

## 第4章 RC床版更新のための知見と情報

本章は、RC床版更新の参考になる合成桁の歴史および床版と鋼桁の合成に関すること、輪荷重走行試験とそれに伴うRC床版の乾燥収縮の影響、疲労に配慮した鋼床版、炭素繊維シートによる主桁補強、および軽量化と急速施工を目指した技術開発に関する知見と情報をまとめた。

### 4.1 合成桁の歴史と代表的な建設事例

我が国に合成桁が導入されたのは戦後のことで、1951年に大阪市の鈴橋が最初と言われている。ただし、本格的に設計・施工されたのは、1953年の神崎橋である。合成桁は経済面で非合成桁に比べ有利であったこと、鋼材の量が軽いほどよいという競争設計の時代であったことから、合成桁は多くの橋梁で採用された。

我が国の合成桁の建設量の推移を図4.1.1に示す<sup>1)</sup>。この図から1961～65年までは単純合成桁も連続合成桁も同様に増えてきたが、それ以降、連続合成桁は減少し、1981年以降は建設されなくなった。連続合成桁の適用が減ったのは、設計・施工の煩雑さとコストが高いことが主要な原因といわれている。一方、単純合成桁は1976～80年にピークを迎えたが、それ以降、減少していることがわかる。

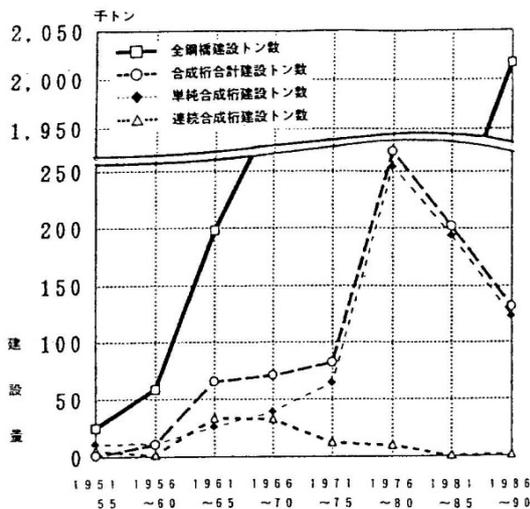
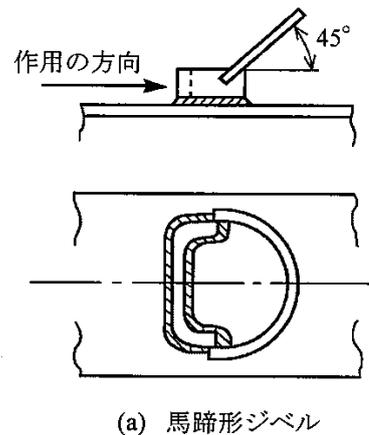


図4.1.1 5カ年ごとの合成桁の建設の推移<sup>1)</sup>



(a) 馬蹄形ジベル

図4.1.2 馬蹄形ジベルの事例<sup>2)</sup>

この時代の設計に適用された示方書は、昭和34年8月の「鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針」で、単純合成桁を対象としたものであった。その後、昭和40年7月に連続合成桁の設計施工も含めた「鋼道路橋の合成ゲタ設計施工指針」が規定され、昭和43年6月に「鋼道路橋のプレストレスしない連続合成桁設計施工要領(案)」が策定されている。また、昭和47年8月には建設省より、活荷重合成単純桁を想定した「活荷重プレートガーダー標準設計」が出版された。こうした背景もあり、単純合成桁が増えていったものと想定される。

合成桁のずれ止め構造は、RC床版更新時にその取り外しに手間のかかる鉄道橋で利用されることの多い馬蹄形ジベル(図4.1.2参照)と溶接が容易な頭付きスタッドがある。一般に剛なずれ止めとして馬蹄形ジベルが、柔なずれ止めとして頭付きスタッドが用いられてきたが、近年は経済性の点で頭付きスタッドが利用されることが多い。昭和49年に日本

鋼構造協会がスタッドが規準化され、昭和 55 年道路橋示方書Ⅱ鋼橋編で、頭付きスタッドが規定された。

表 4.1.1 に我が国で適用されてきた主な合成桁の建設の系譜を示し、代表的な構造例を以下に解説する。

表 4.1.1 主な合成桁の建設の系譜<sup>1)</sup>

年	主な道路橋合成桁の建設(特徴)
1951(S. 26)	鈴橋(大阪市):(初の実質的な合成桁, 昭和41年撤去時に破壊実験)
1953(S. 28)	神崎橋(大阪市):(活荷重合成), (最初期の本格的合成桁) 鶴見川橋(関東地建):(死活荷重合成桁), (最初期の本格的合成桁) 塩原橋(東京):(死活荷重合成), (最初期の本格的合成桁)
1954(S. 29)	米白橋(秋田):(死活荷重合成), (田原ら土研にて実験実施) 関電丸山水力跨線橋:(死活荷重合成), (計測を実施) 岩崎橋, 藤原橋(東北地建):(活荷重合成桁), (初期の溶接桁)
1955(S. 30)	三ツ池橋(中部地建、掛川):(〃), (初期の溶接桁) 下東条橋(大阪府):(死活荷重合成桁) 西條大橋(大阪府):(初の合成箱桁(2箱桁)) 中宿橋(新潟県):(初の合成トラス) 白雲橋, 八榎橋(京都市):(初期の箱桁断面合成桁) 古江橋(大阪府):(初期の箱死活荷重合成桁) 飯塚橋(東京都):(初期の格子合成桁, 50kg鋼使用)
1956(S. 31)	新喜多大橋(大阪市):(全現場溶接合成格子桁, 模型実験実施) 坂越橋(兵庫県):(初期の活荷重合成格子桁)
1957(S. 32)	友淵橋(大阪市):(2径間連続), (初期の連続合成, 支点移動法) 太左衛門橋(大阪市):(3径間連続), (初期の連続合成, PC鋼材使用) 是政橋(東京):(ケルバー合成), (支点上床版に多量の鉄筋使用) 代継橋(熊本県):(合成格子箱桁)
1958(S. 33)	大連橋(大阪市):(軌道橋, ケルバー合成桁) 筏橋(兵庫県):(初期のプレストレス合成桁)
1959(S34)	新尾形橋(宮城):(鋼線でプレストレス導入) 毛馬橋(大阪市), 網干大橋(兵庫県):(初期の連続合成桁)
1960(S. 35)	三滝川橋(四日市大協石油):(初期の連続合成桁) 猪名川橋(道路公団, 兵庫):(初期の連続合成桁)
1961(S. 36)	豊洲橋(東京), 土橋(東京), 玉洗橋(福岡):(スタッドの使用) 箱根バイパス終点跨道橋(道路公団):(曲線合成桁) 黒類橋(沼津市):(3径間連続), (水荷重使用)
1962(S. 37)	日本橋(東北地建, 福島):(初の逆梯形合成箱桁)
1963(S. 38)	祈石橋(小樽):(逆梯形合成箱桁), (架設中に落橋事故)
1964(S. 39)	堀之内橋(新潟):(2, 3径間連続), (逆梯形箱桁合成) 名神木曾川(三重):(3径間連続), (水荷重使用) 海老川橋(道路公団):(3径間連続), (支点ジャッキアップダウン工法) 新汐見橋(大阪市):(初のプレストレスしない連続桁) 鶴見大橋(横浜市):(活荷重合成), (60kg鋼, Tバー使用) 錦橋(中国地建, 岩国):(3径間連続), (ロックコイルによるプレストレス)
1966(S. 41)	瀬詰大橋(徳島):(断続合成桁工法による連続合成桁)
1967(S. 42)	姥久保高架橋(道路公団):(切断合成桁工法による連続合成桁) 多摩川橋(道路公団):(3径間連続), (支点ジャッキアップダウン工法)
1968(S. 43)	新石狩橋(北海道):(5径間連続), (床版内鋼線プレストレスのみ) 永農橋(北海道):(3径間連続), (床版単独プレストレス工法)
1971(S. 46)	三好橋(東京):(3, 4径間連続), (床版単独プレストレス工法) 鴨北橋(兵庫):(プレストレスしない連続合成桁, 載荷試験実施) 石狩河口橋(北海道):(4径間連続), (プレストレスしない連続合成桁)
1975(S. 50)	神崎橋(大阪):(3径間連続), (プレストレスしない連続合成桁)

#### 4.1.1 活荷重合成桁と死活荷重合成桁<sup>1)</sup>

1953年に設計施工面で本格的な合成桁として建設した神崎橋は鉄桁で、活荷重のみ合成断面で抵抗する単純活荷重合成桁であった。同年には死活荷重と活荷重を合成断面で抵抗する死活荷重合成桁の鶴見川橋が施工されている。1967年には、鋼桁を連続桁として架設し、RC床版打込み硬化後に主桁を切断することで、負曲げ部に発生していた床版や鋼桁の死活重分の曲げモーメントを合成断面で負担する死活荷重合成桁の一種である切断合成桁である姥久保高架橋が建設されている<sup>3)</sup>。また、切断合成桁はRC床版打込み時に支保工が不要となることで死活荷重合成桁に比べ、経済的優位性があることから採用された経緯がある。

#### 4.1.2 単純合成桁と連続合成桁<sup>1)</sup>

1960年代からは合成構造が連続桁にも適用されている。その際、中間支点上の負曲げに対して、床版の中へPC鋼材を配置し緊張したり、支点上のジャッキアップダウンを施工したりすることによりプレストレスを導入する方法が適用されている。文献<sup>4)</sup>の第6章には連続合成桁の具体的な建設方法についてその記載がある。1970年以降は、中間支点上のひび割れの発生を許容するプレストレスしない連続合成桁が施工された。1980年代に入り、RC床版に損傷が多く報告され、維持管理面でRC床版が主構造の一部となる合成桁は、維持管理面での不安があることから、我が国では、合成桁の建設が減少していく。1990年代に入ると、当時の日本道路公団（現NEXCO3社）の高速道路建設において、公共事業に対するコスト縮減の要請や労働者不足を背景に部材数や溶接延長の少ない構造が採用され始め、構造の合理化や床版の高耐久化を目的として主桁間隔が広く、主桁本数の少ない少数主桁を採用したPC床版を有する非合成桁としてホロナイ川橋にて1996年に国内で初めて採用された。その後、構造の合理化が進み少数主桁を採用したPC床版を有する連続合成桁が2003年に大津呂川橋にて採用された。これ以降、少数主桁を採用したPC床版や鋼・コンクリート合成床版を有する連続合成桁が再び施工されている。

#### 4.1.3 箱桁橋やトラス橋への適用<sup>1)</sup>

1955年には合成箱桁橋や合成トラス橋が建設された。1963年には逆台形断面合成箱桁の折石橋の架設中落橋事故が報告されている。当時としては画期的な開断面の箱桁構造であった。床版打込み時に上フランジに生じたねじり座屈が原因とされており、架設時に上横構を設置する必要性が教訓として残された。床版を解体する時には、床版を打ち込んだ時と同様の構造をとることが望ましく、どのように施工したかがわかる施工時の資料が役に立つことがわかる。しかし、これらの資料は、残っていないことが多い。このような経験から、開断面の逆台形合成構造である神戸橋の撤去は、床版を鋼主桁と切り離すことなく床版と鋼主桁と一体で撤去した<sup>5)</sup>。開断面箱桁の床版更新には細心の注意が必要である。

トラス構造での事故は報告されていないが、RC床版と鋼断面が合成されている床版更新の際は、鋼断面だけでも十分な安全性があるのか確認することが必要といえる。

#### 4.1.4 海外の事例

ドイツやフランスでは、鋼橋の床版がRC構造であれば、合成桁となるのが普通であり、特に、フランスでは合成構造を利用する鋼橋が1980年以降増加しており、鉄道橋はそのシェアが80%にも上るといわれている。省部材化を取り入れた構造となり、PC橋と価格面でも変わらないことが理由として上げられている<sup>6)</sup>。ドイツでは、古くから合成桁が適用さ

れその適用範囲も進んでいる。中間支点上のコンクリートの剛性に配慮したテンションスティフニングの理論的展開がなされ示方書にも取り入れられている<sup>7)</sup>。また、連続構造で支間部は上フランジとコンクリート床版を、中間支点部では下フランジ側にもコンクリートを打込み合成させる二重合成構造が開発されてきた<sup>8)</sup>。これを図 4.1.3 に示す。スタッドの開発された米国でも合成構造は、近年進められている ABC (Accelerated Bridge Construction) プロジェクトにおいて多用され標準構造に採用されている<sup>9)</sup>。ただし、一部に非合成構造も存在している。

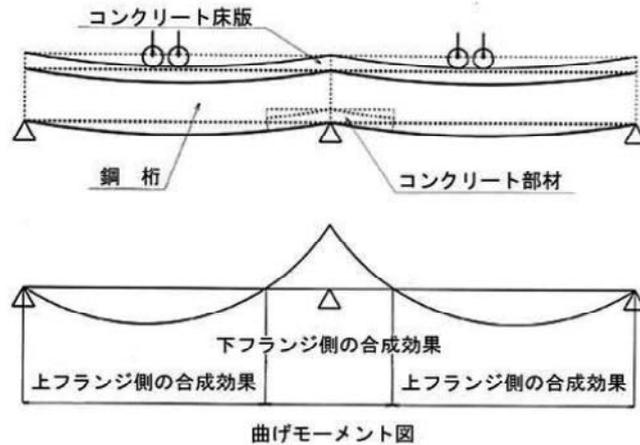


図 4.1.3 二重合成構造の概念図

4.1.5 RC 床版と鋼桁の合成作用の程度による違い

鋼桁は RC 床版との接合方法により合成桁と非合成桁とに分類されることが多いが、両者の間に位置する不完全合成桁について、中間支点上の床版に作用する引張力の減少につなげるよう古くから国内で検討されてきた<sup>10)</sup>。この合成の程度を分類を図 4.1.4 に示す<sup>11)</sup>。左欄がずれ止めのない非合成状態を示し、右欄が完全合成状態を、中央の欄が不完全合成状態を示す。同時にその下の欄にそれぞれの鋼主桁と床版の応力分布を示す。図 4.1.5 は、RC 床版と鋼主桁との合成の程度による耐荷力の違いを示した図である。左図の縦軸は曲げモーメント、横軸は合成の程度であり、X 軸がゼロの時は非合成、1 のときは完全合成である。その間が不完全合成の状態を示す。非合成のときの曲げモーメントは鋼主桁のみが保有する曲げモーメント  $M_{pl, a, Rd}$  となり、完全合成のときの曲げモーメントは  $M_{pl, Rd}$  となる。不完全合成のときの曲げモーメントは、これらの点を結ぶ近似曲線とそれほど違いはない。

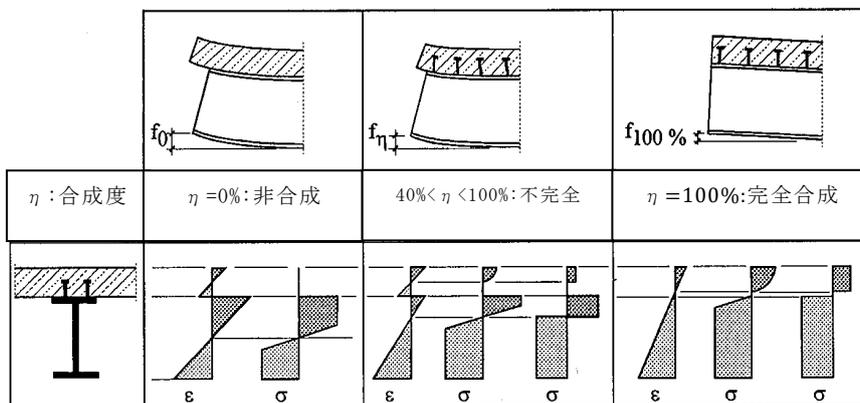


図 4.1.4 鋼主桁と床版の合成の程度<sup>11)</sup>

また、この図より、終局曲げモーメントは合成構造の方が非合成構造に比べ大きくなる  
ことがわかる。

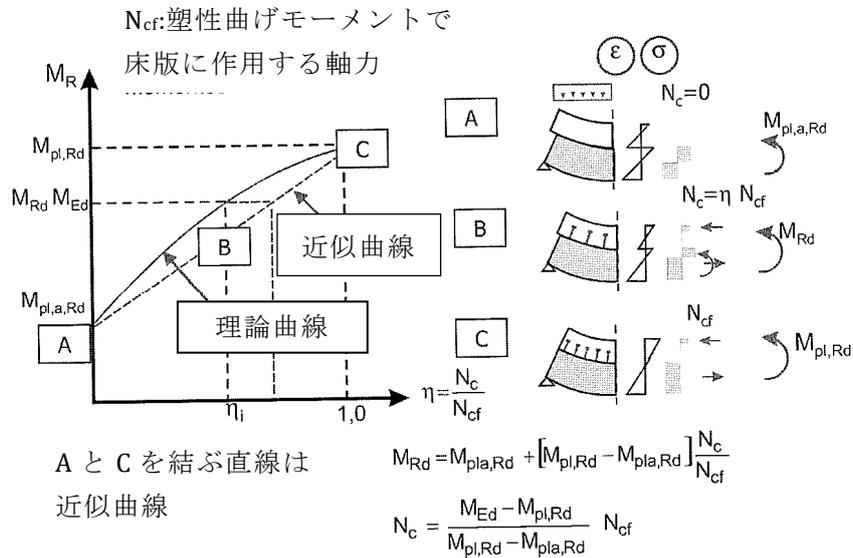


図 4.1.5 鋼主桁と床版の合成の程度<sup>12)</sup>

上フランジ上の塗膜あるいは鋼材とコンクリート床版との付着の状態が合成に影響があることから、これまで国内では不完全合成状態を目指して施工された橋梁はないと考えられる。東大教授で橋梁技術者であった福田博士によると、現在の RC 床版を有する鋼桁との合成の設計規準上の分類として不完全合成状態の扱いはないとされ、1950 年代に建設された橋梁では、合成桁は死活荷重合成桁と活荷重合成桁に分類するとされている<sup>13)</sup>。これを図 4.1.6 に示す。図中の (a) は非合成桁、(b) は活荷重合成桁、(c) は死活荷重合成桁である。当時は、このような設計的な割切りで、死活荷重合成桁がある程度建造されていたと考えられる。

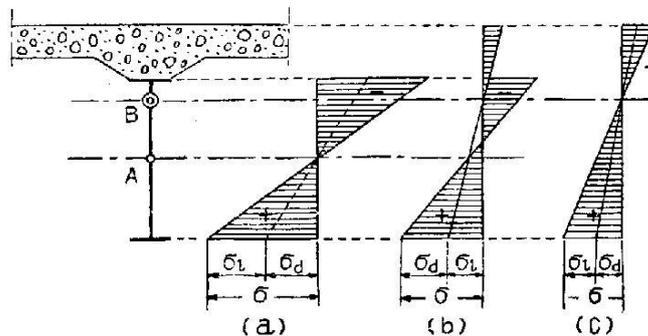


図 4.1.6 合成桁の曲げ応力度の違い<sup>13)</sup>

**参考文献 (4.1 合成桁の歴史と代表的な建設事例)**

- 1) 五十畑弘, 綿引透, 榛澤芳雄: 道路橋鋼合成桁の歴史的調査, 土木学会, 土木史研究, 第 17 号, 1997.
- 2) 鉄道総合技術研究所編 (国土交通省鉄道局監修): 鉄道構造物等設計標準・同解説, 鋼・合成構造物, 丸善株式会社, p. 484, 2009.
- 3) 笹戸松二, 加藤信夫, 長谷川鏐一: 切断合成ゲタ 姥久保高架橋, 建設図書, 橋梁と基礎, Vol. 1, No. 4-6, 1967.
- 4) 橋善雄: 連続合成桁橋, 理工図書, p. 246, 1966.
- 5) 牛尾正孝, 竹江仁, 奥山敏幸: 開断面箱桁橋の撤去方法について, 中国地方整備局管内技術研究会論文集, 60<sup>th</sup>, 国土交通省中国地方整備局, 2009.
- 6) 五十畑弘: 鋼橋建設産業の発展過程に関する史的調査, 土木学会, 建設マネジメント研究論文集, Vol. 11, 2004.
- 7) DIN-Fachbericht 104: Verbundbaubrücken, Beuth Verlag, 1998, Ausgabe, März 2003.
- 8) O. Schwarz, J. Haensel, K. Doblies, J. Eppe: Mainbrücke Nantenbach, Ausführungsplanung und Montage der Strombrücke, Bauingenieur 70, pp. 127-13, 1995.
- 9) Transportation Research Board: Innovative Bridge Designs for Rapid Renewal ABC Toolkit, SHRP2 Report S2-R04-RR-2, 2013.
- 10) 橋善雄, 足立義雄: 不完全合成桁について, 土木学会論文報告集, 第 112 号, 1964. 12
- 11) Helmut Bode; Euro-Verbundbau, 2., völlig neu bearbeitete Auflage, Werner Verlag, p. 5, 1998.
- 12) G. Hanswille, M. Schäfer, M. Bergmann: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion, Kommentar zu DIN EN 1994-1-1, Ausgabe Dezember 2010, Stahlbau Kalender 2018, Ernst&Sohn, 2018.
- 13) 福田武雄: 橋梁設計上の最近の傾向について, 東京大学生産技術研究所報告第 7 巻第 11 号, p. 263, 1955.

## 4.2 RC床版と鋼主桁の接合分類

### 4.2.1 架設方法による応力分布の違い<sup>※1</sup>

合成桁は架設方法によって図4.2.1に示すように分類が行われている<sup>1)</sup>。図は、単純桁の3種類の架設方法の違いによる合成桁の応力分布への影響を示す。記号A列が活荷重合成桁の架設方法、記号B列が一般の死活荷重合成桁、記号C列が一般の死活荷重以上に鋼桁が上側に反った状態、つまり負曲げモーメントを鋼桁に与えた状態でコンクリート床版を打設し合成させた構造である。上段は鋼桁とコンクリート床版との架設方法であり、鋼桁を架けて床版コンクリートを打設している状況、中間支保工の有無、さらにその支保工をより持ち上げて鋼桁に負曲げモーメントを与えた状態であるかどうかを示している。その下には、鋼桁のみに生じる曲げモーメント $M_a$ （ここで、図中 $g$ は鋼桁と床版の単位長さあたりの自重）を示している。記号Aで示す左側の列は、支保工がないので鋼桁に単純曲げが発生し、記号Bで示す中央の列は支保工で支持しているため、鋼桁に曲げモーメントが発生していない。一方、記号Cで示す右側の列は鋼桁と床版の自重に相当するたわみ分をジャッキアップしているためそれに相当する分の負の曲げモーメントが鋼桁に発生している。その下の中段は、RC床版が硬化し鋼桁と合成効果が発揮され、支保工を取り除いた状態の合成桁に発生する曲げモーメント $M_v$ を表している。記号Aは活荷重合成桁であり、合成断面には死荷重による曲げモーメントが発生していないので $M_v$ がゼロとなっている。一方、記号Bの死活荷重合成桁は、支保工の支持で鋼断面の曲げモーメント $M_a$ が発生していないが、支保工を撤去すると合成断面に鋼桁とRC床版の自重による曲げモーメント $M_v$ が発生する。記号Cは、鋼桁を載せた状態で支保工により鋼桁をジャッキアップすることから鋼桁へは負の曲げモーメント $M_a$ が生じる。つまり、死活荷重合成桁をさらに応力改善

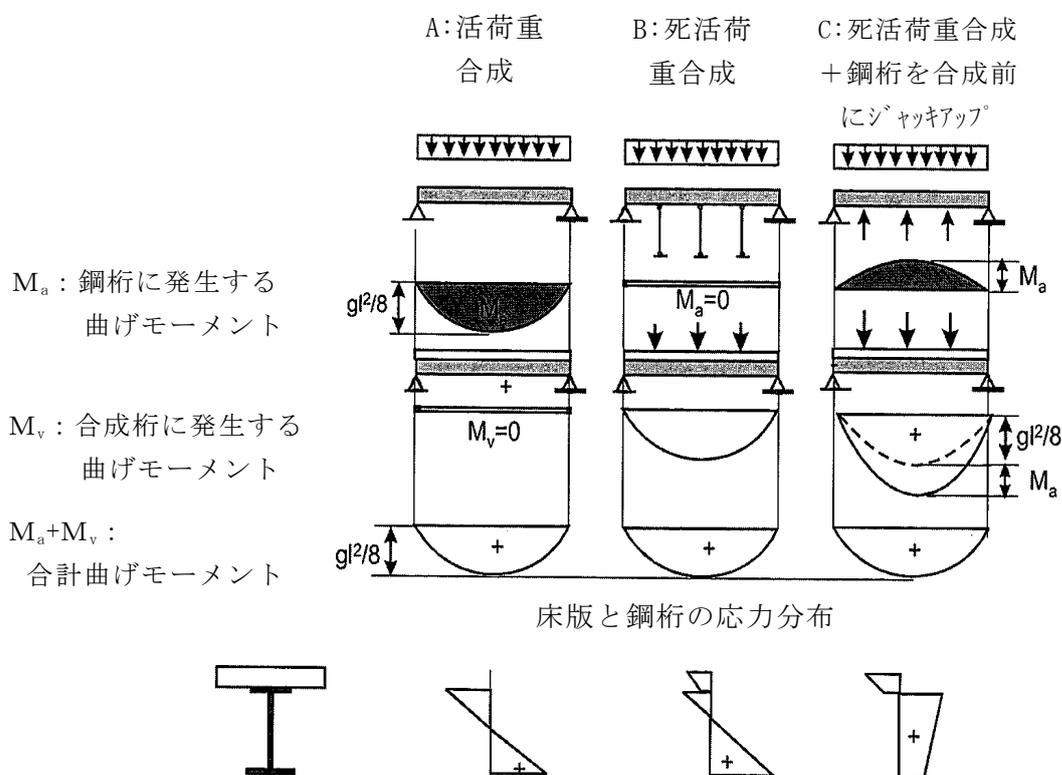


図4.2.1 架設方法の違いによる合成桁の応力分布の影響<sup>1)</sup>

を図った工法である。このジャッキアップした状態で床版コンクリートを打ち込んで合成させて支保工を解体する。すると合成断面に鋼桁と床版の死荷重による曲げモーメント ( $gl^2/8$ ) と鋼桁が負曲げの状態から元に戻るための曲げモーメント  $M_a$  が発生する。最下段の曲げモーメント ( $M_a + M_v$ ) は、鋼断面に発生する曲げモーメント  $M_a$  と合成断面に発生する曲げモーメント  $M_v$  の和を表しており、同じ支間長の単純桁に同じ鋼重と床版の自重が載荷されたので曲げモーメントは全て同じとなっている。

次に、最下段に合成直後の床版と主桁の死荷重による応力分布を示す。架設段階毎に生じた曲げモーメントを鋼断面と合成断面で負担しているのので、架設工法によって各部位に生じる応力分布が異なる。記号 A の RC 床版は合成後に死荷重を受けていないため応力は発生せず、死荷重を負担しているのは鋼桁のみとなる。記号 B は、鋼桁と床版との自重を合成断面で負担しているのので、ひずみは一直線となり、鋼桁と RC 床版に生じる応力度はヤング係数の違いで図のようになる。記号 C はジャッキアップ時に鋼桁を持ち上げているので、鋼桁の曲げモーメントは負曲げの状態(上縁引張)を維持しており、その影響を加味すると最下段右図のようになり、下フランジの引張応力が緩和される。

切断合成桁は、死活荷重合成桁の架設において床版を打設養生硬化するまでの間に必要な支間部の多量の支保工を不要にする方法として生まれた。図 4.2.2 に、切断合成桁の架設方法とそれに伴い発生する曲げモーメントの関係を示す。中間支点到 2 つの支承を配置した 3 径間連続鋼桁を配置する (Step1)。このとき、鋼桁による曲げが発生する。次に、これにコンクリート床版の打設を行う (Step2)。この場合も、床版による曲げモーメントが発

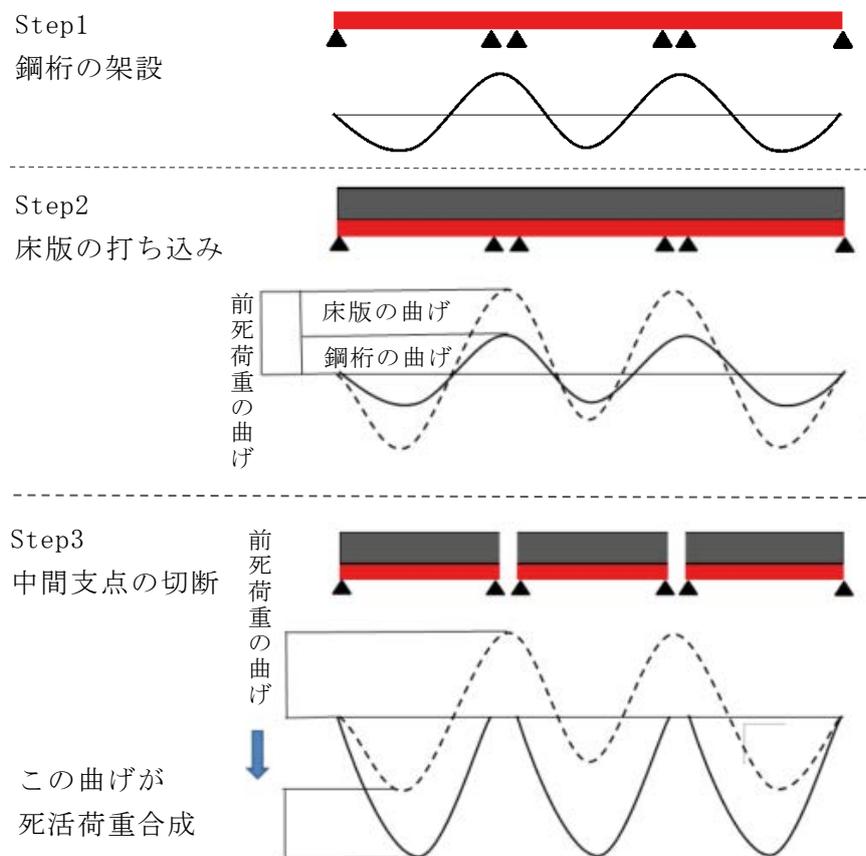


図 4.2.2 切断合成桁の架設工法と発生曲げモーメント

生ずる。コンクリートが硬化し、鋼桁と十分な合成効果を見込めるようになってから、中間支点上の鋼桁を切断する(Step3)。その結果、中間支点が端支点となり支点部が回転し、支点部で曲げモーメントがゼロとなる。支点の開放により与えられた曲げモーメント分(図4.2.2に示す前死荷重の曲げ分)を合成断面で負担することは、つまり死荷重の一部を合成断面で負担していることであり、切断合成桁は一種の死活荷重合成桁といえる。切断合成桁は海外での適用事例は見られず、日本固有の技術と考えられ、各地で建設・報告されている<sup>2)</sup>。

このように、架設方法と合成桁の応力状態は密接に関わっており、合成桁のRC床版更新においては細心の注意が必要であり、設計図書のうち特に施工計画書や架設要領図等の確認は必須といえる。

※1 この節での解説は、主に図4.2.1によるところが大きい。この図は、ドイツのSthalbauKalendarや合成桁の教科書に用いられることも多く、合成桁の応力分布が架設方法による応力履歴の違いから異なるという事象を説明するための図として扱われている。一方、日本ではこうした架設方法の違いも構造の一種と捉えられることもあるが、ここでは原文に従った。

4.2.2 架設方法による変形と曲げ耐荷力の違いによる分類

図4.2.3は、架設方法の違いによる曲げ耐荷力の関係について示したものであり、図4.2.1に対応している。縦軸は曲げモーメントを表し、横軸はたわみや角変形などの変形を表す。記号Aは活荷重合成桁、記号Bは死活荷重合成桁、記号Cは鋼桁に負曲げを与え

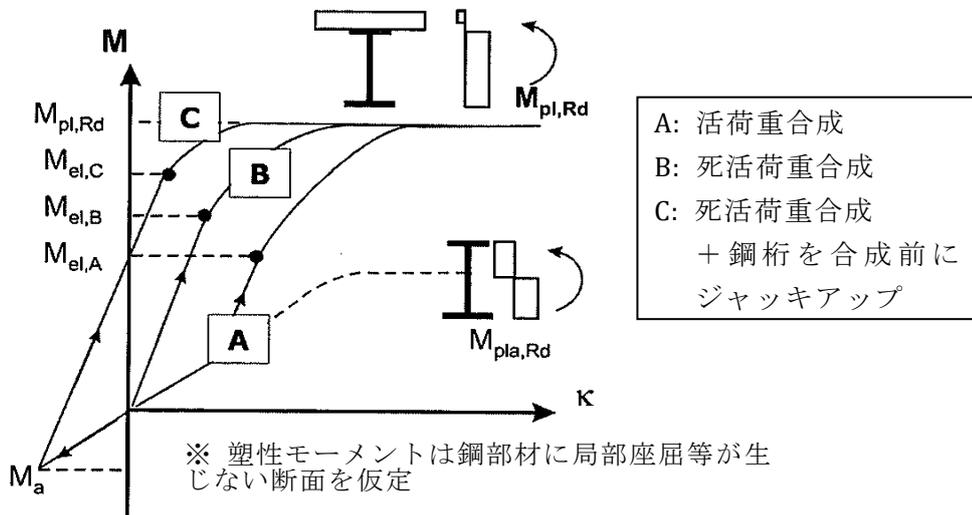


図4.2.3 合成桁の架設工法と耐荷力の関係<sup>1)</sup>

てRC床版と合成させた死活荷重合成桁を表す。なお、この図では塑性状態に至るまで局部座屈等を生じない断面と仮定している。鋼桁とRC床版の自重を鋼断面の合成のみで負担する記号Aの活荷重合成桁は、合成後は曲げ剛性が大きくなり、曲げモーメントが大きくなっても変形は小さい。これは、図中の剛性の勾配が急に変わるためである。Mel,Aの点で弾性限界モーメントを迎え、その後、Mpl,Rdの点で塑性モーメントとなる。RC床版の自重を鋼桁とコンクリートの合成効果で負担する記号Bの死活荷重合成桁は、RC床版の荷重が加

わる原点から曲げ剛性が大きく、その後、荷重が載荷され $M_{el,B}$ の点で弾性限界モーメントを迎え、記号 A と同様に $M_{pl,Rd}$ の点で塑性モーメントとなる。一方、記号 C は前もって鋼桁をジャッキアップするため、鋼桁に負の曲げモーメントが導入され、床版コンクリートと合成されたのちには、荷重の載荷と同時に曲げ剛性が大きいまま $M_{el,C}$ の点で弾性限界モーメントを迎え、記号 A、記号 B と同様に $M_{pl,Rd}$ の点で塑性モーメントとなる。

弾性限界モーメントは記号 A、記号 B、記号 C の順に大きくなるが、塑性モーメントは、変わらない。これは、鋼部材は降伏に至るときに断面内で応力が均一化され応力の再配分が生じたためであり、弾性限界を使用限界に比例すると仮定すれば、同じ鋼・コンクリート断面でも架設方法によって使用限界は変わるが、終局限界はほぼ同じとなる。すなわち、床版更新時の設計において、終局限界状態に対する余裕はあるが、使用限界状態で余裕がない場合には、架設工法を考慮して鋼主桁とコンクリート床版を合成させることで、補強量の減少を図ることが可能となる。図 4.2.4 はその概念を示したもので、活荷重合成桁を対象とした床版更新の補強イメージである。活荷重合成桁を非合成桁として更新すると鋼桁の補強量は増えるが、死活荷重合成桁とすれば、鋼桁の補強量は減少する。国内でもこうした理論を用いて合成桁の床版更新を行った事例は幾らかある<sup>3)</sup>。

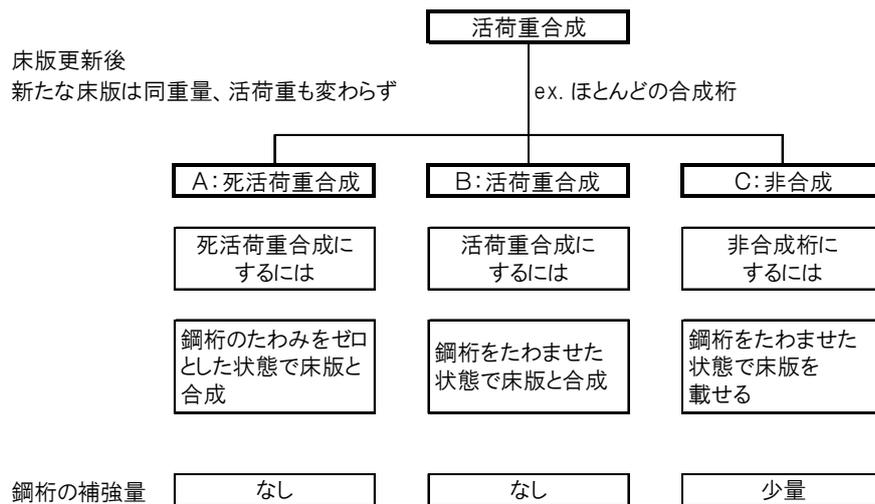


図 4.2.4 床版更新時の合成方法を変えた場合の鋼桁の補強量イメージ

参考文献 (4.2 RC 床版と鋼主桁の接合分類)

- 1) G. Hanswille, M. Schäfer, M. Bergmann: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion, Kommentar zu DIN EN 1994-1-1, Ausgabe Dezember 2010, Stahlbau Kalender 2018, Ernst&Sohn, 2018.
- 2) 笹戸松二, 加藤信夫, 長谷川鏐一: 切断合成ゲタ 姥久保高架橋, 建設図書, 橋梁と基礎, Vol. 1, No. 4-6, 1967.
- 3) 伊藤洋, 高田道也, 神田昌幸, 西川和廣, 藤原稔: 外ケーブルを用いた合成桁橋の床版打ち換えにおける構造検討, 土木学会, 構造工学論文集, Vol. 43A, 1997.

### 4.3 PC床版の輪荷重走行試験結果

更新したPC床版の疲労耐久性の参考資料として、公的機関におけるPC床版の輪荷重走行試験に関する既往の研究を調査した。各研究の概要を表4.3.1に、試験条件や破壊回数等を表4.3.2に示す。これらを参考に民間各社で各種継手の輪荷重走行試験が行われている。

表 4.3.1 PC床版の輪荷重走行試験に関する既往の研究概要

No.	研究主体	研究概要
1	日本道路公団	第二東名高速道路 東海大府高架橋において、プレキャストPC床版の橋軸方向継手としてRCループ継手を採用するため、RCループ継手の耐久性及び長支間床版の性状把握を目的として輪荷重走行試験を実施したもの <sup>1)</sup> 。
2	日本道路公団	鋼少数主桁橋に用いられるプレキャストPC床版の継手はループ継手が採用されているが、プレキャスト版設置後にループ内に鉄筋を配筋するため、鉄筋の挿入が困難であるなど施工上の課題がある。そこで、ループ継手部に有機系繊維による繊維補強コンクリートを使用してループ内の鉄筋を省略することにより、施工を合理化するために輪荷重走行試験を実施したもの。間詰め幅を従来の330mmと今回の260mmの2ケースで試験を行っている <sup>2)</sup> 。
3	日本道路公団	軽量コンクリートの床版への適用性と繊維補強材の補強効果の検討のため、輪荷重走行試験を実施したもの。同一試験体のプレキャスト版7枚のうち、繊維補強材を混入しない軽量コンクリートの床版を3枚、ポリプロピレン繊維を1.0%混入した軽量コンクリートの床版を4枚とし、端部は場所打ちコンクリートとしている <sup>3)</sup> 。
4	(社)日本橋梁建設協会 建設省土木研究所 共同研究	RCループ継手を用いたプレキャストPC床版の継手部の疲労耐久性及び最終破壊性状について確認するため、輪荷重走行試験を行ったもの。さらに、継手を設けないプレキャストPC床版についても同様な実験を行い、継手の有無による影響を比較検討している <sup>4)</sup> 。
5	日本道路公団	鋼2主桁橋の場所打ち長支間PC床版の疲労耐久性評価を目的として、輪荷重走行試験を実施したもの。PCA-0は床版支間6.0mで床版厚300mm、PCB-0は床版支間6.0mで床版厚240mmとし、それぞれ1軸2輪載荷としている。PC-1は床版支間4.0mで床版厚250mmとし、1軸1輪載荷としている <sup>5)</sup> 。
6	(社)日本橋梁建設協会 建設省土木研究所 共同研究	単位長さあたりのPC鋼線の緊張本数を変えることにより、導入プレストレス力をパラメータにしたパーシャルプレストレス床版の導入プレストレス力と疲労耐久性との関係を把握することを目的として輪荷重走行試験を実施したもの <sup>6)</sup> 。



表 4.3.2 (b) PC床版の輪荷重走行試験に関する既往の研究

No. 2	繊維補強コンクリート 1 2003年 <sup>2)</sup>	繊維補強コンクリート 2 2003年 <sup>2)</sup>
試験体の大きさ	支間長 6.0m × 橋軸方向長さ 16m を使用して、橋軸方向に 2 回試験	支間長 6.0m × 橋軸方向長さ 16m を使用して、橋軸方向に 2 回試験
床版厚	270mm	270mm
コンクリート	不明	不明
鉄筋	軸直角方向 D13×125mm 橋軸方向 D19×150mm	軸直角方向 D13×125mm 橋軸方向 D19×150mm
PC 鋼材	SWPR7B 15.2 @ 220mm×2 段	SWPR7B 15.2 @ 220mm×2 段
継手部	幅 330mm × 高さ 270mm	幅 260mm × 高さ 270mm
コンクリート	50N/mm <sup>2</sup> PBO 繊維 1.0vol%	50N/mm <sup>2</sup> PBO 繊維 1.0vol%
鉄筋	D19×6 本 + D13×3 本 ループ継手曲げ半径 69mm 高さ 157mm (鉄筋中心間距離)	D13×4 本 ループ継手曲げ半径 69mm 高さ 152mm (鉄筋中心間距離)
継手部の形状		
試験体の形状	<p style="text-align: right;">想定荷重状態</p>	
荷重ステップ	1 軸 2 輪	1 軸 2 輪
破壊回数	破壊せず	破壊せず

表 4.3.2(c) PC 床版の輪荷重走行試験に関する既往の研究

No. 3	軽量コンクリート 2004年 <sup>3)</sup>	軽量繊維補強コンクリート 2004年 <sup>3)</sup>
試験体の大きさ	支間長 6.0m × 橋軸方向長さ 16.33m を使用して、橋軸方向に2回試験	支間長 6.0m × 橋軸方向長さ 16.33m を使用して、橋軸方向に2回試験
床版厚	270mm	270mm
コンクリート	目標強度 50N/mm <sup>2</sup> (軽量コンクリート)	目標強度 50N/mm <sup>2</sup> (軽量コンクリート) 繊維補強材はポリプロピレン
鉄筋	軸直角方向 D13×125mm 橋軸方向 D19×150mm (想定)	軸直角方向 D13×125mm 橋軸方向 D19×150mm (想定)
PC 鋼材	SWPR7B 15.2 @ 220mm×2 段	SWPR7B 15.2 @ 220mm×2 段
継手部	幅 330mm (想定) × 高さ 270mm	幅 330mm (想定) × 高さ 270mm
コンクリート	不明	不明
鉄筋	(想定) D19×6本 + D13×3本 ループ継手曲げ半径 69mm 高さ 157mm (鉄筋中心間距離)	(想定) D19×6本 + D13×3本 ループ継手曲げ半径 69mm 高さ 157mm (鉄筋中心間距離)
継手部の形状	東海大府高架橋と同じ	東海大府高架橋と同じ
試験体の形状		
載荷ステップ	1軸2輪	1軸2輪
破壊回数	破壊せず	破壊せず

表 4.3.2 (d) PC床版の輪荷重走行試験に関する既往の研究

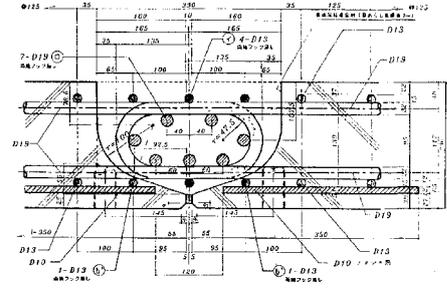
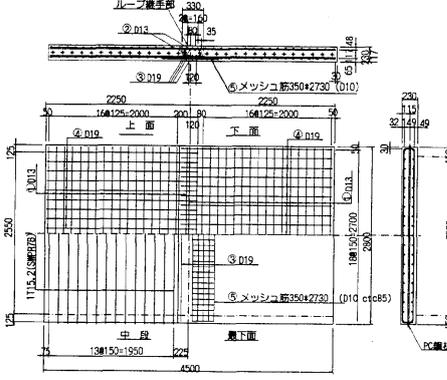
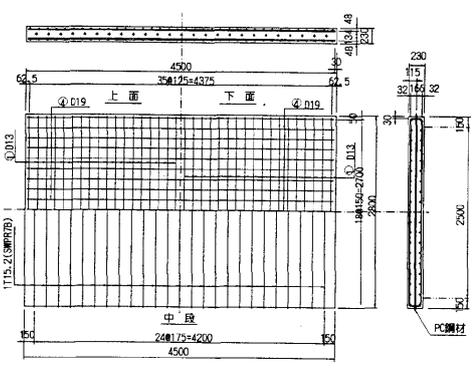
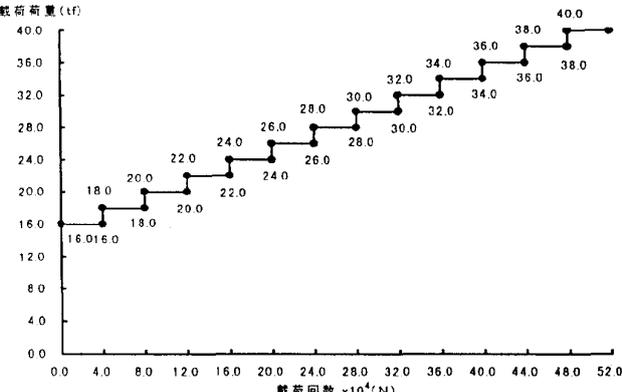
No. 4	橋梁建設協会ループ継手 1998年 <sup>4)</sup>	橋梁建設協会継手無し 1998年 <sup>4)</sup>
試験体の大きさ	支間長 2.5m × 橋軸方向長さ 4.5m	支間長 2.5m × 橋軸方向長さ 4.5m
床版厚	230mm	230mm
コンクリート	46.9N/mm <sup>2</sup> E=2.66×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	47.9N/mm <sup>2</sup> E=2.96×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	軸直角方向 D13×125mm 橋軸方向 D19×150mm	軸直角方向 D13×125mm 橋軸方向 D19×150mm
PC鋼材	SWPR7B 15.2 @ 150mm ×1段	SWPR7B 15.2 @ 175mm ×1段
継手部	幅 330mm ×高さ 230mm	
コンクリート	51.5N/mm <sup>2</sup> E=2.82×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	
鉄筋	D19×7本 + D13×4本 ループ継手曲げ半径 47.5mm 高さ 117mm (鉄筋中心間距離)	
継手部の形状		
試験体の形状		
載荷ステップ	1軸1輪 (土研) 	
破壊回数	38tf (44~48万回)	40tf (48~52万回)

表 4.3.2(e) PC 床版の輪荷重走行試験に関する既往の研究<sup>5)</sup>を参考に作成

No. 5	公団 PCA-0 1999 年	公団 PCB-0 1999 年	公団 PC-1 1999 年
試験体の大きさ	支間長 6.0m × 橋軸方向長さ 12.0m	支間長 6.0m × 橋軸方向長さ 12.0m	支間長 4.0m × 橋軸方向長さ 9.0m
床版厚	300mm	240mm	250mm
コンクリート	基準強度 40N/mm <sup>2</sup> E=3.1×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	基準強度 40N/mm <sup>2</sup> E=3.1×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	基準強度 40N/mm <sup>2</sup> E=3.1×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>
鉄筋	軸直角方向 D10×100mm 橋軸方向 D19×100mm	軸直角方向 D13×100mm 橋軸方向 D19×100mm	軸直角方向 D13×125mm 橋軸方向 D19×125mm
PC 鋼材	1S21.8 @ 500mm x 1 段 ポストテンション方式	1S21.8 @ 500mm x 1 段 ポストテンション方式	1S21.8 @ 500mm x 1 段 ポストテンション方式
継手部			
コンクリート			
鉄筋			
継手部の形状			
試験体の形状			
荷重ステップ	1 軸 2 輪		1 軸 1 輪
破壊回数	88 万回 (破壊せず)	112 万回 (破壊せず)	480kN (131.4 万回)

表 4.3.2(f) PC床版の輪荷重走行試験に関する既往の研究

No. 6	橋梁建設協会パーシャル 25% 1998年 <sup>6)</sup>	橋梁建設協会パーシャル 50% 1998年 <sup>6)</sup>																												
試験体の大きさ	支間長 2.5m × 橋軸方向長さ 4.5m	支間長 2.5m × 橋軸方向長さ 4.5m																												
床版厚	230mm	230mm																												
コンクリート	46.9N/mm <sup>2</sup> E=2.66×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>	47.9N/mm <sup>2</sup> E=2.96×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup>																												
鉄筋	軸直角方向 D13×125mm 橋軸方向 D19×150mm	軸直角方向 D13×125mm 橋軸方向 D19×150mm																												
PC鋼材	SWPR7B 15.2 @ 500mm ×1段 ポストテンション方式	SWPR7B 15.2 @ 265mm ×1段 ポストテンション方式																												
継手部																														
コンクリート																														
鉄筋																														
継手部の形状																														
試験体の形状	<p>PC鋼より線 1T15.2(n=9本)</p> <p>250 8@500=4000 250 230 4500</p>	<p>PC鋼より線 1T15.2(n=17本)</p> <p>130 16@265=4240 130 230 4500</p>																												
載荷ステップ	1軸1輪(土研)	<table border="1"> <caption>載荷ステップデータ</caption> <thead> <tr> <th>載荷回数 × 10<sup>4</sup> (N)</th> <th>載荷荷重 (tf)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.0</td><td>16.0</td></tr> <tr><td>4.0</td><td>18.0</td></tr> <tr><td>8.0</td><td>20.0</td></tr> <tr><td>12.0</td><td>22.0</td></tr> <tr><td>16.0</td><td>24.0</td></tr> <tr><td>20.0</td><td>26.0</td></tr> <tr><td>24.0</td><td>28.0</td></tr> <tr><td>28.0</td><td>30.0</td></tr> <tr><td>32.0</td><td>32.0</td></tr> <tr><td>36.0</td><td>34.0</td></tr> <tr><td>40.0</td><td>36.0</td></tr> <tr><td>44.0</td><td>38.0</td></tr> <tr><td>48.0</td><td>40.0</td></tr> </tbody> </table>	載荷回数 × 10 <sup>4</sup> (N)	載荷荷重 (tf)	0.0	16.0	4.0	18.0	8.0	20.0	12.0	22.0	16.0	24.0	20.0	26.0	24.0	28.0	28.0	30.0	32.0	32.0	36.0	34.0	40.0	36.0	44.0	38.0	48.0	40.0
載荷回数 × 10 <sup>4</sup> (N)	載荷荷重 (tf)																													
0.0	16.0																													
4.0	18.0																													
8.0	20.0																													
12.0	22.0																													
16.0	24.0																													
20.0	26.0																													
24.0	28.0																													
28.0	30.0																													
32.0	32.0																													
36.0	34.0																													
40.0	36.0																													
44.0	38.0																													
48.0	40.0																													
破壊回数	破壊せず 40tf (約 52 万回)	破壊せず 40tf (約 52 万回)																												

PC 床版は、RC 床版と比べて疲労耐久性が高いことから、試験期間が長期に及び破壊に至らずに試験を終了しているケースが多い。そのため、PC 床版の明確な疲労寿命の算出方法が提示されていない。よって、今後、破壊に至った PC 床版の輪荷重走行試験結果を蓄積していき、せん断破壊面や PC 鋼材の付着切れなどの観察・解析により破壊メカニズムを明確にするとともに、PC 床版の押抜きせん断耐荷力 ( $P_{sx}$ ) の算出式及び S-N 曲線を確認し、疲労寿命の算出方法を提示する必要がある。

なお、PC 床版の押抜きせん断耐荷力算定式としては、東山らにより式 4.3.1<sup>7)</sup>及び式 4.3.2<sup>8)</sup>が、長谷らにより式 4.3.3<sup>5)</sup>が、長尾らにより式 4.3.4<sup>9)</sup>及び式 4.3.5<sup>9)</sup>が提案されているため、参考に示す。

式 4.3.1 は、静的載荷による押抜きせん断耐荷力実験を基にした、橋軸方向及び橋軸直角方向の 2 方向に PC が入った床版を対象とした算定式である。

$$V_{cp} = f_{cv} \{ 2(a + 2\alpha_m x_m) \alpha_d x_d + 2(b + 2\alpha_d x_d) \alpha_m x_m \} \\ + f_t \{ 2(a + 2\alpha_m d_m) C_d + 2(b + 2\alpha_d d_d + 4C_d) C_m \} \\ + f_t (n_{pm} \cdot 2C_{pm} \cdot 2C_{pm} + n_{pd} \cdot 2C_{pd} \cdot 2C_{pd}) \quad (\text{式 4.3.1})$$

ここに、

- $a, b$  : 載荷板の主鉄筋、配力鉄筋方向の辺長 (mm)
- $x_m, x_d$  : 主鉄筋、配力鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視したときの中立軸深さ (mm)
- $d_m, d_d$  : 引張側主鉄筋、配力鉄筋の有効高さ (mm)
- $C_m, C_p$  : 引張側主鉄筋、配力鉄筋のかぶり深さ (mm)
- $n_{pm}, n_{pd}$  : せん断破壊領域内にある主鉄筋、配力鉄筋方向の PC 鋼材本数
- $C_{pm}, C_{pd}$  : せん断破壊領域内にある主鉄筋、配力鉄筋方向の PC 鋼材から引張側主鉄筋、配力鉄筋までの距離 (mm)
- $f_{cv}$  : コンクリートのせん断強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $f_t$  : コンクリートの引張強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $f_c'$  : コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\alpha_m = 1/\tan \theta_m$
- $\alpha_d = 1/\tan \theta_d$
- $\theta_m, \theta_d$  : せん断破壊面の角度  $\theta = (1/2) \tan^{-1}(2\tau_{cr}/\sigma_{pc})$
- $\tau_{cr}$  : せん断ひび割れ発生応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
- $\sigma_{pe}$  : プレストレス ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

式 4.3.2 は、式 4.3.1 から、プレストレスを考慮した見かけのせん断強度の向上率を考慮し、プレストレスしたコンクリートのせん断強度を直接用いることとして修正した式である。

$$V_{cp} = 2f_{cvd} (a + 2\alpha_m x_m) x_d + 2f_{cvm} (b + 2\alpha_d x_d) x_m \\ + f_t \{ 2(a + 2\alpha_m d_m) C_d + 2(b + 2\alpha_d d_d + 4C_d) C_m \} \\ + f_t (n_{pm} \cdot 2C_{pm} \cdot 2C_{pm} + n_{pd} \cdot 2C_{pd} \cdot 2C_{pd}) \quad (\text{式 4.3.2})$$

ここに,

- $a, b$  : 載荷板の主鉄筋, 配力鉄筋方向の辺長 (mm)
- $x_m, x_d$  : 主鉄筋, 配力鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視したときの中立軸深さ (mm)
- $d_m, d_d$  : 引張側主鉄筋, 配力鉄筋の有効高さ (mm)
- $C_m, C_p$  : 引張側主鉄筋, 配力鉄筋のかぶり深さ (mm)
- $n_{pm}, n_{pd}$  : せん断破壊領域内にある主鉄筋, 配力鉄筋方向のPC鋼材本数
- $C_{pm}, C_{pd}$  : せん断破壊領域内にある主鉄筋, 配力鉄筋方向のPC鋼材から引張側主鉄筋, 配力鉄筋までの距離 (mm)
- $f_{cv}$  : プレストレスを考慮した場合のコンクリートのせん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $(f_{cv} - f_{cv0})/f_c' = -2.247(\sigma_p/f_c)^2 + 1.719(\sigma_p/f_c)$   
 ※ただし, プレストレス  $\sigma_p$  には実際に導入されるプレストレスに対して破壊面の角度を考慮して主鉄筋方向には  $\sin \theta_m$ , 配力鉄筋方向には  $\sin \theta_d$  を掛け, 低減したプレストレスとして用いること
- $f_{cvm}, f_{cvd}$  : 主鉄筋, 配力鉄筋方向のプレストレスを考慮した場合のコンクリートのせん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $f_{cv0}$  : コンクリートのせん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $f_t$  : コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $f_c'$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\alpha_m = 1/\tan \theta_m$
- $\alpha_d = 1/\tan \theta_d$
- $\theta_m, \theta_d$  : せん断破壊面の角度  $\theta = (1/2) \tan^{-1}(2\tau_{cr}/\sigma_{pc})$
- $\tau_{cr}$  : せん断ひび割れ発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{pe}$  : プレストレス (N/mm<sup>2</sup>)

式 4.3.3 は, 松井らの提案する梁状化した RC 床版の押抜きせん断耐荷力算定式の圧縮領域における抵抗力に, 式 4.3.1 で東山らの提案するプレストレス導入による効果の補正を行ったものである。ここでは, PC 鋼材のダウエル効果は考慮されていない。

$$P_{sx} = (2\tau_{smax} \cdot x_m \cdot \alpha_m + 2\delta_{tmax} \cdot C_m) B \quad (\text{式 4.3.3})$$

ここに,

- $\tau_{smax}$  : コンクリートの最大せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{tmax}$  : コンクリートの最大引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $x_m$  : 主鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視したときの中立軸深さ
- $\alpha_m = 1/\tan \theta$
- $\theta = (1/2) \tan^{-1}(2\tau_{cr}/\sigma_{pc})$
- $\tau_{cr}$  : せん断ひび割れ発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{pc}$  : 有効プレストレス (N/mm<sup>2</sup>)
- $C_m$  : 引張側主鉄筋のかぶり深さ (mm)
- $B$  : 梁状化幅 (mm)  $B = b + 2d_d$

- $b$  : 載荷板の配力鉄筋方向の辺長 (mm)  
 $d_d$  : 配力鉄筋の有効高さ (mm)

式 4.3.4 は、東山らの提案する式 4.3.1 の 2 方向 PC 床版の橋軸方向に係る部分を削除して橋軸直角方向の 1 方向としたものであり、式 4.3.5 は、PC がプレテンション方式の場合、付着が切れるとコンクリートへの PC 鋼材の影響がなくなると考え、式 4.3.4 の  $\alpha_m=1$  としたものである。

$$P_{SX} = f_{cv} \{ 2 ( b + 2d_d ) \alpha_m x_m \} + f_t \{ 2 ( b + 2d_d ) C_m \} + f_t ( n_{pm} \cdot 2C_{pm} \cdot 2C_{pm} ) \quad (\text{式 4.3.4})$$

$$P_{SX} = f_{cv} \{ 2 ( b + 2d_d ) x_m \} + f_t \{ 2 ( b + 2d_d ) C_m \} + f_t ( n_{pm} \cdot 2C_{pm} \cdot 2C_{pm} ) \quad (\text{式 4.3.5})$$

ここに、

- $a, b$  : 載荷板の主鉄筋, 配力鉄筋方向の辺長 (mm)  
 $x_m$  : 主鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視したときの中立軸深さ (mm)  
 $d_d$  : 引張側配力鉄筋の有効高さ (mm)  
 $C_m$  : 引張側主鉄筋のかぶり深さ (mm)  
 $n_{pm}$  : せん断破壊領域内にある主鉄筋方向の PC 鋼材本数  
 $C_{pm}$  : せん断破壊領域内にある主鉄筋方向の PC 鋼材から引張側主鉄筋までの距離 (mm)  
 $f_{cv}$  : コンクリートのせん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $f_t$  : コンクリートの引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $f_c'$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\alpha_m = 1/\tan \theta_m$   
 $\theta_m$  : せん断破壊面の角度  $\theta = (1/2) \tan^{-1}(2\tau_{cr}/\sigma_{pc})$   
 $\tau_{cr}$  : せん断ひび割れ発生応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{pe}$  : プレストレス (N/mm<sup>2</sup>)

式 4.3.1, 式 4.3.2 は静的載荷における押抜きせん断耐荷力算定式であり、橋軸方向及び橋軸直角方向の 2 方向に PC が入った床版を対象としていることから、床版更新で主に使用されている橋軸直角方向の 1 方向のみに PC が入った床版の輪荷重走行試験における押抜きせん断耐荷力 ( $P_{sx}$ ) 算定式には適用できない。

なお、式 4.3.3, 式 4.3.4, 式 4.3.5 においても試験体数が少ないことから、今後も継続した検証が必要である。

**参考文献（4.3 PC床版の輪荷重走行試験結果）**

- 1) 松井繁之，角昌隆，向井盛夫，北山耕造：RCループ継手を有するプレキャストPC床版の移動載荷試験，プレストレストコンクリート工学会，第6回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.149-154，1996.
- 2) 小野聖久，上東泰，野島昭二，紫桃孝一郎：繊維補強コンクリートによるプレキャスト床版継手部の合理化に関する研究，日本コンクリート工学会，コンクリート工学年次論文集，vol.25，No.2，pp.1699-1704，2003.
- 3) 小野聖久，稲葉尚文，紫桃孝一郎，庄中憲：軽量コンクリートを用いたプレキャストPC床版の疲労耐久性に関する検討，土木学会，第4回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.43-48，2004.
- 4) 佐々木保隆，八部順一，太田貞次，内田賢一，宮崎和彦，西川和廣：RCループ継手を有するプレキャストPC床版の輪荷重載荷実験，土木学会，第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp.155-160，1998.
- 5) 長谷俊彦，上東泰，安松敏雄：長支間PC床版の移動輪荷重走行疲労試験による耐久性評価，日本コンクリート工学会，コンクリート工学年次論文報告集，vol.21，No.3，pp.259-264，1999.
- 6) 八部順一，川端篤敬，佐々木保隆，内田賢一，宮崎和彦，西川和廣：パーシャルプレストレスを導入したPC床版の輪荷重走行試験，土木学会，第1回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp.43-48，1998.
- 7) 東山浩士，松井繁之：橋軸方向プレストレスしたコンクリート床版の走行荷重に対する疲労耐久性に関する研究，土木学会論文集 No.605/I-45，pp.79-90，1998.
- 8) 東山浩士，松井繁之，水越睦視：PC床版の押抜きせん断耐荷力算定式に関する検討，土木学会，構造工学論文集，Vol.47，pp.1347-1354，2001.
- 9) 長尾千瑛，舟山淳起，広瀬剛，長谷俊彦：既往実験から推測する梁状化したPC床版の押抜きせん断耐荷力，土木学会第72回年次学術講演会概要集，I-164，pp.327-328，2017.

### 4.4 輪荷重走行試験時における RC 床版の乾燥収縮の影響

道路橋床版の評価に用いられる輪荷重走行試験は、試験期間やスペースなどの制約から、試験体は製作後、時間をおかずに試験される場合が多く、移動荷重の疲労による損傷を受けるときには、乾燥収縮が同時に進行中である。一方、実橋では床版の架設完了から供用開始までに数か月の期間があるため、乾燥収縮がある程度、進行してから移動荷重を受ける。輪荷重走行試験で実橋の疲労寿命を推定する場合には、この差を考慮する必要があると考えられる。

4.4 節では、床版の疲労寿命に関する考察を深めることを目的として、コンクリート構造の打設から供用終了までの長期にわたる特性の推移を時刻歴で追跡する 3 次元構造-材料応答連成解析システム（略称:DuCOM-COM3）<sup>1)</sup> を用いた乾燥収縮量と疲労による損傷の複合効果を評価した研究および、これら解析を用いて RC 床版の疲労載荷試験を検証し、乾燥収縮量に着目したパラメータとして解析された研究から得られた知見を解説する。

#### 4.4.1 連成解析による輪荷重走行試験のたわみの再現

##### (1) 試験対象

対象とされた床版試験体は、昭和 39 年度版の鋼道路橋設計示方書にしたがって設計された床版スパン 2500mm で、橋軸方向 3500mm、橋軸直角方向 2800mm、厚さ 160mm のハンチ付き RC 床版である。RC 床版の形状および配筋を図 4.4.1 に示す。鉄筋の材質は当時の品質を考慮して、D10 は SD295A、D13、D16 は SD345 とし、セメントは早期に強度発現させて試験体を脱型し、型枠を転用して複数の試験体を作成できるように早強セメントとされた。コンクリートの配合を表 4.4.1 に示す。乾燥収縮量は 100×100×400mm の無筋コンクリートの試験体が製作され、床版と同条件で養生し、測定されている。試験体は打設後 2 日程度、脱型可能な強度が発現するまでは型枠内で、脱型後はシート掛けをして気中養生されている。

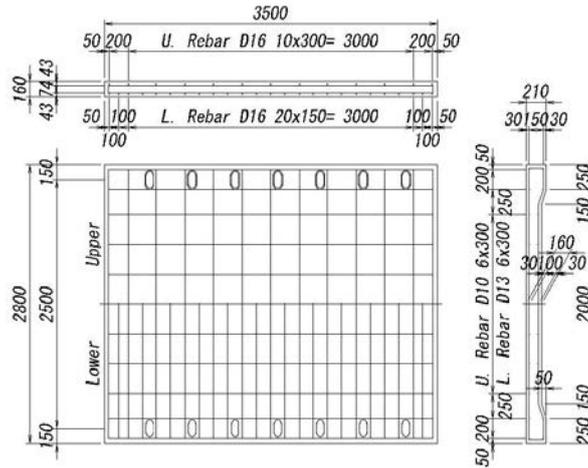


図4.4.1 RC床版の形状および配筋

表4.4.1 コンクリートの配合

W/C	s/a	C	W	S	G	AE
%		kg/m <sup>3</sup>				
60	47.3	283	170	862	985	2.83

輪荷重走行試験は、航空機用ゴムタイヤを装着した自走式の250kN疲労試験機が用いられている。ゴムタイヤの設置面積は、載荷荷重により異なるが、概ね橋軸直角方向315～346mm×橋軸方向346～403mm程度の範囲内であると想定されている<sup>2)</sup>。

輪荷重は、試験体の中央を橋軸方向に全域に渡って走行することで与えられた。複数の試験体を同時に往復走行するため、移動速度は概ね2～4km/hであり、1回載荷毎に無載荷の時間が設けられる。載荷荷重は試験時間の制約からある程度早期に破壊まで至るように、180kNとされた。

(2) 計測された乾燥収縮量

コンクリート打設後、6時間程度で表乾状態となったため、乾燥収縮計測用の試験体にコンタクトゲージの測点を約300mmピッチで取り付けられた。コンクリートの収縮ひずみは材齢3日までは12時間ごと、材齢7日までは24時間ごと、その後は1～2週間程度ごとにコンタクトゲージを用いて計測された。打設直後は膨張ひずみが見られたため、材齢24時間の値が基準値とされた。これら収縮の挙動を、DuCOM-COM3を用いて解析を行った(以下、Linkモデル)。本解析ではコンクリートの水和や含水状態、キャピラリー水やゲル水の移動が数値解析で再現され、乾燥の影響が自動的に取り込まれる。収縮量の再現は、標準試験体で行われた。試験に用いられた骨材の材料試験値はないため、自由収縮量から骨材の最大収縮量は300μ程度であると推定されている。

床版試験体の収縮量も同時に計算された。試験体は長手方向の3.5mを基準として収縮量が求められた。試験結果と解析結果による収縮ひずみを図4.4.2に示す。今回、実際に輪荷重走行試験が実施されたのは、試験体の打設後47日から99日であった。床版試験体の解析に用いた材料特性値を表4.4.2に示す。

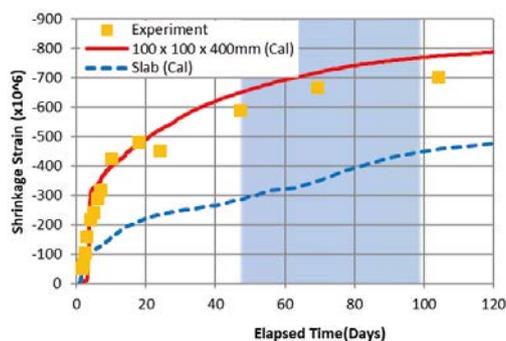


図4.4.2 乾燥収縮量

表4.4.2 解析に用いた材料特性

材料	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	特性値
鉄筋	2.1×10 <sup>5</sup>	降伏点 355.0N/mm <sup>2</sup>

セメントの種類	温度	湿度	骨材の最大収縮量
早強	20℃	60%	300 μ

### (3) 試験時の計測たわみ

載荷荷重は試験期間の制約から、180kN とされた。試験でのたわみの計測は、所定の回数、輪荷重を走行させたのち、床版中央に静的に載荷することで行われた。測点を図 4.4.3 に示す。

従来一般的に輪荷重走行試験では、主桁と床版は合成させず、上フランジの上に丸鋼を設置し、床版を載せて橋軸直角方向に自由に移動させることで単純支持が模されている<sup>3)</sup>。しかしこの方法では、初期の丸鋼と床版の肌すきや、特に橋軸直角方向の摩擦がたわみ値に影響を与えると考えられた。これらの要因を排除するため、床版と主桁はスタッドで合成されたが、上フランジの微小な溶接ひずみや床版下面の不陸の影響が完全に排除できていないと考えられたため、各測点でのたわみ値は、測定値から 1 回目の残留たわみを引くことで評価された。

$$D_n = D_{mn} - D_{R1} \quad (\text{式 4.4.1})$$

ここに、 $D_n$  は各回数のたわみ値、 $D_{mn}$  は各回数のたわみの実測値、 $D_{R1}$  は 1 回目の残留たわみ値である。図 4.4.4 に試験での各位置のたわみの推移を示す。

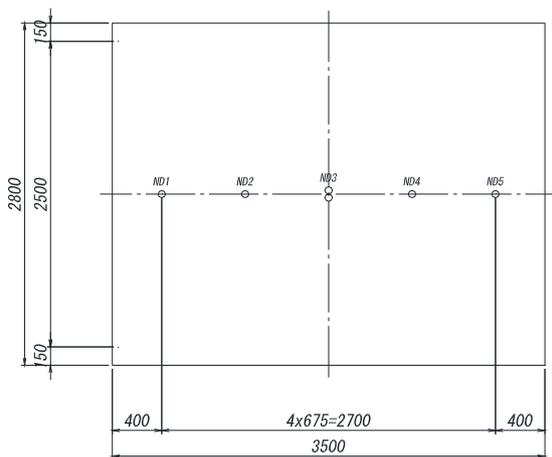


図 4.4.3 たわみの測定位置

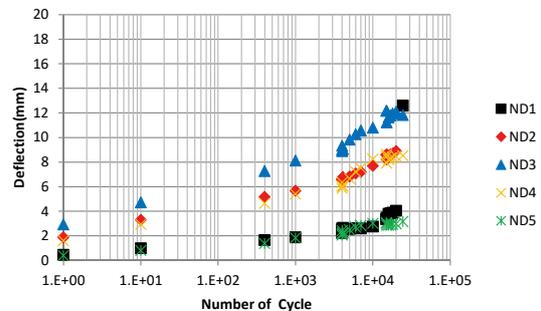


図 4.4.4 試験時のたわみの推移

試験体は 24,473 回載荷時に ND1 付近で押抜きせん断破壊している。一般的な単純支持の試験体では、橋軸方向の床版中央で破壊するが多い。しかし主桁と合成することで、橋軸方向の曲げモーメントの影響も受け、輪荷重による押抜きせん断と複合して、横桁近傍での押抜きせん断破壊となったと推測されている。

### (4) 解析による床版のたわみの再現

試験時の乾燥収縮の影響を考慮し、疲労の影響を分析するため、Link モデルを用いて解析が行われた。疲労の影響は、塑性ひずみと断面合成の低下で表現される。本モデルの妥当性については、既往の研究で検証されており、様々な温度や荷重条件でも十分な精度で追跡可能であると示されている<sup>4)</sup>。

従来、乾燥収縮の影響は、試験開始時の標準試験体の収縮量を、体積表面積比を用いて床版試験体の収縮量に換算し、その後、疲労荷重を作用させて構造解析を実施されてきた<sup>5)</sup>。本研究は、さらに検討を深化させる目的で、乾燥収縮過程と疲労損傷過程の同時進行を数値解析で再現された。試験時の乾燥収縮の影響を水分移動とひび割れに伴う水分逸散の加速も考慮したうえで疲労の影響を分析するため、DuCOM-COM3 を用いて解析が行われた。部材としての疲労の

影響は、残留変形と断面剛性低下で表現された。床版の乾燥収縮量は4.4.1項(2)で解説したが、試験開始時と試験終了時では大きく異なっていることを再度ここで解説する。

解析に用いた要素を図4.4.5に示す。走行面で分割された対称モデルとし、有限要素にはShear lockが回避できるEnhanced strainモデルによる8節点アイソパラメトリック要素が用いられた。熱エネルギーの解の収束性の観点からは、mm単位での要素分割が望ましい。一方で疲労解析の観点から、計算時間を配慮し要素の大きさは決定されている。主桁上フランジは橋軸方向および鉛直方向を固定とし、ウェブの微小な変形を再現するため橋軸直角方向は拘束されていない。試験では輪荷重の走行で床版のたわみが大きくなり、段差が生じることで衝撃により床版が破壊しないように横桁上に鋼板を入れて弾性支持とされた。このため解析では支持材の接触部は鉛直方向のみ拘束されている。これら拘束条件は、別に主桁も含めてモデル化したものと比較し、3次元構造解析システムのCOM3単独でその妥当性が確認されている。環境条件に関しては、温度20℃湿度60%として全期間を通じて一定とされた。

実際に試験での輪荷重の走行は、3km/hで試験体を走行後、40秒間の停止時間が設けられた。さらに、たわみの計測は10分程度で行われている。解析ではおおむね、試験期間と同等の時間が再現されるように、載荷速度が設定された。解析におけるタイヤの接地面積は試験機の設置面積に近似させ橋軸直角方向300mm×橋軸方向450mmとされている。

図4.4.6に解析結果を示す。床版のたわみの挙動が既往の構造解析単独よりも精度が向上していることが分かる。特に乾燥収縮と疲労の相互の影響が出る $n=10^3$ 以降のたわみの増加が再現されている。

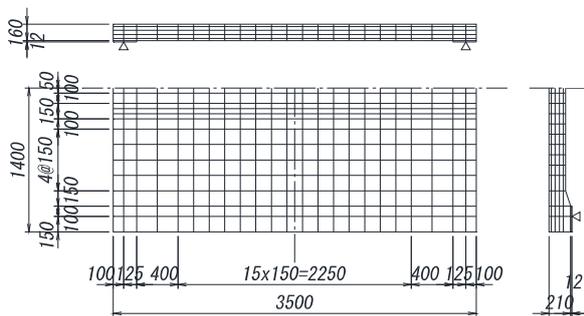


図4.4.5 解析モデル

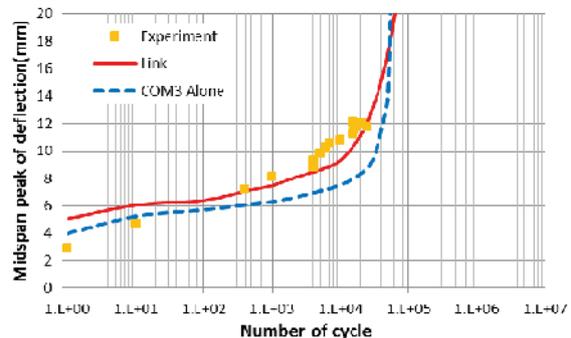


図4.4.6 解析による試験時のたわみの挙動の再現

#### 4.4.2 表層と内部の収縮量の違いがたわみの挙動に与える影響

初期たわみの違いが疲労寿命に与える影響は大きい。このため初期たわみをCOM3単独とLinkモデルで同程度に合わせて比較することが試みられた。従来COM3単独で解析を行う場合は、すべての要素に同じような乾燥収縮量を与えているが、実際の自由収縮量は床版表面では大きく、床版内部では小さくなっているという点に着目し、Linkモデルで計算される自由収縮量を床版鉛直断面ごとに入力することで、自由収縮量の違いから発生するひび割れ量の違いの再現が試みられた。Linkモデルで計算される自由収縮量は要素ごとに異なるため、平均的な自由収縮量として、COM3単独でのモデルにおける表層を $500\mu$ 、第2層を $250\mu$ 、中央を $0\mu$ と統一されている。図4.4.7に結果を示す。

初期たわみはLinkモデルと同程度となるが、 $n=10^3$ 以降のたわみの挙動が異なることが再現

され、疲労の影響と乾燥収縮の進行によって床版のたわみが増加していく過程が初期たわみの影響だけでないことが明らかにされた。

計算上の初期たわみが試験結果を大きく上回っている点については、試験時の境界条件の影響と考えられた。床版は箱抜きされた状態で主桁のスタッドとモルタルで合成され、主桁上面と床版の界面にモルタルが流れ込んでいるが、このような状態を計算で再現することは難しく、初期たわみの相違となって現れたものと推定されている。载荷が進むに従い、モルタルと床版の微小な非接触部が接触することにより、100 回程度で計算結果と概ね一致するような傾向を示したと考えている。これら初期の境界条件については、今後の課題であると示されている。

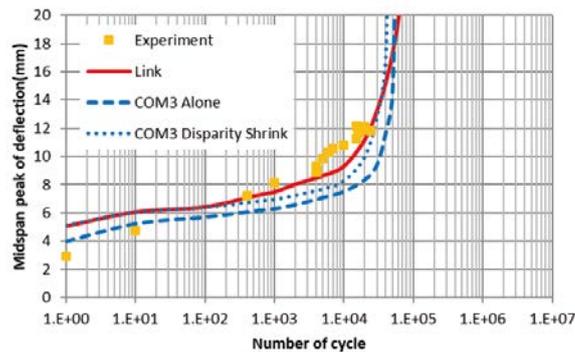


図4.4.7 自由収縮量を変えた場合の床版のたわみの挙動の再現

#### 4.4.3 収縮条件の違いによる S-N 曲線に関する考察

乾燥収縮量の違いは骨材の収縮量の影響によるところが大きい<sup>6)</sup>。また、収縮量は養生条件や雰囲気湿度、試験開始までの日数により変わるため、これらの条件を変えた解析が別途実施されている<sup>7)</sup>。各種パラメータが疲労寿命に与える影響を考察するために、本研究で比較が試みられた解析条件を表 4.4.3 に示す。Case 0 は今回の試験で使用された標準的なケースである。Case 1 は乾燥収縮の影響が大きくなるようにされたもの、Case 2 は乾燥収縮の影響が小さくなるようにされたものである。また Case 3 として、Case 1 の条件で打設後 1 年を経過してから試験する場合が考えられた。なお、セメントの種類は早強セメントで統一されている。図 4.4.8 に環境条件を変えた床版のたわみの挙動を示す。

表4.4.3 疲労寿命算出のための解析条件

	骨材の収縮量 ( $\mu$ )	封緘養生 (日)	試験開始日 (日)	温度 ( $^{\circ}$ C)	湿度 (%)
Case 0	300	3	45	20	60
Case 1	500	3	45	20	40
Case 2	0	28	45	20	80
Case 3	500	3	365	20	40

同じ 180kN という荷重で比較しても、乾燥収縮がたわみの挙動に与える影響が大きく、Case 1 と Case 2 の両極端な場合には 1 オーダー以上の差が出るのが分かる。また輪荷重走行試験開始までの日数が経過するに従い、疲労寿命が短くなる。特に乾燥収縮の影響が大きいものでは、さらに疲労寿命が 1 オーダー以上低下し、Case 3 で示すように疲労寿命の減少も顕著になることがわかった。

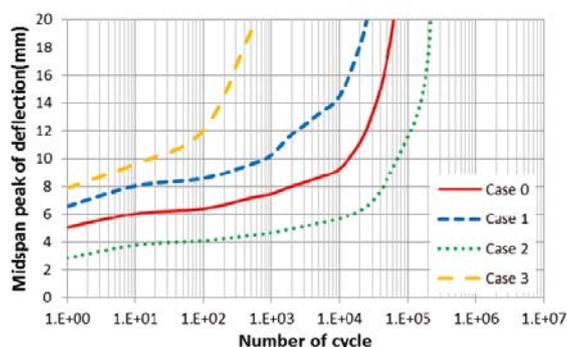


図4.4.8 環境条件を変えた床版のたわみの挙動

Case 0～2 で荷重条件を変更し，疲労寿命に与える影響が比較された．実際の試験機ではゴムタイヤを用いているため，与える荷重によって接地面積が異なる．しかし本研究では荷重による接地面積の違いは考慮されず，橋軸直角方向 300mm×橋軸方向 450mm とされた．なお，接地面積が異なれば当然疲労寿命も異なると推定されるが<sup>8)</sup>，今回は同じ接地面積で疲労寿命を求めるまでにとどめられた．

輪荷重走行試験における使用限界の判定には，ひび割れ密度や活荷重たわみが用いられることが多い<sup>9)</sup>．しかし解析における破壊時のたわみは，要素分割依存性があるため，そのまま損傷指標として用いることは難しい．このため，本研究では便宜上，輪荷重走行試験での 180kN での破壊時のたわみ  $D_n \geq 12.1\text{mm}$  を基準とし，ほかの荷重の破壊たわみは，これを荷重の比率を乗ずることで定義されている．

$$D_{fP} = D_n \cdot \frac{P}{P_0} \quad (\text{式4.4.2})$$

ここに， $D_{fP}$  は各荷重の破壊時のたわみ値， $D_n$  は 180kN の破壊時のたわみ値で 12.1mm， $P$  は荷重， $P_0$  は今回基準とした荷重で 180kN である．S-N 曲線の疲労寿命の算出に用いた荷重は 180kN のほかに，220kN，250kN，280kN とされた．

床版のスパンや床版厚，鉄筋比によらない破壊パラメータとして提案される  $P_{sx}$ <sup>10)</sup> は，最終的な床版の破壊現象が梁状化して主鉄筋断面がせん断破壊することから，以下のように定義されている．

$$P_{sx} = 2B(f_v x_m + f_t c_m)$$

$$B = b + 2d_a \quad (\text{式4.4.3})$$

$$f_v = 0.656 f'_c{}^{0.606}$$

$$f_t = 0.269 f'_c{}^{2/3}$$

ここに， $x_m$  は主鉄筋断面の引張側コンクリートを無視したときの中立軸深さ (mm)， $c_m$  は引張側主鉄筋のかぶり深さ (mm)， $b$  は配力鉄筋方向の載荷面幅 (mm)， $d_a$  は配力鉄筋の有効高さ (mm)， $f'_c$  はコンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>) である．この式で求めた耐荷力を載荷荷重と比較した  $P/P_{sx}$  を用いて，図 4.4.9 に各ケースでの S-N 曲線を示す．

また過去に実施された輪荷重走行試験によるデータ<sup>11)</sup> もあわせて示す．なお  $f'_c$  はシリンダ

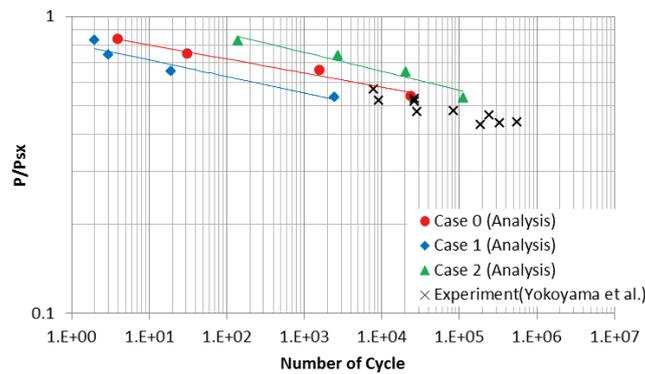


図4.4.9 環境条件を変えた床版のS-N曲線

一の破壊試験で求める場合が多いため、圧縮試験用の試験体として解析し、圧縮強度が求められた。従来一般的に疲労寿命の算出に用いられてきた S-N 曲線は、乾燥収縮量の影響を受けて大きく異なることが示された。

また、本研究がされるまでは、過去の破壊試験のデータがばらついてプロットされていたのは、当時は単純に試験体の誤差と考えられていた。しかし、当時の乾燥収縮量の測定結果がないため推定にすぎないが、との前置きの後、これらの原因は骨材収縮量が異なるための乾燥収縮量の違いであると仮定すれば、この違いを合理的に説明できる可能性が出てきた、と示されている。当時の試験結果において、圧縮強度の低いものが左側によってプロットされていることを考えれば、試験体の水セメント比が大きいため収縮量が大きく、その影響が出ていたと考えてもおかしくない、と結論付けている。

載荷時の滞水が床版の疲労に与える影響が解明され<sup>12)</sup>、実構造物では防水層を設けるなど、その耐久性に対する対策は考慮されてきた。しかし床版の疲労破壊を評価する S-N 曲線は、乾燥収縮量によっても結果が著しく異なることが示された。従来、乾燥収縮量による疲労寿命への影響は、試験の誤差と捉えられがちであったが、S-N 曲線の算出など、疲労寿命の定義に当たっては、これを適切に評価しなければならないことが、数値解析による検討から示唆された。特に収縮量が大きく異なるような場合は、同一の S-N 曲線として評価するには問題があると認識すべきである。

#### 4.4.4 得られた知見

本研究では乾燥収縮と疲労の複合作用を受ける床版のたわみの挙動について、3次元構造-材料応答連成解析システムを用いてその挙動を明らかにされた。得られた知見を取りまとめると、以下のとおりである。

- (1) ゴムタイヤ式の輪荷重走行試験のように時間がかかる疲労試験では、疲労の影響のほかに乾燥収縮の進行によって受ける損傷の影響も含まれており、その取り扱いには注意が必要である。Link モデルを用いることで、乾燥収縮の進行によるたわみの増加が説明された。
- (2) 従来は試験体の製作後あまり時間をかけずに疲労試験がされてきたが、乾燥収縮が進行中の疲労試験であり、疲労寿命を過大評価している可能性があるとして示されている。実構造物では床版の施工後、供用開始までに時間がかかるため、それを考慮した試験とする場合には、試験体を製作してから1年ぐらい経過してから試験をすることが望ましい。
- (3) 一般的に床版の疲労破壊に使用されてきた S-N 曲線は骨材の収縮量や環境条件を変更することで大きく変わる。試験の誤差と考えられがちであったが、適切に乾燥収縮量を把握す

れば、試験の誤差ではなく環境条件の違いから、S-N 曲線の傾きや切片の値が変わることが説明できる可能性が示された。

#### 参考文献（4.4 輪荷重走行試験時における RC 床版の乾燥収縮の影響）

- 1) Maekawa, K. Ishida, T. Kishi, T. : Multi-scale modeling of structural concrete, Taylor and Francis, 2008.
- 2) 土木学会鋼構造委員会：道路橋床版の設計の合理化と耐久性の向上，2004.
- 3) 松井繁之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究，大阪大学博士論文，1984.
- 4) Asamoto, S. Ishida, T. and Maekawa, K. : Time-Dependent Constitutive Model of Solidifying Concrete Based on Thermodynamic State of Moisture in Fine Pores, Journal of Advanced Concrete Technology, 4 (2) pp.301-323, 2006.
- 5) Hiratsuka, Y. Senda, M. Fujiyama, C. and Maekawa, K. : Fatigue-Based Structural Behavior of RC Bridge Slabs with Different Loading Histories, EASEC-13, F-2-4, 2013.
- 6) 浅本晋吾，石田哲也，前川宏一：骨材特性との連関を考慮した複合構成モデルによるコンクリートの収縮解析，土木学会論文集 E, Vol. 63, No. 2, pp. 327-340, 2007.
- 7) 平塚慶達，前川宏一：乾燥収縮過程が RC 床版の疲労寿命に及ぼす影響，土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)，Vol. 72, No. 4, pp. 343-354, 2016.
- 8) 阿部忠，木田哲量，水口和彦，川合豊：輪荷重走行疲労実験における車輪寸法が RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響および評価法，土木学会構造工学論文集 A, Vol. 57A, pp. 1305-1315, 2011.
- 9) 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，Vol. 374, I -6, pp. 419-426, 1986.
- 10) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理，森北出版，2007.
- 11) 横山広，長屋優子，関口幹夫，堀川都志雄：自走式試験機による道路橋床版の使用限界の評価，土木学会，道路橋床版シンポジウム講演論文集，Vol. 4, pp. 49-54, 2004.
- 12) 松井繁之：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，日本コンクリート工学会，コンクリート工学年次論文報告集 9-2, pp. 627-632, 1987.

## 4.5 疲労フリーの鋼床版構造

鋼床版は疲労が最大の弱点であるが、これを克服すれば多くのメリットを享受できる。特に、床版更新に着目すれば、鋼床版の軽量であり整形し易いという特徴を活かして合理的な更新工事可以实现できる。ここでは疲労寿命 100 年を目標とし、これを達成する鋼床版の開発を目的として行われた研究成果<sup>1)</sup>を解説する。

寿命 100 年を達成するための具体的性能として、道路橋示方書の設計荷重である T 荷重の 1000 万回繰返し載荷が設定された。これは、T 荷重の繰返し載荷では疲労き裂が発生しない、疲労フリー構造を目指したとも言える。実橋での調査によれば、鋼床版の疲労き裂発生個所(図 4.5.1)は、縦横リブ交差部が最も多く、全体の 4 割を占めており、縦横リブ交差部における疲労対策は特に重要な課題と言える。その疲労対策として従来から様々な構造が提案されているが、未だ疲労課題は十分に解決されていない。そこでまず、縦横リブ交差部を対象に、有限要素解析によって疲労フリー構造が検討された<sup>2)</sup>。続いて解析結果の妥当性および実際の疲労寿命を確認するため、提案交差部を有する鋼床版全体の疲労試験が行われた<sup>3), 4)</sup>。疲労試験では解析対象に含まれなかったリブとデッキプレートとの溶接部も対象とされ、さらに実際の交通の再現シミュレーションによって、提案構造の疲労寿命が評価されている<sup>5)</sup>。

### 4.5.1 疲労フリーの鋼床版構造の実現

#### (1) 検討対象とした縦横リブ交差部構造

検討対象は従来構造と、製作性確保のためのスリットを排した全周溶接構造を含む 27 形式とされた(表 4.5.1, 図 4.5.2)。縦リブ形式は、一般的な U リブと、バルブリブの置換えである平リブ、U リブに発生するリブ断面のゆがみを抑制することを狙って用いられた V リブの 3 種類とされた。V, 平リブは寸法も変化させている。バルブリブではなく平リブが用いられたのは、縦リブと横リブとの交差部において応力低減効果が期待できる全周溶接構造が採用されたためである。全周溶接構造は製作性が課題であったが、ルートギャップ量と溶接脚長を適切に管理することで製作性の確保および品質確保が可能であることが分かり、検討対象とされた。

#### (2) 疲労耐久性を評価する方法

縦横リブ交差部は、縦リブと横リブとがそれぞれの変形を拘束し合うことで複雑な応力状態となり、車両の数 100mm の移動にも反応して応力状態が変化するため、疲労評価が難しい。そこで一連の検討では荷重の移動を再現した有限要素解析が実施され、交差部の疲労に対して最も厳しい荷重条件が特定された。荷重はダブルタイヤ 1 組であり、道路橋示方書の T 荷重を参

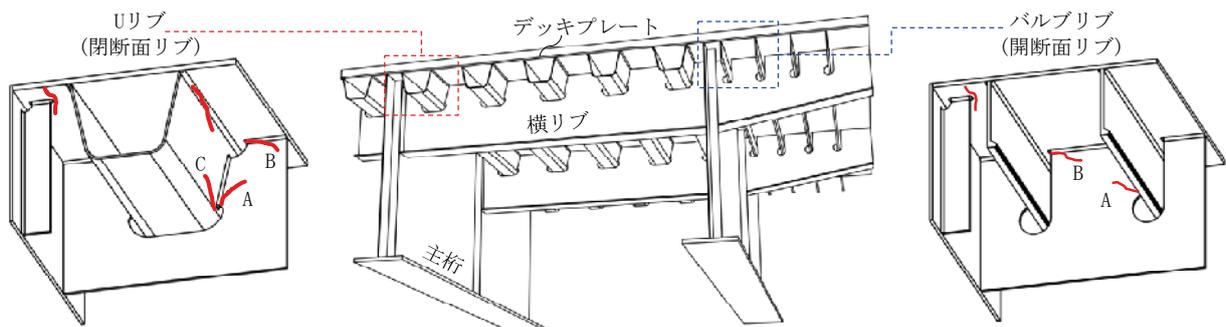


図 4.5.1 鋼床版に発生している主な疲労き裂<sup>1)</sup>

表 4.5.1 疲労フリー構造の検討に用いられた縦横リブ交差部<sup>1)</sup>

記号	US		UN		VS		VN									
断面形状																
横リブ間隔 [mm]	2 @ 2500		2 @ 2500		2 @ 2500		2 @ 2500									
横リブ高さ [mm]	700		700		700		700									
縦リブ高さ [mm]	240		240		280		280									
縦リブ板厚 [mm]	6		6		6		6									
記号	VN1	VN2	VN3	VN4	VN5	PS				PN						
断面形状																
横リブ間隔 [mm]	2 @ 2500					3 @ 1667				3 @ 1667						
横リブ高さ [mm]	700					500				500						
縦リブ高さ [mm]	230	280	280	280	330	235				235						
縦リブ板厚 [mm]	6	6	8	10	6	16				16						
記号	PN10	PN11	PN12	PN13	PN14	PN15	PN16	PN17	PN20	PN21	PN22	PN23	PN24	PN25	PN26	PN27
断面形状																
横リブ間隔 [mm]	2 @ 1500								2 @ 2250							
横リブ高さ [mm]	500				400	500	600	500	500				400	500	600	500
縦リブ高さ [mm]	183	235	256				183	235	256							
縦リブ板厚 [mm]	16	19	16	19	16		19	16	19	16	19	16				19

※主桁間隔はPN10～PN27では3200，それ以外では2000mm

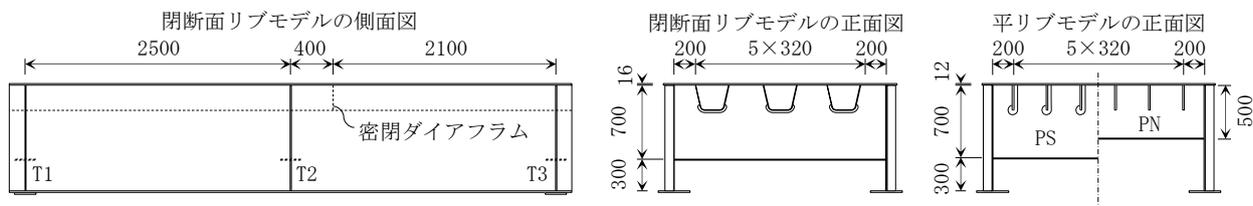
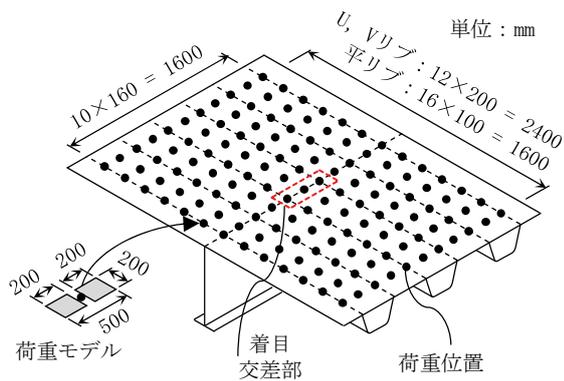
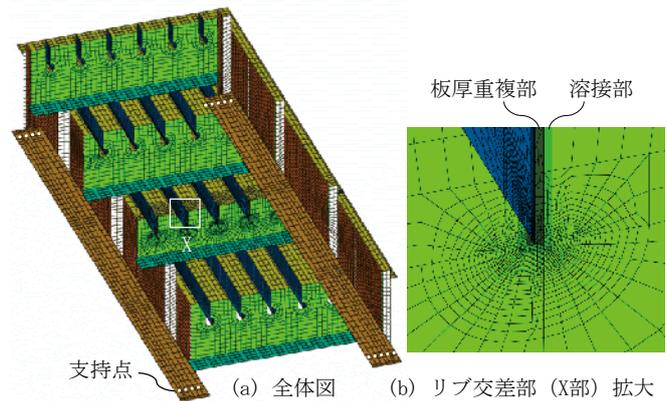
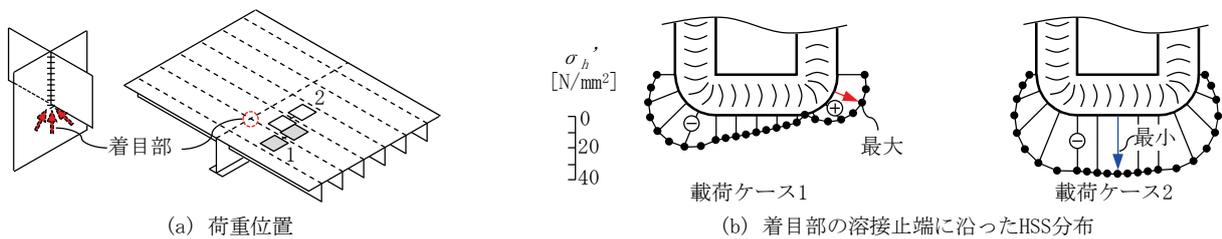


図 4.5.2 疲労フリー構造の検討に用いたモデル<sup>1)</sup>

考に 100kN と設定された。実際の車両は走行位置がばらつくため、荷重の位置を橋軸および橋幅方向に移動させながら解析が進められた (図 4.5.3)。さらに、交差部はき裂発生の可能性がある応力集中部を複数含むため、その全ての箇所が評価され、最も応力範囲の大きい、疲労のボトルネックと考えられる箇所が特定された。

応力集中部の局所応力は、国際溶接学会の指針に則り、ホットスポット応力 (Hot Spot Stress, 以下 HSS) を用いて算出された。ただし、比較的薄い鋼板で構成され、かつ板曲げが作用する鋼床版は、疲労強度が上昇すると考えられるため、HSS に低減係数がかけられている<sup>2)</sup>。疲労設計曲線は日本鋼構造協会の指針を参考に E 等級とされた。

解析モデルにはシェル要素が用いられた (図 4.5.4)。着目溶接止端近傍では、要素サイズが板厚の 0.2 倍以下に制御され、板厚の増厚で溶接部の剛性が再現された。鋼の弾性率には 205kN/mm<sup>2</sup>、ポアソン比には 0.3 が用いられた。

図 4.5.3 移動荷重の位置<sup>1)</sup>図 4.5.4 解析モデル<sup>2)</sup>図 4.5.5 着目部に最大，最小 HSS を発生させる荷重ケース（それぞれ 1，2）での溶接止端に沿った HSS 分布<sup>1)</sup>

### (3) 疲労に対して最も厳しい荷重条件の探索

図 4.5.5 はモデル PN の横リブ側溶接止端の HSS が最大（引張），最小（圧縮）なった荷重ケースと，その際の着目部の溶接止端に沿った HSS 分布を示している．図のように溶接止端に沿った HSS 分布は荷重の移動に伴って変化し，応力集中が起きる箇所が移動していた．このため，全荷重ケースで溶接止端に沿って応力集中箇所が探索された．

図 4.5.5 に示される荷重ケース 1，2 と同様に，何れのモデルにおいても，着目部の HSS を最大，最小とする荷重の位置は着目交差部の直上ではないことが確認された．疲労寿命は応力範囲に強く影響を受けるため，これらの荷重ケースが交互に起きる状態が着目部の疲労にとって最も厳しい荷重条件であると考えられる．そこで以下で紹介する各構造の比較では最大，最小 HSS の差である HSS 範囲が評価指標に用いられた．

また，着目部の HSS を最大，最小とする荷重位置は異なるレーン上であった．この HSS 範囲は，1 点への繰返し荷重や 1 レーンへの往復走行荷重では再現できないため，後述のように疲労試験では荷重を割増すことで HSS 範囲が再現されていた．

実橋では車両の走行位置が橋幅方向にばらつくため，複数台の走行によって最大，最小 HSS が生じると考えられるが，これは常に発生するわけではなく，車両の走行位置のばらつきによって，ある確率で生じると考えられる．そこで後述の疲労寿命予測のように実際の交通を再現したシミュレーションによって，縦横リブ交差部の疲労寿命が予測された．

### (4) 各構造の比較検討

上記の数値解析によって各構造の HSS 範囲が算出された（図 4.5.6）．これらの値は各交差部で疲労のボトルネックと考えられる応力集中部の値である．何れの縦リブを用いた場合も，スリット有交差部に比して全周溶接交差部では HSS 範囲が小さく，その低減率は U リブで 75%，V

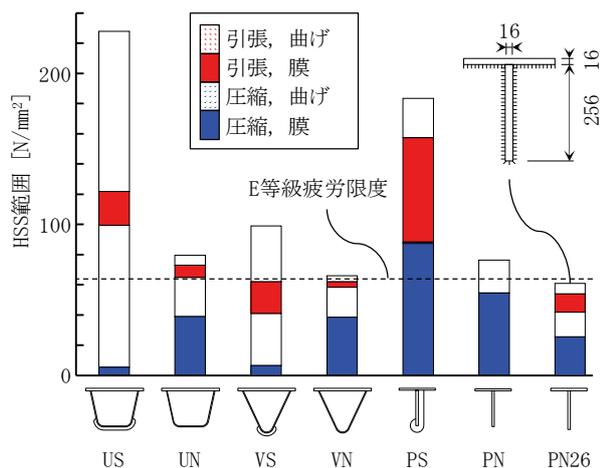


図 4.5.6 各交差部構造の HSS 範囲<sup>1)</sup>

表 4.5.2 試験体<sup>1)</sup>

試験体	交差部	横リブ間隔
1	US, UN	2500 mm
2	VN	2500 mm
3	PS, PN	1667 mm
4	PN26	2250 mm

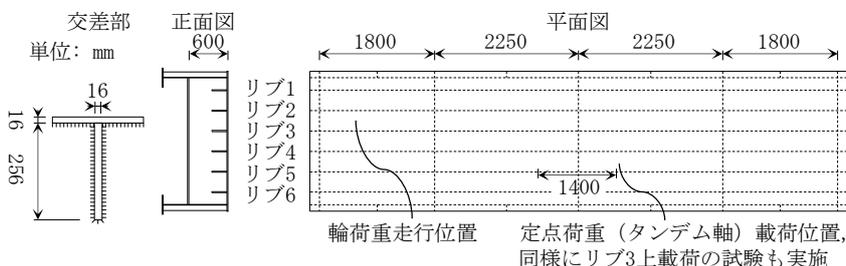


図 4.5.7 試験体-4<sup>1)</sup>

リブで 33%, 平リブで 58%であることが確認された. このことから全周溶接構造を適用することで縦横リブ交差部の疲労強度を向上できると考えられる. また全周溶接交差部では引張応力がほとんど発生しないという結果が得られた. この特性も疲労耐久性の向上に寄与すると考えられる. なお, Vリブ断面寸法を変化させた検討(VN, VN1~5)の結果, VNが鋼重に対して HSS 範囲が小さく, 効率的な構造であることが確認された.

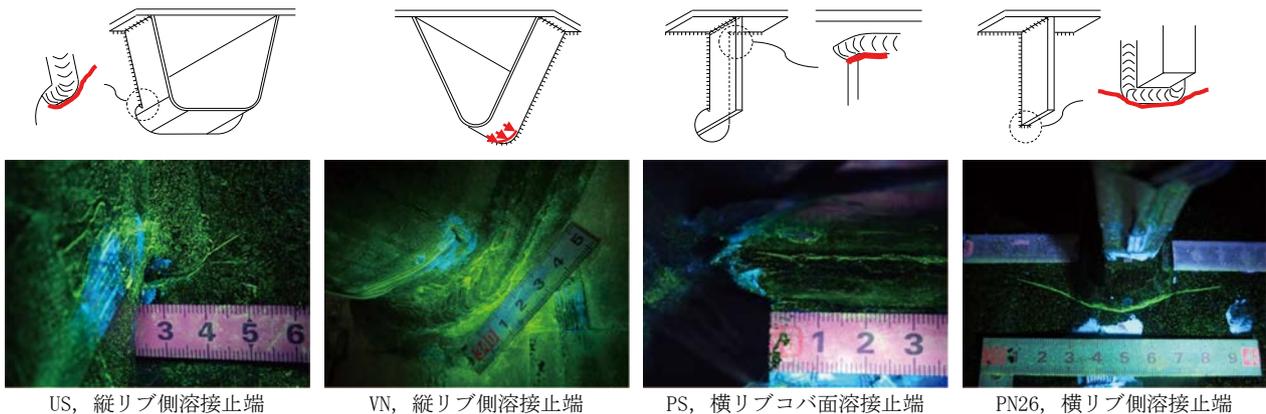
しかし閉断面リブを用いた構造は, 後述の様にリブとデッキプレートとの溶接ルート部において十分な疲労強度を得ることができないと考えられる. そのため最終的には平リブ・全周溶接交差部が提案されている. さらに, 平リブ・全周溶接交差部の横リブ間隔を 2250mm まで広げることが想定され, 平リブの寸法が検討され(PN20~27), 結果として PN26 (図 4.5.6) を用いることで, HSS 範囲を E 等級の疲労限度以下とできることが確認された.

#### 4.5.2 実物大モデルを用いた疲労耐久性の確認

##### (1) 試験体のバリエーション

表 4.5.2 に示す 4 体で疲労試験が行われた. 試験体-1~3 はそれぞれ U, V, 平リブを用いて, 構造検討で用いられた解析モデル (図 4.5.2) と同形状の試験体が準備された. ただし, 試験体-1, 3 にはスリット有交差部と全周溶接交差部が混在している点は解析モデルとは異なっている. 平リブ・全周溶接交差部は設計溶接ルートギャップを 2mm とすることで横リブの組立が可能となり, 溶接脚長を 6mm から 8mm に増やすことで溶接のど厚が確保された (2.2.3 項写真 2.2.5 参照). さらにルートギャップの実計測値が 2mm を超過する箇所では, 超過分だけ溶接脚長が増やされた.

試験体-4 も平リブ・全周溶接交差部とされた. 横リブ間隔は広く取る場合が想定され 2250mm

写真 4.5.1 疲労試験の様子<sup>1)</sup>図 4.5.8 疲労試験で発生した疲労き裂<sup>1)</sup>

とされた (図 4.5.7). 平リブ寸法には, HSS 範囲が疲労限度以下となる PN26 が採用された.

### (2) 疲労試験での载荷点

写真 4.5.1 は試験の様子を示している. 試験体 1~3 には油圧ジャッキで繰返し载荷が与えられた. 解析結果から, 実際の縦横リブ交差部に発生する HSS 範囲を再現するためには, 着目する交差部から離れた 2 箇所の荷重位置への交互载荷が必要とわかっていたが, 一連の試験ではそのうち 1 箇所へ割増した荷重を载荷することで, 交差部の HSS 範囲を再現していた. ただし, き裂発生が見込まれない場合は荷重を増加していた.

U, V リブ試験体にはシングルタイヤ 75kN が载荷され, リブとデッキプレートとの溶接部の疲労試験も行われた.

試験体-4 に対しては実際のトラックのタンデム軸を模した輪荷重を往復走行させて, 疲労性能が確認された. 荷重は設計荷重の 2 倍の 196kN とされた. また, 载荷位置が橋幅方向にずらされ, 油圧ジャッキによる疲労試験も実施された.

### (3) 疲労試験の結果

試験の結果, 図 4.5.8 に示す疲労き裂の発生が確認された. 平リブ・全周溶接交差部に対する輪荷重走行試験では, 200 万回载荷では疲労き裂が発生しなかった. 一方で油圧ジャッキによる定点载荷では U リブ・全周溶接交差部以外で疲労き裂発生が確認された. 試験体-1, -3 では U, V リブとデッキプレートとの溶接ルート部でも疲労き裂発生が確認された.

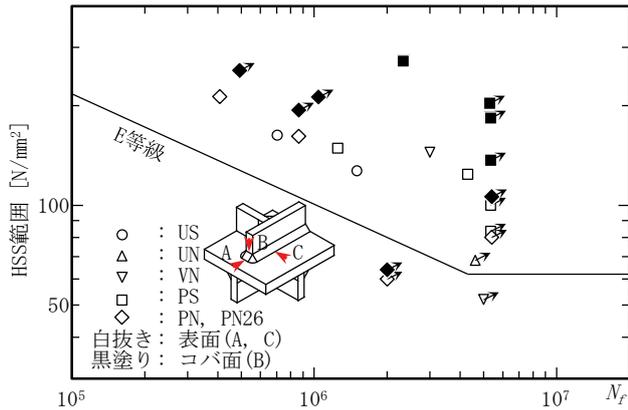


図 4.5.9 HSS と疲労寿命の関係<sup>1)</sup>

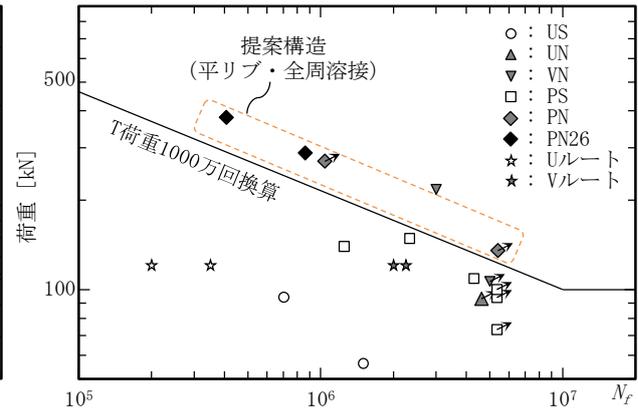


図 4.5.10 各構造の疲労試験結果<sup>1)</sup>

#### (4) FEM 解析による実現現象の再現性

図 4.5.9 は HSS と試験結果の疲労寿命との関係を示している。HSS は FEM 解析により算出されたものである<sup>2)</sup>。図 4.5.9 の結果からいずれの結果も E 等級以上の疲労強度となることが確認された。このことから構造検討で用いられた応力と設計曲線によって縦横リブ交差部の疲労を安全側に評価できると考えられる。ただし、板コバ面の溶接止端の評価結果は過剰に安全側となることが確認された。この要因解明にはさらなる検討が必要と考えられる。

#### (5) 疲労性能の確認

図 4.5.10 は荷重と鋼床版の疲労寿命との関係を示している。図には一連の研究で目標性能とされた T 荷重 1000 万回載荷に相当する目標線も示されている。図の縦軸は、試験に用いた割増した荷重ではなく、割増前の荷重であり、すなわち試験が想定している実際の輪荷重の大きさを整理されている。

V リブ、平リブと全周溶接交差部の組合せは目標線より高強度側へプロットされ、一方でスリット有交差部は何れも目標線以下であった。ただし、縦リブを U、V リブとした場合にはリブとデッキプレートとの溶接ルート部での疲労き裂が目標線より低強度側にプロットされた。一連の検討では溶接ビード上のひずみ値が 15% 減少した時点を経済寿命とする、厳しい評価が行われたことも要因と考えられる。

以上の結果から、平リブ・全周溶接交差部によって目標性能を満たすことが確認された。

### 4.5.3 提案構造が有する疲労耐久性

上記の構造検討および疲労試験では、縦横リブ交差部に最大、最小の HSS が交互に発生する、最も厳しい条件が想定されていた。しかし最大、最小 HSS は、常には生じず、車両の走行位置のばらつきによって、ある確率で生じると考えられる。そこで実際の交通を再現したシミュレーションによって、縦横リブ交差部の疲労寿命予測が実施された<sup>5)</sup>。

#### (1) 実働荷重と試験荷重のすり合わせ

車両形式、車両荷重、走行位置をランダム変数としたモンテカルロシミュレーションが実施された<sup>5)</sup> (図 4.5.11)。車両荷重と車両の走行位置は重交通路線での実測値をもとに設定された。対象構造は表 4.5.1、図 4.5.2 のモデルとされた。各車両によって発生する応力変動が解析結果から求められ、それによる累積疲労損傷がレインフロー法で算出された。

## (2) 100年疲労フリーの実現

シミュレーション結果から、疲労寿命 100 年のために許容できるレーンあたり 1 日平均大型車交通量 (ADTT) が算出された (図 4.5.12)。図には板厚変更等によって発生応力を調整した場合を想定し、発生応力が  $\pm 20\%$  となった場合の結果もあわせて示されている。提案されている平リブ・全周溶接交差部 (PN26) の許容 ADTT は最大で 15,800 台と算出された。着目された、最も HSS 範囲が大きくなる箇所は横リブ側溶接止端であり、これは試験での疲労き裂発生位置とも一致したため、適切な着目部であったと考えられる。

以上の結果から平リブ・全周溶接構造の適用により国内のほとんどの重交通路線において疲労寿命 100 年を達成できると考えられる。

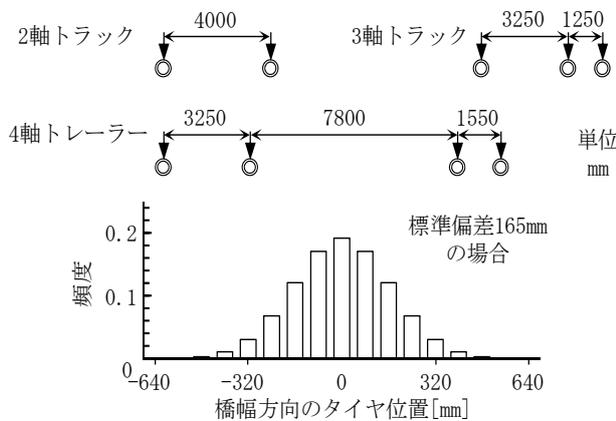


図 4.5.11 シミュレーションに用いた交通モデル<sup>1)</sup>

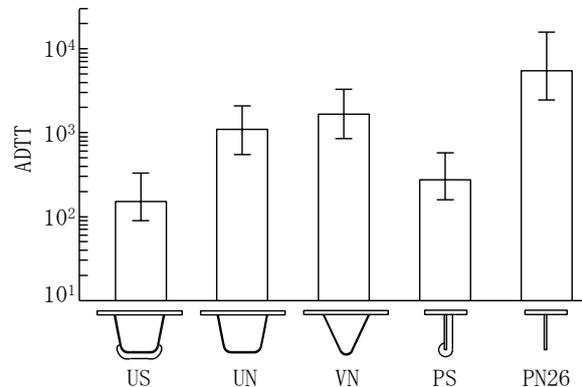


図 4.5.12 各構造の許容 ADTT<sup>1)</sup>  
(疲労寿命を 100 年とする)

## 4.5.4 鋼床版化により期待できる橋梁全体の性能向上

### (1) 既存桁の補修、性能向上

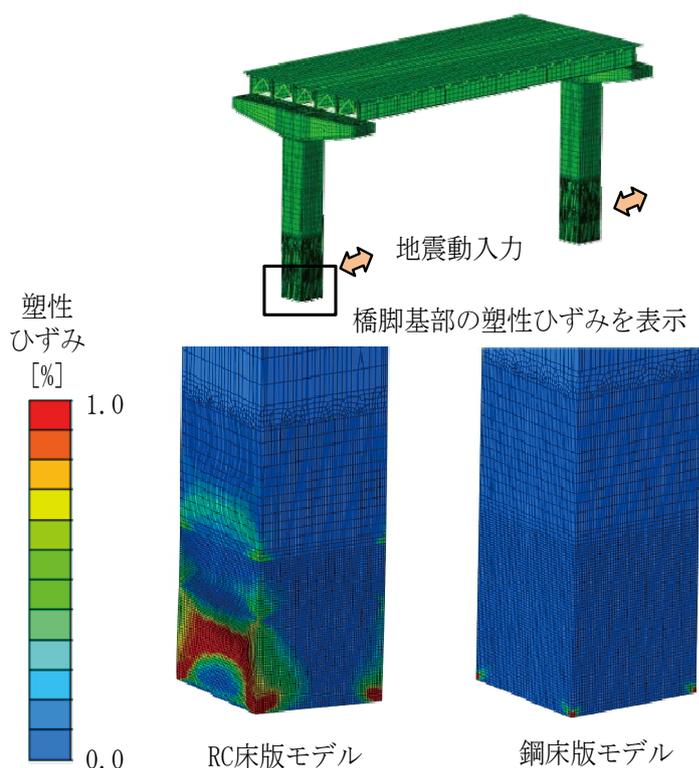
鋼プレートガーダー橋では垂直補剛材の上端部で疲労き裂が多く発生し、対策が必要とされている。このき裂を床版取替時に補修することが可能で、かつ取替後はき裂箇所の応力集中がなくなることが解析結果から確認されている。

### (2) 既存桁、下部工の負荷軽減

モデル橋梁 (図 4.5.13) での試算によれば、コンクリート床版を鋼床版化することで上部構造の重量を約半減でき、これにより既存桁、下部工の死荷重負担が軽減できる。また、有限要素解析の結果、床版取替によって橋脚の耐震性能を向上できること、床版取替前後で主桁の発生応力はほとんど変化しないことも確認されている<sup>6)</sup>。

### (3) 床版拡幅

上述の様に既存桁、下部工の負担が軽減されるため、鋼床版化により道路幅員を拡幅することができ安全性の向上や道路線形の改善が可能となる。

図 4.5.13 動的地震応答解析結果<sup>6)</sup>

## 参考文献 (4.5 疲労フリーの鋼床版構造)

- 1) 横関耕一, 横山薫, 石井博典, 江崎正浩, 渡邊俊輔, 三木千壽: 取替用高性能鋼床版パネルの開発, 建設図書, 橋梁と基礎, Vol.51, No.5, 2017.
- 2) 横関耕一, 横山薫, 富永知徳, 三木千壽: 鋼床版縦横リブ交差部構造の高疲労強度化, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.73, No.1, 2017.
- 3) Yokozeki, K., Miki, C.: Fatigue assessment of longitudinal-to-transverse-rib connections in orthotropic steel decks, Welding in the World, Vol.61, No.3, pp.539-550, 2017.
- 4) 渡邊俊輔, 鈴木俊光, 横関耕一, 白旗弘実, 三木千壽: 平リブを有する取替鋼床版の輪荷重走行試験, 土木学会第71回年次学術講演会講演概要集, I-384, 2016.
- 5) 横関耕一, 富永知徳, 白旗弘実, 三木千壽: 車両走行位置分布を考慮した鋼床版縦横リブ交差部の疲労寿命検討. 土木学会第71回年次学術講演会講演概要集, I-385, 2016.
- 6) 葉山瑞樹, 関屋英彦, 横山薫, 横関耕一: 床版取替えによる鋼橋の耐震レトロフィット, 土木学会第70回年次学術講演会講演概要集, I-529, 2015.

## 4.6 炭素繊維シートによる主桁補強

鋼橋の RC 床版更新は施工時間短縮のためプレキャスト床版に取り替えることが多く、床版同士の継手構造の制約より床版厚が取替前より増大する傾向にある。また、施工中には一時的に一部の床版がない状態となり、合成桁のように床版に主桁の一部を期待している構造に対しては鋼桁のみで荷重に抵抗することになる。このように死荷重の増大や構造系の変化により、鋼桁の補強が必要となる場合が考えられる。鋼桁の補強は一般に鋼材を用いて実施されるが、供用中の制約条件下では軽量で簡易な補強材料が望まれる。

そのような中、鋼構造物の補修・補強材料として、炭素繊維シート（以下、CFRP シート）が注目されている。CFRP シートは鋼材に比べ、高弾性・高強度、軽量であり、腐食しないといった材料特性を有している。また、含浸・接着樹脂を用いて CFRP シートを接着することで、大掛かりな施工機械や特殊技能が不要であり、鋼材への溶接による熱影響やボルト孔の欠損もない。このように、鋼桁の補強で鋼材を用いた工法と比較して経済性も含めたメリットが期待できる。

一方で、接着した CFRP シートと鋼材との接着端部では大きなせん断応力が生じ、剥離により脆性的に補修・補強効果がなくなることが懸念される<sup>1)</sup>。そのため、剥離防止の観点から多くの検討が行われている<sup>2), 3), 4), 5), 6)</sup>。その中で、CFRP シートと鋼材との接着界面に高伸度弾性パテ材を入れることで、剥離抵抗性を高めた工法が検討されており<sup>7), 8), 9), 10)</sup>、軸方向力を受ける部材、支点反力を受ける部材、せん断力を受ける部材に対する補修・補強工法の設計施工マニュアルがまとめられている<sup>11)</sup>。

そのマニュアル<sup>11)</sup>は、軸力部材の局所的な腐食部や桁端部の腐食部など限定された補修に適用できるものであり、鋼桁の曲げ耐荷力向上を目指した補強に適用するには、実験データを蓄積して設計施工方法を検討する必要がある。

4.6 節は、鋼桁の曲げによる腹板やフランジの局部座屈強度を向上させ初期降伏まで座屈が先行しないように補強を行う目的で行われた、非合成桁で一般的な 2 軸対称鉸桁による 4 点曲げ載荷実験<sup>12)</sup>、合成桁で一般的な 1 軸対称鉸桁による 4 点曲げ載荷実験<sup>13)</sup>を解説する。CFRP シートを接着工法で鋼材に施した補強効果の基本的な性能を知ることができる。

### 4.6.1 2 軸対称鉸桁の CFRP による曲げ耐荷力補強の検討

#### (1) 試験概要

##### 1) 試験方法

図 4.6.1 に示す支間長 6,000mm、腹板高さ 1,000mm の実験用載荷桁に対して、等曲げ区間が 2,000mm となるように 4 点曲げ試験は行われた。等曲げ区間のうち垂直補剛材間隔 1000mm の試験対象部を有する試験体をボルト継手により設置され試験は実施されている。試験体は試験機の載荷能力を考慮して、実橋の 1/2 程度の寸法とし、基本的な補強効果を調べるため 2 軸対称断面とされた。試験状況を写真 4.6.1 に示す。

載荷は荷重を漸増させ、変形が大きくなれば変位制御を行い、荷重の低下を目安に載荷は終了している。

##### 2) 試験桁の概要

試験体は表 4.6.1 に示すように、1960～70 年代の鉸桁に採用された鋼材の材質、腹板の幅厚比、水平補剛材の有無、圧縮フランジの幅厚比、CFRP シートによる補強の有無をパラメータとした 16 パターンである。材料試験により得られた鋼材の降伏応力も表 4.6.1 に合わせて記載している。また、試験体の寸法を図 4.6.2 に示す。腹板の幅厚比は道路橋示方書の最小腹板厚付近になるよ





また、座屈変形のような大変形に対して補強効果を発揮させるためには、CFRP シートの剥離を抑制する必要がある。そのため、高速道路で実績のある<sup>11)</sup>高伸度弾性パテ材を鋼材と CFRP シートの間に挿入されている。高伸度弾性パテ材の材料特性を表 4.6.3 に示す。

表 4.6.3 高伸度弾性パテ材，含浸・接着樹脂材の材料特性

樹脂材料	引張強度 (MPa)	引張弾性係数 (MPa)	引張せん断強度 (MPa)	伸び (%)
高伸度弾性パテ材	11	61	-	368
含浸・接着樹脂材	64	-	15.7	-

CFRP シートの接着は以下の工程で実施されている。

- ① 鋼材の接着面をディスクサンダーでケレン
- ② アセトンで脱脂後，ケレン部に高伸度弾性パテ材用プライマーを塗布
- ③ 高伸度弾性パテ材を塗布し，1 晩養生
- ④ 含浸・接着樹脂材（表 4.6.3）を塗布
- ⑤ CFRP シートをセットして，ローラーで脱泡
- ⑥ 含浸・接着樹脂材を塗布
- ⑦ ④～⑥を必要枚数分繰返す（連続施工可能）

CFRP シートの接着箇所は，試験体 B シリーズの 8 体全ての圧縮応力を受ける腹板の上半分の表裏両面と，試験体 2B, 4B, 6B, 8B の 4 体の圧縮フランジ下面としている。接着箇所は図 4.6.2 の着色部である。

CFRP シートの積層枚数は，CFRP シートの設計厚を鋼換算して，CFRP シートと鋼材が完全合成と仮定した場合の必要板厚から CFRP シートの積層枚数は決定されている。必要積層枚数は圧縮フランジの強度を小さく設定した試験体 2, 4, 6, 8 について，道路橋示方書の圧縮応力を受ける自由突出板としての局部座屈に対する許容応力度の低減が無い板厚付近まで補強するように 8 枚と決定している。腹板に対しても，鋼桁の初期降伏程度まで曲げによる局部座屈が発生しないようにするため，8 枚を基本として接着された。

腹板の CFRP シートは主応力方向となる水平方向以外に垂直方向にも同枚数を，水平方向から順に交互になるように接着された。これは，2 方向に接着し，板の面外剛性を上げることで耐力向上に寄与すると考えられるためである。なお，主応力方向の接着端は鉛直補剛材位置で全ての層を合わせており，ずらして接着することでの離せん断応力の低減を図ることはされていない。

## (2) 試験結果

### 1) 曲げ耐荷力と補強効果

曲げ耐荷力を表 4.6.4 に示す。①初期降伏荷重（計算値）とは，補強前(A シリーズ)の桁が座屈しないと仮定した場合にフランジ最外縁が降伏点に達するときの荷重である。②③は実験結果を示す。

表 4.6.4 曲げ耐荷力の結果

試験体	1	2	3	4	5	6	7	8
① 初期降伏荷重(計算値) (kN)	583	621	496	529	865	868	615	617
② 曲げ耐荷力(Aシリーズ) (kN)	416	369	486	410	634	644	524	509
③ 曲げ耐荷力(Bシリーズ) (kN)	599	636	493	511	899	949	583	702
②/① (%)	71%	59%	98%	78%	73%	74%	85%	82%
③/① (%)	103%	102%	99%	97%	104%	109%	95%	114%
③/② (%)	144%	172%	101%	125%	142%	147%	111%	138%

②/①を見ると、全ての試験体において 100%を下回っていることから、補強前 (A シリーズ) は降伏よりも先に座屈が生じるスレンダー断面となっていることがわかる。特に水平補剛材がない試験体 1, 2, 5, 6 は初期降伏荷重の 70%程度の低い曲げ耐荷力となっている。

③/①を見ると、全ての試験体において 100%程度となっている。CFRP シートによる補強により、どの試験体も初期降伏荷重程度までは桁の曲げ耐荷力を向上することができている。

③/②を見ると、全ての試験体において 100%を上回っていることから、CFRP シートなし (A シリーズ) より CFRP シートあり (B シリーズ) の曲げ耐荷力が大きくなっていることがわかる。ただし、水平補剛材の有無や圧縮フランジの幅厚比の大小によって補強効果に違いが見られる。水平補剛材がない試験体 1, 2, 5, 6 は平均で 151%増加しているのに対し、水平補剛材がある試験体 3, 4, 7, 8 は平均で 119%と補強効果が小さい。水平補剛材がない場合において、CFRP シートによる補強効果がより発揮されることがわかる。このことは、水平補剛材がある場合は腹板の局部座屈が元々生じにくく、補強効果も得られにくいことが原因と考えられる。

また、圧縮フランジの幅厚比が道路橋示方書の最小板厚付近とした試験体 (2, 4, 6, 8) は平均で 146%増加しているのに対し、局部座屈に対する許容応力度の低減が無いように幅厚比を設定した試験体 1, 3, 5, 7 は 125%と補強効果が小さい。前者は圧縮フランジ下面に CFRP シートを接着しているが、後者は接着していないことが影響したと考えられる。しかしながら、上述の③/①から、すべての試験体で計算上の初期降伏まで CFRP で補強できることが確認されている。

なお、鋼材の材質 SS400 である試験体 (1~4) と SM490Y である試験体 (5~8) を比較すると、その補強効果の傾向に大きな違いは見られていない。

## 2) はじめに塑性ひずみが発生する箇所

荷重を漸増させていき、はじめに塑性ひずみが発生する箇所を調べた。塑性ひずみは試験体に貼り付けたひずみゲージより、表 4.6.1 に示す降伏応力に相当するひずみ値としている。試験から得られた結果を表 4.6.5 に示す。

表 4.6.5 はじめに塑性ひずみに達する箇所

試験体	1	2	3	4	5	6	7	8
CFRPシートなし (Aシリーズ)	はじめに塑性ひずみに達する箇所	上フランジ	腹板上部	上フランジ	腹板上部	上フランジ	上フランジ	上フランジ
	①塑性ひずみ発生時荷重 (kN)	329	190	220	346	519	494	425
CFRPシートあり (Bシリーズ)	はじめに塑性ひずみに達する箇所	上フランジ	下フランジ	上フランジ	下フランジ	上フランジ	下フランジ	下フランジ
	②塑性ひずみ発生時荷重 (kN)	410	485	450	469	795	660	451
②/① (%)	125%	255%	205%	136%	153%	134%	106%	98%

CFRP シートなし (A シリーズ) では、上フランジや腹板上部の圧縮側が先に塑性ひずみに達している。一方で、CFRP シートあり (B シリーズ) では、引張側の下フランジが先に降伏しているものもある。下フランジが先に降伏した試験体 2B, 4B, 6B, 8B は圧縮フランジにも CFRP シートを接着しており、その効果により圧縮側の座屈が先行する挙動から、引張側の降伏が先行する断面へと変化していることがわかる。

腹板のみに CFRP シートを接着した試験体 1, 3, 5 は補強前後ではじめに塑性ひずみが発生する箇所が変化していないが、塑性ひずみ発生時荷重は増加が見られる。曲げ耐荷力の CFRP シートによる補強が有効であることが確認されている。

なお、試験体 8 についてのみ、塑性ひずみ発生時荷重が補強により低下している。このことは、圧縮フランジに CFRP シートを接着したため中立軸が上方に上がり、圧縮側の座屈が先行する挙動から、引張側の降伏が先行する挙動に変わったためである。圧縮側の補強により、引張側の降伏に伴い初期降伏耐力が補強前より低下する可能性があることを設計において留意する必要があることを示唆する結果である。

### 3) 荷重－鉛直変位の関係

一例として、耐荷力増加率の最も大きかった試験体 2 の載荷荷重とスパン中央の下フランジの鉛直変位の関係を図 4.6.3 に示す。

載荷荷重が 200kN 程度以下の荷重では補強有無の挙動にほとんど差がないが、載荷荷重がそれ以上で試験体 2A と 2B で差が生じてきている。試験体 2A での塑性ひずみ発生時の荷重は表 4.6.5 のとおり 190kN であり、差が生じてきている 200kN 程度付近と概ね一致する。試験体 2B ではその後も 450kN 程度付近までは線形で推移している。試験体 2B での塑性ひずみ発生時の荷重は表 4.6.5 のとおり 485kN であり、450kN 程度付近と概ね一致する。なお、表 4.6.4 に示す初期降伏荷重（計算値）は 621kN（図 4.6.3 にも記載）であり、補強後 2B の曲げ耐荷力 636kN と同程度である。これは、下フランジが引張降伏後も圧縮を受けている腹板上部や上フランジの局部座屈が抑えられ、耐荷力が向上したためであり、CFRP による補強効果が確認されているといえる。

試験体 2B の荷重－鉛直変位の関係は、最大荷重までに急変していない。他の試験体においても同様の結果が得られている。また、最大荷重を過ぎて圧縮フランジの自由突出板の局部座屈が生じて強度が低下しても、CFRP シートが剥離することなく変形に追従しており、高伸度弾性パテ材を用いる本補強工法が鋼部材の局部座屈抑制効果に有効であることがわかる。

### 4) 荷重－ひずみの関係

CFRP シートによる腹板の補強によって、その面外変形が最も低減できた試験体 2 について、腹板パネル上フランジから下に 250mm、垂直補剛材から 400mm の位置に貼り付けたひずみゲージの測定値と荷重の関係を図 4.6.4 に示す。ひずみゲージは腹板の表裏同じ箇所に貼り付けてあり、水平方向のひずみを測定している。面内成分ひずみは表裏の測定値の平均を、面外成分ひずみは表裏の測定値の差を 2 で割ったものが示されている。また、図 4.6.4 中には表 4.6.1 に示す降伏応力に相当するひずみ値が併記されている。

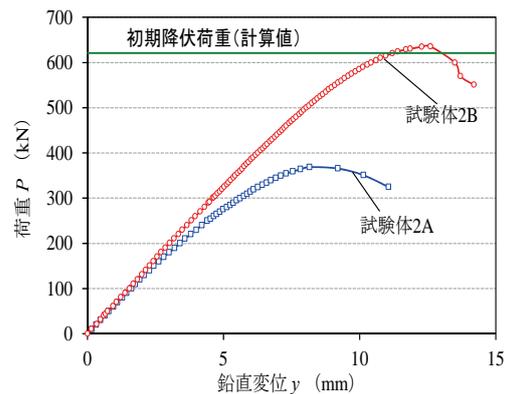


図 4.6.3 載荷荷重とスパン中央の鉛直変位の関係

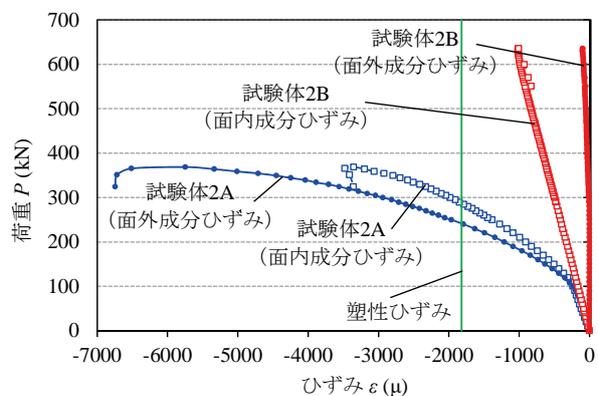


図 4.6.4 載荷荷重とひずみの関係

試験体 2A について見ると、降伏ひずみよりもひずみが十分小さい段階においても、面外成分ひずみが面内成分ひずみと同等程度に生じている。初期たわみに起因した弾性座屈による面外変形が荷重初期から生じていることがわかる。また、荷重の増加と共に面外成分ひずみが面内成分ひずみよりも倍程度大きくなっている。曲げによる圧縮荷重の増加により、腹板の座屈が進行していることがわかる。

一方で、試験体 2B について見ると、面外成分のひずみはほぼ 0 となっている。つまり、面外変形はほとんど抑えられていることがわかる。CFRP シートにより腹板の面外成分ひずみをほぼ 0 まで小さくできることが確認されている。

また、荷重試験において、最大荷重までに試験体 2B の面内成分ひずみが急変していない。CFRP シートは最大荷重まで剥離することなく変形に追従することがひずみのデータからも確認されている。

なお、同じ箇所において鉛直方向のひずみを測定している。試験体 2A においては、最大荷重時において面内成分ひずみが  $999\mu$ 、面外成分ひずみが  $-2024\mu$  発生している。主応力方向となる水平方向以外に垂直方向にも無視できないひずみが生じるため、本検討のように 2 方向に CFRP シートを接着することが有効であると考えられる。

### 5) 残留たわみ

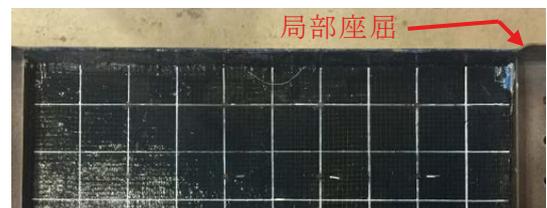
試験後の破壊状況を写真 4.6.2 に示す。また、腹板の面外残留たわみは図 4.6.5 に示す。CFRP シートなし (A シリーズ) の試験体はどの試験体においても腹板に明確な座屈による残留たわみの波形が見て取れる。また、水平補剛材の有無に関わらず腹板上部の残留たわみが大きく発生している。一方で、CFRP シートあり (B シリーズ) の試験体は CFRP シートなし (A シリーズ) の試験体と比較すると、残留たわみが小さい。残留たわみの大きさは荷重終了の段階がそれぞれ異なるので比較することは困難であるが、腹板の残留たわみを十分低減することがわかる。上述の破壊後の状況はすべての試験体で同様である。

CFRP シート 8 層補強後の桁の終局状態は、圧縮を受ける上フランジ自由突出板の局部座屈で終局状態を迎えている。そのため、CFRP シートにより腹板の局部座屈に伴う残留たわみを小さくできることが確認されている。

また、B シリーズで上フランジを CFRP で補強した試験体についても、残留たわみが小さいことがわかる。これは、写真 4.6.2(b) に示すとおり、曲げによる腹板の局部座屈が生じて終局状態を迎えたのではなく、圧縮フランジの CFRP シート補強端部付近の自由突出板の局部座屈 (写真 4.6.2(b) の→の箇所) で終局状態を迎えたためと考えられる。



(a) 試験体 2A (CFRP シートなし)



(b) 試験体 2B (CFRP シートあり)

写真 4.6.2 破壊状況

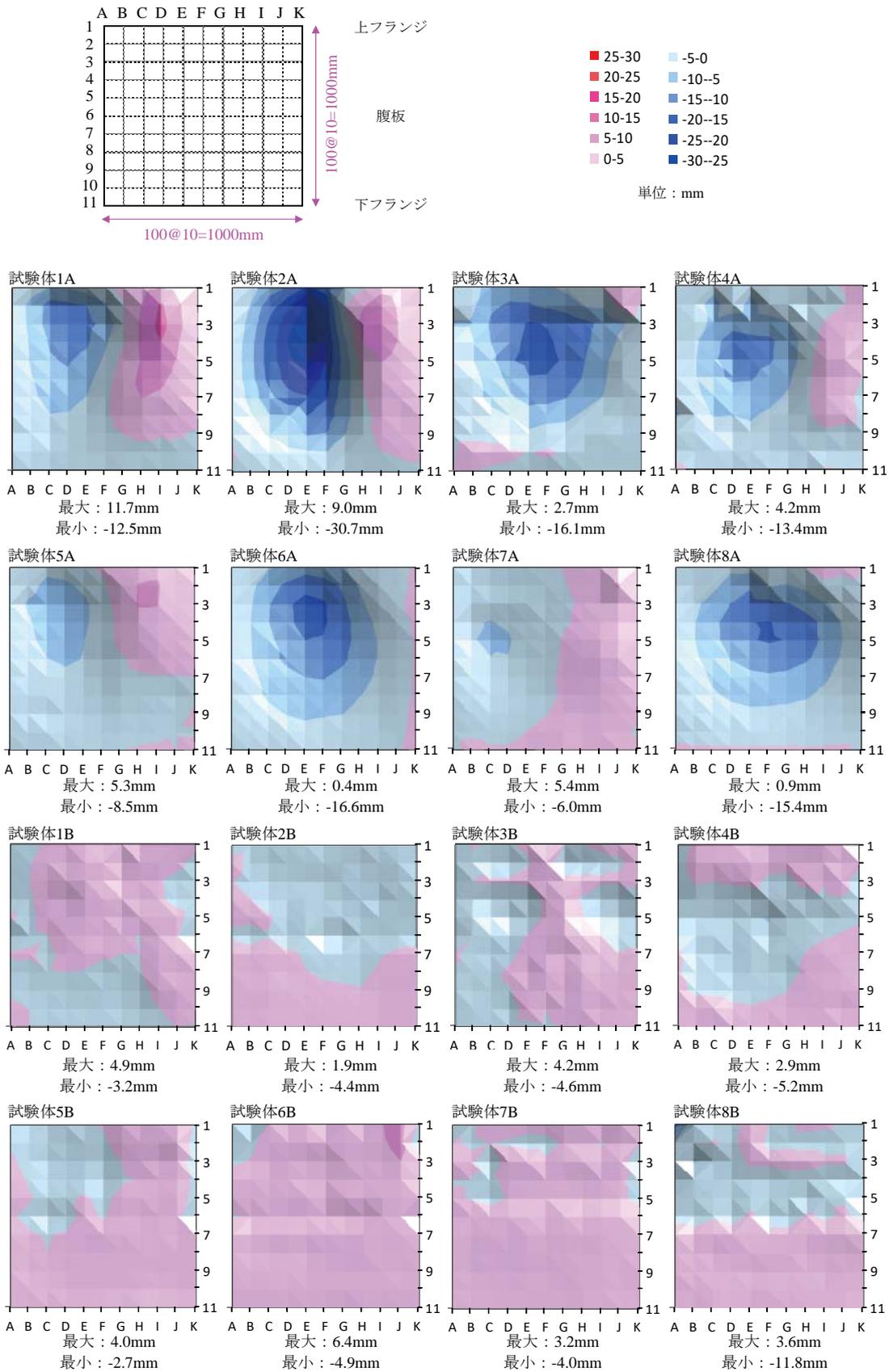


図 4.6.5 試験後の腹板の面外残留たわみ

4.6.2 1軸対称鉄桁の CFRP による曲げ耐荷力補強の検討

(1) 試験概要

図 4.6.1, 図 4.6.2 に示す試験方法と同様に 4 点曲げ試験が行われた。

試験体は表 4.6.6 のような腹板の幅厚比, 水平補剛材の有無をパラメータとした 3 ケースを対象に, CFRP シートによる補強方法を変化させた 6 パターンで, 計 18 パターンが実施されている。

表 4.6.6 試験ケース

供試体	材質	腹板幅厚比	水平補剛材	上フランジ幅厚比	下フランジ幅厚比
CASE1	SM490Y	125 ( $t_w=8.0\text{mm}$ )	なし	11.8 (PL150×6)	10.1 (PL250×12)
CASE2		222 ( $t_w=4.5\text{mm}$ )	あり		10.4 (PL250×12)
CASE3					10.9 (PL200×9)

CFRP シートは中弾性型の一方向繊維シートを用い, 4.6.1 項の試験での検討と同様に接着されている。CFRP シートの積層枚数は, CFRP シートと鋼材が完全合成と仮定した場合の必要板厚から決定されている。試験体の種類は, CFRP による補強なしの試験体(A)と CFRP で腹板を補強した試験体の 4 種類(B-E), さらにフランジまで補強した試験体(F)としている。CFRP シートによる補強方法の詳細は表 4.6.7 に示すとおり, 補強後断面の計算上の中立軸までの圧縮領域に橋軸方向 X のみ補強したものを C, C と同じ中立軸までの圧縮領域に橋軸方向 X と鉛直方向 Y を補強したものを D, D に対して繊維の量を 1/2 としたものを E, D の補強に上フランジ下面の橋軸方向 X の補強をしたものを F としている。また, B については, 水平補剛材のない CASE1 では鋼桁の中立軸までの圧縮領域に橋軸方向 X と鉛直方向 Y を補強したものを, 水平補剛材がある CASE2,3 では, 水平補剛材から上フランジまで補強したものとしている。中立軸の計算から決定した Y 方向の貼付け範囲については, 表 4.6.8, 図 4.6.6 に示す。

表 4.6.7 CFRP シート接着方法

試験体	CASE1 (CASE2,CASE3)
A	補強なし
B	鋼桁中立軸XY8層 (水平補剛材上部XY8層)
C	補強後中立軸X8層
D	補強後中立軸XY8層
E	補強後中立軸XY4層
F	補強後中立軸XY8層+上フランジX8層

※X:橋軸方向 Y:鉛直方向

表 4.6.8 CFRP シート Y 方向貼付け範囲 (mm)

試験体	CASE1	CASE2	CASE3
A	-	-	-
B	635	185	185
C	530	540	482
D	530	540	482
E	557	577	517
F	517	522	466

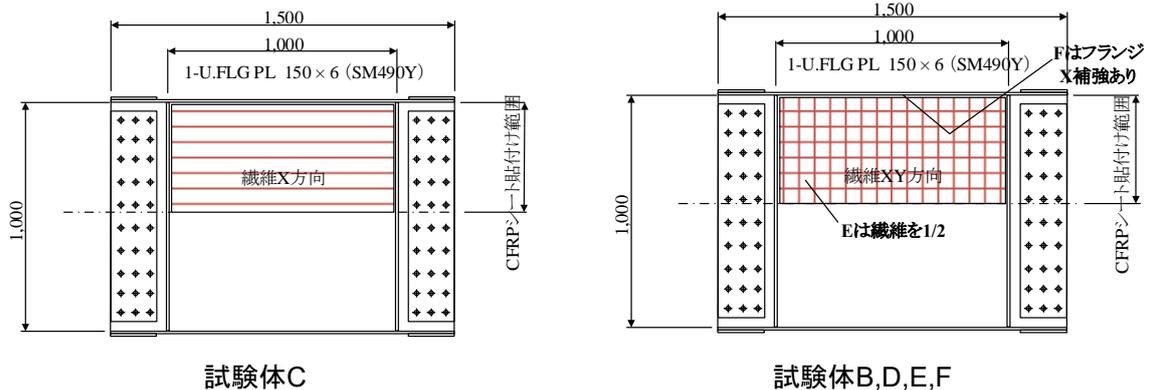


図 4.6.6 CFRP 貼付け図

## (2) 試験結果

### 1) 曲げ耐力と補強効果

本試験より得られた結果として、終局曲げ耐力を表 4.6.9 に示す。表中の ( ) 内の数値は、A (無補強) シリーズの曲げ耐力に対しての増加率 (以下、耐力増加率と呼ぶ) を示しており、A (無補強) シリーズの曲げ耐力に対しての補強後試験体の曲げ耐力の比である。全ての試験体で CFRP シートによる補強効果が見られ、水平補剛材の有無や引張フランジの幅厚比、補強範囲の変化によって耐力増加率に違いが見られる。

水平補剛材なしの CASE1 で補強前の鋼桁中立軸まで補強した試験体 B がもっとも耐力増加率 (54%) が大きくなる結果となっている。補強後の中立軸まで CFRP シートを貼り付けた試験体 D では、耐力増加率が 38% と補強前鋼桁中立軸まで補強した試験体 B と比べると耐力増加率が低くなっている。また、補強後の中立軸+圧縮フランジに CFRP シートを貼付した試験体 F では、耐力増加率は試験体 D と比べて上昇しているのがわかる。B, D, F の 3 試験体とも耐力増加率が高い結果となっている。一方、Y 方向に CFRP シートを貼付していない C は、耐力増加率が 14% と低く、CFRP シートを試験体 D の 1/2 の貼付け量とした試験体 E でも 24% と低い。

水平補剛材ありの CASE2, 3 では、試験体 B, C, E の耐力増加率が 22~26% であり、低いことがわかる。CASE1 と同様に試験体 C は Y 方向を補強していないこと、試験体 E は補強量が D の半分であること、試験体 B については水平補剛材より上部のみの補強であることが原因と考えられる。

最大荷重と補強方法の関係をグラフにしたものを図 4.6.7 に示す (B はケースで補強方法が異なるため省略)。この図からも、X 方向のみ補強する場合よりも XY 方向に補強する方が、補強効果が高いことがわかる。また、フランジまで補強することにより、さらに最大荷重が増加している。

表 4.6.9 曲げ耐力の結果 (kN)

	A	B	C	D	E	F
CASE1	864	1334 (54)	989 (14)	1195 (38)	1070 (24)	1292 (50)
CASE2	651	801 (23)	814 (25)	912 (40)	818 (26)	956 (47)
CASE3	645	807 (25)	788 (22)	854 (32)	790 (22)	907 (41)

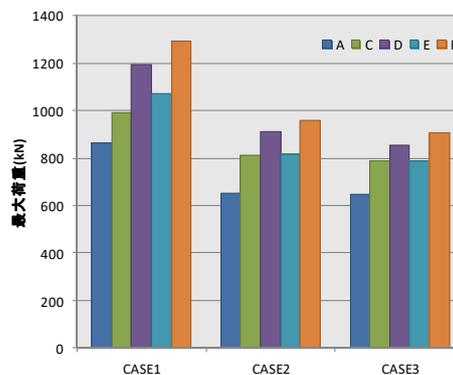


図 4.6.7 補強方法と最大荷重の関係

### 2) はじめに塑性ひずみが発生する荷重

荷重を漸増させていき、はじめに塑性ひずみが発生する荷重が調べられた。試験から得られた結果を表 4.6.10 に示す。表中の ( ) 内の数値は、A (無補強) シリーズの塑性ひずみ荷重に対しての増加率 (以下、塑性ひずみ荷重増加率) が示されており、A シリーズ荷重に対しての補強後試験体の荷重の比である。合成桁を模擬した 1 軸対称の桁では、補強有無に関わらず全ての試験体が上フランジで塑性化が発生している。

表 4.6.10 はじめに塑性ひずみに達する荷重 (kN)

	A	B	C	D	E	F
CASE1	633	944 (42)	739 (11)	790 (19)	751 (13)	1046 (58)
CASE2	396	518 (31)	431 (9)	629 (59)	439 (11)	888 (124)
CASE3	299	509 (70)	480 (61)	509 (116)	481 (61)	731 (144)

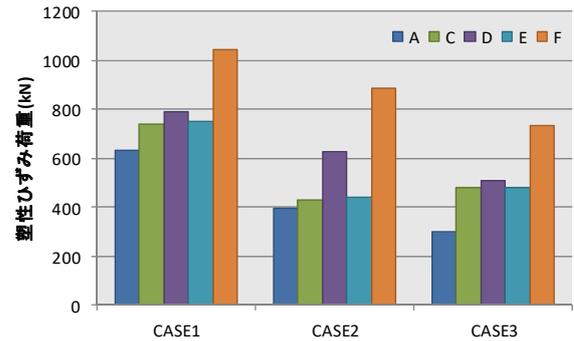


図 4.6.8 補強方法と塑性ひずみ荷重の関係

この塑性ひずみ発生荷重と補強方法の関係グラフを図 4.6.8 に示す。いずれの試験体も上フランジから塑性ひずみが発生しており、上フランジまで補強した F が最も補強効果が高い。また、X 方向のみ補強した C では、弾性域での補強効果は低く、貼付け方向を 1/2 として XY 方向に貼り付けた E と同レベルである。また、腹板のみの補強した場合においても、弾性域でのフランジの発生応力を抑え、ねじれ座屈への抑制効果があることがわかる。

### 3) 荷重－鉛直変位の関係

各 CASE の荷重とスパン中央の下フランジの鉛直変位の関係を図 4.6.9～図 4.6.11 に示す。いずれも塑性ひずみが発生する荷重までは概ね線形で推移しており、荷重が大きくなるに従って、傾きが小さくなっている。塑性変形に至っても、CFRP シートで補強された試験体は、最大荷重に達するまで変位が急変していない。

なお、CASE2 の試験体 F については、載荷試験中に中断が生じたため、再載荷したものを参考値として示されている。

### 4) 面外変位

各 CASE の試験体 C の最大荷重時の腹板の面外変位を図 4.6.12～図 4.6.14 に示す。図では腹板上端から 100mm 下の位置の変形量を 0mm として表したものである。

水平補剛材を有する CASE2, 3 では、試験体 C (X8 層) と試験体 E (XY4 層) の面外変位は、同じレベルで発生しており、試験体 D, F (XY8 層) と比較すると、1 方向貼付の補強効果が低い結果となっている。

水平補剛材の無い CASE1 では、試験体 B, D, F (XY8 層) が全体的な変形は大きい値を示している。しかし、上フランジ付近の局所的な変形量は C (X8 層), E (XY4 層) が比較的大きく出ており、変形方向についても反転している。

### 5) 残留たわみ

試験後の腹板の面外残留たわみについて、試験体 A (無補強), D (XY8 層), E (XY4 層), F (XY4 層+FLG) の結果を図 4.6.15～図 4.6.17 に示す。無補強の A シリーズの試験体については、いずれも腹板に明確な座屈による残留たわみの波形が見て取れる。

一方で、補強後中立軸 XY8 層 (D, F シリーズ) は A シリーズと比較すると、残留たわみが小さい。残留たわみの大きさは載荷終了の段階がそれぞれ異なるので比較することは困難であるが、腹板の残留たわみを十分低減することがわかる。また、桁の終局状態は、圧縮フランジの局所的なねじれで終局状態を迎えている。そのため、CFRP シートにより腹板の局部座屈に伴う残留たわみを小さくできることが確認されている。

補強後中立軸 XY4 層 (E シリーズ) も D シリーズより劣るものの、残留たわみを小さくすることが確認されている。CASE2 については、他のケースと比較すると残留たわみが大きくなって

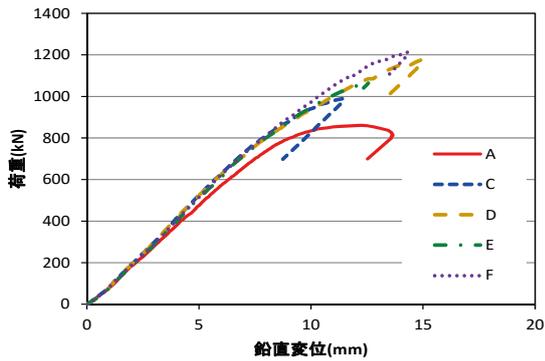


図 4.6.9 載荷荷重とスパン中央の鉛直変位の関係:CASE1

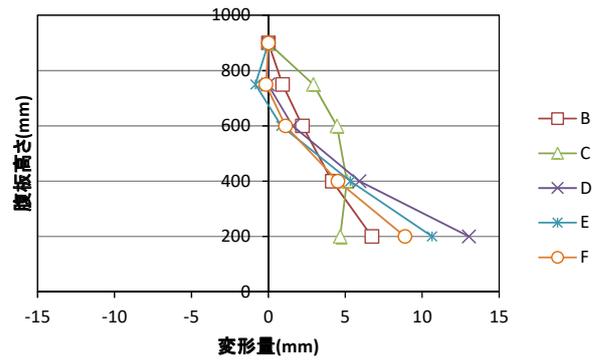


図 4.6.12 載荷荷重 989kN での面外変位の関係:CASE1

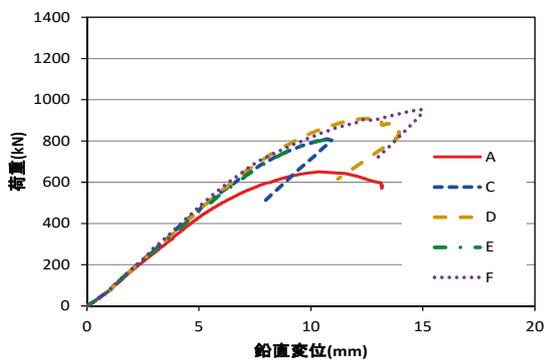


図 4.6.10 載荷荷重とスパン中央の鉛直変位の関係:CASE2

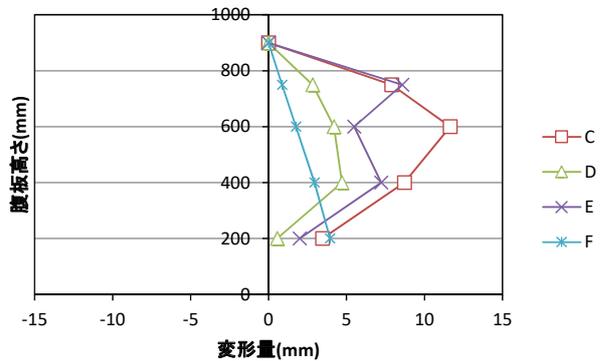


図 4.6.13 載荷荷重 814kN での面外変位の関係:CASE2

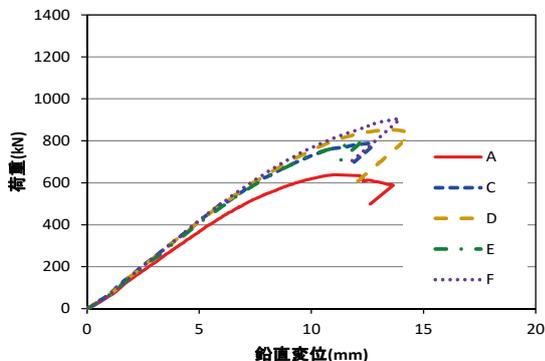


図 4.6.11 載荷荷重とスパン中央の鉛直変位の関係:CASE3

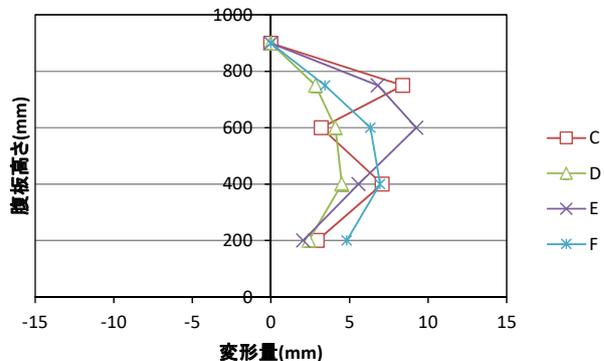


図 4.6.14 載荷荷重 788kN での面外変位の関係:CASE3

いるが、鋼材の板厚換算した補強後の幅厚比パラメータが他のケースより大きかったため、補強効果が小さい結果となったと考えられる。

### 6) 耐荷力の評価

既往の研究で提案されている水平補剛材 1 段までの 1 軸対称プレートガーダーの耐荷性能評価法<sup>15)</sup>を基に CFRP シート補強後の耐荷力を算出した結果と実験値との関係を図 4.6.18 に示す。なお、計算では CFRP シートは鋼換算分の鋼板板厚が増えたと考えられ、また、CASE2, 3 の計算値は、水平補剛材ありとしたモデルとなしと仮定した場合のモデルの両者で比較しており、計算結果を表 4.6.11 に示す。試験体に水平補剛材のない CASE1 では補強前後の実験値と計算値の比の誤差は±10%以下であり精度良く耐荷性能を評価できていることがわかる。

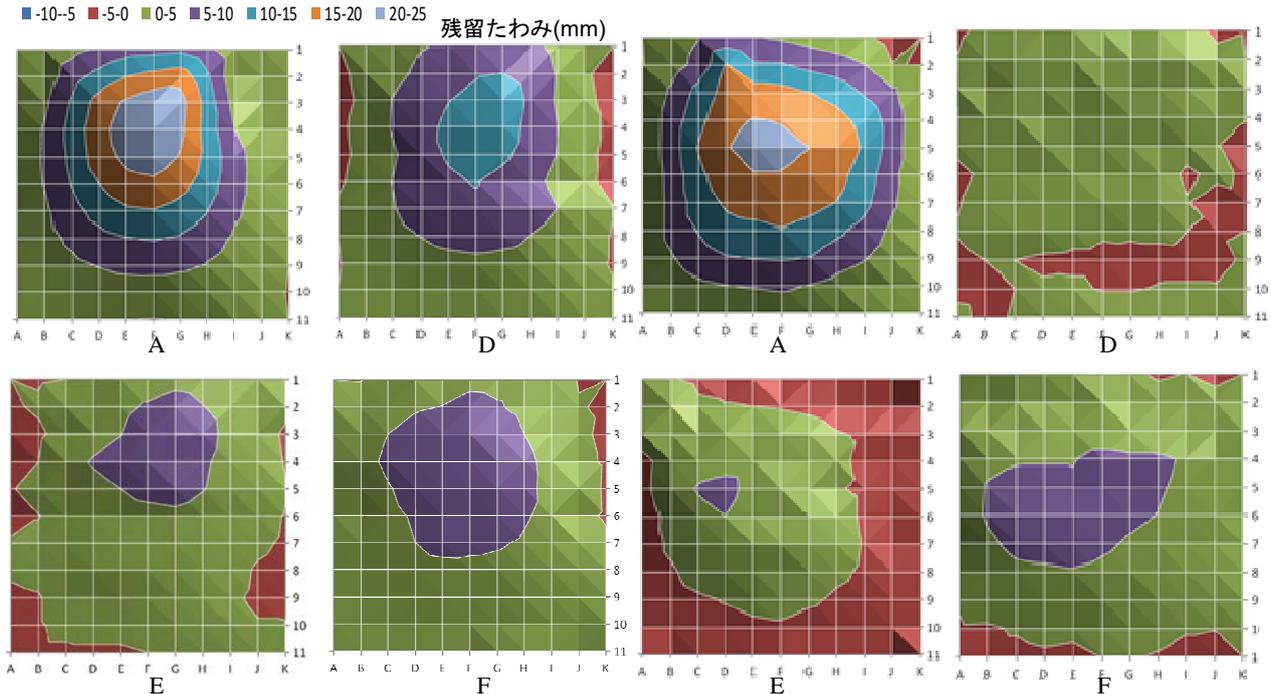


図 4.6.15 CASE 1 (水平補剛材なし) の 残留たわみ

図 4.6.17 CASE 3 (水平補剛材あり) の 残留たわみ

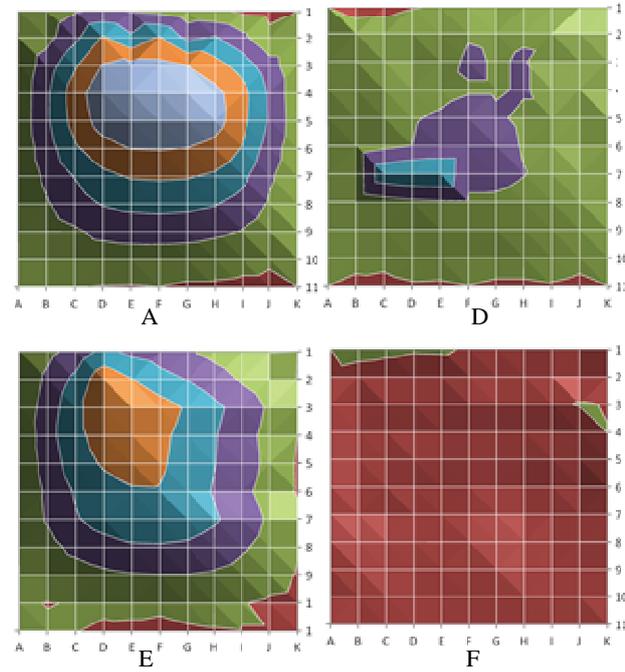


図 4.6.16 CASE 2 (水平補剛材あり) の 残留たわみ

表 4.6.11 水平補剛材の有無と計算値の関係

試験体と計算モデル			D	F
試験体	計算モデル	耐力	補強後の中立軸 XY8層	補強後の中立軸 XY8層+ フランジX8層
CASE2	水平補剛材あり	計算値 Mu1 kN	1390	1521
		実験値 Mu2 kN	912	956
	(Mu1/Mu2)-1 %		-34.4%	-37.1%
	水平補剛材なし	計算値 Mu1 kN	879	1069
実験値 Mu2 kN		912	956	
(Mu1/Mu2)-1 %		3.7%	-10.4%	
CASE3	水平補剛材あり	計算値 Mu1 kN	1128	1236
		実験値 Mu2 kN	854	907
	(Mu1/Mu2)-1 %		-24.3%	-26.6%
	水平補剛材なし	計算値 Mu1 kN	761	912
実験値 Mu2 kN		854	907	
(Mu1/Mu2)-1 %		12.2%	-0.5%	

試験体に水平補剛材のある CASE2, 3 では、補強前は水平補剛材があるものとして計算した結果 (図中の○) と実験結果が近似している。一方、補強後の値については、水平補剛材がないものとして計算した結果 (図中の□, △) のほうが近似した結果となっている。この理由として、CFRP シートで補強した後の試験体では、補強された腹板に対して水平補剛材の剛度が相対的に小さくなり、必要剛度が不足していることが原因で、水平補剛材なしの計算結果に近くなったものと考えられる。

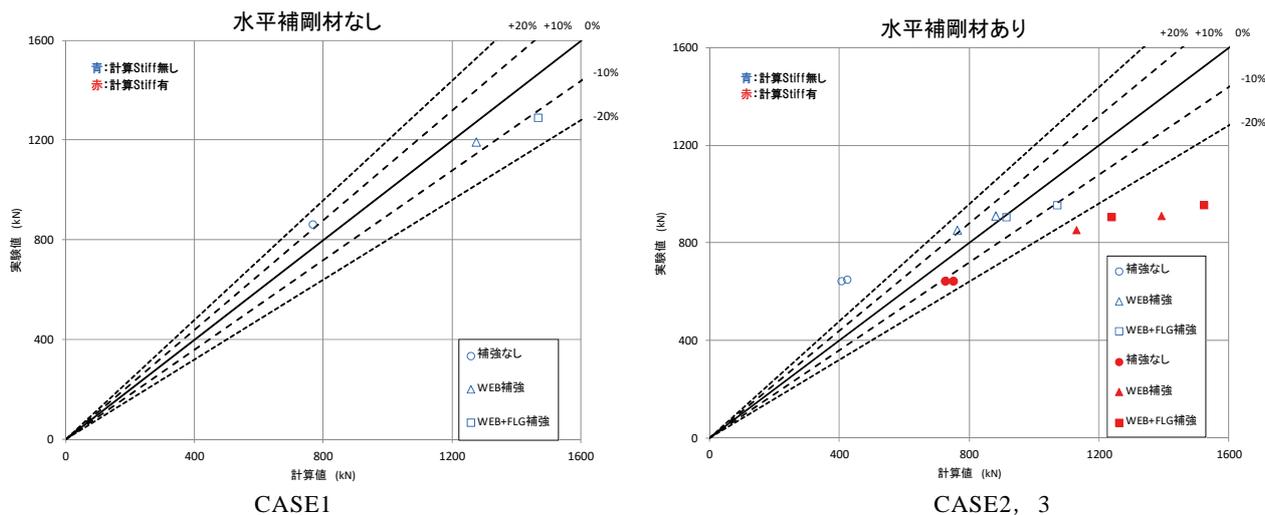


図 4.6.18 実験値と計算値の比較

#### 4.6.3 まとめ

CFRP シートにより曲げ耐荷力補強された 4 点曲げ载荷実験より以下の知見が得られている。

##### (1) 2 軸対称鉄桁による 4 点曲げ载荷実験

- 1) CFRP シートにより，全ての試験体に対して曲げ耐荷力が向上している。補強効果は水平補剛材がない試験体や，圧縮フランジ下面に CFRP シートを接着した試験体において高いことがわかった。
- 2) 腹板のみに CFRP シートを接着した試験体は塑性ひずみ発生時荷重の増加が見られた。曲げ耐荷力に対する CFRP シートによる補強が有効であることが確認できた。
- 3) 腹板に加え，圧縮フランジに CFRP シートを貼付けることで，圧縮側の座屈が先行する挙動から，引張側の降伏が先行する断面へと変化させることができ，曲げ耐荷力の補強効果があることがわかった。
- 4) 鋼材との間に高伸度弾性パテ材を挿入して接着した CFRP シートは，最大荷重を過ぎて圧縮フランジの自由突出板の局部座屈が生じて強度が低下しても，CFRP シートが剥離することなく変形に追従することがわかった。
- 5) CFRP シート補強により，腹板の面外成分ひずみをほぼ 0 まで小さくできた。また，実験後の腹板の面外残留たわみは補強前に比べて十分小さく低減できることがわかった。

##### (2) 1 軸対称鉄桁による 4 点曲げ载荷実験

- 1) 1 軸対称プレートガーダーの水平補剛材有り・無しのそれぞれの試験体に対して，CFRP シートを腹板又は腹板とフランジの両方に貼り付けることにより，曲げ耐荷力が向上した。
- 2) 曲げ圧縮側のねじれ座屈に対して，X 方向と Y 方向に CFRP シートを補強することが有効な補強方法である。
- 3) 水平補剛材より上部のみの補強では，十分な補強とはいえず，補強後の中立軸まで補強することが望ましい。
- 4) 水平補剛材を有する試験体では，CFRP シート補強後は水平補剛材の剛度が相対的に小さくなるため，補強後の耐荷力は水平補剛材が無いものとして，補強断面を計算した値に近くなる。

**参考文献 (4.6 炭素繊維シートによる主桁補強)**

- 1) 大倉一郎, 福井唯夫, 中村圭吾, 松上泰三: 炭素繊維シートによる鋼板応力の低下とはく離せん断応力, 土木学会論文集, No. 689/I-57, pp. 239-249, 2001.
- 2) 石川敏之, 大倉一郎, 喜多伸明: 繊維シートが挿入された炭素繊維プレート接着鋼板のはく離せん断応力, 土木学会, 構造工学論文集, Vol. 52A, pp. 1317-1326, 2006.
- 3) 石川敏之, 大倉一郎, 西田貴裕, 横田季彦, 斉藤誠: CFRP 板付着端近傍への低弾性接着剤の使用によるはく離せん断応力の低減, 土木学会, 構造工学論文集, Vol. 54A, pp. 842-849, 2008.
- 4) 杉浦江, 小林朗, 稲葉尚文, 本間淳史, 大垣賀津雄, 長井正嗣: 鋼部材腐食損傷部の炭素繊維シートによる補修技術に関する設計・施工法の提案, 土木学会論文集 F, Vol. 65, No. 1, pp. 106-118, 2009.
- 5) 石川敏之, 大倉一郎, 小村啓太: CFRP 板の端部に段差を設けることによるはく離荷重上昇の理論解析, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 2, pp. 362-367, 2009.
- 6) 石川敏之, 北根安雄: 断面欠損を有する鋼板の接着補修に必要な CFRP 板の長さおよび板厚の決定方法, 土木学会, 応用力学論文集, Vol. 13, pp. 911-920, 2010.
- 7) 奥山雄介, 宮下剛, 緒方辰男, 藤野和雄, 大垣賀津雄, 秀熊佑哉, 堀本歴, 長井正嗣: 鋼桁腹板の合理的な補修・補強方法の確立に向けた FRP 接着鋼板の一軸圧縮試験, 土木学会, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 735-746, 2011.
- 8) 奥山雄介, 宮下剛, 若林大, 小出宣央, 小林朗, 秀熊佑哉, 堀本歴, 長井正嗣: 腹板を CFRP 補強した鋼桁のせん断座屈試験と強度評価法, 土木学会論文集 A1, Vol. 68, No. 3, pp. 635-654, 2012.
- 9) 奥山雄介, 宮下剛, 若林大, 小出宣央, 秀熊佑哉, 堀本歴, 長井正嗣: 鋼橋桁端部腹板の腐食に対する CFRP を用いた補修工法の実験的研究, 土木学会, 構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 735-746, 2012.
- 10) 奥山雄介, 宮下剛, 若林大, 秀熊佑哉, 小林朗, 小出宣央, 堀本歴, 長井正嗣: 鋼橋桁端部腹板の腐食に対する炭素繊維シートを用いた補修・補強法の最適設計方法に関する一考察, 土木学会, 構造工学論文集, Vol. 60A, pp. 541-553, 2014.
- 11) 高速道路総合技術研究所: 炭素繊維シートによる鋼構造物の補修・補強工法設計・施工マニュアル, 2013.
- 12) 服部雅史, 広瀬剛, 大垣賀津雄, 宮下剛, 奥山雄介, 小林朗, 秀熊佑哉: 2 軸対称鋼桁の CFRP による曲げ耐荷力補強に関する実験的研究, 日本鋼構造協会, 鋼構造論文集 25(99), pp. 31-39, 2018.
- 13) 原田拓也, 広瀬剛, 大垣賀津雄, 宮下剛, 奥山雄介, 小林朗, 秀熊佑哉: 1 軸対称鋼桁の CFRP による曲げ耐荷力補強に関する実験的研究, 第 7 回 FRP 複合構造・橋梁に関するシンポジウム, 2018.
- 14) 秀熊佑哉, 小林朗, 大垣賀津雄, 菊地新平, 宮下剛, 奥山雄介: 炭素繊維シート接着により補強された鋼短柱の局部座屈強度に関する実験研究, 土木学会第 72 回年次学術講演会概要集, I-044, 2017.
- 15) 西村宣男, 玉田和也, 小野潔: 鋼桁橋を対象とした強度設計の性能規定化, 土木学会, 構造工学論文集, Vol. 53A, pp. 87-96, 2007.

### 4.7 上部工の軽量化・急速施工を目標とした技術開発

RC床版更新の問題として通行止めや車線規制による経済面での社会的損失、床版の撤去時や設置後における既設上部工への荷重負担の増加などがある。耐久性向上など配慮すべき事項も多く、それらを解消・解決するために各方面で技術開発が盛んに行われている。ここでは、今後行われる技術開発あるいはRC床版更新の問題解決の糸口に資するために、更新床版の軽量化、既設床版撤去の急速施工、既設桁の負担軽減を目標として研究・開発された5つの事例を解説する。開発技術の着目点を表4.7.1に示す。

表 4.7.1 開発技術の着目点

開発に用いた技術	着目点	効果	交通規制条件
UFC*床版, 孔あき鋼板ジベル	床版の軽量化 更新床版設置の高速化等	既設桁負担軽減, 急速施工, 耐久性	通行止め
ワイヤーソー(その1)	床版撤去の簡便化	急速施工, 環境改善	通行止め
ワイヤーソー(その2)	床版撤去の簡便化	急速施工, 環境改善	通行止め
コア削孔	床版撤去の簡便化	急速施工, 環境改善	通行止め
増設桁	上部工の支え	上部工負担軽減	なし
二段締結ボルト	鋼床版の路面下先行施工	急速施工, 上部工負担軽減	車線規制

※) 第2章参照

#### 4.7.1 UFC床版による更新床版の軽量化と急速施工

##### (1) 開発概要

現行のRC床版更新におけるプレキャスト床版間および主桁フランジとプレキャスト床版との接合では間詰モルタルが使用されており、そのために時間と手間を費やしている。これを改善することを目標として、プレキャストUFC床版を用いた技術開発が行われた。急速施工のために床版間の接合にはマッチキャスト方式（すでに製作されたセグメントのコンクリート端面を型枠として、隣接したセグメントを製作する方法）が用いられ、また、孔あき鋼板ジベルとアンクル材を事前に一体化した接合治具（以下、アンクルPBL）を製作し、そのアンクルPBLをUFC床版の現地への設置に先だって鋼桁のウェブに高力ボルトで接合する簡便な構造としている（図4.7.1）。なお、床版形状はUFC床版の下面に2方向のリブを設け、形状のスリム化により軽量化されており、その床版の耐久性を確保するために橋軸直角方向のリブ内にはプレテンションPC鋼材を配置し、橋軸方向は図4.7.2に示すように短尺PC鋼棒で緊結する方法としている。

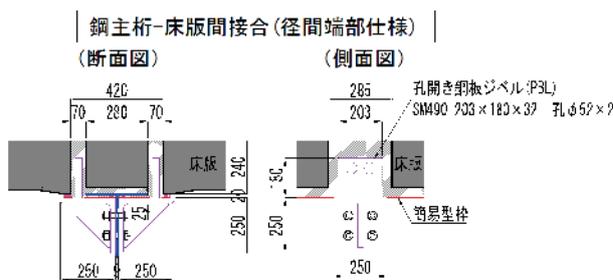


図 4.7.1 主桁－床版間接合構造

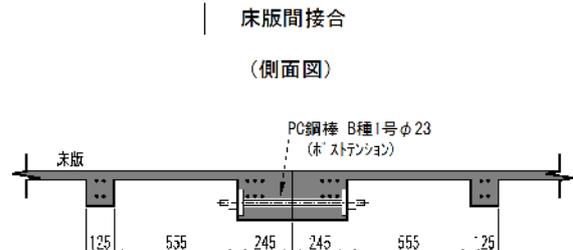


図 4.7.2 床版間接合構造



準じて行われており、鋼桁を模擬した部材と床版ブロックとの鉛直方向の相対ずれ変位を指標として、変位制御による漸増繰返し载荷としている。試験の結果、設計せん断力に対して安全率3以上を確保できることが確認されている。

## 2) 床版接合部曲げ試験<sup>1)</sup>

UFC床版間の接合方法の特徴は、UFC床版同士の接合面がマッチキャストで製作されていること、UFC床版の一般部とは別に接合面へのプレストレス力導入のための短尺PC鋼棒を採用していることである。また、UFC床版は2方向にリブを有する複雑な形状である。本試験は、UFC床版一般部を含む接合部近傍に曲げモーメントを作用させる静的曲げ実験を行い、接合部が設計上必要とする構造性能を有することが確認されている。試験体の形状を図4.7.5に示す。载荷方法は、単調载荷を基本としているが、設計曲げモーメントに達した時点で一度除荷を行っている。試験概要図を図4.7.6に示す。試験の結果、終局時の曲げ耐力は、設計上の曲げ耐力とほぼ同等であることが確認されている。

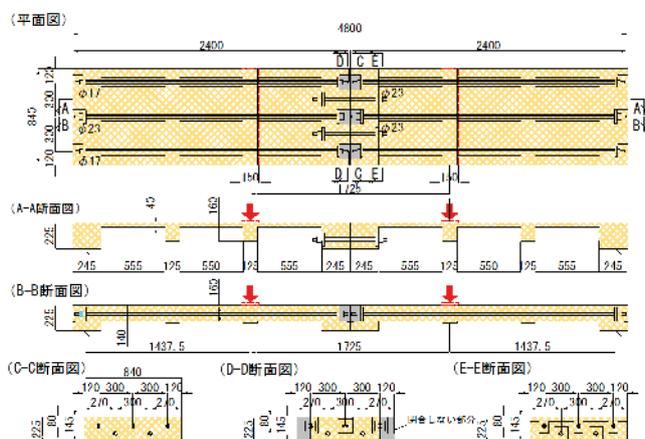


図 4.7.5 試験体概要

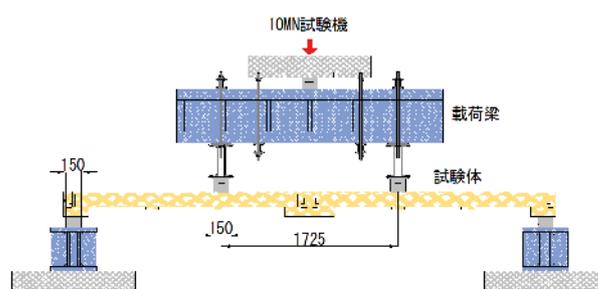


図 4.7.6 試験概要図

## 3) 輪荷重走行試験<sup>1)</sup>

UFC床版上を実際の車両走行を模擬した輪荷重を走行させることによって、床版の押抜きせん断に対する耐疲労性の検証を行っている。試験体を図4.7.7に示す。床版接合部を含めた試験体とし、その接合部位置は、試験体中央からずらした位置としている。これは床版接合部曲げ試験の結果から、床版の接合部は一般部より弱部とは想定されず、破壊に至るのは、床版一般部から進展すると判断したためである。輪荷重走行試験機を図4.7.8に示す。

载荷方法は図4.7.9に示すように初期荷重を157.0kN(16tf)とし、走行回数4万回毎に荷重を19.6kN(2tf)ずつ増加する段階状漸増载荷としている。試験の結果、载荷回数44.75万回(荷重372.8kN時)に試験体の一部が変位制限値(15mm)に達したため载荷を停止している。試験体上面を確認したところ、押抜きせん断破壊が生じていることが確認されている。階段状漸増载荷により行われた平成8年版道路橋示方書に準拠したRC床版(以下、RC8)は、走行回数25.56万回、荷重274.7kN時に押抜きせん断破壊に至ったことが報告されている。

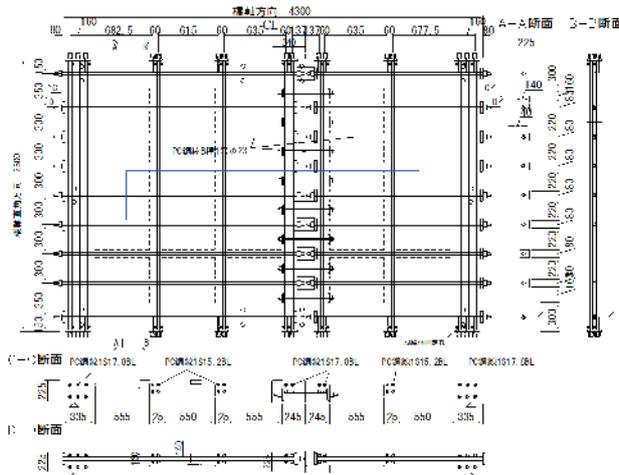


図 4.7.7 試験体概要

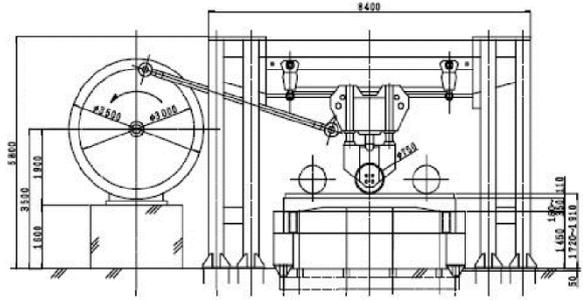


図 4.7.8 クランク式輪荷重走行試験機

表 4.7.2 回数と基本輪荷重による等価回数の関係

輪荷重走行試験	基本輪荷重98(kN)による等価繰返し回数(億回)	
	各荷重	累計
	156.96	4
	176.58	1
	196.2	4
	215.82	4
	235.44	4
	255.06	4
RC8	274.68	1.56
	274.68	4
	294.3	1
	313.92	1
	333.54	4
	353.16	4
UFC床版	372.78	0.75
	372.78	1
	392.4	4

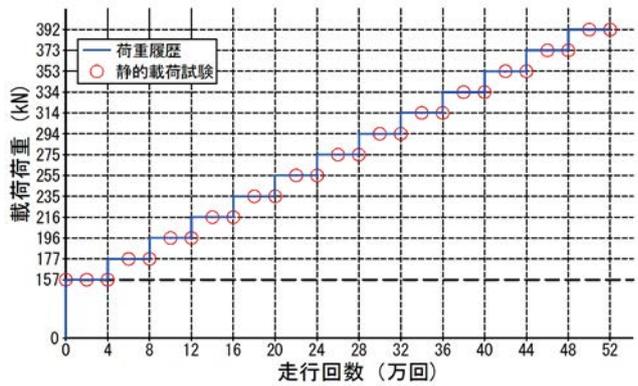


図 4.7.9 載荷荷重と走行回数

次に、破壊時の走行回数から UFC 床版と RC8 の耐疲労性が比較検討されており、基本輪荷重 98kN に換算した等価繰返し回数 (n<sub>eq-ac</sub>) を次式より算出している。

$$n_{eq-ac} = \sum (P_{ex-i} / P_{ac-o})^m \cdot n_{ex-i} \tag{式 4.7.1}$$

ここに、

P<sub>ex-i</sub> : 階段状漸増載荷での各載荷荷重 (kN)

n<sub>ex-i</sub> : 階段状漸増載荷での各載荷荷重で作用させた繰返し回数

P<sub>ac-o</sub> : 基本輪荷重 (kN) [=98]

m : 設計疲労曲線の傾きの逆数の絶対値 (RC 床版の実験結果から 12.76 を使用)

表 4.7.2 に上式により求めた輪荷重走行試験の走行回数と基本輪荷重に換算した等価繰返し回数の関係を示す。RC8 の基本輪荷重に置き換えた等価繰返し回数は 202 億回、UFC 床版の等価回数は 11,389 億回となり、UFC 床版は RC8 に対しておよそ 50~60 倍の耐疲労性を有すると判断されている。

#### 4) 今後の課題

今回開発されている UFC 床版を用いた床版更新工法は、床版全幅を一括取替することが前提とされており、交通規制としては通行止めが想定されている。施工箇所によっては、昼間は通行可能にする必要がある場合や1車線は常時交通確保しなければならない場合も多くなることが予想できることから、半断面施工が可能な床版更新工法の検討が必要であると思われる。

#### 4.7.2 ワイヤソーによる既設床版の急速撤去（その1）

##### (1) 開発概要

合成桁の場合、既設鋼桁から既設 RC 床版を撤去する時間の全体工程に占める割合は大きい。本工法はジベルで接合された鋼桁から効率的に床版を切り離すことを技術的課題として開発が行われている。時間を短縮する新たな撤去工法としてワイヤソーが用いられている。

既設桁の構造が合成桁であるか非合成桁であるかにより床版と鋼桁の分離方法は異なるが、一般的な方法は表 4.7.3 に記すとおりである。

表 4.7.3 床版と鋼桁の接合部の分離方法

	床版と桁の接合部の撤去方法	作業概要	特徴
①	人力による 研り撤去	床版の一般部を先行して道路カッター等で分離・撤去した後、鋼桁上に残された床版部分をブレーカー等を利用して人力にて撤去する方法。	人力施工の量が多く、施工効率が悪い。また、研り作業であるため、騒音が大きくなるため、配慮が必要である。 先行して実施する一般部の床版切断・撤去に続いての作業になり、施工工程が多くなり効率が落ちる。
②	油圧ジャッキ による撤去	撤去する床版に鉛直方向に貫通孔を設け、PC 鋼棒等を配置後に油圧ジャッキにより床版をジャッキアップし、鋼桁から床版を引き剥がす方法。	元々の橋梁の構造が非合成桁である場合、床版と鋼桁間のジベルが少ないため、多用されていた。しかしながら、鋼桁に対する影響は少なからずあると想定される。
③	ワイヤソーによる 切断撤去	床版の一般部を先行して道路カッター等で分離・撤去した後、鋼桁上に残された床版部分をワイヤソー等の切断機械を利用して切断し撤去する方法。	①に比べると、ワイヤソーでの切断になるので音は小さくなる。しかしながら全体としての効率は大きくは変わらない。

表中の②の方法は合成桁では用いることはできない。①および③の方法であると、床版主要部の切断撤去と接合部自体の撤去を分けて行うため、切断部の面積、箇所数が増えること、小割になるため横持運搬手間が増えることなどにより施工効率が落ちる。そこで、床版下面で鋼桁との境界部を先行切断することにより、床版をできる限り大割で撤去することにより施工効率は向上すると考えられる(表 4.7.4)。

表 4.7.4 接合部切断方法の解決策

【現状】 (㉓の例)	【解決方法】
<p>床版一般部，接合部段階撤去</p>	<p>床版一括撤去</p>
<p>①床版上面より鉛直切断</p> <p>②床版(一般部)撤去</p> <p>③床版(接合部)切断</p> <p>④床版(接合部)撤去</p> <p>⑤新設床版設置準備</p>	<p>①床版下面にて水平切断</p> <p>②床版(全体)吊上げ</p> <p>③新設床版設置準備</p>
<p>床版一般部を先行して撤去するため，切断箇所数が増える。 小割で床版を撤去することになるため，撤去枚数が増え，全体としての施工効率が悪くなる。</p>	<p>床版下面で接合部を切断出来れば，床版自体を大割の状態 で撤去・移動できる。 移動後に必要に応じて小割することも可能であり，他作業 へ影響を抑えられる。</p>

具体的にはワイヤーソーを用いた切断方法が開発されている。その切断方法を以下に示す。

- ・動力部（マシン本体）は床版上面に配置する。
- ・マシン固定部付近で鋼桁を跨いだ位置にワイヤーを通すための鉛直コアを抜く。
- ・床版下面では、前述の貫通孔直下にワイヤーの方向転換用プーリーを配置する。
- ・方向転換プーリーを介して、切断ワイヤーは床版下面を橋軸方向に平行に配置し、切断部付近の特殊電動プーリーに到達させる。
- ・特殊電動プーリーでは、3種類の方向転換プーリーを介して床版下面に擦り付ける。
- ・鋼桁を中心に、桁反対側にも同様の機械。ワイヤー配置とする。
- ・マシン本体まで回したワイヤーを接続して連続したワイヤー形状とする。

図 4.7.10 に概念図を示す。

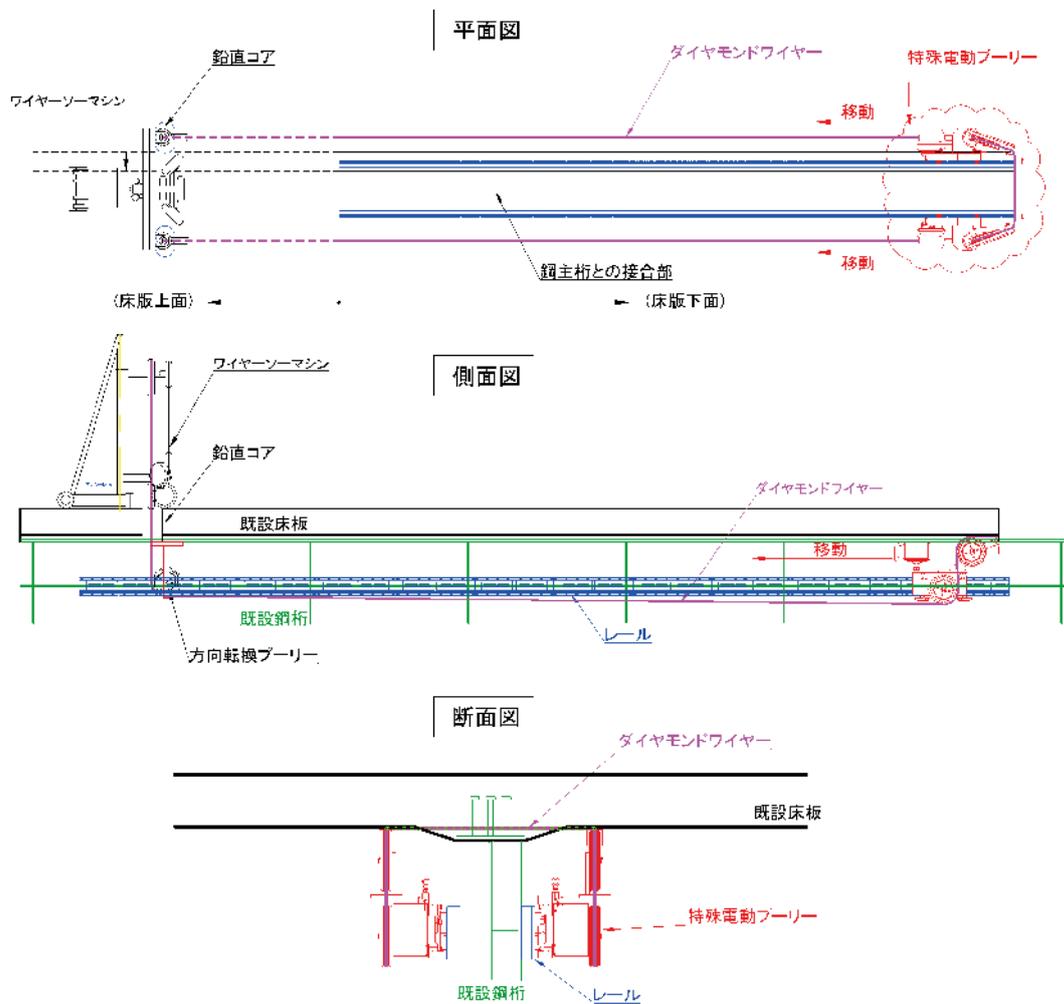


図 4.7.10 ワイヤーソーによる切断方法概念図

## (2) 開発のために行われた各種検討

### 1) 既設床版の切断効率確認実験<sup>2)</sup>

既設床版の切断のために開発された治具の現場への適用性を確認するため、既設床版を模擬した床版を実物大で試験体として製作し、実際に切断することにより切断方法の可否、効率性の確認が行われている。試験体の概要を図 4.7.11 に示す。実験の結果、床版下面での切断は十分可能だと判断されている。

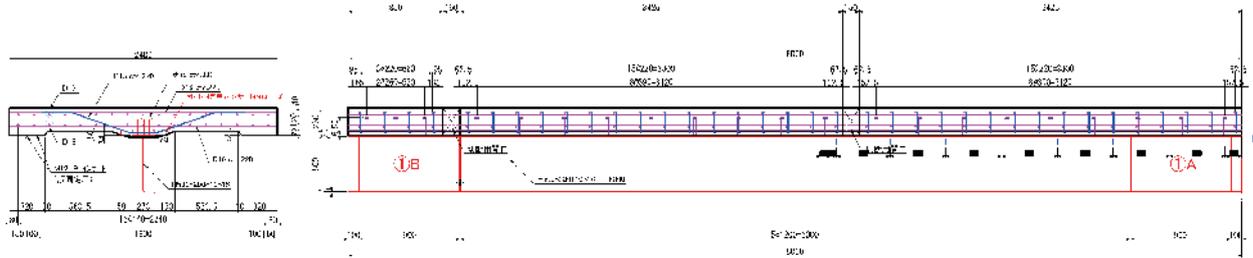


図 4.7.11 試験体概要

### 2) 今後の課題

既設床版の撤去工法については、今回は湿式のワイヤーソーによる切断方法での開発を行っているが、排水方法に制約を受けない場合を想定している、排水方法に制約を受ける場合には乾式方式を採用する必要があるため検討が必要であると思われる。

## 4.7.3 ワイヤーソーによる既設床版の急速撤去（その2）

### (1) 開発概要

4.7.2 項と同じく、従来の鋼合成桁の既設 RC 床版を撤去する際の主桁と床版の接合部のはつり作業の時間を短縮する工法の開発である。4.7.2 項と異なる開発項目として、都市部並びに近隣住民の生活環境に配慮し、従来からの湿式ワイヤーソーに替えて完全無水式ワイヤーソーを使用している点である。この工法では、水処理対策を排除し、切断時に発生する粉塵を集塵装置により吸引して飛散防止を確実にすることにより、現場周辺における環境保全に配慮したこと、ワイヤーの固定方法として特殊なガイド装置（ガイドシャフト他）を開発したことが挙げられる。また、スイング式研磨装置を用いた床版切断後のスタッドジベル切削が床版撤去システムとして行われている（図 4.7.12～図 4.7.14）。

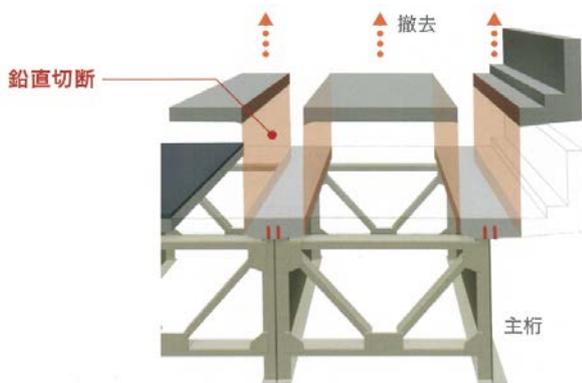


図 4.7.12 従来工法

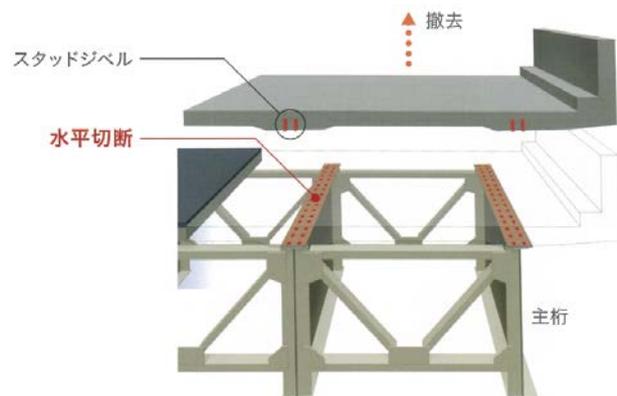


図 4.7.13 ワイヤーソーによる撤去イメージ<sup>3)</sup>

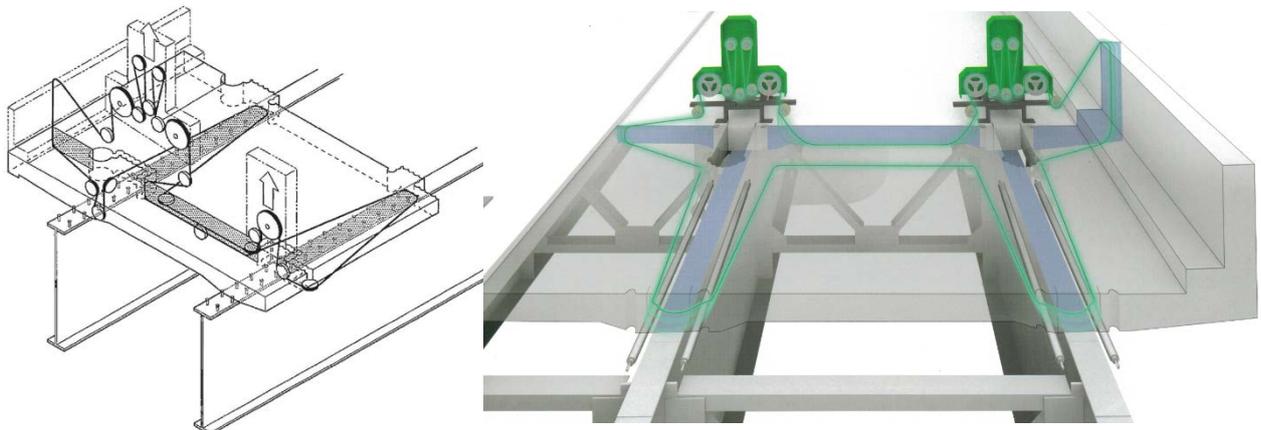


図 4.7.14 ワイヤソーによる既設床版の撤去システムの概念図<sup>3)</sup>

(2) 開発のために行われた各種検討

1) 既設 RC 床版撤去施工実験

架設用の工事桁を使用し、図 4.7.15 に示す実物大の試験体を製作し、撤去システムの施工試験が行われた。合成桁を想定してスタッドジベルと馬蹄形ジベルを設置したもの、非合成桁を想定してスラブアンカーを設けたものの3種類に着目して、切断実験が行われた。写真 4.7.1 は無水ワイヤソーによる切断状況、写真 4.7.2 は切断後の断面、写真 4.7.3 は床版撤去状況、写真 4.7.4 および写真 4.7.5 は切断後の主桁天端の写真である。写真 4.7.6 はスイング式研磨装置による残存スタッドジベルの研磨・除去の施工試験状況である。

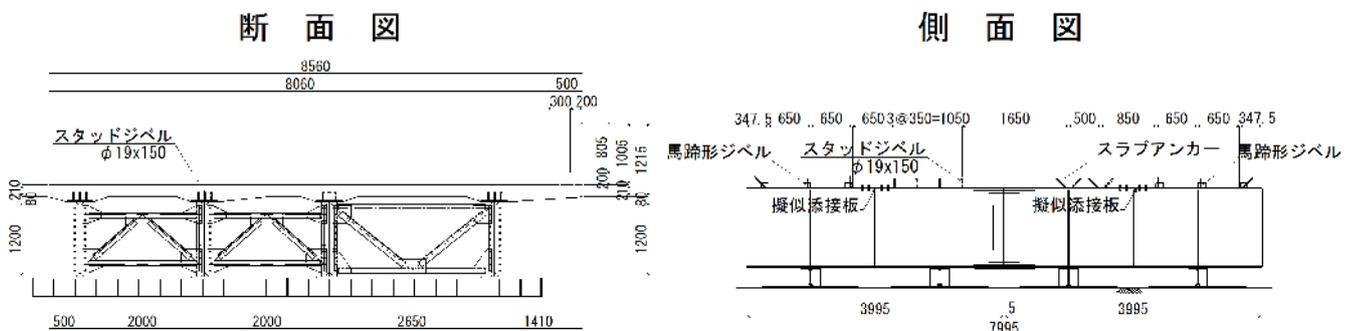


図 4.7.15 試験体概要



写真 4.7.1 無水式ワイヤソーによる切断状況



写真 4.7.2 無水式ワイヤーソーによる切断後断面



写真 4.7.3 床版撤去状況

写真 4.7.4 切断面  
(残存コンクリート撤去前)写真 4.7.5 切断面  
(残存コンクリート撤去後)

写真 4.7.6 スイング式研磨装置の施工試験状況

## 2) 今後の課題

床版ハンチの横にガイド装置を設置しての切断が原則の工法であるため、床版張出し部などのハンチと床版が一体となり緩やかな箇所については、床版下面のガイド設置個所を事前に切り欠く必要がある。今後はハンチが緩やかな箇所での施工方法については、検討を行う必要がある。また、主桁上フランジより 10mm 程度の高さで切断することは可能であるが、上フランジの途中で板厚差があり上フランジの下面を合わせた場合や、添接板位置において切断高さを変化させることも今後の課題である。

#### 4.7.4 コア削孔による既設床版の急速撤去

##### (1) 開発概要

4.7.2項と同じく、従来の鋼合成桁の既設RC床版を撤去する際の主桁と床版の接合部のはつり作業の時間を短縮する工法の開発である。鋼合成桁の既設RC床版の撤去は、床版を複数のブロックに切断し、スタッドなどのずれ止めが密に配置されている鋼桁上の床版以外を撤去後、鋼桁直上の床版を大型ブレイカやハンドブレイカにより破碎するのが一般的である。しかし、この撤去方法には、多量のコンクリート屑の収集や撤去に作業時間を要すること、騒音の発生が著しいなどの問題が挙げられる。そこで、効率的な撤去方法として、先に床版下でコア削孔（図4.7.16）またはウォールソーによりスタッドを切断し、床版剥離機にて鋼桁と床版を剥離、床版を撤去する工法の検討が行われた。

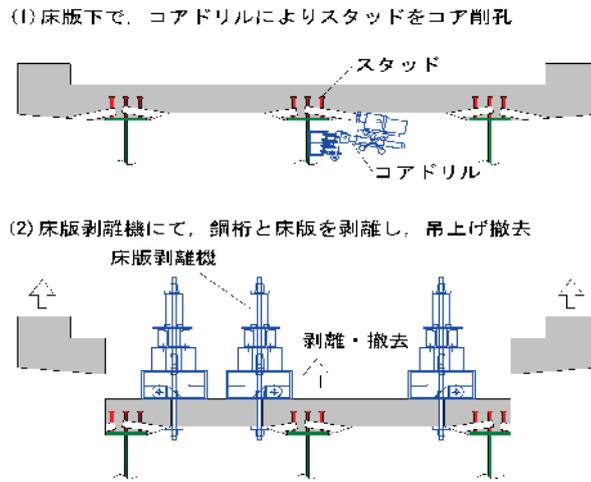


図 4.7.16 スタッド切断による床版の撤去 - コア削孔 -

##### (2) 開発のために行われた各種検討

##### 1) 既設RC床版撤去施工実験<sup>4)</sup>

コア削孔、またはウォールソーによるスタッド切断後に、床版剥離機にて床版と鋼桁の剥離が可能か、床版吊り上げ後の鋼桁上面の状況確認を主目的に行われた。試験体を図4.7.17に示す。試験体は、鋼合成鉄桁橋のRC床版および鋼桁を部分的に模擬し、コア削孔用とウォールソー切断用に2体製作された。写真4.7.7は、コア削孔完了後の試験体側面、写真4.7.8は、ウォールソー切断完了後の試験体側面である。

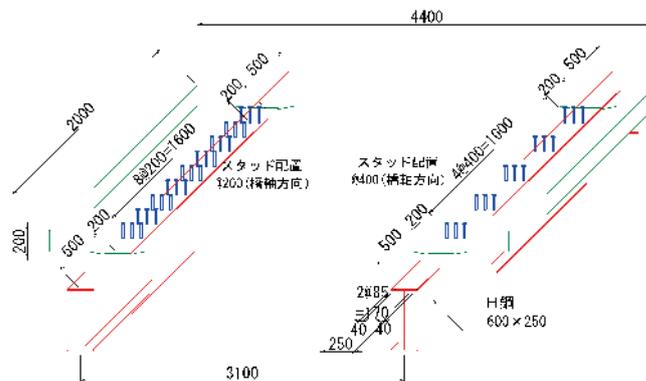


図 4.7.17 試験体概要



写真 4.7.7 コア削孔完了



写真 4.7.8 ウォールソー切断完了

写真 4.7.9 は、コア削孔試験体の鋼桁と床版の剥離状況である。コア削孔およびウォールソー切断試験体ともに剥離可能であった。写真 4.7.10 は、剥離後の床版吊上げ状況である。写真 4.7.11、写真 4.7.12 は、床版吊上げ撤去後のコア削孔およびウォールソー切断試験体の鋼桁上面の残存コンクリート状況である。ウォールソー切断試験体は、切断面の下側のコンクリートが残存したが、コア削孔試験体は、スタッドの根元周辺に少量のコンクリートが残存したのみであった。

写真 4.7.9  
床版剥離状況写真 4.7.10  
床版吊上げ状況写真 4.7.11  
床版撤去後桁上  
(コア削孔)写真 4.7.12  
床版撤去後桁上  
(ウォールソー切断)

## 2) 今後の課題

スタッド切断による既設 RC 床版の撤去工法については、実橋の床版は、試験体のように健全な床版ではなく、劣化していると思われる。よって、床版の剥離状況や鋼桁上面の残存コンクリートの状況に違いが想定されるため、施工時の鋼桁や床版の補強の検討が必要になると思われる。

### 4.7.5 支持桁による上部工の負担軽減

#### (1) 開発概要

既設 RC 床版を鋼床版に取り替えることを想定し、既設 RC 床版を撤去した際に、既設の鋼桁の上縁の応力が許容値を越えることがないように、従来工法では桁下にベントを設置することが行われるが、支持桁を用いることによって、ベントを使用しない工法の開発である。施工時の交通規制は、2 車線のうち 1 車線を夜間のみ規制することを想定している。

なお、今回開発した工法は、過去に施工実績がある西名阪自動車道御幸大橋（3.1.6項参照）と同様、主桁ウェブを切断して既設RC床版を上フランジごと撤去する工法である。しかし、床版と上フランジを撤去すると、死荷重でウェブ上縁側が座屈する可能性があるため、御幸大橋ではベントを建てたが、本工法は支持桁を用いる工法としている（図4.7.18）。

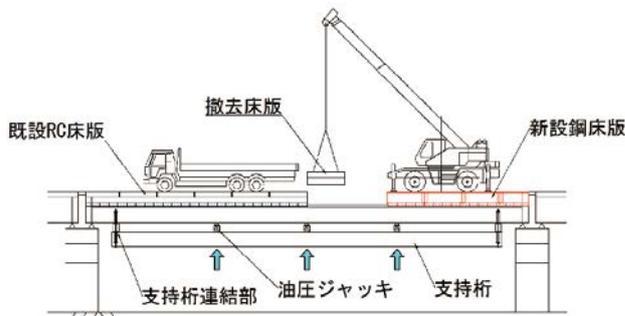


図 4.7.18 支持桁を用いた床版更新工法

支持桁は、主桁が30mの場合には、約26mで、両端部をPC鋼棒で主桁に連結し、主桁と支持桁の間には油圧ジャッキを設置することを想定している。重ね梁の状態にして、ジャッキアップして主桁に負荷を与えることで、床版と上フランジを撤去しても安全性を確保できるようにしている。

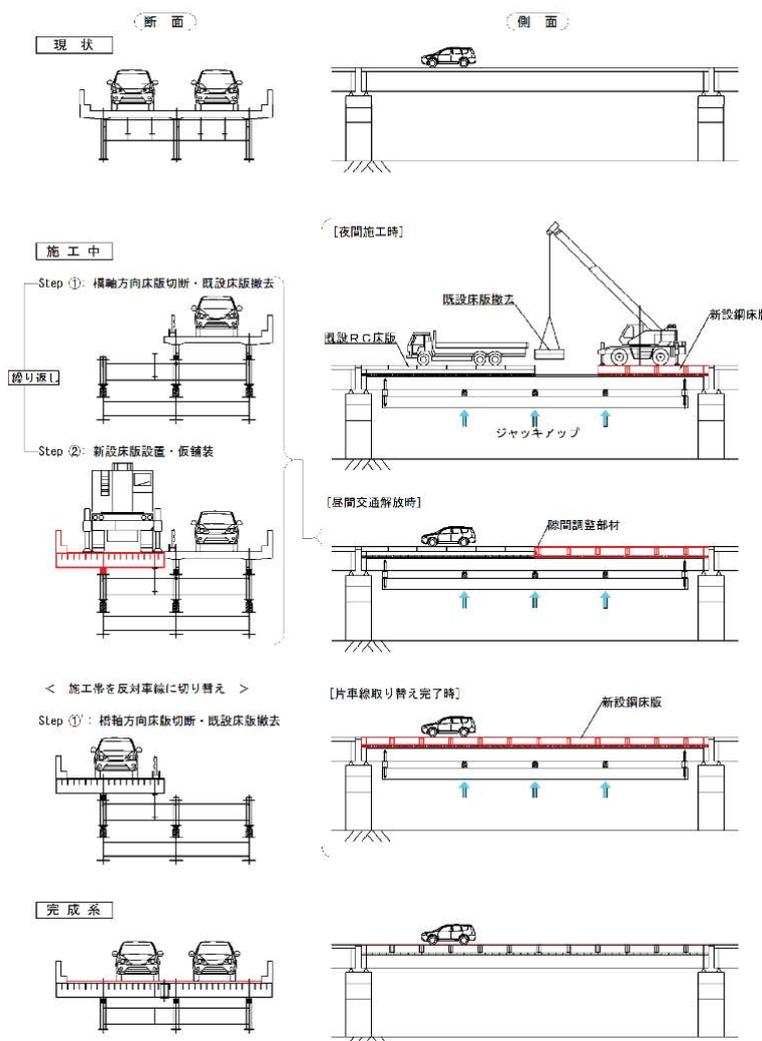


図 4.7.19 施工ステップ

図 4.7.19 に施工ステップを示す。主桁の下に支持桁を設置し、後死荷重で床版に導入された圧縮ひずみを解消するために 1 次ジャッキアップを行う。その後、主桁のウェブを水平切断して、仮添接板で添接する。路肩側の既設床版を橋軸直角方向に 2m 程度の間隔で切断し、前死荷重で路肩側 G1 主桁に蓄積されたひずみを解消するために 2 次ジャッキアップを行う。その後、オフセット位置で橋軸方向に切断して、既設床版の撤去と新設床版の設置を順次繰り返す。なお、昼間に交通開放する際は新旧床版間に隙間調整部材を挿入する。路肩側の床版の更新を終えたら、中央分離帯側の既設床版を橋軸直角方向に切断し、前死荷重で中央分離帯側 G3 主桁に蓄積されたひずみを解消するために 3 次ジャッキアップを行う。すべて新設床版に更新されたらジャッキアップ力を解放し、支持桁を撤去する。

(2) 開発のために行われた各種検討

1) 実物大要素実験<sup>5)</sup>

対象橋梁は、支間長 30m で桁高 1.7m の単純桁とし、実験桁は、図 4.7.20 のように 10m 分を切り出して単純支持し、発生する断面力に見合う状態を支間中央部に集中荷重を載荷することで再現している(写真 4.7.13)。実験結果と別途実施した FEM 解析の結果を比較している(図 4.7.21)。載荷荷重  $P$  と支間中央鉛直変位  $\delta$  関係は、よく一致していることが確認されている。

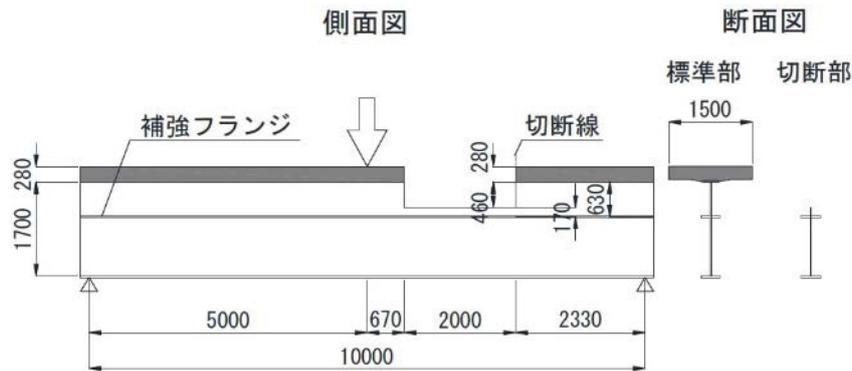


図 4.7.20 実物大要素実験の概要



写真 4.7.13 実物大要素実験の状況

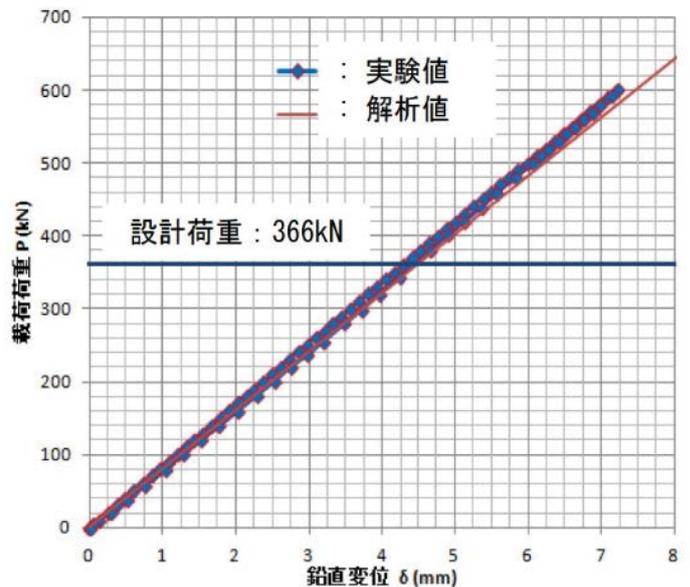


図 4.7.21 支間中央部の P- $\delta$  関係

2) 施工性確認実験<sup>6)</sup>

既設床版の撤去や新設床版の設置などの各ステップの施工性を確認するために、施工性の確認実験とFEM解析が実施されている。各施工ステップでのひずみや鉛直変位を計測し、解析結果と比較することで、FEM解析の妥当性と工法の安全性を確認している。施工性確認用試験体の概要を写真4.7.14と図4.7.22とに示す。実験前後の高さ変化を図4.7.23に示す。実験と解析の差は、3本の主桁で14~20%である。実験中の日射などによる断面内の温度差による影響を排除すると、その差は6%以下となり、よく一致している。また、主桁断面に発生するひずみ分布の計測値と解析値を比較した結果(フランジ最大ひずみ発生時)を図4.7.24に示す。両者はほぼ一致しており、今後、条件の異なる橋梁に対しても解析的検討が可能であることが確認されている。



写真 4.7.14 施工性確認状況

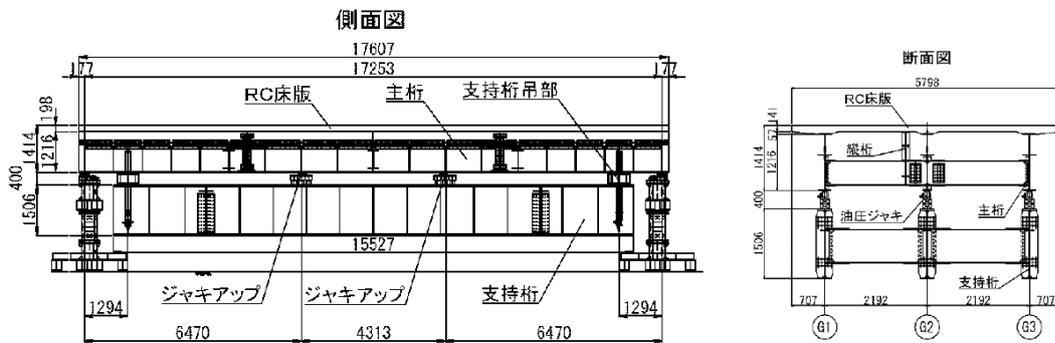


図 4.7.22 施工性試験用試験体

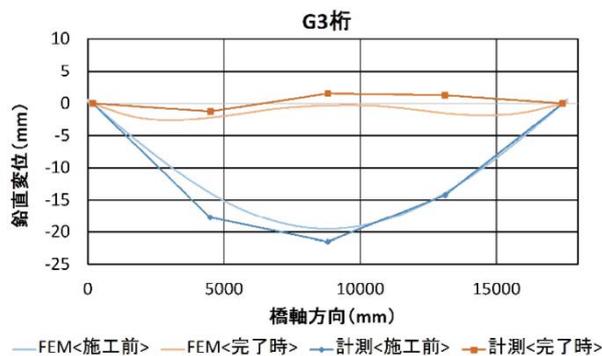


図 4.7.23 施工前後の構造高変化

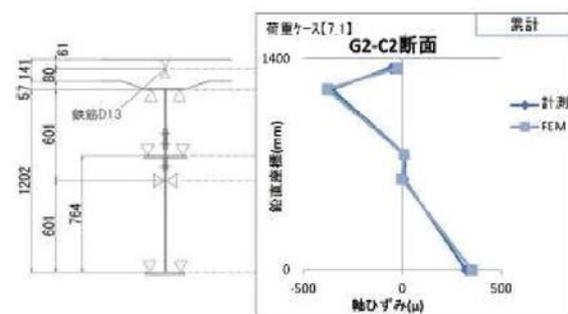


図 4.7.24 断面内ひずみ分布

### 3) 今後の課題

施工性確認実験より、新設の鋼床版を設置する際の添接部の取り合いに時間がかかることや高さ調整が困難であることが確認されたようである。なお、実験では支持桁に既存の仮橋を用いているが、実施工では主桁に吊り込む際の施工性や高架下街路の建築限界を考慮する必要があるため、支持桁は軽量化や箱桁化を検討する必要があると考えられる。

#### 4.7.6 路下構築による急速鋼床版更新

##### (1) 開発概要

既設 RC 床版を鋼床版に取り替えることを想定し、既設 RC 床版の撤去前に、既設 RC 床版の下に新設鋼床版を設置し、既設 RC 床版の撤去とほぼ同時に鋼床版の設置が完了する工法の開発である。

施工ステップのイメージを図 4.7.25 に示す。全面通行止めは行わず、昼夜連続 1 車線規制にて床版を更新する工法である。まず、交通供用下で既設 RC 床版の下面で新設鋼床版を既設桁ウェブに設置する。片側 1 車線規制ののち、既設 RC 床版を撤去するが、鋼桁上の床版は、前もって切断していた既設桁ウェブから上の鋼部材と一緒に撤去する (Step1)。次に、鋼床版上に仮舗装および鋼製高欄を設置し、車線切替の準備を行う (Step2)。その後、数時間の一時的な通行止めにより、主桁ごと鋼床版を現況路面高までジャッキアップし、片側の交通を開放後、もう半断面の RC 床版を撤去する (Step3)。最後に鋼製高欄、仮舗装および区画線などを設置して完了となる (Step4)。なお、荷重分配は既設の横桁に機能を持たせ、新設鋼床版の横部材は床組みとして設計を行っている。

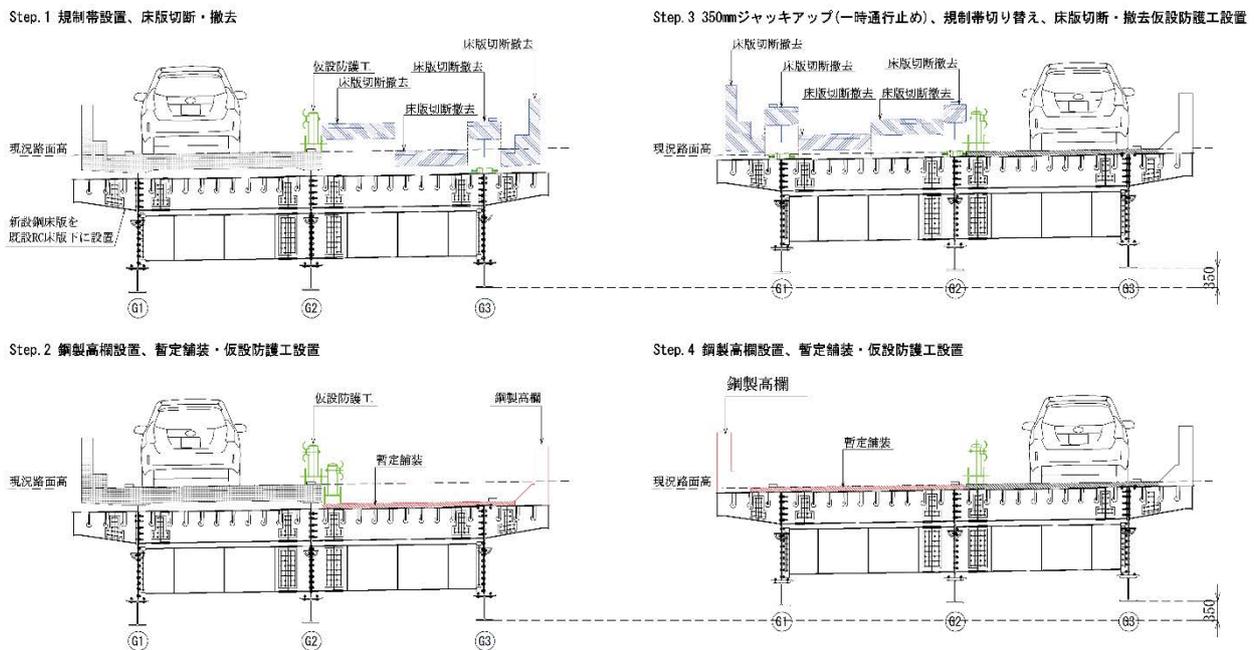


図 4.7.25 施工ステップのイメージ

(2) 開発のために行われた各種検討

1) 特殊ナットに関する各種試験

本更新工法の開発にあたり,交通供用中の既設RC床版下で主桁腹板に片側鋼床版仕口ブラケットを取り付けるための特殊ナット(以下,DRナット)が開発されている.施工ステップは以下のとおりである.

- ①既設部材に孔明け後,既設部材の片側から補強部材を取付け,高力ボルトを挿入する.
- ②DRナットを締め付けて破断させ,一定の軸力で1つ目の補強部材を固定する.
- ③DRナット側から2つ目の補強部材を取付ける.この際,ボルト孔は拡大孔 $36\phi$ としているため,DRナットの軸部はボルトに締め付けられた状態で残すことが可能.
- ④2つ目の補強部材の外側から拡大座金,汎用品の座金および本ナットを取付け,ピンテールが破断するまで締め付ける.

なお,開発されたDRナットの形状を図4.7.26に,DRナットを用いた施工ステップを図4.7.27に示す.DRナットを用いた摩擦接合継手の実施工への適用性については,すべり試験<sup>7)</sup>,実施工を想定した状況でのDRナット摩擦接合継手の性能確認試験<sup>8),9)</sup>,特殊ナットを用いた持続荷重載荷試験<sup>10)</sup>など各種試験により確認されている.



図 4.7.26 DRナットと締め付け状況

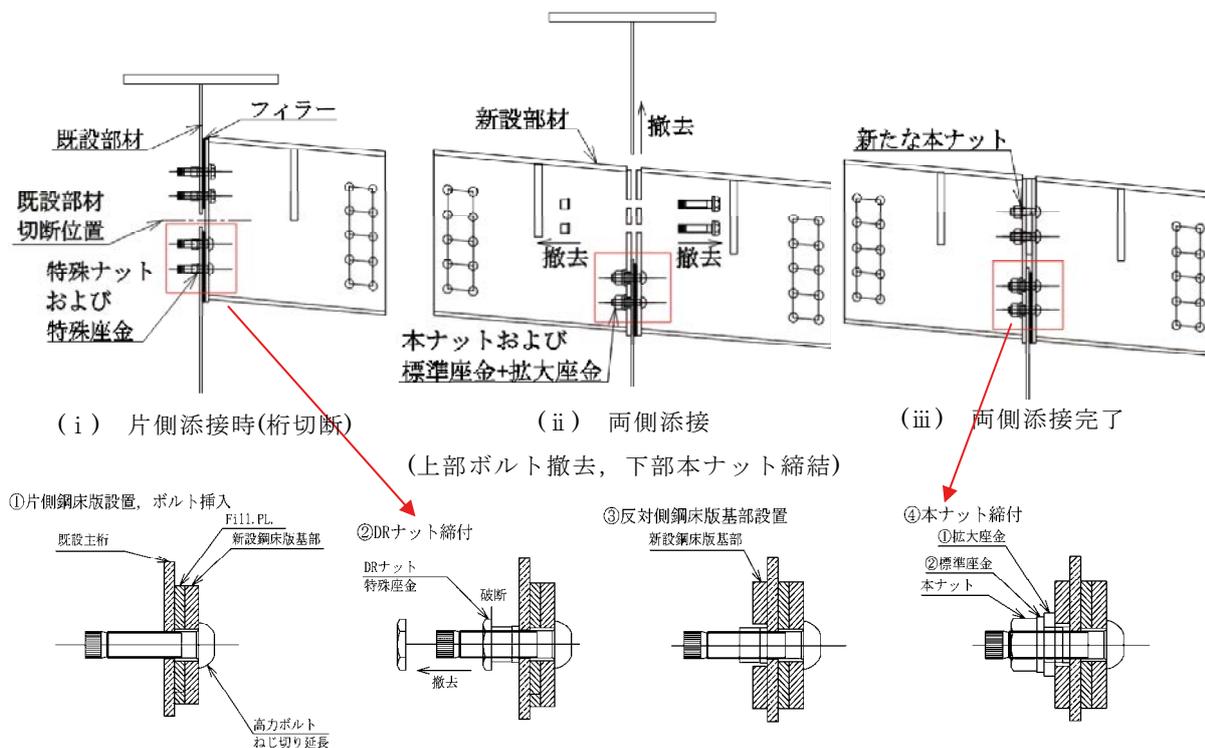
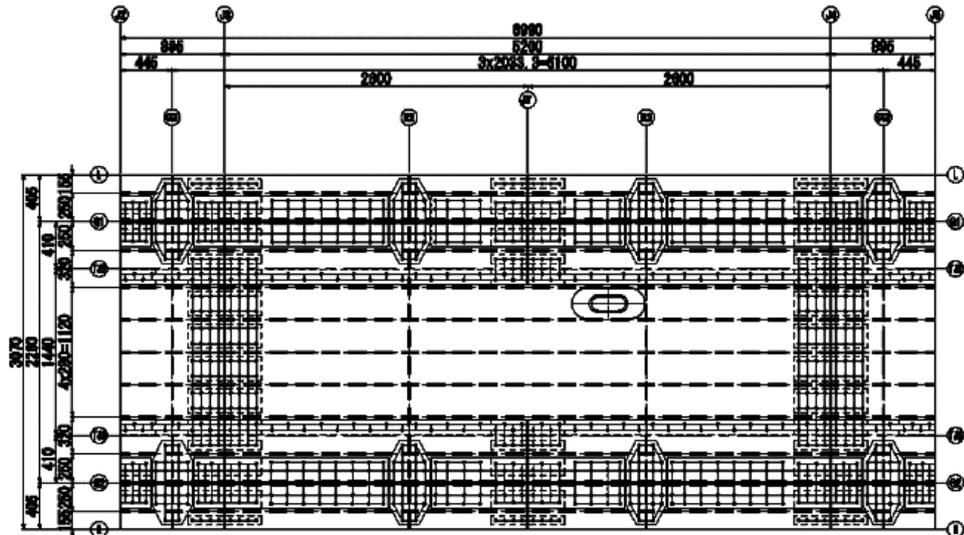


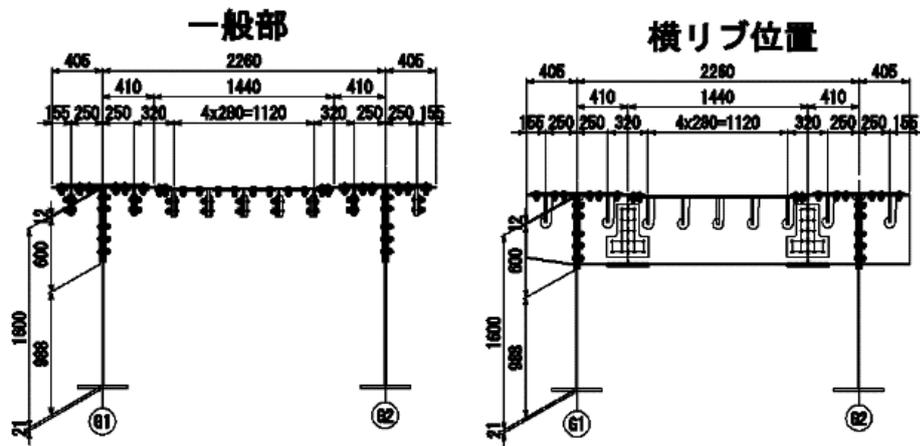
図 4.7.27 DRナットを用いた施工ステップ

2) RC 床版から鋼床版への取替工法の施工試験<sup>1)</sup>

新設鋼床版部材の取付けや既設主桁切断の施工性などを確認することを目的に、施工確認試験が行われている。図 4.7.28 に試験体平面図および断面図（鋼床版完成形）を、写真 4.7.15 に施工試験前後の試験体状況を、図 4.7.29 に代表的な施工ステップの試験実施状況をそれぞれ示す。試験体は実橋 3 主桁橋を参考とし、橋軸直角方向に 2 主桁分、橋軸方向に横桁間 1 パネル分としている。なお、既設 RC 床版、横桁および縦桁は再現していない。試験の結果、鋼床版への更新が可能であることが確認されている。



(a) 平面図



(b) 断面図

図 4.7.28 施工試験用試験体



(a) 施工前



(b) 施工後

写真 4.7.15 施工前後の試験体状況

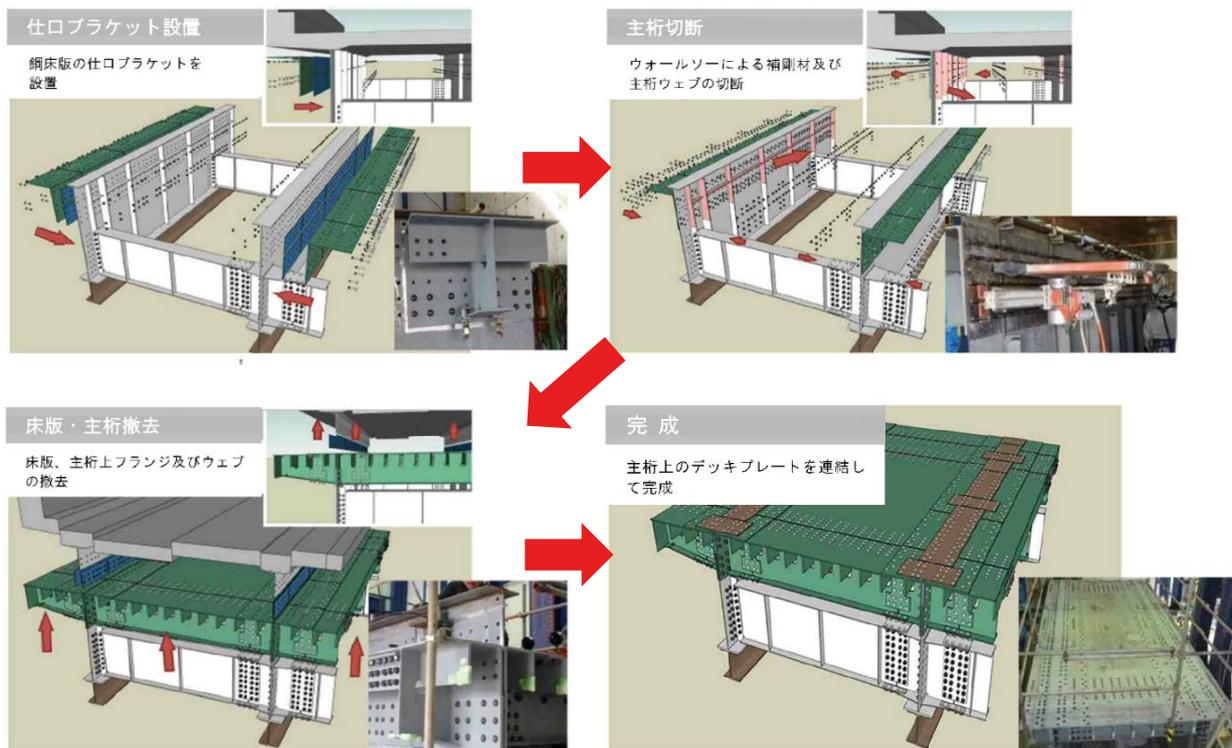


図 4.7.29 施工ステップ

### (3) 今後の課題

RC 床版から鋼床版への更新工法の開発にあたり、施工試験の結果、部材取付け位置の調整方法や部材切断時に発生する鉄粉の処理などについて課題が残っている。

#### 参考文献 (4.7 上部工の軽量化・急速施工を目標とした技術開発)

- 1) 北村健, 岩崎郁夫, 趙唯堅, 岸田政彦, 石原陽介, 岩城一郎: 道路橋 UFC プレキャスト床版の耐荷性および耐疲労性に関する検証, 土木学会, 構造工学論文集 A, Vol.63A, pp.806-819, 2017.
- 2) 岸田政彦, 石原陽介, 北村健, 岩崎郁夫, 保坂和孝: 道路橋床版更新工事における既設床版撤去方法の効率化, 土木学会第 72 回年次学術講演会講演概要集, IV-683, 2017.
- 3) MS-R システム パンフレット, Miyaji Slab Slice & Replacement System, 2018.
- 4) 高木祐介, 峯村智也, 廣井幸夫, 齊藤史朗, 橋肇: スタッド切断による合成桁の RC 床版撤去方法に関する検討, 日本材料学会, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集 No.16, pp.657-662, 2016.
- 5) 石川誠, 岸田政彦, 峯村智也, 石原陽介, 佐藤公紀, 白水晃生, 山浦明洋, 江崎正浩, 中山良直, 山岸俊一: 支持桁を用いた合成桁の床版更新工法の実物大部分要素確認実験, 土木学会第 71 回年次学術講演会講演概要集, VI-542, 2016.
- 6) 佐藤公紀, 石原陽介, 山浦明洋, 白水晃生, 石川誠, 中山良直: 急速施工を可能とする支持桁を用いた合成桁の床版更新工法の提案, 土木学会, 構造工学論文集 A, Vol.63A, pp.1318-1330, 2017.
- 7) 大西孝典, 溝口孝夫, 吉岡夏樹, 齊藤史朗, 篠崎裕一: 鋼板両側に補強部材を連結する 2 段締めナットの開発, 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, I-446, 2014.
- 8) 吉岡夏樹, 峯村智也, 金城力, 山口隆司, 齊藤史朗, 林衛: 実施工を想定した状況での 2 段締めナット高力ボルト摩擦接合継手のすべり試験, 土木学会第 70 回年次学術講演会講演概要集, I-506, 2015.
- 9) 峯村智也, 金城力, 山口隆司, 齊藤史朗, 吉岡夏樹, 林衛: 特殊ナットを用いた 2 段締め高力ボルト摩擦接合継手の性能確認試験, 土木学会第 70 回年次学術講演会講演概要集, I-507, 2015.
- 10) 吉岡夏樹, 金城力, 山口隆司, 峯村智也, 齊藤史朗, 佐々木研: 特殊ナットを用いた高力ボルト 1 面摩擦接合継手の持続荷重載荷試験, 土木学会第 71 回年次学術講演会講演概要集, I-419, 2016.
- 11) 峯村智也, 倉田幸宏, 橋肇, 中村定明, 齊藤史朗: RC 床版から鋼床版への取替え工法に関する施工試験, 土木学会第 71 回年次学術講演会講演概要集, VI-528, 2016.