

結合方法の違いによる鉄桁とRC橋脚の一体構造の載荷試験

Experimental study on the behaviors of hybrid rigid connections between piers and I-girders

保坂鐵矢*, 堀地紀行**, 依田照彦***, 八巻康博****, 岡田誠司*****

Tetsuya Hosaka, Noriyuki Horichi, Teruhiko Yoda, Yasuhiro Yamaki, Seiji Okada

*日本鉄道建設公団 設計技術室 (〒100-0014 東京都千代田区永田町 2-14-2)

**工博 日本鉄道建設公団 名古屋支社 (〒460-0008 愛知県名古屋市中区栄 1-6-14)

***工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科 (〒169-0072 東京都新宿区大久保 3-4-1)

****パシフィックコンサルタンツ(株) (〒163-0730 東京都新宿区西新宿 2-7-1)

*****石川島播磨重工業(株) (〒135-8322 東京都江東区毛利 1-19-10)

Although the researches on the behaviors of hybrid rigid connections between reinforced concrete piers and steel girders are reported from the view point of economical efficiency and maintenance, there still remain problems to be solved in terms of stress transfer mechanisms. In this paper, we shall focus our attention to the static behaviors of rigid connections taking notice of the crack formation of the reinforced concrete slab, the mechanical behaviors of hybrid rigid connections and the stress concentration near the rigid connections. In order to examine those behaviors, an experimental study is made by using three models which include ① anchor beam type connection, ② anchor beam type connection with stiffeners, ③ anchor frame type connection. In addition, the three-dimensional finite element analysis is performed to confirm the experimental results. It turned out from the present study that the tested hybrid rigid connections have enough ductility up to failure, showing good performance for stress transfer mechanisms.

Key Words: Cracks in concrete slab, Hybrid rigid connections, The stress concentration

1. 序論

経済性の追求や設計上の利点を活かして、連続合成 I 桁橋の中間支点上で鋼(上部工)とコンクリート(下部工)を一体とした構造(以下、上下部一体構造と呼ぶ)の研究が盛んに行われている。

従来の支承を持つ連続合成 I 桁橋と比較して、上下部一体構造には以下の利点が考えられる。

- ① 支承の省略により製作コストの低減ができる。
- ② 複雑な落橋防止構造を省略することにより、支点上の構造を単純化できる。
- ③ 不静定次数が高くなる構造であることから、地震時の落橋などの大災害への可能性が低減できる。
- ④ コンクリートラーメン形式と比べて上部工死荷重が軽減され、下部工寸法を縮小できる。
- ⑤ 橋脚下端のモーメントを低減でき、橋脚の経済設計の可能性が増す。

上下部一体構造では、上部工の断面力をどのように下部工に伝えるかが最重要項目となる。これまで行われた実験には、以下のものがある。中間支点上の主桁と横桁

を橋脚に埋め込み、スタッドを介して断面力を橋脚に伝達する方法¹⁾、スティフナーを持つ主桁を橋脚に埋め込み、その主桁、スティフナーにスタッドを設け RC 橋脚に力を伝達する方法²⁾、主桁より下方に延ばした鋼柱を橋脚に埋め込み、鋼柱表面のスタッドにより断面力を伝達する方法³⁾などがある。しかし、これらの実験では、隅角部の耐力等が中心に論じられており、主桁上の床版コンクリートは考慮されていない。また、上下部一体構造の設計では、梁-柱部の力の伝達に寄与するスタッド等の応力伝達の効果に関する明確な規定がなく、解明すべき課題も多くある。

著者らは上記の課題の中で、始めに鉛直荷重(常時: 死荷重+活荷重)を対象として下記の項目の確認を行うこととした。

- ① 床版のひび割れ挙動(メカニズム)
- ② 隅角部の力の伝達挙動
- ③ 隅角部付近の桁部、床版部に発生する応力集中

本論文は、著者らが行った実験及び解析を交えて上記に対する検討結果を報告するものである。

2. 実験の概要

2. 1 適用橋梁の概略

本供試体の形状は、図-1に示す支間3@16000 mmの3径間連続合成I桁橋を想定して試設計を行い、その桁断面及び柱断面をもとに設定した。なお、断面力は脚一桁全体をラーメン構造骨組モデルで算出した。

この構造の場合、桁床版は中間支点の隅角部近傍で急激に剛度変化するため、常時の列車走行荷重時に対するひび割れ性状を把握する必要がある。よって、本試験では供試体に床版を施工して常時状態（死荷重＋活荷重状態）での床版の挙動にも着目した。

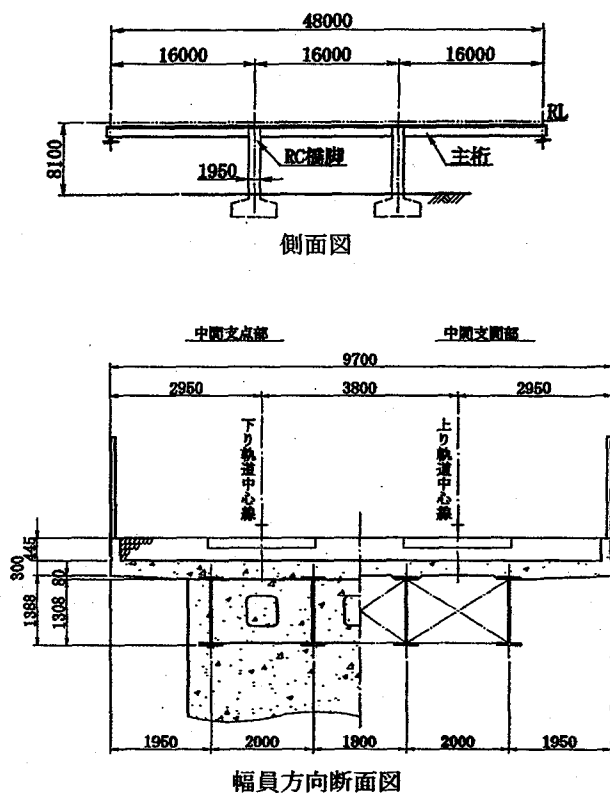


図-1 想定橋梁モデル

2. 2 供試体断面の設定

前記の試設計より、2/3のスケールダウンを行い、実験供試体の形状を決定した。また、本研究では常時状態の床版の挙動を確認するため、床版もスケールダウンして施工した。なお、供試体のスケールダウンは以下の条件で行った。

- ① 床版厚、鋼板、脚鉄筋は試設計時の寸法の2/3とする。
- ② 床版内の鉄筋は製作上の都合により、複鉄筋配置を単鉄筋とする。ただし、鉄筋比は確保する。

- ③ 実験時に設計荷重時を想定するため、想定橋梁と試験体の骨組計算時の応力度を一致させる。

供試体の桁断面を図-2に示す。鋼断面はH鋼 900×300×16×28（以下ロールH）を使用し、床版は幅900 mm×有効厚200 mmとし、配力鉄筋はD19を9本（ピッチ100 mm）を配置した。

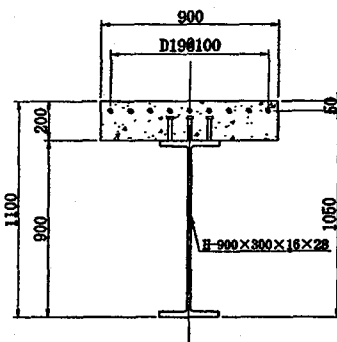


図-2 供試体桁断面図

R C柱断面は線路方向1300 mm×線路直角方向900 mmとし、鉄筋はD19を34本（ピッチは線路方向100 mm・線路直角方向130 mm）配置している。

柱内部の定着構造は、全体設計で決めた橋脚断面主筋内部に配置できること、鋼断面より柱に力の伝達を行うため、主桁鋼断面と同程度の剛度を有すること、を条件に検討した。その結果、近年の研究で盛んに試験されている図-3のH鋼 900×300×16×28（以下アンカービーム形式）、図-4の従来脚と基礎間の定着によく用いられ、比較的架設が容易と考えられるアンカーボルト10-φ70（以下アンカーフレーム形式）の2タイプを採用し、力の伝達及び桁に対する影響を比較する。またアンカーフレームの定着長は桁高さとした。

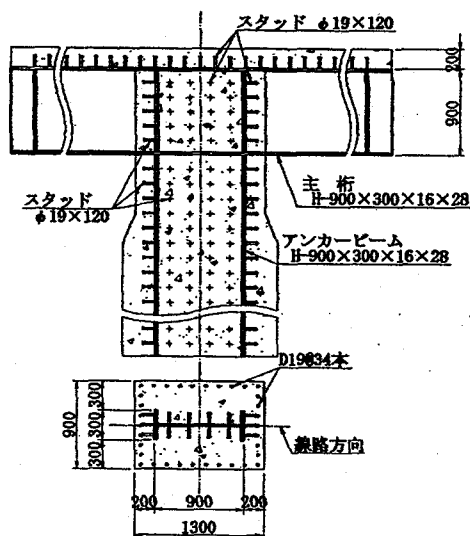


図-3 アンカービーム形式断面図

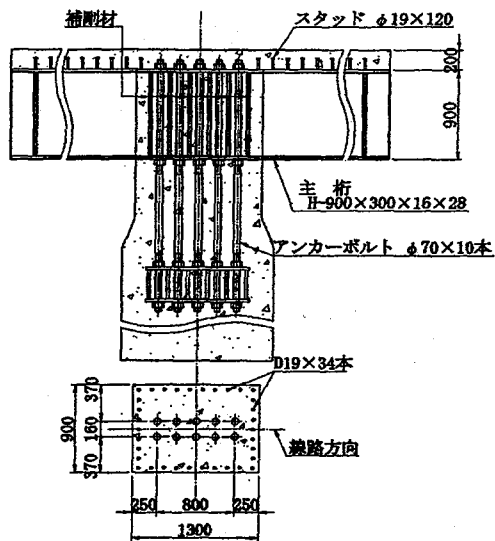


図-4 アンカーフレーム形式断面図

上記の2つの形式は比較のために、断面剛性になるべく近くなるように設定を行った。RC脚の主桁下フランジ直下の個所には両形式共に帯鉄筋を配置したが、主桁の上下フランジ間は両定着構造のせん断特性を調査するために、柱主鉄筋を延長したのみでせん断補強筋を配置しなかった。

なお、アンカービーム形式のフランジに配置するスタッドは、主桁の抵抗モーメントを偶力換算して本数を決定し、ウェブは同ピッチで合わせた。試設計断面と供試体断面の性能を表-1に示す。

表-1 試設計断面と供試体の断面性能

(1主桁当たり)

	試設計	供試体
床版厚(cm)	30.0	20.0
鋼桁断面積(cm ²)	681.8	305.8
鋼桁曲げ剛性(cm ⁴)	2,023,140	404,000
RC脚線路方向幅(cm)	195.0	130.0
RC脚線路直角方向幅(cm)	135.0	90.0

注) 供試体の詳細断面性能は表2、4を参照

2.3 桁部の補強

図-2のようなI型断面の場合、桁始端部では負曲げによる圧縮側下フランジ、主桁ウェブの座屈耐力が桁断面耐力に影響する。したがって、本試験ではこの個所を補強することにより耐力を向上させた供試体も実験することとした。なお、補強方法として桁始端部の付近に図-5、図-6に示す2つの方法を検討した。応力集中の検討、及び施工性より図-5の主桁下フランジにカバープレートを用いると共に、カバープレートと柱の接触部に高強度モルタルを注入することで剛性を上げる方法を採用した。

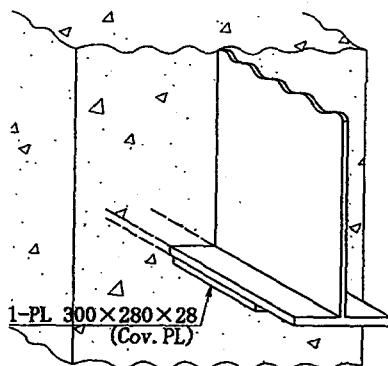


図-5 I型断面下フランジ補強図(1)

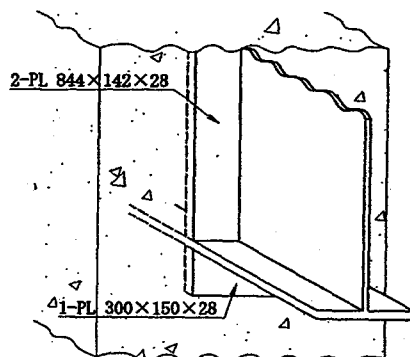


図-6 I型断面下フランジ補強図(2)

2.4 供試体形式と載荷荷重

本研究では主に常時状態における挙動に着目している。また、床版のひび割れを観察するため、図-7に示す載荷要領で実験を行った。この姿勢で実験するため転倒に対する安全を考慮して、アンカービーム及びアンカーフレームは架台内部まで延長した。なお、今回の実験の着目点に影響ないかどうかはFEM解析で確認した。

実験を実施するにあたり、載荷荷重と想定橋梁の設計断面力及び各状態の断面力との関係をまとめたものを表-2に示す。

表-2 各断面状態相当載荷荷重

	載荷荷重
床版ひび割れ荷重 ^{注1)}	136kN(13.9tf)
合成後死荷重時 ^{注2)}	256kN(26.1tf)
合成後死+活荷重時 ^{注3)}	433kN(44.2tf)
桁断面決定荷重時 ^{注4)}	568kN(58.0tf)
床版内鉄筋降伏荷重 ^{注5)}	1453kN(148.3tf)

注1) 供試体の断面計算で床版上面引張応力度が $\sigma_w = 0.5 \cdot \sigma_{yk}^{2/3} = 2\text{N/mm}^2 (21.5\text{kgf/cm}^2)$ (材料試験結果) に達する時

注2) 想定橋梁における合成後死荷重断面力を生じさせる本供試体での載荷荷重

注3) 想定橋梁における設計断面力(合成後死荷重+活荷重)を生じさせる本供試体での載荷荷重

注4) 想定橋梁における設計断面力（合成前死荷重＋合成後死荷重＋活荷重）を生じさせる本供試体での載荷荷重

注5) 供試体の断面計算で桁始端の床版鉄筋応力度が降伏応力度 $\sigma_{ry}=375\text{N/mm}^2(3828\text{kgf/cm}^2)$ (材料試験結果)に達する時

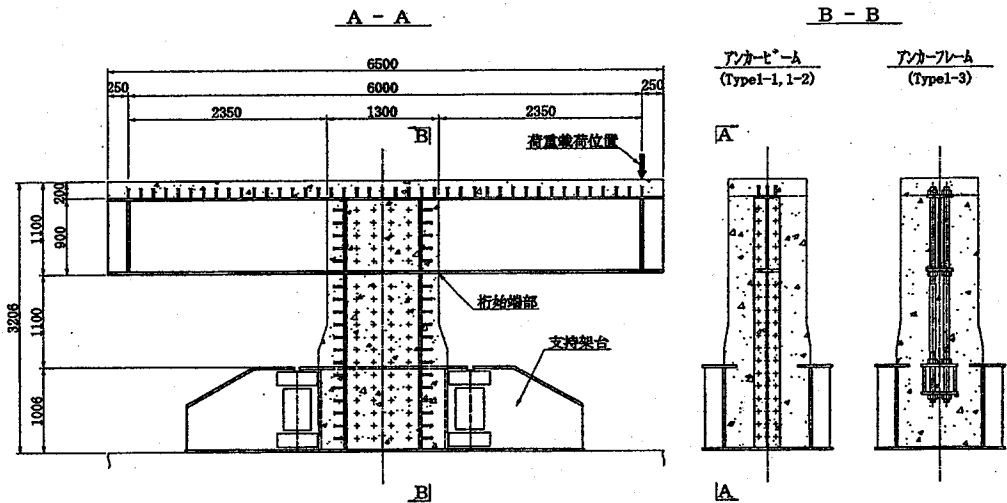
注6) 活荷重は衝撃を含む値を示す。

上記のように各断面の形状を設計し、それらを組み合わせて3体の供試体を作成した。表－3、表－4、表－

5にそれらの断面の組み合わせ及び諸性能を示す。

表－3 供試体形式一覧表

	RC 橋脚との結合方法		桁部補強の有無
	アンカービーム	アンカーフレーム	
Type1-1	○		－
Type1-2	○		○
Type1-3		○	－



図－7 実験時載荷要領図

表－4 供試体断面性能一覧表(鋼換算)

供試体名	Type1-1	Type1-2	Type1-3
桁形式	ロール H		ロール H
①桁断面積 (鋼部分) (cm ²)	305.8		305.8
②桁断面曲げ剛性 (鋼部分) (cm ⁴)	404,000		404,000
③桁曲げ剛性 (合成断面・鋼換算) (cm ⁴)	489,694		489,694
RC 柱との結合方式	アンカービーム		アンカーフレーム
④隅角(柱)断面積 (鋼部分) (cm ²)	305.8		384.85
⑤隅角 (柱) 曲げ剛性 (鋼部分) (cm ⁴)	404,000		307,876
⑥隅角(柱)曲げ剛性 (合成断面・鋼換算) (cm ⁴)	2,350,421		2,247,297
⑦桁－柱剛比 I (②/⑤)	1.00		1.31

表－5 使用材料一覧

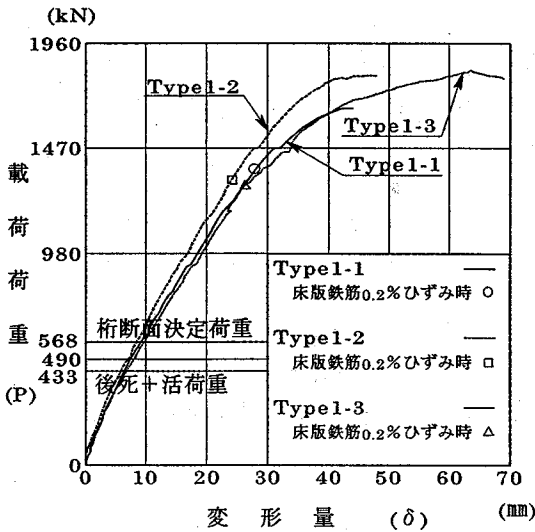
材 料	材 質・強 度
鋼 板	SS400
鉄 筋	SD345
コンクリート	$\sigma_{ck} = 32\text{N/mm}^2$ (330kgf/cm ²)

3. 実験結果

3. 1 荷重－変位関係

各供試体の荷重載荷点における荷重－変位の関係を図－8に示す。

各供試体とも柱近傍の桁始端部のウェブ下端が座屈し、終局状態に至ったが、常時荷重状態では十分な安全性が確保されていることが判る。Type1-2が Type1-1 に比べて耐力が上って入るのは桁部を補強したためである。



図－8 載荷点の荷重変位曲線

3. 2 床版上面のひび割れ状況

Type1-2 の床版初期ひび割れ直後〔157kN(16tf)載荷時〕の床版のひび割れ分布図を図-9 に、784kN(80tf)載荷時のひび割れ分布図を図-10 に示す。

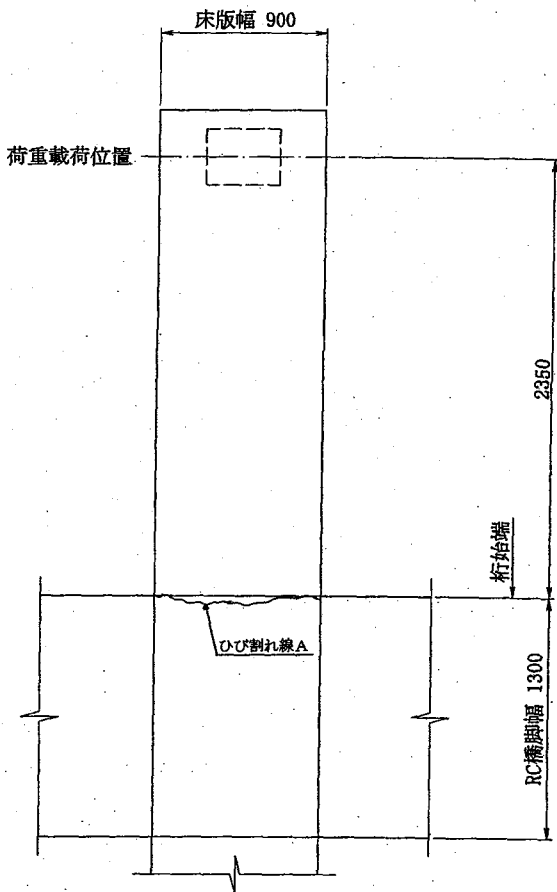


図-9 床版ひび割れ分布図 Type1-1
(載荷荷重 157kN(16tf))

重) 状態においても、一般環境におけるコンクリートのひび割れ幅の制限値 0.2 mm ($0.005 \times C$ 注7)) を下回っていることが確認できた。また、その状態の鉄筋のひずみは約 600μ [引張応力度 98 N/mm^2 (1000 kgf/cm^2)] 程度であり、国鉄建造物設計標準に示される鉄筋の応力度と最大ひび割れ幅の関係にほぼ一致する。

注7) C (本供試体では 40 mm) : 床版鉄筋のかぶり

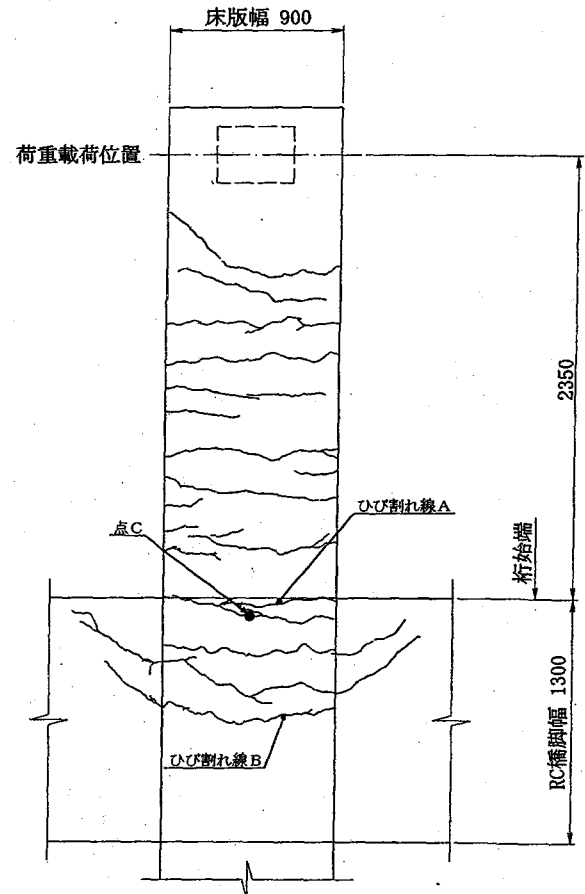


図-10 床版ひび割れ分布図 Type1-1
(載荷荷重 784kN(80tf))

床版上は載荷荷重 157kN(16tf)前後で、桁始端より図-9 のひび割れ線Aに示す初期ひび割れが生じた。

その後、図-10 に示すように初期ひび割れと平行に線路直角方向のひび割れが徐々に載荷点に向かって発生した。なお、ひび割れ線Bに示す柱中央(支点中央)のひび割れは 784kN(80tf)載荷時(設計荷重の約2倍弱)まで発生していない。これにより RC 橋脚上の床版の耐力は非常に高いものであることがわかり、床版の耐力(ひび割れに関する使用限界)の照査は、RC 橋脚上を剛体と考え、桁始端部の断面力で評価して良いと推定される。

最終的には図-10 中のひび割れ線Aに示す桁始端の初期ひび割れの幅が卓越し、その直下の鉄筋が塑性化及び鋼断面が座屈して最終耐力に達する。

図-10 のひび割れ線 A 付近の点Cにおける荷重-ひび割れ開口量曲線を図-11 に、床版内の鉄筋にゲージを貼付した点Cにおける鉄筋の荷重-ひずみ曲線を図-12 に示す。図-11 より、合成後荷重(合成後死荷重+活荷

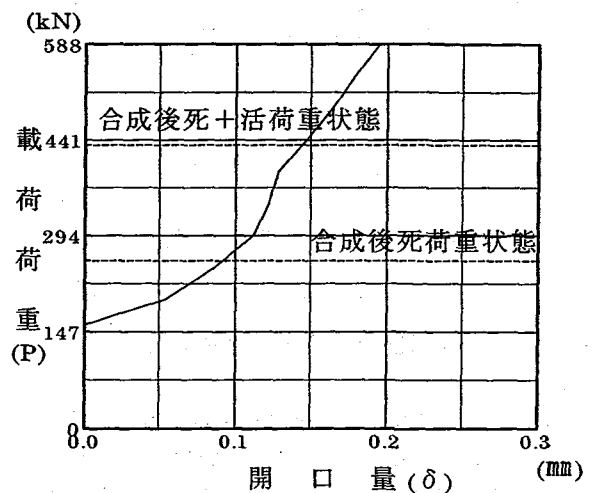


図-11 荷重-開口量曲線(点C) Type1-1

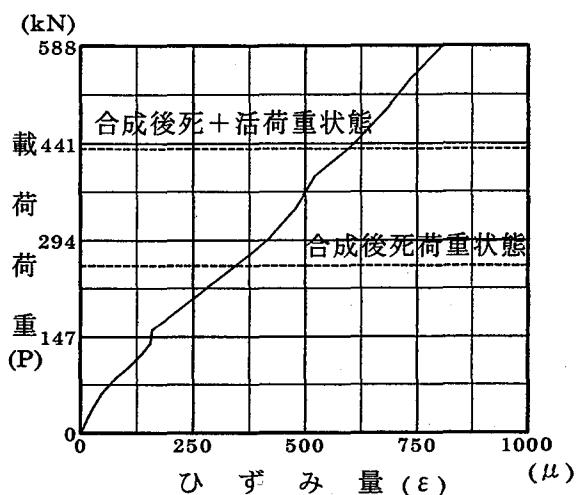


図-12 荷重-ひずみ曲線 (点C) Type1-1

3. 3 隅角部の挙動

Type1-1 の終局耐力時における脚柱側面のひび割れ分布図を図-13 に、Type1-3 の終局耐力時におけるひび割れ分布図を図-14 に示す。隅角部（桁側面の）せん断ひび割れが図-14 にかかなり多く見られることがこれより明らかである。アンカービーム形式、アンカーフレーム形式共にその付近の配筋は同様に施しており、内部のアンカービームがせん断抵抗に有効に機能していることがわかる。

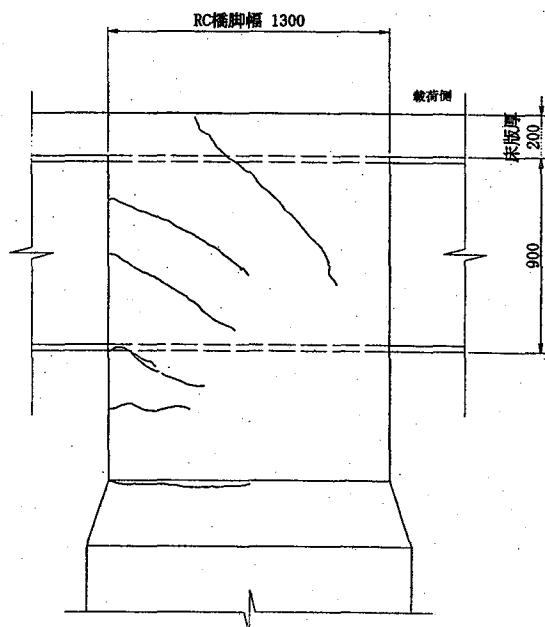


図-13 柱側面ひび割れ分布図 Type1-1

Type1-1 のひび割れは載荷荷重 490kN(50tf)以降に発生しており、設計荷重 433kN(44.2tf) (合成後死荷重+活荷重) の段階では発生していない。本供試体はせん断補強鉄筋を十分配置しておらず、これらを配置した場合常時荷重時には十分な安全性が確保されていると思われる。

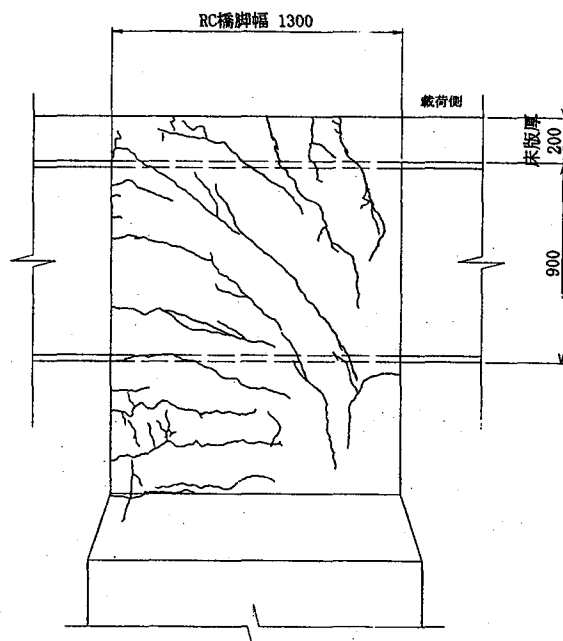


図-14 柱側面ひび割れ分布図 Type1-3

脚柱側面にひび割れが発生する以前における供試体コンクリート表面の主応力の分布を比較する。図-15 に Type1-1 の 294kN(30tf)載荷時における主応力の分布を、図-16 に Type1-3 の 294kN(30tf)載荷時における主応力の分布を示す。Type1-1 (アンカービーム形式) は隅角全体で斜め方向に主応力が発生している⁴⁾。Type1-3 (アンカーフレーム形式) では各々の個所において斜め方向の主応力が発生している。これよりアンカービーム形式は隅角部においてせん断力に抵抗していると考えられる。これに対して、アンカーフレーム形式は各々のアンカーボルトが近傍のコンクリートと共に軸力方向に抵抗し、応力状態が複雑になっていると考えられる。

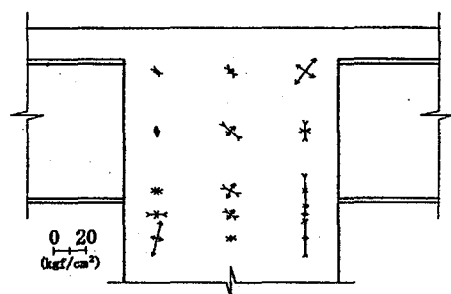


図-15 Type1-1 隅角部コンクリート主応力図

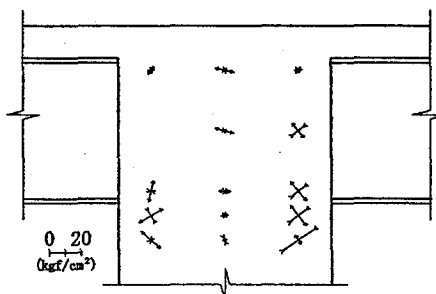


図-16 Type1-3 隅角部コンクリート主応力図

3. 4 柱部の応力集中について

上下部一体構造では、鋼-コンクリートの接触・接合部に局部的に応力集中が発生する事が実験等で報告されている⁵⁾。今回の構造では、桁始端部の下フランジ直下のコンクリートが支圧により損傷する可能性についても検討した。

図-17に Type1-3 の下フランジ直下のコンクリートの圧縮ひずみを示す。Type1-1 に比べて Type1-3 の方がより大きなひずみが発生しており、最終耐力時には下フランジ直下のコンクリートに圧壊が生じている。図-17 から分かるようにウェブ直下のひずみに応力集中の傾向が見られる。

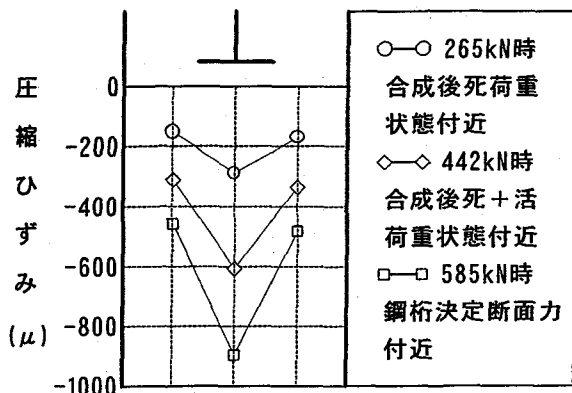


図-17 下フランジ直下のひずみ分布(Type1-3)

4. 有限要素法による実験値の検証

4. 1 概要

前述の供試体 Type1-1 について三次元弾性立体有限要素解析を行った。その要素分割図を図-18に示す。床版及びRC橋脚はソリッド要素で、その内部の鉄筋はロッド要素でモデル化を行った。また鋼桁及びアンカービームはシェル要素でモデル化を行っている。

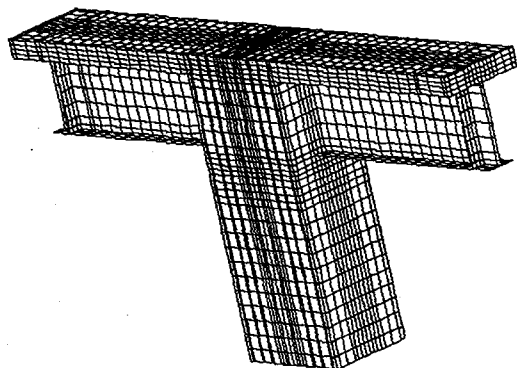


図-18 FEMモデル要素分割図

4. 2 計算結果

載荷荷重 98kN(10tf) (床版ひび割れ発生前) と 245kN(25tf) (ひび割れ発生後) の実験値と解析値の比較を表-6に示す。ひび割れ発生前では実験値と解析値が

良く一致している。ひび割れ発生後の荷重では、桁及び鉄筋の実験値における応力度が、ひび割れを考慮していない解析値を上回っていることがわかる。一方、この段階ではひび割れの発生していない柱内部のアンカービームの応力度は比較的一致している。

表-6 解析結果の検討 応力度は N/mm²

	荷重 98kN(10tf)		荷重 245kN(25tf)	
	実験値	解析値	実験値	解析値
桁先端たわみ量(mm)	1.2	1.1	3.1	2.7
桁始端部 U.flg 応力度	7	6	30	15
桁始端部 L.flg 応力度	-26	-11	-66	-28
桁始端部床版内鉄筋応力度	17	9	53	22
桁始端部直下コンクリート応力度	-1	-2	-3	-5
引張側アンカービーム応力度	5	5	13	13
圧縮側アンカービーム応力度	-5	-4	-8	-11

4. 3 隅角部の力の伝達状況

25tf 載荷時の隅角部コンクリートの主応力の流れを、図-19 (最大主応力)、図-20 (最小主応力) に示す。図-15 の Type1-1 での現象がこれにより明らかに確認できる。ただし、解析値の方が若干大きくなっており、これは鋼とコンクリート間の力の伝達比率が実験値と解析値の間に相違があるためと考えられる。

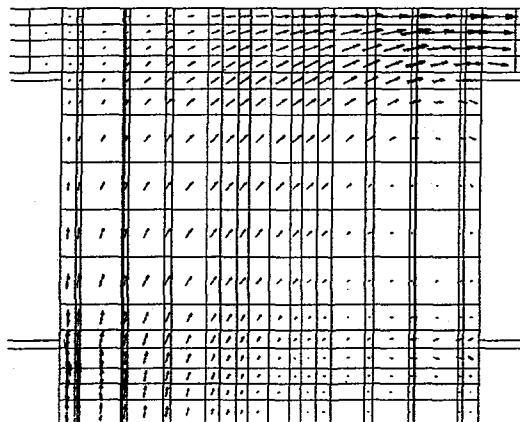


図-19 隅角部コンクリート最大主応力図

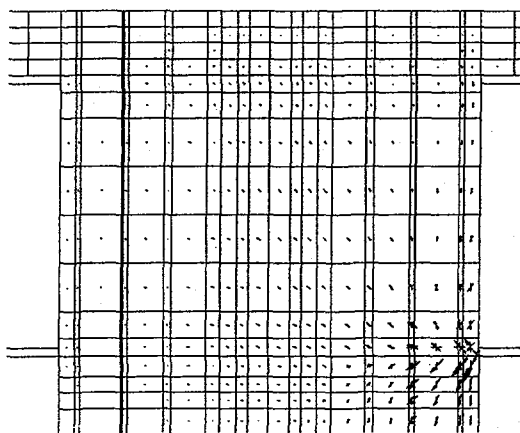


図-20 隅角部コンクリート最小主応力図

4. 4 床版内の鉄筋について

床版がひび割れ発生前の 58.8kN(6tf) 載荷時の床版内鉄筋応力度を図-21 に示す。FEM 解析値及び実験値より、支点中央部（柱中央）より桁始端部の鉄筋応力度が大きいことが確認できるとともに、従来設計時に仮定している骨組計算値と傾向が異なることがわかる。

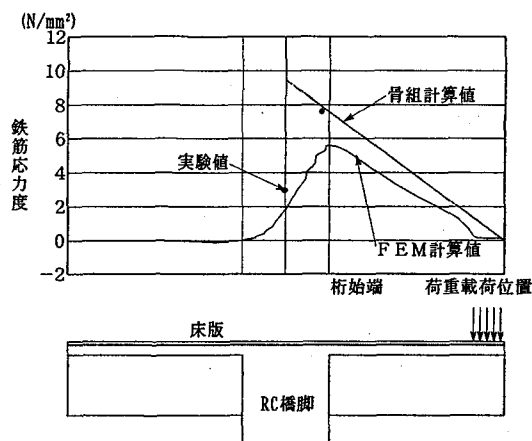


図-21 床版内の鉄筋の軸力分布

床版ひび割れ発生後の 245kN(25tf)（合成後死荷重）及び 45tf（合成後死+活荷重）載荷時の床版内鉄筋応力度を表-7 に示す。柱中心線の鉄筋応力度に関しては、実験値とコンクリートを無視しない線形 FEM 解析値の値に近いことがわかる。また、桁始端の鉄筋応力度に関しては、実験値と床版コンクリートを無視した桁始端の骨組計算値が一致していることが分かる。これより、脚上面の床版は設計常時断面力の範囲ではほぼ弾性体といえるとともに、従来の脚中央の断面力を使用する設計仮定は安全側といえる。

表-7 設計荷重範囲での床版鉄筋の応力度
(単位:N/mm²)

載荷荷重	脚中心線		桁始端	
	実験値	FEM 解析値 注8)	実験値	骨組計算値 注9)
245kN(25tf)	13	9	53	58
441kN(45tf)	21	16	99	104

注8) 線形 FEM 計算値である。

注9) 床版を無視し、鉄筋及び鋼桁断面により算出している。

5. 結論

本研究で以下の事項が明確になった。

- (1) 上下部一体構造の中間支点付近における負曲げ領域の床版のひび割れについて、常時断面力（合成後死荷重+活荷重）時のひび割れ幅の検証を行い、ひび割れ制限値以下であることを確認した。
- (2) ひび割れ発生以前の応力挙動に注目すると、弾性 F

EM解析の解析値はアンカービーム形式の実験値に近かった。柱のひび割れ発生以降、耐力に達するまでのひび割れの分散性の面で、アンカービーム形式はアンカーフレーム形式より優れていた。

- (3) 中間支点部の桁始端の下フランジ直下のコンクリートの支圧による応力集中について、アンカービーム形式とアンカーフレーム形式との比較検討を行った結果、本実験においては、アンカーフレーム形式の方がより大きなひずみが発生していた。したがって、I 型断面桁を使用する際には支圧低減の措置を講ずる必要がある。
- (4) 上下部一体構造の中間支点近傍の負曲げ領域の床版の設計では、骨組計算により求まる曲げモーメントを用いて床版コンクリート内の鉄筋応力度を算出すれば安全側の設計となる。

6. あとがき

今回鉄道橋における上下部一体構造の研究の第一段階として、常時状態を想定した静的荷重下での床版、桁及び隅角部付近の基礎的検討を行った。現在進行中の地震荷重を想定した交番応力作用下での隅角部付近の挙動実験、及び定着部その他の疲労の影響を考慮した繰返し荷重実験等と併せて、今後設計方法の提案を行う予定である。

参考文献

- 1) 松田哲夫、湯川保之、和田信良、田中俊彦、松井繁之：鋼桁と RC 橋脚を剛結した複合ラーメン橋の剛結部の設計法について、土木学会第 51 回年次学術講演会、1996 年、pp.914-915。
- 2) 杉山孝雄、佐藤 徹、町田篤彦、Mohammad Afifuddin：鋼-RC 剛結ラーメン橋梁の連続機構に関する実験研究、土木学会第 52 回年次学術講演会、1997 年、p.272-273。
- 3) 望月秀次、花田克彦、釜井英行、蘇我 明：川之江東 JCT・C ランプ橋の鋼桁-RC 橋脚剛結部の載荷実験、土木学会第 52 回年次学術講演会、1997 年、pp.278-279。
- 4) 佐藤 徹、清水功雄、太田貞次、町田篤彦：複合ラーメン橋の接合部設計法に関する一提案、土木学会構造工学論文集 Vol.45A、1999 年 3 月、pp.1431-1438。
- 5) 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 脚剛結部の構造と力学性状について、土木学会構造工学論文集 Vol.43A、1997 年 3 月、pp.1367-1374。

(1999 年 9 月 17 日受付)