

合成 2 主桁橋の中間横桁部における 頭付きスタッド配置に関する実験的研究

安川義行¹・稲葉尚文²・済藤英明³・大垣賀津雄⁴

¹日本道路公団 工修 関西支社 建設第二部 (〒530-0003 大阪市北区堂島 1-6-20)

²日本道路公団 工修 関西支社 建設第二部 (〒530-0003 大阪市北区堂島 1-6-20)

³正会員 川崎重工業株式会社 鉄構ビジネスセンター (〒278-8585 千葉県野田市二ツ塚 118)

⁴正会員 工博 川崎重工業株式会社 鉄構ビジネスセンター (〒278-8585 千葉県野田市二ツ塚 118)

現行の道路橋示方書においては、合成桁のずれ止めを設計する際、橋軸方向の水平せん断力のみを考慮している。しかしながら、近年、施工事例が多く見られる PC 床版を有する合成 2 主桁橋においては、床版支間や張出し長が大きくなるため、床版における橋軸直角方向の回転によって発生するずれ止めの曲げ引抜き力が無視できなくなる。本研究では、PC 床版合成 2 主桁橋のずれ止めに対する設計法を確立するために、頭付きスタッド配置をパラメータとした実物大の部分模型供試体を製作し、床版支間中央側載荷と張出し部側載荷による両方向への曲げモーメントと引抜き力が同時に作用する場合の静的載荷実験を実施し、得られた結果から垂直補剛材取付け位置近傍のずれ止めの理想的な配置方法について検討した。

Key Words : *shear connector(headed stud), pull-out force, composite two plate girder bridge*

1. はじめに

近年、建設費の縮減、耐久性の向上、維持管理の容易さ等の必須の課題を考慮した合理的な橋梁構造の研究開発が関係各所でなされており、鋼橋においては PC 床版を有する 2 主桁橋がこのような要求性能を満足させる経済性・耐久性に優れた橋梁形式の一つとして認められ、施工事例が多く見られるようになってきている^{1), 2), 3)}。

この種の橋梁では、横桁や対傾構などの横補剛材が省略され横桁のみで両主桁が結合されているので、風や地震荷重などの面外荷重に対して床版を主要部材として取り扱う必要がある。その力を上部工から下部工に伝達させるためには、床版と鋼桁を十分合成させることを前提とする必要がある。また所定幅に対する床版と垂直補剛材を有する腹板、および横桁の 3 部材で構成されるラーメンフレーム(以下、横フレームと呼ぶ)を考えると、各種荷重による断面変形に起因した上フランジの首振り変形が、部分的に剛性の高い横フレーム垂直補剛材上端部で拘束されることにより、接合部には橋軸直角方向曲げモーメントが作用する。特に、2 主桁橋においては、

床版支間や張出しがより広くなること、鋼桁構造が簡略化され横桁間隔が広くなり中間垂直補剛材を減少させていることなどから、この橋軸直角方向曲げモーメントが大きくなる傾向にあり、横フレーム取付け位置近傍に配置されたずれ止めには曲げ引抜き力が作用することが考えられる⁴⁾。しかしながら、現行の道路橋示方書⁵⁾(以下、道示と呼ぶ)Ⅱ鋼橋編に規定されているように、従来から合成桁のずれ止め設計においては橋軸方向せん断力しか考慮しておらず、橋軸直角方向の曲げ引抜き力に対しては示方書の規定外として、その都度 FEM 解析等により発生応力を検討し配置を決定しているのが現状である。

今後、この種の橋梁の建設が増加することを考慮すると、橋軸方向せん断力のみならず、この橋軸直角方向曲げ引抜き力も含めた設計法を確立する必要がある。

このような状況を踏まえ、広幅員 PC 床版合成 2 主桁橋のずれ止め設計法確立に資するために、施工性の良さや水平せん断力の方向性に依存しないことから、国内外で幅広く一般的に使用されている頭付きスタッドを対象に、その配置および高さをパラメータとした実物大の部分模型供試体を用いた静的載

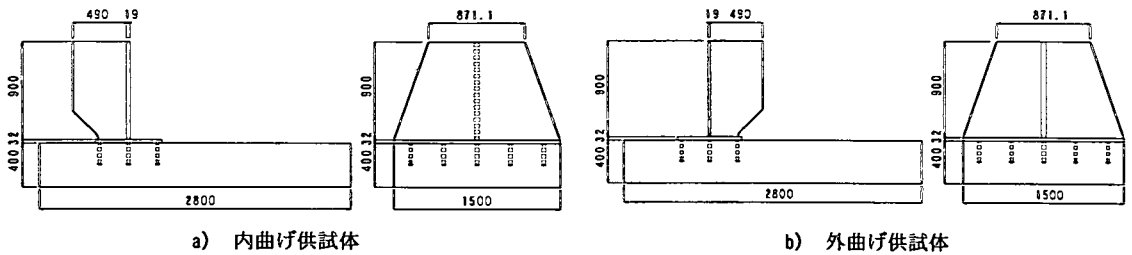


図-1 実験供試体形状図

荷実験を実施した。その結果から、橋軸直角方向曲げ引抜き力に対する頭付きスタッドの応力分布を明らかにするとともに、この応力を容易に算出できるような簡易計算モデルの構築を試みた^{6,7)}。しかしながら、この実験においては供試体数が4体と少なく、限られた中での検討であったこともあり、今後、あらゆるスタッド配置に対して応力分布性状を明らかにするために、本実験においては、使用頻度の高い22φ×200mmの頭付きスタッドの配置をパラメータとして、それらの配置に対し、床版支間中央側と張出し部側の両方向荷重に着目した曲げ引抜き静的荷重実験を実施した。

本報告書は、本実験研究により得られたスタッド配置の差異によるスタッド発生ひずみや、床版と鋼桁界面の剥離量等について比較・考察を行い、広幅員合成2主桁橋の橋軸直角方向曲げモーメントに対する横フレーム垂直補剛材近傍スタッドの理想的な配置方法を検討するものである。

2. 実験概要

(1) 実験目的

本実験は、合成2主桁橋の中間横桁位置近傍の床版と鋼桁の接合部に着目し、ずれ止めとして用いる頭付きスタッドの橋軸方向間隔、橋軸直角方向本数等をパラメータとした供試体を用い、接合部の変形性能や各部のひずみを計測するものである。

これらの結果から、橋軸直角方向曲げモーメントによる床版と鋼桁間の力の伝達メカニズムを解明し、この曲げ引抜き力に対する頭付きスタッドの合理的な配置方法を検討することを目的としている。

(2) 実験供試体

実験供試体は、活荷重の床版支間側荷重を想定した内曲げ供試体と、活荷重および壁高欄などによる張出し側荷重を想定した外曲げ供試体の2タイプを

基本とし、それぞれにつき橋軸方向間隔および配置、橋軸直角方向の本数等をパラメータとした8種類、計16体を製作するものとした。

中間横桁位置近傍をモデル化しているため、垂直補剛材は片側のみに取り付けることとし、内曲げ供試体鋼桁部では図-1 a)に示すように荷重点側に、一方、外曲げ供試体では図-1 b)に示すように、腹板を挟んで荷重点とは逆側に垂直補剛材を取り付けている。フランジ上のスタッド配置は、図-2に示すとおりである。実橋相当の多列配置とし、ある一定の橋軸方向せん断力に対して必要なスタッド本数の配置を変化させたSCシリーズ、橋軸直角方向本数2本および3本の場合を対象に、垂直補剛材直上を避けてスタッドを配置したSDシリーズ、SC-3と同様のスタッド配置とし、フランジ上面と床版の付着に期待したSEシリーズ、および橋軸方向幅を1.5mから2.7mに拡大したSGシリーズとした。また床版部は橋軸方向幅1500mm、橋軸直角方向長さ2800mmのRC構造とし、床版厚は床版支間6m程度の実橋でハンチを含んだ主桁直上の床版厚さを想定して400mmとした。鉄筋は、橋軸直角方向にD13を、橋軸方向にはD19をそれぞれ125mmピッチで上下2段づつ配筋した。さらに、実験で安全側の評価を得るために、フランジ表面にMSスーパーフィルム(通称ロイハン)を敷いて、フランジと床版コンクリートの付着を切ることにより、スタッドのみで合成される構造とした。ただし、フランジと床版コンクリート間の付着性状を確認するために製作したSE-3供試体においては、MSスーパーフィルムを敷かないものとした。実験供試体一覧を表-1に示す。

(3) 使用材料

a) 床版コンクリート

供試体床版部に使用したコンクリートは早強ポルトランドセメントを用い、設計基準強度は40N/mm²とした。材料試験結果を表-2に示す。

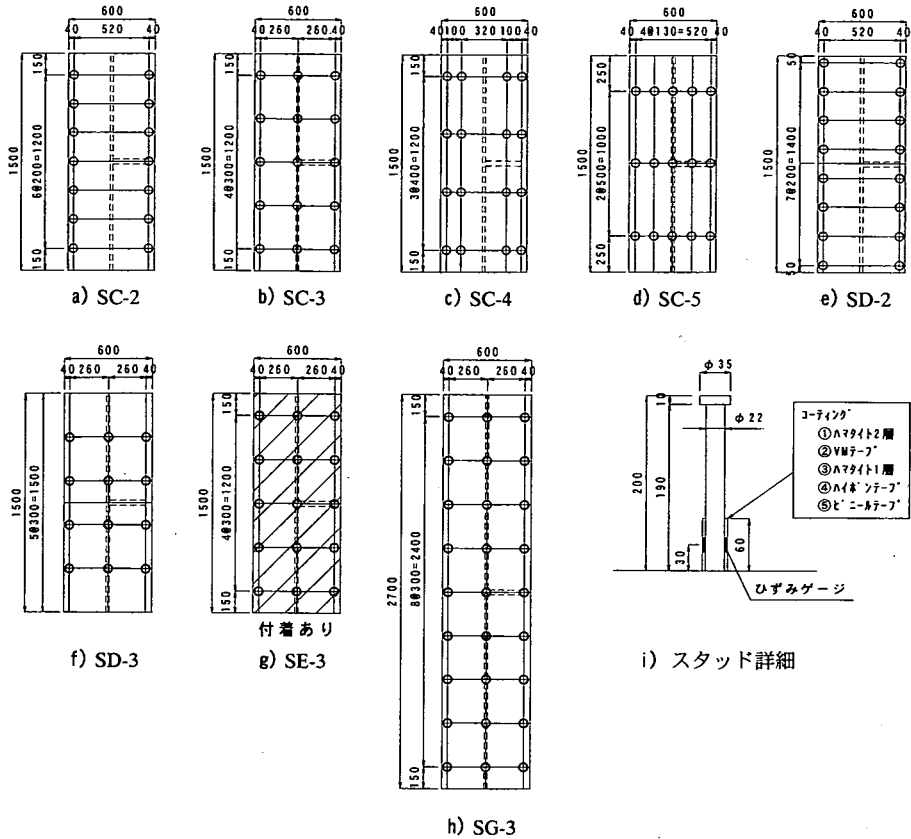
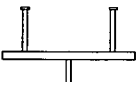
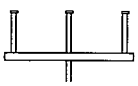
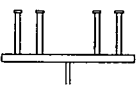
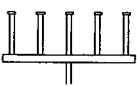


図-2 頭付きスタッド配置

表-1 実験供試体一覧

項目		橋軸直角方向 2本	橋軸直角方向 3本	橋軸直角方向 4本	橋軸直角方向 5本
					
SC	橋軸方向多列	SC-2I, SC-2O	SC-3I, SC-3O	SC-4I, SC-4O	SC-5I, SC-5O
SD	V-Stiff直上にスタッドなし	SD-2I, SD-2O	SD-3I, SD-3O		
SE	接合部界面の付着あり		SE-3I, SE-3O		
SG	橋軸方向幅 2.7m		SG-3I, SG-3O		

※各供試体について床版支間側載荷(I), 張出し側載荷(O)の2タイプについて実験を実施する。(例えば, 内曲げ SC-2I, 外曲げ SC-2O)

※橋軸直角方向 2本および 4本の供試体は, 対称性を考え腹板直上にスタッドは配置していない。

b) 鉄筋

鉄筋は SD295 とし, 橋軸方向に配置する鉄筋は D19 を 125mm 間隔に上下 2 段配置し, その外側を巻くように橋軸直角方向に D13 の補強筋を 125mm 間隔に配置した。

c) 鋼板

供試体鋼桁部の材質は SM490 とし, フランジお

よび垂直補剛材は 32mm, 腹板には 19mm の鋼板を用いた。引張試験より得られたこれら鋼材の機械的性質を表-3 に示す。

d) 頭付きスタッド

頭付きスタッドは, 材質 JIS B 1198 に従う SS400 相当品とし, 軸径 22mm, 高さ 200mm のサイズを用いた。

表-2 コンクリート材料試験結果

材齢	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	静弾性係数 N/mm ²
7	43.9	-	-
28	50.5	-	-
30	51.5	3.9	3.3×10 ⁴
78	54.3	4.1	3.5×10 ⁴

※材齢 30 日は実験開始日, 78 日は終了日である。
材料試験体は標準養生 (20℃水中) とした。

表-3 鋼板の機械的性質

種類	板厚 mm	材質	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
フランジ, 補剛材	32	SM490	380.0	537.3
腹板	19		389.0	533.7

(4) 載荷方法

載荷方法を図-3に示す。内曲げ, 外曲げ載荷実験とも供試体鋼桁部に同図に示すような載荷治具を取付け, その治具を介し腹板から 2.2m の位置に載荷して接合部に曲げ引抜きを発生させるような載荷方法とした。載荷は, ずれ止めのひずみの弾性域で 3~4 回の予備載荷を繰り返し, その後載荷荷重が上昇しなくなるまで, すなわち, 供試体の終局状態となるまで荷重を漸増させた。

(5) 計測

床版と鋼桁の接合部およびその近傍の挙動や耐力を検討・確認するために, 下記に示す項目について各荷重段階で計測を行った。

- ① 載荷点直下の鉛直変位
- ② 床版と鋼桁フランジ間の剥離量
- ③ 頭付きスタッドのひずみ
- ④ 垂直補剛材のひずみ

3. 載荷荷重の検討

PC 床版 2 主桁橋においては, 床版支間および張出し部が従来形式の橋梁より長くなるために, 橋軸直角方向の曲げモーメントが大きくなり, 床版と鋼桁を接合している頭付きスタッドに引抜き力が作用する⁴⁾。しかしながら, この接合部に発生する橋軸直角方向曲げモーメントの算出方法は明らかにされていないのが現状である。したがって本研究においては, 実橋モデルによる立体 FEM 解析を行い垂直補剛

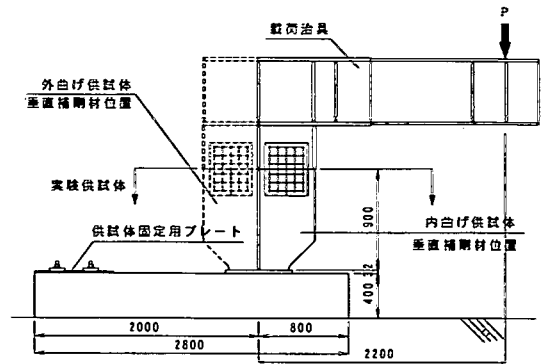


図-3 載荷方法

材に発生する応力を求め, その値から橋軸直角方向の設計曲げモーメントを換算し, 次にそのモーメントを実験供試体における載荷点から腹板までの距離 2.2m で除することによって, 本実験における設計載荷荷重とした。

(1) FEM解析

a) 解析モデル

解析は, 床版支間 5.7m, 張出し長さ 2.85m の断面を持つ PC 床版 2 主桁橋を対象とした(図-4 参照)。解析モデル作成にあたっては, ずれ止めの引抜き力が卓越すると考えられる横桁位置近傍に着目し, 図-5に示すように, 橋軸直角方向は対称断面と考え床版支間中央で対称の境界条件を設けた半橋モデルとし, 橋軸方向は横桁位置を中心とし, 横桁間隔相当の 8.5m の長さとした。また床版はソリッド要素, 主桁および横桁はシェル要素, PC 鋼線は棒要素でモデル化し, モデル橋軸方向端部には曲げ固定の連続条件を設けている。さらにモーメント伝達が安全側に大きく評価できることから, 床版と鋼桁の接合部は剛結としてモデル化している。

b) 荷重条件

本解析に用いた荷重条件は以下のとおりである。

①活荷重

活荷重は, 総重量 $W=245\text{kN}$ の大型車を図-6に示すように, 前輪 ($0.1W \times 2$) と後輪 ($0.4W \times 2$) に分配されているものを一組の集中荷重に置き換え, 道示Ⅲコンクリート橋幅 5.5⁸⁾に規定されている床版支間による割り増し係数を乗じたものとした。この集中荷重を, 床版支間側載荷の内曲げの場合, 張出し側載荷の外曲げの場合それぞれについて, ずれ止め位置に最大負荷が与えられると考えられる図-7に示す位置に載荷した。

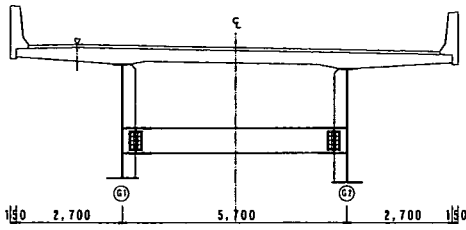


図-4 解析対象橋梁断面

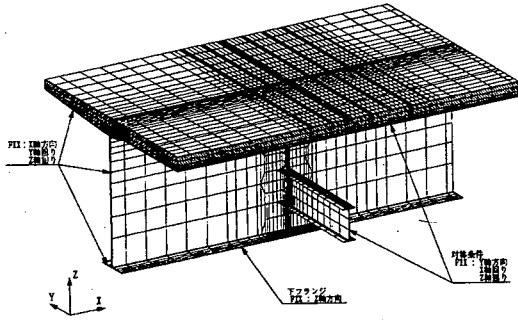


図-5 FEM 解析モデル

②床版自重

床版の単位体積重量は 24.5kN/m^3 とした。

③舗装

舗装厚さ 75mm を想定し、 1.69kN/m^2 の等分布荷重を解析モデル床版部上面に載荷した。

④壁高欄

壁高欄荷重として、線荷重 9.56kN/m を解析モデル床版端部に載荷した。

⑤PC 軸力

PC 軸力として、PC 鋼線をモデル化した棒要素に PC 導入軸力(約 305kN)相当の温度荷重を与えた。

(2) 設計曲げモーメント相当の載荷荷重検討

本研究においては、接合部に発生する設計曲げモーメントを垂直補剛材応力から算出するものとした。床版からの力の伝達による応力が大きくなると考えられる上フランジとの結合部付近の垂直補剛材応力分布解析値を図-8に示す。同図より、床版自重および舗装荷重による発生応力以外は自由端側で局所的に大きくなり、また、どの荷重が載荷された場合でも、腹板との結合部(腹板表面付近)にはほとんど応力が発生しないことがわかる。ここで、設計曲げモーメントを同図に示した応力分布から算出した場合、端部の局所応力の影響により設計曲げモーメン

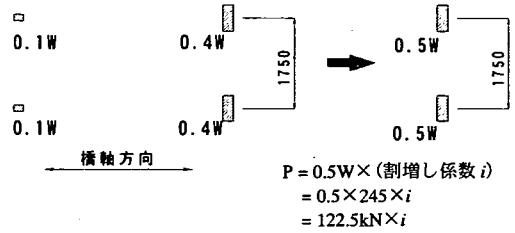
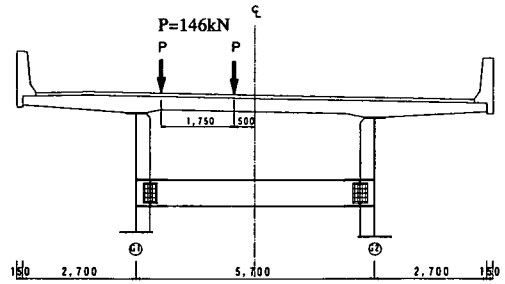
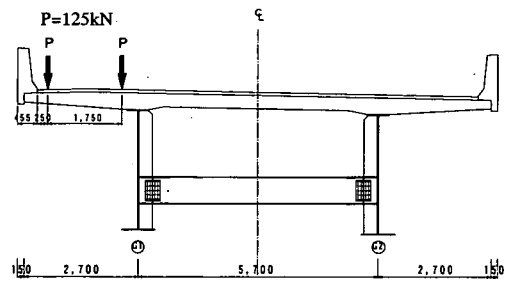


図-6 車両輪(T)荷重

$$P = 0.5W \times (\text{割増し係数 } i) \\ = 0.5 \times 245 \times i \\ = 122.5\text{kN} \times i$$



a) 活荷重 L1 載荷(支間側)



b) 活荷重 L2 載荷(張出し側)

図-7 活荷重載荷位置

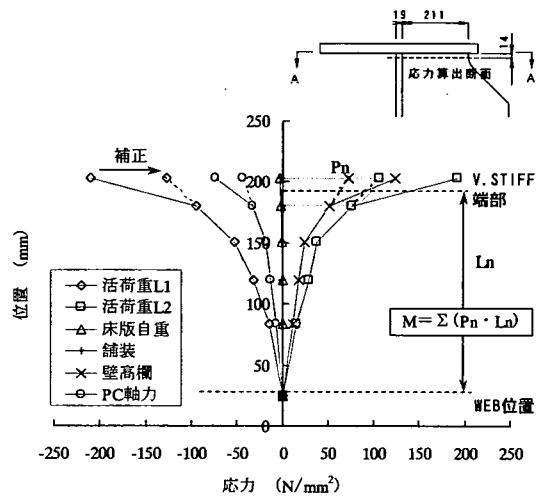


図-8 垂直補剛材応力分布

表-4 設計曲げモーメントおよび載荷荷重

項目	設計モーメント kN・m	
	内曲げ	外曲げ
① ₁ 支間側活荷重載荷 L1	-33.48	
① ₂ 張出し側活荷重載荷 L2		27.62
②床版自重	-0.57	
③舗装荷重	-0.30	
④壁高欄荷重	18.58	
⑤PC軸力	-12.05	
M(①+②+③+④)	-15.77	45.33
M(①+②+③+④+⑤)	-27.82	33.28
載荷荷重 (kN)	12.6	20.6

トを過大評価することになると考えられる。したがって、ここでは、局所応力の影響を取り除くために、同図中破線部で示すように、端部から 20mm から 50mm 腹板側に入った 2 カ所の応力を結ぶ直線上に端部付近の応力も分布すると仮定した。また各荷重による発生曲げモーメントを算出する際には、垂直補剛材発生応力がほぼゼロとなる 25mm の位置からの長さを、応力分布を考慮した合力に掛け合わせて積分するものとした。

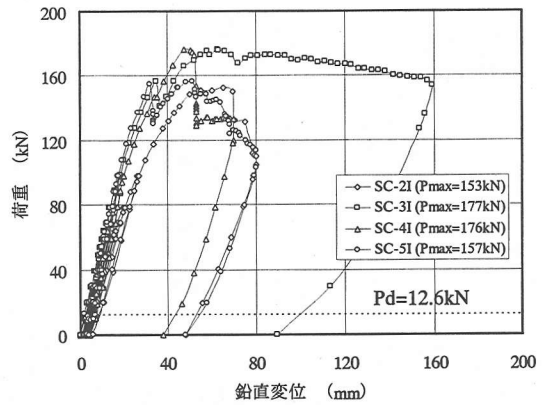
各種荷重により垂直補剛材端部に発生する応力から算出した曲げモーメントを表-4に示す。同表より、PC 軸力により発生する曲げモーメントは、内曲げ載荷においては曲げモーメントを増加させる方向に、外曲げ載荷においては減少させる方向に作用していることがわかる。PC 軸力によってこの部位に発生する曲げモーメントは、PC 鋼材の偏心量や曲げ形状の微小な差によって変わると考えられるため、単純に全ての荷重により発生する曲げモーメントの合計を設計曲げモーメントとすると危険側の評価を与える恐れがあるため、ここでは、内曲げ載荷、外曲げ載荷それぞれ同表中のハッチ部分を設計曲げモーメントとした。また、この設計曲げモーメントを発生させるための実験供試体における載荷荷重は、載荷点から腹板までの距離 2.2m で除することによって求めた。

4. 実験結果と考察

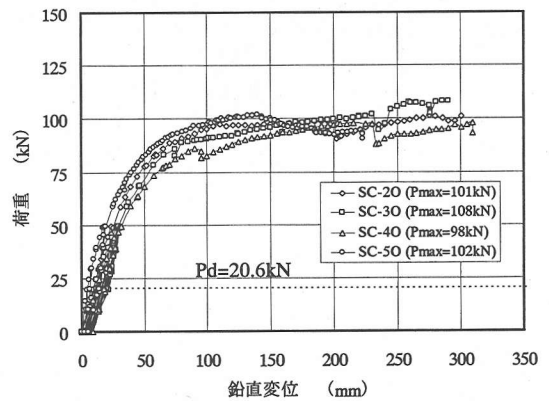
(1) 鉛直変位

a) スタッド配置の差異

実橋相当の多列スタッド配置について、橋軸直角



a) 内曲げ載荷



b) 外曲げ載荷

図-9 スタッド配置の差異による比較

(凡例中の括弧内の数字は最大荷重を示す)

方向本数および橋軸方向間隔の差異に着目して、図-9に示すように、荷重と鉛直変位の関係を比較したものをまとめた。同図 a) は内曲げ載荷実験について、同図 b) は外曲げ載荷実験について示している。同図 a) より内曲げ載荷については、SC-3I が最大荷重約 175kN、変形量 160mm となり優れた耐荷性能、変形性能を有しているといえる。その他の供試体においては、最大荷重は SC-3I とほぼ同等であるが、脆性的な破壊性状であった。しかしながら、4 種類の供試体全てが設計荷重に対して 12~14 倍の十分な終局強度を有している。

一方、同図 b) より外曲げ載荷については、全ての供試体において最大荷重が同程度の約 100kN となっていることがわかる。また最大変位は全ての供試体において 200mm 以上となっているが、垂直補剛材直上にスタッドが配置されていない SC-4O は、同じ荷重レベルでもやや変形量が大きいことがわかる。また終局強度は、設計荷重の 4~5 倍程度にとどまって

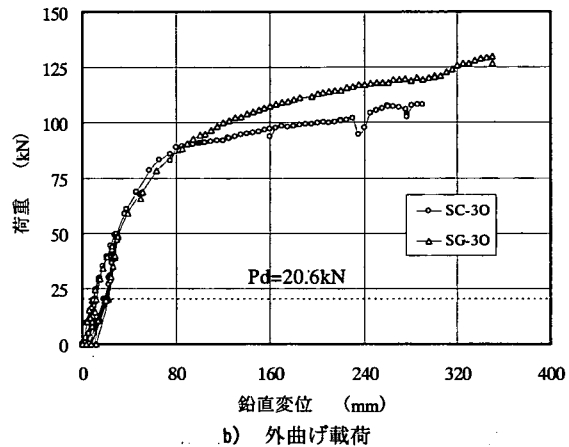
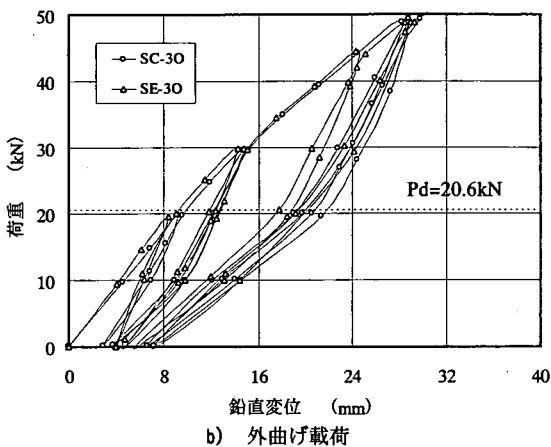
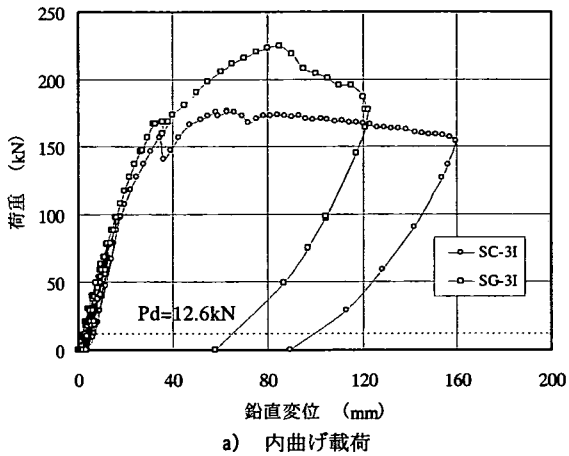
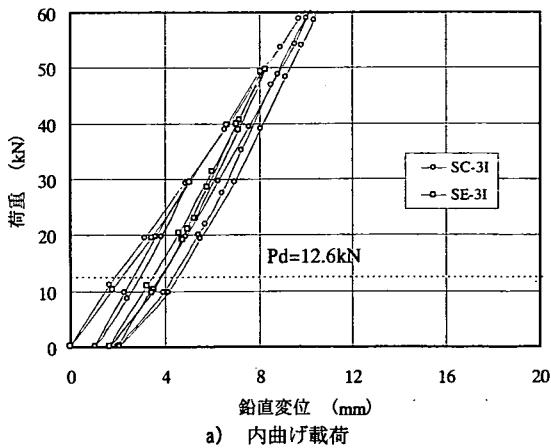


図-10 付着有無の影響比較

図-11 供試体幅の載荷比較

いる。

b) 付着の有無による差異

接合部の付着の有無による差異を確認するため、同じスタッド配置の SC-3(付着無)と SE-3(付着有)を比較をしたものを図-10 に示す。両供試体のスタッド配置は同じで、SE-3 の界面剥離後は SC-3 と同じ挙動を示すことが予想される。このような観点から、載荷初期段階を拡大して示している。同図より、付着の有無にかかわらず、両供試体の荷重と鉛直変位の関係に特異な差異は見られないことから、鋼桁と床版間の引抜き方向に対する付着力はほとんど期待できないといえる。

c) 供試体幅による差異

本実験供試体は橋軸方向幅を 1.5m としている。この幅で接合部の耐力を評価することの妥当性を確認するために、橋軸方向幅 2.7m の SG-3 を製作した。1.5m 幅でスタッド配置が同一の SC-3 と比較した結果を図-11 に示す。同図 a) より内曲げ載荷について

は、SC-3I 供試体で約 160kN、SG-3I においては約 170kN で一度荷重の低下が生じていることがわかる。これは、その後荷重を増加させていくに従い、SC-3I では供試体床版側面に、SG-3I においては床版上面にコンクリートのせん断破壊によるものと思われる微細なひび割れが確認できたことから、床版内部に初期のコンクリートのせん断ひび割れが発生したことが原因と思われる。また外曲げ載荷の同図 b) からは、SC-3O は最大荷重が約 110kN、SG-3O は最大荷重が約 1.2 倍の約 130kN となっていることがわかる。荷重が非弾性領域に入った後については、引抜き力に対する抵抗範囲が供試体の幅方向に広がるため、SG-3 シリーズの最大荷重が大きくなっていると考えられる。しかしながら、内曲げ載荷においては、設計荷重の約 12.7 倍の 160kN まで、外曲げ載荷においては、設計荷重の約 4.4 倍の 90kN 付近まで両者はほとんど同じ挙動を示していることから、本実験のような 1.5m 幅程度の供試体を用いることで垂直補剛

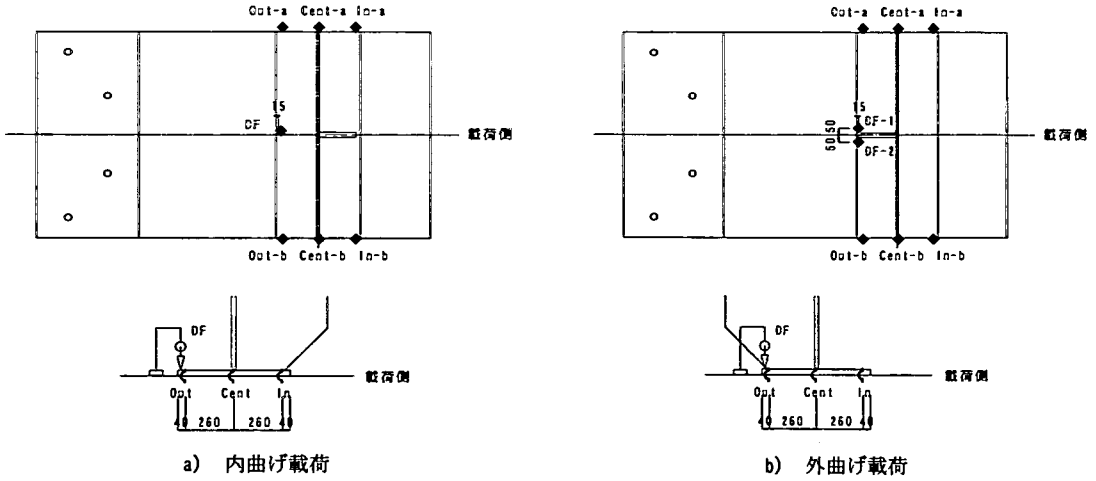


図-12 剥離量計測位置

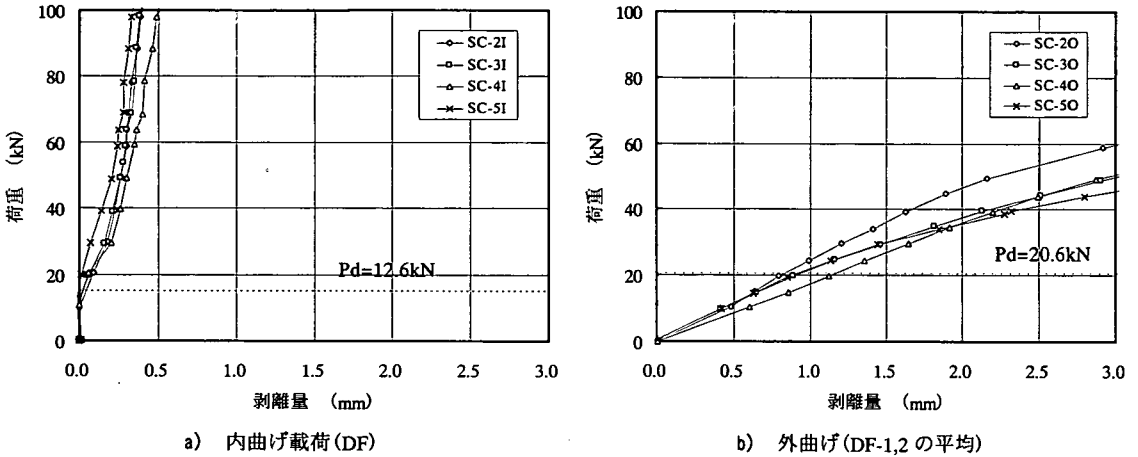


図-13 橋軸方向多列配置の剥離量

材位置近傍の接合部の変形挙動が、安全側で適度に評価できるものと考えられる。

(2) 床版と鋼桁フランジ間の剥離量

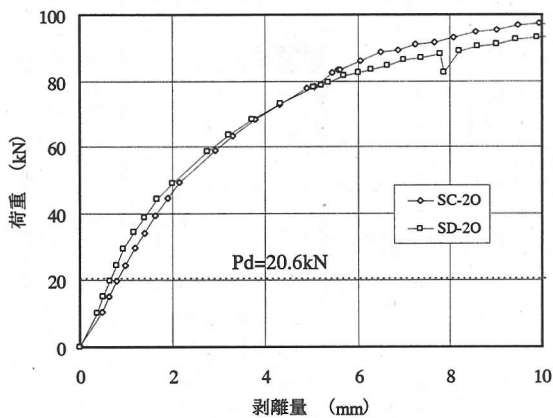
a) 供試体中央の剥離量

実橋相当の多列スタッド配置について、その差異による床版と鋼桁間の界面剥離量を確認する。計測位置は図-12に示すように、供試体中央部のDFあるいはDF-1, 2である。

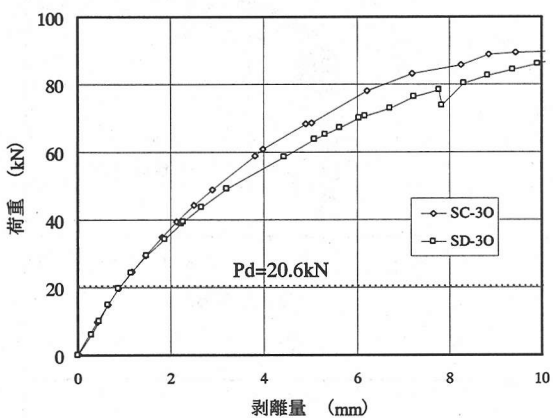
スタッド配置の差異による供試体中央の床版と鋼桁の剥離量は、図-13に示すとおりである。同図 a) は内曲げ載荷実験でありDFをプロットしており、同図 b) は外曲げ載荷実験でありDF-1とDF-2の測定値の平均値をプロットして示している。同図 a) より内曲げ載荷については、設計荷重段階の12.6kNではす

べての供試体において、フランジ端部には剥離がほとんど生じていないことがわかる。このことは、フランジ縁端に近い40mmの位置にスタッドが配置されており、各供試体共に剥離が生じにくい構造であることが原因であると考えられる。同図 b) より外曲げ載荷については、設計荷重段階の20.6kNで剥離量が1mm程度となっているが、各供試体のスタッド配置による差異は少ない。

外曲げ載荷状態における垂直補剛材直上のスタッド配置の有無による差異を図-14に示す。同図および図-13b) より、剥離量が大きくなる外曲げ載荷状態において、垂直補剛材から100~150mm離れた位置にスタッドを配置した場合、垂直補剛材位置に配置した場合を比較すると、両者にはほとんど差異がないことがわかる。



a) 橋軸直角方向 2 本



b) 橋軸直角方向 3 本

図-14 垂直補剛材直上スタッド有無の差異による剥離量

垂直補剛材取付け位置においては、図-15に示す実験終了後の供試体の様子からもわかるように、局所的にフランジが引き剥がされるため、図-13, 14に示されるような比較的大きな剥離が生じる結果となった。

b) 側面の剥離量

実橋相当の多列スタッド配置について、その差異による床版と鋼桁間の通常目視で確認できない界面剥離挙動を図-16に示す。計測データは図-12に示したように、供試体両側面(In, Cent, Out)のaとbの平均値とした。図-16a)は、内曲げ载荷実験について、同図b)は、外曲げ载荷実験について示している。同図a)より内曲げ载荷については、各供試体ともCentにおける剥離量が大きくなり、設計荷重の約3倍の40kNにおいて、InとOutの位置の約1.7~5.8

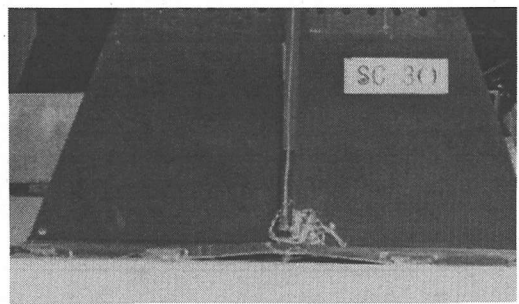
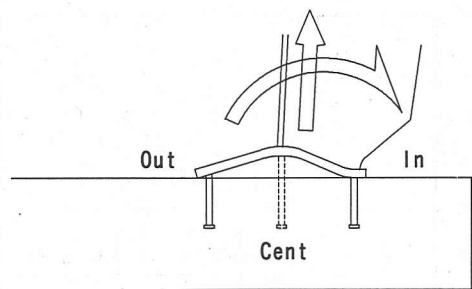
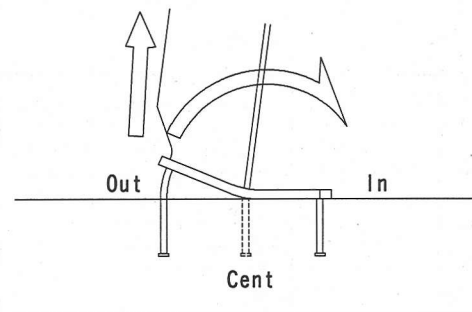


図-15 実験終了後供試体の様子(外曲げ载荷)



a) 内曲げ载荷



b) 外曲げ载荷

図-17 フランジ変形概念図

倍の値となっていることがわかる。また In と Out は同程度であり、設計荷重 12.6kN においては、剥離が生じていないことがわかる。剥離量が多い Cent の位置に着目すると、腹板直上にスタッドが配置された SC-3I と SC-5I では 40kN 载荷時に約 0.25~0.35mm、腹板直上に配置されていない SC-4I では 0.48mm、フランジの両端にしか配置されていない SC-2I においては 0.76mm の剥離量となっていることがわかる。これは図-17a)に示すように、内曲げ载荷においては、垂直補剛材自由端側部を支点とした偶力により、

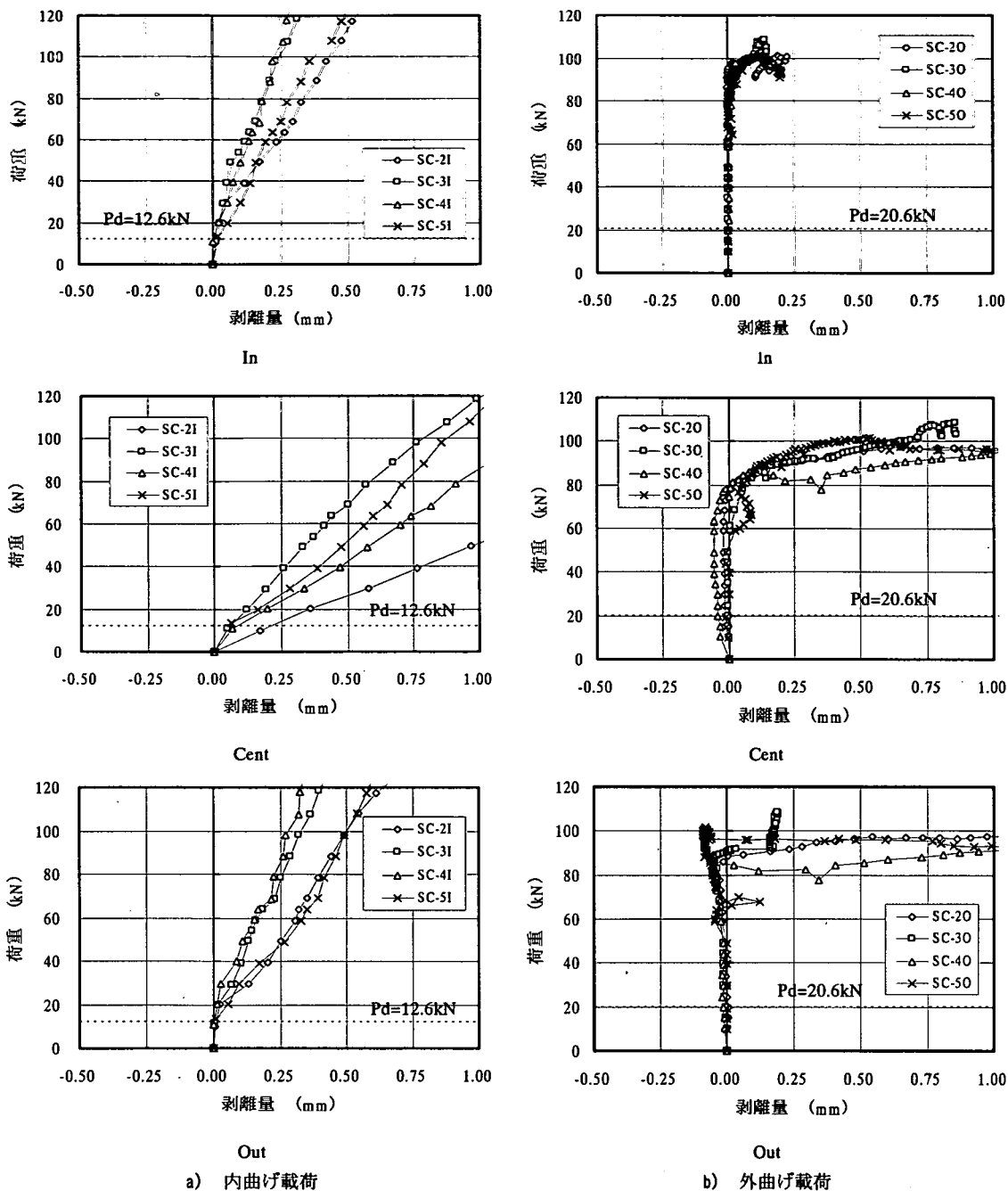
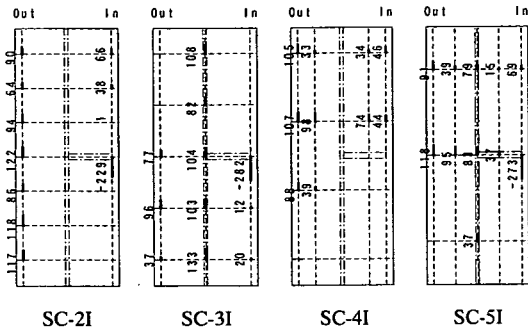


図-16 供試体側面剥離量

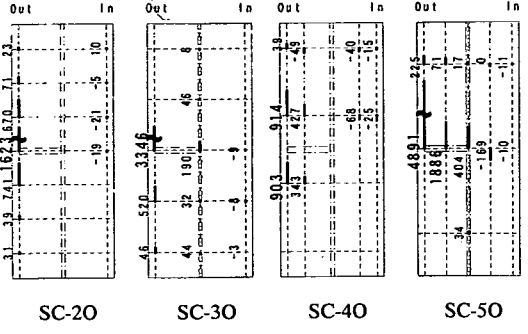
フランジが腹板によって引き上げられるためと考えられる。しかしながら、設計荷重の12.6kN載荷時においては、最大でもSC-2Iの0.2mmであり、その他の供試体においては全て0.07mm以下の微小な値である。

一方、図-16b)より外曲げ載荷については、内

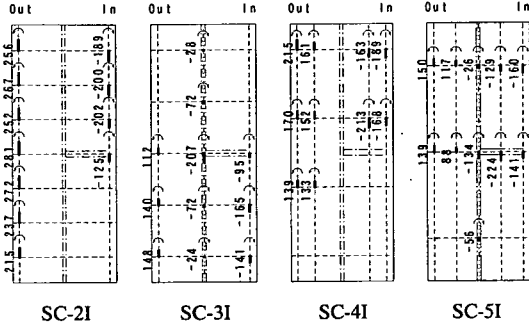
曲げ載荷実験とは異なり、Centの位置では設計荷重の約3.6倍の75kNまで、InとOutの位置では約4.4倍の90kNまで剥離が生じていないことがわかる。図-17b)に示すように、外曲げ載荷実験においては、腹板とフランジの結合部を支点とした偶力により、フランジの外半分に床版から鋼桁を引き剥がすよう



a) 軸方向ひずみ

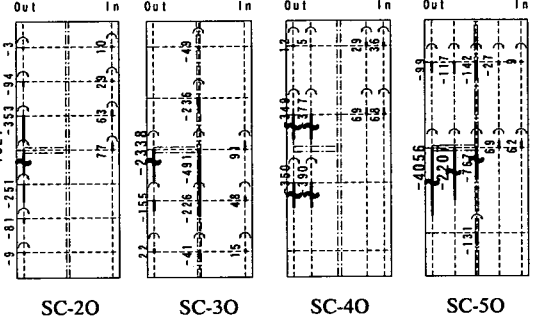


a) 軸方向ひずみ



b) 曲げひずみ

図-18 配置の差異によるスタッドひずみ (内曲げ 12.6kN 載荷時)



b) 曲げひずみ

図-19 配置の差異によるスタッドひずみ (外曲げ 20.6kN 載荷時)

な力が作用する。このような作用力は、図-15の變形形状からもわかるように、垂直補剛材近傍のみに発生し、垂直補剛材から300mm以上離れるとフランジの首振り變形により鋼桁が床版變形に追従できるため剥離量は少なくなると考えられる。

(3) 頭付きスタッドのひずみ

a) 内曲げ載荷

内曲げ載荷における実橋相当の多列スタッド配置について、設計荷重 12.6kN 載荷時の頭付きスタッド発生ひずみを図-18に示す。同図 a) は軸方向ひずみを、同図 b) は曲げひずみを示している。また In は載荷側を示している。ここで、曲げひずみについては図-2に示したように、スタッドにはひずみゲージ保護用にコーティングを施しているため、コンクリートによる拘束が柔らかくなっているため図中に示すひずみがやや大きめの値となっていることを先に述べておく。同図 a) より垂直補剛材直上にスタッドが配置されている場合、その最内側のスタッドのみが 229~282 μ の圧縮ひずみを受けており、その他全てのスタッドでは引張ひずみが生じていることがわかる。また全ての供試体において、最大引張ひず

みが 107~133 μ 程度となっており、スタッド配置の差異によってその軸方向発生ひずみには目立った差は見られなかった。一方、同図 b) の曲げひずみ分布より、全ての供試体において腹板直上より外の列では外方向(載荷側とは逆方向)へ、腹板直上を含んだ内の列では内方向(載荷点側)への曲げ變形が生じていることが確認できる。また腹板直上を避けて配置した SC-2I や SC-4I のひずみが、腹板直上にスタッドを配置している SC-3I や SC-5I のひずみと比べて全体的に大きくなっていることがわかる。特に SC-2I では最大曲げひずみが軸方向ひずみの約 2.3 倍の値となっている。また SC-4I においても最大曲げひずみが最大軸方向ひずみの約 2 倍の値となっていることがわかる。一方、腹板直上にスタッドを配置した SC-3I と SC-5I は、200 μ を越える曲げひずみが発生しているスタッドもあるが、SC-2I, SC-4I と比較するとやや小さいひずみとなっている。これは、図-17a) に示したように、腹板直上にスタッドが配置されていないと、フランジの變形が大きくなり、端部のスタッド軸部が局所的により大きな曲げモーメントを受けるためと考えられる。

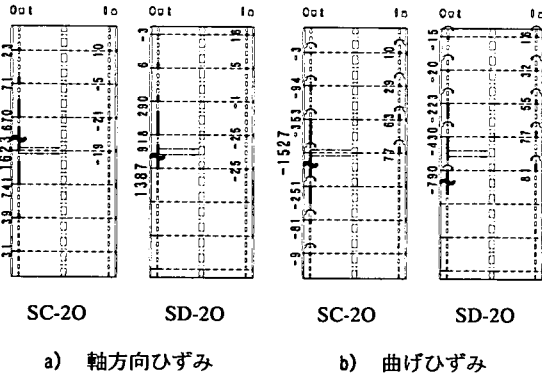


図-20 垂直補剛材直上のスタッド有無の差異によるスタッドひずみ(2本配置)(外曲げ20.6kN 載荷時)

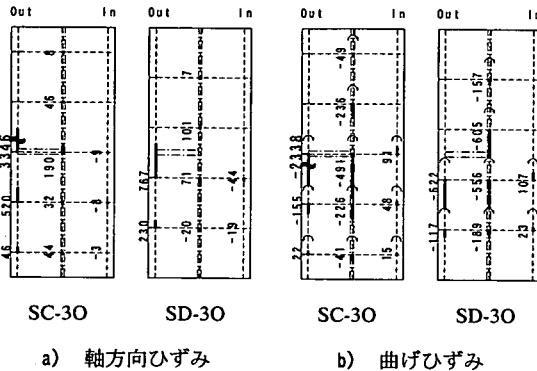


図-21 垂直補剛材直上のスタッド有無の差異によるスタッドひずみ(3本配置)(外曲げ20.6kN 載荷時)

b) 外曲げ載荷

①スタッド配置の差異

外曲げ載荷における実橋相当の多列スタッド配置について、設計荷重 20.6kN 載荷時の頭付きスタッド発生ひずみを図-19 に示す。同図 a) は軸方向ひずみを示しているが、SC-40 以外の供試体では垂直補剛材直上のスタッドで 1000μ 以上の大きなひずみが発生していることがわかる。また同図 b) は曲げひずみを示している。スタッドの曲げひずみ分布を見ても、同図 a) と同様に、垂直補剛材直上にスタッドが配置されていない SC-40 以外は、降伏ひずみを上回る大きなひずみが生じていることがわかる。また図-15 に示した実験終了後の供試体状況からも予想できるように、一番大きな引抜き力が発生している最外側のスタッド列においては、垂直補剛材直上とその横に配置されたスタッドのみの引抜き力が卓越し、そ

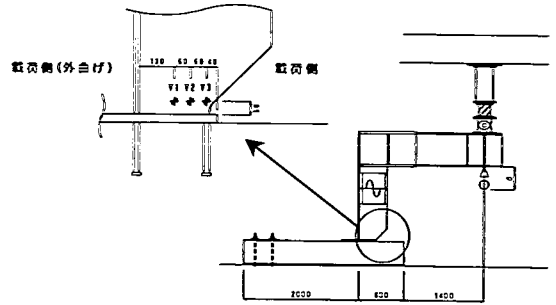


図-22 垂直補剛材計測位置

他のスタッドには小さなひずみしか発生していないことがわかる。また図-19b) の曲げひずみ分布より、全ての供試体において腹板直上を含んだ外の列では内方向(載荷点方向)へ、腹板直上より内の列では外方向(載荷点とは逆方向)への曲げ変形が生じており、内曲げ載荷の場合と逆の挙動を示していることがわかる。SC-40 においては垂直補剛材近傍の 4 本のスタッド曲げひずみの平均値が約 370μ であり、他の供試体垂直補剛材直上のスタッド曲げひずみの $1/4$ 以下の小さい値となっている。

②垂直補剛材直上スタッドの有無

橋軸直角方向本数および橋軸方向間隔が同じで、垂直補剛材直上のスタッドの有無によるスタッド発生ひずみの差異について比較、検討した。図-20 に橋軸直角方向 2 本配置の SC-20 と SD-20 について、図-21 に 3 本配置の SC-30 と SD-30 について、それぞれ図 a), b) に軸方向ひずみと曲げひずみを比較して示す。これらの図より、軸方向ひずみ、曲げひずみとも垂直補剛材直上にスタッドが配置されていない SD-20 と SD-30 の場合、垂直補剛材近傍に配置されたスタッド一本あたりの発生ひずみが低減されていることがわかる。特に、SD-30 では、軸方向ひずみおよび曲げひずみが約 $1/4$ に低減されていることがわかる。

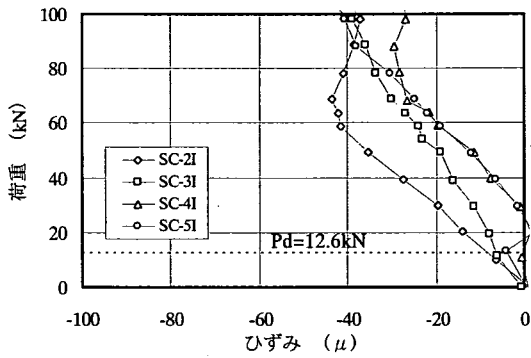
(4) 垂直補剛材ひずみ

a) 内曲げ載荷

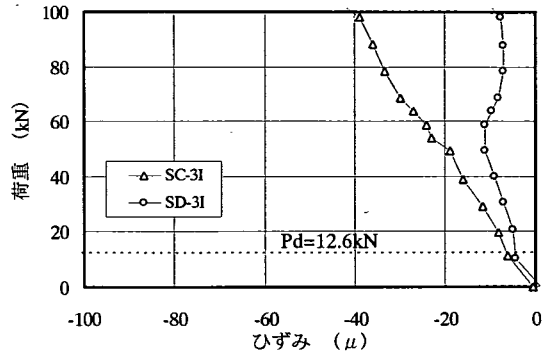
各供試体の垂直補剛材には図-22 に示すとおり 3 箇所(表裏 6 箇所)に 3 軸ひずみゲージを貼付けた。鉛直方向表裏平均ひずみを比較した結果を以下に示す。

①スタッド配置の差異

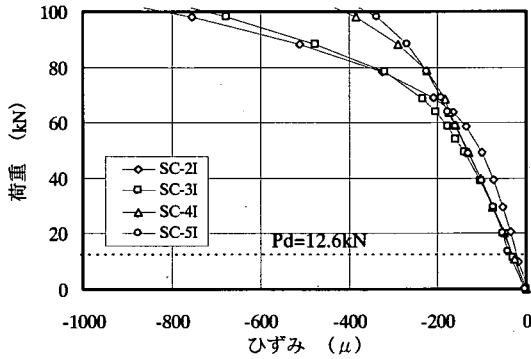
実橋相当の多列スタッド配置の差異による、垂直補剛材の鉛直方向ひずみを図-23 に比較する。同図中に使用した鋼材の公称降伏ひずみ ($\epsilon_y=1846\mu$; 一点鎖線) を参考に示している。同図より、各計測位置



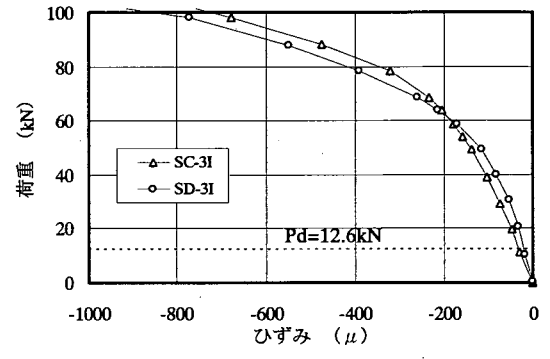
a) V1



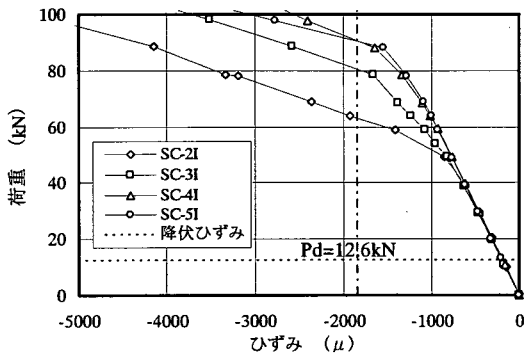
a) V1



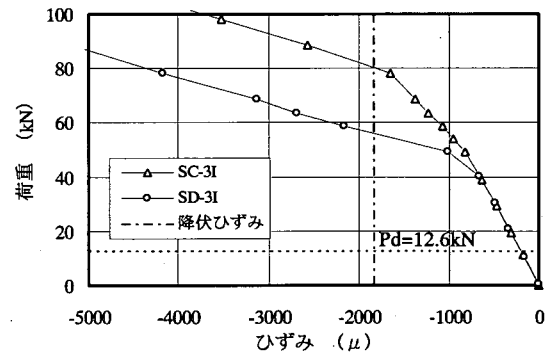
b) V2



b) V2



c) V3



c) V3

図-23 垂直補剛材鉛直方向ひずみ
(スタッド配置による差異)

図-24 垂直補剛材鉛直方向ひずみ
(垂直補剛材直上スタッドの有無)

での鉛直方向ひずみを比較すると、V3ではいずれの供試体も設計荷重の5~7倍の約65kN~90kNで降伏に至っていることがわかる。またV3より腹板側のV2では同荷重レベルにおいて60~70 μ 程度のひずみ量であり、さらに内側のV1の位置では、最大でもSC-2Iの40 μ とほとんど鉛直ひずみが発生していない。以上のことより、V3の位置では設計荷重の5倍

以上荷重した場合に降伏ひずみに達するが、計測位置V2に比べて約10倍ひずみが生じており、局所応力の影響を受けているといえる。

②垂直補剛材直上スタッドの有無による差異

橋軸直角方向3本で垂直補剛材直上のスタッドの有無による垂直補剛材鉛直方向ひずみの差異を図-24に示す。同図より、a)の場合と同様、SD-3Iも

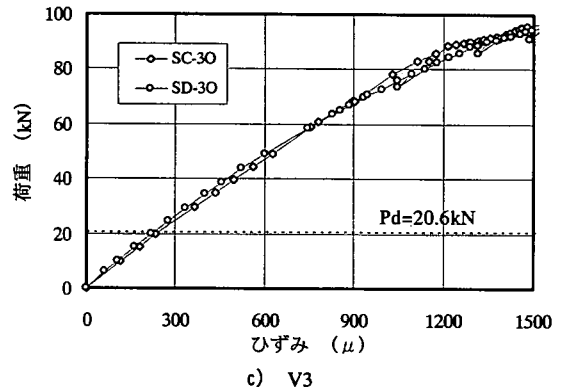
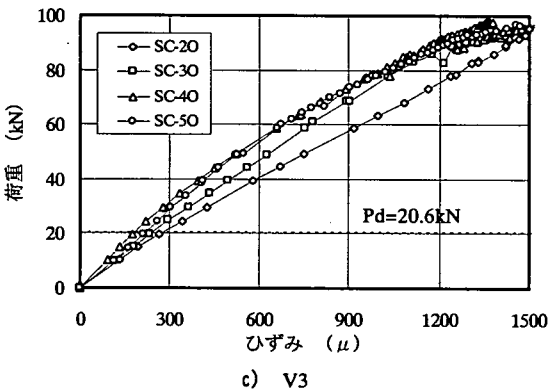
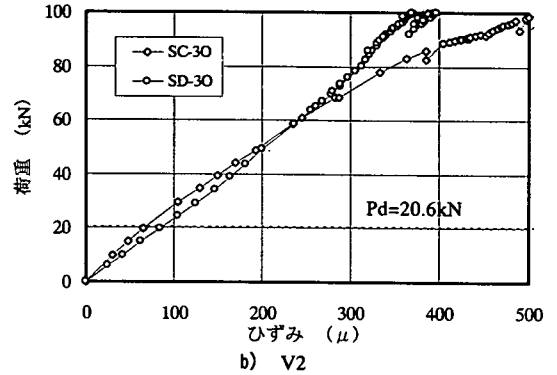
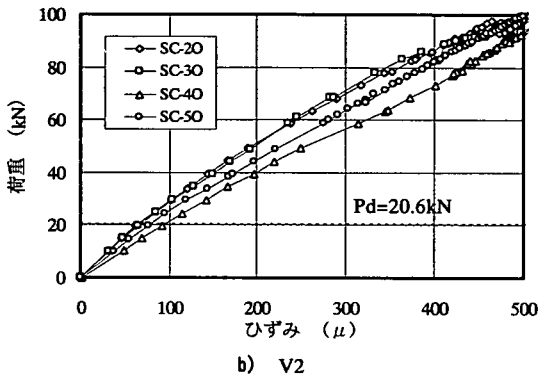
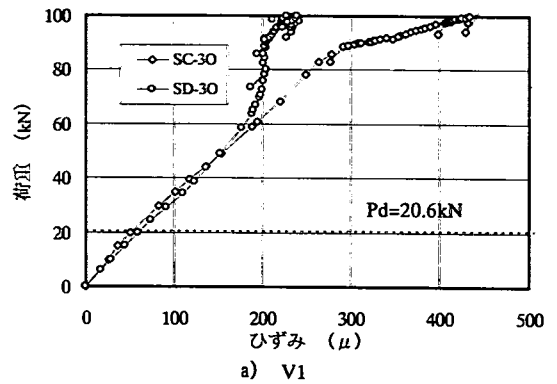
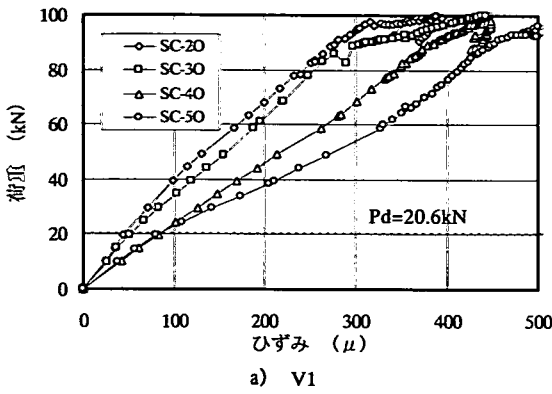


図-25 垂直補剛材鉛直方向ひずみ
(スタッド配置による差異)

図-26 垂直補剛材鉛直方向ひずみ
(垂直補剛材直上スタッドの有無)

局所応力の影響を受け約 55kN の低い荷重段階で V3 位置が降伏に至っていることがわかる。しかしながら、この値は設計荷重 12.6kN の 4 倍以上であり、垂直補剛材の安全性は十分であると考えられる。また各計測位置の鉛直方向ひずみに垂直補剛材直上のスタッド有無による垂直補剛材応力に大きな差異は見られないことがわかる。


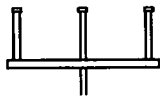
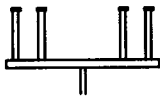
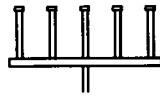
すなわち、床版支間側載荷による主桁への圧縮力

の荷重伝達はある面積の床版から直接行われるため、スタッド配置の差異や垂直補剛材直上スタッドの有無は、垂直補剛材ひずみにほとんど影響を及ぼさないことが考えられる。

b) 外曲げ載荷

各供試体の垂直補剛材には内曲げ供試体同様、図-22 に示したとおり 3 箇所(表裏 6 箇所)に 3 軸ひずみゲージを貼付けた。鉛直方向表裏平均ひずみを比

表-5 中間横桁位置近傍のスタッドの適性配置に対する判定

項目	内曲げ載荷実験	外曲げ載荷実験	判定
橋軸直角方向 2 本  橋軸方向@200mm	<ul style="list-style-type: none"> ・ 接合部の破壊形態は、ひび割れ後、脆性的な破壊性状を示す。 ・ 上フランジ 界面の腹板位置における剥離が大きくなる。 ・ スタッド の曲げ応力が大きくなる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 垂直補剛材直上を避けてスタッド を配置すると、応力低減効果がある。(垂直補剛材直上のスタッド 応力が大きくなる) 	×
橋軸直角方向 3 本  橋軸方向@300mm	<ul style="list-style-type: none"> ・ 接合部は、ひび割れ発生後も粘りのある性状を示す。 ・ 上フランジ 界面の剥離が小さい。 ・ 橋軸直角方向スタッド 本数が多いのでスタッド 応力の低減が図れる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 垂直補剛材直上を避けてスタッド を配置すると、応力低減効果がある。(垂直補剛材直上のスタッド 応力が大きくなる) 	○
橋軸直角方向 4 本  橋軸方向@400mm	<ul style="list-style-type: none"> ・ 接合部の破壊形態は、ひび割れ後、脆性的な破壊性状を示す。 ・ 橋軸直角方向スタッド 本数が多いので軸方向引抜き力の低減が図れるが、曲げ応力がやや大きくなる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 垂直補剛材近傍に配置されたスタッド が多く、垂直補剛材を避けて配置しているので応力低減効果がある。 ・ 垂直補剛材を避けてスタッド を配置しているため、床版と鋼桁間の剥離がやや大きくなる。 	△
橋軸直角方向 5 本  橋軸方向@500mm	<ul style="list-style-type: none"> ・ 接合部の破壊形態は、ひび割れ後、脆性的な破壊性状を示す。 ・ 橋軸直角方向スタッド 本数が多いのでスタッド 応力の低減が図れる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 橋軸方向間隔が大きくなるため、垂直補剛材直上スタッド の応力が大きくなる。 	△

較した結果を以下に示す。

①スタッド配置の差異

実橋相当の多列スタッド配置の差異による、垂直補剛材の鉛直方向ひずみを図-25 に比較する。同図より、各計測位置での鉛直方向ひずみを比較すると、全ての供試体において V3 の位置ではひずみが大きくなる傾向がみられるが、設計荷重レベル 20.6kN において約 170 μ ~250 μ のひずみとなっている。また V3 より腹板側の V2 および V1 の位置では、発生ひずみが同荷重で約 50~100 μ となっている。以上の結果から、発生ひずみは十分小さく、いずれの配置においても垂直補剛材に大きな引張応力は生じないといえる。

②垂直補剛材直上スタッドの有無による差異

橋軸直角方向 3 本で垂直補剛材直上のスタッドの有無による垂直補剛材鉛直方向ひずみの差異を図-26 に示す。同図より、図-25a) の場合と同様、局所応力の影響を受け V3 の位置におけるひずみが他の部位に比べ大きくなっているが、設計荷重レベルの約 20.6kN においては、両供試体ともほぼ同程度の約 220 μ のひずみ量となっていることがわかる。また各計測位置の鉛直方向ひずみに垂直補剛材直上スタッドの有無による差異は見られなかった。したがって、

垂直補剛材直上スタッドの配置の有無が垂直補剛材発生ひずみに与える影響は少ないといえる。

以上、垂直補剛材の上フランジ取付け部近傍の発生ひずみについて述べたが、結果からわかるように、この部位は活荷重により常に直応力を受けることから、上フランジへの取付けを完全溶け込み溶接にするなどの配慮が必要であると思われる。

5. まとめ

横桁位置近傍の上フランジに配置された頭付きスタッドに作用する曲げ引抜き力に着目し、活荷重の床版支間側載荷および張出し側載荷の 2 種類の状態を再現した載荷実験を実施した。本実験においてパラメータとした多列スタッド配置に関して、今回の実験結果をまとめると表-5 のとおりである。また同表に示したことを踏まえ、横桁部分 1m 範囲のスタッド配置における留意点を図-27 に示す。同図は、床版支間 6m 程度で、床版の張出し長さも 3m 以下の PC 床版を有する 2 主桁橋を想定して記載している。床版支間が 10m 程度の長い場合や張出し長さが 3m

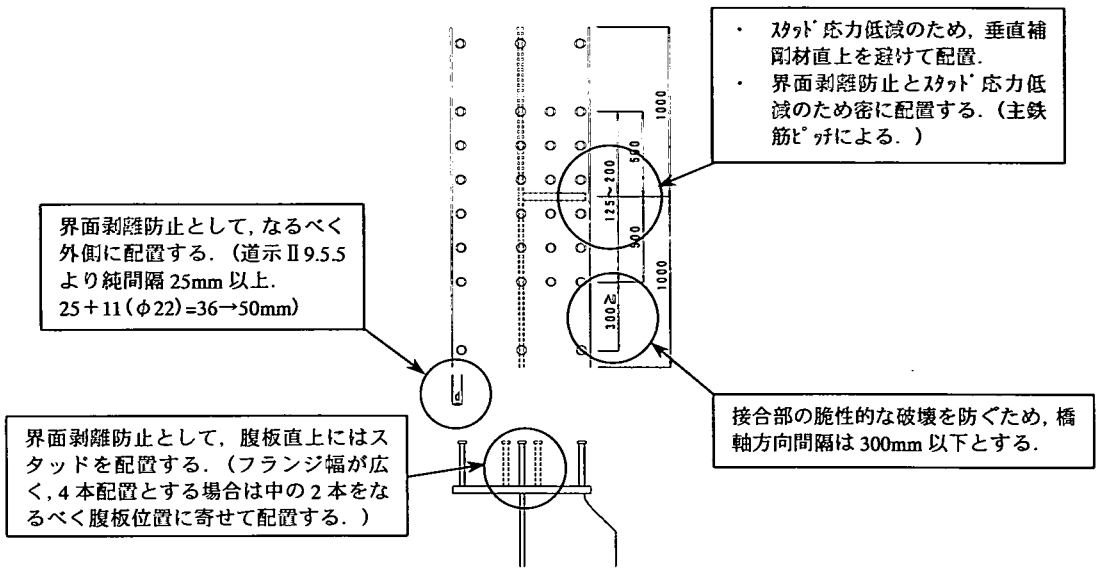


図-27 スタッド配置における留意点

以上の場合には、活荷重あるいは壁高欄荷重といった鉛直方向荷重により、横桁取付部の床版と鋼桁接合部に作用する橋軸直角方向曲げモーメントがさらに大きくなるので、別途この位置での曲げ引抜きに対する照査が必要となる。また図-27 に示したスタッド配置は、腹板を挟んで非対称配置としているが、増加させて対称配置としても特に問題はない。

本文で検討したように、スタッドが曲げ引抜きを受ける場合には、その溶接部の疲労強度の評価が今後の課題である。スタッド溶接部に引抜き力が作用する場合の疲労強度を明らかにするとともに、活荷重によるスタッド発生応力算出方法や、その衝撃係数の取り扱い等も今後の課題といえる。また、スタッドに作用する変動応力には、温度による日変化の影響も考えられる。今後、更なる長支間床版を採用する場合、鋼桁とコンクリートの温度差のみならず、床版の上下面の温度差による首振り変形も考えられるので、これらに対する設計法も検討しておく必要がある。

参考文献

1) 高橋昭一, 志村勉, 橘吉宏, 小西哲司: P C床版 2 主桁橋「ホロナイ川橋」の設計および解析・試験検討,

橋梁と基礎, Vol.30, No.2, pp.23~30, 1996.
 2) 田村陽司, 川尻克利, 大垣賀津雄, 作川孝一: P C床版連続合成 2 主桁橋「千鳥の沢川橋」の設計, 橋梁と基礎, Vol.32, No.9, pp.18~22, 1998.
 3) 猪熊康夫, 本間淳史, 河西龍彦, 生駒元: 第二東名高速道路 藁科川橋における連続合成桁としての P C床版の設計, 土木学会第 55 回年次学術講演回講演概要集 CS-277, 2000.
 4) 坂井藤一, 八部順一, 大垣賀津雄, 橋本靖智, 友田富雄: 合成 2 主桁橋の立体挙動特性に関する研究, 構造工学論文集 Vol.41A, 1995.
 5) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 1996.
 6) 大垣賀津雄, 八部順一, 済藤英明, 長井正嗣: 長支間 PC 床版を有する 2 主桁橋の鋼桁-床版接合部の挙動に着目した実験研究, 鋼構造論文集第 5 巻第 20 号, 1998.
 7) 済藤英明, 八部順一, 山本晃久, 大垣賀津雄, 長井正嗣: 合成 2 主桁橋のずれ止め引抜き実験と設計法に関する一考察, 第 4 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 1999.
 8) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 1996.

(2002. 8. 28 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON THE ARRANGEMENT OF THE HEADED STUDS
NEAR THE INTERMEDIATE CROSS BEAMS OF
COMPOSITE TWO-I-GIRDER BRIDGES

Yoshiyuki YASUKAWA, Naofumi INABA, Hideaki SAITO and Kazuo OHGAKI

In order to establish the design method of the shear connectors, which is taken into account not only the longitudinal shear force but also the pull-out force due to the transverse bending moment of the slab, the loading test using full-scale models was carried out. The headed stud was selected as the shear connector, which has been generally used by reason of excellent executivity and the independent of the direction of the longitudinal shear force. In this paper, through the experimental study, we proposed the rational arrangements of the headed studs on the upper flange near the vertical stiffener of the steel girder in composite two-I-girder bridges.