

横浜国立大学工学部 正員 池田 尚 治
 本州四国連絡橋公団 正員 金 光 宏
 横浜国立大学工学部 正員 山 口 隆 裕

1. 緒言 ここで言う形鋼鉄筋併用コンクリート橋脚とは、形鋼をトラス状に組立てた鉄骨と鉄筋とを併用するコンクリート橋脚であって鉄骨鉄筋コンクリートの範疇に含まれるものの、多くの従来にない特徴を有するものであり手法的には新しい設計概念であると言える。本報告は、このような構造形式に関する研究のうち橋脚柱とフーチングとの連結について実験的に研究した結果を主として述べるものである。

2. 実験の方法 表-1および図-1に橋脚供試体の概要を示す。軸方向鉄骨には40mm×40mmの山形鋼を使用した。斜材には普通丸鋼を用い溶接によって山形鋼に接合した。スタッドを用いたものについては山形鋼のフーチング埋込み部分に直径7mm、長さ30mmのスタッドを各々につき21本溶接した。柱部には死荷重相当分としてプレストレスによりあらかじめ 15 kg/cm^2 の圧縮応力を導入した。載荷は柱頭部に正負繰返し水平力を電動油圧ジャッキによって作用させた。

また、スタッドの定着挙動を把握するため別に押抜き供試体を18体、引抜き供試体を6体製造して実験した。

3. 実験結果と考察 表-2に供試体の降伏荷重時(引張鋼材の応力度が計算上 3500 kg/cm^2 になるときの荷重でこの場合14.5 ton)の柱頭変位、柱つけ根部のひびわれ幅、フーチング上面から225mmの位置の橋脚軸方向鋼材のフーチング埋込み部分の引張応力度、および最大荷重、等を示す。

降伏荷重時(5回目)の柱頭変位および柱つけ根部のひびわれ幅は、小さい方からRC、SR-S、SC-S、SR、SC-SN、SC供試体の順に大きくなっており本研究で提案した設計概念に従ったSR-S供試体はRCに次いで小さい値となっており好ましい結果を示している。SC-SN供試体は軸方向鋼材をスタッドのみで定着したものであるが耐力的にはスタッドのみで十分定着が可能であることを示している。ただし、SC-S供試体に比べ変位が10%程度大きくになっているのはSC-Sのフーチング中の斜材等が有効であることを示すものである。

フーチング中の鋼材の応力度については、表-2からも明らかのようにスタッドの効果が十分に認められる。例えば、スタッド定着したSC-SとスタッドのないSC供試体とでは、降伏時のこの点の応力度が2倍も異なっている。スタッドがなければこの分だけ鋼材が伸びてフーチング中から鋼材が抜け出すのである。

表-1 橋脚供試体一覽表

供試体 名 称	橋脚部引張 鋼材比(%)		橋脚部斜引 張鋼材比(%)		橋脚部 主鋼材	橋脚部斜 引張鋼材	橋脚のフーチング への定着方法
	鉄骨	鉄筋	鉄骨	鉄筋			
SR-S	0.417	0.422	0.105	0.126	山形鋼4本 D13 12本	スタッド φ6ctc100 鋼材 φ9	スタッド、鋼材、 ベースプレート、 鉄筋と鉄骨の付着
SR	0.417	0.422	0.105	0.126	〃	〃	鋼材、鋼材、 ベースプレート、 鉄筋と鉄骨の付着
SC-S	0.834	0	0.21	0	山形鋼8本	鋼材 φ9	スタッド、鋼材、 ベースプレート、 鉄筋の付着
SC	0.834	0	0.21	0	〃	〃	鋼材、鋼材、 ベースプレート、 鉄筋の付着
SC-SN	0.834	0	0.21	0	〃	〃	スタッド、 鉄筋の付着
RC	0	0.844	0	0.252	D13 24本	スタッド φ6ctc100	鉄筋の付着

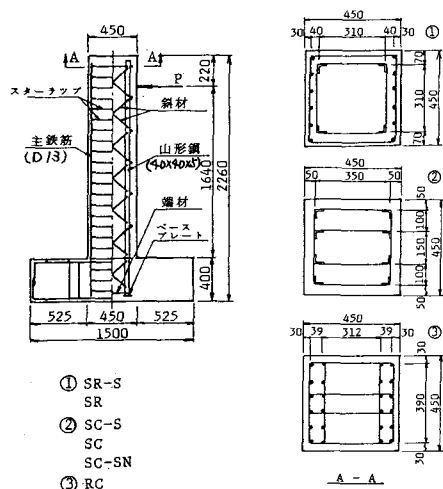


図-1 橋脚供試体

現行の道路橋示方書によるスタッドの許容値を1.5倍した地震時せん断応力度は、 700 kg/cm^2 であって本供試体の場合の地震時のスタッドのせん断応力度 1250 kg/cm^2 は相当に危険側の設計となっているが、それでも以上に述べたようにスタッドが軸方向鋼材の定着に極めて効果的であることが認められたのである。

柱つけ根部のひびわれ幅について検討してみるとSC-SN供試体はスタッドのみによる定着のため軸方向鋼材はすべり変位を材端で生ずる。降伏荷重時のスタッドはほぼ限界荷重に達しているため、鋼材端のすべり変位量 δ は、 $\delta = 30 \times 10^{-6} \times Q / \phi$ より、 0.27 mm と計算される。フーチング中の鋼材のひずみを三角形分布とすればこれによる鋼材の伸びは 0.30 mm であり、両者の和は 0.57 mm である。これは測定値より若干小さい。一方、SC供試体の場合はベースプレート等で材端が不動であるとすれば一様応力分布を仮定することにより鋼材の伸びは 0.67 mm と計算され、測定値より若干小さい値である。計算値と実験値との差は、ひびわれ幅測定位置の影響やフーチングのせん断変形等によるものと考えられる。

一方、降伏変位の2倍、3倍、---と正負の変形を繰返してゆくところ図-2に示されるようにSC-SNを除いて鋼材のフーチング中のひずみが増大し、降伏ひずみを越えるようになる。すなわち、強制的な大変形が柱頭部に加わると柱つけ根部の鋼材の降伏伸びのみでは変形に追従できないためその部分は一部ひずみ硬化して伸びず、フーチング中の鋼材のひずみの増大をもたらすのである。したがって大変形時の柱つけ根部での鋼材の抜け出しに対してはフーチングが厚くない場合、異形鉄筋の付着やスタッドによるすれ止めが必ずしも十分に有効に作用しないものと思われる。そのため、このような場合には鋼材端部のベースプレートや斜材が鉄骨の定着に必要となるのである。SC-SN供試体の場合にはベースプレート等がないので大変形時には鋼材がすべり変位によって対応したために図-2のフーチング中の鋼材の応力度が他の供試体と大幅に異なり大変形に伴って応力の増大がなかったのである。このことは、柱頭部の変位のヒステリシスカーブが他の供試体の場合と著しく異なった性状を示した⁽¹⁾ことと結び付くのである。

4. まとめ 本所において提案した形鋼鉄筋併用コンクリート橋脚は、柱部とフーチングとの連結性状が優れているとともに、橋脚頭部の正負繰返し大変形に対して他の形式に較べ最も健全な挙動を示すことが認められた。

謝辞 本研究を実施するに当り、本州四国連絡橋公団大島久第一建設局長、浅間達雄設計部長をはじめとする関係各位に多大の御配慮を賜った。ここに深甚の謝意を表します。

参考文献

- (1) 池田、上田、樋口、山口、形鋼鉄筋併用コンクリート構造の実験的研究、第3回JCI講演論文集、1981年
- (2) 池田、大町、森、山口、スタッドジベルによる鋼材とコンクリートとの応力伝達について、同上論文集

表-2 実験結果

供試体 名称	降伏荷重時						(3) 最大荷重 (Ton)	破壊状況	破壊時の 変位
	変位 (mm)		柱つけ根部 のひびわれ幅 ⁽²⁾ (mm)		鋼材の応力 ⁽³⁾ (kg/cm^2)				
	1回目	繰返し 5回目	1回目	繰返し 5回目	1回目	繰返し 5回目			
SR-S	6.74	7.34	0.65	0.71	1737	2274	19.9	鋼材の屈服	13×δ(軸力なし)
SR	7.40	8.19	0.75	0.81	2224	2516	19.0	—	—
SC-S	7.06	7.69	0.68	0.75	1428	1747	19.8	鋼材の屈服	5δ
SC	8.20	8.90	0.91	1.00	2765	3221	18.7	—	5δ
SC-SN	7.56	8.40	0.73	0.88	1321	1701	18.2	—	11×δ(軸力なし)
RC	6.36	6.96	0.54	0.60	1424	1760	18.5	—	6δ

- 注(1) フーチング上面から140cmの点の橋脚の変位で正負の平均値である。
 (2) フーチング上面から225mm中へはいた点の鋼材の応力度で、RCは鉄筋の値、他は形鋼の値である。
 (3) 正負の平均値を示す。

