

コンクリートを充填し、コーナー部に曲率を設けた 鋼製橋脚柱の耐荷力と変形性能とに関する実験的研究

Experimental Study on Ultimate Strength and Ductility of Concrete-Filled Steel Bridge Pier Columns with Rounded Corners

北田俊行*・中井 博**・徳林宗孝***・坂口三代治****・川副孝行*****

Toshiyuki KITADA, Hiroshi NAKAI, Munetaka TOKUBAYASHI, Miyoharu SAKAGUCHI, Takayuki KAWAZOE

- * : 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本3-3-138)
- ** : 工博 福井工業大学教授 工学部建設工学科 (〒910-8505 福井市学園3-6-1)
- *** : 阪神高速道路公団 工務部設計課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)
- **** : 工修 (株)構造技研 東京支社設計部 (〒101-0052 東京都千代田区神田小川町3-10)
- ***** : 中央復建コンサルタンツ(株) 第三設計部 (〒532-0004 大阪市淀川区西宮原1-8-29)

Investigated in this paper is the ultimate strength, ductility and design method of concrete-filled steel bridge pier columns with rounded corners through an experimental study by using two specimens with the different heights of the encased concrete. The horizontal displacement is applied to the specimens at the tops cyclically and incrementally keeping the axial compressive force constant. It is shown from the experimental results that the ultimate strength and ductility of concrete-filled steel bridge pier columns with rounded corners is so superior in comparison with steel bridge pier columns without filled concrete. The ductility of concrete-filled steel bridge pier columns is, however, poor in the case of the insufficient height of the filled concrete. Then, the minimum required height of the filled concrete is discussed. Moreover, also investigated is the appropriate location of the longitudinal stiffeners for the stiffened plates.

Key Words: steel bridge pier, rounded corners, filled concrete, incremental cyclic loading, ultimate strength, ductility, design method

1. まえがき

断面のコーナー部に曲率を設けた鋼製橋脚柱(以下、本文では、R 付き橋脚柱という)は、平成元年頃から、阪神高速道路公団において、景観に配慮した新しい橋脚構造の一つとして提案され¹⁾、その後、その設計・施工方法を確立するために、種々な検討がなされた^{2)~10)}。そして、平成6年3月には、それらの研究成果を集約し、「曲面を有する鋼製橋脚(R 付き橋脚)の設計・施工の手引き(案)」が作成された¹¹⁾。しかしながら、同設計・施工の手引き(案)は、主として静的な単調漸増荷重による耐荷力実験の結果^{7), 8)}にもとづいており、しかも、耐震設計法としては、震度法を前提とした許容応力度設計法のフォーマットにしたがって、R 付き橋脚柱部材の設計要領を示すにとどまっている。すなわち、曲面を有する圧縮補剛板の弾塑性有限変位解析や繰返し変位載荷実験等による終局強度にもとづいたR 付き橋脚柱特有の耐荷力や変形性能を提示するには、至っていない。

ところが、平成7年1月に発生した兵庫県南部地震により、鋼製橋脚を始めとする鋼橋構造物にも、多大な被害がもたらされた。そこで、以後、この種の強地震動下における橋梁構造物の終局限界状態に対する安全性の照査の

必要性が、指摘されるようになってきた。そして、これに関する研究も活発に行われるようになり、平成8年12月には、道路橋示方書が耐震設計編¹²⁾を中心として、大幅に改訂された。その中で、コンクリートを充填しない長方形断面の鋼製橋脚柱の脆性的な崩壊を防止するための構造細目の一つとしても、R 付き橋脚柱が提示されている。これに関連して、今後、R 付き橋脚柱の建設、および既存のR 付き橋脚柱の耐震補強に当たっては、その耐震性、とくに耐荷力と変形性能とは、早急に明確にしなければならぬ重要課題となってきた。

これまでに行われてきたコンクリートを充填しないR 付き橋脚柱の耐荷力、および変形性能に関する研究の成果として、静的な単調漸増荷重による耐荷力実験によると、R 付き橋脚柱は、耐荷力、および変形性能に優れていることが明らかにされている^{7), 13), 14)}。これは、断面のコーナー部に曲率を設けることで、圧縮フランジの幅厚比が小さくなることと、断面のシェイプ・ファクターが大きくなることとによるものであると考えられる。また、一定、あるいは漸増繰返し変位載荷実験、およびハイブリッド実験によると、R 付き橋脚柱は、耐荷力、および変形性能に優れて

いるという研究成果^{15),16)}と、これとは逆に、R 付き橋脚柱は、圧縮フランジに座屈現象が発生すれば、繰返し変位載荷による断面変形が著しくなり、そのため、通常の長方形断面の橋脚柱よりも耐力、あるいは変形性能がなくなるという研究成果とがある^{17)~20)}。さらに、R 付き橋脚柱は、通常の長方形断面の橋脚柱と同程度の耐力、および変形性能であるという研究成果²¹⁾もある。

以上のような状況、および既往の研究成果から、R 付き橋脚柱の場合は、その耐震性、すなわち耐力、および変形性能の向上法として、柱部材の断面変形を抑制することも含め、コンクリートを柱基部に部分的に充填した合成柱とするのが望ましい^{17),18)}と思われる。

そこで、本研究においては、実橋脚(単柱形式)をモデル化した縦補剛材を有する R 付き橋脚柱にコンクリートを部分充填した実験供試体を用いて、静的漸増繰返し変位載荷実験を行い、以下に示す事項を検討することを目的としている。

①コンクリートを部分充填した R 付き橋脚柱は、柱基部の断面に座屈現象が発生しにくくなること、断面のシェイプ・ファクターが大きいこと、およびコーナー部の応力集中が緩和されるため、通常のコンクリートを充填した長方形断面橋脚柱よりも耐力、および変形性能(塑性率)に優れていることを明らかにする。

②しかしながら、コンクリートの充填高さが不足した場合は、柱基部の合成断面でない鋼製柱としての鋼単独断面部分に、局部座屈が発生する。このような R 付き橋脚柱の耐力、および変形性能についても明らかにし、断面の崩壊状況から、適切な縦補剛材の配置についても、考察する。

③実橋脚におけるコンクリートの必要充填高さについての目安を、提示する。

以上の目的を達成するために、本研究では、コンクリートの充填高さを2種類に変えた2体の実験供試体を作製し、漸増繰返し変位載荷実験を行った。そして、それらの実験結果を互いに比較・考察することによって、R 付き橋脚柱の地震時の耐力、および変形性能を検討した。

2. 実験計画

2.1 実験供試体の製作に用いた材料の特性

(1)鋼材の機械的性質

耐力や変形性能について検討することを目的とした実験の供試体は、実橋脚に用いられる鋼板と同様に、降伏棚のある鋼板で作製する必要がある。そこで、本実験供試体は、降伏棚のある最小の公称板厚 6mm の鋼板を設計板厚 3.5mm(2.2 で後述する)に切削して、作製することとした。

実験供試体の製作に用いた鋼板(SM400)の機械的性質を調べるために、JIS 5 号試験片をロール方向、およびロール直角方向から各 3 枚ずつ切り取り、引張試験を行った。

なお、公称板厚 6mm の鋼板を 3.5mm 程度に切削しても、鋼材の機械的性質は、変化しないことが文献²²⁾で明らかにされている。したがって、本実験では、切削する前の公称板厚 6mm の鋼板のみで引張試験を実施した。また、コーナー部は、曲げ加工により、降伏点が若干、上昇するものと考えられる(文献³⁾では、5%程度の上昇が確認されている)が、この部分の引張試験片の作製が困難であり、かつコーナー部における降伏点の若干の上昇が繰返し載荷挙動に与える影響は僅小であると考え、この部分の引張試験は、行わなかった。

表-1 には、これらの試験から得られた使用鋼板の機械的性質(ロール方向の試験片 3 枚の平均値)を示す。また、図-1 には、鋼板の応力-ひずみ曲線の一例を示す。

表-1 鋼板の機械的性質

降伏点 σ_{ys} (N/mm ²)	実測板厚 t (mm)	引張強度 σ_{ts} (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)	ポアソン比 μ_s	伸び率 (%)
286	5.87	421	2.13×10^5	0.277	42.0

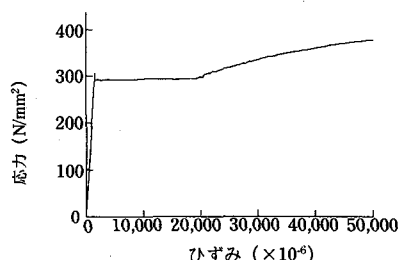


図-1 鋼板の応力-ひずみ曲線の一例

(2)コンクリートの材料特性

実験供試体に充填するコンクリートの圧縮強度 σ_{ck} は、 16.0N/mm^2 を目標とした¹²⁾。表-2 には、実験供試体の充填コンクリートのまだ固まらない材料特性を示す。

表-2 コンクリートの材料特性

コンクリートの種類	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)
早強コンクリート	15	16.9	6.4

実験供試体に充填した早強コンクリートの強度について調べるために、圧縮試験用、および引張試験用の試験体を、各 12 体、合計 24 体製作した。それぞれの試験体の寸法は、直径 10cm、高さ 20cm、および直径 15cm、高さ 15cm とした。そして、コンクリート強度の時間的推移も調べるために、材料試験は、標準である打設後 7 日目、28 日目、また実験供試体の載荷実験日である 22 日目、および 35 日目に行った。

表-3 には、コンクリートの材料試験の結果(各材令における試験体 3 体の平均値)を示す。

表-3 コンクリートの材料試験結果

材令 (日)	圧縮強度 σ_{ck} (N/mm ²)	引張強度 σ_{ct} (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	ポアソン比 μ_c
7	12.6	1.25	1.67×10^4	0.186
22	17.3	1.21	1.88×10^4	0.170
28	17.5	1.44	1.93×10^4	0.170
35	17.9	1.31	1.91×10^4	0.193

また、図-2には、各材令におけるコンクリートの応力-ひずみ曲線の一例を、図-3には、コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} 、およびヤング係数 E_c の材令による変化状況をそれぞれ示している。これらの図によると、充填コンクリートの材料定数は、材令 20 日程度でほぼ一定値に収束していることがわかる。

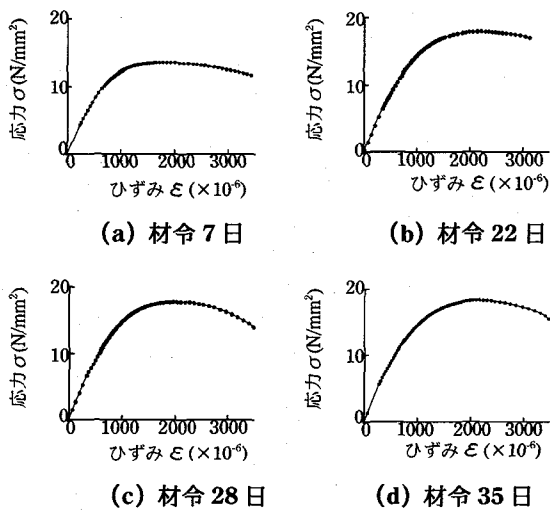


図-2 コンクリートの応力-ひずみ曲線の一例

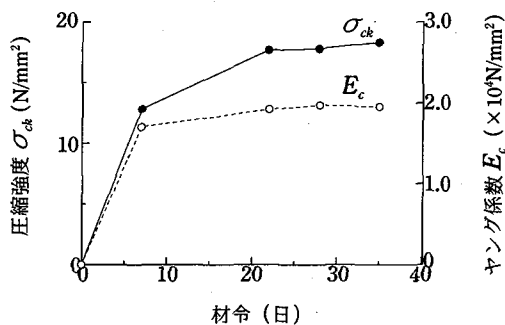


図-3 充填コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} 、およびヤング係数 E_c の材令による変化状況

2.2 実験供試体の設計

2 体の実験供試体の断面寸法は、同一とし、2 体とも一枚の鋼板から製作した。

まず、曲面を有するフランジ・プレートの圧縮補剛板の縦補剛材は、現行の設計・施工の手引き(案)¹⁾により、次式に示す等価な圧縮補剛板の幅 b_e に対して、3 本を均等

間隔に配置した。

$$b_e = b - r \quad \dots(1)$$

ここで、 b : 表-4 に示す断面の幅、 r : 表-4 に示すコーナー部の曲率半径である。そして、フランジ・プレートの縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R 、すなわち

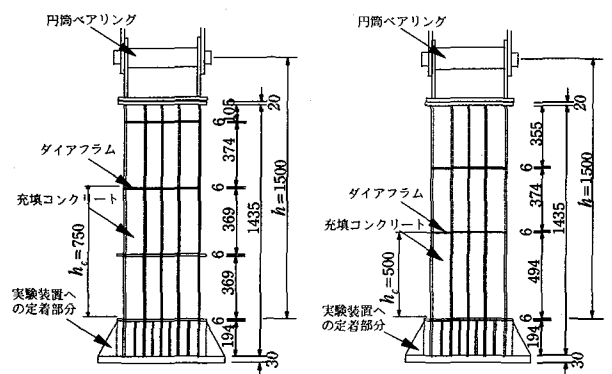
$$R_R = \frac{b_e}{4t} \sqrt{\frac{12(1-\mu_s^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_{ys}}{E_s}} \quad \dots(2)$$

は、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編における $R_R \leq 0.5$ を考慮して、鋼板の板厚 t を 3.5mm とし、 $R_R = 0.494$ とした。同様に、縦補剛材は、その剛比 γ_l が道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編における必要最小剛比 $\gamma_{l, req}$ を満足するようにした。表-4 には、2 体の実験供試体の製作断面寸法、およびフランジ・プレートに関する主な設計パラメータを示す。

表-4 実験供試体の製作断面寸法、およびフランジ・プレートに関する主な設計パラメータ

		(寸法単位: mm)
板パネルの幅厚比パラメータ R_R	0.494	
柱の細長比パラメータ λ	0.276	
補剛板の縦横比 α	1.067	
補剛板の限界縦横比 α_0	3.247	
縦補剛材の剛比 γ_l	27.551	
縦補剛材の必要最小剛比 $\gamma_{l, req}$	23.640	
全断面積 A_s	58.660cm ²	
断面 2 次モーメント I_s	9,426cm ⁴	

つぎに、図-4には、2 体の実験供試体の正面図を示す。図中の h は、柱基部から水平変位の載荷点までの高さである。



(a) 実験供試体 CR-h/2 (b) 実験供試体 CR-h/3
図-4 実験供試体の正面図 (寸法単位: mm)

ここで、実験供試体に軸方向圧縮力 $N=245\text{kN}$ (充填コンクリートを無視した鋼断面の全塑性軸力の約 15%) を作用させた状態で、柱基部の合成断面の全塑性曲げモーメント ($\sigma_{ck}=16.0\text{N/mm}^2$ とした) を計算し、それを終局曲げモーメントと仮定し、終局曲げモーメント図より柱基部の合成断面が先に崩壊に至るように、コンクリートの充填高さ h_c を設計すると、 h_c は、 $h/2$ となる。また、充填コンクリートの直上の鋼単独断面部が先に局部座屈 (降伏) するように設計すると、 $h_c=h/3$ となる。したがって、実験供試体のコンクリートの充填高さ h_c は、 $h/2$ (供試体名 CR-h/2)、および $h/3$ (供試体名 CR-h/3) とした。さらに、充填コンクリートの直上には、コンクリートが閉じこめられて、外側の鋼板の座屈防止に効果的に機能するように、ダイヤフラムを設置した。

2.3 実験装置、および実験方法

実験装置は、鉛直荷重と水平荷重とを独立に、または同時に載荷できるように設計されている²³⁾。図-5 には、本実験装置の概要(側面図)を示す。ただし、同図に示すように、本実験装置では、水平荷重を軸方向圧縮力 N とし、また鉛直荷重を繰返し荷重に当たる水平荷重 H とする。さらに、この載荷装置では、水平荷重 H による水平変位 δ が大きくなると、軸方向圧縮力 N の水平方向成分 $N \cdot \sin(\delta/L_0)$ (L_0 : 軸方向ジャッキの固定間距離) が水平荷重 H に加算され、この影響が無視できなくなる。実験結果の整理に当たっては、この影響を計算により補正した。

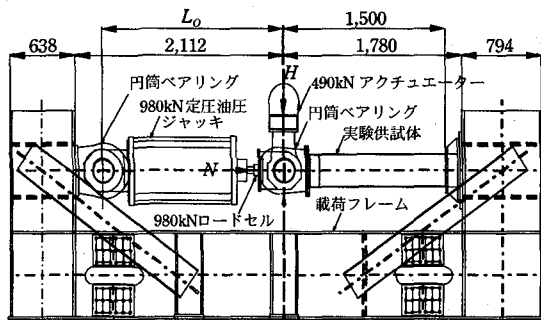


図-5 実験装置の概要 (寸法単位: mm) ²³⁾

実験方法は、まず上部構造の死荷重反力を想定し、充填コンクリートを無視した鋼断面の全塑性軸力の約 15% である 245kN を作用軸方向圧縮力 N として載荷する。つぎに、その作用軸方向圧縮力 N を一定に保持した状態で、水平荷重 H として水平変位制御による漸増繰返し変位載荷を行った。すなわち、水平変位制御は、1 回目の漸増変位として降伏水平変位 δ_{ys} を載荷し、これを基準として、各繰返し回数ごとに、漸増変位が降伏水平変位 δ_{ys} の 2 倍、3 倍、4 倍...となるように載荷した。そして、実験供試体が、崩壊に至ったと認められるまで繰り返した。なお、ここで用いる降伏水平変位 δ_{ys} は、実験供試体の基部が弾性固定支持となっていることによる剛体変位を含む値であ

り、弾性実験より求めたものである。

実験は、最初に供試体名 CR-h/2(充填コンクリートの材令 22 日)、つづいて供試体名 CR-h/3(充填コンクリートの材令 35 日)の順に行った。

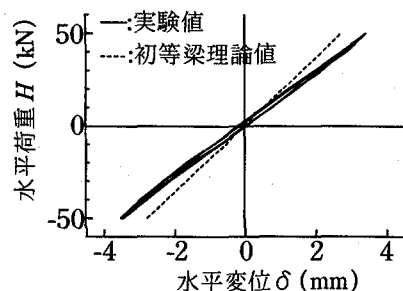
2.4 ひずみ、および変位の測定

ひずみは、柱基部より 15mm と 89 mm 上方の断面、および充填コンクリート天端より 15mm と 89 mm 上方の断面で測定した。なお、柱基部より 15mm と 89 mm 上方の断面には、塑性ひずみゲージを用いた。また、変位としては、実験供試体の中心軸に沿った全体のたわみ、軸方向のちぢみ量、およびフランジ・プレートの局部座屈に伴う面外たわみを測定した。

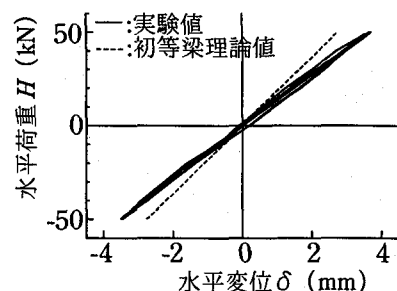
3. 弾性実験結果

漸増繰返し変位載荷実験を行う前に、載荷装置、ひずみゲージ、および変位計の作動の妥当性を確認するため、ならびに実験供試体の基部が弾性固定支持となっていることによる剛体変位を含む降伏水平変位 δ_{ys} を求めるために、弾性実験を行った。

図-6 には、水平荷重 $H=\pm 49.0\text{kN}$ までの漸増載荷で得られた両実験供試体の水平荷重-水平変位曲線を示す。また、図-7 には、軸方向圧縮力 $N=245\text{kN}$ を載荷した状態で、水平荷重 $H=\pm 49.0\text{kN}$ を載荷したときの両実験供試体の本実験で着目している断面の垂直ひずみ分布を示す。ただし、図中に示すひずみは、水平荷重 H のみによる値である。

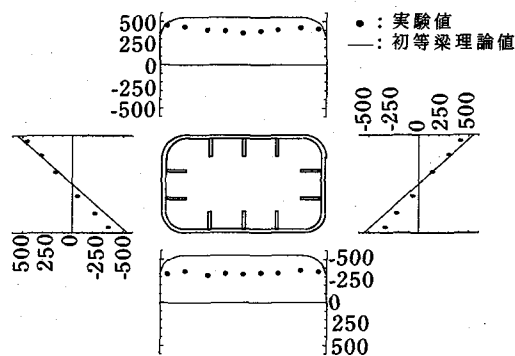


(a) 実験供試体 CR-h/2

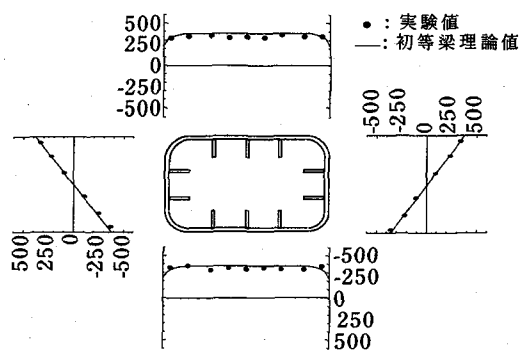


(b) 実験供試体 CR-h/3

図-6 水平荷重-水平変位曲線



(a)実験供試体 CR-h/2
(柱基部より 89mm 上方の断面)



(b)実験供試体 CR-h/3
(充填コンクリート天端より 15mm 上方の断面)
図-7 断面の垂直ひずみ分布($\times 10^{-6}$)

まず、図-6によると、両実験供試体は、ともに弾性挙動を呈していることがわかる。ただし、実験供試体の基部が弾性固定支持となっているため、初等梁理論値とは、一致していない。なお、剛体変位を含む降伏水平変位 δ_{ys} は、実験供試体 CR-h/2 で $\delta_{ys} = 0.68\text{cm}$ 、また実験供試体 CR-h/3 で $\delta_{ys} = 0.70\text{cm}$ なる値がそれぞれ得られた。

つぎに、図-7(a)によると、柱基部の垂直ひずみ分布は、鋼板と充填コンクリートとの若干の合成効果により、充填コンクリートとの合成を考慮しない初等梁理論値よりも小さい値となっていることがわかる。そして、せん断遅れ現象も、ほとんど認められていない。また、図-7(b)によると、鋼単独断面では、その垂直ひずみ分布は、初等梁理論値と良好に一致している。

4. 漸増繰返し変位載荷実験結果とその考察

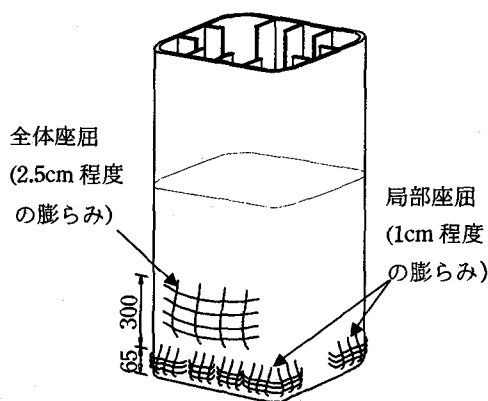
4.1 崩壊過程、および崩壊挙動

(1)実験供試体 CR-h/2

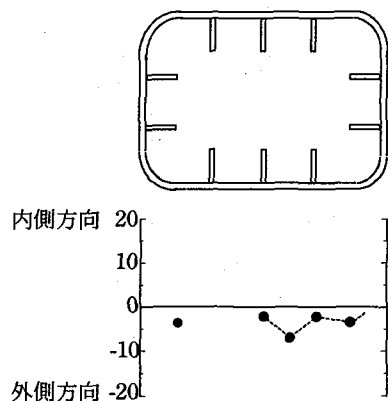
本実験供試体の崩壊過程、および崩壊挙動は、まず水平変位 δ が $6\delta_{ys}$ に達したとき、柱基部より上方 20cm 程度の範囲にかけて、フランジ面全体が外側方向に向かって座屈し始めた。つぎに、 δ が $7\delta_{ys}$ に達したとき、柱基部よ

り上方 6.5cm 程度の範囲にかけて、フランジ面の平坦部分が、縦補剛材間で外側方向に向かって局部座屈し始めた。さらに、 δ が $9\delta_{ys}$ に達したとき、柱基部より上方 6.5cm 程度の範囲にかけて、その曲面部分が、外側方向に向かって局部座屈し始めた。そして、その崩壊モードは、シェル構造特有の「象の足状」の座屈を呈した。最後に、 δ が $11\delta_{ys}$ に達したとき、柱基部のフランジ面の平坦部分に亀裂が生じて、崩壊に至った。なお、 δ が $10\delta_{ys}$ のとき、水平荷重 H が最大値 204kN となった。実験は、 δ が $13\delta_{ys}$ まで行った。

図-8(a)には、実験終了後のフランジ面の崩壊状況のスケッチを、および図-8(b)には、 δ が $8\delta_{ys}$ のときの柱基部のフランジ面の面外たわみをそれぞれ示す。



(a)フランジ面の崩壊状況



(b) 柱基部のフランジ面の面外たわみ

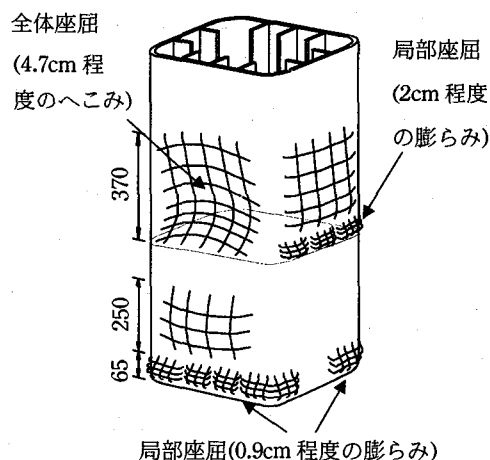
図-8 実験供試体 CR-h/2 の崩壊状況 (寸法単位:mm)

また、実験終了後、外側鋼板をガスで切断し、充填コンクリート、および縦補剛材の崩壊状況を調べた。その結果、縦補剛材は、充填コンクリートで覆われているにもかかわらず、柱基部より上方 10cm 程度の位置にて、局部座屈していた。さらに、充填コンクリートは、表面に多数のクラックが発生しており、その結果、指で触れるだけでくずれ落ちる状態までに砂状化することによって、外側鋼板の変形に追従していることがわかった。なお、コンクリートを充填していない鋼単独断面部分には、座屈変形などは認められなかった。

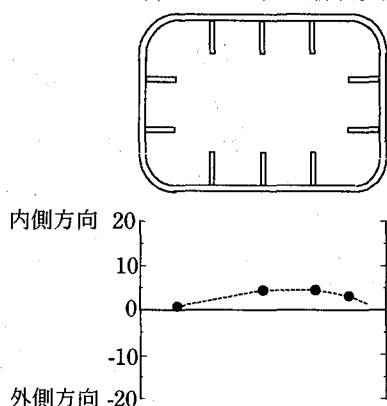
(2)実験供試体 CR-h/3

本実験供試体の崩壊過程、および崩壊挙動は、まず δ が $5\delta_{ys}$ に達したとき、柱基部より上方 6.5cm 程度の範囲にかけて、フランジ面の平坦部分が縦補剛材間で外側方向に向かって局部座屈し始めた。つぎに、 δ が $6\delta_{ys}$ に達したとき、充填コンクリート天端より上方 6cm 程度の範囲にかけて、フランジ面の平坦部分が、縦補剛材間で内側方向に向かって局部座屈し始めた。さらに、 δ が $8\delta_{ys}$ に達したとき、充填コンクリート天端より上方 15cm 程度の位置にて、フランジ面全体が、内側方向に向かって座屈し始めた。そして、 δ が $9\delta_{ys}$ に達したとき、充填コンクリート天端の上方 6cm 程度の位置にてその曲面部分が、外側方向に向かって局部座屈し、その座屈モードは、シェル構造特有の「象の足状」を呈した。最後に、 δ が $10\delta_{ys}$ に達したとき、充填コンクリート天端より上方 35cm 程度の範囲（ダイヤフラムまで）にかけて、フランジ面全体が内側方向に著しく座屈して、崩壊に至った。なお、 δ が $9\delta_{ys}$ のとき、水平荷重 H が最大値 207kN となった。実験は、 δ が $11\delta_{ys}$ まで行った。

図-9(a)には、実験終了後のフランジ面の崩壊状況のスケッチを、および図-9(b)には、 δ が $9\delta_{ys}$ のときの鋼単独断面部のフランジ面の面外たわみをそれぞれ示す。



(a)フランジ面の崩壊状況



(b)鋼単独断面部のフランジ面の面外たわみ

図-9 実験供試体 CR-h/3 の崩壊状況 (寸法単位:mm)

また、実験終了後、外側鋼板をガスで切断し、充填コンクリート、および縦補剛材の崩壊状況を調べた。その結果、充填コンクリートには、表面に多数のクラックが発生していた。しかし、砂状化には、至っていなかった。そして、柱基部の縦補剛材には、局部座屈などは発生していなかった。さらに、鋼単独断面部においては、縦補剛材が局部座屈していた。

ここで、2体の実験供試体の圧縮補剛板の座屈モード(図-8(b)、および図-9(b))とその進展状況(両実験供試体とも曲面部分の局部座屈が最後に発生したこと)とから、現行の設計・施工の手引き(案)¹¹⁾に規定された縦補剛材の配置方法(式(1)、および式(2))は、適切であり、かつ妥当なものであることもわかる。

4.2 水平荷重—水平変位曲線

両実験供試体の水平荷重—水平変位曲線を、図-10、および図-11に示す。ただし、図中の水平変位 δ_0 は、漸増繰返し変位載荷実験による水平変位 δ から、実験供試体の基部が弾性固定支持されていることによって生じる剛体水平変位を取り除いた変位である。また、これらの水平荷重—水平変位曲線の履歴形状は、繰返しサイクルの前半部分と後半部分とで明らかに異なっていたため、前半部分と後半部分との2つのループに分けて図化している。

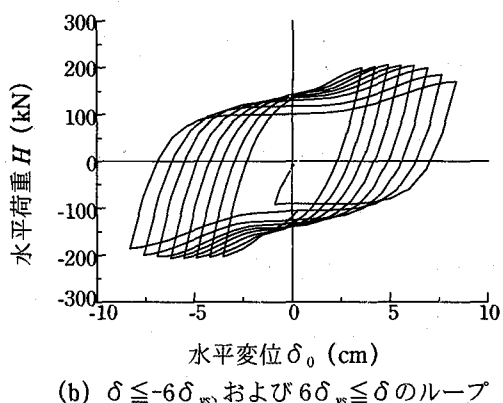
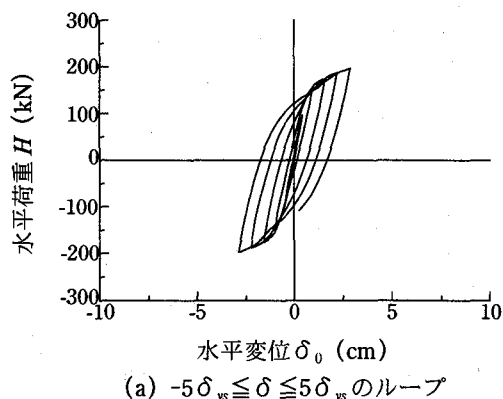


図-10 実験供試体 CR-h/2 の水平荷重—水平変位曲線

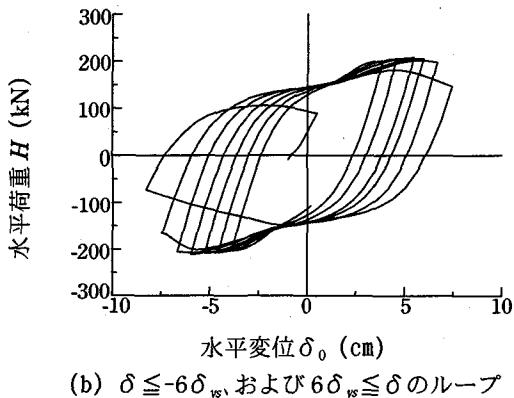
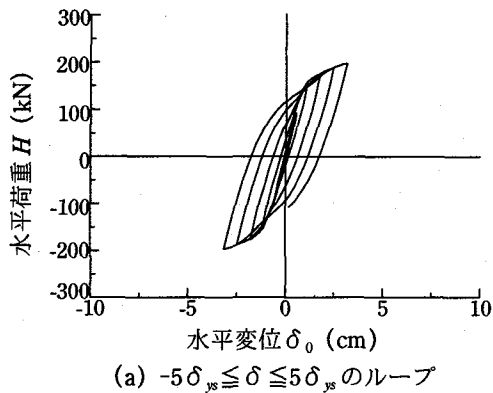


図-11 実験供試体 CR-h/3 の水平荷重—水平変位曲線

図-10 によると、実験供試体 CR-h/2 は、 δ が $5\delta_{ys}$ の前後で鋼断面特有の紡錘型の履歴特性から、RC 断面特有の S 字型へと移行し、崩壊に至っていることがわかる。そして、最大水平荷重以降の耐力は、徐々に低下している。一方、図-11 によると、実験供試体 CR-h/3 は、S 字型への履歴特性の移行もやや見られるが、最終的に紡錘型で崩壊に至っていることがわかる。そして、最大水平荷重以降の耐力は、急速に低下している。

4.3 水平方向のたわみ曲線

両実験供試体が最大水平荷重に達するまでの水平方向のたわみ曲線を、図-12 に示す。

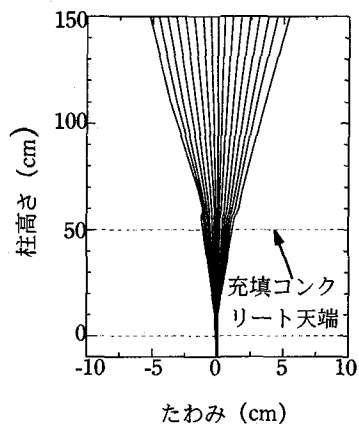
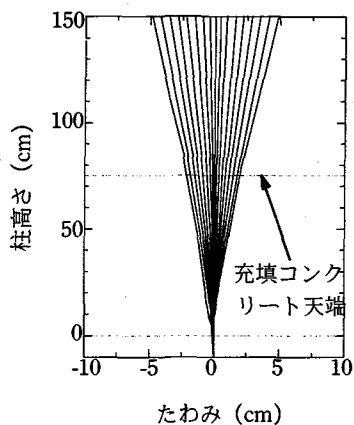


図-12 水平方向のたわみ曲線

図-12(a)によると、実験供試体 CR-h/2 は、柱基部で断面の全塑性化により回転変形が発生し、たわんでいることがわかる。一方、図-12(b)によると、実験供試体 CR-h/3 は、柱基部、および充填コンクリート直上の鋼単独断面部においてそれぞれ断面の全塑性化により回転変形が発生し、たわんでいることがわかる。

4.4 耐力力、変形性能、およびコンクリートの充填高さについての考察

まず、両実験供試体の水平荷重—水平変位の包絡線（各载荷サイクルの最高荷重点を結んだ曲線）を、図-13 に示す。ここで、図の横軸には水平変位 δ_0 を降伏水平変位 δ_{ys0} (δ_{ys0} : 基部の弾性固定支持による剛体水平変位を差し引いた降伏水平変位) で無次元化した値を、また縦軸には水平荷重 H を降伏水平荷重 H_{ys} (H_{ys} : 充填コンクリートを無視した柱基部の鋼断面の圧縮縁が降伏に達するときの水平荷重) で無次元化した値を、それぞれ用いている。

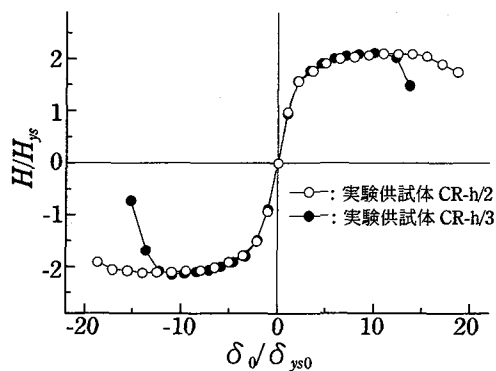


図-13 両実験供試体の水平荷重-水平変位の包絡線

図-13 によると、両実験供試体は、終局限界状態(最大水平荷重時)に達するまでは、ほぼ類似の挙動を呈していることがわかる。すなわち、実験供試体 CR-h/2、および CR-h/3 の終局限界状態における柱基部の曲げモーメント

M_u はそれぞれ $306\text{kN}\cdot\text{m}$ 、および $311\text{kN}\cdot\text{m}$ となり、両実験供試体の耐荷力はほぼ等しくなった。しかしながら、実験供試体 CR-h/2、および CR-h/3 の塑性率 μ (最大水平荷重点における水平変位 δ_{u0} を降伏水平変位 δ_{y0} で無次元化した値) は、それぞれ 13.4、および 10.9 となった。したがって、コンクリートを充填している柱基部のみが大きく塑性変形した実験供試体 CR-h/2 は、柱基部以外のコンクリートを充填していない鋼単独断面部も局部座屈した実験供試体 CR-h/3 と比べて、変形性能に優れていることがわかる。また、実験供試体 CR-h/3 は、最大水平荷重以降の繰返し変位载荷による耐荷力の低下が著しく、座屈後の変形性能に劣ることがわかる。

つぎに、両実験供試体の終局限界状態における曲げモーメント図を、図-14 に示す。ここで、柱基部の終局曲げモーメント M_u は、実験から得られた最大作用曲げモーメントである。図-14 より、この終局曲げモーメント M_u の値は、充填コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} を用いて算出した柱基部の合成断面の全塑性曲げモーメント M_p の 1.04、および 1.06 倍であり、これまでの研究成果¹⁸⁾と同様に全塑性曲げモーメント M_p によって、柱基部の終局曲げモーメント M_u を精度よく推定できることがわかる。

さらに、両実験供試体の終局曲げモーメントがほぼ等しいこと、および実験供試体 CR-h/3 では柱基部と充填コンクリート直上の鋼単独断面部との両方で局部座屈が発生したことから、実験供試体 CR-h/3 のコンクリート充填高さ $h/3$ が、ほぼ最適充填高さ^{24), 25)}であったと考えられる。しかしながら、実験供試体 CR-h/3 は、最終的に鋼単独断面部が座屈崩壊して、終局限界状態に至ったこと、およびその後の耐荷力の低下が著しいことより、実用的なコンクリートの必要充填高さは、鋼単独断面部に局部座屈を発生させないようにすると、概ね $h/2 \sim h/2.5$ 程度となると考えられる。ただし、フランジ・プレートの幅厚比パラメータ R_R が、本実験供試体の値 ($R_R = 0.494$) を大きく下回らない場合での目安である。

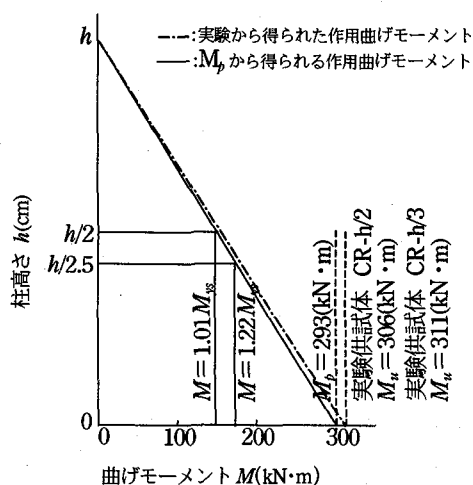


図-14 終局限界状態における曲げモーメント図

そして、このときのコンクリートの充填高さ、柱基部の合成断面の全塑性曲げモーメント M_p から得られる作用曲げモーメント M 、および鋼断面の降伏曲げモーメント M_{ys} ($M_{ys} = 144.6\text{kN}\cdot\text{m}$) との関係も、図-14 の中に示されている。この図によると、コンクリートの充填高さが $h/2 \sim h/2.5$ の場合、柱基部の合成断面が全塑性曲げモーメント M_p に達したとき、充填コンクリート直上の鋼断面では、作用曲げモーメント M が $1.01M_{ys} \sim 1.22M_{ys}$ となる。ただし、 $1.01M_{ys} \sim 1.22M_{ys}$ の範囲内で、鋼断面の強度をどの程度に設定するかは、設計の対象とする鋼断面の座屈強度、および変形性能に応じて、決定すべきであると考ええる。そして、この鋼断面の強度によって、最終的にコンクリートの充填高さが決定できる。

5. まとめ

コンクリートを充填し、コーナー部に曲率を設けた鋼製橋脚柱の 2 体の実験供試体の静的漸増繰返し変位载荷実験を通じて得られた本研究の主な結論は、以下のとおりにとまとめられる。

- (1) 鋼単独断面部分に局部座屈が発生しない高さまでコンクリートを部分充填した R 付き橋脚柱は、柱基部の断面に座屈現象が発生しにくくなること、断面のシェイプ・ファクターが大きいこと、および鋼板と充填コンクリートとの合成効果とにより、優れた耐荷力、および変形性能を保有する。すなわち、本実験供試体と同程度の断面パラメータを有する通常のコンクリートを充填した長方形断面橋脚柱の塑性率は 5~10 程度²⁵⁾、またコンクリートを充填せず、幅厚比パラメータ R_R を小さくし、および縦補剛材の剛比を高めた補剛 R 付き橋脚柱の塑性率は 6 程度²¹⁾であるのに対して、コンクリートを部分充填した R 付き橋脚柱の場合(ただし、柱の細長比パラメータ λ は、0.28 未満)は、10 以上の塑性率が期待できることがわかった。
- (2) コンクリートの充填高さが不足し、鋼単独断面部分に局部座屈が発生して、崩壊に至る R 付き橋脚柱は、とくに座屈後の変形性能に劣る。この結果は、文献 17)、18)、および 19)などの研究結果とも一致する。
- (3) コンクリートを部分充填した R 付き橋脚柱の終局曲げモーメント M_u は、これまでの研究成果¹⁸⁾と同様に充填コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} を用いて算出した合成断面の全塑性曲げモーメント M_p によって、精度よく求めることができる。
- (4) R 付き橋脚柱の実用的なコンクリートの必要充填高さは、そのフランジ・プレートの幅厚比パラメータ R_R が、本実験供試体の値 ($R_R = 0.494$) を大きく下回らない場合で、概ね $h/2 \sim h/2.5$ 程度となる (h : 柱基部から水平地震力の作用位置までの距離)。すなわち、断面の座屈強度、および変形性能に応じて、充填コンクリート直上の鋼断面での作用曲げモーメント M が $1.01M_{ys} \sim 1.22M_{ys}$ と

なる範囲で設定すればよいと考えられる。

- (5)2 体の実験供試体の圧縮補剛板の座屈モード、およびその進展状況から、現行の設計・施工の手引き(案)¹¹⁾に規定された縦補剛材の配置方法(式(1)、および式(2))は、適切であり、かつ妥当なものである。

謝辞：本研究を行うに当たり、阪神高速道路公団工務部北沢正彦課長を始めとする同工務部設計課内に設けられた「曲面を有する鋼製脚の設計手法に関する検討会」の委員の方々には、多大な御配慮を戴いた。ここに記して、深謝の意を表する。

参考文献

- 1)中井 博・宮村重範・山内幸裕・田中実雄・松浦健二：半径 500mm の曲面を持つ鋼製橋脚の設計・施工、橋梁と基礎、Vol.21、No.2、pp.17-22、1987 年 2 月。
- 2)阪神高速道路公団大阪第一建設部・災害科学研究所：コーナー部を円弧状とした薄肉鋼箱断面の力学的諸挙動に関する研究—せん断遅れ現象、および曲げ耐力実験一、報告書、1992 年 3 月。
- 3)阪神高速道路公団大阪第一建設部・災害科学研究所：コーナー部を円弧状とした薄肉鋼箱断面の力学的諸挙動に関する研究—柱部材の圧縮耐力実験一、報告書、1992 年 3 月。
- 4)阪神高速道路公団大阪第一建設部・災害科学研究所：コーナー部を円弧状とした薄肉鋼箱断面の力学的諸挙動に関する研究—梁・柱隅角部の応力の流れと応力集中現象、および耐力実験一、報告書、1992 年 3 月。
- 5)中井 博・北田俊行・松本雅治・坂口三代治：コーナー部を円弧状とした薄肉鋼箱断面梁のせん断遅れ特性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.38A、土木学会、pp.1121-1129、1992 年 3 月。
- 6)中井 博・北田俊行・松本雅治・坂口三代治：コーナー部を円弧状とした柱をもつ鋼製ラーメン橋脚の梁・柱隅角部の応力性状に関する実験的研究、土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集、第 I 部門、pp.378-379、1992 年 9 月。
- 7)中井 博・北田俊行・松本雅治・坂口三代治・田畑繁樹：コーナー部を円弧状とした鋼製橋脚柱の終局曲げ耐力特性に関する実験的研究、鋼構造年次論文報告集、第 I 巻、日本鋼構造協会、pp.577-584、1993 年 7 月。
- 8)中井 博・北田俊行・松本雅治・坂口三代治・武井昭洋：コーナー部を円弧状とした柱部材の圧縮耐力に関する実験的研究、土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集、第 I 部門、pp.160-161、1993 年 9 月。
- 9)阪神高速道路公団大阪第一建設部：平成 4 年度 曲面を有する鋼製橋脚の設計施工検討業務報告書、1993 年 3 月。
- 10)阪神高速道路公団大阪第一建設部：曲面を有する鋼製橋脚 (R 付き橋脚) の設計・施工に関するアンケート調査報告書、1994 年 3 月。
- 11)阪神高速道路公団大阪第一建設部：曲面を有する鋼製橋脚 (R 付き橋脚) の設計・施工の手引き (案)、1994 年 3 月。
- 12)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V. 耐震設計編、丸善、1996 年 12 月。
- 13)伊原 茂・半野久光・中込秀樹・高尾道明：曲面コーナーを有する鋼製橋脚耐力実験、土木学会第 46 回年次学術講演会講演概要集、第 I 部門、pp.206-207、1991 年 9 月。
- 14)能登宥愿・林 暢彦：各種橋脚断面形状の耐力力の検討、土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集、第 I 部門、pp.596-597、1997 年 9 月。
- 15)渡邊英一・杉浦邦征・播本章一・長谷川敏之：ダクティリティに基づく鋼製橋脚の有効な断面形状に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.38A、土木学会、pp.132-142、1992 年 3 月。
- 16)渡邊英一・杉浦邦征・森 忠彦・鈴木 厳：補剛 R 付き箱形短はり一柱の強度と変形性能、構造工学論文集、Vol.38A、土木学会、pp.143-154、1992 年 3 月。
- 17)中西克佳・中井 博・北田俊行・杉山 功・河野康史：コンクリートを充填した R 付き断面柱の耐力と変形性能に関する実験的研究、土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集、第 I 部門、pp.1148-1149、1993 年 9 月。
- 18)中井 博・北田俊行・中西克佳・杉山 功・河野康史：地震荷重を受けた後の合成柱 (充填形式) の耐力、および変形性能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.40A、土木学会、pp.1401-1412、1994 年 3 月。
- 19)川島一彦・杉田秀樹・中島 燈：ラウンドコーナーを有する鋼製橋脚のじん性に関する実験的検討、土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集、第 I 部門、pp.328-329、1993 年 9 月。
- 20)建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・鋼材倶楽部・日本橋梁建設協会：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (III)、鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験、第 180 号、1997 年 4 月。
- 21)村山隆之：隅角部に曲面を有する都市高架橋の鋼製橋脚の景観性と設計法に関する基礎的研究、九州大学大学院工学研究科博士論文、1998 年 7 月。
- 22)阪神高速道路公団・災害科学研究所：既設橋脚の補剛板の耐震補強に関する研究、報告書、1998 年 3 月。
- 23)中井 博・北田俊行・中西克佳：ハイブリッド実験システムを用いた鋼製・合成柱の耐荷性および耐震性に関する研究、大阪市立大学工学部紀要、震災特別号、pp.131~148、1997 年 1 月。
- 24)葛 漢彬・宇佐美勉・戸谷和彦：繰返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究、構造工学論文集、Vol.40A、土木学会、pp.163-176、1994

年 3 月.

～29、1997 年 9 月.

25) 葛西 昭・葛 漢彬・宇佐美勉：コンクリート部分充
填鋼製橋脚の耐震性能、橋梁と基礎、Vol.31、No.9、pp.23

(1999 年 9 月 17 日受付)