

## 4. 海外における鋼床版橋梁の疲労に関する現状 —デッキと閉断面リブ溶接線の疲労損傷について—

技術委員会 鋼床版小委員会

井口 進 平山 繁幸 内田 大介

### 1. はじめに

近年、国内の都市高速道路や湾岸幹線道路のうち、特に重交通下にある鋼床版橋梁において、建設当初には想定されていなかった大型車両や過積載車両の通行に起因すると考えられる疲労損傷が報告されている<sup>1)</sup>。鋼床版の主な疲労損傷の種類を図-1に示す。これらのうち、デッキプレート（以下、デッキ）とトラフリブなどの閉断面の縦リブ（以下、閉断面リブ）の溶接ルート部を起点に発生するき裂は、溶接ビード内に進展するビード貫通き裂とデッキの板厚方向に進展するデッキ貫通き裂に大別される。

ビード貫通き裂は、我が国では1990年に阪神高速道路で確認されたという報告が最初であり<sup>2)</sup>、昨今、その報告件数は増加傾向にある。このき裂は、溶接線に沿って進展した後、閉断面リブ母材やデッキ方向へ進展する場合があります、その補修には多大な労力と費用を要する。ビード貫通き裂への対策としては、大型試験体の疲労試験結果<sup>3)</sup>等を踏まえ、鋼道路橋の疲労設計指針<sup>4)</sup>において当該溶接線の溶接溶込み量を閉断面リブ板厚の75%以上確保することが規定されている。

一方、デッキ貫通き裂は、我が国では1999年に神奈川県で初めて確認されて以降、幾つかの事例が報告されている<sup>5)</sup>。このき裂は、舗装割れに加えて路面の

陥没を起こす危険がある。このき裂に対しては、当協会も含めた種々の機関で検討が行われている<sup>6)</sup>。平成21年12月には、国土交通省より事務連絡<sup>7)</sup>が通知され、今後、設計・製作する鋼床版に対する当面の対策として、これまで12mmとしていたデッキの最小板厚について、「閉断面リブを使用する場合、大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下においては、デッキの板厚は16mm以上とすることを標準とする。」という方針が示された。

当委員会では、鋼床版橋梁の疲労の諸問題に対する取組みの一環として、海外の鋼床版橋梁の疲労損傷やその対策に関する調査を積極的に実施している。当委員会の前身である鋼床版検討特別委員会では2005年にオランダ・ドイツへ調査団を派遣し、デッキ貫通き裂が生じた鋼床版橋梁を視察するとともに、鋼床版の疲労に関する技術者との意見交換を行った<sup>8)</sup>。常設の小委員会となった現委員会では、海外調査WGを設置し、海外文献調査を実施するとともに、2008年の鋼床版国際会議（OBC: Orthotropic Bridge Conference）や2010年の日独橋梁シンポジウム（ミュンヘン）に参加し、海外への情報発信や最新の技術動向の収集を行っている。さらに、本年4月にはイギリスに調査団を派遣し、ビード貫通き裂に着目した現況調査の他、鋼床版の疲労問題について現地コンサルタントFlint & Neil社との意見交換を実施した。

本報告では、鋼床版小委員会における文献調査や実橋調査結果をもとに、海外におけるデッキ閉断面リブ溶接線の疲労損傷の現状を報告する。また、主にオランダにおけるデッキ貫通き裂への対策とイギリスにおけるビード貫通き裂への対策について紹介する。

## 2. 海外における損傷事例

### 2.1 デッキ貫通き裂

#### (1) フランスの事例<sup>9), 10)</sup>

フランスでは死荷重の低減を目的として、1960年代の終わりから、長支間の道路橋や可動橋で鋼床版が採用されるようになった。

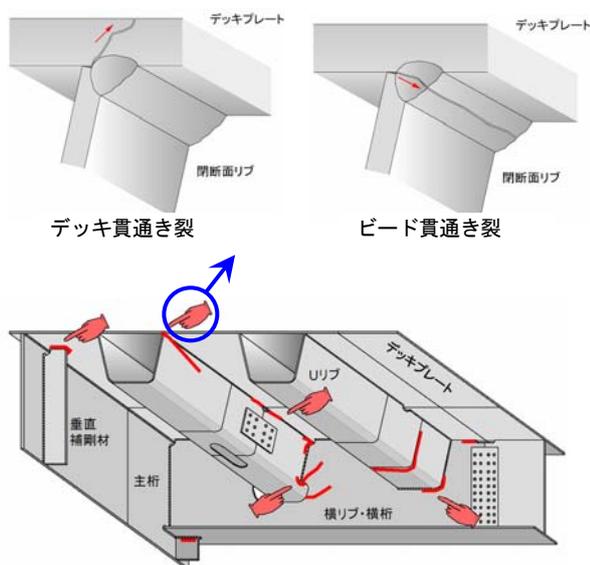


図-1 鋼床版の疲労き裂

文献調査結果によれば、海外におけるデッキ貫通き裂の事例は、1977年に確認されたフランスの「Span units」と呼ばれる仮設の高架橋 (Temporary Fly-over) が最初だと思われる。重交通路線に位置しており、当時の1日1車線あたりの大型車交通量は1,500台に上っていた。この橋梁は、桁高1m程度の2主桁であり、幅員は狭く3.5mであった。そのため、Span unitsは1パネルでは1方向1車線で供用され、複数の車線で用いる場合には、車線分パネルを横に並べて対応していた。Span unitsは、540~630mm程度の間隔で配置された閉断面リブを縦リブとし (板厚は6mmまたは7mm)、横桁間隔が3mの鋼床版構造が構成されていた。デッキ厚は10mmと薄く、表面に滑り止めの薄層舗装のみが設けられていた。

デッキ貫通き裂が確認されたのは、1971年に架けられたSpan unitsの鋼床版である。き裂は輪荷重直下の溶接線で発生しており、その発生位置は横リブ位置ではなく、横リブ間の縦リブ支間部、いわゆる一般部であった。ほとんどのき裂の長さは1m以下であったが、例外的に2mを超えるものもあった。そのため、閉断面リブ縁端の片側または両側の溶接部が損傷を受けた箇所では、縦リブが橋軸方向に脱落した状態となるものもあり、重車両が走行する度に上下に大きく振動していたという。

デッキ貫通き裂に対する補修方法は、き裂の規模や性状によって選択された。き裂長が短く、き裂幅も狭い、破面が平坦な場合は、デッキ上面からき裂箇所を開先加工を行って溶接により補修を行った (図-2、図-3)。ほとんどのケースでは、作業完了までに十分な時間があり、この補修方法は良好に終わったと報告されている。

これに対して、き裂が比較的長く破面が平坦ではないき裂に対しては、閉断面リブのすみ肉溶接を跨ぐ形で、小さい台形のガセットプレートを取り付けたり (図-4)、全周溶接でキャッププレートを取り付けたりした (図-5)。これらの方法は、短時間の車線規制で施工可能であったが、ガセットプレートの閉断面リブ側の取り付け部やキャッププレートの溶接部から新たに疲労き裂が発生する場合があります、恒久的な補修方法とならなかった。

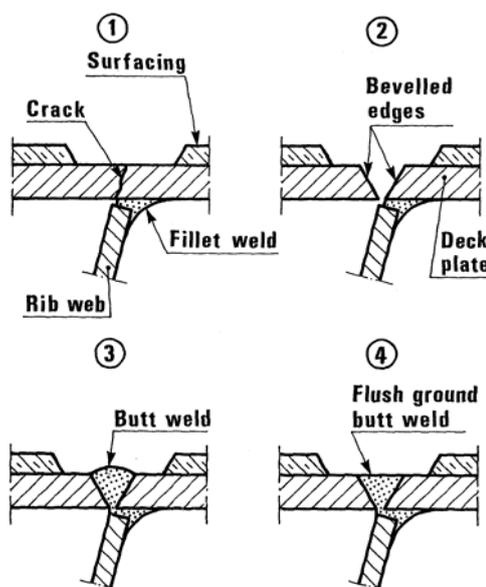


図-2 デッキ貫通き裂が単純な場合<sup>9)</sup>

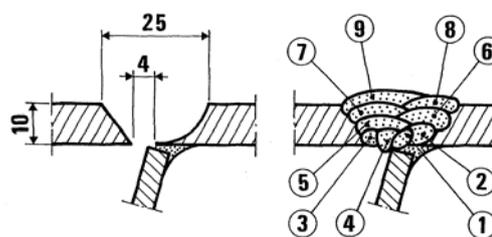


図-3 開先の再加工と多層溶接による補修<sup>9)</sup>

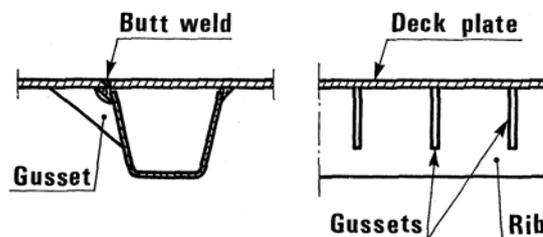


図-4 ガセットの設置による補修<sup>9)</sup>

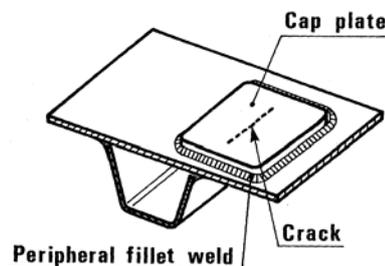


図-5 キャッププレートの設置による補修<sup>9)</sup>

また、希ではあるがデッキの深い陥没を引き起こすような、2本の平行なき裂が隣接して発生している場合もあった。このようなき裂に対しては、損傷を受け

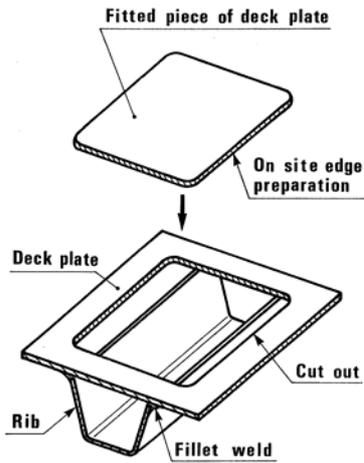


図-6 デッキ貫通き裂が単純な場合<sup>9)</sup>

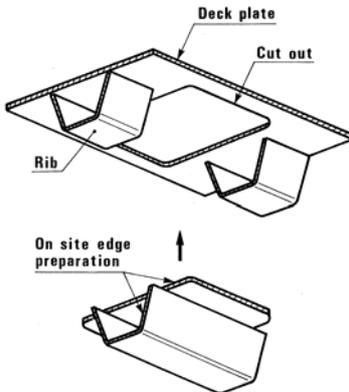


図-7 開先の再加工と多層溶接による補修<sup>9)</sup>

たデッキの部分を取り除いて新しい鋼板で取り替えられた(図-6)。また、損傷の大きさによっては、閉断面リブごと取り替えられたりもした(図-7)。これらの補修はうまく行ったかのように思われたが、主に補修費が増大する点や、取り替え部材を製作する間に2～3週間の車線規制が必要であったこと、これらの取り替え部材の設置に全面通行止めが数時間必要であったことなどから、数カ所へのみ適用されただけであったと報告されている。

## (2) オランダの事例<sup>8), 11), 12)</sup>

ライン川の河口の低湿地地帯に広がるオランダは、そのほとんどが海拔0mに近い。国中で内陸航路が発達し、河川や運河に架かる橋梁として多くの可動橋が架けられており、船舶の通行を可能としている。これらの可動橋は、死荷重や桁高を低減させるために、鋼床版が採用されている場合が多い。

オランダでは、1997年にVan Brienoord橋においてデッキ貫通き裂が初めて確認された。その後、デ

表-1 オランダにおけるデッキ貫通き裂の発生事例

橋名	可動橋/固定橋	供用年	損傷発見年
Van Brienoord	movable	1990	1997
Ketel Bridge	movable	1968	1998
Caland Bridge	movable part	1969	1998
Juliana Bridge	movable	1966	2001
Moerdijk Bridge	fixed	1976	2001
Scharsterrijn	movable	1972	2002
Caland Bridge	fixed part	1969	2002
Bridge Hagestein	fixed	1980	2002
Galecopper Bridge	fixed	1971	2002
Bridge Schaberg	fixed	1973	2003



図-8 Van Brienoord 橋



図-9 Van Brienoord 橋でのデッキ貫通き裂<sup>11)</sup>

ッキ貫通き裂は他の橋梁においても確認され、その数は10橋にも上った(表-1)。Van Brienoord 橋は、1990年にロッテルダム南部の運河に架けられた全長1,320m、主径間が275mのニールセンローゼ橋である(図-8)。ロッテルダムとオランダ南部を結ぶ重要交通路線「Rotterdam Ring」(A16号線)の一部を担っており、日大型車交通量が7,000台という重交通路線に位置している。

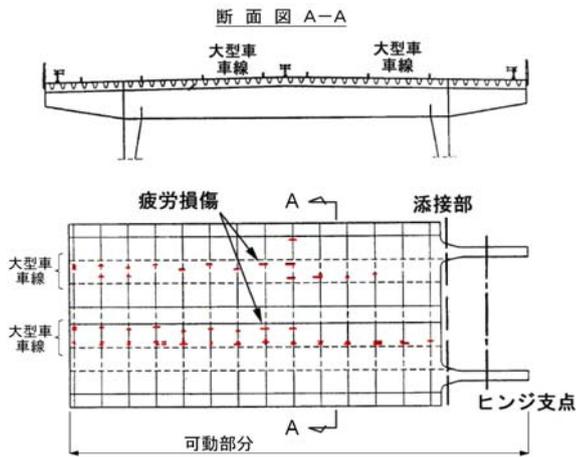


図-10 Van Brienoord 橋でのデッキ貫通き裂の発生位置

ニールセンローゼ橋の北側には、船舶の通行を可能とするために支間 60.3m の片持式の開跳橋が設けられている。開跳橋部分には鋼床版が用いられ、死荷重を極力低減させるため板厚 12mm のデッキ上に 8mm 厚のエポキシ樹脂舗装のみが施工されていた。

供用開始からわずか 7 年後の 1997 年、この開跳橋部分の鋼床版においてデッキ貫通き裂が確認された(図-9)。き裂は、大型車の走行レーンの輪荷重走行位置に分布しており、主に横桁位置で発生していた(図-10)。オランダでは、デッキ貫通き裂に対する重大性が認識され、1998 年に運輸省を中心とした特別検討プロジェクトが緊急的に組織され、原因の究明と対策の検討が進められることとなった。

### (3) 中国の事例<sup>13)</sup>

最近の事例として、1997 年に架けられた吊橋である A 橋において、デッキ貫通き裂が発生したという報告がある。この橋の断面交通量は 70,000 台/日で大型車混入率も高いとされている。鋼床版のデッキ厚は 12mm である。A 橋では、それまで通常 3 年ごとに橋面舗装の打ち替えを行っていたが、舗装の劣化が著しい箇所を撤去した際に、図-11 に示すようなデッキ表面に達するデッキ貫通き裂が確認された。このような鋼床版の疲労損傷は、舗装の劣化と因果関係があると指摘されている。



図-11 中国におけるデッキ貫通き裂<sup>13)</sup>

## 2.2 ビード貫通き裂

### (1) イギリスの事例

ビード貫通き裂の発生事例として有名な Severn 橋は、イギリス西部を流れるセバーン川に架かる橋長 1,600m の吊橋である(図-12)。Severn 橋に連続する斜張橋の Wye 橋と Beachley 高架橋、Aust 高架橋と合わせて Severn Crossing と呼ばれる。1966 年の完成から 11 年経過した 1977 年に、ビード貫通き裂が 68 箇所で見つかった。ビード貫通き裂の多くは低速レーンの輪荷重直下の閉断面リブの溶接部に発生していた。き裂発見当時の Severn 橋の日平均交通量は 50,000 台/日、最大で 75,000 台/日、大型車混入率は約 30% で重交通路線であった。



図-12 Severn 橋

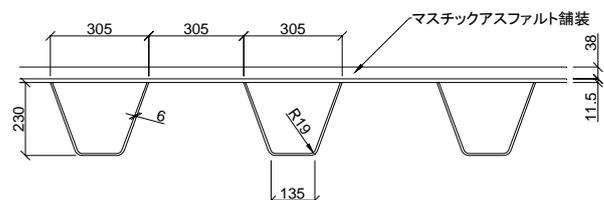


図-13 Severn 橋の鋼床版断面(単位:mm)



図-14 溶接の溶込み状況<sup>14)</sup>



図-166 Erskine 橋

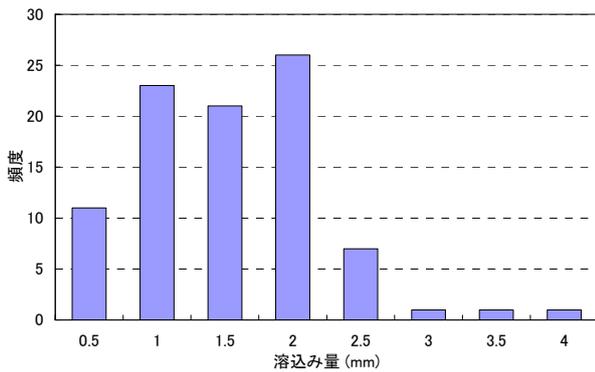


図-15 溶接の溶込み量<sup>15)</sup>

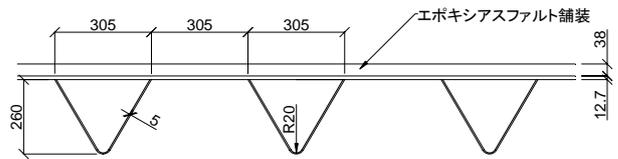


図-17 Erskine 橋の断面図(単位:mm)

Severn 橋の鋼床版の断面図を図-13 に示す。舗装は厚さ 38mm のマチックアスファルト舗装、デッキ厚は約 12mm、閉断面リブ厚は 6mm である。デッキと閉断面リブの溶接は、閉断面リブ端面を平面仕上げした後にすみ肉溶接を行っている (図-14)。そのため、溶接の溶込み量は 0.5mm~2mm と非常に小さい (図-15)。

Severn 橋と同様に、デッキ貫通き裂が同国のスコットランド地方、グラスゴーに位置する Erskine 橋でも発生している。Erskine 橋は 1971 年に完成した全長 1,321m の斜張橋である (図-16)。Erskine 橋の鋼床版の断面図を図-17 に示す。Erskine 橋では、閉断面リブとして幅 305mm、高さ 260mm、板厚 5mm の V 字形のリブが採用されている。デッキ厚は 12.7mm、舗装は厚さ 38mm のエポキシアスファルト舗装である。

Erskine 橋でのビード貫通き裂の発生状況を図-18 に示す。日本での損傷 (図-19) のように、ある程度のき裂長さになると閉断面リブウェブ方向に進展するということではなく、溶接線に沿って進展している。デッキと閉断面リブの溶接は、Severn 橋と同様、リブ端面を平面に仕上げた後、すみ肉溶接を行っている。

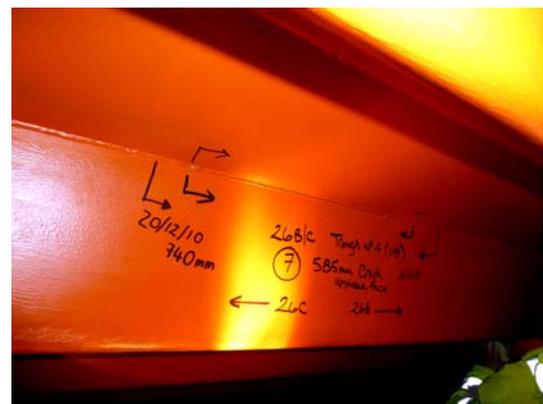


図-18 Erskine 橋に発生した疲労き裂



図-19 日本での事例

## (2) フランスの事例<sup>16)</sup>

1977 年にデッキ貫通き裂が確認された仮設高架橋の鋼床版、Span Units では、ビード貫通き裂の発生の



図-20 Richemont 橋<sup>17)</sup>



図-21 B 橋の鋼床版

報告もなされている。供用 8 年で Span Units に発生したビード貫通き裂は、開口幅が 1mm 以下で、長さが 40mm ~350mm のき裂が 20 箇所以上発生していた。き裂の進展は非常に早く、その後 2 年間で 1,500mm に達したのもあったという。ビード貫通き裂の多くは、溶接線に沿って進展していたが、幾つかは閉断面リブのウェブ方向に向きを変えるものもあった。き裂の発生原因は、デッキ厚が薄いことに起因する高い曲げ応力と閉断面リブ溶接部の溶込み不足にあるとされている。

1984 年には、フランス西部のメス近郊のモーゼル川に架かる高速道路 A1 号線の Richemont 橋において、ビード貫通き裂が発見された。Richemont 高架橋(図-20)は、1966 年に完成した 3 径間連続 (52.65m+58.00m+52.65m) の 2 主桁桁橋である。鋼床版のデッキ厚は 12mm で、板厚 6mm の閉断面リブを用いていた。舗装厚は 50mm であった。1987 年には、長さ 570mm~2,240mm のビード貫通き裂が 15 箇所で見られた。6 年前の前回点検の際には損傷は見られなかったことから、ここでもビード貫通き裂の進展速度が非常に速いことが確認された。原因調査の結果、閉断面リブ溶接部の多くの箇所ですufficientな溶接がなされていないことが分かった。

### (3) ドイツの事例

ドイツは、第二次世界大戦で破壊されたライン川に架かる橋梁の早期復興を目的に、短工期で施工が可能な吊り橋や斜張橋が積極的に建設され、その多くに鋼床版が採用された。1950 年に建設された世界最初の鋼床版橋梁である Kurpfaltz 橋など多くの鋼床版橋梁が存在し、ドイツは鋼床版の故郷と言ってもよい。

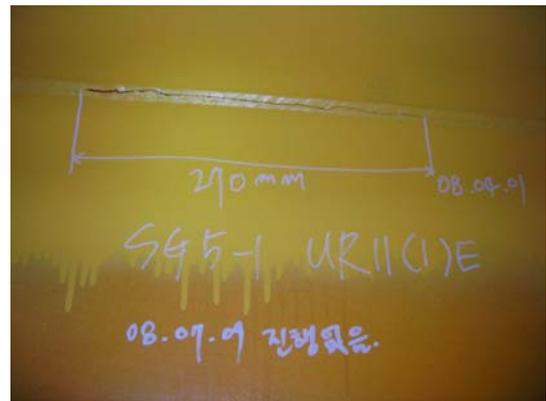


図-22 韓国での事例<sup>20)</sup>

このドイツにおけるビード貫通き裂の事例として、デュイスブルグ近郊でライン川を横断するアウトバーンの斜張橋である B 橋の事例が報告されている<sup>12), 18)</sup>。B 橋の鋼床版には、縦リブとして Y 断面形状の閉断面リブが用いられている(図-21)。B 橋のビード貫通き裂は、横リブとの交差部近傍に発生しており、溶接線に沿ったものや、閉断面リブ側に進展しているものが報告されている。

### (4) 韓国の事例

韓国では、1973 年に完成した吊橋 C 橋において、完成から 24 年経過した 1997 年にビード貫通き裂が 32 箇所で見られている(図-22)<sup>19)</sup>。ビード貫通き裂は、大型車交通量の増加、溶接の品質不良、デッキ厚の不足 (t=11mm) 等が原因で発生したと考えられている。ガウジングにより対象とする溶接を除去した後に再溶接する補修が行われたが、溶接欠陥からき裂が再発したものがあつた。

### 3. オランダにおけるデッキ貫通き裂対策

#### 3. 1 鋼床版の増厚による対策

Van Brienoord 橋では、デッキ貫通き裂の発生後、応急処置としてデッキ上面からグラインダによる切削加工の上、サブマージーク溶接による突き合わせ溶接により応急補修がなされた。

本格的な補修の検討として、鋼床版の応力性状を確認するために、現地の応力測定と実物大供試体の疲労試験が実施された。実橋での応力測定と疲労試験結果をもとにした疲労照査を行った結果、この可動橋で十分な疲労寿命を確保するためには、デッキを増厚する必要があることが明らかとなった<sup>21)</sup>。また、交通渋滞への影響を最小限にするため、可動部を全面取り替えることとなった。再製作された鋼床版のデッキの板厚は、車線によって当初の 12mm から 16 mm～28 mm に増厚された。オランダでは、大型車両は第 3 車線（最右車線）を通行することが義務づけられていることから、重量車による損傷を考えて第 3 車線のデッキの板厚を 28 mm とした。デッキの増厚によって、可動部全体の重量は 615ton から 750ton に増加している。この新しい鋼床版は、デッキ厚以外の構造詳細の変更は行われなかった。可動部の取り替えは、主桁の高力ボルト添接部を境界に、鋼床版部を大型台船によって一括架設する方法が採用され、わずか 10 日間で交通は解放された<sup>22)</sup>。なお、撤去された鋼床版は、研究用として保管されている。

#### 3. 2 HPRC 舗装による対策<sup>23)</sup>

Van Brienoord 橋と同様にデッキ貫通き裂が確認された Moerdijk 橋は、A16 号を南下したマース川に架かる 10 径間の鋼床版箱桁橋である（図-23）。鋼床版の詳細構造は、Van Brienoord 橋とほぼ同じであるが、50 mm 厚のアスファルト舗装が敷設されていた。

Moerdijk 橋では、デッキ貫通き裂への対策として、舗装の剛性を高める方法が採用された。具体的には、疲労き裂を溶接により補修し、従来のアスファルト舗装を超高強度繊維補強コンクリート（以下、HPRC: High Performance Reinforced Concrete という）に置き換えた（図-24）。Moerdijk 橋で適用した HPRC は、圧縮強度が  $110\text{N}/\text{mm}^2$  以上（C110 クラス）という超高強



図-23 Moerdijk 橋

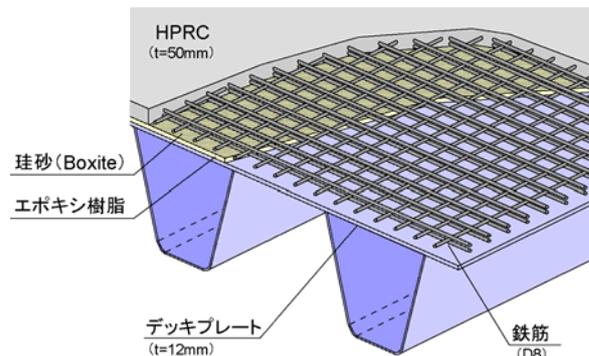


図-24 鋼床版上の HPRC 舗装の概要

度のコンクリートであり、靱性を高めるために鋼繊維（長さ約 15mm、混入量  $5\text{kg}/\text{m}^2$ ）やアクリル繊維で補強されている。アスファルトではなく、コンクリート系材料を用いることで、温度に依存しない高い剛性を期待するものである。

鋼床版とはエポキシ樹脂系接着材によって結合された珪砂（粒径 3～6 mm）で面的に接合しており、スタッドを用いた機械的接合は行っていない。舗装厚は元のアスファルト舗装と同じ 50 mm である。ひび割れの発生を抑制する目的で、直径 8 mm の鉄筋が 3 段、50 mm の水平間隔で配置されている。また、乾燥収縮や温度荷重、交通荷重による、コンクリート版の反り上りを防止することを目的に、舗装端部はデッキに山形鋼（アングル）によって固定されている。なお、HPRC 舗装の上面に防水層や表層アスファルトは施工されない。

HPRC 舗装の適用にあたっては、FEM 解析や模型実験が行われ、HPRC による応力低減効果が確認された。模型実験では、前述の Van Brienoord 橋の撤去した鋼床版が用いられた。続いて、1998 年にデッキ貫通き裂が発生した Caland 橋（可動部）において試験施工が行われた。試験施工にあたっては、実橋での応力測定が

実施され、縦リブとデッキ溶接部近傍において、デッキ下面側の応力が、従来のアスファルト舗装に比べて約80%低減されることが示された。

当委員会では、2005年にオランダ・ドイツへの調査団を派遣し、デルフト工科大学でのディスカッションに加え、これら Van Brienenoord 橋および Moerdijk 橋の現地調査を行った<sup>8)</sup>。当時 Moerdijk 橋では、HPRC 舗装の施工の最盛期であり、車線規制内にエアサスペンションで支持された全天候型ドームを設置し、HPRC 舗装の施工が行われていた。

HPRC 舗装の施工は、次のような手順で行われる。

- ① 既存アスファルト舗装の撤去
- ② 全天候型ドームの設置
- ③ 疲労き裂部分の浸透探傷試験および超音波探傷試験 (TOFD 法など) によるき裂寸法の詳細確認
- ④ デッキ貫通き裂の補修溶接 (サブマージ溶接) (図-25)
- ⑤ ショットブラスト (Sa2.5 相当)
- ⑥ 舗装端部への山型鋼の設置
- ⑦ 金属プライマー塗布 (図-26)
- ⑧ 2液型エポキシ樹脂系接着材の塗布と珪砂の散布
- ⑨ 接着材の硬化後、付着しなかった珪砂を除去
- ⑩ 配筋 (橋軸方向に1段、橋軸直角方向に2段)
- ⑪ 超高強度コンクリートの打設 (図-27)
- ⑫ 締め固めおよび表面の仕上げ
- ⑬ スリップ防止を目的とした HPRC 表面のブラスト処理
- ⑭ 1週間湿潤状態を保持
- ⑮ 交通解放 (図-28)

事前の検討では、接着材と HPRC 打設の時間間隔に関する検討もなされており<sup>24)</sup>、鋼床版と HPRC との接合に関しては、要素試験や Van Brienenoord 橋の撤去した鋼床版を用いた実物大実験などで検証されている。検証では、Ⅰ:プレキャストのコンクリート版をエポキシ樹脂系接着材で鋼床版に接着させる方法、Ⅱ:硬化前のエポキシ樹脂系接着材上にモルタルを打設する方法、Ⅲ:珪砂を撒いた硬化後のエポキシ樹脂系接着材にモルタルを打設し鉄筋で補強する方法、Ⅳ:Ⅲと同様だが鉄筋で補強しない方法、の4ケースについて、静的載荷試験や疲労試験を行った。その結果から、本橋では接着材の硬化後に HPRC を打設し、珪砂のグリップによ

って接着材と HPRC が接合する方法Ⅲが採用された。



図-25 サブマージアーク溶接状況<sup>23)</sup>



図-26 金属プライマーの塗布



図-27 HPRC の打設状況<sup>23)</sup>



図-28 HPRC 舗装の完成 (供用開始)

#### 4. イギリスにおけるビード貫通き裂対策

Severn 橋および Erskine 橋では、ビード貫通き裂の補修方法として再溶接が採用された。このうち、1970年代にビード貫通き裂が確認された Severn 橋では、き裂の補修を施工するにあたり、イギリスの交通道路研究所（以下、TRRL）が種々の検討を行った<sup>25)</sup>。この検討では、Severn 橋の損傷は溶接品質の問題ではなく、疲労設計に問題があるとして、十分な効果が得られる補修方法の検討が行われた。具体的には、当該個所には曲げと軸力が複合して作用することから、軸方向荷重の疲労試験データにより設定されていた BS5400 の適用範囲外であったとし、新たな疲労強度等級を設定するために、種々の小型試験体を対象とした多くの疲労試験を実施した。疲労試験より得られた疲労強度を BS5400 の疲労強度等級で分類した結果を表-2 に示す。デッキと閉断面リブの溶接部に発生するビード貫通き裂については、溶接サイズを6mm から9mm へ増盛りすることにより、強度等級は2ランク向上している。また、溶込みを深くしてのど厚を7mm 以上確保することで強度等級が向上することも示されている。以上の検討結果に基づき、Severn 橋ではビード貫通き裂に対して、閉断面リブ側に開先加工を施し、部分溶込み溶接を行うことでのど厚を確保することを目的に、再溶接による補修が1980年代後半から実施された（図-29）。溶接補修は、輪荷重直下の閉断面リブを対象に行われ、総延長は20km にも及んでいる。全面通行止めとすることは利用者に大きな負担を強いることになるため、夜間の車線規制下で行われ、作業の期間は18ヶ月を要した。

表-2 疲労強度等級の一覧<sup>25)</sup>

Joint (for stress at right angle to weld, 15mm from weld root)	BS5400 pt 10 class	
	Used in initial assessment	From test data
Trough to deck (for stress in trough web)		
(a) 6mm fillet weld	F	F
(b) 9mm fillet weld	-	D
(c) 7mm throat penetration	-	D
Trough to cross-beam (stress on trough C/L)	G	G
Cross-beam to deck	F	D
Longitudinal web to deck	F	D
Web stiffener	E	-
Deck plate butt welds	F	(1)

(1) Test results above class D, but too few results to draw conclusions.



図-29 補修溶接の様子<sup>15)</sup>

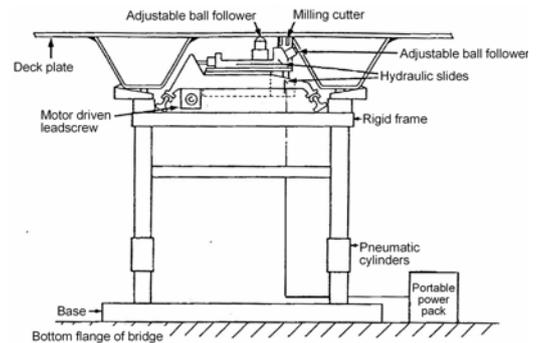


図-30 開発された開先加工機<sup>25)</sup>

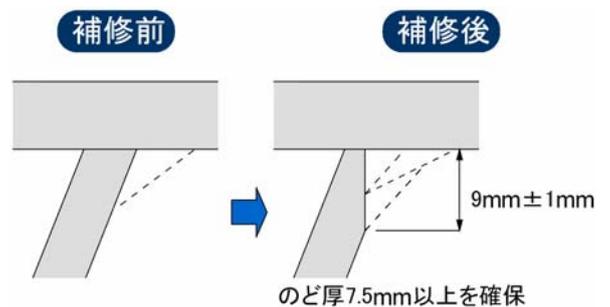


図-31 開先の形状



図-33 補修溶接後の溶接断面<sup>14)</sup>

開先加工に際しては、**図-30** に示す専用の加工機が開発された。この加工機は橋軸方向に1mずつ移動することが可能であり、デッキの変形および閉断面リブのウェブの変形に追従するための、2つの独立したガイドで支持したカッターで開先加工を行う。開先形状は**図-31** に示すように、デッキに対して垂直となるように加工された。開先加工を行った閉断面リブは、当日の夜間内に補修溶接を行わなければならなかった。そのため、当初は自動の溶接ヘッドを開先加工機のフレームに設置するという計画だったが、最終的には手溶接が採用された。溶接条件は、13通りの条件設定により51回の施工試験が行われ、その結果に基づいて3パスでのど厚7.5mmが確保されるよう補修溶接が行われた(**図-32**)。

当委員会では、本年4月にイギリスへの調査団を派遣し、Severn橋を始めとする英国の長大橋の維持管理に携わるコンサルタントFlint & Neill社とのディスカッションに加え、同社の協力によりSevern橋、Erskine橋を中心とした実橋調査を行った。

Severn橋では、現地で維持管理と料金収集業務を担当するSevern River Crossing PLC社を訪問し、Severn橋における疲労損傷の現状についてヒアリングを行った。ビード貫通き裂は、現在も補修溶接を行っていない溶接線で発生しているが、1980年代に補修溶接を行った箇所については、き裂の再発は確認されていないということであった。これは、1996年に下流側にSecond Severn橋が完成し、Severn橋の交通量が大幅に減少(Severn橋の交通量:Second Severn橋の交通量=3:7)したことも関連しているようである。現状では、大型車のほとんどがSecond Severn橋を通行し、Severn橋は近隣の住民が通行する程度であるということであった。なお、現在のSevern橋では、2年間隔でGeneral Inspection(目視点検)、6年間隔でPrincipal Inspection(詳細点検)が実施されており、ビード貫通き裂以外のき裂も含めて年間50箇所程度の補修溶接が実施されている。

**図-33** にSevern橋の舗装の状況を示す。Severn橋の舗装は橋軸方向のひび割れが多く確認され、その位置は閉断面リブの位置とほぼ対応しており、ビード貫通き裂との因果関係も表しているようである。Severn橋の箱桁内面は、4.75m間隔で設置されたダイヤフラ



図-33 Severn橋の舗装の状況

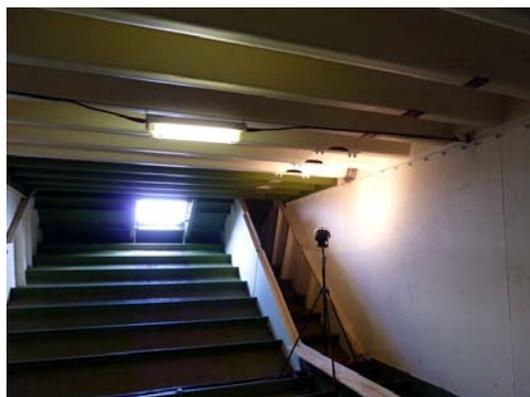


図-34 Severn橋の箱桁内部の様子

ムで囲まれた広い空間となっている(**図-34**)。補修溶接は輪荷重近傍の溶接線にのみ実施されているため、残存する建設当初の溶接線も確認することができた。現地にて脚長ゲージを用いて建設当初の溶接ビードの脚長を計測したところ、溶接サイズが大きい箇所ではデッキ側6.5mm、閉断面リブ側7.5mm、溶接サイズが小さい箇所ではデッキ側5mm、閉断面リブ側5mmという結果であった。前出のErskine橋においても同様に建設当初の溶接形状の計測を行った結果、脚長はデッキ側で5.1mm、閉断面リブ側で4.1mmであった。当委員会では、この計測結果を、FEM解析を用いたビード貫通き裂に関する検討等に役立てていく予定である。

## 5. まとめ

本文では、当委員会が実施した調査結果に基づいて、海外における鋼床版橋梁の疲労に関する現状を紹介した。海外においても重交通路線に位置する鋼床版の橋梁の幾つかで疲労損傷が報告されており、種々の対策が行われている。また、新設橋梁ではデッキ貫通き裂に対してはデッキの増厚、ビード貫通き裂に対してはのど厚の確保の方向にあることも、我が国と同様である。

デッキと閉断面リブ溶接線のデッキ貫通き裂、ビード貫通亀裂は、重交通路線における鋼床版でのみ報告されている疲労損傷であり、国内の大半の鋼床版橋梁では問題となっていない。現在、当委員会では、交通実態に即した疲労設計手法を確立するための検討を進めている。

#### 謝辞

本報告を纏めるにあたり、貴重な情報をご提供頂いた韓国 釜慶大学校の李東郁教授、写真の掲載を快諾頂いた中国華南工科大学 XU Wei 博士、ドイツウェブサイト「Structurae」編集責任者 Nicolas Janberg 氏に感謝の意を表す。また、オランダ デルフト工科大学 Kolstein 博士および Jong 博士、イギリス Flint & Neil 社 Ian Firth 博士には資料提供と現地調査にご協力頂いた。ここに記して深謝します。

#### 【参考文献】

- 1) (社)土木学会：鋼床版の疲労 2010 年改訂版，土木学会鋼構造シリーズ 19，丸善，2010.12.
- 2) 米倉徹，柳瀬保，丸山悟：鋼床版トラフリブ疲労亀裂補修前後の応力測定，阪神高速道路公団技報，第 13 号，pp.151-158，1993.
- 3) 三木千壽，館石和雄，奥川淳志，藤井裕司：鋼床版縦リブ・横リブ交差部の局部応力と疲労強度，土木学会論文集，No.519/I-32，pp.127-137，1995.7.
- 4) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3.
- 5) 例えば，村越潤，有馬敬育：鋼床版における最近の疲労損傷事例と対策に関する検討ーデッキ内進展き裂を対象としてー，土木学会第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.13-24，2006.7.
- 6) 国土交通省 国土技術政策総合研究所，(独)土木研究所，(社)日本橋梁建設協会：損傷状況を考慮した鋼床版の構造形式見直しに関する研究，国総研資料 第 608 号，2010.9.
- 7) 国土交通省 都市・地域整備局，道路局：事務連絡「新設橋への鋼床版の適用に関するデッキ最小板厚の見直しについて」，2009.12.
- 8) 井口進，川畑篤敬，山田健太郎：オランダにおける鋼床版疲労損傷の補修・補強事例の調査報告，橋梁と基礎，Vol.40-6，pp.43-48，2006.6.
- 9) Pierre Mehue：Repair Procedure for Cracks in Steel Orthotropic Decks，Proceedings of the 3rd International Workshop on Bridge Rehabilitation，organized by the Technical University Darmstadt and the University of Michigan，June 14-17，1992.
- 10) Henk Kolstein，Jaap Wardenier，Henk van der Weijde：A New Type Fatigue Failures in Steel Orthotropic Bridge Decks，Proceedings of 5<sup>th</sup> Pacific Structural Steel Conference Seoul，Korea，October 13-16，1998.
- 11) F.B.P.de Jong：Overview Fatigue Phenomenon in Orthotropic Bridge Decks in the Netherlands，International Orthotropic Bridge Conference 2004，Sacramento，C.A. U.S.A. pp.489-512，2004.8.
- 12) F.B.P. de Jong：Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks，PhD thesis，Delft University of Technology，2006.
- 13) XU Wei，ZHANG Xiao-ning：Analysis of Distress Characters and Design of Steel Orthotropic Bridge Decks Pavement in China，International Orthotropic Bridge Conference 2008，Sacramento，C.A. U.S.A. pp.184-192，2008.8
- 14) Neil McFadyen，Robert Brady and Ian Firth：Resurfacing of Orthotropic Bridge Decks in The UK-Practical and Design Considerations，International Orthotropic Bridge Conference 2004，Sacramento，C.A. U.S.A. pp.489-512，2004.8.
- 15) Flint & Neil 社提供
- 16) Pierre Mehue：Cracks in Steel Orthotropic Decks，Proceedings International Conference on Bridge Management，pp.633-642，Surrey，United Kingdom，1990.
- 17) ウェブサイト「Structurae」  
<http://en.structurae.de/index.cfm>
- 18) Hemmert-Halswick,A.：Dokumentation über Schäden an Stahlbrücken，Bericht Bundesanstalt für Strassenwesen，Bergisch Gladbach，2004.
- 19) 李東郁：韓国における橋梁維持管理の現状と課題，首都高速道路技術講演会「橋梁の維持管理 今何をなすべきか！」資料，2011.6.
- 20) 韓国 釜慶大学校 李東郁教授提供
- 21) Henk Kolstein：The Role of Site Measurements to Improve the Knowledge About the Fatigue Behavior of Steel Orthotropic Bridge Decks International Orthotropic Bridge Conference 2004，Sacramento，C.A. U.S.A. pp.626-646，2004.8.
- 22) A.M. Gresnigt，C.M. Steenhuis：Stiffness of Lap Joints with Preloaded Bolts，The Paramount Role of Joints into the Reliable Response of Structures. NATO Advanced Research Workshop，May，21-23，2000，Ouranopolis，Halkidiki，Greece.
- 23) F.B.P. de Jong，M.H. Kolstein：Strengthening a Bridge Deck with High Performance Concrete，International Orthotropic Bridge Conference 2004，Sacramento，C.A. U.S.A. pp.328-347，2004.8.
- 24) P. Buitelaar，C.R. Braam，N. Kaptijn：Reinforced high performance concrete overlay system for steel bridges，5th International CROW-workshop on Fundamental modeling of the design and performance of concrete pavements，Istanbul，Turkey，2004.4.
- 25) J. R. Cuninghame，C. Beales：Strengthening and refurbishment of Severn Crossing Part4: TRRL research on Severn Crossing，Proceedings of Institution of Civil Engineers，Structures and Bridges，pp.37-49，1992.2.