

プレートガーダー橋の垂直補剛材の上端の局部応力と疲労亀裂

LOCAL STRESSES AND FATIGUE CRACKS AT THE TOP OF VERTICAL STIFFENERS OF PLATE GIRDERS

大倉 一郎^{*}、坂本 洋^{**}、塩崎 哲也^{**}、福本 嘯士^{***}、南 莊 淳^{****}

By Ichiro OKURA, Hiroshi SAKAMOTO, Tetsuya SHIOZAKI, Yuhshi FUKUMOTO and Atushi NANJYO

The local stresses and fatigue cracks at the top of vertical stiffeners are investigated by statically loading and fatigue tests of specimens. The specimens are fabricated with a concrete slab 168 cm wide in the bridge span direction and two main girders 100 cm high. A series of specimens has a cross beam, but another does not. It is examined whether placing stud shear connectors away from vertical stiffeners can reduce the local stresses. The initiation and propagation of the fatigue cracks are also investigated thoroughly. Drilled holes are found to stop the propagation of the cracks in main girder webs effectively. Finally, further work deriving from this research is indicated.

Key Words: fatigue, connection, bridge, stiffener

1 序論

道路あるいは鉄道プレートガーダー橋において、横桁、対傾構、横構等の2次部材と主桁の連結部に疲労亀裂がしばしば発見されている。これらの疲労亀裂の中で、道路プレートガーダー橋の横桁と主桁の連結部に発生する疲労亀裂は図-1に示すように分類される。

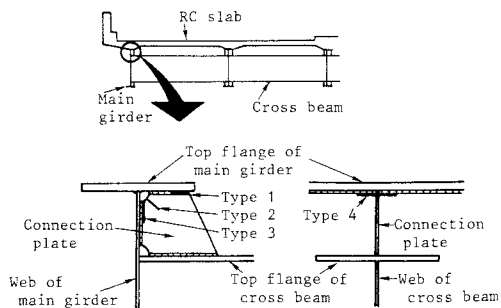
タイプ1：横桁の上フランジと主桁の上フランジとの間のコネクションプレートで、コネクションプレートと主桁の上フランジとの間の隅肉溶接に発生する疲労亀裂。

タイプ2：コネクションプレートの上側のスカラップの縁から発生し、コネクションプレートを斜めに進展する疲労亀裂。

タイプ3：コネクションプレートと主桁ウェブを連結する隅肉溶接のスカラップ内のまわし溶接の止端から発生し、コネクションプレート側の溶接止端に沿って伝播する疲労亀裂。

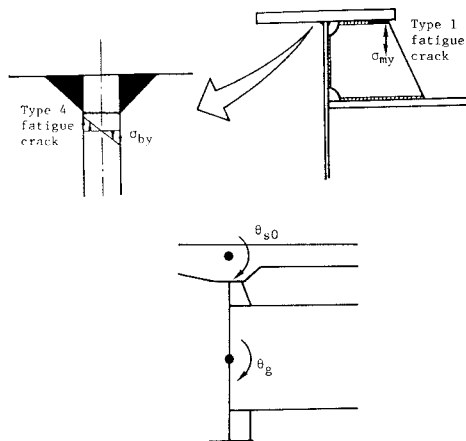
タイプ4：主桁の上フランジとウェブとの間の隅肉溶接で、ウェブ側の溶接止端に沿って発生・伝播する疲

*	工博	大阪大学助教授	工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘2-1)
**		大阪大学大学院生	工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘2-1)
***	工博	Ph.D. 大阪大学教授	工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘2-1)
****	工修	阪神高速道路公団工務部設計課設計係長	(〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3)



図－１ 横桁と主桁の連結部に発生する疲労亀裂

疲労亀裂。



図－２ 局部応力と回転角

過去、著者らは実橋の横桁連結部で応力実測を行った^{1,2)}。

図－２に示すように、コネクションプレートの上端に生じる鉛直方向の膜応力 σ_{my} と主桁ウェブに生じる板曲げ応力 σ_{by} がそれぞれタイプ１とタイプ４の疲労亀裂を発生させた局部応力であることを明らかにした。膜応力 σ_{my} と板曲げ応力 σ_{by} の各局部応力とコンクリート床版の回転角 θ_{s0} および横桁の回転角 θ_g との関係を定式化した^{3,4)}。コンクリート床版の板曲げ剛性、主桁間隔、横桁の断面２次モーメント、主桁の断面２次モーメント、主桁の支間長から構成される構造パラメータと疲労亀裂発生との相関を明らかにした^{5,6,7)}。

さらに著者らは、コンクリート床版の回転角 θ_{s0} が横桁連結部の疲労亀裂発生に与える影響を調べるために、実橋の横桁連結部の横桁の上フランジから上部とコンクリート床版を主鉄筋方向に切断した帯状の床版から成る試験体の疲労試験を実施した。そして、この疲労試験の結果と試験体の有限要素解析の結果との比較から、スタッドジベルあるいはスラブアンカーを横桁と主桁の連結部から取り除くことにより疲労亀裂を発生させる局部応力を低減させることができる可能性を示した^{8,9,10)}。しかし試験体のコンクリート床版の幅が橋軸方向に45 cmと狭かったので、横桁連結部の直上からスタッドジベルあるいはスラブアンカーをどの程度離して配置すれば局部応力を低減させることができるかについては明らかにすることができなかった。

図－１に示す疲労亀裂は横桁と主桁の連結部のみならず、対傾構が取り付けられた垂直補剛材の上端にも発生している^{11,12)}。さらに横桁あるいは対傾構が取り付けられていない垂直補剛材の上端にも同種の疲労亀裂が発生している¹³⁾。したがって図－１に示す疲労亀裂は、横桁または対傾構の存在にかかわらず、コンクリート床版を支持するプレートガーダーの垂直補剛材の上端に特有な疲労亀裂であると言える。

以上の横桁連結部の疲労亀裂に関する著者らの研究背景と実橋において生じている疲労亀裂の現状から、本研究では、横桁を有する試験体と横桁あるいは対傾構が取り付けられていない垂直補剛材のみを有する試験体を作製した。試験体は橋軸方向に広幅の168 cmのコンクリート床版と２本の主桁で製作されている。

本論文は、これらの試験体の静的載荷試験により、コネクションプレート（横桁が存在する場合）あるいは垂直補剛材（横桁や対傾構が存在しない場合）からスタッドジベルを遠ざけて配置することによる局部応力の低減効果を調べる。さらに、これらの試験体の疲労試験により、図－１に示す疲労亀裂の発生・進展挙動を調べ、タイプ４の亀裂の進展を止めるために設けたドリル孔の効果を明らかにする。最後に今後の検討課題を与える。

２ 試験体

試験体を図-3 (a)、(b) に示す。図-3 (a) の試験体Aは横桁あるいは対傾構が取り付けられていない垂直補剛材のみを有する試験体であり、図-3 (b) の試験体Bは横桁を有する試験体である。主桁間隔は2 mで、コンクリート床版の橋軸方向の長さは168 cmである。試験体Aでは、80 cmの間隔で3箇所垂直補剛材が設けられている。試験体Bでは、横桁から80 cm離れた2箇所に垂直補剛材が設けられている。試験体の主桁下フランジは、高さ30 cmのH形鋼に高力ボルトで接合され、H形鋼は試験ベットに固定されている。試験体A、Bについて各々2体作製した。

床版に軽量骨材コンクリートを使用し、その厚さを16 cmとした。コンクリート床版の配筋図を図-4 に示す。

図-5 (a)、(b) に示すように、各主桁ごとにスタッドジベルの配置間隔を変えた。スタッドジベルに対して軸径19 mm、高さ120 mmの頭付きのものを使用した。図-5 (a)、(b) に示す配置間隔と上フランジの板厚は次の考察に従って決定した。

プレートガーダー橋の設計においては、主桁の支点に近づくに従って作用せん断力が大きくなるのでスタッドジベルの間隔が狭く配置される。したがって試験体Aのスタッドジベルの配置間隔は試験体Bのそれより密にした。主桁の支点近くでは作用曲げモーメントが小さくなるので、上フランジの板厚は主桁中央のそれより薄くなる。したがって試験体Aの上フランジの板厚は試験体Bのそれより薄く14 mmとした。

一般にプレートガーダー橋の設計においては、荷重分配横桁は主桁の支間中央に設けられる。主桁の支間中央には大きな曲げモーメントが作用するが、せん断力は小さい。したがって試験体Aとは対照的に上フランジの厚さを28 cmと厚くし、スタッドジベルの配置間隔を疎にした。

上フランジとウェブにSM490AまたはSM490Bの鋼板を使用し、コネクションプレートと垂直補剛材にSS400の鋼板を使用した。各鋼板の材料特性を表-1 に示す。試験体の床版に使用した軽量骨材コンクリートの弾性係数

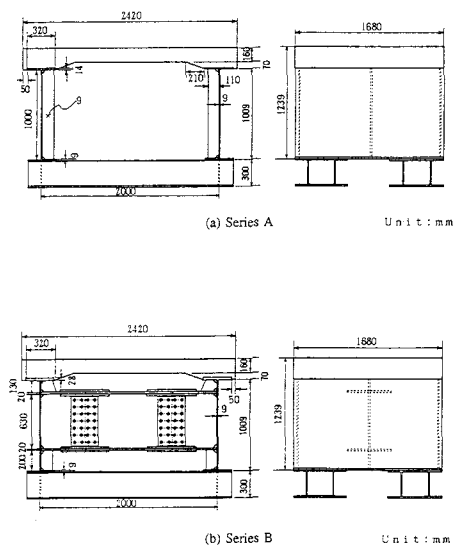


図-3 試験体

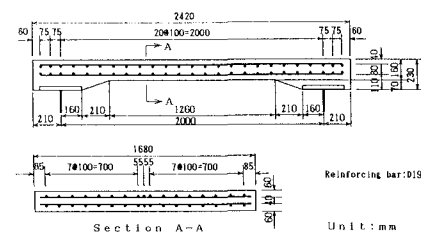


図-4 床版の配筋図

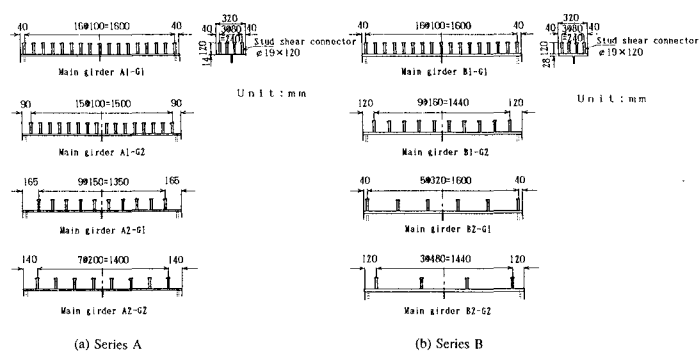


図-5 スタッドジベルの配置

表-1 各鋼板の材料特性

Element	Top flange of specimens A	Vertical stiffener of specimens A	Top flange of specimens B	Web of Specimens A and B	Connection plate of Specimens B
Material	SM490A	SS400	SM490B	SM490A	SS400
Thickness(mm)	14	9	28	9	9
Yield stress(MPa)	350.4	305.9	348.6	447.9	306.1
Tensile strength(MPa)	507.3	457.4	545.1	572.2	458.7
Elongation(%)	28	28	28	25	29
Young's modulus(MPa)	2.033×10^5	2.035×10^5	2.053×10^5	2.046×10^5	2.015×10^5

と圧縮強度を表-2に示す。応力-ひずみ曲線の除荷時の傾きを軽量骨材コンクリートの弾性係数に採用した。

表-2 コンクリートの材料特性

age	Compressive strength (MPa)	Young's modulus (MPa)
82 days	39.14	1.785×10^4

3 静的載荷試験

3.1 横桁回転と局部応力の関係を知るための静的載荷試験

この試験においては横桁回転角 θ_g と局部応力 σ_{my} あるいは σ_{by} の関係を試験体Bによって明らかにする。

実橋においては、隣接する主桁の相対的な鉛直変位によって、横桁の端部に図-6(a)に示すような正回転と負回転が生じる。これを試験体で実現するために、図-6(b)に示すように、横桁の一方の端のボルト接合をはずし、この端に鉛直方向（試験体B-1においては上向きのみ、試験体B-2においては上向きと下向き）の力を与えた。

図-7に示すように、横桁の鉛直変位が直線分布を示したので横桁は剛体的に回転していると見なせる。したがって横桁の回転角を次式で定義した。

$$\theta_g = (v_{g4} - v_{g0}) / 1305 \tag{1}$$

ここに、 v_{g0} ：主桁ウェブの板厚中心の位置における主桁の鉛直変位 (mm)

v_{g4} ：主桁ウェブの板厚中心から1305 mm離れた位置の横桁の鉛直変位 (mm)

局部ひずみ ϵ_{cy} 、 ϵ_{sy} 、 ϵ_{sy}' と横桁回転角 θ_g の関係を図-8に示す。ここで ϵ_{cy} 、 ϵ_{sy} 、 ϵ_{sy}' の定義は次の通りである。

ϵ_{cy} ：図-9に示すように、コネクションプレートの応力集中ゲージが与えるひずみをコネクションプレートの端部に沿って斜め上に向かって直線外挿することによって得られる、まわし溶接のコネクションプレート側の溶接止端の位置のひずみ

ϵ_{sy} ：図-9に示すように、ウェブの外側表面の応力集中ゲージが与えるひずみを鉛直上向きに直線外挿することによって得られる、隅肉溶接のウェブ側の溶接止端の位置のひずみ

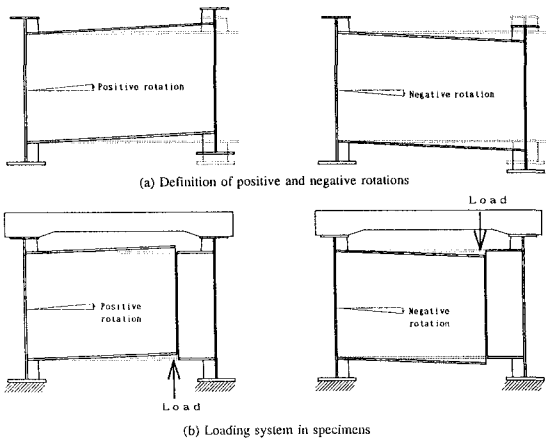


図-6 横桁の正回転と負回転

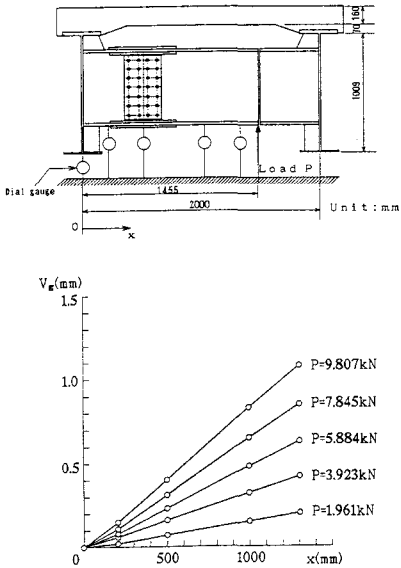


図-7 横桁の鉛直変位

ϵ_{sy}' : 図-9に示すように、ウェブの内側表面の応力集中ゲージが与えるひずみを鉛直下向きに直線外挿することによって得られる、スカラップのまわし溶接のウェブ側の溶接止端の位置のひずみ

第4章の疲労試験で述べるように、試験体B1で、図-9の ϵ_{sy}' が示す位置に疲労亀裂が発生したので、試験体B2で ϵ_{sy}' のひずみを測定した。

横桁回転と局部応力の関係について図-8から次の特徴が指摘できる。

- ①図-8(a)に示すように、試験体B2の各桁において、横桁負回転に対する ϵ_{cy} の増加率は横桁正回転に対するそれよりかなり小さい。
- ②図-5(b)に示したように、主桁B1-G1、B1-G2、B2-G1、B2-G2の順番でスタッドジベルの配置間隔が広くなる。しかし図-8(a)と(b)に示すように、横桁正回転に対して、スタッドジベルの配置間隔と ϵ_{cy} の増加率および ϵ_{sy} の増加率との間に規則性はない。
- ③図-8(c)に示すように、横桁正回転の ϵ_{sy}' の増加率と横桁負回転のそれとは同程度である。

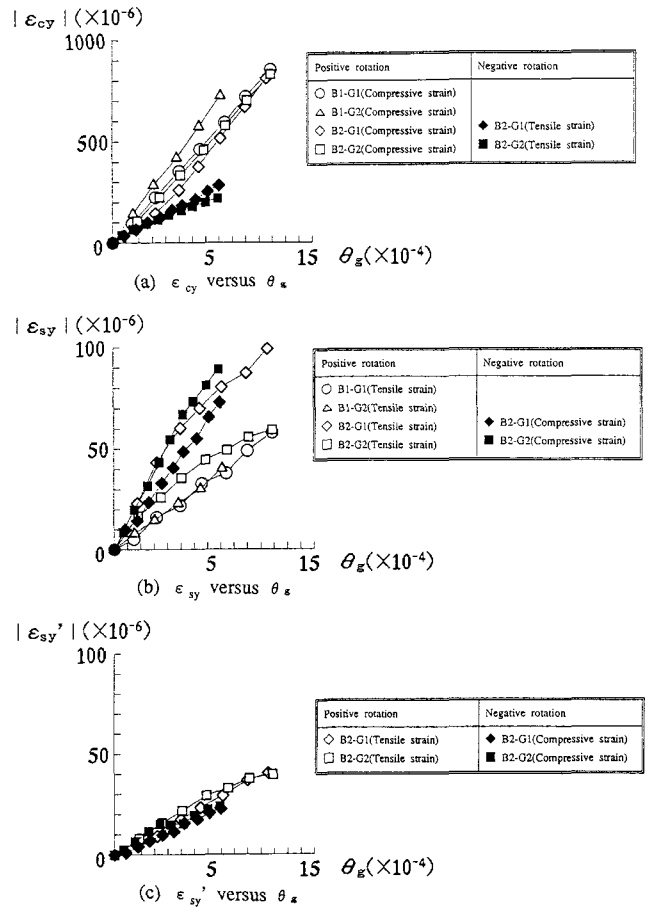
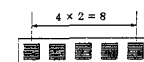
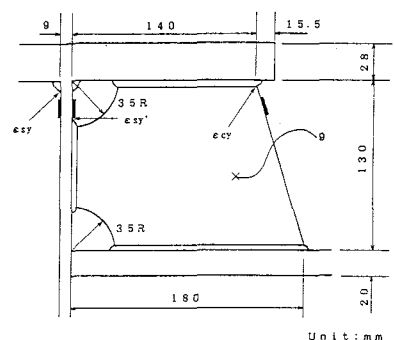


図-8 局部ひずみと横桁回転角の関係

3.2 床版上の荷重載荷位置と局部応力の関係を調べるための静的載荷試験

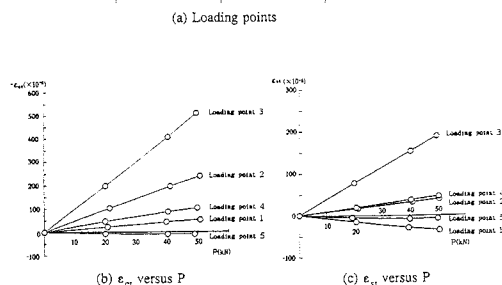
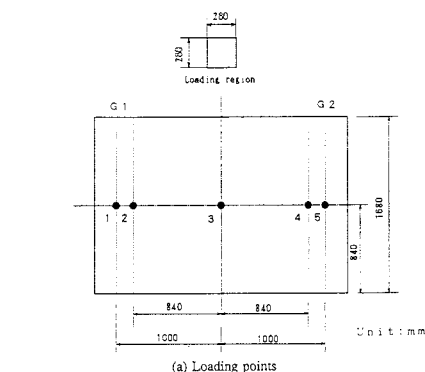
床版の支間の中央に荷重を載荷する場合より主桁の直上に荷重を載荷する方が大きな局部応力 σ_{my} と σ_{by} を起こす恐れがある。前者は床版変形に起因する主桁上の床版回転によって局部応力が生じ、後者は横桁連結部に直接荷重が伝達されることによって局部応力が生じる。この試験においては、どちらの載荷が大きな局部応力を生じさせるかを明らかにする。

図-10(a)に示すように、試験体B1において、横桁の直上の床版上で荷重載荷点を変えてひずみ測定を行った。載荷領域は28 cm×28 cmの正方形で、正方形の中心が各載荷点の中心になるようにした。載荷点1と5はそれぞれ主桁G1とG2の主桁ウェブの板厚中心上で、載荷点2と4はそれぞれ主桁G1とG2の

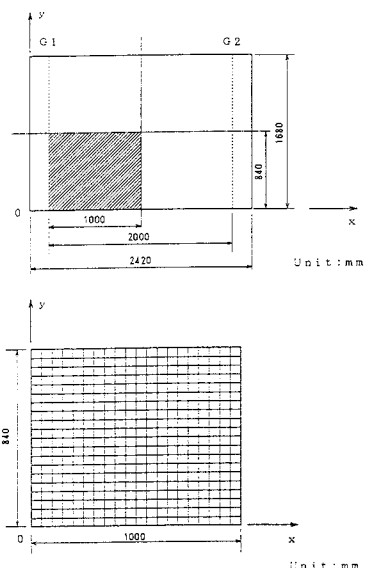


Strain gauge to measure stress concentration

図-9 応力集中ゲージ



図－１０ 床版上の荷重載荷位置と局部応力の関係



図－１１ 床版の要素分割

主桁上フランジの縁端上である。載荷点３は床版支間の中央である。

主桁Ｇ１のコネクションプレートと主桁ウェブのそれぞれの応力集中ゲージの上端のひずみゲージが与えるひずみ e_{ct} と e_{st} を図－１０に示す。 e_{ct} と e_{st} とも載荷点３に対するものがいちばん大きいことが分かる。したがって床版変形に起因する主桁上の床版回転の方が、横桁連結部へ荷重が直接伝達されることによるよりも大きなひずみを起こす。

３．３ 床版変形と局部応力の関係を調べるための静的載荷試験

この試験においては、床版変形と局部応力 σ_{my} あるいは σ_{by} の関係を明らかにする。

橋軸方向に沿って床版回転角が一樣に生じるような２点載荷の荷重位置を有限要素解析によって求めた。図－１１に示すように、対称性からコンクリート床版の１／４の部分要素分割した。コンクリート床版を直交異方性板として取り扱った。図－４に示す配筋に対して、文献（１４）に定義してある４種類の板曲げ剛性を次式から算出した。

$$D_{cx} = E_c I_{cx} / (1 - \nu_c^2) \quad (2)$$

$$D_{cy} = E_c I_{cy} / (1 - \nu_c^2) \quad (3)$$

$$D_{cxy} = \{ (1 - \nu_c) / 2 \} \sqrt{D_{cx} D_{cy}} \quad (4)$$

$$D_{c1} = \nu_c \sqrt{D_{cx} D_{cy}} \quad (5)$$

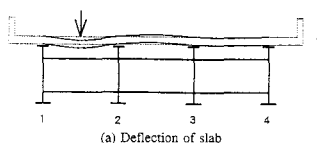
ここに、 D_{cx} 、 D_{cy} 、 D_{cxy} 、 D_{c1} ：コンクリート床版の板曲げ剛性

E_c ：コンクリートのヤング率

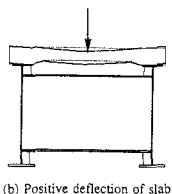
ν_c ：コンクリートのポアソン比（＝１／６）

I_{cx} ：ｘ軸に直角なコンクリート床版断面の単位幅当りの断面２次モーメント（図－４においては主鉄筋断面）

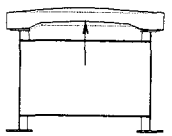
I_{cy} ：ｙ軸に直角なコンクリート床版断面の単位幅当りの断面２次モーメント（図－４においては



(a) Deflection of slab



(b) Positive deflection of slab



(c) Negative deflection of slab

図-1 2 床版の正変形と負変形

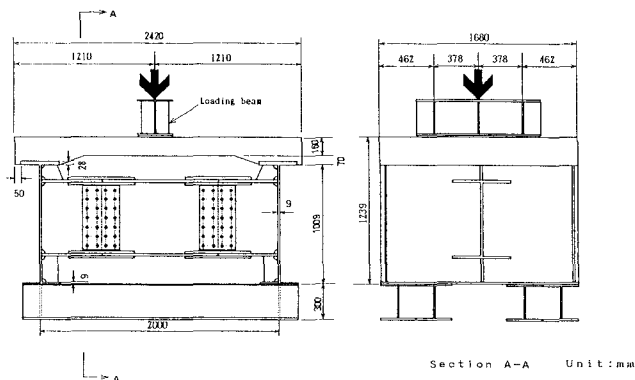


図-1 3 疲労試験における載荷

配力筋断面

I_{cx} と I_{cy} の計算においてはコンクリート床版断面の引張断面を無視した。試験体の設計段階においては軽量骨材コンクリートのヤング率が不明であったため、鉄筋とコンクリートのヤング率比 $n (=E_s/E_c)$ を13.12 ($=2.059 \times 10^5 \text{ (MPa)} / 1.569 \times 10^4 \text{ (MPa)}$)と仮定した。このヤング率比に対して、図-4に示すコンクリート床版断面の D_{cx} と D_{cy} はそれぞれ $3.579 \times 10^6 \text{ (MPa} \cdot \text{cm}^3)$ と $2.120 \times 10^6 \text{ (MPa} \cdot \text{cm}^3)$ になった。有限要素解析の結果、床版支間の中央線上で横桁から37.8 cm離れた2点に荷重を載荷すると、橋軸方向に沿って床版回転角がほぼ一様に生じることが分かった。

図-1 2 (a)に模式的に示すように、実橋において主桁1と主桁2の間の床版に荷重が存在する場合、主桁1と主桁2の間の床版変形(下に凸の変形)と主桁2と主桁3の間の床版変形(上に凸の変形)は、静的載荷試験においてはそれぞれ図-1 2 (b)、(c)に示す荷重載荷で実現することができる。すなわち前者に対しては床版上面から下向きに荷重を載荷し、後者に対しては床版下面から上向きに荷重を載荷する。ここで図-1 2 (b)と(c)に示す床版変形をそれぞれ床版正変形、床版負変形と呼ぶ。

床版上面から下向きの荷重載荷に対して、図-1 3に示すように、載荷ビームを床版上に載せ、床版上の2箇所に等しい大きさの荷重を与えた。載荷ビームの下フランジの両側に280 mm×280 mm×14 mmの鋼板を取り付け、この鋼板を通してコンクリート床版に荷重を伝えた。2つの鋼板の中心間隔は75.6 cmである。

次章で疲労試験について述べる。図-1 3に示す載荷で疲労試験を行った。10000回の荷重の繰返しで床版の変形がほぼ安定したので、この繰返し回数で疲労試験を中断し、床版回転と局部応力の関係調べるための静的載荷試験を行った。

床版上面から下向きの載荷試験が終わった後、試験体B2、A1、A2に対して、油圧ジャッキを2つ用いて床版下面から上向きの荷重を載荷した。荷重の載荷位置は床版の上面からの載荷位置と同じである。油圧ジャッキと床版下面の間に挿入した鉄板の大きさは200 mm×200 mm×20 mmである。

床版の下面に設けた変位計によって計測した床版たわみから不変性のある主桁直上の床版回転角を定義することができなかったため、局部ひずみ ϵ_{cy} 、 ϵ_{sy} 、 ϵ_{sy}' と荷重 P の関係を調べた。ここで P は2箇所に載荷された荷重の大きさの合計である。 ϵ_{cy} 、 ϵ_{sy} 、 ϵ_{sy}' と P の関係を試験体BとAについてそれぞれ図-1 4、1 5に示す。床版回転と局部応力の関係について、図-1 4、1 5から次の特徴が指摘できる。

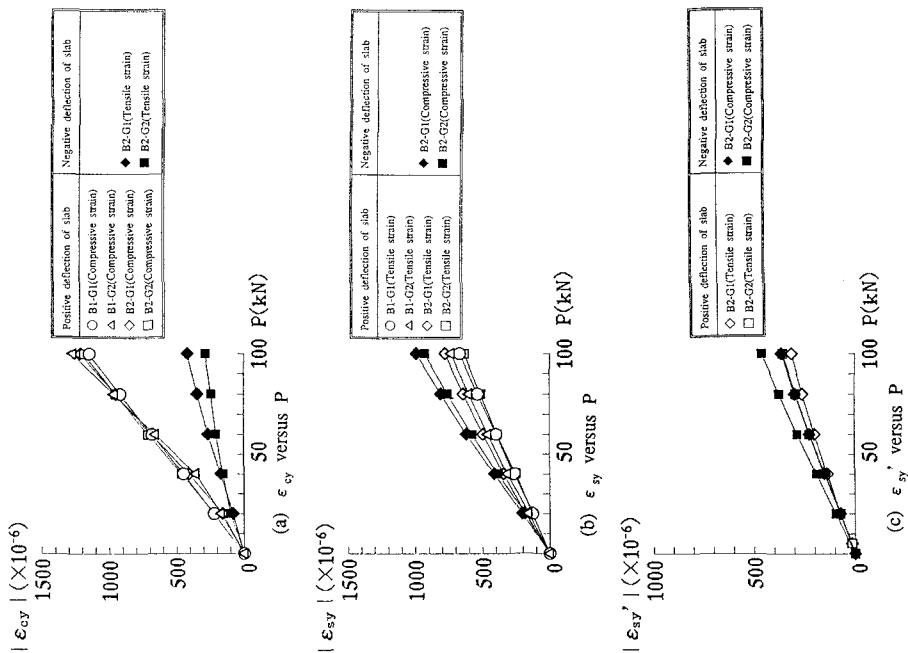


図-1 4 局部ひずみと荷重の関係 [試験体 B]

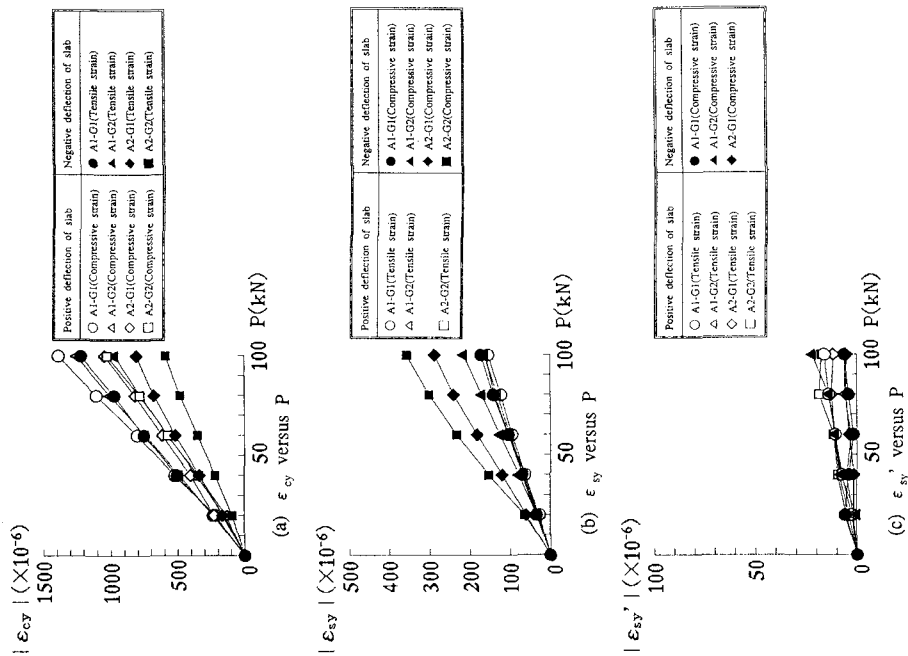


図-1 5 局部ひずみと荷重の関係 [試験体 A]

- ①図-14 (a) に示すように、試験体B2の各主桁において、床版負変形に対する ε_{cy} の増加率は床版正変形に対するそれよりかなり小さい。しかし図-14 (b) に示すように、 ε_{sy} に関しては、床版負変形に対するひずみの増加率の方が床版正変形に対するそれより大きい。
- ②図-14 (a) に示すように、試験体B1とB2の床版正変形に対して、スタッドジベルの配置間隔にかかわらず ε_{cy} の増加率はほぼ同じである。
- ③図-14 (c) に示すように、試験体B2の床版正変形に対する ε_{sy}' の増加率と床版負変形に対するそれとは同程度である。
- ④図-15 (a) に示すように、試験体A1とA2の各主桁において、床版負変形に対する ε_{cy} の増加率は床版正変形に対するそれより小さい。しかし図-15 (b) に示すように、 ε_{sy} に関しては、床版負変形に対する ε_{sy} の増加率の方が床版正変形に対するそれより大きい。
- ⑤図-5 (a) に示したように、主桁A1-G1、A1-G2、A2-G1、A2-G2の順番でスタッドジベルの配置間隔が広くなる。図-15 (a) と (b) に示すように、床版負変形に対して、スタッドジベルの配置間隔が広くなると ε_{cy} の増加率は減少し、反対に ε_{sy} の増加率は増加する。床版正変形に対して、スタッドジベルの配置間隔にかかわらず ε_{sy} の増加率はほぼ同じである。
- ⑥図-14 (a) と15 (a) の比較、図-14 (b) と15 (b) の比較、図-14 (c) と15 (c) の比較から分かるよう、床版正変形に対して、試験体Aの ε_{cy} の増加率は試験体Bのそれと同程度、試験体Aの ε_{sy} の増加率は試験体Bのその約1/6、試験体Aの ε_{sy}' の増加率は試験体Bのその約1/10である。

4 疲労試験

試験体B1、B2、A1に対して図-13に示す載荷で疲労試験を行った。疲労試験における荷重の最小値と最大値をそれぞれ P_{min} 、 P_{max} で表し、荷重の繰返し回数を N で表す。

4.1 試験体B1

- a) $0 \leq N \leq 277.7 \times 10^4$ ($P_{min}=4.9$ kN、 $P_{max}=98$ kN)

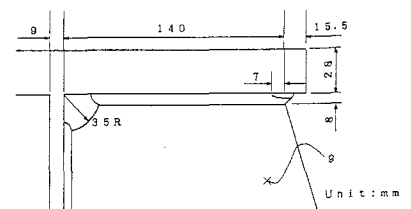
疲労亀裂の発生は観察されなかった。

- b) $277.7 \times 10^4 \leq N \leq 1000.5 \times 10^4$ ($P_{min}=4.9$ kN、 $P_{max}=147$ kN)

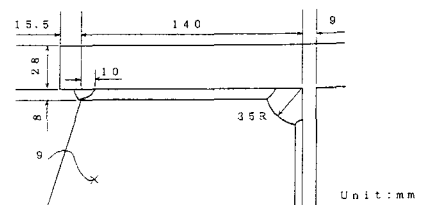
P_{max} を98 kNから147 kNに増加させた。

$N=306.1 \times 10^4$ で、主桁G1とG2の各コネクションプレートにタイプ1の亀裂を観察した。この亀裂の進展は非常に遅く、図-16に示す状態で亀裂は停留した。

$N=330.4 \times 10^4$ で、各主桁のウェブの外側表面に水平方向に亀裂を観察した。 $N=334.1 \times 10^4$ で、各主桁において、コネクションプレートをウェブに連結する隅肉溶接の上側のスカラップのまわし溶接のウェブ側の溶接止端に沿って亀裂が発生しているのを発見した。これらの亀裂を発見した後、ウェブの外側表面と内側表面の各亀裂の水平方向の長さの変化を記録した結



(a) Main girder B1-G1 [N=10,005×10⁴]



(b) Main girder B1-G2 [N=10,005×10⁴]

図-16 タイプ1の亀裂〔試験体B1〕

果、亀裂の発生・伝播は次のようであった。図－１７を参照して、最初にコネクションプレートウェブに連結する隅肉溶接の上側のスカラップのまわし溶接のウェブ側の溶接止端に沿って亀裂が発生し、これがウェブの板厚を斜め下向きに進展し、板厚を貫通し、ウェブの外側表面に現れ、これが外側表面の亀裂として外側表面を水平方向に伝播した。この亀裂をタイプ４’ と呼ぶ。

図－１４（ｂ）と（ｃ）の比較から分かるように、ひずみ ϵ_{sy} ’ の増加率はひずみ ϵ_{sy} のその約半分である。しかし ϵ_{sy} に対応するタイプ４の亀裂（図－１参照）は発生せず、 ϵ_{sy} ’ に対応するタイプ４’ の亀裂が発生した。これは、溶接止端の形状に起因する応力集中に関して、タイプ４’ の亀裂に対する応力集中がタイプ４の亀裂に対する応力集中の２倍以上であったからと考える。

$N=1000.5\times10^4$ におけるタイプ４’ の亀裂の外側表面の進展状況を図－１８に示す。

c) $1000.5\times10^4\leq N\leq1206.0\times10^4$ ($P_{min}=4.9$ kN、 $P_{max}=147$ kN)

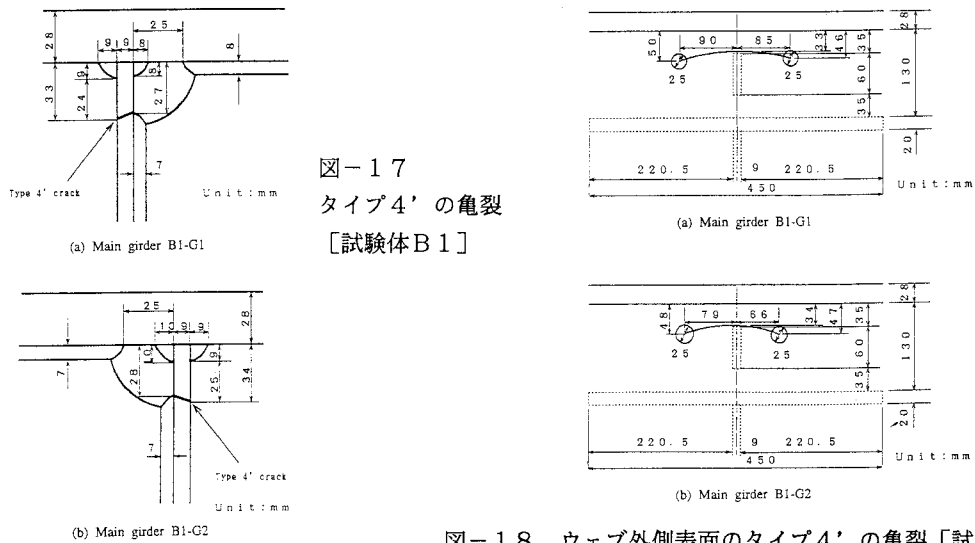
タイプ４’ の亀裂先端に円孔を設けることにより、亀裂先端の応力集中を緩和し、タイプ４’ の亀裂の進展を止めることができる可能性を調べた。 $N=1000.5\times10^4$ で、ウェブの外側表面の亀裂が内側表面の亀裂より長かったので、図－８に示すように、外側表面の亀裂の先端を中心として直径25 mmの孔をドリルで開けた。ドリル孔の表面をサンドペーパーで平滑に磨き、表面の防錆のためにラッカーを塗布した。この状態で約200万回荷重を繰返したが、円孔からの亀裂発生はなかった。この間タイプ１の亀裂の進展もなかった。

d) $1206.0\times10^4\leq N\leq1403.1\times10^4$ ($P_{min}=4.9$ kN、 $P_{max}=147$ kN)

実橋においては、タイプ１の亀裂によってコネクションプレートが上フランジから破断している場合もある。コネクションプレートが上フランジから破断していてもタイプ４’ の亀裂の進展を止めるために設けた円孔に亀裂が発生しないことを確認するために、コネクションプレートと上フランジの間の隅肉溶接に沿って、コネクションプレートを水平方向にガス切断した。この状態で約200万回荷重を繰返したが、円孔からの亀裂発生はなかった。

e) $1403.1\times10^4\leq N\leq1605.1\times10^4$ ($P_{min}=4.9$ kN、 $P_{max}=147$ kN)

実橋においては、タイプ３の亀裂によってコネクションプレートがウェブから破断している場合もある。



図－１７
タイプ４’ の亀裂
〔試験体Ｂ１〕

図－１８ ウェブ外側表面のタイプ４’ の亀裂〔試験体Ｂ１〕

コネクションプレートがウェブから破断していても円孔に亀裂が発生しないことを確認するために、コネクションプレートとウェブとの間の隅肉溶接に沿って、コネクションプレートを鉛直方向にガス切断した。この状態で約200万回荷重を繰返したが、円孔からの亀裂発生はなかった。

4.2 試験体B2

a) $0 \leq N \leq 283.0 \times 10^4$ ($P_{\min}=4.9$ kN, $P_{\max}=98$ kN)

〔主桁G1〕 $N=116.0 \times 10^4$ のとき、コネクションプレートをウェブに連結する隅肉溶接の上側のまわし溶接のウェブ側の溶接止端に沿ってタイプ4' の微小亀裂を発見した。 $N=185.0 \times 10^4$ のとき、コネクションプレートをウェブに連結する隅肉溶接の下側のまわし溶接のウェブ側の溶接止端に沿って亀裂が発生しているのを発見した。この亀裂をタイプ5と呼ぶ。

〔主桁G2〕 $N=58.8 \times 10^4$ のとき、タイプ4' の微小亀裂を発見した。 $N=185.0 \times 10^4$ のときタイプ5の亀裂を観察した。

$N=283.0 \times 10^4$ のときの両主桁のタイプ4' とタイプ5の疲労亀裂の進展状況を図-19に示す。

b) $283.0 \times 10^4 \leq N \leq 510.0 \times 10^4$ ($P_{\min}=4.9$ kN, $P_{\max}=147$ kN)

$P_{\max}$ を98 kNから147 kNに増加させた。

〔主桁G1〕 $N=345.0 \times 10^4$ のとき、コネクションプレートを上フランジに連結する隅肉溶接にタイプ1の微小亀裂を発見した。 $N=377.8 \times 10^4$ のとき、タイプ4' の亀裂がウェブの外側表面に達しているのを観察した。 $N=452.0 \times 10^4$ のとき、タイプ5の亀裂がウェブの外側表面に達しているのを観察した。図-20に示すように、タイプ5の亀裂はウェブの板厚を斜め上向きに進展した。

〔主桁G2〕 $N=286.0 \times 10^4$ のときタイプ1の亀裂を発見した。 $N=354.0 \times 10^4$ のとき、タイプ4' の亀裂がウェブの外側表面に達しているのを観察した。 $N=452.0 \times 10^4$ のとき、タイプ5の亀裂がウェブの外側表面に達しているのを観察した。

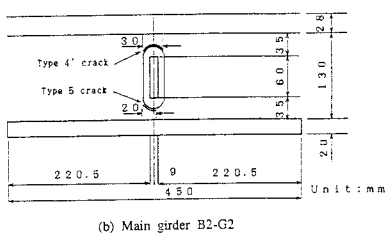
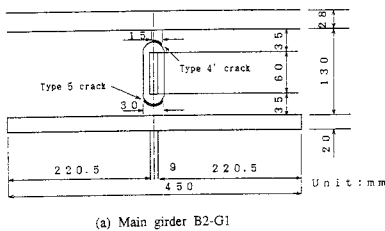


図-19 ウェブ内側表面のタイプ4' と5の亀裂〔試験体B2〕

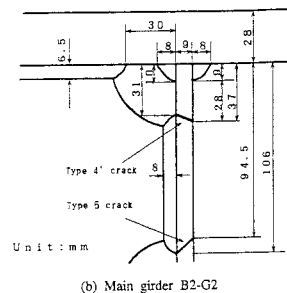
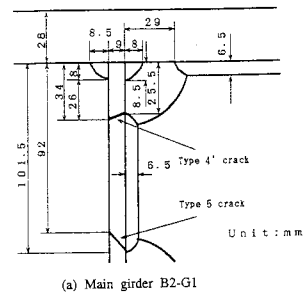


図-20 タイプ4' と5の亀裂〔試験体B2〕

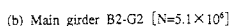
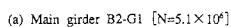


図-21 タイプ1の亀裂〔試験体B2〕

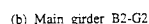
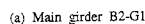


図-22 ウェブ外側表面のタイプ4'と5の亀裂〔試験体B2〕

4.3 試験体A1

$N=47.0 \times 10^4$ のとき、垂直補剛材を上フランジに連結する隅肉溶接のビードにタイプ 1 の微小亀裂を観察した。しかし、この亀裂は $N=217.0 \times 10^4$ まで変化しなかった。

3. 3節で述べたように、試験体Aのひずみ ε_{sy}' の増加率は試験体Bのその約1/10であった。したがって試験体Aにおいては、タイプ4'の亀裂の発生はなかった。

実橋においてはタイプ1の亀裂によって垂直補剛材が上フランジから破断している場合がある。このような場合、ウェブにタイプ4の亀裂が発生するかどうかを確認するために、試験体の垂直補剛材の上端を上フランジからガス切断によって切断し、疲労試験を続行した。しかし、タイプ4の疲労亀裂の発生はなかった。

5 結論

橋軸方向に広幅の168 cmのコンクリート床版と2本の主桁から成る試験体を作製した。試験体は横桁を有する試験体Bと横桁あるいは対傾構が取り付けられていない垂直補剛材のみを有する試験体Aに分けられる。コネクションプレート（試験体Bの場合）あるいは垂直補剛材（試験体Aの場合）からスタッドジベルを遠ざけて配置することによる局部応力の低減効果を明らかにするために、各主桁ごとにスタッドジベルの配置

間隔を変えた。これらの試験体の静的載荷試験と疲労試験によって得られた主な結果は次の通りである。

1) 横桁回転と局部応力の関係について

横桁負回転（図－6 参照）に対するひずみ ϵ_{cy} （図－9 参照）の増加率は横桁正回転（図－6 参照）に対するそれよりかなり小さい。

横桁正回転に対して、スタッドジベルの配置間隔と ϵ_{cy} の増加および ϵ_{sy} （図－9 参照）の増加率との間に規則性はない。

2) 床版上の荷重載荷位置と局部応力の関係について

横桁連結部へ荷重が直接伝達される場合よりも床版変形に起因する主桁上の床版回転の方が大きな局部応力を起こす。

3) 床版変形と局部応力の関係について

試験体BとAにおいて、床版負変形（図－12 参照）に対する ϵ_{cy} の増加率は床版正変形（図－12 参照）に対するそれよりかなり小さい。しかし、 ϵ_{sy} に関しては、床版負変形に対する ϵ_{sy} の増加率の方が床版正変形に対するそれより大きい。

試験体Bにおいては、床版正変形に対して、スタッドジベルの配置間隔にかかわらず ϵ_{cy} の増加率はほぼ同じである。

試験体Aにおいては、床版負変形に対して、スタッドジベルの配置間隔が広がると ϵ_{cy} の増加率は減少し、反対に ϵ_{sy} の増加率は増加する。床版正変形に対して、スタッドジベルの配置間隔にかかわらず ϵ_{sy} の増加率はほぼ同じである。

床版正変形に対して、試験体Aの ϵ_{cy} の増加率は試験体Bのそれと同程度、試験体Aの ϵ_{sy} の増加率は試験体Bのその約 $1/6$ 、試験体Aの ϵ_{sy}' （図－9 参照）の増加率は試験体Bのその約 $1/10$ である。

4) 疲労亀裂について

試験体BとAの両者にタイプ1の亀裂（図－16と21 参照）が発生した。しかし、この亀裂の進展速度は非常に遅く、約10 mm程度進展したのち停留した。

試験体Bの主桁ウェブにタイプ4' と5の亀裂（図－17、18、20、22 参照）が発生した。これらの亀裂は荷重の繰返しとともに主桁ウェブを進展した。

5) ドリル孔の効果について

タイプ4' の亀裂の先端に円孔を設けることにより、タイプ4' の亀裂の進展を止めることができる。コネクションプレートが主桁から破断していても円孔からの亀裂発生はなかった。

6 今後の課題

1) 今回の静的載荷試験で、コネクションプレートあるいは垂直補剛材からスタッドジベルを遠ざけて配置することによる局部応力の低減効果は、横桁の回転の方向あるいはコンクリート床版の変形の方向で大きく異なることが明らかになった。スタッドジベルの配置間隔を広げることによって反対に増加する局部応力も存在することが判明した。今後これらの現象を理論的に解明しなければならない。

2) 今回の試験体は実橋の外主桁に対応している。したがって今回の試験結果に基づいて、中主桁のコネクションプレートあるいは垂直補剛材の上端の局部応力を明らかにしなければならない。

3) 主桁ウェブの疲労亀裂の補修法としてドリル孔の有効性を示した。これまで提案されたドリル孔からの疲労亀裂の再発生を防ぐための条件式は膜応力が作用する場合に対してのみ適用できる¹⁵⁾。主桁上フランジと横桁上フランジの間の主桁ウェブには板曲げ応力が生じる^{1・2)}。したがって板曲げ応力が作用する場合に対してもドリル孔からの亀裂を防ぐための条件式を明らかにする必要がある。

謝辞

試験体の製作において御協力を賜った川崎重工業株式会社の迫田治行氏と尼子元久氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Okura, I., Hirano, H. and Yubisui, M. : Stress measurement at cross beam connections of plate girder bridge, Tech. Reports of Osaka Univ., Vol.37, No.1883, pp.151-160, 1987.
- 2) Okura, I. and Fukumoto, Y. : Fatigue of cross beam connections in steel bridges, IABSE, 13th Congress, Helsinki, Finland, pp.741-746, 1988.
- 3) 大倉一郎・指吸政男・平野浩：プレートガーダー橋の横桁連結部の局部応力と3次元挙動の関係、構造工学論文集、Vol.33A、pp.373-382、1987。
- 4) Okura, I., Yubisui, M., Hirano, H. and Fukumoto, Y. : Local stresses at cross beam connections of plate girder bridges, 土木学会論文集, 第392号, pp.111-119, 1988.
- 5) Okura, I., Takigawa, H. and Fukumoto, Y. : Structural parameters governing fatigue cracking at cross-beam connections in plate girder highway bridges, Tech. Reports of Osaka Univ., Vol.39, No.1980, pp.289-296, 1989.
- 6) Okura, I., Takigawa, H. and Fukumoto, Y. : Structural parameters governing fatigue in highway bridges, 土木学会論文集, 第410号, pp.253-256, 1989.
- 7) 大倉一郎・瀧川浩之・福本嘯士：プレートガーダー橋の横桁連結部の疲労亀裂を支配する構造パラメータ、構造工学論文集、Vol.35A、pp.921-928、1989。
- 8) Okura, I. and Fukumoto, Y. : Fatigue of cross-beam connections in plate girder highway bridges, IABSE, Workshop, Lausanne, Switzerland, pp.167-176, 1990.
- 9) 大倉一郎・井上博之・福本嘯士・山田靖則：プレートガーダー橋の横桁連結部の疲労試験、構造工学論文集、Vol.38A、pp.989-998、1992。
- 10) Okura, I. and Fukumoto, Y. : Fatigue tests of cross-beam connections in plate girder highway bridges, Proceedings of the First World Conference on Constructional Steel Design, Acapulco, Mexico, pp.466-469.
- 11) Kato, S., Yoshikawa, O., Terada, H. and Matsumoto, Y. : Studies on Fatigue damages based on strain measurements of a highway bridge, 土木学会論文集, 第362号, pp.199-208, 1985.
- 12) Miki, C., Takenouchi, H., Mori, T. and Ohkawa, S. : Repair of fatigue damage in cross bracing connections in steel girder bridges, 土木学会論文集, 第404号, pp.53-61, 1989.
- 13) 大倉一郎：鋼橋の疲労（1）、橋梁、Vol.28、No.2、pp.20-28、1992。
- 14) Timoshenko, S.P. and Woinowsky-Krieger : Theory of Plates and Shells, Second Edition, McGraw-Hill Book Company, Inc., pp.364-369, 1959.
- 15) Fisher, J.W., Barthelemy, B.M., Mertz, D.R. and Edinger, J.A. : Fatigue behavior of full-scale welded bridge attachments, NCHRP Report 227, Transportation Research Board, National Research Council, USA, November, 1980.

(1993年9月16日受付)