ガセットプレートとスタッドを用いた複合トラス橋の格点構造に関する実験的研究

Experimental Study on the Mechanical Behavior of Panel Joints in PC Hybrid Truss Bridges

三輪　寛*、長澤　徹*、依田　照彦**、鈴木　俊光***、熊谷　洋司***

Hiroshi MIWA, Tetsu NAGASAWA, Teruhiko YODA, Toshimitsu SUZUKI and Yohji KUMAGAI

*　早稲田大学大学院理工学研究科（〒169 東京都新宿区大久保3-4-1）

**工博　早稲田大学教授　理工学部土木工学科（〒169 東京都新宿区大久保3-4-1）

***工修　三菱重工業株式会社　横浜製作所（〒231 横浜市中区錦12番地）

This paper reports an experimental study on the mechanical behavior of panel joints in PC Hybrid Truss bridges. The performance of PC Hybrid Truss bridges depends largely on an effectiveness of panel joints at the interface of concrete and steel. The shear connectors used here are studs welded to the sole plate of the panel joints with gusset plates on resisting both shear and bending. Static loading tests were carried out on four test specimens in order to grasp the mechanical behavior of panel joints with stud bolts. The present experimental study reveals that panel joints with stud bolts are considered to be valid as shear connectors. However, care must be taken to the cases where both shear force and bending moment are acting at the interface of gusset plates and concrete slab. In addition, the design interaction formula is proposed on the basis of the present experimental study and the existing design formulae.

Key Words : PC hybrid truss, Panel point, Shear connector, Loading test, Ultimate strength

1. はじめに

三角形を基本としたトラス構造は、軸力のみを受ける最も経済的で効率の良い部材で構成される構造体であることは良く知られている。初期のトラス構造は各構成部材をその格点においてピンで結合する方式であったが、ピン格点部の製作上の問題や摩耗等の問題、また、トラス構造全体の剛性が低いことにより生じる問題等のために、19世紀後半よりガセットプレートを用いた格点が採用されるようになった。

ガセットプレートを用いてトラス格点部を構成すると、格点部はトラス格点の設計上の仮定と異なり剛結となるため、トラスの全体的な力学的挙動にどのような影響を与えるかが問題となったが、設計に注意さえすれば実際に設計される構造物とその計算上の仮定との相違は少ないことが確認され、ガセットプレートを用いた格点を有するトラス構造の利点が現在に至るまで生かされている[1)]。

以上のトラスの格点構造の考え方は鋼構造を対象としたものであるが、近年ではフランスのアルボア橋やロアーズ橋等のように、上下のフランジをコンクリート床版とし、腹材に鋼トラスを用いた複合トラス橋が工費低減を目的として検討され始めている[2)]。箱桁の腹材を鋼トラスで置き換えたうえに外ケーブル方式を用いれば、桁全体を軽量化することも可能である。

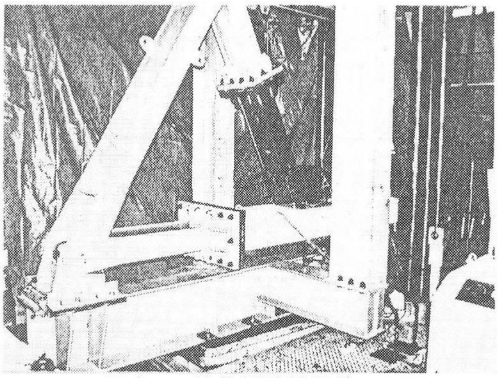


写真-1 載荷試験供試体

だが、我が国ではこの種の構造形式の実績がないので、設計の際には橋梁細目も含めて検討すべき点が多

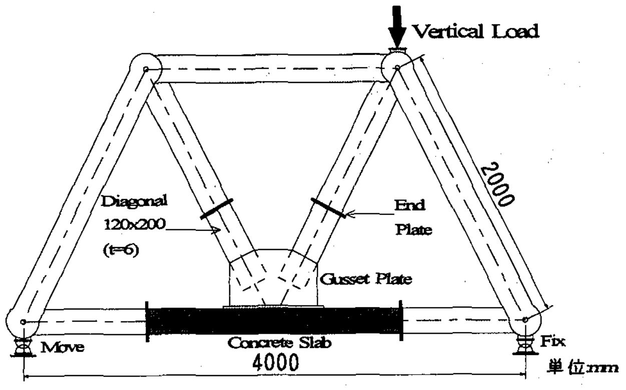


図-1(a) 試験供試体の概略図

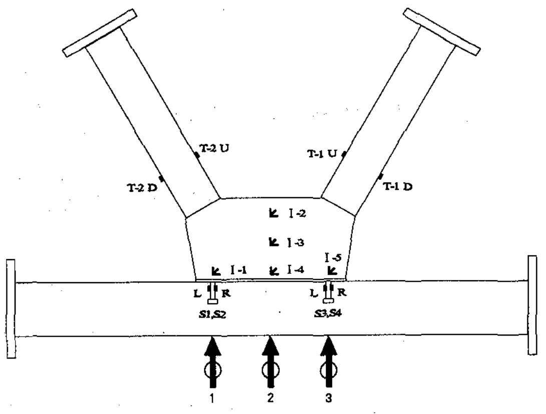
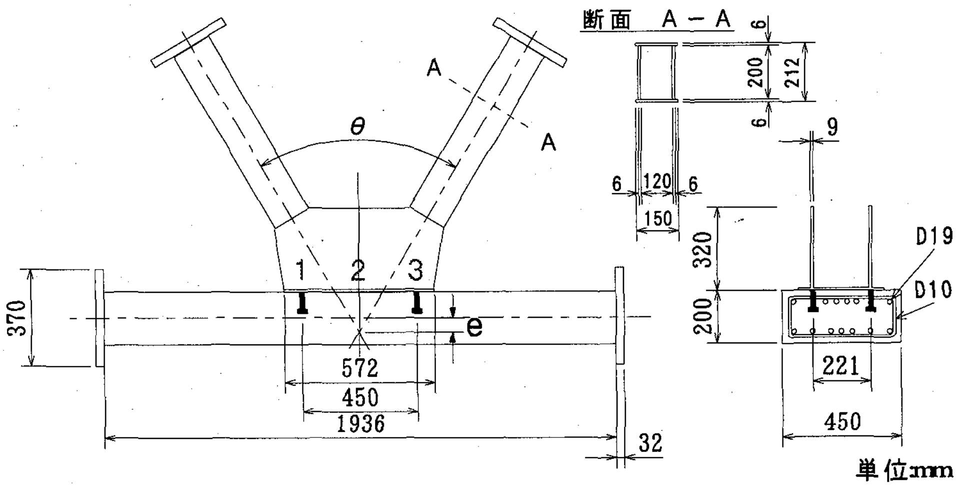


図-1(b) 変位計およびひずみゲージの位置



(a) 側面図 (b) 断面図

図-2 試験供試体の格点部の構造

表-1 試験供試体の種類

供試体 No.	偏心量 e (cm)	腹材の角度 θ (deg)
1	0	60.00
2	8	57.80
3	16	55.72
4	25	53.54

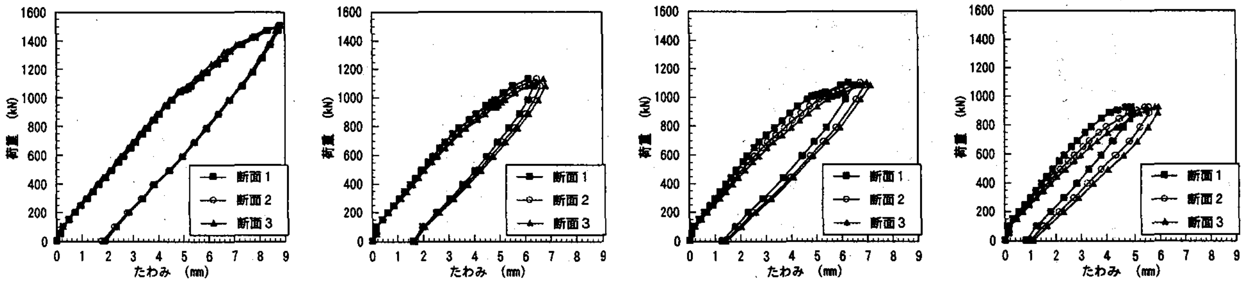
表-2 鋼材の機械的性質(材料は全てSS400)

	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	弾性係数 (GPa)
鋼板(9mm)	309	465	211
鋼板(6mm)	250	383	201
鉄筋 D19	406	602	210
ｽﾀｯﾄﾞ φ19xH80	360	481	212

表-3 コンクリートの圧縮試験結果

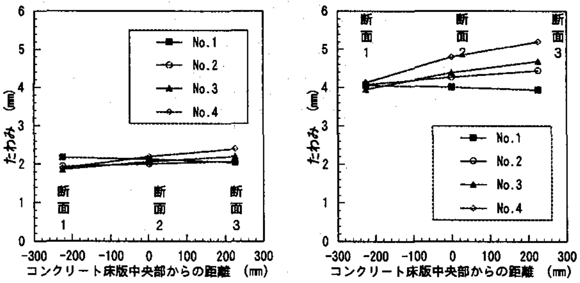
供試体 No.	28日強度	載荷試験時強度			
	圧縮強度 (MPa)	材齢 日	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
1	47.1	47	46.4	27.6	0.210
2	47.1	52	46.7	31.3	0.170
3	52.2	55	50.7	29.6	0.198
4	46.8	56	50.8	30.2	0.196

く残されている。なかでもコンクリート床版とトラス腹材との接合部の構造については、設計の自由度が大きいだけに実験的な検討が不可欠と思われる。そこで、本研究では、鋼トラスとコンクリート床版との接合部にガセットプレートを用いた構造の力学的特性を調べるために、格点部の構造細目を変化させた供試体を製作した。本実験はコンクリート床版の結合部に着目し、荷重載荷状態を再現するために図-1のようなトラスフレームを用いた。供試体の設計に際しては、図-1(a)を平面フレームでモデル化し、鉛直荷重100tfを載荷して求めた断面力により許容応力度設計法にて設計した。コンクリート床版も同様に100tf鉛直荷重作用時の断面力を用いて設計し、許容応力度に対しては安全率1.2を



(a)供試体No.1　(b)供試体No.2　(c)供試体No.3　(d)供試体No.4

図-3 荷重とたわみの関係



(a)載荷荷重=490.3kN　(b)載荷荷重=882.54kN

図-4 たわみ分布の断面による違い

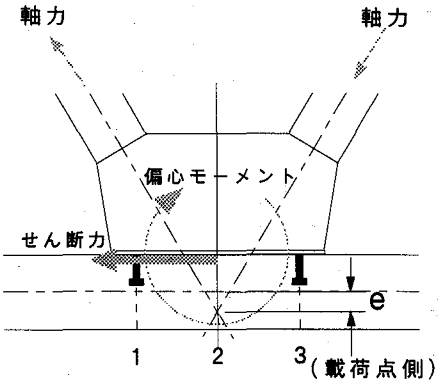


図-5 床版に作用するせん断力qと偏心モーメントM_e

見込み、コンクリート床版の曲げひび割れを発生させないように設計した。格点部では終局状態において、トラスは弾性域にとどまり、スタッド結合部が破壊するようにした。本タイプの結合構造は基本的にＰＣ部材に使用するのが一般的と思われるが、このような実験は前例がなく、実験データも蓄積されていなかったため、直ちにＰＣ部材との結合実験を行う前に、結合部の基本力学的挙動を明らかにするためにＲＣ部材を採用した。

本実験的研究では、これらの供試体を用いて静的耐荷力試験を行ったので、その結果について報告する。

2. 実験方法

2.1 供試体

鋼トラスとＲＣ床版との結合部を実験の対象とするため、図-1(a)に示すようなガセットプレートを用いた格点部の構造を製作し、腹材間の角度を表-1に示すように変化させることによりトラス部材の中心軸の偏心を考慮した。すなわち、図-2に示すように作用する軸力の合力点とコンクリート床版の中央面との間の偏心量ｅを変えることによって、スタッドに作用する力をせん断力と軸力に分解した。スタッドにはφ19×H80の頭付きスタッドを使用し、主鉄筋はD19、帯筋はD10を100mm間隔に配置した。また、ガセットプレートには9mm、トラス腹材（200mm×150mm）には6mmの鋼板を使用している。これらの鋼板の機械的性質は表-2に示すとおりである。コンクリートの圧縮試験結果は表-3に示す。

2.2 実験方法

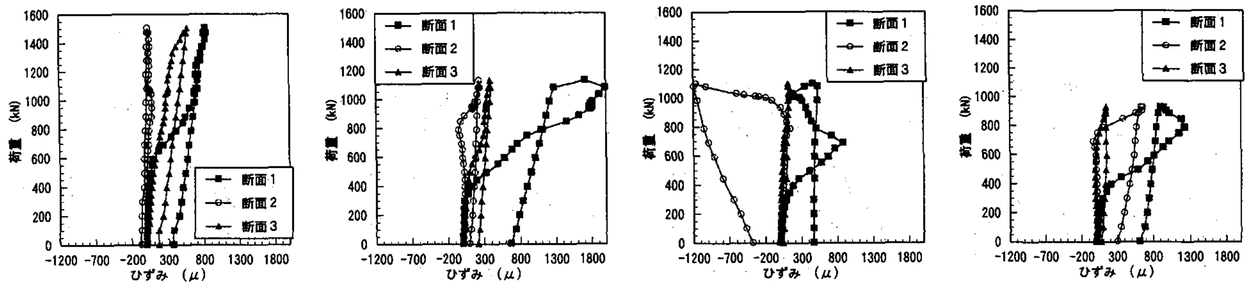
図-1(a)に示すように、トラス上弦材の端部を載荷点とし、終局状態まで静的載荷試験を実施した。

各荷重ステップごとに、コンクリート床版内部、スタッド、鉄筋、ガセットプレート、トラス腹材のひずみとＲＣ床版部のたわみを計測した。また、コンクリート床版のひび割れ状況についても可能な範囲で観測記録した。

3. 実験結果および考察

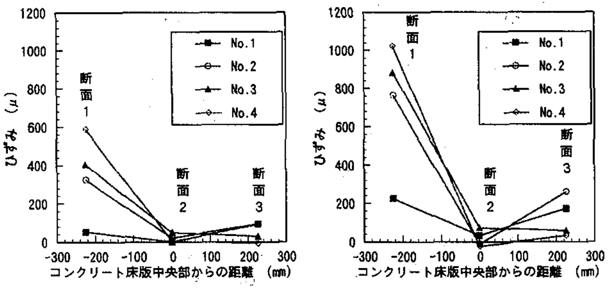
3.1 たわみ特性

図-1(b)に示す断面１，２，３でのたわみの違いに注目すると、供試体No.1（偏心量0cm）では、図-3(a)に示すようにひび割れの発生およびガセットプレートとコンクリート床版とのずれの発生に関係なく、各荷重段階においてたわみに差はほとんど見られなかった。供試体No.2（偏心量8cm）では、図-3(b)に示すように載荷開始からおよそ500kN（ひび割れ発生荷重は513kN）まではほとんど差はないが、ひび割れ発生後は徐々に各断面でのたわみ差が広がっていく。供試体No.3（偏心



(a)供試体No.1　(b)供試体No.2　(c)供試体No.3　(d)供試体No.4

図-6 荷重とコンクリートのひずみの関係



(a)載荷荷重=490.3kN　(b)載荷荷重=686.4kN

図-7 コンクリート床版内のひずみ分布

表-4 ひび割れ発生時の作用力[3),4)]

供試体 No.	ひび割れ発生荷重 実験値 (kN)	ひび割れ発生荷重 計算値 (kN)
1	608	718
2	513	447
3	456	474
4	412	342

量16cm）と供試体No.4（偏心量25cm）では、100kNまではたわみの断面位置による差は見られないが、それ以降はたわみの断面位置による差は徐々に大きくなっていく。各断面でのたわみ量の大小関係は、

断面１＜断面２＜断面３　　（図-4参照）

となっており、載荷点に近い方が大きくなっている。これは、図-5に示すような偏心によるモーメントによって、断面３側のガセットプレートがコンクリート床版に圧縮力を加えるためである。ただし、すべての供試体において、図-4に示すように断面１でのたわみ量は、同一の荷重で比較した場合その差はほとんどなかった。なお、各断面でコンクリート床版のねじれ変形の計測をした結果、ねじれはほとんど見られなかった。

3.2 コンクリート床版の力学的特性

(1) コンクリート床版内のひずみ

コンクリート床版内部のモールドゲージを、各断面のコンクリート床版中央部の表面から3cmのところに配置し、計測を行った。

供試体No.1では、図-6(a)に示すように断面２におけるコンクリート床版内のひずみの変化は小さいが、断面１，３では大きくなる。ただし、断面１の方が断面３よりやや大きめの値を示している。

偏心のある供試体No.2以降の供試体では、図-6(b)から図-6(d)に示すように偏心量が大きくなるにつれ、断面２，３でのコンクリートのひずみの変化は小さいが、断面１における変化は大きくなっている。これは、断面１，３ともに、スタッドのずれもしくは引き抜きが起こることによって、コンクリートのひずみの増加がもたらされると考えられる。ただし、ひずみの変化の過程はどれも類似しており、第１変化点（勾配が急変する位置）でひび割れ発生、第２変化点でガセットプレートとコンクリート床版とのずれ、もしくは、スタッドの引き抜き現象の発生を示している。図-7に各断面によるコンクリートのひずみの違いを示すが、供試体No.1においては、軸力はガセットプレート内で平面応力状態になるので、斜材からの軸力の合力点とコンクリート床版の中央面との偏心量が零であることより、スタッドに作用する力はせん断力のみであると考えられるので、断面１，３ではほぼ等しい値となっている。それに対して、供試体No.2以降では、断面１ではスタッドの引き抜きによるひび割れの増大に伴いコンクリートのひずみは大きくなるが、断面３ではコンクリートは圧縮状態にあるので、コンクリートのひずみは比較的小さなものとなっている。この挙動は、偏心量の増加に伴い顕著になっていくことがわかる。

以上より、全ての供試体において、その終局時におけるコンクリート床版は表面・内部ともに大きな損傷を受けていることがわかる。特に、偏心のある供試体No.2以降については、図-7に示すように偏心のない供試体No.1に比べて、断面１でのコンクリートのひずみが大きくなっており、コンクリート床版内部ではコンクリートのひび割れが起こっていることが予想される。

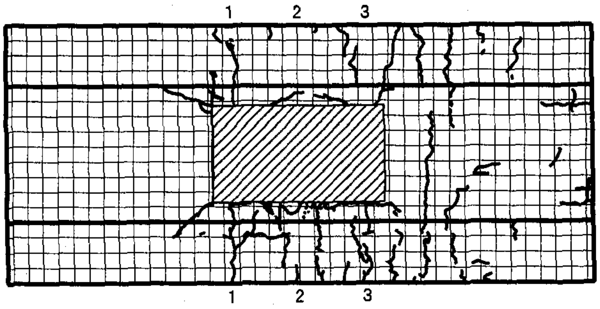


図-8(a) コンクリート床版のひび割れ状況(供試体No.1)

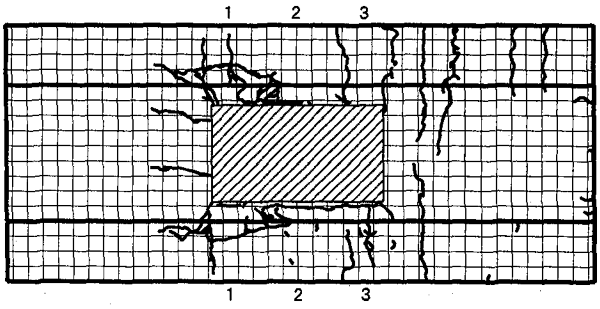


図-8(b) コンクリート床版のひび割れ状況(供試体No.2)

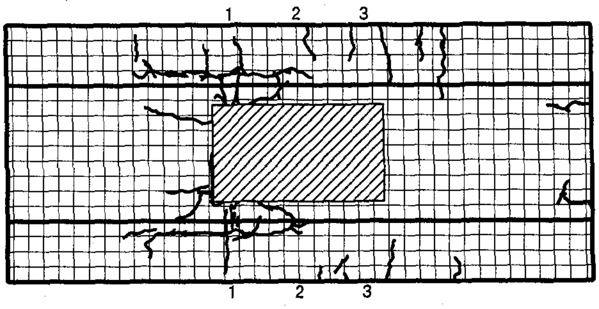


図-8(c) コンクリート床版のひび割れ状況(供試体No.3)

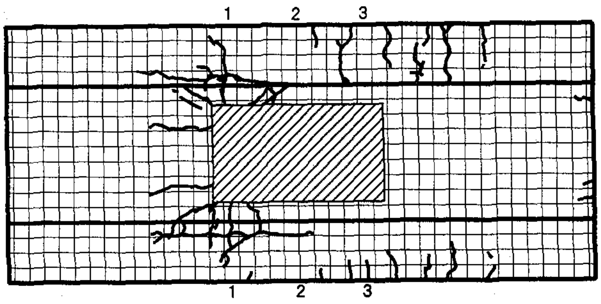


図-8(d) コンクリート床版のひび割れ状況(供試体No.4)

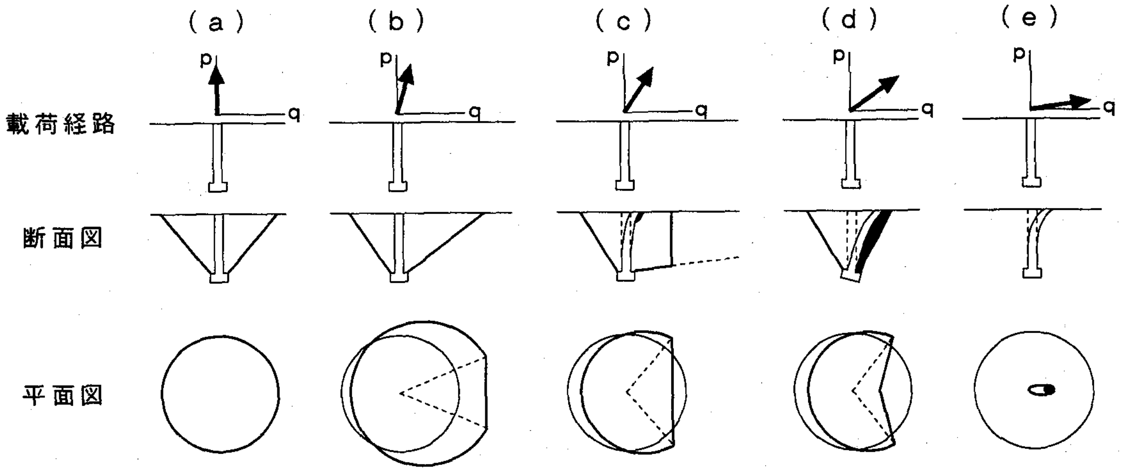


図-9 荷重比(＝引張力p／せん断力q)の違いによる破壊状況の定性的変化[5)]

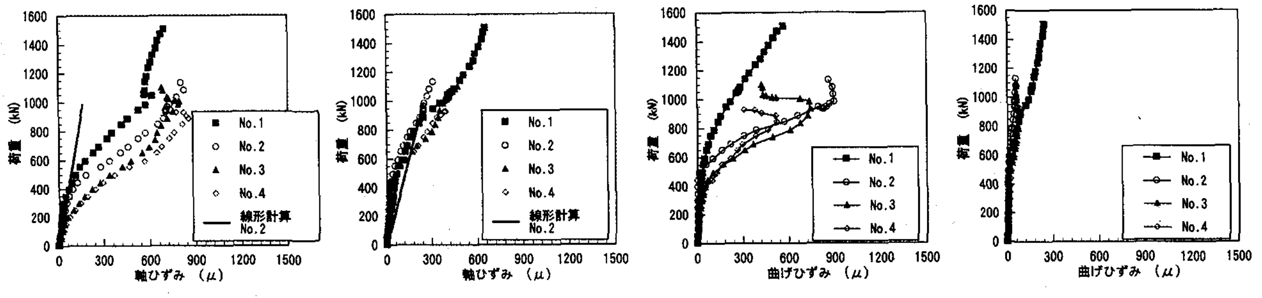
(2) ひび割れ性状

ひび割れ発生時の作用力を表-4に、各供試体のひび割れ状況を図-8に示す。なお、図-8はコンクリート床版上面と側面を展開したものであり、図中のメッシュは5cm×5cmである。ここで、ひび割れ発生荷重の計算値は、コンクリートの引張強度f_tと、軸力と曲げを受けるはりと仮定して算出したコンクリート床版内の応力とを比較することにより求めた[3)]。

$$f_t = 0.58 f_c'^{\frac{2}{3}} \qquad (1)$$

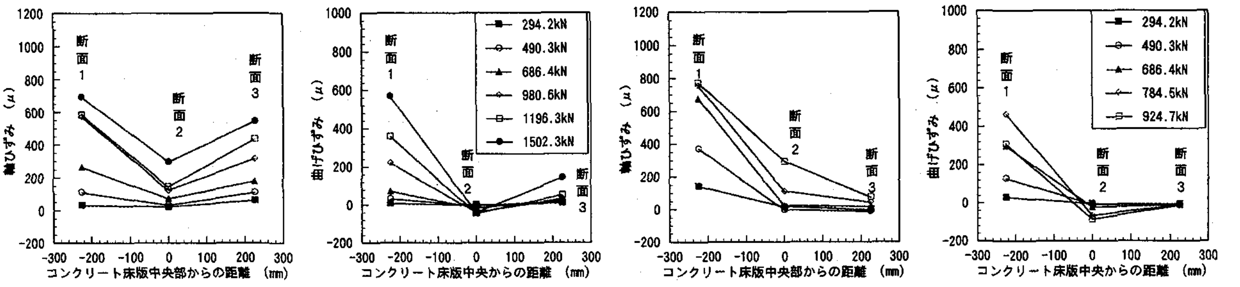
ここに、f_c':コンクリートの円柱圧縮強度$[kgf/cm^2]$

ひび割れ発生荷重は、実験値と計算値の間で最大100kNの差が見られるが、これは目視により起こりうる誤差の範囲内と考えられる。最初のひび割れの発生は、偏心のない供試体No.1では断面３側のスタッド、偏心のある供試体No.2以降では断面１側のスタッドの位置から発生していた。したがってひび割れ発生荷重の実験値と計算値に差があるのは、最初のひび割れ発生の要因が、コンクリート床版に作用する軸力と偏心モーメントによるコンクリート床版縁端での引張力によって生じたものではなく、スタッドに作用する力によってスタッドとコンクリートの付着が切れることによって、ずれもしくは引き抜きが少しずつ生じ始めることによるものと考えられる。



(a)上部鉄筋，軸ひずみ　(b)下部鉄筋，軸ひずみ　(c)上部鉄筋，曲げひずみ　(d)下部鉄筋，曲げひずみ

図-10　荷重と鉄筋の軸・曲げひずみの関係(断面1)



(a)供試体No.1，軸ひずみ　(b)供試体No.1，曲げひずみ　(c)供試体No.4，軸ひずみ　(d)供試体No.4，曲げひずみ

図-11　鉄筋の軸・曲げひずみの分布(上部鉄筋)

偏心のない供試体No.1では、断面３側にひび割れが多く観測されており、主としてかぶりが小さくなっている帯筋の位置から発生している。また、ガセットプレートとコンクリート床版とのずれによってスタッド周辺にもひび割れが観測されている。

偏心のある供試体No.2以降においては、偏心量の増加に伴い断面３側に発生する帯筋の位置からのひび割れの本数が減少し、代わりに断面１側のスタッドの位置から放射状のひび割れが顕著になってくる。特に、コンクリート床版側面には上端から5cmの位置に横方向ひび割れが、コンクリート床版上面には端部から12cmの位置に橋軸方向ひび割れが観測されている。ここでスタッド周辺から発するひび割れは、スタッドにせん断力と引張力の組合せ荷重が作用することによって起こるものと考えられる。

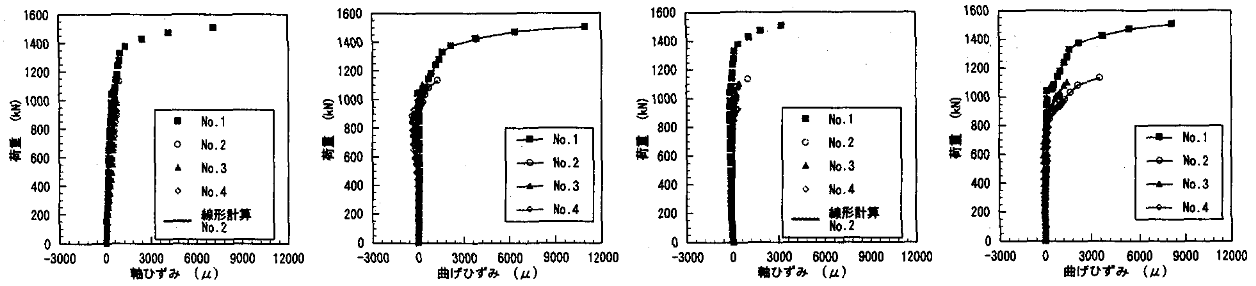
さらに、コンクリート床版内部のひび割れ状況を観測した結果、偏心量の大きなものでも完全なコーン破壊は起こっておらず、せん断力の影響が少なからず影響していることがわかる。また、偏心量が増加するのに伴い、１本のスタッドによるひび割れの範囲が狭くなっていることが確認されたが、これはせん断力と引張力の合力の方向が引張力のみの方向に近づいているためであり、徐々にせん断力に対する引張力の荷重比（引張力p／せん断力q）が増加していることを示している。荷重比の違いによるコンクリート床版のスタッド周辺での破壊状況の定性的変化を**図-9**に示す[5)]。

これより供試体No.1では、帯筋の位置からのひび割れが多く観測されたが、そのひび割れ幅は狭いもので、コンクリート床版の崩壊にはさほど影響はないと考えられる。供試体No.2以降では、スタッド周辺に放射状のひび割れとコンクリート床版側面に横方向のひび割れがあり、これらのひび割れ幅は比較的広く、コンクリート床版上面にはスタッドの引き抜きにより段差が生じていることが確認された。このひび割れは耐荷力にも影響を与えるので、設計の際には補強鉄筋を入れるなど十分な検討が必要である。

3.3 鉄筋のひずみ

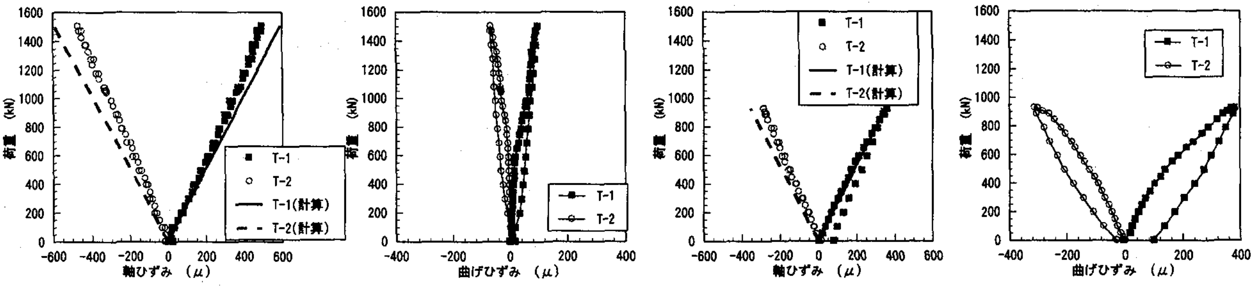
鉄筋の軸・曲げひずみ分布を**図-10**に、荷重と鉄筋の軸・曲げひずみの関係を供試体No.1と供試体No.4について**図-11**に示す。**図-6**と**図-10**とを比較すると、すべての供試体において上部鉄筋の軸ひずみの挙動は、コンクリートのひずみの挙動と多くの共通点を持っていることがわかる。ただし、上部鉄筋の軸ひずみの場合は、断面２でコンクリートのひずみ以上に大きく変化している。ここでは、コンクリートのひずみと同様に軸ひずみの変化の過程から、第１変化点（勾配が急変する位置）でひび割れの発生、第２変化点でガセットプレートとコンクリート床版のずれ、もしくは、スタッドの引き抜き現象の発生を読みとることができる。

偏心のある供試体No.2以降では、上部鉄筋の軸ひずみが、引き抜きの起こっている断面１で大きくなっている。また、曲げひずみに対しても断面１で大きくなり、断面２，３ではひずみの変化は小さい。下部鉄筋



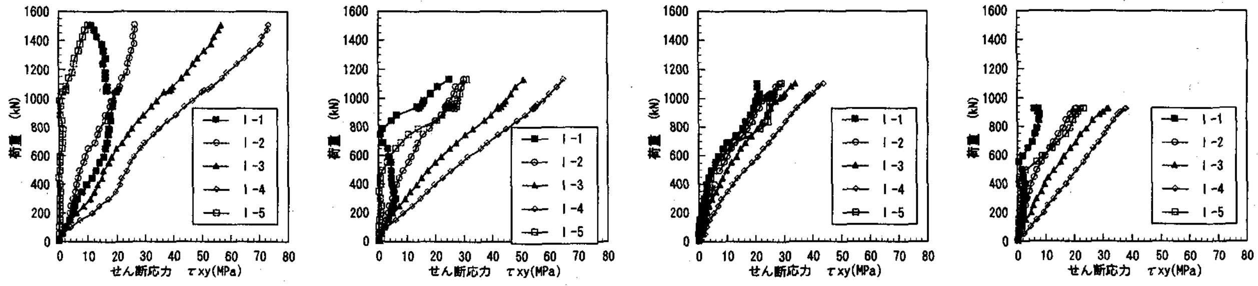
(a)断面1, 軸ひずみ (b)断面1, 曲げひずみ (c)断面3, 軸ひずみ (d)断面3, 曲げひずみ

図-12 荷重とスタッドの軸・曲げひずみの関係



(a)供試体No.1, 軸ひずみ (b)供試体No.1, 曲げひずみ (c)供試体No.4, 軸ひずみ (d)供試体No.4, 曲げひずみ

図-13 荷重とトラス腹材の軸・曲げひずみの関係



(a)供試体No.1 (b)供試体No.2 (c)供試体No.3 (d)供試体No.4

図-14 荷重とガセットプレート内のせん断応力の関係

の軸ひずみは、断面1に比べ断面3の方が大きくなるが、曲げひずみの変化は小さい。下部鉄筋の挙動は、ガセットプレートとコンクリート床版のずれやスタッドの引き抜きに関係なく、コンクリート床版の変形とひび割れの発生にのみ影響される。

これより、鉄筋の挙動はコンクリート床版に依存しているが、上部鉄筋においてはそれに加えてガセットプレートとコンクリート床版との間のずれやスタッドの引き抜きの影響を受けていることがわかる。

3.4 スタッドの挙動

荷重とスタッドの軸・曲げひずみの関係を図-12に示す。偏心のない供試体No.1では、スタッドが水平せん断力の影響で塑性化していることがわかる。偏心のある供試体No.2以降では、スタッドの軸・曲げひずみの大きさから考えて、終局時でも塑性化以前もしくは塑性化進行過程にあると考えられる。また、軸ひずみについてはほぼ線形であるが、曲げひずみについては800～900kNにおいてひずみの急増が見られ、これにより断面1側のスタッドは、引張力によって軸方向に引き抜かれるだけではなく、スタッドに引張力とせん断力の組合せ荷重が作用することによって、その合力の方向に力を受けると考えられる。このときスタッドは、アンカーとして機能すると考えられるが、その性能は十分でないといえる。

これより、偏心のない供試体では、スタッドはせん断力のみを受け降伏し全塑性状態に至る。その挙動は、押し抜きせん断試験との挙動と比較可能である。しかし、偏心のある場合では、スタッドは全塑性には至らなかった。ただし図-12から偏心の有無に関わらず、スタッドの軸・曲げひずみは各荷重ステップにおいて比較すると、ほぼ同様の挙動を示していることがわかる。

表-5 複合トラス供試体の耐荷力と作用力[3),4)]

供試体 No.	最大荷重 (kN)	最大せん断力 (kN/本)	最大引張力 (kN/本)
1	1502	108	0
2	1129	77.9	26.1
3	1102	68.4	48.8
4	925	58.3	61.0

3.5 トラス腹材の挙動

供試体No.1と供試体No.4の荷重とトラス腹材の軸・曲げひずみの関係を図-13に示す。すべての供試体において、軸・曲げひずみの挙動はともに線形区間内にあることがわかる。また、理論値と比較しても大きな差は見られない。除荷後に残留ひずみが見られるが、これはスタッドの引き抜きによって、コンクリート床版上面のひび割れに沿って段差が生じたことによるもので、トラス腹材に作用した軸力による残留ひずみではない。

終局時においても、軸・曲げひずみともに線形区間内にあり、その値は小さなものである。このことから、本実験装置がトラスとして完全に機能していることがわかる。

3.6 ガセットプレート内のせん断応力

ガセットプレート内のせん断応力の分布を図-14に示す。せん断応力は、すべての供試体でガセットプレート底部中央（3軸ゲージⅠ-4）の位置で最大となっている。また、ガセットプレート中央軸線上（3軸ゲージⅠ-2～Ⅰ-4）のせん断応力は全体に大きくなっているが、その値はガセットプレート底部から上方に向かうにつれ小さくなっていく。ここで、断面1側（3軸ゲージⅠ-1）と断面3側（3軸ゲージⅠ-5）を比較してみると、偏心のない供試体No.1において、断面1側は載荷開始時ではガセットプレート中央部での挙動と同様に増加していくが、600kN前後（ひび割れ発生）で一定となり、1000kN（ずれ発生）を過ぎた辺りから減少し始めている。断面3側は、載荷開始時より変化はないが、1000kNを過ぎた辺りから急増し始めている。また、偏心量25cmの供試体No.4において、断面1，3側ともに載荷開始時より変化はないが、400kN（ひび割れ発生）辺りから急増し始めている。ただし、その値は断面3側の方が大きくなっている。以上のように、偏心の有無によってガセットプレート内のせん断応力の挙動に差があることが明確に確認されている。

せん断応力の値は最大でも70MPaであり、それほど大きなものではない。図-14からもわかるように、その挙動は線形である。実際、終局時においてガセットプレート表面には目に見えるような変形は確認されなかった。ただし、コンクリート床版のねじれ変形は確認されなかったにもかかわらず、トラス腹材を挟む2枚のガセットプレートでは互いにせん断応力の値に供試体No.1においては最大で10MPa程の差がガセットプレート中央部（3軸ゲージⅠ-3）で見受けられた。さらに、偏心量が大きくなるにつれ、すなわちせん断力に対し引張力が卓越し始めるに従って、その差が小さくなっていくことも確認された。これは、ガセットプレートとコンクリート床版のずれ性状がガセットプレートの両面で多少の差があることによると推察される。

3.7 終局耐荷力に関する検討

(1) 終局強度の関する検討

静的載荷試験の結果を表-5に示す。ここに、終局時の引き抜き側のスタッド1本あたりのせん断力と引張力は構造解析により算出した値である。すなわち、下弦材の軸力差を作用せん断力とし、引張力については単鉄筋長方形断面と仮定して計算した。

$$S = \frac{P}{2\tan\alpha} \quad \left(\because \alpha = \frac{180^\circ - \theta}{2}\right) \qquad (2)$$

$$T = \sigma_s \cdot A_s = \frac{M_e}{z} \qquad (3)$$

ここに、

S：せん断力[kgf]

P：作用鉛直荷重[kgf]

α：斜材の取り付け角度[deg]

T：引張力[kgf]

σ_s：鉄筋（スタッド軸部）の引張応力[kgf/cm²]

A_s：鉄筋（スタッド軸部）の断面積[cm²]

M_e：偏心曲げモーメント[kgf·cm]

z：引張力と圧縮合力の作用点間の距離[cm]

これより、偏心量が増加するにつれ、耐荷力が低下することが確認された。偏心がない場合は、単純にスタッドがせん断力によって降伏し、終局時に至るが、偏心がある場合は、その偏心量の増加に伴ってスタッドの引き抜きによる影響が卓越することがわかった。なお、スタッドに引張力が作用する場合の限界状態には、スタッドの軸部の降伏や破断、コンクリートのコーン状破壊、およびスタッド軸部に接するコンクリートの支圧破壊の3種類が考えられるが、今回の実験ではコンクリートのコーン状破壊に近いものとして分類されると考えられる。耐荷力は、先にも述べたとおりコンクリートの強度に影響されると考えられる。

特に、偏心のある場合ではコンクリートの破壊が耐荷力を決定するので、複合トラス全体の耐荷力の向上を図るには、コンクリートの強度を高くし、補強鉄筋を配置するなどの措置をすることが望ましいと考えられ、さらにはスタッド以外のずれ止めを使用すること

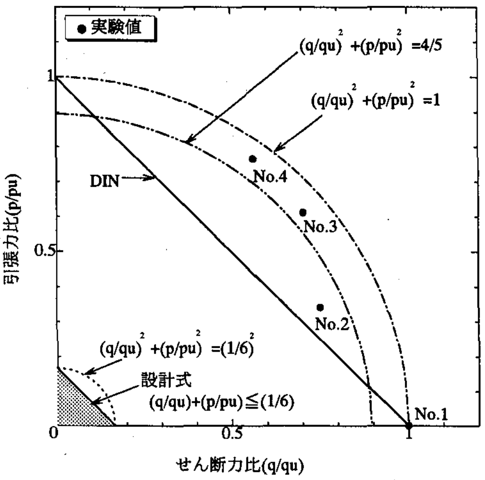


図-15 相関強度曲線

も考えられる。なお、この点については現在コンクリート床版にＰＣを導入し、さらに補強鉄筋を配置した供試体を用いて静的耐荷力試験を行っているので、その結果については今後報告する予定である。

ずれ止めとしてスタッドを使用する場合には、偏心が増加するにつれて耐荷力が低下するので、できる限り偏心のない連結構造にすることが望ましいと思われる。

(2) 格点部の設計法に関する検討

せん断力と引張力を受けるスタッドの相関強度曲線との関係を見るために大谷ら[6]の文献と比較すると、**図-15**に示すように、供試体の数が少ないために、プロットにばらつきが見られるものの、既往の研究と比べてもほぼ妥当な結果が得られており、ＤＩＮの設計法[7]に従って線形相関式を仮定すれば、安全側であることがわかる。

ガセットプレートとスタッドを用いた接合部の構造は、前述したようにＤＩＮの考え方に基づいて線形相関強度式を用いて設計すれば安全側であると考えられる。したがって、ここでは、安全側の判断としてＤＩＮの基準に見られる線形相関式に道路橋示方書[8]のスタッド許容せん断力の規定に見られる安全率６を用いた次式のような設計式を提案する[9]。

$$\frac{q}{q_a}+\frac{p}{p_a}\leq 1 \qquad (4)$$

ここに、

q:スタッド１本に作用するせん断力(q_u:実験値)

p:スタッド１本に作用する引張力(p_u:文献2)の式)

p_a:道路橋示方書の許容せん断力($q_a \leq q_u/6$)

p_a:許容引張力で、$p_u/6$より算出[6),10),11),12)]。ただし、

$$p_u = 11.3\sqrt{l_e}\,(l_e + d_n)\sqrt{f_c'} \leq f_s A_s \qquad (5)$$

l_e:スタッドの埋め込み長[cm]

f_s:スタッドの引張強度[kgf/cm^2]

d_n:スタッドの頭部直径[cm]

f_c':コンクリートの円柱圧縮強度[kgf/cm^2]

A_s:スタッドの軸部断面積[cm^2]

4. 結論

ガセットプレートとスタッドを用いた複合トラス橋の格点部の構造を検討するために行った静的載荷試験の結果をまとめると、

1) 鋼トラスとコンクリート床版との接合部にガセットプレートとスタッドを用いた構造は、偏心がない場合にはガセットプレートとコンクリート床版の間にはせん断力のみが作用すると考えられ、ずれ止めとしてスタッドは十分に有効であると考えられるが、偏心がある場合には設計法も含めて注意が必要である。

2) 鋼トラスの骨組線の交点が床版の中立面上にない格点構造が耐荷性能を失う原因としては、スタッド周辺のコンクリートの破壊が考えられる。偏心の大きな供試体では、スタッド周辺のコンクリートの浮き上がりが確認されており、頭付きスタッドがアンカーとして機能している。引き抜きに抵抗する要素は、摩擦力が作用するスタッドの定着長と支圧力が作用するスタッド頭部の面積に依存しているが、スタッドではコンクリートとの支圧力が作用する面積が小さい。そのため、引き抜き防止には十分な強度を持ったコンクリートと引き抜きせん断破壊に対する補強鉄筋等を配置することが必要であると考えられる。

3) 実験結果によれば、ガセットプレートとスタッドを用いた接合部の構造は、ＤＩＮの考え方に基づいて線形相関強度式を用いて設計すれば安全側であると考えられ、ここでは、安全側の判断としてＤＩＮの基準に見られる線形相関式に安全率６を用いた式(4)を提案する。

参考文献

1)本州四国連絡橋公団編:鋼上部構造に関する調査研究報告書 別冊３ トラス格点構造設計指針（案）,1976.3.

2)ＮＢＣ研究会編:新しい合成構造と橋,山海堂,1996.2.

3)岡村甫・前田詔一:鉄筋コンクリート工学,市ヶ谷出版社,1987.1.

4)土木学会編:構造工学シリーズ３ 鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン,土木学会,1989.3.

5)日本鋼構造協会編:頭付きスタッドの押し抜き試験方法（案）とスタッドに関する研究の現状,日本鋼構造協会,1996.11.

6)大谷恭弘・木下淳・辻文三:組合せ荷重を受けるスタッ

ドアンカーの設計強度評価法,鋼構造年次論文報告集,第2巻,pp.699-706,1994.11.
7)DIN: Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgen,Juni,1974.
8)日本道路協会編:道路橋示方書・同解説 I共通編 II鋼橋編,1996.12.
9)依田照彦・鈴木俊光・熊谷洋司・堂薗信博・三輪寛・長澤徹:複合トラス橋の格点構造に関する実験的研究,第52回年次学術講演会講演概要集CS-58,1997.9.
10)平城弘一:頭付きスタッドの静的および疲労強度と設計法に関する研究,大阪大学学位論文,1990.2.
11)Bode,H. und Hanenkamp,W.: Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung, Bauingenieur 60,1985.
12)Klingner,R.E., and Mendonca,J.A.: Tensile Capacity of Short Anchor Bolts and Welded Studs, ACI Journal, Proceedings Vol.79,No.1,1982.

(1997年9月26日受付)