

論文 鋼 I 主桁が貫通する複合ラーメン橋脚剛結部の橋軸方向の応力伝達機構

友田 富雄^{*1}・日野 伸一^{*2}・山口 浩平^{*3}・郭 勝華^{*4}

要旨：鋼少主桁と RC-SRC ラーメン橋脚を結合させた複合ラーメン橋脚を対象に、橋軸方向地震動が作用する柱はり剛結部の耐荷挙動を検討するために、T 形供試体による正負交番載荷試験および FEM 解析を実施した。その結果、ラーメン隅角部を貫通する鋼 I 主桁に設置した孔あき鋼板ジベル（ずれ止め）の有無によって、供試体の最大耐力は変化しないが、孔あき鋼板ジベルを設けない供試体は、正負交番載荷の変位方向（±）によって耐荷性能に大きな差が現れることを確認した。また、孔あき鋼板ジベルは、コンクリートに対する補強効果があるが、せん断応力は下フランジ側が最大となる三角形分布をしていることが判明した。

キーワード：複合ラーメン橋脚，孔あき鋼板ジベル，柱はり剛結部，FEM 解析

1. はじめに

近年、連続高架橋の構造計画では、建設コストや維持管理費を最小とする創意工夫が、また住宅が隣接する市街地の高架橋では、供用時の交通騒音を極力少なくする構造形式が要求されている。そこで著者らは、支間 L=30~50m の連続桁に経済的な鋼少主桁橋と RC ラーメン橋脚を一体構造とした、**図-1**に示すような複合ラーメン橋脚の構築に向けた研究を行っている。

ラーメン橋脚横ばりの設計では、大規模地震時のせん断耐力が曲げ耐力と同様に支配的な要因となってくる。また、複合ラーメン橋脚に橋軸直角方向地震動が作用すると、SRC 横ばりの鉄骨と一体となった鋼 I 主桁を介して、隅角部内部に曲げモーメントが伝達する。そこで、経済性や施工性を追求した SRC 横ばりのせん断試験と FEM 解析、さらにラーメン橋脚を模した L 形供試体を用いた隅角部の曲げ試験と FEM 解析を実施し、その研究成果^{1),2)}を報告している。

本研究では、橋軸方向地震動が作用する鋼 I 主桁が貫通するラーメン隅角部に着目し、T 形供試体による正負交番載荷試験を行い、鋼 I

主桁と RC 柱剛結部の耐荷挙動と応力伝達機構について検討した。

2. 複合ラーメン橋脚の隅角部構造

提案している複合ラーメン橋脚は、鋼 I 主桁と複合ラーメン橋脚を結合した構造である。横ばりは、H 形鋼と RC 断面からなる合成横ばりで、柱は RC 断面で構成されている。隅角部を貫通する鋼 I 主桁ウェブ両面には、孔あき鋼板ジベル（以下、孔あき鋼板）が 2 層配置されており、ラーメン隅角部の補強鋼材、さらに上部工から RC 橋脚へ橋軸方向の作用力を伝達する応力伝達部材（ずれ止め）の両機能を兼用している。

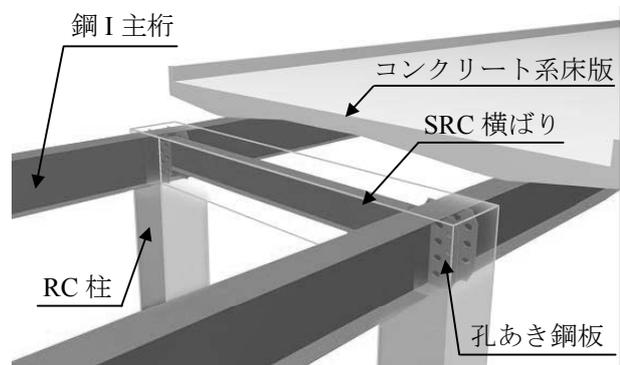


図-1 複合ラーメン橋脚の概念図

*1 日本工営株式会社 首都圏事業部 交通運輸部 橋梁・構造グループ 工修 (正会員)

*2 九州大学大学院 工学研究院 建設デザイン部門 教授 工博 (正会員)

*3 九州大学大学院 工学研究院 建設デザイン部門 助手 博(工) (正会員)

*4 九州大学大学院 工学府 都市環境システム工学専攻 大学院生

3. 正負交番載荷試験およびFEM解析

3.1 正負交番載荷試験の概要

(1) 供試体

供試体は、鋼I主桁とRC橋脚の剛結部を模したT形供試体であり、ずれ止めを設置せずに鋼桁の支圧応力のみで応力伝達を期待したケースを1体、さらに鋼I主桁ウェブに孔あき鋼板を取付けたケースを1体の計2体を製作した。孔あき鋼板と鋼I主桁は鋼板で、横ばり鉄骨はI桁鋼で構築している。柱はRC部材であり、主鉄筋は降伏強度以上の必要定着長を隅角部に確保している。また、隅角部にずれ止め部材が全くない供試体を、以下では鋼板なし、隅角部にずれ止め部材として、孔あき鋼板を鋼I主桁ウェブに取り付けた供試体を、以下では鋼板ありと定義する。

T形供試体の諸元を図-2に、鋼板なし剛結部および鋼板あり剛結部の構造詳細を図-3に示す。鋼I主桁ウェブの孔あき鋼板は、剛結部に2層構造で配置されており、孔径は $\Phi=40\text{mm}$ で板厚は12mmである。なお、ジベル孔の各諸元は複合ラーメン隅角部の研究で使用したL形供試体²⁾と同様に、土木学会の複合構造物の性能照査指針(案)³⁾を参考に決定した。

鋼板あり供試体の剛結部(ラーメン隅角部)は、図-3に示すように、主桁フランジと横ばり鉄骨による抵抗曲げモーメントを鋼板なし剛結

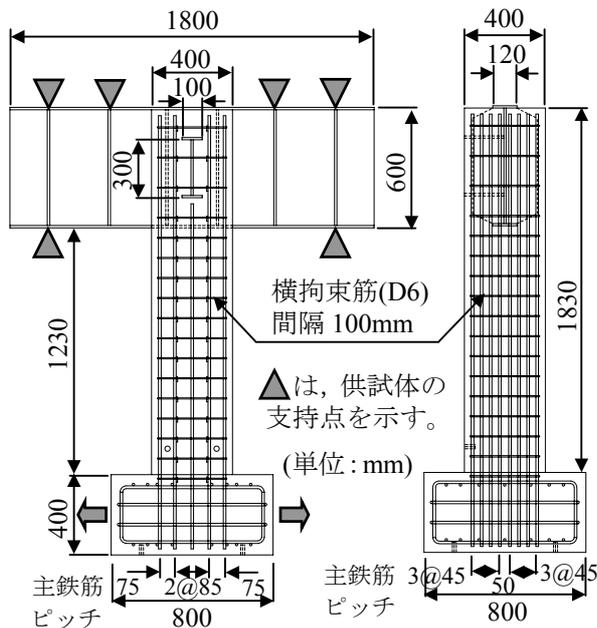


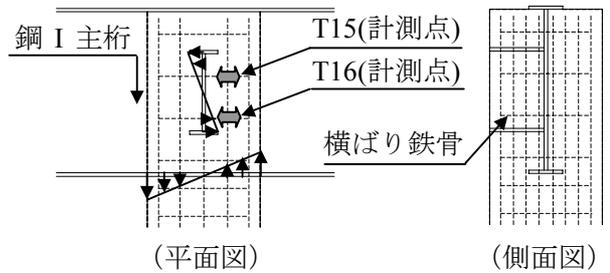
図-2 T形供試体の諸元

部の終局曲げモーメント(M_{F0})と定め、さらに孔あき鋼板のせん断抵抗による偶力(M_{FPBL})を累加した値(M_{max})が、RC柱の終局曲げモーメントより大きくなるように設計している。

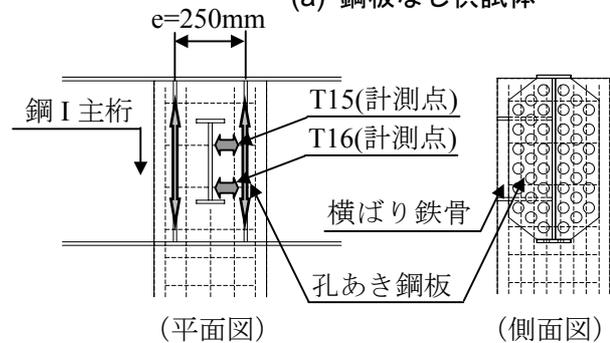
供試体の材料は、通常のRC橋脚と同じ材料を選定したが、コンクリートの粗骨材は、ジベル孔への充填性を考慮して最大寸法を13mmとしている。コンクリートの材料特性、鉄筋および鋼材の材料特性を表-1に示す。

(2) 載荷方法および測定箇所

試験方法は、複合ラーメン橋に橋軸方向地震動が作用した場合を想定して、正負交番載荷試験を実施した。初めに、橋脚に作用する上部工死荷重の影響を考慮するために、一定軸力



(a) 鋼板なし供試体



(b) 鋼板あり供試体

図-3 剛結部の詳細構造

表-1 材料特性

(a) コンクリート

圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比 ν
31.8	2.9	2.65E+04	0.24

(b) 鉄筋および鋼板

部材	規格	降伏点強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
主鉄筋(D16)	SD345	371	517
鋼I主桁 ($t=19\text{mm}$)	SS400	322	472
孔あき鋼板 ($t=12\text{mm}$)	SS400	309	443

$N_0=152\text{ kN}$ を導入した。これは図-1に想定したモデル橋梁で、大規模地震時にRC橋脚へ作用する軸方向力によって発生するコンクリート応力 ($\sigma_c=0.95\text{ N/mm}^2$) と一致させている。

交番載荷試験は、一定軸力状態による変位制御方法を採用した。載荷ステップは、初めに正側 (+) の変位を増加させていき、柱基部の最外縁主鉄筋が、設計引張応力度 $\sigma_{sa}=140\text{ N/mm}^2$ に達した時の変位を設計変位 δ_a と定義した後、負側 (-) にも同じ変位を入力した。つづいて、正側の変位を再び増加させていき、最外縁の主鉄筋が降伏ひずみ $\epsilon_{y0}=1725\mu$ に達した時の変位を、初期降伏変位 ($+\delta_{y0}$) と定義した後、負側にも同じ変位 ($-\delta_{y0}$) を入力した。その後は、1 サイクルで $\pm\delta_{y0}$ ずつ変位振幅を増加させていった。

測定は、剛結部周辺の鉄筋、コンクリートと孔あき鋼板のひずみ、T形供試体の水平変位、剛結部を貫通する鋼 I 桁下フランジや横ばり鉄骨とコンクリートの隙間 (開き) およびコンクリートのひび割れ状況について行った。

3.2 FEM 解析の概要

隅角部の応力状態を把握するため、汎用 FEM パッケージである LUSAS⁴⁾を用いて 3 次元非線形解析を行った。解析モデルを図-4に示す。モデルは要素数 64,247 個、節点数 5,517 点である。解析条件と構成則を表-2に示す。有限要素は、コンクリートに 20 節点ソリッド要素、鉄骨は 8 節点シェル要素、また鉄筋は 3 節点棒要素を用いている。コンクリート材料は、引張側ではひび割れ発生までは線形モデルを、ひび割れ発生後はひずみ軟化モデルを採用した。また鋼板と鉄筋は、ひずみ硬化係数を 1/2121 としたバイリニアモデルとした。

孔あき鋼板のモデル化は、L 形供試体の FEM 解析を参考²⁾にして、表-3に示す 3 方向の線形バネを配置している。鋼板面内には、鉛直および水平方向のせん断バネを、鋼板面と垂直方向はバネ定数を大きくして固定とした。さらに、鋼 I 主桁や鉄筋とコンクリート要素の境界は、既往の研究を参考⁵⁾に、コンクリート要素の接触面

となる節点を共有する、完全付着としたモデル化を行った。

4. 試験結果および考察

(1) 全体の変形挙動

着目する各荷重と水平変位の関係を表-4に、試験値と解析値との比較を表-5に示す。また、荷重 - 変位の履歴曲線を図-5に、さらに正 (+) 方向載荷の試験値 (包絡線) と解析値 (単調載荷) の荷重 - 変位曲線を図-6に示す。

表-4の荷重と水平変位の関係から、剛結部に孔あき鋼板のない場合とある場合で、最大荷重に大きな差異は見られないが、鉄筋降伏時や 2 サイクル時 ($\pm 2\delta_{y0}$) の水平変位は、孔あき鋼板を設けることで小さくなる。表-5より、FEM 解析値との比較から、正 (+) 方向載荷に着目した試験値と解析値の最大荷重はほぼ一致する

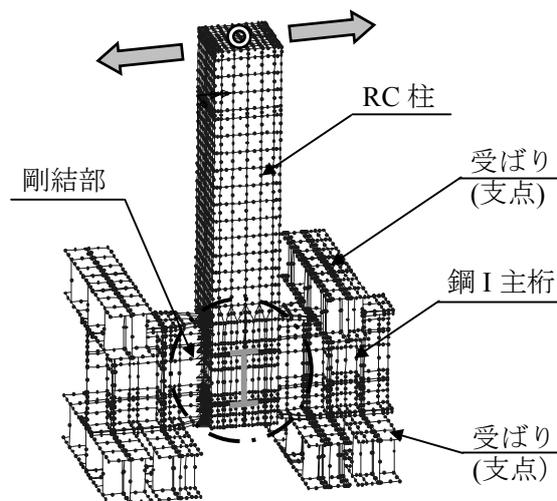


図-4 FEM 解析モデル

表-2 FEM 解析条件

使用プログラム	LUSAS ver. 13.5	
要素	コンクリート	3D ソリッド要素
	鉄筋	棒要素
	鉄骨	薄肉シェル要素
応力-ひずみ	コンクリート	マルチリニア型の曲線
	鉄筋・鉄骨	バイリニア型の曲線
構成則	コンクリート	破壊エネルギーを考慮した Concrete Cracking Model
	鉄筋・鉄骨	von Mises の降伏条件

表-3 孔あき鋼板のバネ定数

バネの種類	バネ定数 (kN/mm/孔)
せん断バネ (鉛直, 水平方向)	2.00E+01
引張バネ (垂直方向)	2.00E+05

が、鋼板あり供試体は、鉄筋降伏時 (P_y) の試験値が FEM 解析値より低くなっている。これは、供試体を載荷装置にセットする時に、荷重操作上のミスで、RC 柱基部に顕著な曲げひび割れが発生しており、その影響と考えている。図-6 に示す荷重 - 変位曲線においても、鋼板なし・あり供試体の変形性状は、載荷試験と FEM 解析でよく一致しているが、荷重 160kN 以下における鋼板あり供試体の荷重 - 変位の関係は、解析値や鋼板なしと比べて傾向が異なっている。

次に、鋼板ありは正 (+)・負 (-) 方向荷重で、最大荷重や変形性状に差はないが、鋼板なしの負方向最大荷重は、正方向と較べて約 40% も低下していることが図-5 からわかる。これは、(3) 剛結部の応力状態で詳述するが、鋼板なしは RC 柱鉄筋が降伏する前に剛結部がせん断破壊したが、鋼板ありは、鉄筋が降伏した後の繰返し荷重によって剛結部がせん断破壊しており、両供試体による破壊形態の違いが原因と考えている。

これらより、孔あき鋼板の有無による最大耐力の差違は生じないが、設置することで水平変位は小さくなり、さらに正負交番荷重に対して

表-4 荷重と水平変位量 (+方向)

項目		鉄筋降伏 + δ_{y0}	最大荷重 P_{max}	2サイクル + $2\delta_{y0}$
鋼板なし	荷重: H (kN)	152	179	163
	変位: δ (mm)	25.8	40.1	51.7
鋼板あり	荷重: H (kN)	121	182	
	変位: δ (mm)	20.6	41.3	

表-5 荷重比較 (+方向)

(単位: kN)

項目	RC柱		剛結部 終局 耐力	破壊形態
	鉄筋降 伏 P_y^*	最大荷 重 P_{max}		
鋼板なし	計算値	152	163	152 (曲げ耐力)
	試験値	152 (1.00)	179 (1.00)	148 (1.00) 剛結部破壊→RC柱曲げ破壊
	FEM 解析値	165 (1.09)	190 (1.06)	172 (1.16) 剛結部破壊→RC柱曲げ破壊
鋼板あり	計算値	152	163	908 (曲げ耐力)
	試験値	121 (1.00)	182 (1.00)	176 (1.00) RC柱曲げ破壊+剛結部破壊
	FEM 解析値	163 (1.35)	188 (1.03)	188 以上 RC柱曲げ破壊

() 内は試験値に対する比率を示す。

試験値は交番載荷試験を示す。

*鉄筋の降伏強度 $\sigma_{sy}=371\text{N/mm}^2$

安定した変形性状を示すことが判明した。

(2) 剛結部のひび割れ性状

鋼板なし・あり供試体の 2 サイクル ($\pm 2\delta_{y0}$) のひび割れ性状を、図-7, 8 に示す。

鋼板なし供試体は、まず剛結部を中心としてコンクリート表面に小さなひび割れが発生した。次に、最大荷重 (P_{max}) で、鋼 I 主桁フランジおよび横ばり鉄骨の支圧応力により、隅角部に大きな割裂ひび割れが発生した後、供試体の耐力が急激に低下した。載荷試験終了時に供試体を確認すると、剛結部の中心部や横ばり鉄骨の周辺コンクリートにひび割れが多く発生していることがわかった。

一方、鋼板あり供試体は、初めに鋼 I 主桁の下フランジに平行なひび割れが RC 柱に発生し、次に柱全体や剛結部のコンクリート表面にひび割れが広がった。最終載荷サイクルの $\pm 4\delta_{y0}$ では、

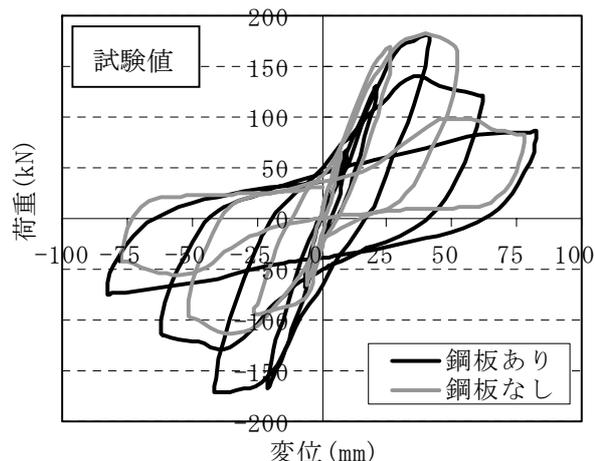


図-5 荷重 - 水平変位曲線 (履歴曲線)

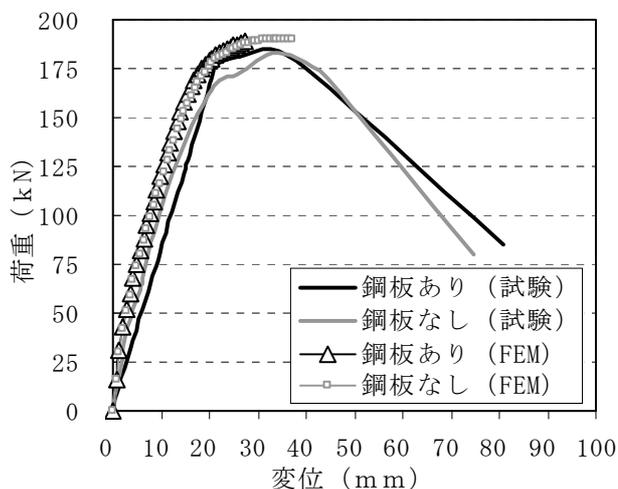


図-6 荷重 - 水平変位 (+方向)

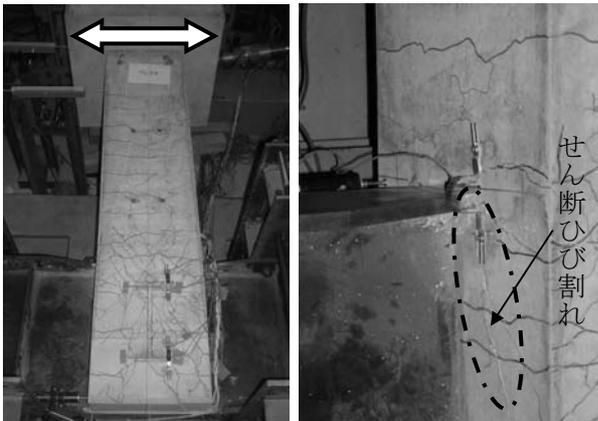
剛結部のかぶりコンクリートが剥離している。

これらより、複合ラーメン橋脚の剛結部は、横ばり鉄骨の周辺からコンクリートの割裂ひび割れが発生し、剛結部の耐力が低下しやすい。しかし、孔あき鋼板は、剛結部のひび割れを防止する効果があることが確認できた。

(3) 剛結部の応力状態

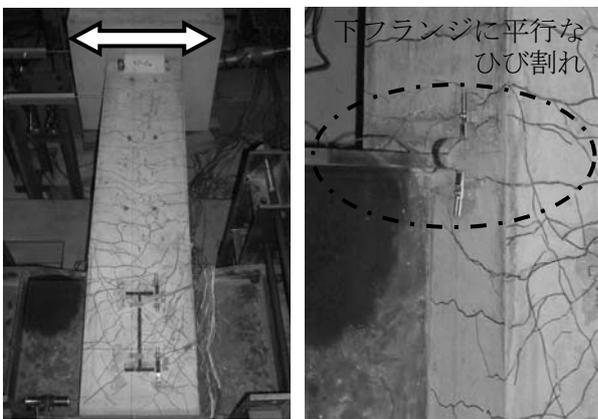
鋼板なし・あり供試体の剛結部内に配置した横拘束筋の荷重 - ひずみ曲線を図-9に、剛結部に配置した孔あき鋼板のひずみ分布を、荷重毎に計測値と FEM 解析値を整理して図-10に示す。横拘束筋 (T15), (T16) のひずみ計測位置は、図-3の剛結部詳細に示している。

鋼板なし供試体は、荷重試験および FEM 解析の両者ともに、剛結部の横拘束筋が降伏 ($\epsilon_y=1475\mu$) して、コンクリートにせん断破壊が発生していることが、図-9(a)より判定できる。一方、鋼板あり供試体は、荷重試験で RC 柱



(a) RC 柱 (b)下フランジ近傍

図-7 鋼板なし供試体のひび割れ状況 ($\pm 2\delta_{y0}$)

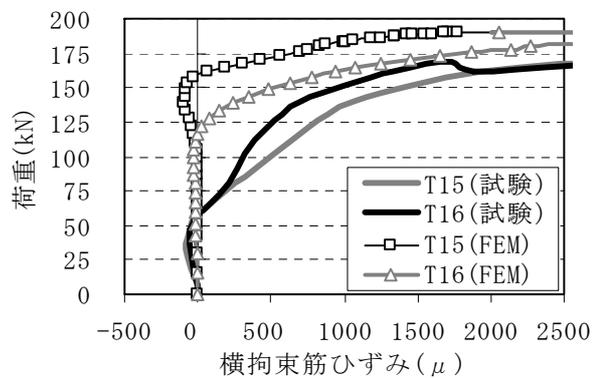


(a) RC 柱 (b)下フランジ近傍

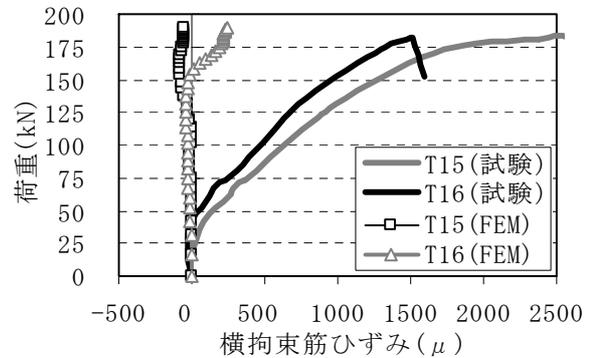
図-8 鋼板あり供試体のひび割れ状況 ($\pm 2\delta_{y0}$)

の最大荷重 ($P_{max}=182kN$) 直前に、剛結部のせん断破壊が発生するが、FEM 解析では剛結部がせん断破壊しないことが、図-9(b)より理解できる。これは解析モデルでは、孔あき鋼板と横拘束筋を剛結しており、FEM 解析上の剛結部の耐力を過大評価したためと判断され、これについては今後検討が必要である。

次に、孔あき鋼板のひずみ分布より、荷重試験および FEM 解析ともに、水平荷重に比例して鋼板のひずみ量が増加している。ひずみ分布形状に関しても、下フランジ近傍 (S23) の値が大



(a) 剛結部の横拘束筋 (鋼板なし)



(b) 剛結部の横拘束筋 (鋼板あり)

図-9 荷重 - ひずみ曲線 (+方向)

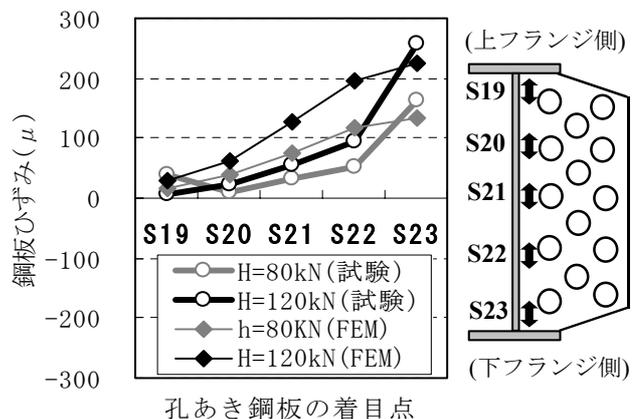


図-10 孔あき鋼板のひずみ分布

表-6 孔あき鋼板の曲げモーメント分担率

供試体		荷重 (kN)	柱基部の曲げモーメント (M0)	孔あき鋼板せん断力 (F1)	抵抗モーメント $=2F1 \times e$	鋼板の分担率 $\alpha = Me/M0$
		kN	kN・m	kN	kN・m	%
鋼板あり	FEM解析	50	107.5	59.3	29.7	27.6
		100	215.0	136.2	68.1	31.7
		150	322.5	222.6	111.3	34.5
	平均	100	215.0	139.4	69.7	32.4

※孔あき鋼板の離れ： $e=250\text{mm}$ ，図-3参照
 大きく，上フランジ近傍 (S19) の値が小さくなる三角形分布が確認されている。

これらより，孔あき鋼板は剛結部の曲げモーメント伝達に寄与しており，孔あき鋼板の最大せん断応力度は，ほぼ三角形分布を想定して算出できることがわかった。

(4) 孔あき鋼板による荷重分担率

前述の FEM 解析では，載荷試験の正 (+) 方向載荷の終局荷重に至るまで，高い精度で再現することができた。そこで，計測値からは確認できない，孔あき鋼板の荷重分担率を FEM 解析によって検討する。荷重毎に算出した，孔あき鋼板の発生せん断力 (F1)，孔あき鋼板による偶力 (Me) および曲げモーメント分担率 (α) の関係を表-6 に示す。

これより，孔あき鋼板による曲げモーメント分担率は，RC 柱基部の曲げモーメント (M0) に比例して少し増加するが，平均的には 32%程度である。複合ラーメン隅角部に作用する橋軸方向の曲げモーメントは，孔あき鋼板が 1/3 を，残り 2/3 が鋼 I 主桁や横ばり鉄骨によるコンクリート支圧応力によって伝達すると推察できる。

また，鋼板なし供試体の試験値と解析値より，正 (+) 方向の単調載荷に限定すれば，孔あき鋼板の有無による耐荷性能はほぼ同等であり，コンクリート内部に埋め込まれた鋼 I 主桁による応力伝達能力が大きいことがわかる。

5. まとめ

複合ラーメン隅角部の橋軸方向に着目した，T 形供試体の正負交番載荷試験と FEM 解析より，以下の結論を得た。

(1) 剛結部の孔あき鋼板の有無によって，最大耐力の差は生じないが，孔あき鋼板を設けることで水平変位は小さくなる。さらに，正負交番荷重に対して安定した変形性状を示す。

(2) 複合ラーメン橋脚の剛結部は，横ばり鉄骨の周辺からコンクリートの割裂ひび割れが発生し，剛結部の耐力が低下しやすい。しかし，孔あき鋼板を横拘束筋の内側に設置すると，隅角部コンクリートのせん断耐力が若干高くなる。

(3) 孔あき鋼板は，剛結部に作用する橋軸方向の曲げモーメント伝達に寄与しているが，荷重を均等に分担していない。鋼板のせん断応力は，下フランジ側が最大で，上フランジ側が最小となる三角形分布をしている。

(4) 本剛結構造による，孔あき鋼板による曲げモーメント分担率は，RC 柱基部の曲げモーメント (M0) に比例して増加するが，平均的には剛結部に作用する曲げモーメントの 1/3 程度を孔あき鋼板で伝達する。

謝辞：本論文の一部は，(社) 日本鉄鋼連盟より平成 17 年度鋼構造研究・教育助成制度の補助を受けている。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 友田富雄，日野伸一，山口浩平，郭勝華：複合ラーメン橋脚に用いる SRC 横ばりのせん断耐荷挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.27, No.2, pp.1207-1212, 2005.6
- 2) 友田富雄ほか：複合ラーメン橋脚の SRC 横ばりおよび隅角部の耐荷機構に関する研究，第 6 回複合構造の活用に関するシンポジウム論文集，pp.201-206, 2005.11
- 3) 土木学会：複合構造物の性能照査指針 (案)，丸善，pp.16-19, 2001.1
- 4) LUSAS Ver.13 User Guide・Element Library, Finite Element Analysis Ltd, 2004
- 5) 佐藤徹ほか：複合ラーメン橋の接合部設計法に関する一考察，構造工学論文集，Vol.45A, pp.1431-1438, 1999.3