

連結桁を有する上下部一体複合剛結構造の繰返し載荷実験

Cyclic loading test on hybrid rigid frame combined with steel girders and concrete pier

郭 曉光*, 吉 伯海**, 青木 徹彦***, 中野幹一郎****, 桜井孝****

Xiaoguang GUO, Buohai JI, Tetsuhiko AOKI, Kanichiro NAKANO, Takashi SAKURAI

* 愛知工業大学大学院工学研究科 建設システム工学専攻 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

** 愛知工業大学大学院工学研究科 生産・建設工学専攻 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

*** 工博 愛知工業大学教授 工学部土木研究科 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

**** 株式会社東京鐵骨橋梁 技術本部 (〒108-0023 東京都港区芝浦 4-18-32)

One of the problems in complex structures is that length of joint is not enough between reinforce concrete piers and steel girders. The new connecting method of a reinforced concrete pier with two main steel girders is proposed and the seismic resistance testing is conducted in this study. From the test, the sufficient deformation capability is obtained and serious failure is not observed at the connection between reinforced concrete and steel girders

Key words: Composite structure, Hybrid rigid frame, Connection, Concrete pier, Steel girder

1. まえがき

公共投資の縮小により、土木構造物の建設費や維持管理費の節減が強く要請されている。従来の土木構造物は、鋼またはコンクリート材料のいずれかの構造が主体であったが、複合構造とすれば、異種部材の組み合わせにより、安価で耐久性、耐震性、走行性の優れた構造が実現できる可能性がある。

複合構造の代表的な形式の一つとして、鋼桁と鉄筋コンクリート橋脚（以下RC橋脚と称す）とを剛結した構造がある。近年、この分野の研究が盛んに行われており、文献 1)-2) は 2 主桁、文献 3)-5) は 1 主桁を用いた実験的研究が述べられている。これらの研究において種々の構造形式が提案され、すでに 20 橋近くの実績を有している。^{6) -7)}

複合剛結構造において、RC橋脚の主鉄筋に太径の鉄筋を使用するとき、接合部内での鉄筋の定着長を確保することは困難な場合が多い。その解決法として、主鉄筋とスタッドジベルをラップさせ、帯鉄筋を配置することにより応力伝達を円滑にさせる方法などがあるが、剛結部の施工が複雑となり、また、定着長を確保することができても、床版部施工時に移動型枠装置の通過に支障が生じる場合がある。

本研究では、移動型枠装置を使用する場所打ちPC床版を有する鋼連続I桁橋を対象とし、単純で耐荷力、耐震性に優れ、施工および維持管理の容易な上下部一体構

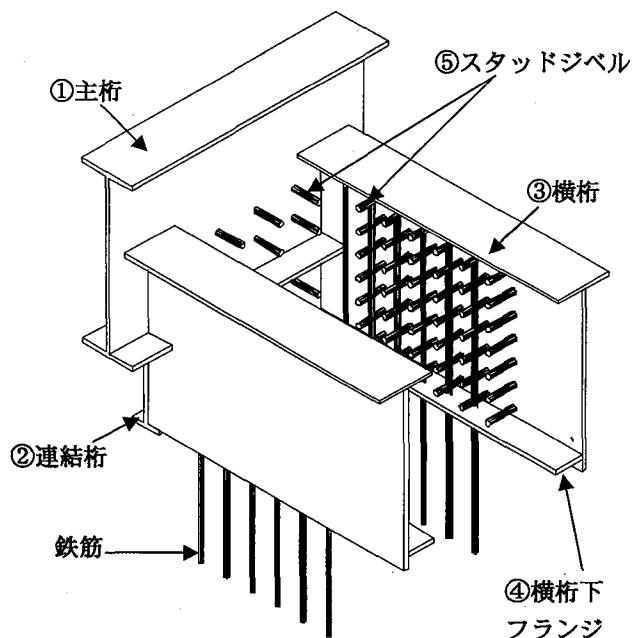


図-1 構造概要

造を提案する。また、2 主桁と横桁で構成する大型試験体による静的交番載荷を行い、本構造の耐震性能を実験的に検証するものである。

複合構造では過大な地震力の作用に対して高いじん性を確保し、剛結部が破壊しないことが要求される。剛結部の破壊形式としては、①RC橋脚の主鉄筋の引き抜き破壊、スタッドジベルの変形ないし破断による破壊、②

表-1 実験供試体の種類

供試体 タイプ	連結桁 高さ (mm)	横桁高さ (mm)	スタッドジベルの 本数(一面あたり)
TYPE1-A	300	600	主桁 16 本 横桁 60 本
TYPE1-B	300	600	主桁 4 本 横桁 16 本
TYPE2	450	750	主桁 4 本 横桁 16 本

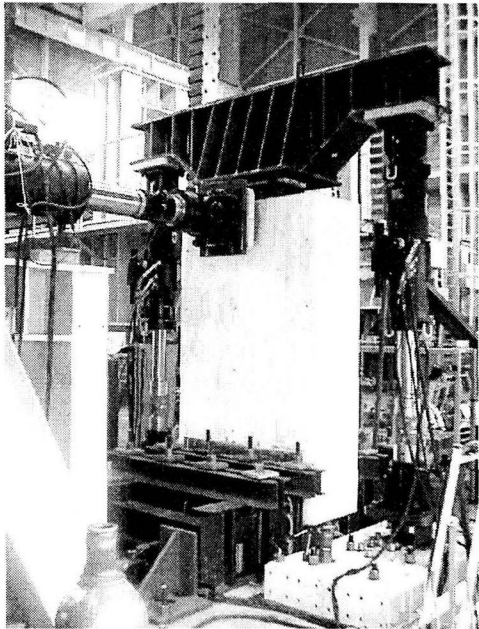


写真-1 載荷状況

実験供試体は、2 本主桁と R C 橋脚を一体化させた複合ラーメン橋の接合部を取り出したもので、載荷装置の能力を勘案し、実構造の 1/5 スケールモデルとしている。主桁はウェブ断面寸法 9×600mm、フランジ断面寸法 200×16mm、長さ 2500mm を用いた。また、横桁のウェブに 16mm、フランジに 9mm の鋼板を使用した。

パラメータは鋼桁と R C 橋脚の剛結部の構造に着目し、スタッドジベル本数、連結桁高さを変えた 3 種類とする。連結桁高さが 300mm のものを TYPE 1、450mm のものを TYPE 2 とする。さらに TYPE 1 のうち、スタッドジベルの本数が道路橋示方書⁸⁾の許容せん断力により設計したものを TYPE1-A、鋼構造物設計指針⁹⁾により設計したものを TYPE1-B とする。これら供試体の種類を表-1 にまとめる。供試体形状寸法を図-2 に示す。

2.2 載荷方法

写真-1 に示すように、実構造物とは天地が逆転するように鋼桁を下側にセットし、その上に R C 橋脚を立ち上げた状態で実験を行う。支持条件は図-3 に示すよう、主桁の下フランジをアンカー・ビーム 2 本を用いて実験床に固定する。コンクリート橋脚に作用させる軸力は実橋

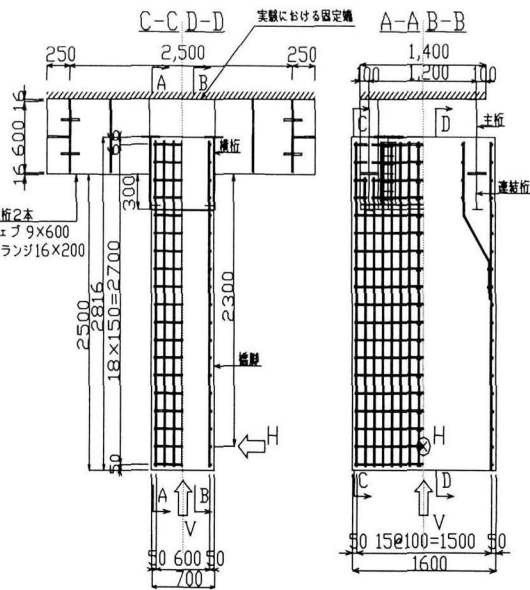


図-2 供試体寸法形状

剛結部内部のコンクリートのせん断破壊、③剛結部境界の R C 部の曲げ破壊(主鉄筋の降伏)が考えられるが、上記①、②は致命的な損傷をうけ、補修困難のため不可であり、③の破壊形式が望ましい。また復旧のし易さを考えれば、補修、加工の容易な鋼主桁部を塑性変形させ、エネルギー吸収させることも考えられる。実験ではどのような破壊形式をとるかにについても注目する。

2. 実験計画

2.1 実験供試体

本研究で対象とする連結桁を有する一体構造の概念図を図-1 に示す。本構造は①主桁、②連結桁、③横桁で枠組をつくり、④横桁の下フランジに穴をあけて、R C 橋脚柱頭部の主鉄筋を貫通させて枠組みの中に引き込み、コンクリート上端部まで延長する。さらに、主桁、連結桁および横桁の内側に⑤スタッドジベルを設置し、コンクリートを横桁上端部まで充填させ、上下部を一体化させる。

本構造の特徴は以下のようなものである。

- 1) 移動型枠装置が通過できるように、剛結部は主桁高の半分程度までとして空間を確保する。
- 2) 上部工からの内力を橋脚に伝達するため、主桁の下に連結桁を設け、主桁、連結桁と 2 枚の横桁とで枠組みをつくり、橋脚に埋込む。横桁の上フランジは橋脚表面と一致させ、断面力を主鉄筋に伝達する。これにより主鉄筋に太径の鉄筋が使われても、特別な処置を必要がない。
- 3) 上部工との接合を容易で確実にするため、枠組みは主桁直下の位置に現場接合部を設け、下部枠組みを下部工施工時に先行据え付けることができる。

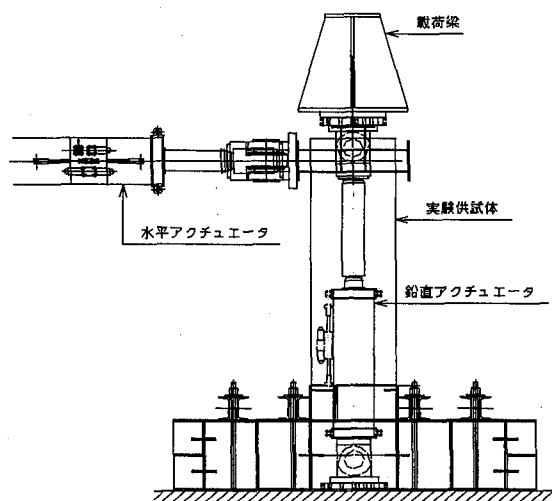


図-3 載荷要領図

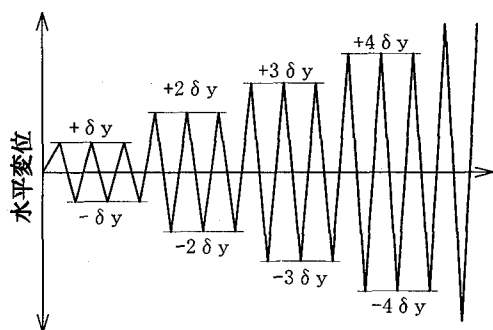


図-4 載荷ステップ

モデルの断面力を基準にし、橋脚コンクリート応力が同程度(0.46MPa)になるよう500kNを与える。水平載荷は二段階に分けて行った。はじめに、一定の軸力を載荷した後、内部の鉄筋の一本おきに張ったひずみケージの平均から求めた引張側鉄筋のひずみ測定値が、素材試験から得られた降伏ひずみに達するまで水平荷重を与えて降伏点載荷を行う。また、そのときの載荷点の水平変位を基準降伏変位 δy 、水平荷重を降伏荷重 H_y とした。つぎに、図-4の載荷ステップに示すように、 $\pm \delta y$ ずつ変位制御で変位を増加させ、各3サイクルの繰り返し水平力を与えた。なお、最大荷重に達した後、各ステップの1サイクル目の耐力力が降伏荷重まで低下した時点を終局状態と見なして実験を終了した。

3. 実験結果と考察

3.1 材料試験結果

繰り返し載荷実験に先立ち、使用材料の素材試験を行った。それぞれ3本の平均値を表-2にまとめる。コンクリート円柱供試体の圧縮試験は4週および剛結部の載荷実験日の前日(材令:20日、27日、38日)に行ったもので、表-2はTYPE1-Bの載荷実験前日の試験結果を示す。

表-2 使用材料の強度定数測定結果

鋼板	SM490Y 材 降伏強度: $f_{sy}=411.1$ MPa 引張強度: $f_{su}=560.4$ MPa 弾性係数: $E_s=214.6$ GPa
	D16(SD345) 降伏強度: $f_y=372.0$ MPa 引張強度: $f_s=554.8$ MPa 弾性係数: $E=197.5$ GPa
コンクリート	早強コンクリート 圧縮強度: $f_{cu}=36.0$ MPa 弾性係数: $E_c=30.6$ GPa

表-3 降伏点載荷実験結果

供試体 番号	主鉄筋降伏荷重 H_y (kN)	降伏変位 δy (mm)
TYPE1-A	536	10.6
TYPE1-B	565	11.6
TYPE2	550	9.2
TYPE1 設計値*	448	5.7
TYPE2 設計値*	485	4.9

*RC断面計算による

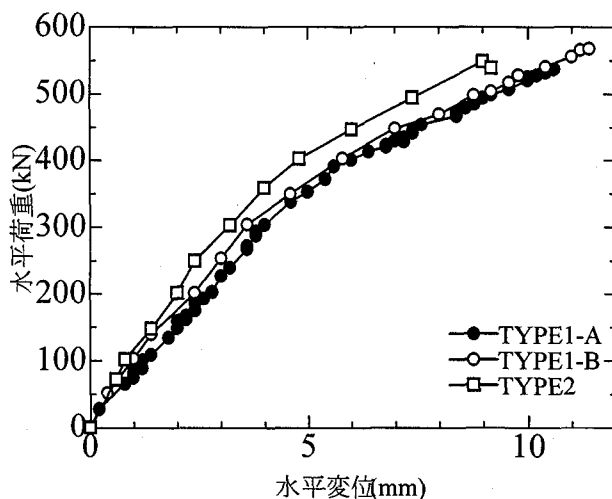


図-5 降伏点載荷時の水平荷重-水平変位関係

3.2 降伏点までの実験結果

予備載荷として鉄筋の降伏点までの載荷を行った。載荷実験の結果のうち、各供試体の主鉄筋降伏時の水平荷重と載荷点の水平変位を表-3にまとめる。降伏荷重は536kNから565kNの間にあり、ほぼ同一で、ばらつきの範囲と思われる。降伏変位の計測値と実験値には約2倍の開きがあるが、鉄筋とコンクリートの付着等の問題により、コンクリート橋脚の実験ではこの程度の開きが出ることは一般的であり、今回の実験値が特別問題とされるものではない。載荷時の水平荷重-水平変位の関係を図-5に示す。同図から、スタッドジベル本数の異なるTYPE1-A、TYPE1-Bの初期剛性に大差がなく、降伏荷重に大きな違いが見られないことがわかる。TYPE1-A、TYPE1-B

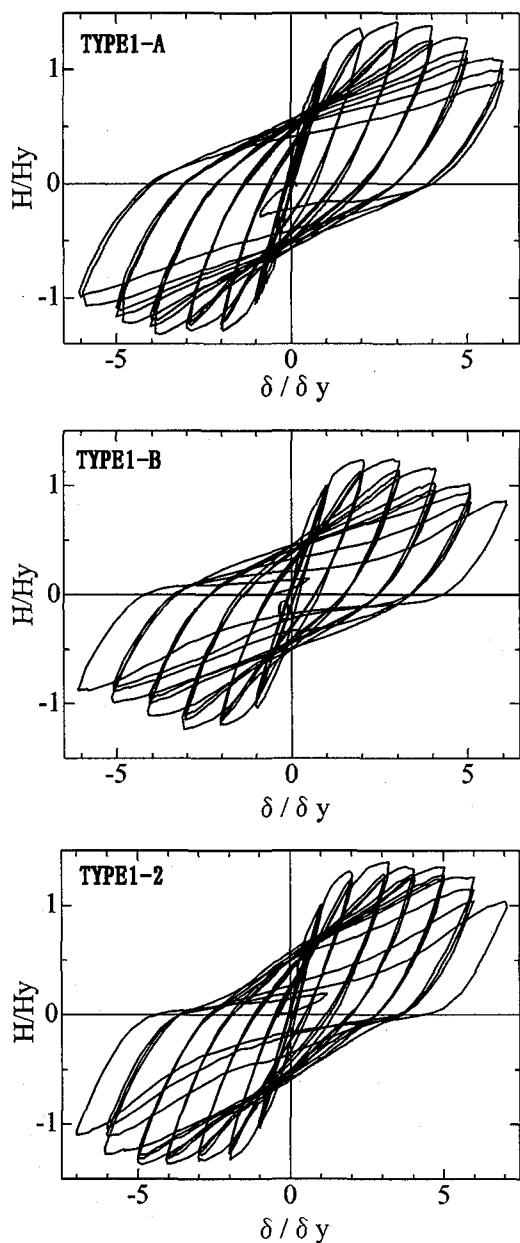


図-6 水平荷重-水平変位履歴曲線

供試体と比べて、連結桁の高い TYPE2 の初期剛性が若干高い。これは、連結桁が高い場合、RC 橋脚への拘束が大きく、剛結部の一体化が高まることによって曲げ変形が抑制されたものと思われる。

3.3 繰り返し載荷の実験結果

(1) 最大荷重

供試体ごとの繰り返し載荷実験結果による水平荷重-水平変位の履歴曲線を図-6 に、水平荷重-水平変位の包絡線を図-7 に示す。また、最大荷重、最大変位および塑性率を表-4 にまとめる。

TYPE 1-A の最大荷重 H_u は $3\delta y$ のときに生じ、 $H_u = 1.36H_y$ ($H_u = 731\text{kN}$) となった。TYPE1-B では $2\delta y$ のときに生じ、約 $1.23H_y$ ($H_u = 694\text{kN}$) に留まった。TYPE2 供試体の最大荷重 H_u は $3\delta y$ のときに生じ、 $H_u = 1.39H_y$ ($H_u =$

表-4 繰り返し載荷実験結果

供試体 番号	最大荷重 H_u (kN)	H_u/H_y	最大変位 δu (mm)	塑性率 $\delta u / \delta y$ (μ)
TYPE1-A	731	1.36	63.6 ($6\delta y$)	6.42
TYPE1-B	694	1.23	69.6 ($6\delta y$)	5.17
TYPE2	761	1.39	64.4 ($7\delta y$)	7.14

H_y : 降伏荷重 δy : 降伏変位

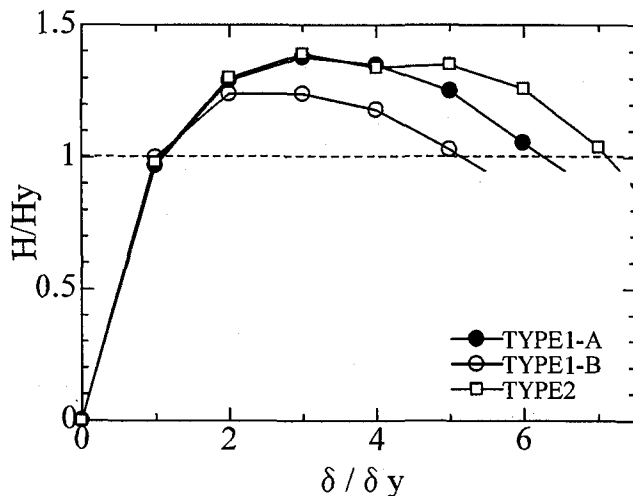


図-7 水平荷重-水平変位包絡線

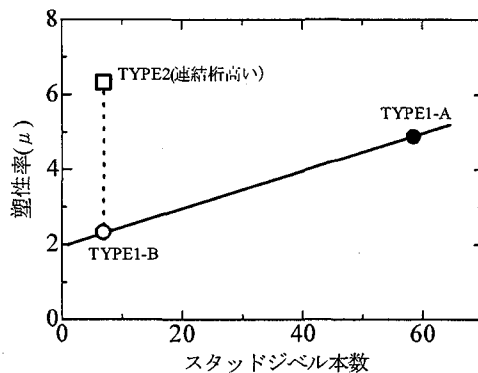


図-8 スタッドジベル本数による塑性率の変化

761kN) となった。これらは図-7 から一読できる。また、同図から TYPE1-B が最大荷重、変形能とも小さいことがわかる。

(2) 塑性率

本研究では塑性率 μ を式(1)によって定義する。すなわち、

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (1)$$

ここに、 δu : 終局変位 δy : 降伏変位

ここでの終局変位は最大荷重に達した後、1 サイクル目の耐荷力が降伏荷重まで低下した時点の変位と定義す

る。

スタッドジベル本数、連結桁高さによる塑性率の変化をそれぞれ図-8、図-9に示す。

図-8より、同一連結桁高さでスタッドジベルの本数の異なる TYPE1-A(スタッドジベル 60 本/面)と TYPE1-B(スタッドジベル 16 本/面)を比較すれば、スタッドジベルを約 4 倍増やした TYPE1-A 供試体の耐力力が 5% 高く、また、塑性率も 24% 大きくくなっている。しかし本数の増加の割には目立った効果はみられない。これは本構造では、RC 橋脚上部が鋼桁枠で周囲を拘束されており、鋼桁枠の下フランジによるずれ止め効果が現れたものと考えられる。

よって本構造のスタッドジベル本数については道路橋示方書の許容せん断力式 (TYPE 1-A) の代わりに鋼道路橋設計指針・合成構造物の終局強度式 (TYPE1-B) を用いてもよいと思われる。

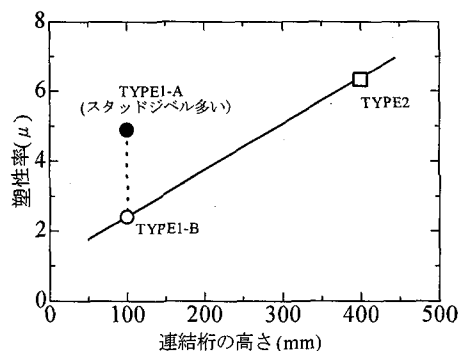


図-9 連結桁の高さによる塑性率の変化

図-9 は連結桁高さが異なり、スタッドジベルがともに少ない TYPE1-B と TYPE2 を比較したもので、参考にスタッドジベル本数の多い TYPE1-A を黒丸で示した。連結桁の高さが異なる場合、耐力力は 9.7% 高い。また、塑性率は 38% と大幅に増加している。このように、連結桁の

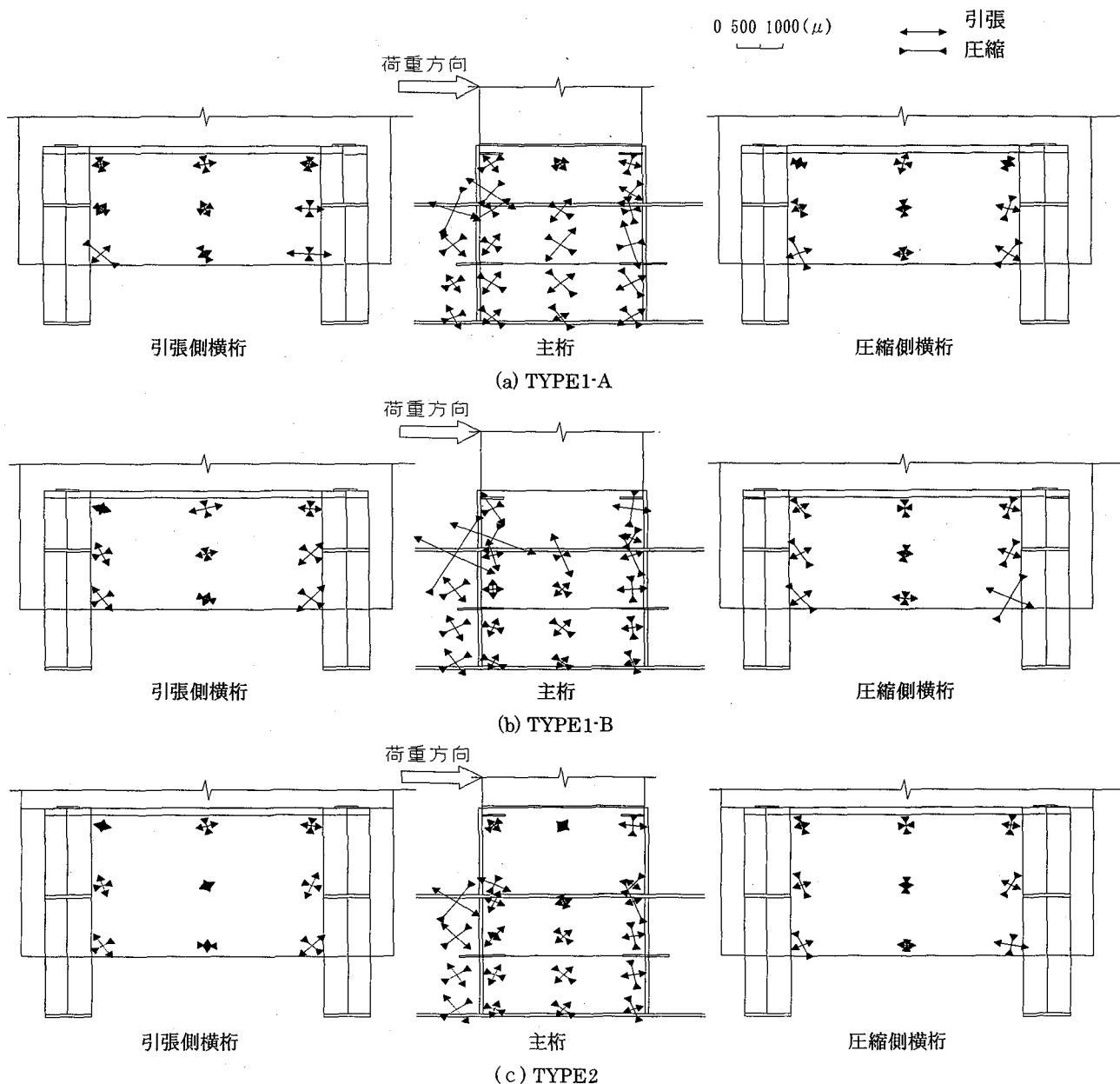


図-10 主桁、連結桁、横桁の降伏荷重時の主ひずみ分布

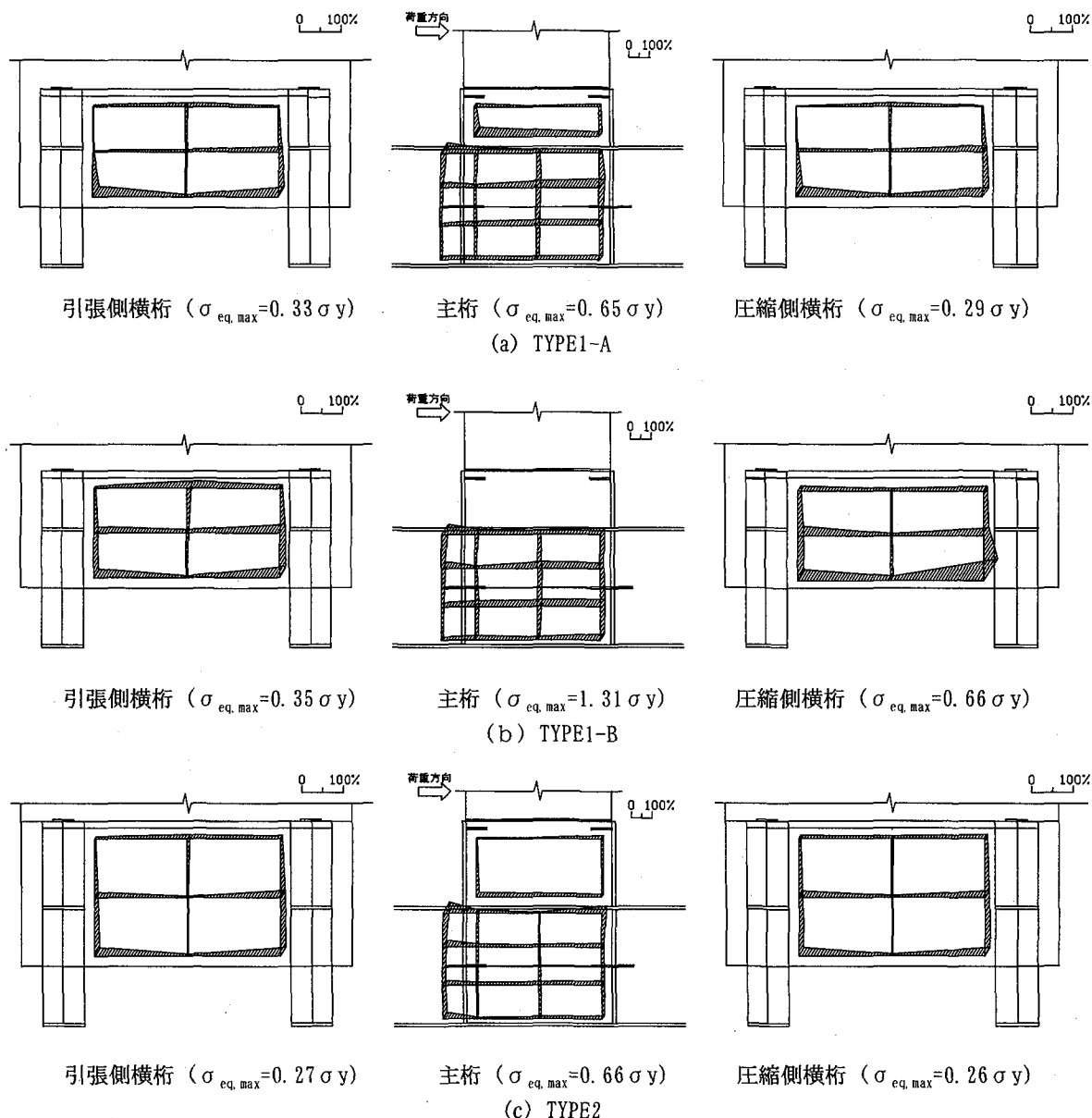


図-11 主桁、連結桁、横桁の降伏荷重時の相当応力分布（降伏応力で無次元化）

高さスタッドジベル本数が柱の耐力、耐震性に大きく影響しているといえる。スタッドジベルの増加によって荷重伝達が円滑に行われるようになったことにより、RC橋脚の主鉄筋は剛結部内での定着力が強くなると考えられる。

一方、連結桁高さが高い場合、コンクリートへの拘束力が強くなったこと、また、剛結部の鉄筋の定着長も長くなることにより、鉄筋とコンクリートの付着力が増加し、鉄筋の引抜きに対する抵抗力が強まったといえる。すなわち、これら二つの効果が現れることによって剛結部全体の一体化が進み、耐力が大きく増加したと考えられる。ただし、コストを考慮したこれらの最適値は今後の課題である。

3.4 主桁、連結桁および横桁の応力分布

図-10 にコンクリート橋脚主鉄筋降伏時の主桁、連結

桁および横桁の主ひずみ分布を示す。同図から、主桁と横桁に生じる主応力の大きさと方向がわかる。全体から見ると、主桁の主応力の最大値が3体ともに横桁と主桁の隅部に生じ、剛結部内の主桁より、外側の主桁位置で大きくなっている。

横桁の分布も同じ傾向が見られ、外周部の応力が大きく、横桁の中心に近付くにつれ小さくなっている。タイプ別に比較すれば、スタッドジベル本数の多い TYPE1-A は TYPE1-B に比べ、コーナーの主応力が小さく、剛結部内の主桁の主応力が大きい。また、連結桁の高い TYPE2 は TYPE1-B に比べ、主桁の主応力が小さい。

応力の分布をより明確に把握するために、式(2)を用いて図-10 に相当する各点の相当応力を算出した。

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + \sigma_2^2 + \sigma_1^2]} \quad (2)$$

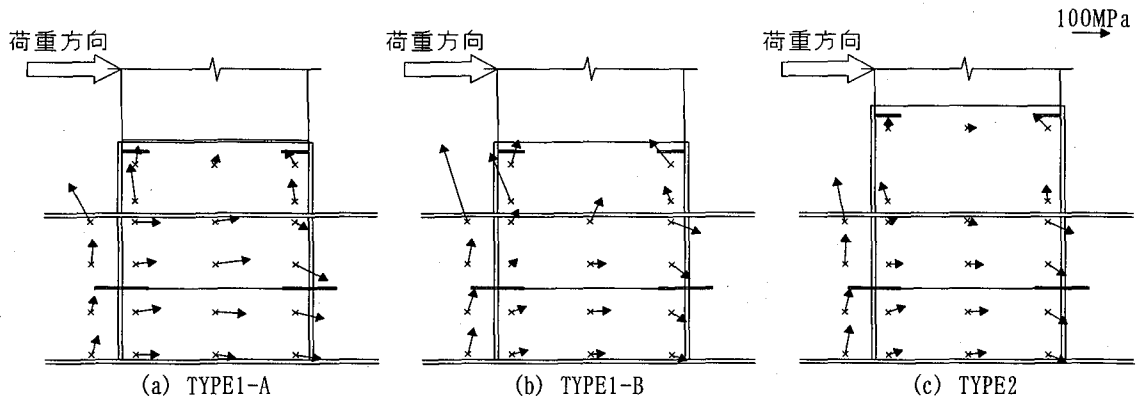


図-12 主桁の降伏荷重時の最大せん断応力分布

ここに、

σ_1, σ_2 : 主応力

σ_{eq} : 相当応力

ただし、鋼材料は弾性を保つと仮定している。図-11は相当応力を鋼材の降伏応力で無次元化して高さ方向に示したもので、主桁では、TYPE1-A が最も小さい。分布の形状から見れば、スタッドジベル本数が少ないTYPE1-BとTYPE2はウェブコーナー部に応力が集中し、中心部に近付くにつれ、それらは小さくなっている。TYPE1-Aは主桁全体にわたり均等に分布していることがわかる。

横桁では、上フランジのコーナー部が大きく、下に向け小さくなっていることから、上部からの引張り、圧縮力が十分に伝達されているといえる。また、横桁における相当応力の最大値は主桁の最大値の約半分である。従来の一本主桁を有する研究では、横桁が片持ち構造であるために横桁が剛結部の主要な応力伝達部材として十分に機能していないように思われる。本構造に関していえば横桁が主桁とともにコンクリートを四周で拘束する効果があることにより、コンクリートへの応力伝達が十分に行われていると考えられる。横桁の役割は無視できないといえる。

図-12に主桁の最大せん断応力の方向と大きさを示す。同図により、剛結部の外側でのせん断力の方向は上下に向き、橋脚からの引張力と圧縮力に抵抗することが確認できる。また、剛結内部において、横向きになり、橋脚からのせん断力を伝達していることを示している。タイプ別から見れば、TYPE1-Aは他の2体よりせん断応力が大きくなっており、スタッドジベルを多く配置することによって、せん断力を円滑に伝達させることができたと思われる。

3.5 主鉄筋のひずみ分布

図-13に供試体の主鉄筋ひずみゲージ貼り付け位置を示す。図-14は降伏時における主鉄筋軸ひずみの分布である。同図(a)により、鉄筋軸ひずみの横方向の変化は、主桁の内側の桁に近い鉄筋が最も大きく、橋脚の中心で

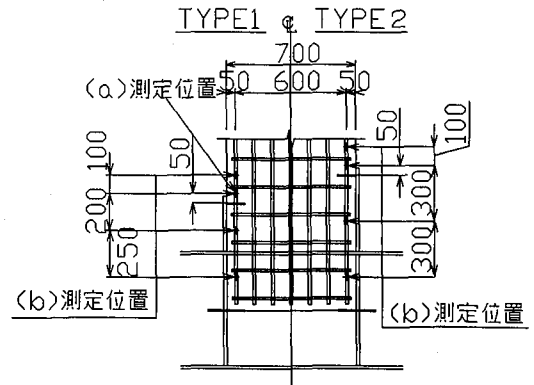
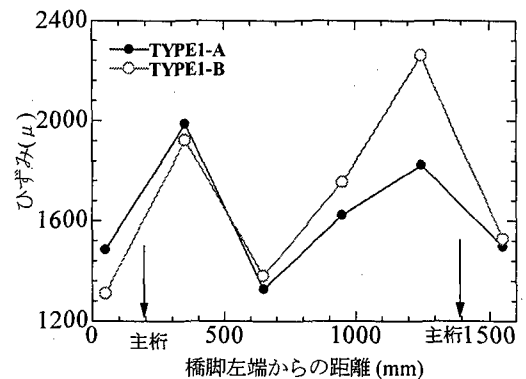
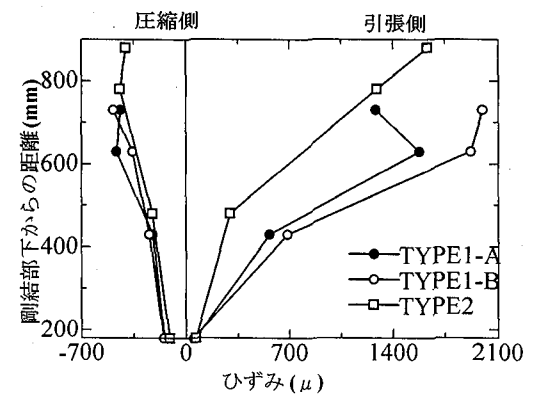


図-13 R C橋脚主鉄筋ひずみゲージ貼り付け位置図

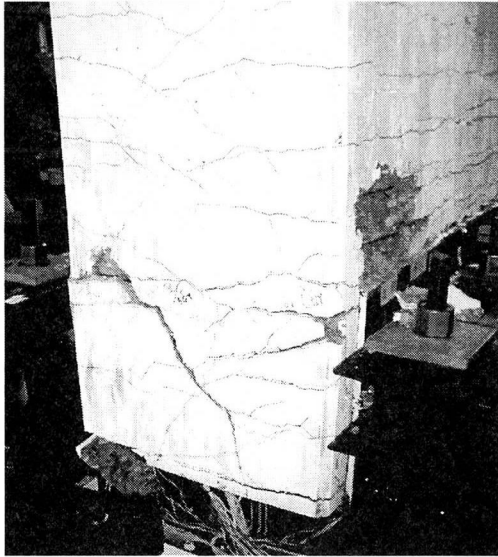


(a) 横方向の分布

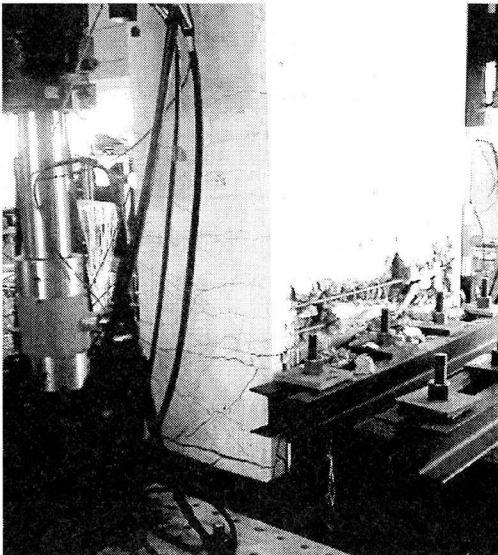


(b) 縦方向の分布

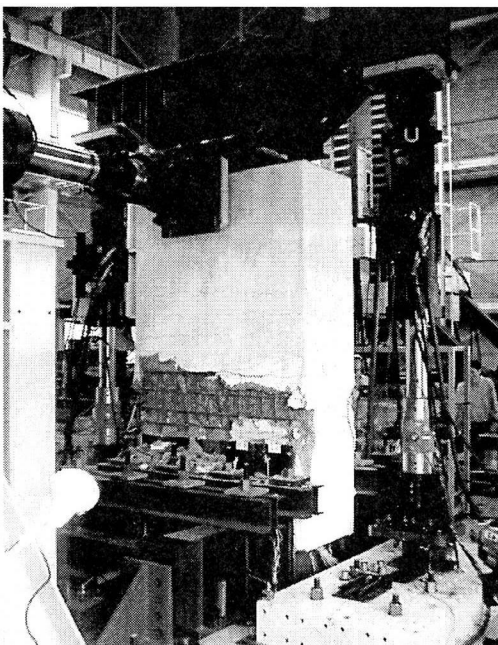
図-14 主鉄筋軸ひずみ分布



TYPE1-A



TYPE1-B



TYPE2

写真-2 コンクリートの破壊状況

は小さな値となっている。この結果は横桁の相当応力の分布(図-11)と一致している。

同図(b)は主桁付近の鉄筋軸ひずみの縦方向の変化を見たもので、これらのひずみ分布から見れば、圧縮側主鉄筋のひずみ分布は供試体の違いによる差は見られない。なお、TYPE1-A 最上段のひずみが折れ曲がってやや小さくなっているが、これはひずみゲージに骨材が当たっているなど、実験時の不測の値と思われる。一方、引張側主鉄筋のひずみはTYPE1-Bの降伏変位が大きいためもっとも大きく、TYPE1-A、TYPE2が続く。図-14からわかるように、鉄筋のひずみは内部(図中上方)に行くにしたがって大きくなる様子を示したことから、上部工の引張力がコンクリート、スタッドジベルを介し主鉄筋に伝達していることが確認できる。

3.6 破壊の様子

実験終了時の破壊の様子を写真-2に示す。水平荷重の増加に伴い、RC橋脚の上部のクラック幅が大きく進行し、曲げによる圧縮側コンクリートの圧縮破壊により、かぶりコンクリートが剥落し、鉄筋が座屈して急激に荷重が低下した。この時点で実験を終了した。

実験終了後、剛結部を横断面で切断して確認したところ(写真-3)、剛結部にはクラックがまったく生じていなかった。またスタッドジベルの変形・破断も認められなかった。剛結部の耐力がRC橋脚部の耐力を上回っており、破壊はRC橋脚の曲げ破壊となっていることがわかる。

4.まとめ

本研究では、剛結部の単純化、省力化および施工性を勘案し、連結桁を取り入れた構造形式を提案し、繰り返し載荷実験を行ったものである。本研究により得られた結果は以下のようにまとめられる。

- 1) 主桁の下に連結桁を設けることによって、複雑な現場施工を省きつつ、剛結部での鉄筋の定着長を確保することができる。
- 2) 繰り返し載荷実験の結果、鉄筋の抜け出し、スタッドジベルの変形、剛結部のせん断破壊は発生しておらず、破壊のタイプは設計どおりRC端部の曲げ破壊であった。また耐力、じん性は十分高いことが確認された。
- 3) 連結桁を主桁の1/2高さから150%高くすることにより、耐力が9.7%、塑性率は38%増加するが、連結桁高さが主桁の1/2高さでも、 H_u/H_y は1.23、塑性率は5.2と実用上ほぼ満足できる結果が得られた。
- 4) いずれの供試体も、横桁に生じる相当応力は主桁の約半分生じており、本構造形式では横桁は無視できない機能を果たしていると考えられる。
- 5) 主桁に配置されたスタッドジベルの効果については、TYPE1-B(16本/面)に比べ、本数を約4倍も増やした

TYPE1-A(60本/面)でも、耐荷力は約5%、塑性率は約24%程度しか増加せず、目立った効果はなかった。これは本構造では、RC橋脚上部が鋼桁枠で周囲を拘束されており、鋼桁枠の下フランジによるずれ止め効果が現れているものと考えられる。よって本構造のジベル本数については道路橋示方書の許容せん断力式(TYPE1 1-A)の代わりに鋼道路橋設計指針・合成構造物の終局強度式(TYPE1-B)を用いてもよいと思われる。

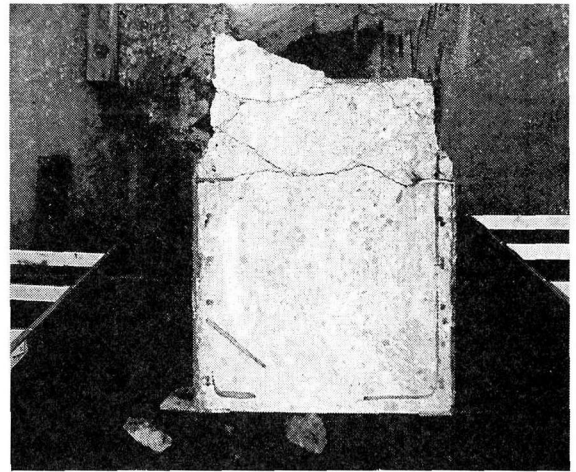
6) コンクリート橋脚の主鉄筋の応力分担は橋軸直角方向に一樣ではなく、中央部で小さく両端の鋼桁に近い方が大きくなるシアール・ラグの分布がみられた。それらの値は平均値に比べ、±18%程度の変動であった。

なお、本実験は愛知工業大学耐震実験センターで行われたものである。関係者に謝意を表す。

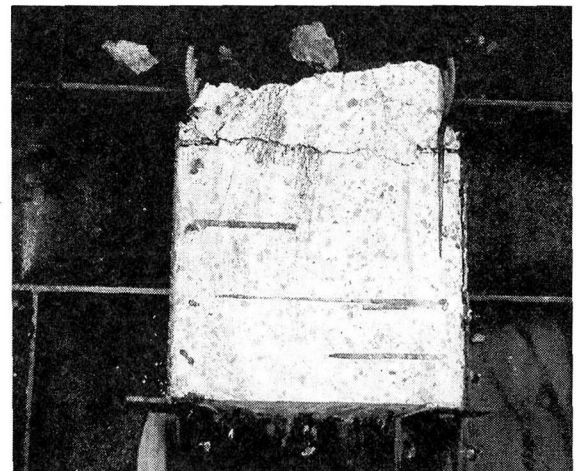
〔参考文献〕

- 1) 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。
- 2) 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、土木学会構造工学論文集、Vol. 44A、1998年3月、pp.1447-1457。
- 3) 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。
- 4) 長谷俊彦、井ヶ瀬良則、紫桃孝一郎、清水功雄、佐藤 徹：鋼桁－RC橋脚剛結部の応力伝達と耐荷機構に関する実験的研究、土木学会構造工学論文集、Vol.46A、2000年3月、pp.1491-1500。
- 5) 保坂鐵矢、堀地紀行、依田照彦、八巻康博、岡田誠司：結合方法の違いによる鋼桁とRC橋脚の一体構造の載荷試験、土木学会構造工学論文集、Vol.46A、2000年3月、pp.1501-1508。
- 6) 鈴木祐二、水口和之、吉田雅彦、中嶋博功、館浩司：複合ラーメン橋剛結部の一構造と模型実験、土木学会構造工学論文集、Vol.44A、1998年3月、pp.1435-1446。
- 7) 小川篤生、寺田典生：JHにおける複合構造橋梁、橋梁と基礎、1997年、Vol.31、No.8、pp.48-55。
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編、平成8年。
- 9) 土木学会：鋼構造物設計指針 合成構造物、平成9年。

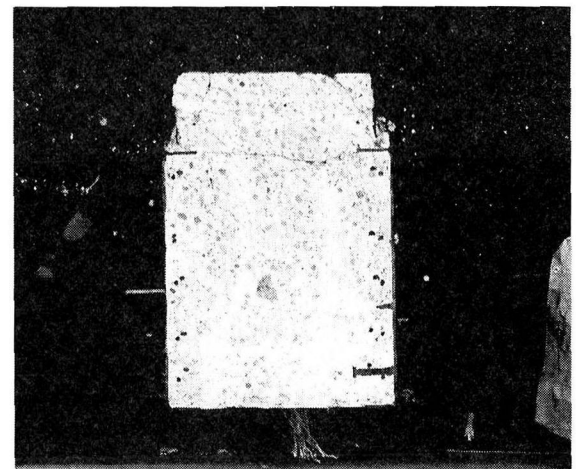
(2001年9月14日受付)



TYPE1-A



TYPE1-B



TYPE2

写真-3 切断後剛結内部の様子