

鋼・コンクリート合成床版の輪荷重走行試験および

3次元有限要素解析による疲労耐久性評価

Evaluation for fatigue durability of steel plate-concrete composite deck
by wheel trucking test and three-dimensional finite element analysis

街道 浩*, 渡辺 滉**, 橋 吉宏***, 松井繁之****, 堀川都志雄*****

Hiroshi KAIDO, Hiroshi WATANABE, Yoshihiro TACHIBANA, Shigeyuki MATSUI, Toshio HORIKAWA

* 工修 川田工業(株)橋梁事業部大阪技術部 (〒550-0014 大阪市西区北堀江 1-22-19)

** 川田工業(株)橋梁事業部 (〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11)

*** 博士(工学) 川田工業(株)橋梁事業部技術部 (〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11)

**** 工博 大阪大学大学院教授, 工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)

***** 工博 大阪工業大学教授, 工学部都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

The authors have developed a steel-plate concrete composite deck. The composite deck consists of steel-plates, upper re-bars and concrete. The steel plate is stiffened with steel strips and shear studs are welded on the upper surface of the steel plate. A wheel trucking test was conducted using the real-size specimen of the composite deck. In the wheel trucking test, the specimen endured without any serious damage for the cyclic loading under the magnitude of wheel load of from 157kN to 392kN. Furthermore, three-dimensional finite element analyses of the specimen were carried out to compare with the measured values of the wheel trucking test. In this paper, comparisons of the measured values and the analytical values, and the fatigue durability for the composite deck that was evaluated by the deflection characteristics of the specimen and the fatigue damage of the shear studs were reported.

Key Words: steel plate-concrete composite deck, wheel trucking test, fatigue durability, three-dimensional finite element analysis

キーワード: 鋼・コンクリート合成床版, 輪荷重走行試験, 疲労耐久性, 3次元有限要素解析

1. はじめに

鋼・コンクリート合成床版(以下, 合成床版と略す)は, 鋼製型枠としてのけた下空間の安全性の確保, プレファブ化による現場工期の短縮, 床版厚の低減による死荷重の軽減, 高い耐力および疲労耐久性などの特徴を有する床版形式である。近年, 実橋への適用や長支間化に関する種々の研究が行われ, 鋼2主げた橋, 鋼少数主げた橋, 鋼開断面箱げた橋などに合成床版が積極的に採用されるに至っている。著者らは, このような合成床版のうち, ロビンソン型の合成床版を対象として, 各種の静的載荷試験, 輪荷重走行試験および施工試験などの多岐にわたる性能確認試験を実施し, 合成床版の挙動の把握, 設計手法の確立および実橋への適用を実施してきた^{1), 2), 3)}。

本研究は, これらの性能確認試験のうち, 写真-1に示す階段載荷を適用した輪荷重走行試験^{4), 5)}(以下, 走行試験と略す)に着目し, 試験方法およびその結果などについて詳細に検証することを目的とする。この走行試験は初期荷重を157kNとし, 走行回数4万回ごとに19.6kNづつ荷

重を増加させ, 総走行回数52万回, 最大荷重392kNまで載荷するものである。

また, 本研究では試験体のコンクリート, 鋼板, スタッド, 鉄筋などに関して, 細部まで忠実に再現した3次元モデルを用いた有限要素解析(以下, FE解析と略す)を実施し, 走行試験における測定結果との比較を通して, 試験

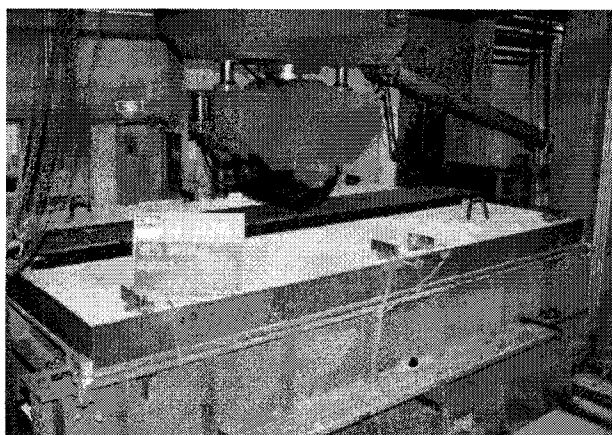


写真-1 試験装置と試験体

体のたわみや各部位のひずみなどの挙動を照査する。

さらに、試験体の弾性たわみの測定結果およびF E解析結果による床版の劣化度の評価、コンクリートのひびわれ性状の確認、下鋼板とコンクリートを結合するスタッドに作用するせん断応力に着目した累積損傷度の算定などを通して、本合成床版の疲労耐久性に関する評価を行うものである。

2. 試験体および荷重方法

2.1 試験体の設計および構造諸元

試験体は、荷重条件を道路橋示方書⁹⁾に規定されるB活荷重とし、1方向当たりの大型車の計画交通量を2,000台/日以上とする床版支間3.0mの連続版として設計されている。

試験体の形状寸法は表-1および図-1に示すように、幅2.8m、長さ4.5m、床版支間2.5m、コンクリート版厚200mm、下鋼板厚9mmであり、横リブ寸法は100mm×16mm、横リブ間隔は750mm、スタッド寸法はφ16mm×120mmとしている。また、コンクリートには、設計基準強度が $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ の普通コンクリートを採用している。

なお、輪荷重走行範囲内に継手が位置するように、試験体の中心から橋軸方向に525mm離れた位置に下鋼板の継手を設けた。

2.2 試験体の支持条件および支点部の構造

試験体の橋軸方向の支持条件に関しては、図-1(a)の“a”部の構造詳細を図-2に示すように、支持架台上に丸鋼を配置して支持している。一方、試験体の橋軸直角方向の支持条件に関しては、図-1(a)の“b”部の構造詳細を図-3に示すように、横ばりにより試験体の端部を支持し、一方向版の性状を再現できるように配慮している。

なお、試験体の支点部については、実橋との細部構造の違いが試験結果に与える影響を無視できないことが予想される。このため、以下に示すような処理により、支点部分の細部構造を実橋における合成床版の構造に近付けた。

(1) 支持架台上の構造

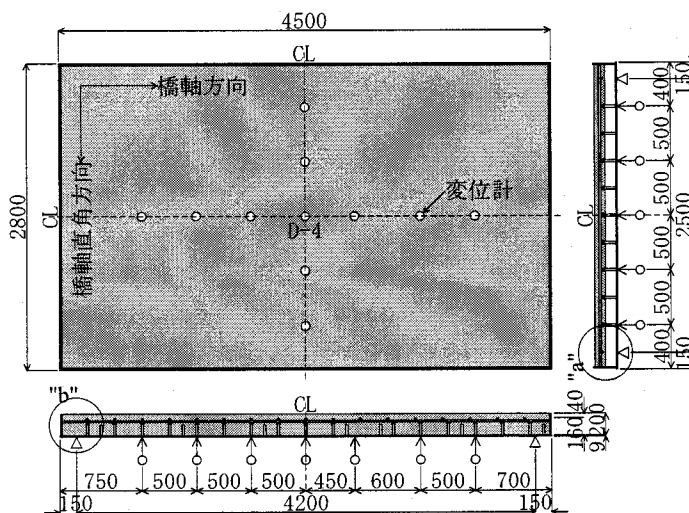
実橋における合成床版では、主げたの上フランジ上の構造は、下鋼板と横リブを分離し、横リブおよび主鉄筋を連続させている。このため、図-2に示すように支持架台上の下鋼板と横リブを溶接しないとともに、支持架台直上の領域の下鋼板にはスタッドを配置しないものとした。

(2) 鋼板型枠部の構造

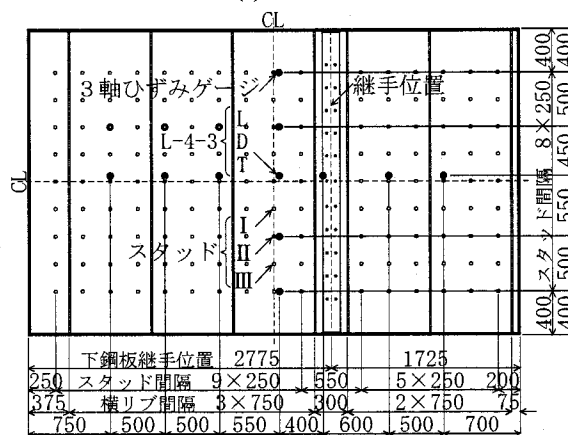
実橋における合成床版では、主げた上におい

表-1 試験体の構造諸元

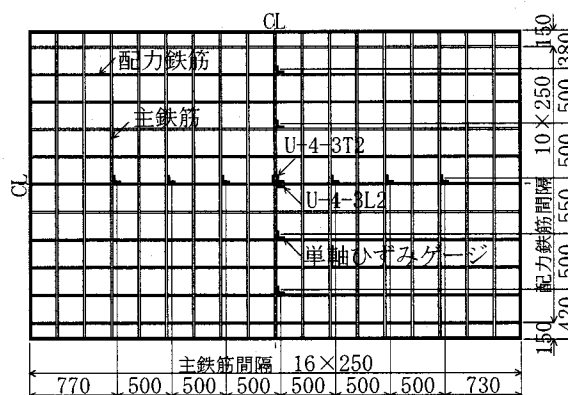
		単位	構造諸元
コンクリート	版厚	mm	200
	設計基準強度	N/mm ²	30
下鋼板	板厚	mm	9
	断面	mm	100×16
横リブ	橋軸方向間隔	mm	750
	寸法	mm	φ16×120
スタッド	橋軸方向間隔	mm	250
	橋軸直角方向間隔	mm	250
主鉄筋 (橋軸直角方向)	呼び	—	D19
	間隔	mm	250
配力鉄筋 (橋軸方向)	呼び	—	D16
	間隔	mm	250



(a)変位計の配置



(b)下鋼板のひずみゲージ配置



(c)鉄筋のひずみゲージ配置

図-1 試験体詳細図および測定位置図

て横リブおよび主鉄筋が連続している。また、橋軸方向に関しては配力鉄筋が連続している。このため、図-2 および図-3 に示すように、試験体の側面にコンクリートの型枠として配置した鋼板型枠と横リブおよび主鉄筋、鋼板型枠と配力鉄筋をそれぞれ溶接するものとした。なお、鋼板型枠は、下鋼板の変形を拘束しないように下鋼板とは溶接しないものとした。

2.3 試験体の製作

試験体の製作は、実橋における合成床版の施工と同等の条件に近付けるものとした。具体的には、写真-2 に示すように試験体の橋軸方向の支持位置に主げたの役割を果たすH形鋼を配置し、H形鋼上で下鋼板の対辺を支持する。その後、2 辺支持の状態のまま主鉄筋および配力鉄筋を配筋しコンクリートを打設する。なお、コンクリートについてはバケットを用いて打設を行った。

この手順により試験体の製作を行った結果、コンクリート打設後における下鋼板のたわみの測定値は 1.97 mm であり、下鋼板と横リブを有効断面としたはり理論による計算値 2.10 mm とほぼ一致していた。

2.4 載荷方法および測定項目

走行試験における載荷方法は、図-4 に示すように初期荷重を 157kN とし、4 万回ごとに 19.6kN づつ荷重を増加させる階段載荷とした。階段載荷の総走行回数は 52 万回、最大荷重は 392kN である。なお、輪荷重の走行範囲は試験体の中央から±1.5m である。

また、走行試験における測定項目は、図-1 に示すように試験体の変位、主鉄筋および配力鉄筋のひずみ、下鋼板下面のひずみである。なお、床版上面のコンクリートのひびわれ状況については走行試験終了後に確認しており、コンクリート内部のひびわれ状況については走行試験終了後に試験体を切断して確認した。

3. 材料試験結果

3.1 コンクリートの材料特性

試験体には設計基準強度が $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ の普通コンクリートを採用しており、コンクリートの配合は表-2 に示す通りである。

試験体と同一の条件のもとで養生を行ったコンクリート供試体の材料試験の結果を表-3 に示す。材料試験結果によれば、圧縮強度は設計基準強度の 1.3 倍の値を示している。これは材料試験の実施日が走行試験開始日の材齢 52 日であることから、設計基準強度の基準となる材齢 28 日の圧縮強度を上回ったものと考えられる。

なお、静弾性係数については、道路橋示方書⁶⁾に規定されている設計基準強度が $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ の場合の静弾性係数 $2.8 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ との差が平均で 3% 程度であり、試験体に用いたコンクリートと道路橋示方書の規格値との差は小さい。

以上の結果から、試験体に用いたコンクリートが所定の

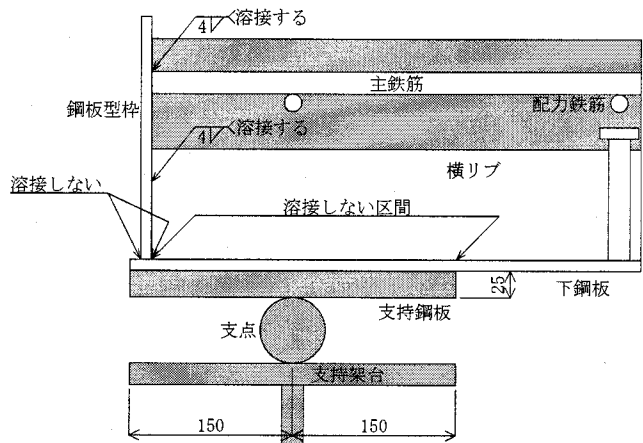


図-2 橋軸方向の支点部の構造（“a”部詳細）

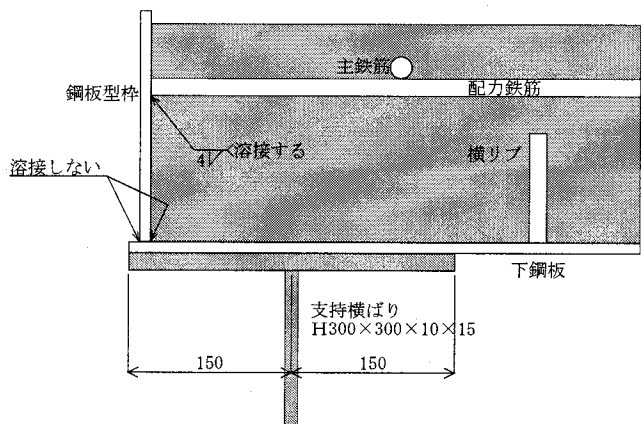


図-3 橋軸直角方向の支点部の構造（“b”部詳細）

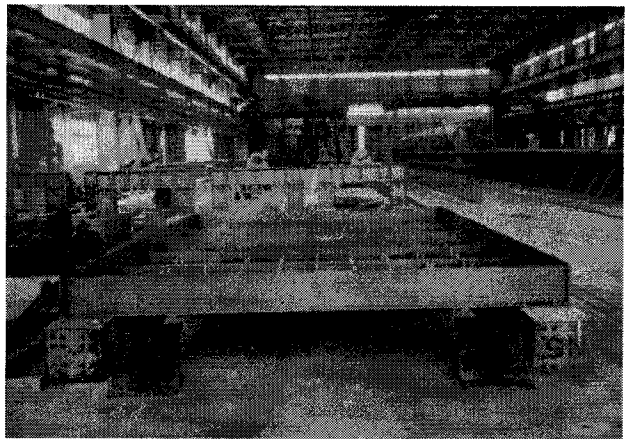


写真-2 下鋼板の設置状況

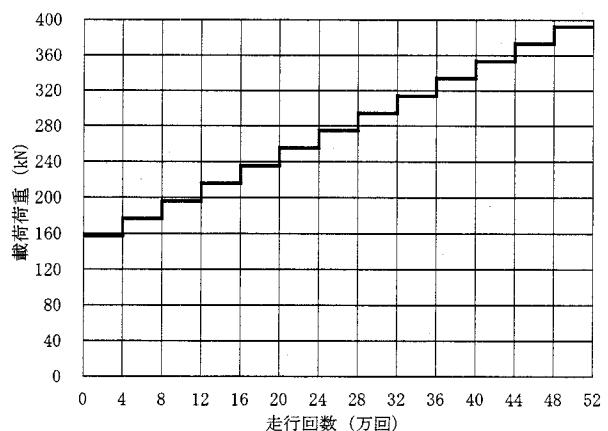


図-4 走行回数と載荷荷重の関係

材料特性を有していることが確認できた。

3.2 鋼材の材料特性

試験体の床版内に配筋する材質 SD345 の異形鉄筋および合成床版の下鋼板に用いた材質 SS400 の鋼板に関する引張強度の試験結果を表-4 に示す。

引張強度試験の結果から、異形鉄筋については公称降伏点応力 $345 \sim 440 \text{ N/mm}^2$ 、公称引張強さ 490 N/mm^2 以上を満足しており、鋼板については公称降伏点応力 245 N/mm^2 以上、公称引張強さ $400 \sim 510 \text{ N/mm}^2$ を満している。なお、ミルシートに記載されている引張強度試験結果についても、上記の公称値を満足することを確認した。

以上の結果から、試験体に用いた鋼材が所定の材料特性を有していることが確認できた。

4. 3次元有限要素解析

走行試験の測定結果との比較を目的として、対象とする試験体の細部まで忠実に再現した3次元モデルを用いたFE解析を行った。以下に各部位のモデル化や解析方法について述べる。

4.1 基本モデル

3次元FE解析の基本となるモデル（以下、基本モデルと略す）の要素分割は図-5 に示す通りである。このモデルの要素構成の概念図を図-6 に示す。合成床版のコンクリートはソリッド要素、下鋼板および横リブはそれぞれの鋼板の厚さを有するシェル要素、スタッドおよび鉄筋はそれぞれの鋼材の断面積と断面二次モーメントを有するはり要素としている。また、鋼板型枠はシェル要素でモデル化し、下鋼板、横リブ、主鉄筋、配力鉄筋との接合条件については図-2 および図-3 に示す構造を忠実に再現した。

なお、FE解析において、コンクリートと平面で接触している下鋼板、横リブ、鋼板型枠については、コンクリートとの界面において両者のせん断力による付着を無視し、部材に垂直な方向についての接触・非接触現象を考慮している。一方、スタッドおよび鉄筋とコンクリートとの界面についてはこれを考慮せず節点において剛結合とした。また、継手部については開閉量の測定値が非常に小さい⁴⁾ことからモデル化していない。

表-2 コンクリートの配合

(a)配合の設計条件

コンクリートの種類	呼び強度	スランブ	粗骨材の最大寸法	水セメント比	細骨材率
普通	30 N/mm^2	12cm	20mm	53.5%	43.0%

(b)配合表

単位量 kg/m^3				
セメント	水	細骨材	粗骨材	AE減水剤
313	167	758	1045	3.130

表-3 コンクリートの材料試験結果

番号	圧縮強度 N/mm^2	静弾性係数 $\times 10^4 \text{ N/mm}^2$	ポアソン比	引張強度 N/mm^2
1	38.2	2.95	0.210	3.65
2	36.7	2.75	0.208	3.60
3	37.9	2.95	0.180	3.80
平均値	37.6	2.88	0.199	3.68

表-4 鋼材の引張強度試験結果

番号	異形鉄筋				下鋼板			
	D16		D19		鋼板		平鋼	
	降伏点 応力	引張 強さ	降伏点 応力	引張 強さ	降伏点 応力	引張 強さ	降伏点 応力	引張 強さ
1	400	595	356	560	278	427	292	445
2	406	598	353	561	279	427	301	442
3	395	594	349	566	288	442	294	444
平均値	400	596	353	562	282	432	296	444

単位: N/mm^2

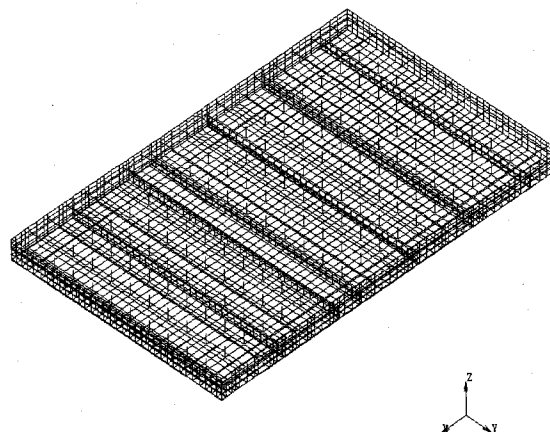
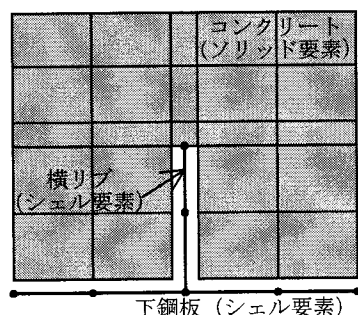
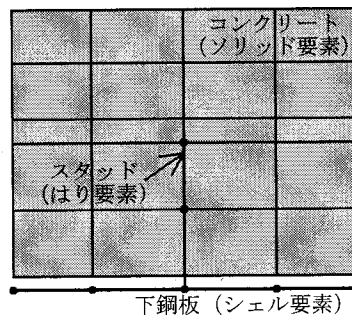


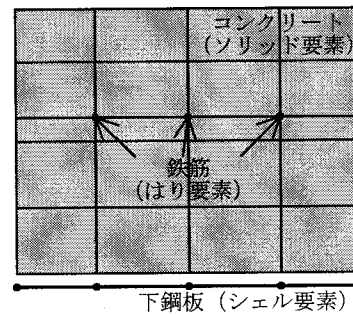
図-5 解析モデルの要素分割



(a)横リブ部 (断面図)



(b)スタッド部



(c)鉄筋部 (断面図)

図-6 基本モデルの概念図

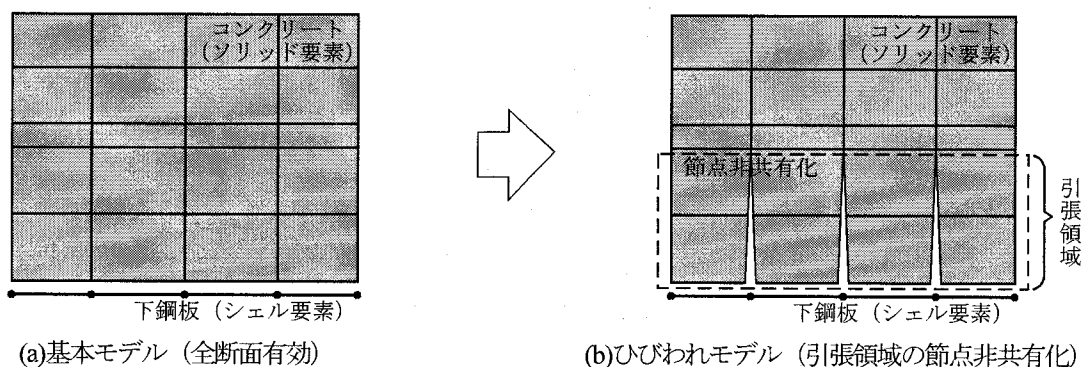


図-7 ひびわれモデルの概念図

FE解析において、コンクリート板厚および下鋼板厚、横リブ、スタッド、鉄筋などの形状寸法については表-1に示す値を採用した。また、コンクリートの材料定数は、表-3に示す材料試験結果をもとにヤング係数を $E=2.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比を $\nu=0.199$ とした。一方、鋼材の材料定数については、ヤング係数を $E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比を $\nu=0.3$ とした。

以下に示すFE解析は、解析コード MSC.Marc⁷を使用した弾性解析であり、基本モデルに関する節点数は約18,100、要素数は約16,000である。

4.2 ひびわれモデル

コンクリートの引張領域において、橋軸方向および橋軸直角方向にひびわれが発生し、抵抗断面として有効に働かない状態を近似的に解析できるひびわれモデルを導入した。ひびわれモデルの概念図は図-7に示すように、床版断面における力のつり合いから求めた、コンクリートの下端から80mmの引張領域に位置するソリッド要素に関して、隣接するソリッド要素の節点をお互いに共有しないように設定し、隣接するソリッド要素に節点力を伝達しないモデルを作成した。なお、節点の非共有化は、走行試験において荷重載荷が十分に行われたことを想定し、試験体の全領域に施している。

スタッドを表すはり要素については、コンクリートの圧縮領域に位置するソリッド要素のみに結合するものとした。また、下鋼板、横リブ、鋼板型枠とコンクリートとの接触・非接触については、基本モデルと同様の扱いとした。

4.3 支持条件および荷重条件

支持架台上では、図-2に示す支点位置において鉛直方向の変位を拘束した。一方、支持横ばり上に関しては、図-3に示す支持横ばりの中心位置に横ばりと等価な曲げ剛性を有するはり要素を配置した。

また、荷重の扱いは、図-8に示すように輪荷重走行範囲の中央において載荷ブロックの大きさである橋軸方向200mm×橋軸直角方向500mmの範囲に荷重98kNを等分布載荷した。

5. 測定結果および解析結果との比較

走行試験における測定結果のうち、試験体のたわみ分布、

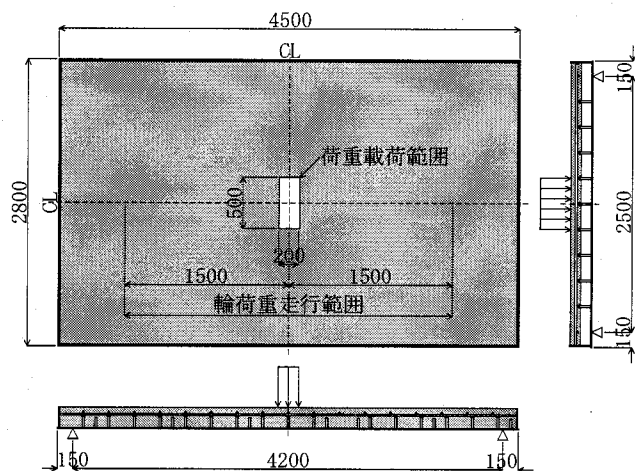


図-8 荷重載荷範囲および輪荷重走行範囲

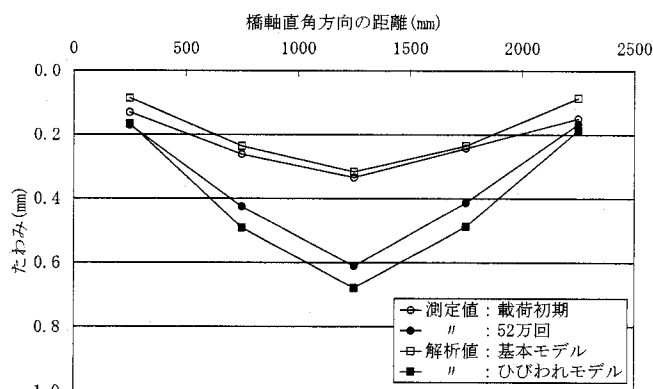


図-9 橋軸直角方向のたわみ分布

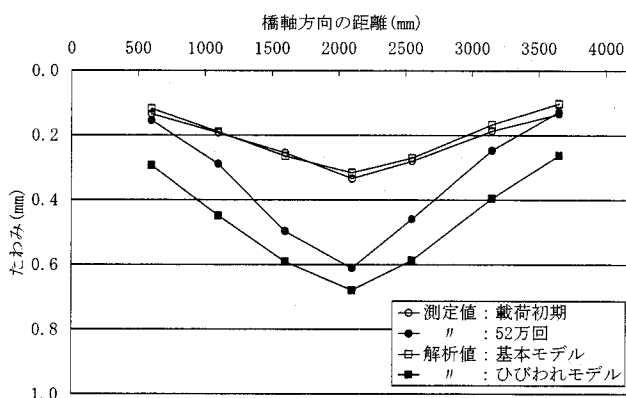


図-10 橋軸方向のたわみ分布

たわみの変化、下鋼板および鉄筋のひずみの変化を以下に示す。図中には、3次元F E解析により求めた基本モデル（コンクリート全断面有効）およびひびわれモデルの解析値を同時に示す。なお、図中の測定値についてはすべて98kNに換算した値である。

また、試験体のたわみの測定値および解析値から劣化度を求め、本試験体の疲労耐久性について検討する。

5.1 試験体のたわみ分布

試験体の中央における橋軸直角方向の弾性たわみ分布の測定値および解析値を図-9に示す。荷重初期における測定値は基本モデルの解析値にほぼ一致している。また、最終段階の走行回数 52 万回における測定値は、ひびわれモデルの解析値の 90%程度であり、両者の分布形状はほぼ等しい。

一方、試験体の中央における橋軸方向の弾性たわみ分布の測定値と解析値を図-10に示す。橋軸直角方向と同様に、荷重初期における測定値は基本モデルの解析値にほぼ一致している。また、走行回数 52 万回における測定値とひびわれモデルの解析値は比較的近い分布形状を示すが、両者を比較すると測定値は端部において小さく中央部において大きい傾向を示す。これは、輪荷重の走行範囲に位置する中央部の方がひびわれの発生が多いためと考えられる。

5.2 試験体のたわみの変化および劣化度

図-1(a)に示す試験体の中央点の変位計 D4 における弾性たわみの変化を図-11に示す。弾性たわみの測定値は、荷重初期において基本モデルの解析値に等しく、走行回数 52 万回においてひびわれモデルの解析値の 90%程度に至っている。

次に、文献8)において提案されているRC床版の活荷重たわみによる劣化度評価の方法を、本走行試験に適用した結果を式(1)に示す。この劣化度評価方法はRC床版を対象として提案されたものであり、床版が板としての機能を喪失したことを判断するものである。合成床版に関しては劣化度の評価方法が確立されていないことから、この評価方法を準用した。

$$D_{\delta} = \frac{W - W_0}{W_c - W_0} \quad (1)$$

$$= \frac{0.611 - 0.317}{0.679 - 0.317}$$

$$= 0.812 \leq 1.0$$

ここに、 D_{δ} : 劣化度

W : 弾性たわみの測定値 (mm)

W_0 : 基本モデルの解析値 (mm)

W_c : ひびわれモデルの解析値 (mm)

本走行試験は、設計荷重を大きく上回る荷重を載荷する非常に厳しい試験であるが、上記の評価方法では使用限界と定義される 1.0 を 2 割ほど下回る程度の劣化度に留まっ

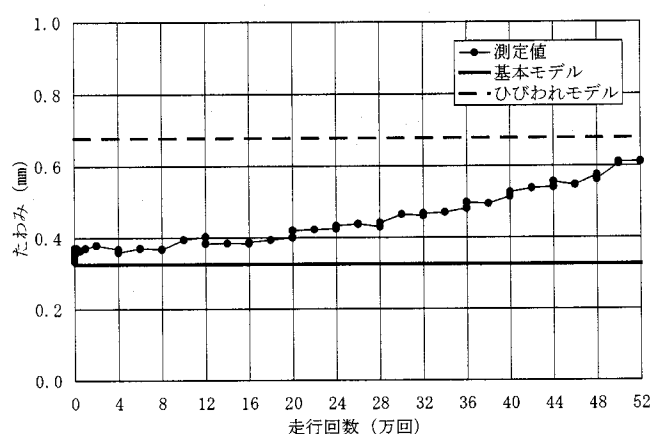


図-11 試験体中央点のたわみ(D-4)

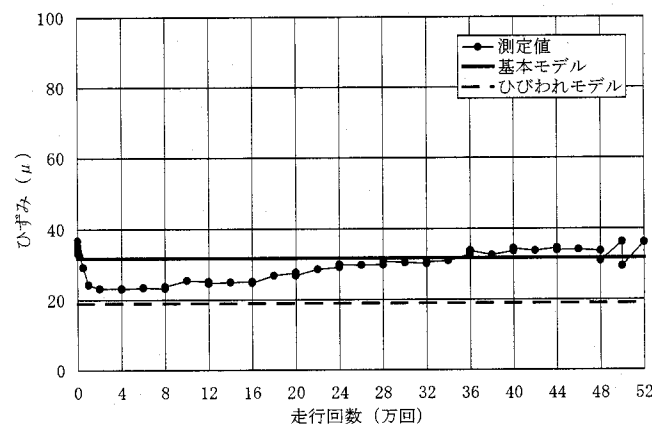


図-12 下鋼板ひずみ(L-4-3T)：橋軸直角方向

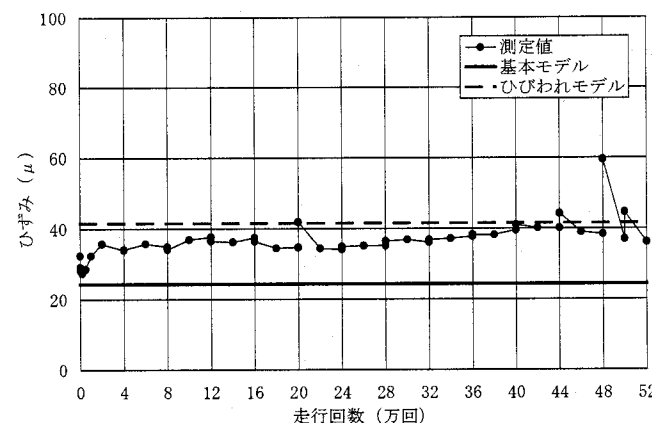


図-13 下鋼板ひずみ(L-4-3L)：橋軸方向

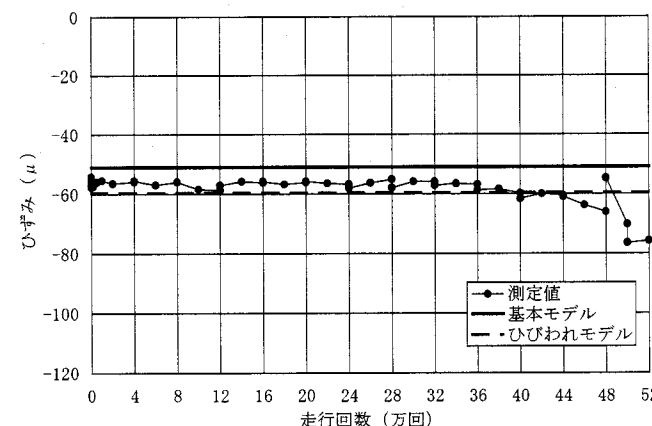


図-14 主鉄筋ひずみ(U-4-3T2)：橋軸直角方向

ていると算定された。

5.3 下鋼板のひずみの変化

図-1(b)に示す試験体中央部の3軸ひずみゲージ L-4-3 における下鋼板の橋軸直角方向の弾性ひずみの変化を図-12に、下鋼板の橋軸方向に関する弾性ひずみの変化を図-13に示す。

橋軸直角方向の弾性ひずみの測定値は、載荷初期から減少しはじめ、走行回数が2~8万回程度で最小となり、その後徐々に増加する傾向を示す。載荷初期における測定値は基本モデルの解析値よりもやや大きく、最小値はひびわれモデルの解析値に近い値を示すことから、走行回数が8万回ごろまでの測定値が減少していく様子をFE解析により評価できていることがわかる。なお、走行回数が8万回程度以降については、測定値が徐々に増加し、基本モデルの解析値に再度近づく傾向を示している。

橋軸方向の弾性ひずみの測定値は、載荷初期において基本モデルの解析値よりもやや大きく、その後徐々に増加しはじめ、最終的にはひびわれモデルの解析値に近い値を示す。

5.4 鉄筋のひずみの変化

図-1(c)に示す試験体中央のひずみゲージ U-4-3T2 における主鉄筋の橋軸直角方向の弾性ひずみの変化を図-14に、ひずみゲージ U-4-3L2 における配力鉄筋の橋軸方向に関する弾性ひずみの変化を図-15に示す。

主鉄筋の弾性ひずみの測定値は、載荷初期において基本モデルの解析値よりもやや小さく、その後徐々に減少しはじめ、最終的にはひびわれモデルの解析値に近い値を示す。

配力鉄筋の弾性ひずみの測定値は、載荷初期において基本モデルの解析値よりもやや大きく、その後徐々に減少しはじめ基本モデルの解析値にほぼ等しい値を示す。なお、走行試験の終盤においてひずみの測定値は、符号が反転し正の値を示している。これは、床版切断面のひびわれ状況を示す図-17(a)および(b)に示すようにひずみゲージ U-4-3L2 の近傍にひびわれが発生していることやコンクリートの乾燥収縮の影響を受けたためと考えられる。

上記の結果から、前述したモデル化を適用した3次元FE解析により、試験体のたわみや各部位のひずみの変化が精度よく表現できていることが明らかになった。また、文献8)に示された劣化度の評価方法に、弾性たわみの測定値および解析値を代入することにより、本試験体は走行試験の最終段階においても使用限界に至っていないものと算定された。これは、各部位の測定値が異常な値を示していないことに符合し

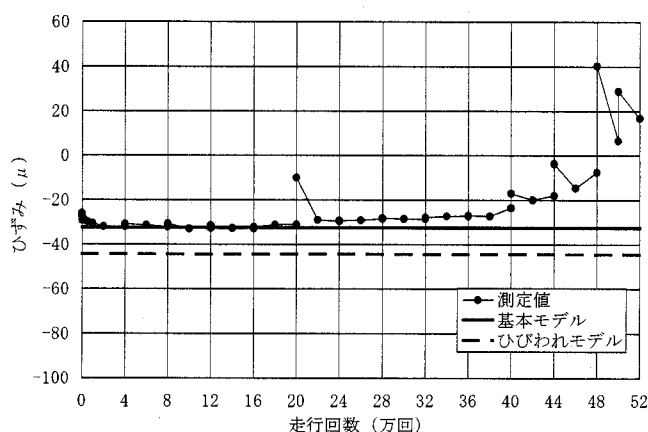


図-15 配力鉄筋ひずみ(U-4-3L2)：橋軸方向

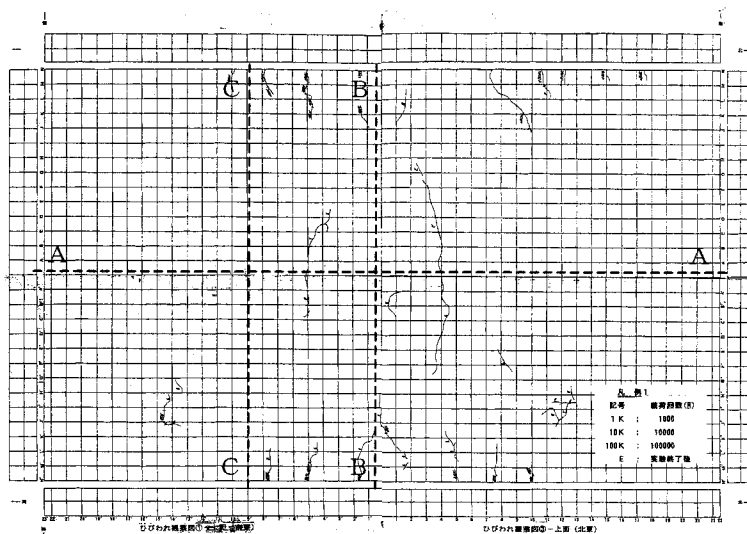


図-16 床版上面のひびわれ状況

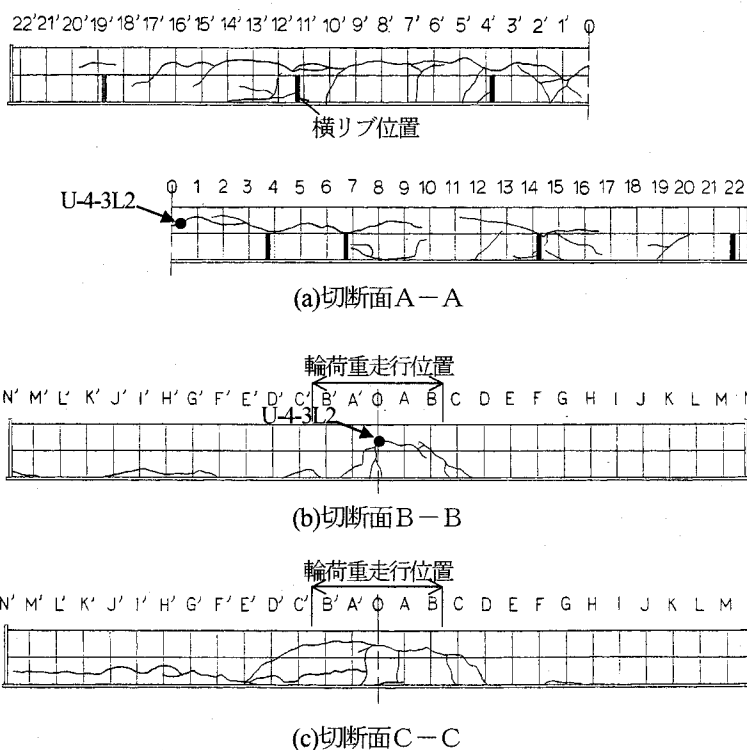


図-17 床版切断面のひびわれ状況

ている。

6. 試験体のひびわれ性状

走行試験終了時の試験体のひびわれ性状について検討する。床版の上面および切断面のひびわれ状況や、コンクリートを除去した後の鋼部材の状況を以下に示す。

6.1 床版上面のひびわれ状況

走行試験終了時におけるコンクリートの上面のひびわれ状況を図-16 に示す。コンクリート上面のひびわれは比較的少なく、試験体中央の輪荷重走行位置付近において3~4箇所発生しており、そのうち橋軸直角方向に発生したひびわれは比較的長い。また、試験体中央の支持架台上付近において橋軸直角方向に比較的短いひびわれが20箇所程度発生している。さらに、試験体設置用の吊り金具の周辺にも短いひびわれが発生している。

6.2 床版切断面のひびわれ状況

走行試験終了後において試験体の内部のひびわれ状況を調べるために、図-16 に示す切断線A-A、B-B、C-Cに沿って縦横に試験体を切断した。これらの切断面のひびわれ状況を図-17 に、切断面A-AおよびB-Bの状況をそれぞれ写真-3 および写真-4 に示す。なお、写真中のひびわれについては着色を施している。

橋軸方向の切断面A-Aを観察すると、横リブの頂部にひびわれが発生し、緩やかな傾きで斜め上方に向かってアーチ状に進展しており、場所によっては隣接する横リブから発生したひびわれがお互いに連続しているところもある。これらのひびわれは、上側鉄筋の付近においてほぼ水平に伝播するが、床版上面にまでは到達していない。

これらのひびわれは、繰返しのダウエル力によるコンクリートのはく離によるものと考えられ、上側鉄筋位置において床版を上下に分離することが予想される。この現象を防止するためには、スタッドを上側鉄筋位置まで高くし、コンクリートの圧縮領域に十分に定着させることが有効であり、これにより本合成床版の耐久性をさらに向上させることができると考えられる。

一方、橋軸直角方向の切断面B-BおよびC-Cを観察すると、試験体の中央付近にひびわれが発生しており、比較的急な傾きで斜め下方に進展し、コンクリートと下鋼板の境界付近に沿って支持架台方向に伸びている。

なお、切断面のコンクリート版厚を実測したところ、ひびわれなどの影響が少なく測定が可能であった箇所のコンクリート版厚は197~204mmであり、設計値の200mmとの差は-1.5~+2.0%であった。

6.3 コンクリート除去後の状況

試験体の切断後において、スタッド、横リブ、下鋼板の継手部の添接板および高力ボルトの状態を確認するために、コンクリートを除去した状況を写真-5 および写真-6 に示す。

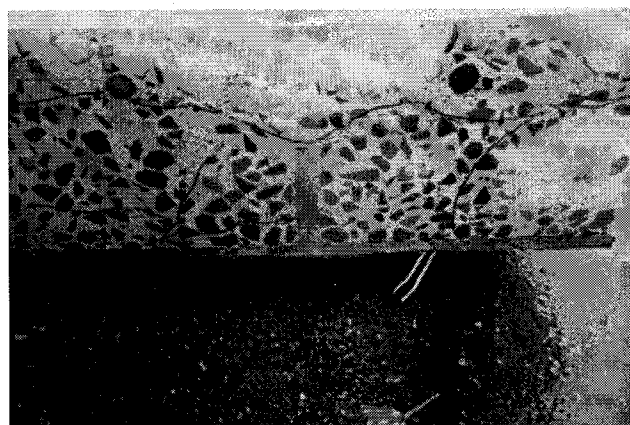


写真-3 橋軸方向の切断面A-Aのひびわれ状況

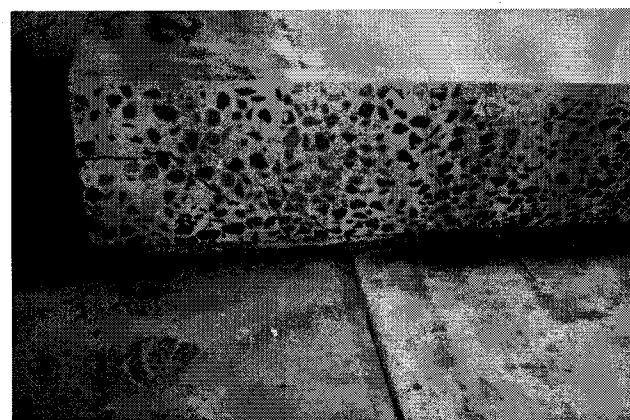


写真-4 橋軸直角方向の切断面B-Bのひびわれ状況

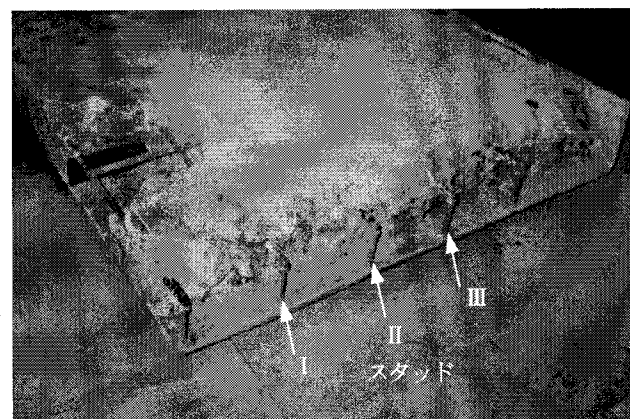


写真-5 コンクリート除去後の状況：試験体中央のスタッド

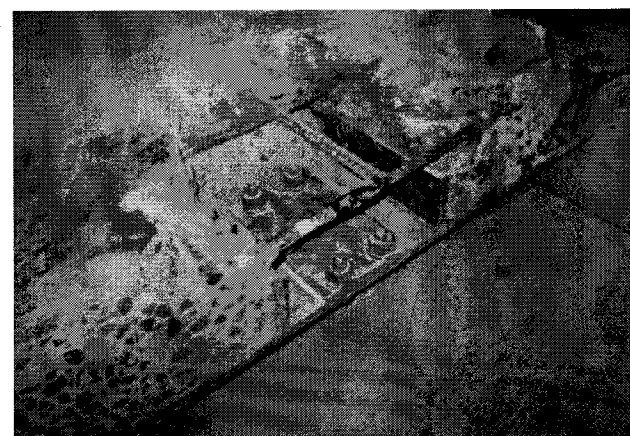


写真-6 コンクリート除去後の状況：下鋼板継手位置

試験体の中央における橋軸直角方向のスタッド列におけるコンクリートの除去後の状況を写真-5に示す。これらのスタッドは、曲がりなどの変形や溶接部の損傷を受けていないことを確認した。また、輪荷重走行位置直下における下鋼板の継手部の状況を写真-6に示す。継手部の添接板や高力ボルトにはすべりが発生した形跡がなく、継手部に隣接する横リブにも曲がりなどの変形や溶接部の損傷は認められなかった。

7. スタッドに作用するせん断力

ロビンソン型の合成床版の場合、下鋼板とコンクリートを結合するスタッドの疲労損傷は、合成床版自体の疲労耐久性に大きな影響を及ぼす要因の一つである。ここでは、スタッドに作用するせん断力の性状をF E解析により把握するとともに、このせん断力から算出されるせん断応力度を用いて、マイナーの線形被害則によりスタッドの累積損傷度を求め、本合成床版の疲労耐久性について検討を加える。

7.1 スタッドに作用するせん断力

図-8に示す輪荷重走行範囲内に98kNの輪荷重を載荷して、ひびわれモデルのF E解析を行った。解析結果のうち、スタッドに作用するせん断力が大きい図-1(b)に示すスタッドⅠ、Ⅱ、Ⅲの基部に作用するせん断力を図-18～20に示す。図中には、スタッドに作用する橋軸方向および橋軸直角方向のせん断力を示している。また、スタッドⅠおよびⅢに関して橋軸方向および橋軸直角方向のせん断力により、合成せん断力、作用方向、合成せん断応力度を算出した結果を、それぞれ表-5および表-6に示す。

橋軸方向のせん断力は、試験体の橋軸方向の中心に関して点対称に分布し、作用方向が交番する性状を示している。また、各スタッドとも試験体の中心から±0.4mの位置に荷重を載荷した場合においてせん断力が最大となっている。その値はスタッドⅠ>Ⅱ>Ⅲの順で大きく、スタッドⅠに関して±0.4kNである。なお、試験体の中心に関してわずかに非対称の分布を示すのは、試験体の継手位置を考慮して横リブを非対称に配置しているためである。

一方、橋軸直角方向のせん断力は、各スタッドとも試験

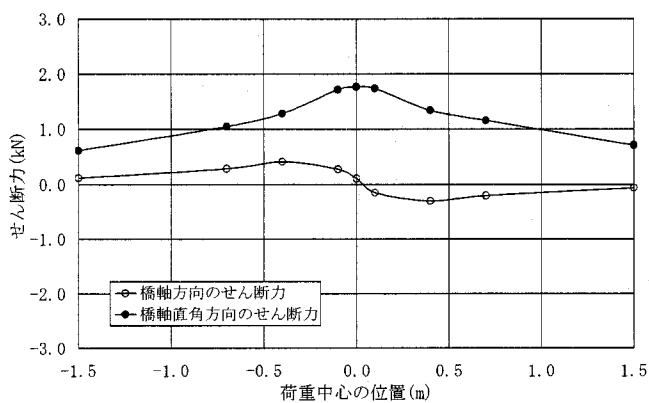


図-18 スタッドⅠに作用するせん断力

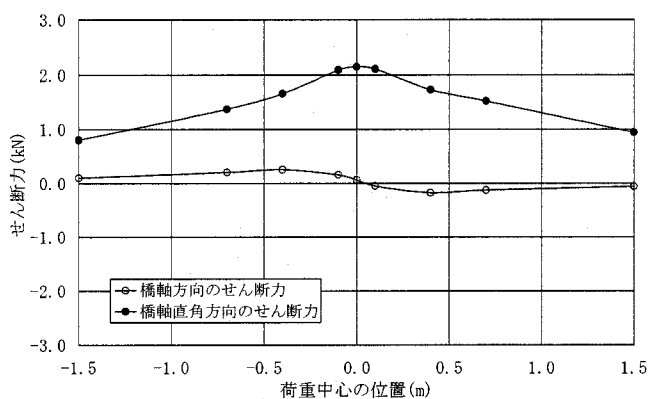


図-19 スタッドⅡに作用するせん断力

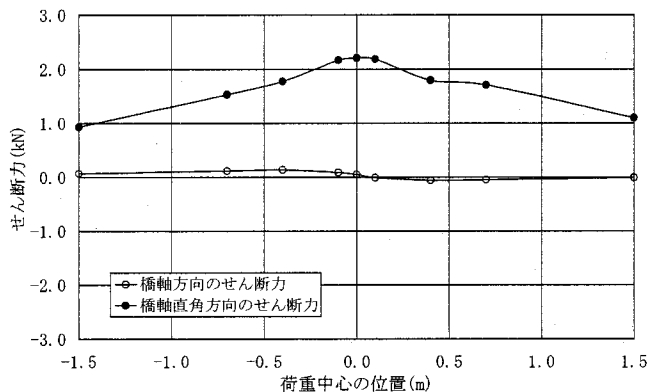


図-20 スタッドⅢに作用するせん断力

表-5 スタッドⅠの合成せん断力とその作用方向

試験体の中心から 荷重中心までの距離	番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
	m	-1.5	-0.7	-0.4	-0.1	0.0	0.1	0.4	0.7	1.5
橋軸方向のせん断力 S_x	kN	0.118	0.284	0.412	0.275	0.108	-0.147	-0.304	-0.206	-0.006
橋軸直角方向のせん断力 S_y	"	0.618	1.050	1.285	1.717	1.766	1.736	1.344	1.158	0.073
合成せん断力 S_c	"	0.629	1.088	1.350	1.739	1.769	1.743	1.378	1.176	0.073
合成せん断力の作用方向 θ	deg	79.2	74.8	72.2	80.9	86.5	94.8	102.8	100.1	94.7
合成せん断応力度 τ_c *	N/mm ²	3.1	5.4	6.7	8.6	8.8	8.7	6.9	5.8	0.4

* 合成せん断応力度は衝撃の影響を含まない値を示す。

表-6 スタッドⅢの合成せん断力とその作用方向

試験体の中心から 荷重中心までの距離	番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
	m	-1.5	-0.7	-0.4	-0.1	0.0	0.1	0.4	0.7	1.5
橋軸方向のせん断力 S_x	kN	0.069	0.118	0.137	0.088	0.049	-0.010	-0.059	-0.049	-0.010
橋軸直角方向のせん断力 S_y	"	0.932	1.530	1.776	2.168	2.207	2.188	1.795	1.707	1.099
合成せん断力 S_c	"	0.934	1.535	1.781	2.170	2.208	2.188	1.796	1.708	1.099
合成せん断力の作用方向 θ	deg	85.8	85.6	85.6	87.7	88.7	90.3	91.9	91.6	90.5
合成せん断応力度 τ_c *	N/mm ²	4.6	7.6	8.9	10.8	11.0	10.9	8.9	8.5	5.5

*合成せん断応力度は衝撃の影響を含まない値を示す。

体の中央に荷重を載荷した場合において最大となっている。各スタッドのせん断力を比較するとスタッドⅢが最も大きく2.2kNである。なお、合成せん断力についても最大値はスタッドⅢにおいて発生しており、その値は2.2kNである。

7.2 スタッドに作用するせん断力の作用方向

表-5に示すようにスタッドⅠに作用する合成せん断力の最大値は、荷重の載荷位置を試験体の中央とした場合に発生しており、その値は1.8kNである。また、合成せん断力の作用方向 θ は、荷重の載荷位置により72°から103°まで31°変化している。

この合成せん断力の大きさと作用方向を図-21に示す。図中の番号は表-5に示す荷重中心の位置の番号に対応している。スタッドⅠに作用する合成せん断力の方向は、荷重載荷位置を試験体の中央とした場合において作用方向が90°に最も近くなり、荷重載荷位置を-0.4m(番号③)および+0.4m(番号⑦)とした場合に、それぞれ最小および最大の角度となる。なお、合成せん断力の方向の変化量はスタッドⅠ>Ⅱ>Ⅲの順で大きく、輪荷重の載荷位置から遠ざかるほど小さくなっており、スタッドⅢでは6°程度と小さい。

文献9)によれば、輪荷重の走行にともなって合成床版のスタッドに作用する合成せん断力の方向が変化することを報告しており、本試験体のスタッドについても同様な現象が発生することが明らかになった。しかしながら、文献9)では本研究における変化量の3倍である90°以上の変化が報告されている。この違いは、本合成床版では下鋼板上に横リブを溶接しており、横リブがせん断力の方向の変化量を低減したものと考えられる。

7.3 スタッドの累積損傷度

マイナーの線形被害則を適用して、スタッドに作用するせん断力をもとにした累積損傷度を算出する。

まず、ロビンソン型の合成床版に用いられるスタッドの疲労寿命曲線を文献10)により、図-22および式(2)のように設定する。

$$\log \tau = -0.0519 \log N + 2.0697 \quad (2)$$

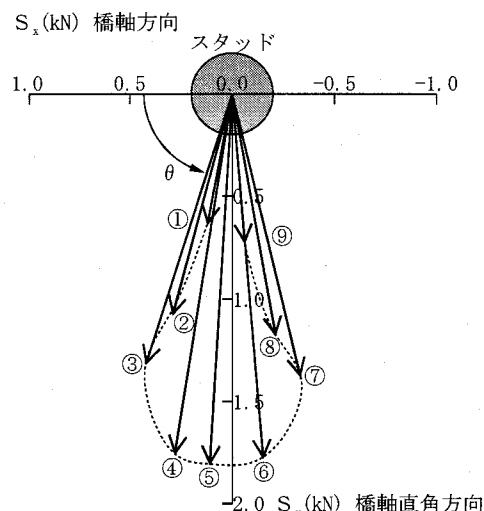


図-21 スタッドⅠに作用する合成せん断力の方向

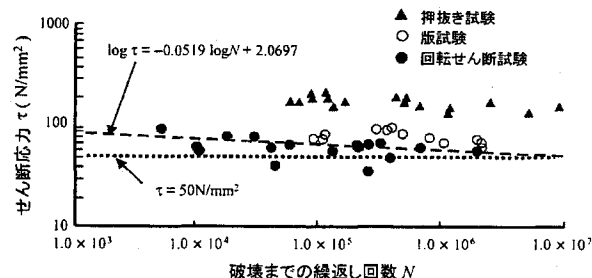
図-22 スタッドの疲労寿命曲線¹⁰⁾

表-7 スタッドⅢの累積損傷度

載荷荷重 kN	走行回数 n_i	換算せん断応力度 τ_i (kN/mm ²)	τ_i に対応する疲労寿命 N_i	損傷度 D_i $\Sigma n_i / N_i$
157	40,000	24.3	15,165,992,133,600	0.000
177	40,000	27.4	1,504,962,448,094	0.000
196	40,000	30.3	211,004,844,584	0.000
216	40,000	33.4	32,451,517,677	0.000
235	40,000	36.4	6,393,825,948	0.000
255	40,000	39.5	1,325,215,392	0.000
275	40,000	42.6	309,347,162	0.000
294	40,000	45.5	85,388,083	0.000
314	40,000	48.6	24,025,821	0.002
334	40,000	51.7	7,310,996	0.005
353	40,000	54.6	2,517,704	0.016
373	40,000	57.7	870,655	0.046
392	40,000	60.7	334,272	0.120
			累積損傷度 D_c	0.189

ここに、 τ : スタッドに作用するせん断応力度 (N/mm²)

N : 繰返し回数

一方、スタッドに作用するせん断応力度は、表-6に示すスタッドⅢに作用する最大合成せん断力およびスタッドの断面積から式(3)により算出する。なお、最大合成せん断力は、載荷荷重が98kNの場合のせん断力であることから、損傷度の算出にあたっては、せん断応力度を走行試験における載荷荷重により換算するものとする。また、合成せん断力には、道路橋示方書⁹⁾に準拠して試験体の床版支間を2.5mとして求めた衝撃係数を考慮するものとした。

$$\tau_0 = \frac{S_c \cdot (1+i)}{A_s} \quad (3)$$

$$= \frac{2.208 \cdot (1+0.381)}{\pi \cdot (16/2)^2}$$

$$= 15.2$$

ここに、 τ_0 : スタッドに作用するせん断応力度 (N/mm²)

S_c : スタッドに作用する最大合成せん断力(kN)

A_s : スタッドの断面積(mm²)

i : 衝撃係数

走行試験では初期荷重を157kNとし、走行回数4万回ごとに19.6kNづつ荷重を増加させ、最大荷重である392kNまで載荷している。それぞれの載荷荷重に関して、換算したせん断応力度から式(2)により各載荷荷重に対する疲労寿命を求め、式(4)により損傷度を算出した結果を表-7に示す。各載荷荷重に対する損傷度の合計である累積損傷度は式(5)に示す通りである。

$$D_i = \frac{n_i}{N_i} \quad (4)$$

$$D_r = \sum D_i \quad (5)$$

$$= 0.189 \leq 1.0$$

ここに、 D_r : 累積損傷度

D_i : 応力範囲 τ_i が n_i 回繰返されたときの損傷度

N_i : 応力範囲 τ_i に対する疲労寿命

n_i : 応力範囲 τ_i の繰返し回数

τ_i : 載荷荷重により換算したせん断応力度(N/mm²)

本走行試験は、設計荷重を大きく上回る荷重を載荷する非常に厳しい試験であるが、上記の評価方法ではスタッドの破壊と定義される1.0の2割程度の損傷度にしかすぎない。これは、走行試験終了後におけるコンクリート除去後の観察において、当該スタッドが破断していなかったことに符合している。

8. まとめ

本研究は、ロビンソン型の合成床版の階段載荷による輪荷重走行試験に関して、試験方法およびその結果について詳細に検証することを目的としたものである。また、試験体の細部まで忠実に再現した3次元モデルを用いた有限要素解析を実施し、走行試験における測定結果との比較を通して、試験体の挙動を把握した。さらに、試験体の劣化度の評価、コンクリートのひびわれ性状の確認、スタッドの累積損傷度の算定を通して、試験体の疲労耐久性に関する評価を行った。

本研究において、得られた結果は以下の通りである。

- 1) 本合成床版の細部までモデル化した3次元F E解析を実施し、走行試験の測定結果との比較を通して解析方法の妥当性を確認した。
- 2) 弾性たわみの測定値および解析値を活荷重たわみによる劣化度の評価方法に適用した結果、劣化度は0.812となり使用限界と定義される1.0を下回った。
- 3) スタッドに作用するせん断力の解析値からせん断応力度を求め、マイナーの線形被害則により損傷度を算出した結果、累積損傷度は0.189となりスタッドの破壊と定義される1.0を下回った。
- 4) 上記の2)および3)より、本合成床版は総走行回数52万回、最大荷重392kNの走行試験の終了時において、十分な疲労耐久性を保有していたものと考えられる。
- 5) コンクリートの切断面のひびわれ性状から、本合成床版の耐久性をさらに向上させるために、スタッドを上側鉄筋位置まで高くすることを提案した。
- 6) スタッドに作用するせん断力の解析値により、合成せん断力の作用方向の変化量が文献9)の報告よりも小さいことを確認した。

なお、今後の課題として、コンクリート版厚が比較的薄い試験体の走行試験においてスタッドが破断したという報告⁹⁾があることから、コンクリートの版厚および横リブの有無が、スタッドに作用するせん断力の性状やスタッドの疲労耐久性に与える影響に関して定量的な評価を行う必要がある。

最後に、本研究における輪荷重走行試験の実施にあたり、国土交通省 土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室、(財)土木研究センター 研究開発四部、ならびに「道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究」に携わる各社の皆様方から多大のご助力とご助言を賜ったことをここに記し、感謝を表する次第である。

参考文献

- 1) 渡辺 滉, 街道 浩, 水口和之, 村松竹司, 松井繁之, 堀川都志雄: 鋼・コンクリート合成床版の開発と実橋への適用について, 第一回鋼橋床版シンポジウム講演

論文集, 土木学会, pp.213-218, 1998.

- 2) 街道 浩, 渡辺 滉, 橘 吉宏, 松井繁之, 堀川都志雄: 床版張出し部の輪荷重走行試験および曲げモーメント性状について, 構造工学論文集 Vol.48A, 土木学会, pp.1429-1439, 2002.
- 3) 街道 浩, 渡辺 滉, 橘 吉宏, 松井繁之, 栗田章光: 鋼・コンクリート合成床版を適用したプレストレスしない連続合成げたの中間支点部の静的載荷試験, 構造工学論文集 Vol.49A, 土木学会, pp.1115-1126, 2003.
- 4) 建設省土木研究所, (財) 土木研究センター, 民間企業 17 社 15 グループ: 道路橋床版の輪荷重走行試験機における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書(その1), pp.79-103, 1999.
- 5) 国土交通省土木研究所, (財) 土木研究センター, 民間企業 21 社 17 グループ: 道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書(その5) -評価編-, pp.141-167, 2001.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 丸善, 2002.
- 7) 日本エムエスシー: MSC.Marc 2001 日本語オンラインマニュアル, 2001.
- 8) 松井繁之, 前田幸雄: 道路橋RC床版の劣化度判定法の一提案, 土木学会論文集 第374号/I-6, pp.419-426, 1986.
- 9) 松井繁之, 佐々木洋, 福本喙士, 梶川靖治: 走行荷重下における鋼板・コンクリート合成床版の疲労特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.34A, 土木学会, pp.409-420, 1988.
- 10) 土木学会: 構造工学シリーズ11 複合構造物の性能照査指針(案), 丸善, 2002.

(2003年9月12日受付)