

# (19) 複合ラーメン橋のコンクリート充填鋼殻剛結部における水平交番載荷実験

長山 秀昭<sup>1</sup>・中西 克佳<sup>2</sup>・半浦 剛<sup>3</sup>・勝俣 征也<sup>4</sup>・長坂 秀一<sup>5</sup>  
江本 賢治<sup>6</sup>・佐藤 靖彦<sup>7</sup>・上田 多門<sup>8</sup>

<sup>1</sup>正会員 JFE技研(株)土木・建築研究部 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町1番1号)  
E-mail: h-nagayama@jfe-rd.co.jp

<sup>2</sup>正会員 JFE技研(株)土木・建築研究部 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町1番1号)  
E-mail: ka-nakanishi@jfe-rd.co.jp

<sup>3</sup>正会員 和光技研(株) 地域開発部 (〒064-8507 札幌市中央区宮の森3条1丁目3-15)  
E-mail: han-ura@wako-giken.co.jp

<sup>4</sup>正会員 和光技研(株) (〒064-8507 札幌市中央区宮の森3条1丁目3-15)  
E-mail: s.katsumata@wako-giken.co.jp

<sup>5</sup>非会員 和光技研(株) 地域開発部 (〒064-8507 札幌市中央区宮の森3条1丁目3-15)  
E-mail: s.nagasaka@wako-giken.co.jp

<sup>6</sup>非会員 北海道大学 大学院工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)  
E-mail: emoto@eng.hokudai.ac.jp

<sup>7</sup>正会員 北海道大学助教授 大学院工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)  
E-mail: ysato@eng.hokudai.ac.jp

<sup>8</sup>正会員 北海道大学教授 大学院工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)  
E-mail: ueda@eng.hokudai.ac.jp

近年、合理的かつ経済的である上下部剛結型の複合ラーメン橋が注目されている。本研究では、鋼床版を用いた複合ラーメン橋における新しいタイプの剛結部構造の力学的特性を把握するため、縮尺約1/2モデルの水平交番載荷実験を行った。その結果、剛結部の荷重伝達機構ならびに十分な耐荷力を有することを確認して、設計法確立のための基礎資料を得るとともに、3次元有限要素解析による比較検証のためのシミュレーションデータとしている。

**Key Words :** composite rigid frame bridge, rigid connection, concrete filled steel shell

## 1. はじめに

架橋条件により桁高制限を受ける都市部の中小河川の橋梁では、合成桁、あるいは合成床版桁の単純桁方式が採用される例が多い。しかし、軟弱地盤で支持層が深い場所では、長尺の基礎杭を必要とするため、経済性、耐震性を考慮すると、上部工の重量を可能な限り小さくし、橋脚、基礎杭などの下部工費を軽減できる構造が望まれる。これらの要求に応える構造形式として、上下部一体型の複合ラーメン形式の橋梁が注目されている<sup>1,2)</sup>。

筆者らは、上部工重量を小さくできる鋼床版桁と橋台とを剛結した複合ラーメン橋に着目し、鋼桁の断面力を橋台に伝達する構造として、図-1 に示す簡易な剛結部構造について実験・解析的検討を行っている<sup>3)</sup>。本構造は、鋼桁をコンクリート充填鋼殻構造の橋台躯体に埋込み、剛結することにより桁高を小さくし、さらにコンクリート充填鋼管構造の基礎杭を橋台下部から貫入して一

体化することにより耐震性を高めるものである。

本研究では、この構造を実橋に適用することを想定して、荷重伝達機構の把握、設計荷重に対する安全性の検証、および設計法確立のための基礎資料を得ることを目的として、水平交番載荷実験を実施し、FEM解析によるシミュレーションデータとしている。

本文は、実橋の剛結部構造を模擬した模型供試体を用いて実施した水平交番載荷実験の結果について報告するものである。

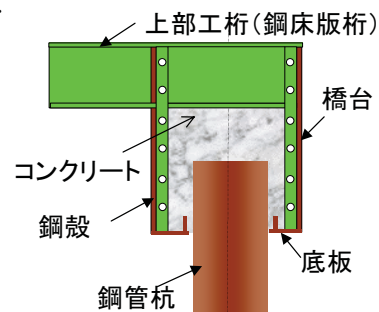


図-1 複合ラーメン橋の剛結部構造

## 2. コンクリート充填鋼殻の設計

コンクリート充填鋼殻構造の標準的な設計手法は確立されていない。したがって、近似する適切なモデルから既存の設計手法を用い断面寸法などを初期設計したうえで、その構造の妥当性の確認を行う必要がある。そこで、鋼管あるいはH形鋼などの形鋼をコンクリート断面内に配置したSRC橋脚<sup>4)</sup>を参考に、図-2の標準断面を設定した。そして、解析・実験結果により、構造の妥当性の検証を行い、今後の設計手法を提案する基礎資料とすることとした。

### (1) 主桁部の設計

上部工設計より決定される鋼床版桁断面を鋼殻内に埋め込み、前面板、背面板、ダイヤフラムと溶接する。

### (2) 前面板、および背面板の設計

- ① 立体フレーム計算より得られる剛結部に発生する断面力を用い、鋼材を鉄筋と見なし RC 部材として設計（設計荷重時）
- ② 施工時フレッシュコンクリート側圧の最大値を用い、垂直・水平リブにより固定された4辺固定板として設計（仮設時）
- ③ コンクリートとの付着力増加を期待して、垂直リブは、孔あき鋼板ジベル（PBL）とする。

### (3) 底板の設計

- ① 杭頭結合部に発生する水平支圧応力の合力が底板に引張力として作用するとみなし、断面を設計（設計荷重時）
- ② フレッシュコンクリートの鉛直圧に対し、縦・横リブにより固定された4辺固定板として設計（仮設時）

### (4) ダイヤフラムの設計

主桁からの作用力を確実に伝達することを考慮し、ダイヤフラムを各主桁直下に設置する。これは、鋼床版桁主桁からの荷重伝達を考慮し、主桁ウェブ断面と同等以上の板厚とする。

## 3. 水平交番載荷実験

### (1) 供試体の緒元

図-3には、供試体の概要図を示す。供試体は、実構造物の約1/2縮尺モデルとし、剛結部の荷重伝達機構を確認するために、主桁、橋台および杭を含むL型形状の供試体としている。鋼殻（1500L×1000W×1500H）、鋼床版主桁、リブ、ダイヤフラム等の剛結部の主要部材は、1/2縮尺としている。鋼管杭（φ406.4、板厚40.5mm）は、杭径を1/2縮尺し、頭部はずれ止め2段配置としている。ただし、板厚は、実際より厚肉とし塑性化しないようにした。

### (2) 実験ケース

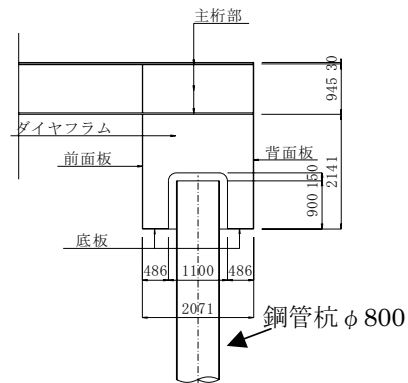


図-2 剛結部構造の標準断面（寸法単位：mm）

表-1 実験ケース

	鉛直載荷	水平載荷
ケースA	軸力なし	正負交番載荷
ケースB	一定軸力を載荷	正負交番載荷

実験ケースは、表-1の2ケースとする。ケースAは、軸力なしの状態、水平交番載荷する。さらに、終局状態を把握するため、破壊に至るまで載荷する。ケースBは、設計荷重（死荷重）に相当する軸力200kNを加えた状態で、水平交番載荷して設計法の妥当性を確認する。さらに、終局状態の把握のため、破壊に至るまで載荷する。

### (3) 実験方法

#### a) 載荷装置

図-4には、載荷装置の概要を示す。載荷実験として、剛結部構造を上下逆にして、軸力（200kN）を加えた状態、または軸力のない状態で、水平交番載荷を行う。載荷は、鉛直ジャッキと水平ジャッキの2台を用いて行う。荷重の符号はジャッキの押し側を正、引き側を負とする。水平荷重は、図中、左側から右側載荷がジャッキ押し側で正荷重である。鉛直荷重は、図中、下向きがジャッキ押し側で正荷重である。

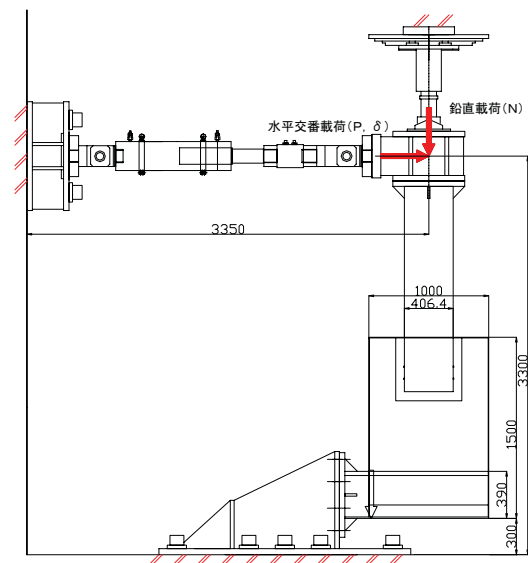


図-4 載荷装置の概要（寸法単位：mm）

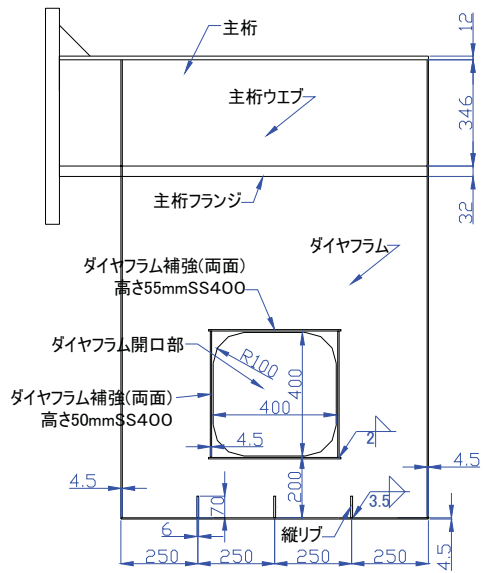
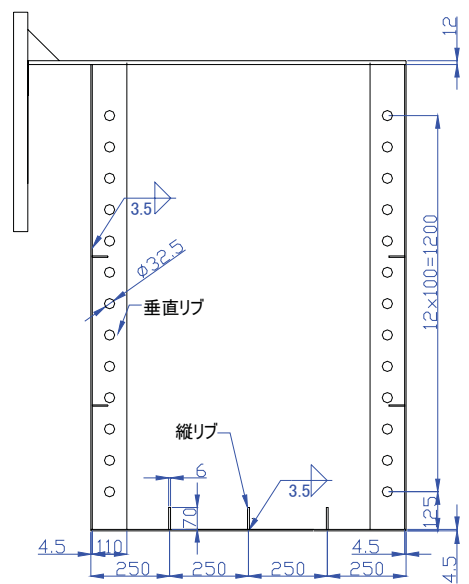
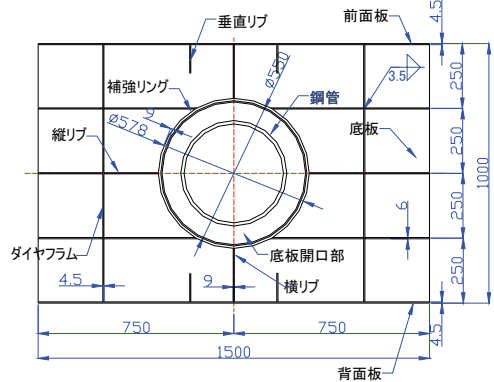
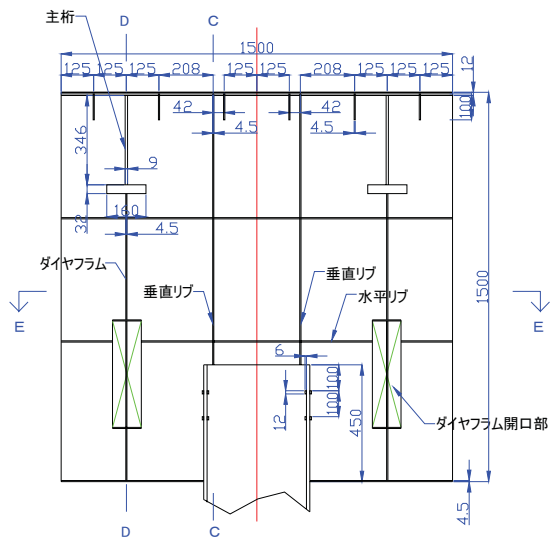
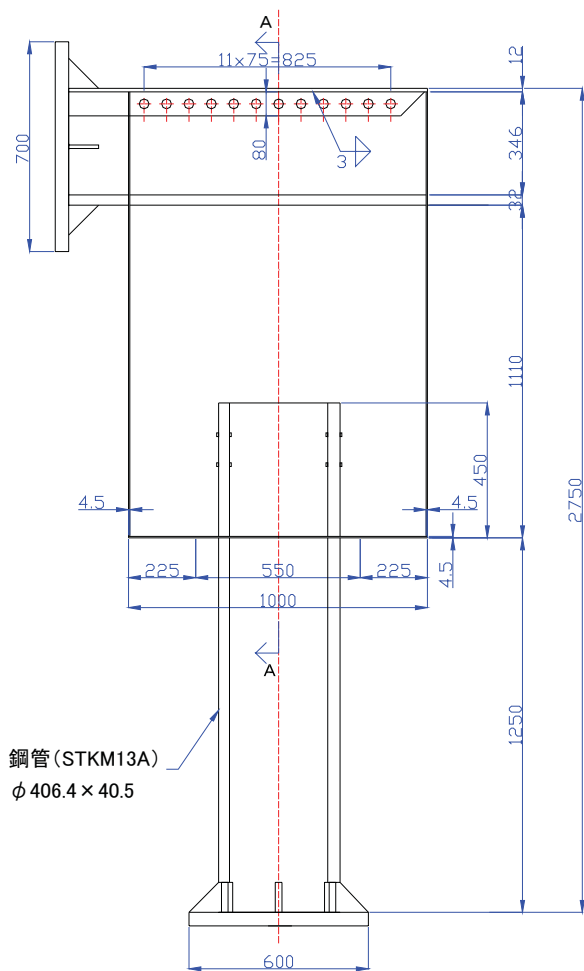


図-3 供試体 (寸法単位 : mm)

b) 剛結部の設計荷重に相当する荷重

立体フレーム計算から求められる剛結部の設計荷重に相当する載荷荷重を、表-2に示す。実物を縮尺1/2にモデル化するにあたって、応力、ひずみを等価にするために、鉛直力と水平力は実物の1/4、モーメントは1/8になるように設定した。

表-2 立体フレーム計算から求められる剛結部の設計荷重 (縮尺1/2模型に換算)

荷重ケース	鉛直力 N (kN)	水平力 P (kN)	モーメント M (kN・m)	備考
①常時	152.3	50.0	75.0	温度荷重考慮
②レベル1地震時	159.2	15.0	20.9	
③レベル2地震時	207.8	170.0	446.8	主桁下フランジ上面の断面力

c) 杭頭結合部の耐力に相当する荷重

道示に示される杭頭結合（A法）の場合の曲げ，せん断力作用時の応力照査式（図-5参照）を，式(1)に示す。

$$\sigma_{ch} = \frac{P}{DL} + \frac{6M}{DL^2} \leq \sigma_{ca} \quad (1)$$

ここに， $\sigma_{ch}$ および $\sigma_{ca}$ はコンクリートの支圧応力および許容支圧応力， $P$ は水平力， $M$ は曲げモーメント， $D$ は杭径（=0.4064m）， $L$ は埋込み長さ（=0.45m）である。

さらに， $M/P = A$  とすると，式(1)より，曲げモーメントは式(2)で与えられる。

$$M = \frac{\sigma_{ch} \cdot D \cdot L^2}{L/A + 6} \quad (2)$$

式(2)の支圧応力として，常時および地震時の許容支圧応力を，設計基準強度 $\sigma_{ck}$ （=24N/mm<sup>2</sup>）を用いて，それぞれ以下のように設定する。

- 常時 :  $\sigma_{ch} = \sigma_{ca} = 0.3 \sigma_{ck} = 7.2 \text{ N/mm}^2$
- レベル1地震時 :  $\sigma_{ch} = \sigma_{ca} = 0.45 \sigma_{ck} = 10.8 \text{ N/mm}^2$
- レベル2地震時 :  $\sigma_{ch} = 1.0 \sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$

また， $M/P = 1.5m$ （図-4 参照）とすると，曲げ耐力に相当する水平力は，以下のようになる。

- 常時 :  $M_a = 94.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ， $P_a = 62.7 \text{ kN}$
- レベル1地震時 :  $M_a' = 141.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ， $P_a' = 94.1 \text{ kN}$
- レベル2地震時 :  $M_u = 313.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ， $P_u = 209.0 \text{ kN}$

d) 荷重ステップ

図-6 には，荷重ステップの模式図を示す。荷重する水平荷重は，初期荷重として常時荷重±50kNを3サイクル，次に杭頭結合部の常時許容曲げ耐力相当荷重 $P_a = \pm 62.7 \text{ kN}$ を3サイクル荷重する。この時の発生変位を $\delta_a$ とし，以降変位制御で実施する。変位制御による荷重は， $\pm 2 \delta_a$ ， $\pm 3 \delta_a \dots$ と $1 \delta_a$ ずつ変位を大きくし1ステップ当たり3サイクルの交番荷重を荷重170kN（レベル2地震時の設計荷重）を超えるまで実施する。それ以降は1ステップ当たり1サイクルとし，終局状態に至るまで水平交番荷重を行う。

e) 使用材料の機械的性質

使用した鋼材，およびコンクリートの機械的性質を表-3，および表-4に示す。コンクリートは，呼び強度24N/mm<sup>2</sup>の早強コンクリートを用いて，各供試体について実験前後の2回実施した。

4. 実験結果および考察

(1) 剛結部の全体的な挙動

剛結部の全体的な挙動として，荷重点位置の水平荷重-水平変位曲線を図-7に示す。実験ケースA，Bともに，杭頭結合部の許容曲げモーメント相当荷重 $P_a$ （=62.7kN）時の変位 $\delta_a$ （=±3mm）を基準変位として， $\pm 2 \delta_a$ ， $\pm 3 \delta_a$ ， $\dots$ ， $\pm 10 \delta_a$ の荷重ループまで $\delta_a$ の整数倍で交番荷重した。次いで+12 $\delta_a$ の変位を与えた後，終局状態を把握するため，実構造における荷重作用方向と一致させることとし，ジャッキ引き側に最大荷重（荷重装置の限界荷重）まで単調増加で荷重した。図-7より，最大荷重（685kN）は，レベル2地震荷重170kNの4倍以上，またレベル2地震耐力209kNの3倍以上であり，剛結部は十分な耐力を保有していることが分かる。

また，ケースA（軸力無し）とケースB（軸力有り）とは，初期変位，最大荷重に達する水平変位，および最大荷重除荷後の残留変位が異なるものの，+12 $\delta_a$ までの荷重ループ形状はほぼ同等である。

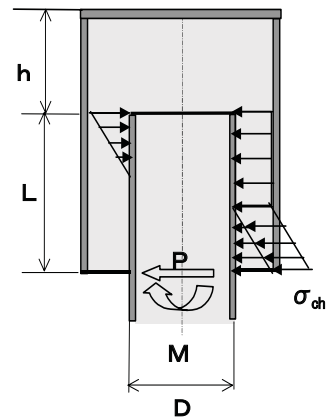
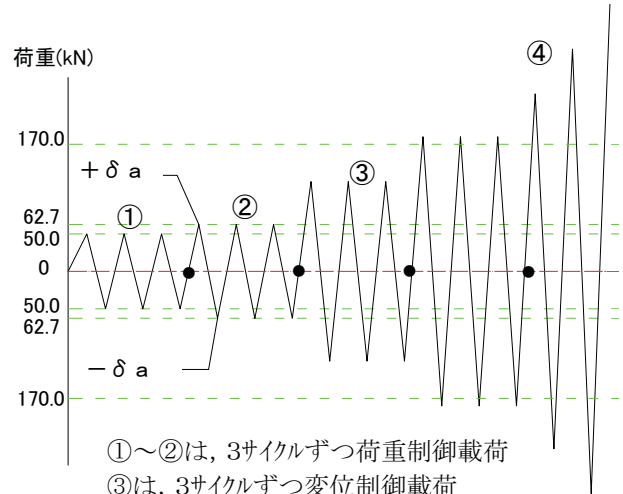


図-5 曲げ，せん断作用時の耐荷モデル



- ①～②は，3サイクルずつ荷重制御荷重
- ③は，3サイクルずつ変位制御荷重（ $\pm 2 \delta_a$ ， $\pm 3 \delta_a \dots$ ）
- ④ 荷重170kN以上は，1サイクルずつ荷重

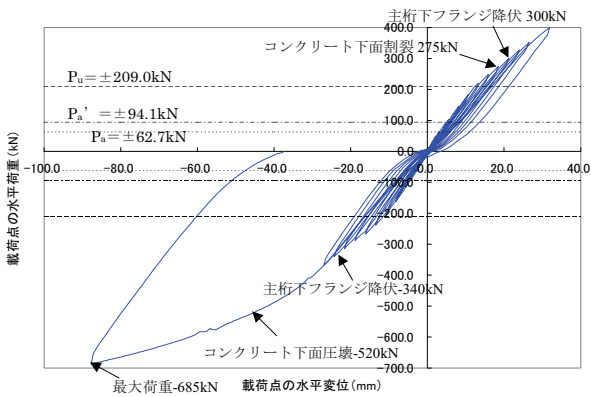
図-6 荷重ステップの模式図

表-3 鋼材の機械的性質

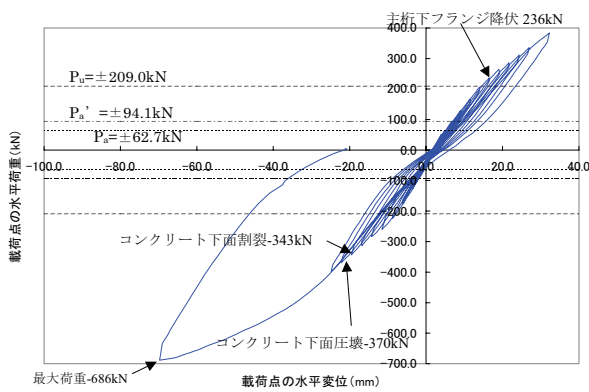
部材	規格	実測板厚 (mm)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
前面版・背面版・ダイアフラム・底板	SPA-H	4.49	371.7	504.7	191968	0.26
主桁ウェブ	SM490A	8.73	377.7	547.4	199992	0.28
デッキプレート	SM490A	11.65	368.9	554.7	196571	0.28
主桁下フランジ	SM490A	31.97	321.0	511.9	210103	0.28
鋼管	STKM13A	40.20	333.7	495.8	203489	0.29

表-4 コンクリートの機械的性質

供試体	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
A	7(実験前)	22.7	2	23.3	0.21
	7(実験後)	23.3	—	—	—
B	6(実験前)	19.6	—	19.1	0.2
	7(実験後)	21.9	1.9	20.3	0.19



(a) 実験ケース A (軸力無し)



(b) 実験ケース B (軸力有り)

図-7 載荷点位置の水平荷重-水平変位曲線

実験ケース A を例にすると、全体的な挙動は以下のとおりである。±2δ<sub>a</sub> (100kN) までは外観に変状が認められず、弾性的挙動を示している。その後、+3δ<sub>a</sub> の載荷ステップで初めて、底板とコンクリートとの間に隙間が発生した。そして、+5δ<sub>a</sub> (220kN) の載荷ステップにおいて、鋼管とコンクリートとの間に肌離れが発生した。また、+7δ<sub>a</sub> (275kN) の載荷ステップでコンクリート下面に割裂が観察され、-7δ<sub>a</sub> の載荷ステップで側面コンクリートにも前面板主桁位置から背面板水平リブ位置に繋がるひび割れが見留められた。さらに、+8δ<sub>a</sub> (300kN) の載荷ステップで、主桁を固定しているベースプレートと剛結部との間の位置において主桁下フランジが引張降伏し、-9δ<sub>a</sub> (340kN) で主桁下フランジが圧縮降伏した。その後、+12δ<sub>a</sub> の変位を与えた後、逆方向に単調載荷する過程 (約 520kN) でコンクリート下面が局所的に圧壊した (写真-1)。

図-8 には、鋼管-コンクリート間の相対軸方向変位関係を示す。図-8 より、荷重載荷方向の対極に設置した DISP-NX-F1 と DISP-NX-B1 とが正負逆のほぼ同量の変位であり、かつ履歴ループの中心が 0 点であることから、鋼管は、コンクリートから

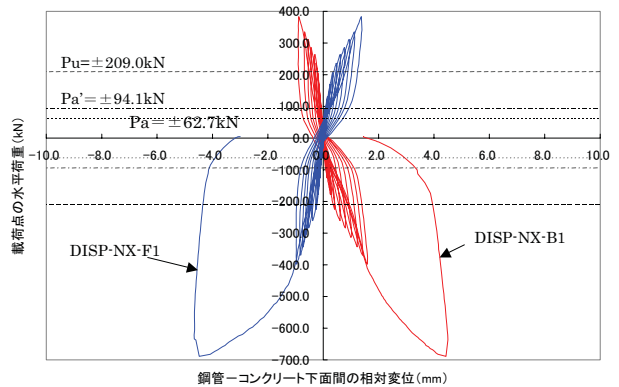
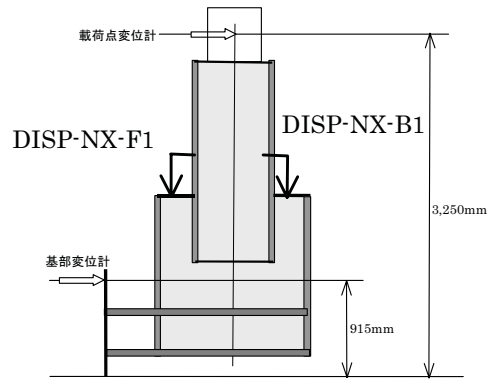


図-8 鋼管とコンクリート間の相対軸方向変位

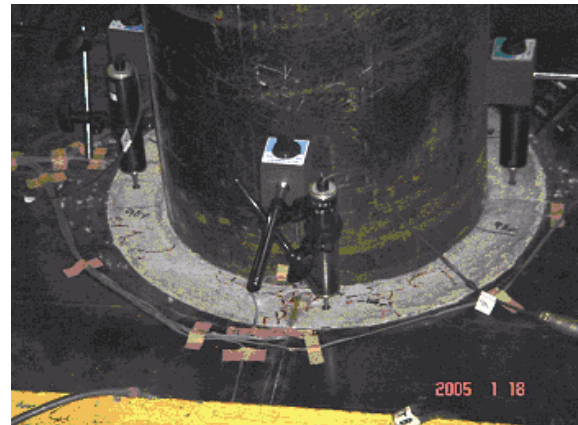


写真-1 コンクリート下面の状況 (試験終了時)

抜け出していないことが伺える (写真-1)。

## (2) 剛結部の構成部材のひずみ

ケース A (軸力無し) について、剛結部の構成部材のひずみは以下のとおりである。

### a) 主桁のひずみ

図-9 には、主桁のひずみ (剛結部近傍: G2-LF-1, 剛結部: G2-LF-2) を示す。図-7 において、+12δ<sub>a</sub> 以後に非線形性が現れる主な原因は、主桁が降伏することによる。すなわち、主桁は、レベル 2 地震時の設計荷重 (170kN) まで弾性ひずみの範囲にあり、荷重 300kN 程度で剛結部近傍 (G2-LF-1) が引張降伏に達し、その後、圧縮降伏している。

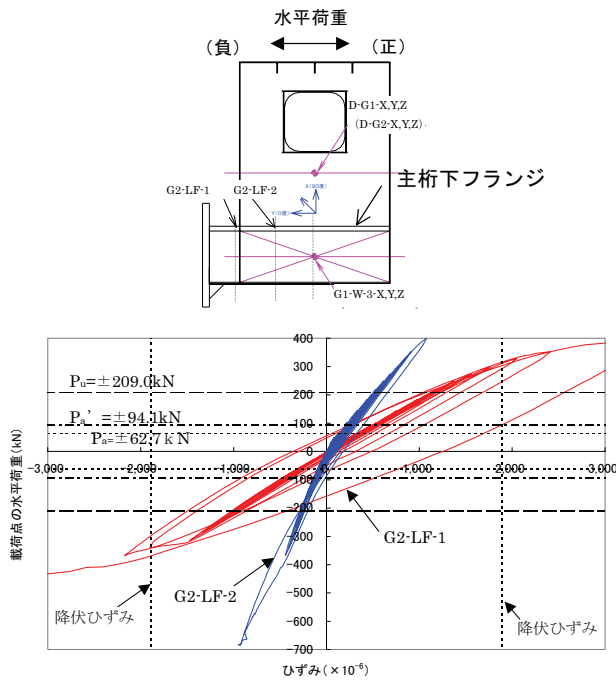


図-9 主桁下フランジのひずみ

b) 各種鋼板のひずみ

図-10～図-14には、載荷点の水平荷重と各種鋼板ひずみの計測点のうちひずみ発生量が1, 2位のひずみとの関係を示す。常時、および地震時の設計荷重レベルに対して、弾性ひずみの範囲にあることが分かる。また、図-10, および図-11より、前面板、背面板ともに、荷重に対してひずみが正負交番しており、圧縮・引張鋼材として機能していることが分かる。

図-12は、ダイヤフラムの45°方向のひずみに着目して、荷重との関係を示したものである。常時、および地震時の設計荷重レベルに対して、弾性ひずみの範囲にある。また、水平荷重の正負交番荷重に対して、ダイヤフラムは圧縮・引張応力状態にあり、せん断パネルとして機能していることが分かる。

図-13は、デッキプレートの荷重-ひずみ関係を示したものである。常時、および地震時の設計荷重レベルに対して、弾性ひずみの範囲にある。また、デッキプレートの引張ひずみに関して、鋼殻の外に設置したDP-RG2-1と鋼殻の中央に設置したDP-RG2-3とは、ほぼ同等の値となっている。これは、デッキプレートと鋼殻とをレ型開先の完全溶込み溶接としたことにより、引張応力に対し完全に定着されたためと考えられる。

図-14には、底板の荷重-ひずみ関係を示す。常時、および地震時の設計荷重レベルに対して、弾性ひずみの範囲にあることが分かる。また、底板は、水平荷重に対し荷重方向のひずみは圧縮、荷重逆方向には引張で挙動しており、圧縮・引張部材として機能していると言える。

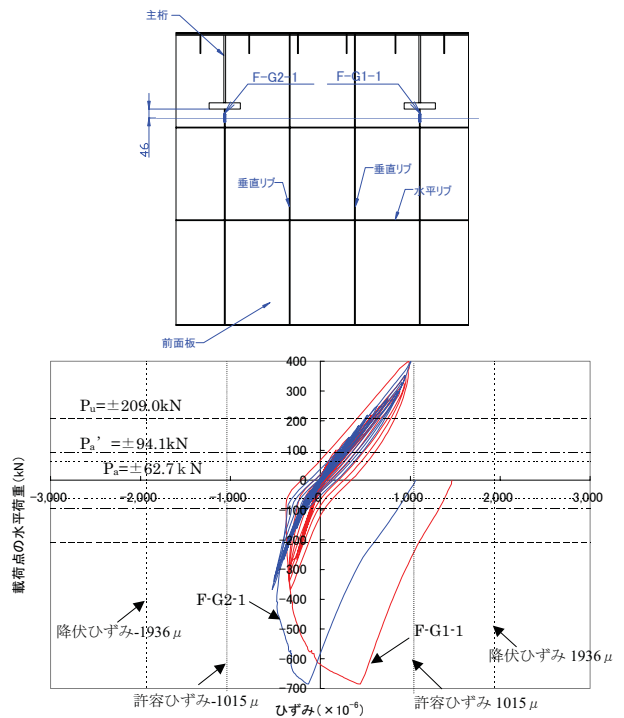


図-10 前面板の荷重-ひずみ関係

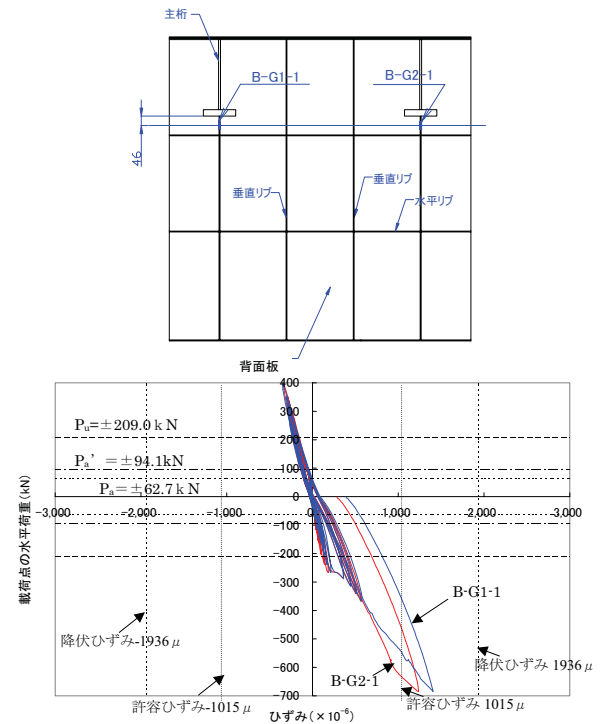


図-11 背面板の荷重-ひずみ関係

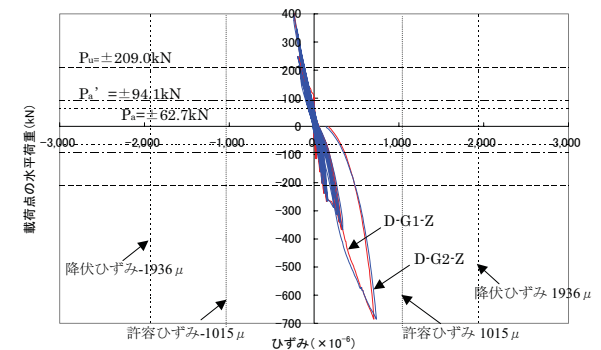


図-12 ダイヤフラムの荷重-ひずみ関係

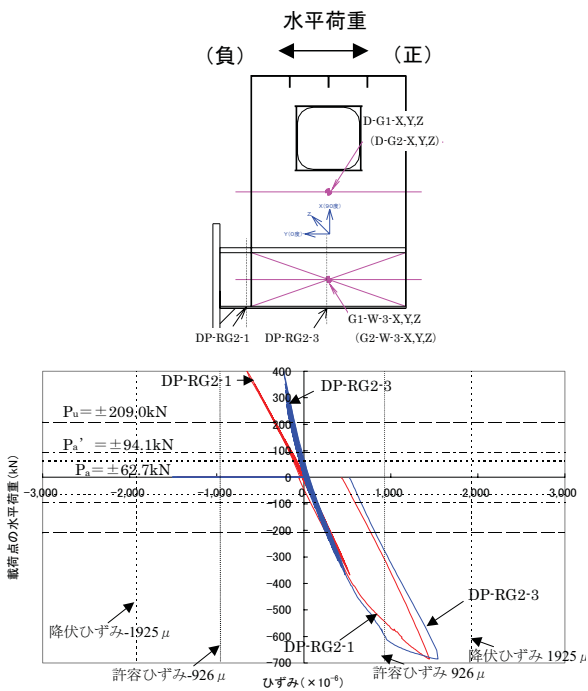


図-13 デッキプレートの荷重-ひずみ関係

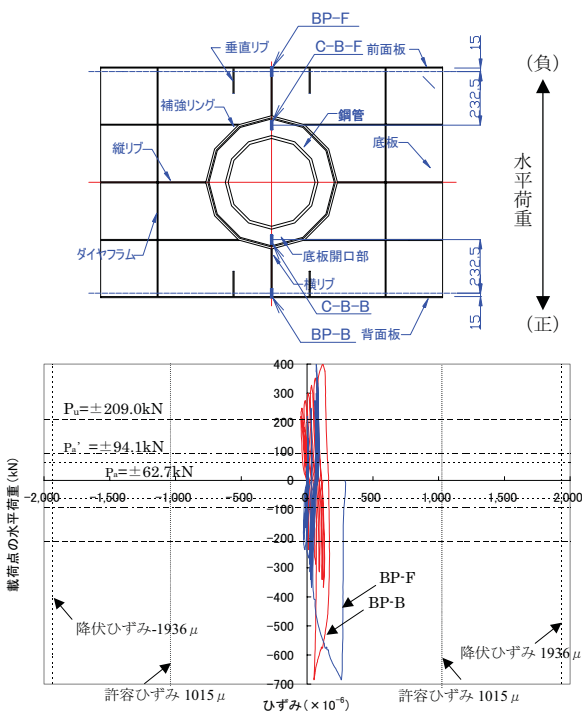


図-14 底版の荷重-ひずみ関係

c) コンクリートのひずみ

図-15 には、コンクリート下面のひずみを、コンクリートの許容ひずみ（圧縮強度の 1/3 まで弾性範囲と仮定して算出した値）と比較して示す。図-15 より、コンクリート下面のひずみは、常時、およびレベル 1 地震時の設計荷重レベルに対して許容ひずみ以下、レベル 2 地震時の設計荷重レベルに対して許容ひずみ以上となっている。しかしながら、外観上、コンクリート下面にひび割れが発生していないことから、コンクリートは応力伝達部材として健全

であると考えられる。なお、コンクリート下面には、荷重に伴う圧縮ひずみが残留しているが設計荷重レベルでは小さいことが分かる。

次に、図-16 に、鋼管周辺のコンクリートの支圧ひずみ（鋼管表面から約 70mm 離れた位置にモルトゲージを設置）を示す。鋼管は、鋼殻内部に 450mm 埋め込まれており、頭部のずれ止めは、底板から 250mm, 350mm の位置に配置されている。コンクリートの支圧ひずみは、コンクリート下面位置において最も大きく、深さとともに漸減し、表面から 225mm 位置より上方（杭頭方向）において、殆ど発生していない。ひび割れについては、設計荷重（常時 50kN, レベル 2 地震時 170kN）レベルに対しても発生しておらず、終局時、コンクリート下面において支圧と直交する方向にひび割れが観察された。これより、終局状態においては、コンクリート表面付近に、支圧と同時に大きな引張が生じることが分かる（写真-1）。

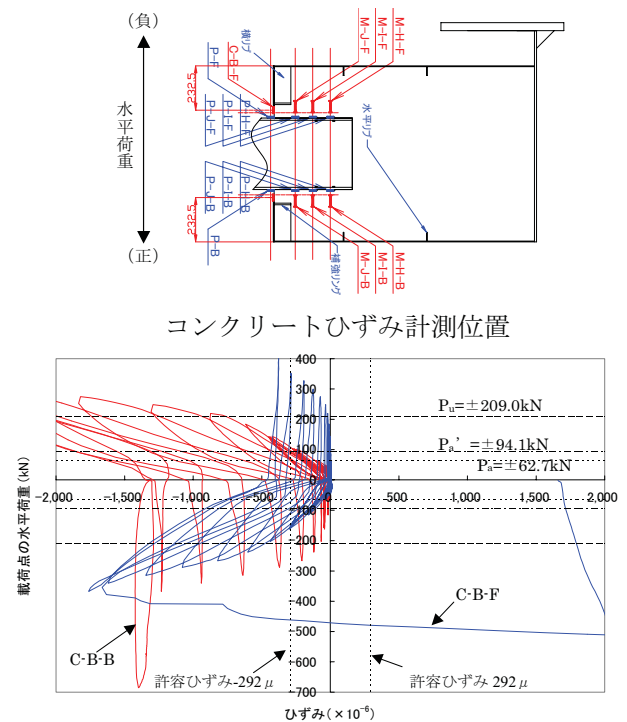


図-15 コンクリート下面のひずみ

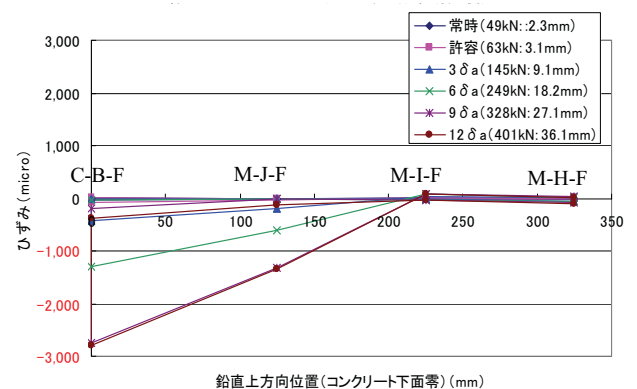


図-16 鋼殻内部のコンクリートの支圧ひずみ

## 5. 結論

実橋の剛結部構造の 1/2 模型供試体を用いて水平交番載荷実験を行った。得られた主な結論を、以下にまとめる。

- ①SRC 構造として初期設計した断面に対して、水平交番載荷実験を行った結果、実験ケース A、B の終局耐力は 685kN 以上あり、レベル 2 地震時耐力(209kN)の 3 倍以上あることを確認した。
- ②主桁から基礎杭への応力伝達機構について、杭頭部に作用する荷重は、デッキプレート、前面板、背面板、および底板からなる鋼殻内に設置されたダイヤフラムと充填コンクリートとにより鋼殻部に伝達され、鋼殻の前面板、および背面板は圧縮・引張材となって応力伝達することが確認された。
- ③杭頭結合部の耐力は、コンクリートの設計基準強度  $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$  に対して、コンクリートの支圧強度  $\sigma_{ch}=0.3\sigma_{ck}$  (常時許容)、 $\sigma_{ch}=0.45\sigma_{ck}$  (レベル 1 地震時)、および  $\sigma_{ch}=1.0\sigma_{ck}$  (レベル 2 地震時) と仮定し、コンクリートの支圧抵抗により求めることが可能である。
- ④載荷装置のシステムとしての戴荷能力の限界である最大荷重 700kN に達したため、供試体全体系のピーク荷重を確認することができなかったものの、ピーク荷重に至る前に主桁下フランジの降伏ならびにコンクリート下面の局所的圧壊が観察された。このことから、荷重伝達機構に関する基礎的知見として、コンクリート充填鋼殻剛結部の終局耐力は、充填コンクリートの破壊、鋼殻部材の

降伏、主桁の降伏、鋼管の降伏のうち最も小さい強度で決定されることを確認した。また、充填コンクリートの破壊および荷重伝達に関しては、鋼殻によりコンクリートが囲まれ、拘束されることによる「鋼殻の密閉効果」と補剛リブを利用した孔あき鋼板ジベル (PBL) による「PBL のずれ止め効果」の 2 つのずれ止め機構の影響を受けることが想定される。

今後、コンクリートの圧縮強度、および鋼殻部材の縦横比等が耐荷機構に及ぼす影響について、載荷実験により調査するとともに、3次元有限要素解析による数値解析の実施によって、応力伝達機構を明確化し、設計法を確立していきたい。

謝辞:本研究を遂行するにあたり、ご指導並びに検討の機会を与えて頂いた北海道札幌市建設局土木部の関係各位に記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1)道下泰博,本間宏二,平田尚,櫻井信彰,渡部弘明,藤川敬人:インテグラル複合ラーメン橋(西浜陸橋)の設計と施工,橋梁と基礎,Vol.35,No.2,pp.11-18,2001.
- 2)中村俊一,田中寛康:圧延 H 形鋼を用いた複合橋梁の提案,鋼構造年次論文報告集,第 9 号, pp.17-24,2001.
- 3)江本賢治ほか:複合ラーメン橋のコンクリート充填鋼殻剛結部における 3次元有限要素解析,第 6 回複合構造の活用に関するシンポジウム, 2005. (投稿中)
- 4) 阪神高速道路公団:合成柱(充てん方式)を有する鋼製橋脚の設計・施工指針(案),昭和 61 年 3 月

## EXPERIMENTAL STUDY ON RIGID CONNECTION USING CONCRETE FILLED STEEL SHELL UNDER HORIZONTAL CYCLIC LOADINGS

Hideaki NAGAYAMA, Katsuyoshi NAKANISHI, Takeshi HAN-URA,  
Seiya KATSUMATA, Shuichi NAGASAKA, Kenji EMOTO, Yasuhiko SATO and  
Tamon UEDA

Reasonable and economical composite rigid frame bridges connecting the steel girder and pier have lately attracted attention. In this study, 1/2-scaled model experiments under horizontal cyclic loadings were conducted in order to investigate the structural characteristics of new type rigid connection for the rigid frame bridge with steel deck plate girders and steel pipe pile foundations. As a result, it is confirmed that the proposed rigid connection has sufficient load carrying capacity. Furthermore, the fundamental data was obtained to compare with 3-D FEM analysis simulation for the purpose of establishment of the design method of this connection.