

1. 目的

近年の道路橋計画では、維持管理の軽減および耐震性能の向上から上・下部一体構造の複合ラーメン橋が着目されている。また、桁下空間の有効利用の観点からは、RCラーメン橋脚が経済性も含めて合理的である。両者を併せた構造としては、鋼製横ばりにRC柱を差込んだ混合構造のラーメン橋脚がある。しかし、鋼製横ばりを主桁の横つなぎ材を兼ねたSRC横ばりに見直すことで、経済性や施工性の向上など、大幅な改善効果が期待できる。そこで著者らは、連続高架橋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研究を行っている。

RCラーメン橋脚の横ばりはスパンが短いため、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。従来は、過密なスタールップ配置や桁高を確保することで対応してきたが、横ばりにSRC構造を採用することで、せん断耐力の向上および設計上の自由度が高くなると考えられる。SRC部材のせん断耐力の算定方法は、土木学会や建築学会から累加強度方式が示されているが、鋼I主桁で両端が拘束され、さらにせん断スパン比が小さいSRC横ばりに適用できるか不明である。

一方、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。RCラーメン橋脚に関しては、補強鋼材が隅角部に適切に配置されなければ、コンクリートに割裂ひび割れが発生して、曲げ耐力が低下することが知られている。しかし、複合ラーメン橋脚

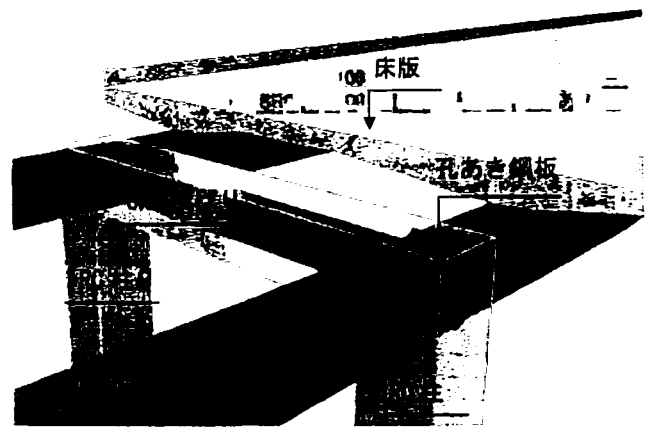
では、隅角部を貫通する鋼I主桁によりコンクリートと補強鋼材が分断され、通常力の伝達機構が成立しなくなり、設計上の問題点となる。

そこで本研究では、(1)複合ラーメン橋脚SRC横ばりへの既往せん断耐力式の適用性、(2)隅角部の応力伝達機構を明らかにすることを目的に、荷重試験およびFEM解析による検討を行った。

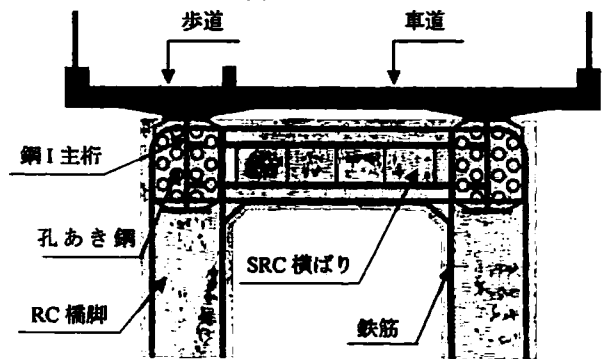
2. 内容

2.1 SRC横ばりのせん断試験

供試体の諸元を図-2、3に示す。供試体は表-1に示す6種類、各2体である。荷重方法は、はり中央部の



(a) 透視図



(b) 正面図

図-1 複合ラーメン橋脚の概念図

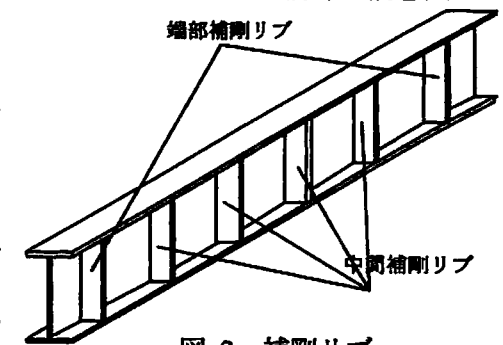


図-2 補剛リブ

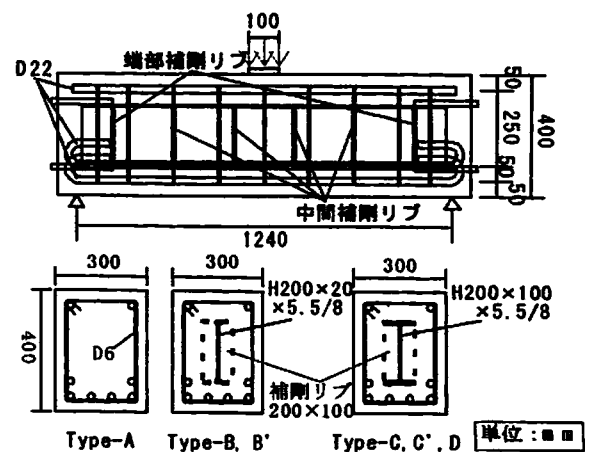


図-3 供試体の諸元

100×300mm 幅に載荷する中央一点集中載荷とした。

供試体のせん断耐力(Vud) の算定は、土木学会「複合構造物の性能照査指針(案)」を準拠して式(1)で計算した。但し、せん断スパン比の影響は、RC横ばりで明らかになっているコンクリート部(Vcd) のみに考慮した。

$$Vud = \alpha \cdot Vcd + Vsd + Vrd \quad (1)$$

Vcd : コンクリートの設計せん断耐力

Vsd : スターラップの設計せん断耐力

Vrd : 鉄骨腹板の設計せん断耐力

α : せん断スパン比(a/d)の影響係数

$$[\alpha = 3/(a/d), 0.5 \leq a/d < 3.0]$$

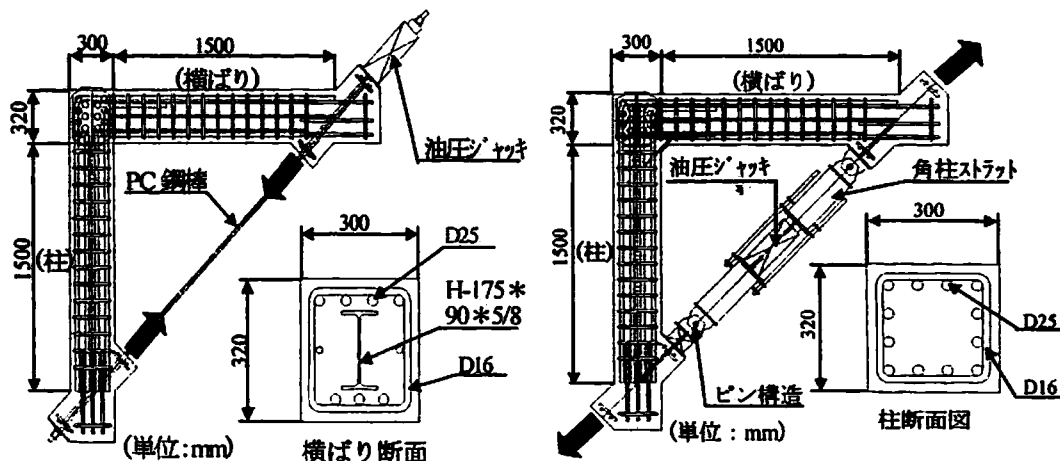
表-2 にせん断耐力の試験値、計算値および解析値を示す。同表より、鉄骨ウェブに補剛リブを設けることによるせん断耐力への影響は認められないこと、また、フランジの有無によるせん断耐力への影響は10%以内であることがわかった。さらに、SRC横ばりに対して、累加強度式によるせん断耐力の算定結果は、試験値に対して10%程度危険側の評価を与えることがわかった。

図-4に示す変形状態において、SRCばりでは最大荷重までの挙動に大きな違いは見られない。4かし、最大荷重到達後の挙動に注目すると、Type-Bの荷重減少量はType-B'に比べて大きいことがわかる。しかし、荷重低下率は、鉄骨フランジの有るtype-C, Dと同等である。これらのことから、端部補剛リブは、最大荷重到達後のじん性を向上させる

効果があると考えられる。しかし、フランジを有するタイプでは、その効果はフランジによって既に発揮されているため補剛リブの有無による挙動の違いは見られなかったと考えられる。

2.2 隅角部(橋軸直角方向)の載荷試験

本研究で提案している構造では、SRC横ばりとRC柱との隅角部に主桁が貫通しているため、隅角部の剛性を確保するのに十分なだけの補強筋を配筋できない。そこで、隅角部の力の伝達を確保する



(a) 閉じる方向 (b) 開く方向 図-5 L型供試体の諸元

表-1 供試体種別

Type	形式	フランジ幅 (mm)	端部補剛リブ	中間補剛リブ
A	RC			
B	SRC	20	なし	なし
B'	SRC	20	あり	なし
C	SRC	100	なし	なし
C'	SRC	100	あり	なし
D	SRC	100	あり	あり

表-2 せん断耐力

供試体	目次	試験値(kN)		計算値(kN) Vud	解析値(kN) Vua	試験値 計算値 Vu/Vud	試験値 解析値 Vu/Vua
		最大荷重 P_{max}	せん断耐力 $Vu(=P_{max}/2)$				
Type-A	1体目	792	396	348	-	1.14	-
	2体目	797	399	369	360	1.08	1.11
Type-B	1体目	1045	523	575	-	0.91	-
	2体目	1046	523	599	488	0.87	1.07
Type-B'	1体目	1073	537	575	-	0.93	-
	2体目	945	473	599	467	0.79	1.01
Type-C	1体目	1129	565	599	-	0.94	-
	2体目	1124	562	625	548	0.90	1.03
Type-C'	1体目	1079	540	599	-	0.90	-
	2体目	1058	529	625	586	0.85	0.90
Type-D	1体目	1081	541	599	-	0.90	-
	2体目	1061	531	625	584	0.85	0.91

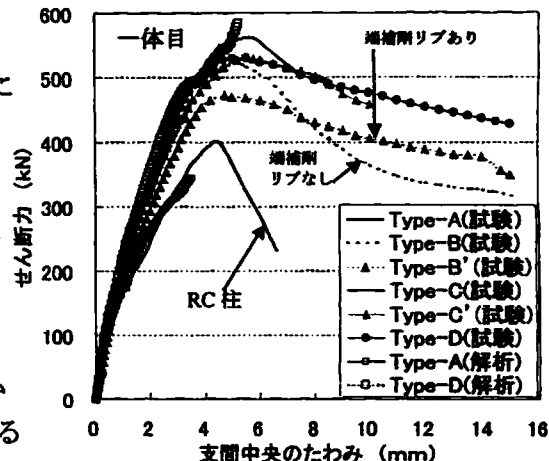


図-4 せん断力-たわみ曲線

ために孔あき鋼板を応力伝達板として挿入することを提案している。今回用いたL型ラーメン橋脚供試体の諸元と載荷装置を図-5、隅角部の構造詳細を図-6に示す。



(a) 閉じる方向 (b) 開く方向
図-6 隅角部の構造詳細

表-3 荷重一覧表

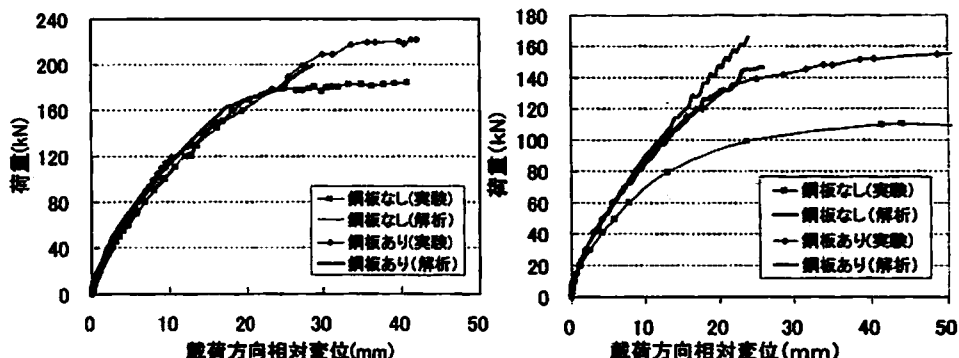
閉じる方向					開く方向					
項目	ひび割れ Pcr	設計応力 Pd*	鉄筋降伏 Py***	終局 Pmax	項目	ひび割れ Pcr	設計応力 Pd*	鉄筋降伏 Py***	終局 Pmax	
鋼板なし	注	計算値 22(1.57)	64(0.94)	187(1.12)	187(1.03)	注	計算値 10(1.18)	64(0.94)	150	163
	実験値	14(1.00)	68(1.00)	187(1.00)	181(1.00)	実験値	9(1.00)	70(1.00)	-	-
	解析値	21(1.50)	97(1.43)	-	-	解析値	11(1.22)	77(1.10)	-	-
	梁	計算値 24(1.50)	67(1.14)	194(1.13)	-	計算値	12(1.35)	61(0.91)	164	194
	実験値	16(1.00)	59(1.00)	172(1.00)	-	実験値	9(1.00)	67(1.00)	-	-
	解析値	21(1.31)	110(1.88)	-	-	解析値	11(1.22)	80(1.19)	-	-
隅角部	計算値	-	-	52(0.29)	隅角部	計算値	-	-	66(0.59)	
	実験値	-	-	181(1.00)	実験値	-	-	-	111(1.00)	
	解析値	-	-	178(0.98)	解析値	-	-	-	148(1.33)	
鋼板あり	注	計算値 22(1.83)	64(0.93)	187(0.94)	187(0.84)	注	計算値 10(1.18)	64(0.94)	150(1.01)	163(1.03)
	実験値	12(1.00)	69(1.00)	199(1.00)	222(1.00)	実験値	9(1.00)	74(1.00)	149(1.00)	158(1.00)
	解析値	22(1.83)	91(1.32)	-	200(0.90)	解析値	11(1.22)	77(1.04)	-	166(1.05)
	梁	計算値 24(1.60)	67(0.96)	194(0.96)	-	計算値	12(1.35)	61(0.95)	164	194
	実験値	15(1.00)	70(1.00)	203(1.00)	-	実験値	9(1.00)	64(1.00)	-	-
	解析値	22(1.47)	110(1.57)	-	-	解析値	11(1.22)	84(1.31)	-	-
隅角部	計算値	-	-	233	隅角部	計算値	-	-	225	
	実験値	-	-	222以上	実験値	-	-	-	158以上	
	解析値	-	-	200以上	解析値	-	-	-	166以上	

* 鉄筋の許容応力度 $\sigma_{sa}=140\text{N}/\text{mm}^2$
** 鉄筋降伏応力度 $\sigma_{sy}=408\text{N}/\text{mm}^2$

* 鉄筋の許容応力度 $\sigma_{sa}=140\text{N}/\text{mm}^2$
** 鉄筋降伏応力度 $\sigma_{sy}=378\text{N}/\text{mm}^2$

これは横ばりスパンの半分をモデル化したものであり、閉じるおよび開く方向に載荷した。また、供試体を孔あき鋼板なしおよび孔あき鋼板ありの供試体それぞれ二体を用意し、孔あき鋼板による影響を調べた。

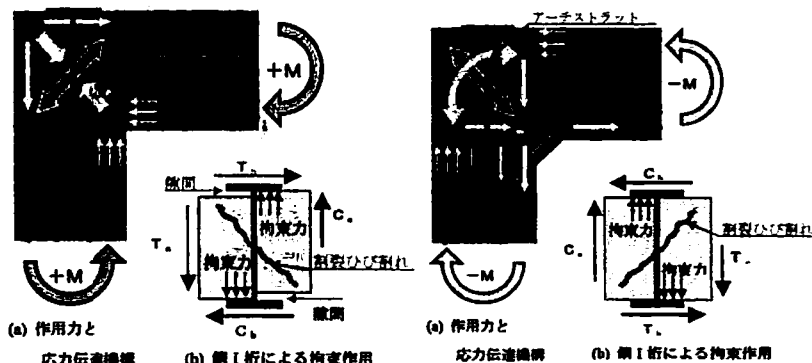
各部材の荷重一覧を表-3に、荷重と載荷方向の相対変位の関係を図-7に示す。鋼板なしの隅角部の設計値は、土木学会の複合構造物の性能照査指針(案)によってコンクリートの割裂荷重を計算した値であり、鋼板ありの設計値は、それ



(a) 閉じる方向 (b) 開く方向
図-7 荷重-載荷方向の相対変位関係

に孔あき鋼板ジベルによる引張抵抗を累加した値である。

これより、閉じる方向と開く方向いずれでも鋼板の挿入によって最大耐力を高めることができることがわかった。さらに、解析によって、閉じる方向が図-8(a)、開く方向が図-8(b)に示すように孔あき鋼板ジベルを介して隅角部に引張弦材と圧縮ストラットが形成され、RC柱-SRC横ばり間に力が伝達されたと判断できた。



(a) 閉じる方向 (b) 開く方向
図-8 隅角部の構造詳細

2.3 剛結部(橋軸方向)の載荷試験

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体の合計2体を製作した。

T形供試体の諸元、鋼板なし剛結部および鋼板あり剛結部の構造詳細を図-9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L形供試体と同様に、土木学会の複合構造物の性能照査指針

(案)を参考に決定した。

表-4の荷重と水平変位量の関係から、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、解析値との比較から、正(+)方向荷重に着目した試験値と解析値の最大荷重はほぼ一致するが、鋼板あり供試体は、鉄筋降伏時(P_y)の試験値が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柱に顕著なひび割れが発生しており、その影響と考えている。図-10に示す荷重-変位曲線においても、鋼板なし・あり供試体の変形状は、載荷試験と解析値と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。

これらより、孔あき鋼板の有無による最大耐力の差は生じないが、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安定した変形状を示すことが判明した。

2.4 結論

- (1) SRC 横ばりのせん断試験では、各供試体間でせん断耐力には大きな影響は見られないが、鉄骨フランジがない場合最大荷重到達後の剛性低下が大きくなる。この場合、端部補剛リブをつけることによって剛性低下を抑えることができる。また、鉄骨フランジがある場合、補剛リブによるせん断挙動への顕著な影響は見られない。
- (2) 今回の SRC 横ばりに対して、累加強度式によるせん断耐力の算定結果は、試験値に対して 10%程度の過大評価を与える。
- (3) 隅角部の橋軸直角方向の載荷試験では、孔あき鋼板の挿入により耐力は大幅に向上され、引張弦材と圧縮ストラットが形成され、RC 柱-SRC 横ばり間に力が伝達されたと判断できる。
- (4) 鋼I主桁とRC柱の剛結部に孔あき鋼板を配置することで、正負交番載荷荷重の曲げ試験による剛結部曲げ耐力の著しい低下を防止することができる。

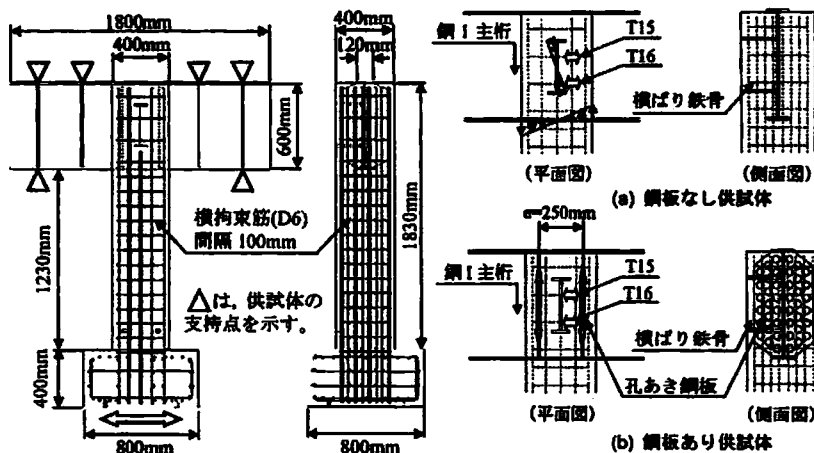


図-9 T型供試体と剛結部の構造詳細

表-4 荷重と水平変位量(+方向)

項目	鉄筋降伏 $+\delta_{y0}$	(単位: kN)	
		最大荷重 P_{max}	2サイクル $+2\delta_{y0}$
鋼板なし	荷重: H(kN)	152	163
	変位: δ (mm)	25.8	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)

項目	RC柱			剛結部 終局耐力	破壊形態
	設計 P_d^*	鉄筋降伏 P_y^{**}	最大荷重 P_{max}		
鋼板なし	計算値	61	152	163	152 (曲げ耐力を示す)
	実験値	75(1.00)	152(1.00)	179(1.00)	148(1.00) 剛結部せん断破壊 →RC柱曲げ破壊
	解析値	80(1.07)	165(1.09)	190(1.06)	172(1.16) 剛結部せん断破壊 →RC柱曲げ破壊
鋼板あり	計算値	61	152	163	906 (曲げ耐力を示す)
	実験値	49(1.00)	121(1.00)	182(1.00)	176(1.00) 剛結部せん断破壊 →RC柱曲げ破壊
	解析値	79(1.61)	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
試験値の最大荷重と剛結部耐力は交番載荷試験を示す
*鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa}=140\text{N/mm}^2$
**鉄筋の降伏強度 $\sigma_{sy}=371\text{N/mm}^2$

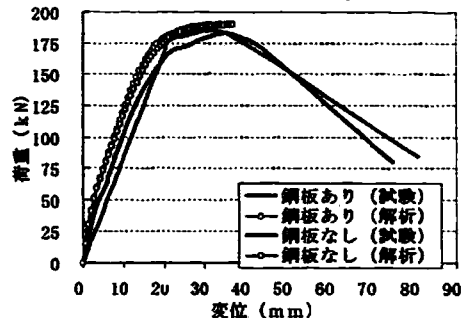


図-10 荷重-水平変位(+方向)

G1-15 A Study on Load Transfer Mechanisms of a knee joint in a Hybrid Rigid Frame Piers

Shenghua GUO

In recent years, the hybrid rigid frame bridges which consist of steel main girders connected rigidly to conventional RC piers have been widely used due to the consideration of the cost and the seismic safety. Especially for structures where it can use the space below their viaducts can be used such urban highways the application of RC rigid frame piers is effective. Therefore a rigid frame pier instead of conventional pier could be a good alternative. Most of long-span rigid frame piers are using steel as structural materials. Due to the high cost of steel piers compared to the RC ones, the composite rigid frame pier which consists of RC columns and SRC cross beam proposed.

In order to study the mechanical behavior of the proposed hybrid rigid frame piers, a series of testing on SRC cross beams, the corners perpendicular to the bridge direction and the main steel I-girder direction were done. For SRC cross beams, six kinds of specimens were tested to clarify the influence of the H-steel with or without flanges and ribs to the shear behavior as well as to confirm the possibility using of the formula to predict the shear loading capacity proposed by Japan Society of Civil Engineers. In the loading test of the corner perpendicular to the bridge direction and the main steel I-girder direction, Four specimens in L form model and two specimens in T form model were tested to clarify both the load transfer mechanism and the failure mode of the corners in the bending moment. To improve the flexural rigidity of the corner, half of the specimens were installed an additional steel plate with holes in the corner. The specimens without additional steel plate was also prepared as comparison to the specimen with additional steel plate. For the testing of the corner perpendicular to the bridge direction