

鋼・コンクリート複合ラーメン橋の剛結部に関する実験的研究

Experimental Study on Rigid Connection for Hybrid Frame Bridge
Consisting of Steel Girder and Reinforced Concrete Pier

佐々木 保隆* 平井 卓** 明橋 克良***

Yasutaka SASAKI, Taku HIRAI and Katsuyoshi AKEHASHI

*工修 (株)横河ブリッジ 技術本部・技術開発室 (〒273 千葉県船橋市山野町 27 番地)

** (株)横河ブリッジ 橋梁本部・技術部 (〒273 千葉県船橋市山野町 27 番地)

***工修 (株)横河ブリッジ 技術本部・研究所 (〒261 千葉県千葉市美浜区新港 88 番地)

To reduce efforts and expenses of manufacture and erection of steel bridge girder, recently many ideas are considered in Japan. In these circumstances authors propose a new type hybrid frame bridge consisting of two plate girders and RC pier using cantilever erection method. Some investigations into structure and design, and experiments for scale models of the connection part by static cyclic-loading test were carried out. Principal behavior of connection part of steel girder and reinforced concrete was confirmed to design hybrid frame bridge consisting of two plate girders and reinforced concrete pier.

Key Words: hybrid frame bridge, connection part, static cyclic-loading test, load distribution factor

1. まえがき

近年、走行性の向上と維持管理の軽減、さらに耐震性の向上を目的として、比較的小規模な道路橋において、鋼桁と鉄筋コンクリートとを剛結した鋼・コンクリート複合ラーメン橋に関する検討が進められている。既に、本形式の橋梁が実橋に適用された事例^{1)~3)}も数橋報告されている。

本文は、カンチレバー架設を前提とする鋼・コンクリート複合ラーメン橋の実現に向け、構造上、最も重要となる鋼桁と鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC橋脚と呼ぶ）との剛結部の力学的挙動について検討する。具体的には、鋼桁とRC橋脚との剛結構造部の応力伝達機構を明らかにするために、縮小模型を用いた弾性載荷実験および立体 F.E.M. 解析により検討する。さらに、終局状態における耐荷力特性および破壊性状を確認するために、交番載荷による耐荷力実験を行い、その結果について考察し、剛結部の設計方法の検討を行うものである。

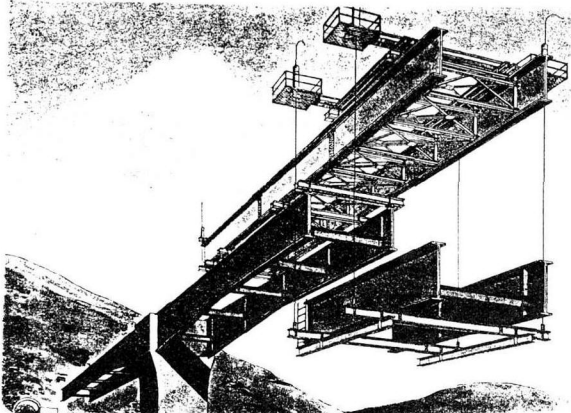
2. 鋼・コンクリート複合ラーメン橋の剛結部の構造

対象とする鋼・コンクリート複合ラーメン橋は、図-1に示すようにPC床版の適用を想定した鋼2主桁をRC橋脚柱頭部に剛結し、カンチレバー架設工法により、逐次鋼桁を架設していくものである。鋼桁とRC橋脚との剛結部の一般構造を図-2に示す。

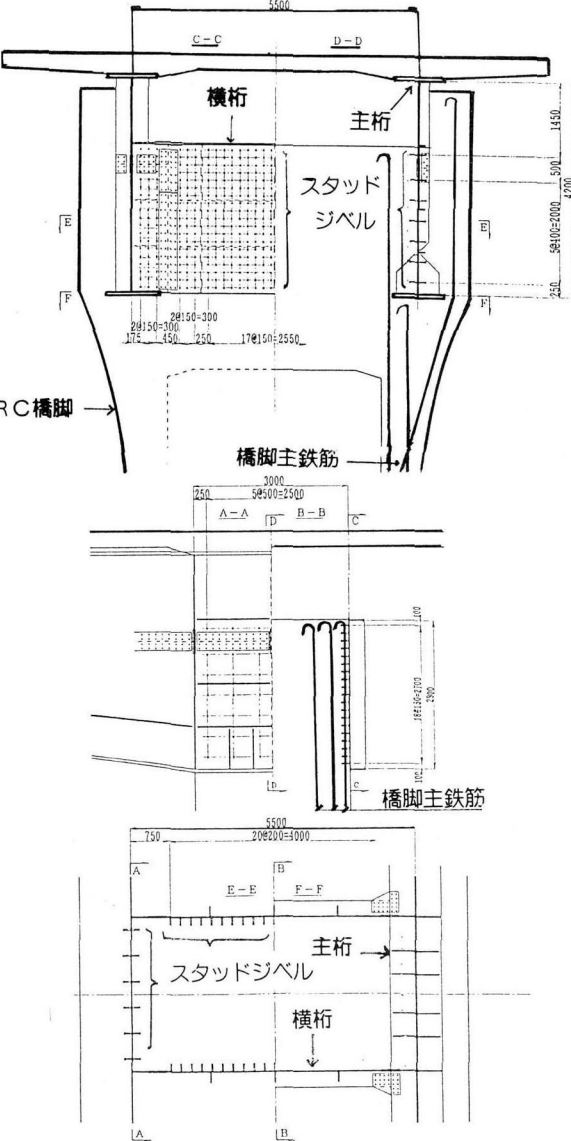
鋼桁とRC橋脚とを剛結する方法については、これまでもいくつかの提案が行われているが、本連結構造に相当するものは見受けられない。本連結構造の特徴を整理すると、以下のとおりである。

- (1) 断面力が大きい鋼主桁断面を優先的に貫通させる。
これによって、仮に剛結部のコンクリート橋脚部が破壊しても、構造的には連続桁系に変わるだけであり、直接落橋には至らない。
- (2) RC橋脚を囲むように主桁、横桁を配置しているため、剛結部のコンクリート打設時の型枠が不要となるとともにコンクリート橋脚のじん性も向上する。

(3) 力の伝達は、鉄筋の付着力とスタッドジベルのせん断耐力とに期待する、いわゆるRC方式であるため、鋼桁の補強も少なく、かつ現場における施工性も良い。



図－1 対象とする鋼・コンクリート複合ラーメン橋



図－2 鋼主桁橋とRC橋脚の剛結構造

3. 鋼桁とRC橋脚剛結部の設計方法

鋼桁とRC橋脚との剛結部は、RC橋脚の断面寸法に合わせて配置した主桁と横桁とに囲まれた鋼製セルの部分にコンクリートを充填し、RC橋脚との一体化を図る構造とする。なお、鋼桁からの応力は、鋼桁腹板のスタッドジベルを介してRC橋脚に伝達する。剛結部の主桁、横桁、コンクリート部分の具体的な設計方法は未だ確立されてはいないが、概ね表－1に示すようなものとなる。

表－1 鋼桁とRC橋脚剛結部の設計方法

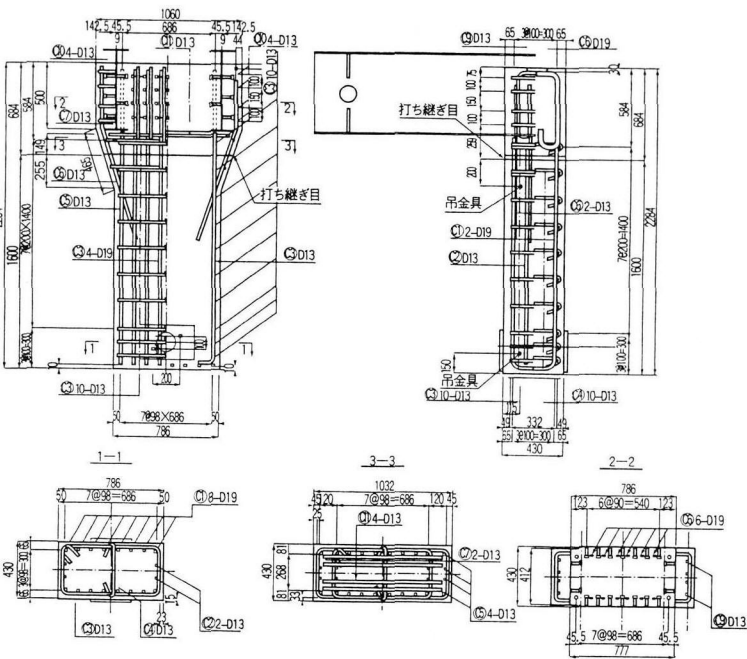
設計項目	剛結部の断面力	設計方法
1. 主桁の設計		全体骨組解析における断面①、②での設計断面力に対し、鋼桁単独で抵抗するように断面決定する。このとき、剛結部コンクリート打設時の側圧力による腹板の応力とたわみを照査する。
2. 横桁の設計		断面③位置における曲げモーメントを2枚の横桁に作用する偶力で受け持たせる。主桁間隔を支間とする横桁に等分布荷重を作用するものと仮定し、曲げモーメントとせん断力に対して設計する。 $P = \frac{M_3}{B}$
3. コンクリート部および鉄筋の必要定着長		断面③位置での断面力に対しRC部材が単独で抵抗できるように設計する。鉄筋の定着長は下フランジ上側より、コンクリートの付着応力度より算出される必要定着長とする。
4. 軸力の伝達		主桁下フランジから支圧力としてコンクリートへ伝達する。主桁と横桁の腹板上のスタッドジベルもこの力に抵抗するが、下フランジに作用する支圧力に比べ小さいため無視する。
5. 曲げモーメントの伝達		曲げモーメントによる引張力は、横桁腹板→スタッドジベル→桁内コンクリート→橋脚鉄筋へと伝達する。圧縮力は、横桁腹板→主桁→主桁下フランジ→橋脚コンクリートへ伝達する。横桁の必要スタッド本数は、偶力に対して設計する。
6. せん断力の伝達		せん断力は、主桁腹板→スタッドジベル→桁内コンクリート→橋脚コンクリートへ伝達する。主桁腹板の必要スタッドジベル本数は、せん断力に対して設計する。

4. 鋼桁とRC橋脚剛結部の実験

4. 1 実験目的

鋼・コンクリート複合ラーメン橋において構造上最も重要となる鋼桁とRC橋脚との剛結部に関しては、これまでも多くの解析および実験による検討が行われているものの、本文で採用している構造の明確な設計手法は確立されておらず、剛結構造を解析により十分に検討し、さらに実験により力学的挙動を確認することは極めて重要である。

- 剛結部の構造確認実験の目的は、以下のとおりである。
- (1) 設計荷重範囲内の静的荷重実験により、スタッドジベルを用いた鋼桁とRC橋脚剛結部の応力伝達機構を解明し、剛結部の設計にフィードバックする。
 - (2) タイプⅡの地震時⁴⁾を想定した交番水平力の繰返し載荷による耐力力実験により、地震時の剛結部の変形、破壊挙動を確認し、あわせてこの種の複合ラーメン橋の耐震設計に必要とされるデータを入手する。



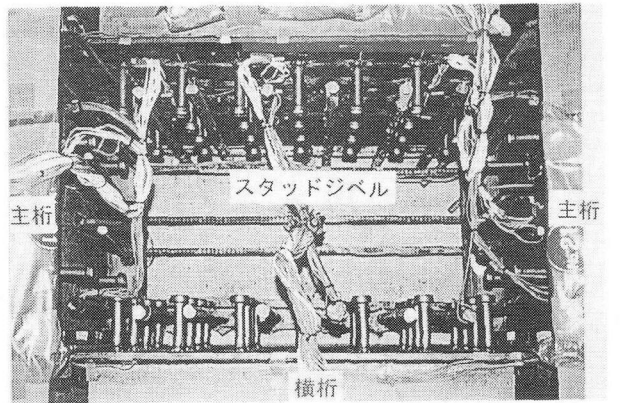
（３）実験ケース

鋼桁とRC橋脚の剛結部の構造に着目し、表－３に示す3タイプの剛結構造について実験を行う。TYPE-1,2 は橋脚鉄筋が下フランジを貫通する構造であり、下フランジの下面にスタッドジベルを設置しないのが TYPE-1、スタッドジベルを設置したのが TYPE-2 である。また、現場施工性を考慮し、橋脚鉄筋を下フランジに貫通させず、主桁腹板外面にコンクリートを巻き立てた構造とし、さらに剛結部内部のせん断補強鉄筋を追加したのが TYPE-3 である。

表－３ 剛結部交番載荷実験ケース

試験体タイプ	試験体の構造概要図	構造上の特徴
TYPE-1		①下フランジを橋脚主鉄筋が貫通する。 ②主桁下フランジ下面にスタッドジベルを設置しない。 ③剛結部内コンクリートのせん断補強鉄筋を設置しない。 ④橋脚コンクリートは、主桁下面位置までとし、主桁を巻き立てない。
TYPE-2		①下フランジを橋脚主鉄筋が貫通する。 ②主桁下フランジ下面にスタッドジベルを設置する。 ③剛結部内コンクリートのせん断補強鉄筋を設置しない。 ④橋脚コンクリートは、主桁下面位置までとし、主桁を巻き立てない。
TYPE-3		①下フランジを橋脚主鉄筋が貫通しない。主桁下フランジ位置で止める。 ②主桁下フランジ下面にスタッドジベルを設置する。 ③剛結部内コンクリートのせん断補強鉄筋を設置する。 ④橋脚コンクリートは、主桁を巻き立てる。

写真－１に主桁と横桁に囲まれたRC橋脚との剛結部の構造詳細を示す。



写真－１ 剛結部の構造詳細

４．３ 実験供試体のF.E.M.解析

１）解析目的

剛結部実験供試体の鋼板とコンクリート、コンクリートと鉄筋およびスタッドジベルとの力の伝達挙動を実験結果と比較するため、設計荷重範囲における弾性 F.E.M.解析を行う。

２）解析モデル

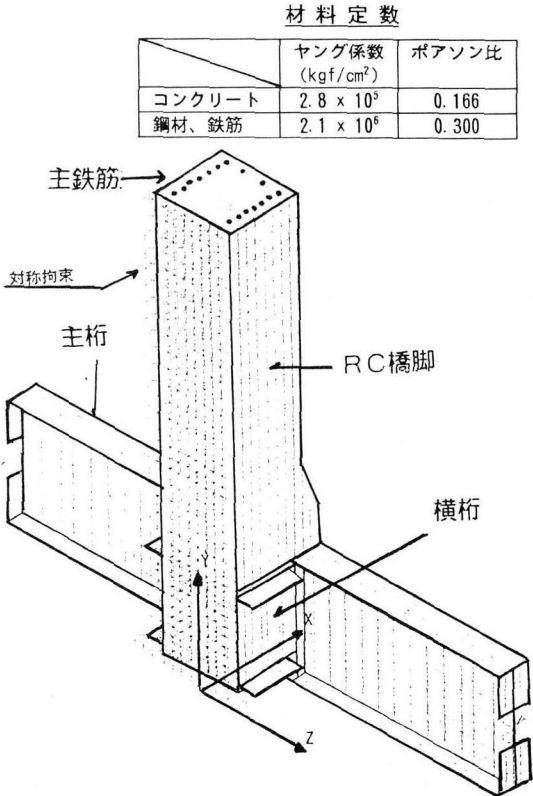
剛結部実験供試体の立体 F.E.M.解析モデルを図－４に示す。モデル化は、構造部材別に表－４に示す要素を用いてモデル化を行った。コンクリートと接する横桁と主桁の鋼板間にはギャップ要素を使用し、圧縮力のみ伝達し、引張力は伝達しないモデルとした。ただし、摩擦の影響は考慮していない。

３）荷重載荷ケース

本解析モデルにおける荷重載荷ケースは、設計荷重レベルの鉛直荷重 23tf、水平荷重 5tf の２ケースとした。

表－４ F.E.M.解析に使用したモデル化要素

構造部材	F.E.M.解析モデル化要素
①鋼桁	線形薄肉シェル
②鉄筋	線形棒要素
③コンクリート	線形ソリッド要素
④スタッドジベル	線形バネ要素
⑤鋼桁－コンクリート境界	線形ギャップ－摩擦要素



図－４ 実験供試体 F.E.M.解析モデル

4.4 弾性載荷実験および立体 F.E.M. 解析結果

(1) 主桁

図-5 に実験供試体 TYPE-1 と TYPE-3 の鉛直荷重 23tf 載荷時と水平荷重 5tf 載荷時の剛結部主桁の実験結果と F.E.M. 解析結果を示す。

1) 鉛直荷重載荷時

①せん断応力分布

実験供試体のタイプが異なっても、応力値や応力分布形状に有意な違いは見られない。実験値は梁理論計算値に比べ、剛結部の下フランジ側（内側）でやや大きく、上フランジ側（外側）で小さくなる傾向を示す。また、腹板中央では、梁理論と一致している。コンクリートとの剛結部ではほとんど発生していない。この部位は、せん断力の遷移箇所であることより、梁理論と一致しているものと思われる。F.E.M. 解析値は、さらに精度良く実験値の傾向をとらえている。

②垂直応力分布

いずれの実験供試体においても、仕口部および L/4 点での応力分布は、梁理論と良好な一致を示している。隅角部における応力集中は見られない。剛結部では、コンクリートとの合成作用により、梁理論に比べ小さな値を示している。

以上、鉛直荷重載荷時の鋼主桁の実験値は、梁理論値と良好に一致している。すなわち、RC 橋脚と鋼主桁間での鉛直力の伝達は、スムーズに行われていることがこれらの図から判断できる。

2) 水平荷重載荷時

①せん断応力分布

剛結部内のせん断応力は、実験供試体 TYPE-1 については、均一なせん断応力分布をしており、梁理論値と比較的良好に一致している。実験供試体 TYPE-3（外巻きコンクリート、下フランジスタッドあり）では、下フランジ側（内側）から上フランジ側（外側）に向かい徐々にせん断応力が大きくなる傾向を示す。実験供試体 TYPE-1 と応力分布形状が異なる理由として、剛結部内に設置したコの字型せん断補強鉄筋を RC 橋脚主鉄筋と連結しており、この鉄筋がせん断抵抗したためと思われる。実験供試体 TYPE-1 の剛結部には、このせん断抵抗する鉄筋は配筋されていない。

鋼桁仕口部のせん断応力は、全ての実験供試体とも下フランジ側で立ち上がるような応力分布形状を示しており、梁理論値と大きく異なるが、F.E.M. 解析値とはほぼ一致する。仕口部近傍であるため、ラーメン隅角部の挙動⁵⁾を呈している。この部分のせん断応力分布形状および値には、実験供試体のタイプの違いによる有意差は認められない。

②垂直応力分布

剛結部中央位置では、曲げモーメントの正から負への遷移区間であることからほとんど発生していない。仕口位置では、腹板の外側と内側とで応力分布形状に若干の違いがあるが、平均するとほぼ梁理論の三角形分布を示す。L/4 での応力分布は梁理論値に等しい。鋼桁仕口部の応力分布は、若干ラーメン隅角部の影響により乱れを生じるが、応力のピーク値は梁理論値と一致していることから、鋼桁剛結部の断面設計は、通常の骨組計算の断面力をそのまま用いて行っても問題はないと考える。

(2) 横桁

図-6 に鉛直荷重 23tf 載荷時と水平荷重 5tf 載荷時の剛結部横桁の実験結果と F.E.M. 解析結果を示す。

1) 鉛直荷重載荷時

①主応力分布

実験供試体 TYPE-1, 3 において、下フランジ側（図では上側）に、面外曲げ応力が発生している。横桁の下フランジを主桁と連結すれば、面外曲げ応力は小さな値になると思われる。

②せん断応力および垂直応力分布

実験供試体 TYPE-1, 3 において、主桁との取合い部で大きなせん断応力が発生し、中央位置では発生していない。また、垂直応力分布については、横桁中央位置で上下対称な三角形分布を示し、主桁との取合い部では乱れた応力分布を示している。この応力分布より、横桁は主桁との取合部を支点とした梁として挙動していることがわかる。設計上、RC 橋脚からの鉛直荷重は直接主桁下フランジの支圧によって伝達されるものと仮定しているが、横桁からも主桁に伝達されている。鉛直荷重載荷時における荷重は、橋脚から直接主桁に伝達されるものと横桁を介して主桁に伝達される2つのルートとなるが、この時の横桁に伝達される割合（横桁の荷重分担率）については、水平荷重載荷時の結果とともに後述する。

2) 水平荷重載荷時

①主応力分布

鉛直荷重載荷時と同様に、実験供試体 TYPE-1, 3 において下フランジ側に、面外曲げ応力が発生している。面外曲げ応力の大きさは、鉛直荷重載荷時に比べてその値は大きい。この部位では、横桁腹板がめくれあがるような挙動を呈している。

②せん断応力および垂直応力分布

鉛直荷重載荷時同様に、実験供試体 TYPE-1, 3 において、主桁との取合い部で大きなせん断応力が発生し、横桁中央位置では発生していない。垂直応力分布についても、鉛直荷重載荷時と同様である。このことより、曲げモーメントによる偶力が、主桁との取合い部を支点とした梁（横桁）に作用したものである。

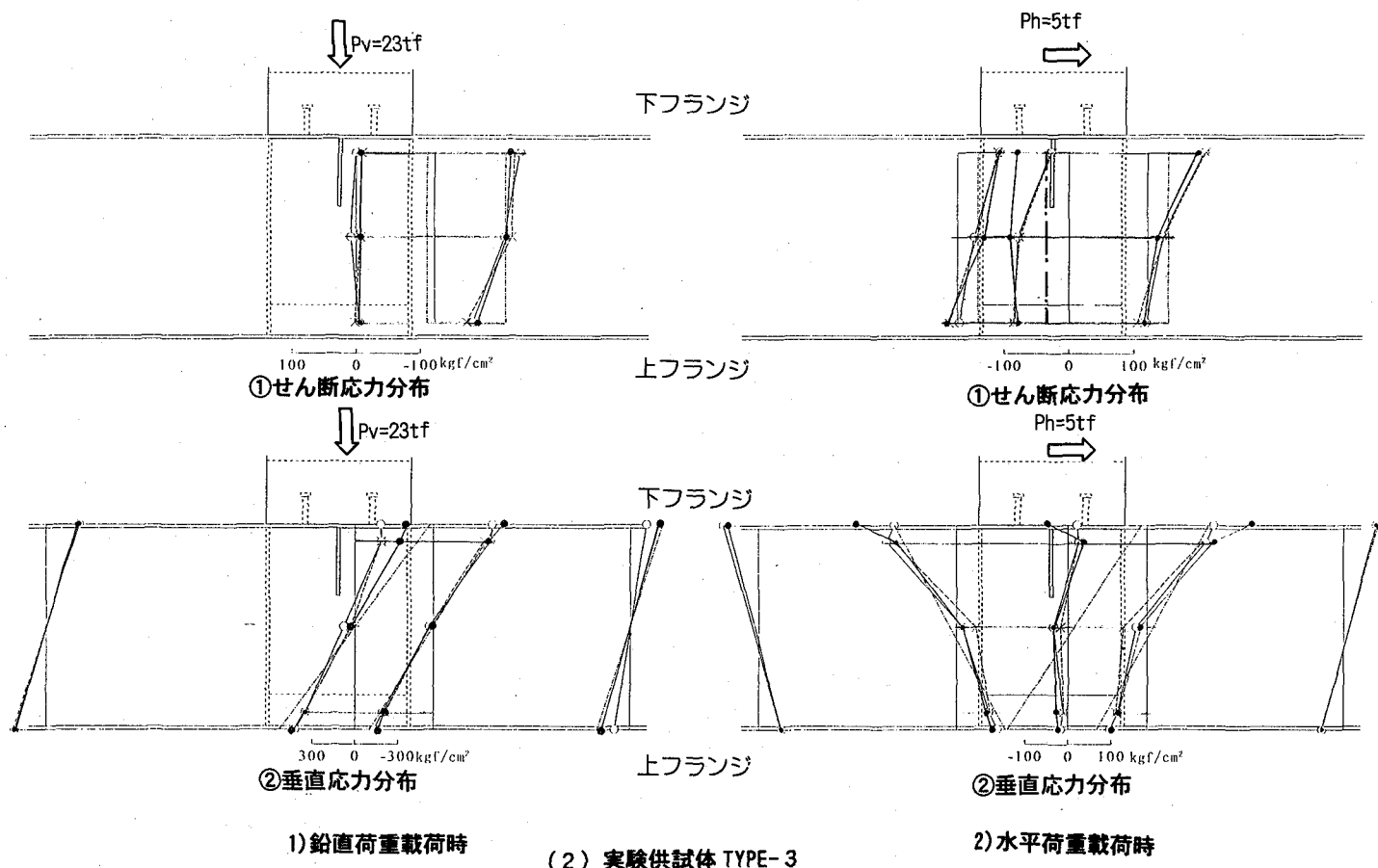
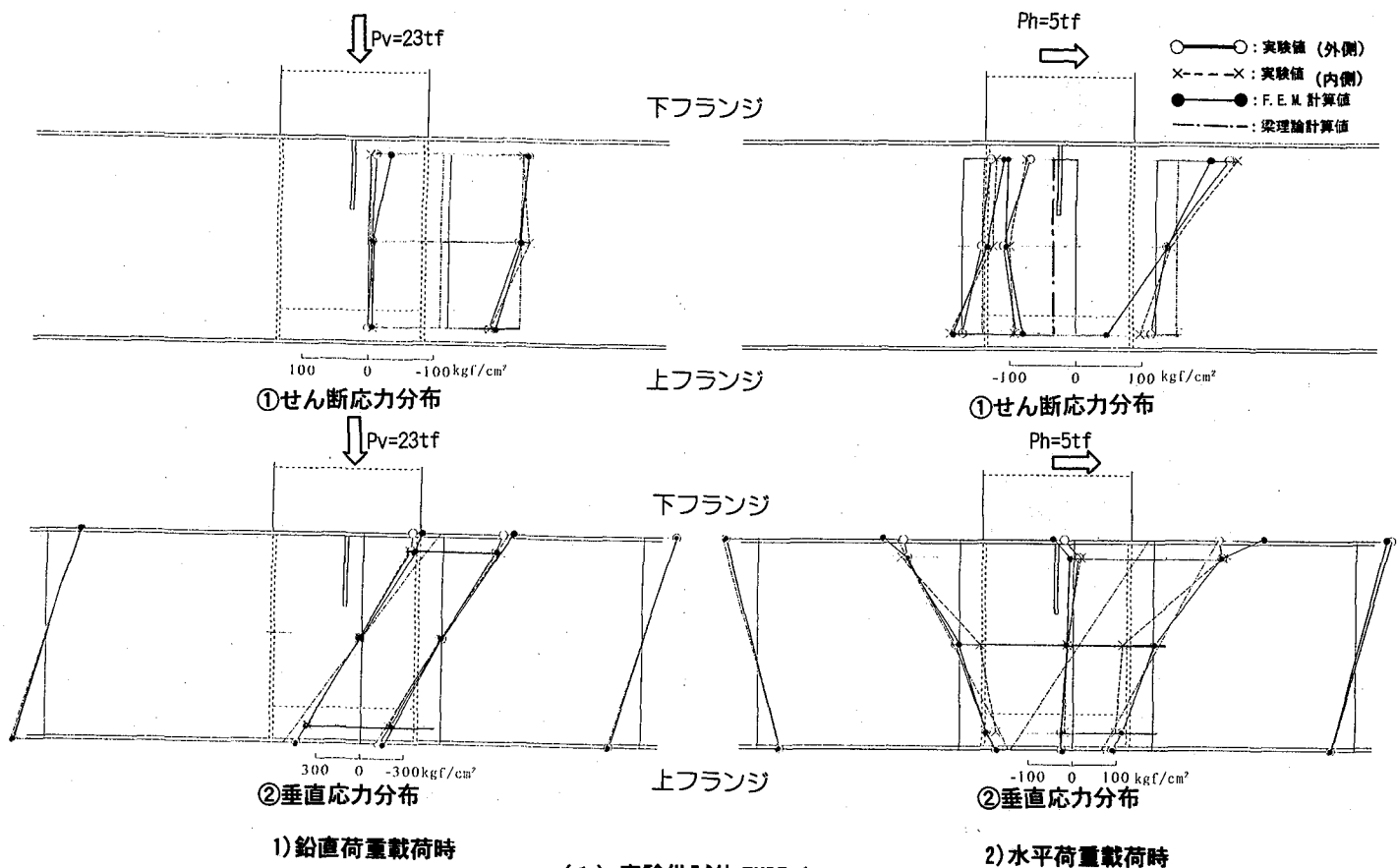


図-5 剛結部主桁の応力分布

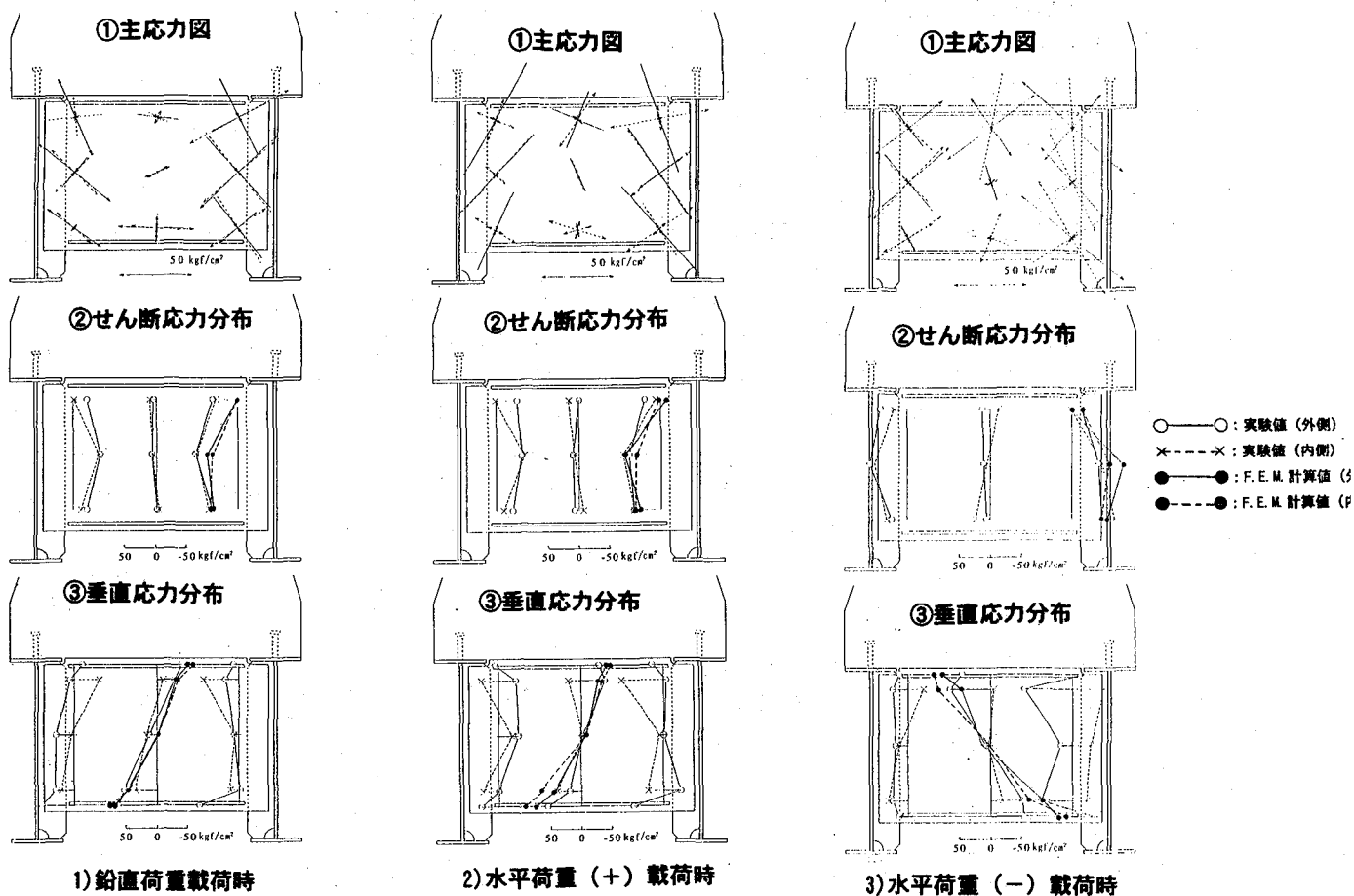


図-6 剛結部横桁の応力分布(実験供試体 TYPE-2)

(3) 横桁の荷重分担率

横桁の垂直応力およびせん断応力から、鉛直および水平荷重によって横桁に作用する力を逆算する。この算出された横桁に作用する力と載荷荷重との割合を荷重分担率と定義する。ただし、横桁に作用する力は、横桁を主桁間で単純支持された梁と仮定し、実験による応力度から求める。また、実験値との比較のため F.E.M. 解析結果からも算出する。

表-5に上述の手法により算出した横桁の荷重分担率を示す。実験値による垂直応力から算出した鉛直荷重載荷時の荷重分担率は 24~35%、水平荷重載荷時の荷重分担率は 18~31%、せん断応力から算出した鉛直荷重載荷時の荷重分担率は 38~45%、水平荷重載荷時の荷重分担率は 24~45%となる。一方、F.E.M. 解析値による垂直応力から算出した鉛直荷重載荷時の荷重分担率は 40~43%、水平荷重載荷時の荷重分担率は 24~47%、せん断応力から算出した鉛直荷重載荷時の荷重分担率は 28~32%、水平荷重載荷時の荷重分担率は 33~49%となる。

以上の結果から、横桁の荷重分担率は、実験値では 18~45%、F.E.M. 解析値では 24~49%程度であり、最大でも 50%以下となる。横桁の設計方法は、曲げモーメントによる偶力を等分布荷重に置換え、単純支持された横桁に作用するものと仮定しているが、横桁の荷重分担率から判断すると、安全率は2倍程度となっている。

表-5 横桁の荷重分担率

応力状態	試験体タイプ	荷重荷重方向	荷重分担率(%)	
			実験値	F.E.M.値
垂直応力	TYPE-1	①鉛直	33	43
		②水平(+)	19	47
		③水平(-)	31	28
	TYPE-2	①鉛直	35	40
		②水平(+)	18	44
		③水平(-)	21	26
	TYPE-3	①鉛直	24	41
		②水平(+)	19	37
		③水平(-)	23	24
せん断応力	TYPE-1	①鉛直	45	28
		②水平(+)	24	33
		③水平(-)	36	49
	TYPE-2	①鉛直	43	28
		②水平(+)	25	33
		③水平(-)	28	45
	TYPE-3	①鉛直	38	32
		②水平(+)	25	34
		③水平(-)	35	45

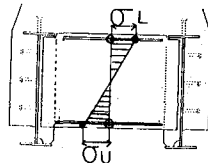
(注記)

<荷重荷重方向>水平(+): 水平荷重で横桁下フランジに引張応力が発生

水平(-): 水平荷重で横桁下フランジに圧縮応力が発生

<垂直応力>横桁中央のフランジ応力より算出

主桁間隔を支間 $L=786\text{mm}$ とし、横桁に等分布荷重 q が作用した場合、

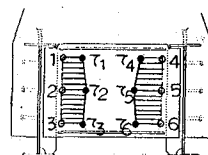


$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{q \cdot L^2}{8W}$$

$$q = \frac{8 \cdot \sigma \cdot W}{L^2}$$

$$\sigma = (\sigma_i + \sigma_u) / 2$$

<せん断応力>横桁端部のせん断応力から算出



$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{q \cdot (L/2 - x)}{A_w}$$

$$q = \frac{\tau \cdot A_w}{q \cdot (L/2 - x)}$$

$$\tau \cdot A_w = \sum_{i=1}^6 \tau_i \cdot A_{wi}$$

図-8に F.E.M. 解析における横桁スタッドジベルに作用する実験供試体 TYPE-3 のせん断力分布を示す。横桁上スタッドジベル位置でのせん断力は、緩い三角形分布となっており、ほぼ平均的なせん断力が作用している。表-6に個々のせん断力を集計し、スタッドに作用する力を求め、同様な手法により荷重分担率を求めた結果を示す。スタッドの純粋な荷重分担率は、鉛直荷重載荷時 20～25%、水平荷重載荷時 15～20%程度となる。設計上、横桁のスタッド必要本数は、曲げモーメントによる偶力に対し、100%せん断で抵抗するものと仮定しているが、本解析結果によると、最大 25%程度であり、必要スタッド本数の低減が図れるものと思われる。

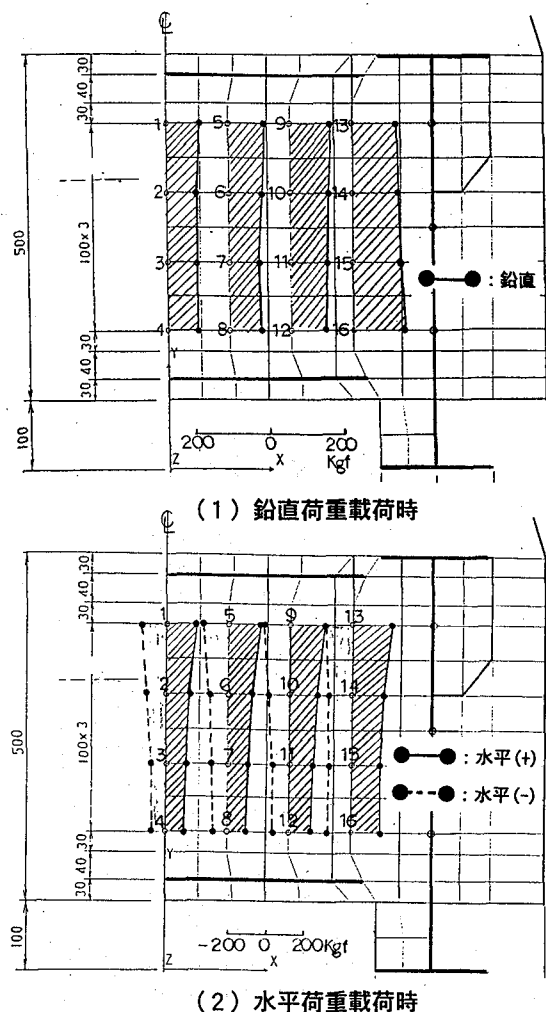


図-8 横桁スタッドのせん断力分布
(実験供試体 TYPE-3 の F.E.M. 解析値)

表-6 スタッドの荷重分担率 (F.E.M. 解析値)

試験体 タイプ	荷重載荷 方 向	荷重分担率(%) F.E.M.値
TYPE-1	①鉛直	20
	②水平(+)	21
	③水平(-)	15
TYPE-2	①鉛直	20
	②水平(+)	19
	③水平(-)	15
TYPE-3	①鉛直	25
	②水平(+)	22
	③水平(-)	18

4. 5 耐力実験結果

(1) 主桁と R C 橋脚との開口量

図-9に実験供試体 TYPE-1 (主桁下フランジスタッドなし)、実験供試体 TYPE-2 (主桁下フランジスタッドあり)、実験供試体 TYPE-3 (コンクリート巻き立て、主桁下フランジスタッドあり) の荷重と主桁下フランジと R C 橋脚接合面の開口量の関係を示す。R C 橋脚主鉄筋が降伏する $1 \delta_y$ までの載荷においては、主桁下フランジにスタッドジベルを設置することにより最大ずれ量が 0.1mm 程度小さくなり、さらにコンクリートを主桁腹板外面に巻き立てることにより、0.3mm 程度小さくなる。また、残留する開口量についても、コンクリート巻き立てることにより小さくなり、拘束効果が認められる。設計荷重範囲内では、いずれの実験供試体とも開口量は 0.3mm 以下の値となる。

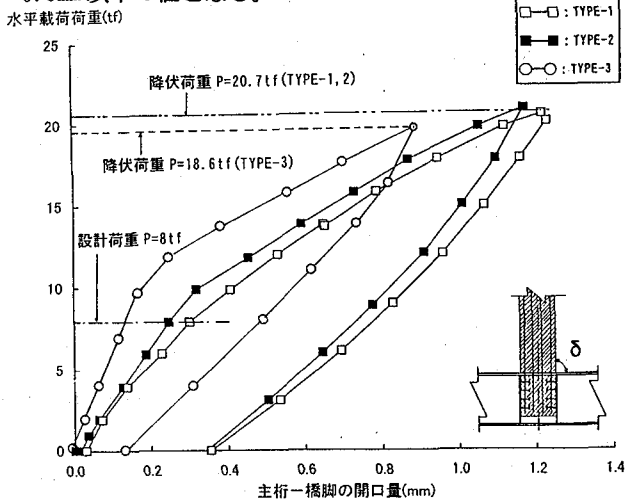


図-9 主桁と R C 橋脚接合面の開口量の関係

(2) 交番載荷実験結果

図-10に水平荷重と水平変位の履歴曲線を示す。実験供試体 TYPE-1, 2 については、鉄筋の降伏荷重は 20.7tf (降伏荷重の計算値 20.7tf)、最大荷重は 27.1tf となり、写真-3に示すようなひび割れが生じ、R C 橋脚の基部で曲げ破壊した。剛結部内のコンクリート (上フランジ面) に橋軸直角方向のひび割れも認められ、この部位もダメージを受けたものと思われる。剛結部コンクリートの破壊状況については、後述する。実験供試体 TYPE-3 については、TYPE-1, 2 に比べ橋脚主鉄筋量が若干少なくなっているため、鉄筋の降伏荷重は 18.9tf (降伏荷重の計算値 18.6tf)、最大荷重は 24.7tf となり、R C 橋脚の基部の主鉄筋が局部座屈し、最終的に曲げ破壊を呈した。実験供試体 TYPE-3 は、剛結部コンクリートがせん断補強されており、剛結部は健全な状態であったものと思われる。いずれの実験供試体も剛結部の設計荷重範囲内では、剛結構造に何等問題となる挙動は認められず、スタッドジベルにより R C 橋脚へ応力が伝達されていたと判断される。

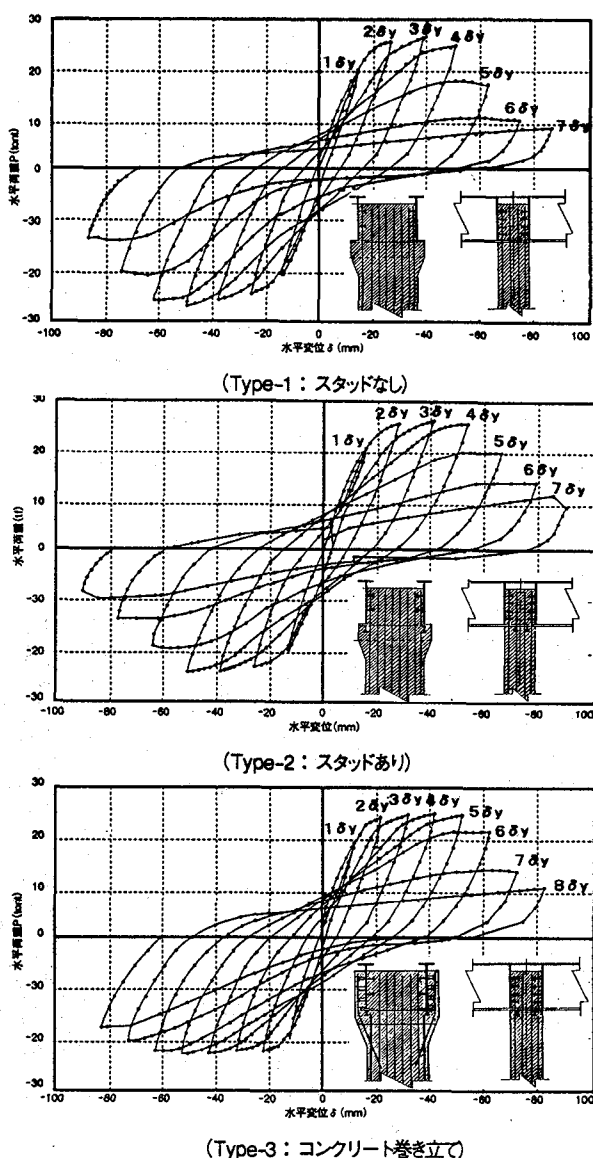


図-10 水平荷重-水平変位履歴曲線

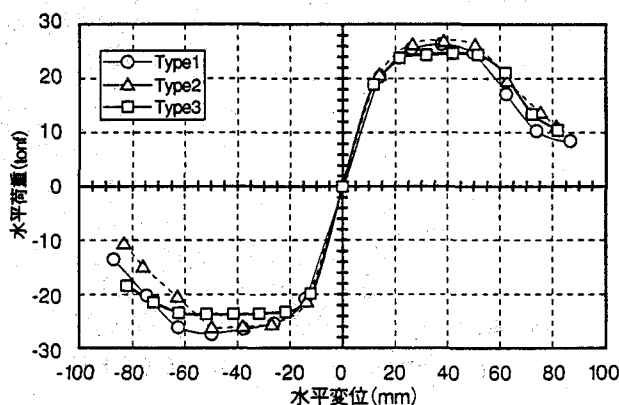


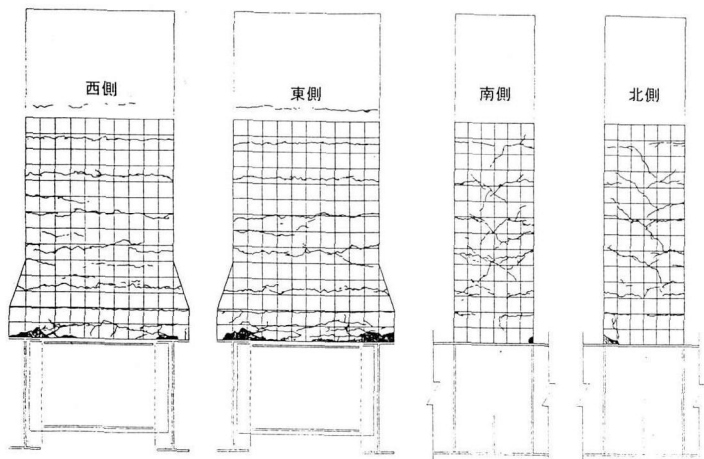
図-11 水平荷重-水平変位の包絡線

図-11に水平荷重と水平変位の包絡線を示す。実験供試体 TYPE-1 と実験供試体 TYPE-2 は、ほぼ同じ耐力特性を示し、水平変位 $6\delta_y$ で急激に耐力が低下していることがわかる。一方、実験供試体 TYPE-3 については、一段階上の水平変位 $7\delta_y$ で耐力の低下が認められる。前述したように、この終局状態における耐力特性の違いは、実験供試体 TYPE-1 および TYPE-2 は、RC橋脚基部の曲げ破壊と剛結部コンクリートの破壊が重なって発生し、耐力の低下が早く現れたのに対し、実験供試体 TYPE-3 は、剛結部にせん断補強鉄筋を配置したために、この部位は健全であり、RC橋脚基部に純粋な曲げ破壊が生じたためと思われる。実験供試体 TYPE-1, 2 は、主桁下フランジをRC橋脚の主鉄筋が貫通する構造であるのに対し、実験供試体 TYPE-3 は、主桁下フランジ位置のRC橋脚主鉄筋は、施工性を考慮し、下フランジ下面で止めた構造としているが、主鉄筋を貫通させないことによる耐力の低下は認められない。

図-12に最終荷重ステップにおけるRC橋脚のひび割れ状況を示す。下フランジ下面にスタッドジベルを設置していない実験供試体 TYPE-1 は、主桁とRC橋脚コンクリートの接合面の開口量が大きく、コンクリートの剥落は少なかった。一方、主桁下フランジ下面にスタッドジベルを設置した実験供試体 TYPE-2 は、スタッドジベルによるコンクリートの拘束により、下フランジ下面のコンクリートに引張応力が発生するため、RC橋脚側面にひび割れが生じ、コンクリート塊の剥落が認められた。主桁腹板にコンクリートを巻き立て、かつ下フランジにスタッドジベルを設置した実験供試体 TYPE-3 は、RC橋脚基部に純粋に曲げ破壊したため、TYPE-1, 2 に比べ、RC橋脚と主桁の仕口部のコンクリートの剥落量が多い。主桁腹板に巻き立てたコンクリートは、TYPE-2 と同じ側面でひび割れるが、主鉄筋が曲げて配置されていることとスタッドジベルにより固定されているため、剥落は生じなかった。いずれの供試体も、設計荷重範囲内では、問題となるひび割れは発生しなかった。

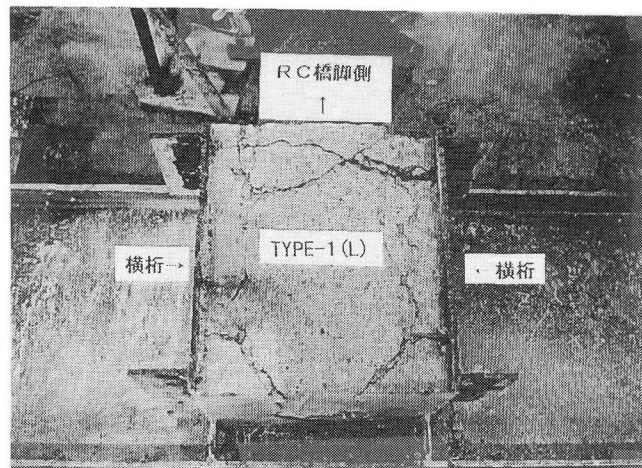
(3) 終局時の剛結部の性状

写真-3に実験終了後の剛結部コンクリートとスタッドジベルの切断状況を示す。せん断補強筋のない実験供試体 TYPE-1, 2 は、スタッドの頭位置から、クラックがリング状につながっており、剛結部コンクリートがヒンジの状態に至っていることがわかる。一方、剛結部内のコンクリートに、コの字型のせん断補強鉄筋配置した実験供試体 TYPE-3 は、剛結部コンクリートのせん断抵抗が増し、何等クラックが認められずRC橋脚が曲げ破壊した後も、剛結部内のコンクリートは健全であり、補強効果が認められた。

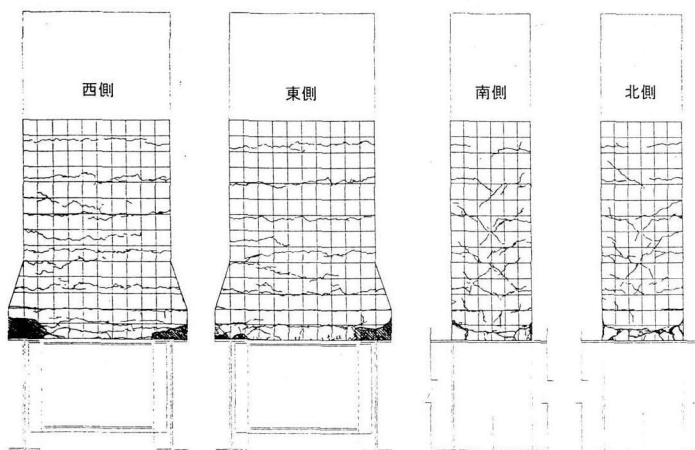


載荷段階：7 δy (水平変位 86mm, 水平力 8.6tf)

(1) 実験供試体 TYPE-1 (下フランジスタッドなし)

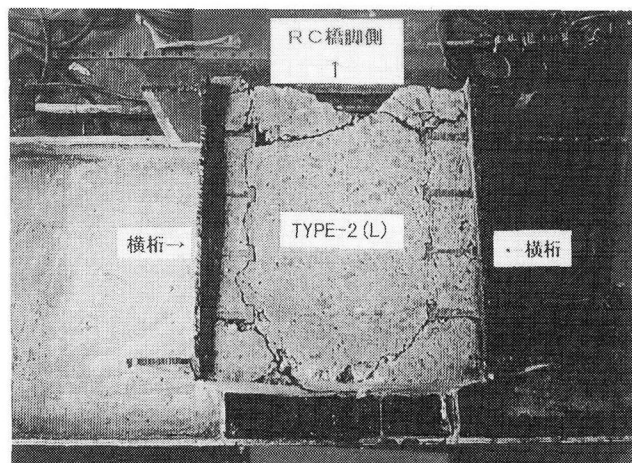


(1) 実験供試体 TYPE-1 (せん断補強筋なし)

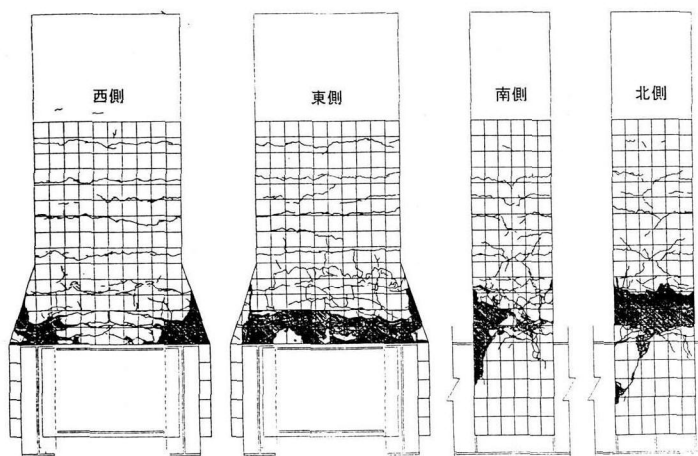


載荷段階：7 δy (水平変位 86mm, 水平力 11.0tf)

(2) 実験供試体 TYPE-2 (下フランジスタッドあり)

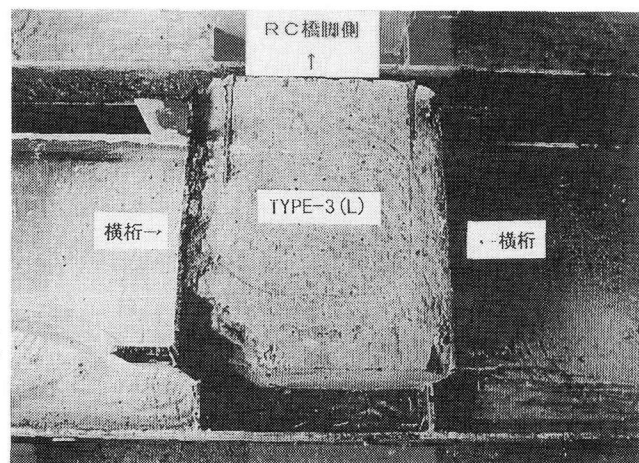


(2) 実験供試体 TYPE-2 (せん断補強筋なし)



載荷段階：8 δy (水平変位 82mm, 水平力 10.4tf)

(3) 実験供試体 TYPE-3
(外巻き、下フランジスタッドあり)



(3) 試験体 TYPE-3 (せん断補強筋あり)

図-12 RC橋脚の最終ひびわれ状況

写真-3 剛結部コンクリートの破壊状況

5. まとめ

弾性実験結果および耐荷力実験結果より、鋼・コンクリート複合ラーメン橋の剛結部の設計方法について以下の結論が得られた。

1) 主桁の設計

垂直応力は、現行の骨組解析による設計断面力を用いた照査で問題ないが、せん断応力は、ラーメン隅角部の影響により、せん断応力分布が梁理論と異なるため、別途照査が必要である。

2) 横桁の設計

鉛直荷重および水平荷重載荷時の横桁の荷重分担率は、概ね 50% 以下であり、曲げモーメントにより作用する偶力と軸力の両方について、主桁間隔を支間長とする等分布荷重を受ける単純支持された梁として曲げモーメントとせん断力について照査することで安全側の設計となる。

3) コンクリートおよび鉄筋の必要定着長

RC 部材は、剛結部の断面力に対し、単独で抵抗できるように設計し、鉄筋の必要定着長は、コンクリートの付着強度より算出される値 $l_{req} = \sigma_{sa} / 4 \tau_c \cdot \phi$ (σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度、 τ_c : コンクリートの許容付着応力度、 ϕ : 鉄筋の直径)⁶⁾ とし、かつ剛結部のコンクリートには、主鉄筋と連結したせん断補強鉄筋を配置することが有効である。

4) 軸力の伝達

鉛直方向に作用する軸力は、主桁下フランジから支圧力としてコンクリートに伝達されるが、本剛結構造においては、2) で述べたように横桁の荷重分担もも無視できないため、軸力による横桁の照査が必要である。

5) 曲げモーメントの伝達

剛結部の曲げモーメントは、偶力に分解し、横桁腹板上のスタッドジベルにせん断力として作用する設計としているが、F.E.M. 解析結果によると、スタッドジベルに伝達されるせん断力は 25% 程度であり、現行スタッドジベルが降伏に対して 3 倍、破壊に対して 6 倍以上の安全率を有していることを考慮すると、必要スタッドジベル本数を現行の 50% 以下に低減可能である。

6) せん断力の伝達

剛結部の主桁腹板上のスタッドジベルには、設計せん断力の 25% 程度のみ伝達されることより、5) 同様に必要スタッドジベル本数の低減が可能である。

7) 保有水平耐力

本実験においては、地震時水平荷重に対する剛結部の破壊は、実験供試体 TYPE-1, 2 は、剛結部内のせん断破壊、実験供試体 TYPE-3 は、RC 橋脚仕口部の曲げ破壊挙動を呈した。ただし、保有水平耐力については、いずれの実験供試体も有意差は認められず、複合ラーメン剛結部においても道示耐震設計編に準拠した設計で RC 橋脚の保有耐力は、確保されていることが確認された。

本文では、鋼 2 主桁橋と RC 橋脚を剛結した複合ラーメン橋を対象に、設計荷重範囲における弾性挙動と地震時を想定した水平荷重に対する耐荷力実験を実施し、本構造の実橋への適用に対し、有意義なデータを得た。

今回の実験では、RC 橋脚が破壊する実験ケースを対象としたが、鋼桁と RC 橋脚の剛性のバランスによっては、鋼桁に塑性ヒンジが発生する状態も予想されるため、このようなケースについても今後検討を進めたいと考える。

<参考文献>

- 1) 紫桃孝一郎・長江 進: 鋼とコンクリートの複合構造—山形自動車道阿古耶橋—、日本道路公団技術情報、No. 111、pp. 23~29、1992. 1
- 2) 角 昌隆・森山 陽一・檜作 正登・中嶋 博功・森田 浩隆・館 浩司: 千曲川橋の複合剛結部の設計について、土木学会第 51 回年次学術講演会、I-A451、1995. 9
- 3) 松井 繁之・湯川 保之・和田 信良・石崎 茂・田中 俊彦: 複合ラーメン橋・鋼桁—RC 橋脚剛結部の構造と力学的性状について、構造工学論文集 Vol. 43A、pp. 1367-1374、1997. 3
- 4) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、平成 8 年 1 2 月
- 5) 奥村 敏恵・石沢 成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について、土木学会論文集第 153 号、pp. 1~18、1968. 5
- 6) 阪神高速道路公団: RC 柱—鋼製梁複合橋脚の設計・施工要領 (案)、平成 7 年 7 月

(1997 年 9 月 26 日受付)