

鋼2主桁複合ラーメン橋剛結部における設計法の提案と実挙動確認

Design method and structural behavior for two parallel steel girders-to-column connection of hybrid rigid frame bridge

前田良文*, 木水隆夫**, 佐々木保隆***, 明橋克良****

Yoshifumi Maeda, Takao Kimizu, Yasutaka Sasaki and Katsuyoshi Akehashi

* 日本道路公団, 九州支社 建設部 構造技術課 課長 (〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神 1-4-2)

** 日本道路公団, 東北支社 建設部 構造技術課 課長 (〒980-0021 宮城県仙台市青葉区中央 3-2-1)

*** 工博, (株)横河ブリッジ, 技術本部 研究所 技術開発課 部長 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27)

**** 工修, (株)横河メンテック, 技術本部 技術第一部 技術課 課長補佐 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 47-1)

This paper reports on the design and construction for rigid connection of the hybrid rigid frame bridge. In the construction of Imabeppu River Bridge of Higashi-Kyushu Highway, the rational structural detail of rigid coupling of two parallel steel girders with reinforced concrete piers was adopted. This bridge revealed a notable superiority in structural characteristics and the cost performance by virtue of the newly developed cantilever erection method especially deployed in a mountainous district. In this paper, the structural safety and reliability of this bridge are discussed considering the stress characteristics in the region of rigid connection and stress measurement during construction.

Key Words: hybrid rigid frame bridge, rigid connection, perforated plate, cantilever erection

キーワード: 複合ラーメン橋, 剛結部, 孔あき鋼板, 張出し架設

1. まえがき

近年, 走行性の改善と維持管理費の軽減, さらに耐震性の向上を目的として, 鋼多主桁と鉄筋コンクリート橋脚 (以下, RC 橋脚という) とを剛結した鋼・コンクリート複合ラーメン橋が開発されている¹⁾. 一方, 鋼桁橋は, 課題であった RC 床版の損傷に対して, PC 床版の採用により, 耐久性・耐荷性の向上を図り, 結果として, 少数主桁橋を実現させている²⁾.

そこで, 筆者らは, 維持管理費の軽減や耐震性の向上に加え, さらに工事費の削減を目的として, 鋼2主桁の複合ラーメン橋を開発することとした. この橋梁形式の実現に向け, 構造上の要ともいえる鋼2主桁と RC 橋脚との剛結部 (以下, 単に剛結部という) に対して, 合理的かつ施工性の良い構造の立案, およびその力学的挙動を解明し, さらに, 設計方針を確立する必要性が生じた. 本稿で述べる剛結形式は, 既往の形式³⁾と比較して, 主桁下フランジや横桁下フランジを貫通する RC 橋脚主鉄筋を無くしたこと, 横桁腹板に配置されるずれ止めとしてスタッドではなく孔あき鋼板を用いて RC 橋脚主鉄筋との干渉を少なくしたことにより, 施工性を向上させたことが大きな特徴として挙げられる.

本論文では, 最初に, 剛結部の縮小模型を用いた正負交番繰返し載荷実験³⁾の概要について述べる. 次に, この検討結果を踏まえて立案された東九州自動車道今別府川橋の剛結部の設計方針について, 実験結果を交えながら論述する.

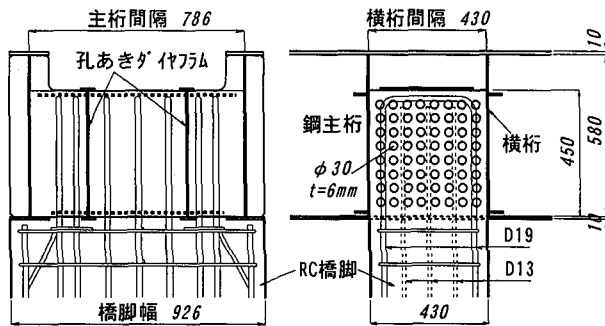
また, 今別府川橋では張出し架設工法を採用していることから^{4, 5)}, 架設作業時における安全管理の向上を考慮し, 剛結部の応力状態を逐次モニターしている. そこで, 主桁の張出し架設時に得られた応力測定結果から, 剛結部の設計の際に適用した種々の仮定の妥当性について述べている.

本論文は, 剛結部の正負交番繰返し載荷実験, 実橋における設計方針, および現場応力測定結果を通じて, 今後の鋼2主桁複合ラーメン橋を建設する上でのデータを提供するものである.

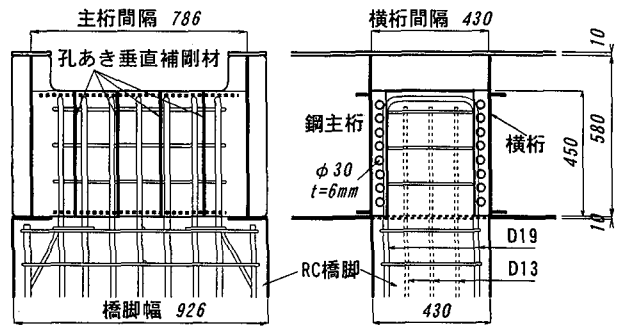
2. 剛結部の縮小模型実験

2.1 実験供試体

一般的に, 混合構造における剛結構造は, 力の伝達経路が複雑であることから, 過度に安全側の設計手法を採用することが多い. ただし, この安全側の配慮によって,



(a) 供試体 Type-A



(b) 供試体 Type-B

主桁 2-Flg.pl. 140×10 1-Web pl. 580×6 横桁 2-Flg.pl. 50×10 1-Web pl. 430×6 (材質 SS400)

図-1 実験供試体の概略図

表-1 実験供試体と実橋設計との相似関係

(基本相似率 $n=1/7$)

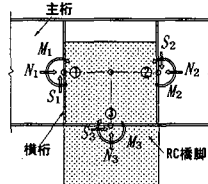
項	目	単位	実構造	供試体	相似率
鋼桁断面寸法	桁高	mm	4,200	600	1/n
	主桁間隔	mm	5,500	786	1/n
	横桁間隔	mm	3,000	430	1/n
RC 橋脚断面寸法	橋軸方向幅	mm	3,000	430	1/n
	橋直方向幅	mm	6,500	926	1/n
	必要橋脚高*	mm	—	1,584	M_3/S_3
	主鉄筋体積比	—	—	—	1
	帯鉄筋体積比	—	—	—	1
死荷重による鋼桁断面力(①,②位置)**	曲げモーメント	kN・m	41,300	120	$1/n^3$
	せん断力	kN	2,780	57	$1/n^2$
剛結部の設計断面力(③位置)***	曲げモーメント	kN・m	42,500	124	$1/n^3$
	せん断力	kN	3,800	78	$1/n^2$
	軸力	kN	11,000	225	$1/n^2$

注記:

* 鋼桁と RC 橋脚剛結部の曲げモーメントとせん断力との比を一致させるために必要な橋脚高さ。

** 1 Girder 当りの断面力。

*** 1 Br. 当りの断面力。



剛結部の施工性の低下や下部工の施工精度を向上させる必要性が生じ、経済性を損なうことも考えられる。

そこで、剛結部は、以下に詳述する載荷実験を通じて、力学的特性の解明のみならず、製作・施工性についても十分配慮した構造を開発することとした。本論文では、図-1 に示すような 2 タイプの剛結構造について実験を行っている。実験供試体の主な特徴を、以下に示す。

- 1) 鋼とコンクリートを合成させるずれ止め形式として孔あき鋼板を用い、Type-A は孔あきダイヤフラム、Type-B は孔あき垂直補剛材によって力の伝達を行う。
- 2) RC 橋脚を鋼主桁と横桁で包み込む構造とし、鋼板が RC 断面の帯鉄筋の役割を果たすとともに、施工の簡略化を図る。
- 3) 鋼桁と干渉する RC 橋脚の主鉄筋は仕口部で切断し、鋼桁には一切貫通させない。

実験供試体の縮尺は、載荷装置の制限を考慮して約 1/7 とし、設計は文献 6) で示された複合ラーメン橋の試設計結果の断面力を参照して行った。実験供試体の縮尺検討結果を、表-1 に示す。また、RC 橋脚に用いたコ

表-2 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水粉体比 W/P (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量 (kgf/m ³)					
					粉体 P セメント C	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 AE	減水剤 AE
20	12	4.0	54.9	43.5	277	28	167	780	1053	0.763

表-3 実験供試体の材料強度 (単位: N/mm²)

鋼材	降伏強度	引張強度	弾性係数
鋼板 t=10mm	303	445	19,300
鋼板 t=6mm	292	425	18,600
鉄筋 D19	378	576	—
コンクリート	圧縮強度	引張強度	静弾性係数
	37.4	2.6	2,730

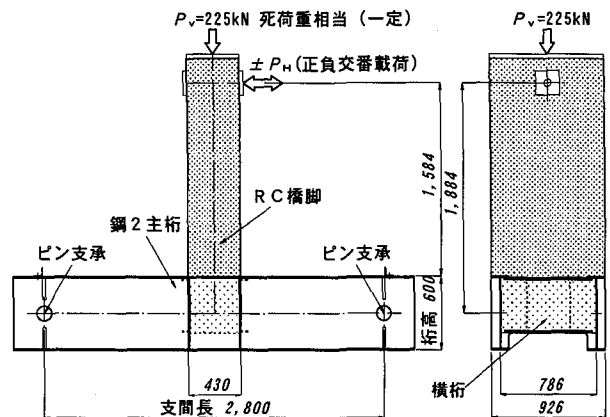


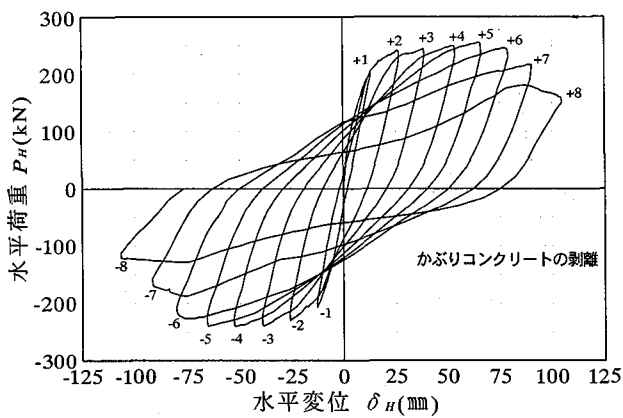
図-2 正負交番繰返し載荷実験要領

ンクリートの配合および実験供試体の材料強度を、表-2, 3 に示す。

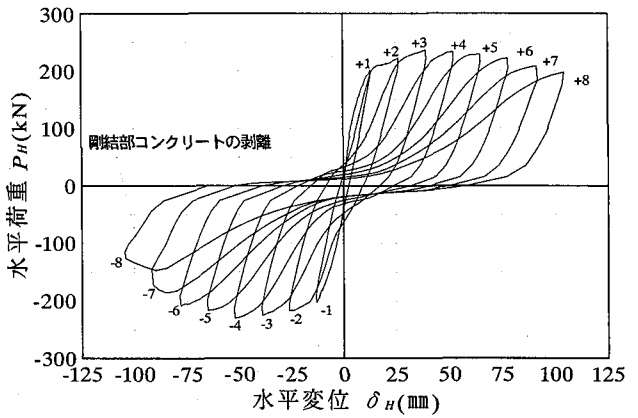
2.2 実験要領

鋼桁は剛結部を挟んで死荷重曲げモーメントが交番する区間を取り出してピン支持とし、RC 橋脚は仕口部における曲げモーメントとせん断力との比が実橋と同程度となるように橋脚高さを決定している。

実験は、図-2 に示すように実構造と天地逆に設置し、死荷重相当分を持続した状態 (鉛直荷重 $P_v=225$ kN) で、橋軸方向地震荷重を想定した水平力の交番繰返し載荷を行った。水平載荷は、RC 橋脚主鉄筋の初期降伏時における水平変位 δ_y を基準とした変位制御で、 $\pm 1\delta_y \sim 8\delta_y$ まですべて 1 サイクルづつの正負交番載荷とした。



(a) 供試体 Type-A



(b) 供試体 Type-B

図-3 水平荷重-水平変位の履歴曲線

表-4 水平荷重と変位の関係

	Type-A(ダイヤフラム)				Type-B(垂直補剛材)			
	+方向		-方向		+方向		-方向	
	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)
0 δ_y	0.0	0.0	0.0	1.7	0.0	0.0	0.0	2.4
1 δ_y	201.8	13.0	-206.9	-12.9	201.1	13.0	-202.7	-13.0
2 δ_y	242.3	26.1	-229.9	-25.9	221.4	26.3	-216.8	-26.1
3 δ_y	244.8	38.9	-239.5	-38.7	236.7	39.3	-224.5	-39.1
4 δ_y	250.0	52.4	-239.5	-51.9	233.4	52.2	-230.3	-52.1
5 δ_y	255.9	65.0	-239.4	-65.1	229.7	65.1	-216.6	-65.0
6 δ_y	245.9	78.0	-223.7	-77.9	221.4	78.2	-207.9	-78.0
7 δ_y	215.8	90.5	-170.4	-91.4	207.8	91.1	-172.4	-91.1
8 δ_y	158.9	104.3	-122.0	-104.0	197.4	104.2	-126.0	-104.0

2. 3 実験結果

正負交番繰返し載荷実験における水平荷重-変位の履歴曲線を図-3に示す。また、 $\pm 1 \sim 8\delta_y$ 時の水平荷重および変位の値をまとめて、表-4に示す。これらの図表から以下のことがわかる。

孔あきダイヤフラムを配置した供試体 Type-A の履歴曲線形状は、最大耐力通過後の $\pm 6\delta_y$ まで、安定した曲げモードの履歴曲線を示し、 $-7 \sim +8\delta_y$ にかけて逆S字状のスリップモードに移行している。この移行点は、RC 橋脚部における圧縮側の主鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落した点 ($+8\delta_y$ の載荷途中) とよく一致している。実験終了後に、供試体を切断して剛結部のコンクリートを調べたところ、せん断張力場方向にヘアクラックが見られたものの、剛結部内のコンクリートは密実な状態が確保されていた。すなわち、供試体 Type-A は RC 橋脚部が塑性ヒンジ化し、終局状態に至ったこととなる。

一方、孔あき垂直補剛材を配置した供試体 Type-B の履歴曲線形状は、最大耐力を示した $+3\delta_y$ から、逆S字状のスリップモードに移行している。最大耐力通過後、剛結部天端のコンクリートにひび割れを生じ、 $-8\delta_y$ の載荷途中でかぶりコンクリートが剥落した。スリップモードへの移行点との相関性はない。ただし、最大耐力通過後も極端な耐力低下は生じていない。RC 橋脚が終局状態に至る前に剛結部内のコンクリートにひび割れを生

表-5 設計計算値と実験値との比較

	供試体 Type-A	供試体 Type-B	計算値
ひび割れ荷重	121.0 (1.87)	110.0 (1.70)	64.7
鉄筋降伏荷重	201.8 (1.00)	201.1 (0.99)	202.7
最大荷重 (保有水平耐力)	255.9 (1.22)	236.7 (1.12)	210.5

注記：() 内数値は、計算値との比率を示す。

じ、横桁間が膨張してこのような履歴曲線を示したものと推察できる。剛結部内のコンクリートが鋼板で囲まれ、コンクリートの剥落が生じにくい構造であったことから、早期に耐力低下を生じなかったものと考えられる。

RC 橋脚仕口部における鉄筋の欠損を考慮した設計計算値 (表-3の材料強度を使用) と実験値を比較して、表-5に示す。この表から、RC 橋脚の主鉄筋の降伏荷重、および保有水平耐力の設計計算値に対して、両供試体とも同等または安全側の値を示していることがわかる。なお、ひび割れ発生荷重の実験値は、目視による値であるため、計算値と差異が生じたものと考えられる。

以上のことから、剛結部を塑性化させず、RC 橋脚部の安定した曲げモードで破壊に至らしめるには、供試体 Type-A のように横桁間をつなぐ部材 (ダイヤフラム) を配置し、剛結部コンクリートの拘束度を向上させることが最も効果的なことがわかった。したがって、今別府川橋における剛結部は、供試体 Type-A を基本構造とし、実験で得られた力学的性状を反映させた上で、現場施工性についても十分配慮したディテールを採用することとした。

なお、本実験で得られた鋼主桁・横桁、および RC 橋脚部の詳細な力学的挙動については、今別府川橋における剛結部各部の設計と合わせて、次章で述べる。

3. 今別府川橋における剛結部の設計

3. 1 剛結部の構造

前述の実験結果を反映させて決定した、今別府川橋における剛結部の構造詳細図を図-4に、鳥瞰図を図-5に示す。また、剛結構造の特徴を要約して以下に示す。

- 1) RC 橋脚を鋼主桁腹板と 2 枚の支点上横桁で囲む構造とし、さらに、孔あきのダイヤフラムを横桁間に 2 枚配置することで剛結部の拘束度を高める。
- 2) 孔あきダイヤフラムの配置は主桁間隔を 1 : 2 : 1 程度に分割するよう配置する。
- 3) 鋼桁－RC 橋脚間の力の伝達に用いるずれ止めは、基本的に孔あき鋼板を用いるものとする。
- 4) 主桁腹板および下フランジには、コンクリートとの付着を確保するためにのみスタッドを溶接し、設計計算上、力の伝達を期待しない。
- 5) 主鉄筋は主桁下フランジを貫通させない。
- 6) 剛結部内に帯鉄筋は配置しない。

3. 2 力の伝達機構

剛結部における主桁は、断面欠損もなく連続した構造となっていることから、鋼桁－RC 橋脚間で伝達しなければならない断面力は、RC 橋脚上で発生する主桁の断面力の差分、すなわち、RC 橋脚の断面力となる。したがって、剛結部における力の伝達機構は、設計計算の便宜上、RC 橋脚に働く断面力が鋼主桁へ伝達されるものとして記述している。剛結部における設計上の力の伝達機構の仮定を表－6 に示す。なお、前述の実験供試体は、ここで示した力の伝達機構を用いて設計を行い、各部材の安全性を確認している。

基本となる力の伝達は、以下の 2 系統を想定して、剛結部を設計することとした。

a) RC 橋脚→孔あきダイヤフラム（孔あき垂直補剛材）→横桁→鋼主桁

b) RC 橋脚－主桁下フランジ間の支圧

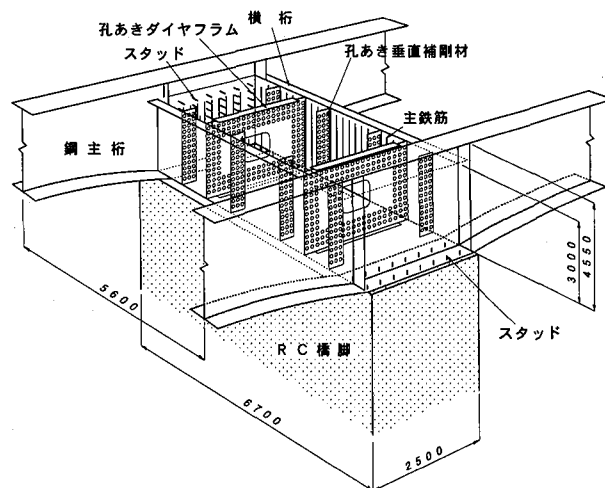
軸力と曲げモーメントの偶力との合力が圧縮力として作用する側の力の伝達機構は、RC 橋脚から直接主桁に

伝達される経路と、横桁を介して伝達される経路の 2 系統としており、その分配は 1 : 1 とした。また、引張側に対しては、その全量を横桁が分担するものと仮定した。せん断力については、剛結部全体が 2 枚の横桁を上下フランジとする合成断面として抵抗するため、ダイヤフラムに配置した孔あき鋼板で伝達されるものとし、主桁に配置したスタッドは力の伝達を期待しないこととした。

3. 3 剛結部の設計

(1) 主桁

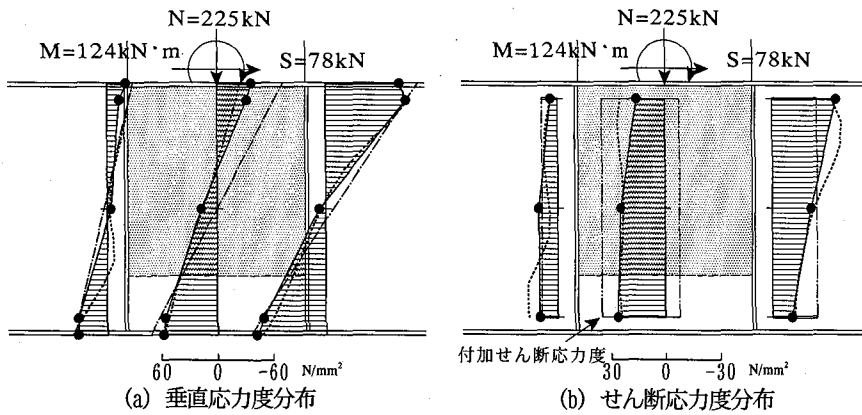
実験供試体主桁の応力度分布を、図－6 に示す。剛結部の鋼桁仕口断面では、実験値・FEM 解析値とも線形性を示し、梁理論値とも良好な一致を示している。ただし、RC 橋脚仕口断面に働く曲げモーメントは、偶力として働き、剛結部内にはラーメン構造特有の付加せん断力が作用したせん断応力度分布となる。



図－5 剛結部の鳥瞰図

表－6 鋼桁－RC 橋脚間の力の伝達機構

	軸力 N	曲げモーメント M	せん断力 S
伝達機構図			
伝達経路	経路 1 ($\sigma_G \cdot A_G = N/2$) RC 橋脚→下フランジ→鋼桁 ※鋼－コンクリート間の支圧 経路 2 ($P_F = N/2$) RC 橋脚→コンクリート→孔あきダイヤフラム（孔あき垂直補剛材）→横桁→鋼主桁 ※横桁の曲げ剛性 A_G : 下フランジ支圧面積	引張力 ($P_{FT} = M/D$) RC 橋脚→主鉄筋→コンクリート→孔あきダイヤフラム（孔あき垂直補剛材）→横桁→鋼主桁 ※横桁の曲げ剛性 圧縮力 ($P_{FC} = M/2D$, $\sigma_G \cdot A_G = M/2D$) 軸力と同様に経路 1, 2 から伝達 D : 橋脚橋軸方向幅	RC 橋脚－孔あきダイヤフラム－横桁－鋼主桁 ※ 2 枚の横桁を上下フランジとする合成断面の曲げ剛性



(a) 垂直応力度分布 (b) せん断応力度分布

●: 実験値 ---: FEM解析値 —: 梁理論値

図-6 鋼主桁の応力度分布 (設計荷重作用時)

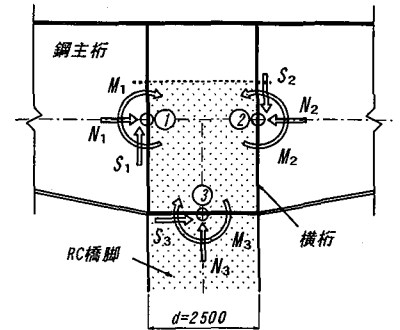


図-7 剛結部の断面力

なお、剛結部における鋼主桁の設計を、主桁-RC 橋脚の軸線の交点における断面力を用いて鋼単独断面として行うことは、合成作用を見込めることから不合理なものとなる。

これらのことから、剛結部における主桁の設計は、図-7に示すような断面力に対して垂直およびせん断応力度を算出し、さらに、RC 橋脚に働く曲げモーメント M_3 によって作用する偶力 $Q (=M_3/D$ せん断力) を足し合わせて照査することとした。

すなわち、

$$\sigma < \sigma_a \quad \cdots(1)$$

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 < \tau_a \quad \cdots(2)$$

$$(\sigma/\sigma_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 < 1.2 \quad \cdots(3)$$

ここに、 σ : N_1 , M_1 および N_2 , M_2 によって作用する鋼主桁の垂直応力度

σ_a : 許容引張、曲げ圧縮応力度

τ_1 : S_1 および S_2 によって作用する鋼主桁のせん断応力度 ($=S_1/A_w$, S_2/A_w)

τ_2 : M_3 によって作用する付加せん断応力度 ($=Q/A_w$)

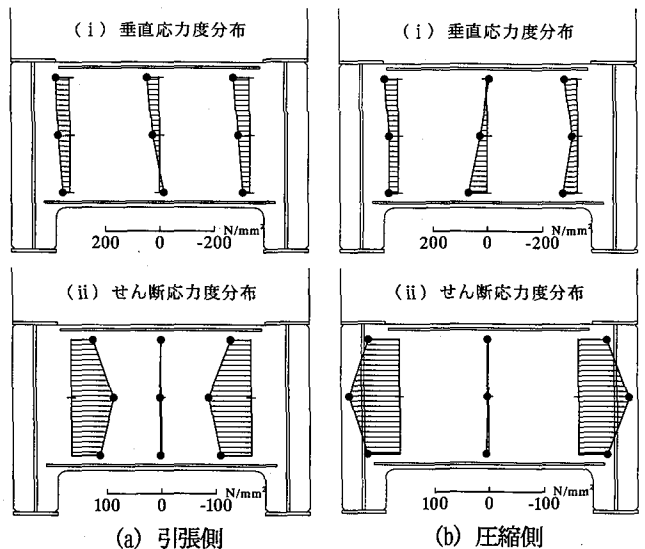
τ_a : 許容せん断応力度

(2) 横桁

縮小模型を用いた正負交番繰返し载荷実験における横桁の発生応力度は、以下に示すような分布を呈した (図-8 参照)。

- 1) 主桁間隔を支間とする固定梁に等分布荷重が作用した場合の応力分布形状である。
- 2) 発生応力度から固定梁に作用する荷重を逆算して算出した横桁の荷重伝達の割合は、RC 橋脚の合力が引張、圧縮に関わらず、ほぼ同程度である。
- 3) 横桁の荷重伝達に寄与する割合は、弾性範囲内では低いものの、RC 橋脚の主鉄筋が降伏した時点 (+1 δ 载荷時) で 60% 程度となる。

以上の実験結果から、横桁が剛結部の荷重伝達に寄与する割合、またその力の流れを明確に定義づけることは、



(a) 引張側 (b) 圧縮側

図-8 横桁の応力度分布 (+1 δ 载荷時)

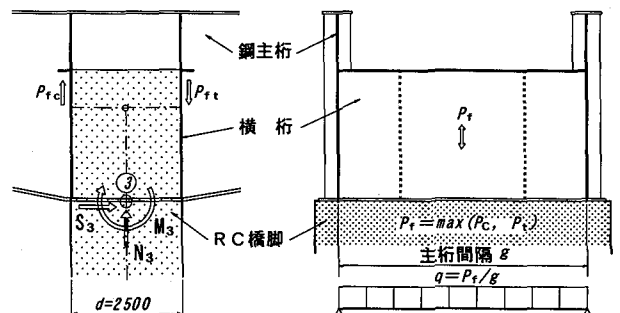


図-9 横桁への作用荷重

困難である。したがって、横桁の断面設計は、既往の設計基準⁷⁾を参照し、安全側の配慮のもとに行うこととした。

すなわち、「3.2 力の伝達」で仮定したとおり、式(4)から求まる等分布荷重 q が、図-9に示すような主桁間隔を支間とした単純梁に作用するものとして、引張側については設計断面力のすべてを横桁で受け持ち、圧縮側についてはその 1/2 を受け持つものとして横桁断面を設計することとした。

$$q = P_f / g \quad \cdots(4)$$

ここに、 P_f : 横桁の設計断面力

$$P_f = \max(P_c, P_t) \quad \cdots(5)$$

圧縮側の横桁に作用する断面力 P_c :

$$P_c = \frac{N_3 / 2 + M_3 / d}{2} \quad \cdots(6)$$

引張側の横桁に作用する断面力 P_t :

$$P_t = \frac{N_3}{2} - \frac{M_3}{d} \quad \cdots(7)$$

(3) RC 橋脚

剛結部の主桁フランジに RC 橋脚の主鉄筋を貫通させることは、施工性が著しく悪くなるだけでなく、橋梁の出来形管理にも影響を及ぼすこととなる。したがって主鉄筋は一切下フランジを貫通させないこととした。ただし、橋軸直角方向の曲げモーメントに対する主鉄筋は、全量切断されることから、十分な定着長（ラップ長）を確保して、主桁フランジの内側に配置することとした（図-4 参照）。

本橋で採用した剛結構造は、RC 橋脚を主桁・横桁で囲む構造としていることから、剛結部内では、基本的に帯鉄筋は不要となる。また、横桁間に設けたダイヤフラムは、中間帯鉄筋の役割を果たすこととなる。

弾性範囲内の RC 橋脚仕口部では、図-10 に示すように、主桁近傍の鉄筋やコンクリート表面に応力集中現象が認められるものの、初期降伏時における鉄筋応力度に応力集中は見られず、また、主桁直下のコンクリートも、初期降伏時に支圧破壊することはなかった。

また、2. 3 節でも述べたように、RC 橋脚主鉄筋の降伏荷重や保有水平耐力についても、設計計算値を上回る実験値が得られている。

これらのことから、剛結部における RC 橋脚は、一般部と同様に、平面保持が成り立つものとして、設計を行うこととした。また、剛結部内の帯鉄筋や中間拘束筋の配置は行わないこととした。ただし、主桁直下のコンクリートで生じる応力集中に対して、支圧破壊が生じないように、設計上の配慮から支圧に対する補強筋を配置することとした。

(4) ずれ止めの設計

RC 橋脚から横桁への力の伝達は、孔あきダイヤフラムおよび孔あき垂直補剛材によって行われるものとした。剛結部内の孔あき鋼板に作用するせん断力の方向は合成桁のように単一方向ではなく、鋼板面内のあらゆる方向に作用する。孔あき鋼板は、孔内に充填されたコンクリートに生じる支圧応力が鋼板に作用して機能するずれ止め形式である。

そこで、この様な孔あき鋼板のせん断強度特性を把握するため、コンクリートの打設方向に着目した引抜き試験を実施した⁸⁾。この試験結果、およびレオンハルトらの研究⁹⁾を参照して誘導した孔あき鋼板のせん断耐力の強度式を以下に示す¹⁰⁾。

終局せん断耐力 Q_u :

$$Q_u = 0.9d^2\sigma_{ck} \quad \cdots(8)$$

ここに、

d : 孔径、

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度。

許容せん断耐力 Q_a は、コンクリート強度に依存した式であることから、式(8)に安全率 3 を考慮することとした。

レオンハルトらは、孔あき鋼板の耐力を式(8)に示すようなコンクリートジベルのせん断耐力として決定するためには、孔間の鋼板のせん断降伏や孔内コンクリートの支圧破壊が生じないようにしなければならないこととしている。本橋剛結部に用いる孔あき鋼板についても同様な条件式を適用すると、孔の最小間隔、および最小板厚を定義できる。

孔間の鋼板のせん断降伏荷重 $Q_{u,s}$:

$$Q_{u,s} = A_s \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \frac{100}{40} = 1.44A_s\sigma_y \quad \cdots(9)$$

孔内コンクリートの支圧破壊荷重 $Q_{u,b}$:

$$Q_{u,b} = 7.2\sigma_{ck}dt \quad \cdots(10)$$

$Q_u < Q_{u,s}$, $Q_u < Q_{u,b}$ より、

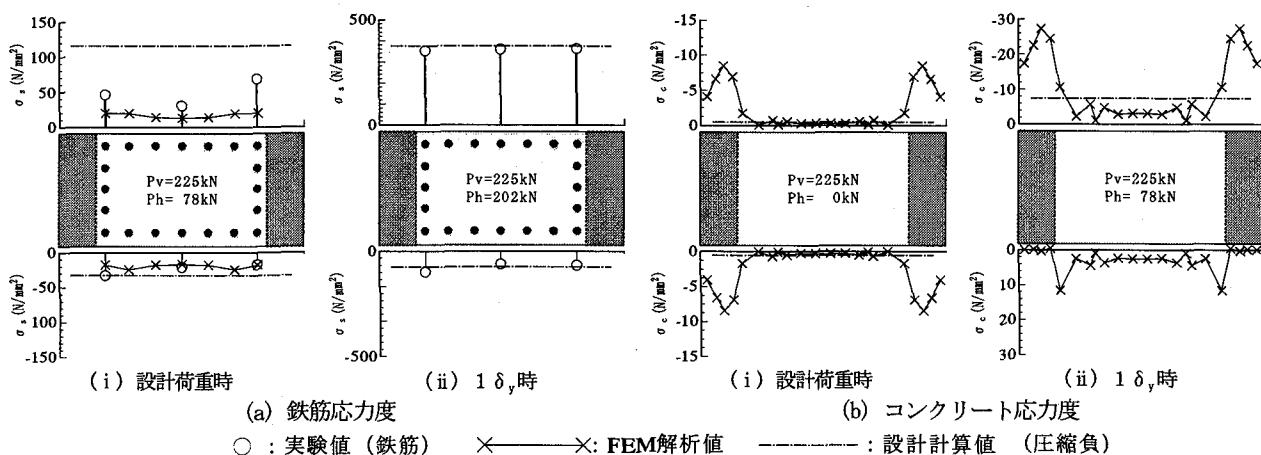


図-10 RC 橋脚の応力度分布

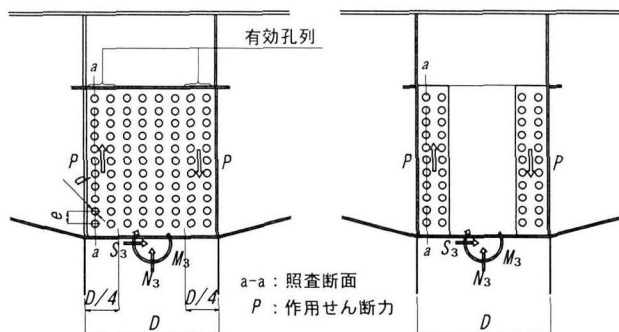


図-1 1 孔あき鋼板に作用するせん断力と照査断面

$$A_s > 0.63d^2 \sigma_{ck} / \sigma_y \quad \cdots(11)$$

$$d/t < 8.0 \quad \cdots(12)$$

ここに、

A_s : 孔間の鋼板断面積 (= $t(e-d)$)

σ_y : 鋼材の降伏強度

t : 鋼板厚

さらに、文献 9)では、孔内コンクリートを 3 軸圧縮応力状態に保つことも必要条件としている。すなわち、鋼-コンクリート間の荷重伝達の際に生じる鋼板とコンクリート間とを引き剥がそうとする力に対して、鉄筋で抵抗することとしている。合成桁などでは、鋼板に対して垂直方向に鉄筋(横方向拘束筋)を配置することとなる。しかし、剛結部では孔あき鋼板を取巻くコンクリートが拘束された部位であることを考慮し、横方向拘束筋、すなわち帯鉄筋は配置しないこととした。

式(8)で示した強度式は、式(11)、(12)の条件を満足する試験体を用いて行われた既往の試験結果と比較しても十分安全であることが確認されている¹⁰⁾。

孔あき鋼板は、式(5)に示した RC 橋脚から横桁に伝達される力 P_f に対して(図-9 参照)、必要孔数 N_{req} を算出し、ダイヤフラムおよび垂直補剛材に配置している。ただし、ダイヤフラムの有効孔は、図-1 1 に示したように横桁間の 1/4 程度を考慮している。

$$N_{req} = P_f / Q_a \quad \cdots(13)$$

さらに、孔あきダイヤフラムおよび孔あき垂直補剛材に対して、せん断応力度の照査を行っている。ダイヤフラムの有効孔および垂直補剛材の全孔で均等にせん断力を分担するものとし、せん断応力度の照査を次式で行う。

$$\tau = P / A_d < \tau_a \quad \cdots(14)$$

ここに、 P : 照査部材に作用するせん断力

$$P = P_f \frac{\text{照査部材の孔数}}{\text{荷重伝達に寄与する孔数}} \quad \cdots(15)$$

A_d : 照査断面の純断面積(孔引きを考慮)

τ_a : 鋼板の許容せん断応力度

また、孔あきダイヤフラムは、橋脚仕口部のせん断力 S_3 に対しても伝達に寄与するため、次式によって足し合せの照査を行う。

表-7 剛結部コンクリートの配合

粗粒材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水粉比 W/P (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量 (kg/m ³)					
					粉体 P セメント C	膨脹材 B	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 AE 減水剤 AE
20	10	5.0	48.5	43.5	317	30	168	760	996	3.47

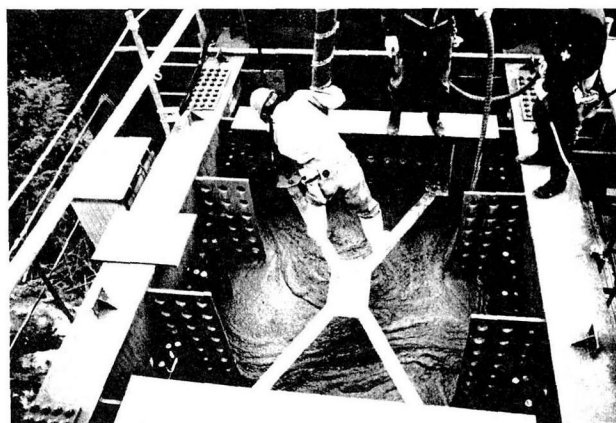


写真-1 剛結部コンクリートの打設状況

$$\sqrt{p^2 + (S_3 / N_D)^2} < Q_a \quad \cdots(16)$$

ここに、

p : 孔 1 個あたりに作用するせん断力

N_D : ダイヤフラムの全孔数

主桁下フランジや腹板など、設計計算上、荷重伝達を期待しない部材に対しては、鋼-コンクリート間の剥離の防止にスタッドを用いることとした。このときのスタッド必要本数 N_{sreq} は、コンクリートが負担できる平均せん断応力度をスタッドで確保できるように決定することとし、次式を用いて算出している。

$$N_{sreq} = A_{CG} \tau_{ca} / Q_{sa} \quad \cdots(17)$$

ここに、

A_{CG} : 主桁腹板とコンクリートの接触面積

τ_{ca} : コンクリートが負担できる平均せん断応力度(道示Ⅲ2.3.1)

Q_{sa} : スタッドの許容せん断力(道示Ⅱ9.5.6)

4. 剛結部の施工

今別府川橋は、鋼 2 主桁の複合ラーメン橋であり、橋脚周辺部の施工ヤードのみを用いた張出し架設工法の開発により、山岳部での架設を可能としている(図-1 2 参照)。

鋼桁と RC 橋脚との剛結部の施工は、橋脚周囲のヤードに据付けたトラッククレーンで行った。まず、橋脚天端の目粗し、配筋を行い、位置調整用の据付架台を設置した後、中間支点の主桁・横桁を単材架設する。主桁位置の調整、型枠施工後、表-7 に示す配合のコンクリートをポンプ車により打設する(写真-1 参照)。

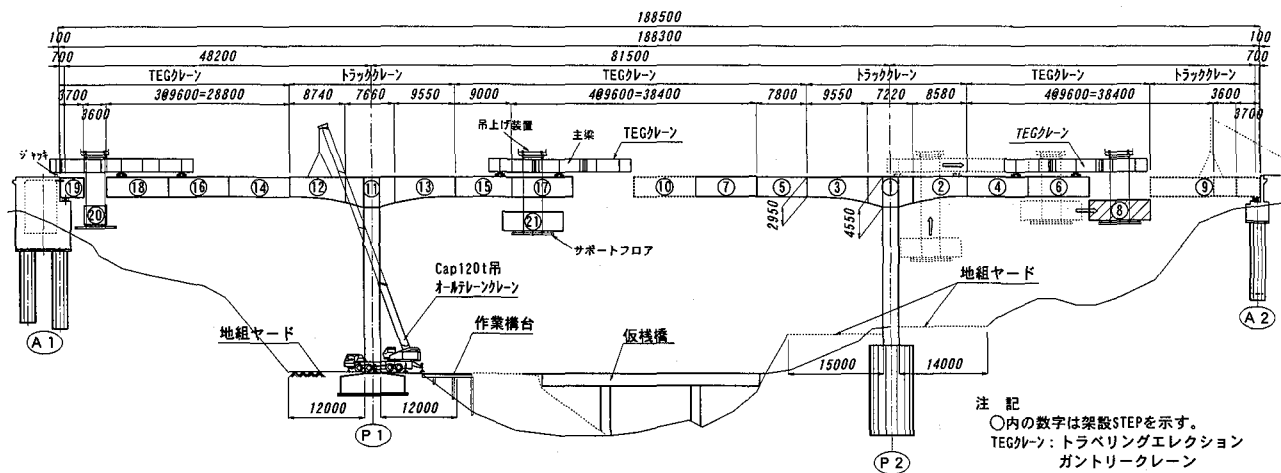


図-12 鋼桁の施工要領

養生完了後、脚を挟んで左右の主桁を単材架設し、張出し架設に用いる架設機材トラベリング・エレクトリオン・ガントリー（以下、TEG クレーンという）を桁上で組立て、サイクル架設に入る。TEG クレーンを片側にのみ張出した架設工法であることから、このとき、剛結部には大きな曲げモーメントが働く。主桁架設の度に剛結部には比較的大きな曲げモーメントが発生するため、剛結部の応力性状の確認、特に、RC 橋脚の鉄筋応力度のチェックは、本架設工法の安全管理に効果を発揮した。

なお、架設工法の詳細については文献 4)、5)を参照されたい。

5. 剛結部の応力測定

架設時の品質管理、および剛結部の設計に際しての仮定の妥当性を検証するため、張出し架設時に実橋の剛結部の応力測定を実施した。

5.1 計測要領

剛結部の応力測定は、コンクリート打設直前から開始し、主桁の張出し架設～床版敷設完了まで、継続的（2時間ピッチ）に常時計測を実施した^{11), 12)}。さらに、主桁の張出し架設時には、綿密な計測を行い、現場における管理値にするとともに、各架設段階における剛結部近傍の応力性状を確認することとした。

応力測定箇所は、RC 橋脚の主鉄筋、コンクリート表面、主桁、および横桁とした。また、主桁および剛結部内のコンクリート温度についても計測することとした。

5.2 温度の計測結果

剛結部における主桁および剛結部内のコンクリート温度を、図-13に示す。

剛結部内のコンクリート温度は、打設と同時に上昇し、約2日でピークに達する。ピーク値は P1 橋脚で約 65 度、P2 橋脚で 62 度程度となった。コンクリート内部の温度の日変化はほとんどなく、20 度前後を推移してい

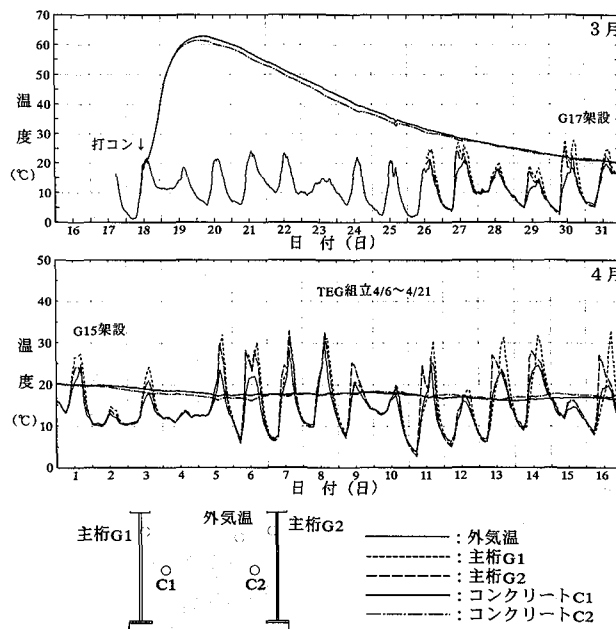


図-13 温度の推移 (P2 側)

る。コンクリート内部の温度はほぼ日平均気温を推移していることとなる。

主桁温度は日照の影響を受け、外気温に応じた温度変化を呈する日もあれば、ピーク値が2回ある日もある。また、G1 桁と G2 桁とでピーク値を示す時間が異なる場合もある。さらに、外気温の変化が大きい日（晴天の日）は、主桁温度が外気温より大きくなり、40度を超えるようなこともあり、複雑な温度性状を示している。なお、外気温と主桁温度は毎日、午前5～6時にほぼ一致する。

5.3 主桁張出し架設時における応力度

主桁張出し架設時における剛結部の応力性状を確認するため、各部についての長期のひずみ計測を実施した。なお、各ひずみ値は、主桁と橋脚との温度差、部材相互の拘束など、温度変化に応じて種々変化する。この影響を完全に除去したひずみの整理は、複雑かつ困難なものであることから、以下に示す各部の応力度は、温度変化

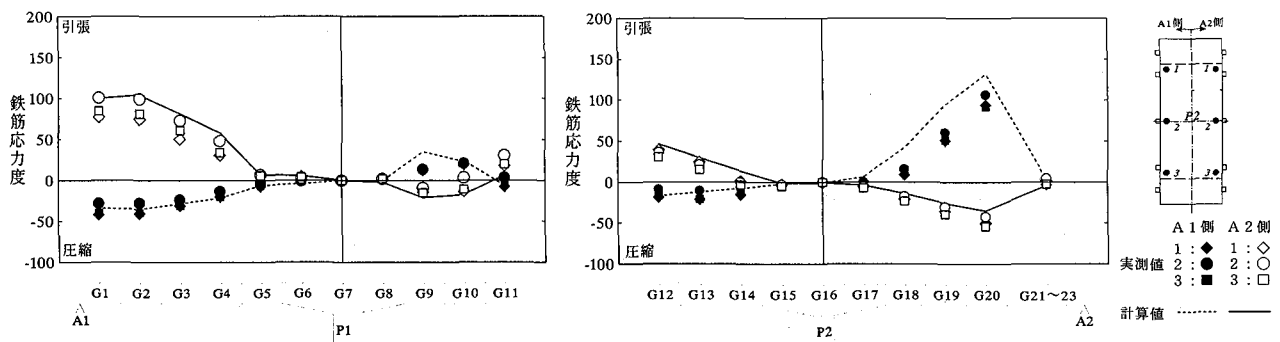


図-14 鉄筋応力度の推移 (単位: N/mm^2)

による挙動を含んだ生値を用いて算出し、剛結部の安全性について議論することとした。

(1) RC 橋脚の応力度

各主桁の張出し架設系における鉄筋応力度の最大値をプロットし、図-14に示す(下フランジから約 650 mm 下方の断面)。同図には引張側コンクリートを無視して求めた設計計算値も付記している。

引張側鉄筋応力度は、作用曲げモーメントが大きい架設系において、計算値に比べて小さめの値を示す。実構造では、引張コンクリートも多少抵抗すること、計算値はあくまで橋脚に曲げひび割れが発生した位置での応力度であることなどから、このような挙動を示している。圧縮側鉄筋応力度は、計算値と比較して若干大きめ、または同程度の値を示している。

鉄筋応力度の断面方向の分布は、主桁近傍のみが高くなるような挙動も見られず、平面保持が成り立つものとした RC の断面計算は、妥当なものであることが確認できた。

次に、架設ステップ8(主桁 G20 ブロック架設、図-12斜線部)において、主桁吊上げ前を初期値(0)としたときの最大張出し時に発生する剛結部の応力度分布の実測値を設計計算値および弾性 FEM 解析値(引張コンクリート有効)と比較する。架設ステップ8は、本橋架設時において剛結部に最大断面力が発生する架設ステップである。

鉄筋応力度、および下フランジから約 100 mm 下方のコンクリート応力度分布を、図-15に示す。前述したように、圧縮鉄筋の実測応力値は設計計算値と良好な一致を示し、引張鉄筋では設計計算値に比べて小さい実測値を示している。鉄筋応力度の FEM 解析値は完全弾性体として解析されていることから、設計計算値や実測応力度と比較して小さな値を示す。また、主桁近傍において多少卓越する応力分布形状を呈している。

圧縮側のコンクリート応力度は、主桁 G1 直下で設計計算値 -4.9 N/mm^2 に対して、 -10.6 N/mm^2 (2.2 倍) と大きな応力集中を示している。また、主桁 G2 直下では、 -5.4 N/mm^2 (1.1 倍) となり、FEM 解析値とよく一致している。この部位は、温度変化に対して非常に敏感で

あることが、常時の計測結果から確認されている。また、剛結部に作用する曲げモーメントは、架設ステップごとに交番し、曲げひび割れの開閉が繰り返されることから、正確な値を判読することは困難である。特に大きな応力度を示しているものについては、温度変化の影響を大きく受けていることも考えられる。引張側のコンクリート応力度が、圧縮の値を示していることもこれらを裏付けることになる。

なお、主桁直下における圧縮側コンクリートの応力に関しては、完成系を対象とした FEM 解析(ヤング係数比 $n=7$)では、最大 -15 N/mm^2 程度が生ずることとなるが、今回の実測値と FEM 解析値との差異を考慮しても、コンクリートの圧縮基準強度に対して十分に安全を有しているものと考えられる。

(2) 鋼主桁の応力度

前節と同様に、架設ステップ8に着目した場合の鋼主桁の応力度分布および主応力を、設計計算値や FEM 解析値とともにプロットし、図-16に示す。

腹板位置の垂直応力度は設計計算値や FEM 解析値と良好な一致を示し、上フランジの垂直応力度は若干小さめの値を示している。腹板のせん断応力度は、FEM 解析値が小さな値を示しているが、RC 橋脚の曲げモーメントによって作用する付加せん断力を考慮した設計計算値の範囲内に実験値は位置しており、設計法の妥当性が確認できた。

ただし、下フランジ位置の垂直応力度および下側腹板の主応力度が設計計算値や FEM 解析値と比べて大きな値を示している。主桁の折れ点であること、RC 橋脚に支持された剛な領域から近いことなどから局部的に板曲げが作用し、このような分布を呈したのと考えられる。ただし、断面決定時の断面力が鋼主桁に作用したとしても、局部的に発生する応力集中が降伏応力度に達しないことを確認している。また、この様な応力集中の発生部位では、供用後において自動車荷重の繰返し载荷に伴い疲労亀裂の発生が予想されるが、影響線载荷による活荷重応力振幅は疲労限界以下であり、疲労安全性を有していることを確認している。

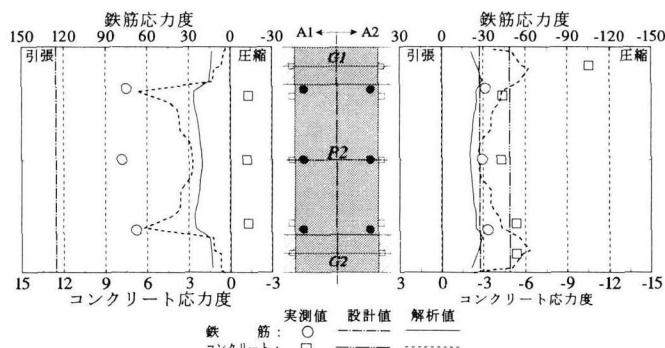


図-1 5 RC 橋脚の応力度分布 (単位: N/mm^2)

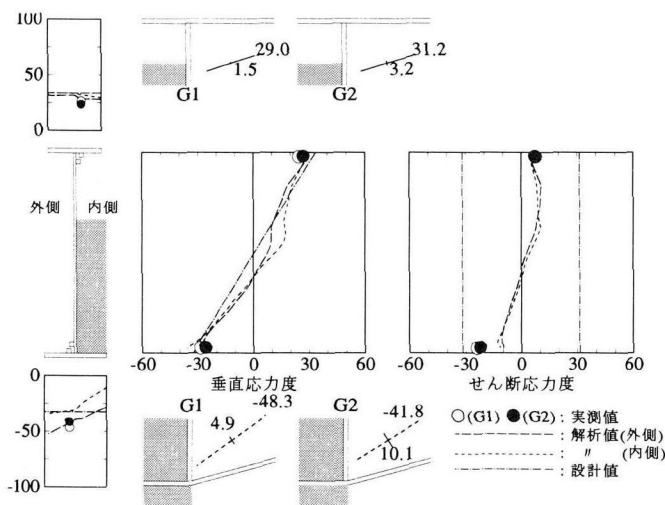
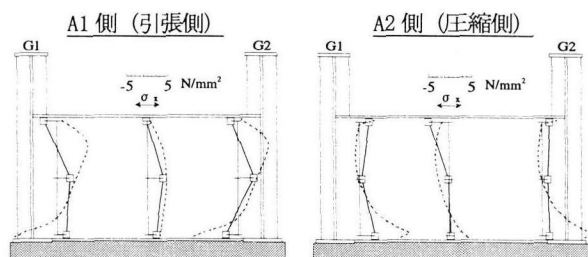
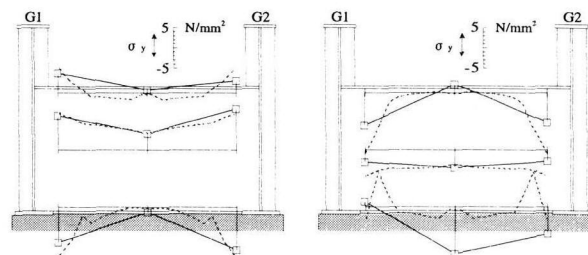


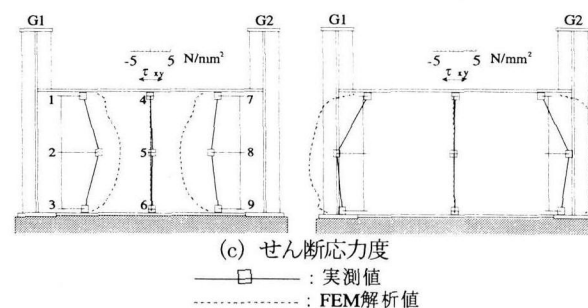
図-1 6 鋼主桁の応力度分布 (単位: N/mm^2)



(a) 垂直応力度 (水平方向)



(b) 垂直応力度 (鉛直方向)



(c) せん断応力度

図-1 7 横桁の応力度分布

(3) 横桁応力度

前節と同様に、架設ステップ8に着目した場合の横桁の応力度分布を FEM 解析値とともにプロットし、図-1 7 に示す。

横桁に発生する水平方向の垂直応力度は、中央で三角形分布を示しておらず、応力値も小さな値である。また、A1 側と A2 側とで、対称な分布形状も示していない。ただし、FEM 解析値、および鉛直方向の垂直応力度やせん断応力度の実測値は、A1, A2 側とで正負逆対称の分布形状を示している。

FEM 解析値の水平方向垂直応力度やせん断応力度の分布形状から判断すると、設計で仮定したとおり、主桁間を支間とする梁に等分布荷重が作用した応力状態に近い。実測応力度では、せん断応力度分布のみ設計仮定どおり主桁近傍で正負の等分布、中央で0を示している。ただし、これらの値は設計値に比較して非常に小さい。模型実験時とは異なり、主桁腹板や下フランジにスタッドを溶接したこと、位置調整用の据付架台が剛結部の下に埋め込まれていることなどが、原因として考えられるが、いずれにしろ、実測値は安全側の値を示した。

その他の主桁架設系においても、架設ステップ8と多少の相違はあるものの基本的には同様な傾向を示した。

(4) 応力測定結果のまとめ

架設時における剛結部の応力測定結果を要約して、以下に示す。

- 鉄筋応力度は、設計計算値と比べて引張側で小さめ、圧縮側ではほぼ同程度の値を示し、設計上の仮定が妥当であることが確認できた。
- コンクリート応力度は、FEM 解析で予想した以上の応力集中が主桁直下において生じたが、設計基準強度に対する安全性に問題のないことが確認できた。
- 主桁応力度は、下フランジ位置で若干の応力集中が見られたが、その他は設計計算値と良好な一致を示した。応力集中部について、供用後の疲労安全性を検討した結果、問題のないことを確認できた。
- 横桁の発生応力は小さめの値を示したが、設計で仮定したように、主桁間隔を支間とする梁として抵抗していることが確認できた。
- 応力測定結果から、鋼桁-RC 橋脚間の力の伝達が、円滑に行われていることが確認できた。

6. あとがき

本論文では、剛結部の縮小模型を用いた正負交番繰返し載荷実験について述べるとともに、この実験結果を基

に立案した東九州自動車道今別府川橋の剛結部の設計方針について詳述した。また、今別府川橋は、わが国で初めてとなる鋼2主桁の張出し架設工法を用いた複合ラーメン橋であることから、張出し架設時の現場応力測定結果からも、剛結部の設計方針の妥当性についても論じた。

鋼2主桁複合ラーメン橋は、耐震性の向上、工事費・維持管理費の軽減が期待できる橋梁形式であることから、今後、張出し架設に限らず、TCベント工法を用いた高架橋などにおいても多く採用されるものと考ええる。本論文が、今後施工される複合ラーメン橋や、新たな複合構造の開発の一助として役立てば幸いである。

最後に、本橋の設計・架設を通して、日本道路公団・2主鋼桁の張出し架設工法に関する技術検討委員会（委員長 九州大学 彦坂熙教授）、ならびに、鋼2主桁複合ラーメン橋の剛結部に関する技術検討委員会（委員長 埼玉大学 町田篤彦教授）の委員の方々には、多くのご助言、ご指導を頂いた。ここに、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) たとえば、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 剛結部の構造と力学性状について、構造工学論文集，Vol. 43A，土木学会，pp.1367-1374，1997.3.
- 2) たとえば、高橋昭一、志村 勉、橋 吉宏、小西哲司：PC 床版2主桁「ホロナイ川橋」の設計および解析・試験検討、橋梁と基礎，Vol. 30，pp. 23-30，1996.2.
- 3) 渡辺将之、明橋克良：ずれ止め形式に孔明鋼板を用いた複合ラーメン剛結部の交番繰返載荷実験，第54回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-A148，平成11年9月.
- 4) 中村和則、今泉安雄、兼重 寛、中東剛彦、佐々木保隆、小川尊直：今別府川橋の設計・施工、橋梁と基礎，Vol. 34，pp.2-9，2000.12.
- 5) Hikosaka H., Akehashi K., Sasaki Y., Agawa K. and Huang L.: Construction of Steel Girder Bridge Rigidly Connected to Concrete Piers with Perfobond Plates, Current and future trends in bridge design, construction and maintenance 2, Thomas Telford, London, pp. 166-174, 2001.
- 6) 佐々木保隆、平井 卓、明橋克良：カンチレバー架設工法を適用した鋼・コンクリート複合ラーメン橋の提案，第52回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-A145，pp.288-289，1997.9.
- 7) 日本道路公団：設計要領第二集，橋梁建設編，9章複合構造，平成10年7月.
- 8) 永田 淳、明橋克良、渡辺将之：コンクリートの打設方向を考慮した孔明鋼板引抜試験，第54回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-A149，平成11年9月.
- 9) Leonhardt F., Andrä W., Andrä H. P. and Harre W.: Neues vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, BETON-UND STAHLBETONBAU，pp. 325~331, 1987.12.
- 10) 明橋克良、永田 淳、木水隆夫、西川孝一：コンクリートの打設方向を考慮した孔あき鋼板の力学的挙動に関する研究，鋼構造論文集，Vol. 8，No. 31，日本鋼構造協会，pp.81-87，2001.9.
- 11) Huang L., Hikosaka H., Shimozono M., and Akehashi K.: Behavior and Design of Steel Girder-to-Concrete Column Connection for a Cantilever-Construction Highway Bridge, Proceedings of Symposium on Connections between Steel and Concrete, RILEM, Stuttgart, pp. 982-991, 2001.9.
- 12) 明橋克良、小幡大輔、今泉安雄：鋼2主桁複合ラーメン橋「今別府川橋」剛結部の主桁張出し架設時における応力測定，第56回土木学会年次学術講演会講演概要集，CS2-027，2001.10.

(2001年9月14日受付)