

I-A 456

鋼桁とRC橋脚を剛結した複合ラーメン橋
剛結部の曲げ耐荷力と変形性能

日本道路公団 高松建設局 正員 松田 哲夫 ㈱酒井鉄工所 正員 石崎 茂
同 上 正員 ○湯川 保之 大阪大学工学部 フェロー 松井 繁之
同 上 和田 信良

1. まえがき 高知自動車道・岡豊橋では、鋼・コンクリート複合ラーメン鋼桁形式における鋼桁とRC橋脚との剛結部の構造として、RC橋脚の柱部を主桁上フランジ付近まで延長し、主桁および鋼箱断面の横桁をRC橋脚内に埋め込み、この部分の鋼部材に溶植したスタッドにより鋼桁をRC橋脚に直接剛結するRC方式による剛結構造を採用した¹⁾。本方式による剛結部においては、以下のような構造上説明すべき事項が考えられる。すなわち、①本形式における橋脚部の設計は、主桁と橋脚の結合部を剛結と仮定した場合の断面力によるが、地震時における剛結部コンクリートの開口やひび割れによって結合部の剛性が低下した場合、曲げモーメントが橋脚基部へ再配分され、橋脚基部の負担が増加するものと考えられる。したがって、接合部の開口やコンクリートのひび割れによる接合部の剛性の変化を定量的に把握する必要がある。②橋脚コンクリート外縁位置での鋼桁下フランジとコンクリートの接触部には局部的に大きな支圧応力が発生するものと思われる。この支圧応力によるコンクリートの圧壊または剥離を防止するため、この部分のコンクリートの補強方法を検討する必要がある。③地震時に剛結部において脆性的な破壊が生じないように、RC柱の鉄筋降伏後、剛結部が崩壊に至るまでの変形性能を確認する必要がある。以上より、今回採用したRC方式における剛結構造部の終局強度を確認するとともに設計方法の妥当性を検証し、さらに、剛結部の靱性を評価することを目的として、剛結部の近傍の縮小モデルを用いた繰返し交番曲げ試験を実施した。以下に本実験の概要と結果について報告する。

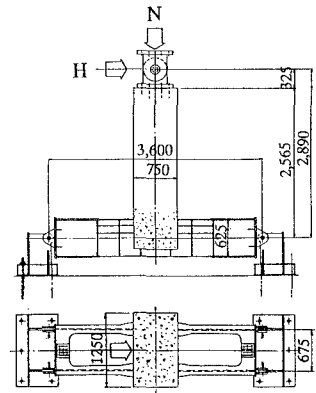


図-1 供試体の概要図

2. 実験概要 実験は、実橋の1/4縮小モデルにより、地震時に想定される剛結部の応力状態に対応する載荷荷重を基本荷重として実施した。供試体の形状は、図-1に示すように、RC橋脚と主桁2本で構成される剛結部付近の構造を部分的に取り出した形状とし、鋼桁およびRC柱に所定の軸圧縮力、および正負の交番曲げモーメントが再現できるよう、鋼桁部の支持条件を両端ピン支持とした。また、RC柱部の部材長は、RC柱部における破壊が、せん断破壊より曲げ破壊が先行するよう、載荷装置の制約の範囲内で、せん断スパン・桁高比がなるべく大きくなるように決定した。供試体の諸元と供試体を使用した材料の力学特性は、表-1に示すとおりであった。載荷方法は、RC柱頂部に設計荷重より算定した鉛直方向の軸圧縮荷重（ $N=39.3t$ ）を作用させた状態で、引き押し両働型油圧ジャッキにより水平交番荷重を載荷することにより、剛結部に正負の交番曲げモーメントを発生させる方法とした。また、繰返し回数は、設計荷重、ひび割れ荷重、鉄筋降伏荷重、 $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ に対して、それぞれ3サイクルとした。

表-1 供試体諸元と材料の力学特性

供試体断面諸元 (mm)				材料試験結果	
				降伏点 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)
鋼桁	主桁	フランジ	150 × 12	283	2.12
		腹板	625 × 9	293	2.10
	横桁	腹板	500 × 4.5	—	—
RC柱	鉄筋	主鉄筋	D13	448	2.11
		フープ筋	D6	416	2.12
	コンクリート		1250 × 750	$\sigma_{ck} = 23.2$	0.166
スタッド				$\phi 13 \times 65$	ずれ発生荷重: 8.06t/本

表-2 計算値と実験値の比較

荷重種別	計算値 (tf)		実験値 (tf)	実験値/計算値	
	CASE 1	CASE 2		CASE 1	CASE 2
ひび割れ荷重	17.3	17.8	27.3	1.58	1.53
降伏荷重	38.1	43.3	45.4	1.19	1.05
終局荷重	48.2	54.7	52.6	1.09	0.96

注) CASE 1: スタッド前面の軸方向鉄筋を無視した計算値
CASE 2: " " " " 考慮 "

3. 実験結果と考察 表-2は、実験における剛結部の、ひび割れ、鉄筋降伏および終局時の水平荷重とそ

それぞれの計算値を比較したものである。本方式による剛結部においては、スタッドから伝達されるせん断力を円滑に RC 橋脚の鉄筋に伝達できるよう、スタッド前面に軸方向鉄筋を配置している。この鉄筋が剛結部 RC 柱部分の曲げ剛性に寄与するため、この鉄筋を無視した場合と考慮した場合のそれぞれについて、表中の CASE 1,2 に計算値を示した。なお、実験における降伏変位 δ_y は、履歴曲線の形状と主桁フランジ直上の引張側主鉄筋の最大ひずみが 2000μ 程度となったときの変位で評価した。この表より、降伏時、終局時ともスタッド前面の軸方向鉄筋を考慮した場合の計算値が実験値とよく一致していることがわかる。図-2 は、支圧応力が集中すると考えられる主桁フランジ直上のコンクリートの圧縮応力度の分布を示したものである。図から分かるように、主桁腹板中心位置で支圧応力が

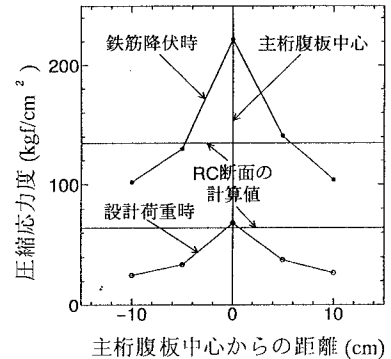


図-2 主桁フランジ直上におけるコンクリートの圧縮応力度の分布

集中するが、その値は、設計荷重時で RC 断面の圧縮応力度程度であった。また、引張側鉄筋降伏時には、上記計算値の 2 倍程度となるが、最高荷重時においてもこの部分の圧壊は見られなかった。これは、供試体モデルにおいてもフランジ上面全域のスタッド間に U 字形の補強鉄筋を配置しているためと考えられる。図-3 は、交番繰り返し载荷により得られた水平荷重-水平変位の履歴曲線である。ただし、図-3 の変位は、ヒンジ部の遊びや、鋼桁の変形による剛結部の剛体回転による変位を含んでおり、見かけ上大きな値となっている。したがって、これらのずれや剛体回転による変位を除去した RC 柱の真の変位と倍率は、表-3 のとおりとなる。この表より、最大荷重を達成したときの変位は、降伏変位の約 4.85 倍であり、かつ、供試体は、降伏変位の 8.6 倍の変位に対しても、最大荷重の 84% 程度の残存耐荷力を有しており、十分な靱性を有していることがわかった。なお、コンクリートの圧壊は、鋼桁フランジから約 50cm 上部の RC 柱部に発生した。この位置は、スタッド前面の軸方向鉄筋の縁端位置と一致しており、RC 柱の軸方向鉄筋がこの部分で段落し構造となっているためと思われる。また、鉄筋降伏時における剛結部主桁フランジ側面部の引張側コンクリートのひび割れ幅は、最大でも 0.3mm 程度であり、この荷重レベルでは剛結部の剛性は十分確保されていると判断できる。さらに、剛結部のコンクリートは、RC 柱部のコンクリート圧壊時においても健全であり、ひび割れ幅もフランジ側部における 0.6mm が最大であった。

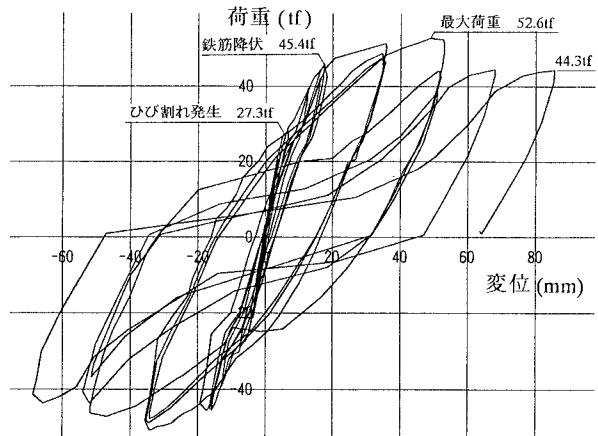


図-3 水平荷重-水平変位の履歴曲線

表-3 降伏変位に対する倍率の補正 (単位: mm)

記号	項目	δ_y	$2\delta_y$	$3\delta_y$	$4\delta_y$	$5\delta_y$
①	変位計の読み	17.5	35.7	53.1	68.0	85.6
②	鋼桁の水平方向のずれ	1.7	2.4	1.8	1.7	1.7
③	鋼桁の剛体回転による変位	6.9	7.9	8.1	7.4	7.4
④	真の水平変位 (①-②-③)	8.9	25.4	43.2	58.9	76.5
	真の降伏変位に対する倍率	1.0	2.85	4.85	6.62	8.60

ることがわかった。なお、コンクリートの圧壊は、鋼桁フランジから約 50cm 上部の RC 柱部に発生した。この位置は、スタッド前面の軸方向鉄筋の縁端位置と一致しており、RC 柱の軸方向鉄筋がこの部分で段落し構造となっているためと思われる。また、鉄筋降伏時における剛結部主桁フランジ側面部の引張側コンクリートのひび割れ幅は、最大でも 0.3mm 程度であり、この荷重レベルでは剛結部の剛性は十分確保されていると判断できる。さらに、剛結部のコンクリートは、RC 柱部のコンクリート圧壊時においても健全であり、ひび割れ幅もフランジ側部における 0.6mm が最大であった。

4. まとめ 鋼・コンクリート複合ラーメン橋は、経済性および耐震性を兼ね備えた省力化構造形式として、今後ますますその適用例が増加するものと思われる。高知自動車道・岡豊橋で採用した RC 方式による剛結部構造は、本実験によって、耐荷性および靱性の面でも十分な強度を有していることが確認された。今後、本方式が鋼・コンクリート複合ラーメン橋の剛結構造の一形式として検討されることを期待する次第である。

参考文献 1) 松田 哲夫他：鋼桁と RC 橋脚を剛結した複合ラーメン橋の剛結部の設計法について、土木学会第 51 回年次学術講演会、講演概要集、平成 8 年 9 月。