# 断面コア部に CFT を有する SRC 橋脚の 耐震性能に関する研究

藤倉 修一<sup>1</sup>・山口 敬也<sup>2</sup>・野口 大智<sup>3</sup>・NGUYEN Minh Hai<sup>4</sup> ・中島 章典<sup>5</sup>・浦川 洋介<sup>6</sup>

> <sup>1</sup>正会員 宇都宮大学准教授 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東7-1-2) E-mail: shuichi.fujikura@cc.utsunomiya-u.ac.jp

<sup>2</sup>学生会員 宇都宮大学大学院 地域創生科学研究科 (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2) E-mail: mc196262@cc.utsunomiya-u.ac.jp

<sup>3</sup> 非会員 オリエンタル白石(株) 東京支店(〒135-0061 東京都江東区豊洲 5-6-22) E-mail: daichi.noguchi@orsc.co.jp

<sup>4</sup>正会員 博(工) 宇都宮大学助教 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2) E-mail: nguyenminhhai@cc.utsunomiya-u.ac.jp

<sup>5</sup>フェロー会員 工博 宇都宮大学教授 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2) E-mail: akinorin@cc.utsunomiya-u.ac.jp

<sup>6</sup>正会員 博(工) オリエンタル白石(株)本社 技術本部 (〒135-0061 東京都江東区豊洲 5-6-52) E-mail: yousuke.urakawa@orsc.co.jp

本論文では、現行の設計で想定する以上の地震力が作用しても崩壊しない新形式の橋脚として、RC 橋 脚断面コア部に鋼管を配置し、鋼管内にコンクリートを充填することによって断面コア部にコンクリート 充填鋼管柱を有する SRC 橋脚を提案する. SRC 橋脚, RC 橋脚および SRC 橋脚断面コア部に配置した CFT 橋脚の3体の橋脚供試体に対して正負交番載荷実験を行うことにより、SRC 橋脚の基本的な力学特性を把 握するとともに、断面コア部に鋼管を配置することによるじん性の向上、残留変位の低減、崩壊防止への 有効性を検証した. SRC 橋脚は RC 橋脚と比べて耐力の増加および変形性能の向上が確認されたが、橋脚 コア部の鋼管が実験早期に降伏したため、RC 橋脚と SRC 橋脚で残留変位に差は確認されなかった.また、 RC 橋脚および SRC 橋脚の塑性ヒンジの形成状況はほぼ類似しており、RC 橋脚の断面コア部に鋼管を配 置しても損傷状況に大きな違いはなかった.

*Key Words:* beyond-design expectation, cyclic loading test, steel reinforced concrete column, ductility design

#### 1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震においてピルツ橋の崩壊など 橋梁構造物は甚大な被害を受け、わが国の道路橋の耐 震設計では、それまでの弾性設計である震度法から、 地震時保有水平耐力法へと移行している.地震時保有 水平耐力法の導入により、予め想定した塑性ヒンジ部 のみに塑性化を限定し、塑性ヒンジ部以外の部分には 塑性化が起こらないようにすることが可能になり,想 定した地震力に対して予期した損傷モードに収めるこ とが可能になった<sup>1)</sup>.

しかしながら,2011 東北地方太平洋沖地震において, 想定外の地震や津波によって構造物に壊滅的な被害が 生じたことから,設計の想定を越えた事象への対応を 考慮する「危機耐性」の概念が提案されている<sup>2,3</sup>.こ こで耐震設計における「危機耐性」とは,従来の耐震 設計段階で想定していなかった事象においても、構造物が単体またはシステムとして破滅的な状況に陥らないような性質と定義されている<sup>2</sup>.

道路橋の耐震設計では,設計地震動と橋の重要度に 応じて必要とされる耐震性能を確保することを目的と して行われている.しかし,日本では大きな地震が発 生する度に地震荷重は見直されており,設計地震荷重 は大きくなっている.このような現状から今後,現行 の地震荷重が見直されることも十分あり得る.また, 現行の設計基準で設計された鉄筋コンクリート橋脚

(以下, RC 橋脚) に現行の設計で想定しているレベル 2以上の地震力が作用した場合,橋脚内部のコアコンク リートが破壊され,崩壊する可能性もあり得る. さら に,橋梁構造物の崩壊は,大きな人的被害や経済損失 につながる恐れがある. このような被害や損失を避け るために,現行の設計地震動を越える地震動が作用し ても崩壊することのない新たな橋脚の開発が必要であ る.

そこで、本研究では、「危機耐性」の考え方を踏襲 して、現行の設計で想定する以上の地震力が作用して も崩壊しない新形式の橋脚として、RC 橋脚断面コア部 に鋼管を配置し、鋼管内にコンクリートを充填するこ とによって断面コア部にコンクリートを充填するこ とによって断面コア部にコンクリート充填鋼管柱(以 下、CFT 柱)を有する鉄骨鉄筋コンクリート橋脚(以 下, SRC 橋脚)を提案する.本研究では、提案構造の SRC 橋脚供試体に加え、比較のための RC 橋脚供試体お よび CFT 橋脚供試体を作製し、正負交番載荷実験を行 った.実験により SRC 橋脚の基本的な力学特性を把握 するとともに、断面コア部に鋼管を配置することによ るじん性の向上、残留変位の低減効果および崩壊防止 への有効性を検証した.

# 2. SRC 橋脚のコンセプト

提案する SRC 橋脚を図-1 に示す.図-1 に示すように、 断面コア部に鋼管を配置することで、橋脚内部に CFT を有するコア部とその外側の鉄筋コンクリート構造の 二重構造としていることである.一般に RC 橋脚が変形 を受けた場合、コアコンクリートを帯鉄筋で拘束する ことにより塑性ヒンジを形成し損傷を限定することが できるが、さらに大きな損傷を受けた場合は、上部構 造も含めた橋の自重を支持できなくなり崩壊する可能 性がある.SRC 橋脚は、鋼管が鋼管内部のコアコンク リートを守ることにより橋脚の崩壊を防ぎ、鋼管はコ ンクリートによって座屈を拘束されているため大変形 まで耐力を保つことができると期待できる.また、損 傷後は、CFT 橋脚が上部構造も含めた橋の自重を保持 するため、残留変位が小さければ、補修も可能な構造



図-1 SRC橋脚概要図

である.これまでに塑性ヒンジ部のみに鋼管を配置した実験的検討を行っているが、RC 橋脚と比較して、橋脚コア部に CFT 橋脚を有する構造においては、残留変形を低減できる可能性が指摘されている<sup>9</sup>.

#### 3. 実験供試体および実験方法

#### (1) 実験供試体

橋脚供試体配筋図を図-2 に示す.まず,道路橋示方 書<sup>4</sup>の地震時保有水平耐力法に基づき RC 橋脚を設計し た. 次に, RC 橋脚のコアコンクリート中心に鋼管を配 置することによって SRC 橋脚とし、コア部に配置した CFT 柱のみの供試体を CFT 橋脚とした. RC 橋脚および SRC 橋脚の断面寸法は 350mm×350mm の正方形で,供 試体高さは 1700mm, 有効高さは 1100mm, せん断支間 比は 3.14 である. CFT 橋脚の断面は直径 120mm の円形 とし、供試体高さおよび有効高さは同一であり、せん 断支間比は 9.17 である. RC 橋脚および SRC 橋脚におい て軸方向鉄筋はD13を68mm間隔で16本,帯鉄筋はD6 を 70mm 間隔で配置した. 軸方向鉄筋比は 1.65%, 帯鉄 筋比は 0.65% である. SRC 橋脚および CFT 橋脚に用いた 鋼管は,径 120mm,肉厚 1.6mm である.鋼管の全長は, SRC 橋脚において 1270mm、CFT 橋脚において 1580mm であり、いずれも供試体の製作上の配慮から底面から 配置した.

図-2に示すように、RC 橋脚および SRC 橋脚ともに軸 方向鉄筋は D13 (SD295)を、帯鉄筋は D6 (SD295)を使 用した.引張試験によって求めた降伏強度は軸方向鉄 筋、帯鉄筋および鋼管で、それぞれ 362N/mm<sup>2</sup>、 361N/mm<sup>2</sup>、280N/mm<sup>2</sup>である.実験当日における橋脚躯 体部のコンクリートの圧縮強度は RC 橋脚, SRC 橋脚お よび CFT 橋脚で、それぞれ 38.6N/mm<sup>2</sup>、37.6N/mm<sup>2</sup>、 39.6N/mm<sup>2</sup>である.



#### (2) 実験方法

図-3 に載荷状況を示す.実験時には、フーチング部 分を反力床に PC 鋼棒を用いて固定し、反力壁に冶具と 鋼製部材を介して固定した油圧ジャッキにより、橋脚 上部のコンクリートブロックに水平力を与え、正負交 番繰り返し載荷とした.載荷方向は図-3に示す NS 方向 で,S面側が圧縮となる場合を正載荷,その反対の場合 を負載荷と定義した.降伏変位 &は RC 橋脚および SRC 橋脚で最外縁軸方向鉄筋, CFT 橋脚では鋼管の橋脚基 部付近におけるひずみが降伏ひずみに達したときの, 載荷位置における水平変位と定義した. 降伏変位 δ,は それぞれ, RC 橋脚 4.0mm, SRC 橋脚 4.8mm, CFT 橋脚 13mm であった. また, 載荷パターンを図4 に示したが, RC 橋脚および SRC 橋脚では 1δ<sub>1</sub>~5δ<sub>1</sub>を 3 サイクル, 6δ<sub>1</sub>, 78,を2サイクルとし、88,以降を1サイクルずつとした. CFT 橋脚では、 $0.5\delta_v$ 、 $1\delta_v \sim 4\delta_v \ge 3$  サイクル、 $5\delta_v$ 、 $6\delta_v \ge$ 2 サイクル, 7& 以降を 1 サイクルずつ載荷した. RC 橋 脚および SRC 橋脚では、橋脚上部のコンクリートブロ ックに 23.0kN 分の H 鋼および鋼板で構成された部材を 上載することで一定軸力を与え、橋脚基部に作用する 軸応力は 0.19N/mm<sup>2</sup>であった. CFT 橋脚については, 重

り鋼板およびH鋼は上載せずに実験を行った.

### (3) 計測項目

本実験では、水平荷重を油圧ジャッキの先端に取り 付けたロードセルで測定し、載荷位置での水平変位、 フーチングの水平移動、回転により生じる鉛直変位、 フーチングからの軸方向鉄筋および鋼管の抜け出しに よる橋脚の変形によって発生する水平変位を CDP 変位 計により計測した.

軸方向鉄筋および鋼管に生じるひずみはひずみゲージで測定した.軸方向鉄筋,帯鉄筋および鋼管のひず みの測定位置を図-5 および図-6 に示す.軸方向鉄筋お よび鋼管のひずみは橋脚基部から-20mm,65mm, 135mm,205mm,275mmの高さで測定した.軸方向鉄 筋は、N面およびS面の中央に位置する2本の鉄筋にお いてひずみ計測を行い、それぞれの計測高さにおいて、 かぶりコンクリート側とコアコンクリート側にひずみ ゲージを貼り付け、両ひずみの平均値を軸ひずみとし て用いた.鋼管は、載荷方向に位置するN面、S面およ び載荷直角方向に位置するE面、W面の4面の鋼管外 側でひずみ計測を行った.



図-5 軸方向,帯鉄筋のひずみ計測位置(RC橋脚, SRC橋脚)

図-6 鋼管のひずみ計測位置 (SRC橋脚, CFT橋脚)

#### 4. 損傷状況

RC橋脚および SRC橋脚の損傷状況を比較するために, 78,載荷終了時および実験終了時の,ひび割れ状況およ びコンクリート剥落状況の展開図をそれぞれ図-7 およ び図-8 に示す.なお,損傷図には縦横 87.5mm 間隔のメ ッシュを記入している.

両供試体ともに 18y~78y の載荷において,ひび割れ の発生および進展が観察され,その後,88y 以降で,か ぶりコンクリートが剥落し始めた.最終的に RC 橋脚で は 158y 載荷中,SRC 橋脚では 178y 載荷中の負載荷時に, 正載荷面側で軸方向鉄筋が破断し,大幅に水平荷重が 低下したため実験を終了した.

図-7(a)より RC 橋脚の損傷の進展について確認すると, かぶりコンクリートが剥落する前の損傷状況では,全 ての面において,橋脚基部から 220mm 高さまでの範囲 にひび割れが多く生じている.その後,かぶりコンク リートが剥落し始め,実験終了時では図-7(b)より,S面 で橋脚基部から 220mm 高さまでの範囲で,N面では 200mm 高さまでの範囲でかぶりコンクリートの剥落が 生じた.また,コアコンクリートは圧壊しており,橋 脚基部から約80mm高さでは,軸方向鉄筋のはらみ出し, それに伴う帯鉄筋のはらみ出しが確認された.

図-8(a)より SRC 橋脚の損傷の進展について確認する と,RC 橋脚同様に,かぶりコンクリート剥落前では橋 脚基部から 220mm 高さまでの範囲に全ての面にひび割 れが多く生じている.実験終了時の損傷状況では図-8(b)より,S面では橋脚基部から 200mm 高さまでの範囲 で,N面では 180mm 高さまでの範囲でかぶりコンクリ ートの剥落が観察され,塑性ヒンジの形成状況は RC 橋 脚と類似している.また,RC 橋脚同様に,コアコンク リートの圧壊,軸方向鉄筋のはらみ出しも確認された. 12&,載荷時にN面および E 面の角に橋脚基部から 0mm ~610mmの範囲に縦ひび割れが生じ,13&,載荷時に角の かぶりコンクリートが剥落した.また,対角にあたる 場所においても同様の損傷がみられた.これは,載荷 時に生じた橋脚へのねじり載荷によって生じた結果で あると考えられる.





写真-1 CFT 橋脚基部の損傷状況(N面)

CFT 橋脚の損傷状況を写真-1 に示す. 写真-1 より橋 脚基部で鋼管が破断していることが確認でき,橋脚基 部付近の座屈もみられた.これ以外に目立った損傷は 確認されず,CFT 橋脚では損傷が橋脚基部のみに集中 していた.

SRC 橋脚では実験終了後,塑性ヒンジ部付近における CFT 柱の外側のコンクリートおよび帯鉄筋を撤去した. 撤去後の状況を写真-2 に示す. SRC 橋脚内の鋼管は N 面の基部において座屈および破断が確認されたが,鋼管が内部のコアコンクリートを保護しているため,鋼管は破断しているものの鉛直方向の荷重に対してはある程度抵抗できると考えられる.



写真-2 SRC 橋脚基部のコンクリート撤去状況(N面)

# 5. 鉄筋ひずみ

# (1) 軸方向鉄筋のひずみ

RC橋脚および SRC橋脚における軸方向鉄筋の高さ方 向のひずみ分布を図-9 に示す.ひずみの値は各変位振 幅の1サイクル目におけるピーク値であり,正載荷面 (S面)および負載荷面(N面)における計測値の平均 値である.また,点線は軸方向鉄筋の引張試験から得 られた降伏ひずみ1770×10<sup>6</sup>を示す.



図-10 帯鉄筋に生じる高さ方向のひずみ分布

RC橋脚において,26,時点で,フーチング中に位置する橋脚基部から-20mm 高さでは降伏ひずみを超える 8500×10<sup>6</sup>程度の大きなひずみが生じている.また,46,時には橋脚基部から65mm 高さで,56,時には橋脚基部から135mm 高さで降伏ひずみを超えるひずみが計測された.

SRC 橋脚においては, RC 橋脚同様に 2&,時点でフー チング中に位置する橋脚基部から-20mm 高さにおいて 9400×10<sup>6</sup> 程度の大きなひずみが計測されている. 3&,時 には,橋脚基部から 135mm の高さで降伏ひずみを若干 超えているものの, RC 橋脚とほぼ同じひずみ分布であ る. 4&,時には,橋脚基部から 205mm 高さの範囲まで降 伏ひずみに達しており, 5&,時では若干ひずみは増えて いるものの、4&,時と同様のひずみ分布である. RC橋脚 と SRC 橋脚の軸方向鉄筋ひずみの分布を比較すると、 橋脚基部から65mm高さまで、ほぼ同じような傾向を示 しているが、橋脚基部から135mm~205mm高さにおい て SRC橋脚の方が4&,時から大きなひずみが計測されて おり、ひずみ分布に差がみられた. 図-7(a)および図-8(a)から、S面における橋脚基部から135mm~205mm高 さにおけるひび割れは SRC 橋脚の方が多いことが確認 できる.

# (2) 帯鉄筋ひずみ

RC橋脚および SRC橋脚における帯鉄筋の高さ方向の ひずみ分布を図-10 に示す.ひずみの値は各変位振幅の



図-11 鋼管に生じる高さ方向のひずみ分布

1サイクル目におけるピーク値であり、図-5に示したように各断面3か所で計測した平均値とした.また、点線は実験から得られた帯鉄筋の降伏ひずみ1759×10<sup>6</sup>である.RC橋脚およびSRC橋脚で比較すると高さ方向のひずみ分布に若干の違いはあるものの、58,時にはかぶりコンクリートの剥落は確認されていないため、軸方向鉄筋のはらみだしは生じておらず、帯鉄筋に生じるひずみは最大でも800×10<sup>6</sup>程度である.

# (3) 鋼管ひずみ

SRC 橋脚のコア部に配置された鋼管および CFT 橋脚 の鋼管における高さ方向のひずみ分布を図-11 に示す. ひずみの値は各変位振幅の1サイクル目におけるピーク 値であり,図-6に示したように各断面4か所で計測した 平均値とした.また,点線は実験から得られた鋼管の 降伏ひずみ 1657×10<sup>6</sup>である.

SRC 橋脚のひずみ高さ分布について図-11(a)より,橋 脚基部から-20mm 高さでは、28,時に降伏ひずみを越え るひずみが計測されている.また橋脚基部から 135mm 高さより上の部分ではひずみはそれほど大きくはなく, 58,時においても降伏ひずみに達していない.SRC 橋脚 では、鋼管を断面コアに配置することにより鋼管外側 のコンクリートが鋼管の変形を拘束しているため橋脚 基部付近でのみひずみが大きいと考えられる.一方, 図-11(b)に示す CFT 橋脚における鋼管のひずみ高さ分布 を確認すると、28,時には橋脚基部から 205mm 高さの範 囲まで降伏ひずみに達している.特に橋脚基部から 65mm 高さまで、28,時以降大きなひずみが生じている. 損傷状況からは、基部付近での座屈や破断以外に目立った損傷はみられなかったが、CFT 橋脚では SRC 橋脚のように外側をコンクリートで拘束していないので、SRC 橋脚よりも高い位置まで鋼管に大きなひずみが生じたと考えられる.

#### 6. 耐力および変形性能

各供試体の水平荷重~水平変位関係の履歴曲線を図-12 に示す.図-12(a)より RC 橋脚では正載荷時で最大荷 重が 97.8kN であり、ドリフト比 4.0%から最大荷重付近 で安定していた荷重が低下し始めた.一方、SRC 橋脚 では正載荷時で最大荷重は 106.7kN であり、ドリフト比 4.8%から最大荷重付近で安定していた荷重が低下し始 めた.SRC 橋脚の最大荷重が RC 橋脚よりも 10%程度大 きいが、これは鋼管の寄与による耐力増加である.変 形性能については、SRC 橋脚の方が RC 橋脚よりも 20% 程度大きな変位まで耐力を保つことが確認され、鋼管 を配置しているため、変形性能が向上した.

CFT橋脚では図-12(b)より,正載荷時で最大荷重8.2kN であり,せん断支間比が異なるためRC橋脚およびSRC 橋脚とは単純には比較できないが,ドリフト比が10% を越えても最大荷重をほぼ維持している.

RC橋脚および SRC橋脚の水平荷重~水平変位関係に おける履歴包絡線を図-13 に示す.包絡線は,各変位振 幅の1サイクル目の最大,最小荷重およびそのときの水 平変位をプロットしている.最大荷重付近で安定して いた荷重が低下し始める変位をドリフト比で表すと,



図-13 履歴曲線の包絡線(RC橋脚, SRC橋脚)

RC橋脚および SRC橋脚で,それぞれ4.0%,4.8%程度で あり,この変位から実験終了までの変位差は,RC橋脚 および SRC橋脚で,それぞれ16mm,28.8mmとなる. このことは,SRC橋脚の方が,崩壊に至るまで粘り強 い構造であることを示している.

各供試体の水平変位~残留変位関係を図-14 に示す. 残留変位は、各変位振幅の1サイクル目において、水平

図-14 水平変位~残留変位関係(RC橋脚, SRC橋脚)

荷重がゼロのときの載荷位置での変位とした. 図-14 より,SRC橋脚とRC橋脚の残留変位は同程度である.これは図-9(a)に示したように,SRC橋脚の橋脚基部付近の鋼管ひずみが,28,載荷時に降伏ひずみを超え,58,載荷時では9000×10<sup>6</sup>程度のひずみが確認されており,鋼管が大きく非線形領域に入ったため,鋼管による残留変位の低減効果が得られなかったためである.



		実験値 (正載荷時)	計算値
水平荷重	降伏時	76.1	-
(kN)	最大	97.8	90.4
水平変位	降伏時	2.9	3.3
(mm)	荷重低下時	30.0	35.0

(0) 5100 114/0-1					
		実験値 (正載荷時)	計算値		
水平荷重 (kN)	降伏時	83.9			
	最大	106.7	105.3		
水平変位 (mm)	降伏時	3.8	3.7		
	荷重低下時	37.9	22.0		

### 7. 道路橋示方書による計算値と実験値との比較

RC橋脚および SRC橋脚の,実験で得られた水平荷重 ~水平変位関係の包絡線と,道路橋示方書 %に基づき算 出した骨格曲線を図-15 に示す.また,実験値と計算値 の比較を表-1 に示す.実験値は正載荷時における値で ある.本計算における終局状態は,軸方向圧縮鉄筋位 置におけるコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひず みに達した時と定義した.実験では,かぶりコンクリ ートが剥落したのちに最大荷重付近で安定していた荷 重が低下し始めたため,終局状態の判定位置を軸方向 圧縮鉄筋位置とした.実験値は載荷位置における水平 変位から軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しによ る水平変位を差し引いた値を水平変位としている.

RC 橋脚の実験値と計算値を比較すると,正載荷時に おいて最大水平荷重,降伏変位および荷重低下時の変 位は,10%程度以下の差で概ね一致している.SRC 橋 脚については、実験値と計算値を比較すると、最大水 平荷重および降伏変位は RC 橋脚同様に概ね一致してい るが、荷重低下時の変位については、計算値は実験値 を過小評価している.これは、SRC 橋脚の計算におい ては、鋼管を鉄筋に換算して考慮しているため、鉄筋 量が増加し、鉄筋が降伏する前に、圧縮側のコンクリ ートひずみが限界圧縮ひずみに達したためである.

### 8. 結論

本研究では、想定以上の地震力が作用しても崩壊し ない新形式の橋脚として、RC橋脚断面コア部にCFT柱 を有したSRC橋脚を提案した.提案したSRC橋脚および RC橋脚に対して正負交番載荷実験を行うことで、SRC 橋脚の基本的な力学特性、じん性の向上、残留変位の 低減効果および崩壊防止への有効性の検証を行った. 本研究より得られた結論を以下に示す.

- (1) RC橋脚とSRC橋脚のひび割れの進展状況および塑 性ヒンジの形成状況は概ね一致しており,RC橋脚 断面コア部に鋼管を配置しても損傷状況に大きな 違いはない.
- (2) SRC橋脚とCFT橋脚の鋼管ひずみを比較すると, SRC橋脚ではCFT柱外側のコンクリートがCFT柱の 変形を拘束するため,基部に損傷が集中する.
- (3) 鉄筋量が同じ場合,断面コア部に鋼管を配置する ことによって耐力は増加し,SRC橋脚はRC橋脚と 比べて大きな変位まで最大荷重付近で耐力を保つ ことが確認された.また,SRC橋脚は,最大荷重 付近の低下から終局に至るまでの変位が大きく, RC橋脚より高いじん性を有し,崩壊に至りにくい 構造である.
- (4) RC橋脚およびSRC橋脚の残留変位は同程度であり, SRC橋脚の鋼管ひずみが橋脚基部付近において早 期に降伏したため,期待していた残留変位の低減 効果が得られなかった.
- (5) SRC橋脚, RC橋脚ともに道路橋示方書により算出 された最大水平荷重は実験値と概ね一致するが, SRC橋脚での終局変位は,鋼管分鉄筋量が増加す るため,鉄筋が降伏する前に,圧縮側のコンクリ ートひずみが限界圧縮ひずみに達するので,実験

値を過小評価する.

謝辞:本研究は,前田記念工学振興財団の研究助成を 受けて実施したものである.また,本実験の実施に際 し,オリエンタル白石(株)の正司明夫氏,渡瀬博氏 から多大なるご支援を頂いた.ここに記して厚く御礼 申し上げる次第である.

#### 参考文献

- 川島一彦:地震時保有耐力法の開発経緯,第10回 地震時保有耐力法に基づく橋梁等の耐震設計に関す るシンポジウム講演論文集,pp.1-11,2007.
- 本田利器,秋山充良,片岡正次郎,高橋良和,野津 厚,室野剛隆:「危機耐性」を考慮した耐震設計体 系-試案構築に向けての考察-,土木学会論文集 A1, Vol.72, No.4, I\_459-I\_472, 2016.
- 高橋良和,秋山充良,片岡正次郎,本田利器:国内 外の道路橋の設計指針にみられる「危機耐性」の分 析,土木学会論文集A1, Vol.72, No.4, I\_821-I\_830, 2016.
- 日本道路協会:道路橋示方書(V耐震設計編)・同 解説,2012
- 5) 藤倉修一,忍田祥太,臼井祐太,NGUYEN Minh Hai,中島章典,浦川洋介:レベル2地震損傷後に 修復可能な RC 橋脚の提案および実験的検証,土木 学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.75, 2019.

# SEISMIC PEFORMANCE OF SRC COLUMN WITH CONCRETE FILLED TUBE AT CORE

# Shuichi FUJIKURA, Keiya YAMAGUCHI, Daichi NOGUCHI, Minh Hai NGUYEN, Akinori NAKAJIMA and Yousuke URAKAWA

This paper presents the development of a new seismic resistant column concept that could avoid the collapse of the column under the beyond-design expectations with anti-catastrophe concept. The new seismic resistant column is a steel reinforced concrete column that has a concrete filled steel tube at its core in addition to the conventional reinforced concrete section. In order to validate this new proposed concrete column and a new proposed steel reinforced concrete column, were constructed for cyclic loading tests as well as a concrete filled steel tube column itself which is located at core of the new proposed column. To investigate an effectiveness of the core steel tube, the flexural capacity, ductility and damage of columns were compared between the new seismic resistant column and the conventional column. A series of experiments confirmed that a steel tube placed at core of the section could increase the flexural capacity and the ductility of a reinforced concrete column. However, the steel tube at core did not contribute to reduce the residual displacement of a column as compared with the conventional reinforced concrete column subjected to large deformation.