## 超高強度繊維補強コンクリート製 プレキャスト UFC セグメントを用いた橋脚の耐震性

市川翔太<sup>1</sup>・中村香央里<sup>2</sup>・松崎裕<sup>3</sup>・Mohamed Elgawady<sup>4</sup>・ 金光嘉久<sup>5</sup>・山野辺真一<sup>6</sup>・川島一彦<sup>7</sup>

 <sup>1</sup>学生会員 東京工業大学 大学院理工学研究科土木工学専攻(現,東日本高速道路株式会社) (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)
<sup>2</sup>学生会員 東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻
<sup>3</sup>正会員 博(工) 東京工業大学助教(現,東北大学助教 大学院工学研究科土木工学専攻)
<sup>4</sup>東京工業大学准教授(現, Missouri University of Science and Technology, Rolla, Mo, USA, 65409-0030)
<sup>5</sup>正会員 修(工) 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)
<sup>6</sup>正会員 博(工) 鹿島建設株式会社 技術研究所 (同上)
<sup>7</sup>フェロー 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻(同上)

設計地震力を超える大きな地震力の作用下では、軸方向鉄筋の局部座屈や破断及びコアコンクリートの 圧壊等が生じる結果、曲げ破壊先行型であってもRC橋脚の耐力は低下する.被災後も継続使用でき、そ の後の補修も基本的に要しないダメージフリー橋脚を実現させるためには、塑性ヒンジ部の損傷を防ぐこ とが重要である、塑性ヒンジ部の損傷を防ぐ方法の一つとして超高強度繊維補強コンクリートを適用する 方法がある.本研究は、塑性ヒンジ部の損傷の軽減や変形性能の向上を目的として、プレキャスト超高強 度繊維補強コンクリート(UFC)セグメント及びアンボンド鉄筋を用いて、せん断抵抗メカニズムとして UFCセグメント内をRC構造とした橋脚を提案し、ハイブリッド載荷によりこの橋脚の耐震性能を実験的 に実証したものである.

#### Key Words : Seismic Design, Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete, Damage Free Columns, Bridges

#### 1. はじめに

大規模地震直後において,国民生活を支える交通 インフラストラクチャーは,緊急車両の通行,早期 の救援,復旧体制の確立のために非常に重要な役割 を担っている.そのため,地震後に交通インフラス トラクチャーが復旧を要する程度の損傷を受けると, 緊急車両及び一般車両の通行が大きく制限される. このようなインフラの機能停止期間を短縮するため には,いったん被災すると復旧に長時間を要する橋 梁の被害を大幅に軽減する必要がある.

大地震時のRC橋脚の塑性ヒンジ部の損傷を低減 させつつ変形性能を高めるためには超高強度繊維補 強コンクリート(UFC)の活用が有効と考えられる. 超高強度繊維補強コンクリートは短繊維の補強材を コンクリートモルタルに混入させたものであり,我 国においては現在までに,強度が200MPaクラスの コンクリートが開発され,多方面で実用化されつつ ある. UFCを用いた橋脚の耐震性向上の可能性につ いては山野辺らによって多方面から検討されてきて いる<sup>1), 2)</sup>.

著者らも大地震後にも継続使用でき,その後の補 修を必要としない橋脚(ダメージフリー橋脚と呼ぶ) の開発を目指して、ポリプロピレンファイバーセメ ントやUFCセグメントを用いた構造形式を検討して きた. もともと変形性能が高いポリプロピレンファ イバーセメント<sup>3), 4)</sup>に比較し, 強度は高いがポスト ピーク後の変形性能が低いUFCを使用してダメージ フリー橋脚を実現するためには、UFCをセグメント 化すると同時に,いかにせん断抵抗メカニズムを持 たせるかが重要である.このため、著者らは次章に 示すようにUFC内側にせん断抵抗メカニズムとして 低鉄筋のRC構造を用いた構造(以下、内側RC構造と 呼ぶ)と橋脚躯体部にPCを導入してUFCセグメント 間の摩擦力を増大させ、せん断に抵抗させる構造 (以下, PC縦締め構造と呼ぶ)の2種類を提案し、こ れらの耐震性を一定鉛直荷重作用下の水平2方向円 形オービットによる繰返し載荷実験に基づいて検討



図-1 円形オービットによる水平2方向同時繰り返し載 荷した場合の載荷点高さにおける水平復元カ〜水平変位 の履歴曲線<sup>5)</sup>

した<sup>5)</sup>. この結果, 内側RC構造についてはドリフト 4.0%載荷になると写真-1に示すように、 UFCセグ メントのコーナー部の上下端を始点としてUFCの表 層が広範囲に剥離し始め、**写真-2**に示すように、ド リフト6.5%載荷終了後には、内側RC構造のコンク リート表面から53mm程度内側まで損傷が進展し、1 段目と2段目のUFCセグメント間を中心に、大きな 残留目開きと橋脚躯体のねじれが生じた.残留ねじ れは同一方向に回転する円形オービットによって載 荷した結果大きくなったと考えられ、地震動を作用 させた場合には一方向ばかりに残留ねじれが生じる ことはないと考えられる. 図-1に示すように、載荷 点高さにおける水平復元力~水平変位の履歴曲線に よれば、ドリフト2.5%でNS方向には47.7kN、EW方 向には53.3kNと最大復元力に達し、これ以降、復元 力は徐々に低下する.特に軸方向鉄筋の破断の進展 によりドリフト6.5%載荷における2サイクル目では NS方向には19.4kN, EW方向には16.1kNと, ピーク 時の復元力のそれぞれ41%及び30%へと大きく低下 する.

これに対して、PC縦締め構造を有する橋脚では、 PCケーブルの配置に伴い、橋脚が曲げ変形した際に 最下段UFCセグメントに作用する圧縮力が増大した 結果、UFCセグメントが圧壊した.このため、PCケ ーブルの緊張力が低下し、ドリフト3.5%載荷で、ま



(1) NW コーナ-



(2) SE コーナー

**写真-1** 円形オービットによる水平2方向同時繰り 返し載荷した場合のドリフト4.0%載荷終了後の塑 性ヒンジ区間の損傷<sup>5)</sup>



(1) NW コーナ・



(2) SE コーナー

**写真-2** 円形オービットによる水平2方向同時繰り 返し載荷した場合のドリフト6.5%載荷終了後の塑 性ヒンジ区間の損傷<sup>5)</sup>

だ軸方向鉄筋が1本しか破断していないにもかかわ らず、急速に曲げ耐力が低下して終局状態を迎えた. 実大橋脚では複数本のPCケーブルを設置することが 必要となること、PCの導入は一般に高価であること 等を考慮すると、UFCセグメントの圧壊を促進する 方向に作用するPC導入の仕方を再検討する必要があ



図-2 内側 RC 構造を有する模型橋脚



**写真-3** UFC セグメント

る.

本研究は、以上の検討結果を踏まえて、内側RC 構造を有するUFC橋脚を対象とし、この耐震性を 1995年兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された 地震動加速度を作用させたハイブリッド載荷によっ て検討したものである.

#### 2. UFCセグメントの活用方策

すでに前述した通りであるが,UFC セグメントに よりダメージフリー橋脚を建設する際の基本的な考 え方は以下の通りである<sup>5)</sup>.

1)曲げ圧縮側ではUFCセグメントが圧縮力を負担 し圧壊を防ぐとともに、引張側ではUFCセグメント 間が開くことにより橋脚に変形性能を与える.この ために、UFCセグメント間をドライジョイントとす る.

2) UFCセグメント上部のRC構造部が損傷するの を防止できるように, UFCセグメント区間の高さを 定める. 3) 高さ方向に複数設けたUFCセグメントの目開き が一部にだけ集中し、その部分だけコアコンクリー トが損傷したり軸方向鉄筋のひずみが増加するのを 防止するためにUFCセグメント内の軸方向鉄筋をア ンボンド化する.このようにすることにより、アン ボンド区間での軸方向鉄筋のひずみを均等化させ、 UFCセグメントの目開きが一部にだけ集中すること を防止する.

4) せん断に抵抗するためには、UFCセグメントの ジョイント部を嚙み合わせ継ぎ手にすることも考え られるが、このようにするとUFCセグメントが肉厚 になると同時に構造も複雑になり、かつ、噛み合わ せが抜け出し、元の位置に戻らない場合には、この 部分が損傷する可能性がある.このため、UFCセグ メントの内側に低鉄筋のRC構造を設け、これによ りせん断に抵抗する.UFCセグメントの内側とRC 構造の外周には積極的にボンドは期待せず、両者間 に軸方向ズレが生じることを許容する.

#### 3. 模型製作

上記の設計コンセプトに基づいて図-2に示すよう に、内側RC構造を有する模型橋脚1体を製作した. これは、前述した水平2方向円形オービットによる 繰返し載荷実験に用いた橋脚と同様の特性を持つ模 型である.橋脚基部から水平力作用点までの高さは 1370mmとし、断面は300mm×300mmの正方形で、2 方向地震力作用下におけるコーナー部の損傷を軽減 するためコーナー部に半径65mmの丸みを持たせた. 4つの側面を区別するために、図-2に示すように、 これらをN、E、S、W面と呼ぶ.写真-3に示すよう に、フーチング上面から高さ600mmまでの橋脚躯体



図-8 JR 鷹取駅 25.8%地震動載荷の応答変位

には300mm×300mmの中空矩形断面で,厚さ50mm のUFCセグメントを12段配置した.UFCのせん断強 度を確保するために各UFCセグメント上面から 15mmの深さに帯鉄筋としてD6(SD345)を1本埋め込 んだ.

UFCセグメントには軸方向鉄筋D6 (SD345)を36本 アンボンド状態で設置するために径10mmの穴を設 けた.フーチング底面から橋脚上端まで配置した軸 方向鉄筋のうち,フーチング下100mmからフーチン グ上600mmの範囲では軸方向鉄筋をアンボンドにし た.帯鉄筋としてD4 (SD295)を高さ方向に50mm間 隔で配置した.

内側RC構造には普通コンクリートを用い,軸方 向鉄筋としてD6 (SD345)を16本,帯鉄筋としてD4 (SD295)を高さ方向に50mm間隔で配置した.帯鉄筋 は135度曲がりフックでコアコンクリートに定着し た.

UFCの圧縮強度は191MPa, 普通コンクリートの 圧縮強度は31MPa, D6鉄筋のヤング率は188kN/mm<sup>2</sup> で,降伏強度は446MPa, D4鉄筋のヤング率は 165kN/mm<sup>2</sup>で降伏強度は343MPaである.図-3は, 一軸引張試験から求めたD6鉄筋及びD4鉄筋の応力 ~ひずみ関係である.ここでは,水平2方向円形オ ービットによる繰返し載荷実験に用いた模型<sup>5</sup>に対 する結果も比較のために示している. D4鉄筋におい ては繰返し載荷で使用した鉄筋のNo.2以外は似た特 性を示す. また, D6 鉄筋においてはハイブリッド 載荷で使用した鉄筋No.1 以外は似た特性を有してい る.

#### 4. ハイブリッド載荷実験

東京工業大学の耐震実験施設を用いてハイブリッド載荷実験を行った.2台の水平方向アクチュエー タはN面及びW面に取り付けた.ハイブリッド載荷 では、図-4に示す1995年兵庫県南部地震においてJR 鷹取駅で観測された地震動加速度を入力することと し、加速度振幅だけをオリジナルの2.58%,6.45%, 25.8%,38.7%に縮小して模型に作用させた.以下, これらを作用させた加震をそれぞれ2.58%加震, 6.45%加震,25.8%加震,38.7%加震と呼ぶ.なお, 記録のNS成分,EW成分をそれぞれ橋脚のEW方向, NS方向に作用させた.JR鷹取駅記録の加速度応答 スペクトル(h=5%)は図-5の通りであり、周期0.3 ~0.7s及び1.2~1.3sに約20m/s<sup>2</sup>の大きな応答を有し



ている.

ハイブリッド載荷では、上部構造及び橋脚を1質 点2自由度系としてモデル化した.橋脚の初期剛性 として降伏剛性 $k_y$ を用いることとし、図-1に示した 円形繰返し載荷実験時のドリフト1.0%載荷における 荷重~変位関係において、最大荷重が生じた点と荷 重~変位関係のループの中心を結んだ点の傾き 2534kN/mを降伏剛性 $k_y$ として用いた.また、模型 橋の固有周期Tが0.7秒となるように、上部構造の質 量mは次式により定めた.

$$m = \frac{T^2 k_y}{4\pi^2} \tag{1}$$

減衰係数*C*は仮想質量*m* = 31t,減衰定数*h* =0.02,降伏剛性*k*<sub>v</sub>に基づいて,次式により求めた.

$$C = 2h\sqrt{mk_y} \tag{2}$$

なお、ハイブリッド載荷実験では、前述の目標固 有周期に対応した仮想質量から計算される軸力とは 別に、任意の軸力を与えることが可能である.本実 験では、一般的なRC橋脚を念頭に、1N/mm<sup>2</sup>に相当 する軸力86kNを作用させた.

#### 5. 損傷の進展

#### (1) 2.58%及び6.45%加震

図-6, 図-7はそれぞれ2.58%加震, 6.45%加震した

場合のNS及びEW方向の応答変位である. 2.58%加 震時にはEW方向に3.99sにおいて最大応答変位 1.6mm (0.12%ドリフト)が生じた.

6.45%加震時にはEW方向に4.10sで最大応答変位 6.3mm (0.46%ドリフト)が生じた.以上の2回の加震 ではUFCセグメントのひび割れや,剥離などは生じ ていない.また,この段階では,軸方向鉄筋はまだ 降伏していない.

#### (2) 25.8%加震

図-8には25.8%加震時のNS及びEW方向の応答変 位を示す.最大応答は、S側には4.87sにおいて 20.3mm (1.5%ドリフト)、EW方向には52.6mm (3.9% ドリフト)と大きくなる.NS方向の応答の卓越周期 について当該部分の地震動の卓越周期を加速度応答 スペクトルの卓越周期として求めると、S方向に最 大応答が生じる加震後4.7sまでは0.4秒であるが、そ の後には1.1秒と長くなる.

25.8%加震時の載荷点高さにおける橋脚の水平2成 分の応答変位のリサージュを示すと図-9のようにな る.ここには、他の加震時の結果も示している. 25.8%加震時には主応答方向はEW軸のE点から反時 計回りに21.1度であり、おおむねNW-SE方向である. このため、応答が大きくなるNE及びSWコーナーの 損傷を示すと写真-4のようになる.SWコーナーに おいては、4.75s以降にUFCセグメントの表面部分が 剥離し始めると同時に、ここには示さないが、E面



図-10 外側軸方向鉄筋ひずみ(JR 鷹取駅 25.8%地震動)

においては、縦方向にクラックが生じた.これ以外 にはUFCセグメントには損傷は生じていない.

図-10は軸方向鉄筋のひずみを、UFC内にアンボ ンドされていたフーチング上面から100mm, 300mm, 500mm高さと、アンボンド区間の直上のRC区間に 相当するフーチング上面から650mm高さにおいて示 したものである. ここでは主応答に近いNE及びSE コーナーにおけるひずみを示している. NEコーナ ーに着目すると、軸方向鉄筋ひずみは、載荷開始か ら4.18~4.85s間に引張り側に急増しており、アンボ ンド区間内のフーチング上面から100mm, 300mm, 500mmにおいてはそれぞれ引張側に22600 µ, 17100 µ, 15800 µ, アンボンド区間直上のフーチン グ上面から650mmにおいては6340 µとなっている. すなわち,アンボンド区間内では軸方向鉄筋のひず みは、おおむね15000 µ±3000 µ程度の範囲にあるの に対して、アンボンド区間直上ではその3分の1程度 のひずみとなっている.アンボンド区間においても, 軸方向ひずみに±3000 μ程度の差が生じるのは, UFCセグメントの目開きによって径10mmの穴に配 置された軸方向鉄筋がセグメントと接触し、スムー ズにUFCセグメント区間内でアンボンドされなかっ

たためと考えられる.

上述したように、軸方向鉄筋のひずみは、4.18~ 4.85s間に引張り側に急増しているが、これは図-9に 示したようにS側に橋脚の変位が最大となった時刻 に相当している。4.85s以降アンボンド区間ではアン ボンド直上のRC区間のように引張ひずみが減少せ ず、軸方向鉄筋ひずみは、ほぼ引張側に 15000 μ±3000 μ程度の値を保つが、これは、軸方向 鉄筋がアンボンドされているため、コンクリートか らの圧縮ひずみが伝達されないためである。

実験では、1段目及び2段目のUFCセグメントの鉛 直変位を各コーナーにおいて計測した.25.8%加震 ではフーチングと最下段のUFCセグメント間におい て、NEコーナーでは最大4.6mm、SWコーナーでは 最大4.3mmの目開きが生じた.このようなUFCセグ メント間の目開きによって載荷点高さに生じる水平 変位usを次式により算出した.

$$u_s = \sum_{i=1}^n \theta_i h_i \tag{3}$$

ここで、 $\theta_i$ は最下段(i = 1)からカウントした第i番目のUFCセグメント下面における目開き角、 $h_i$ は第i番



(1) NE コーナー



**写真-4** 内側 RC 構造を有する橋脚の損傷状況(JR 鷹取 駅 25.8%地震動載荷後)

目のUFCセグメント下面から載荷点高さまでの距離, nはUFCセグメント数である.

実験では、計測装置の制約から $i=1\sim2$ 段目においてのみ目開き角を測定したため、1段目のUFCセグメントとフーチング表面間の目開きによる水平変位 $u_{s1}$ ,1段目と2段目のUFCセグメント間の目開きによる水平変位 $u_{s2}$ を加えた水平変位 $u_{s1} + u_{s2}$ を載荷点高さにおける橋脚の水平変位uによって除して両者の比を次式のように定義する.

 $\alpha_1 = u_{s1} / u, \quad \alpha_2 = (u_{s1} + u_{s2}) / u$ 

これより、 $\alpha_1$ はNS方向には0.57、EW方向には0.45、  $\alpha_2$ はNS方向には0.64、EW方向には0.67となる.こ れより、UFCを高じん性橋脚を達成する目的で利用 するためにはUFCセグメント間の目開きをスムーズ に生じさせることが重要であることを示している.

#### (3) 38.7%加震

図-11には38.7%加震による橋脚の応答変位を示す. ビデオから判断すると、2.4秒において橋脚がSW方 向に71mm (5.2%ドリフト)変位した際には、最下段 から5段目までの全UFCセグメント間で目開きが 生じた.また、この頃からフーチング表面と最下段 のUFCセグメント間及び最下段と2段目のUFCセグ メント間に、せん断ズレが生じ始めた.これは、 UFCセグメントの目開きが大きくなるにつれて内側 RC構造の表面が損傷し始め、このためUFCセグメ ント間に載荷方向への水平せん断ズレが生じるよう になったためである.

載荷後4.05sになると、応答変位はNS方向には 55.1mm (4%ドリフト)、EW方向には19.7mm (1.4%ド リフト)となり、最下段と4段目のUFCセグメントの



(2)EW 方向 図-11 JR 鷹取駅 38.7%地震動載荷の応答変位

NEコーナーにおいてUFCセグメント表面が薄く剥離し始めると同時に、2段目のUFCセグメントのNE コーナーには縦ひび割れが生じ始めた.載荷後4.7s に橋脚がNS方向には75.1mm (5.6%ドリフト)、EW方 向には9.0mm (0.7%ドリフト)変位した段階で、写真 -5に示すように曲げ圧縮により縦クラックがSWコ ーナーにおいて、最下段UFCセグメントでは広範囲 に、また、2段目及び3段目のUFCセグメントにおい てもわずかに生じた.

最大応答変位は5.05sにおいてNS方向には105mm (7.8%ドリフト), EW方向には150mm (11.1%ドリフ ト), 主応答方向では183mm (13.4%ドリフト)に達し た.この段階では、ビデオから判断すると、5段目 までの全UFCセグメント間に目開きが生じたが、特 にフーチング表面と最下段間,最下段と2段目の UFCセグメント間ではそれぞれ16mm, 10mmの目開 きが生じた.載荷後5.60sになると、軸方向鉄筋が破 断し始め、写真-6に示すようにNEコーナーにおい ては最下段UFCセグメントの上面から下面まで幅 17mmのクラックが貫通した. このクラックはUFC セグメントの圧壊と同時に周方向の引張によって生 じたと考えられる.また,最下段のSWコーナーに おいては、UFCセグメントの上下面を結ぶ多数の縦 キレツが生じ,キレツの大きいものはUFCセグメン トが破断したと言ってよい状態に達した.

なお、円形オービットを用いた2方向繰返し載荷 実験を行った結果によれば、最下段のUFCセグメン トにはドリフト2.5%載荷段階からひび割れが生じ始 め、その後、UFCセグメントの損傷は少しずつ進展 し、最終的に写真-2に示したように、ドリフト6.5% 載荷になって顕著な圧壊が生じた.これに対し、ハ イブリッド載荷した場合には、NS方向には42.7mm (3.2%ドリフト)、EW方向には1.8mm (0.13%ドリフ ト)に至るまで、UFCセグメントには圧壊が生じな

(4)



**写真-5** JR 鷹取駅 38.7%地震動載荷中の SW コーナーの 損傷状況



(1)NE コーナー



(2)SW コーナー

**写真-6** 内側 RC 構造を有する橋脚の損傷状況(JR 鷹取駅 38.7%地震動載荷後のコーナー部)

かった.

このことは実地震動に比較して過酷な載荷である 円形オービットによる2方向載荷と比べて,地震動 による2方向載荷においては,内側RC構造を有する UFC橋脚はより高い変形性能を有することを示して いる.

図-12に示すように、載荷終了後にはUFCセグメントに残留回転とこれにともなう残留せん断ズレが残った. なお、残留回転角は円形オービットによる繰返し載荷では4.6度と大きかった(写真-2参照)が、本載荷においては0.43度と小さな値であった.

実験終了後におけるNS方向及びEW方向の残留変 位はNS方向にはおよそ2.16mm, EW方向にはおよそ 13.8mmである.



(1)1段目のUFCセグメント図-12 実験終了後におけるUFCセグメントの変位

#### 6. 曲げ復元力及びひずみ特性

図-13に各加震による載荷点高さにおける水平復 元カ~水平変位の履歴を示す.2.58%及び6.45%加震 段階では、模型橋脚はほぼ弾性状態にあり、最大復 元力は2.58%加震では、NS方向には10.4kN、EW方 向には9.4kN、6.45%加震では、NS方向には19.3kN、 EW方向には25.6kNである.

これに対して、25.8%加震においては、図-8に示 したように、載荷後4.5sまではドリフト2.0%程度の 応答であり、NS、EW方向ともに水平復元カ〜水平 変位の関係はほぼ線形であるが、その後、S側に最 大応答に達する時刻4.75sまでの間に、橋脚の塑性化 の進展により、橋脚の剛性が大きく低下した.これ に対応して、履歴曲線も、2.58%及び6.45%加震時の 履歴とほぼ同程度の剛性によって震動する状態から 大きく剛性が低下した状態で震動する状態に変化し ていることがわかる.載荷後、4.87sに橋脚の最大復 元力はEW方向に69.6kNとなる.

38.7%加震した場合には最大復元力はNS方向には62.3kN, EW方向には90.7kNとなる. EW方向の 復元力(W側)が69.8kNから90.7kNに急増している が,これは加震後4.96s~5.15sにおいて生じたもの である.図-11に示したように,これはEW方向への 橋脚の応答変位が最大となった時刻5.05sと対応して おり,その後は,軸方向鉄筋が破断し始め,最下段

UFCセグメントのNEコーナーにおいて幅17mm のクラックが貫通すると同時に、SWコーナーにお





いても多数の縦方向キレツが生じた結果,復元力は 急速に低下していった.

円形オービットにより、2方向繰返し載荷した場 合には、写真-2、図-1に示したように、最終的に NS、EW方向ともにドリフト6.5%に至るまで、UFC セグメントには顕著な圧壊は生じなかったが、復元 力はおおよそ3%ドリフト時に最大となり、その後 は徐々に低下していった.これに対して、ハイブリ ッド載荷した場合は、NS方向にはドリフト8%、EW 方向にはドリフト12%までUFCセグメントには顕著 な圧壊は生じておらず、復元力の急速な低下も生じ ていない.ハイブリッド載荷実験は強震時の応答を 繰返し載荷実験よりもより正しく表すことができる という視点から見て、内側RC構造を有するUFC橋 脚は極めて高い変形性能を有し、ダメージフリー橋 脚と呼ぶにふさわしい耐震性を有しているというこ とができる.

#### 7. 結論

UFCセグメントを用いて、内側RC構造のUFC橋脚 の模型橋脚を製作し、ハイブリッド載荷実験に基づ いて耐震性能を検討した.本研究より得られた結論 は以下の通りである.

1) 内側RC構造を有するUFC橋脚を25.8%加震した場 合にはUFCセグメントの目開きはフーチングから5 段目のUFCセグメントまで分散する.目開き量は、 フーチングと最下段のUFCセグメント間及び最下段 と2段目のUFCセグメント間において大きい.この2 カ所の目開きによって、式(4)で定義した載荷点高さ に生じる水平変位と橋脚の応答変位の比α2はNS方 向には0.64、EW方向には0.67となり、UFCセグメン トの目開きによって橋脚の変形性能を向上させるこ とができる.

2) 38.7%加震した場合には,NS方向には105mm (7.8%ドリフト),EW方向には150mm (11.1%ドリフト)の最大応答が生じる段階では,UFCセグメントの圧壊,破断は生じてない.このことは,円形オー ビットを用いた2方向載荷実験よりもハイブリッド 載荷実験の方がより実際の地震動作用下での挙動に 近いことを反映して,2方向繰返し載荷実験結果よ りもはるかに高い変形性能を持つことを示している. しかし,その後,橋脚がNE方向に応答した際には, 最下段のUFCセグメントに幅17mmの顕著なクラックが生じ、NS方向の水平復元力は低下した.

3) 載荷後2.4s頃から,フーチング表面と最下段の UFCセグメント間及び最下段と2段目のUFCセグメ ント間において,載荷方向への水平せん断ズレが生 じ始めた.これは,UFCセグメントの目開きの増加 に伴い内側RC構造の表面が損傷し,せん断抵抗メ カニズムが損傷したためと考えられる.

4) 円形オービットを用いた 2 方向繰返し載荷と同様 にハイブリッド載荷実験においても橋脚躯体の回転 したが,円形繰返し載荷によって生じた回転角と比 較すると 9%程度と非常に小さな回転角に止まる. 5) 上記 1)~4)から見て,内側 RC 構造を有する橋脚 はダメージフリー橋脚としての性能をほぼ発揮した と言える.今後,より上部の UFC セグメント間に 目開きを分散させる工夫が求められる.

謝辞:本実験に際して,東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻の太田啓介,平井良幸,張文進, 大矢智之,山田真司氏の御協力を得た.ここに記して,厚くお礼申しあげる.

#### 参考文献

- 山野辺 慎一, 曽我部 直樹, 家村 浩和, 高橋 良和:高 性能塑性ヒンジ構造を適用した高耐震性RC橋脚の開 発, 土木学会論文集A, Vol. 64, No. 2, pp. 317-332, 2008.
- 山野辺 慎一, 曽我部 直樹, 河野 哲也: 超高強度繊維 補強コンクリートを用いたRC橋脚の二方向地震動に 対する耐震性能, 土木学会論文集A, Vol. 66, No. 3, pp. 435-450, 2010.
- 3) Kawashima, K., Zafra, R., Sasaki, T., Kajiwara, K., and Nakayama, M.: Effect of Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composite and Steel Fiber Reinforced Concrete for Enhancing the Seismic Performance of Bridge Columns, Journal of Earthquake Engineering, 15(8), pp. 1104-1211, 2011.
- 4) Kawashima, K., Zafra, R., Sasaki, T., Kajiwara, K., Nakayama, M., Unjoh, S., Sakai, J., Kosa, K., Takahashi, Y., and Yabe, M.,: Seismic Performance of a Full Size Polypropylene Fiber Reinforced Cement Composite Bridge Column based on E-Defense Shake Table Experiments, Journal of Earthquake Engineering, 16, pp. 463-495, 2012.
- 5) 市川翔太, 張鋭, 佐々木智大, 川島一彦, Mohamed ElGawady, 松崎裕, 山野辺慎一: UFCUFCセグメント を用いた橋脚の耐震性, 土木学会論文集A1 (地震工学 論文集), 31-b, Vol. 68, No. 4, pp. I-533~I-542, 2012.

### ENHANCING OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF BRIDGE COLUMNS USING ULTRA HIGH STRENGTH FIBER REINFORCED CONCRETE SEGMENTS

# Shota ICHIKAWA, Kaori NAKAMURA, Hiroshi MATSUZAKI, Mohamed ElGawady, Yoshihisa KANAMITSU, Shinichi YAMANOBE and Kazuhiko KAWASHIMA

Under an extreme ground motion, the flexural capacity of a RC column deteriorates due to crushing of core concrete and buckling of longitudinal bars. Thus, it is important to prevent damage at the plastic hinge region for developing "damage free" columns which are free from repair even after an extreme earthquake. For this purpose, a column which uses ultra high strength fiber reinforced concrete segments at the plastic hinge region is proposed. The seismic performance of the column is clarified based on a hybrid loading experiment. It is shown that the proposed UFC column exhibits a good performance for a damage free column.