

## 鋼2主桁複合ラーメン橋剛結部の構造特性に関する研究

Structural Characteristic on Rigid Coupling of Two Steel Girders and RC Column

山田岳史\*, 沼田 克\*\*, 木水隆夫\*\*\*, 新井恵一\*\*\*\*

Takeshi Yamada, Katsu Numata, Takao Kimizu and Keiichi Arai

\*博士(工学) (株)神戸製鋼所, 技術開発本部 構造強度研究室 (〒651-2271 神戸市西区高塚台1-5-5)

\*\* (株)神戸製鋼所, 都市環境・エンジニアリングカンパニー 構造技術部 (〒657-0845 神戸市灘区岩屋中町4-2-15)

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

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

Steel-concrete hybrid rigid frame bridge is a new type structure where steel girder connects rigidly to RC column without bearings. This type bridge has many advantages such as reducing maintenance fee, lightening superstructure weight and seismic resistant. However, there has not been clarified the load transfer mechanism between RC column and steel girders. Also, a hybrid-rigid frame was verified the structural characteristic and safety by the cyclic loading test with the 1/3 scale specimen. Load sharing ratio between main girders and cross beams was clarified by the elasto-plastic FE analysis. Finally, the rational design method and concept of steel superstructure was investigated.

*Key Words: rigid coupling, two steel girders, load sharing ratio, cyclic loading test, elasto-plastic analysis*

キーワード：剛結部, 鋼2主桁, 荷重分担比, 交番載荷試験, 弾塑性解析

## 1. まえがき

橋梁上部工と下部工を連結したラーメン形式の橋梁は, 連続桁形式の橋梁と比較して, 一般的に耐震性の向上が図れること, 中間支点部の支承が不要となること, さらに, 維持管理の軽減が図れることなどの特長を有することから, PCラーメン橋として, これまでに数多く採用されている。

これらの特長に加え, PCラーメン橋に比べて上部工重量の軽減を可能とし, 橋脚および基礎工の規模縮小を目指して, 山形自動車道阿古耶橋<sup>1)</sup>, 高知自動車道岡豊橋<sup>2)</sup>をはじめとして, 多主I桁とRC橋脚を剛結した複合ラーメン橋梁が開発され, 設計・施工実績が増えつつあるのが現状である。

さらに, 近年のトレンドは, RC床版の損傷対策として, 橋軸直角方向にプレストレスを導入することで耐荷力・耐久性の向上を図ったPC床版を採用していることである。このPC床版の採用により, 主桁間隔を従来の2倍以上にまで拡大することが可能となり, 鋼少数主桁橋が鋼橋の標準形式として認知されつつある。このような背景に加え, さらなる合理化を可能とする鋼2主桁とRC橋脚を剛結した複合ラーメン橋梁の開発は時代の要請とも考えられる。

この鋼2主桁ラーメン橋<sup>3)</sup>の剛結部は, 主桁, 横桁の腹板により, RC橋脚柱頭部を取り囲み一体化した構造である。この剛結部に関する設計法を確立するため, 構造特性の把握を主目的とした実験的検討および解析的検討が実施されてきた。

本報では, 図-1に示す鋼2主桁ラーメン橋である日本海沿岸東北自動車道鯉川高架橋を対象に実施した実験的, 解析的検討の概要およびその結果について示し, さらに, 剛結部の設計法について検討した結果も示す。

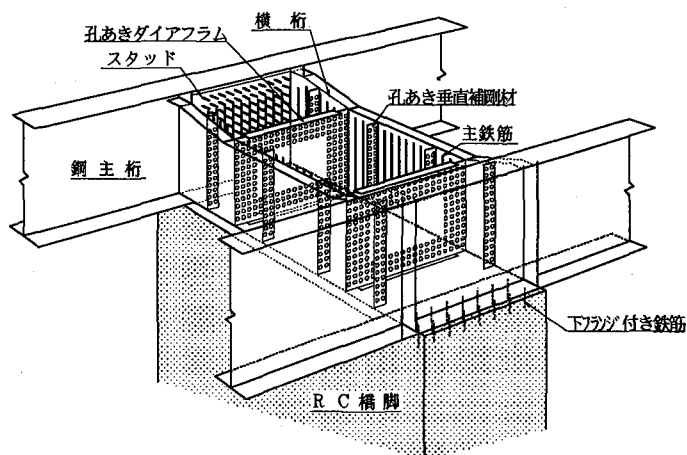


図-1 鯉川高架橋の剛結部

## 2. 鯉川高架橋剛結部の概要

### 2.1 鯉川高架橋の剛結部

図-2(a)の鯉川高架橋は、主桁間隔 5.9m、橋長 332.00 m、最大支間 57.75m、平均橋脚高さ 26.9m、最大橋脚高さ 30.0mの 6 径間連続の鋼 2 主桁ラーメン橋である。

本橋は、剛結部において、移動型枠通過性、維持管理性の向上に配慮し、横桁高さを主桁取り付け位置より漸減させる構造とし、床版と剛結部のクリアランス確保を図っている。ただし、横桁高さを過度に低減することは、剛結内部での主鉄筋の定着長が確保できなくなることから、本橋では横桁高さを主桁高さの 0.7 倍とした。

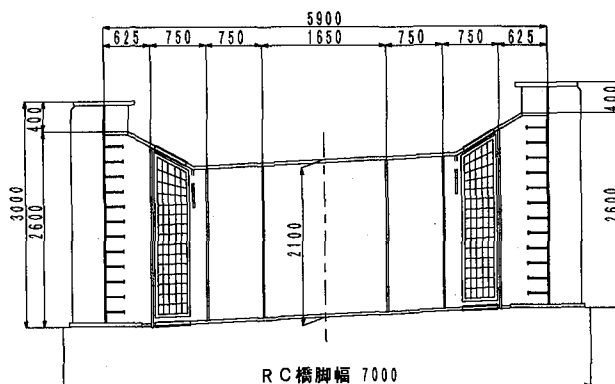


図-2(b) 中間支点上横桁の一般図

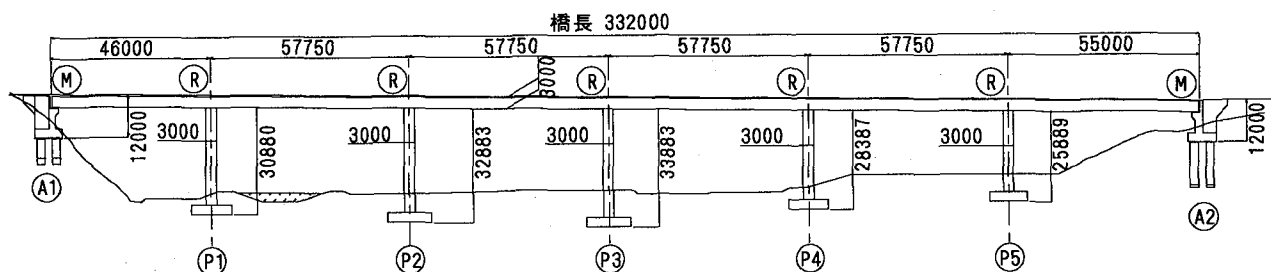


図-2(a) 鯉川高架橋の側面図

### 2.2 剛結部の設計方針

本橋剛結部の設計には、これまでの実験的検討成果<sup>4),5)</sup>およびこれを反映した東九州自動車道今別府川橋の設計方針<sup>6)</sup>を踏襲することとし、①孔あきダイヤフラムを主桁間で 1 : 2 : 1 となる位置に設置すること、②主桁-ダイヤフラム間に 1 枚、ダイヤフラム間に 2 枚の孔あき垂直補剛材を設置すること、③施工性を考慮し、主鉄筋は主桁下フランジを貫通させないこと、④主桁、横桁の荷重伝達分担比は、圧縮側では 1 : 1 とし、引張側では、横桁より全ての荷重を伝達することと考えた。

さらに、本橋での新たな構造細目としては、⑤ R C 橋脚と主桁下フランジのはく離防止に、下フランジ付き鉄筋を配置すること、⑥ 下フランジ直下のコンクリート充填性を考慮し、下フランジ空気抜き孔を設置したことである。

さらに、本橋の設計では、非線形動的解析を実施し、最大応答値を常時換算 (1/1.7 倍する) したものと常時応答値とを比較した。その結果、常時応答値を設計荷重とした。

#### (1) 主桁の設計

主桁の設計は、図-3 に示すとおり主桁仕口部に作用する断面力 (N1, M1, S1, N2, M2, S2) に対して、はり理論により行った。ただし、剛結部における主桁断面には、R C 橋脚仕口部の曲げモーメント (M3) および軸力 (N3) によって発生する付加せん断力 F1, F2 も考慮した。

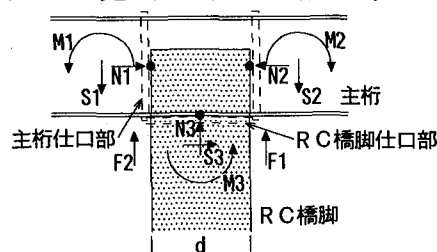


図-3 剛結部の断面力

$$\sigma \leq \sigma_a \quad (1)$$

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

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

ここに、

$\sigma$  : N1, M1 および N2, M2 によって作用する鋼主桁の垂直応力

$\sigma_a$  : 許容引張、圧縮応力

$\tau_1$  : S1 および S2 によって作用する鋼主桁のせん断応力

$\tau_2$  : N3, M3 によって作用する付加せん断応力 (図-3 参照)

$\tau_a$  : 許容せん断応力

$$\tau_{2r} = F1/h/t_w, \quad \tau_{2l} = F2/h/t_w$$

$$F1 = M3/d + N3/2, \quad F2 = M3/d - N3/2$$

#### (2) 横桁の設計

横桁の設計は、図-3 に示すとおり剛結部の断面力 (M3, N3) による偶力 F が作用するものとし、図-4 のように主桁間隔 (B) を支間とする単純ばりに、等分布荷重  $q (=P_f/B)$  が作用するものと考え、断面設計した。

なお、横桁を等分布荷重が作用する単純ばりとして設計したのは、横桁に作用する荷重、その挙動が定量的に把握できていなかったため、終局荷重などの設計荷重を上回る断面力に対しても十分な安全性を確保するためである。

$$\text{圧縮 } P_c = (M3/d + N3/2)/2 \quad (=F1/2) \quad (4)$$

1/2 は主桁下フランジの支圧伝達とする

$$\text{引張 } P_t = M3/d - N3/2 \quad (=F2) \quad (5)$$

$$\text{横桁への作用力 : } P_f = \text{Max} (P_c, P_t) \quad (6)$$

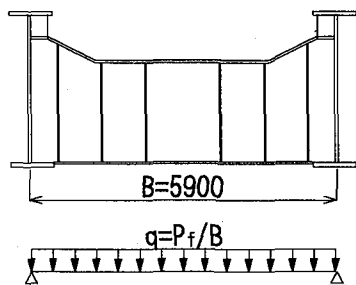


図-4 横桁の設計

### (3) ずれ止め (孔あき鋼板) の設計

横桁からRC橋脚への力の伝達は、孔あきダイヤフラム、孔あき垂直補剛材によって行われるものとした。図-3のとおり、RC橋脚仕口部に作用する断面力 ( $P_c$ ,  $P_t$ ) が横桁に作用するものとし、その断面力に対する必要全孔数を算出することとした。ただし、孔あきダイヤフラムにおいて、ずれ止めとして有効に働く孔は、横桁間隔の1/4以内に存在するものとし、垂直補剛材については、全孔有効とした。

$$N_{req} = P_t / Q_a \quad (7)$$

$$Q_a = 0.3d^2\sigma_{sk} \quad (8)$$

ここに、

$N_{req}$ : 必要全孔数

$Q_a$ : 許容せん断力<sup>5)</sup>

$d$ : 孔径

$\sigma_{sk}$ : コンクリートの設計基準強度

### (4) 主鉄筋定着長の設計<sup>7)</sup>

横桁高さが主桁高さの0.7であることから、主鉄筋の許容応力を用いて定着長を確保することが困難であった。したがって、鉄筋の降伏応力を用いて定着長  $L_0$  を確保した。また、コンクリートとの付着による定着が困難な場合には、鉄筋フックを設けることにより  $L_0$  を2/3に低減し、定着長を確保することとした。

$$L_0 = \sigma_{si} / (4\tau_c) \phi \quad (9)$$

ここに、

$\sigma_{si}$ : 鉄筋の降伏応力

$\tau_c$ : コンクリートの許容付着応力

$\phi$ : 鉄筋の直径

## 3. 剛結部の構造特性の把握

### 3.1 供試体および試験の概要

設計の際に実施した立体フレーム解析より、鯉川高架橋P1～P5橋脚の各剛結部のうち最も大きな断面力が発生するP5橋脚剛結部を検討対象とした。

検討の目的は、剛結部およびその周辺部の安全性、設計法の妥当性の確認、さらには、設計の際に実施した非線形動的解析の仮定と同様に、剛結部の破壊がRC橋脚基部の塑性化よりも先行しないだけの耐力を有していることを確認することである。そこで、以下の項目について実験的、解析的検討を実施することとした。

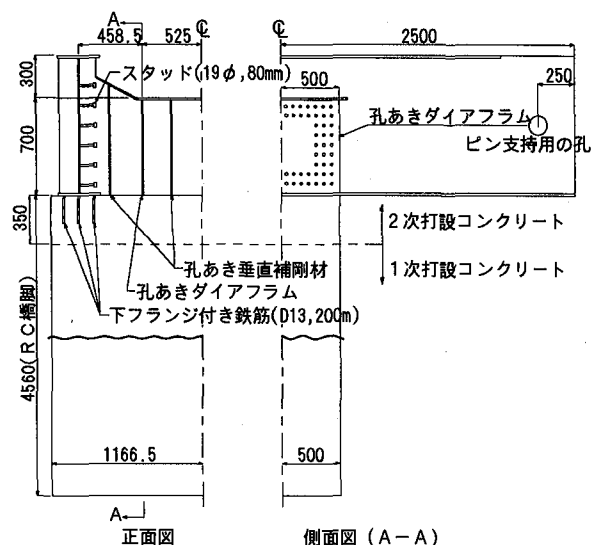


図-5 供試体の概要図 (実橋の1/3スケール)

表-1 供試体の相似率<sup>4)</sup>

|            |           | 単位                | 実構造   | 供試体  | 相似率<br>$n=3$     |
|------------|-----------|-------------------|-------|------|------------------|
| 鋼断面寸法      | 桁高        | mm                | 3000  | 1000 | 1/n              |
|            | 主桁間隔      | mm                | 5900  | 1967 | 1/n              |
|            | 橋軸方向幅     | mm                | 3000  | 1000 | 1/n              |
| RC橋脚断面寸法   | 橋直方向      | mm                | 7000  | 2333 | 1/n              |
|            | 必要橋脚高さ    | mm                | -     | 4328 | M3/S3            |
|            | 主鉄筋比      | -                 | -     | -    | 1                |
|            | 主鉄筋径      |                   | D35   | D22  |                  |
| 死荷重断面力     | 軸力        | kN                | 11063 | 1229 | 1/n <sup>2</sup> |
| RC橋脚の許容応力度 | コンクリート応力度 | N/mm <sup>2</sup> | 30    | 30   | 1                |
|            | 鉄筋応力度     | N/mm <sup>2</sup> | 180   | 180  | 1                |

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

表-2 使用材料の試験値

| 材料     | 特性値 (N/mm <sup>2</sup> )         |
|--------|----------------------------------|
| 鉄筋     | SD345 ( $f_y=360$ , $f_u=550$ )  |
|        | SM490Y ( $f_y=390$ , $f_u=530$ ) |
| 鋼材     | その他                              |
|        | SS400 ( $f_y=280$ , $f_u=440$ )  |
| コンクリート | $f_c=37$                         |

- ・設計荷重時および終局状態までの主桁、横桁部材性能
- ・剛結内部での主鉄筋の定着状況
- ・孔あき垂直補剛材、ダイヤフラムの有用性
- ・下フランジ付き鉄筋の有用性
- ・剛結部コンクリートのひび割れ性状
- ・主桁-RC橋脚間の荷重伝達機構の確認

本実験的検討では、反力壁の性能、試験設備の大きさから、図-5に示す縮尺率1/3の供試体を1体製作した。主桁の全長は5000mm、主桁高さ1000mm、全高5560mm、RC橋脚高さ4560mmであり、実構造との対比を表-1に示す。使用材料の試験値は表-2に示すとおりである。供試体の製作は、実橋の施工ステップを踏まえ、1次施工としてRC橋脚を仕口部より350mm下までコンクリート打設し、その7日後に2次施工として、剛結部をコンクリート打設した。

試験は、供試体重量270kNを考慮し、死荷重相当の鉛直荷重959kNを載荷した状態で、地震時を想定した交番繰返し載荷試験である。供試体は図-6のとおり天地を逆さにし、主桁両端をピン支持した。水平載荷の途中、設計荷重相当(323kN)での構造特性を把握し、その後、降伏、終局に至るまでの挙動を把握した。RC橋脚の主鉄筋ひず

みが降伏に達したときの水平変位を $\delta y$ とし、 $+1\delta y \rightarrow -1\delta y \rightarrow +2\delta y \rightarrow -2\delta y \rightarrow \dots$ の順に交番載荷を繰り返した。

### 3.2 弾塑性有限要素解析の概要

図-5 の供試体に対して、鋼材およびコンクリートの材料非線形性を考慮した弾塑性有限要素解析を実施した。本解析では、汎用解析プログラム DIANA®を使用した。本解析で使用したコンクリート要素は、Smeared Crack 要素である。

図-6 のとおり鉛直荷重を載荷した状態を初期状態とし、その後、水平強制変位により水平荷重 $P_H$ を負荷し、静的漸増載荷の弾塑性有限要素解析とした。

解析モデルの支持条件は、載荷試験と同様に主桁両端をピン支持とした。

図-7 に示す本解析モデルは、1/2 対称モデルであり、節点数 4672、要素数 5585 である。表-3 に使用要素と鋼・コンクリート境界面のモデル化について示す。スタッド付き鋼板、下フランジ付き鉄筋が溶植された鋼板、および孔あき鋼板-コンクリート間は、完全合成を仮定し、横桁腹板などずれ止めを有しない鋼板-コンクリート間は、支圧力のみ伝達することとし、引張、せん断力の伝達はない（接触解析）ものとした。

解析に用いた材料構成則は表-3 のとおり、鋼材および鉄筋には von Mises の降伏基準、コンクリートには Mohr-Coulomb の破壊基準<sup>9), 10)</sup>を適用した。これらの材料特性を 1 軸の応力-ひずみ曲線で示せば、図-8 のとおりとなる。図中の  $f_y$ 、 $f_u$  および  $f'_c$  は表-2 に示す。鋼材および鉄筋には、バイリニア型の応力-ひずみ曲線を仮定した。コンクリートには、マルチリニア型の応力-ひずみ曲線を仮定し、ひび割れ発生後のソフトニング効果もマルチリニアにより定義した。

コンクリートの材料構成則である Mohr-Coulomb 則については、内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ とし、粘着力 $c$ は以下の式によった。

$$c = -\sigma_c \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi} \tag{10}$$

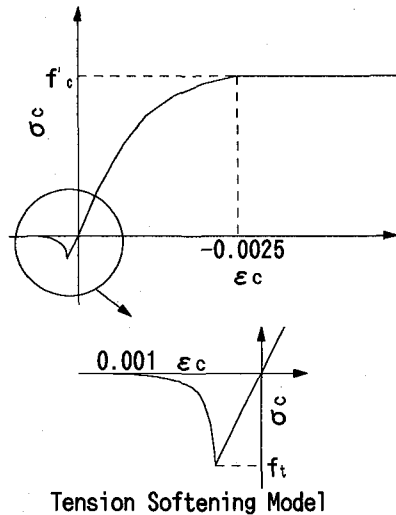


図-8(a) コンクリートの応力-ひずみ曲線

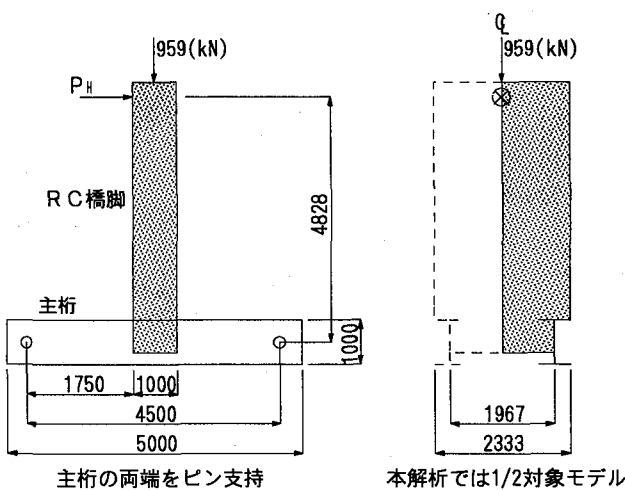


図-6 荷重条件および境界条件

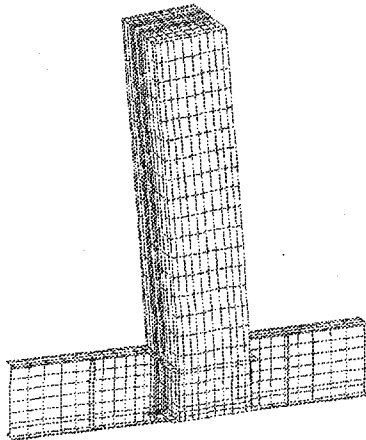


図-7 供試体の弾塑性有限要素解析モデル

表-3 使用要素と鋼・コンクリート境界面のモデル化

| 部材      | 要素         | 構成則          |
|---------|------------|--------------|
| コンクリート  | 8節点Solid要素 | Mohr-Coulomb |
| 主桁、横桁など | 4節点Shell要素 | von Mises    |
| 鉄筋      | 2節点Beam要素  |              |

| 鋼・コンクリート境界面                           | 仮定したモデル化 |
|---------------------------------------|----------|
| スタッド付き鋼板-コンクリート<br>(主桁腹板-コンクリート)      | 完全合成     |
| 下フランジ-コンクリート                          |          |
| 孔あき鋼板-コンクリート<br>(ダイヤフラム、垂直補剛材-コンクリート) |          |
| 鋼板-コンクリート<br>(横桁腹板-コンクリート)            | 支圧伝達のみ   |

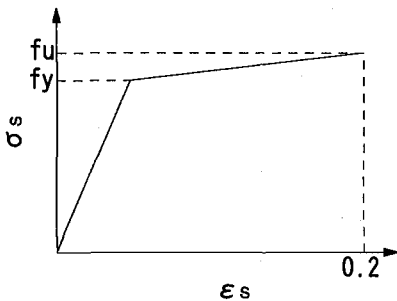


図-8(b) 鋼材、鉄筋の応力-ひずみ曲線

### 3.3 交番繰り返し载荷試験の結果および考察

#### (1) 全体挙動の把握

水平荷重載荷点における水平荷重－水平変位の履歴曲線を図-9(a)に示す。±2δyまでは計測値と解析値はほぼ一致する結果を得た。しかし、±3δy以降は、解析では主鉄筋降伏後のひずみ硬化の影響により、荷重が徐々に増加するものの、試験では中間帯鉄筋の帯鉄筋に対する拘束効果の低下（中間帯鉄筋の鋭角フックの跳ね返り）によって、主鉄筋の座屈と同時にかぶりコンクリートの剥落が発生し、徐々に荷重が低下することとなった。これは、中間帯鉄筋、帯鉄筋に関しては、供試体において地震時保有水平耐力相当の荷重を満たす鉄筋量とし、実橋の1/3程度の鉄筋量となったためである。

図-9(b)に+1δyまでにおける水平荷重－水平変位関係の試験結果と解析結果を示す。解析によれば、水平荷重250kN時にR C橋脚仕口部において曲げひびわれが発生し、R C橋脚の剛性低下が始まる。また、主鉄筋（主桁近傍の鉄筋）が降伏する変位（+1δy）は、39mmであり、水平荷重は880kNであった。一方、試験結果によれば、200kNで打ち継ぎ目の開口が目視によって確認された。さらに、曲げひび割れが300kN～500kNで発生し、その後定常状態となった。600kNで曲げひび割れの影響ではないと考えられるが、急激に水平変位が増大する挙動を呈した。

全体として、降伏荷重および変位はほぼ解析と一致し、試験では40mmを1δyと決定した。

#### (2) R C橋脚のひび割れ性状

R C橋脚の曲げひび割れ分布の一例を図-10(a)に示す。

前述のとおり、300kN～500kNで曲げひび割れが発生した。最も初めに発生した曲げひび割れは打ち継ぎ目より40cmほど上の位置であった。その後、R C橋脚仕口部などでひび割れの発生が目視により確認された。

さらに、700kN～1δyまでの間に下フランジ付き鉄筋の位置において、鉛直方向にひび割れが発生した。

続いて、交番载荷を繰り返したところ、主鉄筋とコンクリートとの付着力が低下していることをうかがわせるような無数の2次ひび割れが発生し、そのひび割れの中には、鉛直方向にも伸びるものもあった。

－3δy、+4δyでは主鉄筋に対する帯鉄筋の拘束効果が低下し、R C橋脚両面のかぶりコンクリートが面外へ変形した。その後、かぶりコンクリートの剥落が発生した。

±4δy終了時のR C橋脚天端のひび割れ分布を図-10(b)に示す。主桁ウェブ-ダイヤフラム間のコンクリートに対して、450kNで斜めにひび割れが発生し、その後も集中的に発生した。

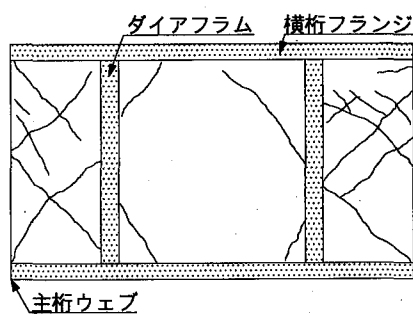


図-10(b) R C橋脚天端のひび割れ分布

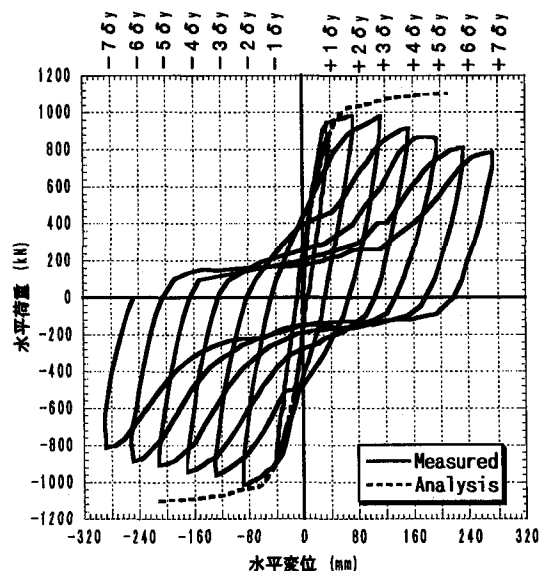


図-9(a) 水平荷重－水平変位の履歴曲線

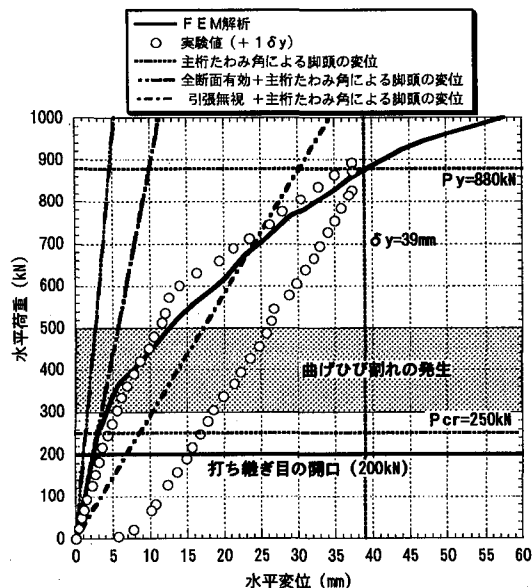


図-9(b) 水平荷重－水平変位曲線（+1δy）

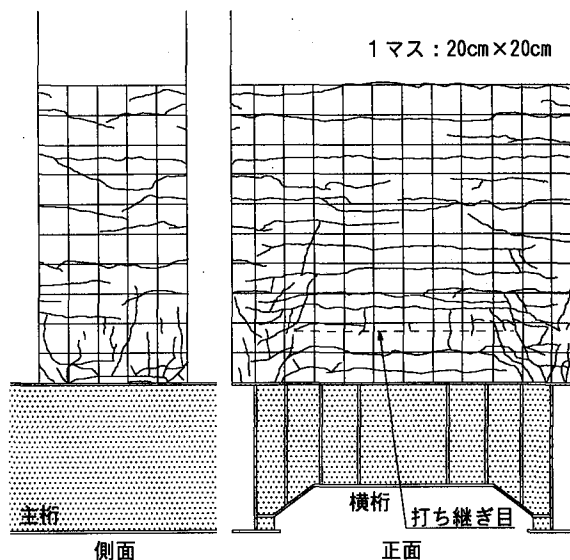


図-10(a) 供試体のひび割れ分布（±3δy終了時）

### (3)主桁の断面内ひずみ分布

図-11(a)に設計荷重（水平荷重 323kN）における主桁仕口部の断面内ひずみ分布を示す。この図より、設計計算値は試験結果を安全側に評価しており、前述の設計方針によって主桁を設計することの妥当性が確認できた。

次に、主鉄筋降伏以降における主桁の断面内ひずみ分布の一部を図-11(b)に示す。主鉄筋の降伏以降、主桁の断面内ひずみ分布は変化しておらず、RC橋脚から主桁への荷重伝達がほとんどないものと判断でき、RC橋脚仕口部での塑性ヒンジの形成が認められる。

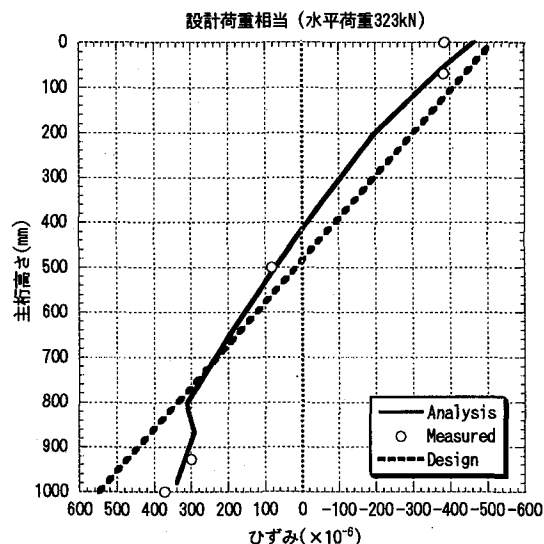


図-11(a) 対称位置より 550mm の断面内ひずみ分布

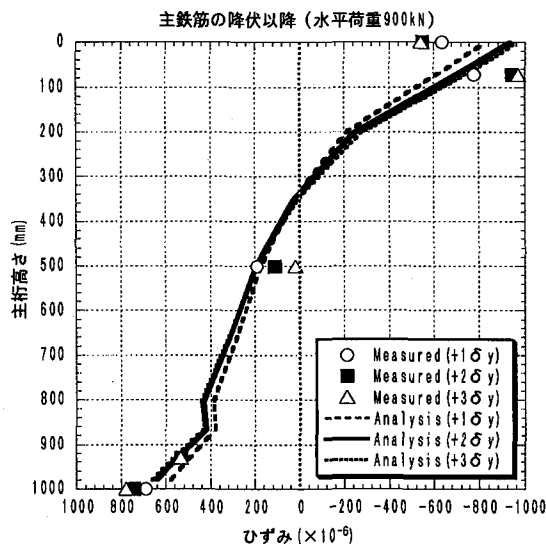
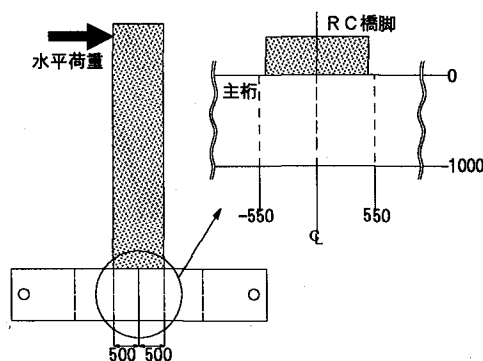


図-11(b) 対称位置より 550mm の断面内ひずみ分布

### (4)横桁の断面内ひずみ分布

図-12に設計荷重（水平荷重 323kN）における圧縮側（主鉄筋が圧縮）横桁の中央断面および主桁取り付け断面におけるひずみ分布を示す。

この図より、設計荷重レベルの中央断面では、ほぼ無応力の状態で推移しており、単純ばりとして設計した結果とは全く一致しない結果となった。また、両端固定ばりとして設計した場合には、単純ばりに比べて試験結果に近づくものの、その応力（ひずみ）レベルは試験結果とは一致しない結果となった。このことは、横桁の取り扱い方に再考

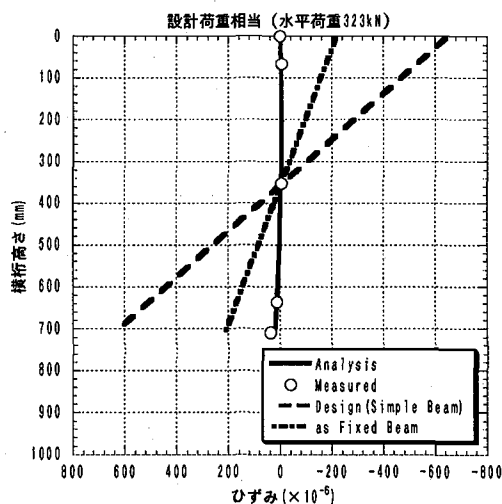


図-12(a) 圧縮側横桁の横桁中央断面のひずみ分布

の余地があるものと考え、後述の4.4において検討した。

図-13に圧縮側となる横桁の断面内ひずみ分布を各荷重段階について示す。図中の水平荷重 250kN は解析的に曲げひび割れが発生する直前の荷重であり、400kN は本試験で曲げひび割れがほぼ発生した荷重である。

これらの図より、図-12と同様に 400kN まではほぼ無応力の状態であるものの、降伏荷重 900kN では比較的大きなひずみが発生することが明らかとなった。また、図-14の水平荷重と横桁上フランジのひずみとの関係からも同様のことが言え、水平荷重と横桁上フランジのひずみの関係

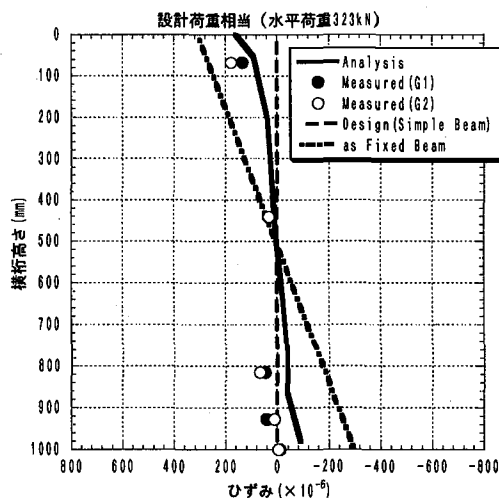


図-12(b) 圧縮側横桁の主桁取り付け断面のひずみ分布

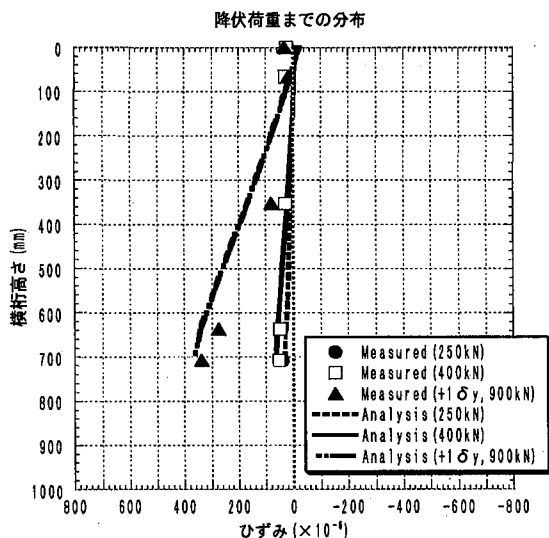


図-13(a) 圧縮側横桁の中央断面のひずみ分布

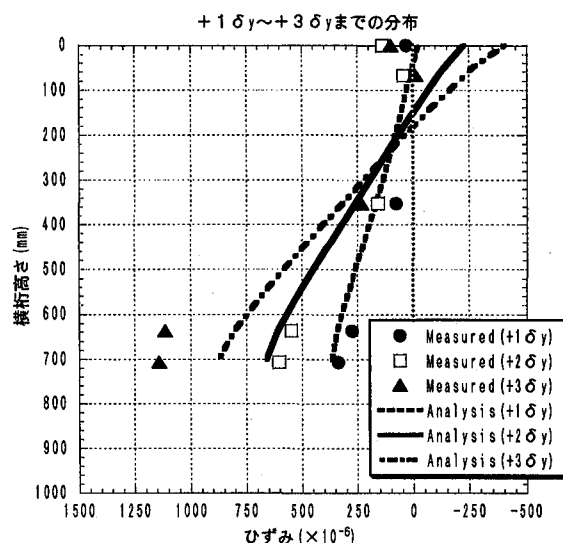


図-13(b) 圧縮側横桁の中央断面のひずみ分布

に線形性は認められず、剛結部の荷重伝達機構の変化がおよそ400kN～600kNにて発生したものと考えられる。

また、RC橋脚仕口部の塑性ヒンジ形成以降は、横桁に対して作用する鉛直荷重（曲げにともなう偶力）はほとんど増加しないことから、図-11(b)と同様にひずみ分布に変化はないはずであるが、図-13(b)より、各ひずみは増加する傾向となった。これは、鉛直荷重が増加したものではなく、後述の4.3（図-22）に示すとおり、主桁によって両端を拘束された横桁の面外変形によるものと考えられる。

### (5) 主鉄筋のひずみ分布

図-15 に主桁近傍に配置された主鉄筋の鉛直方向ひずみ分布を示す。

RC橋脚に曲げひび割れが発生する時期が異なるために、若干解析結果と計測値は400kNで差があるが、全体としてほぼ正確に捉えていることが判る。また、+1 delta yに至るまで、剛結内部における主鉄筋のひずみは、RC橋脚仕口部より天端にかけて漸減していることから、主鉄筋が十分に定着されていることが確認できた。

図-16 にRC橋脚仕口部における主鉄筋のひずみ分布を示す。図中の対称位置とは主桁間の中心位置のことである。白抜き印付きの実線は、各荷重段階における計測値を示したものであり、塗りつぶしの印は解析結果である。

圧縮側の主鉄筋では、主桁下フランジ直下（試験での供試体の設置状況では直上）から、橋脚幅中央へ向かって、主鉄筋のひずみが減少し、降伏荷重時には、荷重伝達にダイアフラムの寄与も認められる。一方、引張側主鉄筋では、主桁近傍の主鉄筋をピークとした分布となることが明らかとなった。

このことから、RC橋脚への荷重伝達は、圧縮側では荷重伝達に果たす主桁の役割は大きく、引張側では主桁近傍の孔あき垂直補剛材からの荷重伝達が主であると判断できる。また、引張側に関しては、

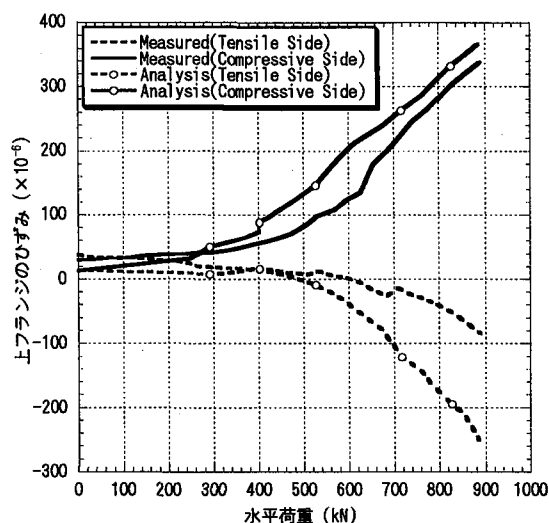


図-14 水平荷重－横桁上フランジのひずみ曲線

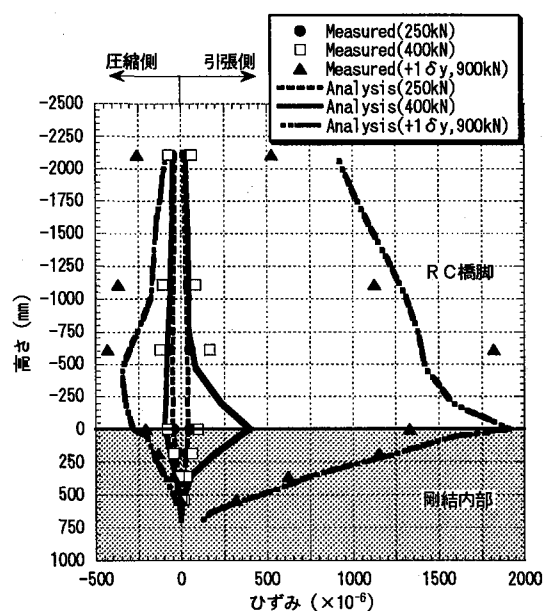


図-15 主桁近傍の主鉄筋のひずみ分布

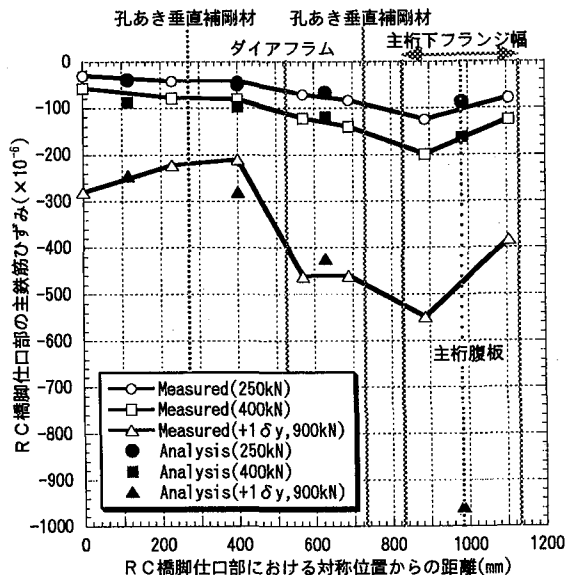


図-16(a) 圧縮側のR C橋脚仕口部における主鉄筋のひずみ分布

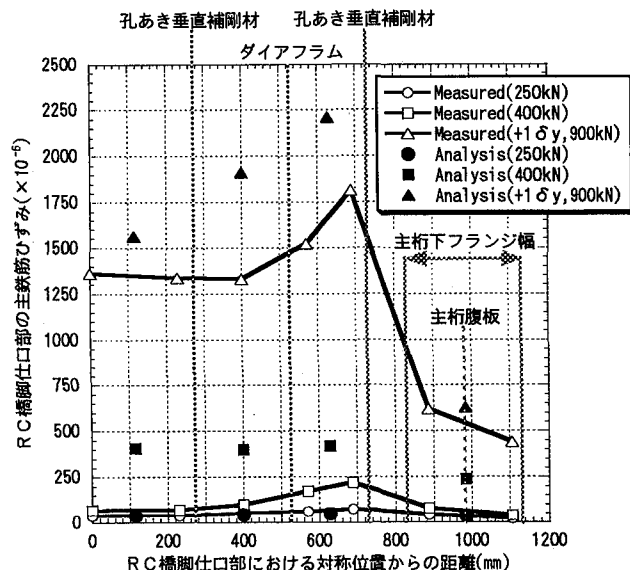


図-16(b) 引張側のR C橋脚仕口部における主鉄筋のひずみ分布

全ての荷重を横桁より伝達するとした剛結部の設計方針に近い挙動を呈したものと考えられる。

さらに、圧縮側においては計測値と解析結果はほぼ一致するものの、引張側においては、特に400kNのひび割れ発生後と考えられる荷重状態において一致していない。これは、R C橋脚仕口部での曲げひび割れ発生よりも打ち継ぎ目の開口が先行したことによるものと考えられる。

本試験では、+3δy以降は中間帯鉄筋の弛みにより、帯鉄筋ひいては主鉄筋に対する拘束効果を喪失したことから、R C橋脚仕口部近傍および剛結内部の主鉄筋のひずみデータにも大きく乱れが生じ、再現性がないと判断した。したがって、ここでは、主鉄筋のひずみ性状に関して、主鉄筋降伏までのひずみ分布に限り言及することとした。

#### (6) 下フランジ付き鉄筋のひずみ分布

図-17 に下フランジ付き鉄筋の各荷重段階における橋軸方向のひずみ分布を示す。2つの図のうち、(a)は主鉄筋降伏までの各荷重段階でのひずみ分布を示し、(b)は+1δy～+3δyまでを示す。

計測値より、主鉄筋降伏の+1δyまでは、下フランジ付き鉄筋のひずみ分布は、荷重の増加と正の相関を有していたが、+1δy以降は、徐々にひずみが減少しており、鉄筋とコンクリートとの付着力がほとんどなくなったものと考えられる。

したがって、本供試体の下フランジ付き鉄筋に関しては、降伏荷重レベルまでの有用性は認められるものの、それ以降については、有用性を発揮できないことが確認できた。ただし、下フランジ付き鉄筋に期待した性能は、設計荷重レベルにおいて、R C橋脚と下フランジの開口を防止することであったことから、設計で期待した効果は十分にあったものと判断できる。

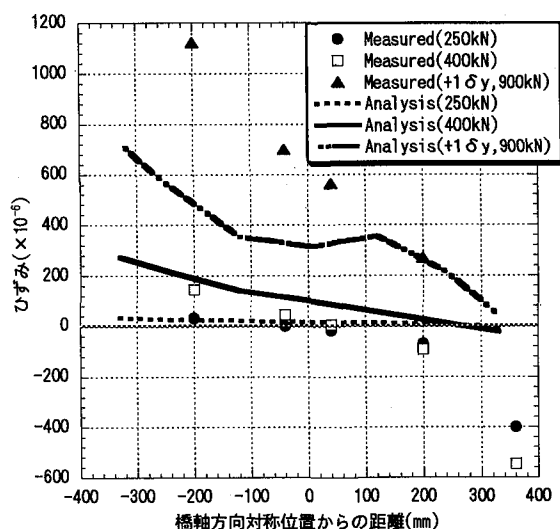


図-17(a) 降伏荷重までの下フランジ付き鉄筋のひずみ分布

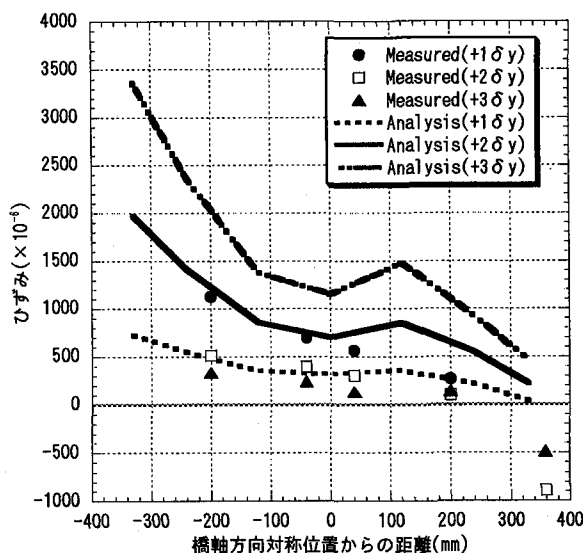


図-17(b) 降伏荷重以降の下フランジ付き鉄筋のひずみ分布



#### 4. 主桁-横桁の荷重分担比の解析的検討

図-12 より、設計荷重（水平荷重 323kN）においては、横桁に発生する応力は極めて小さいことが明らかになり、単純はりとする事や主桁、横桁の荷重分担比など、横桁の断面決定の仮定を検討するとともに、横桁に作用する鉛直荷重を定量的に把握する必要があると考えられる。

そこで、横桁に作用する荷重を定量的に把握するため、前述の弾塑性有限要素解析結果を用いて逆解析を行い、主桁と横桁の荷重分担比を明らかにすることとした。

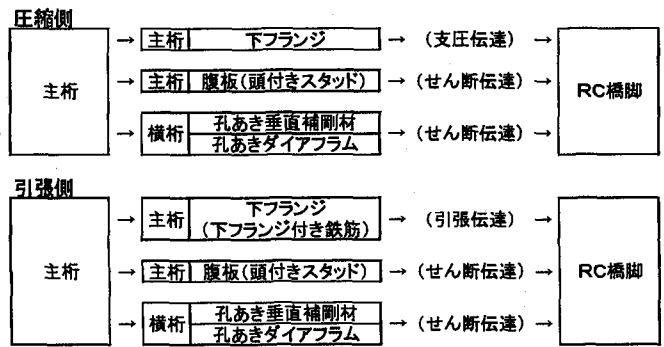


図-18 主桁からRC橋脚への荷重伝達経路

##### 4.1 主桁からRC橋脚への荷重伝達経路

主桁からRC橋脚への荷重伝達経路は、図-18に示すとおり、主桁からRC橋脚へ直接伝達する経路、横桁を介して伝達する経路の2経路が考えられる。

本検討では、この2経路に流れる荷重の大きさを、逆解析により定量的に把握することとした。

さらに、図中、主桁下フランジを介する場合において、圧縮側と引張側とでは荷重伝達機構が異なる。圧縮の場合は下フランジからの支圧伝達となるが、引張の場合は下フランジ付き鉄筋とコンクリートとの付着力に期待したものであるため、付着力が無くなった場合には、この伝達経路は喪失することとなる。しかし、本解析ではこの下フランジ付き鉄筋とコンクリートとの Bond-Slip 挙動まではモデル化できていないことから、下フランジ鉄筋には、図-17(b)のようにひずみが発生し続け、この荷重伝達経路は喪失しないこととなる。したがって、1δy以降の引張側に関しては、解析結果と異なり、実際には主桁の荷重分担比は低下し、横桁の荷重分担比は増加することとなり、全ての荷重を横桁より伝達するとした設計の基本方針に近い挙動を呈するものと考えられる。

##### 4.2 解析手法

荷重分担比を算出するために実施した逆解析のフローを図-19に示す。

1/3 縮小供試体に対して実施した弾塑性有限要素解析で出力された主桁、横桁に関する各節点の変位（並進、回転）を、主桁および横桁からなる Shell 要素のみの解析モデルに対して強制変位させた。その結果、Solid 要素などと節点を共有していた Shell 要素の各節点および支持点では、それぞれ節点反力が出力され、主桁の一般断面などでは、節点反力は出ないこととなる。出力された節点反力を各部材ごとに合計することで、各部の分担荷重とした。

##### 4.3 解析結果

逆解析によって算出した 1/3 縮小供試体の主桁、横桁の鉛直荷重分担比を図-20に示す。処女載荷の鉛直荷重のみの載荷状態および設計荷重レベル（水平変位 5mm 程度）では、主桁：横桁の荷重分担比はおおよそ 4：1であることが判明した。しかし、水平荷重載荷点の変位の増大、すなわち終局状態へ向かうにつれ、その荷重分担比は 1：1に収束する傾向となることが明らかとなった。

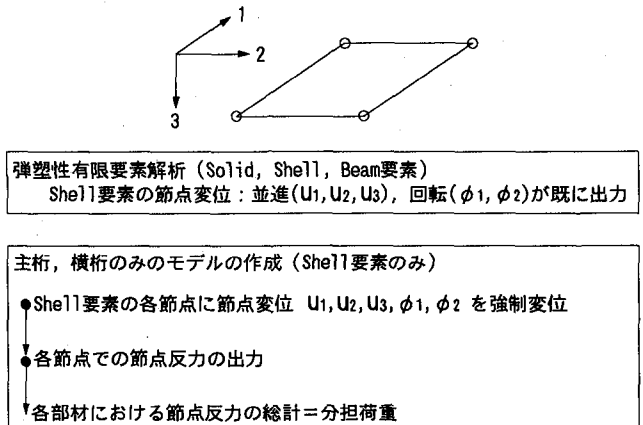


図-19 逆解析のフロー

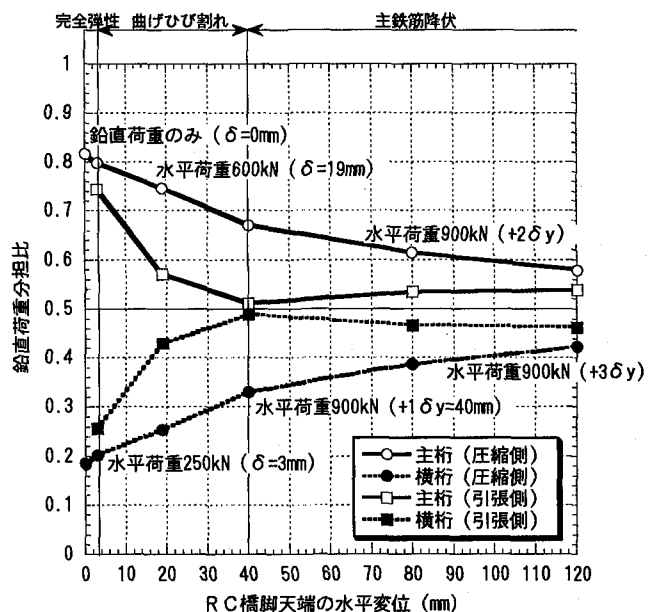


図-20 主桁、横桁の鉛直荷重分担比

$$R_g : R_c = \frac{P_{g,i}}{P_{g,i} + P_{c,i}} : \frac{P_{c,i}}{P_{g,i} + P_{c,i}} \quad (11)$$

$R_g$  : 主桁の鉛直荷重分担比

$R_c$  : 横桁の鉛直荷重分担比

$i$  : 圧縮もしくは引張

$P_{g,i}$  : 荷重状態  $i$  側の主桁の分担荷重

$P_{c,i}$  : 荷重状態  $i$  側の横桁の分担荷重

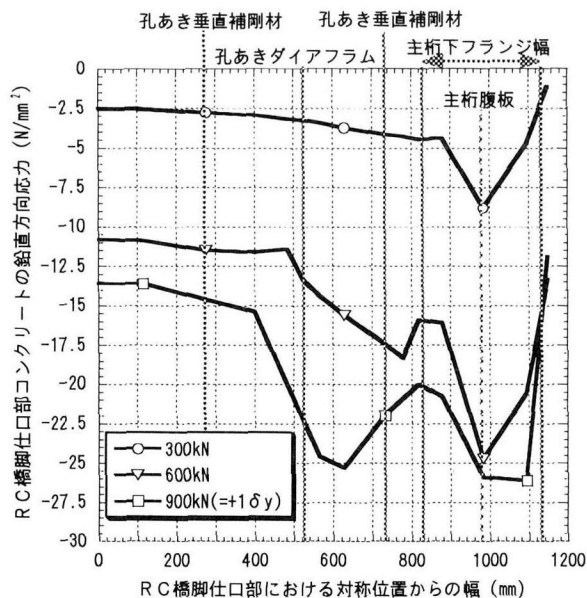


図-21 圧縮側R C橋脚仕口部の鉛直方向の応力分布  
(解析結果)

ここで、この荷重分担比は水平荷重によって剛結部に発生する偶力によって、全ての部材が圧縮状態とはならないため、圧縮側、引張側に区別し、式(11)のように算出した。

なお、弾塑性有限要素解析、逆解析による主桁、横桁の変形、ひずみはほとんど同じであることを確認した。

図-21に1/3縮小供試体の弾塑性解析による各荷重段階の圧縮側R C橋脚仕口部の応力分布を示す。水平荷重300kN程度の低荷重レベルでは、応力分布が主桁近傍に集中しているものの、降伏荷重の900kN程度では、橋脚幅中央に向かって広がっていくことが確認できる。また、載荷試験の $\pm 1\delta y$ に至った時点では、主桁下フランジ直下のコンクリートのひずみは $-2000\mu$ 前後であった。

写真-1には、主桁-ダイアフラム間における剛結部の切断面を示す。切断面全体に斜めひび割れが確認できる。図-22には、 $+1\delta y$ 時の主桁、横桁の変形図を示す。ダイアフラムが主桁腹板よりも回転していることから、両者の間でねじれ挙動が発生したのと考えられる。写真-1および図-21から判断して、この主桁-ダイアフラム間におけるねじり剛性の低下により、荷重分担比が変化したものとして推測できる。

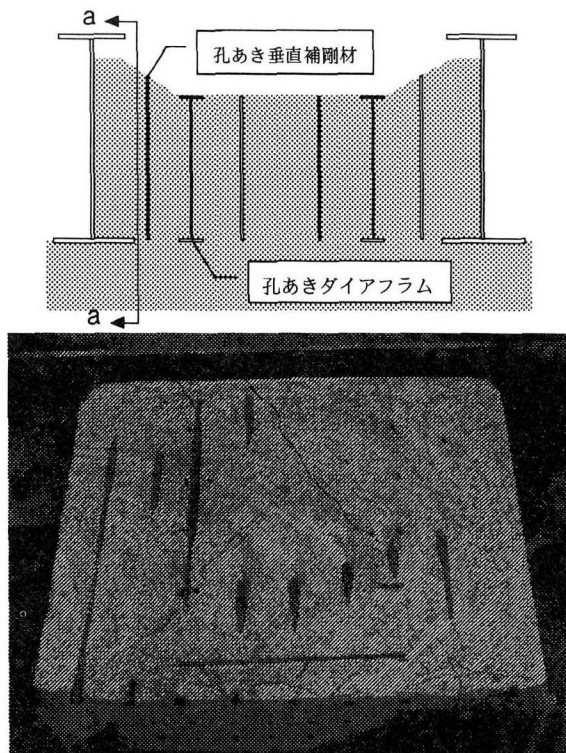


写真-1 剛結部の切断面 (a-a断面)

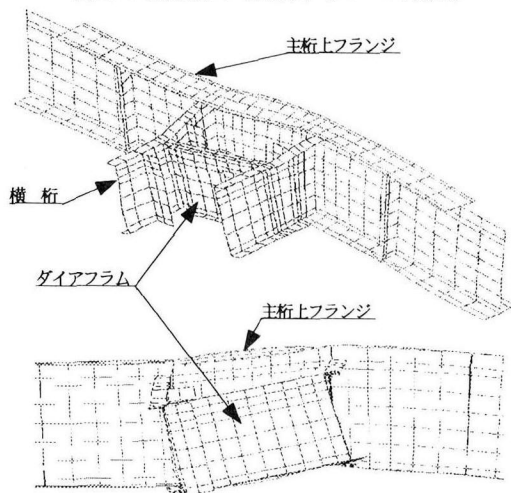


図-22  $+1\delta y$ 時の変形図 (変形倍率80倍)

#### 4.4 横桁設計法の検討

横桁の設計は、設計荷重に対して、主桁、横桁の荷重分担比を1:1、主桁間隔を支間とした単純はりとして仮定し、設計したのに対し、解析的には主桁、横桁の荷重分担比は4:1であることが判明した。一方、終局荷重レベルでは、解析結果、実験結果から判断して、横桁に作用する荷重は大きく、また、荷重分担比も変化した。

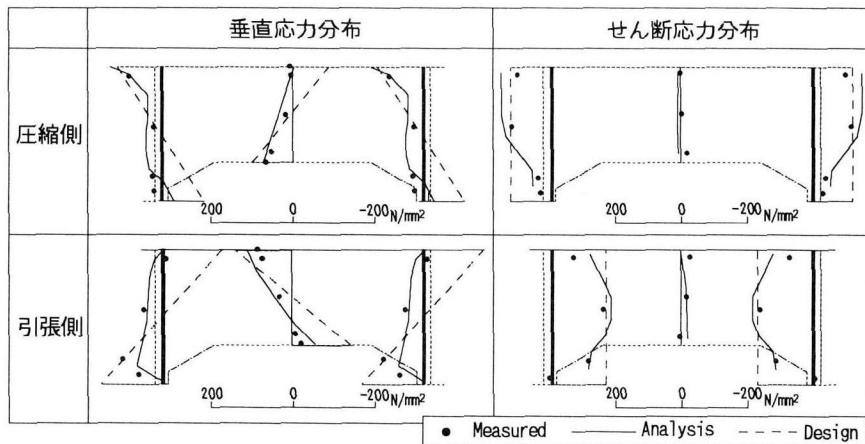


図-23 降伏荷重時の横桁の応力分布と設計結果

以下に1/3縮小供試体の圧縮側の横桁に対して実施した設計検討結果を示す。

- ・単純はりとして仮定し、1:1の荷重分担比として設計荷重によって決定した横桁断面に対して、RC橋脚主鉄筋降伏時の断面力によって、単純はりとして設計計算すると、降伏応力度を過大に超過し、耐震設計の基本方針である終局時に鋼断面を降伏させないことを保証できない。
- ・一方、RC橋脚主鉄筋降伏時の断面力によって、1:1の荷重分担比、両端固定はりとして設計計算すると、図-23のとおり、ほぼ試験結果と合致する。

以上のことから、圧縮側横桁の設計はRC橋脚仕口部断面の終局荷重に対して、主桁、横桁の荷重分担比を1:1、主桁間隔を支間とする両端固定はりとし、横桁に発生する応力を降伏応力以下として設計するのが合理的であると考える。

しかし、鯉川高架橋では橋脚基部で橋脚断面を決定し、非線形動的解析においても、橋脚基部の塑性ヒンジ形成が先行し、橋梁全体が終局に至る結果を示した。その終局時に発生する剛結部の最大応答値は、RC橋脚仕口部の降伏断面力の2/3程度であった。このように、RC橋脚基部で断面決定されたラーメン橋の剛結部に関して、RC橋脚仕口部断面の終局荷重に対して横桁を設計すると、過大な断面となる。したがって、非線形動的解析の最大応答値に対して、両端固定はり、荷重分担比を1:1として設計することも考えられる。

また、設計荷重を常時断面力とした本橋の場合、主桁と横桁の荷重分担比は4:1であり、これによって、横桁を設計すると極めて小さな剛性でも十分となる。しかし、横桁には、剛結内部のコンクリートに対する帯鉄筋の役割も期待することから、剛性確保は重要である。

したがって、設計荷重が常時断面力あるいは非線形動的解析による最大応答値のいずれの場合でも、圧縮側横桁の設計には、設計荷重によって変化する荷重分担比を1:1に固定して安全性を確保し、両端固定はりとして設計することで、非線形動的解析の最大応答値に対して横桁が降伏しない断面とするのが有用な設計法と考えられる。

## 5. まとめ

鋼2主桁とRC橋脚を剛結した複合ラーメン橋に関して、実橋の1/3縮小供試体を製作し、交番繰返し載荷試験を実施すると同時に、材料非線形性を考慮した弾塑性有限要素解析を実施し、剛結部の構造特性の把握と設計法の妥当性を検討した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

交番繰返し載荷試験より、

- (1) RC橋脚の水平荷重—水平変位曲線より、 $\pm 2\delta y$ までは計測値と解析値とはほぼ一致した。ただし、 $\pm 3\delta y$ 以降は、試験では中間帯鉄筋の帯鉄筋に対する拘束効果の低下によって、主鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剥落が発生し、徐々に荷重が低下することとなった。

(2) 主桁仕口部の設計に、はり理論を適用することは妥当であり、概して設計計算値は計測値にほぼ一致することが確認できた。

(3) RC橋脚が終局に至るまで、主桁の降伏は認められず、ラーメン橋全体を考えた場合、橋脚基部の塑性ヒンジの形成まで主桁の降伏がないことを確認した。また、剛結部の挙動が原因となって急激に荷重が低下することなかった。

(4) 横桁の断面内ひずみ分布より、400kNまではほぼ無応力に近い状態で推移するのに対し、降伏荷重900kNでは比較的大きなひずみが分布することを確認した。

(5) 剛結内部における主鉄筋のひずみ分布は、RC橋脚仕口部から剛結部天端に向かって徐々に漸減しており、主鉄筋の降伏までは十分に定着が確保されているものと判断できる。

(6) 下フランジ付き鉄筋のひずみ増分と水平荷重の増分は正の相関を有しているが、 $+1\delta y$ 以降のひずみは減少した。また、その設計に関して、明確な方針がこれまででなかったため、本実験では、降伏変位までの有用性を確認した。

試験結果を踏まえ、解析的検討を行った結果より、

(7) 鯉川高架橋P5橋脚剛結部の1/3縮小供試体における主桁、横桁の荷重分担比は、初期荷重レベルでは4:1であるが、その後RC橋脚仕口部の塑性化とともにほぼ1:1へ収束する傾向があることが明らかとなった。

(8) 荷重分担比の変化の原因は、下フランジ直下コンクリートの塑性化、主桁腹板—ダイアフラム間のコンクリートのひび割れ発生によるねじり剛性の低下によるものと考えられる。

(9) RC橋脚仕口部の終局荷重に対して剛結部を設計する場合、圧縮側横桁の設計法は、RC橋脚仕口部の降伏荷重に対して、主桁との荷重分担比を1:1、主桁間隔を支間とした両端固定はりによって断面照査することが合理的である。また、引張側横桁に関しても同様の荷重に対して、横桁がすべて荷重を分担した両端固定はりとした設計が妥当であると考えられる。

(10) 非線形動的解析の結果、最大応答値がRC橋脚仕口部の降伏断面力に至らず、設計荷重が常時断面力の鯉川高架橋のような場合でも、非線形動的解析の最大応答値に対して横桁が降伏しない断面とするには、設計荷重に対して、主桁、横桁の荷重分担比を1:1の両端固定はりとして設計すればよいと考えられる。

## 謝辞

本論文は、日本道路公団・鋼2主桁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）の中で実施した検討結果の一部である。本委員会の各委員には貴重なご助言、ご指導をいただいた。さらに、株式会社横河ブリッジの明橋克良氏には、本検討に関して終始適切なるご意見をいただいた。ここに記して、深く感謝の意を表します。

## 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) 望月秀次, 湯川保之, 和田信良, 石崎茂, 田中俊彦: 岡豊橋の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.33, No.3, pp.23~28, 1999.3.
- 3) 中村和典, 今泉安雄, 兼重寛, 中東剛, 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, No12, pp2~9, 2000.12.
- 4) 佐々木保隆, 平井卓, 明橋克良: 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, 構造工学論文集, Vol.44A, pp1447~1457, 1998.3.
- 5) 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性を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究, 鋼構造論文集, 第8巻, 第31号, 2001.9.
- 6) (財)高速道路技術センター: 平成11年度鋼2主桁ラーメン橋の剛結部に関する技術検討報告書, 2000.3.
- 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, 1998.7.
- 8) DIANA, Nonlinear Analysis, User's manual 7.
- 9) W.F.Chen: Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw-Hill International Book Company, 1982.
- 10) 田辺忠顕, 檜貝勇, 梅原秀哲, 二羽淳一郎: コンクリート構造, 朝倉書店, 1992.6.

(2001年9月14日受付)