用していないので変形しやすく、設置時のばらつきが生じにくい。しかしながら、締め固めて作成した粒度調整碎石や、道床バラストを模擬した単粒度碎石の場合、模型地盤表面を完全に平滑な面に仕上げることは困難である。そこで、図 2.1.3 に示すまくらぎの高さ調整装置を新たに作成した。高さ調整装置はレールとまくらぎの間に上下に 2 分割されたブロックで構成されており、ブロック間の隙間を調整することで地盤表面の不陸を吸収する。上下 2 つのブロックは 2 重ボルトで結合されており、荷重はこのボルトで支持する構造となっている。軌道模型は 2 つのブロックが閉じた状態で設置され、設置後に各まくらぎに取り付けられたロードセルの荷重をモニターしながらレールの自重を受けていないまくらぎのブロックの隙間を開くことで、すべてのまくらぎに荷重を均等に支持させることができる。

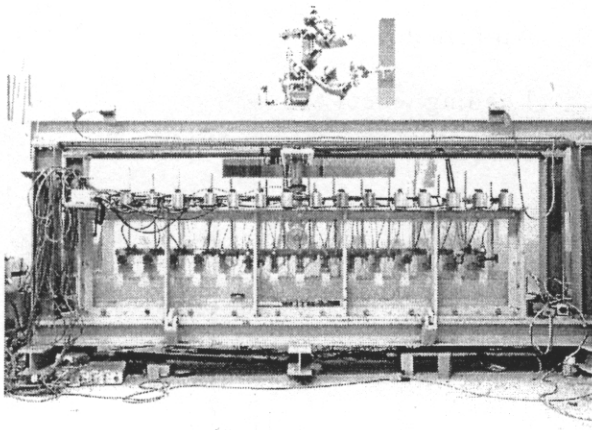


(a) Front view of the moving wheel loading test apparatus

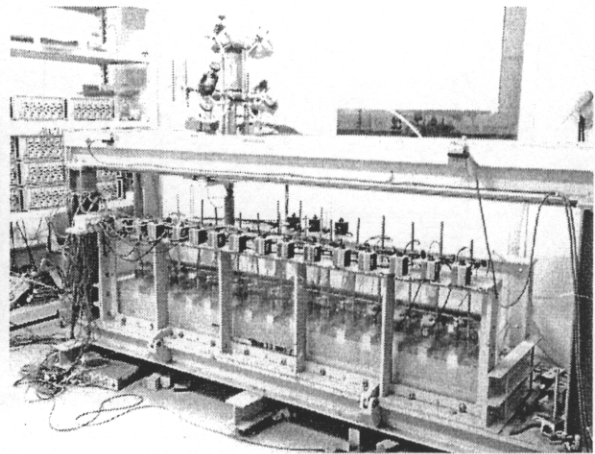


(b) Side view of the moving wheel loading test apparatus

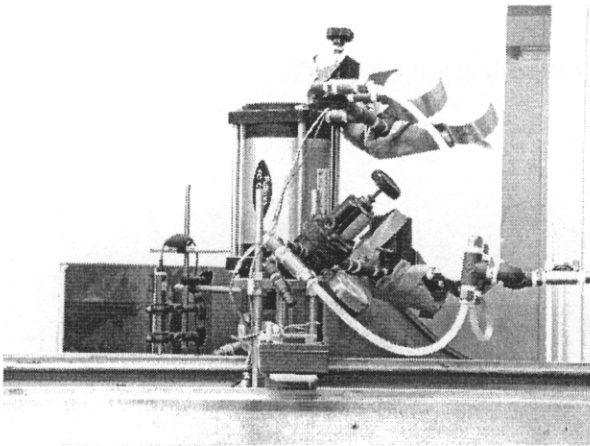
図 2.1.1 小型移動荷重載荷試験装置（立面図および側面図）



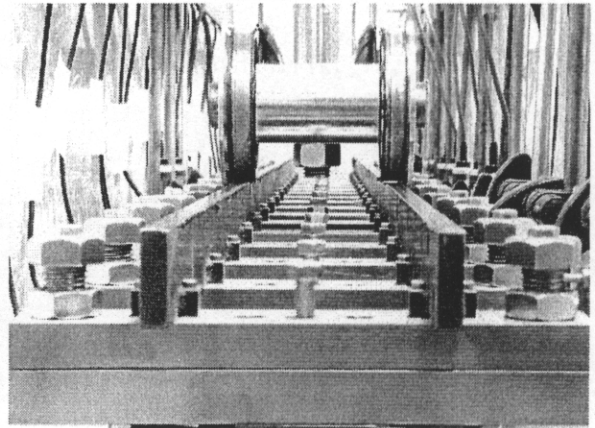
(a) 小型移動荷重載荷試験装置（正面）



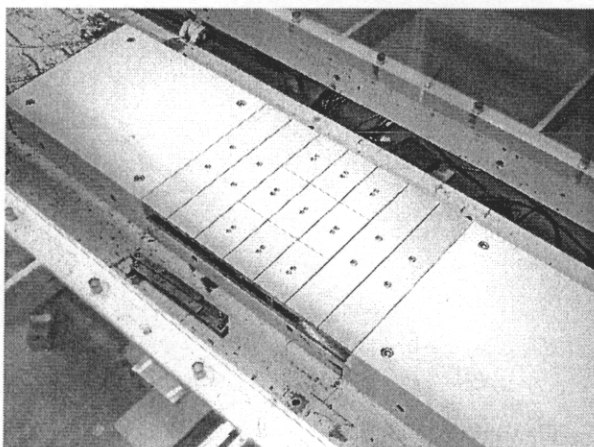
(b) 小型移動荷重載荷試験装置（俯瞰）



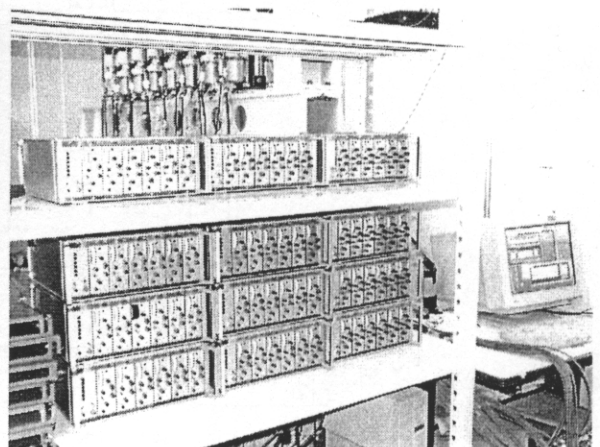
(c) 載荷装置



(d) 載荷輪

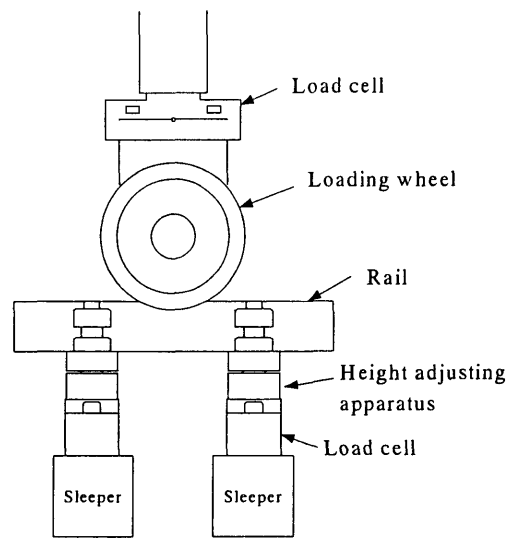


(e) 土槽底面のロードセル受圧板

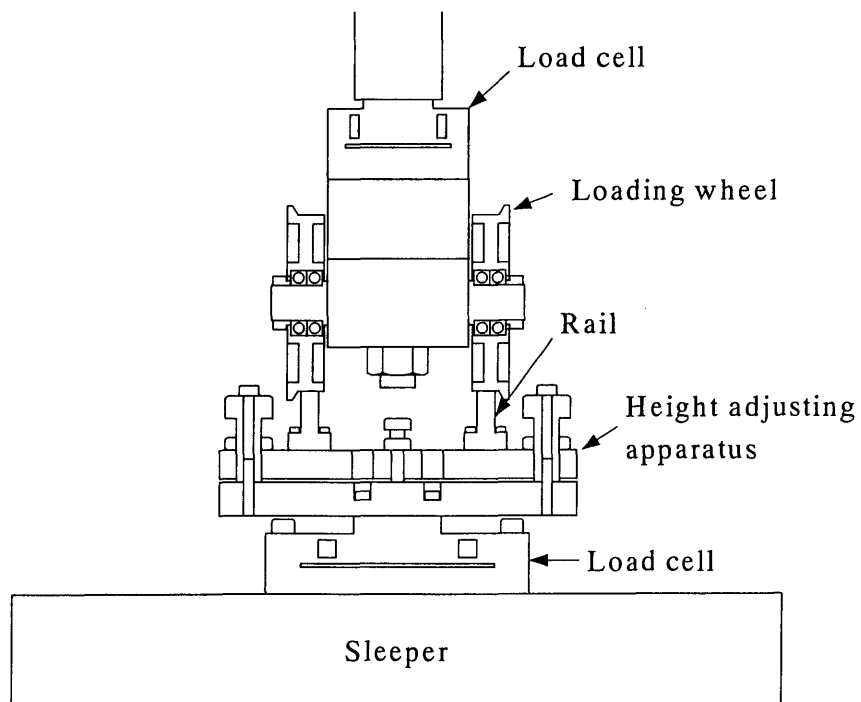


(f) 計測装置

図 2.1.2 小型移動荷重載荷試験装置の概要



(a) Front view of the sleeper height adjusting apparatus



(b) Side view of the sleeper height adjusting apparatus

図 2.1.3 まくらぎの高さ調整装置

2.2 模型地盤の作成方法

実験は異なる材料を用いて地盤を作成した Series1 と Series2 の二種類について行った。Series1 では強化路盤の基本的な変形特性を検討するために、物性がよく知られおり模型実験にも広く使用されている豊浦砂を用いて路床を作成した。路盤については豊浦砂の路床の上から締め固めて作成することが困難であるため、土槽外部の型枠で作成して土槽内に設置することとした。実際の強化路盤はアスファルトコンクリート層と粒度調整碎石層により構成される。模型において強化路盤上部のアスファルトコンクリート層は CA モルタルを型枠に流し込むことにより作成し、強化路盤下部の粒度調整碎石層は瀝青安定処理した単粒度碎石を硬化した CA モルタルの上から締め固めて作成した。この方法で模型の強化路盤を作成すると逆さ打ちとなるため、土槽に設置するときには上下を反転させる。アスファルトコンクリート層として模型に使用した CA モルタルはアスファルト乳剤にセメントと珪砂を混合して硬化させた材料であり、アスファルトコンクリートに近似した変形特性を有している³⁾。路盤下部を瀝青安定処理した単粒度碎石で作成したのは、引張り強度を持たない粒度調整碎石を外部の型枠で作成した場合、それを破壊させずに土槽内に設置することができないという理由による。瀝青安定処理した単粒度碎石は、粒度調整碎石に強度が近くなるように、混入するセメントの量により強度を調整した。強化路盤はバラスト軌道に用いる路盤であるため、実際の軌道では路盤の上にバラストが設置される。しかし、模型実験においてバラストの介在による試験条件のばらつきを回避するため、バラストを省略して路盤の上に直接まくらぎを設置した条件で試験を行うこととした。

Series2 ではより実際の軌道に近い材料を用いた模型を作成するために、路床は実際の盛土材料に使用される材料と同等の品質である礫質砂を用いて締め固めて作成した。強化路盤下部の粒度調整碎石層は模型の縮尺を考慮して 5.6mm ふるい通過分の粒度調整碎石を試験機土槽内で締め固めて作成した。強化路盤上部のアスファルトコンクリート層は Series1 と同様に CA モルタルを外部の型枠で固めた後に土槽内に設置した。Series2 についてもバラストを設置しないケースを中心に実験を行ったが、バラストを設置したケースについても行った。模型バラストは単粒度碎石を混合して道床碎石と相似粒度に調整して作成したものを使用した^{4) 5)}。

2.2.1 Series1 における模型地盤の作成方法

(a) 強化路盤模型の作成

- ① 図 2.2.1 に示す模型路盤作成用の木製型枠の底板にポリエチレンシート A を敷き、周囲をガムテープで固定する。このときシートにしわが生じると硬化した CA モルタルの表面が平滑にならないので注意する。
- ② 作成する路盤の高さに応じた側板を用いて型枠を組み立てる。路盤の長さは 190cm、幅は 29cm とし、高さは 4cm、7cm、10cm の 3 種類とした。
- ③ 型枠の内側にポリエチレンシート B を敷く。ポリエチレンシート B は両面テープでポリエチレンシート A に固定し、しわが生じないように十分注意する。ポリエチレンシートが 2 重になるが、これは逆さ打ちで作成した路盤を反転させた後に型枠の底板を取り除く際、ポリエ

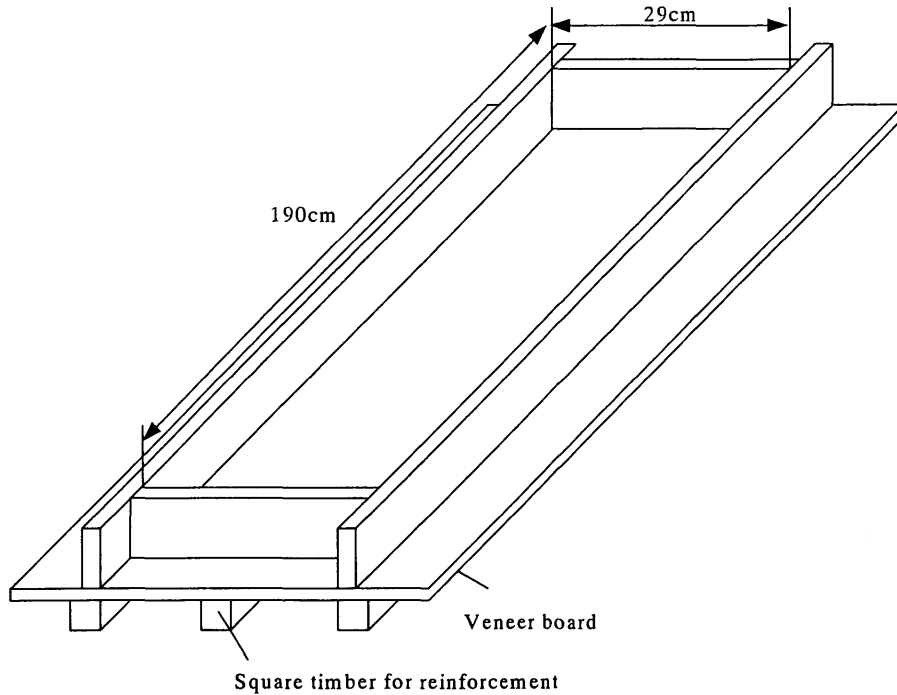


図 2.2.1 路盤模型作成用の型枠

チレンシート A を底板から剥がすことによって、型枠の底板を路盤から容易に取り除くことができるようにするためである。

- ④ 路盤上部に使用する CA モルタルを配合する。厚さ 1cm の CA モルタル板を作成するのに必要な量のアスファルト乳剤、セメント、珪砂を量る。アスファルト乳剤、セメント、珪砂の割合は 1:1:1 とした。アスファルト乳剤とセメントを混合した後、珪砂を加え、攪拌機で十分混合する。
- ⑤ 混合された CA モルタルを型枠に流し込む。この時、地面と型枠が水平になるように設置し傾斜が生じないように注意する。同時に CA モルタルの一軸圧縮試験用の供試体を作成する。CA モルタルの強度は養生日数に依存するので、CA モルタルの作成は常に実験の 2 週間前に行うこととし、養生日数を一定とした。
- ⑥ CA モルタルが硬化した後、CA モルタル層表面の中央にひずみゲージ（東京測器研究所製：WLFLA - 10 - 11 - 9H - 3LTS）を貼り付ける。このひずみゲージには、本試験装置の軌道模型におけるまくらぎの位置に適合するようにエポキシ樹脂の台紙に 9 枚のひずみゲージ（東京測器研究所製：LFLA-10-11）を配置してある。CA モルタルは逆さ打ちで作成しているので、型枠内における上面が土槽内に設置した際の底面となる。紙やすりで CA モルタル表面を平滑にした後、アセトンで洗浄し、接着剤（東京測器研究所製：CN-E）を用いて接着する。CN-E 接着剤の硬化時間は 40 秒から 120 秒程度であるので、作業はすみやかに行う必要がある。ひずみゲージを所定の位置に設置した後、3 分程度の指圧により確実に接着させる。
- ⑦ 路盤下部に使用する瀝青安定処理した単粒度碎石を配合する。単粒度碎石は最大粒径 4.75mm の 7 号碎石を使用した。単粒度碎石、アスファルト乳剤、セメントの割合は 100:14:7 とし

た。大型の攪拌機でアスファルト乳剤とセメントを十分混合した後、単粒度碎石を加えてさらによく攪拌した。

- ⑧ 瀝青安定処理した単粒度碎石を型枠に投入する。表面が水平になるように敷き均し、直径 30cm の円形のパイプレータを用いて十分締め固める。パイプレータで直接締め固めると表面が平滑にならないので木板をあて、その上から締め固めることとした。単粒度碎石の締め固め目標値は 1.60g/cm^3 とした。このとき、同時に瀝青安定処理した単粒度碎石の一軸圧縮試験用の供試体を作成する。瀝青安定処理した単粒度碎石の強度は養生日数に依存するので、作成は常に実験の 1 週間前に行うこととし、養生日数を一定とした。

(b) 路床の作成

- ① 路床を作成する前に、土槽壁面のアクリル板にラテックスメンブレン（以下、メンブレン）を貼り付ける。この作業は土槽壁面を開いた状態で行う。メンブレンは厚さ 0.2mm のものを使用した。メンブレンとアクリル板の間にはシリコングリース（信越シリコーン製：KS-63G）を塗布した。シリコングリースの厚さはメンディングテープ 1 枚分で約 $15\mu\text{m}$ とした。龍岡らによるとシリコングリースの厚さは $30\mu\text{m}$ 程度あった方が、摩擦が効果的に除去されると報告されているが^{6), 7), 8), 9), 10)}、平川²⁾はシリコングリースの厚さは $15\mu\text{m}$ であっても $30\mu\text{m}$ の場合と明確な差は生じなかったと報告している。本実験ではメンブレンの厚さは 0.2mm、シリコングリースの厚さは $15\mu\text{m}$ で統一することとした。土槽正面の中央部のメンブレンには画像解析のために 1cm 間隔で直径約 1.5mm の標点を配置した。当初は油性マジックで標点を描いていたが、より精度を向上させるためメンブレン用の転写シートを新たに作成した。
- ② 土槽底面にサンドペーパー（#120）を両面テープで貼り付ける。サンドペーパーは実験ごとに新しく貼り直した。
- ③ 開いていた土槽壁面を立ててボルトで固定する。
- ④ 砂を撒きだすホッパーを載荷フレーム上に設置する。目標とする密度が得られるように事前に予備試験を行い、ホッパーの高さ、回転数、および移動速度を定めておく。
- ⑤ ホッパーに豊浦砂を投入し、一定速度で左右に移動させる。このとき移動速度と落下高さが一定になるように常に調整を行う。
- ⑥ 所定の高さまで路床が構築された後、塵取り状の治具を用いて表面を平滑に仕上げる。

(c) 路盤および軌道模型の設置

- ① 型枠底面に貼ったポリエチレンシート A を固定しているガムテープを剥がし、型枠とポリエチレンシートの縁を切る。
- ② PP バンドを等間隔に 8 箇所巻いて路盤を型枠に固定する。
- ③ 作成した強化路盤表面に保護板を取り付け、保護板、強化路盤、型枠をまとめてさらに PP バンドで締めて固定する。
- ④ 強化路盤を型枠ごと 180° 反転させる。回転させる時に、床にゴムマットを敷き、強化路盤に衝撃荷重が作用するのを防止する。
- ⑤ 強化路盤が反転し、ゴムマット上に設置されたのを確認した後、PP バンドを緩める。この時

- ②で設置した PP バンドは、⑨で吊り上げ用に使用するために強化路盤から取り外さない。
- ⑥ ③で設置した PP バンドを取り外した後、型枠を外す。型枠を取り外す時に路盤に過大な力が作用しないように注意する。
- ⑦ ゴムマットから路盤をスライドさせ、再び型枠の上に設置する。
- ⑧ 型枠ごと路盤をリフトに載せて持ち上げ、土槽の壁面枠上に設置する。
- ⑨ 保護用の角材と共に路盤長手方向 8 箇所 PP バンドを等間隔に巻き、チェーンブロックを利用して角材と通じて路盤を吊り上げ、型枠を取り除く。このとき、路盤は角材から 8 点で吊るされた状態となる。
- ⑩ そのままチェーンブロックを利用して路床の上に路盤を設置する。路盤の中央にひずみゲージを貼ってあるので、土槽の中心に路盤が設置されるように注意する。保護用の角材を取り除き、PP バンドが変位計などに干渉しないようにビニールテープなどで処理する。PP バンドを引き抜くと路床と路盤の間を乱してしまうため、PP バンドは取り外さずに試験を行う。
- ⑪ 路盤表面に不陸整正用の CA モルタル（アスファルト乳剤＋セメントのみ）を薄く塗る。
- ⑫ チェーンブロックで軌道模型を吊り上げ、路盤表面に設置する。不陸整正用の CA モルタルの硬化時間を確保するため、軌道模型の設置は載荷の前日までにを行う。

2.2.2 Series2 における模型地盤の作成方法

(a) 強化路盤模型の作成

- ① Series1 の場合の(a)①～⑥と同様の手順で強化路盤上部の厚さ 1cm の CA モルタル板を作成し、ひずみゲージを貼り付ける。
- ② 強化路盤の下部は粒度調整碎石の 5.6mm ふるい通過分による砂質礫を路床の上から締め固めて作成する。実際の強化路盤において M25, M30, M40 のいずれかの粒度調整碎石が使用されるため、模型の縮尺を考慮して最大粒径を 5.6mm とした。砂質礫を最適含水比に調整し、締め固め度が 95%となるように、10cm×7cm 程度の載荷面を持つ木製の突き固め器具を用いて締め固めた。密度は砂質礫の乾燥重量と仕上がり高さで管理した。

(b) 路床の作成

- ① Series1 の場合の(b)①～③と同様の手順でメンブレンとサンドペーパーを設置し、土槽の壁面を立ててボルトで固定する。
- ② 路床は礫質砂を用いて作成する。礫質砂を最適含水比に調整して締め固め度が目標値となるように、突き固め器具を用いて締め固める。ただし、本実験における突き固めによる締め固め試験で得られた最適含水比はやや高めの傾向であったので、模型作成時には最適含水比から 2% ほど小さい値で締め固めを行った。密度は礫質砂の乾燥重量と仕上がり高さで管理した。

(c) 路盤および軌道模型の設置

- ① CA モルタル板の型枠を外し、保護用の板を当てた状態で型枠の底板とともに PP バンド固定し、180 度反転させる。
- ② PP バンドと型枠の底板、ポリエチレンシートを取り除く。

- ③ 図2.2.2に示すように、CAモルタル板吊上用治具をCAモルタル板にガムテープで固定する。CAモルタル板吊上用治具を介してCAモルタル板を持ち上げ、路盤下部の砂質礫層の上に設置する。このとき、CAモルタル板と砂質礫層の不陸を取り除くために、砂質礫の上にCAモルタル（アスファルト乳剤+セメントのみ）を薄く塗布する。
- ④ バラストを設置しない場合は Series1 の(c)⑪⑫と同様に、軌道模型を設置する。
- ⑤ バラストを設置する場合は、路盤の上に模型バラストを投入し、その上に軌道模型を設置する。
- ⑥ 各まくらぎがレールの自重を均等に支持していない場合、高さ調整装置を用いて不陸を吸収させることにより、支持状態を調整する。しかしながら、比較的平滑なCAモルタル板の上に軌道模型を直接設置させる場合は、薄く塗ったCAモルタルで不陸を吸収させるため、高さ調整装置を用いない方が最終的に均等な支持条件となるようであった。バラストを用いたケースについては高さ調整装置が有効に作用した。

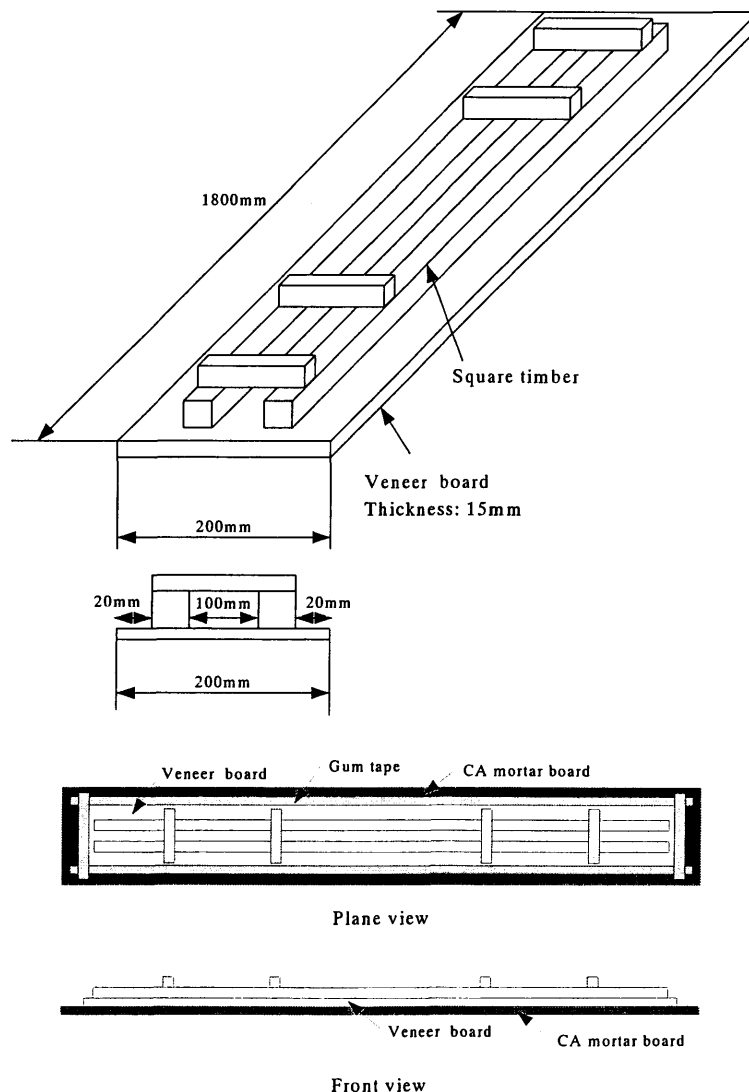


図 2.2.2 CAモルタル板吊上げ用の治具

2.3 試験ケースおよび載荷パターン

Series1 では9 ケース, Series2 では5 ケースの移動荷重載荷試験を行った。主に路盤の厚さと路床の密度をパラメータとして条件を設定した。路床の厚さは土槽深さの制約条件により, 20cm で一定とした。実際の軌道における強化路盤上部のアスファルトコンクリート層は厚さ 5cm で一定であるので, 縮尺 1/5 の本模型ではアスファルトコンクリート層に相当する CA モルタル板の厚さを 1cm で一定としている。そのため, 路盤の厚さは路盤下部の粒度調整碎石層に相当する瀝青安定処理した単粒度碎石層 (Series1) または砂質礫層 (Series2) の厚さで決定される。路盤下部の厚さは現行の設計標準 (平成 4 年制定) に対応した 15cm および 30cm に相当する厚さとして, 模型実験では路盤下部を 3cm および 6cm に加え 9cm とし, 強化路盤の合計厚さを 4cm, 7cm, 10cm とした。Series1 では路盤剛性の効果を検討するために, 厚さ 4cm 強化路盤部分を路床と同じ豊浦砂に置換えて作成したケース (Case8) についても実験を行った。この Case8 では豊浦砂による模型地盤の厚さが 24cm となっている。

片道の走行につき 100N ずつ荷重を増加させる予備載荷を行った後, 1500N で 100 回, その後 3000N の移動載荷と定点載荷を行うパターンを基本とした。基本的な載荷パターンを図 2.3.1 に示す。予備載荷は, 徐々に荷重を増加させることで不同沈下により軌道模型が傾斜するのを防止するとともに, まくらぎと路盤の密着を確実にさせることを目的としている。移動荷重載荷では, 左右端部から 2 本目のまくらぎより端部に向かって徐々に荷重を減少させることとした。これは, 中心部と同じ荷重で載荷輪を端部まで移動させると, 模型端部の沈下量が相対的に大きくなり, 各まくらぎが均等に沈下しなくなるためである。本実験では最端部のまくらぎ上で中心部にお

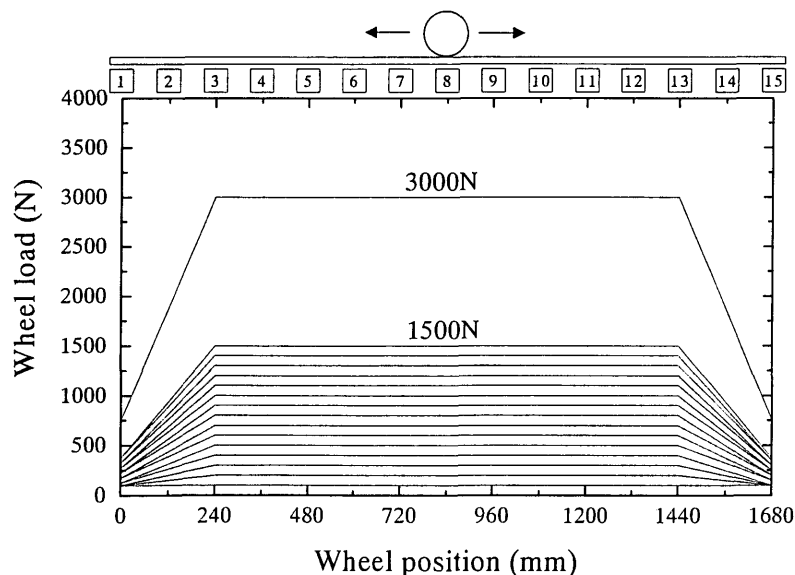


図 2.3.1 移動荷重載荷試験における基本的な載荷パターン

る荷重の1/4まで載荷荷重を減少させた。その結果、各まくらぎは比較的均等に沈下した。

移動荷重載荷と定点載荷の変形特性を比較するために、載荷荷重 3000N において移動荷重載荷の途中で定点載荷を行った。通常、エアシリンダー等による荷重制御で載荷を行う場合、完全に荷重を除荷するとゼロ付近での制御が困難となるため、除荷側はある程度の荷重を残す場合が一般的である。しかしながら、本実験のような移動載荷時では模型中央のまくらぎは荷重がほぼゼロまで除荷される。これと同じ条件で比較を行うためには定点載荷においても完全にゼロまで除荷を行う必要がある。そこで本実験では定点載荷時に載荷輪とレールをワイヤーで固定し、軌道模型の自重を利用することで載荷荷重ゼロ付近での制御を行うこととし、完全にゼロまで除荷した繰返し載荷を行った。この場合、除荷時にはまくらぎ下面で軌道模型の自重が作用していることになるが、これは移動載荷でも同様であるため、載荷される荷重振幅は移動載荷と定点載荷で等しくなる。

試験ケースおよび載荷パターンの一覧を表 2.3.1～表 2.3.4 に示す。

表 2.3.1 Series1 の試験ケース

	路床厚さ	路床密度	路盤厚さ	備考
Case1	20 cm	1.56 g/cm ³ ($D_r = 80\%$)	4 cm	予備試験。データのノイズが大きいため結果を使用せず。
Case2	20 cm	1.56 g/cm ³ ($D_r = 80\%$)	7 cm	
Case3	20 cm	1.56 g/cm ³ ($D_r = 80\%$)	10 cm	
Case4	20 cm	1.53 g/cm ³ ($D_r = 70\%$)	なし	
Case5	20 cm	1.56 g/cm ³ ($D_r = 80\%$)	4 cm	
Case6	20 cm	1.56 g/cm ³ ($D_r = 80\%$)	なし	
Case7	20 cm	1.53 g/cm ³ ($D_r = 70\%$)	10 cm	
Case8	20 cm	1.56 g/cm ³ ($D_r = 80\%$)	4 cm*	*路盤は路床と同様の方法で豊浦砂により作成
Case9	20 cm	1.59 g/cm ³ ($D_r = 90\%$)	4 cm	

表 2.3.2 Series1 の載荷パターン

	1500N 移動	3000N 移動	3000N クリープ	3000N 定点	3000N 移動	備考
Case1	100 回	—	—	—	—	
Case2	100 回	30 回	一晚	—	—	
Case3	100 回	30 回	一晚	—	20 回	
Case4	100 回	30 回	一晚	—	20 回	
Case5	100 回	30 回	一晚	30 回	30 回	定点載荷時はゼロまで除荷していない。
Case6	100 回	30 回	一晚	30 回	30 回	
Case7	100 回	30 回	一晚	30 回	30 回	
Case8	100 回	30 回	一晚	30 回	30 回	
Case9	100 回	30 回	一晚	30 回	30 回	

表 2.3.3 Series2 の試験ケース

	路床厚さ	路床密度	路盤厚さ	備考
Case1	20 cm	1.66 g/cm ³ (D _c = 85%)	4 cm	
Case2	20 cm	1.86 g/cm ³ (D _c = 95%)	4 cm	
Case3	20 cm	1.86 g/cm ³ (D _c = 95%)	4 cm	路盤は礫質砂のみで 4cm
Case4	20 cm	1.86 g/cm ³ (D _c = 95%)	10 cm	
Case5	20 cm	1.86 g/cm ³ (D _c = 95%)	4 cm	バラストを設置

表 2.3.4 Series2 の載荷パターン

	1500N 移動	3000N 移動	3000N 定点	3000N 移動	備考
Case1	100 回	50 回	50 回	1000 回	
Case2	100 回	50 回	50 回	1000 回	
Case3	100 回	50 回	50 回	1000 回	
Case4	100 回	50 回	50 回	1000 回	
Case5	100 回	50 回	30 回	200 回*	*制御の乱れにより載荷中に緊急停止したため。

2.4 測定方法

2.4.1 変位および荷重の測定

変位はまくらぎと路盤の鉛直変位を測定した。バラストを設置していないケースについてはまくらぎ変位のみ、バラストのあるケースについてはまくらぎと路盤の変位を測定した。バラストのないケースについては路盤とまくらぎが密着した構造であるため、まくらぎ変位が路盤変位と等しいとして考えることができる。変位計の配置を図 2.4.1(a)に示す。変位計は載荷輪と干渉しないようにまくらぎの端部に設置した。土槽の手前側（南側）には 15 本すべてのまくらぎに対して変位計を設置し、その番号は S1～S15 とした。また、土槽の奥側（北側）には模型の中心部 3 本のまくらぎ（No.7, No.8, No.9）に対して変位計を設置し、その番号は N7～N9 とした。変位計は接触型のひずみゲージ式変換器（東京測器製 CDP-10, CDP-25）とレーザー変位計（KEYENCE 製 LB-02）を使用した。今回使用した変位計の中では CDP-10 が最も精度が高かったことから、重要性の高い模型中心部付近のまくらぎには CDP-10 を主に配置し、模型の両端部のまくらぎには CDP-25 およびレーザー変位計を配置した。

各まくらぎに作用する荷重はレールとまくらぎの間に設置されたロードセルで測定した。ロードセルの配置を図 2.4.1(b)に示す。まくらぎ No.5～No.12 については 2 方向ロードセル、それ以外のまくらぎについては 1 方向ロードセルを設置した。

土槽底面に作用する応力は分割ロードセルによって測定した。土槽底面におけるロードセルの配置を図 2.4.2 に示す。土槽の中心部には奥行き方向に 3 分割された 2 方向ロードセルを 3 列配置し、その両側には奥行き方向に分割されていない 1 方向ロードセルを 2 列ずつ配置した。Series1 の実験時は土槽底面ロードセルの受圧板の幅は 24mm であった。これは模型まくらぎの幅が 48mm であったことから、受圧板の中心線がまくらぎ中心とまくらぎ端部に一致するように決められた配置である。しかし、ロードセルの設置範囲が $24\text{mm} \times 7\text{列} = 168\text{mm}$ のみであるため、地盤の厚さが 20cm 以上となる本実験では応力の分布を測定するのに十分な範囲ではなかった。そこで、Series2 の実験ではロードセル受圧板の大きさを変更し、1 枚あたりの幅を 60mm に拡大した。その結果ロードセルの設置範囲は $60\text{mm} \times 7\text{列} = 420\text{mm}$ となり、より広い範囲に対する応力の分布形状を測定することが可能となった。

2.4.2 CA モルタルのひずみの測定

新しい強化路盤の設計において、アスファルトコンクリートの耐用年数はその下面の引張りひずみによって破壊基準が規定されることとなる。模型路盤において、強化路盤のアスファルトコンクリート層に該当する CA モルタル層の下面に発生するひずみを、ひずみゲージを用いて測定した。ひずみゲージの配置を図 2.4.3 に示す。ひずみゲージはまくらぎの中心部、端部、中間部の直下に配置し、1 ケースあたり合計 9 枚設置した。模型の作成時に 9 枚のひずみゲージを正確に設置することは困難であるため、あらかじめ 1 枚の台紙に 9 枚のひずみゲージを配置したものを本実験用に新たに製作した（東京測器研究所製 WLFLA - 10 - 11 - 9H - 3LTS）。ひずみゲージは型枠内の CA モルタル板が硬化した後に、CN-E 接着剤で模型中心の位置に接着した。

2.4.3 測定データの記録

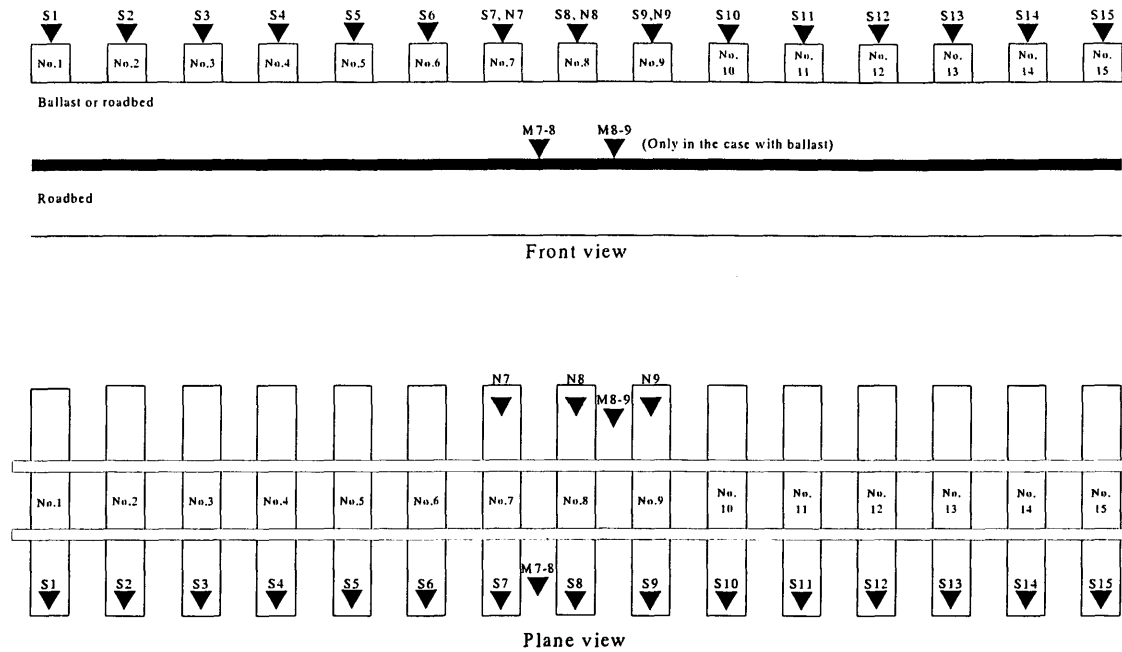
接触型の変位計，ロードセル，ひずみゲージについては動ひずみ計，レーザー変位計については直流アンプを介してADボード（National Instrument 製）と接続し，測定値をデジタルデータに変換してパソコンのハードディスクに記録した。測定および制御のシステムにはLabview（National Instrument 製）を使用した。Labview で作成された小型移動荷重載荷試験装置の制御・測定用プログラムを用いて載荷荷重と走行位置を制御すると同時にデータのサンプリングを行った。制御のためのフィードバックおよび測定データのサンプリング周波数は10Hzとした。測定データは走行回ごとに1つのファイルに収録した。

2.4.4 画像解析

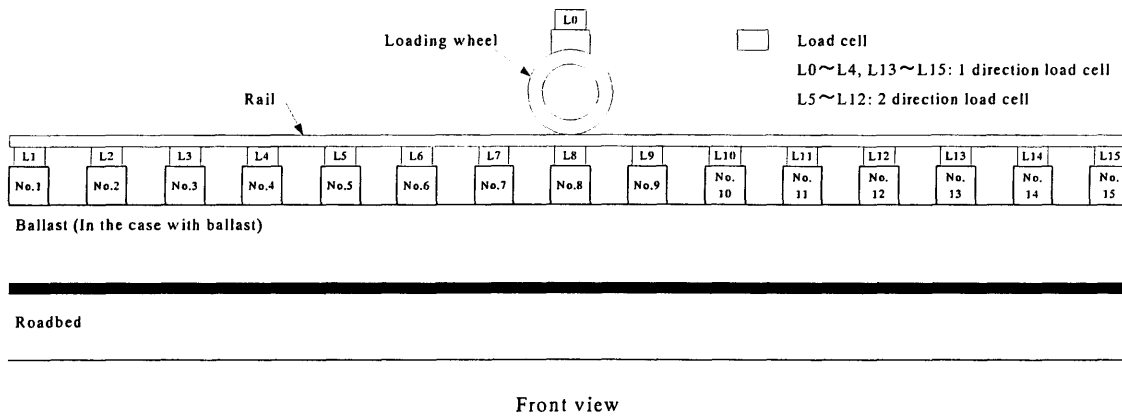
路盤および路床内のひずみ分布を求めるために，画像解析を行った。画像解析の概念図を図2.4.4に示す。土槽の壁面には摩擦を軽減するために，シリコングリースを用いて厚さ0.2mmのラテックスメンブレンを貼り付けている。そのメンブレン上に1cm間隔で格子状に直径1.5mmの円形の標点を配置した。画像解析プログラムの特性として，黒い背景に白い標点の場合に最も良い精度が得られるが，ここでは比較的薄い色であるメンブレンと地盤の色を考慮してコントラストがより明確となる黒色の標点を用いることとした。当初，標点は油性マジックを用いて手で描いていたが，作業の省力化および高精度な解析を目的として画像解析用標点のメンブレン転写シートを新たに製作した。これは，薄いラテックスメンブレン上に，直径1.5mmの標点が1cm間隔で描かれているシートであり，ボールペンの先などで圧力を加えることによって，標点をメンブレンに転写することができる。本実験では模型中心のまくらぎ3本分の範囲に標点を配置した。

土槽の壁面は透明なアクリル板であるため，土槽の正面から標点の移動を目視することができる。標点の撮影にはデジタルカメラ（オリンパス製 Dimage）を用いた。デジタルカメラを三脚に固定し，解析に必要な走行回数において標点の画像を撮影する。画像の解析では固定点に対する相対座標で標点の移動を求めるが，画像内における標点の移動量が大きい場合は標点の追跡ができなくなるので，試験中に三脚を動かさないように細心の注意を払う必要がある。当初はレリーズスイッチを用いて手動により画像を撮影していたが，Series2の実験時には事前に指定した走行回において自動的に撮影を行うように制御システムを改良した。その結果，夜間や休日の自動運転中にも画像の撮影を行うことができるようになった。

デジタルカメラにより撮影された画像の標点は画像解析プログラム Dippmotion（ディテクト製）を用いることにより座標値に変換した。座標値への変換では指定された標点を中心とした四角形の範囲内における濃淡の分布を関数化し，標点が移動した後の画像における濃淡の分布との相関をとることにより，移動した標点の移動量を求める。複数枚の画像を順次解析することにより，標点の移動を連続的に座標値に変換する。座標値に変換された標点の移動量から，4つの標点で構成される各要素のひずみを求め，全体のひずみ分布を求めた。

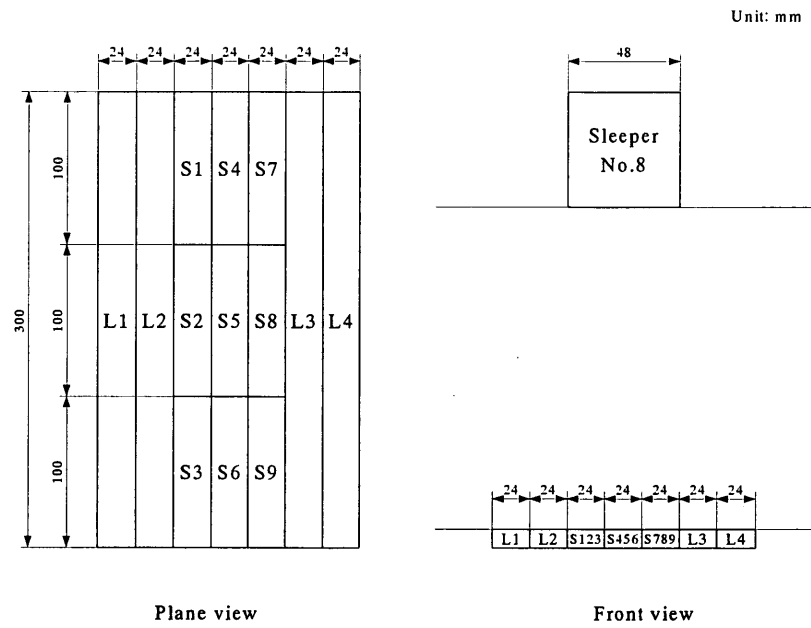


(a) Arrangement of displacement transducers

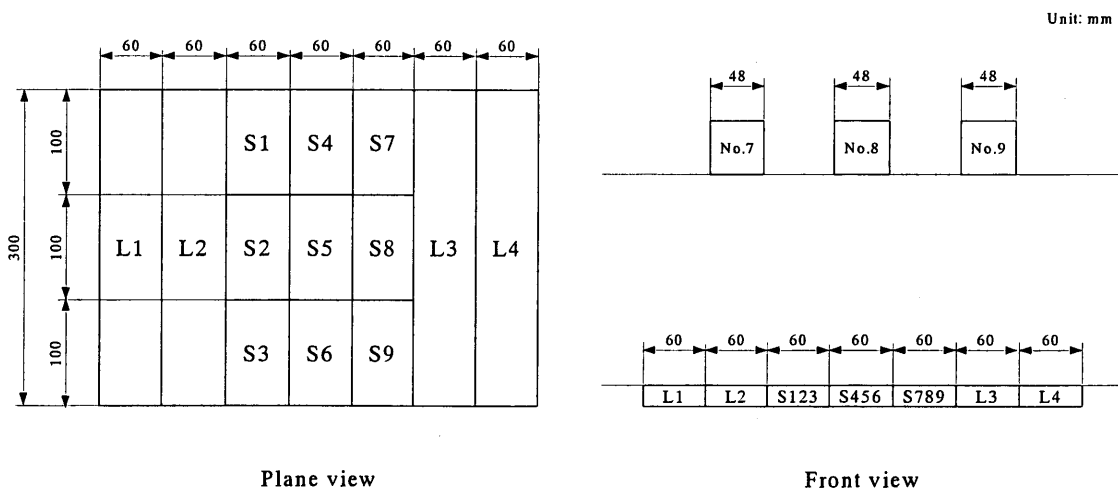


(b) Arrangement of load cell between rail and sleeper

図 2.4.1 変位計およびまくらぎロードセルの配置図



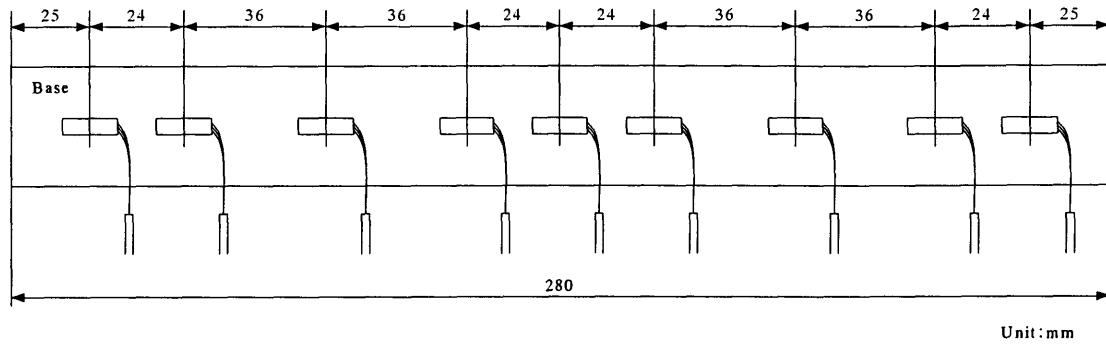
(a) Arrangement of load cell at the bottom of soil container (Series 1)



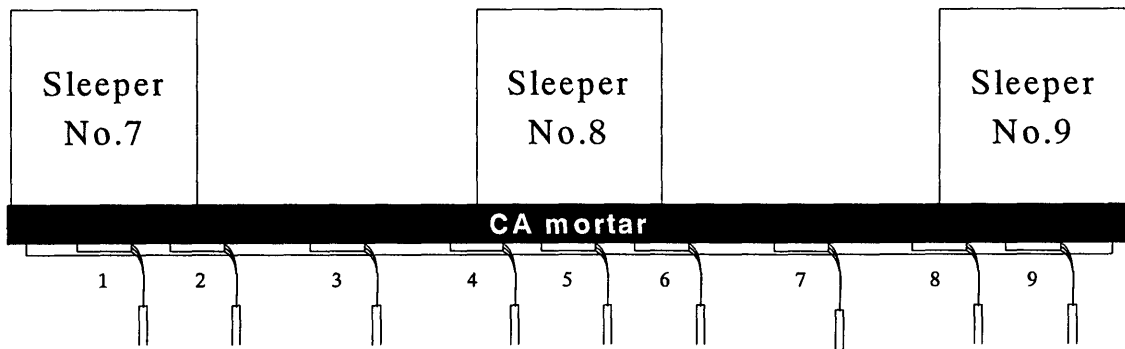
(b) Arrangement of load cell at the bottom of soil container (Series 2)

図 2.4.2 土槽底面ロードセルの配置図

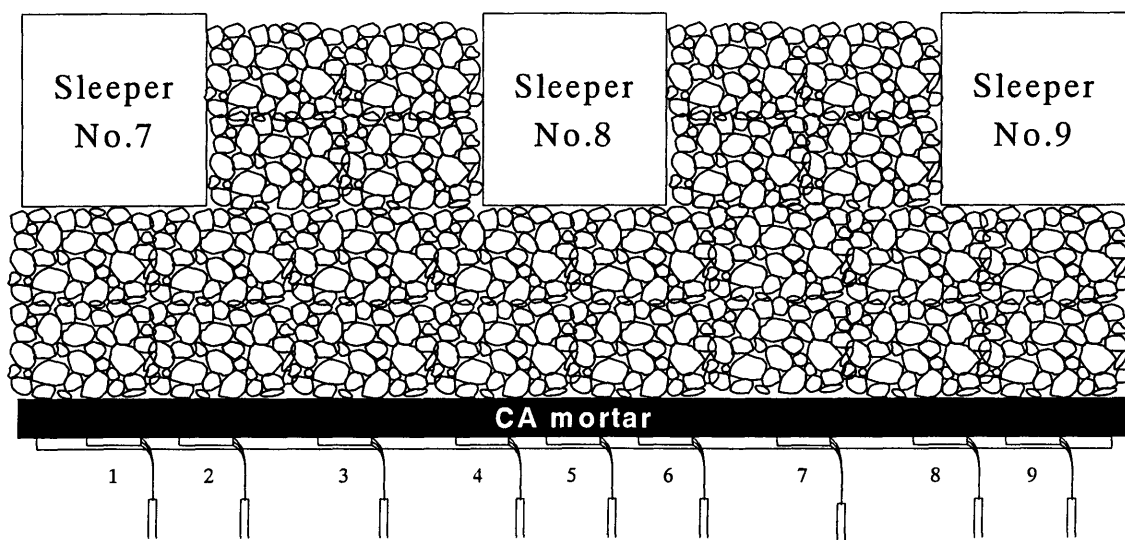
TML : Tokyo Measuring Instruments Laboratory Co., LTD
WLFLA-10-11-9H-3LTS



(a) Arrangement of strain gauges

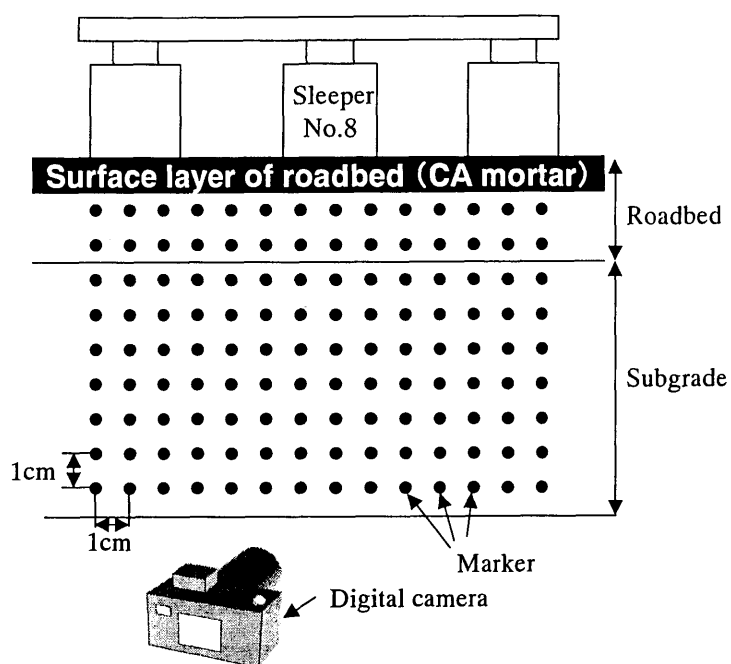


(b) Arrangement of strain gauges without ballast layer

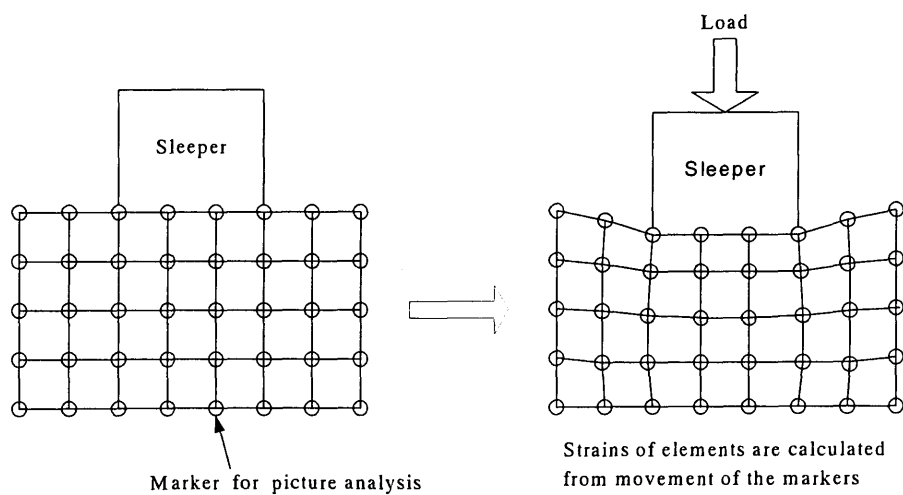


(c) Arrangement of strain gauges with ballast layer

図 2.4.3 CA モルタル用ひずみゲージの配置図



(a) Layout of markers for picture analysis



(b) Image of calculating strain in picture analysis

図 2.4.4 画像解析によるひずみ計算の概念図

2.5 模型地盤材料の強度特性

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

CA モルタルおよび瀝青安定処理した単粒度碎石について一軸圧縮試験を行った。一軸圧縮試験の供試体は模型路盤の作成時にモールドで作成した。供試体は直径 5cm 高さ 10cm とした。軸ひずみ速度は 1%/min とし、ひずみは LDT (Local deformation transducer) を用いて測定した。また、CA モルタルについては図 2.5.1 に示すように、LDT に加えてひずみゲージを同時に用いてひずみを測定した。Series1 Case1 の模型作成時に作成した供試体で行った試験結果を図 2.5.2 に示す。

CA モルタルの一軸圧縮強さは約 3500kN/m²、瀝青安定処理した単粒度碎石の一軸圧縮強さは約 500kN/m² であり、瀝青安定処理した単粒度碎石の一軸圧縮強度は、CA モルタルの約 1/7 であった。これは、瀝青安定処理した単粒度碎石の配合を決定する際に、一軸圧縮強度が木幡ら (1998) による粒度調整碎石の三軸圧縮強度¹¹⁾と等しくなるように強度を調整した結果である。

一方、CA モルタルの 10⁻⁵ ひずみレベルにおける変形係数は約 3500MN/m² であった。この値は道路のアスファルト舗装の設計で AI (アメリカアスファルト協会) によって示されているアスファルトコンクリートの変形係数と温度の関係における、20℃ の場合の変形係数 (約 3000MN/m²) とほぼ等しい¹²⁾。これより、CA モルタルはアスファルトコンクリートの模型として妥当な強度特性を有していると考えられる。CA モルタルのひずみは LDT (局所変位計) とひずみゲージの両方で測定を行い、10⁻⁵~10⁻⁴ レベルのひずみにおける変形係数は、ひずみゲージを用いることで LDT とほぼ同等の測定ができることを確認した。

路盤下部に用いる瀝青安定処理した単粒度碎石の接線変形係数は 10⁻⁵~10⁻⁴ レベルのひずみにおいて 2000 MN/m² ~ 1000 MN/m² 程度であり、CA モルタルの約半分であった。強度が CA モルタルの 1/7 程度であったことを考慮すると、変形係数は強度の違いほどには大きくななかった。強化路盤の設計に用いられている粒度調整碎石の変形係数は 10⁻⁴ レベルのひずみで 200 MN/m² 程度であることや、前述の大型三軸試験の結果によると粒度調整碎石の変形係数は 200~400 MN/m² 程度であることを考慮すると、強化路盤を想定した模型としては変形係数がやや大きいと考えられる。しかしながら、2m×30cm の路盤を土槽外部の型枠で作成した上で吊上げて土槽内に設置するためには、路盤自体に十分な強度が必要であったことから、Series1 ではこの強度

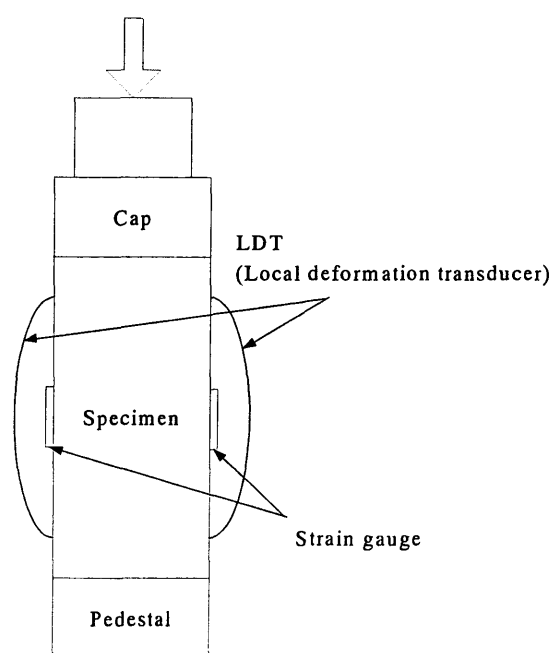


図 2.5.1 一軸圧縮試験におけるひずみの測定

で作成した路盤を用いて実験を行うこととした。

図 2.5.3～図 2.5.5 に各ケースにおける CA モルタルおよび瀝青安定処理した単粒度碎石の一軸圧縮試験の結果を示す。CA モルタルについては 2 週間強度、瀝青安定処理した単粒度碎石については 1 週間強度で試験を行った。一軸圧縮試験用の供試体は模型の作成時に同時に作成したため、模型実験を行った日と同日に一軸圧縮試験を行うこととした。ケースごとのばらつきはあるが、概ね CA モルタルの変形係数は 3000 MN/m^2 前後、瀝青安定処理した単粒度碎石の変形係数は $1000 \text{ MN/m}^2 \sim 2000 \text{ MN/m}^2$ 程度の範囲に収まっていることが確認できる。

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

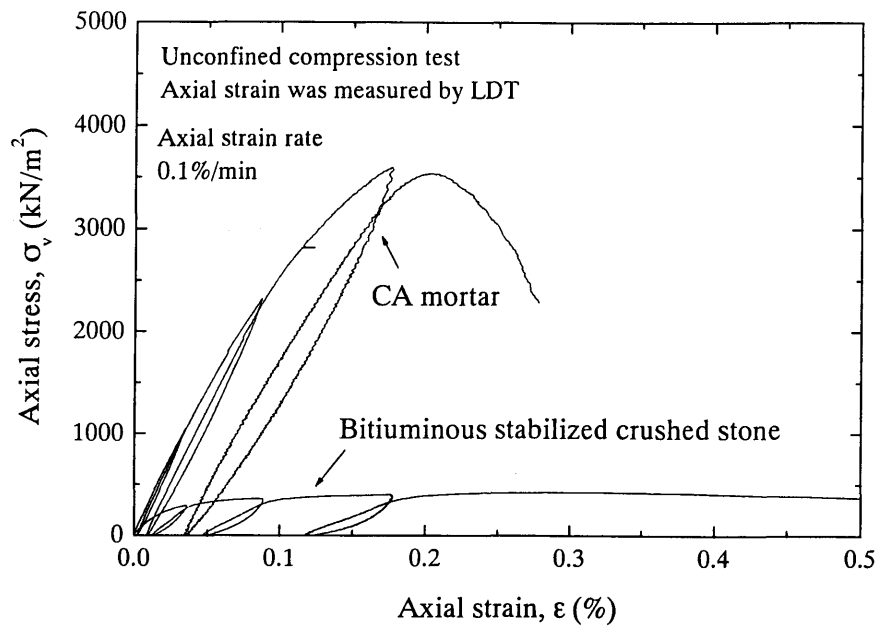
路床材として使用した豊浦砂（Series1）と礫質砂（Series2）、および Series2 の路盤材として使用した砂質礫については三軸圧縮試験を行った。豊浦砂、礫質砂、砂質礫の粒径加積曲線を図 2.5.6(a)に示す。また、礫質砂および砂質礫の締固め曲線を図 2.5.6(b)および図 2.5.6(c)に示す。比較的浅い範囲の模型地盤に対するパラメータを得ることを目的としたため、低拘束圧条件（ $\sigma'_c = 20 \text{ kN/m}^2$ ）で試験を行った。

豊浦砂の三軸圧縮試験は相対密度 $D_r=70\%$ (1.53 g/cm^3), 80% (1.56 g/cm^3), 90% (1.59 g/cm^3) の 3 種類について行った。空気乾燥状態の砂を使用し、圧密排水条件（CD）で試験を行った。供試体の寸法は直径 5cm、高さ 10cm とし、軸ひずみ速度 $1\%/min$ で載荷を行った。豊浦砂の三軸圧縮試験の結果を図 2.5.7 に示す。密度が大きい方が軸差応力および変形係数がやや大きくなっている。

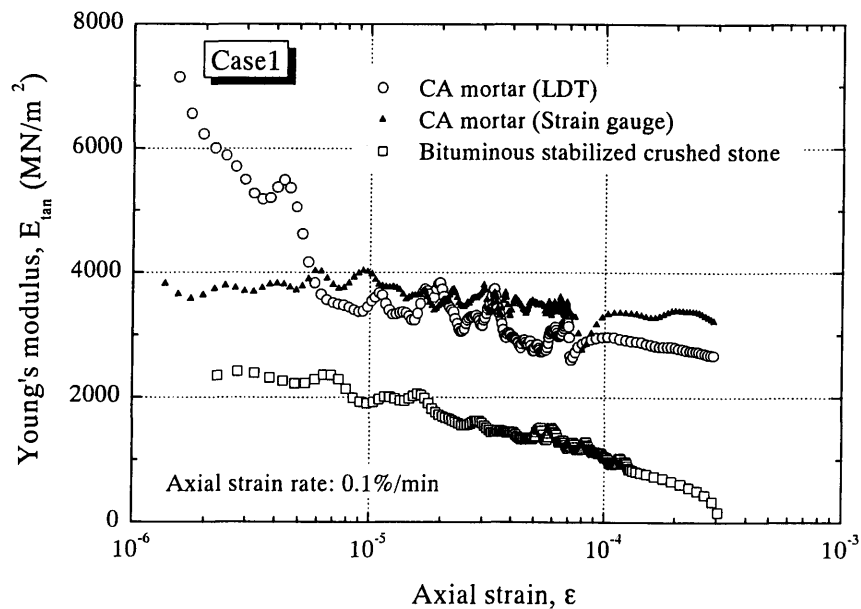
礫質砂の三軸圧縮試験は締固め度 $D_c=85\%$ (1.65 g/cm^3), 90% (1.75 g/cm^3), 95% (1.85 g/cm^3) の 3 種類について行った。供試体は最適含水比に調整した試料をモールド内で締め固めて作成した。試験は圧密排水条件（CD）で行った。供試体の寸法は直径 5cm、高さ 10cm とし、軸ひずみ速度 $0.1\%/min$ で載荷を行った。礫質砂の三軸圧縮試験の結果を図 2.5.8 に示す。締固め度が大きく、密度の大きい場合の方が、軸差応力および変形係数が大きくなっている。

砂質礫の三軸圧縮試験は締固め度 $D_c=95\%$ (2.06 g/cm^3) の場合について行った。供試体は礫質砂と同様に最適含水比に調整した試料をモールド内で締め固め、圧密排水条件（CD）で試験を行った。供試体の寸法は直径 5cm、高さ 10cm とし、軸ひずみ速度は $0.1\%/min$ とした。砂質礫の三軸圧縮試験の結果を図 2.5.9 に示す。最大軸差応力は礫質砂よりも大きく、初期ヤング率も礫質砂より大きかったが、 10^{-4} ひずみレベルでは変形係数が低下し、礫質砂よりもやや大きい程度の値であった。

豊浦砂、礫質砂、砂質礫の密度と最大軸差応力 q_{\max} の関係を図 2.5.10 示す。最大軸差応力 q_{\max} は土の種類によらず、密度と高い相関関係にあることが分かる。一方、 10^{-5} ひずみレベルにおける密度と接線ヤング率の関係を図 2.5.11 に示す。接線ヤング率については、密度が高い場合に大きくなる傾向にはあるが、最大軸差応力のような明瞭な関係はなく、土の種類の影響が大きいことが分かった。

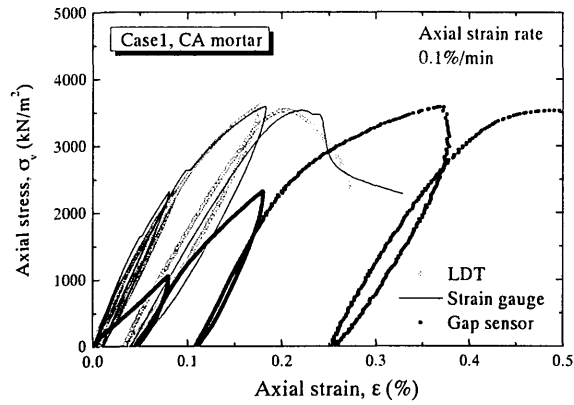


(a) Stress-strain relationship of roadbed material

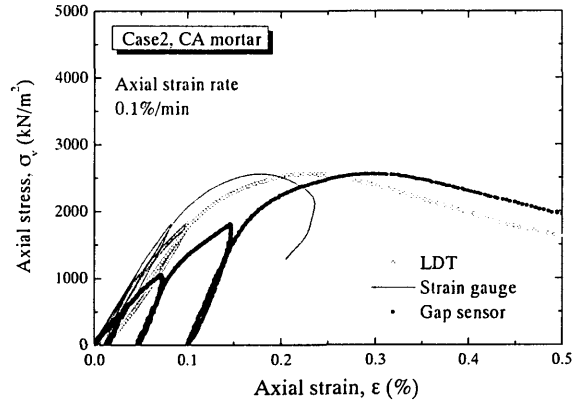


(b) Young's modulus of roadbed material

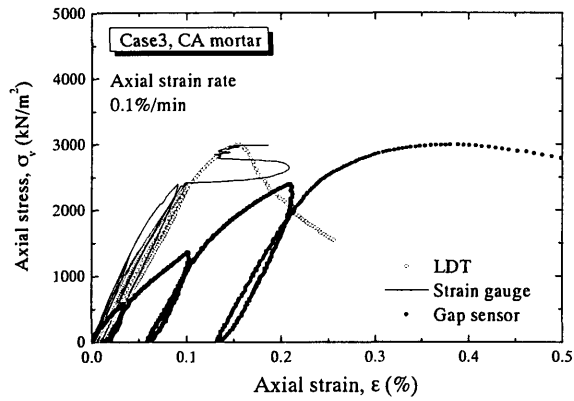
図 2.5.2 路盤材（CA モルタル，瀝青安定処理した単粒度碎石）の一軸圧縮試験結果



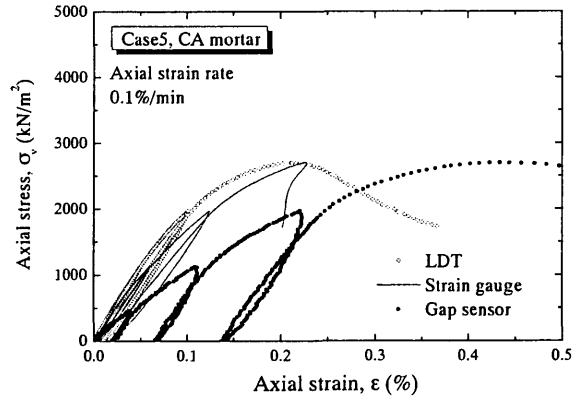
(a) Case1



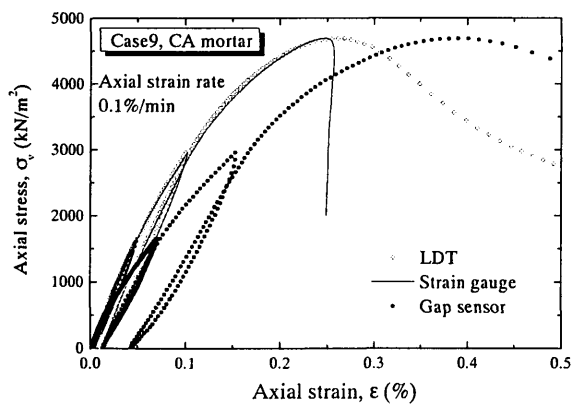
(b) Case2



(c) Case3

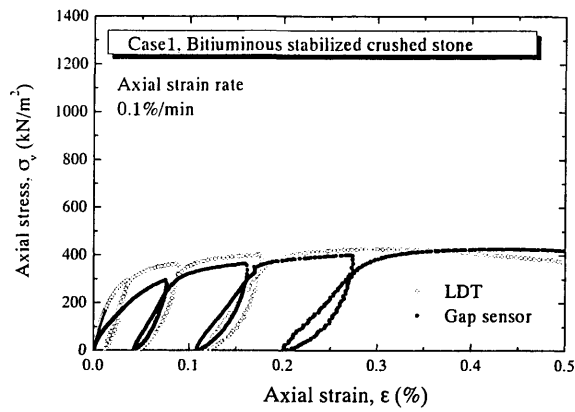


(d) Case5

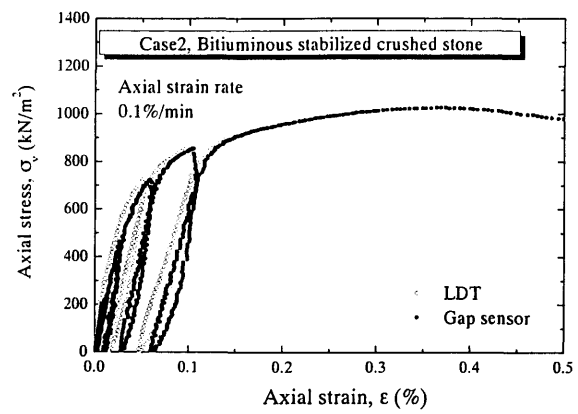


(e) Case9

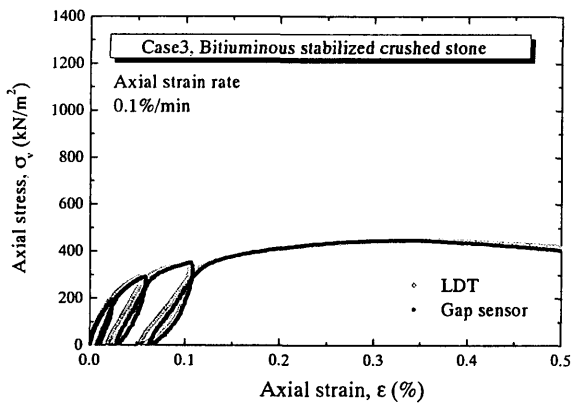
図 2.5.3 CA モルタルの一軸圧縮試験結果（応力ひずみ曲線）



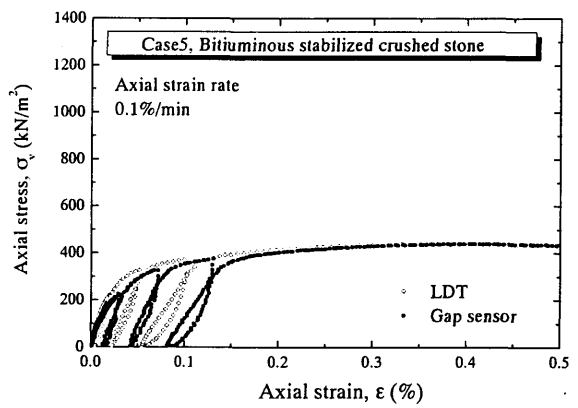
(a) Case1



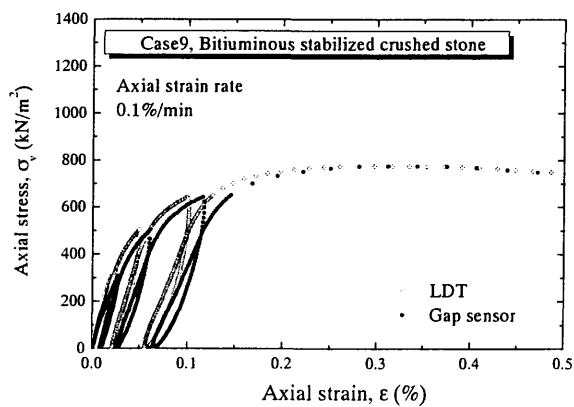
(b) Case2



(c) Case3

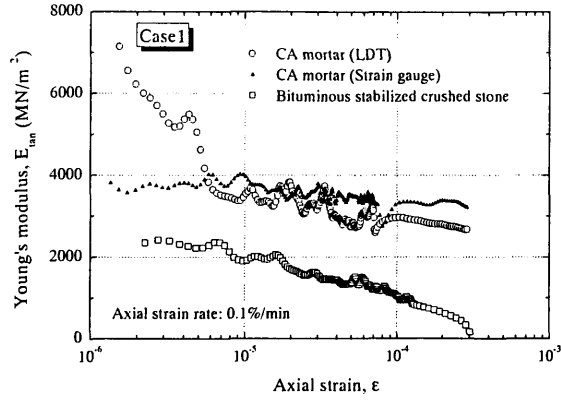


(d) Case5

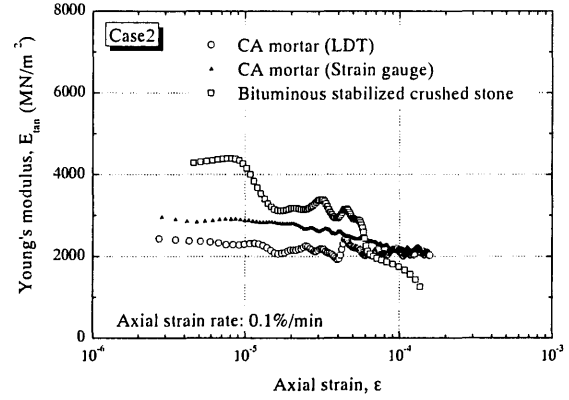


(e) Case9

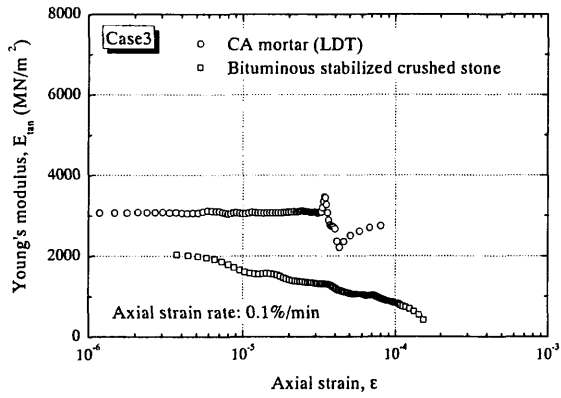
図 2.5.4 瀝青安定処理した単粒度碎石の一軸圧縮試験結果（応力ひずみ曲線）



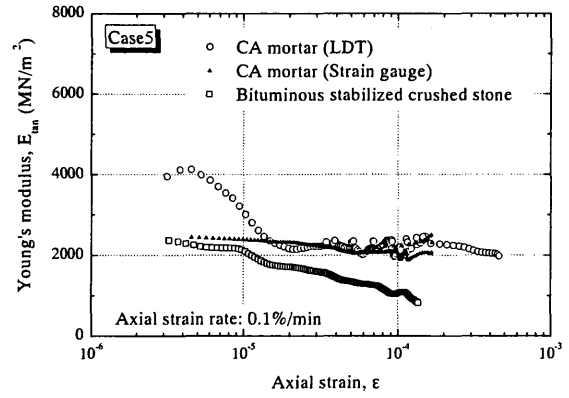
(a) Case1



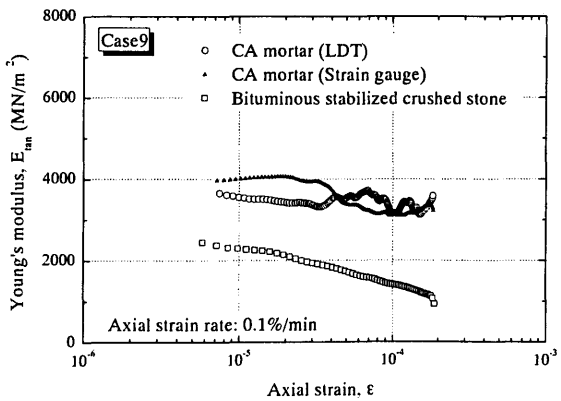
(b) Case2



(c) Case3

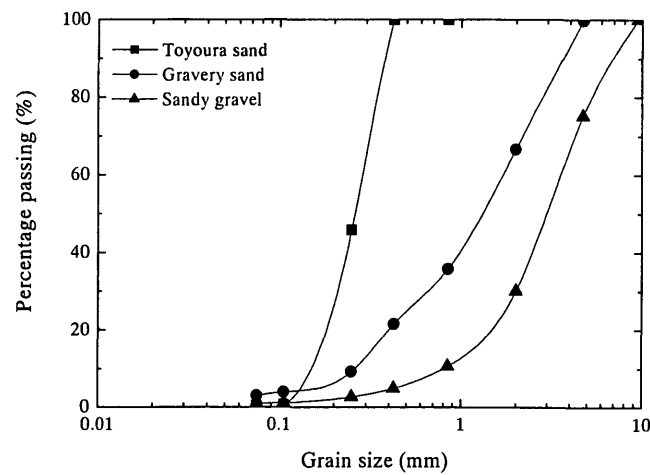


(d) Case5

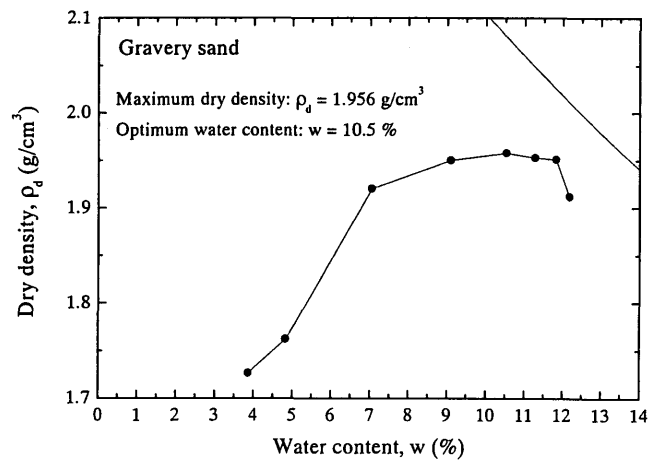


(e) Case9

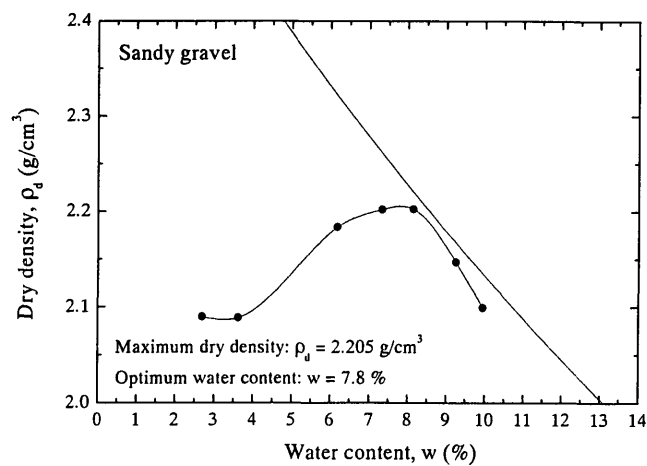
図 2.5.5 路盤材（CA モルタル，瀝青安定処理した単粒度碎石）の一軸圧縮試験による接線変形係数



(a) 模型作成に用いた豊浦砂，礫質砂，砂質礫の粒径加積曲線

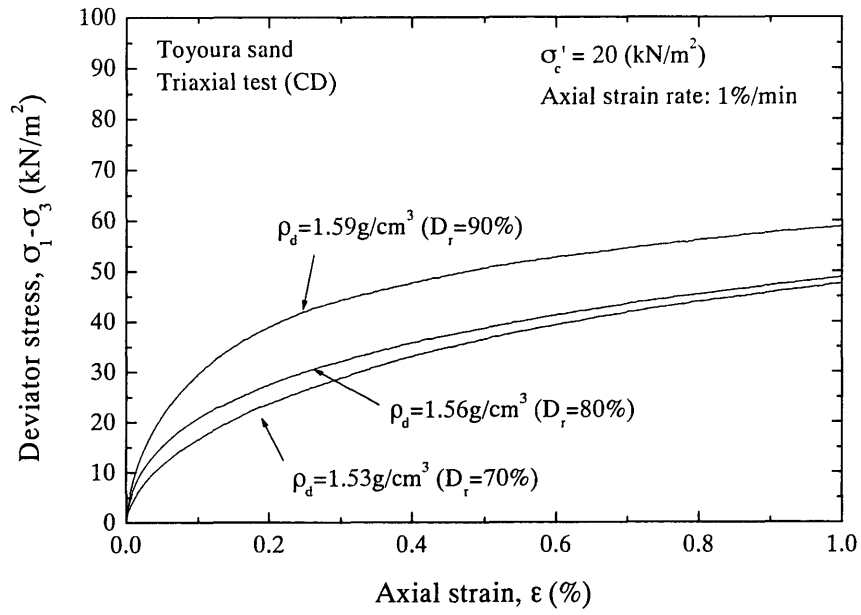


(b) 礫質砂の締固め曲線

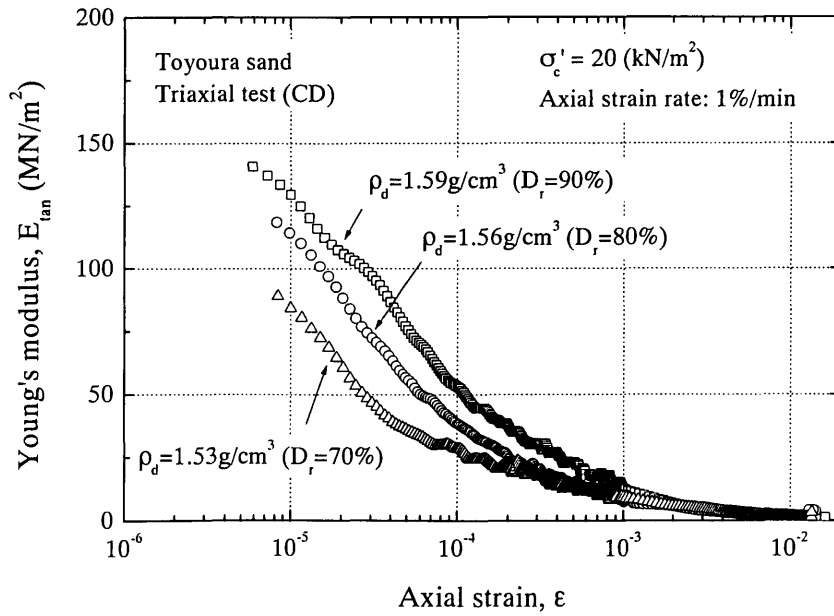


(c) 砂質礫（5.6mm ふるい通過分の M-30 粒度調整碎石）の締固め曲線

図 2.5.6 豊浦砂・礫質砂・砂質礫の粒径加積曲線および締固め曲線

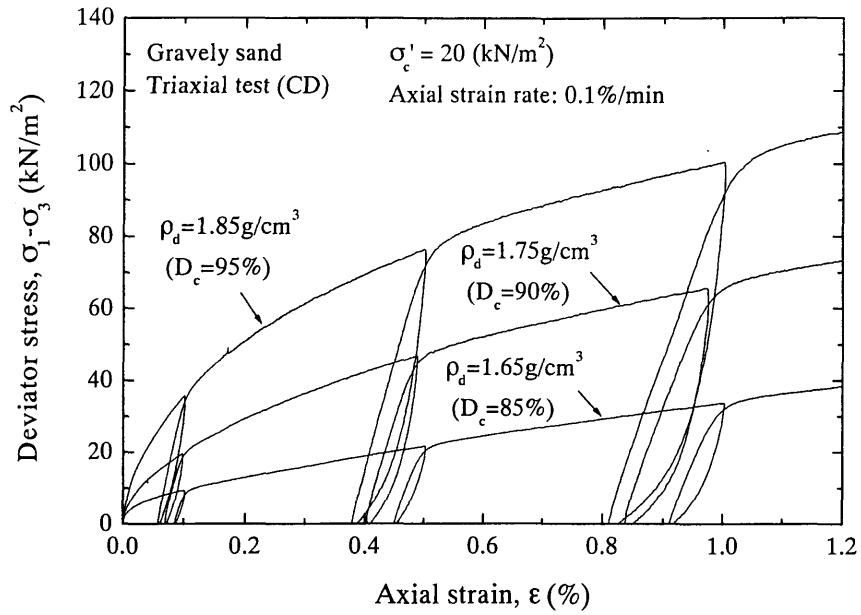


(a) Stress-strain relationship of Toyoura sand

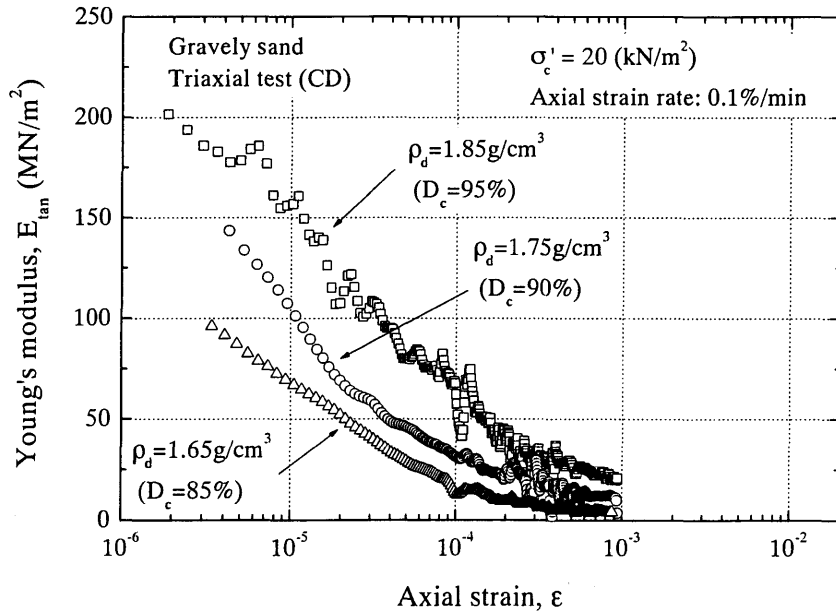


(b) Young's modulus of Toyoura sand

図 2.5.7 豊浦砂の三軸圧縮試験結果

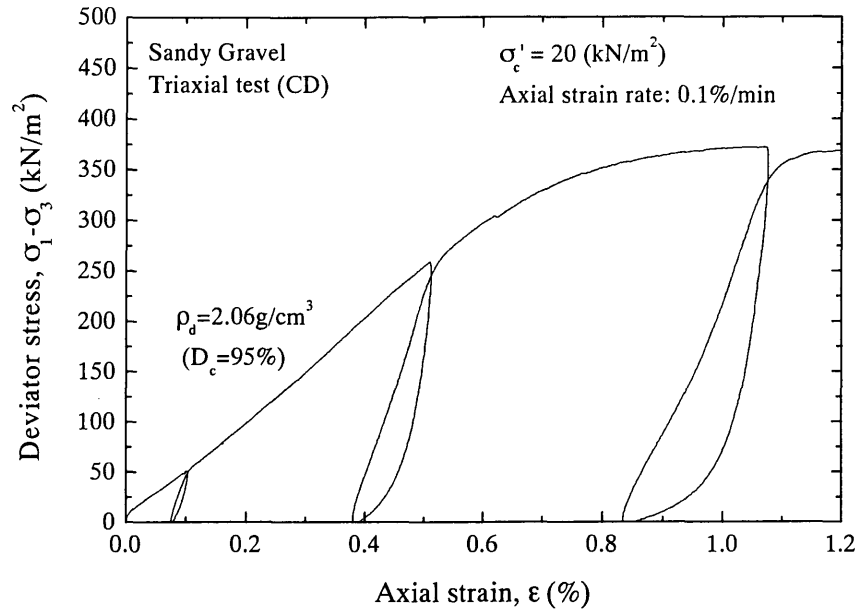


(a) Stress-strain relationship of Gravely sand

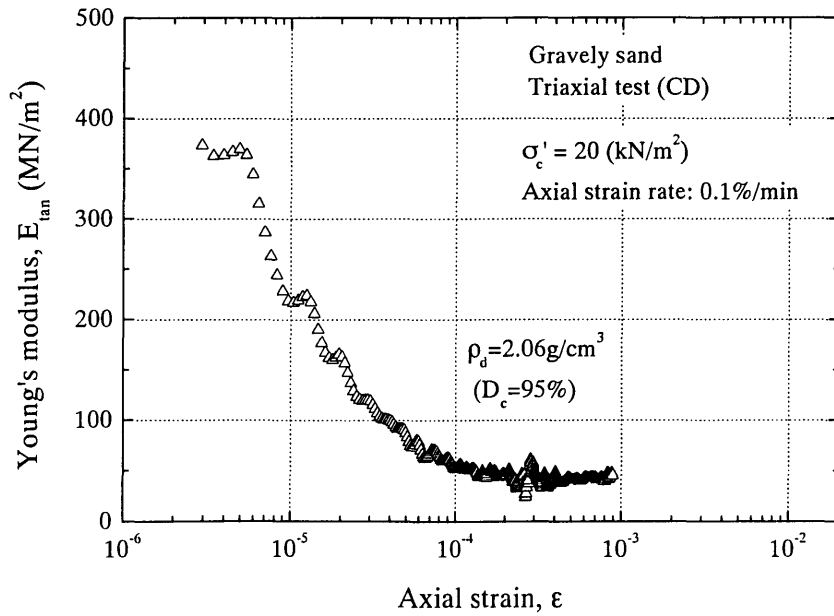


(b) Young's modulus of Gravely sand

図 2.5.8 礫質砂の三軸圧縮試験結果



(a) Stress-strain relationship of Sandy gravel



(b) Young's modulus of Sandy gravel

図 2.5.9 砂質礫の三軸圧縮試験結果

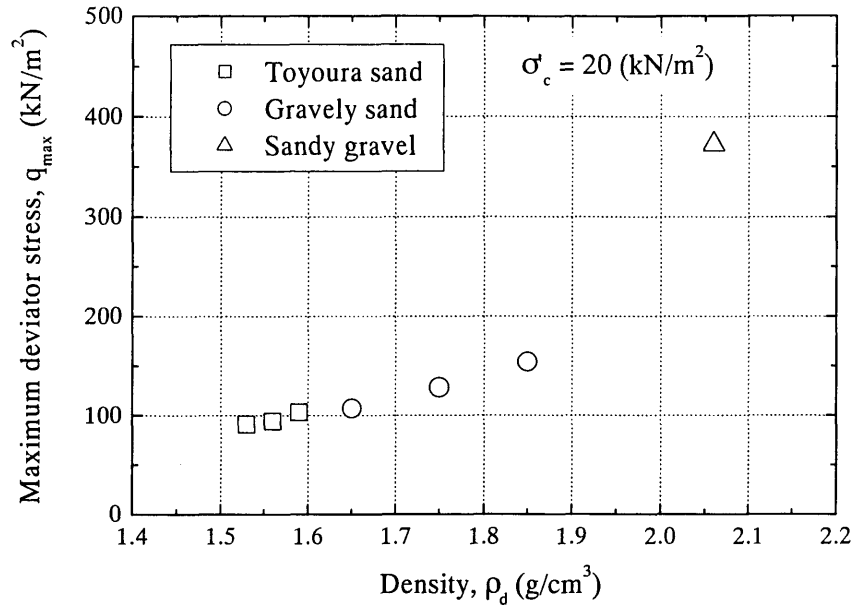


図 2.5.10 三軸圧縮試験における最大軸差応力と密度の関係

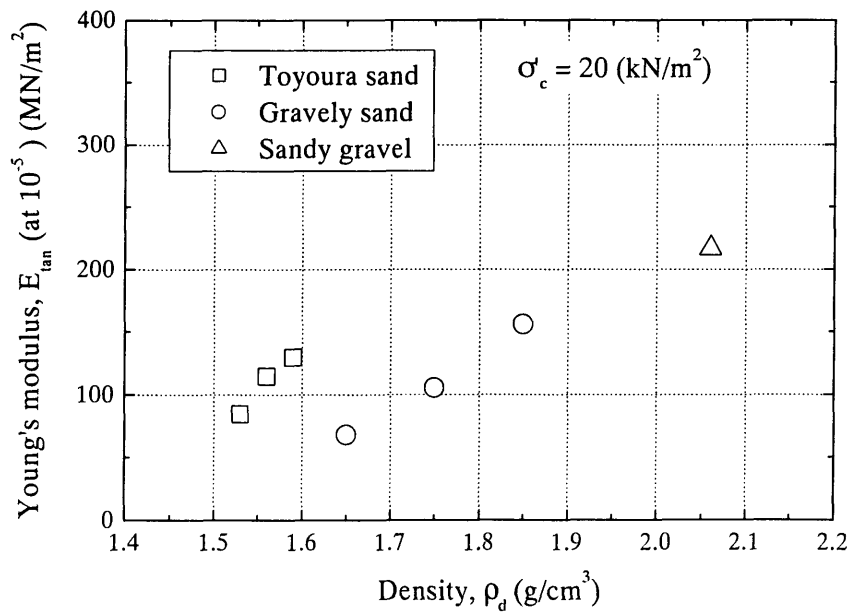


図 2.5.11 三軸圧縮試験における接線ヤング率 (10^{-5} ひずみレベル) と密度の関係

2.6 Series1 実験結果

2.6.1 まくらぎの荷重

Series1 では強化路盤の基本的な変形特性を検討するために、路床には模型実験で広く用いられている豊浦砂を使用し、空中落下法により作成した。路盤は豊浦砂による路床の上から締め固めて作成することが困難であるため、土槽外部の型枠で瀝青安定処理した単粒度碎石を締め固めて作成した。路盤の変形特性に対するばらつきの要因を取り除くためバラストは省略し、路盤上部の CA モルタル層の上に直接まくらぎを設置した。Series1 では強化路盤を設置せず、豊浦砂の上に直接まくらぎを設置したケース（Case4, Case6, Case8）についても実験を行った。

まくらぎの受ける鉛直荷重を図 2.6.1(a)～図 2.6.7(a)に示す。横軸は載荷輪の位置、縦軸は各まくらぎの鉛直荷重となっており、まくらぎの受ける鉛直荷重の時系列波形となっている。ケースによる差はあるが、強化路盤を設置しているケースではまくらぎの受ける荷重は載荷輪が 2 本隣に来たときに大きくなり始め、載荷輪がまくらぎの直上に来たときに最大値となり、載荷輪が 2 本隣へ離れたときにほぼゼロに戻っていることが分かる。すなわち、およそ 5 本のまくらぎで輪重を支持している。それに対して、豊浦砂の上に直接まくらぎを設置しているケース（Case4, Case6, Case8）では載荷輪が 3 本隣に来たときに大きくなり始め、載荷輪がまくらぎの直上に来たときに最大値となり、載荷輪が 3 本隣へ離れたときにほぼゼロに戻っている。すなわち、およそ 7 本のまくらぎで輪重を支持している。これは、軌道に対する支持剛性が小さい時には荷重が広く分散されることを示している。

試験ケースによっては各まくらぎの受けている荷重にばらつきが生じているが、これは模型の設置時の状態に起因するものである。路盤の表面が完全に平坦であり、レールに取り付けられた 15 本のまくらぎが均等に設置されればばらつきは生じないと考えられる。しかし、実際には路盤の表面は完全に平坦ではないため設置状態の良いまくらぎと設置状態の悪いまくらぎが生じてしまう。これに類似した問題は地盤上で載荷を行う場合には避けられない問題であり、支持力試験や平板載荷試験などではフーチングや載荷板底面の応力状態にはばらつきが生じてしまう。ただし、本実験では、豊浦砂の上に路盤を介さず直接まくらぎを設置したケースについては、まくらぎの受ける荷重のばらつきは小さかった。これは模型地盤に豊浦砂を使用する場合は地盤表面を平坦に整形することが可能であることに加え、地盤表面が変形しやすいためであると考えられる。一方、剛性の高い強化路盤の上に直接まくらぎ設置する場合は、わずかな不陸によってまくらぎの支持状態にばらつきが生じてしまうため、平坦性の確保には細心の注意を払う必要がある。

本実験ではばらつきの影響を排除するためまくらぎの設置時に CA モルタルを路盤の表面に塗布して不陸を吸収させている。この方法は実際の省力化軌道における施工方法と同様の考え方である。しかしながら完全に均等にまくらぎを設置することは困難であり、ばらつきの発生は完全には除去できていない。これに対応するために、Series2 の実験時にはまくらぎとレールの間に高さ調整装置を取り付け、各まくらぎの支持条件が均等となるように調整することができる構造を導入することとした。

まくらぎの荷重分担率を図 2.6.1(b)～図 2.6.7(b)に示す。まくらぎ荷重分担率とは個々のまくら

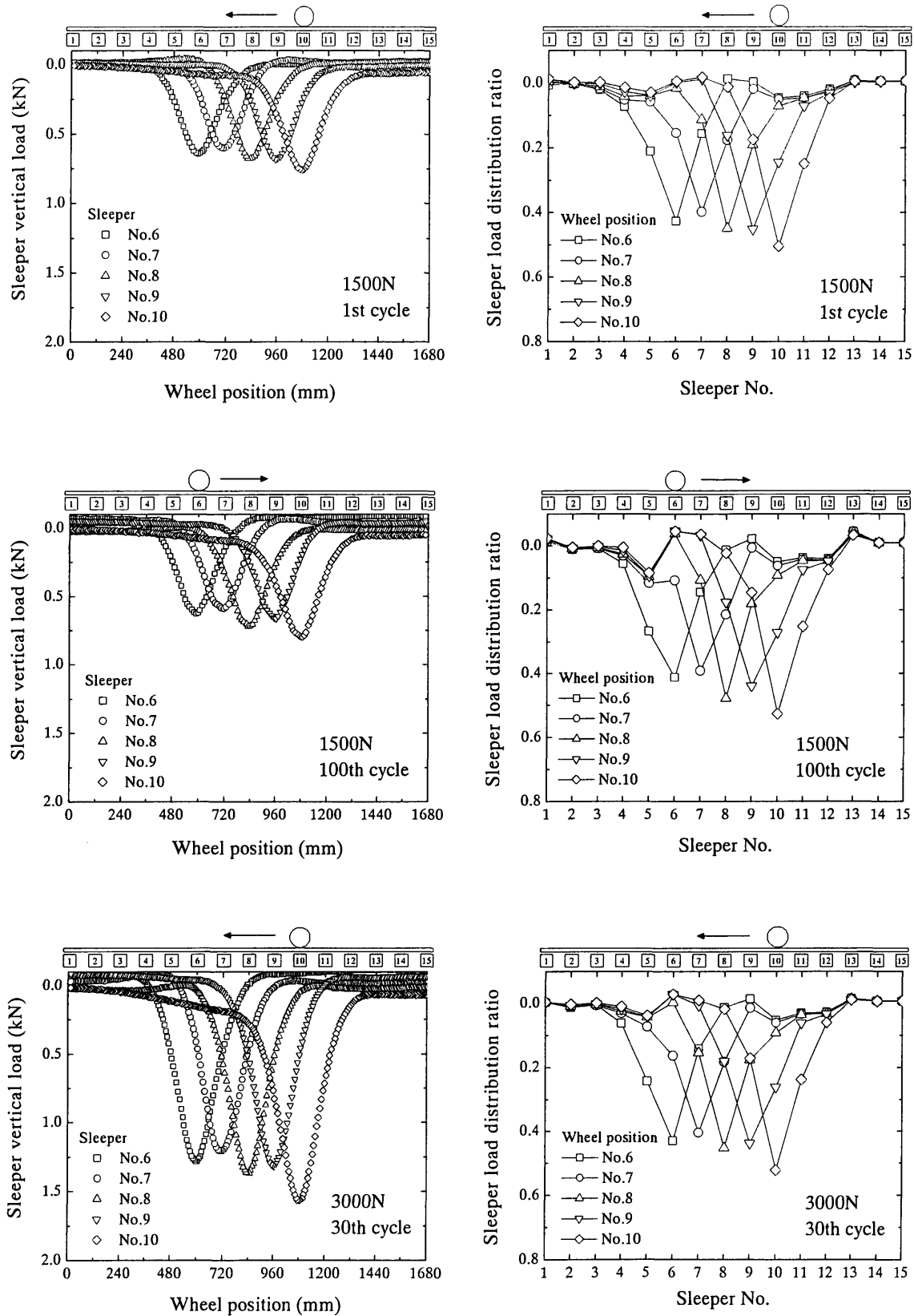
ぎが受けている荷重を輪重（載荷荷重）で除して正規化した値である。一般的なバラスト軌道では車輪直下のまくらぎは輪重の約 40%の荷重を支持し、両隣のまくらぎがそれぞれ 20%，2 本隣のまくらぎが 10%の荷重を支持するといわれており、現行の強化路盤の設計では 0.4 : 0.2 : 0.1 の荷重分担率が適用されている。実際のバラスト軌道におけるまくらぎ荷重分担率を測定した結果については第 5 章の中で詳細を述べるが、実測においても車輪直下のまくらぎは載荷荷重の約 40%の荷重を支持していることが確認された。まくらぎの荷重分担率はレールや地盤の剛性の影響を受けるが、本模型実験では、載荷輪直下のまくらぎ荷重分担率は 0.4 前後の値であり、実際の軌道の変形特性を模擬するのに適切な変形特性を有していると判断できる。

路盤厚さ 4cm の場合（Case5）と路盤を設置しない場合（Case6）におけるまくらぎ鉛直荷重の比較を図 2.6.9(a)に示す。路盤を設置していない場合の方が、載荷輪直下におけるまくらぎの鉛直荷重の最大値が小さくなっており、荷重の分布範囲も広がっていることが分かる。まくらぎ荷重分担率の比較を図 2.6.9(b)に示す。路盤を設置していない場合（路盤厚さ 0cm）は、載荷輪直下におけるまくらぎ荷重分担率は 0.4 より小さくなっている。一方、路盤を設置した場合のまくらぎ荷重分担率は 0.4 よりも大きくなっている。路盤を設置した場合について比較すると路盤が厚い場合の方が、まくらぎ荷重分担率がやや大きくなっていることが分かる。これらの結果から、路盤の剛性が高い場合は軌道の変形が小さくなることによって大きな反力が生じるため、荷重が広く分散されず載荷点直下のまくらぎに荷重が集中すると考えられる。そのため、路盤の剛性は必ずしも高い方が良いというわけではなく、ある程度の弾性変形を許容した方が、荷重が適度に分散されることが分かる。

図 2.6.10～図 2.6.13 に個々のまくらぎが受ける水平方向の荷重を示す。横軸は載荷輪の位置、縦軸は各まくらぎの水平荷重となっており、まくらぎの受ける水平荷重の時系列波形となっている。左から右（まくらぎ No.1 から No.15）の方向が水平荷重の正の値である。水平荷重は載荷輪がまくらぎより左にあるときに正の値（左から右）であり、載荷輪がまくらぎより右にあるときに負の値（右から左）となっている。すなわち、まくらぎには載荷輪とは反対の方向に向かって水平荷重が生じている。載荷輪がまくらぎの直上にあるときには、水平方向の荷重はほぼゼロとなっている。

水平荷重の値は路盤を設置していないケースで小さく、路盤を設置しているケースで大きくなっている。これは、路盤を設置しているケースにおいて、まくらぎと CA モルタル（路盤のアスファルトコンクリート層）の表面の間の不陸を吸収させるため、CA モルタルで固定していることに起因すると考えられる。路盤を設置しているケースではまくらぎと路盤が固定されているため、水平方向の反力が生じるが、路盤を設置していないケースでは豊浦砂の上にまくらぎを置いてあるだけであるため、水平方向の反力はまくらぎ底面と豊浦砂の摩擦力のみとなるからである。

本模型では 15 本のまくらぎの中で 2 方向ロードセルを設置しているまくらぎは中心付近の 8 本であるため、水平荷重の合計値を求めることはできないが、水平荷重の大きさは載荷輪の移動方向には依存していないことから、本試験では軌道模型が載荷輪の移動に伴って引きずられるようなことはないと考えられる。

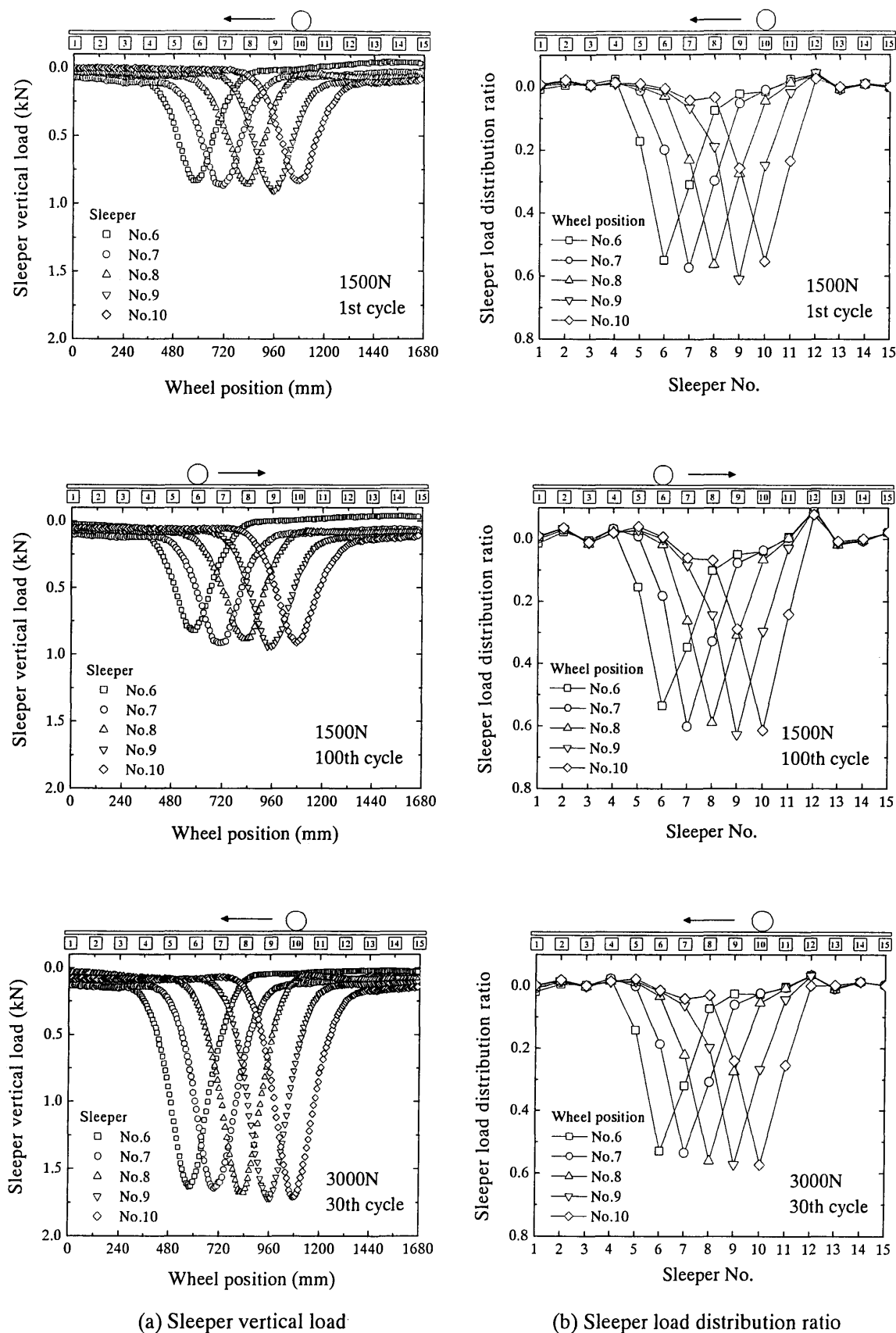


(a) Sleeper vertical load

(b) Sleeper load distribution ratio

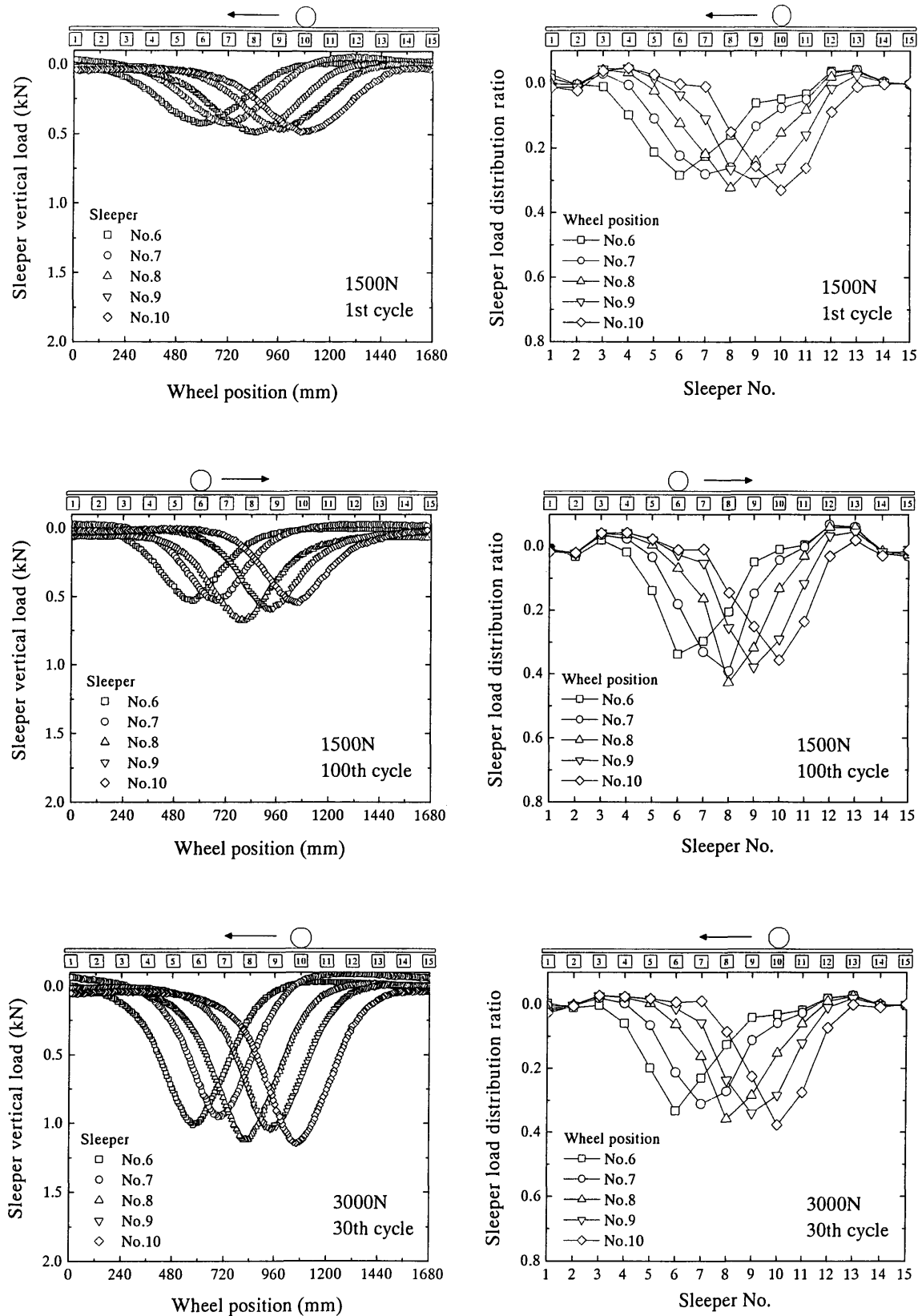
Case2 (Thickness of roadbed: 7cm, Density of subgrade: $D_r = 80\%$)

図 2.6.1 Series1 Case2 まくらぎ鉛直荷重の波形とまくらぎ荷重分担率



Case3 (Thickness of roadbed: 10cm, Subgrade: $D_r = 80\%$)

図 2.6.2 Series1 Case3 まくらぎ鉛直荷重の波形とまくらぎ荷重分担率



(a) Sleeper vertical load

(b) Sleeper load distribution ratio

Case4 (Thickness of roadbed: 0cm, Subgrade: $D_r = 70\%$)

図 2.6.3 Series1 Case4 まくらぎ鉛直荷重の波形とまくらぎ荷重分担率

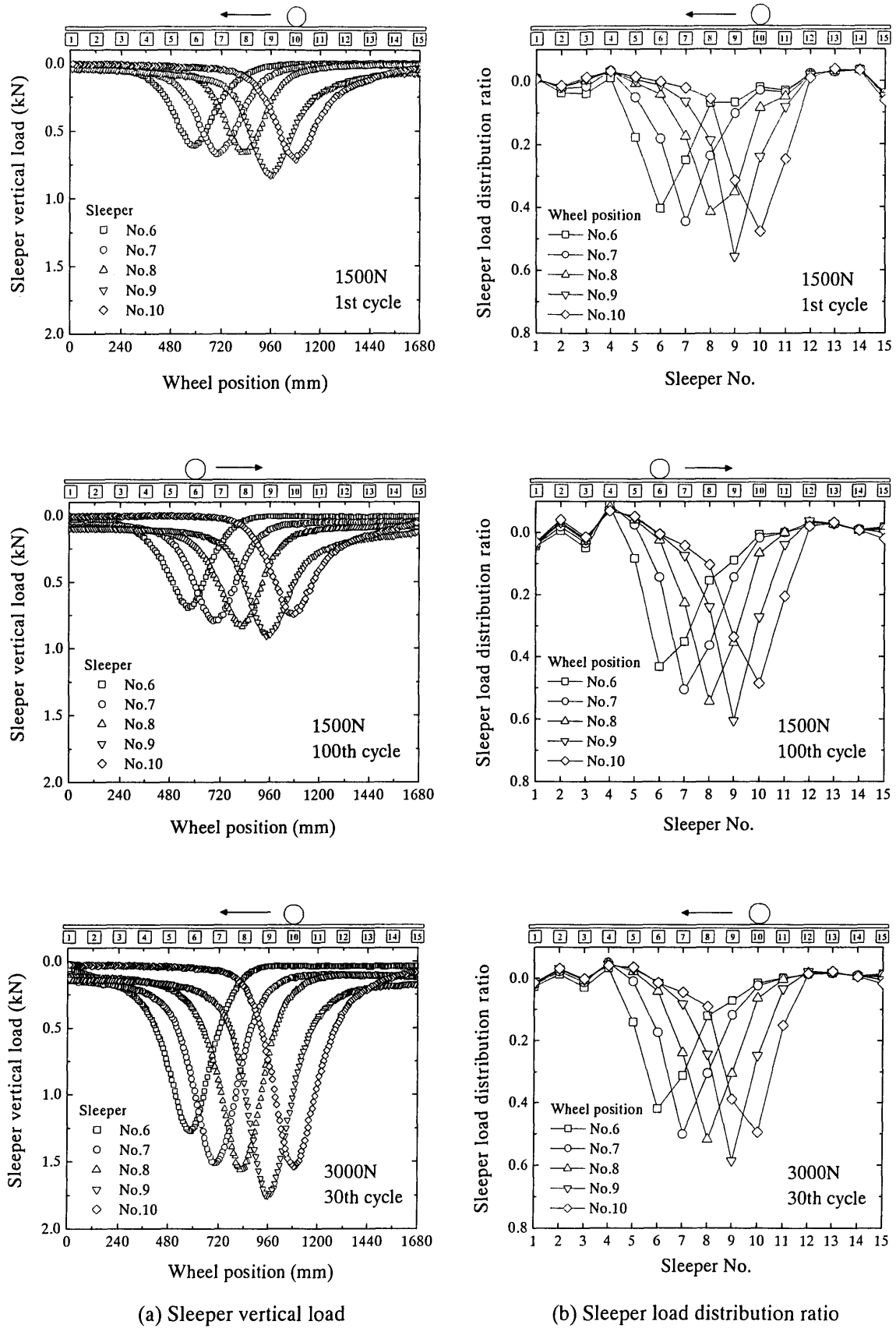
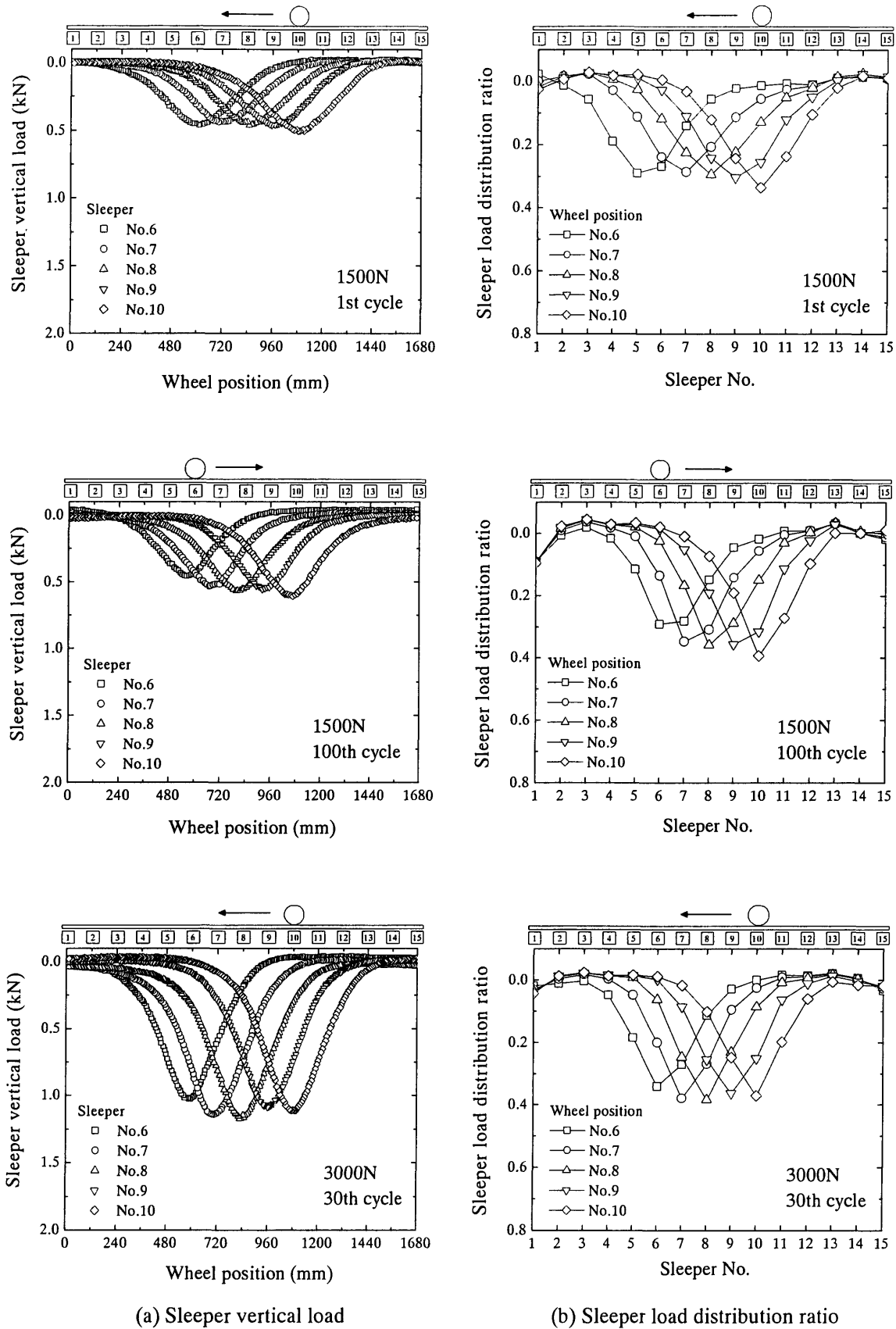
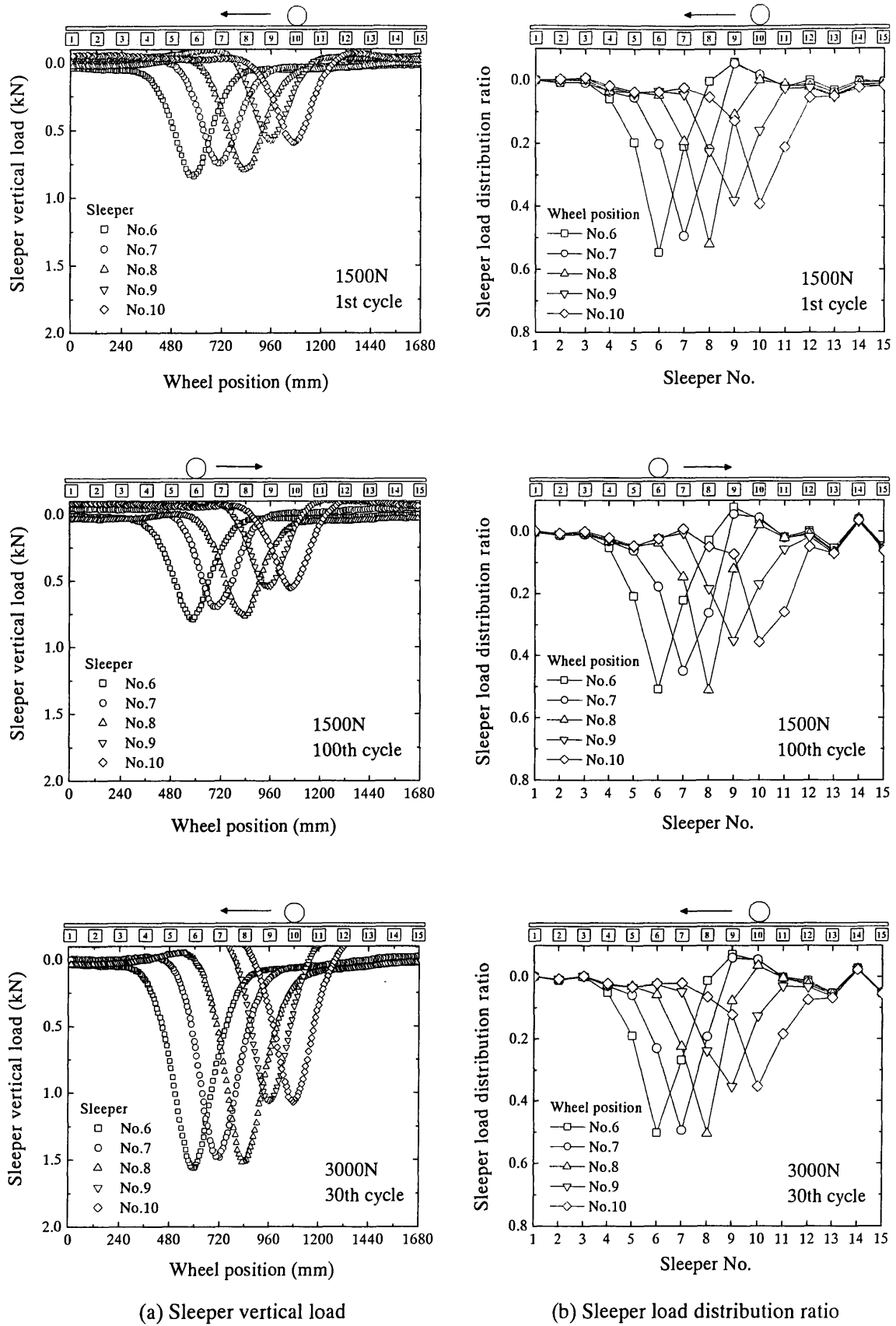


図 2.6.4 Series1 Case5 まくらぎ鉛直荷重の波形とまくらぎ荷重分担率



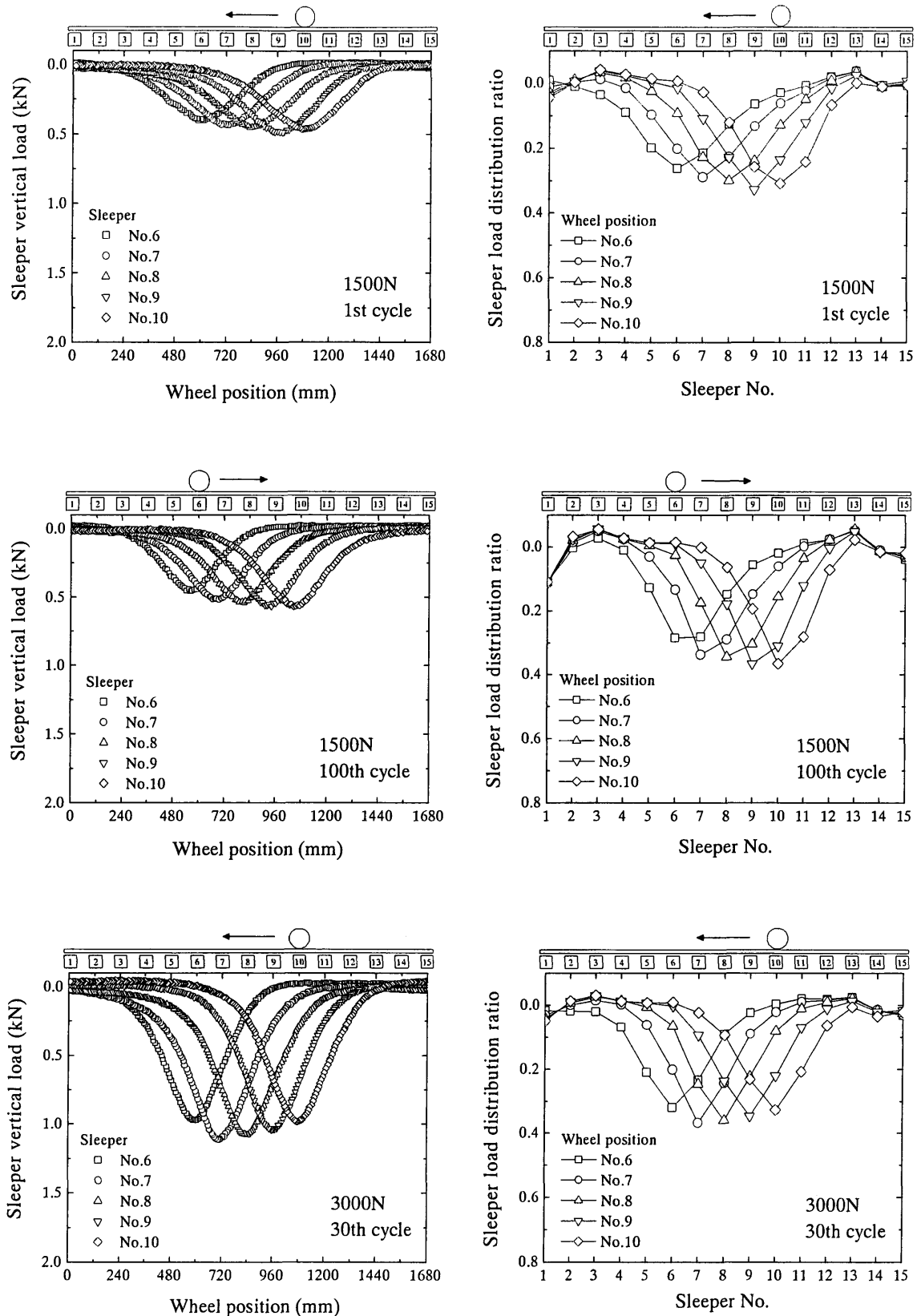
Case6 (Thickness of roadbed: 0cm, Subgrade: $D_r = 80\%$)

図 2.6.5 Series1 Case6 まくらぎ鉛直荷重の波形とまくらぎ荷重分担率



Case7 (Thickness of roadbed: 10cm, Subgrade: $D_r = 70\%$)

図 2.6.6 Series1 Case7 まくらぎ鉛直荷重の波形とまくらぎ荷重分担率

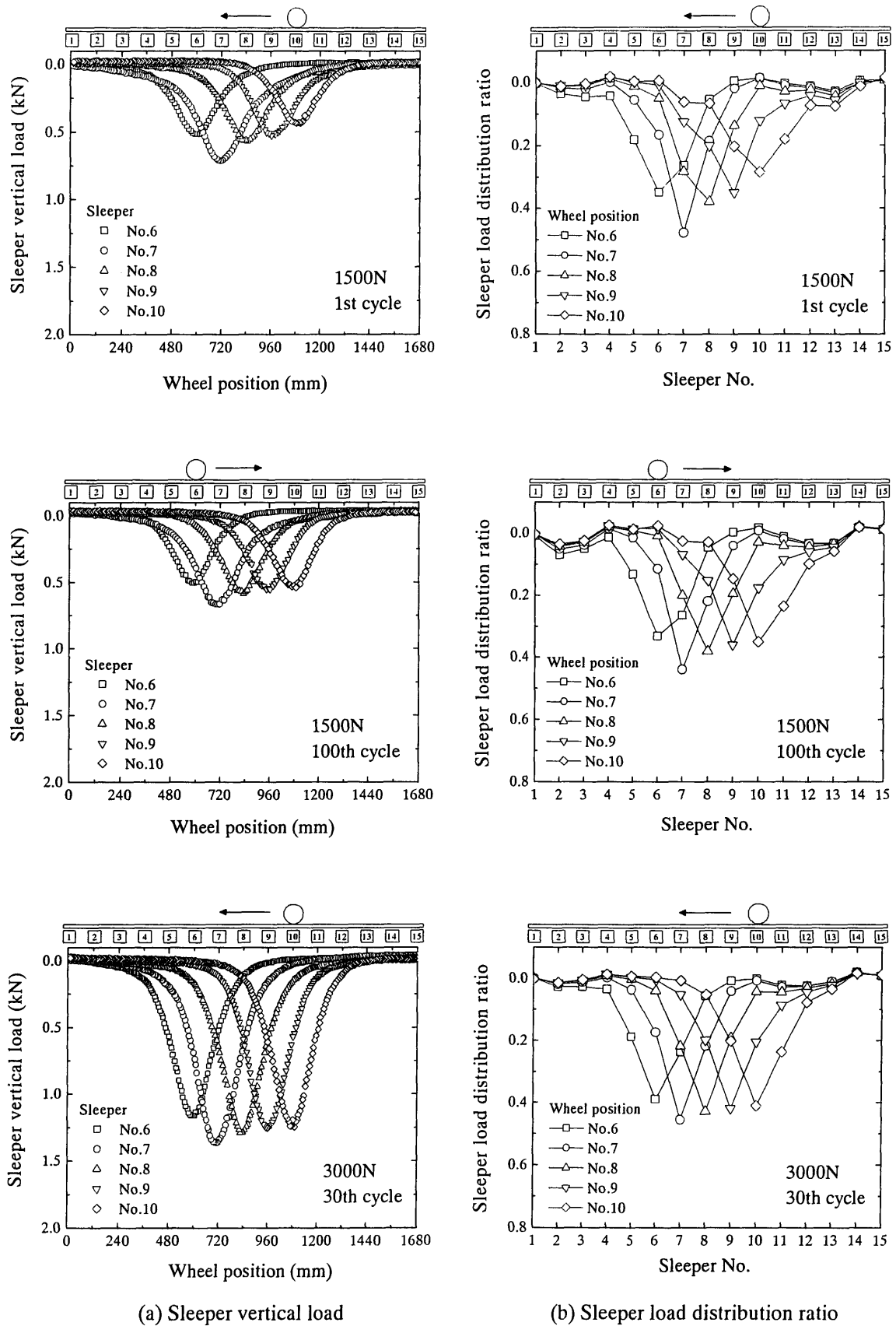


(a) Sleeper vertical load

(b) Sleeper load distribution ratio

Case8 (Thickness of roadbed: 4cm by Toyourasand, Subgrade: $D_r = 80\%$)

図 2.6.7 Series1 Case8 まくらぎ鉛直荷重の波形とまくらぎ荷重分担率



(a) Sleeper vertical load

(b) Sleeper load distribution ratio

Case9 (Thickness of roadbed: 4cm, Subgrade: $D_r = 90\%$)

図 2.6.8 Series1 Case9 まくらぎ鉛直荷重の波形とまくらぎ荷重分担率

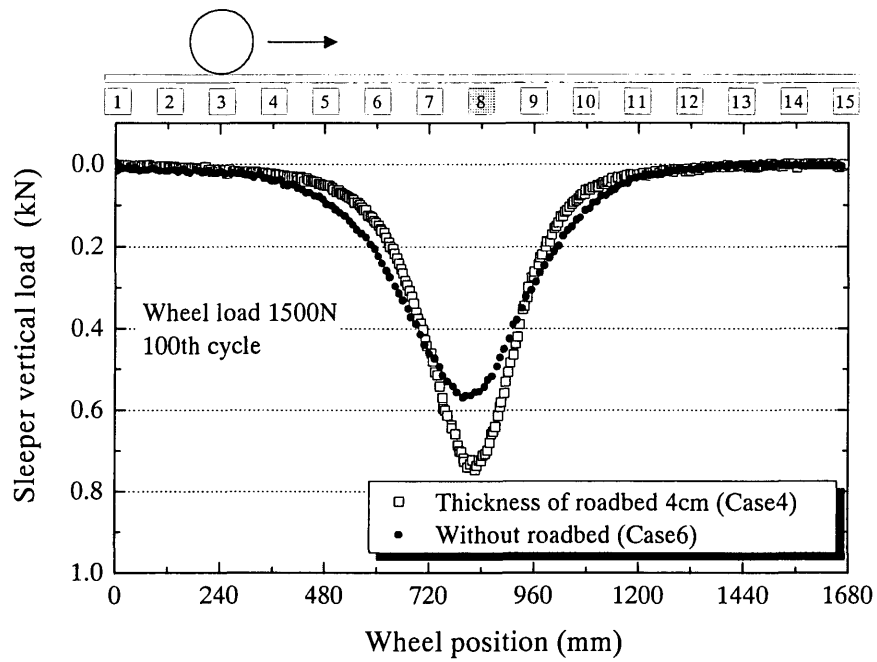


図 2.6.9(a) まくらぎ鉛直荷重波形の比較

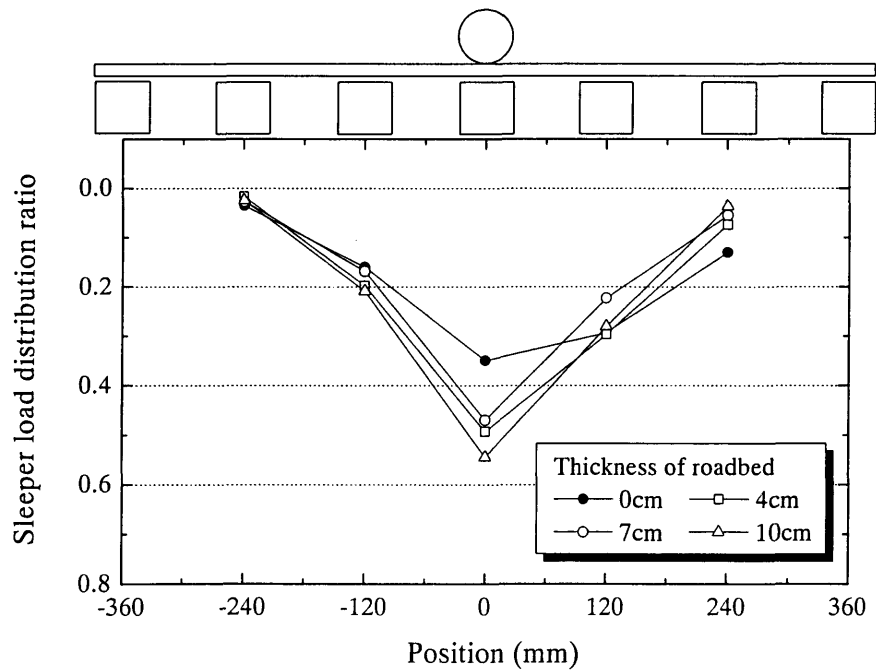


図 2.6.9(b) まくらぎ荷重分担率の比較

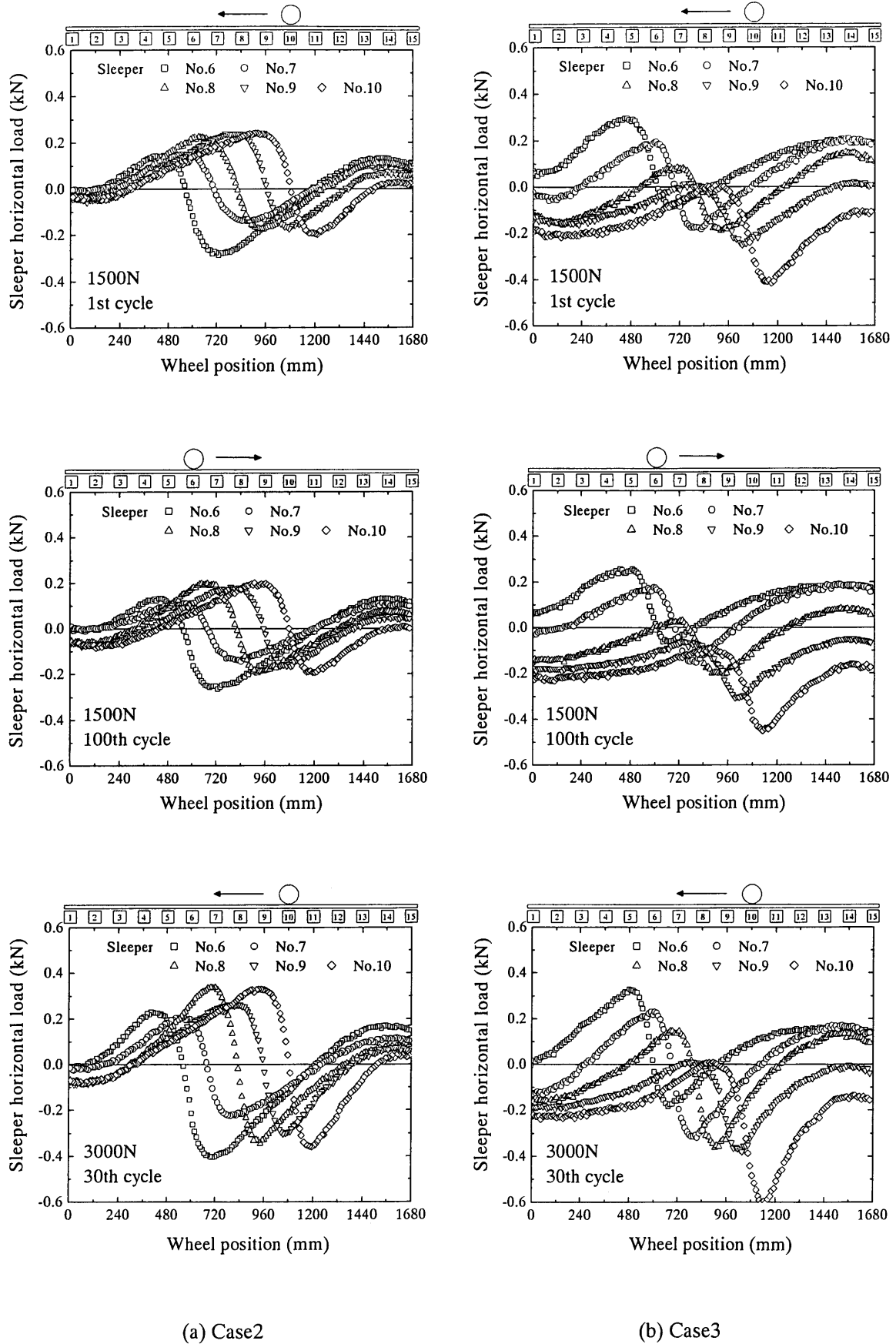
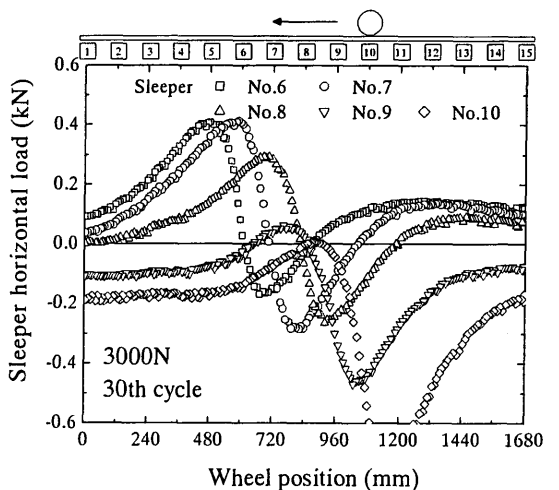
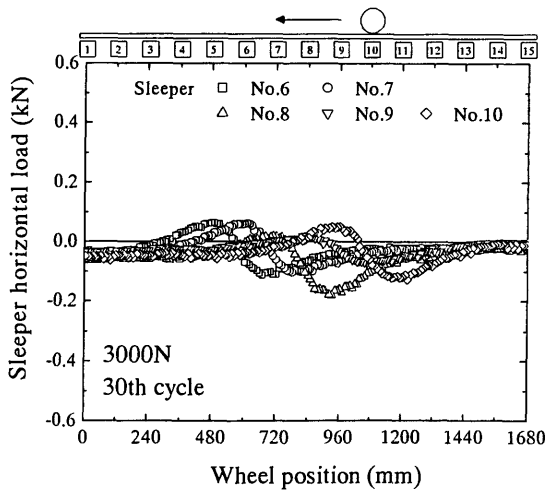
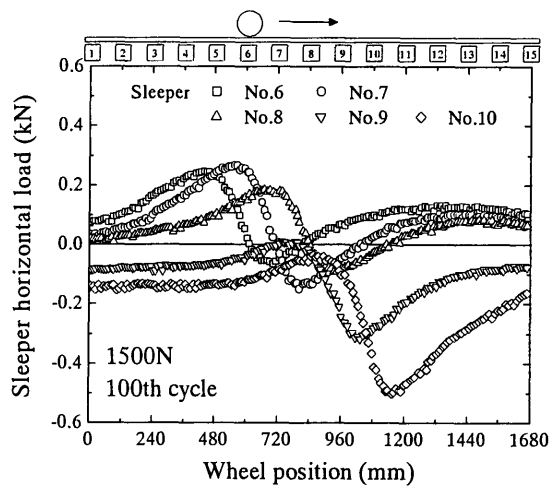
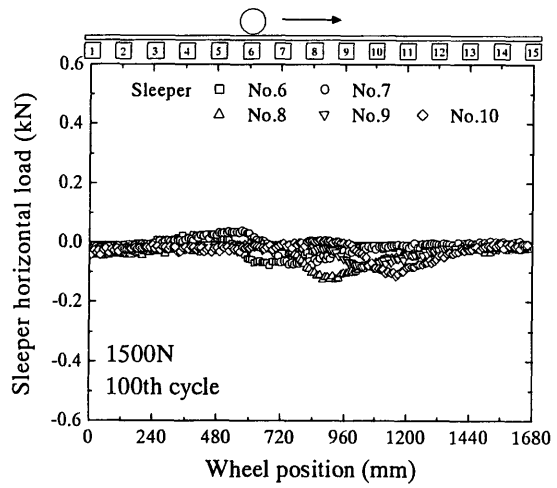
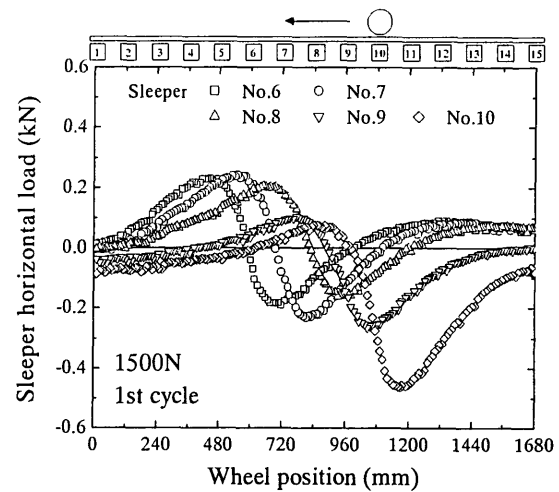
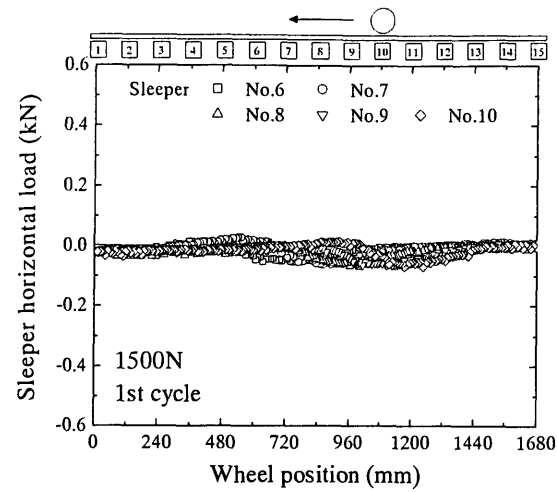


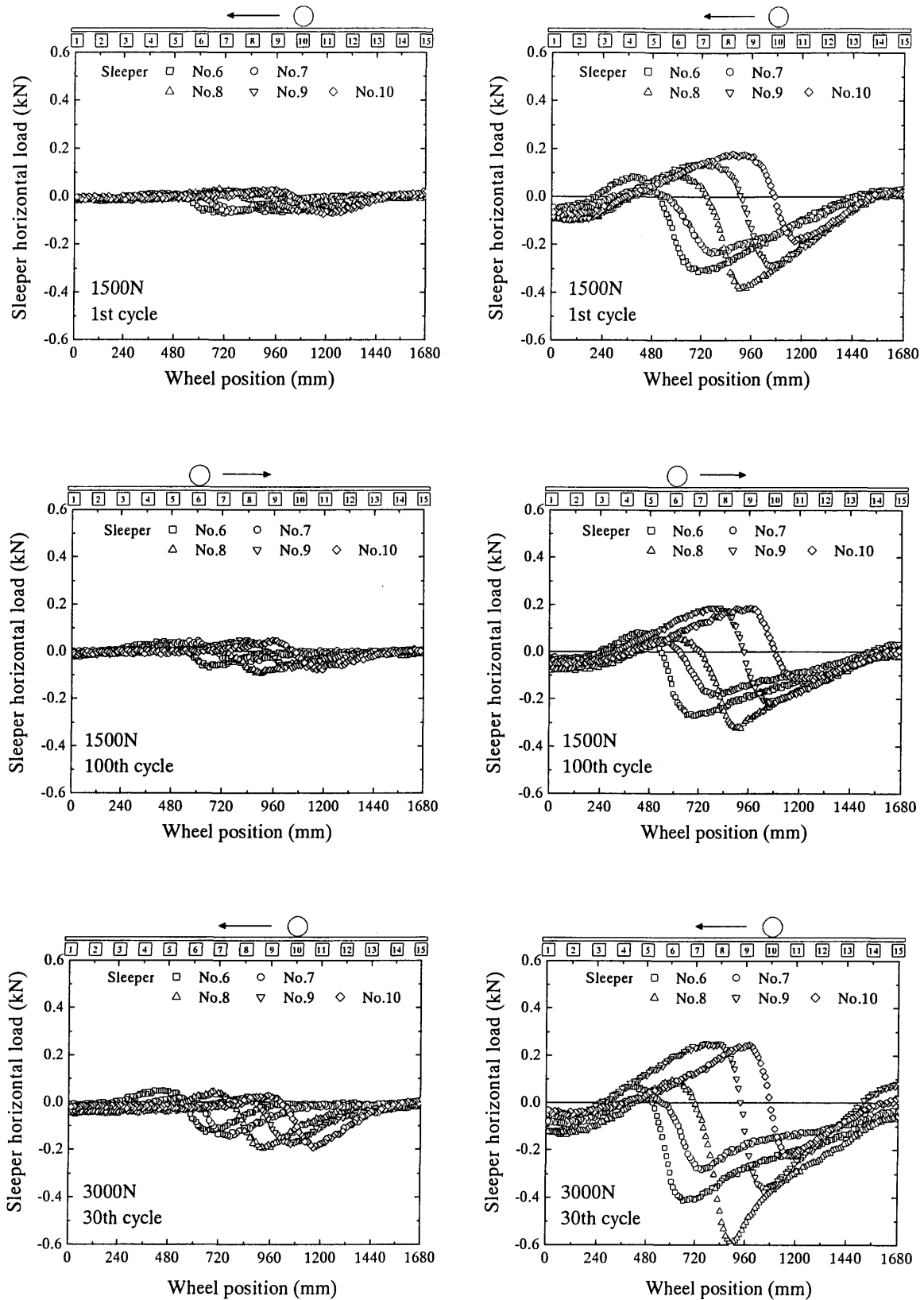
図 2.6.10 Series1 まくらぎ水平荷重波形



(a) Case4

(b) Case5

図 2.6.11 Series1 まくらぎ水平荷重波形



(a) Case6

(b) Case7

図 2.6.12 Series1 まくらぎ水平荷重波形

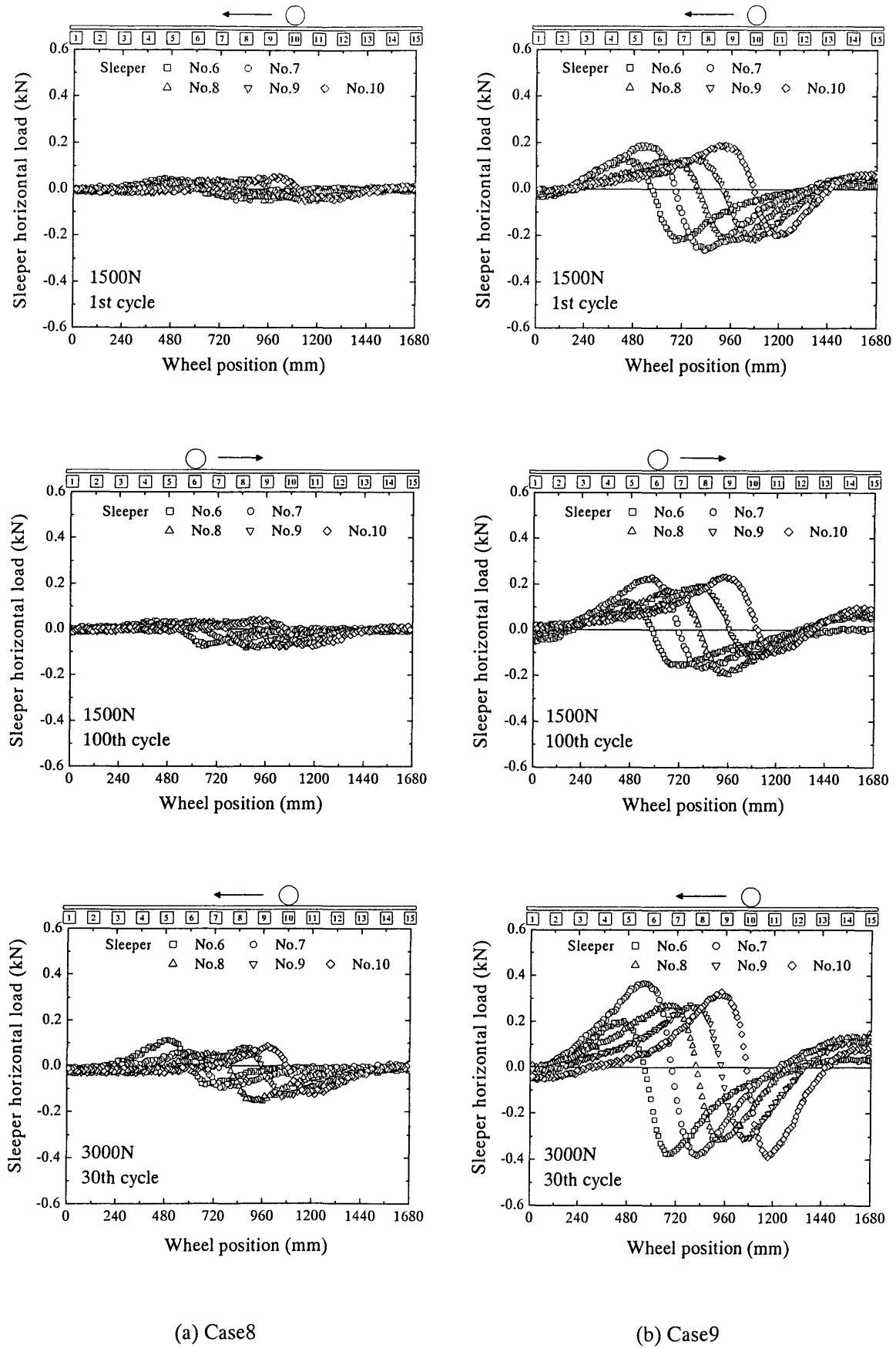


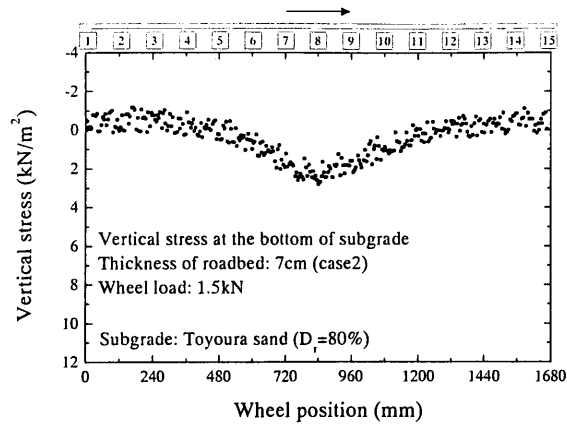
図 2.6.13 Series1 まくらぎ水平荷重波形

2.6.2 土槽底面の応力

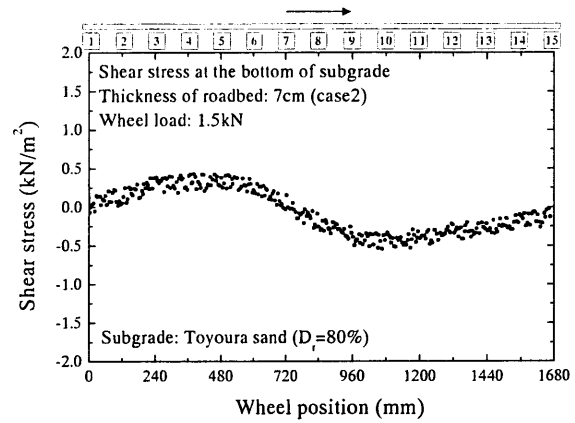
土槽底面の鉛直応力およびせん断応力の波形を図 2.6.14～図 2.6.16 に示す。横軸は載荷輪の位置，縦軸は土槽底面の応力を示している。土槽底面の応力はロードセル番号 S1 から S9 の平均値としている。本実験では模型土槽の幅が 200cm であり模型地盤の高さが 200mm～300mm，まくらぎの幅が 48mm であった。それに対してロードセル受圧板の幅は 24mm であり，応力の分布形状を評価するには受圧板が小さく，設置範囲も十分ではなかった。そのため，個々のロードセルの値には設置位置による明確な傾向が見られなかったことから，ここでは 9 個のロードセルの平均値を示している。一方，後述する Series2 の実験では各受圧板の幅を大きくすることによりロードセルの設置範囲を広げ，土槽底面における応力の分布傾向を評価した。

土槽底面の鉛直応力はケースごとにばらつきがあるが，概ね $4\text{kN/m}^2 \sim 10\text{kN/m}^2$ 程度の範囲であった。一方せん断応力は鉛直応力より小さく，概ね $0.5\text{kN/m}^2 \sim 1.5\text{kN/m}^2$ 程度の範囲であった。せん断応力は左から右（まくらぎ No.1 から No.15）の方向が正の方向となっている。ロードセルは模型中心のまくらぎ No.8 直下の付近に設置してあるが，載荷輪がロードセルより左にあるときは正（左から右），載荷輪がロードセルより右にあるときは負（右から左）の値が生じている。すなわち，載荷輪の位置から外側へ向かってせん断応力が生じている。載荷輪が模型中心のまくらぎ No.8 の直上にあるときはせん断応力がほぼゼロであった。

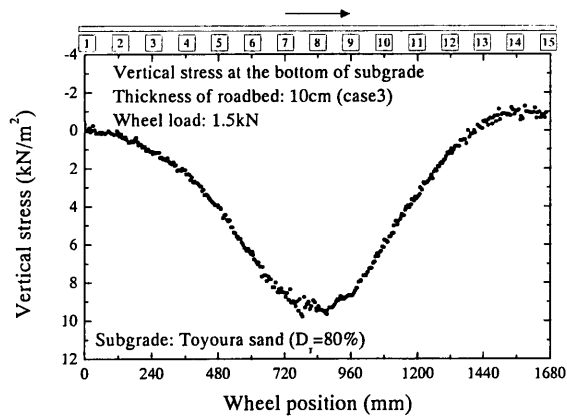
強化路盤を設置していないケース（Case4, Case6, Case8）では強化路盤を設置しているケースよりも土槽底面の鉛直応力が大きくなっている。強化路盤を設置しているケースでは路盤厚さが 10cm のケース（Case3）の鉛直応力が大きく，7cm のケース（Case2）の鉛直応力が小さい。土槽底面における応力については路盤がないときの方が，鉛直応力が大きくなる傾向が見られるものの，路盤厚さや路床の密度による影響はケースごとのばらつきの中に埋もれてしまうようであった。Series1 の模型では逆さ打ちで作成した路盤を反転させて豊浦砂の路床の上に設置するため，締固め時における路盤底面の仕上がり精度が実験結果に影響を与えている可能性が考えられる。本実験において特に仕上がり精度に問題があったのは，実験初期に行った Case2（路盤厚さ 7cm，路床 $D_r=80\%$ ），Case3（路盤厚さ 10cm，路床 $D_r=80\%$ ）であった。Case2 では模型中心部で路盤底面がやや凹んでおり，Case3 では模型中心部で路盤底面がやや膨らんでいた。その結果が測定結果にも表れており，Case2 では土槽底面の鉛直応力が小さくなり，Case3 では路盤が厚いにも関わらず土槽底面の鉛直応力は大きくなっている。他のケース（Case5, Case7, Case9）ではほぼ平坦に仕上がっていたため，土槽底面鉛直応力のばらつきは比較的小さい。本実験では，土槽底面の鉛直応力は路盤作成時の仕上がり精度の影響を大きく受けているため，路盤の厚さや路床の密度による土槽底面応力の違いを本実験の精度から定量的に評価することは難しい。しかしながら，路盤を設置している場合にはまくらぎの受ける荷重の最大値が大きくなるのに対して，土槽底面における応力は低減されるという路盤の有無の影響は明確に確認することができた。



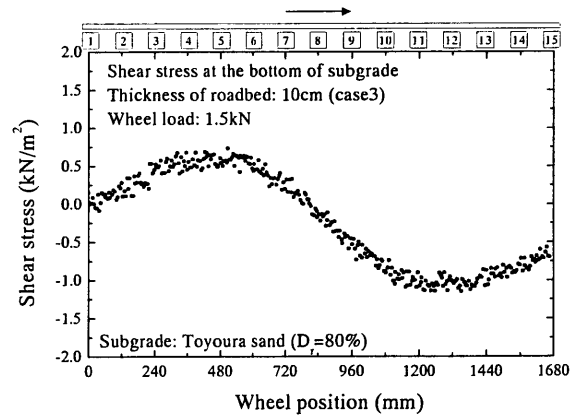
(a) Case2 vertical stress



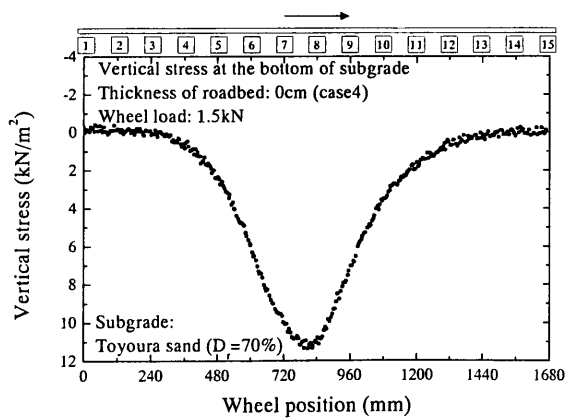
(b) Case2 shear stress



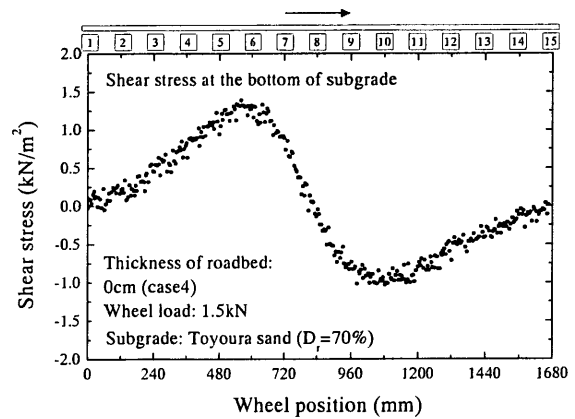
(c) Case3 vertical stress



(d) Case3 shear stress

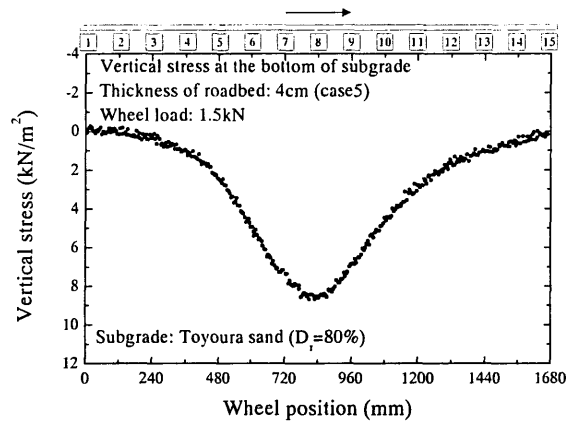


(e) Case4 vertical stress

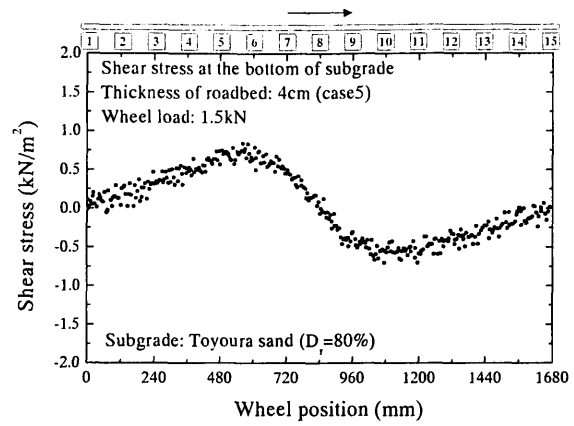


(e) Case4 shear stress

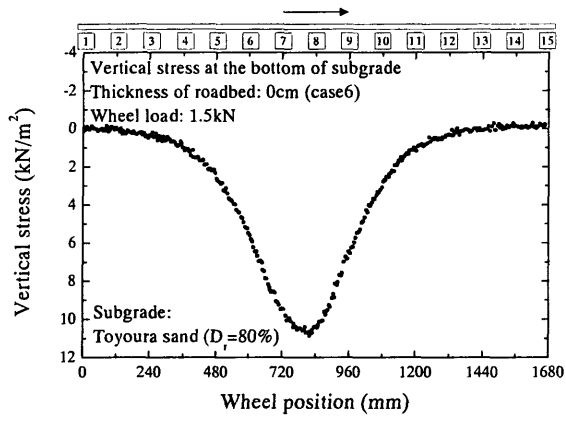
図 2.6.14 Series1 移動荷重載荷による土槽底面の応力波形（1500N100 回目の走行）



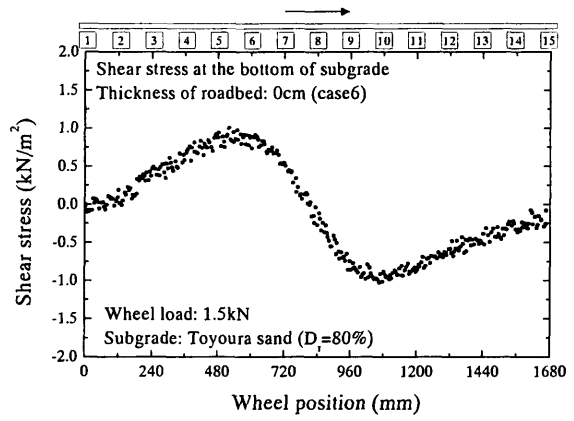
(a) Case5 vertical stress



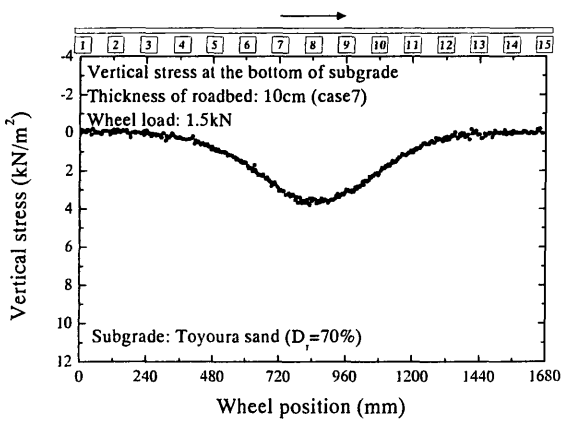
(a) Case5 shear stress



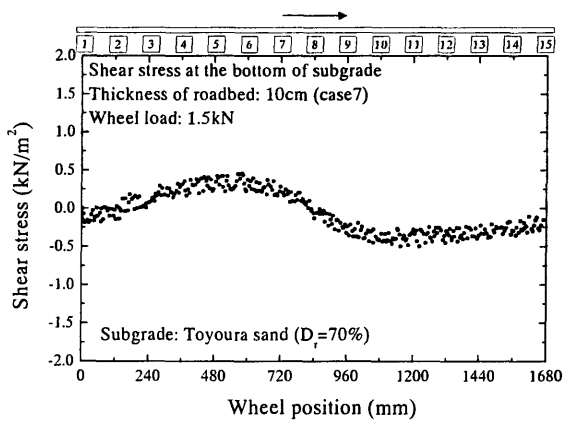
(c) Case6 vertical stress



(d) Case6 shear stress

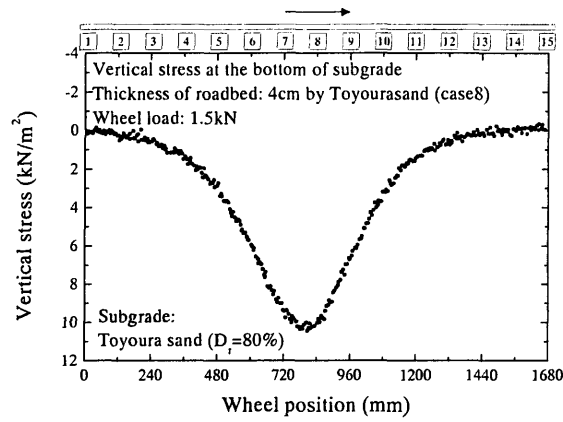


(e) Case7 vertical stress

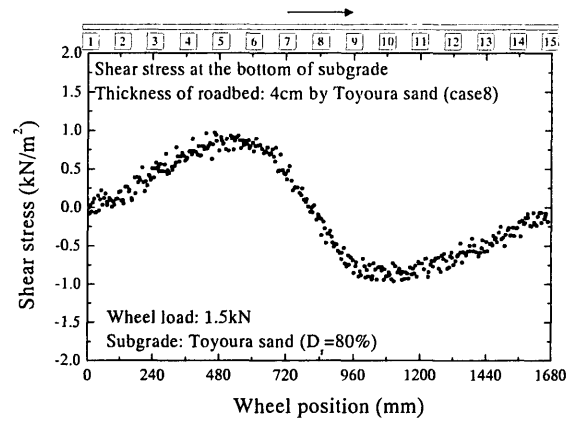


(e) Case7 shear stress

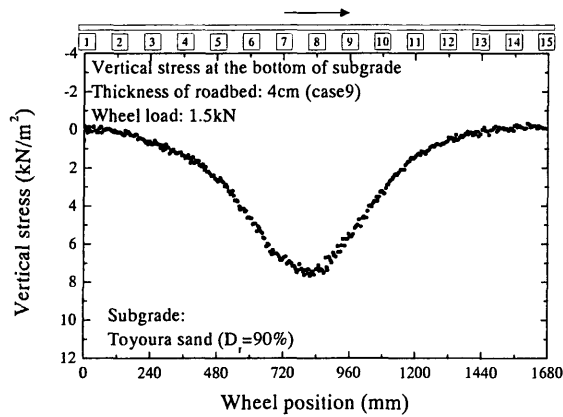
図 2.6.15 Series1 移動荷重載荷による土槽底面の応力波形（1500N100 回目の走行）



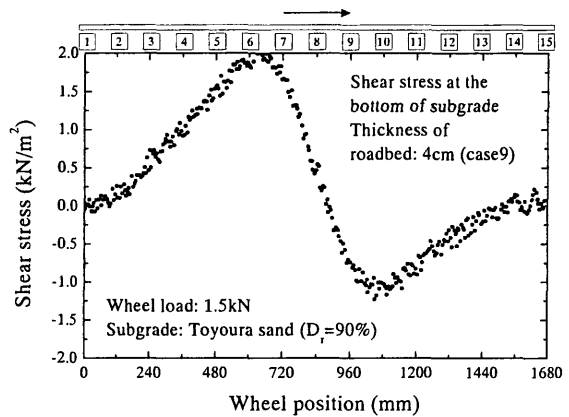
(a) Case8 vertical stress



(b) Case8 shear stress



(c) Case9 vertical stress



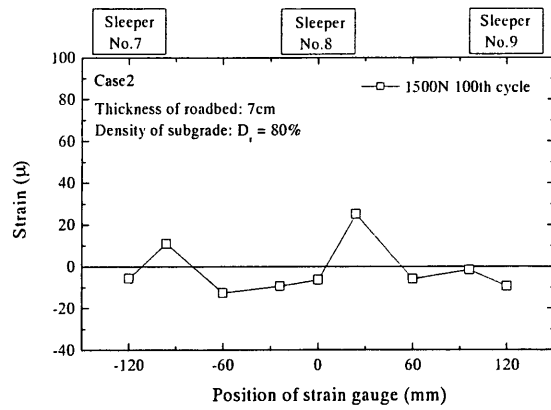
(d) Case9 shear stress

図 2.6.16 Series1 移動荷重載荷による土槽底面の応力波形 (1500N100 回目の走行)

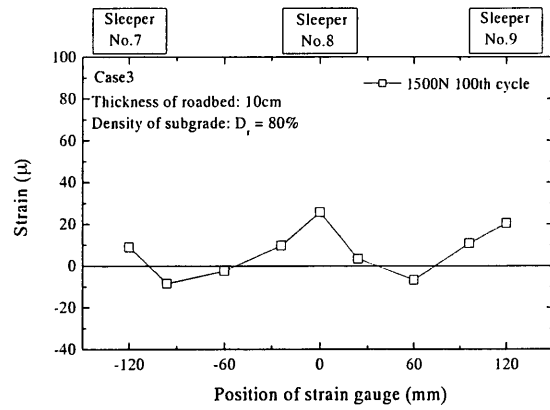
2.6.3 アスファルトコンクリートのひずみ

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を模擬している CA モルタルに発生するひずみを図 2.6.17 に示す。横軸にひずみゲージの位置、縦軸に CA モルタルのひずみをとっている。CA モルタルのひずみは、載荷輪がそれぞれのひずみゲージの直上にあるときの値である。ひずみの分布形状にはややばらつきの影響が見られるが、まくらぎ直下で引張りひずみが生じており、まくらぎ間ではほぼゼロ、もしくは圧縮のひずみが生じているという傾向は各ケースとも一致している。路盤が薄い 4cm (Case5, Case9) ではまくらぎ直下に大きなひずみが発生しているが、路盤が厚い 10cm (Case3, Case7) ではひずみが小さい。これより、路盤が厚い場合の方がアスファルトコンクリートのひずみは小さくなるという傾向が明確に現れていることが分かる。強化路盤ではアスファルトコンクリートの厚さは 5cm で一定であり、路盤下部の粒度調整碎石層の厚さで路盤の合計厚さが決まる。アスファルトコンクリート自体の厚さが変化しない場合でも、その下の粒度調整碎石層（本模型では瀝青安定処理した単粒度碎石）の厚さが変化することで、アスファルトコンクリートのひずみが変わることがこの実験結果から確認できる。

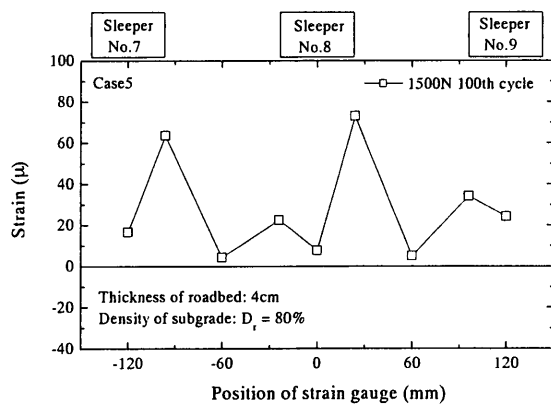
一般的にアスファルトコンクリートや CA モルタルのひずみの測定はばらつきが大きくなり、特にひずみレベルが大きく、温度が高い状態では測定が難しいとされている。また、ひずみゲージの接着は測定精度に大きな影響を与えるので、接着剤の選定などには十分注意を払う必要がある。本試験ではアスファルトコンクリートに対する接着剤として実績のある CN-E（東京測器研究所製）を用いてひずみゲージの接着を行った。本実験でも CA モルタルのひずみはばらつきが大きいと考えられるが、発生するひずみは 10^{-5} レベルで比較的微小であることや、測定時の室温を 20℃一定に保ったことにより、十分な測定精度が確保できていると考えられる。図 2.5.2 に示した一軸圧縮試験の結果におけるひずみゲージと LDT の値の比較からも、本実験におけるひずみゲージの接着方法を用いることで、CA モルタルひずみの測定精度自体には問題はないと判断できる。



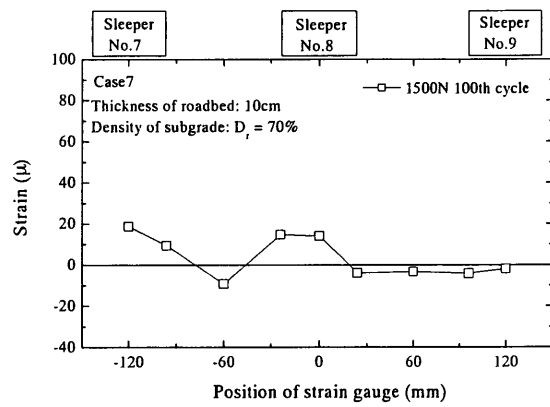
(a) Case2



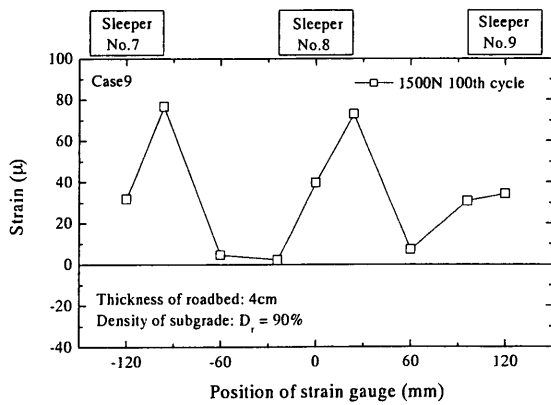
(b) Case3



(c) Case5



(d) Case7



(c) Case9

図 2.6.17 Series1 移動荷重載荷による CA モルタルの弾性ひずみの分布
(1500N100 回目の走行, 載荷輪がゲージ直上にあるときの値)

2.6.4 まくらぎの変位振幅

走行1回あたりの弾性的なまくらぎ変位の波形を図2.6.18～図2.6.20に示す。まくらぎ変位は模型中心のまくらぎ No.8 の値である。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 回目は右から左 (No.15 から No.1) へ走行であり、100 回目は左から右 (No.1 から No.15) へ走行である。変位は各走行回の走行開始時がゼロとなるように補正している。まくらぎ変位波形は走行方向によって左右対称の形状であり、載荷時と比較して除荷時の戻りが遅れる傾向となっている。除荷時に変位の戻りが遅れるのは応力制御による一般的な土質材料の繰返し載荷試験でも見られる傾向である。

強化路盤を設置していないケース (Case4, Case6, Case8) では強化路盤を設置しているケースよりも変位振幅が大きく、0.1mm 程度の変位が生じている。強化路盤を設置しているケースでは路盤厚さが 10cm のケース (Case3) で最も変位振幅が小さくなっている。路盤厚さ 10cm の場合でも路床の相対密度が 70% と小さい場合 (Case7) は路床の相対密度 80% の Case3 よりも変位振幅が大きい。しかし、路盤厚さ 4cm の場合について路床の相対密度 80% (Case5) と相対密度 90% (Case9) の場合を比較すると、相対密度 90% の Case9 の方が、変位振幅が大きくなっている。また、路床の相対密度 80% の場合について、路盤厚さ 4cm (Case5) と路盤厚さ 7cm (Case2) を比較すると路盤厚さ 7cm の Case2 の方が、変位振幅が大きくなっている。以上の結果から考察すると、路盤の有無では変位振幅に明確な差が生じているものの、路盤厚さや路床の密度による影響はばらつきの中に埋もれていると考えられる。これには土槽底面の応力の場合と同様に、路盤底面の仕上がり精度が実験結果に影響を与えていると考えられる。変位振幅量は 0.1mm 程度であるが、路盤底面の仕上がり精度を 0.1mm 以下とするのは困難であり、本実験結果をもとに路盤厚さや路床密度の違いによるまくらぎの弾性振幅量を定量的に評価するには難しいと考えられる。本実験において、特に仕上がり精度が悪かったのは実験初期に行った Case2 (路盤厚さ 7cm, 路床 $D_r=80\%$)、Case3 (路盤厚さ 10cm, 路床 $D_r=80\%$) であり、Case2 では模型中心部で路盤底面がやや凹んでおり、Case3 では模型中心部でやや膨らんでいた。Case2 ではまくらぎの変位振幅が大きく、土槽底面の応力が小さかった。Case3 ではまくらぎの変位振幅が小さく、土槽底面の応力が大きかった。このような模型作成時の仕上がりが測定結果にも表れている。他のケース (Case5, Case7, Case9) ではほぼ平坦に仕上がっていたので、仕上がり精度による影響は比較的小さいと考えられる。

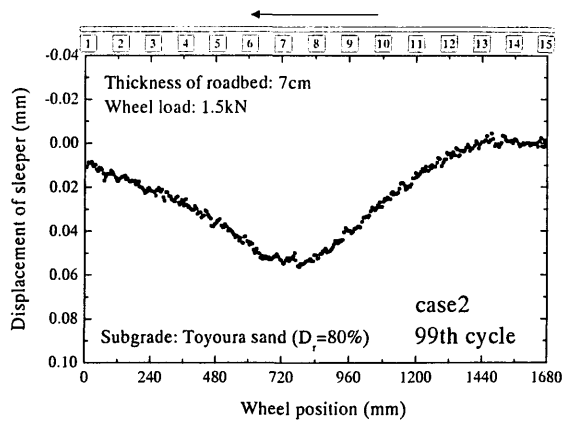
以上より、ケースによるばらつきがあるものの、強化路盤を設置したケースで 0.04～0.07mm 程度、豊浦砂の上に直接まくらぎを設置しているケースで 0.08～0.12mm 程度の変位振幅であり、路盤を設置している場合に変位振幅が小さくなっていることが確認できる。

模型中心のまくらぎ No.8 の荷重－変位曲線を図2.6.21～図2.6.22に示す。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。まくらぎの変位には戻りの遅れが生じるのに対して、まくらぎの受ける荷重の波形は載荷時と除荷時でほぼ対称の形状となるため、荷重－変位曲線はヒステリシスループを描く形状となる。強化路盤を設置したケースでは荷重のピーク時と変位のピーク時はほぼ一致しており、粘性的な時間的遅れの挙動は見られない。それに対して、強化路盤を設置せず、豊浦砂の上に直接まくらぎを設置している Case4, Case6, Case8 では

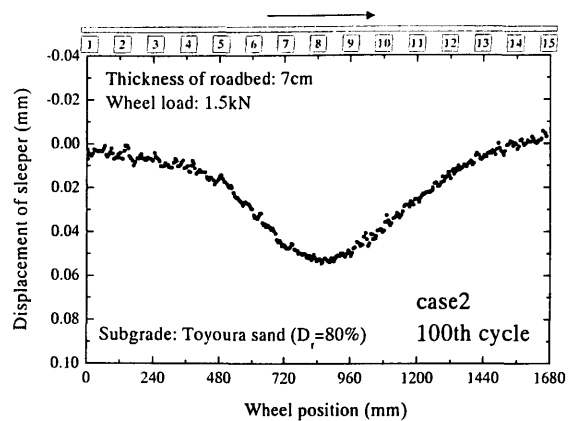
変位のピークが荷重のピークにわずかに遅れる粘性的な傾向が見られる。また、強化路盤を設置しているケースと強化路盤を設置していないケースでは荷重－変位曲線のループの形状も異なり、強化路盤を設置しているケースではやや逆反り型となるのに対して、強化路盤を設置していないケースでは一般的な粘弾性材料が示すような楕円形に近い形状となっている。一般的に礫系の材料では逆反り型の応力－ひずみ曲線を示すことが多い。本実験では路盤の材料に単粒度碎石を用いているため、単粒度碎石の材料特性が強化路盤を設置したケースにおける逆反り型の荷重－変位曲線の形状に影響を与えていると考えられる。実際の路盤でも粒度調整碎石が材料として用いられるため、基本的には逆反り型の荷重－変位曲線になると考えられる。

このように、強化路盤を設置しているケースでは逆反り型の荷重－変位曲線となり、まくらぎ鉛直荷重が小さいときの接線ばね係数が小さくなる傾向がみられる。つまり、強化路盤を設置している場合は鉛直荷重が十分に作用していないときにも変位が生じやすくなっている。これは路盤材料の材料特性による影響だけではなく、強化路盤の構造としての路盤剛性も影響していると考えられる。すなわち、路盤の剛性により路盤変位が広い範囲に分散されるため、載荷輪から離れたまくらぎにおいても、路盤に引きずられる形で変位が生じる。そのため、移動荷重載荷を行うと、荷重が十分に作用していない時でもまくらぎに変位が生じ、逆反り型の非線形性がより強く現れると考えられる。

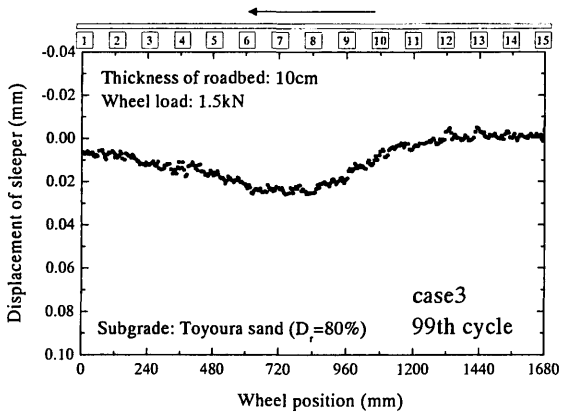
なお、Case2 や Case7 ではまくらぎ鉛直荷重がほぼゼロでも変位が生じていることが分かる。これは、模型作成時の路盤底面の仕上がり精度に起因するまくらぎ No.8 の直下の路盤と路床の間のわずかな隙間によるものと考えられる。路盤と路床の間に隙間がある場合、載荷輪が離れた位置にあっても路盤剛性によって変位が広い範囲に渡って生じ、特に隙間のある箇所では路盤とまくらぎに変位が生じやすくなる。そのため、模型中心のまくらぎ No.8 には鉛直荷重が作用していないにも関わらず、まくらぎ No.8 に変位が生じていると考えられる。



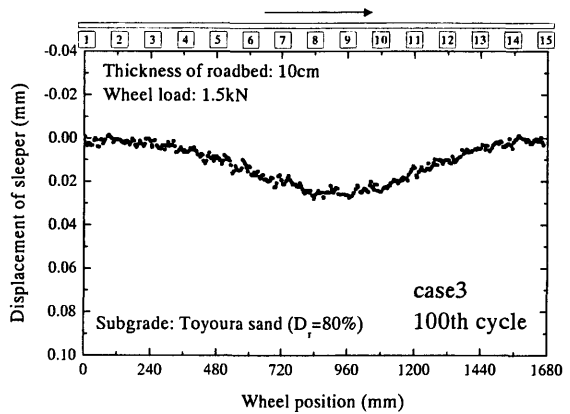
(a) Case2 99th cycle



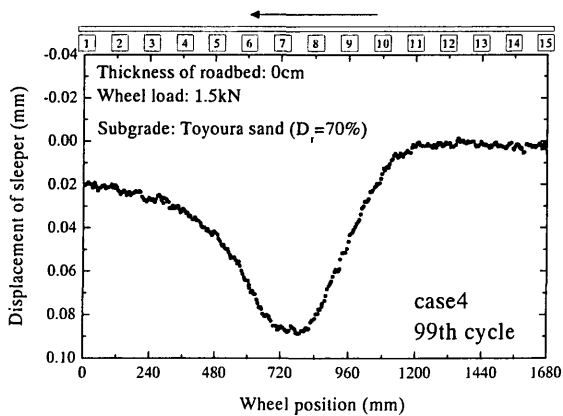
(b) Case2 100th cycle



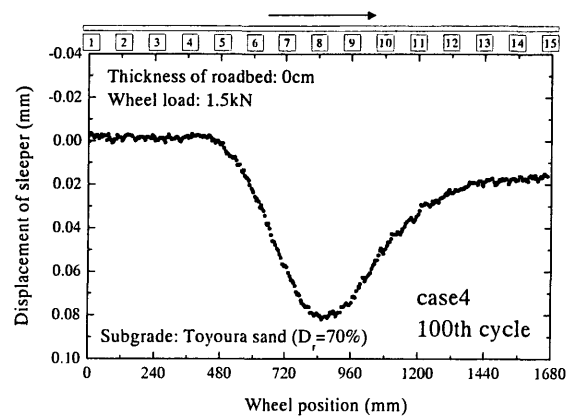
(c) Case3 99th cycle



(d) Case3 100th cycle

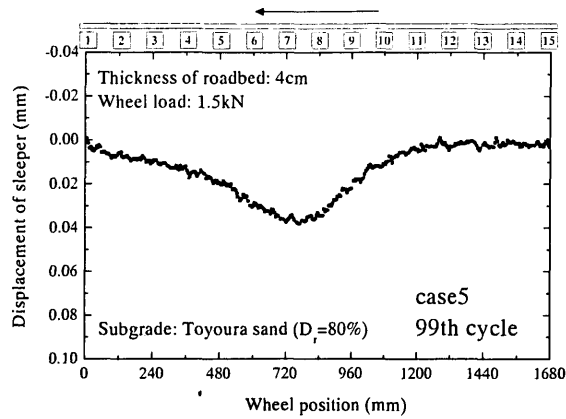


(e) Case4 99th cycle

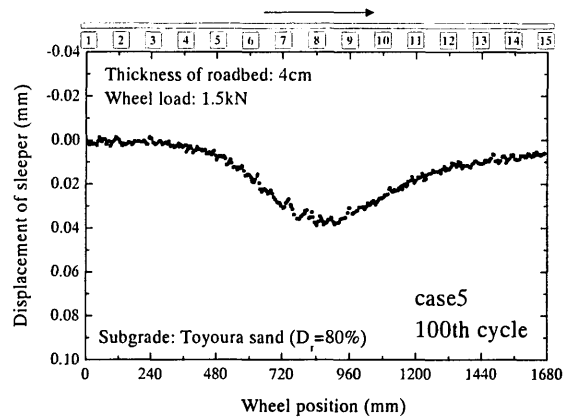


(f) Case4 100th cycle

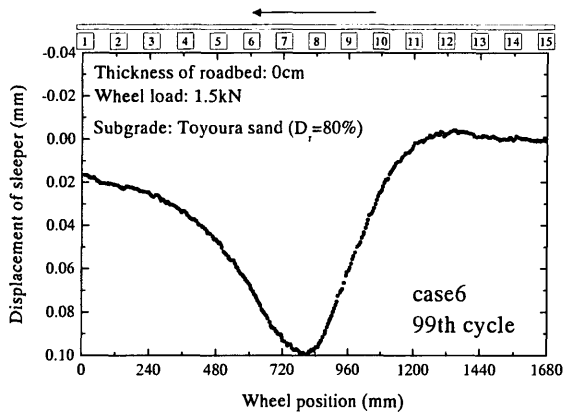
図 2.6.18 Series1 まくらぎ鉛直変位の波形



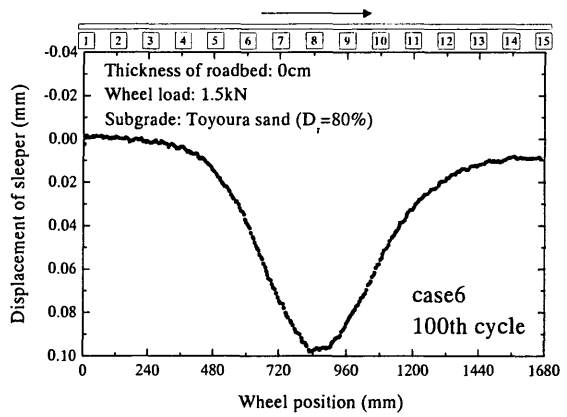
(a) Case5 99th cycle



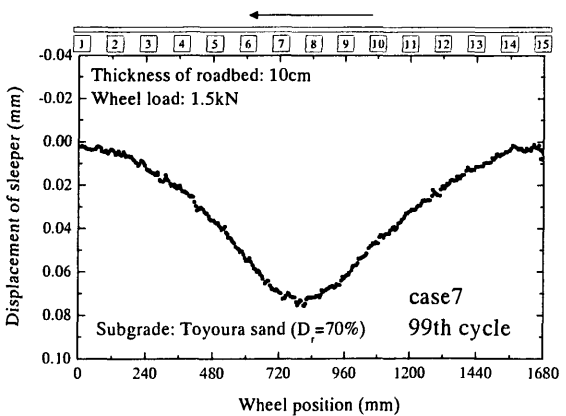
(b) Case5 100th cycle



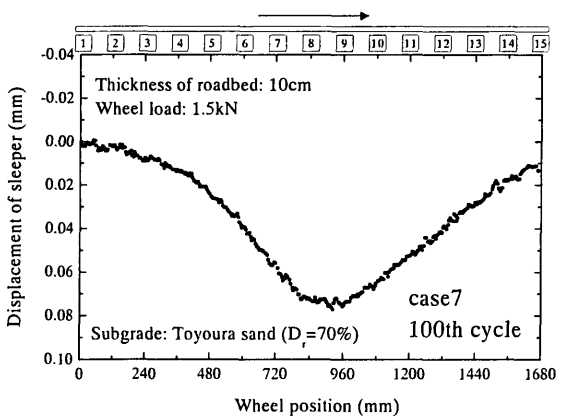
(c) Case6 99th cycle



(d) Case6 100th cycle



(e) Case7 99th cycle



(f) Case7 100th cycle

図 2.6.19 Series1 まくらぎ鉛直変位の波形

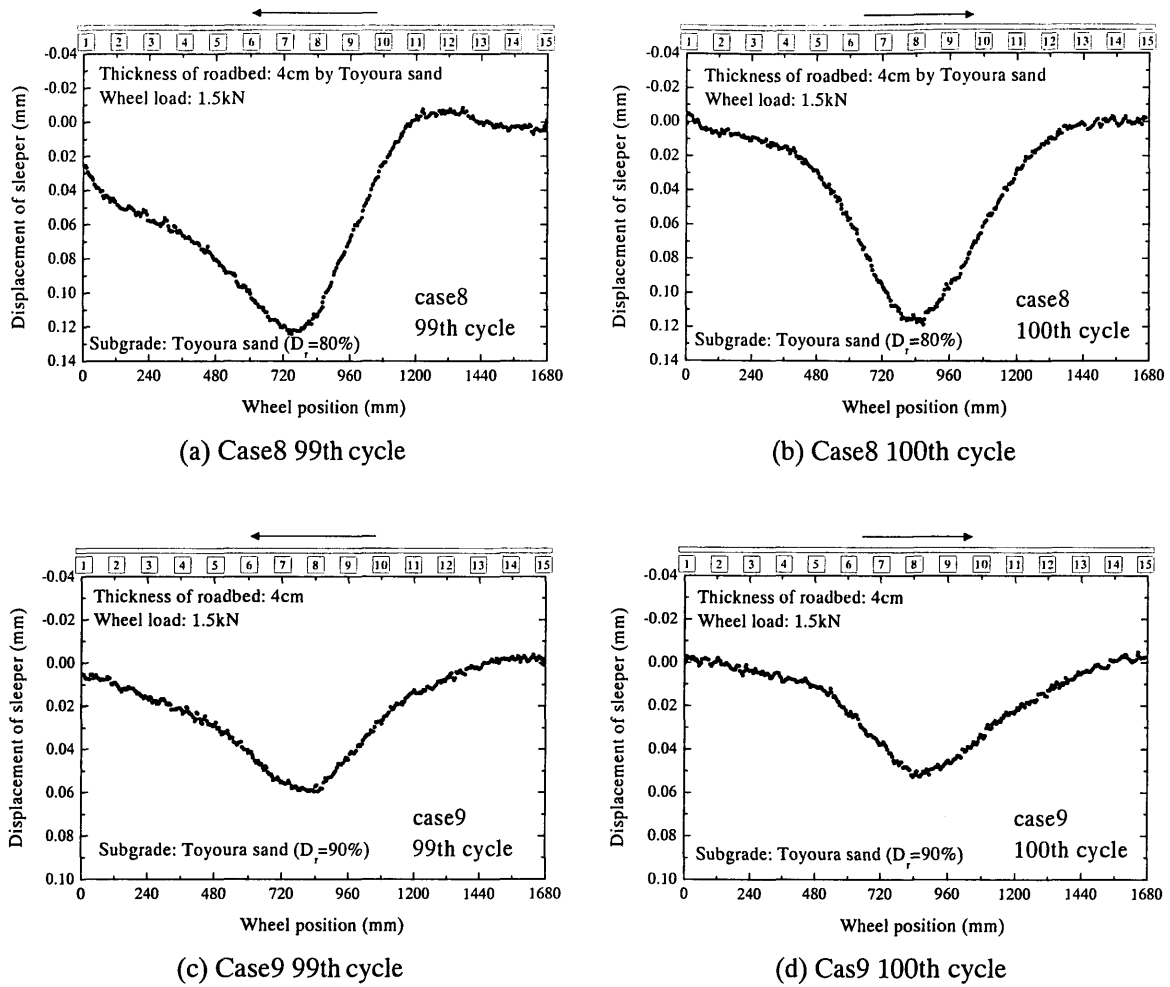


図 2.6.20 Series1 まくらぎ鉛直変位の波形

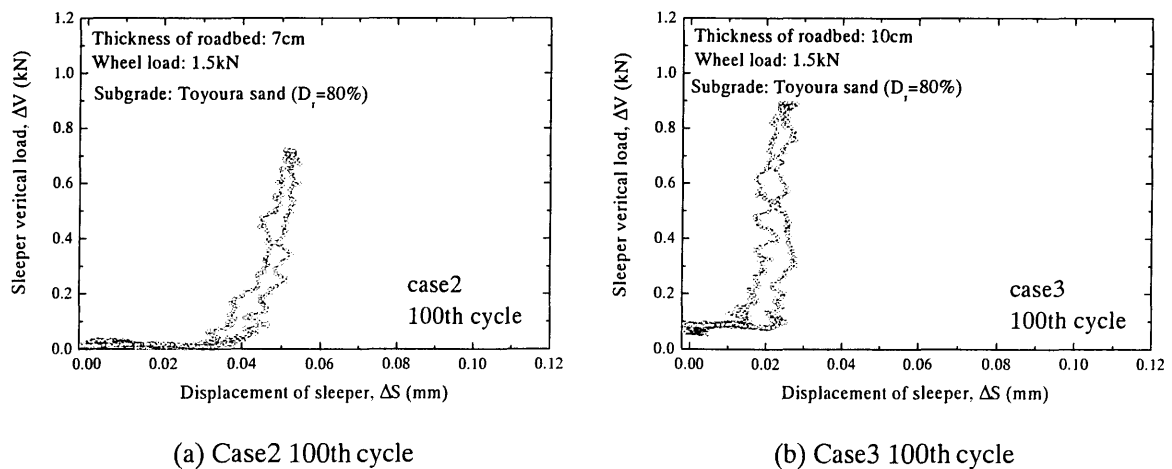
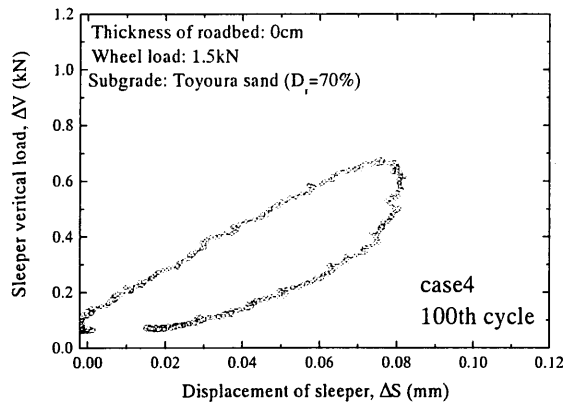
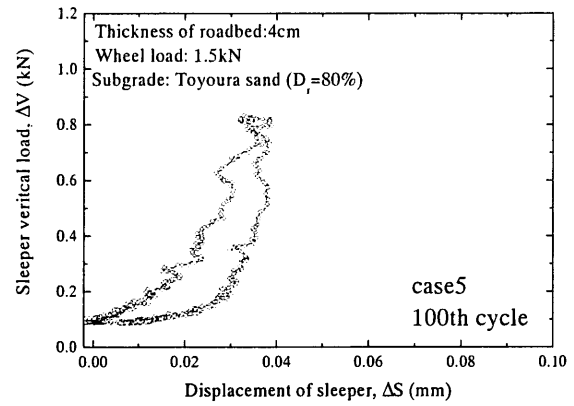


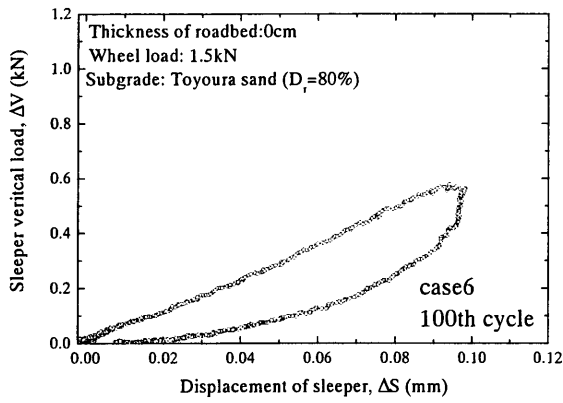
図 2.6.21 Series1 模型中心まくらぎ (No.8) の荷重－変位曲線



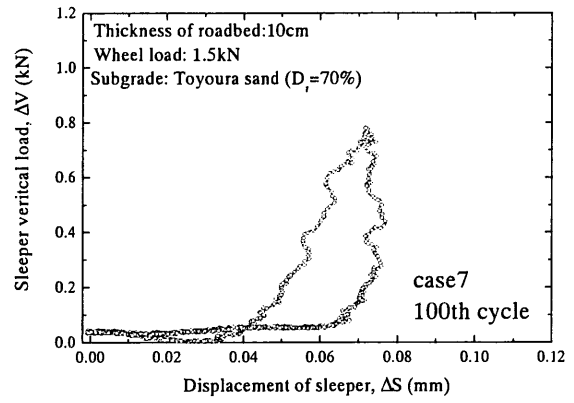
(a) Case4 100th cycle



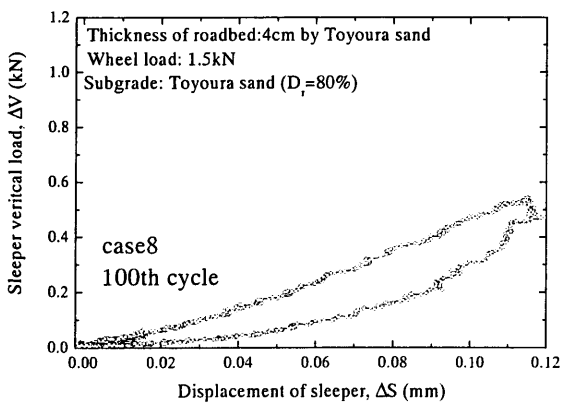
(b) Case5 100th cycle



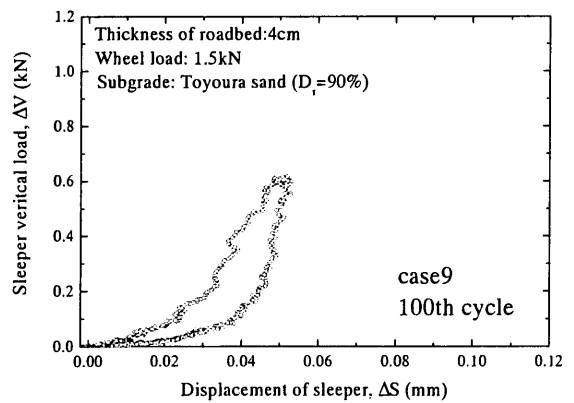
(c) Case6 100th cycle



(d) Case7 100th cycle



(e) Case8 100th cycle



(f) Case9 100th cycle

図 2.6.22 Series1 模型中心まくらぎ (No.8) の荷重－変位曲線

2.6.5 まくらぎの累積変位

図 2.6.23～図 2.6.24 にまくらぎ変位の分布形状を示す。横軸がまくらぎの位置、縦軸がまくらぎ変位である。まくらぎ変位の分布は載荷荷重 1500N の 100 回目と 3000N の 30 回目について示している。すべてのまくらぎが移動荷重載荷の効果により、完全ではないものの、全体としてほぼ均等に沈下していることが分かる。本実験では模型端部のまくらぎを模型中央部と同様に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低下させて載荷輪を端部まで移動させている。これは模型の端部まで同じ荷重で載荷すると、模型端部のまくらぎの沈下量が模型中央部よりも大きくなってしまうためである。端部における載荷荷重を 1/2 程度まで低減させると端部のまくらぎに作用する鉛直応力は模型中央部のまくらぎと同程度になるが、それでも模型端部では隣接するまくらぎによる押さえ荷重がないために沈下量が大きくなる。本実験では予備試験の結果をもとに、載荷荷重を 1/4 程度まで低減させることとした。この方法でまくらぎは端部でもほぼ中心部と同程度の沈下量となっているが、特に路盤のないケース (Case6, Case8) では端部の沈下量が中心部よりもやや小さくなっている。

まくらぎ累積変位の分布形状には土槽底面の応力波形やまくらぎ変位波形で見られたような路盤の仕上がり精度による明確な影響は見られなかった。これより、路盤の累積沈下についてはケース相互の比較を行っても問題はないと考えられる。

繰返し載荷回数とまくらぎ沈下量の関係を図 2.6.25～図 2.6.28 に示す。図 2.6.25 には路床の相対密度 80% の場合について、路盤厚さ 4cm (Case5) , 7cm (Case2) , 10cm (Case3) の比較を示す。図 2.6.25(a) は試験開始時の予備載荷前を変位のゼロ点としており、図 2.6.25(b) は予備載荷終了時を変位のゼロ点としている。予備載荷では 1 走行につき 100N ずつ荷重を増加させ、1500N まで 15 回の載荷を行っている。予備載荷前を変位のゼロ点とした場合は路盤厚さ 4cm の場合の沈下量が最も大きく、路盤厚さ 7cm と 10cm では沈下量がほぼ等しくなっている。一方、予備載荷後を変位のゼロ点とした場合で比較すると、路盤厚さによる違いは明確ではなくなっている。これより Series1 の実験では路盤が薄い場合に沈下量がやや大きくなるものの、路盤の厚さの影響は小さいという結果になっていると言える。Series1 の実験では瀝青安定処理した単粒度碎石の強度が豊浦砂の路床に対して大きいため、まくらぎの累積沈下は主に路床の変形に起因する。この結果を見ると、路盤厚さの違いによる路床への応力レベルの違いが路盤の累積沈下量与える影響は小さいと考えられる。路盤がある場合とない場合の比較では、路盤がない場合の方が路床下部の土槽底面に作用する応力が明確に小さくなっていた。それに対して、路盤厚さの違いが土槽底面の応力に与える影響の差は明確ではなかった。その一因として、図 2.6.9 に示したように路盤が厚い場合の方が載荷輪直下におけるまくらぎの荷重分担率がやや大きくなる傾向になっていることが考えられる。すなわち、路盤が厚い場合には軌道の変形が小さくなり反力が大きくなるため、荷重が分散されにくくなる。そのため、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。それにより、路盤の剛性の増加が結果として路床の受ける応力が増加する方向に作用し、路盤が厚いことによる荷重の分散効果を相殺してしまっていると考えられる。この点については第 3 章において FEM で検討した結果とあわせて改めて考察を行う。

図 2.6.26 に路盤のない場合について、豊浦砂の相対密度が 80% (Case6) の場合と 70% (Case4) の場合の比較を示す。図 2.6.26(a)は試験開始時の予備載荷前を変位のゼロ点としており、図 2.6.26(b)は予備載荷終了時を変位のゼロ点としている。豊浦砂の相対密度が沈下量に与える影響は明瞭であり、密度が小さいときの方が沈下量の方が大きくなっている。予備載荷終了後を変位のゼロ点とした場合について、載荷荷重 3000N の 30 回目における沈下量で比較を行うと、豊浦砂の相対密度が 70% の場合の方が、相対密度 80% の場合よりも 1.8 倍程度沈下量が大きくなっている。相対密度 80% のケース (Case6) については載荷荷重 3000N の移動荷重載荷の途中で定点載荷を行っている。定点載荷時は移動荷重載荷時よりも沈下量が 1/4.8 程度に小さくなっている。また、Case4, Case6 とともに繰返し載荷回数 130 回目の終了時に載荷荷重 3000N で一定とするクリープ試験を行っている。クリープ試験は約 12 時間程度行ったが、クリープ中の沈下量は非常に小さかった。クリープ試験に続いて定点載荷を行った Case6 の結果から、クリープ試験で沈下が進まない場合でも定点載荷による繰返し載荷を行うことで、沈下が進むことが分かった。

図 2.6.27 に路盤厚さ 10cm の場合について、路床の豊浦砂の相対密度が 80% (Case3) と 70% (Case7) の場合の比較を示す。図 2.6.27(a)は試験開始時の予備載荷前を変位のゼロ点としており、図 2.6.27(b)は予備載荷終了時を変位のゼロ点としている。路盤厚さ 10cm の場合についても、路床の密度の影響が明確となっており、密度の小さい場合の方が沈下量は大きくなっている。予備載荷終了後を変位のゼロ点とした場合について、載荷荷重 3000N の 30 回目における沈下量で比較を行うと、路床の相対密度が 70% の場合の方が、相対密度 80% の場合よりも 1.5 倍程度沈下量が大きくなっている。路盤厚さ 10cm についても路床の相対密度 70% のケース (Case7) の載荷荷重 3000N の移動荷重載荷の途中で定点載荷を行っている。路盤がある場合についても、定点載荷時は移動荷重載荷時と比較して沈下量が 1/4.9 程度に小さくなっている。Case3, Case7 についても載荷回数 130 回目の終了時に載荷荷重 3000N で一定とするクリープ試験を行っている。こちらもクリープ中の沈下量は非常に小さかった。路盤がない場合の試験結果と同様に、定点載荷を行った Case7 では、クリープ試験で沈下がほとんど進まない場合でも定点載荷による繰返し載荷を行うことで、沈下が進行した。

図 2.6.28 に路盤厚さ 4cm の場合について、路床の豊浦砂の相対密度が 90% (Case9) と 80% (Case5) の場合の比較を示す。図 2.6.28(a)は試験開始時の予備載荷前を変位のゼロ点としており、図 2.6.28(b)は予備載荷終了時を変位のゼロ点としている。路盤厚さ 4cm の場合については路床の豊浦砂の密度が大きい場合の比較となっているが、路床の密度の違いによる沈下量の差は明確ではない。特に載荷荷重 1500N のときはほとんど沈下量に差が見られない。しかしながら、載荷荷重を 3000N に増加させると沈下量にやや差が見られるようになっている。その差は小さく、載荷荷重 3000N の 30 回目における沈下量で比較を行うと、路床の相対密度が 80% の場合の方が、相対密度 90% の場合よりも 1.1 倍程度沈下量が大きくなっている。路盤厚さ 4cm についても路床の相対密度 90% のケース (Case9) の載荷荷重 3000N の移動荷重載荷の途中で定点載荷を行っている。定点載荷時は他のケースと同様、移動荷重載荷時と比較して沈下量が 1/6.4 程度に小さくなっていることが分かる。

以上をまとめると, Series1 の実験では沈下量に対する路盤厚さの影響は小さかったが, 路床の密度は大きな影響を与えることが分かった。ただし, 路床の密度が大きい場合は沈下量の差が小さくなることが分かった。一方, 定点載荷を行うと, 移動載荷よりも $1/4 \sim 1/6$ 程度沈下量が小さくなることが分かった。また, 一定荷重を載荷するクリープ試験で沈下が進まない場合でも, 繰返し載荷を行うことにより沈下が進行することが分かった。移動荷重載荷, 定点載荷, クリープによる沈下のメカニズムの違いについては, 「2.8 移動荷重載荷と定点載荷の比較」において詳細な検討を行うこととする。

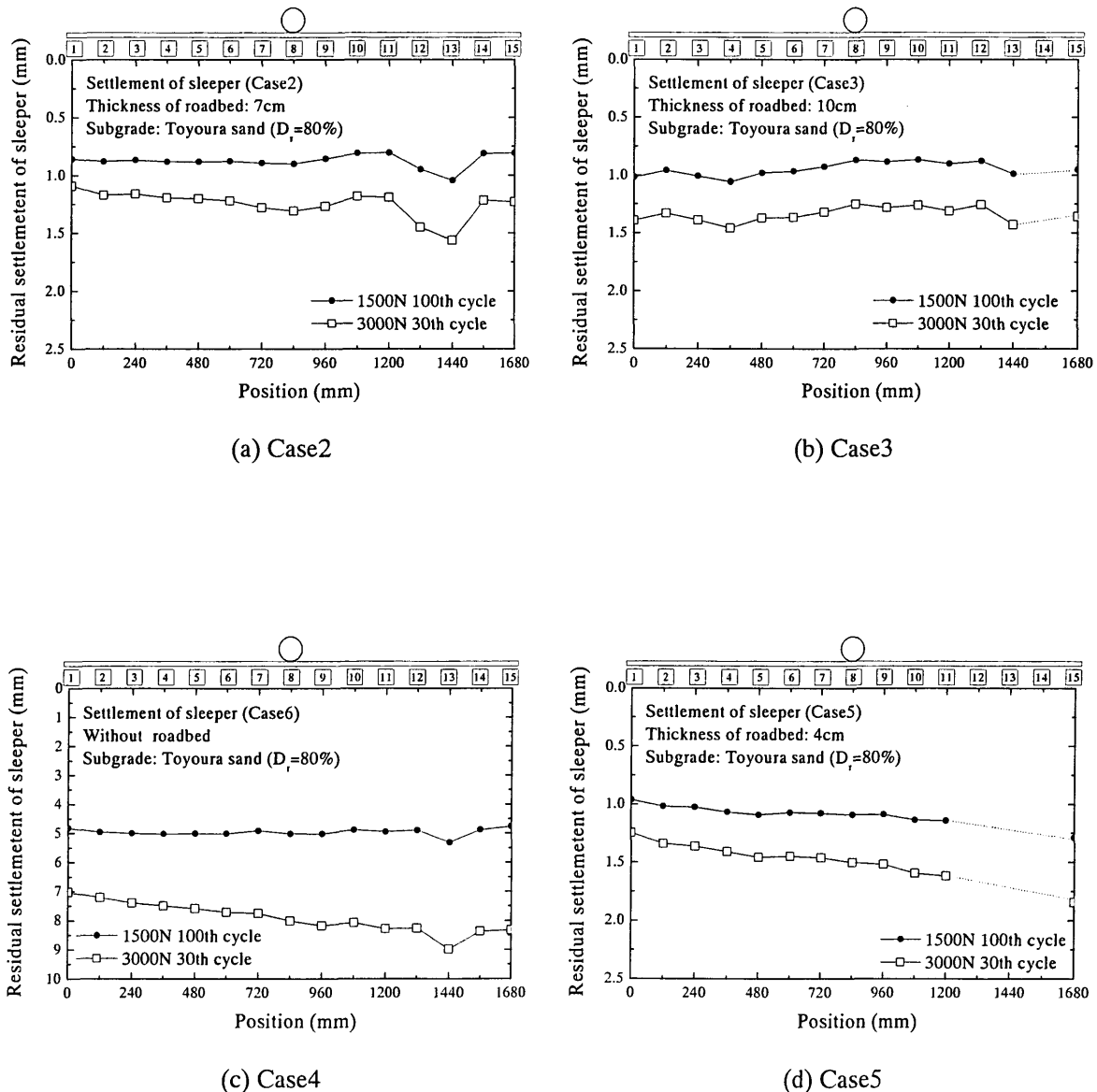
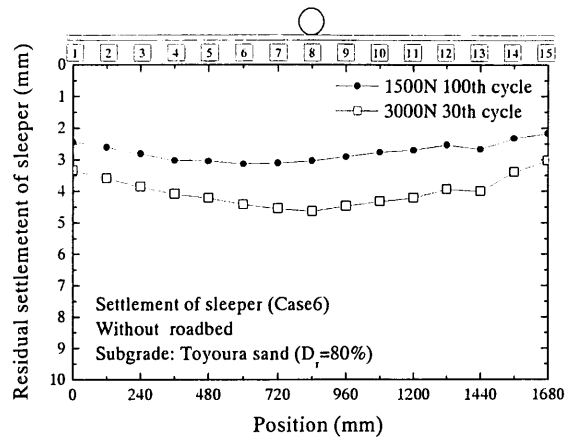
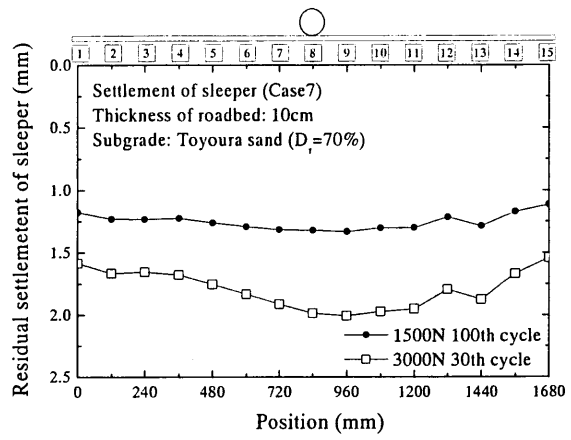


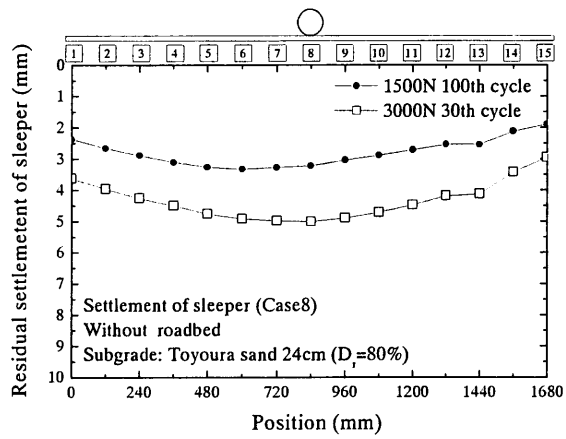
図 2.6.23 Series1 移動荷重載荷によるまくらぎ変位の分布形状



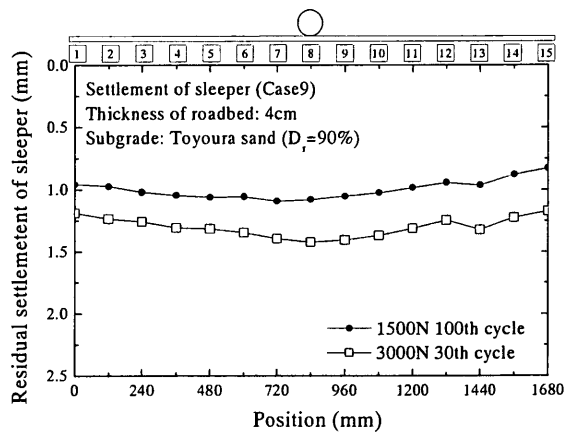
(a) Case6



(a) Case7

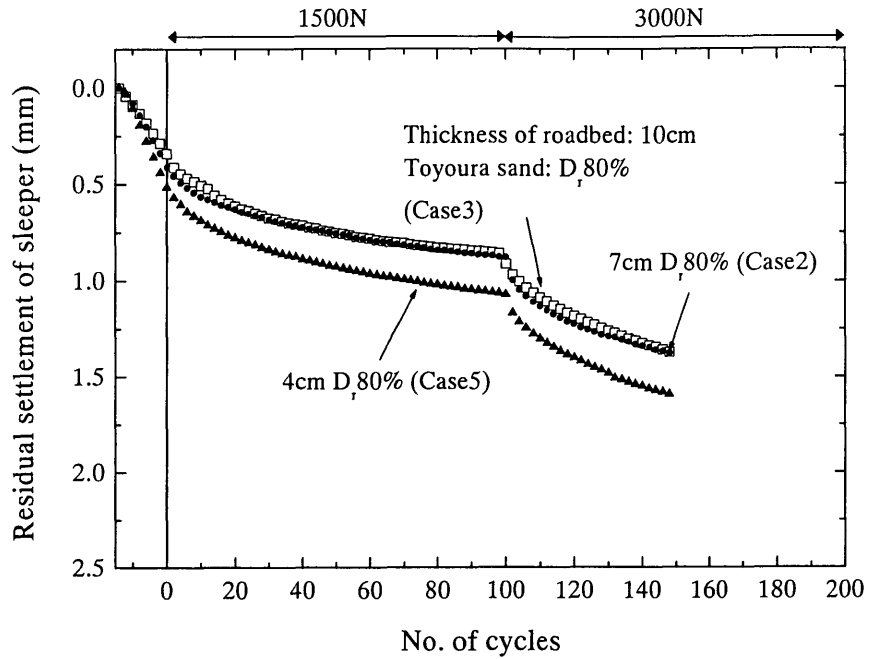


(c) Case8

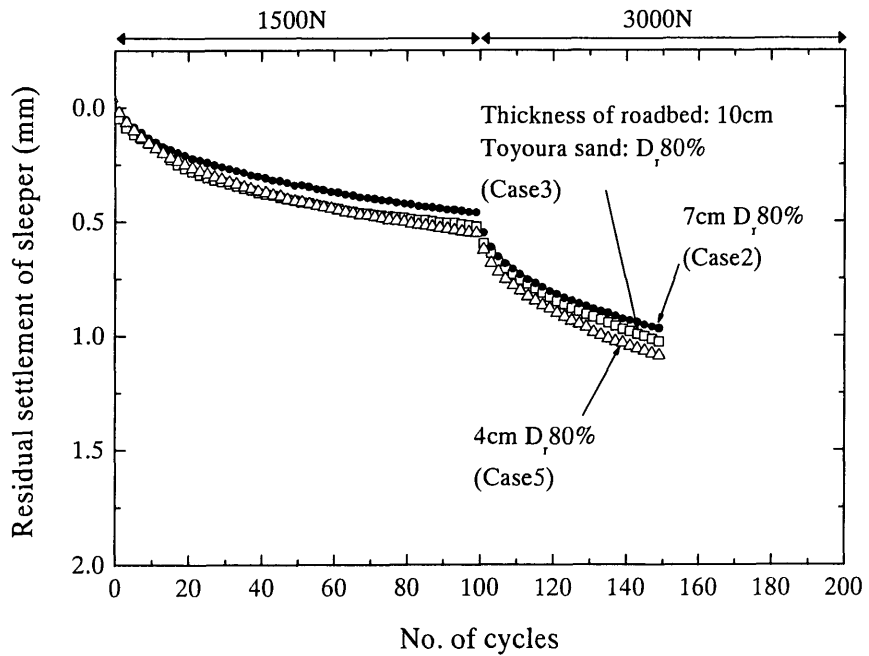


(d) Case9

図 2.6.24 Series1 移動荷重載荷によるまくらぎ変位の分布形状

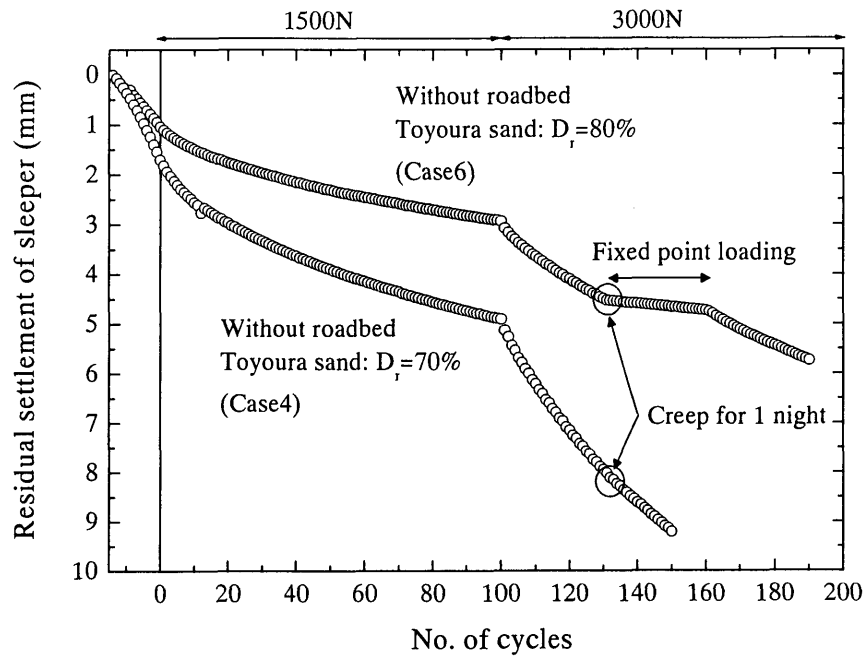


(a) Effect of thickness of roadbed (Initialize settlement before pre-loading)

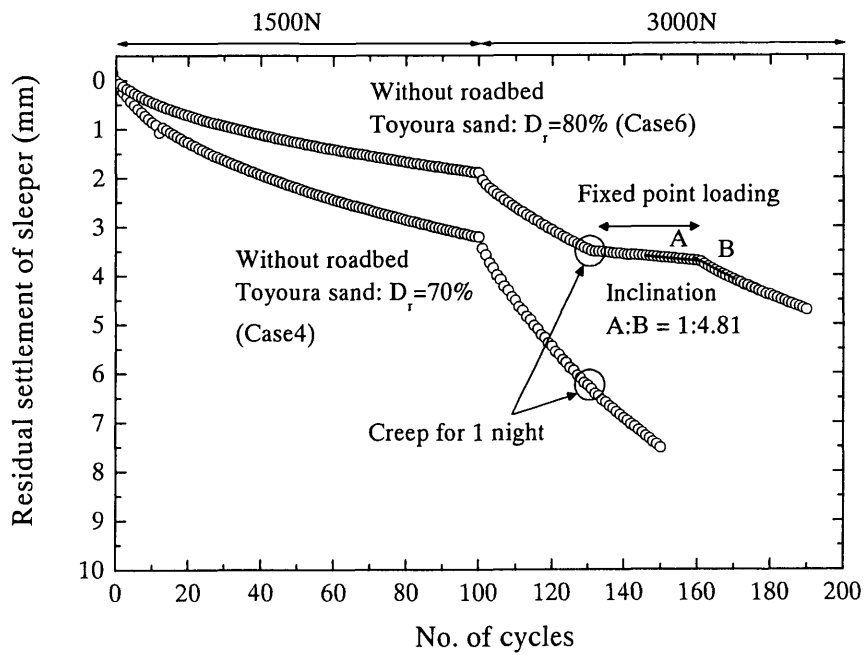


(b) Effect of thickness of roadbed (Initialize settlement after pre-loading)

図 2.6.25 Series1 繰返し載荷回数と沈下量（路床相対密度 80%，路盤厚さの影響）

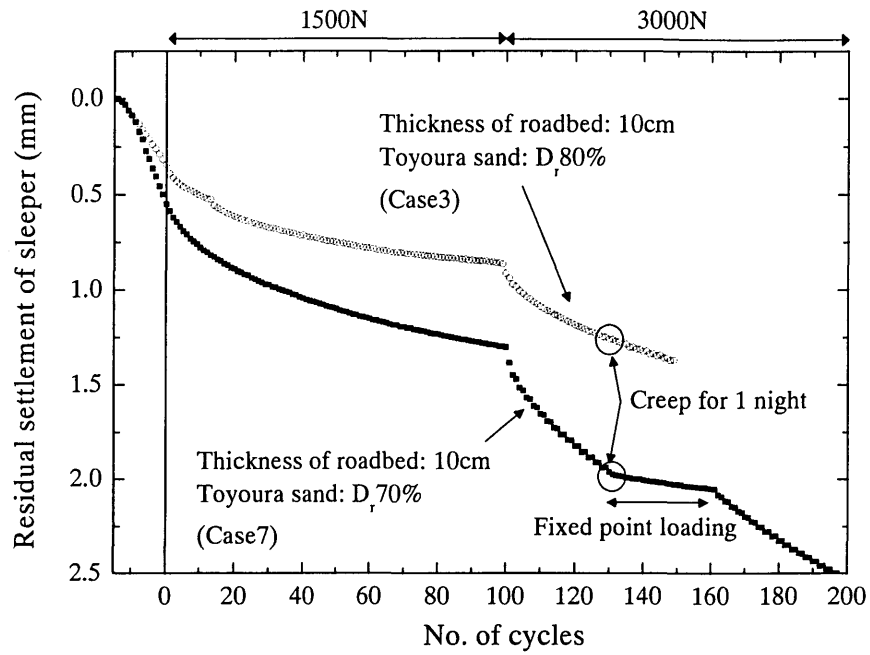


(a) Without roadbed (Initialize settlement before pre-loading)



(b) Without roadbed (Initialize settlement after pre-loading)

図 2.6.26 Series1 繰返し載荷回数と沈下量（路盤なしの場合，路床密度の影響）



(a) Thickness of roadbed: 10cm (Initialize settlement before pre-loading)

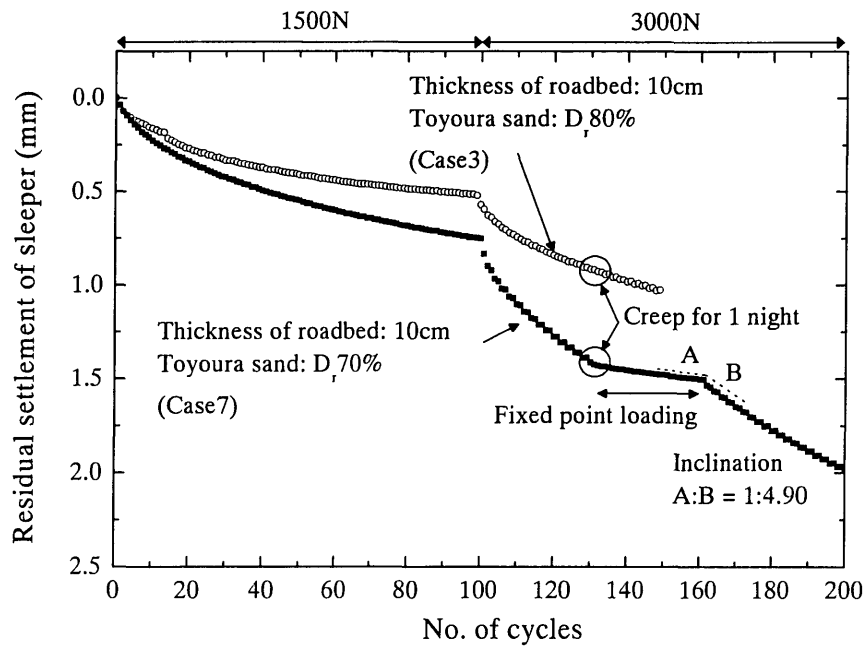
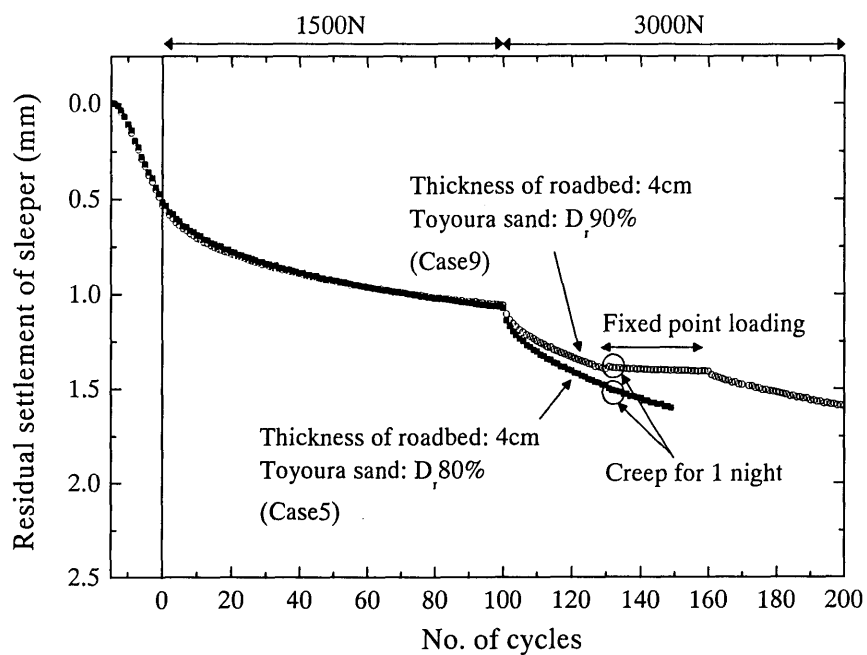
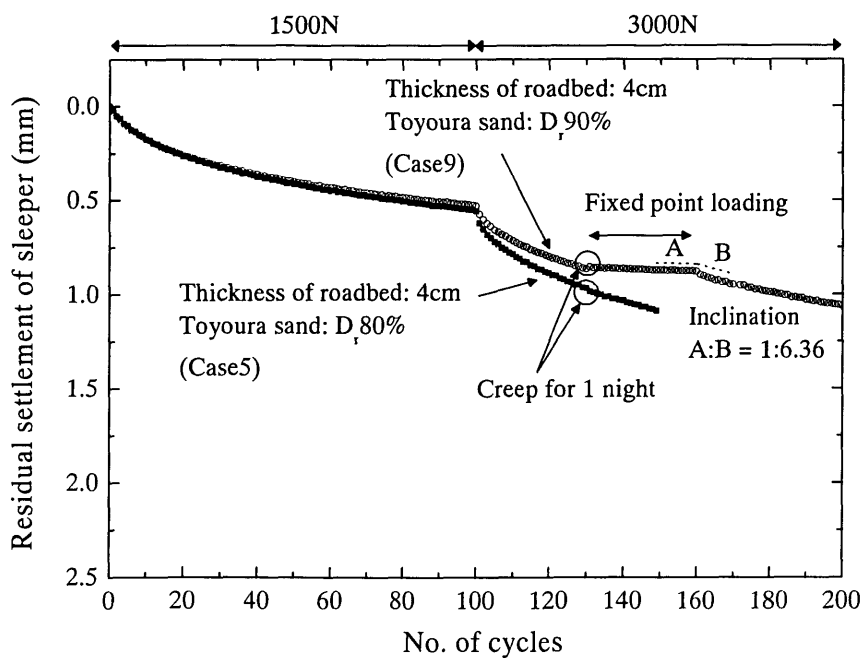


図 2.6.27 Series1 繰返し載荷回数と沈下量（路盤厚さ 10cm，路床密度の影響）



(a) Thickness of roadbed: 4cm (Initialize settlement before pre-loading)



(b) Thickness of roadbed: 4cm (Initialize settlement after pre-loading)

図 2.6.28 Series1 繰返し載荷回数と沈下量（路盤厚さ 4cm，路床密度の影響）

2.6.6 地盤内の変位およびひずみの分布

地盤内の変位分布は土槽壁面に設置したメンブレン上に格子状に直径1.5mm程度の標点を配置し、標点の座標の移動を画像解析により追跡する方法で求めた。また、ひずみ分布は各標点の座標値を用いて求めた。ひずみ分布を求める際には、4つの標点より構成される四角形の各要素のひずみを計算し、画像全体のひずみ分布図を作成した。

図2.6.29に試験開始前から1500Nの100回目の載荷終了までの路床変位の分布図を示す。図2.6.29(a)に路盤厚さ4cmで路床の相対密度80%の場合(Case5)、図2.6.29(b)に路盤なしで路床の相対密度80%の場合(Case6)、図2.6.27(c)に路盤4cm(相対密度80%の豊浦砂で作成)で路床の相対密度80%(Case8)の場合の変位分布を示す。Case8は路盤の剛性の影響を検討するために、Case5との比較のために行った実験である。Case8では上部4cmの路盤部分を豊浦砂で作成しているため、実質的には厚さ24cmの豊浦砂の地盤となっている。図2.6.30には図2.6.29と同じケースについて、試験開始前から3000Nの30回目の載荷終了までの路床変位の分布図を示している。

路盤の剛性が高いCase5の場合は路床内の変位が小さく、路床全体に比較的一様の変位が生じている。変位量は路床の下部よりも上部の方が大きくなっている。Case5では瀝青安定処理した単粒度碎石による路盤を型枠で作成した後に土槽内に設置しているため、土槽壁面のメンブレンには密着していないので標点の移動による変位の分布を求めることができなかった。しかしながら、路床に用いている豊浦砂と比較して剛性の高い材料であるため、路盤自体の変形は微小であると考えられる。

一方、路盤を設置していないCase6ではまくらぎの直下において大きな変位が生じている。豊浦砂で作成した剛性の低い路盤を設置したCase8でも、Case6と同様にまくらぎ直下における変位が大きく、まくらぎ間での変位が小さい。これより、剛性の高い路盤を設置していない場合はまくらぎ直下で変位が大きく、まくらぎ間で変位が小さくなっていることが分かる。Case8で大きな変位が生じている範囲は路盤に該当する深さ4cmまでの範囲にとどまらず、深さ10cm程度まで及んでいる。これより、剛性の高い路盤を設置しているCase5で路床の変位が小さいのはまくらぎ底面からの距離が遠いという理由だけでなく、路盤自体の剛性が路床の変位に影響を与えていることが分かる。

図2.6.31に試験開始前から載荷荷重3000Nの30回目までに生じた鉛直ひずみの分布を示す。路盤の剛性が高いCase5の場合は路床内の鉛直ひずみが小さく、まくらぎの位置とひずみが大きい箇所には特に明確な関係は見られない。一方、路盤を設置していないCase6ではまくらぎ直下に圧縮ひずみが集中しており、まくらぎ間では引張りひずみが生じている。また、Case8も路盤を豊浦砂で作成しているため、Case6と基本的に同様なひずみ分布の傾向が得られている。Case8でもまくらぎ直下で鉛直ひずみが大きくなっているが、その範囲は路盤に相当する4cmよりも深い位置まで及んでいる。路盤剛性の高いCase5と比較すると、路床のひずみ分布は路盤剛性の影響を大きく受けていることが分かる。

図2.6.32に試験開始前から載荷荷重3000Nの30回目までに生じた水平ひずみの分布を示す。

路盤の剛性が高い Case5 の場合は路床内の水平ひずみが小さく、まくらぎ No.7 と No.8 の間にやや圧縮ひずみが生じている傾向が見られるものの、まくらぎ位置との明確な関係は見られない。一方、路盤を設置していない Case6 ではまくらぎ直下に引張りひずみが集中し、まくらぎ間では圧縮ひずみが生じていることが分かる。これは、繰返し載荷によってまくらぎ直下の粒子がまくらぎ間へ向かって移動するためであると考えられる。Case8 も路盤を豊浦砂で作成しているのでひずみ分布の傾向は基本的に Case6 と同様であり、まくらぎ直下に引張りひずみ、まくらぎ間では圧縮ひずみが生じている。ひずみの特に大きい範囲は深さ 5cm 程度までであるが、まくらぎ直下で引張り、まくらぎ中間部で圧縮となる傾向は鉛直ひずみと同様に路床の深い位置まで及んでいる。これより、路床の水平ひずみ分布についても、路盤剛性の影響を受けていることが分かる。

図 2.6.33 に試験開始前から載荷荷重 3000N の 30 回目までに生じたせん断ひずみ γ_{vh} の分布を示す。路盤の剛性が高い Case5 の場合は路床内のせん断ひずみが小さく、まくらぎ端部直下にやや大きなせん断ひずみが発生している傾向が見られるものの、その値は小さい。一方、路盤を設置していない Case6 ではまくらぎ端部直下のやや外側にせん断ひずみが集中していることが分かる。また、路盤を豊浦砂で作成している Case8 もせん断ひずみの発生する傾向は Case6 と同様である。

ここで注目すべき点は、せん断ひずみの集中する間隔がほぼ等間隔となっていることである。本実験に用いている軌道模型はまくらぎ間隔 120mm、まくらぎ幅 48mm であり、まくらぎ間隔 60cm、まくらぎ幅 24cm の一般的なバラスト軌道を縮尺 1/5 でモデル化したものである。実際のバラスト軌道のまくらぎ幅とまくらぎ間隔については梁-ばねモデルを用いた弾性計算によるまくらぎ荷重分担率や軌道部材の応力などの検討に加え、軌道沈下を与える影響を加味して最適値が決定されている。現在のバラスト軌道の設計はバラストの変形に大きな影響を与えると考えられるせん断ひずみの分布傾向に積極的に着目した設計は行われていない。しかしながら、現在の一般的なバラスト軌道では結果としてバラスト内に発生するせん断ひずみがほぼ等間隔に発生する構造となっているのである。せん断ひずみの分布形状から考察すると、バラストの変形量が小さくなるようにまくらぎ幅とまくらぎ間隔の関係が経験的に最適化されたのが現在の軌道構造となっていると考えることができる。

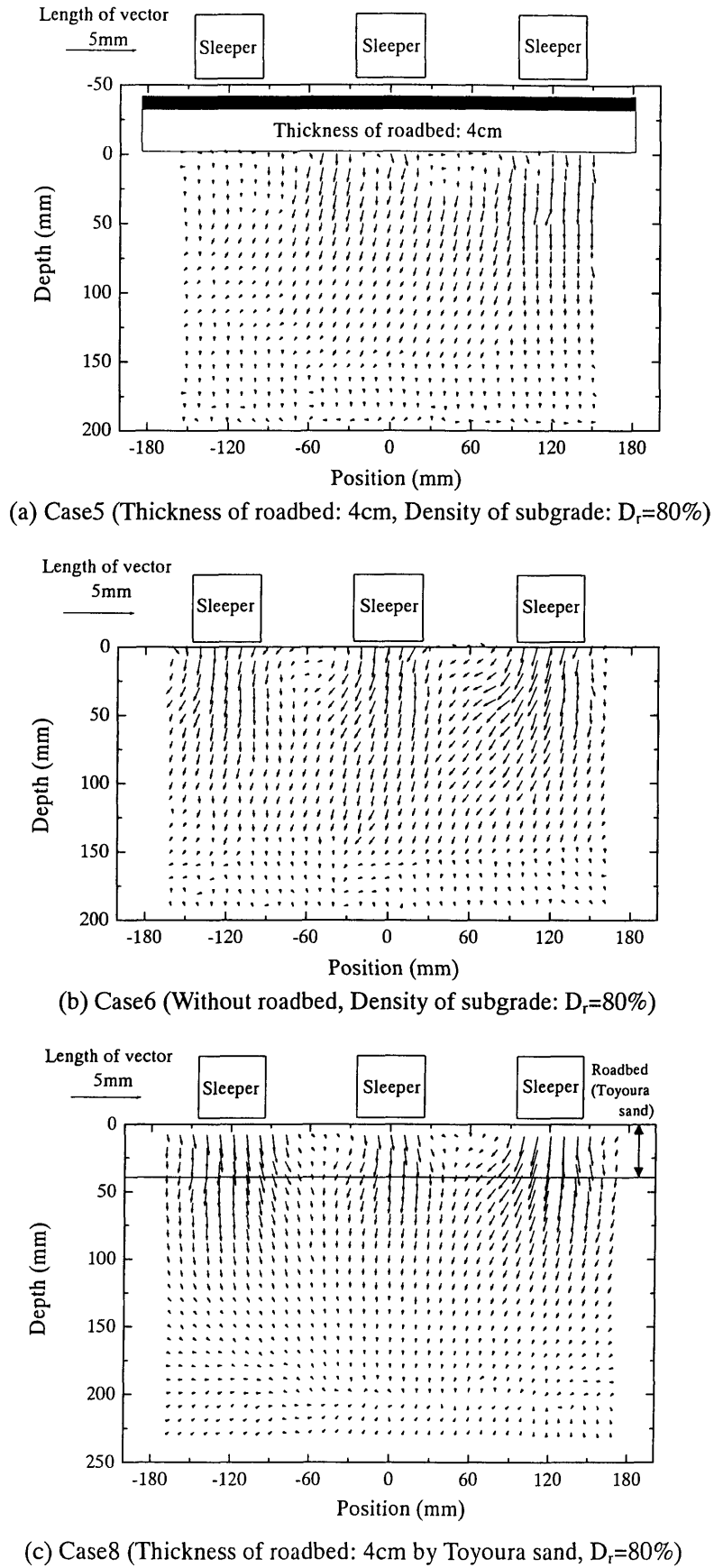
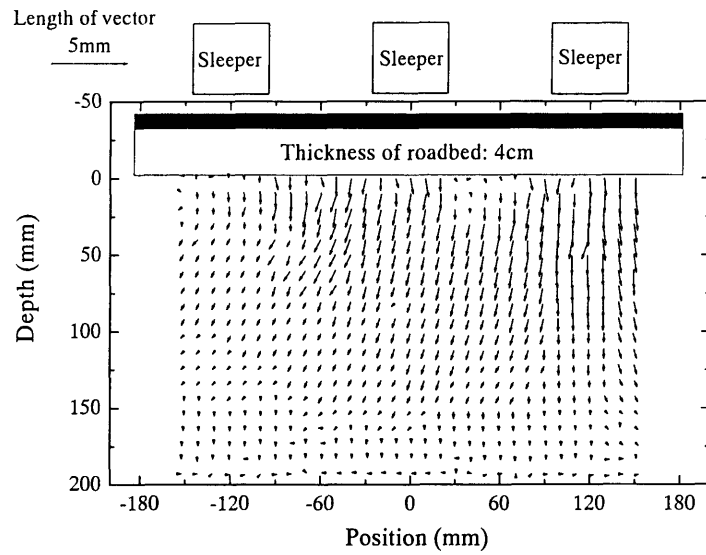
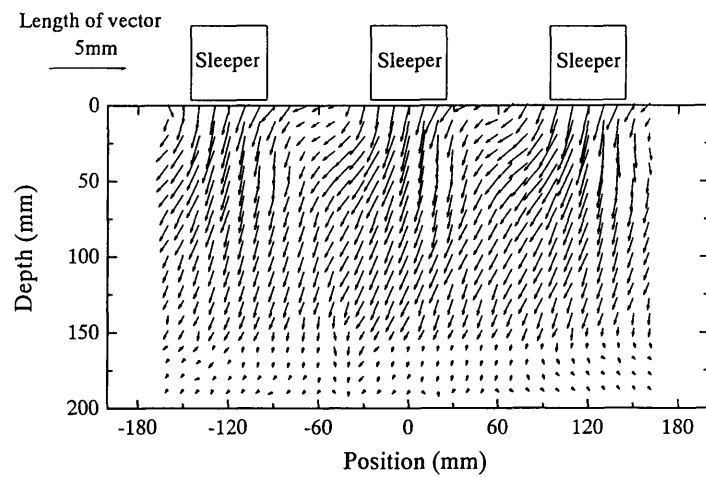


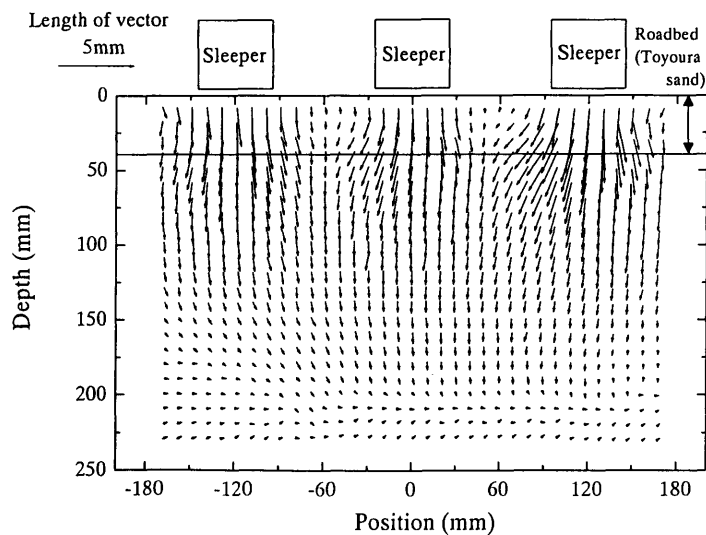
図 2.6.29 地盤内の変位分布（試験前－1500N100 回目終了）



(a) Case5 (Thickness of roadbed: 4cm, Density of subgrade: $D_r=80\%$)

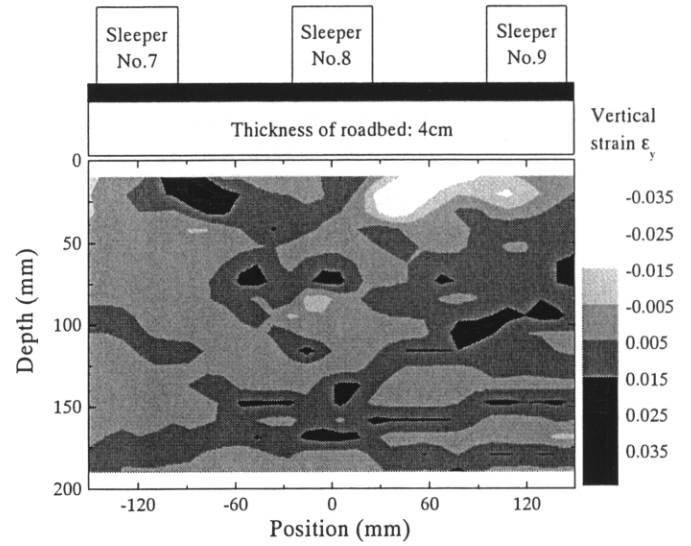


(b) Case6 (Without roadbed, Density of subgrade: $D_r=80\%$)

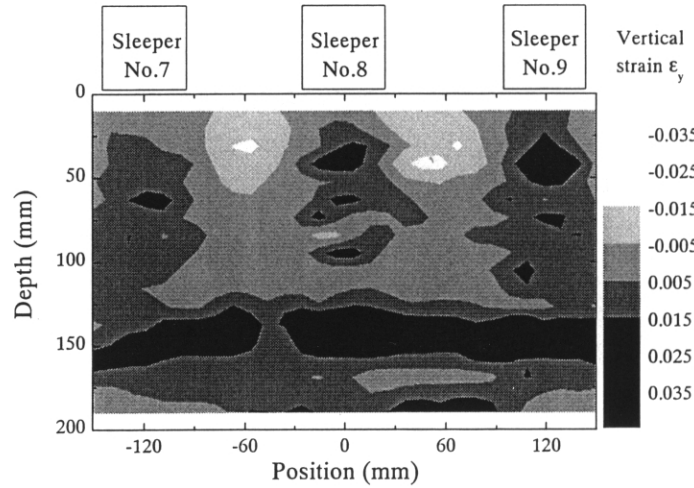


(c) Case8 (Thickness of roadbed: 4cm by Toyoura sand, $D_r=80\%$)

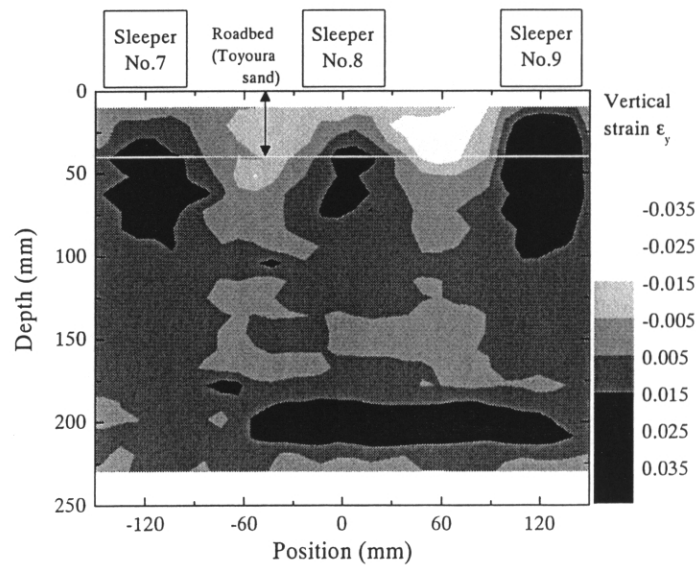
図 2.6.30 地盤内の変位分布 (試験前-3000N30 回目終了)



(a) Case5 (Thickness of roadbed: 4cm, Density of subgrade: $D_r=80\%$)

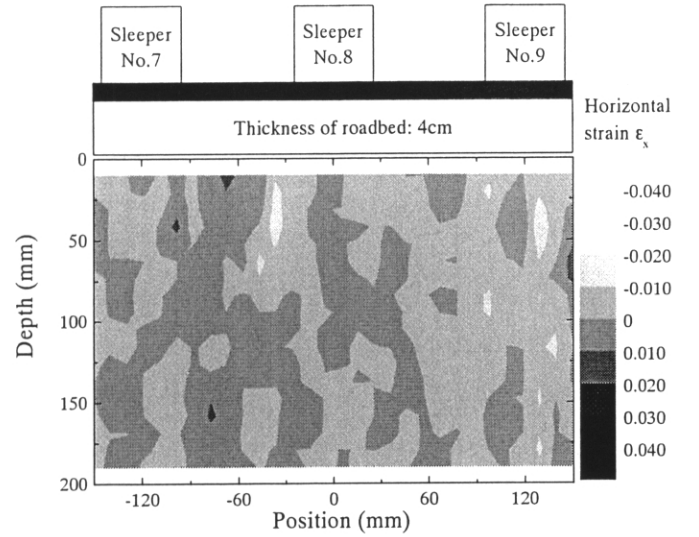


(b) Case6 (Without roadbed, Density of subgrade: $D_r=80\%$)

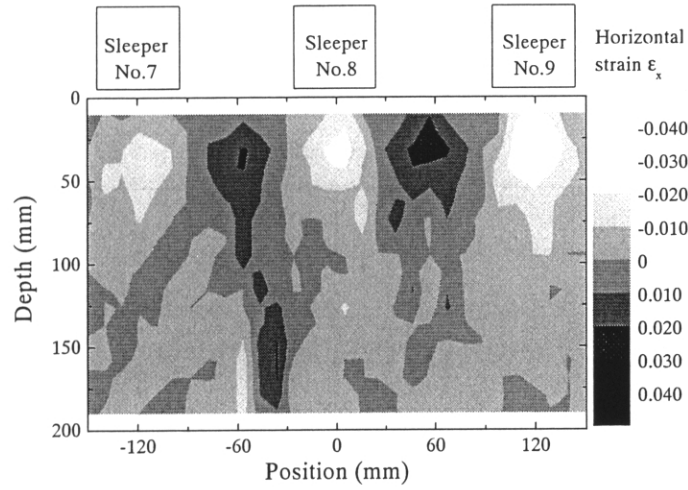


(c) Case8 (Thickness of roadbed: 4cm by Toyoura sand, $D_r=80\%$)

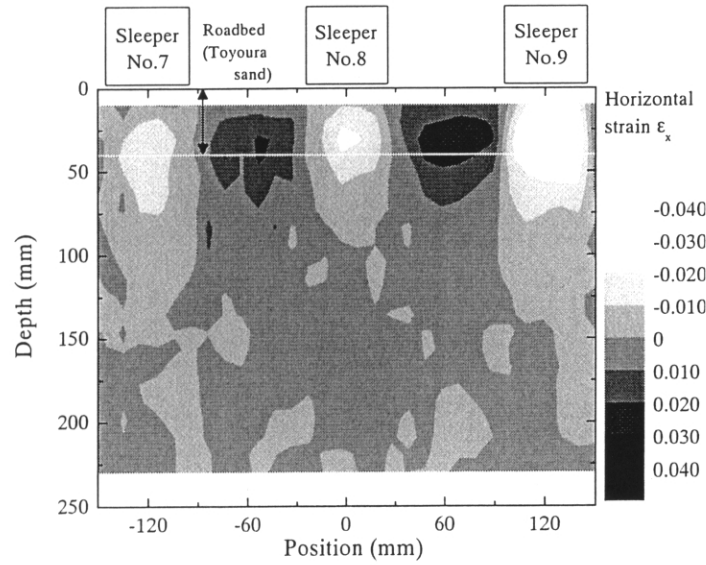
図 2.6.31 地盤内の鉛直ひずみ分布 (試験前-3000N30 回目終了)



(a) Case5 (Thickness of roadbed: 4cm, Density of subgrade: $D_r=80\%$)

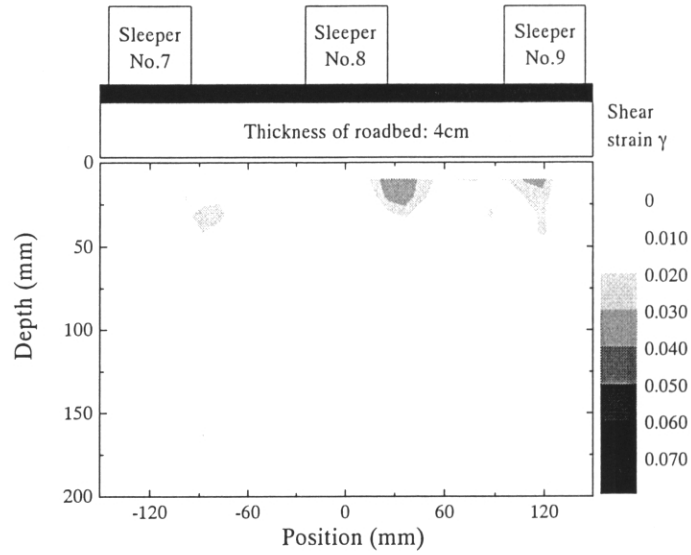


(b) Case6 (Without roadbed, Density of subgrade: $D_r=80\%$)

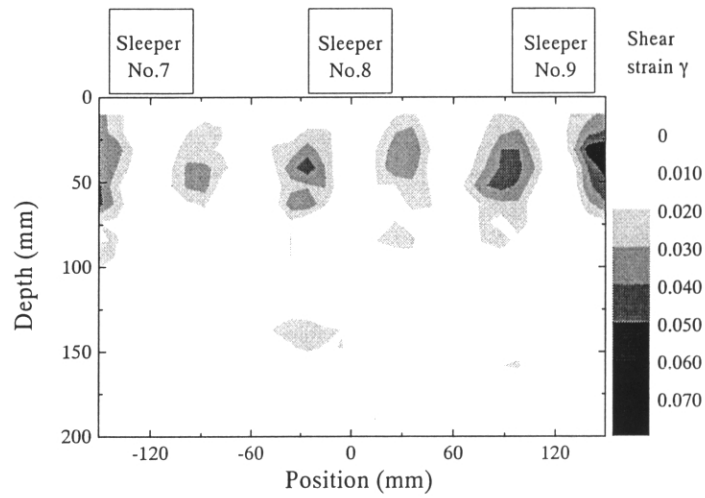


(c) Case8 (Thickness of roadbed: 4cm by Toyoura sand, $D_r=80\%$)

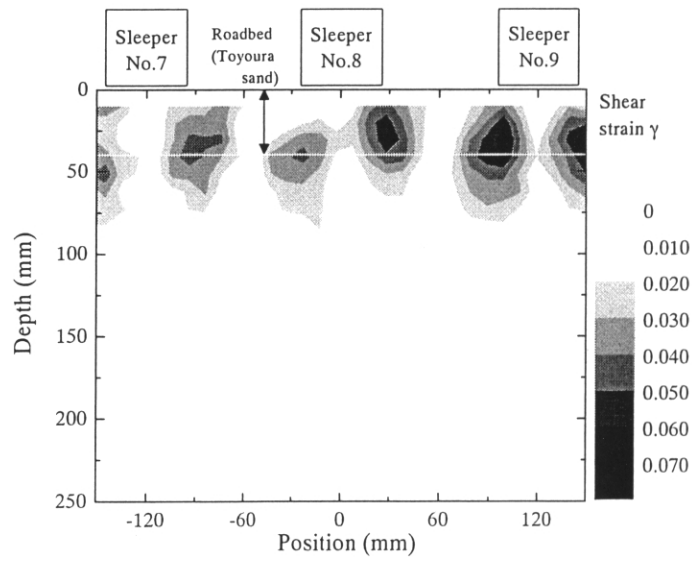
図 2.6.32 地盤の水平ひずみ分布 (試験前-3000N30 回目終了)



(a) Case5 (Thickness of roadbed: 4cm, Density of subgrade: $D_r=80\%$)



(b) Case6 (Without roadbed, Density of subgrade: $D_r=80\%$)



(c) Case8 (Thickness of roadbed: 4cm by Toyoura sand, $D_r=80\%$)

図 2.6.33 地盤のせん断ひずみ分布 (試験前-3000N30 回目終了)

2.7 Series2 実験結果

2.7.1 まくらぎの荷重

Series2 では実際の路床・路盤に近い材料で模型を作成することとし、路床には礫質砂、路盤下部には粒度調整碎石（M-30）の 5.6mm ふり通過分のみを使用した砂質礫を使用した。路床および路盤下部は突き固めて締め固めることにより、所定の密度の模型を作成した。路盤上部のアスファルトコンクリート層には Series1 と同様に CA モルタルを用いた。Series2 の実験においてもバラストを省力したケースを中心としたが、バラストを設置したケース（Case5）についても実験を行った。模型のバラスト層には実際のバラストと相似粒度となるように配合された単粒度碎石を用いた。

まくらぎの受ける鉛直荷重を図 2.7.1(a)～図 2.7.5(a)に示す。横軸は載荷輪の位置、縦軸は各まくらぎの鉛直荷重となっており、まくらぎの受ける鉛直荷重の時系列波形となっている。図 2.7.1(b)～図 2.7.5(b)にはまくらぎの荷重分担率を示している。まくらぎの鉛直荷重を見ると、ケースによる差はあるが、まくらぎの受ける荷重は車輪が 3 本隣のまくらぎに来たときに大きくなり始め、載荷輪がまくらぎの直上に来たときに最大値となり、載荷輪が 3 本隣へ離れたまくらぎまで移動したときにほぼゼロに戻っていることが分かる。すなわち、輪重をおよそ 7 本のまくらぎで分担していることになる。Series1 の路盤を設置しているケースではおよそ 5 本のまくらぎで荷重を支持していたことから、Series2 では Series1 よりも軌道に対する地盤の支持剛性が小さいと考えられる。Series1 では路盤下部に瀝青安定処理した単粒度碎石、Series2 では締め固めた砂質礫を用いている。瀝青安定処理した単粒度碎石の一軸圧縮試験結果（図 2.5.2）と砂質礫の三軸圧縮試験結果（図 2.5.9）を比較すると、 10^5 ひずみレベルでの変形係数は瀝青安定処理した単粒度碎石の方が、砂質礫よりも 10 倍程度大きくなっている。つまり、Series2 では Series1 よりも路盤の剛性が小さいため軌道に対する支持剛性が小さくなり、荷重が広く分散されていると考えられる。路床は Series1 では豊浦砂（ $\rho_d = 1.53 \sim 1.59 \text{ g/cm}^3$ ）、Series2 では礫質砂（ $\rho_d = 1.66 \sim 1.86 \text{ g/cm}^3$ ）を用いているが、図 2.5.7 および図 2.5.8 に示した三軸圧縮試験の結果では両者の変形係数の差は小さく、支持剛性の差は路床に起因するものではないと考えられる。

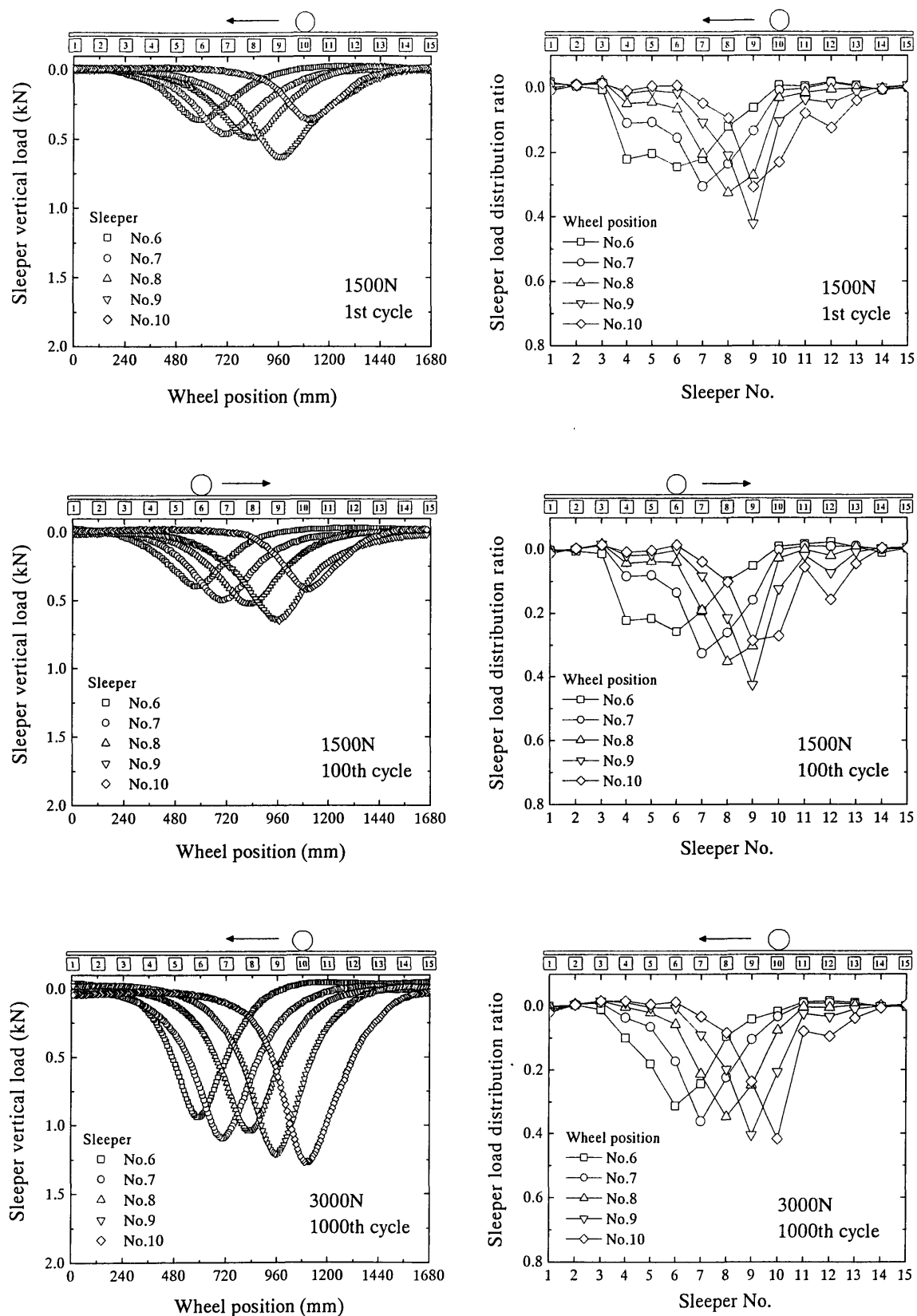
Series2 では Series1 と比較すると各まくらぎの荷重のばらつきが大きくなっている。Series2 ではまくらぎの設置状態に起因する各まくらぎ荷重のばらつきを低減させる目的で、まくらぎの高さ調整装置を導入した。しかしながら、Series2 の実験結果を見ると、各まくらぎの荷重は Series1 と比較して逆に大きくばらついてしまっている。これには高さ調整装置が逆にばらつきを増大させてしまった可能性と、締め固めて作成した路盤表面の仕上がり精度にばらつきが生じていた可能性の両方が考えられる。強化路盤を設置しているケースの場合、CA モルタル板の表面にまくらぎを設置する際に、CA モルタルを薄く塗布することでまくらぎと CA モルタル板の間の不陸を吸収させている。薄く塗布した CA モルタルを固化させるためにまくらぎを設置した状態で一晩放置し、まくらぎの荷重データは試験開始前の値を初期値として整理している。この初期値は各まくらぎでばらつきがあるが、初期値をゼロ点として補正すれば、載荷荷重が作用したときのまくらぎの受ける荷重は初期値からの増分として扱うことができる。Series1 ではこの方法で整理する

ことでまくらぎの設置状態によるばらつきの少ない結果を得ることができている。一方、まくらぎの高さ調整装置を導入した Series2 では初期値のばらつき自体を除去することを目的とし、試験開始前に各まくらぎ荷重が均等になるようにレールとまくらぎの隙間を調整した。この方法で調整を行うことにより、各まくらぎはレールの自重を均等に支持することになる。しかしながらこの方法では初期状態における各まくらぎのレール自重の支持荷重を均等化させることを優先させるため、各まくらぎの高さ自体のばらつきを逆に増大させてしまう可能性があったのではないかと考えられる。一方、Case5 のようにバラストの上に直接まくらぎを設置させる場合はバラスト表面を平滑に仕上げなければならないが、バラストの粒径の大きさを考慮すると完全に平滑に仕上げることは困難である。高さ調整装置がない場合は各まくらぎ荷重にできるだけ均等な荷重が作用する状態で設置できるまで、バラスト表面を平滑に仕上げて軌道模型を設置するという作業を繰り返す必要があるが、それでもばらつきを完全に排除することはできない。しかし、高さ調整装置を用いた場合は、そのような作業を行わなくても荷重のばらつきをある程度まで除去することができる。平滑な CA モルタル板の上に軌道模型を設置する場合と、表面の不陸が大きいバラストの上に軌道模型を設置する場合では、後者の場合の方が高さ調整装置の使用目的としては適しているようである。一方、Series2 では路床および路盤を手作業で突き固めることにより作成しているため、土槽内の密度分布や表面の仕上がり精度のばらつきが大きい可能性がある。これも各まくらぎ荷重のばらつきに影響を与えている要因となっている可能性が考えられる。

各まくらぎの水平荷重を図 2.7.6～図 2.7.8 に示す。CA モルタルの上に直接まくらぎを設置した Case1, Case2, Case4 の中で、Case1 はまくらぎ設置時に CA モルタルを塗布していない。そのため Case1 では水平方向の反力が小さくなり、水平荷重は Case2 および Case4 と比較してやや小さくなっている。また、CA モルタルを設置していない Case3 とバラストを設置した Case5 についてもまくらぎ下面が固定されていないため反力が得られないので、水平荷重は小さくなっている。

図 2.7.9 に模型中心のまくらぎ No.8 の鉛直荷重振幅と繰返し載荷回数の関係を示す。まくらぎの鉛直荷重の大きさには模型の設置状態に起因するケースごとのばらつきがあるため、相互の値の比較を直接行うことはできない。いずれのケースにおいても、まくらぎの受けている鉛直荷重は載荷荷重が 1500N から 3000N に増加すると、ほぼ 2 倍に増加している。3000N の載荷時には 50 回（151 回目から 200 回目）の定点載荷を行っている。定点載荷中はまくらぎの受けている鉛直荷重は移動荷重載荷時よりもやや小さくなっている。特に、バラストの上にまくらぎを設置している Case5 ではその減少傾向が顕著である。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り、載荷点直下のまくらぎが受けている荷重が減少し、他のまくらぎに荷重が分配されるためであると考えられる。定点載荷中の荷重分担率の変化については「2.8 移動荷重載荷と定点載荷の比較」の中で詳細な検討を行うこととする。

すべてのケースにおいて、移動荷重載荷中は繰返し載荷回数とともに、まくらぎ荷重がわずかに増加していることが分かる。これは繰返し載荷によって地盤の支持剛性が増加するため、載荷点直下の荷重分担率が増加するためであると考えられる。

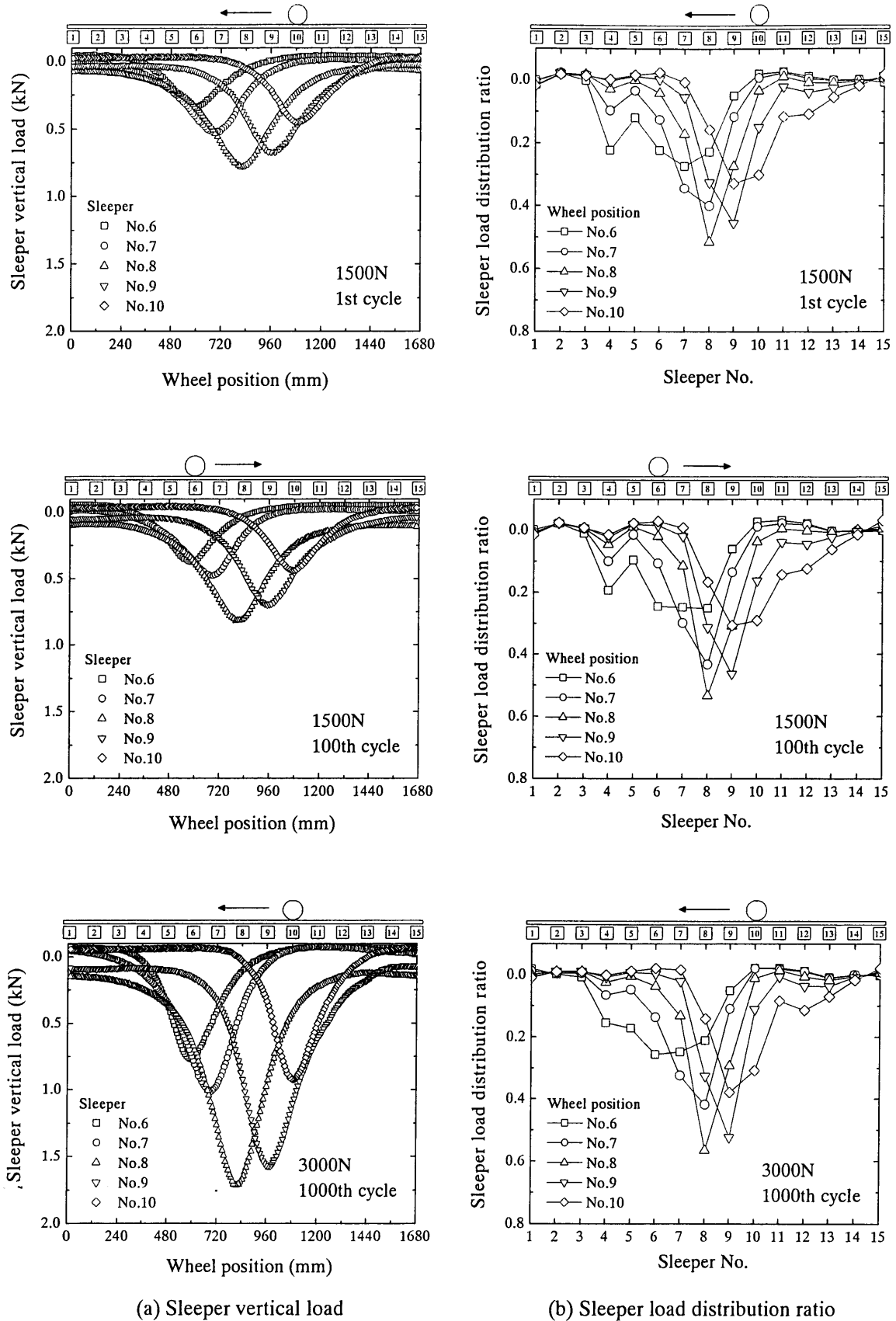


(a) Sleeper vertical load

(b) Sleeper load distribution ratio

Case1 (Thickness of roadbed: 4cm, Density of subgrade: $D_c = 85\%$)

図 2.7.1 Series2 Case1 まくらぎ鉛直荷重の波形とまくらぎ荷重分担率

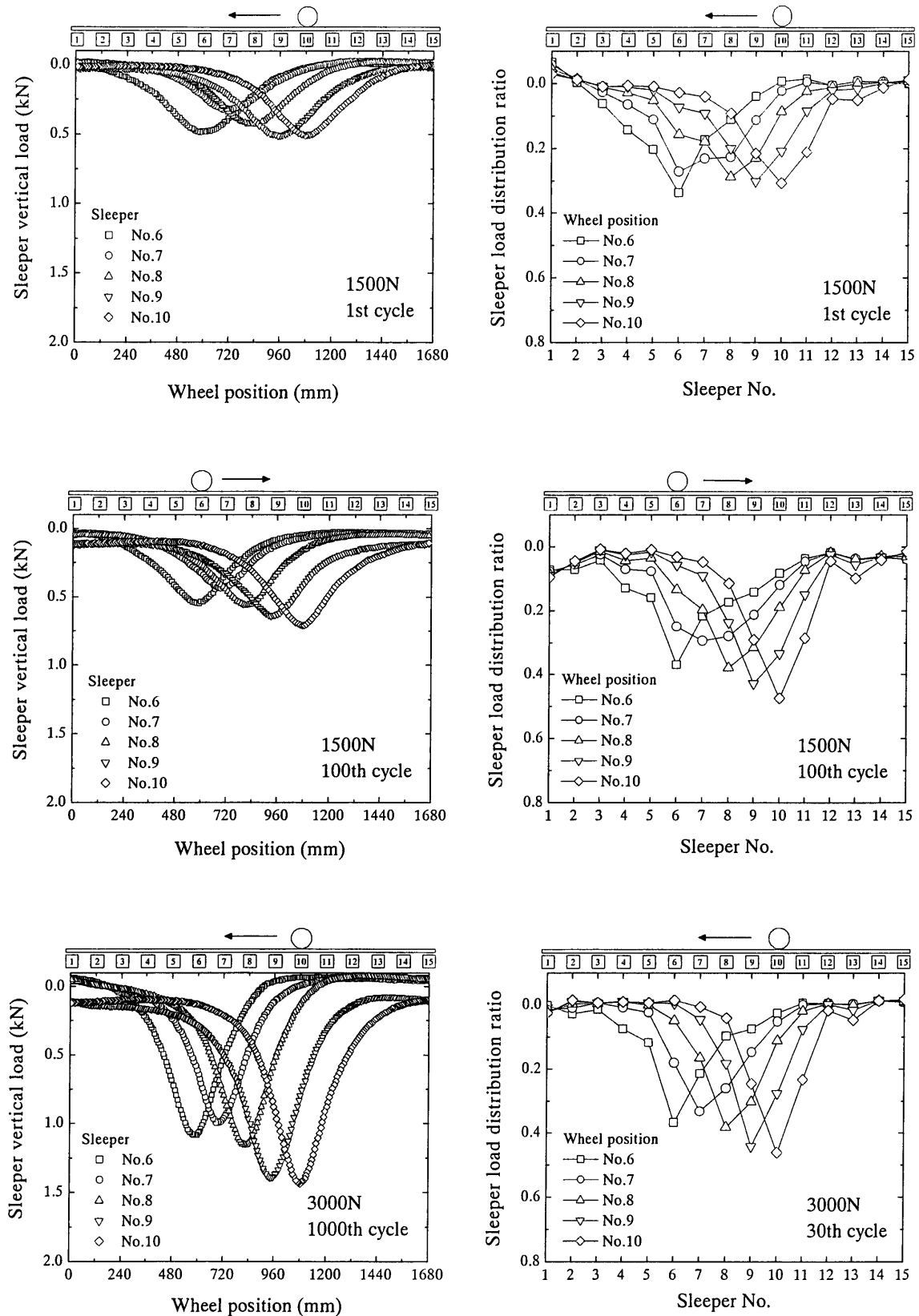


(a) Sleeper vertical load

(b) Sleeper load distribution ratio

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

図 2.7.2 Series2 Case2 まくらぎ鉛直荷重の波形とまくらぎ荷重分担率

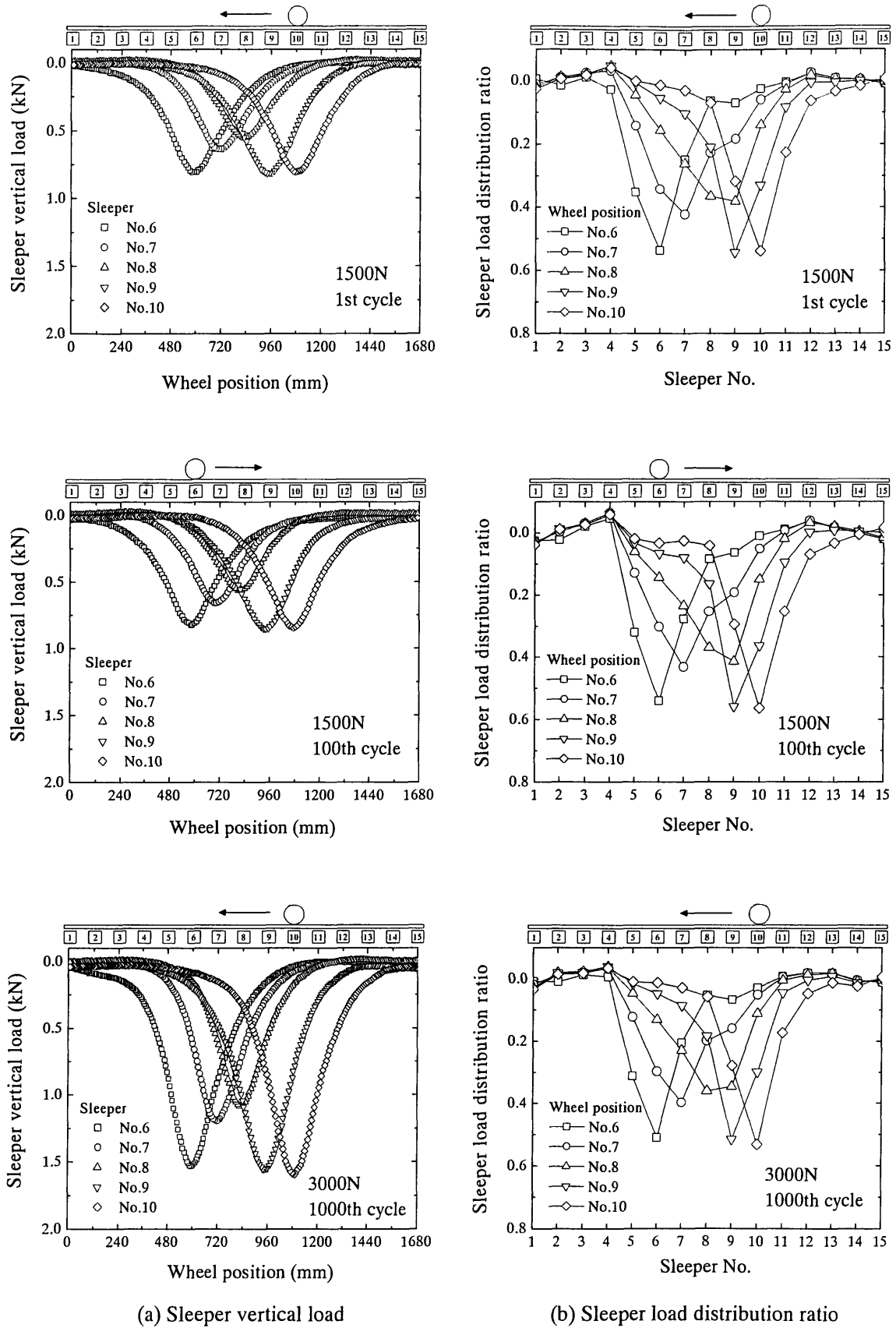


(a) Sleeper vertical load

(b) Sleeper load distribution ratio

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

図 2.7.3 Series2 Case3 まくらぎ鉛直荷重の波形とまくらぎ荷重分担率

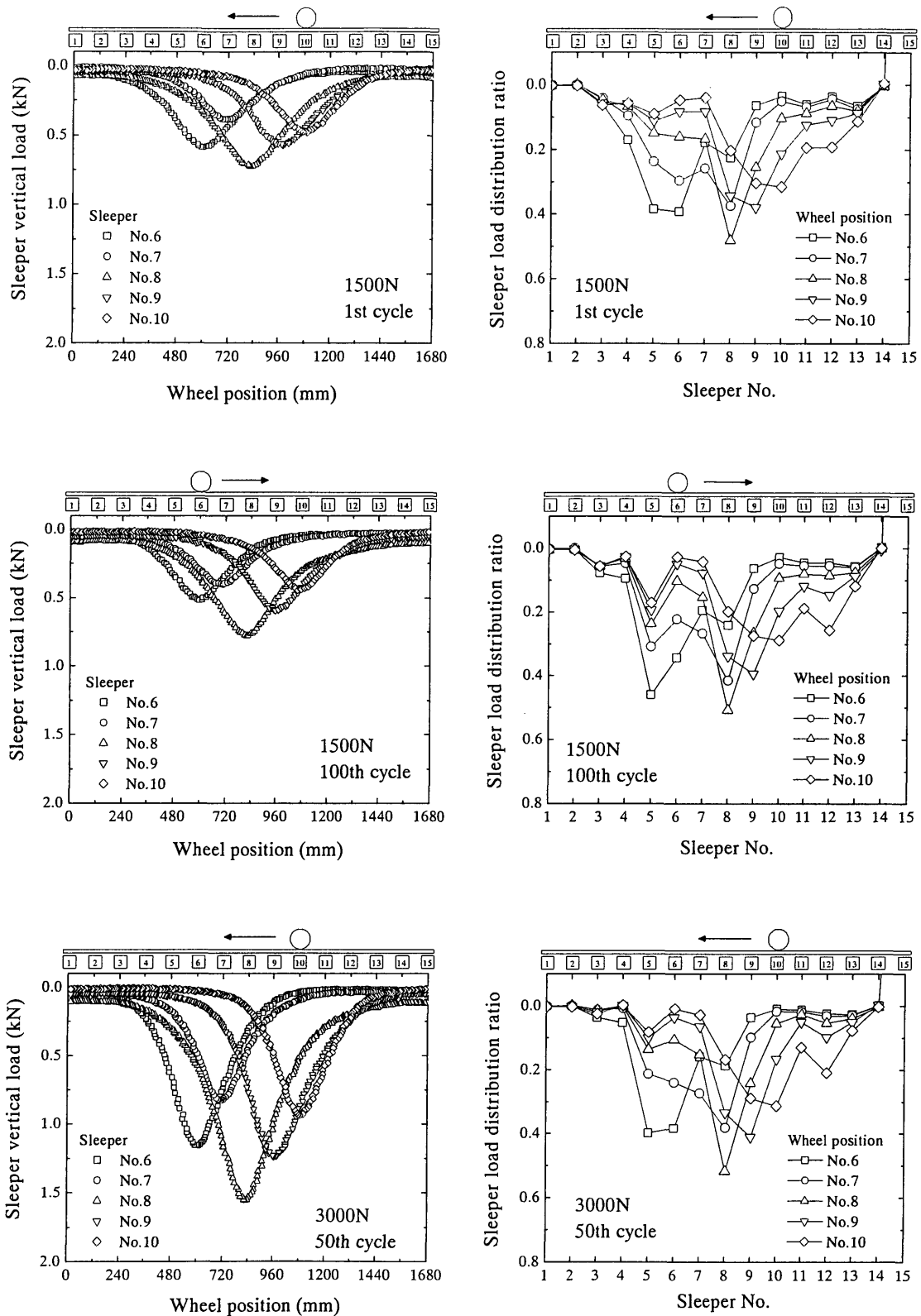


(a) Sleeper vertical load

(b) Sleeper load distribution ratio

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

図 2.7.4 Series2 Case4 まくらぎ鉛直荷重の波形とまくらぎ荷重分担率

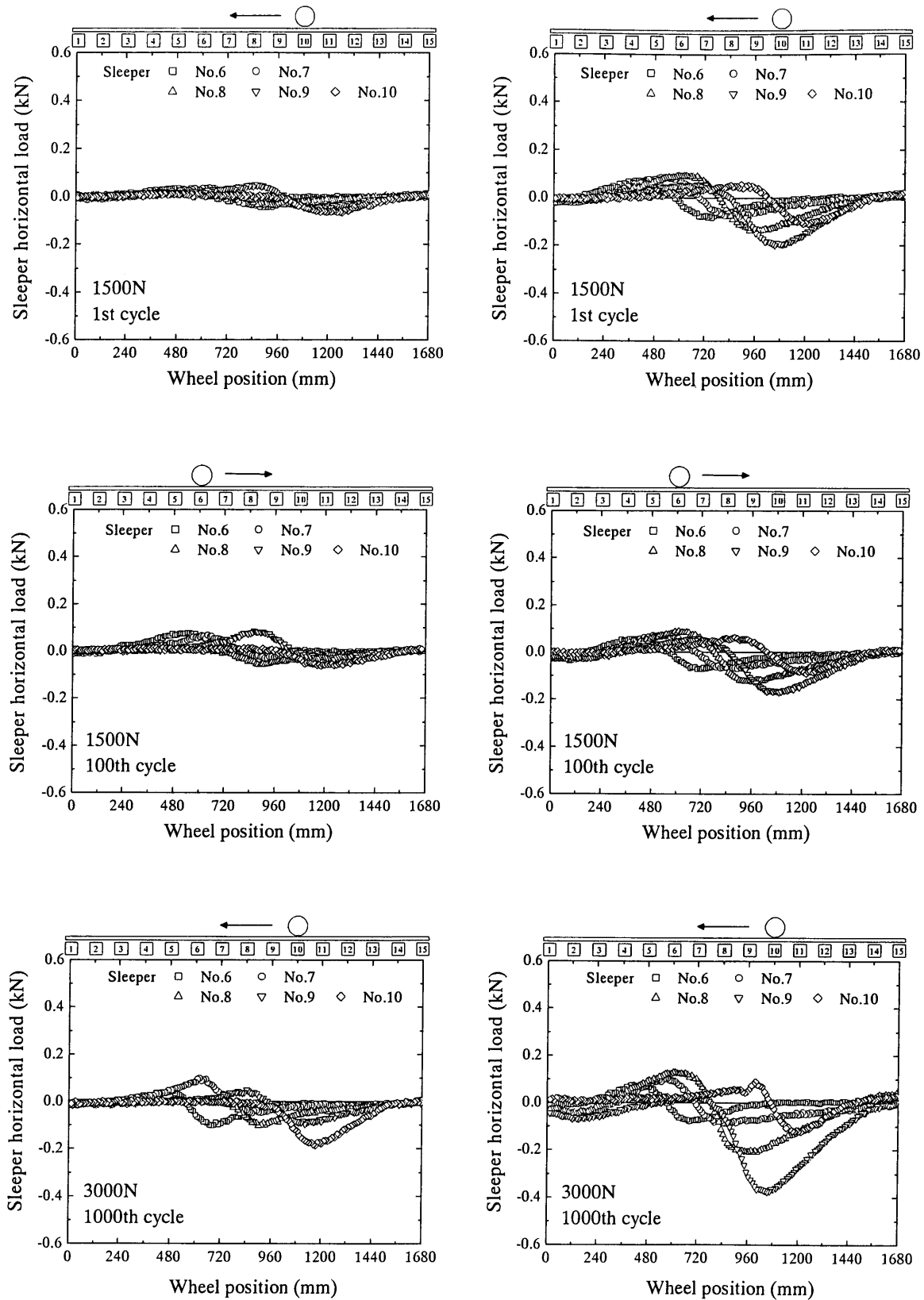


(a) Sleeper vertical load

(b) Sleeper load distribution ratio

Case5 (Thickness of roadbed: 4cm with ballast, Density of subgrade: $D_c = 95\%$)

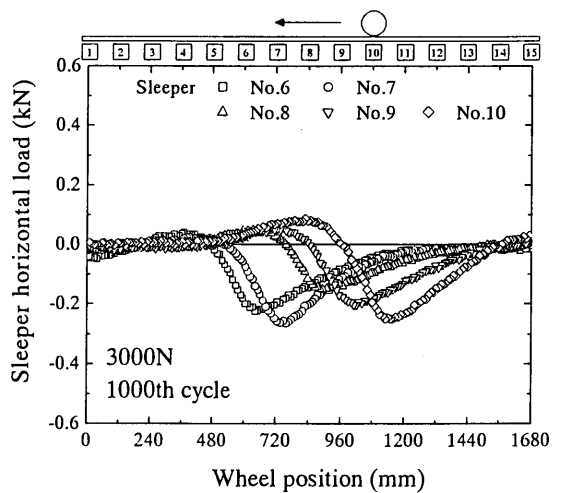
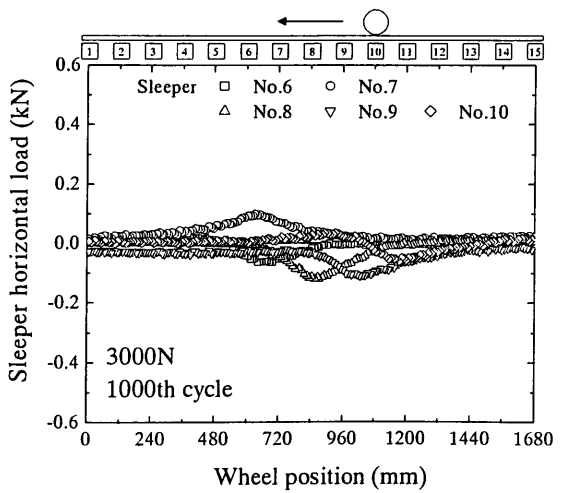
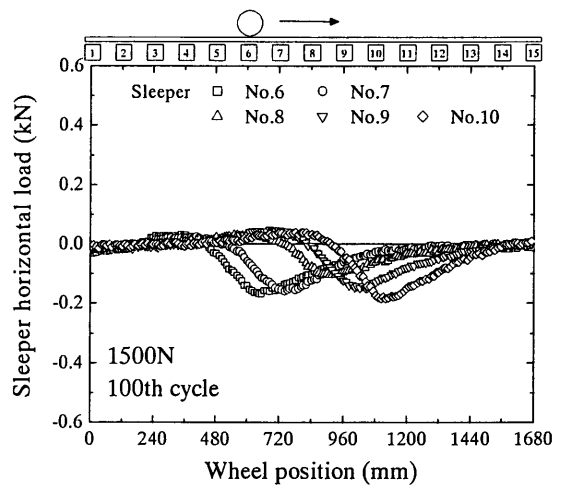
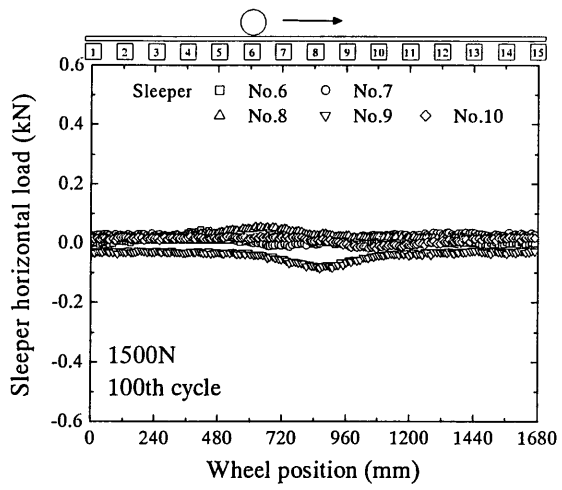
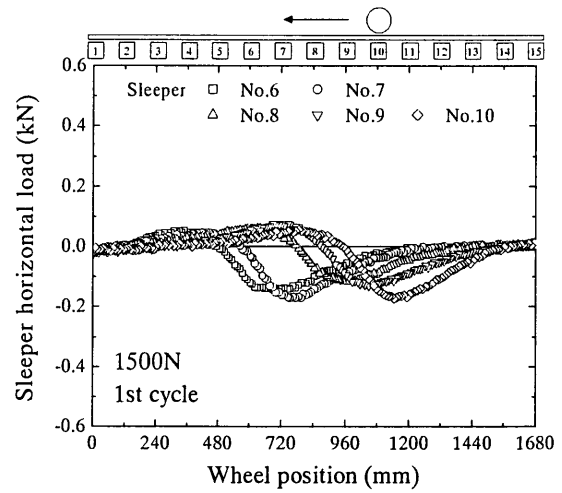
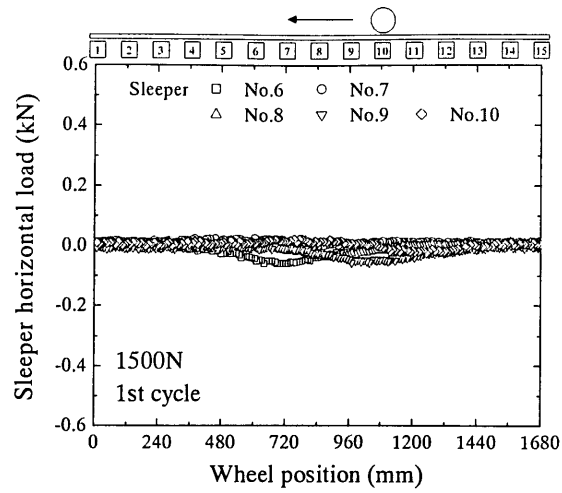
図 2.7.5 Series2 Case5 まくらぎ鉛直荷重の波形とまくらぎ荷重分担率



(a) Case1

(b) Case2

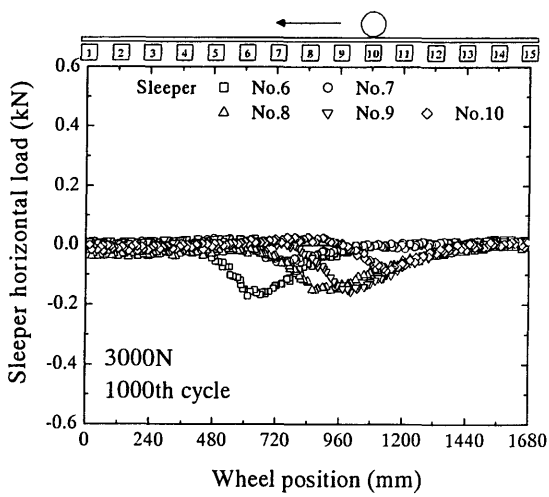
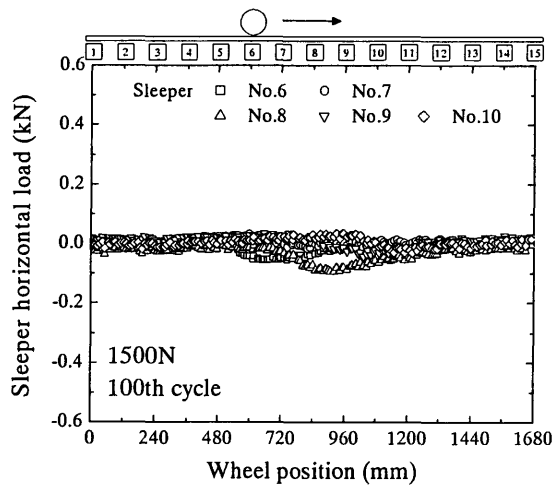
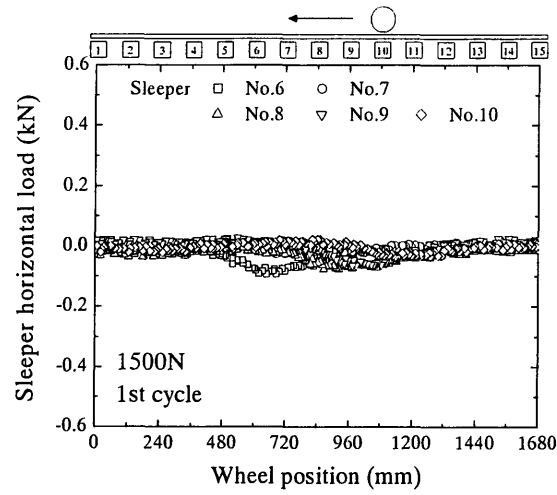
図 2.7.6 Series2 まくらぎ水平荷重波形



(a) Case3

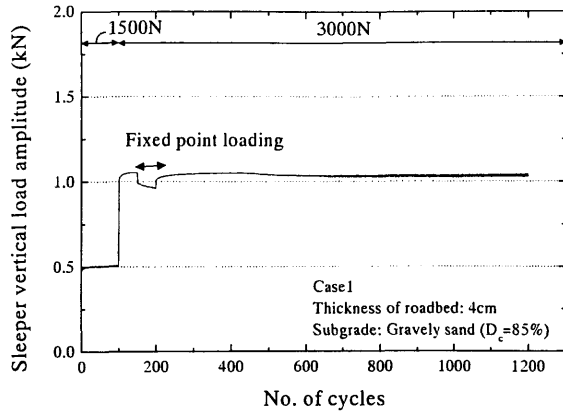
(b) Case4

図 2.7.7 Series2 まくらぎ水平荷重波形

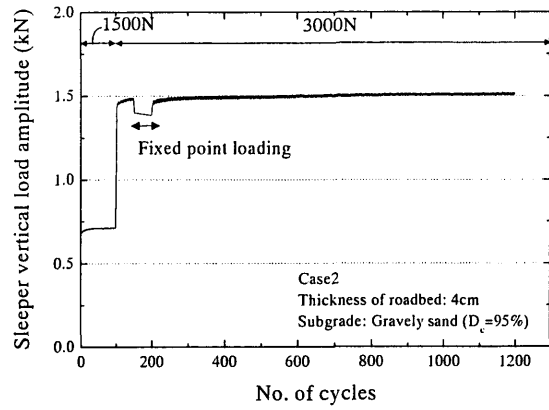


(a) Case5

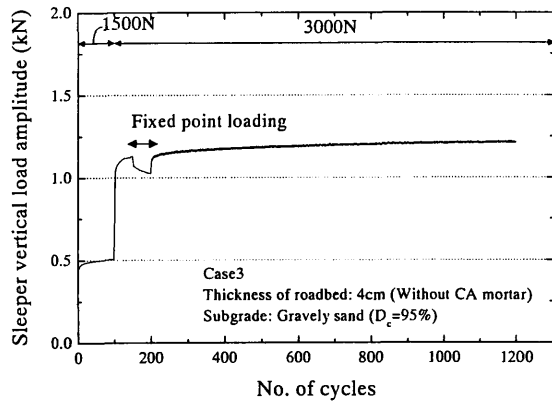
図 2.7.8 Series2 まくらぎ水平荷重波形



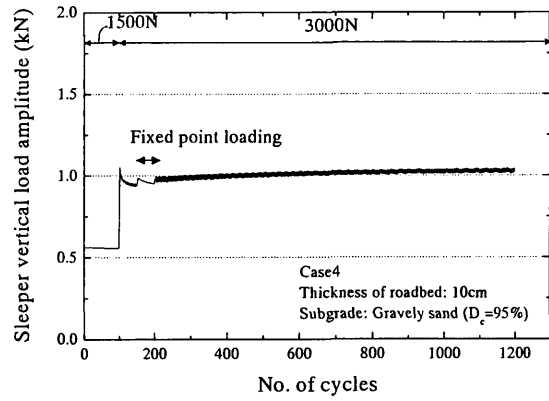
(a) Case1



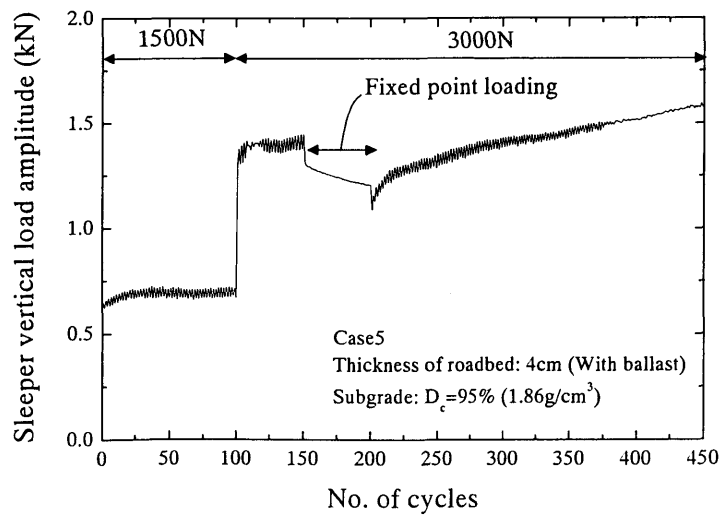
(b) Case2



(c) Case3



(d) Case4



(e) Case5

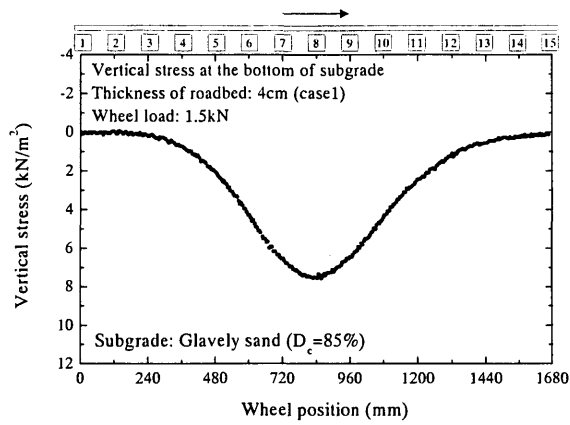
図 2.7.9 Series2 まくらぎ鉛直荷重の振幅

2.7.2 土槽底面の応力

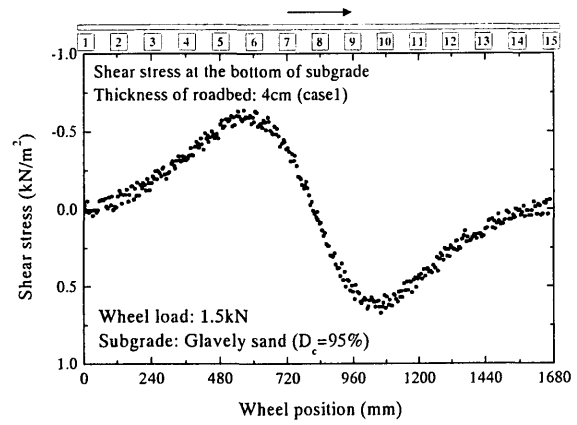
図 2.7.10～図 2.7.11 に Series2 の実験における土槽底面の鉛直応力およびせん断応力の波形を示す。土槽底面の応力は模型中心のまくらぎ No.8 直下の位置における値であり、載荷荷重 1500N の 100 回目の走行について示している。Series2 ではまくらぎ荷重のばらつきは大きかったが、ケースごとの土槽底面応力のばらつきは Series1 と比較すると小さい。Series1 ではまくらぎ荷重のばらつきは小さかったが、土槽底面応力のケースごとのばらつきが大きかった。これは路盤の作成方法に起因するものであると考えられる。Series2 では路盤を路床の上から締め固めて作成しているため、Series1 のように路盤底面の仕上がり精度によるばらつきは発生しにくいと考えられる。また、土槽底面の応力は複数のまくらぎからの荷重の重ねあわせとなるため、個々のまくらぎにおける荷重がばらついていても、土槽底面ではその影響が平均化されていると考えられる。Series2 の土槽底面における鉛直応力は $6\sim 8\text{kN/m}^2$ 程度、せん断応力はおおよそ 0.5kN/m^2 程度であった。路盤が厚さ 10cm で最も厚い Case4 において土槽底面の応力は最も小さくなった。

図 2.7.12 に載荷輪がまくらぎ No.8 直上にあるときの、土槽底面の鉛直応力の分布形状を示す。載荷荷重 1500N の 100 回目、載荷荷重 3000N 定点載荷時の 50 回目、載荷荷重 3000N の 1000 回目における値を示している。載荷荷重 1500N と 3000N の場合を比較すると、3000N の場合に土槽底面応力も 2 倍程度に増加している。載荷荷重 3000N の定点載荷時と移動荷重載荷時を比較すると、定点載荷時の方が、土槽底面応力がやや小さくなっている。定点載荷時は載荷点直下のまくらぎが受ける荷重が減少し、隣接する他のまくらぎに荷重が分散される。その傾向が土槽底面の応力にも表れ、定点載荷中は載荷点直下の土槽底面応力が小さくなっていると考えられる。本実験では土槽底面の応力はまくらぎ 3 本分の範囲の測定であるため、それよりも外側の応力を測定できていない。「2.8 移動荷重載荷と定点載荷の比較」で詳細を述べるが、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、反対に 2 本隣のまくらぎの荷重分担率が増加する。載荷荷重そのものは定点載荷時も移動荷重載荷時と同じであるため、定点載荷時はより広い範囲のまくらぎに荷重が分散され、土槽底面の応力は測定範囲の外側で移動荷重載荷時よりも大きくなっていると推定される。

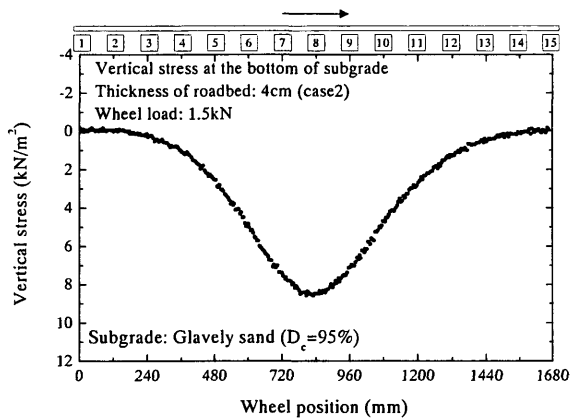
図 2.7.13 に土槽底面の鉛直応力振幅と繰返し載荷回数の関係を示す。土槽底面の鉛直応力は模型中心のまくらぎ No.8 直下の値である。載荷荷重 1500N と 3000N では、3000N の場合に土槽底面応力も 2 倍程度となっている。また、載荷荷重 3000N における定点載荷時と移動荷重載荷時を比較すると、定点載荷時の方が、土槽底面応力がやや小さくなっている。これは図 2.7.12 に示した通り、定点載荷時は他のまくらぎに荷重が分散されるため、載荷点直下のまくらぎの荷重分担率が減少するためであると考えられる。土槽底面の鉛直応力についても、まくらぎ荷重と同様に、繰返し載荷回数とともに、応力がやや増加する傾向が見られる。



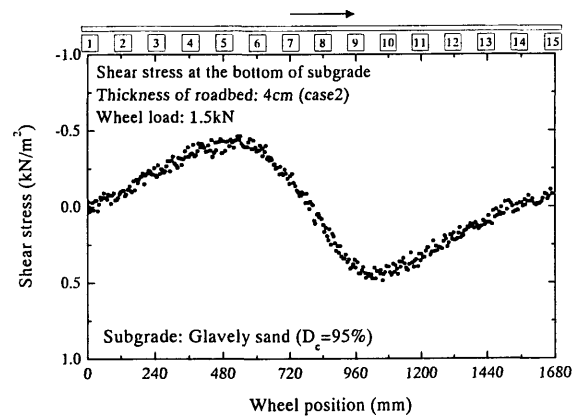
(a) Case1 vertical stress



(b) Case1 shear stress

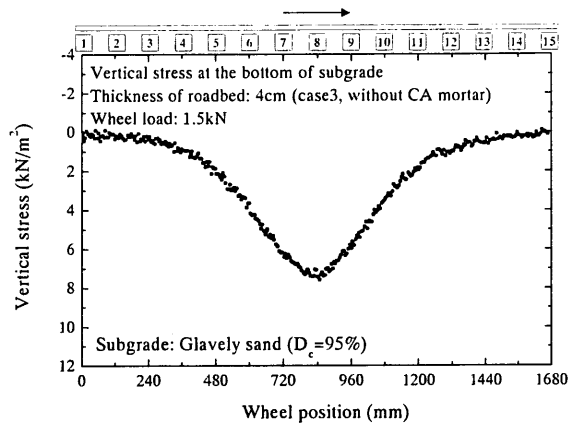


(c) Case2 vertical stress

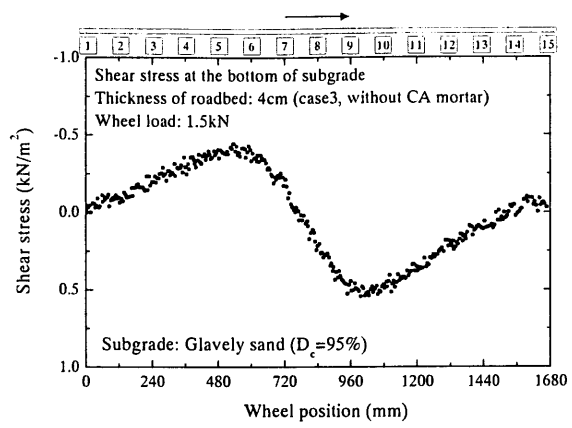


(d) Case2 shear stress

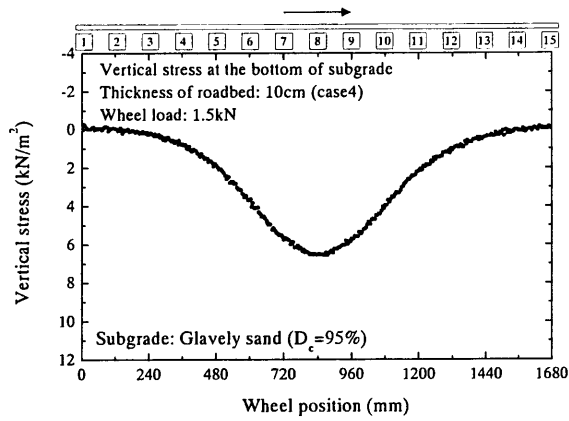
図 2.7.10 Series2 移動荷重載荷による土槽底面の応力波形（1500N100 回目の走行）



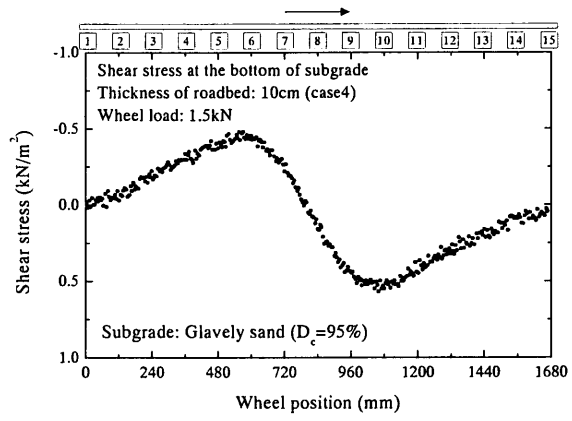
(a) Case3 vertical stress



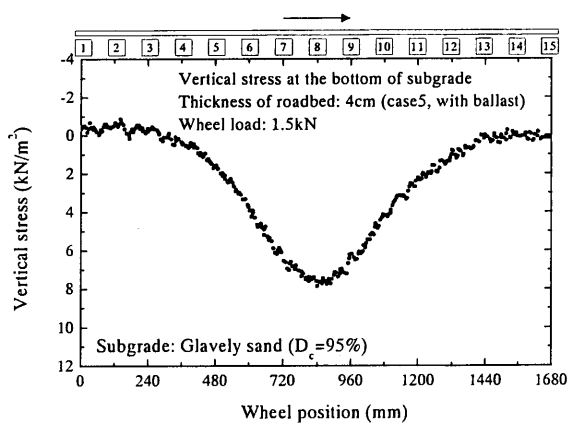
(b) Case3 shear stress



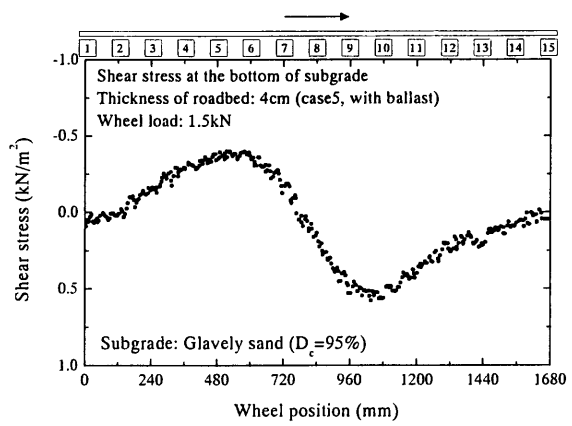
(c) Case4 vertical stress



(d) Case4 shear stress

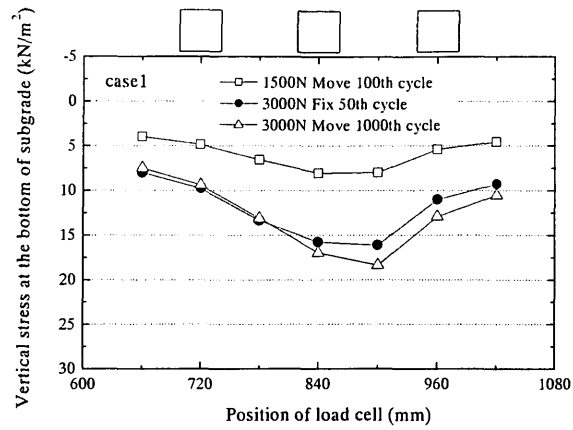


(e) Case5 vertical stress

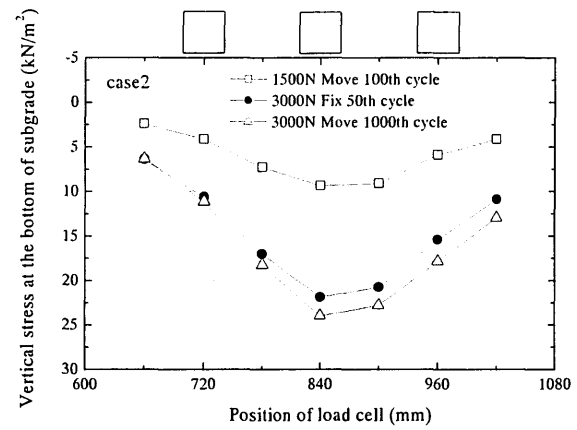


(f) Case5 shear stress

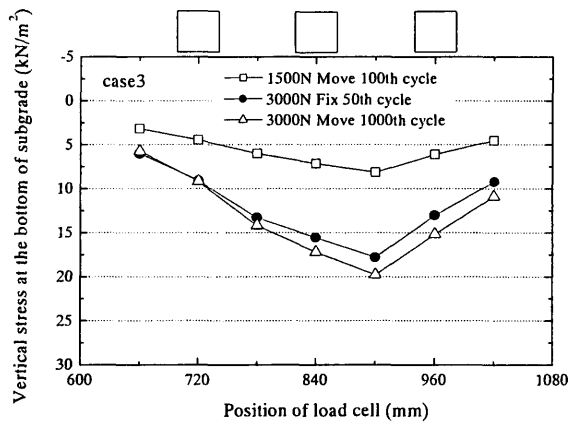
図 2.7.11 Series2 移動荷重載荷による土槽底面の応力波形 (1500N100 回目の走行)



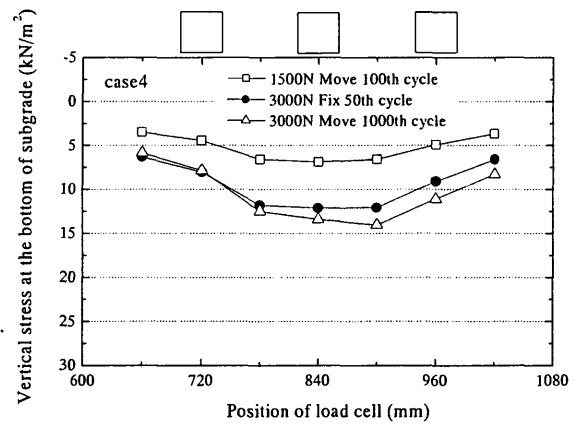
(a) Case1



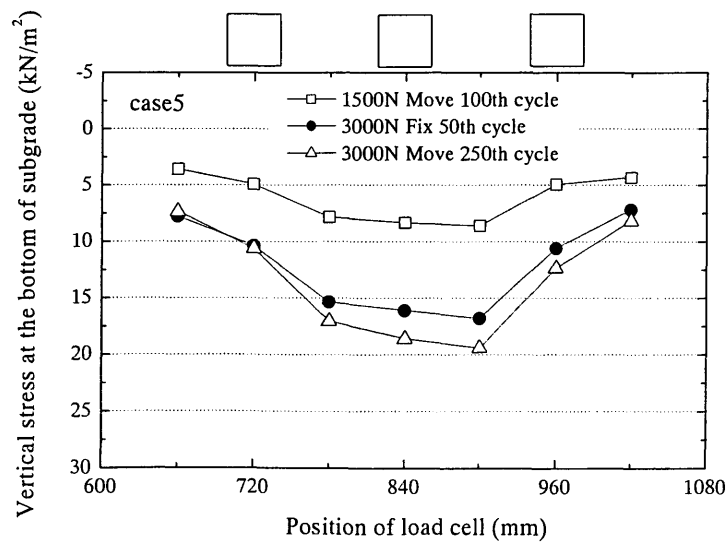
(b) Case2



(c) Case3

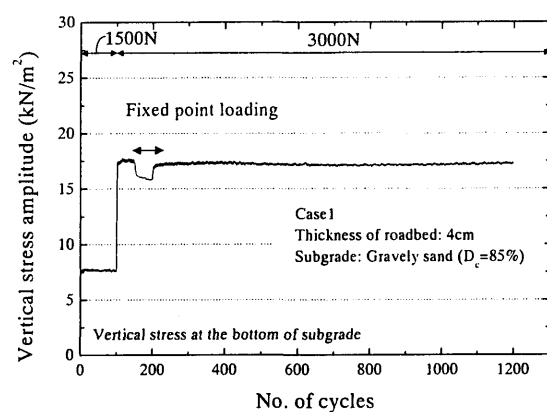


(d) Case4

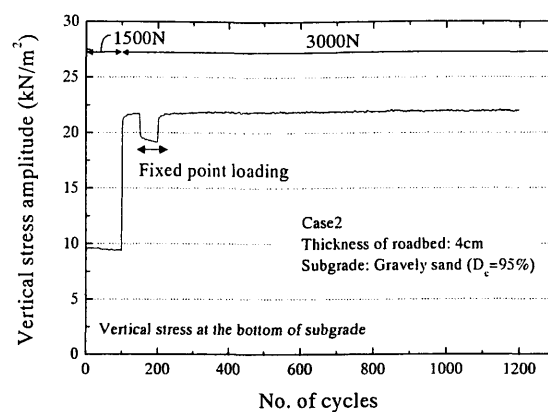


(e) Case5

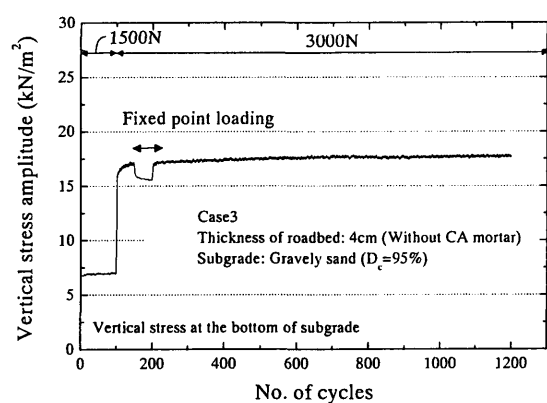
図 2.7.12 Series2 土槽底面鉛直応力の分布



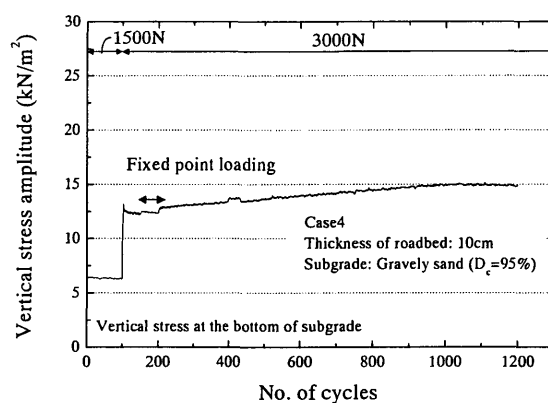
(a) Case1



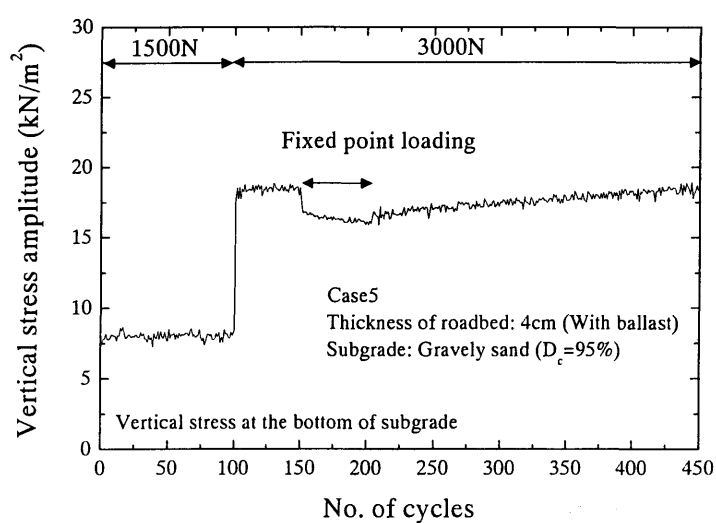
(b) Case2



(c) Case3



(d) Case4



(e) Case5

図 2.7.13 Series2 土槽底面鉛直応力の振幅

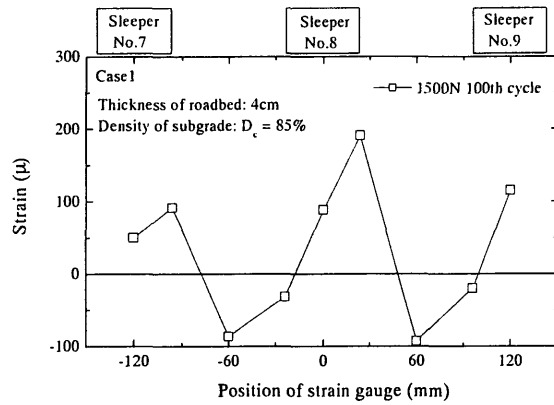
2.7.3 アスファルトコンクリートのひずみ

新しい強化路盤の設計ではアスファルトコンクリートの引張りひずみを用いて疲労寿命が求められるため、そのひずみの検討を行うことが重要となる。Series2 の模型実験では Series1 と同様に、強化路盤のアスファルトコンクリートは CA モルタルで作成している。CA モルタルの弾性ひずみの分布を図 2.7.14 に示す。横軸にひずみゲージの位置、縦軸に CA モルタルのひずみをとっている。CA モルタルのひずみは、載荷輪がそれぞれのひずみゲージの直上にあるときの値である。ひずみの分布形状は Series1 と同様に位置によってばらつきの影響が見られるが、まくらぎ直下で引張りひずみが生じており、まくらぎ間ではほぼゼロ、もしくは圧縮のひずみが生じているという傾向はすべてのケースで共通している。

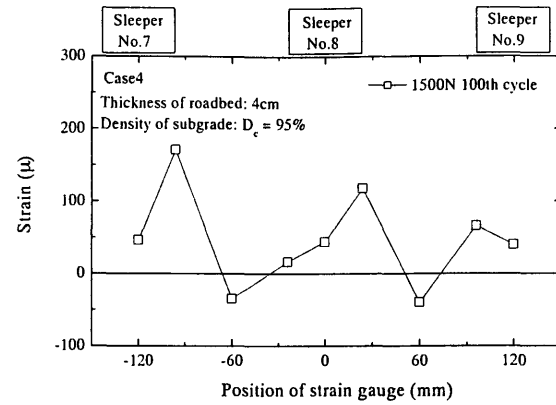
CA モルタルのひずみは、バラストを設置していない Case1, Case2, Case4 ではまくらぎの端部直下が最も大きい。ひずみの大きさは、路床の締固め度が 85% で路盤の厚さが 4cm で薄い Case1 で最も大きくなっている。また、路床の締固め度が 95% で路盤の厚さが 10cm の Case4 で発生しているひずみの大きさは、路盤厚さ 4cm の Case1, Case2 と比較すると小さくなっている。バラストを設置している Case5 ではまくらぎの端部直下ではなく、まくらぎ中心の直下にひずみの最大値が発生している。これはバラストの介在すると、まくらぎ端部直下における応力の集中が路盤表面には影響しないためであると考えられる。

図 2.7.15 に Case5 における繰返し載荷回数と CA モルタルの弾性ひずみ振幅の関係を示す。まくらぎ直下では引張り、まくらぎ中間部では圧縮のひずみが生じている。載荷荷重 1500N のときは弾性ひずみ振幅はほぼ一定となっており、載荷荷重を 3000N に増加させると、弾性ひずみ振幅もほぼ 2 倍程度に増加している。載荷荷重 3000N の定点載荷時は弾性ひずみ振幅がやや小さくなる傾向が見られるが、その後移動荷重載荷を行うと弾性ひずみ振幅はやや増加している。まくらぎ直下の引張りひずみの振幅は 3000N の移動荷重載荷の初期にやや増大する傾向が見られるが、その後ほぼ一定値に収束している。まくらぎ中間部の圧縮ひずみの振幅については、3000N の移動荷重載荷でもほぼ一定であった。

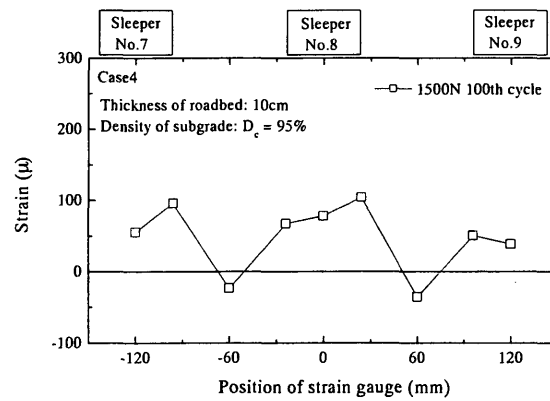
図 2.7.16 に Case5 における繰返し載荷回数と CA モルタルの残留ひずみを示す。載荷荷重 1500N の移動荷重載荷時および載荷荷重 3000N の移動荷重載荷時について、それぞれの荷重における載荷開始時のひずみをゼロとした残留ひずみの増分を示している。載荷荷重 1500N において、まくらぎ直下、およびまくらぎ中間部では繰返し載荷を行っても残留ひずみはあまり変化していない。それに対して、載荷荷重 3000N では繰返し載荷とともにまくらぎ直下に残留ひずみが蓄積される傾向が明瞭となっている。弾性ひずみ振幅を見ると、載荷荷重 3000N においてまくらぎ直下では 150~200 μ 程度となっている。弾性ひずみ振幅が 100 μ 以下の載荷荷重 1500N の場合は残留ひずみが生じていないことから、残留ひずみの蓄積には弾性ひずみ振幅の閾値があり、それを超えると残留ひずみが蓄積される可能性が考えられる。本実験の場合は 100~150 μ 程度がその閾値にあたり、100 μ 以下の弾性ひずみ振幅では残留ひずみはあまり大きくならないのではないかと考えられる。これより、材料の違いはあるが、強化路盤の設計において弾性ひずみ振幅が 100 μ を超えるような値である場合は、残留ひずみの発生に留意する必要があると考えられる。



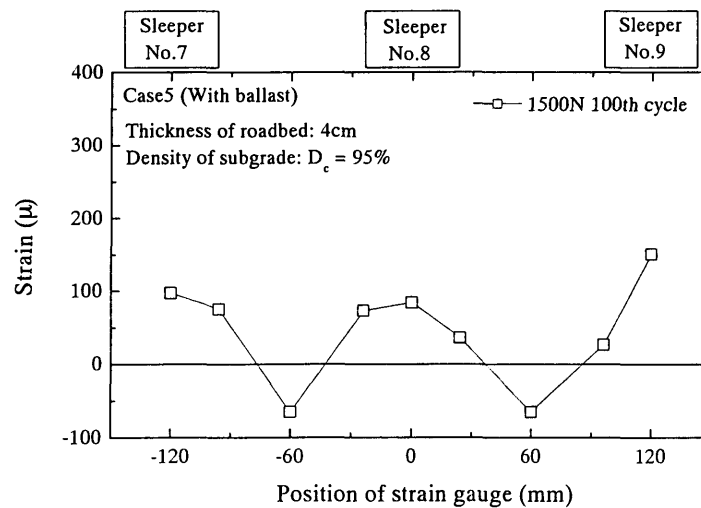
(a) Case1



(b) Case2



(c) Case4



(d) Case5

図 2.7.14 Series2 移動荷重載荷による CA モルタル弾性ひずみの分布形状
(1500N100 回目の走行時, 載荷輪がひずみゲージ直上にあるときの値)

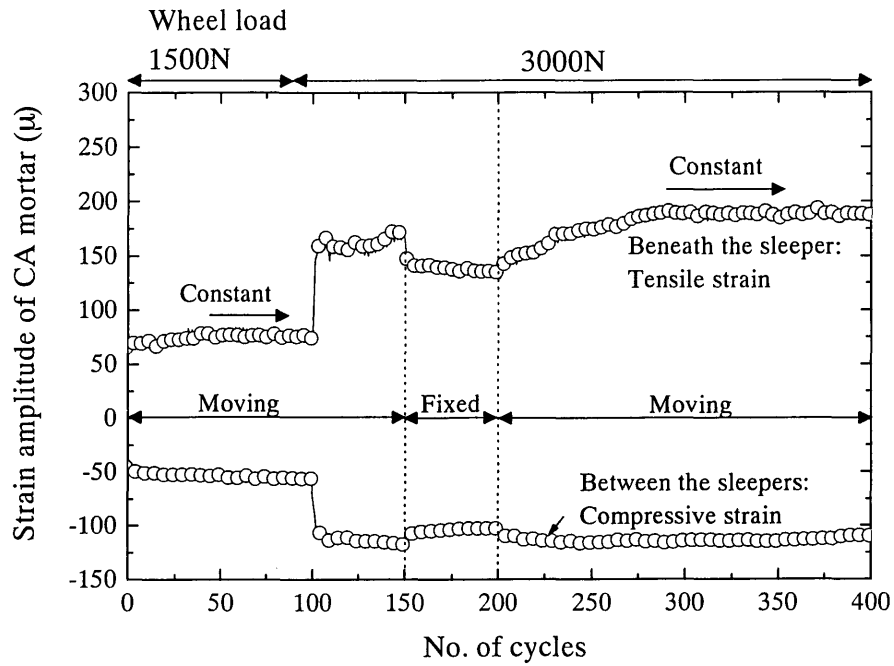


図 2.7.15 Series2Case5 CA モルタルのひずみ振幅

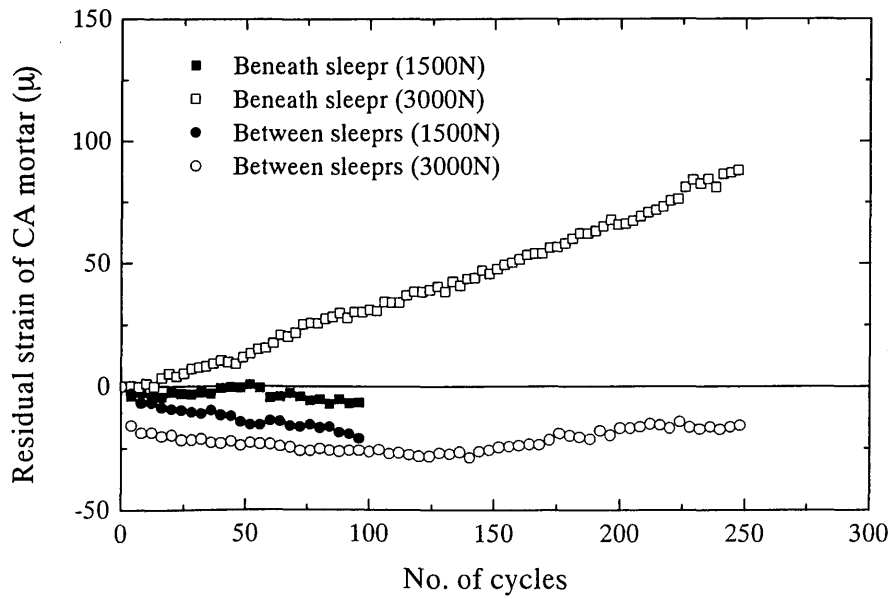


図 2.7.16 Series2Case5 CA モルタルの残留ひずみ