

リップルウェブ橋梁の提案とその疲労強度

小瀧教正¹・市川篤司²・佐々木栄一³・三木千壽⁴・保坂鐵矢⁵

¹正会員 工修 前東京工業大学大学院生 理工学研究科土木工学専攻 (現・前田建設工業株式会社)
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

²フェロー会員 工博 東京工業大学客員教授 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

³正会員 博(工) 東京工業大学助手 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

⁴フェロー会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

⁵正会員 工博 ㈱レールウェイエンジニアリング (〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

波形に加工した鋼板を橋梁の腹板に用いると、大きなせん断座屈耐力が得られ腹板厚を薄くすることができる。それに加え、下フランジに高強度の鋼材を用いると上部工自重を大幅に軽減することが可能になり、さらに経済性に優れた橋梁の実現が可能になる。しかし、このような、新形式の橋梁では、下フランジと波形形状の腹板の溶接部、特に波形の折れ目近傍で高い集中応力が発生し、疲労強度の面で不利な構造となる可能性がある。本研究では、波形に加工した鋼板を用いた新しい橋梁形式を提案し、FEM解析を用いて上記橋梁の力学特性を明らかにするとともに、大型模型供試体を用いた静的載荷・繰り返し載荷実験により力学特性および疲労強度を明らかにした。

Key Words : ripple web, girder bridge, stress concentration, fatigue

1. はじめに

近年、鋼とコンクリートのそれぞれの長所を生かした合理的な構造を目指し、両者を適切に組み合わせた複合構造の適用が増えている。その一つに、プレストレストコンクリート橋の腹板を波形形状に加工した構造用鋼板（以下、波形鋼板）に置き換えた複合橋梁（波形鋼板ウェブPC橋）がある¹⁾。この橋梁形式では、波形鋼板を利用することによって上部工重量を減らすことが可能になる。また、腹板が波形形状のため、軸方向剛性がほとんどなくアコーディオンのように伸縮する性質があることから、コンクリート床版に効率よくプレストレスを導入できるといった利点がある。

波形鋼板の橋梁への適用の研究は、島田²⁾がプレートガーダーを用いて実験を行ったのが最初である。島田の研究は、プレートガーダーの腹板にせん断座屈耐力の大きな波形鋼板を用いることによって腹板厚を薄くし、経済的な鋼橋の設計を狙ったものであるが、補剛材を減らすことも可能になる。これを一歩進め、下フランジに高強度鋼を用いれば、それ以上に死荷重の低減が可能になり、上・下部工のさらなるコストダウンが期待できる。ここでは、島田の

研究にならって、波形鋼板を適用した腹板をリップルウェブと呼ぶ。

しかし、このようなリップルウェブを有する橋梁では、通常の桁橋とは異なる応力状態³⁾となっており、また下フランジとリップルウェブの溶接部で高い集中応力が発生し疲労強度に問題が生じる可能性がある。

リップルウェブを腹板に適用した場合の疲労特性の研究は、波形鋼板ウェブPC橋を対象に行なわれている。山田ら⁴⁾は、リップルウェブを有する実物大レベルの供試体を用いた載荷実験およびFEM解析から、コンクリートスラブとの接合用フランジに鋼板ウェブを溶接して面外変形を拘束すると、溶接部に溶接線に直角方向の応力が発生することを示し、その応力レベルと疲労強度の確認を行なった結果、設計荷重の1.25倍に対応する応力範囲でも接合部は健全であると述べている。立神ら⁵⁾は、リップルウェブを有する5径間連続PC箱桁橋（銀山御幸橋）を対象に、車両走行による振動実験を行い、交通振動により発生する各部での応力変動では、疲労の問題は無いと述べている。勝俣ら⁶⁾、南荘ら⁷⁾は、リップルウェブの現場溶接継手を対象に、静的及び疲労試験を行ない、スカラップ形状を円形状で極力径を

小さくすることにより応力集中を緩和できることを示した。また、杉本ら⁸⁾は、リップルウェブをコンクリート床版中に埋め込む埋め込み接合方式について、首振りによる疲労の影響は小さいことを実験により確認している。

一方、溝江ら⁹⁾は、リップルウェブを有する実物大梁を用いた静的載荷試験を実施し応力性状の把握を行ない、腹板に発生する主応力の方向は、フランジに近づくにつれ水平に近づくこと、および腹板の冷間曲げ加工部近傍で測定したフランジの直応力が一般部の約1.8倍発生することを示し、腹板とフランジ溶接部の疲労の検討が必要であると述べている。また、竹下ら¹⁰⁾によるリップルウェブと接合用フランジとの接合部を対象に行なわれた疲労試験では、リップルウェブと鋼下フランジとの溶接部付近で亀裂が生じ、鋼下フランジでの破断が確認されている。

このように、波形鋼板ウェブPC橋においても、リップルウェブとフランジ接合部の疲労強度が明確になっていない等、疲労問題に対して検討すべき点が多々残されている。新橋梁においては腹板と下フランジの溶接部で発生する応力がより大きくなるため、この部分についてさらに詳細な研究が必要になる。

本論文では、まずリップルウェブを有し引張応力を受けるフランジに高強度鋼を用いる橋梁を提案し、新幹線橋梁を対象に試設計を行って他の形式との比較を行う。次に、FEM解析により応力性状について検討し、さらに大型模型供試体を用いた静的載荷実験および繰り返し載荷実験により疲労特性を明らかにする。なお、リップルウェブ同士を溶接で接合する場合には、疲労が問題となるが、ボルト継手とす

ることも考えられ、本研究では、リップルウェブ橋として疲労上最も問題となるフランジとウェブとの接合部に着目する。

2. リップルウェブ橋梁の提案

(1) リップルウェブ橋梁

前述したプレートガーダーの腹板に波形鋼板を用いる島田の研究をもとにすると、下記のような新しいタイプの橋梁（以下、リップルウェブ橋梁）が提案できる（図-1）。

① 中小支間の鋼橋で最も経済的な橋梁形式の一つである合成桁（2主I断面合成桁）を基本に、腹板に波形鋼板を用いるリップルウェブ構造とする。リップルウェブを用いることにより大きなせん断座屈耐力が得られることから、従来の合成桁より腹板厚を薄くすることができ、中間補剛材を省略することもできる。

② 引張応力が生じる下フランジに高強度鋼を用いる。これによりフランジ厚を薄くすることができる。

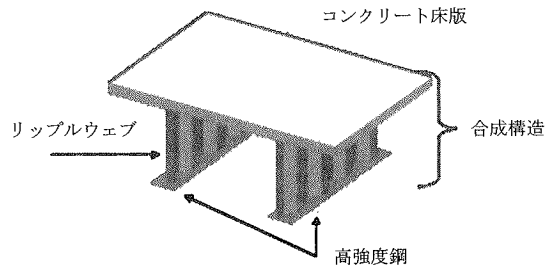


図-1 リップルウェブ橋梁

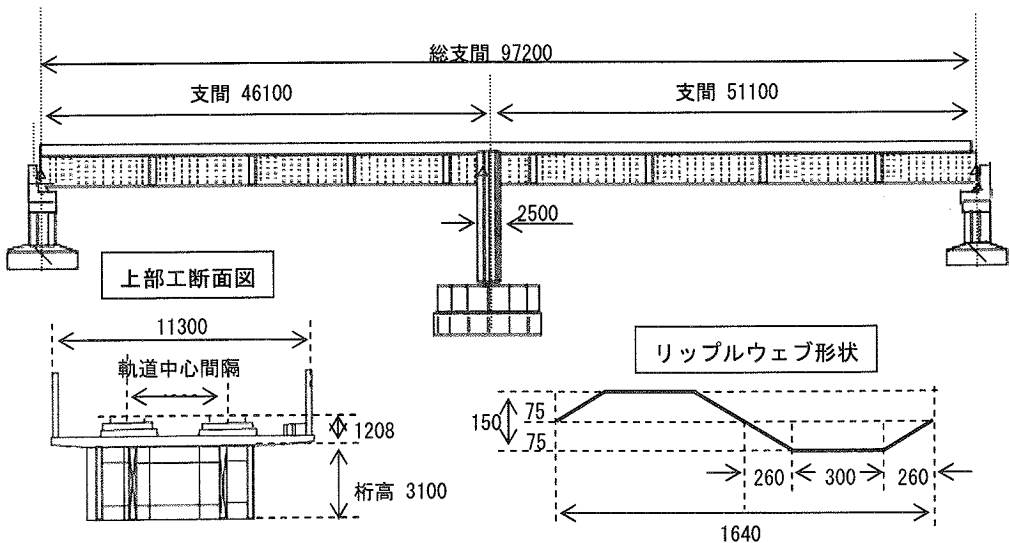


図-2 試設計したリップルウェブ橋梁

(2) リップルウェブ橋梁の試設計および他形式橋梁との比較

(1) で提案したリップルウェブ橋梁について、新幹線の橋梁を対象に鉄道橋の設計基準¹¹⁾にしたがって試設計を行った¹²⁾。対象橋梁は、支間 97.2 m (46.1m+51.1m)、幅 11.3mの2径間連続橋梁である。鋼材は、上フランジおよびリップルウェブに SM490Y、下フランジに SM570 を用いるものとした。リップルウェブの形状は、波形鋼板ウェブ PC 橋で標準的に利用されている形状¹⁾とした。設計列車荷重は、新幹線 P-19 荷重である。腹板の高さについては、事前に高さをパラメータにした設計計算を行い、鋼重が小さくなる 3.1m とした。

また、上記リップルウェブ橋梁の試設計の結果をもとに、従来から最も一般的に使用されている複線 2 主 I 断面連続合成桁との比較を行なった。設計条件等は、リップルウェブ橋梁と同じである。ただし、主桁をハイブリッド構造としていない。その結果、概算鋼重が、主桁については、リップルウェブ橋梁で 168t、複線 2 主 I 断面連続合成桁が 206t で 18%程度低減できることができた。このような鋼重の低減は、リップルウェブを用いたことによる硬化であった。なお、鉄道橋は、道路橋と異なり、列車の高速運転に対する備えから、下横構および強固な充腹式対傾構を腹板間隔もしくは 8.0m 以下に設けることを標準としているため、これらを考慮すると、リップルウェブ橋梁は、複線 2 主 I 断面連続合成桁に比べて 10%程度鋼材重量を低減することができる。

(3) 上下部一体構造の検討

連続桁の場合、リップルウェブ橋梁の中間支点部を上下部一体構造とし、正曲げを受ける区間だけにリップルウェブを用いる構造が考えられる。このような構造について、(2) の橋梁を対象に同様の試設計を行った結果、中間支承を省略することができることから、連続桁構造に比べて上下部合わせて約 5%の工事費減となった。図-2 は、(2) の橋梁を上下部一体構造で試設計した概略図である。

3. リップルウェブとフランジの接合部の局部応力

リップルウェブ橋梁では、リップルウェブとフランジとの溶接部の疲労が問題となると考えられる。そこで、荷重載荷時の応力特性を調べるとともに、応力集中が発生する箇所を特定するため FEM 解析を行った。

(1) 解析条件

解析手順および解析モデルを図-3 に示す。以下に解析手法について述べる。まずシェル要素を用いて対象橋梁全体をモデル化し、そのモデルを用いて列車通過に伴って下フランジに発生する橋軸方向応力変動が最も大きな箇所を特定した。具体的には、列車荷重を 1m ずつ移動させ、それぞれについて全ての箇所の応力状態を調べた。その後、特定した箇所付近をズームング手法を用いて、より細かいメッシュでモデル化した詳細シェルモデルを作成し、応力集中の発生箇所を調べた。最後に、応力集中発生箇所を含む詳細ソリッドモデルを作成し、同様にズームング手法により解析を行った。

なお、シェル要素を用いた全体解析では、要素数を減らすため対称条件から橋軸直角方向の半分をモデル化した。

詳細ソリッド解析において、応力集中部に発生する応力は、メッシュサイズにより変化する。メッシュサイズが小さくなると発生応力は大きくなり、ある程度小さくなると発生応力が一定に近づく。事前解析で最小メッシュサイズを、1.25mm から 0.833mm に減少させた時、応力集中部近傍で発生する応力に大きな差が生じなかったため、最小メッシュサイズを 0.833mm に固定した。

すみ肉溶接は、シェル解析では溶接部での板厚を変えることにより¹³⁾、ソリッド解析では三角柱ソリッド要素を用いてモデル化を行った。

なお、荷重には疲労上問題となる列車荷重および衝撃を考慮した。列車荷重には新幹線の疲労照査用荷重である P-16 荷重を用いた。

(2) 解析結果

橋梁端部(列車進入側)から 78.2m の箇所において、応力変動が最大(下フランジの公称応力: 79MPa)となった。応力集中の発生箇所は、下フランジと腹板の溶接止端部および上フランジと腹板の溶接止端部であった。

a) 下フランジと腹板の応力集中

図-4 に、最大主応力分布図を示す。この分布図から、応力集中点は腹板波形の曲線部に 2 点存在することがわかる。一つは下フランジと腹板の溶接止端部で下フランジ側に存在し、腹板波形の曲線部の終わりに位置する。以後、本研究ではこの点を P 点と呼ぶ。もう一つは、下フランジと腹板の溶接止端部で腹板側に存在し、腹板波形の曲線区間に位置する。以降この地点を Q 点と呼ぶ。応力集中係数を、“応力集中部の主応力の大きさ/その断面における下

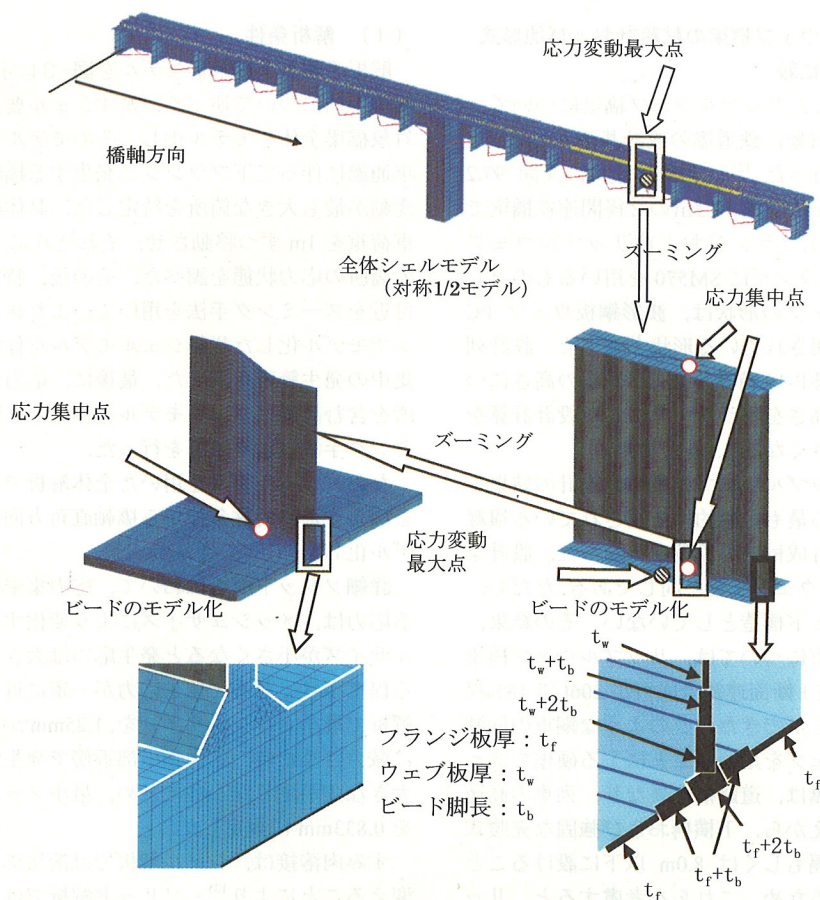


図-3 解析手順および解析モデル

ランジ端部 (図-4 中の P_0 点あるいは Q_0 点) で発生する主応力の大きさ”と定義すると、応力集中係数は、P 点で 1.78 (141 MPa/79MPa) , Q 点で 2.08 (164 MPa/79MPa) となった。これらの応力集中箇所が疲労上問題となる可能性が高い。

b) 上フランジと腹板の応力集中

上フランジと腹板の溶接止端部では、下フランジと腹板の溶接止端部と同様に、腹板波形の曲線部で応力集中が発生する。また、上フランジでは、床版がたわむことによる首振りによって更に大きな応力が発生する可能性があるため、これら二つが重なった応力集中がより大きくなって、疲労上問題となる可能性がある。これを検証するため最も応力が大きくなる箇所をシェル解析で特定した後ソリッド要素を用いて詳細解析を行った。その結果、発生応力は、P 点で -15.6 MPa, Q 点で -26.9 MPa であった。

また、首振りが大きくなるように内側のレールにのみ 2 倍の荷重を偏心载荷した時の発生応力は、P 点で -28.5 MPa, Q 点で -40.4MPa となり、偏心さ

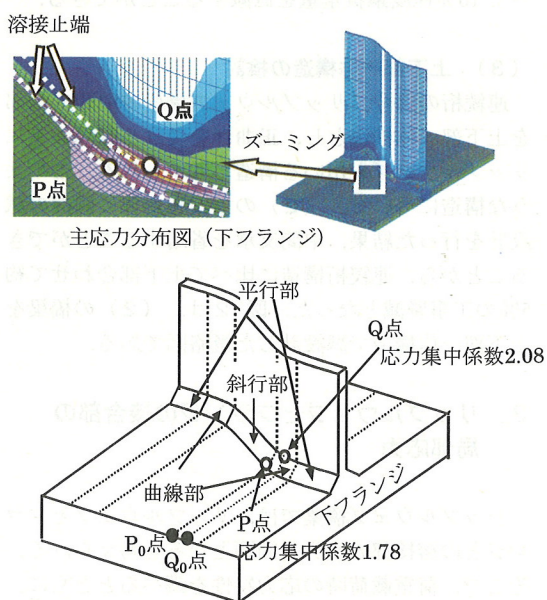


図-4 応力集中点と最大主応力分布

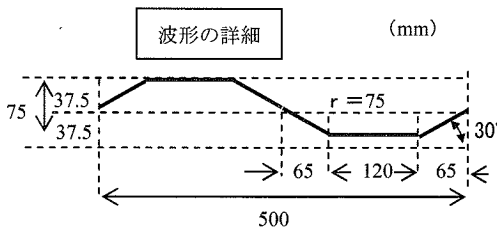
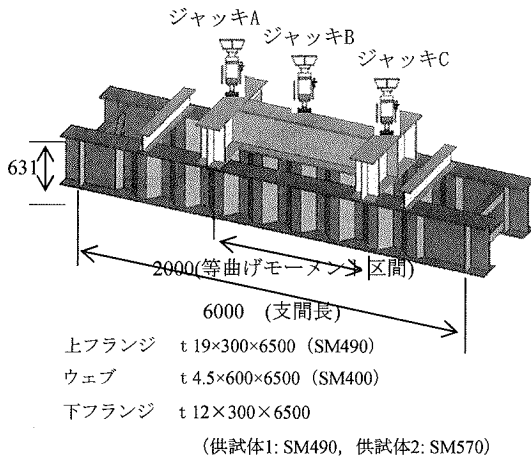


図-5 供試体概要

せない場合に比べると発生応力が増加した。ただし、下フランジと腹板の溶接止端部で発生する応力(141MPaおよび164MPa)と比較すると極めて小さな値であった。これは、リップウェブ橋梁では、上フランジと腹板の溶接止端に発生する曲げ応力が小さく、首振りによる応力が重なり合っても、発生応力は大きくならないためである。すなわち、リップウェブ橋梁では、上フランジと腹板の溶接部は疲労上問題にはならないと考えられる。

4. 大型模型供試体を用いた载荷実験計画

(1) 供試体の設計

供試体は、リップウェブ橋梁の疲労強度を推定するため、2. で試設計したリップウェブ橋梁をモデルに、その下フランジと腹板の溶接止端部の応力集中ができるだけ同程度になるように設計した。すなわち、事前に腹板波形の折り曲げ角度、半径および下フランジ幅・厚さを変化させたFEM解析(シェルモデル)を行い、波形形状を決定した。その結果、波形形状および腹板厚は、実橋の1/2スケールとなった。供試体の概略を図-5に示す。フランジ厚は、試験対象部となる下フランジの発生応力を高くするため、下フランジ厚12mmに対し上フランジ

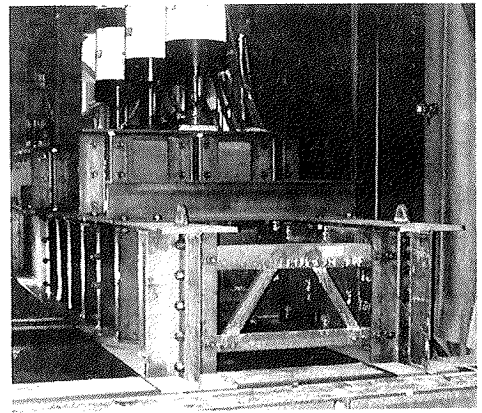


図-6 実験の状況

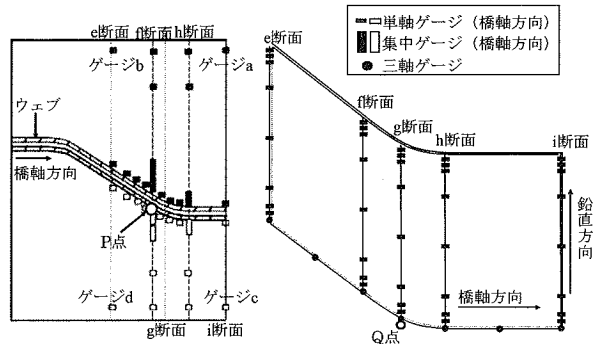


図-7 測定位置

を19mmと厚くした。供試体の上フランジおよび腹板には、それぞれSM490YBおよびSM400を用いたが、下フランジには高強度鋼材として、SM490YB材(供試体1)およびSM570材(供試体2)の2種類を適用した。下フランジに適用する各鋼種それぞれ2体ずつ計4体の供試体を製作した。後述のように、実験ではそれぞれ2体を連結して同時に载荷試験を行う。

(2) 実験方法

実験の状況を図-6に示す。二本の試験桁と载荷梁をボルトで締め付け3本のジャッキを使用し、载荷を行った。

実験では、繰り返し载荷実験に先立ち静的载荷実験を行い、各部の応力性状を調べた。このとき、下フランジの公称応力が150MPaになる荷重を算出した。その荷重は、ジャッキAおよびジャッキCが235kN(24tonf)、ジャッキBが431kN(44tonf)であった。なお、繰り返し载荷実験の公称応力範囲は、下フランジとリップウェブの溶接等級が、縦方向すみ肉溶接継手(D等級)と荷重伝達型十字すみ肉溶接継手

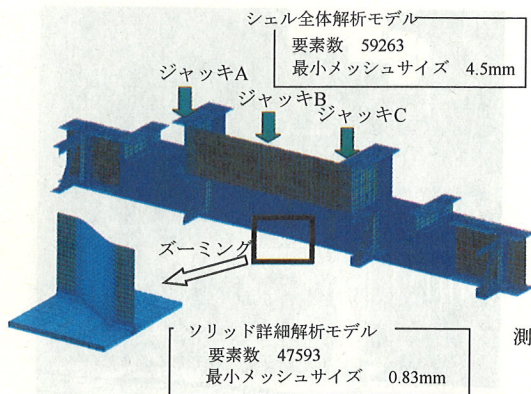


図-8 FEM解析モデル

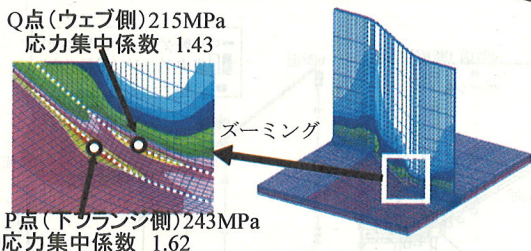


図-9 ソリッド詳細解析結果 (試験体の応力集中点)

(F 等級) の間であると想定し、疲労強度が 100 万回程度となる 150MPa とした。したがって、繰り返し載荷実験は、上記荷重で実施した。

(3) 測定項目

測定は、後述する供試体の FEM 解析結果 (図-8 および図-9 参照) をもとに、応力集中の大きい箇所で行った。下フランジに貼ったひずみゲージ位置を、図-7(a)に示す。腹板波形の 1/4 波長にわたり、溶接止端から 2mm の位置に、腹板波形の曲線部外側および内側に単軸ゲージを密に貼付けた。また、腹板波形の曲線部の終点、始点の位置に橋軸直角方向に集中ゲージ (2mm ピッチに 5 つのゲージが連なる) および単軸ゲージを貼付けた。a, b, c, d のゲージは公称応力を算出するためのゲージである。腹板に貼ったゲージ位置を、図-7(b)に示す。1/4 波長にわたり両面の溶接止端から 2mm の位置に、3 軸ゲージを密に貼付けた。また e, f, g, h, i 断面では、腹板の橋軸方向応力の分布を調べるため、下フランジからの高さを変化させて単軸ゲージを貼付けた。

5. 供試体の応力性状

(1) FEM解析

4. で設計した供試体に対して、FEM弾性解析を

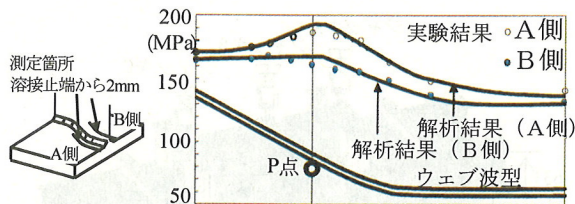


図-10 下フランジの橋軸方向応力分布 (溶接止端から 2mm)

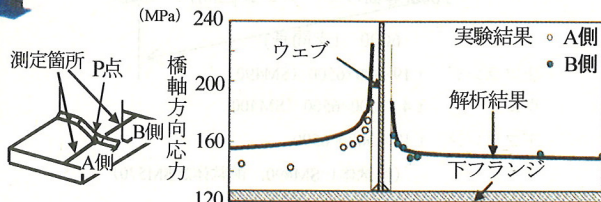


図-11 下フランジの橋軸方向応力分布 (波の曲線部の終わり)

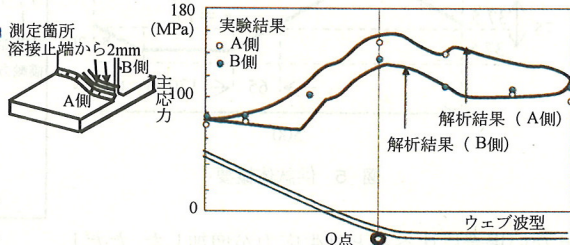


図-12 ウェブの主応力分布 (溶接止端から 2mm)

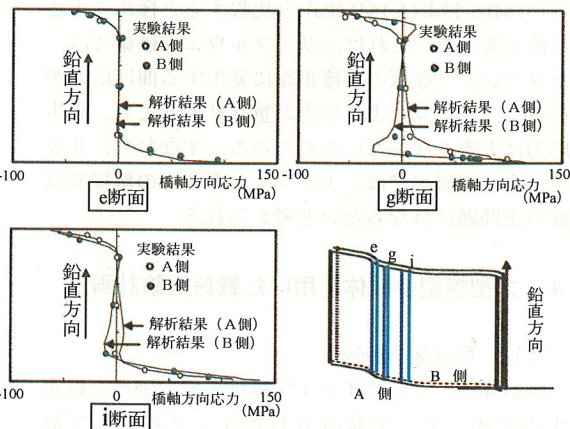


図-13 腹板の橋軸方向応力

行った。まずシェル解析により、全体モデルの応力性状の把握を行い、次にズーム手法を用いて、ソリッド解析により詳細な解析を行った。図-8にFEM解析手順およびモデルを示す。荷重は、試験を再現するため、ジャッキの位置に集中荷重を与えた。

図-9にソリッド詳細解析の結果を示す。実橋と同様に応力集中点が2点存在し、応力集中係数は、P

点で1.62, Q点で1.43であった。なお, 4.(1)に述べたように, 事前に, 供試体製作上の制約条件を考慮し, 腹板波形形状, 下フランジの幅・厚さ等の桁の諸元の影響を解析的に確認したが, 上記の供試体諸元が対象橋梁モデルに最も近い応力性状を示した。これらの応力集中係数は, 対象橋梁モデルのものに比べて小さく, 大小関係も異なっているが, き裂の発生箇所として, これらの2点に着目すべきことが明らかとなった。応力集中の状態を把握するためのゲージ貼付け位置は, ソリッド詳細解析結果を基に決定した。

(2) 応力分布

a) 下フランジの応力

図-1.0に溶接止端から2mmの地点の橋軸方向応力分布を示す。また, 図中には比較のため上記解析結果も示す。図からわかるように, 解析結果はよく実験値と一致している。P点(腹板波形の曲線部の終わり)で高い応力集中が発生している。図-1.1に腹板波形の曲線部の終点での橋軸直角方向応力の分布図を示すが, P点では, 溶接止端に近づくにつれ, 大きな応力集中が発生していることがわかる。

b) 腹板の応力

図-1.2に, 溶接止端から2mmの位置での主応力分布を示す。Q点(波の曲線部)で主応力が最も大きくなっており応力が集中している様子が確認できる。また, 解析結果は実験結果とよく整合している。

図-1.3に, 腹板の鉛直方向に貼ったゲージより求めた橋軸方向応力を示す。腹板では, 上下端近傍のみ応力が発生しており, それ以外の部分では応力が発生していない。腹板がフランジに拘束されているため上下端近傍で応力が高いが, その範囲は狭く, 腹板全体としては曲げに抵抗しないことがわかる。また, 同図から, 解析結果は, 実験結果とよく一致していることが確認できる。

図-1.4(a), (b)に, 解析によって得られた腹板の橋軸方向変位, 橋軸直角方向変位をそれぞれ示す。P点, Q点の応力集中の発生原因はこの腹板の変形特性によるものと考えられる。このうち, P点は, 波形腹板の橋軸変形特性に起因して応力が集中すると考えられる。すなわち, 図-1.4(a)の橋軸方向変形図からみられるように, 腹板の橋軸方向変形は腹板波形の斜行部(図-4参照)が大きく変形し, 特に曲率が最大となる腹板波形の曲線部の終わりの点において最も変形し, この変形を拘束するP点で応力集中が発生すると考えられる。

Q点の応力集中の発生原因は, 腹板の面外方向変

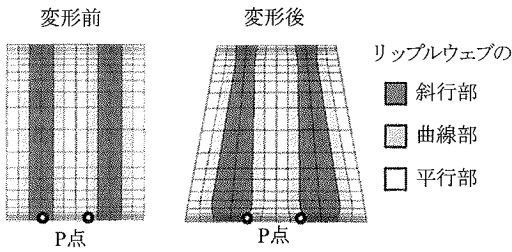
形特性によるものだと考えられる。図-1.4(b)の橋軸直角方向変形図からみられるように, 下フランジ近傍において, 腹板波形の曲がりに対して内側に向かって面外方向に変形する。この変形も腹板波形の曲線部が折り目となり, 最も変形が大きくなるQ点において応力集中が発生すると考えられる。

6. 疲労試験結果

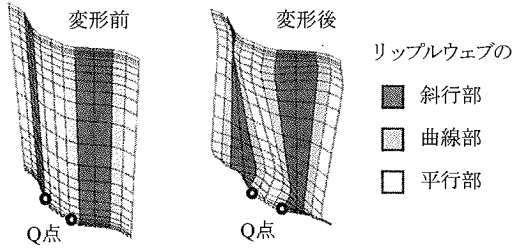
(1) き裂進展状況

供試体1については, 試験の終了である138万回(載荷回数)まで定期的に磁粉探傷によりき裂の観測を行った。図-1.5に観測区間と観測点を示す。また, き裂進展状況を図-1.6に示す。最初のき裂は, 載荷回数25万回で発見した。このき裂は, ④の曲線部のP点付近(下フランジ側の応力集中点)で発生した。次に確認されたき裂は, 載荷回数が40万回で, ⑩の南側曲線部(支間中央付近)のQ点付近(腹板側の応力集中点)から発生した。溶接止端から腹板に進展したき裂は, 試験終了まで, このき裂のみであった。早期に発生したこれら二つのき裂の概略図を図-1.7に示す。両者とも応力集中が生じやすい腹板波形の曲線部棒継ぎ部(溶接棒を取り替えた箇所)で, かつビード形状が乱れた箇所であった(図-1.7参照)。75万回載荷前までは, この二つのき裂を含め計6ヶ所で, き裂が発生したが, いずれもき裂が発生した曲線部には棒継ぎが存在した。75万回載荷時には, 曲線部で棒継ぎ部が存在しない箇所にき裂が発生していた。92.5万回載荷後, 最初に発生した二つのき裂長が5mmを超え, 破断の可能性が出てきたため, グラインダで削りとった。その後も疲労き裂の数は増え続け138万回時(試験終了時)には, 66ヶ所のき裂が発生した。発生した全てのき裂は, P点, Q点から30mm以内に存在していることから応力集中箇所がき裂の発生原因となっていると判断される。

供試体2では, 試験は下フランジが破断した165万回まで試験を行い, それまで, 供試体1と同様に, き裂の発生状況を磁粉探傷により観測した。き裂進展状況を図-1.8に示す。最初のき裂は, 供試体1と同様に, 棒継ぎが存在する曲線部で40万回で発見され, 100万回でそれが5mmを超えたため, グラインダにより切削した。その後, 供試体破断まで, 計17ヶ所でき裂が発生した。なお, き裂は, いずれも下フランジ側であり, すなわち, P点近傍でのみ発生しており, また, 最初に発見されたき裂以外は棒継ぎの存在しない部分で発生した。



(a) 橋軸方向変位図 (橋軸直角方向から見た図)



(b) 腹板の橋軸直角方向変位図

図-14 リップルウェブの変形

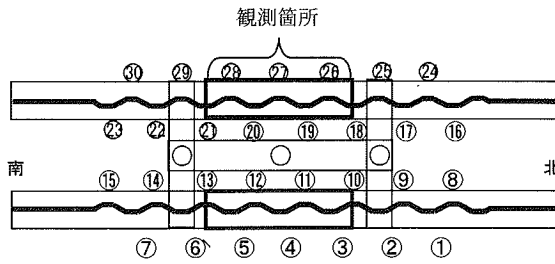


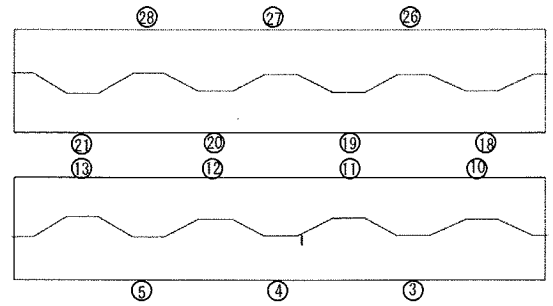
図-15 き裂観測区間

両供試体の試験終了時のき裂長分布を表-1に示す。4mmに達したき裂数は、供試体1では14、供試体2では4であった。また、図-19に、き裂進展図を示す。この図は、き裂長が4mm以上に達したき裂のき裂長と載荷回数との関係をプロットしたものである。これを見ると、いずれの供試体においても同様の傾向が見られ、最初のき裂は、棒継ぎ部において発生しており、他のき裂にかなり先行して発生していることがわかる。

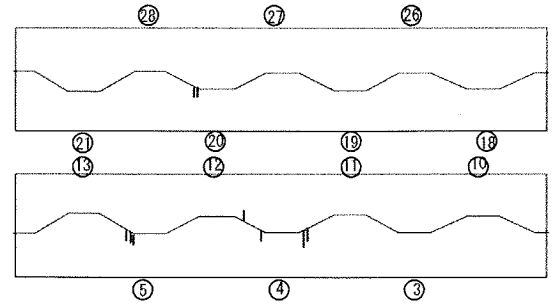
(2) 疲労寿命

図-20に、き裂発生寿命 N_c 、2mmの表面き裂長発生寿命 N_{2mm} 、4mmの表面き裂長発生寿命 N_{4mm} のそれぞれについて、公称応力範囲で整理したS-N線図を示す。

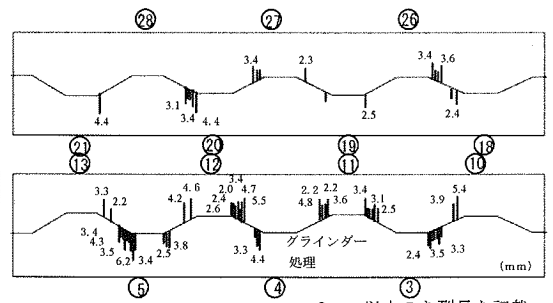
S-N線図より、それぞれのき裂長を基準にして算出した疲労強度は、F等級以上(き裂発生)、E等級以上(き裂長2mm)、D等級以上(き裂長4mm)



(a) 25万回



(b) 75万回



2mm以上のき裂長を記載

(c) 138万回 (実験終了時)

図-16 き裂進展状況(供試体1)

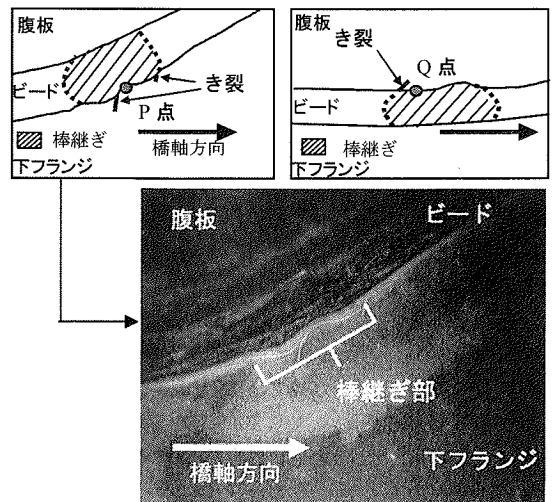
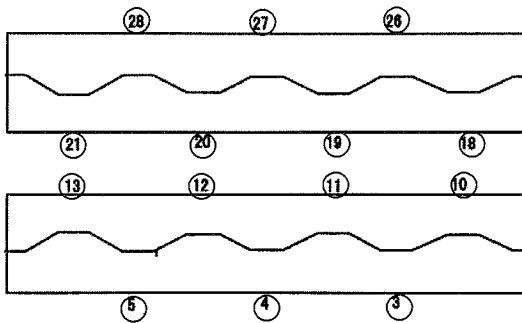
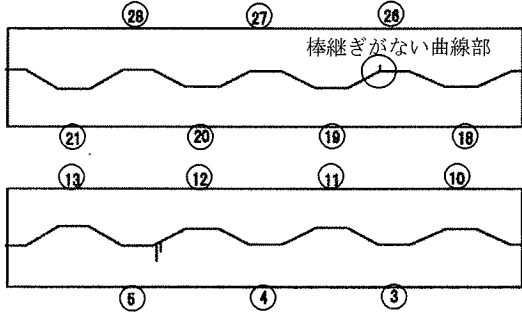


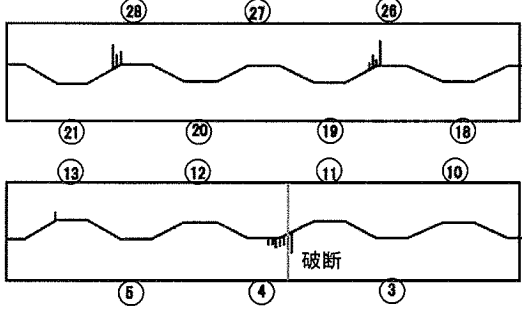
図-17 き裂の状況



(a) 40万回



(b) 70万回



(c) 165万回 (実験終了時)

図-18 き裂進展状況 (供試体 1)

表-1 き裂長の分布 (実験終了時)

| き裂長 (mm) | き裂数 | |
|----------|-------|-------|
| | 供試体 1 | 供試体 2 |
| 1-1.5 | 10 | 4 |
| 1.6-2.0 | 13 | 0 |
| 2.1-2.5 | 9 | 0 |
| 2.6-3.0 | 1 | 3 |
| 3.1-3.5 | 14 | 0 |
| 3.6-4.0 | 5 | 0 |
| 4.1-4.5 | 5 | 1 |
| 4.6-5.0 | 3 | 0 |
| 5.1-5.5 | 3 | 0 |
| 5.6-6.0 | 1 | 0 |
| 6.1-6.5 | 1 | 0 |
| 6.6-7.0 | 0 | 0 |
| 7.0-7.5 | 1 | 3 |
| 計 | 66 | 11 |

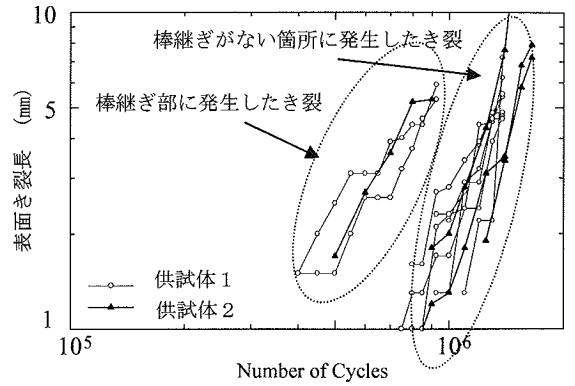
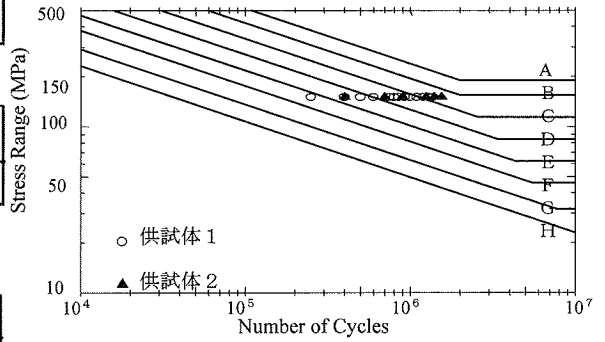
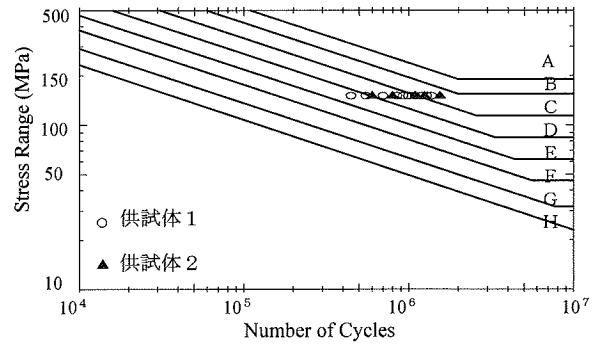


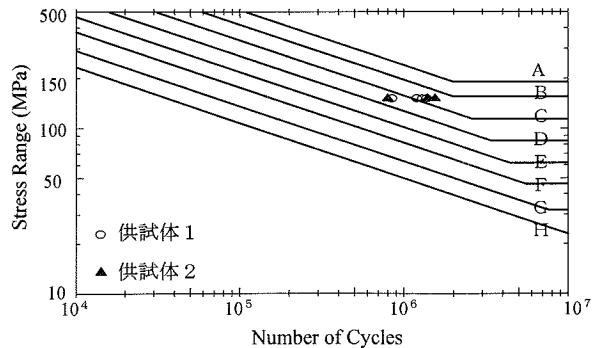
図-19 き裂進展図



(a) き裂発生寿命 (N_c)

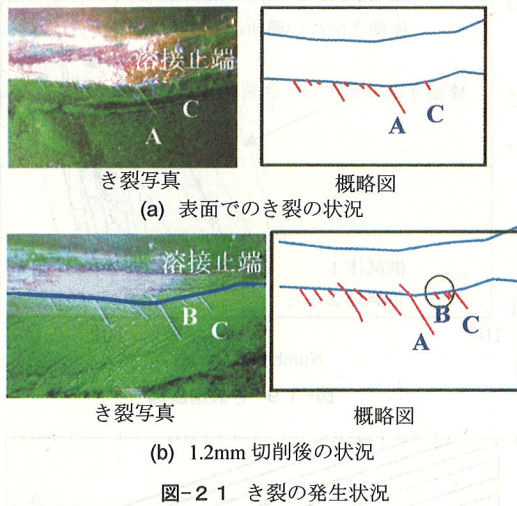


(b) 表面き裂長 2mm 時 (N_{2mm})



(c) 表面き裂長 4mm 時 (N_{4mm})

図-20 公称応力による疲労寿命



となった。また、棒継ぎ部でかつビード形状が乱れた箇所が発生した先行した2箇所のき裂を除けば、それぞれE等級以上(き裂発生)、D等級以上(き裂長 2mm)、C等級以上(き裂長 4mm)となる。応力集中が発生する曲線部に棒継ぎを無くすことにより疲労強度の上昇を図ることができる。

また、表面き裂長が、6 mm以上のき裂でも板厚方向の進展は4mm程度に留まり板厚貫通には、十分余裕がある。したがって、通常行われている板厚貫通時で疲労強度を整理するとD等級以上となる。

(3) き裂形状

試験終了後、発生したき裂の形状を把握するため深さ方向への進展状況を調査した。調査箇所は、試験終了時において最もき裂が密に発生していた図-15中の⑤番位置の南側の曲線部である。図-21に、表面で観測されたき裂および1.2mm切削後、観測されたき裂の概略図を示す。図からみられるように、1.2mm切削後のき裂長は、表面き裂長より長くなっていることがわかる。

図-21の中に見られる特徴的な3種類のき裂A, B, Cのき裂形状を図-22に示す。

a) き裂A

き裂Aは、表面き裂長6.2mmに対し、表面を削ることにより最大10.4mmのき裂長を確認した。これは、き裂がビード方向にも進展したため表面き裂長と比較し大きな値を示した。深さ方向には4mm進展し、板厚(12mm)の貫通にはまだ余裕がある。き裂の形状からき裂の起点は、アンダーカットの底部付近と推定される。

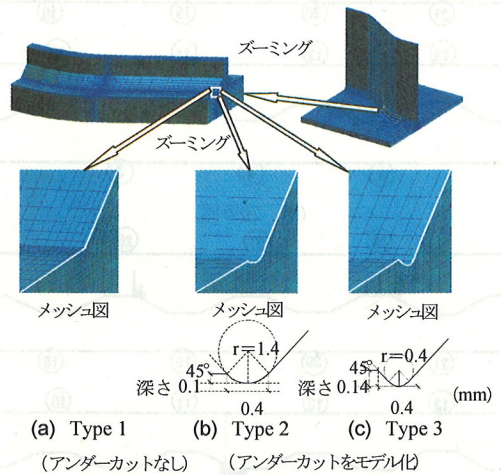
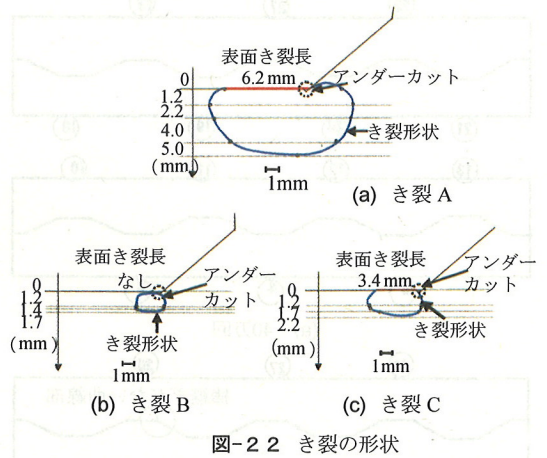


図-2 3 解析モデル

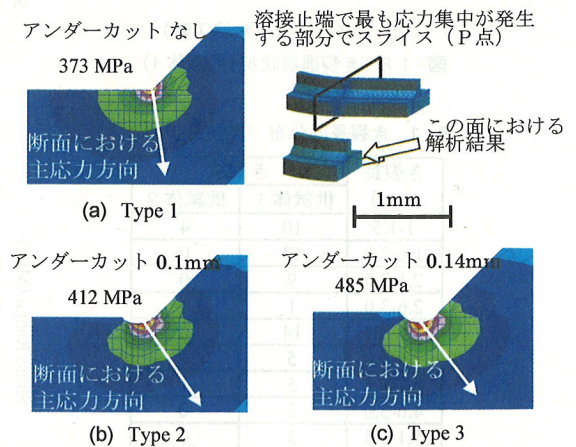


図-2 4 解析結果 (主応力分布)

b) き裂B

き裂Bは、表面き裂を確認することができなかったが、1.2mm 切削後 2.1mm のき裂を確認した。更に掘削し深さが 1.7mm のとき裂が無くなった。このき裂についても、き裂A同様にき裂の起点は、アンダーカットの底部だと推定される。また、このき裂は、き裂Aに成長する前の段階であると考えられ、表面き裂が 2mm 発生する前にすでにフランジ内部において 2mm 以上のき裂が成長していると考えられる。

c) き裂C

き裂Cは、表面でのき裂長が 3.4mm であったが、切削することにより最大 4.2mm のき裂長を確認した。切削時のき裂の状況から、き裂の起点は、アンダーカットの底部よりも腹板から離れた側の表面と推定される。

(4) アンダーカットを含むソリッド解析

a) 解析手法

き裂形状の把握を行なった結果、疲労き裂の起点は主に溶接止端部に存在するアンダーカットだと考えられた。そこで、アンダーカットの影響を調べるため、アンダーカット形状を以下のように変化させた Type1, Type2, Type3 の 3 種類の解析モデルにより解析を行った。アンダーカットの断面形状は小野塚らの研究¹⁴⁾を参考にした。解析モデルを図-23 に示す。

| | |
|------------------|--------|
| Type1: アンダーカット | なし |
| Type2: アンダーカット深さ | 0.1mm |
| Type3: アンダーカット深さ | 0.14mm |

b) 解析結果と考察

それぞれの解析結果を図-24 に示す。図は、最も応力集中が発生したP点（下フランジ側の応力集中で波の曲線部の終わりに位置する）で、橋軸直角方向にスライスした断面における主応力分布図である。3種類のモデルの解析結果を比較すると、集中応力の最大値は、アンダーカットの存在によって大きくなり、アンダーカット深さが増えると以下に示すように増す傾向がある。

| | |
|-------------------------|----------|
| Type1 (アンダーカットなし) | : 373MPa |
| Type2 (アンダーカット深さ0.1mm) | : 412MPa |
| Type3 (アンダーカット深さ0.14mm) | : 485MPa |

また、分布図からアンダーカットの存在によって主応力方向は、よりビード方向に向くことがわかる。これが、き裂形状および進展方向に影響を与えていると考えられる。すなわち、アンダーカットの存在が疲労強度に影響を及ぼしていることが明らかとなった。

7. 結論

以下に本研究の結論を示す。

- (1) 合成桁（2主I型断面）を基本に、腹板に波形鋼板を利用し、下フランジに高強度鋼を用いるリップルウェブ橋梁を提案した。新幹線橋梁を対象に試設計を行った結果、複線2主I断面連続合成桁に比べて主桁のみで18%程度、橋梁全体で10%程度鋼材量を低減できることが明らかになった。
- (2) リップルウェブとフランジの接合部では、リップルウェブの波の曲線部において、下フランジと腹板の溶接止端に応力集中が発生する。応力集中点は2箇所存在し、下フランジ側と腹板側の溶接止端である。下フランジ側は腹板波形の曲線区間の終わりに、腹板側は、腹板波形の曲線区間に位置する。疲労き裂もこの付近を中心に発生する。
- (3) リップルウェブ橋梁では、発生応力が小さく、上フランジと腹板間の溶接部は、疲労上問題とされない。
- (4) 実橋の応力集中を模擬した大型供試体を用いた繰り返し載荷実験の結果、疲労き裂は波形曲線部の応力集中部付近からしか発生しない。したがって、この応力集中の低減が重要となる。特に、この箇所には棒継ぎ部があると、亀裂が発生し易い。
- (5) 波形の曲線部で棒継ぎを行わない場合、疲労強度は、き裂発生を基準とした場合にJSSC-E等級、板厚貫通時を基準とした場合にJSSC-D等級が期待できる。
- (6) 早期に発生したき裂は、アンダーカット底部付近の応力集中が起点になったと考えられた。アンダーカットをモデル化し解析を行なった結果、アンダーカット形状は、疲労強度およびき裂進展方向に影響を及ぼす。疲労強度を向上させるためには、アンダーカットが生じない溶接を行うことが重要である。

謝辞：本研究を行なうにあたり、住友重機械工業㈱ 小西拓洋氏および江崎慶治氏には供試体の製作に多大なご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 波形鋼板ウェブ PC 橋計画マニュアル (案), 波形鋼板ウェブ合成構造研究会, 1998.
- 2) 島田静雄: リプルウェブ Girder による鋼板のせん断試験, 土木学会論文集, No. 124, pp.1-10, 1965.
- 3) Easley, J. T.: Buckling Formulas for Corrugated Metal Shear Diaphragms, *Journal of The Structural Division*, pp.1403-1417, 1975.
- 4) 山田義勝, 内田宗武, 山崎正直, 御子柴光春: 波形鋼板ウェブと鋼フランジの溶接部面外疲労強度の確認実験, 第 55 回年次学術講演会 cs-47, 2000.
- 5) 立神久雄, 須合孝雄, 蝦名貴之, 梶川康男, 深田宰史, 福嶋幸治: 波形鋼板ウェブを有する 5 径間連続 PC 箱桁橋の振動特性, 構造工学論文集, pp.649-659, 1999.
- 6) 勝俣盛, 溝江慶久, 町田文孝, 越後滋, 辻村隆: 波形鋼板ウェブ PC 橋現場継手部の面内曲げによる応力性状について, 第 55 回年次学術講演会 cs-45, 2000.
- 7) 南荘淳, 小林寛, 正司明夫, 須田隆: 中野高架橋模型実験(その 1)隅肉溶接継手の力学性状, 第 55 回年次学術講演会 I-A291, 2000.
- 8) 杉本一朗, 村田清満, 平岡慎雄, 豊原正俊, 溝江慶久, 町田文孝: 面外曲げを受ける波形鋼板ウェブ PC 鉄道箱桁の接合部の耐疲労性状に関する実験的研究, 構造工学論文集, pp.1339-1349, 2002.
- 9) 溝江慶久, 勝俣盛, 町田文孝, 越後滋, 辻村隆: 波形鋼板ウェブ PC 橋の実物大梁試験体を用いた静的載荷試験, 第 55 回年次学術講演会 cs-44, 2000.
- 10) 竹下明, 依田照彦, 佐藤幸一, 櫻田道博: 波形鋼板ウェブを有する I 形断面合成桁の疲労性状に関する実験的研究, 土木学会第 52 回年次学術講演会概要集, pp.122-123, 1997.
- 11) (財)鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼・合成構造物), 丸善, 1992.
- 12) 川島広志, 三木千壽: リプルウェブを用いた新形式合理化橋梁の提案, 第 56 回年次学術講演会, I-A194, 2001.
- 13) Matoba, M., Machida, S., Yoshinari, H., and Nishimura, R.: Definition of Hot Spot Stress in Welded Plate Type Structure for Fatigue Assessment Part2 3rd Report-Derivation of Hot Spot Stress by Finite Element Analysis, IIW-XIII-1448, 1992.
- 14) 小野塚正一, 後川理, 熊倉靖, 辻男: 溶接止端部形状が疲労強度に及ぼす影響(第 1 報), 日本造船学会論文集, 第 170 号, pp.693-703, 1991.

(2003.9.17受付)

A PROPOSAL OF STEEL GIRDER BRIDGES WITH RIPPLE WEB AND THEIR FATIGUE PERFORMANCE

Norimasa KOTAKI, Atsushi ICHIKAWA, Eiichi SASAKI, Chitoshi MIKI,
and Tetsuya HOSAKA

By utilizing ripple web (waveform), high degree of shear buckling strength can be obtained. Therefore it is possible to reduce the thickness of the web. As the lighter self-weight of the superstructure is attained, the economic efficiency of the bridge is obviously achieved. Furthermore if the high strength steel is used for the lower flange, this new structural type provides more economical design for bridges. However, in girder bridges with ripple web, high stress concentration occurs at the welded joint between the corrugated web and lower flange. It is thought that this stress concentration would cause fatigue problems. In this research, stress conditions and fatigue performance of girder bridges with ripple web were discussed by using FEM analysis and static loading tests and fatigue tests for large-scale specimens.