

鋼・コンクリート合成床版の中間支点部輪荷重走行試験 (ロビンソン型合成床版)

Wheel load running tests on negative moment region of continuous composite girder bridge
with steel plate-concrete composite deck

柳澤 則文*, 橋 吉宏**, 久保田 強***, 福井 正章****, 松井 繁之*****
Norifumi YANAGISAWA, Yoshihiro TACHIBANA, Tsuyoshi KUBOTA
Masaaki FUKUI and Shigeyuki MATSUI

*川田工業(株) 技術管理室 (〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11)

**工博 川田工業(株) 橋梁事業部技術部東京技術部技術開発課 (〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11)

***首都高速道路公団 東京建設局建設第二部設計第二課 (〒160-0023 東京都新宿区西新宿 6-6-2)

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

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

For applying a continuous composite girder bridge with steel plate-concrete composite deck to an actual bridge of Metropolitan Expressway, wheel load running tests were carried out to confirm the fatigue durability of the composite deck on the negative moment region. The type of composite deck used in the study is Robinson type. In this paper, the experimental results on rigidities of the composite deck and girder are described. The wheel load running test with water on the surface after setting a waterproofing on the composite deck proves the effectiveness of the waterproofing.

Key Words : steel plate-concrete composite deck, negative moment region of continuous girder bridge, wheel load running test, fatigue durability, Robinson type

1. まえがき

さいたま新都心の東側に位置する見沼田圃を貫く首都高速大宮線見沼高架橋では、現在暫定2車線で整備が進められており、将来的には完成4車線へと拡幅される予定である。そこで、橋軸直角方向にプレストレスを導入したPC床版と比べて拡幅への対応が容易な合成床版を鋼連続合成鈹桁橋へ採用することが計画されている¹⁾。このようなことから、負曲げ領域下におけるロビンソン型合成床版の疲労耐久性を確認するため、連続合成鈹の中間支点部(図-1)を縮小模型化し、床版に発生

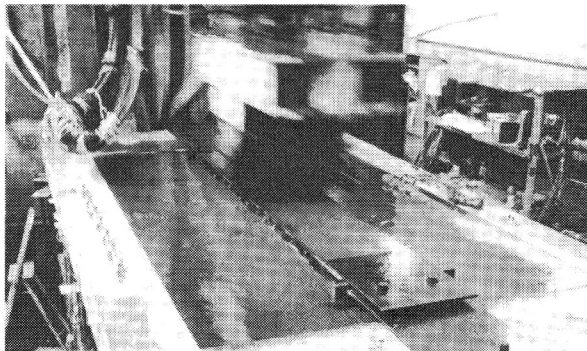


写真-1 輪荷重走行試験状況(水張り走行試験状況)

する主桁作用による引張力と床版作用による曲げモーメントとの重ね合わせ応力状態を再現して、輪荷重走行試験を実施することとした。ただし、水の影響が懸念されることから、ウレタン系の高機能防水層を施した水張り走行試験も合わせて実施することとした(写真-1参照)。ここでは、その試験結果について報告するものである。

2. 試験体と載荷方法

(1) 試験体

試験体の基本寸法は、試験設備の制約から図-2に示すように、幅:2.30m、長さ:4.50m(床版支間長2倍以上)、床版支間長:2.00mとし、コンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ とした。また、床版厚につい

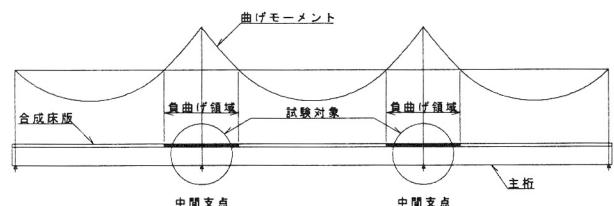


図-1 試験対象

表-1 合成床版の試験体諸元

底鋼板厚	6mm
主鉄筋方向鋼材量 (単位断面)	主鉄筋: D19@150(20.1cm ²) 底鋼板: 1000×6(60.0cm ²)
配力鉄筋方向鋼材量 (単位断面)	配力筋: D19@125(22.9cm ²) 底鋼板: 1000×6(60.0cm ²)
鉄筋比	主鉄筋方向: 1.3% 配力筋方向: 1.5%
純かぶり	主鉄筋: 30mm 配力筋: 49mm

ては、中間支点部における実橋でのひび割れ性状を確認する目的から、「合成床版 設計・施工マニュアル」[(社)日本橋梁建設協会]に準拠し、床版厚: 16.0cm(実橋の2/3)とした。表-1に試験体の諸元を示す。

(2) 載荷方法

載荷方法は、図-2, 3に示すように、負曲げ荷重Rを一定とし、輪荷重Wを階段状(10万往復ごとに137kN, 157kN, 177kN)に変化させ、合成床版の耐荷性状を確認するものとした(次章で詳述)。なお、負曲げ荷重Rは、1主桁当たり256kNとした(次章で詳述)。また、防水層を施工した水張り走行試験については、98kNを載荷輪荷重とした。

3. 載荷荷重および走行回数の検討

(1) 負曲げ荷重Rの検討

負曲げ荷重Rは、対象橋梁の基本設計より上側配力鉄筋応力度に着目し、合成後死荷重(D₂)と合成後活荷重(L)の重ね合わせ応力度がD₂+0.6L相当²⁾となる荷重を載荷するものとした(表-2参照)。なお、負曲げ荷重は、試験体における床版有効幅を2径間連続桁の中間支点上着目断面として計算し、主桁+コンクリートを無視した合成床版による断面剛性から曲げモーメントを求め、単純ばりに作用する集中荷重として計算を行った。合成床版の有効断面は、中間支点付近に設けた底鋼板のパネル接合部を高力ボルト摩擦接合としているため、底鋼板+配力鉄筋としている。

(2) 輪荷重Wの検討

2/3の縮小モデルに載荷する輪荷重Wについては、底鋼板の曲げ応力とコンクリートのせん断応力の相似性を考慮する必要がある。そこで前者に着目して試験的に載荷したところ、後者の影響が支配的となった。このようなことから、せん断応力の相似性に着目し、FEM解析を実施して載荷輪荷重を決定することとした。FEM解析は、コンクリートにソリッド要素、底鋼板にシェル要素を用い、支持条件を単純支持として行った。一例として、試験体の解析モデル形状を図-4に示す。なお、解析プログラムにはMSC-NASTRANを使用し、解析ケースは、図-5~7に示す試験体モデル(設計輪荷重1輪)、実橋モデル(設計輪荷重)、実橋モデル(過積載相当)の3ケースとした。

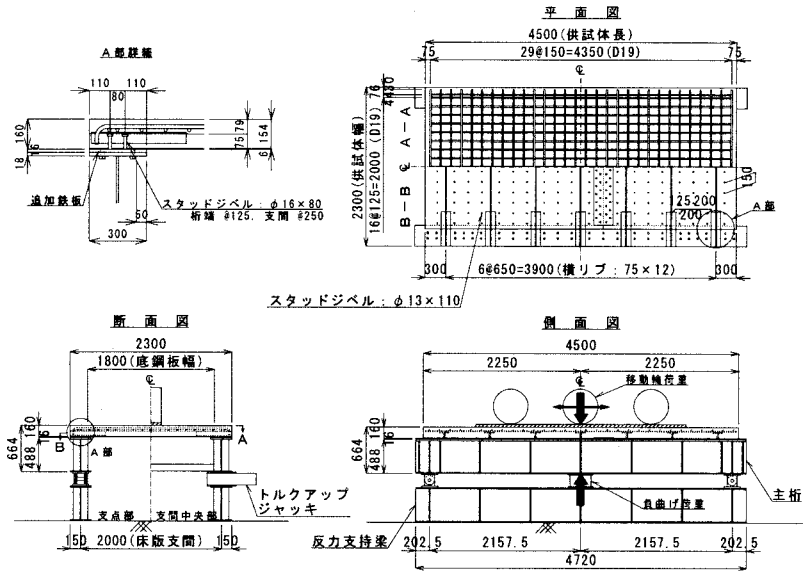


図-2 対象とした試験体の基本寸法と載荷方法

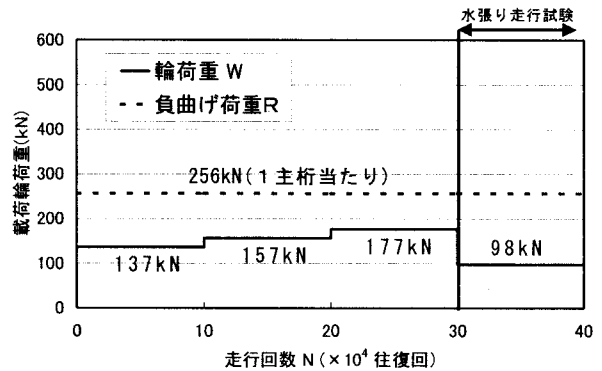


図-3 載荷パターン

表-2 対象橋梁の応力と負曲げ荷重

対象橋梁	OE33工区上部工工事		
	実橋	輪荷重走行試験	
	上側配力鉄筋応力度 N/mm ²	曲げモーメント kN·m	負曲げ荷重R kN
①合成前死荷重(D ₁)	—	—	—
②合成後死荷重(D ₂)	39.6	-146.74	136
③活荷重(L)	58.2	—	—
④クリープ	3.0	—	—
⑤乾燥収縮	4.3	—	—
⑥温度差	31.0	—	—
⑦活荷重(0.6L相当)	34.9	-129.32	120
②+⑦	74.5	-276.06	256

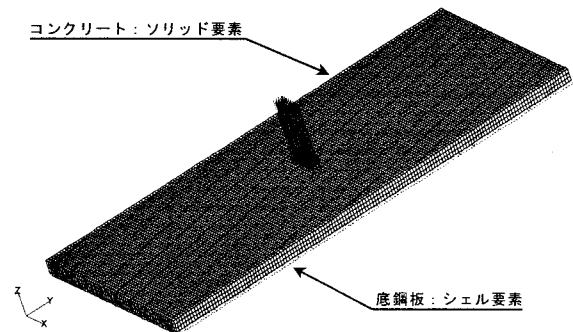


図-4 FEM解析モデル(試験体)

* 試験体モデル

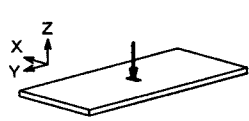


図-5 CASE-1

* 実橋モデル (設計輪荷重)

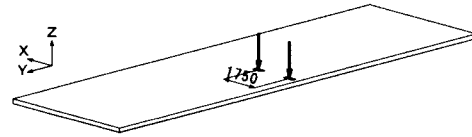


図-6 CASE-2

* 実橋モデル (過積載相当)

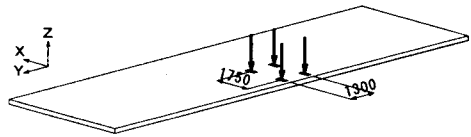


図-7 CASE-3

その結果、表-3より実橋モデルでは、設計輪荷重で -0.86N/mm^2 、過積載相当で -1.43N/mm^2 、試験体モデルでは、設計輪荷重(1輪)で -0.88N/mm^2 と実橋での設計輪荷重載荷時とほぼ同等の最大せん断応力となった。また、実橋での施工時期を考慮し、試験期間を短縮しなければならない制約から、基本載荷荷重を137kN(98kNに衝撃係数を考慮)とし、最大で177kN(過積載相当の1割増)まで、3段階で荷重を増加させる促進試験とした。

(3) 走行回数の検討

走行回数については、過去に土木研究所で実施した階段載荷による輪荷重走行試験(正曲げ時)と同等以上となるよう、前節と同様せん断応力に着目し次のような手順で試算を行った。

①土木研究所での試験体³⁾(以下、土研タイプと称す)についても図-4と同様な解析モデルにより最大せん断応力を算出する(表-4参照)。

②土研タイプの解析結果より、土研タイプの初期載荷輪荷重(157kN)時の最大せん断応力を基準応力とする。

③次に示す式により、土研タイプと本試験での試験体(以下、OEタイプと称す)との等価繰返し回数 N_{ie} をRCのS-N曲線を用いて相对比较する(表-5,6参照)。

$$\text{* 土研タイプ: } N_{ie(\text{土研タイプ})} = \sum n_i \times [\tau_{\text{土研タイプ}} / \tau_{\text{基準応力}}]^m$$

$$\text{* OEタイプ: } N_{ie(\text{OEタイプ})} = \sum n_i \times [\tau_{\text{OEタイプ}} / \tau_{\text{基準応力}}]^m$$

n_i : 各載荷輪荷重ごとの走行回数

m : RCにおけるS-N曲線の傾き($m=11.21$)⁴⁾

$\tau_{\text{土研タイプ}}$: 各載荷輪荷重ごとの最大せん断応力

$\tau_{\text{OEタイプ}}$: 各載荷輪荷重ごとの最大せん断応力

$\tau_{\text{基準応力}}$: 土研タイプ初期載荷輪荷重(157kN)時最大せん断応力

その結果、本試験での走行回数は、土木研究所で実施した輪荷重走行試験(正曲げ時)の走行回数と、等価繰返し回数による相对比较をすると同等以上となることから、走行回数10万往復ごとに137kN, 157kN, 177kNと輪荷重 W を階段状に変化させ、合計で30万往復走行させることとした。

表-3 解析結果

解析条件	試験体モデル			実橋モデル	
	CASE-1 98kN*	137kN**	177kN	CASE-2 98kN*	CASE-3 過積載相当***
解析モデル長	4.5m			20.0m	20.0m
床版支間長	2.0m			6.0m	6.0m
床版厚	16.0cm			26.0cm	26.0cm
底鋼板厚	6.0mm			9.0mm	9.0mm
載荷面の形状	300mm×120mm			500mm×200mm	500mm×200mm
最大せん断応力: τ_{zx}	-0.88 N/mm ²	-1.23 N/mm ²	-1.59 N/mm ²	-0.86 N/mm ²	-1.43 N/mm ²

* 設計輪荷重(1輪:98kN)

** 設計輪荷重(1輪:98kN)+衝撃

*** 過積載相当輪荷重(大型ダンブ(LD)最大重量時)後輪1軸目:134kN, 後輪2軸目:135kN

表-4 両タイプの解析結果

解析条件	試験体モデル	
	土研タイプ 98kN*	OEタイプ 98kN*
解析モデル長	4.5m	
床版支間長	2.5m	2.0m
床版厚	20.9cm	16.0cm
底鋼板厚	9.0mm	6.0mm
載荷面の形状	500mm×200mm	300mm×120mm
最大せん断応力: τ_{zx}	-0.43 N/mm ²	-0.88 N/mm ²

* 設計輪荷重(1輪:98kN)

表-5 土研タイプの等価繰返し回数

載荷輪荷重: W (kN)	走行回数: n_i ($\times 10^4$ 回)	$\tau_{\text{土研タイプ}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{基準応力}}$ (N/mm ²)	$n_i (\tau_{\text{土研タイプ}} / \tau_{\text{基準応力}})^m$ (回)	$\sum n_i (\tau_{\text{土研タイプ}} / \tau_{\text{基準応力}})^m$ (回)
157	4	-0.69	-0.69	4.0E+04	4.0E+04
177	4	-0.78	-0.69	1.6E+05	2.0E+05
196	4	-0.86	-0.69	4.7E+05	6.7E+05
216	4	-0.95	-0.69	1.4E+06	2.1E+06
235	4	-1.03	-0.69	3.6E+06	5.7E+06
255	4	-1.12	-0.69	9.1E+06	1.5E+07
275	4	-1.21	-0.69	2.2E+07	3.7E+07
294	4	-1.29	-0.69	4.4E+07	8.1E+07
314	4	-1.38	-0.69	9.5E+07	1.8E+08
333	4	-1.46	-0.69	1.8E+08	3.5E+08
353	4	-1.55	-0.69	3.5E+08	7.0E+08
373	4	-1.64	-0.69	6.6E+08	1.4E+09
392	4	-1.72	-0.69	1.1E+09	2.5E+09

表-6 OEタイプの等価繰返し回数

載荷輪荷重: W (kN)	走行回数: n_i ($\times 10^4$ 回)	$\tau_{\text{OEタイプ}}$ (N/mm ²)	$\tau_{\text{基準応力}}$ (N/mm ²)	$n_i (\tau_{\text{OEタイプ}} / \tau_{\text{基準応力}})^m$ (回)	$\sum n_i (\tau_{\text{OEタイプ}} / \tau_{\text{基準応力}})^m$ (回)
137	20 (10)*	-1.23	-0.69	1.3E+08	1.3E+08
157	20 (10)*	-1.41	-0.69	6.0E+08	7.3E+08
177	20 (10)*	-1.59	-0.69	2.3E+09	3.1E+09
98	20 (10)*	-0.88	-0.69	3.1E+06	3.1E+09

* () 内: $\times 10^4$ 往復回

4. 走行試験結果

(1) 床版剛性

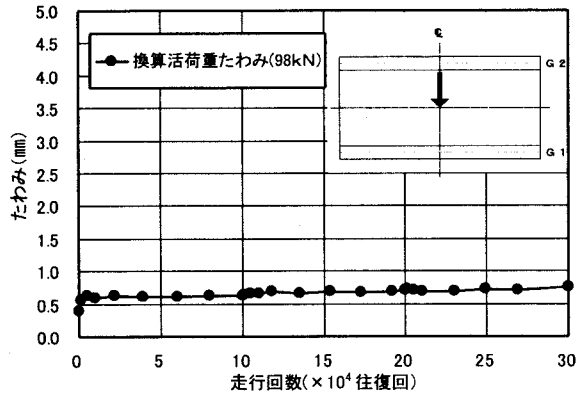


図-8 床版中央部のたわみ

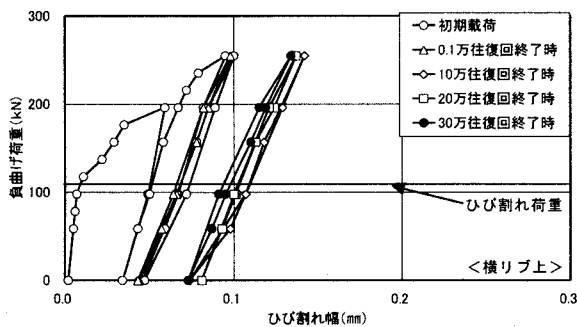
1) 床版たわみ 各走行回数ごとに実施した床版中央部での輪荷重静的載荷試験結果を図-8に示す。たわみ量の増加は、走行回数0.1万往復時までで、その後はほとんど認められない。また、走行回数30万往復終了時においても剛性低下にともなう急激なたわみ量の変化は認められない。

2) 床版上面のひび割れ状況 負曲げ荷重の初期載荷時および輪荷重の走行終了時(走行回数30万往復)の床版上面におけるひび割れ状況を図-9に示す。発生したひび割れのほとんどは、負曲げ荷重の初期載荷時に発生しており、輪荷重の走行にともない進展はするものの、新たに発生するものはほとんど認められない。また、ひび割れ発生位置は、横リブ付近および横リブ間の主鉄筋付近に沿って発生し、Tリブ状となった主桁上の横リブ部分については、そのフランジ縁に沿って発生している。

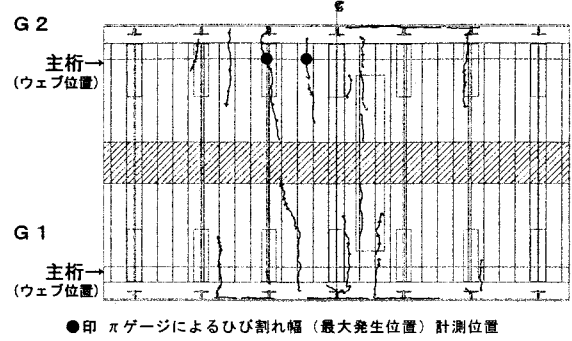
(2) 主桁剛性

1) 主桁系断面の応力分布 輪荷重走行試験では、走行回数0, 0.1万, 10万, 20万, 30万往復時ごとに、輪荷重を除荷した状態で負曲げ荷重静的載荷試験を実施した。図-10には各走行回数ごとに計測した主桁系断面の応力分布図を示す。応力分布は、初期載荷時および走行回数30万往復終了時においても大きな変化は認められず、主桁と合成床版は一体化して挙動している。

2) ひび割れ幅 各走行回数ごとに実施した負曲げ荷重静的載荷試験で得られたπゲージによるひび割れ幅



* 負曲げ荷重 (256kN) 初期載荷時



* 輪荷重走行終了時 (走行回数 30 万往復)

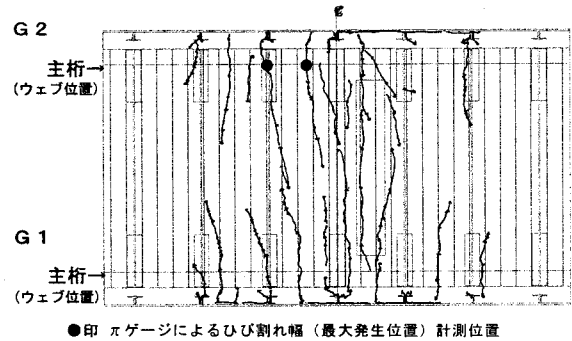


図-9 床版上面のひび割れ状況

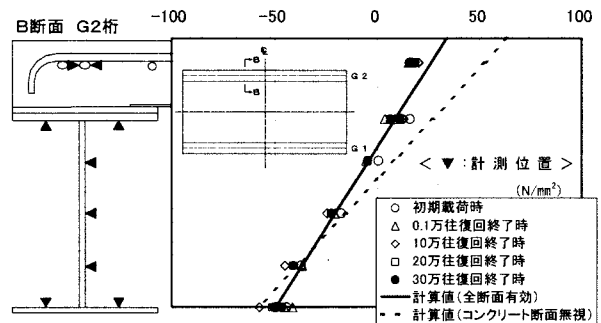
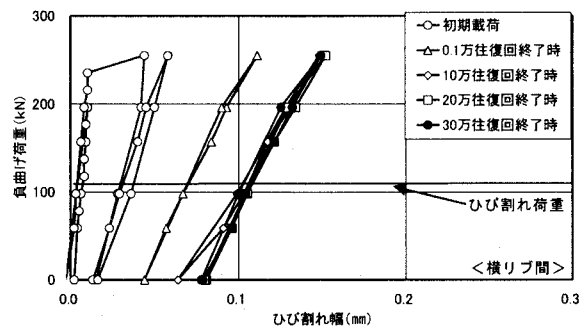


図-10 主桁系断面の応力分布 (B断面)

(最大発生位置)の計測結果を図-11に示す。ひび割れ幅は、初期載荷時で最大約0.1mm程度であり、走行回数30万往復終了時では、最大約0.15mm程度のひび割れが認められる。また、残留ひび割れは、輪荷重の走行にともない徐々に増加するが、走行回数10万往復を超えるとその増加はほぼ落ち着き最大で約0.08mmであ



注) 計測位置: 図-9参照

図-11 ひび割れ幅

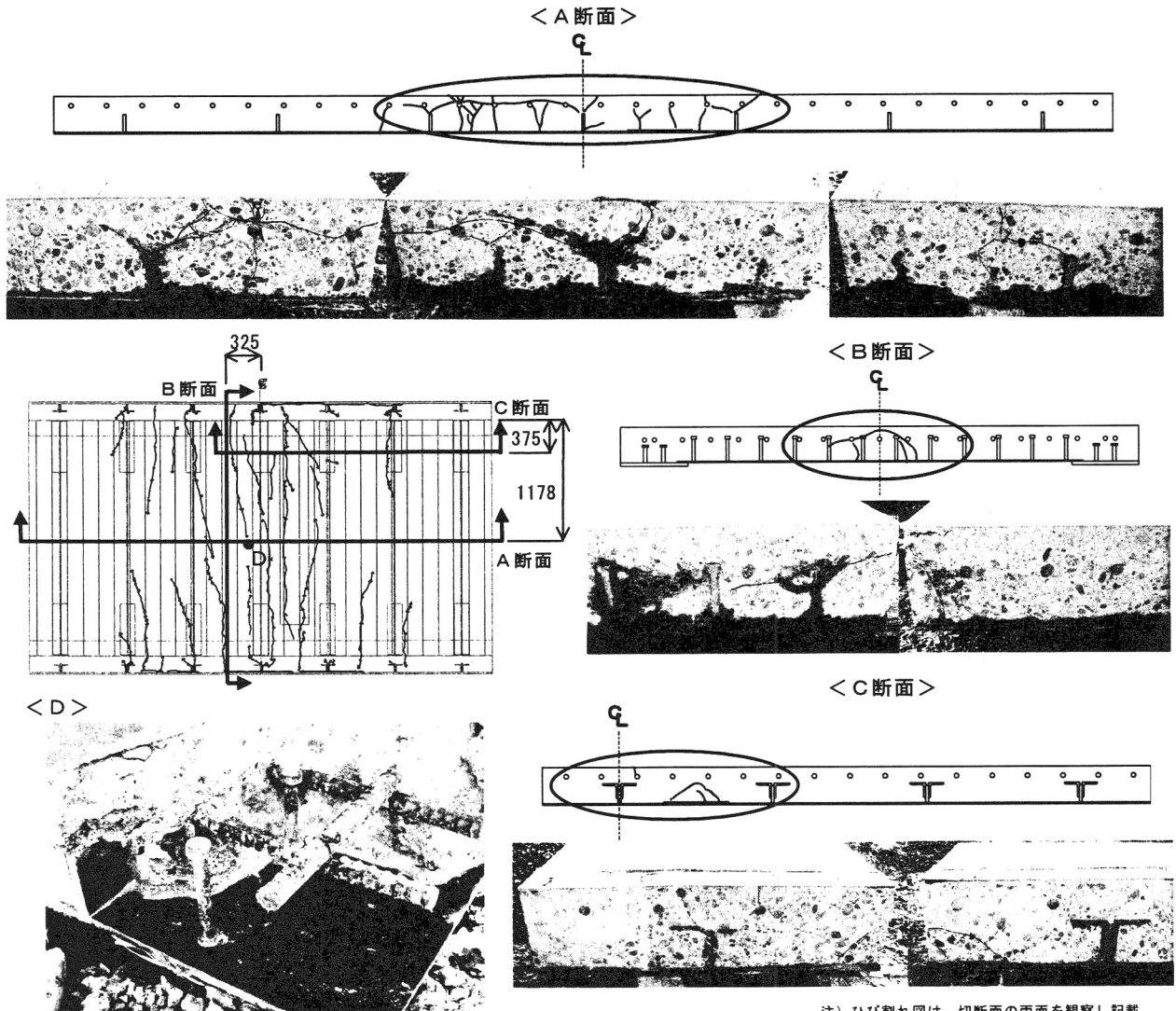


写真-2 切断状況

る。しかしながら、主桁剛性の変化に大きな影響は認められない。

(3) 切断面のひび割れ状況

試験体内部のひび割れ状況を調べるため、水張り走行試験終了後に試験体を写真-2のように切断した。

1) A断面(橋軸方向床版中央部) 横リブの頂部から斜めにひび割れが発生し、上主鉄筋に沿って水平に伸び、一部は床版上面にも伸びている。また、横リブ間のひび割れは、底鋼板から主鉄筋方向へ鉛直に伸びている。

2) B断面(橋軸直角方向床版中央部) 軌道直下で曲げひび割れが発生し、スタッドの頂部をアーチ状に結ぶ水平ひび割れとなっている。

3) C断面(橋軸方向主桁近傍床版中央部) 負曲げ荷重静的載荷試験で発生した床版上面のひび割れは、切断時の荷重の除荷が影響し、目視では確認できなかった。

4) D(中央付近のスタッド) 曲がりなどの変形や溶接近傍での損傷と言った異常は特に認められない。

上側鉄筋層の水平ひび割れの発生を使用限界状態の

ひとつと考えると、以上の結果から本供試体の試験終了時においては、ほぼ使用限界状態に到達していると判断できる。

5. 水張り走行試験結果

試験方法については、2章を参照することとし、本章では、試験結果のみを示すこととする。

(1) 床版剛性 走行回数約2万往復ごとに実施した床版中央部での輪荷重静的載荷試験結果を図-12に示す。なお、本試験では防水層を施した試験のみのため、図-12には成型型鋼タイプの結果(防水層:有,無の2ケース)⁵⁾も合わせて示し比較することとする。成型型鋼タイプの結果と同様、床版のたわみ量等の増加はほとんど見られず、剛性低下にともなう急激なたわみ量の変化も認められない。また、床版上面の防水層については、試験終了後も健全なままである。しかしながら、防水層を施さない成型型鋼タイプについては、既往の水張り走行試験(防水層:無)⁶⁾と同様、約2万往復程度

で急激なたわみ量の変化を示していることから、ロビンソンタイプについても同様な性状を示すと推察される。

(2) 主桁剛性 主桁系断面の応力分布について走行回数 30 万往復終了時での負曲げ荷重静的載荷試験結果および走行回数 40 万往復終了時での負曲げ荷重静的載荷試験結果を図-13 に示す。応力分布は、走行回数 30 万往復終了時と同様大きな変化は認められず、主桁と合成床版は一体化して挙動している。

6. まとめ

今回、負曲げ領域下におけるロビンソン型合成床版の疲労耐久性を確認するため、輪荷重走行試験を実施した。以下に得られた結果を要約することとする。

(1) 床版剛性

1) 床版たわみ 試験終了時まで、剛性低下にともなう急激なたわみ量の変化は認められない。したがって、床版の剛性は十分確保されているものと推察される。

2) 床版上面のひび割れ状況 床版上面に発生したひび割れは、横リブ等の位置から発生する構造的な要因が支配的であり、ほとんどが負曲げ荷重の初期載荷時に発生している。したがって、輪荷重の走行による影響は少ないものと推察される。

(2) 主桁剛性

1) 主桁系断面の応力分布 初期載荷時および走行試験終了時ともに応力分布には大きな変化は認められず、所要の剛性を十分確保していると思われる。

2) ひび割れ幅 ひび割れの多くは、初期載荷時に発生し、その大部分は 0.05mm 以下の微細なものである。また、残留ひび割れは、輪荷重の走行にともない徐々に増加（走行回数 10 万往復終了時まで）するが、主桁剛性の変化に大きな影響は認められない。

(3) 切断面のひび割れ状況

荷重の除荷が影響し、床版上面に発生したひび割れが床版内へ貫通しているかどうか目視では確認できなかった。しかしながら、微細なものは存在するものと推察される。また、試験体中央付近のひび割れは、既往の輪荷重走行試験（正曲げ時）結果³⁾と非常に近いひび割れ性状を示していることから、輪荷重の影響が支配的であると思われる。

(4) 水張り走行試験

1) 床版剛性 防水層は走行回数 10 万往復終了時においても健全なままであり、剛性低下にともなう急激なたわみ量の変化も認められない。しかしながら、防水層を施さない成型鋼タイプでは、既往の水張り走行試験⁶⁾と同様、約 2 万往復程度で急激なたわみ量の変化を示していることから、ロビンソンタイプについても同様な性状を示すと推察される。以上から、合成床版においても耐久性確保という観点からは、防水層の適用は重要なことと考えられる。

2) 主桁剛性 走行回数 10 万往復終了時においても

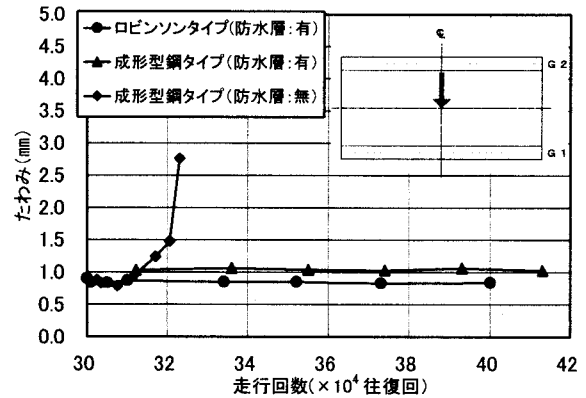


図-12 床版中央部のたわみ (98kN 換算)⁵⁾

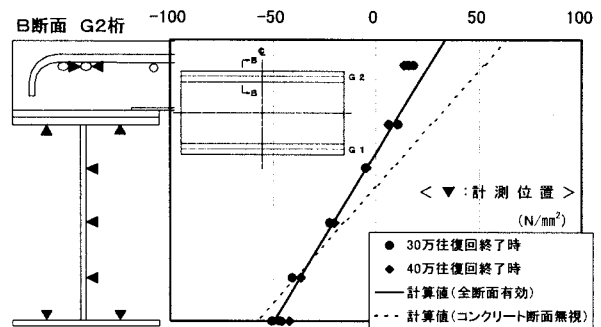


図-13 主桁系断面の応力分布 (B断面)

応力分布には大きな変化は認められず、所要の剛性を十分確保していると思われる。

以上から、ロビンソン型合成床版は、連続合成桁の中間支点部（負曲げ領域下）へ適用しても十分な耐久性を有するものと考えられる。

最後に本研究は、大阪大学、首都高速道路公団、川田工業(株)、(株)宮地鐵工所の 4 者により実施したことをここに付記する。

参考文献

- 1) 大久保他：合成床版を有する鋼連続合成少数鉄桁橋の設計，鋼構造年次論文報告集第 10 巻，日本鋼構造協会，pp149～156，2002. 11.
- 2) 中蘆他：PC 床版を有する鋼連続合成 2 主桁橋の設計法(上)，橋梁と基礎，建設図書，pp27～35，2002. 2.
- 3) 街道他：鋼・コンクリート合成床版の輪荷重走行試験，土木学会第 54 回年次学術講演会概要集，1999. 9.
- 4) 庄中他：道路橋 RC 床版の疲労耐久性を評価するための試験方法について，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，土木学会，pp17～24，2003. 6.
- 5) 福井他：鋼・コンクリート合成床版の中間支点部輪荷重走行試験（その 3：試験結果の解析的検証および水張り走行試験結果），土木学会第 59 回年次学術講演会概要集，2004. 9.
- 6) 松井：移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について，コンクリート工学年次論文報告集，コンクリート工学会 pp627～632，1987.