

ツインパーフォボンドリブ接合を有する波形鋼板ウェブの面外曲げ挙動に関する研究

Study on Out-plane Bending Behavior of Corrugated Steel Web with Twin- Perfobond Strip Connections

蛭名貴之*, 東田典雅**, 中村 元***, 立神久雄†, 園田恵一郎††

Takayuki EBINA, Norimasa HIGASHIDA, Hajime NAKAMURA, Hisao TATEGAMI, Keiichiro SONODA

- | | | |
|-----|----------------------------|--------------------------------|
| * | ドーピー建設工業株式会社, 技術センター | (〒170-0004 東京都豊島区北大塚 1-16-6) |
| ** | 日本道路公団, 北海道支社, 構造技術課, 課長 | (〒004-8512 札幌市厚別区大谷地西 5-12-30) |
| *** | 日本道路公団, 北海道支社, 構造技術課, 課長代理 | (〒004-8512 札幌市厚別区大谷地西 5-12-30) |
| † | 工博 ドーピー建設工業株式会社, 技術センター | (〒170-0004 東京都豊島区北大塚 1-16-6) |
| †† | 工博 大阪工業大学工学部土木工学科, 教授 | (〒614-8289 京都府八幡市美濃山一ノ谷 4) |

For construction cost saving of bridge, recently, a special attention has been paid to a corrugated steel web PC bridge in place of an ordinary PC box bridge. In this type of bridge, connections between corrugated steel web and concrete slab play an important role to structural safety and durability. This study is intended for investigating out-plane bending behavior of twin-perfobond strip connector which was adopted in YOURAPGAWA bridge in Hokkaido traversing Expressway. Static and fatigue loading tests for twin-perfobond connector models were carried out. From the test results and related FEM analyses, the force transmission mechanism of twin-perfobond strip and its fatigue characteristics under out-plane bending moments caused by transverse deflection of deck slab are discussed.

Key Word: Twin-Perfobond Strip connection, corrugated steel web, concrete slab,
Out-plane bending behavior, static test, fatigue test

1. まえがき

近年, 橋梁の高品質, コスト縮減をめざした合理化, 省力化工法に大きな関心が寄せられている. このような状況下にあつて, 従来の PC 箱桁橋に代替する橋梁形式として, 波形鋼板ウェブ PC 橋が注目され, 既に多くの施工実績を有している^{1), 2), 3)}. この種の複合橋梁では, 鋼材とコンクリート部材との接合部が構造安全性と耐久性に与える重要な部位になるため, 今日, いろいろな接合工法が開発されている. 波形鋼板ウェブとコンクリート床版の接合部は, 橋軸方向のせん断力を伝達させる機能を有しており, 通常, そのせん断伝達性能は, 押抜き試験法により評価されている. しかしながら, コンクリート上床版と波形鋼板ウェブの接合部は, 活荷重による橋梁床版のたわみと振動により, 波形鋼板ウェブは面外曲げモーメントの反復作用を受け, 接合部の首振り (図-1 参照) による疲労耐久性も懸念されるようになった. この問題に対して, 日本道路公団試験研究所と社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会が共同研究 (波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の適用拡大に関する研究^{4), 5)})

(以下 CSW とする) を行い, 実績のある各種の接合工法について, 首振りに対する疲労耐久性の検討が行われている.

本研究は, 橋軸方向のせん断伝達強度の向上および首振りに対する疲労耐久性の両面から開発された波形鋼板ウェブのフランジに 2 枚のパーフォボンドリブを溶接した接合工法 (以下 Twin-PBL とする)^{6)~10)} (図-2 参照) に着目し, 接合部の面外曲げモーメントに対する終局耐力ならびに疲労特性について, 実験および FEM 解析により研究したものである. なお, 本接合工法は, 北海道縦貫自動車道の遊楽部川橋 (ゆうらつぶがわばし) に採用されている.

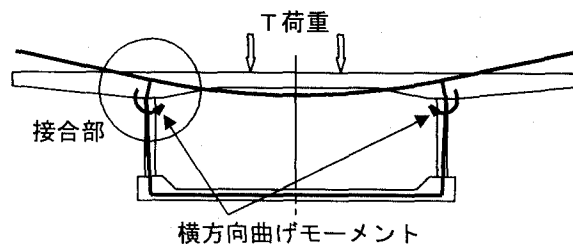


図-1 首振り (面外曲げ) モーメント

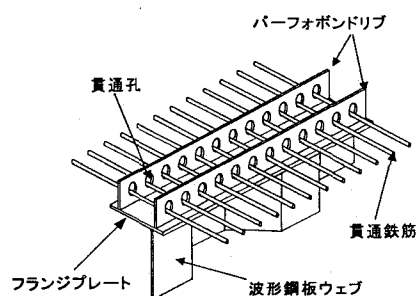
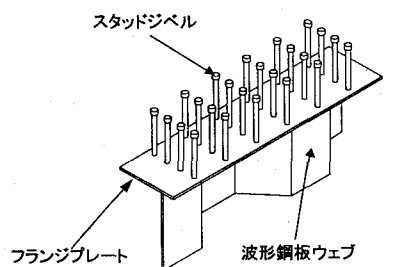


図-2 Twin-PBLの概要図

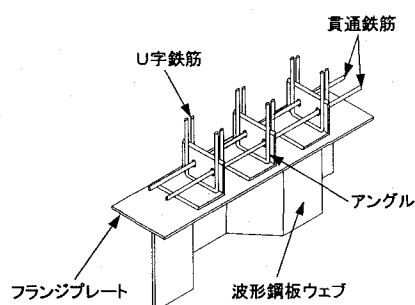
2. 実験概要

2.1 静的载荷試験体および疲労試験体

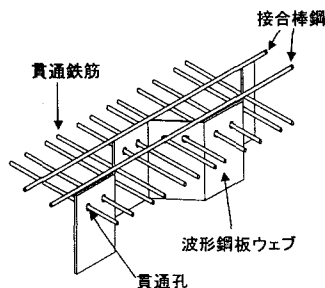
最初に、前述のCSWより、首振り特性について検討された既往の接合工法を図-3に示す。CSWで得られた実験結果との比較が直接的にできるように、本研究ではCSW試験体と水平せん断力および首振りに対して同じ耐力を有する試験体形状とし、実験方法もCSWと同じものを用い接合部のみTwin-PBLに替え、支持条件および载荷条件もCSWと同一とした。



(a) スタッドジベル接合



(b) アングルジベル接合



(c) 埋込み接合

図-3 既往の接合方法

ここで、CSWでは、東海北陸自動車道の本谷橋の全体FEM解析および接合部に着目した部分FEM解析、さらにCSWの試験体をモデル化したFEM解析を行い、実橋での再現性に留意している。

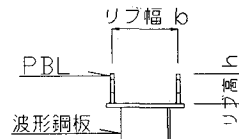


図-4 リブ幅(b)とリブ高(h)

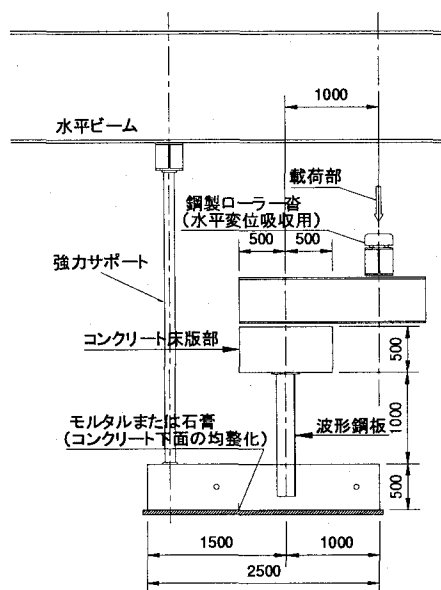


図-5 試験体寸法および実験概要図

Twin-PBLのリブ幅(b)とリブ高(h)の形状(図-4参照)は、遊楽部川橋で採用された $b=2.2h$ とした。試験体寸法および実験概要を図-5に示し、試験体種類、試験体に用いたコンクリート(設計基準強度 40N/mm^2)の圧縮強度およびヤング係数を表-1に示す。

表-1 試験体の種類、圧縮強度およびヤング係数

試験体種類	実験の種類	Twin-PBLの孔径(mm)	孔間隔(mm)	貫通鉄筋	数量(本)	圧縮強度(N/mm^2)	ヤング係数(N/mm^2)
S-1	静的	$\phi 55$	@125	D16	1	51.8	3.224×10^4
F-1	疲労	$\phi 55$	@125	D16	1		

静的および疲労試験体の接合部ならびに波形鋼板の詳細を図-6および図-7に示す。すなわち、試験体の形状は両者とも同じであるが、静的耐力が接合部の破壊で決まるように、静的試験体では波形鋼板ウェブの端部をL形鋼で補強し座屈防止を図っている。

また、溶接条件に関しては、波形鋼板とフランジプレートは、半自動、部分溶け込みによるアーク溶接とし、PBLとフランジプレートは、半自動、すみ肉溶接とした。溶接部の欠陥検査においては目視検査を実施した。

静的载荷および疲労実験の試験体に使用した波形鋼板の材質はSM490A、板厚9mm、鉄筋はSD345、フランジ

プレートおよびPBLはSM490YA、板厚16mm、PBLの孔径を $\phi 55\text{mm}$ 、孔の間隔を $\text{@}125\text{mm}$ とした。

フランジプレートとコンクリートの自然付着による耐力への影響が懸念されるため、フランジプレートには、あらかじめビニールを貼付し、自然付着の影響がないように縁切りを行った。

TYPE S-1

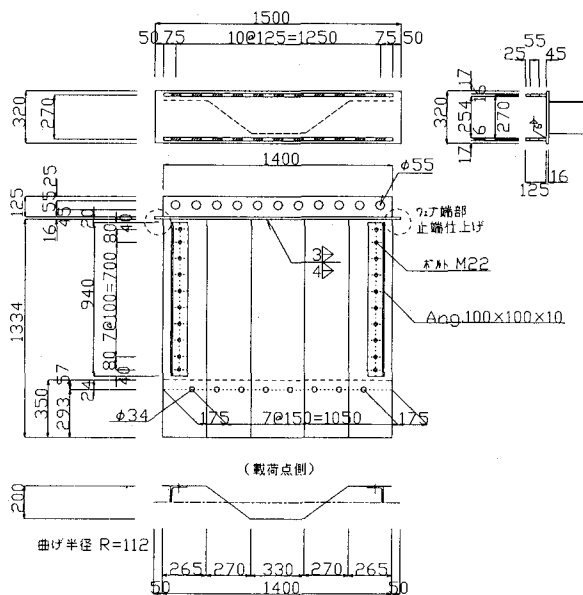


図-6 静的試験体の接合部および波形鋼板詳細図

TYPE F-1

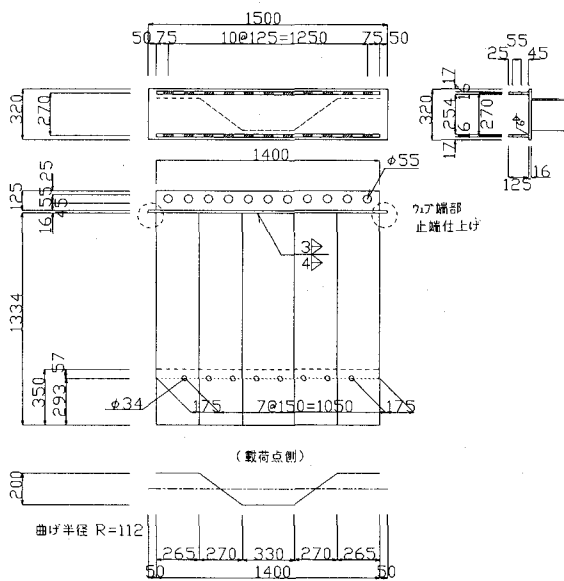


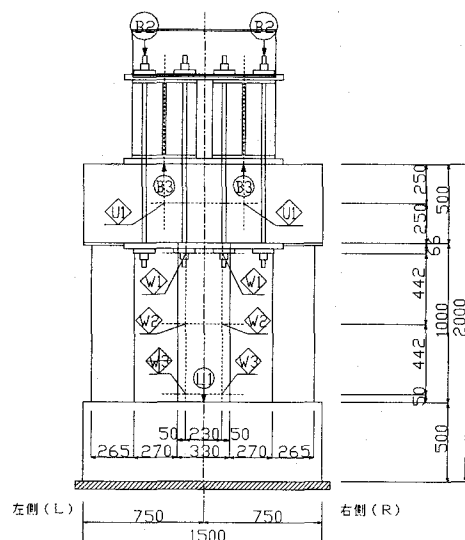
図-7 疲労試験体の接合部および波形鋼板詳細図

2.2 変位計およびひずみゲージ設置位置

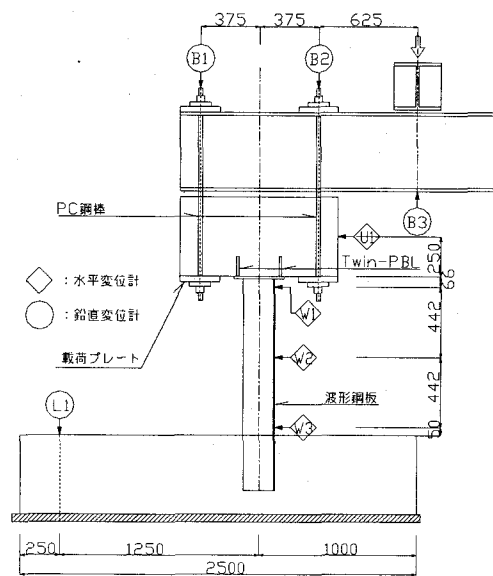
静的載荷実験および疲労実験の変位計、ひずみゲージ設置位置は、共に同じ位置とした。

変位計の設置位置を図-8、ひずみゲージの設置位置を図-9に示す。

また、図-10には、ひずみゲージ番号の説明を示す。



(a) 正面図



(b) 側面図

図-8 変位計設置図

3. 静的載荷実験

3.1 載荷方法

静的載荷実験の状況を写真-1に示す。静的載荷実験の載荷位置は、図-5に示すとおり波形鋼板とコンクリート部の接合中心点から1m離れた位置とした。

載荷は、PBL 土木学会式^{(11),(12)}から求められる終局限界状態における設計せん断耐力をもとに、本試験体モデルにおける首振り抵抗孔を有効孔3個と仮定した鉛直方向せん断力(=230.5kN)の1/3になった時点(=230.5×1/3=76.8kN)で除荷を行い、これを3回繰り返した。これは、繰り返しの影響による残留ずれを確認するためである。

その後、試験体が破壊するまで載荷した。載荷荷重のピッチは10kNとした。

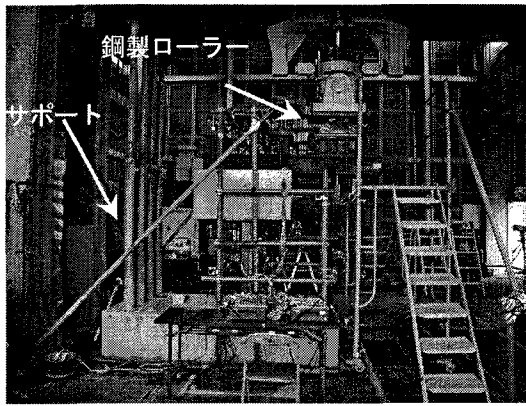
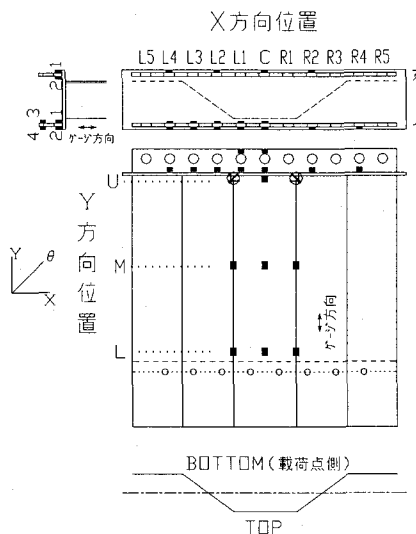
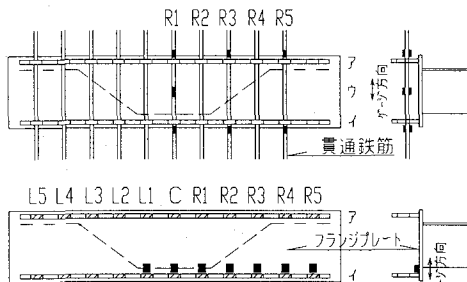


写真-1 静的荷重実験の荷重状況



(a) Twin-PBL および波形鋼板



(b) 貫通鉄筋およびフランジプレート

■ : 1軸ゲージ (ゲージ長3mm)

○ : 3軸ゲージ (ゲージ長3mm)

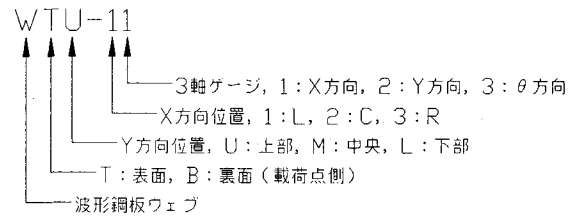
(c) 1軸ゲージと3軸ゲージ

図-9 ひずみゲージ設置図

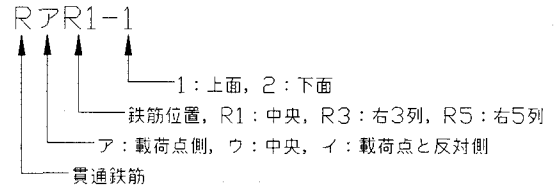
3.2 実験結果

(1) 荷重と変位

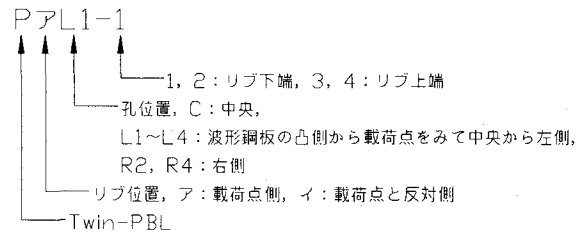
載荷点直下の荷重と鉛直変位 (図-8 の変位計位置: B3) の関係を図-11 に示す。図-11 の結果から、載荷荷重が72kN までは荷重と変位の関係に、ほぼ線形挙動がみられ、その後、非線形挙動を示し、190kN からは荷重が増加せず、変形のみが進行する状態を破壊とみなし、実験を終了した。



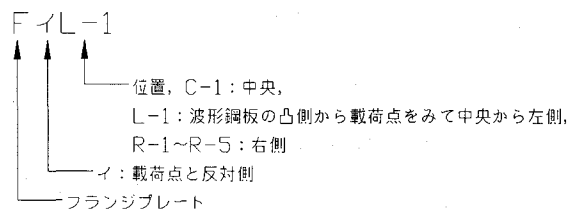
(a) 波形鋼板ウェブのひずみゲージ番号



(b) 貫通鉄筋のひずみゲージ番号



(c) Twin-PBL のひずみゲージ番号



(d) フランジプレートのひずみゲージ番号

図-10 ひずみゲージの記号 (図-9 参照)

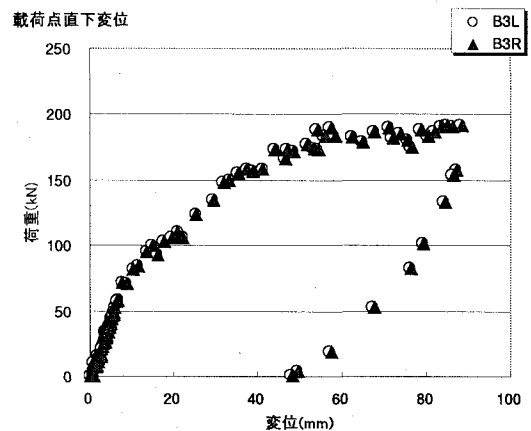


図-11 載荷点直下の荷重と鉛直変位の関係

(2) 荷重と Twin-PBL のひずみ

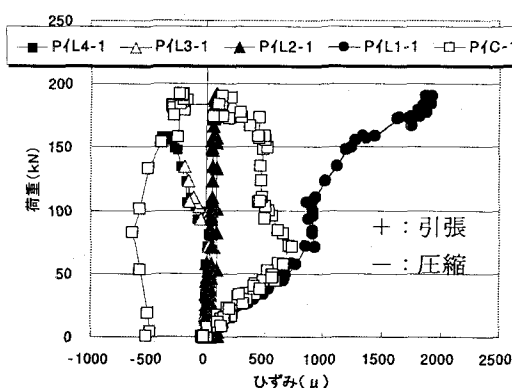
Twin-PBL のひずみ (イ側の C~L4: 図-9 参照) と荷重の関係を図-12 に示す。図-12 の結果から以下のことがわかった。

- ① 載荷点と反対側 (以下、波形鋼板凸側とする) の波形鋼板フラット部における PBL のひずみ (P イ L1-1 および P イ C-1) は、載荷荷重の小さい領域から曲

げ引張挙動の分布を示す。

- ②波形鋼板の斜め区間における PBL (P イ L2-1, P イ L3-1 および P イ L4-1) は、ほとんど、ひずみ変化がみられなかった。
- ③P イ L1-2 および P イ C-2 のひずみ分布からは、載荷荷重の小さい領域から曲げ圧縮挙動の分布を示す。
- ④イ側の PBL の同一面におけるひずみゲージに着目すると L3-1, L4-1 の符号と C-1, L1-1, L2-1 の符号が逆転している。これは、試験体の波形鋼板が 1 波長分しかないこと、波形鋼板の端部が拘束されていないことにより、フランジプレートがそり上がるようなねじり挙動が発生していたものと考えられる。

パーフォボンドのひずみ



パーフォボンドのひずみ

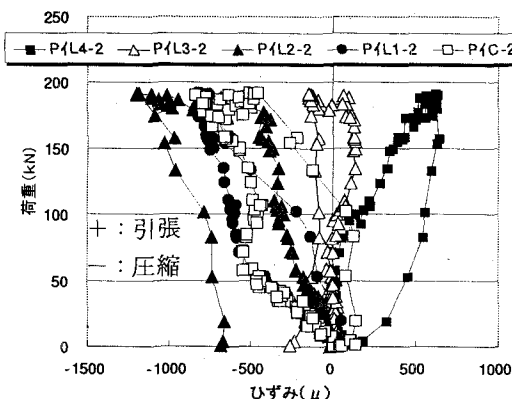


図-12 荷重と Twin-PBL のひずみの関係

(3) 荷重と波形鋼板のひずみ

波形鋼板のひずみ（フランジプレート近傍の波形鋼板凸側）と荷重の関係を図-13 に示す。図-13 の結果から先に波形鋼板の曲げ加工部（R 部）が、載荷荷重 100kN 付近で降伏域に達し、その後、載荷荷重 150kN 付近で波形鋼板凸側のフラット部が降伏域に達していることがわかった。この原因は、波形鋼板の曲げ加工部とフラット部の剛性差によるものと考えられる。

また、波形鋼板凸側のフラット部および曲げ加工部ともに載荷荷重 150kN を超えると非線形挙動を示すことがわかった。

(4) 荷重と Twin-PBL に配置している鉄筋のひずみ

Twin-PBL の孔を貫通して配置した鉄筋（以下、貫通鉄筋とする）の上面・下面の平均ひずみ（波形鋼板凸側の中心の貫通鉄筋：R1）と荷重の関係を図-14 に示す。図-14 の結果から、R1 の平均ひずみは載荷荷重 72kN を過ぎてからひずみの増加がみられる。この原因は、波形鋼板凸側の PBL にズレ（PBL とコンクリートの付着切れも含め）が生じたものか、PBL の内部のコンクリートにひび割れが発生したものと考えられる。その後、載荷荷重 100kN を過ぎてから急激なひずみ増加がみられる。この原因は、載荷荷重 100kN までは波形鋼板と PBL の両者で首振りモーメントに抵抗していたが、上記 (3) より、載荷荷重 100kN 付近で波形鋼板の曲げ加工部が降伏したため、波形鋼板の抵抗分が徐々に減少し、PBL の抵抗分が増えたことで貫通鉄筋ひずみも増加したものと考えられる。

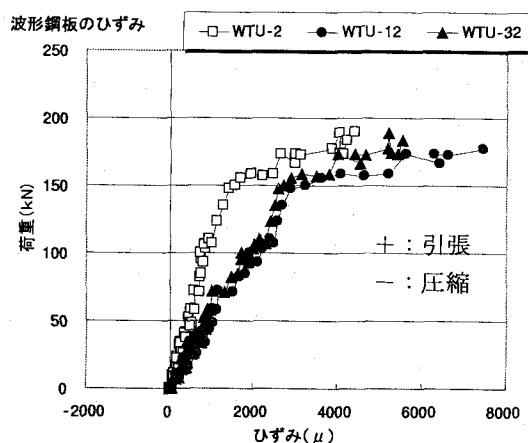


図-13 荷重と波形鋼板のひずみの関係

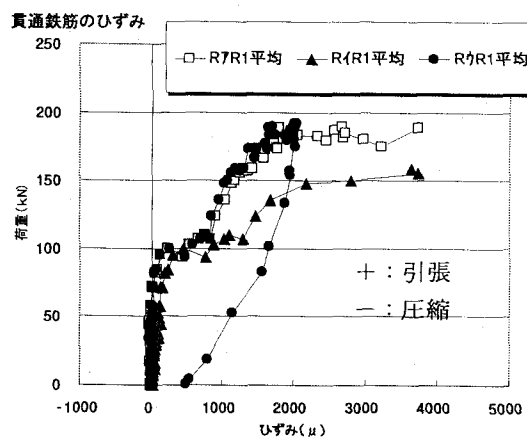


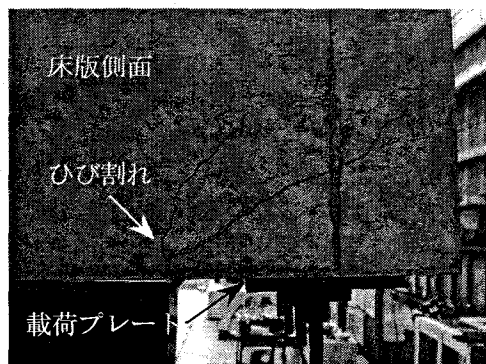
図-14 荷重と貫通鉄筋のひずみの関係

(5) 試験体の破壊状況

載荷直後の試験体の状況を写真-2 に示す。

載荷荷重 100kN 時に、床版の側面における波形鋼板凸側のフランジプレート先端部（写真-2(a)参照）にひび割れが発生した。これは、PBL とコンクリート端部のかぶ

りの影響によるものと考えられる。その後、載荷荷重 190kN 時に波形鋼板凸側の床版下面の PC 鋼棒を定着している載荷プレート近傍にひび割れが発生し、荷重が上がりなくなり変位のみが進行したため実験を終了した。実験終了後にフランジプレートとコンクリートのはく離（目開き）を調査したが、確認することはできなかった。



(a) ひびわれ発生状況（床版側面：図-8 (b) 参照）



写真-2 載荷直後の試験体状況

次に、コンクリートに埋め込まれている Twin-PBL の実験後の状態を確認するため、試験体のコンクリートをはつり出した。同時に、フランジプレートと Twin-PBL の溶接部の損傷も確認するため磁粉探傷試験も実施した。はつり後の試験体の状況を写真-3、磁粉探傷試験の状況を写真-4 に示す。写真-3 および写真-4 の結果からは、Twin-PBL のリブ本体の損傷および溶接部の亀裂を確認することはできなかった。

3.3 弾性 FEM 解析による検討

(1) 首振りモーメントに対する Twin-PBL の挙動

首振りモーメントに対する Twin-PBL の挙動を明らかにすることを目的に、静的載荷試験体と同形状の弾性 FEM 解析モデルを作成し、実験結果との比較検討を実施した。FEM 解析モデルを図-15 に示す。

FEM 解析モデルは、コンクリートを SOLID 要素、PBL および波形鋼板を SHELL 要素としてモデル化し、コンクリートとフランジプレート、PBL の界面は、実験時がコンクリートとフランジプレートを縁切りしていることから、フランジプレートは 2 重節点、PBL は節点共有と

した。材料特性は、コンクリートは実験条件と同一、波形鋼板、PBL およびフランジプレートは、公称値の値を用いて、弾性解析とした。また、このモデルは、1/2 領域モデルとし、波形鋼板の下端を完全固定として解析を実施した。ここで、FEM 解析モデルの妥当性を検証するため、FEM 解析モデルに載荷荷重として 50kN を載荷して、実験結果と載荷点直下の鉛直変位量について比較検討した。

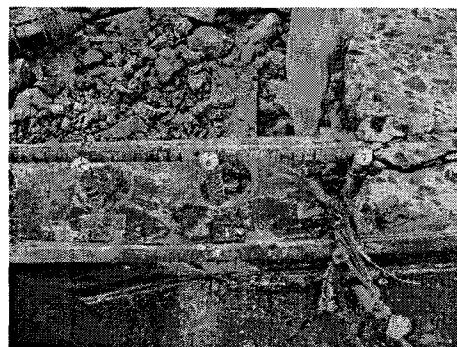


写真-3 はつり後の試験体の状況

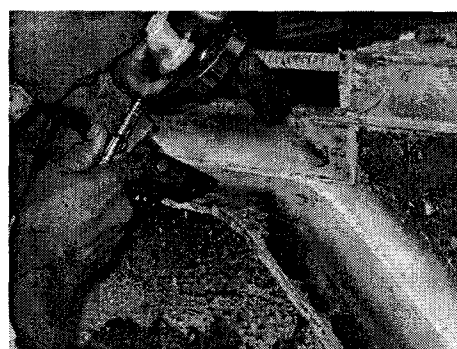


写真-4 磁粉探傷試験の状況

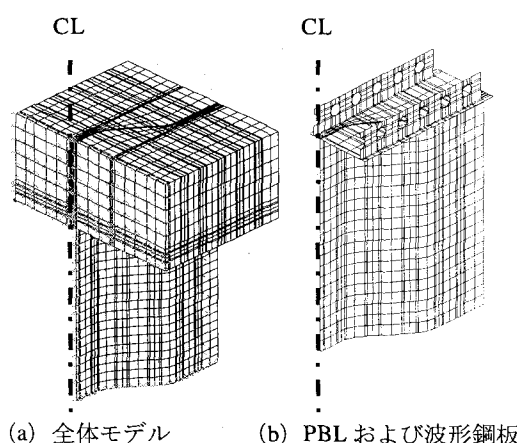
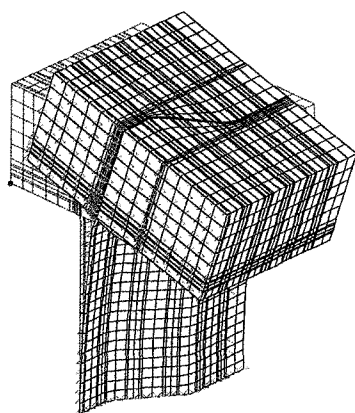


図-15 FEM 解析モデル

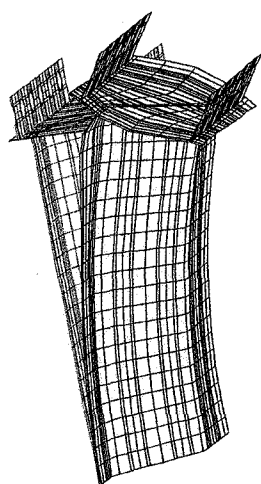
FEM 解析モデルの変形図を図-16 に示すが、実験値の変位量は 5.0mm、解析値は 4.9mm であったことから、FEM 解析モデルの妥当性が確認できた。

次に、100kN 載荷時の FEM 解析モデルにおける PBL

の孔の応力状態を図-17 に示す。ここで、図中の各孔のせん断応力度は、各孔の中の全要素の平均値を示している。



(a) 全体の変形状態



(b) PBLと波形鋼板の変形状態

図-16 FEM 解析モデルの変形

図-17 の結果から、首振りモーメントに対しては、波形鋼板の凸側におけるフラット部上の孔（図-17：赤枠部分）のせん断応力（曲げ引張方向の応力）が卓越して大きいことから、この孔が首振りモーメントに対して有効に抵抗していることがわかった。しかしながら、実橋においては、波形鋼板の形状が1波長ではなく何波長にもなることから、遊楽部川橋の設計においては、図-18 に示すような、実際に採用する1波長1600mmの波形鋼板4波長分（=7200mm）を考慮したFEM解析により検討を行った。この検討結果から首振りモーメントに対しては、波形鋼板の凸側におけるフラット部上の孔が有効に作用することがわかった¹³⁾。

(2) 首振りモーメントに対する波形鋼板の挙動

静的載荷実験の結果から、載荷荷重100kN時に波形鋼板の曲げ加工部が降伏域に達していたため、載荷荷重100kN時における実験値とFEM解析値の比較検討を行うこととした。実験時の波形鋼板の曲げ加工部における

首溶接部近傍のひずみゲージ（WTU-32）から求めた応力度は 362N/mm^2 、この応力度は、公称値の降伏応力度を超えており、FEM解析の結果（図-19 参照）とほぼ一致している。このことから本FEM解析モデルの妥当性が確認できたと思われる。

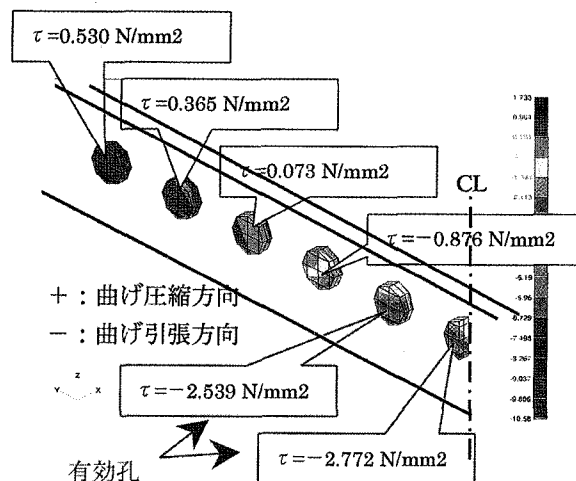


図-17 FEM 解析によるPBLの孔のせん断応力度

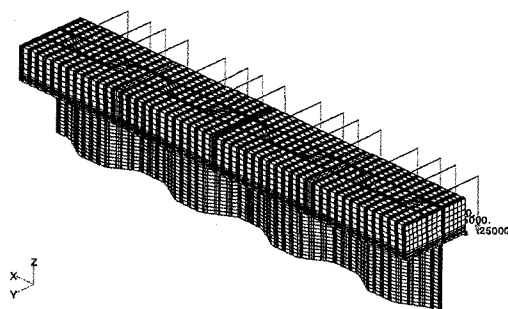


図-18 4波長分を考慮したFEM解析モデル

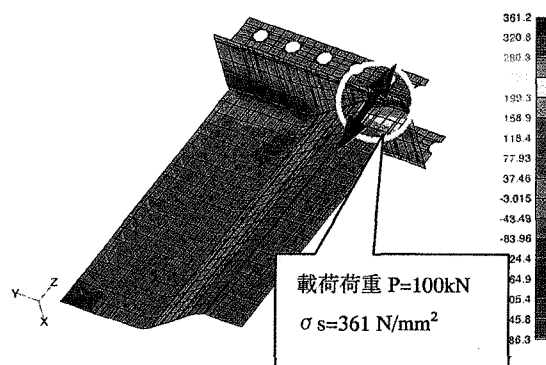


図-19 FEM 解析モデルにおける波形鋼板の応力度

3.4 実験およびFEM解析結果の考察

静的載荷実験結果から以下のことが明らかとなった。

- ①図-11、図-12、図-13 および図-14 の結果から、損傷の進行メカニズムは、波形鋼板凸側のPBLにズレか、PBLの孔のコンクリートにひび割れが生じた（載荷荷重72kN時）→波形鋼板の首溶接部近傍の曲げ加工部が降伏（100kN時）→波形鋼板の首溶接部近傍

の凸側のフラット部が降伏（150kN 時）→波形鋼板凸側の床版下面の PC 鋼棒を定着している載荷プレート近傍にひび割れが発生（190kN 時）→荷重が上がりなくなり変位のみが増加したと考えられる。

②フランジプレートとコンクリートのはく離（目開き）は確認できなかった。

③Twin-PBL のリブ本体の損傷および溶接部の亀裂を確認することはできなかった。

④本実験に用いた試験体では、Twin-PBL の首振り耐力は波形鋼板の首溶接部近傍の降伏に支配された。

FEM 解析結果から以下のことが明らかとなった。

①Twin-PBL の面外曲げモーメントに対しては、波形鋼板凸側におけるフラット部上の孔が有効に抵抗していることがわかった。

加させて行った。

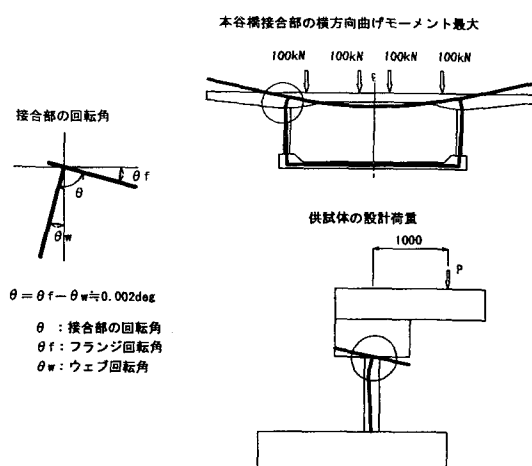


図-20 CSW における設計荷重の定義

4. 疲労実験

4.1 載荷方法

(1) 最大荷重および最小荷重

疲労実験における最大荷重および最小荷重は、波形鋼板ウェブ PC 橋で、従来用いられてきた図-3 に示した代表的な接合方法と比較・検討ができるように、CSW 委員会で先に実施された実験の荷重設定と同様に、最大荷重 $P_{max}=52kN$ 、最小荷重 $P_{min}=18kN$ とした。

ここで、CSW では、東海北陸自動車道の本谷橋の全体 FEM 解析および接合部に着目した部分 FEM 解析、さらに CSW の試験体をモデル化した FEM 解析を行った。その FEM 解析の結果、本谷橋の接合部に最も大きな横方向の曲げモーメントが作用するのは支間中央部で、図-20 のような T 荷重が作用した場合であり、このときの接合部の回転角と試験体の接合部に発生する回転角（図-20 参照）がほぼ同一となるような荷重としていた。また、最大荷重については、CSW のスタッドジベル試験体（S-2 試験体：後述の表-2 参照）のスタッドに作用する応力度が $100N/mm^2$ となる荷重を静的載荷実験結果より得ており、この荷重を用いていた。

この最大荷重（ $=52kN$ ）および最小荷重（ $=18kN$ ）による Twin-PBL 試験体の PBL の孔近傍に作用する応力範囲は、実験結果から $85N/mm^2$ （後述の図-26 参照）であった。また、実橋の設計で活荷重（車両 1 台相当）により発生する PBL の孔近傍の応力範囲は、FEM 解析の結果から $5.6N/mm^2$ であった。このことから本疲労実験は、実橋に比べ約 15 倍の応力範囲であり、実橋よりもかなり大きい荷重設定を用いている。

(2) 載荷ステップ

疲労実験の載荷ステップは、最小荷重は $P_{min}=18kN$ （一定）とし、最大荷重 P_{max} は載荷回数 385 万回まで $P_{max}=52kN$ 、載荷回数 386 万回まで $P_{max}=78kN$ （52kN の 1.5 倍）、載荷回数 387 万回まで $P_{max}=104kN$ （52kN の 2 倍）、破壊までは $P_{max}=156kN$ （52kN の 3 倍）と増

4.2 実験結果

(1) 最大変位と載荷回数

載荷点直下の鉛直変位（図-8 の変位計位置：B3）と載荷回数の関係を図-21 に示す。図-21 の結果から、載荷回数が 150 万回～200 万回で最大変位が増加しはじめ、387 万回（ $P_{max}=156kN$ ）以降、急激に増加していることが確認できる。

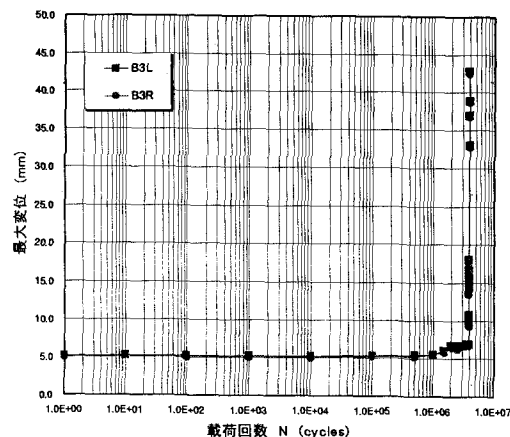


図-21 最大変位と載荷回数の関係

(2) Twin-PBL の振幅ひずみと載荷回数

Twin-PBL の振幅ひずみ（イ側の C～L4）と載荷回数の関係を図-22 に示す。図-22 の結果から、載荷回数 150 万回～200 万回の間で、波形鋼板凸側フラット部上の PBL（P イ C-1 および P イ L1-1）の振幅ひずみが減少し、P イ C-2 および P イ L1-2 のひずみが若干増加した。その後、386 万回を過ぎてから急激に増加している。このことから、振幅ひずみが減少した載荷回数 150 万回～200 万回時に PBL のすみ肉溶接部に亀裂（(6)試験体の破壊状況の項で後述）が発生し始めたものと考えられる。

(3) 波形鋼板の最大ひずみと載荷回数

波形鋼板（フランジプレート近傍の凸側）の最大ひずみと載荷回数の関係を図-23 に示す。図-23 の結果から、

波形鋼板のひずみは、載荷回数 200 万回～385 万回まで、WTU-12 と WTU-2 が増加の傾向を示し、WTU-32 は減少した。その後 385 万回を過ぎて、急激に増加している。これは、載荷回数 150 万回～200 万回時に PBL のすみ肉溶接部に亀裂が発生（後述の写真-6 参照）したことにより、力の伝達機構が変化したためと考えられる。この力の伝達機構が変化した理由としては、WTU-32 側の PBL の止端亀裂が長かったため波形鋼板に力の伝達がされず、WTU-12 および WTU-2 側の波形鋼板に力が集中してしまったと考えられる。また、目視検査からは、載荷回数 300 万回時に波形鋼板の首溶接部に亀裂が発生した。

(4) 貫通鉄筋の最大ひずみと載荷回数

貫通鉄筋の最大ひずみ（R1 と R3）と載荷回数の関係を図-24 に示す。図-24 の結果から首振りモーメントに対して有効に作用する PBL の孔における貫通鉄筋のひずみ（R イ R1-1 および R イ R1-2）のみが、50 万回を過ぎてから変化しているのがわかる。その他の貫通鉄筋は、破壊近くまで変化は見られなかった。

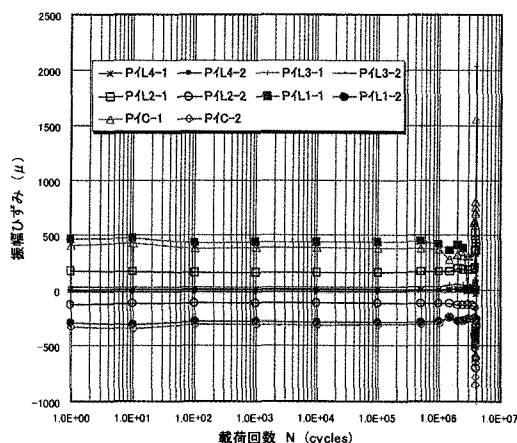


図-22 PBL の振幅ひずみと載荷回数の関係

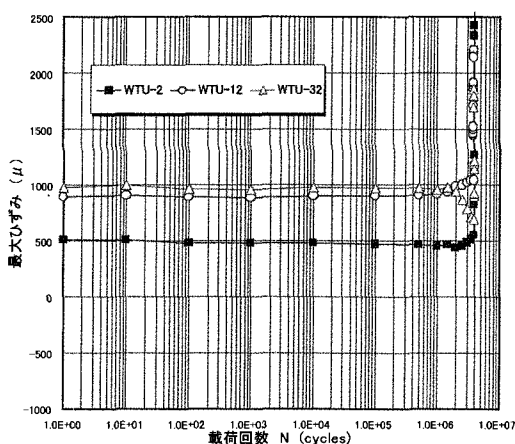


図-23 波形鋼板のひずみと載荷回数の関係

(5) フランジプレートの最大ひずみと載荷回数

フランジプレートの最大ひずみと載荷回数の関係を図-25 に示す。図-25 の結果から首振りモーメントに対して有効に作用する PBL 近傍のフランジプレートのひずみ

（F イ L-1, F イ C-1, F イ R-1）が、載荷回数 150 万回～200 万回時に増加し、その後、減少していることがわかった。この原因は、溶接部の止端亀裂の影響によるものと考えられる。

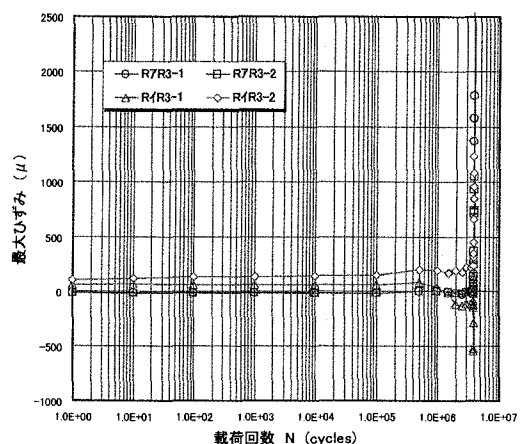
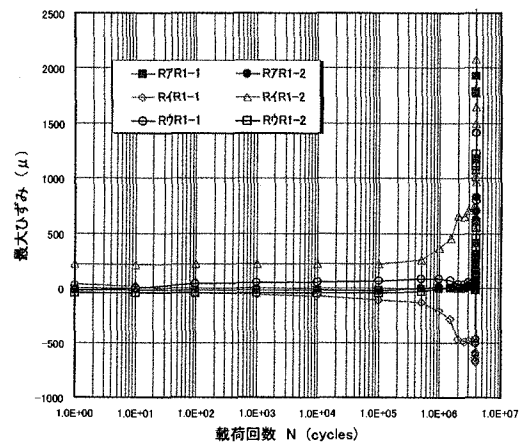


図-24 貫通鉄筋のひずみと載荷回数の関係

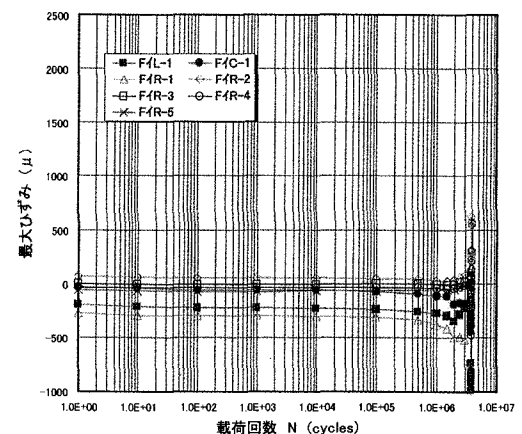


図-25 フランジプレートのひずみと載荷回数の関係

(6) 試験体の破壊状況

疲労実験試験体のひび割れ状況は、載荷回数 50 万回～100 万回（厳密には 92 万回）時に床版側面（図-8(b)方向）のフランジプレート先端に初期ひび割れが発生した。これは、PBL とコンクリート端部までのかぶりの影響に起因していると考えられる。その後、100 万回を過ぎる（厳

密には 156 万回) と波形鋼板凸側のフラット部、床版下面にもひび割れが発生していた。

疲労実験試験体の最終的な破壊は、波形鋼板とフランジプレートの首溶接部の破断で破壊に至っている。しかしながら、コンクリートとフランジプレートのはく離(目開き)は、確認できなかった。首溶接部の破断状況を写真-5 に示す。

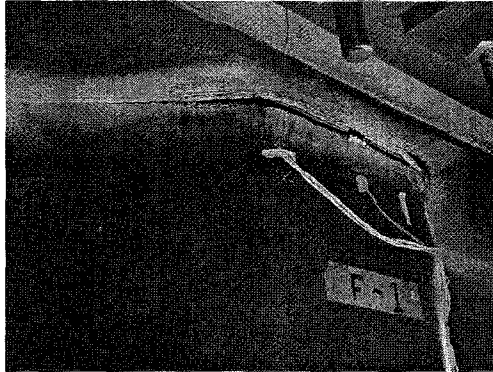


写真-5 首溶接部の破壊状況

次に、Twin-PBL のリブ本体などの損傷状況の確認を実施するため、コンクリートのはく離出しを行った。はく離終了後、Twin-PBL のリブ本体などの損傷状況を確認したが、損傷は見られなかった。

Twin-PBL とフランジプレートの溶接部における損傷状況の確認は、磁粉探傷試験の結果、波形鋼板凸側フラット部における PBL のすみ肉溶接止端部に亀裂が確認された。この亀裂を詳細に調べるため、Twin-PBL を切断することとした。

Twin-PBL の切断位置および PBL に生じた亀裂の状況を写真-6 に示す。この亀裂は、载荷回数 150 万回～200 万回の間に PBL の振幅ひずみが減少していることから、この時点で亀裂が発生したものと思われる。

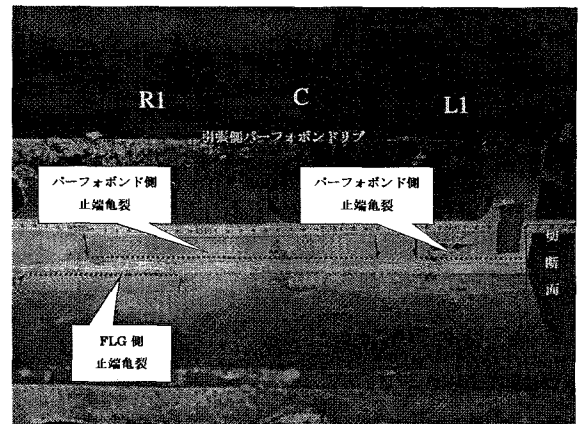
4.3 実験結果の考察

疲労実験の結果から以下のことが明らかとなった。

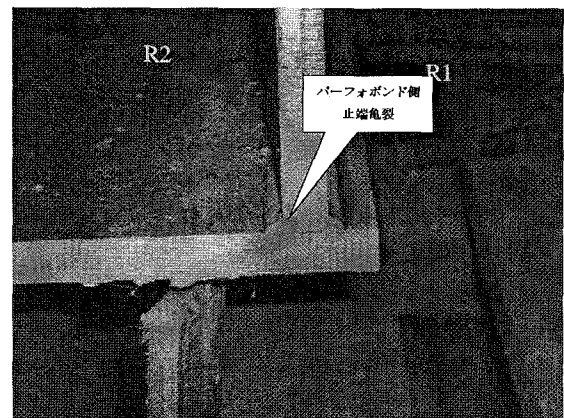
- ①初期ひびわれは、载荷回数 50 万回～100 万回(厳密には 92 万回)時に発生した。
- ②最大変位は、载荷回数 150 万回～200 万回で増加し始め、387 万回以降、急激に増加した。
- ③PBL のすみ肉溶接部の亀裂は、载荷回数 150 万回～200 万回で発生し始めたものと考えられる。
- ④Twin-PBL のリブ本体などの損傷は確認できなかった。
- ⑤波形鋼板の首溶接部の亀裂は、载荷回数 300 万回時に発生した。
- ⑥試験体の最終破壊は、波形鋼板とフランジプレートの首溶接部の破断で破壊に至った。この原因は、首溶接部は実橋と同じ溶接条件を用いたが、応力範囲を実橋の 15 倍に設定していたために起こったものと考えられる。

⑦損傷の進行メカニズムは、床版コンクリートに初期ひびわれ(50 万回～100 万回)→PBL のすみ肉溶接部の亀裂(150 万回～200 万回)→波形鋼板の首溶接部の亀裂(300 万回)→破壊(387 万回)

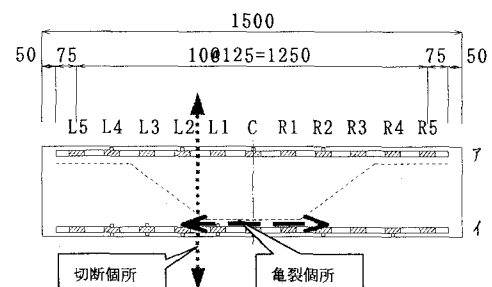
⑧本荷重による試験体の Twin-PBL に作用する応力範囲は、実橋の設計で、活荷重により発生する応力範囲の 15 倍の値となっていることを考慮すれば、十分な疲労耐久性を有していると思われる。



(a) 止端亀裂の状況



(b) Twin-PBL の切断面



(c) 亀裂箇所と切断位置図

写真-6 PBL 溶接部に生じた亀裂

4.4 Twin-PBL の溶接部近傍における疲労等級

本疲労実験の結果と日本鋼構造協会(JSSC)の疲労設計指針¹⁴⁾で規定されている設計S-N曲線との比較検討を行い、Twin-PBL の溶接部近傍の疲労等級を把握することとした。本疲労実験におけるPBLの溶接部近傍の応力範囲は、首振りモーメントに対して有効なPBLの孔近傍の

ひずみ (P イ L1-1) の実測値を用いることとした。PBL の応力範囲を図-26 に示す。

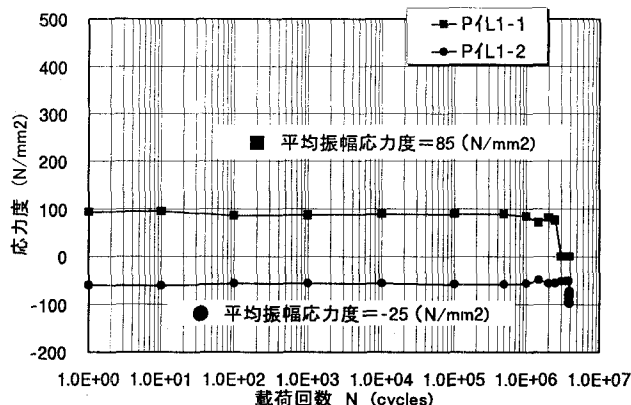


図-26 Twin-PBL の応力範囲

図-26 の結果を用いて、日本鋼構造協会 (JSSC) の疲労設計指針で規定されている設計 S-N 曲線との比較検討を実施した。比較検討結果を図-27 に示す。

図-27 には参考値として、先に CSW で実施されたスタッドジベル試験体 (S-2, S-4, S-5 の 3 種類：後述の表-2 参照) もあわせて表記した。

図-27 の結果から Twin-PBL の溶接部近傍の疲労等級は、E 等級に相当していた。

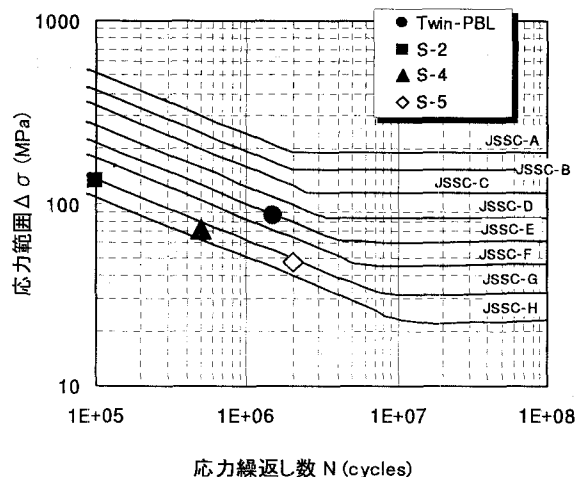


図-27 Twin-PBL の疲労等級

4.5 Twin-PBL と既存の接合方法との比較

Twin-PBL と既存の接合方法との比較検討結果を表-2 に示す。表-2 の結果から Twin-PBL は、スタッドジベル接合 (4 列、橋軸方向 100mm ピッチ配置) とアングルジベル接合 (U 鉄筋溶接無) とほぼ同程度の破壊载荷回数であり、最終的な試験体の破壊状況に関しても、Twin-PBL の疲労破壊ではなく、波形鋼板とフランジプレート の首溶接部の疲労破壊であった。これらのことから、Twin-PBL はアングルジベル接合と同等の疲労耐久性を有していると考えられる。

5. まとめ

本研究は、波形鋼板ウェブ PC 橋の接合部に Twin-PBL を用いた場合の首振り (面外曲げ) モーメントに対する挙動を把握するため、静的载荷実験、疲労実験および FEM 解析を実施した。本研究で得られた結果を以下に示す。

5.1 静的载荷実験

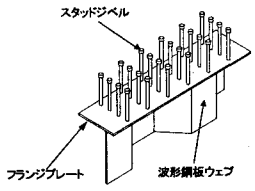
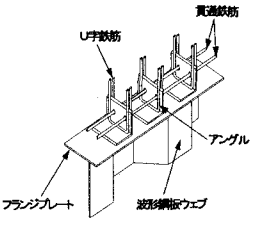
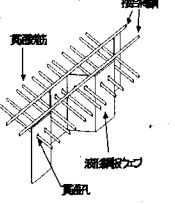
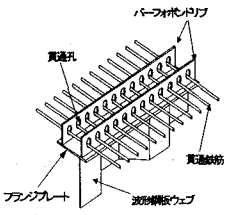
- (1) 損傷の進行メカニズムは、波形鋼板凸側の PBL にズレか、PBL の孔のコンクリートにひび割れが生じた (72kN 時) → 波形鋼板の首溶接部近傍の曲げ加工部が降伏 (100kN 時) → 波形鋼板の首溶接部近傍の凸側フラット部が降伏 (150kN 時) → 波形鋼板凸側の床版下面のコンクリートにひび割れ発生 (190kN 時) → 荷重が上がらず変位のみが増加し、実験終了。
- (2) ウェブが波形鋼板であるため、首振りモーメントに対して有効に抵抗する PBL の孔は、波形鋼板凸側におけるフラット部上 (曲げ引張側) の孔 (本実験では、3 孔) であることがわかった。また、実橋を想定した FEM 解析モデルの結果からも上記の PBL の孔が有効に抵抗することがわかった。このため面外曲げモーメントの設計においては、有効に抵抗する PBL の孔の個数を選定し、検討することが必要である。
- (3) フランジプレートとコンクリート床版のはく離、Twin-PBL のリブ本体などの損傷および溶接部の亀裂を確認することはできなかった。

5.2 疲労実験

- (1) 損傷の進行メカニズムは、床版コンクリートに初期ひびわれ発生 (载荷回数 50 万回 ~ 100 万回) → PBL のすみ肉溶接部の亀裂発生 (150 万回 ~ 200 万回) → 波形鋼板の首溶接部の亀裂発生 (300 万回) → 破壊 (387 万回)、実験終了
- (2) 最終的な破壊形態は、波形鋼板とフランジプレート の首溶接部における破断により、破壊に至っていた。しかしながら、コンクリート床版とフランジプレートのはく離 (目開き) は確認できなかった。
- (3) Twin-PBL のリブ本体などの損傷を確認することはできなかった。
- (4) Twin-PBL の疲労等級は、JSSC 疲労設計指針で規定されている設計 S-N 曲線では、E 等級に相当していた。
- (5) 本荷重による試験体の Twin-PBL に作用する応力範囲は、実橋の設計で、活荷重により発生する応力範囲の 15 倍の値を示すことを考慮すれば、十分な疲労耐久性を有していると思われる。
- (6) 表-2 の結果から、Twin-PBL はアングルジベル接合

と同等の疲労耐久性を有していると考えられる。

表-2 Twin-PBL と既存の接合方法との比較

種別			破壊載荷 回数(万回)	破壊個所
スタッドジベル	S-2 (4列 @ 300)		160,000	スタッド ジベル付 根の破 断
	S-4 (4列 @ 150)		1,120,000	
	S-5 (4列 @ 100)		4,470,000	
C S W アングル ジベル	A-1 (U鉄 筋溶 接有)		2,890,000	アングル ジベルす み肉溶 接部から の破断
	A-2 (U鉄 筋溶 接無)		3,200,000	
埋 込 み	E-1		6,570,000*	コンク リート床 版部の 破壊
本 実 験	Twin- PBL		4100000*	PBLのす み肉溶 接部から の破断

*は、マイナー則による換算値を示す

本静的実験結果では、Twin-PBLの首振り耐力は波形鋼板の首溶接部近傍の降伏に支配された。このため、今後は、PBLの引抜き力（アップリフト）に関して把握することを目的に引抜き実験を実施したいと考えている。

謝辞：本実験を行うにあたり多大なご助力をいただいた社団法人日本建設機械化協会施工技術総合研究所の松本政徳主任研究員に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会：波形鋼板ウェブ PC 橋—計画マニュアル（案），1998 年 10 月。
- 2) 池田尚治：土木分野における複合構造，プレストレスコンクリート，pp.16～19，Vol.37，No.2，1996 年 3 月。
- 3) 角谷務：今後の PC 橋の将来展望＝波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋への展開＝，第 10 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，プレ

ストレストコンクリート技術協会，特別講演 pp.7～15，2000 年 10 月。

- 4) 鈴木永之，上東泰，櫻田道博，立神久雄：波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋における接合部の面外曲げ疲労に関する実験的研究，土木学会第 57 回年次学術講演会，I-626，2002 年 9 月。
- 5) K.Shito, Y.Kamihigashi, N.Suzuki, T.Tsujimura, M.Sakurada and F.Machida : Study on Transverse Behavior of Connection between Concrete Slab and Corrugated Steel Web, The first fib Congress 2002, Session5, October, 2002.
- 6) Fritz Leonhardt, Wolfhart Andra, Hans-Peter Andra und Wolfgang Harre : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, BETON-UND STAHLBETONBAU, pp.325～331, 1987.
- 7) 新谷英司，蛭名貴之，上平謙二，柳下文夫：波形鋼板とコンクリート床版の結合方法に関する実験的研究，第 9 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.91～96，1999 年 10 月。
- 8) 立神久雄，田村聖，蛭名貴之，上平謙二：波形鋼板ウェブ橋に用いるずれ止め構造のせん断特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，日本コンクリート工学協会，Vol.23，No.3，pp.691～696，2001 年 6 月。
- 9) 角谷務，池田尚治：長支間を有する波形鋼板ウェブ PC 橋の波形鋼板とコンクリート床版の新しい接合構造について，プレストレストコンクリート，pp.79～86，Vol.45，No.3，2003 年 5 月。
- 10) 湯浅一光，小林博，蛭名貴之，高橋宏明：谷川橋の設計・施工および実橋載荷実験，橋梁と基礎，Vol.37，No.6，pp.11～16，2003 年 6 月。
- 11) 土木学会：新形式の鋼・コンクリート複合橋梁調査研究小委員会孔開き鋼板ジベル WG：孔あき鋼板ジベル設計マニュアル（案），2001 年 11 月。
- 12) 保坂鐵矢，光木香，平城弘一，牛島祥貴，橋吉宏，渡辺滉：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究，土木学会，構造工学論文集，pp.1593～1604，Vol.46A，2000 年 3 月。
- 13) 吉田政宏，東田典雅，中村元，金子人之：遊楽部川橋（PBL ジベルを用いた波形鋼板ウェブ PC 橋）の設計・施工，第 12 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.433～436，2003 年 10 月。
- 14) （社）日本鋼構造協会編：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，指針・解説/設計例/資料編，技報堂出版，1998 年 3 月。

（2003 年 9 月 12 日受付）