

面外曲げを受ける波形鋼板ウェブ PC 鉄道箱桁橋の接合部の 耐疲労性状に関する実験的研究

An Experimental Study on Fatigue Durability of Joint Part under Out-of-Plane Cyclic Bending
in Corrugated Steel Web PC Box Railway Bridge

杉本一朗 *, 村田清満 *, 平岡慎雄 **, 豊原正俊 ***, 溝江慶久 ****, 町田文孝 ****

Ichiro SUGIMOTO, Kiyomitsu MURATA, Chikao HIRAOKA,
Masatoshi TOYOHARA, Yoshihisa MIZOE, Fumitaka MACHIDA

* 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

** 日本鉄道建設公団 設計技術室 (〒100-0014 東京都千代田区永田町 2-14-2)

*** 日本鉄道建設公団 北陸新幹線第二建設局 (〒930-0856 富山県牛島新町 5-5)

**** 工修 川田工業株式会社 技術研究室 (〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11)

Recently, many types of hybrid structures with steel and concrete materials have come to be increasingly developed. Corrugated steel web PC box bridge is one of these hybrid structures. On the other hand, this type of bridge has not been adopted yet for railway bridges, while these bridges have been constructed for highway bridges. In this paper, we aim to confirm fatigue durability of joint part connecting the corrugated steel web plate with the concrete slab. The static and fatigue loading tests were carried out with a full-scale model simulating a real railway bridge under out-of-plane cyclic bending. As a result, it was clarified that both of two different types of joint part, called constraint reinforced bar type and flat bar type, had enough fatigue durability.

Key Words: corrugated steel web PC box bridge, connection of web and slab,
constraint reinforced bar type, flat bar type

キーワード: 波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋, 接合部, 拘束鉄筋方式, 帯板方式

1. はじめに

厳しい経済情勢の中, 土木構造物の経済化, 省力化に一層の拍車がかかっている。このような中で近年, 鋼とコンクリートを用いた複合構造が有用視されつつある。

この複合構造の一種として波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋 (以下, 波形ウェブ橋) が挙げられる。波形ウェブ橋は, PC 箱桁橋のコンクリートウェブを軽量の鋼ウェブに置き換えたもので, 主桁重量の軽減を図るとともに, 波形形状に冷間曲げ加工された鋼ウェブが高いせん断座屈強度を有するため, 補剛材を省略することができ製作の簡素化, 省コスト化につながる¹⁾。近年, 関係各所で数多くの検討が行われ^{2)~4)}, 道路橋において広範囲に建設が進められている⁵⁾。

この波形ウェブ橋のウェブと床版との接合には鋼フランジを設けて頭付きスタッドジベルやアングルジベル, 孔あき鋼板ジベル等を配し一体化を図るフランジ方式と,

ウェブ上下端に軸方向の鉄筋をフレア溶接し, かつ, ウェブに孔をあけて橋軸直角方向の鉄筋を配することによって両者の一体化を図る埋込み方式があるが, 経済性等を勘案し, 本検討では埋込み方式の場合を対象とすることとした。このとき, 埋込み方式においても, ウェブの鉄筋貫通孔の位置や埋込み長によっては, ウェブ鋼板に働く支圧力が大きくなり, 貫通孔周辺のウェブに疲労亀裂が発生する恐れがある⁶⁾。また, 軸方向鉄筋のフレア溶接部は前面すみ肉溶接と同等程度の継手⁷⁾となり, 耐疲労耐久性が懸念される。さらに通常の PC 箱桁橋に比べてウェブの剛性が低いため活荷重作用によるコンクリート上床版のたわみ変形にともない, ウェブと上下床版の接合部に作用する首振りが大きくなることが予想される。

そこで, ここでは前述のフレア溶接した軸方向鉄筋を用いた埋込み方式 (以下, 拘束鉄筋方式) に加えて, 新たに, 孔あけした平鋼を高力ボルトにより波形鋼板ウェ

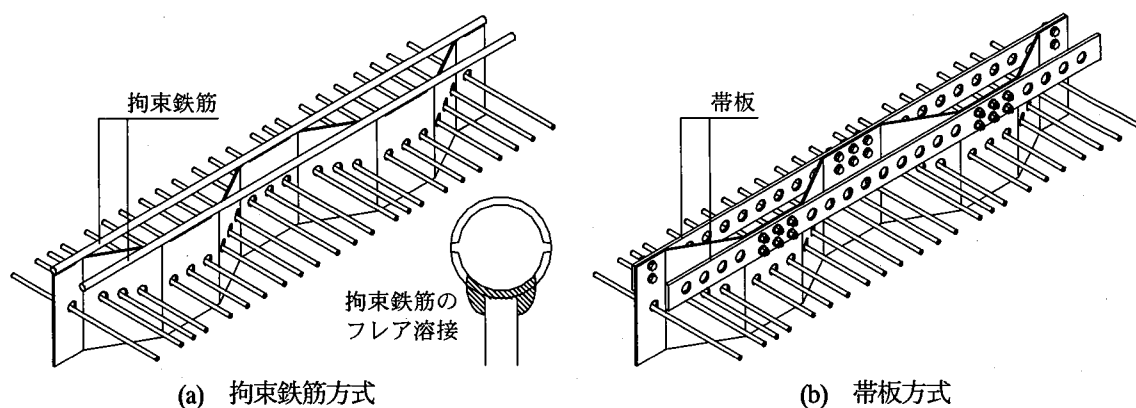


図-1 検討した埋込み接合方式

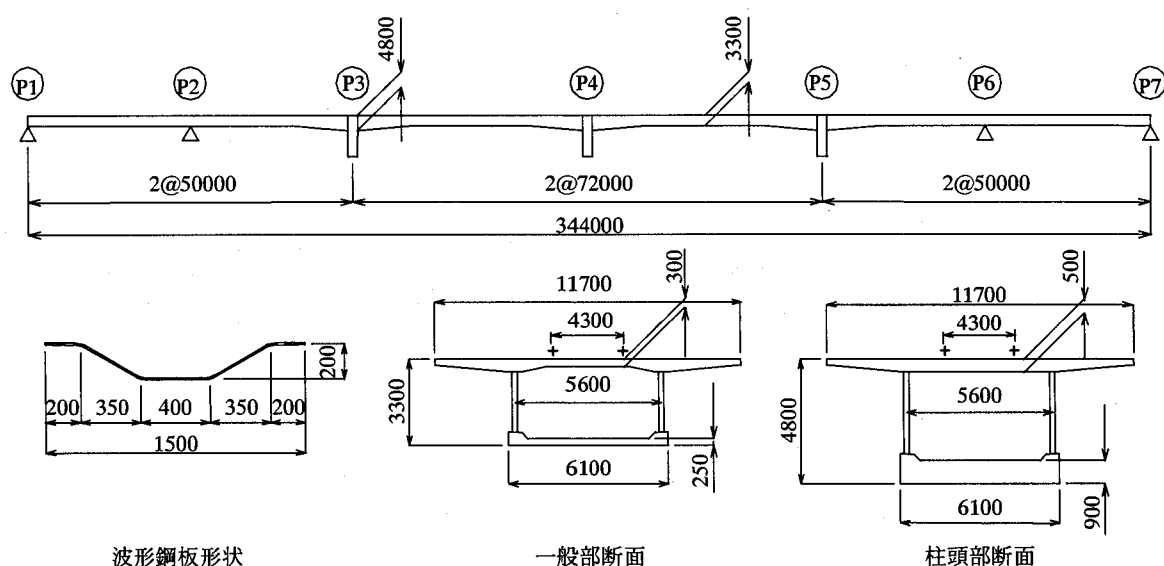


図-2 モデル橋梁

ブ側面に取り付け、孔あき鋼板ジベルのように鋼板に明けられた孔部分に充填されるコンクリートによるずれ止め機能を期待する方式（以下、帯板方式）（図-1 参照）を考案した。そして、この2つの接合方式について、波形鋼板ウェブとコンクリート床版の接合部に着目し、性能確認を目的として接合部の疲労耐久性について確認するため、FEM 解析および実物大試験体を用いた面外方向の静的載荷試験と疲労試験を実施したのでここに報告する。

2. 予備解析

2.1 実橋全体解析

対象とした橋梁は図-2 に示す 6 径間連続桁橋（全長 344m、最大支間長 72m）である。このモデル橋梁において、衝撃を考慮した P-16 連行活荷重が載荷された場合の最大首振り角を得るため立体 FEM 解析を実施した。

解析ではウェブと床版の接合部のモデル化を拘束鉄筋方式とし、路盤工は無視した。解析には汎用構造解析プログラム MSC/NASTRAN for Windows (Ver.4.6) を用

表-1 解析に用いた材料定数

	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
鋼	205.8	0.3
コンクリート	30.4	0.167

いた。この時の材料定数を表-1 に示す。

図-2 の P3、P4、P5 固定橋脚の前後 15m を除いた区間では箱断面形状が等しく曲げ剛性が一定であったため、首振り作用を最も強く受けるのは以下の①～③の条件を満たす断面であると考えた。

- ① 首振りに対して拘束効果のある隔壁の間隔が広い区間にある断面
- ② 活荷重載荷時の床版たわみが最大に近い断面
- ③ 波形ウェブ鋼板の板厚が薄い断面

①については、P3-P4 径間、P4-P5 径間の支間中央部付近の隔壁間隔がモデル橋梁中最長の 14.4m である。

②については、別途実施した簡易的な FEM 影響線解析の結果から、P3-P4 径間、P4-P5 径間の支間中央部付

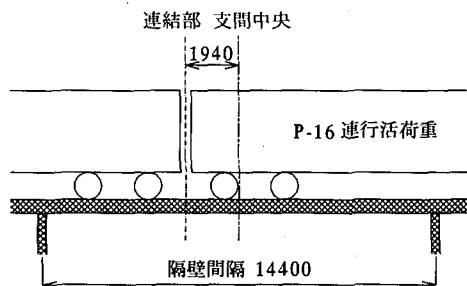


図-3 曲げモーメント最大時の列車載荷状態

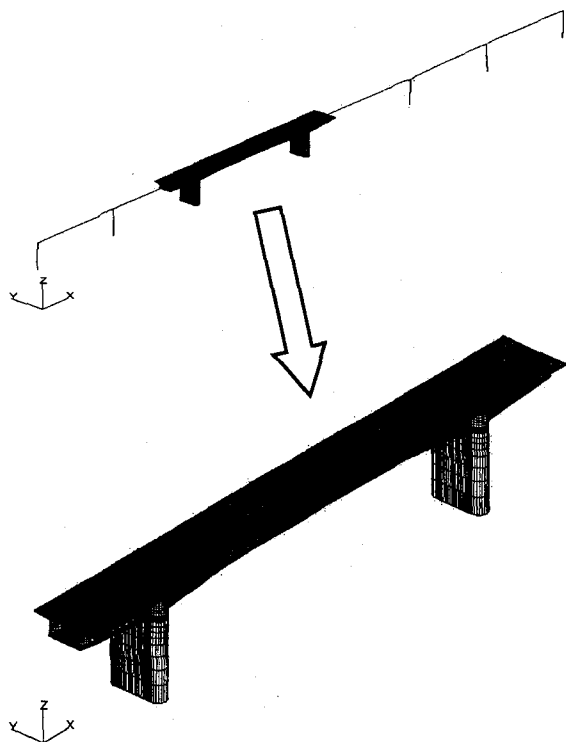


図-4 全体解析モデル

近でたわみが最大となることが明らかとなった。さらに、③については①、②の条件を満たす P3-P4 径間、P4-P5 径間の支間中央部付近の断面で最小ウェブ厚12mmを用いることとしている。なお、曲げモーメントが大きい箇所の方が接合部に大きな応力が加わるように考えられるが、鋼板ウェブに明けられた孔に鉄筋が横方向に貫通していることから床版とウェブの両方の剛性が高い場合には、接合部より床版コンクリートの表面位置で鋼板ウェブの応力が高くなると考えられる。また、板厚が厚い箇所は支点部付近であり、一般的な現象として支点部付近の面外曲げが激しくなるとは予想しにくい。このようなことから支間中央部のウェブ板厚が薄い箇所に着目した。

以上のようなことから、活荷重載荷時に首振り角が最も大きく作用するのは、P3-P4 径間、P4-P5 径間の支間中央部付近であると推測され、モデル橋梁の対称性を考

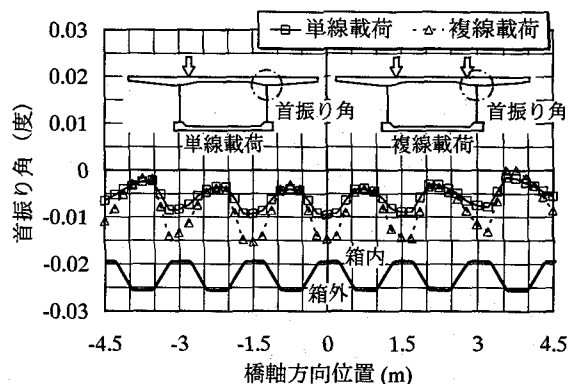


図-5 単線載荷時と複線載荷時の首振り角の比較

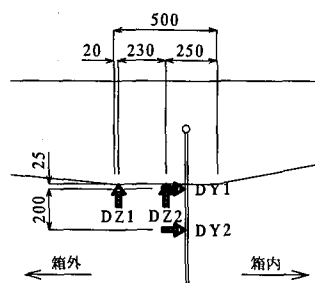


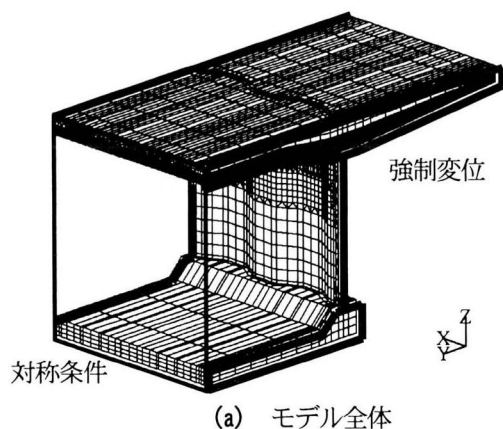
図-6 首振り角の定義

慮して、P3-P4 径間を着目径間とした。

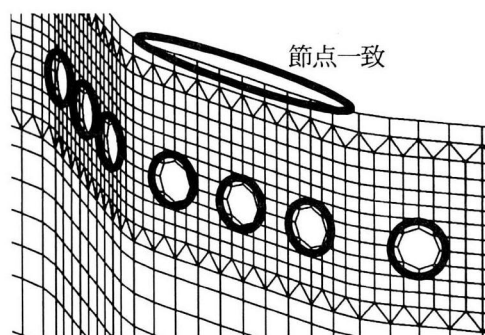
次に、着目箇所において最大曲げモーメントを生ずる列車載荷状態を把握するため、平面骨組影響線解析を実施した。その結果、当初設計においてねじり剛性より定められた隔壁間14.4mにおいて図-3に示すように最多の4軸重が載荷した場合にP3-P4径間部の曲げモーメントが最大になることが明らかとなった。このことから図-3の列車載荷時に首振りも最大になるものと判断した。なお、試験時にはこれらの軸配置を1点集中荷重とした。これは着目断面に対してより厳しい状態を想定していることになる。

また、モデル橋梁の全体挙動を把握し、実橋詳細解析に用いる節点変位を抽出するために全径間を対象とした立体 FEM 解析を実施した。このモデルでは着目する P3-P4 径間部のみ波形鋼板ウェブをシェル要素、コンクリート床版、隔壁、橋脚をソリッド要素としてモデル化し、その他の径間部については断面剛性を考慮した棒要素にてモデル化した。埋込み接合部の面外変形量は拘束鉄筋方式の場合の剛性を基本として求めることとし、鋼板ウェブとコンクリート床版の節点を一致させ両者が完全に一体挙動するものとして解析を行った。要素サイズは200mm×200mmである。図-4にモデル図を示す。

その結果、ウェブ・床版接合部における首振り角は、図-5に示すように単線載荷時に比べ複線載荷時の方が大きくなることが明らかとなった。ここで、首振り角は図-6に示すように上床版の回転角とウェブの回転角の差



(a) モデル全体



(b) ウェブ埋込み部拡大

図-7 実橋詳細解析モデル

を考慮し、(1)式に準じて計算されるものとした。

$$\theta = \theta_s - \theta_w \quad (1)$$

ここに、

θ : 首振り角

θ_s : 上床版の回転角

$$\theta_s = \tan^{-1} \left(\frac{DZ2 - DZ1}{230} \right) \quad (2)$$

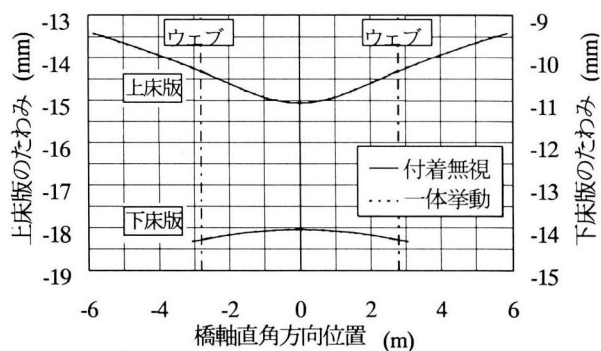
θ_w : ウェブの回転角

$$\theta_w = \tan^{-1} \left(\frac{DY2 - DY1}{200} \right) \quad (3)$$

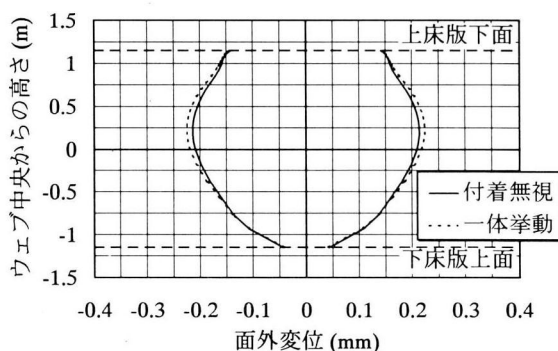
ここで θ_s は図-6に示すように上床版のDZ1とDZ2の間の変位を元に算出される回転角を表し、 θ_w はウェブのDY1とDY2の間の変位を元に算出される回転角を表している。首振り角は床版のたわみ変形に基づくものだけでなく、ウェブの面外方向への変形による角変形も考慮すべきであると判断しこのように定めた。また、DY1、DY2の距離は解析および実験結果を考慮して定めた。なお、上床版、ウェブの回転角は開く方向へ変形する場合を正、閉じる方向へ変形する場合を負とした。

2.2 実橋詳細解析

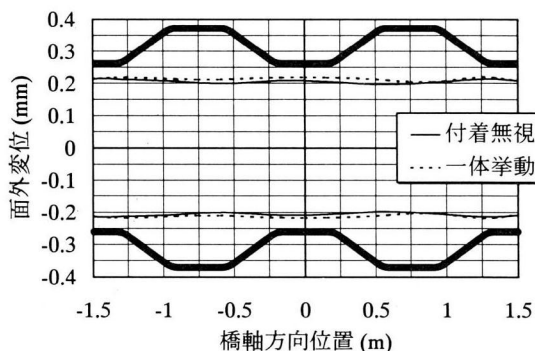
モデル橋梁に生じる首振り角を明らかにするため、P3-P4径間中央部のウェブ2波長分を詳細にモデル化した実橋詳細解析を実施した。これはウェブ1波長分では橋軸方向の長さが短く、十分な首振り角が得られない恐れがあることと、他の試験における試験体形状等を考慮したためである。解析モデルは最大首振り角を生じる荷重状態が複線載荷状態であることより、断面変形が左右対称となると仮定して片側断面のみをモデル化することとした。図-7(a)、(b)に解析モデル図を示す。波形鋼板ウ



(a) 上下床版のたわみ変形

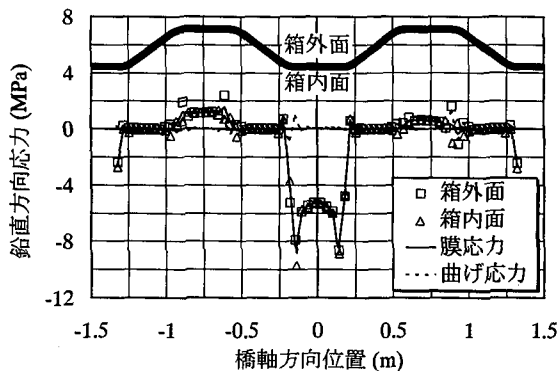


(b) ウェブの面外変形 (鉛直方向)

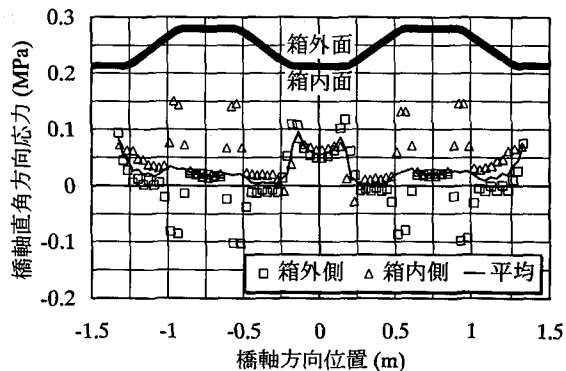


(c) ウェブの面外変形 (橋軸方向)

図-8 実橋詳細解析モデルの変形挙動



(a) ウェブの鉛直方向応力



(b) 上床版の橋軸直角方向応力

図-9 埋込み接合部上端の応力分布

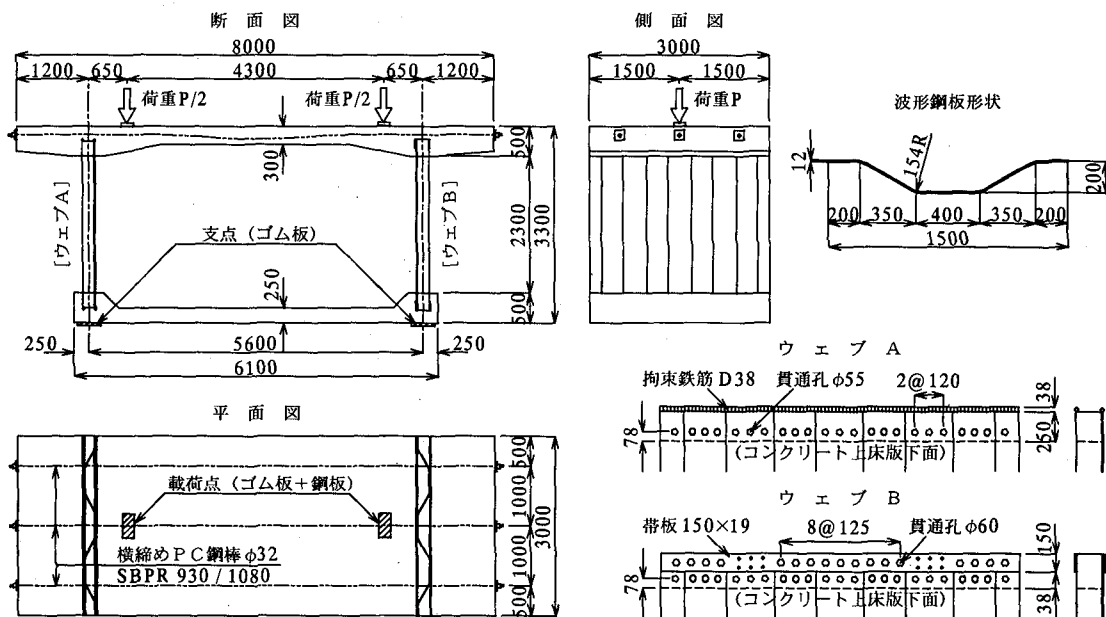


図-10 実物大試験体

ウェブのモデル化にはシェル要素を用い、貫通孔や冷間曲げ加工部の形状も考慮した。コンクリート床版のモデル化にはソリッド要素を用いた。着目部の要素サイズは約20mm×20mmである。荷重は全体FEM解析により得られた6成分の節点変位を解析モデルの境界部に強制変位として与えることとした。

鋼板ウェブとコンクリート床版の接合部については、①ウェブと床版が完全に一体となって挙動するものとした「一体挙動」、②安全評価のために、ウェブと床版の界面の付着を無視し、ウェブに垂直な方向についての力が伝達されるものとした「付着無視」の2タイプについて検討することとした。

一体挙動のモデル化は接合部のウェブと床版の節点を一致させることにより行った。また、付着無視のモデル化では、図-7(b)に示すように、拘束鉄筋のフレア溶接部およびウェブ貫通孔位置の節点のみ一致させ、その他のウェブと床版の節点間には剛体要素を配し、ウェブ面の

表-2 実橋詳細解析より得られた首振り角 (度)

接合部	上床版の回転角	ウェブの回転角	首振り角
付着無視	-0.0187	-0.0045	-0.0141
一体挙動	-0.0185	-0.0059	-0.0127

法線方向変位のみ結合させた。ただし、貫通孔を通る橋軸直角方向鉄筋により、ある程度の引張力に対しても、両者は相互作用するものと考え、引張力に対してもウェブと床版の界面では力が伝達されるものと仮定した。

解析より得られたP3-P4 径間中央部の変形挙動を図-8(a)～(c)に示す。図-8(a)は上下床版のたわみを、図-8(b)はウェブの面外変形を示している。図-8(a)、(b)より、活荷重載荷による上床版の変形に伴い、ウェブが面外に変形し、下床版は上方に変形することがわかる。また、上下床版のたわみは付着無視と一体挙動がほぼ完全

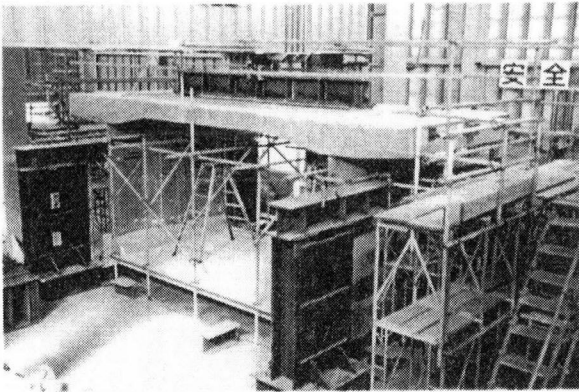
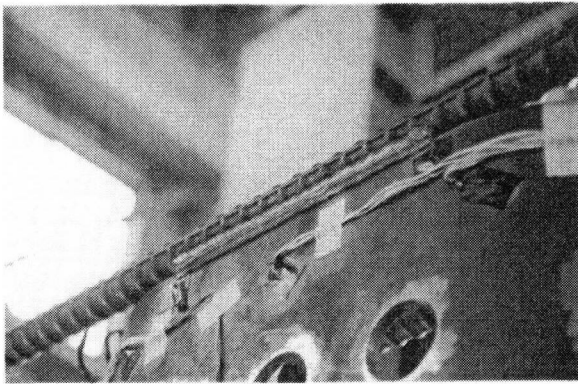
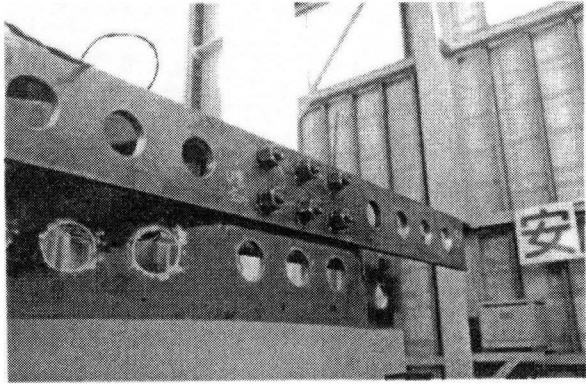


写真-1 実物大試験体の外観

表-3 各部材の諸元	
床版コンクリート	$\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$
波形ウェブ鋼板	$t = 12\text{mm}$ (SM490YB)
拘束鉄筋	D38 (SD345)
帯板	FB-150×19
PC 鋼棒	$\phi 32$ -SBPR930/1080



(a) ウェブ A (拘束鉄筋方式)



(b) ウェブ B (帯板方式)

写真-2 試験体ウェブパネルの外観

に一致する結果となったが、ウェブの面外変形は付着無視と一体挙動において差が生じる結果となった。図-8(c)はウェブ高中央におけるウェブの面外変形を橋軸方向に示したものである。これより、2 波長分の橋軸方向区間ではウェブが面外方向に対しほぼ一様に変形することがわかった。

上床版とウェブの埋込み接合部におけるウェブ上端の鉛直方向応力を図-9(a)に、これと同じ高さでウェブに隣接するコンクリート上床版の橋軸直角方向応力を図-9(b)に示す。応力算定位置は図-7(b)に示す一番上の節点の箇所である。なお、活荷重応力による影響を把握するためプレストレスは導入していない。図-9(a)より、ウェブ上端ではウェブの板曲げ応力が非常に小さく、面内の膜応力が支配的であることがわかる。また、拘束鉄筋の影響により、ウェブ上端の鉛直方向直応力はウェブに拘束鉄筋を溶接した箇所のウェブにおいてのみ生じており、箱内側にウェブが凸となっている箇所では圧縮、箱外側にウェブが凸となっている箇所では引張となっている。波形ウェブのR部、すなわち冷間曲げ加工部では局部的に若干高い応力が発生しているが、これはウェブ上端における節点の拘束度が軸パネル部と斜パネル部で異なるためと考えられる。

ウェブ上端に隣接するコンクリート上床版の橋軸直角

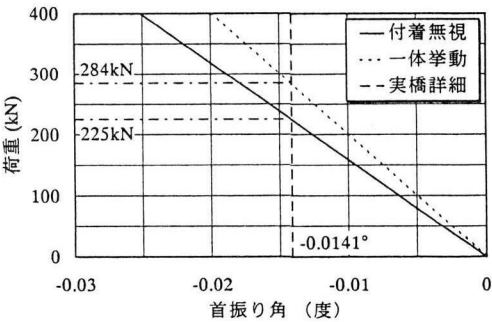


図-11 荷重-首振り角

方向の応力は、図-9(b)に示すように箱内側で引張、箱外側で圧縮となっている。しかし、箱内側と箱外側の応力を平均した値、すなわちウェブ厚さの中心位置における応力は一様に引張である。

本解析モデルにおいて左右のウェブが共に並行位置になっている3 箇所の中央断面の首振り角を前述の方法に従って算出した結果、中央断面に位置する軸パネルの首振り角が最も大きく、表-2 に示すような値となった。表-2 より接合部のモデル条件の違いはウェブの回転角に表れていることが明らかである。静的載荷試験および疲

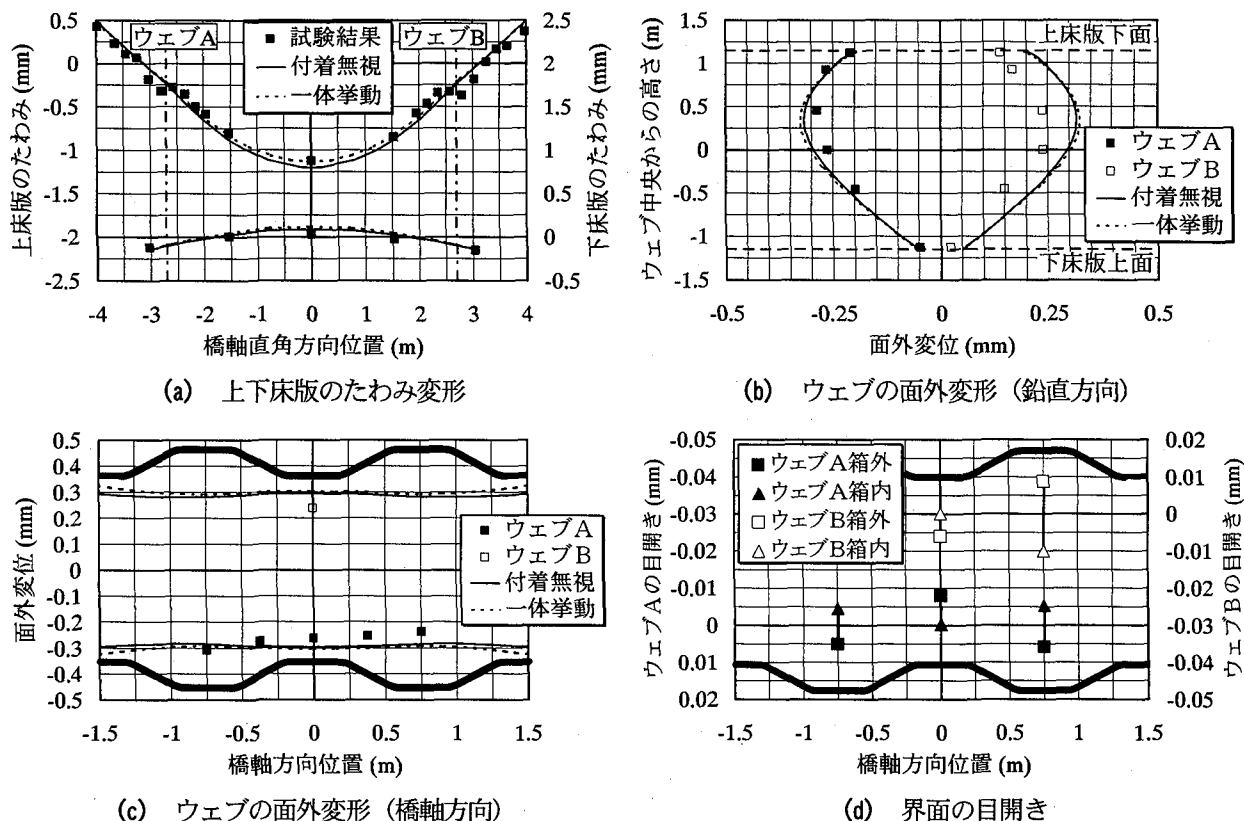


図-12 静的載荷試験時の変形挙動 (294kN 載荷)

労試験では、モデル橋梁における最大首振り角として付着無視モデルにより得られた首振り角 -0.0141° を用いることにした。

3. 接合部の疲労耐久性の確認

3.1 試験体

本試験では実物大サイズの試験体を製作した。図-10に試験体概要を示す。実物大の試験体としたのは拘束鉄筋フレア溶接部の残留応力状態を忠実に表現し、列車走行によるコンクリート上床版や波形鋼板ウェブの変形挙動、ウェブ-上床版接合部の首振り挙動等をできるだけ実挙動に近づける必要があることを勘案したためである。ただし、両端の張出し部は全幅が8mに収まるように小さくした。橋軸方向の長さはウェブ2波長分の3mとした。

ウェブと上床版の接合には、拘束鉄筋方式と帯板方式の両者を用いており、前者をウェブA、後者をウェブBとした。ウェブAではD38の異形鉄筋を用い、脚長6mmのすみ肉溶接と同等ののど厚が確保されるように、2層3パスにてフレア溶接を行った。またウェブBでは、帯板に150×19の平鋼を用い、M22高力ボルトにてウェブ側面に取り付けた。実物大試験体の外観を写真-1に、ウェブA、Bの外観を写真-2に示す。表-3には試験体を構成する各部材の諸元を示す。表中のPC鋼棒は床版の橋軸

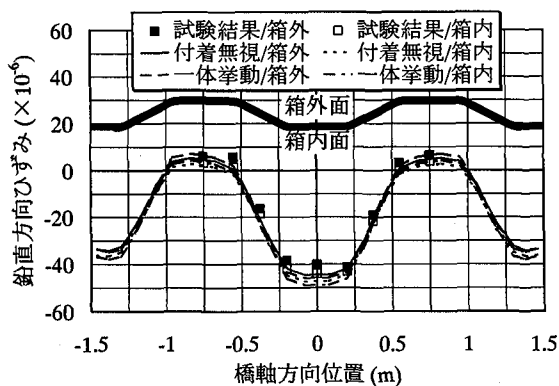
直角方向に緊張力を導入するためのものである。

載荷には、十分な剛性を有する載荷梁を用い、モデル橋梁の車両走行中心間隔に等しい4.3m間隔の2点載荷とした。実橋では車輪、レール、スラブ等を介して分布荷重として荷重が伝達されるがここではこのような分布荷重よりも厳しい状態として載荷点面積を200mm×400mmとし、ゴム板($t=12\text{mm}$)および鋼板($t=50\text{mm}$)を介して荷重を負荷したが、ゴム板と上床版との間には、床版表面の凹凸を処理するため、薄いモルタル層を設けた。また、試験体はウェブ直下のゴム板(400mm×12mm×3000mm)上に設置した。

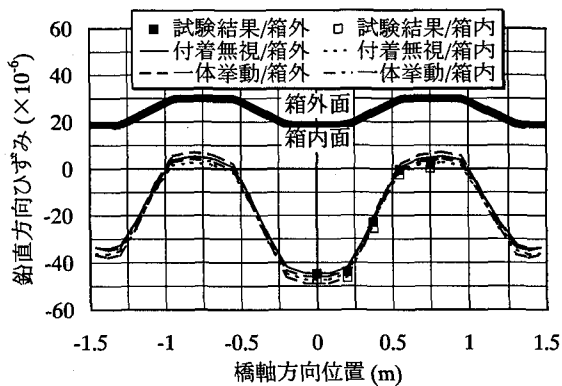
3.2 試験体FEM解析

試験体への載荷荷重を定め、静的載荷試験結果との比較を行うため試験体モデルを用いた試験体FEM解析を実施した。モデルの作成にあたっては、図-7の解析モデルを試験体と同寸法にするとともに、載荷条件、支点条件を試験体に合わせた。波形鋼板ウェブとコンクリート床版との接合部については、「一体挙動」モデルと「付着無視」モデルの両者について検討した。

単位荷重を圧力にて負荷し、解析結果を比例倍して整理した結果、図-11のような荷重と首振り角の関係が得られた。これより、試験体に生じる首振り角を実橋詳細解析と同じ -0.0141° とするには、実橋詳細解析と同じ

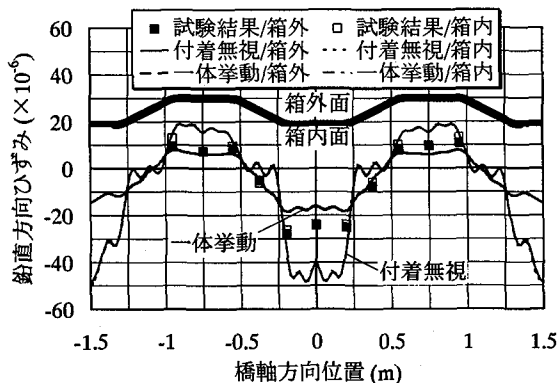


(a) ウェブ A

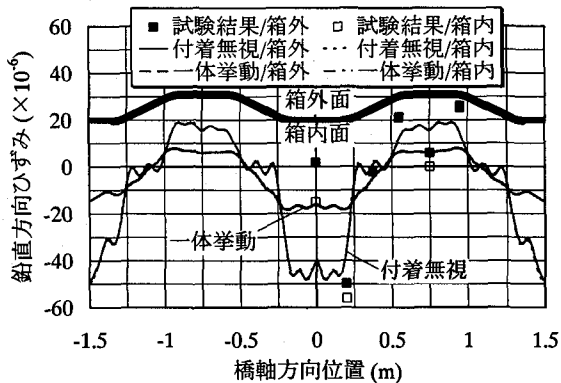


(b) ウェブ B

図-13 ウェブ高中央におけるウェブの鉛直方向ひずみ (294kN 載荷)



(a) ウェブ A



(b) ウェブ B

図-14 埋込み接合部におけるウェブの鉛直方向ひずみ (294kN 載荷)

表-4 静的載荷試験より得られた首振り角 (度)

	接合部 モデル	上床版の 回転角	ウェブの 回転角	首振り角
実橋詳細解析	付着無視	-0.0187	-0.0045	-0.0141
試験体 FEM 解析 (294kN 載荷)	付着無視	-0.0321	-0.0136	-0.0185
	一体挙動	-0.0304	-0.0157	-0.0146
静的載荷試験 (294kN 載荷)	ウェブ A	-0.0354	-0.0158	-0.0197
	ウェブ B	-0.0461	-0.0082	-0.0379

「付着無視」モデルで 225kN, 「一体挙動」モデルで 284kN の荷重が必要であることがわかる。試験では余裕を見て 284kN を割り増し, 単位荷重として 294kN を負荷することとした。

また, 埋込み接合方式のように, 鋼フランジを有しない接合方式では, ウェブと床版の界面の目開きが懸念され, 床版部に導入するプレストレスの取り扱いが問題となる。FEM 解析による検討の結果, 橋軸方向にプレストレスを導入すると界面の目開きが狭まる傾向にあった。すなわち, 界面の目開きについては橋軸直角方向に対してのみプレストレスを導入し, 橋軸方向にはプレスト

レスを導入しない方がより厳しくなることが明らかになった。このため, 試験体ではモデル橋梁の完成後総死荷重を考慮し, 埋込み接合部ウェブ上端位置におけるコンクリート応力が基本設計により算出された値となるべく等しくなるように, 横締め PC 鋼棒の配置を決定することとした。さらに, 埋込み部のウェブ表面状態についても, 目開きに配慮し, コンクリートとの付着強度の低い黒皮仕様とした。

3.3 静的載荷試験結果と試験体 FEM 解析結果の比較

静的載荷試験では最大 294kN を 4 ステップに分けて載荷を実施した。294kN 載荷時の変形挙動を図-12(a)~(d)に示す。試験体中央断面での上下床版のたわみ変形は, 図-12(a)に示すように計測値と解析値とも 294kN の載荷に対して共にほぼ一致しており, 特に接合部の状態を一体挙動とした解析値により近い。試験体中央断面でのウェブの面外変形は, 図-12(b)に示すようにウェブ A (拘束鉄筋方式) の計測値が解析値に比較的近いものの, ウェブ B (帯板方式) の計測値は解析値の約 80%となった。これは, 解析モデルが拘束鉄筋方式を対

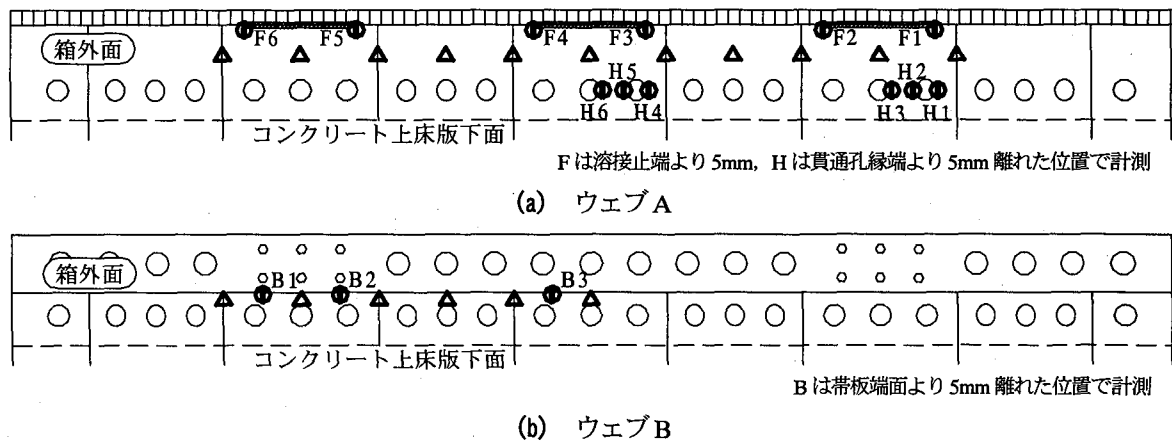


図-15 ウェブのひずみ計測位置

象としており、帯板方式の拘束度や面外剛性を正確に表現していないことに起因するものと考えられる。

ウェブ高さ中央位置におけるウェブの面外変形量は図-12(c)に示すようにほぼ一様であり、試験体ウェブの変形性状が、実橋詳細解析における変形性状と同様であることが確認できた。

図-12(d)は上床版とウェブの接合部における界面の目開きをクリップ型変位計を用いて測定した結果である。ウェブ A、B ともに試験体中央断面では、箱外側の界面が閉じる方向（負の方向）に変形するのに対し、それより半波離れた断面では、箱内側の界面が閉じる方向に変形していることがわかる。また、箱外側の界面は開く方向に変形しているが、最大でも 0.01mm 程度でありかなり小さい。

静的載荷試験より得られた首振り角を表-4に示す。表中には、実橋詳細解析の結果と2つの試験体 FEM 解析の結果を併せて示している。ウェブ A の首振り角が、試験体 FEM 解析結果の一体挙動モデルと同程度の値を示しているのに対し、ウェブ B の首振り角はこれらの約2倍となっている。静的載荷試験では解析条件における付着無視の場合と一体挙動とした場合のいずれをも上回る回転角が得られた。このため疲労試験では実橋詳細解析の結果を上回るような厳しい状態での載荷を実施すれば、モデル橋梁の首振りに対する疲労耐久性の確認は十分に可能であると判断した。なお、本検討では首振り角は床版とウェブの面外変形を併せて考慮しているが、ウェブの面外変形の影響だけを考えるとウェブ A の方が面外変形が大きい状態となっている。

ウェブ高さ中央における波形鋼板ウェブの鉛直方向ひずみを図-13に示す。ウェブ A、B ともに計測値は解析値と良く一致している。図-14には埋め込み接合部における波形鋼板ウェブの鉛直方向ひずみを示す。計測位置は図-15に△で示した箇所である。ウェブ A の計測値は板表裏で差異が小さく、2つの解析値の間にあり、界面の付着の程度に起因した結果と考えられた。一方、ウェ

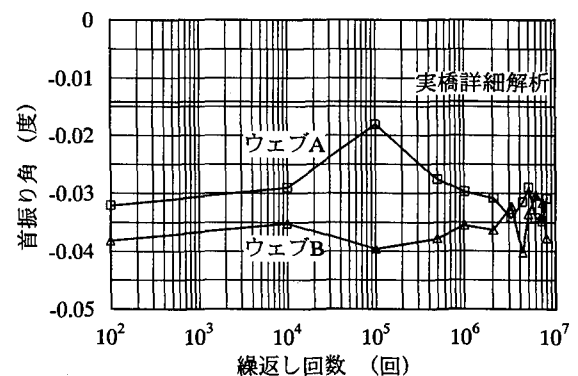


図-16 首振り角 ($\Delta P = 294\text{kN}$)

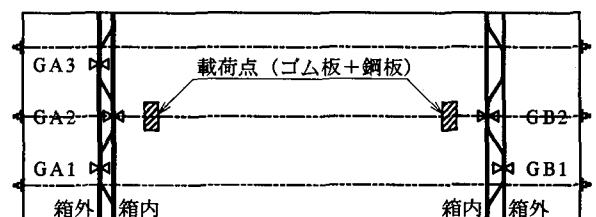
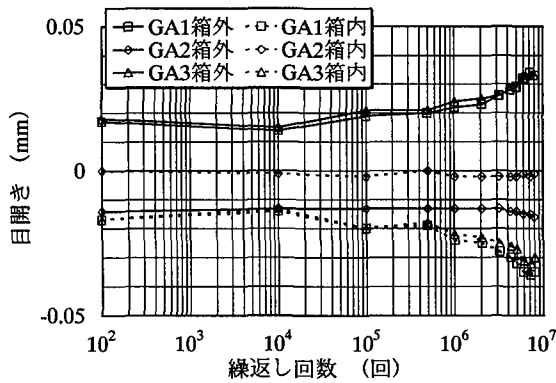


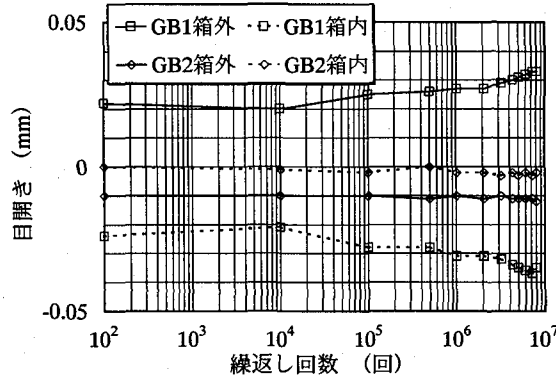
図-17 界面の目開き計測位置

ブ B では、試験体中央断面において表裏のひずみ差が大きく、かつ冷間曲げ加工部近傍でひずみが多い。これは、本解析がウェブ A を対象としていること、計測した位置が帯板とウェブ貫通孔上縁との間のかなり狭い範囲にあったことが原因であると考えられるが、ウェブ A に対しては接合部の差異は相対的に大きいのが概ね妥当であると判断した。

以上の結果から、試験体 FEM 解析モデルにより、試験体の変形性状およびひずみ性状の把握が概ね可能であることが判断でき、モデル橋梁に対する解析検討の妥当性が確認できた。



(a) ウェブ A



(b) ウェブ B

図-18 床版-ウェブ接合部界面の目開き ($\Delta P = 441\text{kN}$)

3.4 疲労試験及び接合部の確認

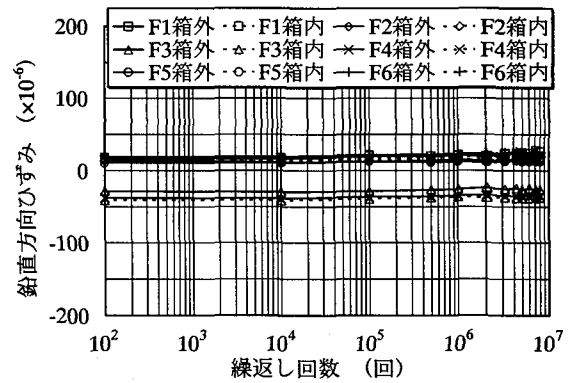
疲労耐久性の確認における繰返し回数は次のように設定した。モデル橋梁における首振り角は図-3 に示すように車両連結部が隔壁間に位置した場合に最大である。これは、例えば12両編成の列車が走行した場合、首振りのピークが11回生じることを示している。よって、耐用年数を100年とした場合、首振りの総繰返し回数は、1日の列車走行本数を60本と仮定すると、

$$11 \text{ (回/列車)} \times 60 \text{ (列車/日)}$$

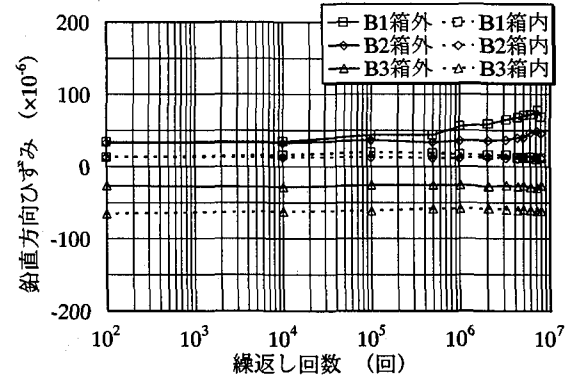
$$\times 365 \text{ (日/年)} \times 100 \text{ (年)} = 24,090,000 \text{ (回)}$$

となる。上記繰返し回数は非常に多く試験が長期間となることから、疲労強度が応力範囲の3乗に比例すると仮定して、コンクリート上床版が弾性挙動をする範囲内で載荷荷重を割増すことにより繰返し載荷回数を減ずることとした。すなわち弾性範囲内で荷重振幅を単位荷重294kNの1.5倍(441kN)と設定した。これより総繰返し回数は

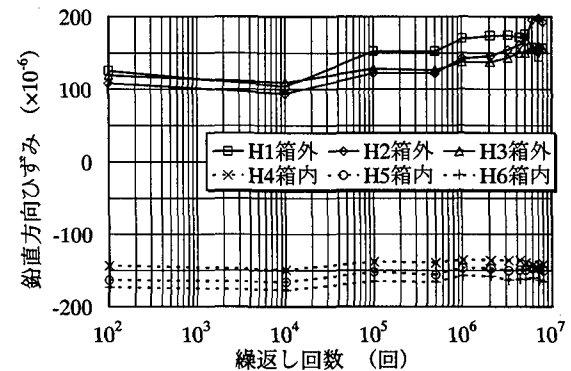
$$24,090,000 / 1.5^3 = 7,137,778 \text{ (回)}$$



(a) ウェブ A フレア溶接部



(b) ウェブ B ボルト接合部



(c) ウェブ A 貫通孔

図-19 ウェブの鉛直方向ひずみ ($\Delta P = 441\text{kN}$)

となる。本試験では余裕をみて800万回の繰返し載荷を行うこととした。疲労試験時の載荷周波数は2Hzである。

疲労試験中の首振り角の推移を図-16に示す。図は、実橋詳細解析結果と比較するため、荷重振幅294kN時の計測結果について示している。首振り角はウェブA、Bともにばらつきはあるものの、概ねウェブBの方が大きい結果となった。これは静的載荷試験結果と同様の傾向であり、帯板方式であるウェブBの方が拘束鉄筋方式であるウェブAよりも首振りが大きく作用することが確認された。この要因としては、接合方式のディテールによる拘束度の違い、鉄筋および平鋼の取付け位置に起因し

た拘束位置の違い等が挙げられる。

図-17 に示す位置で計測した荷重振幅 441kN 時の上床版-ウェブ接合部界面の目開きを図-18 に示す。目開きは、試験体中央断面より半波離れたウェブパネルにおける GA1, GA3, GB1 で増加の傾向にある。また、ウェブ A とウェブ B の計測値に差は見られず最終的な目開き量は約 0.04mm であった。なお、下床版部における目開きも生じるが、上床版の目開き量以下であるので、これによる構造上の影響はないと考えられる。ただし、維持管理上、雨水等の浸入を防ぐ防水対策が重要となる。

荷重振幅 441kN 時の波形鋼板ウェブの鉛直方向ひずみを図-19(a)~(c) に示す。図中の B1 から H6 までの測定位置は図-15 に示すとおりである。ウェブ A フレア溶接部のひずみは図-19(a) より最大でも 40 μ 程度であり、かつ試験中の変化は見られない。ウェブ B ボルト接合部のひずみについても図-19(b) より若干増加の傾向は見られるものの、最大ひずみは 80 μ 程度であり疲労亀裂発生の可能性は低いものと考えられる。一方、ウェブ A の貫通孔まわりのひずみは図-19(c) に示すように試験体中央断面より半波離れたウェブパネルにおける H1, H2, H3 で 50~100 μ 程度の増加が見られた。発生したひずみも比較的大きく、疲労亀裂の確認が必要と考えられた。

そこで、設定した 800 万回の繰返し載荷終了後、コンクリート床版をはつり、接合部の内部状況を観察した。①フレア溶接部、②ボルト接合部、③貫通孔、④冷間曲げ加工部について、磁粉探傷試験により疲労亀裂の有無を調査したが、すべての部位において異常は認められず、拘束鉄筋方式および帯板方式の 2 つの接合方式に対する疲労耐久性が確認できた。

4. 結論

波形鋼板ウェブ PC 橋を鉄道橋に適用するための検討項目の 1 つとして、首振り作用下における波形鋼板ウェブとコンクリート床版の埋込み接合方式に着目して、FEM 解析および実物大試験体を用いた静的載荷試験と疲労試験を実施した。本検討において得られた結果を以下に示す。

- (1) 全体解析の結果、上床版-ウェブ接合部の首振りが最も大きくなるのは隔壁間隔の広い区間に複線載荷状態で車両連結部 (4 軸) が載荷する場合である。
- (2) 実橋詳細解析の結果、P-16 連行活荷重が載荷された場合、当該モデル橋梁に生じる最大首振り角は約 -0.014° である。
- (3) 静的載荷試験結果と試験体 FEM 解析結果の比較から、試験体の変形性状およびひずみ性状の把握が概ね可能であると判断でき FEM 解析モデルの妥当性が確認できた。

(4) ウェブ上端に鉄筋をフレア溶接した拘束鉄筋方式およびウェブ側面に平鋼をボルト添接した帯板方式の首振り角を比較した結果、接合方式のディテールによる拘束度の違い、鉄筋および平鋼の取付け位置に起因した拘束位置の違い等により、帯板方式の方が拘束鉄筋方式よりもウェブの面外変形が小さいため首振り角は当初より大きくなる傾向となった。

(5) モデル橋梁と同等以上の首振り角が生じるように設定した疲労試験の結果、拘束鉄筋方式、帯板方式ともに、十分な疲労耐久性を有していることが確認された。

謝辞: 本検討は、日本鉄道建設公団・北陸新幹線第二建設局より (財) 鉄道総合技術研究所が委託を受けて実施した「波形鋼板ウェブ PC 箱桁検討会」(座長: 横浜国立大学・池田尚治教授) における検討内容の一部である。検討会座長の池田尚治教授、同委員の東日本旅客鉄道株式会社・構造技術センター・石橋忠良所長、西日本旅客鉄道株式会社・鉄道本部施設部・松田好史次長をはじめとする検討会委員各位に貴重なご意見をいただきました。ここに記して謝意を表する次第です。

参考文献

- 1) 波形鋼板ウェブ PC 合成構造研究会: 波形鋼板ウェブ PC 橋 計画マニュアル(案), 1998.10.
- 2) 水口和之, 芦塚憲一郎, 依田照彦, 佐藤幸一, 櫻田道博, 日高重徳: 本谷橋の模型実験と実橋載荷試験, 橋梁と基礎, Vol.32, No.10, pp.25-34, 1998.10.
- 3) 近藤昌泰, 清水洋一, 大浦隆, 服部正昭: 波形鋼板ウェブを有する PC 橋-新開橋-, プレストレストコンクリート, Vol.37, No.2, pp.69-78, 1995.3.
- 4) 山口恒太, 山口隆裕, 池田尚治: 波形鋼板ウェブを有する複合 PC 構造のせん断挙動について, 第 5 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.339-344, 1995.10.
- 5) 角谷務: 今後の PC 橋の将来展望-波形鋼板ウェブ PC 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, 特別講演, pp.7-15, 2000.10.
- 6) 中洲啓太, 依田照彦, 佐藤幸一, 櫻田道博: 鋼板孔のずれ止めを用いた波形鋼板ウェブを持つ合成桁の面外挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.647/I-51, pp.267-279, 2000.4.
- 7) 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 1993.4.

(2001 年 9 月 14 日受付)