

(23) 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

Pull-out Test and Design of Shear-Connectors in Composite Two-I-Girder Bridges

済藤英明*, 八部順一**, 山本晃久***, 大垣賀津雄****, 長井正嗣*****

Hideaki SAITO, Jun-ichi YABE, Akihisa YAMAMOTO, Kazuo OHGAKI and Masatsugu NAGAI

*川崎重工業(株) 関東技術研究所 構造システム研究部 (〒278-8585 千葉県野田市二ツ塚 118)

**工修 川崎重工業(株) 鉄構・機器事業部 橋梁・水門総括部 部長 (〒278-8585 千葉県野田市二ツ塚 118)

***工修 川崎重工業(株) 鉄構・機器事業部 橋梁・水門総括部 課長 (〒278-8585 千葉県野田市二ツ塚 118)

****工修 川崎重工業(株) 関東技術研究所 構造システム研究部 (〒278-8585 千葉県野田市二ツ塚 118)

*****工博 長岡技術科学大学 工学部環境・建設系 教授 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

It is predicted that not only the shear force but also the pull-out force are produced in shear connectors due to the transverse bending moment of the concrete slab in composite two-I-girder bridges with long-span prestressed concrete slabs. The loading test using full-scale models is carried out, in which the height and position of the headed stud are selected as parameters, and the mechanical behaviors including the ultimate strength are investigated. Based on the experimental results, we tried to establish a simple analytical model for calculating the stresses produced in headed studs. This paper presents the above contents and shows a design method of the headed stud.

Key Word : composite two-I-girder bridges ,shear connector(headed stud) ,pull-out force, shear failure

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に対応できる合理的な橋梁構造の開発研究が関係各所でなされており、PC 床版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、設計・施工事例が見られるようになってきた^{1), 2)}。

この種の2主桁橋のずれ止めの設計においては、通常の合成桁の設計で考慮している橋軸方向せん断力のみならず、床版支間が5~12mとなるので、橋軸直角方向の曲げモーメントが大きくなりその影響が無視できなくなる。すなわち、横桁位置では、主桁上フランジが局部的に拘束され、ずれ止めに引抜き力が作用することが考えられる。現行の道路橋示方書³⁾(以下、道示と呼ぶ)では、このような引抜き力に対するずれ止めの設計法が示されておらず、橋軸方向せん断力を含めた設計法を確立する必要があり、そのガイドラインとすべく一検討を報告した⁴⁾。しかしながら、これらの力の伝達メカニズムや引抜き破壊状況、耐力などの解明に当たり、解析的検討には限界があり実験的検討を行って解明する必要がある。

このような状況を踏まえ、広幅員の2主桁橋のずれ止め設計法の確立に資するため、施工性の良い頭付きスタッドを対象に、その配置と高さをパラメータとした実物大の部分模型供試体を製作し、載荷実験により引抜き力を作用させ頭付きスタッドの応力分布を明らかにした⁵⁾。

さらに、これらの実験結果をもとに横桁位置近傍の上フランジ上に配置された頭付きスタッドの応力分布を容易に求められるような解析モデルの構築を行った⁶⁾。

本論文は、ずれ止め設計法確立に関する検討資料として、これらの内容について報告するものである。

2. 載荷実験

2. 1 実験概要

(1) 実験目的

載荷実験は、頭付きスタッドの高さ、橋軸方向間隔および橋軸直角方向の本数をパラメータとした供試体を用い、主に下記の事項を調査項目として実施した。

- ①床版の変形性能と橋軸直角方向応力分布
- ②垂直補剛材の応力分布
- ③頭付きスタッドの応力分布
- ④引抜きせん断破壊状況
- ⑤引抜きせん断耐力

これらの結果のうち、本文では「③頭付きスタッドの応力分布」および「④引抜きせん断破壊状況」を中心に報告を行い、それに対する解析的検討を加えている。

(2) 実験供試体

本実験に先立ち、広幅員のPC床版合成2主桁橋を想定した床版の設計を行った。実橋想定モデルは総幅員16m、主桁間隔10mのPRC床版である。断面諸元は表-1に示すとおりである。

実験供試体はスタッドの高さ、橋軸方向間隔および橋軸直角方向の本数をパラメータとした4体を製作した(表-2参照)。供試体は図-1に示すとおり実橋を想定したもので、スタッドの引抜き力が卓越すると考えられる横桁位置を取り出した形状である。ほぼ実寸サイズのモデルとしたが床版厚は実橋設計結果より薄い300mmである。これは実験室への搬入に関する制約により決定されたものである。また橋軸方向長さは1500

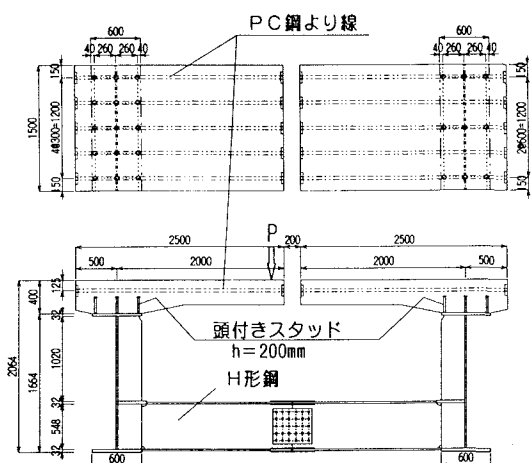
表-1 実橋想定床版の設計

使用鉄筋 × 鉄筋間隔			PC 鋼線		
橋軸方向	橋軸直角方向	導入軸力(tf)	使用鋼線	配置間隔(mm)	床版厚(mm)
D22 × 125	D10 × 100	29.3	SWPR19N 21.8φ	300	380

注) 導入軸力は有効プレストレス力を示す。

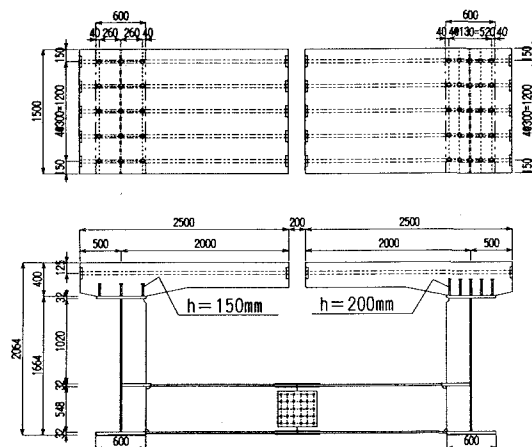
表-2 供試体概要

供試体	上下フランジ(mm) 幅 × 板厚	腹板(mm) 高さ × 板厚	版厚 (mm)	スタッド高さ (mm)	橋軸方向ピッチ (mm)	橋軸直角方向 本数(本)
Case1	600 × 32	1600 × 19	300	200	300	3
Case2				200	600	3
Case3				150	300	3
Case4				200	300	5



a) Case1

b) Case2



c) Case3

d) Case4

図-1 実験供試体

mm としている。別途行った FEM 解析により供試体の床版応力分布性状等が実橋とほぼ同じであることを確認している⁹⁾。

(3) 載荷方法

図-1に示したように、供試体は横桁でH T B接合して2体を1セットとし、門型載荷フレーム位置を盛替えることにより Case1~Case4 を1体ずつ載荷した(図-2参照)。また載荷は床版弾性域で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、床版の終局状態もしくはスタッド周辺のコンクリートのせん断破壊が起こるまで荷重を漸増させた。

2. 1 実験結果と考察

(1) スタッドの応力分布

ひずみゲージを貼り付けたスタッドを図-3に示す。同図中、In は載荷側を、Out は供試体外側を示しており●印がひずみゲージを貼り付けたスタッドを示している。スタッドのひずみゲージ貼付け位置は、軸ひずみ成分と橋軸直角方向の曲げひずみ成分が分解できるように内外2枚貼付けた。

a) 軸方向応力

供試体の床版厚が床版支間 6m 程度で採用される300mm 程度であることから主桁直上に同等の設計曲げモーメントが得られる 6tf 載荷時の頭付きスタッドの軸方向応力分布を図-4に示す。垂直補剛材直上内側のスタッドは、880~1050kgf/cm²の圧縮応力を受けており、その他すべてのスタッドでは軸引張応力が作用していることがわかる。また腹板直上に配置されたスタッドの軸引張応力が大きくなり、最外側スタッドのほとんどは、その値の半分程度以下と小さいものである。この理由の一つとして、腹板直上のスタッドはそれに作用する引抜き力を直接腹板に伝達するのに対して、上フランジ外側では腹板天端を中心とする首振り変形により引抜き力が低減されていることが考えられる。

橋軸方向 600mm 間隔に配置した Case2 のスタッドの最大軸応力は、300mm 間隔に配置した Case1 の約 1.8 倍

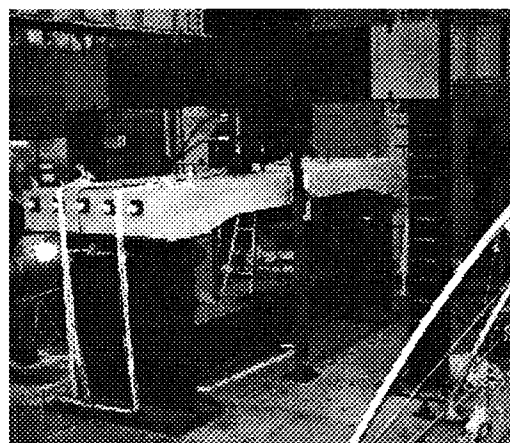


図-2 実験載荷状況

程度であり、一列5本配置の Case4 の場合は、逆に Case1 の約 0.6 倍に減少している。このことから、明らかにスタッドの本数とその発生応力に影響を及ぼしているといえる。一方、高さが 150mm と低い Case3 の軸応力は、Case1 とほぼ同様の分布を示しているが、最大応力は Case3 が Case1 の 1.3 倍程度大きな値となっている。

橋軸方向分布は、最外側のスタッド列を通じて見ると、各供試体とも垂直補剛材のある位置で大きい値となることがわかる。

b) 曲げ応力

スタッドのひずみゲージは橋軸直角方向内外に貼り付けており、軸方向成分は平均であるが、曲げ成分はその差異から求めることができる。図-5にスタッドの曲げ応力分布を示す。

同図から、すべての供試体で腹板直上より外の列では外方向へ、腹板直上を含んだ内の列では内方向（載荷点側）への曲げ変形が生じていることが確認できる。また垂直補剛材上以外の腹板直上に配置されているスタッドは、比較的小さい曲げ応力しか生じていないといえる。

軸方向応力では、最外側のスタッド列に着目すると、垂直補剛材位置のスタッドの応力が大きくなる傾向を示すのに対し、曲げ応力では全体的に同程度の外側曲げ応力が生じている。各供試体の曲げ応力分布を比較しても特徴的な差異は見られず、スタッドの本数および高さの

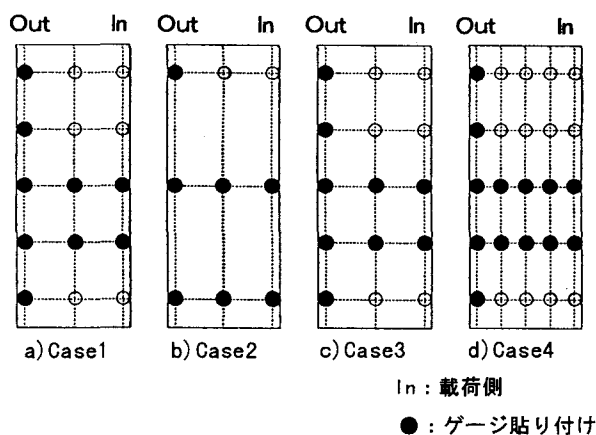


図-3 ゲージ貼付スタッド

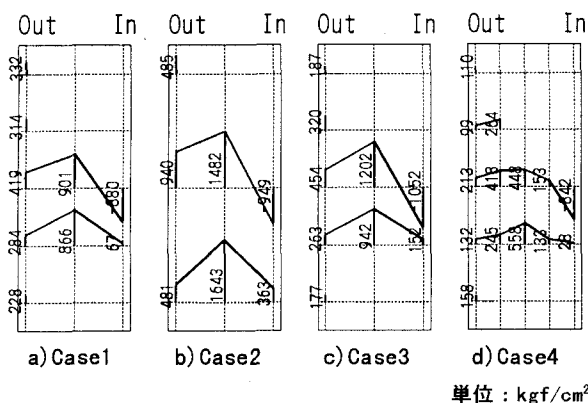
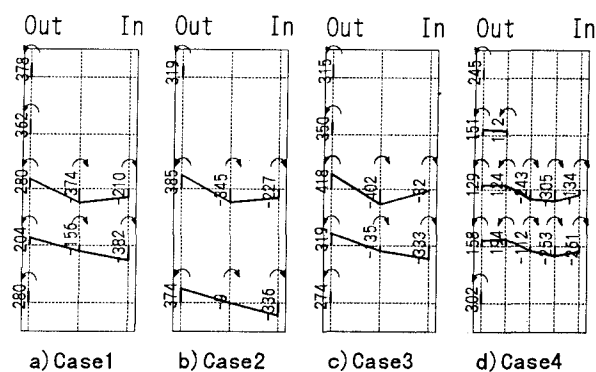


図-4 スタッドの軸方向応力



矢印はスタッドが曲げられる方向を示す

図-5 スタッドの曲げ応力

差異によってスタッドに生じる曲げ応力はさほど変化しないといえる。

(2) 引抜きせん断耐力

a) 破壊状況

載荷試験終了後、スタッド周辺のコンクリートの破壊状況を確認するために、供試体を橋軸直角方向に切断した。各供試体の垂直補剛材直上の橋軸直角方向スタッド列切断面の破壊状況を、図-6に示す。

同図より、各供試体共通で圧縮力が作用する最内側のスタッドにはひび割れが発生しないものの、その他のスタッドでは頭部付近からせん断ひび割れが発生していることがわかる。

コンクリートと鋼を接合している1本の頭付きスタッドに引抜き力が作用してコンクリートが破壊する場合、スタッド頭部下面を頂点とし根部側へ約 45 度の角度で広がっていくコーン状の引抜きせん断破壊形態となることが考えられるが、本実験のスタッド付近のコンクリートの破壊形態は、それぞれのスタッドで発生したせん断破壊が重複結合した台形状を示している。

スタッド高さの低い Case3 供試体の載荷実験時には、他の供試体と異なりその側面にコンクリートの破壊音を伴った大きなひび割れが発生した。この供試体の切断面の状況からも、明らかに他の供試体と異なり特に幅の大きい割れが生じている。

垂直補剛材上から最も離れたスタッド列では、すべてのスタッドに引抜き力が作用していることを前述したが、Case3 以外は垂直補剛材位置よりもひび割れ幅は小さく、特に Case1 および Case4 では最大でも 0.5mm 程度のひび割れ幅であり、最内側のスタッドではひび割れが生じていなかった。Case2 の場合は最内側のスタッド頭部付近にひび割れが生じているが、引抜きせん断破壊ではなく P C 軸力の影響を受けた割裂であると思われる。一方 Case3 では、切断した断面の外側のスタッドそれぞれから引抜きせん断破壊によると思われるひび割れが生じており、最外側のスタッドに関してはコンクリートが完全に破壊されている状態であった。

以上のことから、スタッドの高さや配置などの差異が、コンクリートの破壊状況に大きく影響を与えることがわかった。

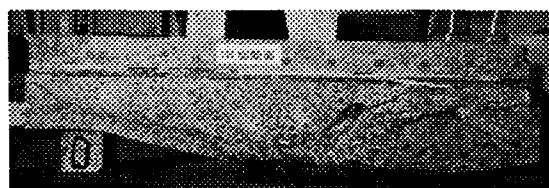
b)せん断破壊面

本実験では、前述のように橋軸直角方向の破壊形態が台形形状となる結果が得られた。一方、橋軸方向の破壊形態を考える場合、図-7に示すように、スタッドの位置が橋軸方向に離れていれば破壊面はつながらず、それぞれ独立した円錐状あるいは楕円錐状の破壊面が生じると考えられ、橋軸方向に密に配置されていれば橋軸方向の破壊面がつながり、いわゆる柱状の破壊面が生じると考えられる。いま、スタッドの軸部長さ H と橋軸方向間隔 L_d をパラメータとして、橋軸方向単位幅分の錐状と柱状のせん断破壊面積を求めた。そして小さい方の破壊面が生じると考え、この両者を比較し大小関係が逆転する際の L_d と H の比(2.0)を境界値として、以下の式により破壊面が特定できるものとした。

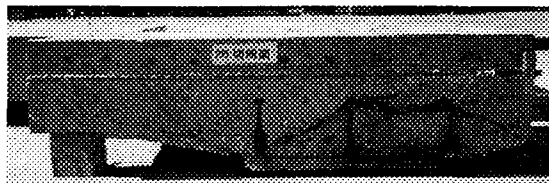
$$\begin{aligned} L_d > 2.0H & \quad (\text{錐 状}) \\ L_d \leq 2.0H & \quad (\text{柱 状}) \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 L_d : スタッドの橋軸方向間隔(cm)

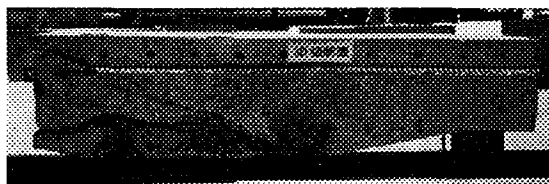
H : スタッドの軸部長さ(cm)



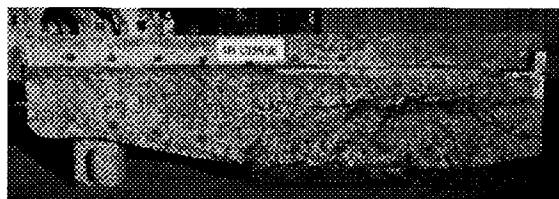
a) Case1



b) Case2



c) Case3



d) Case4

図-6 スタッド切断面の破壊状況

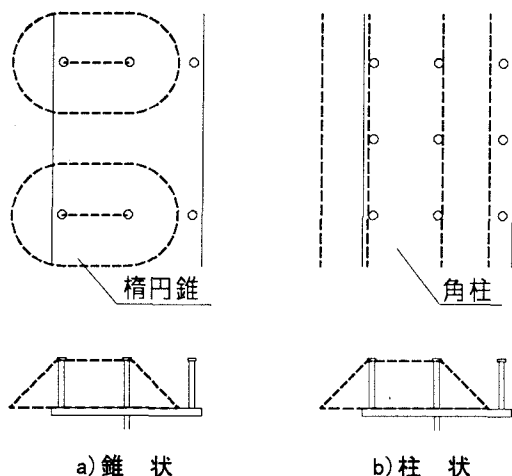


図-7 引抜き破壊面

c)引抜きせん断耐力の計算

アメリカのACI⁷⁾ではコンクリートのコーン状のせん断耐力を、コンクリートの引張強度にせん断破壊面の水平投影面積を乗じた式(2)のような形で与えている。また日本建築学会「各種合成構造設計指針・同解説」⁸⁾においても同様な考え方で、コンクリートの圧縮強度とせん断破壊面の水平投影面積の関数として式(3)のように表されている。

$$q_{u1} = 1.06\sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_d \quad (2)$$

$$q_{u2} = \phi \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_d \quad (3)$$

ここで、 σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)

A_d : せん断破壊面の水平投影面積(cm²)

ϕ : 文献8)4.1表1に示される低減係数

ここでは、コンクリートの引抜きせん断耐力をACI形式と同様に、コンクリートの引張強度にせん断破壊面積の水平投影面積を乗ずることにより求めることとする。

$$q = 1.06\sqrt{\sigma_{ck}} \cdot S \quad (4)$$

ここで、 S : (1)式より求まるせん断破壊面水平投影面積(cm²)

3. ずれ止め作用力の解析的検討

3. 1 軸方向応力の評価

前章で述べた載荷実験により、横桁位置近傍の上フランジ上に配置された頭付きスタッドに発生する応力分布が明らかになった。しかしながら今回の実験では供試体が4体と少ないため、今後あらゆるスタッド配置に対して発生応力を明確にするためには床版—フランジ接合部の荷重伝達モデルの構築が必要である。そこでまず供試

体 Case1 を対象とし、横桁位置近傍の上フランジ上に配置されたスタッドの軸方向応力が、容易に算出できるような解析モデルの検討を行った。

図-1 に示した実験供試体に対して床版、主桁上フランジを板要素でモデル化し、両者をスタッドの剛性を有する梁要素で結合した。本モデルの床版は供試体と極力一致させるため、支間部、ハンチ部、主桁上とそれぞれ異なる板厚を持たせた。また図-8 示すように、垂直補剛材上の2本のスタッド間に垂直補剛材と同じ板厚、剛性をもった板要素の仮想部材を与えた。これは垂直補剛材直上で鋼桁に圧縮力が伝達されているということを考えてモデル化したものである。支持条件は、上フランジと腹板との結合位置を上フランジの首振り変形を考慮し橋軸方向まわりの回転を自由とし、上フランジと垂直補剛材結合位置で鉛直方向変位と橋軸方向まわりの回転を固定とした。図-9 に解析モデルを示す。載荷荷重は 6tf とした。その結果図-10a) のとおりとなった。図-4 に示した実験値と比較すると垂直補剛材直上のスタッドに発生している圧縮応力は約 2 倍、腹板直上のスタッドに発生している最大引張応力は実験値の約 1.4 倍となっているものの、応力分布形状なども実験値と近似していることがわかる。

同様な考え方のモデルで Case2～Case4 を計算した結果を図-10b)～d) に示す。最大引張応力を比較してみると Case2 では解析値が実験値の 89% となりやや危険側の値であるが、他のケースでは安全側に妥当な解析値を得ることができていることがわかる。また応力分布についても Case1 と同様、全体的に実験値と近似しているといえる。

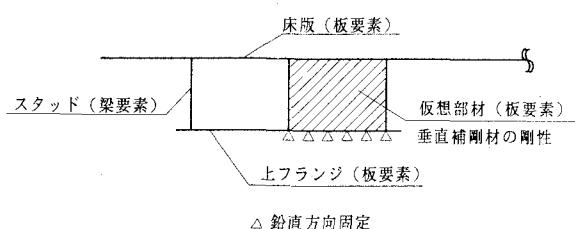


図-8 解析モデル（垂直補剛材位置断面）

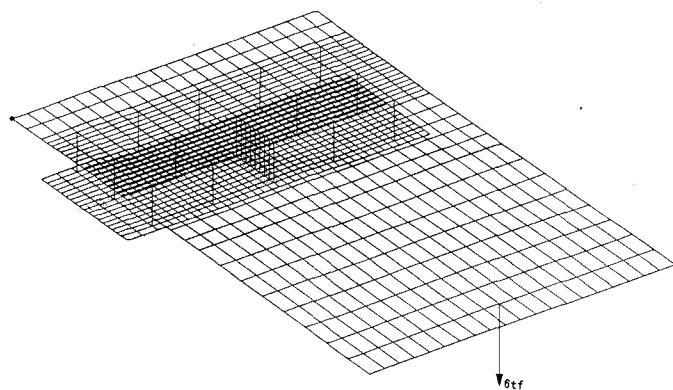


図-9 解析モデル

3. 2 曲げ応力の評価

実験により得られたスタッドの曲げ応力（図-5 参照）の頻度分布を図-11 に示す。これより床版支間 6m 程度の 2 主桁橋では、ほとんどのスタッドの曲げ応力は 100～400kgf/cm² の間にあることがわかる。また表-3 に示すとおり、すべてのケースについてそれぞればらつきがあるものの平均値は Case4 を除き約 290kgf/cm² となっており曲げ応力はスタッド本数の差異によらず同程度の値となり、その値も軸方向の応力と比べると小さいことがわかる。

4. ずれ止め設計法の検討

4. 1 ずれ止め作用力の評価

橋軸直角方向の曲げモーメントによって、ずれ止めには 1 章で述べたように軸方向応力と曲げ応力が発生する。軸方向応力については、スタッドの設計を行う場合引抜き力が大きくなる腹板直上のスタッド列に着目すると考えれば、上述の解析モデルではほぼ安全側の評価が得られるといえる。また曲げ応力に対しては、図-11 に示す

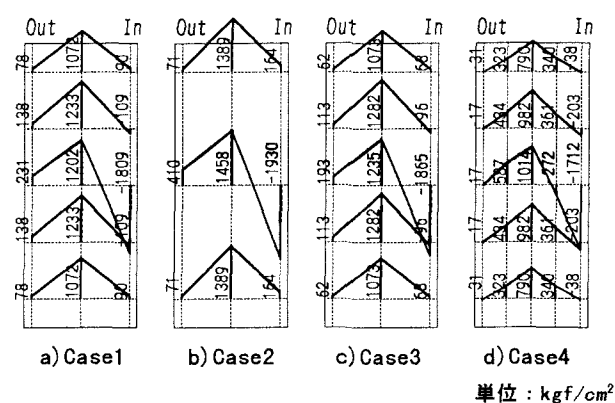


図-10 軸方向応力（解析値）

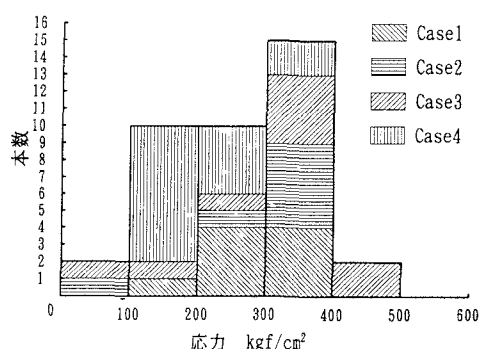


図-11 曲げ応力頻度分布

表-3 スタッドの曲げ応力と標準偏差

	平均曲げ応力 (kgf/cm ²)	標準偏差
Case1	292	82
Case2	285	123
Case3	286	119
Case4	195	69

頻度分布より $400\text{kgf}/\text{cm}^2$ 程度と予想できる。これらより、橋軸直角方向の曲げモーメントに対するずれ止めの設計を行う場合、両者を足し合わせたもので評価すればよいと考えられる。

4. 2 引抜きせん断耐力

コンクリートの引抜き耐力は、2.1(2)で述べたようにACI形式の算出式で求めるものとする。しかしながら、スタッドとコンクリートの付着性状等この部分の力の伝達については十分明確にされておらず、今後詳細を検討する必要がある。

4. 3 ずれ止め設計手順

合成2主桁橋のずれ止め設計手順を以下に整理する(図-12参照)。

- ①橋軸方向せん断力は、梁理論による主構造簡易計算により算出し、現行の道示Ⅱ³⁾「9.5 ずれ止め」に従いスタッドの設計配置を検討する。
- ②横桁位置付近の橋軸直角方向曲げモーメントにより発生するスタッドの引抜き力は上述の解析モデルにより算出しスタッドの降伏について照査する。
- ③常時荷重において、スタッドに作用する橋軸直角方向せん断力は小さく、これを考慮して設計する必要はない。しかしながら、径間中央部など比較的橋軸方向せん断力の小さい部分では、橋軸直角方向せん断力の影響が大きくなる場合が考えられ、場合によっては2方向せん断力の合力に対して照査するのが望ましい⁴⁾。
- ④コンクリートの引抜きせん断耐力に対しては、式(4)に示したACI型の算出式により終局耐力を求めて照査する⁵⁾。

⑤上述の解析モデルによる引抜き力とせん断力の組合わせ照査を行い、必要に応じてスタッド寸法、スタッド配置等の横桁位置近傍での部分的変更を行う。

5. まとめ

以上、広幅員合成2主桁橋の橋軸直角方向の曲げモーメントにより横桁位置近傍のスタッドに発生する軸方向応力分布、曲げ応力分布および接合部の破壊状況、またそれらを求めるための解析モデルとその計算結果について述べた。その要点を整理すると以下のとおりである。

- ①合成2主桁橋の横桁位置近傍に配置されたスタッドに作用する軸方向応力分布および曲げ応力分布が明らかになった。
- ②これらの発生応力は寸法、配置により差異があるが、すべてのケースにおいて垂直補剛材直上のスタッドのみに圧縮力が生じ、腹板直上のスタッド列の応力が大きくなるという分布を示す。
- ③スタッドに発生する軸方向応力は上述の解析モデルによりほぼ妥当な値が算出できる。

さらに、今後の課題としては以下のものが考えられる。

- ・ 引抜き力および引抜き力とせん断力の組合せ荷重を受けるスタッドの設計安全率の考え方
- ・ 引抜き力とせん断力の組合せ荷重を受ける場合のせん断破壊形態および疲労の検討
- ・ さらに詳細な FEM パラメータ解析を行い、鉛直補剛材形状とスタッド配置の関係の検討
- ・ 例えば、平面格子モデルなどスタッド応力を算出できる更なる簡易計算モデルの構築

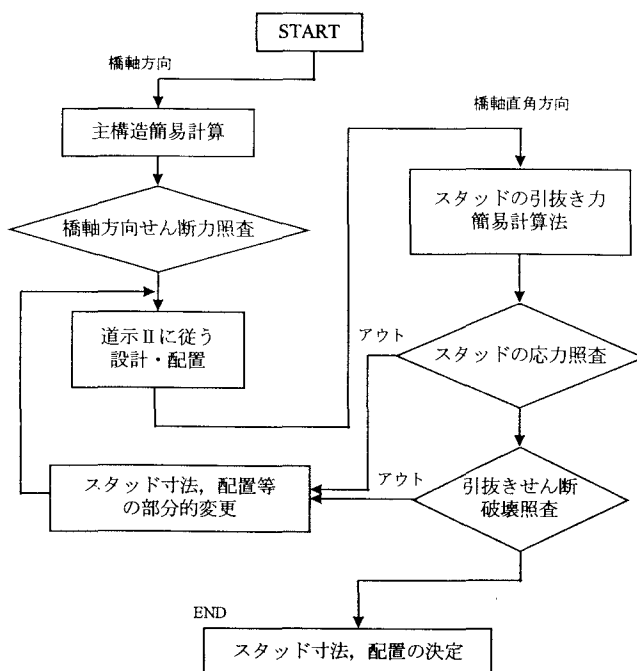


図-12 スタッド設計の手順

参考文献

- 1) 田村陽司, 川尻克利, 大垣賀津雄, 作川孝一: PC 床版連続合成2主桁橋「千鳥の沢川橋」の設計, 橋梁と基礎, pp.18~22, 1998.9.
- 2) 馬場敦美, 福岡一幸, 森隆行, 伊藤聡哉: PC 床版連続合成2主桁橋「千鳥の沢川橋」の施工, 橋梁と基礎, pp.2~8, 1998.10.
- 3) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 平成8年12月.
- 4) 大垣賀津雄, 川口喜史, 八部順一, 長井正嗣: 連続合成2主桁橋のずれ止め設計に関する一考察, 鋼構造論文集第4巻第15号, pp.81~91, 1997.
- 5) 大垣賀津雄, 八部順一, 斎藤英明, 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, pp.85~99, 1998.
- 6) 八部順一, 山本晃久, 大垣賀津雄, 斎藤英明: 連続合成2主桁橋のずれ止め作用力の簡易計算法, 川崎重工技報139号, pp.61~66, 1998.12.
- 7) American Concrete Institute: ACI MANUAL OF CONCRETE PRACTICE PART4, 1991.
- 8) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 1985.