

(41) 鋼桁－RC 橋脚剛結部の設計に関する実験

Experimental study on design for steel beam-concrete column composite connection

高林和生*, 松井繁之**, Abubaker AL-SAKKAF***, 石崎茂****, 石原靖弘*****, 池尾真一*****

Kazuo TAKABAYASHI, Shigeyuki MATSUI, Abubaker AL-SAKKAF,
Shigeru ISHIZAKI, Yasuhiro ISHIHARA, Ryoichi IKEO

* 大阪大学大学院工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

** 工博, 大阪大学大学院教授, 工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

*** 工修, 大阪大学大学院工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

**** (株) 酒井鉄工所 (〒590-0831 大阪府堺市出島西町 3-1)

***** 片山ストラテック(株) (〒551-0021 大阪市大正区南恩加島 6-2-21)

***** 日本スタッドウェルディング(株) (〒529-1422 滋賀県神崎郡五個荘町小幡 474 番地)

The objective of this paper is to investigate the basic behaviors of simple composite connections between steel beams and concrete piers. Two series and five types of specimens were studied. Two series based on the difference of length of studs were tested. The other parameters were the stud number and location, reinforcements in the concrete column, and height of the concrete column. Five types were H-beam type or anchor bolt type as leg inserted types, pier enveloping main girder or cross beam type, cap type in which a cylindrical shell composed in superstructure covered the pier head. The test results such as deflection, strains of reinforcements are shown with the difference of stud height and flange width. Comparison of the experimental results and analytical results on the loads at some limit states and deflection are discussed. Also the results of shear and pull out tests on 6mm diameter studs were reported.

Key Words: beam-column composite connection, composite connection, stud, steel beam, concrete column, bending test

1. はじめに

構造の合理化という観点から、近年になって採用されつつある複合ラーメン構造の橋梁は、従来の連続桁方式の鋼桁を中間支点部において鉄筋コンクリート(以下、RC)橋脚と一体化することによって、中間支点部の支承を省略し、維持管理コストの低減を図るとともに、地震時の水平荷重がひとつのヒンジに集中せずそれぞれの剛結部で受け持つことや、不静定次数を高くして耐震性の向上をも図るものである。

これまでに実際に用いられた橋梁の剛結部の構造は、解析や実験によって耐荷性および靱性の面でも優れた構造であることが確認されている。しかし、これまでの研究においてはすべての供試体は安全性確認のものであり剛結部では破壊していない。よって、この剛結部の真の挙動が分からず、厳密な安全性評価は未解決である。そこで、本研究の目的は、RC 橋脚と鋼桁との結合材としてスタッドを使ったシンプルな結合部の力学的挙動を調べる基礎的な研究とした。本論文では、まず、接合部におこる曲げモーメントによる軸引張り力を直径

6mm のスタッドで抵抗するとした、引抜きタイプの接合方法についてあきらかにし、さらに、続いて、現在複合ラーメン橋の接合部として分類されている鋼柱埋め込みタイプ、RC 柱巻きたてタイプ、およびキャップタイプの3タイプを主に対象とし、鋼柱埋め込みタイプでは、鋼柱タイプと鋼柱の代わりにアンカーボルトを用いたタイプ、RC 巻きたてタイプでは、スタッドをウェブに配置したタイプと横桁を用いたタイプの計5タイプについても、実験を行うことにした。また、同時に直径 6mm スタッドの力学特性を明らかにするための実験も行った。

2. 接合部実験

2.1 実験の概要

(1) 供試体概要

図-1 に、供試体の概要図を示す。供試体は、実橋の約 1/12 のサイズとした。すべての供試体において、主桁は 200x100x6x9mm の H 型鋼、コンクリート柱は、200x240mm の矩形断面とした。主鉄筋・帯鉄筋はともに

D6 を用いた。配筋は、図-1 のような主鉄筋配置とし、帯鉄筋は 50mm 間隔とした。スタッドは直径 ϕ 6mm のものを使用している。コンクリートは、供試体のサイズより粗骨材を用いないモルタルを使用した。RC 柱の高さは曲げ破壊が先行するようにせん断スパン桁高比を 3.63 とした。他の使用材料は表-1 に示す。

(2) A, B, C, D, E 供試体

A から E 供試体のパラメータとスタッド配置を表-2 と図-2 に示す。供試体は、おもにスタッドの高さと配置によって分けられている。BL, BH においては、せん断スパン桁高比を 1.81 とした。また、EL, EH については、RC 柱上端のスタッドとの接合部にて U 字型の鉄筋を配置して接合を強化したものである(図-3)。

(3) F, G 供試体

図-4,5 に F 供試体, G 供試体の詳細を示す。この 2 体は主桁下フランジに結合部材(F: H 型鋼, G: アンカーボルト)を取り付け、RC 柱に埋め込むタイプである。H 型鋼は断面が 125x125x7x9mm, アンカーボルトは D10 で長さは 2 タイプとも 240mm である。

(4) H, I 供試体

図-6,7 に、H 供試体, I 供試体の詳細を示す。この 2 体は主桁ウェブまで RC 柱の上端が巻き込まれているタイプである。H 供試体は接合部に横桁がなく、接合材として高さ 45mm の ϕ 6mm スタッドをウェブに溶接したもので、I タイプは横桁に模したものにスタッドを溶接している。また、フランジに直交する軸鉄筋は貫通させることにした。

(5) J 供試体

図-8 に J 供試体の詳細を示す。この供試体は RC 柱の頂部にキャップ状の拘束具を用い、それを主桁に取り付けたものである。キャップ内側には接合部材としてスタッドを溶接してある。パラメータはキャップの深さである。

表-1 使用材料

コンクリート (モルタル)	早強ボルトランドセメント 粗骨材は使わない 圧縮強度: $f'_c = 29 \text{ N/mm}^2$ 弾性係数: $E_c = 1.88 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
鉄筋	D6 (SD295) 降伏強度: $\sigma_y = 452 \text{ N/mm}^2$ 弾性係数: $E_c = 1.85 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

表-2 A~E 供試体とそのパラメータ

供試体	スタッド本数	フランジ幅	RC柱の高さ	U型鉄筋
AL, AH	6+6	10 cm	80 cm	no
BL, BH	6+6	10 cm	50 cm	no
CL, CH	5+5	20 cm	80 cm	no
DL, DH	10+10	20 cm	80 cm	no
EL, EH	10+10	20 cm	80 cm	yes

AL-EL: スタッド高 $h_s = 35 \text{ mm}$

AH-EH: スタッド高 $h_s = 60 \text{ mm}$

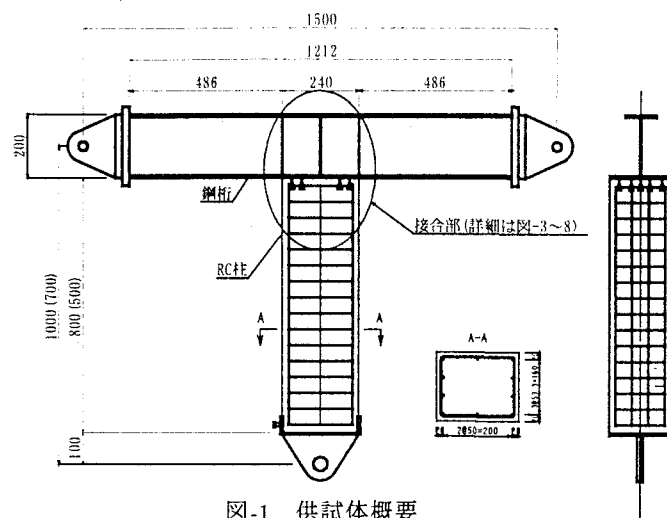


図-1 供試体概要

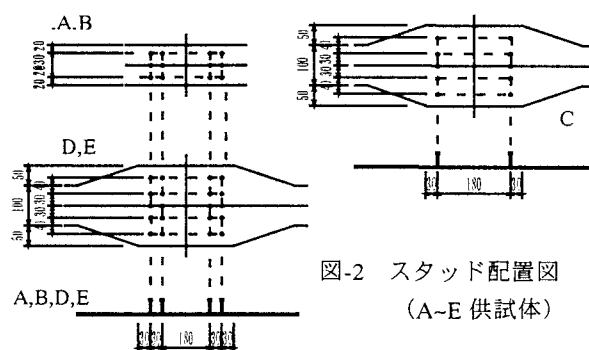


図-2 スタッド配置図
(A~E 供試体)

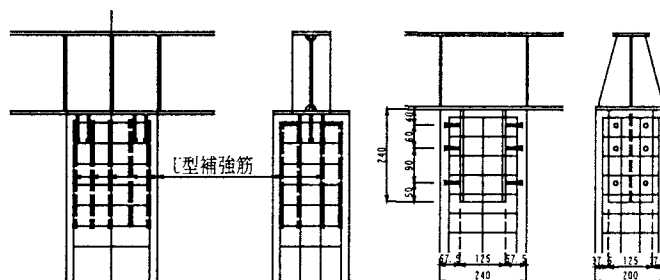


図-3 E 供試体

図-4 F 供試体

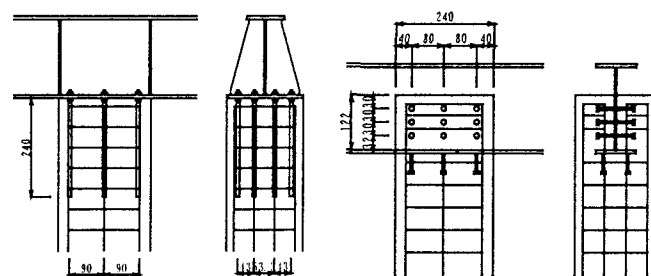


図-5 G 供試体

図-6 H 供試体

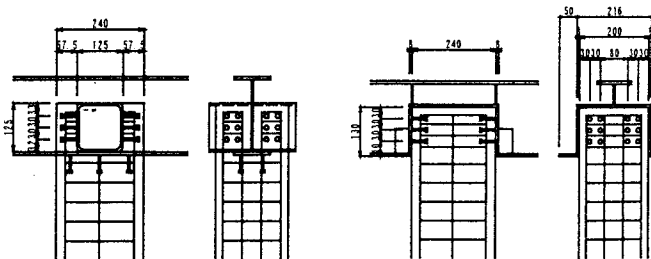


図-7 I 供試体

図-8 J 供試体

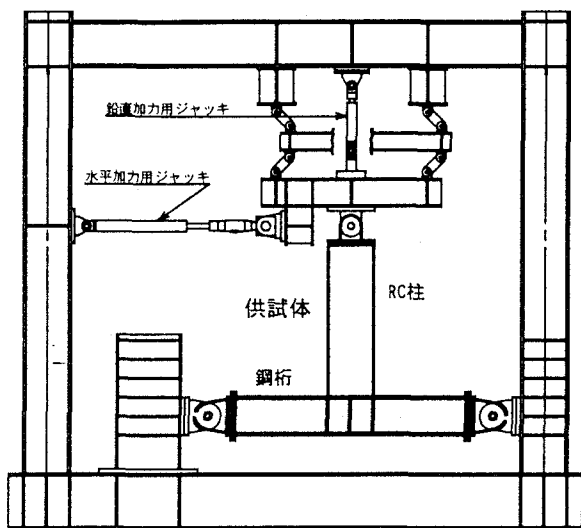


図-9 荷重装置

(6)実験方法

供試体は図-9のように、実橋とは天地逆に設置し、鋼桁の両端はヒンジで支持している。荷重は、RCの上端に上部工の死荷重相当の荷重を、鉛直方向に载荷しながら、水平荷重を同じくRC柱上端に一方向漸増繰り返し荷重として载荷した。測定項目は、RC柱の変位、鉄筋ひずみ、RC柱表面のコンクリートひずみとした。測定は、繰り返し载荷のそれぞれのサイクルで適宜行った。

3. スタッドの強度試験

今回の実験では、φ6mmのスタッドを使用した。しかし、このサイズのスタッドについては有効な資料が少なく、接合部の実験と平行して強度試験を行った。試験は、

スタッドの引抜き試験とせん断試験を行い、パラメータは、スタッド軸高、コンクリート強度、補強鉄筋の有無とした。ここでは、その結果のみを示す。

せん断試験について、せん断耐荷力は以下の式によってあらわされる。

$$Q_u = 31.4 A_s \sqrt{(h_s/d_s) \cdot f_{cu}}$$

この式の変数は平城の式と同じものであり、切片が異なるものの平城の提案する下限値よりも上にあるため、この評価で妥当であると考えられる。また、せん断バネ定数はおよそ60kN/mmとなった。

引抜き試験については破壊形式によって耐荷力が異なり、コーン破壊したものについては、式(2)、スタッド破断したものについては式(3)のようにあらわされる。

$$T_u = 1.06 \sqrt{2} \cdot \pi \cdot l_c (l_c + d_h) \sqrt{f_c} \quad (\text{コーン破壊}) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$T_u = A_s \cdot \sigma_s \quad (\text{スタッド破断}) \quad \dots\dots\dots (3)$$

また、初期引抜き時の引張ばね定数は、スタッドの弾性係数と同じであることが確認できた。

4. 接合部試験結果と考察

10体の水平荷重－水平変位関係の包絡線を図-10に示す。ALにおいて、水平荷重は他と比べてとても小さい値となった。これは、フランジ幅が狭く接合部での曲げモーメントに対する抵抗断面が小さいためだと考えられる。ALとAHを比べると、スタッドの長さが長いAHのほうが、最大荷重は大きかった。Aタイプは、RC柱の幅は200mmあるが、鋼桁の幅は半分なので、スタッ

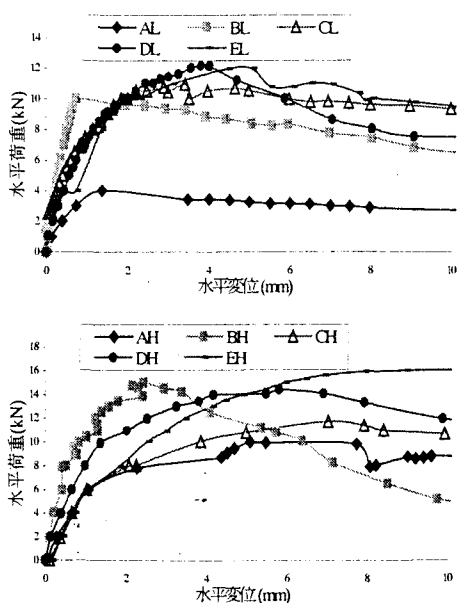


図-10 水平荷重－水平変位曲線
(上: $h_s=35\text{mm}$, 下: $h_s=60\text{mm}$)

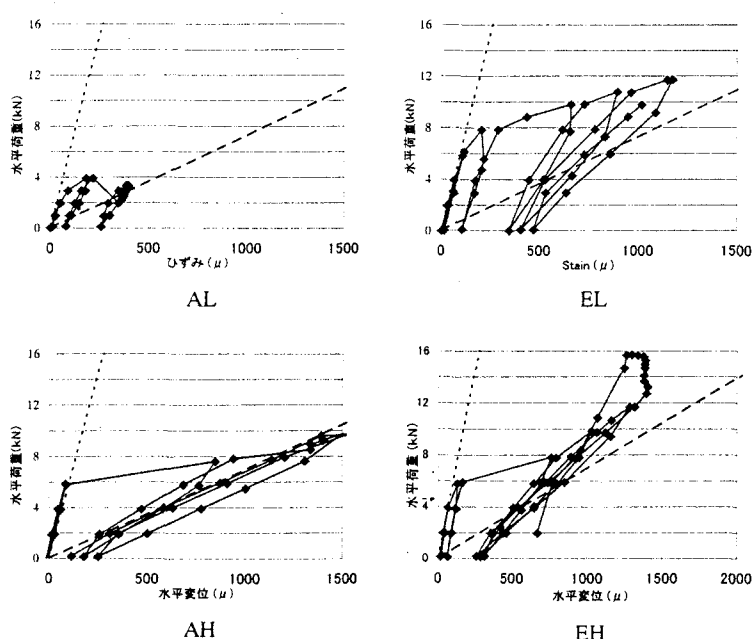


図-11 水平荷重－鉄筋ひずみ曲線

ド本数は片側が6本である。そのため、接合部付近では、RC 柱の幅全域が水平荷重に対して抵抗していないと考えられる。また、AL はスタッドの高さがとても低いため主鉄筋に対する拘束体が非常に短く、応力伝達がうまくなされていないものと考えられる。図-11.に水平荷重－鉄筋ひずみ関係図を示している。これによるとLシリーズにおいて活荷重ひずみは700 μ であり、鉄筋が降伏する前に破壊していることが分かった。一方、Hシリーズの方では活荷重ひずみは降伏程度まで進んでおり RC 柱での破壊が起こったことがわかる。これらの違いは、図-12 に示すスタッドのアンカー効果の違いであると考えられる。

フランジ幅が RC 柱の幅と同じである CL, DL, EL では、抵抗断面が RC 柱の全幅であるため、水平荷重は10kN まで達している。CL はスタッド本数が AL より少ない5本であるが、フランジ幅が広がり、スタッドが RC 柱の全幅に広がっているため、水平荷重は増加している。さらに、DL, EL はスタッド本数が10本となり、耐力は、さらに増加している。U 型鉄筋の効果は EL では最大荷重の増加として現れている。U 字鉄筋は、スタッドの引抜きによって形成されるコンクリートコーンと、RC 柱部との接合性を高めるものである。スタッドの高さが高い CH, DH, EH では L シリーズのときより U 型鉄筋の効果がでている。BL, BH について、水平荷重－水平変位曲線に他の4タイプとの違いがあり、せん断破壊を併発しているようである。Bタイプの曲線は線形に曲線が増加した後、急に荷重の減少が起きている。しかし、RC 柱にはせん断破壊したような現象は見られなかった。

すべての供試体は、写真 1,2 に示すように RC 柱のひび割れによって破壊した。メインのひび割れはそれぞれスタッド頭位置から起こっている。表-3 に、ひび割れ荷重、および最大荷重と、RC の理論を用いた計算値を示す(図-13 参照)。2 シリーズともに RC 柱の鉄筋はスタッドを通じて鋼桁にうまくアンカーされていると考えて計算した。それぞれの荷重は以下の2式に基づいて計算された。

$$C = T - N \quad \text{..... (4)}$$

$$\text{ここで } C = \frac{1}{2} \cdot \frac{b \cdot x^2}{d - x} \cdot \frac{f_y}{n} \quad (\text{降伏状態})$$

$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad (\text{終局状態})$$

$$T = A_s \cdot f_y$$

$$P \cdot L - N \left(d - \frac{H}{2} \right) = C \left(d - \frac{x}{3} \right) \quad (\text{降伏状態}) \quad \text{..... (5a)}$$

$$P \cdot L - N \left(d - \frac{H}{2} \right) = C \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{終局状態}) \quad \text{..... (5b)}$$

式(4)は、RC 柱の軸方向の力のつりあい式で、式(5)は、引張側鉄筋の位置によるモーメントのつりあい式である。ここで、 f_y は鉄筋の降伏応力、 f'_c はコンクリート

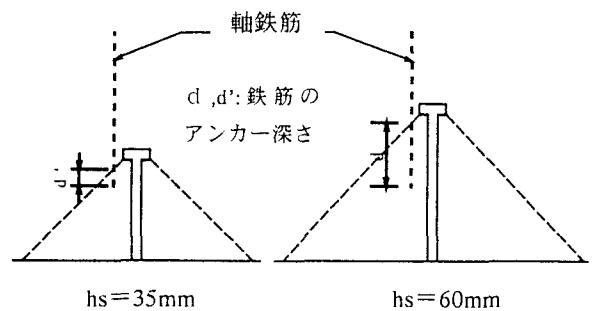


図-12 コンクリートコーンと軸鉄筋のアンカー

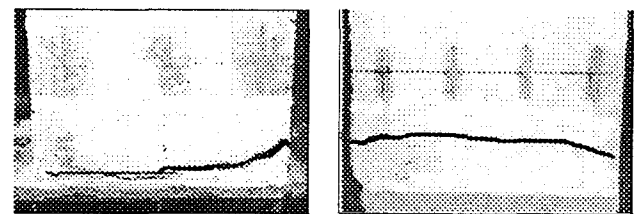


写真-1 試験体のひび割れパターン(スタッド高さ35mm)

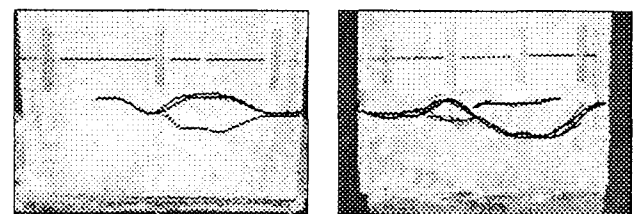


写真-2 試験体のひび割れパターン(スタッド高さ60mm)

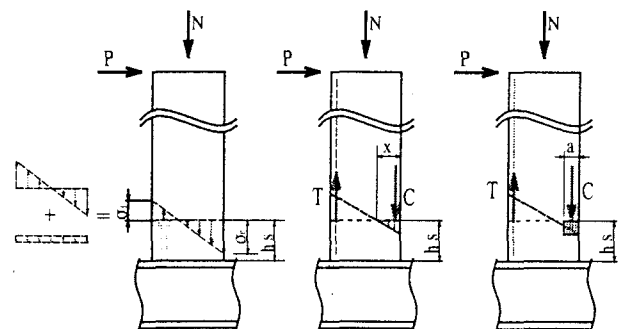
表-3 各限界状態における荷重の比較

供試体	実験値		計算値		
	$P_{cr,exp}$	$P_{u,exp}$	$P_{cr,cal}$	$P_{y,cal}$	$P_{u,cal}$
AL	2.00	3.99	3.63	9.07	9.48
BL	10.00	10.00	6.74	16.88	17.60
CL	5.00	10.51	7.14	16.03	16.55
DL	6.70	12.11			
EL	6.00	11.93			
AH	6.00	9.77	3.73	9.35	9.76
BH	8.00	14.99	7.13	17.84	18.60
CH	6.00	11.68	7.36	16.51	17.05
DH	7.00	14.39			
EH	6.00	16.04			
G	9.00	17.00	9.33	20.94	21.69

P_{cr} : ひび割れ荷重

P_y : 引張側の軸鉄筋降伏時荷重

P_u : 終局曲げ荷重



(a) ひび割れ状態 (b) 鉄筋降伏状態 (c) 終局状態

図-13 各限界状態のモデル図

の圧縮強度、 L は水平荷重の載荷点からスタッド頭部までの距離、 N は鉛直荷重、 P は水平荷重、 d は有効深さ、 b はコンクリート柱の幅、 A_s は引張側鉄筋の全断面積、 H はコンクリート柱の長さ、そして x は引張り側コンクリート無視したRC柱断面の中立軸から圧縮側の表面までの深さである。

ALを除くひび割れ荷重は実験値とよく合っている。ALについて、計算値は実験値の約半分であった。これは抵抗しているフランジ幅がコンクリート幅の半分だからである。降伏荷重については、CH、DH、EHは実験値と計算値はよく合っている。一方、短いスタッドを用いたCL、DL、ELでは実験値は計算値の75%程度である。最大荷重について、ALとBLは、降伏荷重後は荷重が増加しなかった。これは、スタッドがほとんど同じ荷重時に引抜き現象で破壊しているためである。一方、AHとBHは、スタッドと軸鉄筋のアンカー効果がよいので、最大荷重はひびわれ荷重後に増加するが、フランジ幅がRC柱の幅の半分であり、抵抗断面が半分であるのでDHやEHほどは増加していない。計算による終局荷重は、降伏荷重から3.4%増加している。しかし、実験では、コンクリートの圧壊は見られず終局状態は起こらなかった。すべての供試体はRC柱からのスタッドの引抜けか、スタッドによって作られるコンクリートコーン領域からの軸鉄筋の引抜けによって破壊している。よって、鋼桁と、RC柱の軸鉄筋との接合が不十分であるので、現在の供試体ではRC柱断面の曲げ耐力まで抵抗しえない。しかし、スタッド高を高くしたり、本数を多くしたりすることによって、曲げに対する抵抗を増加させることができる。

図-14に、水平荷重—水平変位曲線の実験値と、解析値との比較を行っている。変位はフランジから720mmの高さでの水平変位である。解析は汎用プログラムMARKを用いて、有限要素法によって行った。コンクリートは20接点アイソパラメトリック要素、鉄筋はトラス要素、スタッドは棒要素で、モデル化している。スタッドは、フランジ表面に固定し、頭部ではねによってコンクリートと接合している。供試体のメッシュは、図-15に示すようにそんなに細かくはないものとした。全供試体をとおして、解析結果はひび割れ荷重や降伏荷重まではよくあっている。ALにおいて、解析結果はひび割れ荷重までしか実験値をたどっていない。これは、ALはひび割れによって破壊が起こり、その後は荷重は上がらないからである。ほかのすべての供試体では、実験値は解析の曲線より早期に水平にねる傾向がある。これは、解析では鉄筋やスタッドはコンクリートと完全固定であると仮定されているが、実験供試体では、スタッドと鉄筋は、それぞれの付着がなくなり、ひび割れなどからコンクリートからの引抜きが起こっていることを表現していないためである。解析から得られた終局荷重は、実験値とよく似ている。これらより、FEM解析で実験の挙

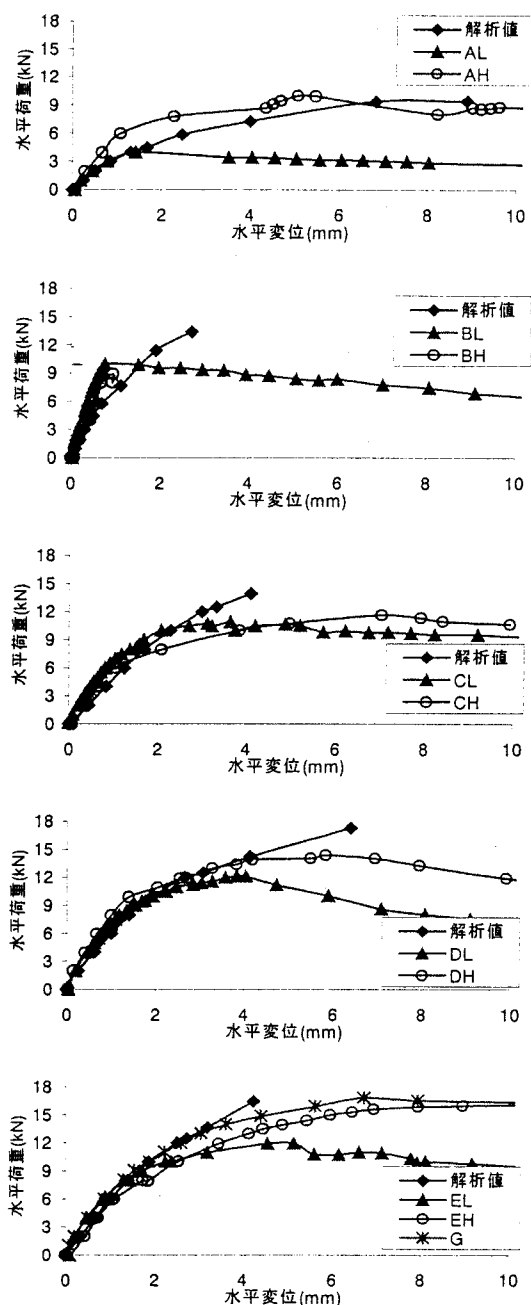


図-14 A-Eタイプの解析値との比較とGの水平荷重—水平変位曲線

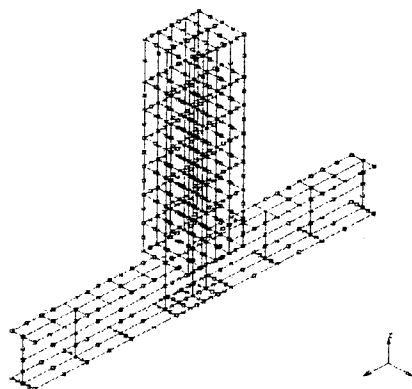


図-15 FEMモデル図

動やスタッドが軸引張り力にたいして、ある応力レベルまでは抵抗することがわかった。

図-14 に G 供試体の水平荷重－水平変位曲線を示す。これには比較として EL, EH とその解析結果も示している。これによると、12~13kN までは、E 供試体の解析をたどっている。これは、G 供試体は鋼柱埋め込みがたのひとつと考えることができるが、また、突合せ型の E 供試体においてスタッドの代わりにアンカーボルトを接合材としたものとも考えられる。この場合、高さが 240mm となり、またフランジとアンカーされているので E 供試体で起こったようなスタッドもしくは鉄筋の引抜きが起りにくくなっていると考えられる。しかし、13kN あたりから実験値の変位が解析値より大きくなっているのは、実験途中、17kN でアンカー筋が根元から抜け出したものと考えられる。このことは、図-16 に示す G 供試体の水平荷重－引張側鉄筋ひずみ曲線でも確認できる。8~9kN にかけてひび割れが入り鉄筋に荷重分担が増えひずみは急増するが、13~14kN 時ではそのようなひずみ増がないので、図-14 の変位急増はアンカーボルトの引抜け現象と認められる。よって、RC 柱が、曲げによって破壊したとは考えられない。表-3 に、式(4)、(5)を用いたひび割れ荷重、降伏荷重と終局荷重の計算値と実験値を示す。これより、ひび割れ荷重はよくあっていることがわかる。最大荷重については実験値が計算値の 80%程度であるが、図-16(鉄筋ひずみ)で、鉄筋降伏まで持つと仮定すると 21kN まで持つことが予想される。E 供試体、G 供試体の実験より、軸鉄筋、接合材(スタッドやアンカー筋)と、コンクリートとの付着性があがるにつれて、応力の伝達がよくなるため、接合部の破壊から RC 柱部の破壊となることがわかった。

5. 結論

本研究では、複合ラーメン橋における、鋼桁－RC 橋脚間の結合部の基礎的な調査を行った。接合方法は、シンプルな接合方法として鋼桁と RC 橋脚を突き合わせ、結合材としては下フランジにスタッドを設け、結合部に発生するモーメントに対しては、スタッドが軸引張抵抗するものとした。パラメータとしてはスタッド高さ、本数、配置、鋼桁下フランジの幅、RC 柱の高さである。また、現在複合ラーメン橋として分類されている鋼柱埋め込みタイプ、RC 巻きたてタイプ、キャップタイプをもとに、5 タイプの供試体を準備し、鋼柱埋め込みタイプとしてアンカーボルトを下フランジに配置したアンカーボルトタイプに対して実験を行った。結果は以下のとおりである。

- (1) スタッド高が 35mm のシリーズでは、鋼桁と RC 柱の接合材であるスタッドと RC 柱の軸鉄筋との間に十分な定着長がなく鉄筋やスタッドの引き抜けが

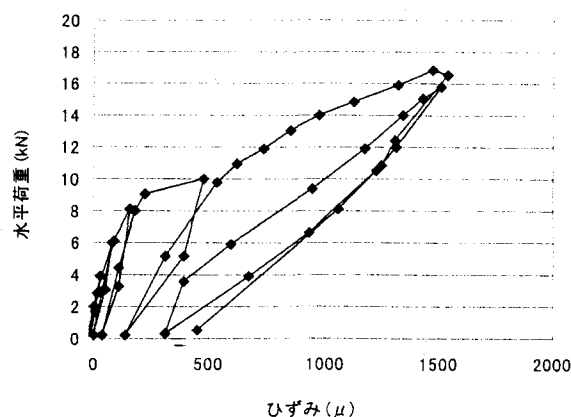


図-16 水平荷重－鉄筋ひずみ曲線 (G 供試体)

起り、破壊に至った。全体に鉄筋のひずみは少なく、スタッド頭位置でひび割れが発生した後あまり曲げ抵抗するまもなく破壊に至った。

- (2) スタッド高が 60mm のシリーズでは、スタッド高が 35mm のシリーズよりも定着がよく、スタッド頭位置でひび割れが発生するものの、軸鉄筋は降伏の 8 割程度まで曲げに抵抗した。
- (3) スタッドの代わりにフランジと D10 をアンカーしたアンカーボルトタイプは、長さが 240mm であることから鉄筋との定着が十分で、E 供試体と同様に高い荷重までよい一致を示した。ただし、アンカーの軸部が抜け出したため、17kN で最大水平荷重となった。
- (4) 有限要素解析法より突合せ型の供試体の解析を行った結果、接合部の挙動の解析に適用できることがわかった。さらに、アンカーボルトタイプでは、鉄筋の引抜け等が小さいためさらによく表現できることがわかった。

今後、準備されている他のタイプの実験を行う予定である。また、アンカーボルトタイプも、ナット部を補強して実験を行う予定である。

参考文献

- 1) 日本道路公団：設計要領 第二集 橋梁建設編 9 章 複合構造，平成 10 年 7 月
- 2) 佐藤，清水，太田，町田：複合ラーメン橋の接合部設計法に関する一提案，構造工学論文集，Vol.45A，1999.3，pp1431~1438
- 3) 松井，湯川，和田，石崎，田中：複合ラーメン橋・鋼桁-RC 剛結部の構造と力学性状について，構造工学論文集，Vol.43A，1997.3，pp1367~1374