

## 中空断面RC橋脚の断面条件が地震時破壊特性と 変形能に及ぼす影響の実験的評価

篠原聖二<sup>1</sup>・末崎将司<sup>2</sup>・堺淳一<sup>3</sup>・星隈順一<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 博（工）前（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員  
（〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

<sup>2</sup>正会員 修（工）前（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員（同上）

<sup>3</sup>正会員 博（工）前（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員（同上）

<sup>4</sup>正会員 博（工）（国研）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員（同上）

### 1. はじめに

平成 24 年に改定された道路橋示方書 V 耐震設計編<sup>1)</sup>（以下、H24 道示と称す）では、塑性ヒンジが中空断面部に形成される可能性のある鉄筋コンクリート橋脚に対しては、個別に慎重な検討が必要とされている。これは、近年行われた中空断面を有する鉄筋コンクリート橋脚模型に対する正負交番繰返し載荷実験<sup>2)</sup>によると、壁厚が薄く、軸圧縮力を大きく、かつ軸方向鉄筋が負担する力の割合が大きいなどの条件に該当する中空断面の鉄筋コンクリート橋脚の中空断面部に塑性ヒンジが形成される場合には、最終的な破壊形態としては、曲げの作用を受けた際に圧縮力を負担する壁部のコンクリートの圧縮破壊によって軸耐荷力を失うという致命的な損傷が生じる場合があること、中空断面の内面の損傷の方が外周面の損傷より大きい場合があることが明らかになったこと、地震後における中空断面の内面の点検及び損傷が生じた場合の修復が容易ではないこと、中空断面の内面の損傷を外周面の損傷から推定することに関する十分な技術的知見がないこと等を踏まえたためとされている。

本検討では、既往の実験で対象とした中空断面を有する RC 橋脚の構造条件<sup>2)</sup>を基に、その地震時破壊特性と変形能の改善を図る試みとして、軸圧縮応力および軸方向鉄筋比を低減させた場合、並びに、内面かぶりコンクリートを増し厚した場合を検討することとし、これらの効果を検証するために、模型供試体を用いた正負交番繰返し載荷実験を行った。

### 2. 実験条件

#### (1) 供試体諸元

実験に用いた中空断面 RC 橋脚供試体は、実橋脚の 1/7 程度の規模である既往の実験<sup>2)</sup>の供試体の実験供試体と同じ、もしくは同程度の断面寸法とした。図-1 に既往の実験の供試体（No.1, No.2）及び本実験で対象とした供試体（No.3, No.4）の断面図を、表-1 に構造諸元を示す。

既往の実験の供試体 No.1 と供試体 No.2 は軸力のみを変化させた実験であるため、柱断面は等しい。ここで、供試体 No.1 の軸力  $4.4\text{N/mm}^2$  は文献 3) の供試体と同等の高軸力状態を想定しており、供試体 No.2 の軸力  $1.0\text{N/mm}^2$  は低軸力状態を想定している。ここで言う高軸力状態とは、近年の山間部で建設され橋脚高さが 30～40m の PC ラーメン橋の中空断面 RC 橋脚での軸力状態を想定しており、低軸力状態とは一般的な道路橋の充実断面 RC 橋脚における軸力状態程度である。

本実験で対象とした供試体 No.3 は軸方向鉄筋比を小さくし、曲げせん断耐力比を大きく設定したケースである。また、供試体 No.4 は中間帯鉄筋のフック形状の変更し、内面側のかぶり厚さを大きくすることで、内面側に生じる損傷の低減を図ったケースである。なお、供試体 No.4 は内面側のかぶり厚さを大きくしたため、内空側の施工スペースを確保するために載荷直角方向の外寸法を他の供試体に比べて 100mm 大きくした。

表-3、表-4 に供試体に使用したコンクリート及び鉄筋の材料試験結果を示す。軸方向鉄筋、帯鉄筋、

表-1 供試体諸元

| 供試体名                    |          | No.1 <sup>2)</sup>   | No.2 <sup>2)</sup>   | No.3                 | No.4                    |
|-------------------------|----------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------------|
| 載荷点高さ (mm)              |          | 4,200                | 4,200                | 4,200                | 4,200                   |
| 断面 (載荷方向×<br>載荷直角方向)    | 外形 (mm)  | 975 × 730            | 975 × 730            | 975 × 730            | 975 × 830               |
|                         | 内空 (mm)  | 675 × 430            | 675 × 430            | 675 × 430            | 575 × 430               |
| せん断スパン比                 |          | 4.3                  | 4.3                  | 4.3                  | 4.3                     |
| 軸方向鉄筋                   | 種別       | SD345                | SD345                | SD345                | SD345                   |
|                         | 鉄筋径      | D16                  | D16                  | D16                  | D16                     |
|                         | 鉄筋比 (%)  | 6.4                  | 6.4                  | 3.6                  | 4.8                     |
| 横拘束筋                    | 種別       | SD345                | SD345                | SD345                | SD345                   |
|                         | 鉄筋径      | D10                  | D10                  | D10                  | D10                     |
|                         | 間隔 (mm)  | 40 (中間鉄筋80)          | 40 (中間鉄筋80)          | 40 (中間鉄筋80)          | 40 (中間鉄筋80)             |
|                         | 有効長 (mm) | 191.3                | 191.3                | 191.3                | 152.5                   |
|                         | 体積比 (%)  | 2.8                  | 2.8                  | 2.8                  | 3.5                     |
| フック形状                   |          | 外側：鋭角フック<br>内側：直角フック | 外側：鋭角フック<br>内側：直角フック | 外側：鋭角フック<br>内側：直角フック | 内外で鋭角フックと<br>直角フックを千鳥配置 |
| 軸力 (N/mm <sup>2</sup> ) |          | 4.4                  | 1.0                  | 3.0                  | 3.3                     |

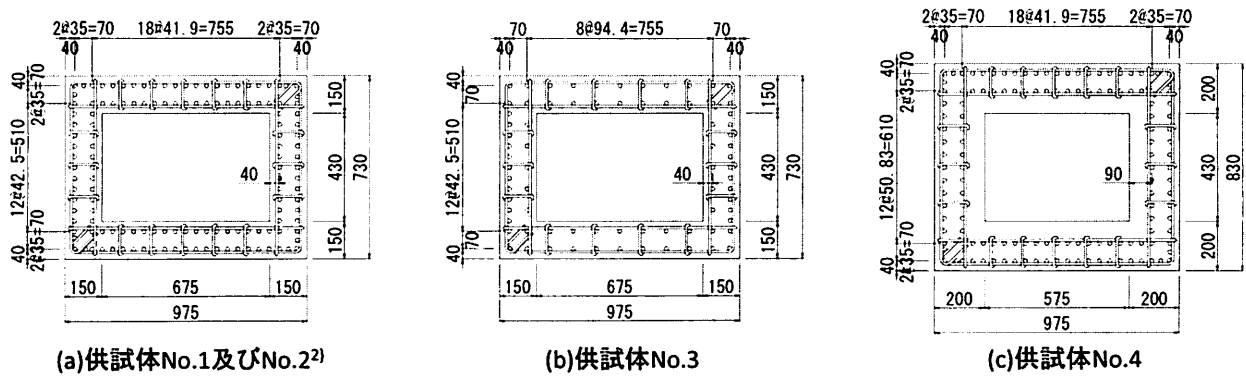


図-1 供試体断面図

中間帯鉄筋には SD345 を用いており、コンクリートの設計基準強度は 40N/mm<sup>2</sup> とした。帯鉄筋は鋭角フックにより定着し、供試体 No.1～No.3 の中間帯鉄筋は外周面側で鋭角フック、内面側で直角フックによる定着を行った。供試体 No.4 の中間帯鉄筋は、H24 道示に基づき、中空断面の外周面だけでなく内面にもかぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋のはらみ出し等の損傷が生じる可能性があることを踏まえ、直角フックの位置が外周面側と内面側で千鳥状になるように配置した。

供試体の曲げ耐力及びせん断耐力は H24 道示に従い算出した。曲げせん断耐力比は供試体 No.1 が 2.1、供試体 No.2 が 2.2、供試体 No.3 が 3.2、供試体 No.4 が 2.2 である。軸方向鉄筋比の大きい供試体 No.1、No.2、及び No.4 ではコアコンクリートの曲げ圧縮破壊により終局状態となる。一方、軸方向鉄筋比の小さい供試体 No.3 は、コアコンクリートの曲げ圧縮破壊よりも先に軸方向鉄筋の引張りひずみが大きくなり、軸方向鉄筋のはらみ出しが生じる結果となった。

表-2 コンクリート材料試験結果

| 供試体名 | 材齢   | 実験時の圧縮強度<br>N/mm <sup>2</sup> | 静弾性係数<br>kN/mm <sup>2</sup> |
|------|------|-------------------------------|-----------------------------|
| No.1 | 263日 | 56.8                          | 32.9                        |
| No.2 | 263日 | 48.7                          | 30.1                        |
| No.3 | 48日  | 48.9                          | 33.8                        |
| No.4 | 51日  | 45.8                          | 33.2                        |

表-3 鉄筋の材料試験結果

|                      |             | 降伏強度<br>N/mm <sup>2</sup> | 弾性係数<br>kN/mm <sup>2</sup> | 引張強度<br>N/mm <sup>2</sup> | 破断伸び<br>% | 破断強度<br>kN |
|----------------------|-------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------|-----------|------------|
| 供試体No.1及び<br>No.2に使用 | D10 (SD345) | 389.0                     | 179.4                      | 543.0                     | 18.1      | 38.7       |
|                      | D16 (SD345) | 393.4                     | 190.4                      | 453.2                     | 27.5      | 90.0       |
| 供試体No.3及び<br>No.4に使用 | D10 (SD345) | 393.8                     | 183.1                      | 559.3                     | 19.5      | 39.9       |
|                      | D16 (SD345) | 399.8                     | 194.2                      | 585.2                     | 17.8      | 116.2      |

(2) 載荷方法

図-2 及び写真-1 のセットアップ状況に示すように、供試体は橋脚軸線と実験施設の床面が平行になるように横向きに設置し、ベースコンクリートを介してフーチング底面を実験施設反力壁に固定した。また、橋脚天端部では供試体の水平変位に追従できるように、水平ローラーを用いて鉛直荷重の支持を

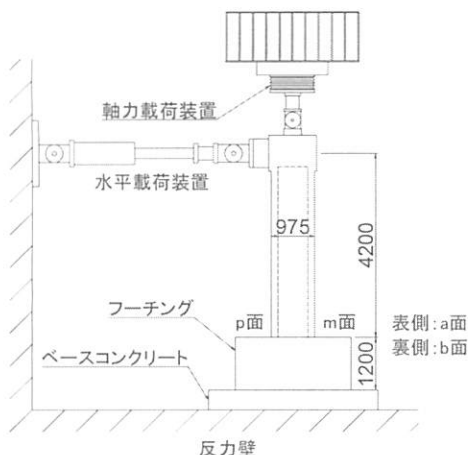


図-2 供試体セットアップ図 (単位:mm)

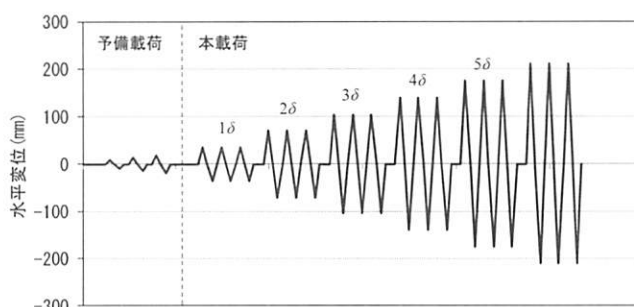


図-3 荷重方法



写真-1 供試体セットアップ状況



写真-2 カメラ挿入孔

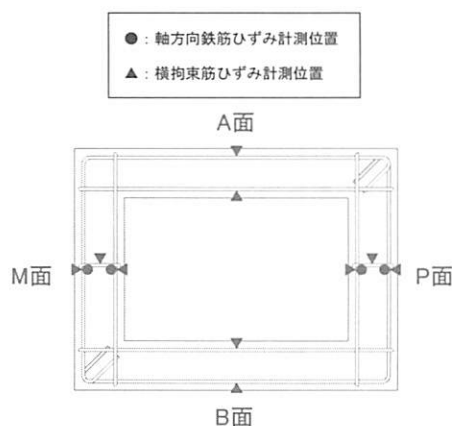


図-4 計測位置

行った。

水平力は橋脚基部より 4,200mm の位置に与えた。水平載荷は図-3 に示すように変位制御により行い、基準変位 $\delta_0$ の整数倍の水平変位を各載荷ステップに対して 3 回繰返す漸増載荷とした。実験での $\delta_0$ は、供試体 No.1, No.2, 及び No.4 については初降伏変位が同程度であることから、比較の容易さを考慮し、供試体 No.1 の実験時における初降伏変位である 35mm と統一した。供試体 No.2 については、初降伏変位が小さくなることを考慮し、35mm の半分である 17.5mm を基準変位 $\delta_0$ とした。また、本実験ではアクチュエータや計測機器の挙動確認を行うため、基準変位を与える前に小さな載荷変位を与える予備載荷を数回行った。

### (3) 計測方法

主な計測項目は載荷装置に内蔵してあるロードセルによる荷重、載荷点位置における水平変位、橋脚基部付近の曲率、軸方向鉄筋及び帯鉄筋ひずみであり、ひずみ計測については動ひずみアンプを用いて計測を行った。鉄筋ひずみの計測位置は図-4 に示すとおりである。高さ方向に軸方向鉄筋は 15 断面

(供試体 No.1, No.2) または 16 断面 (供試体 No.3, No.4) , 帯鉄筋のフランジ面及び中間帯鉄筋は 5 断面、帯鉄筋のウェブ面については 8 断面でひずみ計測を行った。曲率計測は、高さ方向に 6 断面で計測を行った。また、水平載荷荷重及び水平変位はアクチュエータの押し側を正としている。なお本稿では、紙面の都合によりひずみおよび曲率の計測結果については示していない。また、ひび割れ等の外観の変状については、外周面側は目視による観察を行い、内面側の変状は、写真-2 に示すように橋脚天端に設けた孔から小型カメラを挿入して観察を行った。

## 3. 実験結果

### (1) 水平力-水平変位の関係

図-5 に各供試体の水平荷重 - 水平変位の関係を示す。図中での水平変位は鉄筋の抜け出しやフーチングの並進及び回転に起因する変位量を控除することにより補正を行っている。図-5 には補正前の結果も点線で示している。

また、表-4 には各供試体の降伏時及び終局時の

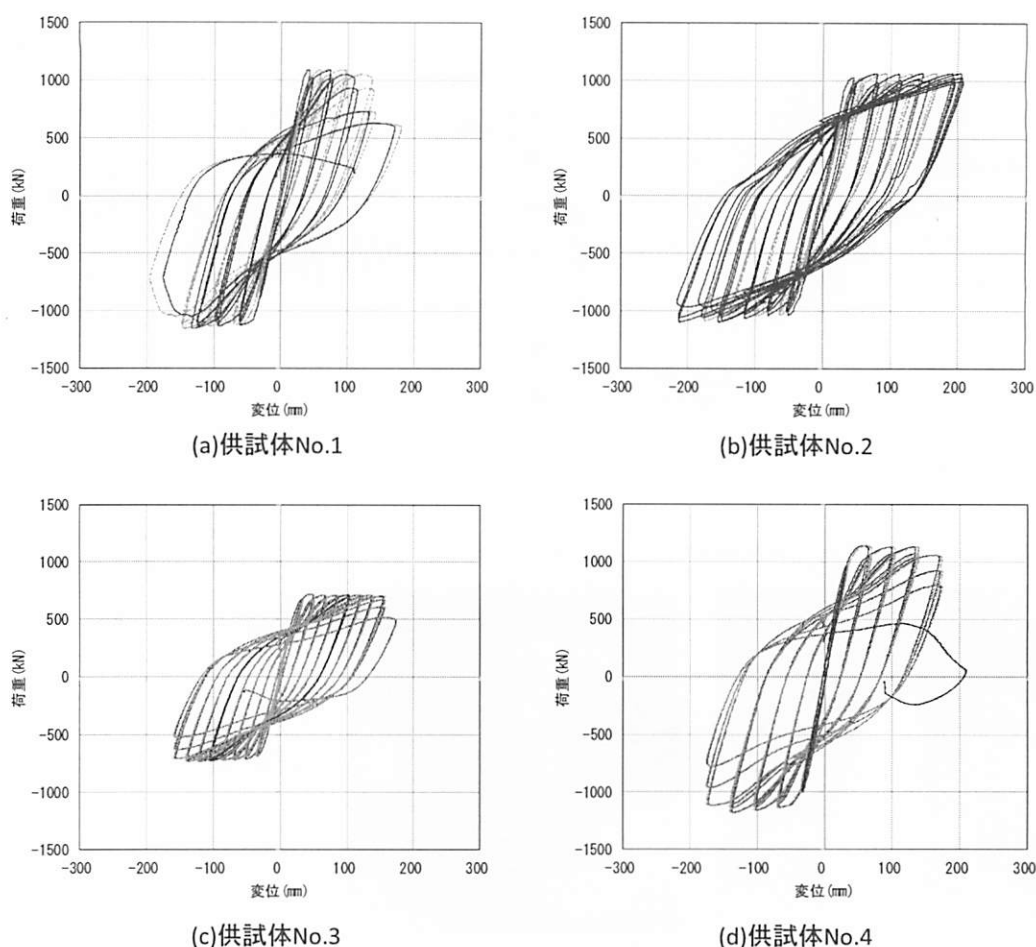


図-5 水平荷重－水平変位の関係

表-4 各供試体の降伏時・最大荷重時・終局時の水平変位と水平荷重

|             |    | 変位          |               |             |     | 荷重          |               |             |           |
|-------------|----|-------------|---------------|-------------|-----|-------------|---------------|-------------|-----------|
|             |    | 降伏時<br>(mm) | 最大荷重時<br>(mm) | 終局時<br>(mm) | 塑性率 | 降伏時<br>(kN) | 最大荷重時<br>(kN) | 終局時<br>(kN) | $P_u/P_y$ |
| 供試体<br>No.1 | 正側 | 28.8        | 72.2          | 96.2        | 3.3 | 893.0       | 1092.2        | 1054.9      | 1.2       |
|             | 負側 | 28.6        | 129.8         | 129.8       | 4.5 | 854.0       | 1154.7        | 1154.7      | 1.4       |
|             | 平均 | 28.7        | 101.0         | 113.0       | 3.9 | 873.5       | 1123.5        | 1104.8      | 1.3       |
| 供試体<br>No.2 | 正側 | 27.5        | 147.2         | 191.5       | 7.0 | 805.0       | 1066.1        | 1065.2      | 1.3       |
|             | 負側 | 29.4        | 152.5         | 152.5       | 5.2 | 783.5       | 1097.0        | 1097.0      | 1.4       |
|             | 平均 | 28.4        | 149.9         | 172.0       | 6.1 | 794.3       | 1081.6        | 1081.1      | 1.4       |
| 供試体<br>No.3 | 正側 | 17.3        | 99.9          | 152.0       | 8.8 | 482.9       | 712.2         | 701.2       | 1.5       |
|             | 負側 | 25.9        | 119.1         | 154.3       | 6.0 | 616.3       | 731.7         | 708.9       | 1.2       |
|             | 平均 | 21.6        | 109.5         | 153.1       | 7.4 | 549.6       | 722.0         | 705.0       | 1.3       |
| 供試体<br>No.4 | 正側 | 24.8        | 56.5          | 162.0       | 6.5 | 841.9       | 1142.1        | 1057.2      | 1.3       |
|             | 負側 | 28.8        | 135.5         | 170.4       | 5.9 | 928.9       | 1178.4        | 1114.8      | 1.2       |
|             | 平均 | 26.8        | 96.0          | 166.2       | 6.2 | 885.4       | 1160.3        | 1086.0      | 1.2       |

水平変位と水平荷重を示す。ここで終局変位とは、最大耐力付近で安定していた水平荷重が大きく低下し始める直前の水平変位と定義している。

降伏変位について供試体 No.1, No.2 及び No.4 ではほとんど差はなかったが、終局時の変位については、供試体 No.1 で正負平均 113mm、供試体 No.2 では 172mm、供試体 No.4 では 166mm となった。塑性率でいうと、供試体 No.1 で 3.9、供試体 No.2 では 6.1、

供試体 No.4 では 6.2 であった。軸圧縮応力の大きい供試体 No.1 で塑性率が小さくなったのは、終局状態がコンクリートの圧縮破壊に起因しているためであり、軸力が No.1 と同じであるにも関わらず、供試体 No.4 の塑性率が大きくなったのは、内面のかぶりコンクリートが大きくなり、曲げ圧縮応力を負担するコンクリート断面積が大きいこと、及び外周面側に鋭角フックを設けたことが要因であると考え

られる。

供試体 No.3 については降伏変位が正負平均で 22mm であり、終局時の変位は 153mm であった。塑性率は 7.4 であり、最も大きな変形能を示した。中空断面 RC 橋脚に曲げモーメントが作用するとき、供試体 No.3 のように軸方向鉄筋比が小さい供試体では中立軸が圧縮コンクリート縁端に近くなる。そのため、コンクリートの圧縮ひずみが他の供試体に比べて大きくならなかったため、コンクリート圧縮破壊に至るまでの変形能が大きくなったと考えられる。

## (2) 損傷の進展状況

写真-3～6 に外面および内面に損傷が生じてから終局に至るまでの各供試体の損傷状況写真を示す。

### a) 外面の損傷

フランジ面の外面の損傷については全ての供試体で最大荷重に達する前に外周面かぶりコンクリートの剥落が生じており、その変位は供試体 No.1～No.3 では  $3\delta_0$ 、供試体 No.4 では  $2\delta_0$  であった。外周面かぶりコンクリートの剥落までの変形能に軸応力や軸方向鉄筋比の影響は小さいと考えられる。一方、外周面側のフック形状を鋭角フックから、直角フックと鋭角フックの千鳥配置にした供試体 No.4 では外周面かぶりコンクリートの剥落までの水平変位が小さくなった。軸方向鉄筋のはらみ出しが生じたのは、供試体 No.1 では  $4\delta_0$  または  $5\delta_0$ 、供試体 No.2 では  $6\delta_0$ 、供試体 No.3 では  $8\delta_0$  または  $9\delta_0$ 、供試体 No.4 では  $4\delta_0$  であった。軸方向鉄筋のはらみ出しは軸応力及び軸方向鉄筋比との相関が強く、軸応力が大きいほど、軸方向鉄筋比が大きいほどはらみ出し発生時の水平変位が小さくなる傾向を示した。さらに、軸方向鉄筋のはらみ出しはフック形状とも関係しており、外周面側に直角フックが設置される供試体 No.4 では直角フックの開きが生じ、軸力及び軸方向鉄筋比が等しい供試体 No.1 よりも若干はらみ出しが生じ易くなったと考えられる。なお、外周面側に配置された鋭角フックの開きはいずれの供試体においても確認できなかった。

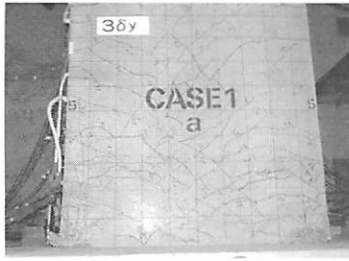
ウェブ面の外面の損傷については、全ての供試体において  $1\delta_0$  の荷重で斜めひび割れが生じており、充実断面橋脚のウェブ面（荷重方向に並行する面）での損傷状況<sup>4)</sup>に比べると荷重範囲が小さい段階から斜めひび割れが発生したこととなる。この結果は既往の中空断面 RC 橋脚に関する研究<sup>5,6)</sup>と同じ傾向を示しており、ウェブ面の壁厚が薄いとコンクリートが負担するせん断耐力が減少することから、水平荷重の小さい段階からひび割れが発生することを確

認した。斜めひび割れはいずれの供試体も基部から天端近くまで発生したが、曲げせん断耐力比の大きい供試体 No.3 では終局状態におけるせん断ひび割れの本数は少ない。かぶりコンクリートの剥落は、供試体 No.2 の B 面において基部から 500mm の高さまでの範囲で生じており、その他の供試体と比べて損傷度が大きい。A 面においても終局状態に達する以前から広範囲でかぶりコンクリートの剥離が生じている。これは、H24 道示で算出されるせん断耐力に軸圧縮応力によるせん断耐力向上効果を考慮すれば、実際の曲げせん断耐力比が最も小さくなるためであると考えられる。

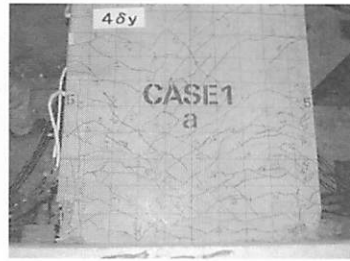
### b) 内面の損傷

フランジ面の内面の損傷については、供試体 No.1 で  $4\delta_0$ 、供試体 No.2 で  $6\delta_0$ 、供試体 No.3 で  $9\delta_0$ 、供試体 No.4 で  $5\delta_0$  と全ての供試体とも外周面側の軸方向鉄筋のはらみ出した時にかぶりコンクリートの剥落が生じた。かぶりコンクリートの剥落は、供試体 No.1～No.3 では基部周辺で発生しているのに対し、供試体 No.4 では基部から 1000mm ほど離れた位置に顕著なひびわれが発生し、かぶりコンクリートが剥落した。したがって、内面側の損傷形態はかぶり厚さやフック形状によって異なると考えられる。また、内面かぶりコンクリートを増し厚する対策については、変形能を向上させることはできたものの、今回の実験で試験した増し厚の程度では、最終的には外面かぶりコンクリートの剥落と同時に内面かぶりコンクリートが剥落して、急激な耐力の低下が生じた。内面かぶりコンクリートを増し厚する場合には、かぶりコンクリートを増し厚するだけでなく、増し厚したコンクリートと軸方向鉄筋を取り囲むような鉄筋を配置する等、軸方向鉄筋のはらみ出しに対して、増し厚したコンクリートの抵抗力を向上させるような配慮が必要であると考えられる。

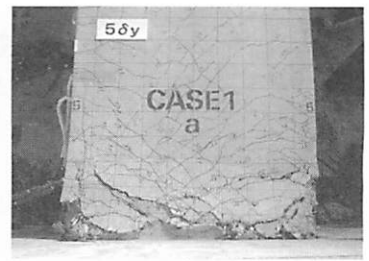
中間帯鉄筋については、供試体 No.1 で  $4\delta_0$  の荷重、供試体 No.2 で  $6\delta_0$  の荷重、供試体 No.3 で  $9\delta_0$  の荷重、供試体 No.4 で  $5\delta_0$  の荷重といずれの供試体もかぶりコンクリートの剥落が起きると同時に内面側のフック（直角フック）の開きが生じた。これは、内面側の軸方向鉄筋及び帯鉄筋のはらみ出すことで中間帯鉄筋の直角フックが開き、それと同時にかぶりコンクリートが剥落したと推測される。したがって、軸方向鉄筋のはらみ出しは外周面側と内面側でほぼ同時に生じたと考えられるが、この現象は、既往の中空断面 RC 橋脚に関する研究の実験結果<sup>5,6)</sup>で示されている軸方向鉄筋のはらみ出しが内面側より外周面が先行して起こるという結論とは異なる結果となった。



(a)A面外周面 $3\delta_0$



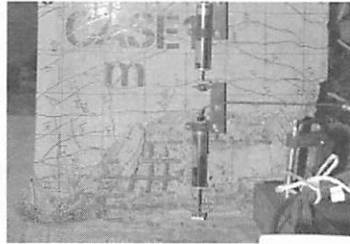
(b)A面外周面 $4\delta_0$



(c)A面外周面 $5\delta_0$



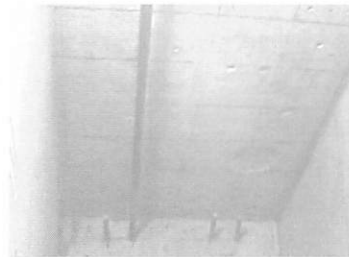
(d)M面外周面 $3\delta_0$



(e)M面外周面 $4\delta_0$



(f)M面外周面 $5\delta_0$



(g)M面内面 $3\delta_0$



(h)M面内面 $4\delta_0$

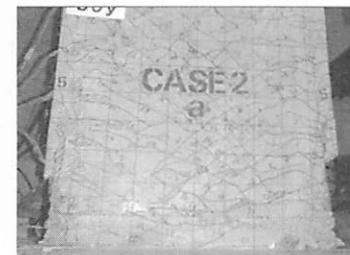


(i)M面内面 $5\delta_0$

写真-3 供試体 No.1 の損傷過程 <sup>2)</sup>



(a)A面外周面 $4\delta_0$



(b)A面外周面 $5\delta_0$



(c)A面外周面 $6\delta_0$



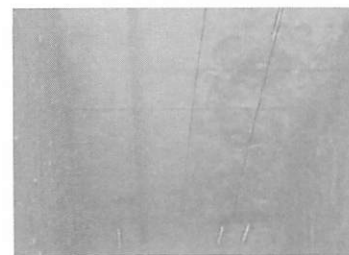
(d)M面外周面 $4\delta_0$



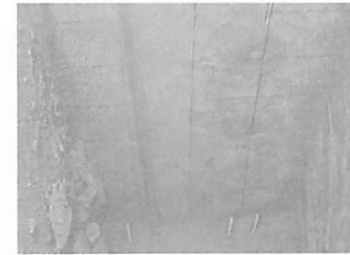
(e)M面外周面 $5\delta_0$



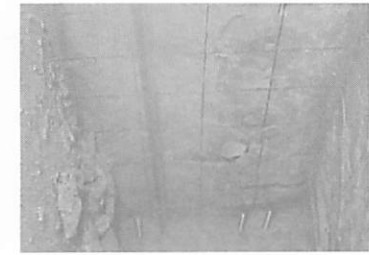
(f)M面外周面 $6\delta_0$



(g)M面内面 $4\delta_0$



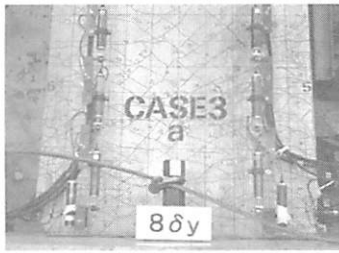
(h)M面内面 $5\delta_0$



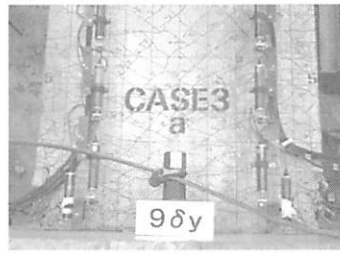
(i)M面内面 $6\delta_0$

写真-4 供試体 No.2 の損傷過程 <sup>2)</sup>

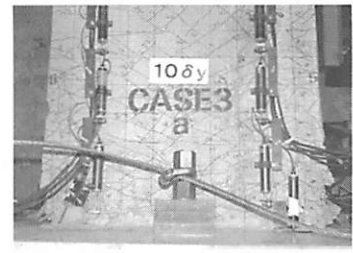




(a)A面外周面 $8\delta_0$



(b)A面外周面 $9\delta_0$



(c)A面外周面 $10\delta_0$



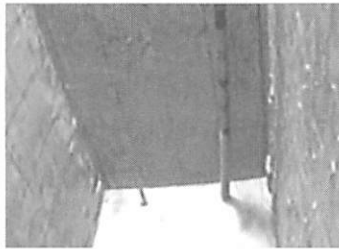
(d)P面外周面 $8\delta_0$



(e)P面外周面 $9\delta_0$



(f)P面外周面 $10\delta_0$



(g)P面内面 $8\delta_0$



(h)P面内面 $9\delta_0$

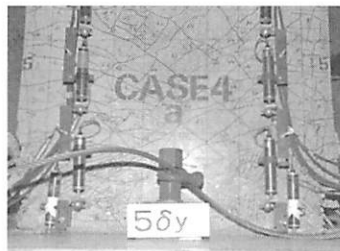


(i)P面内面 $10\delta_0$

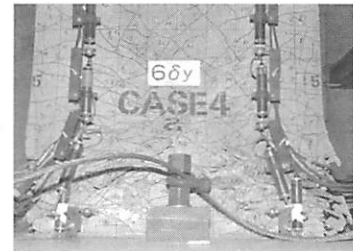
写真-5 供試体 No.3 の損傷過程



(a)A面外周面 $4\delta_0$



(b)A面外周面 $5\delta_0$



(c)A面外周面 $6\delta_0$



(d)P面外周面 $4\delta_0$



(e)P面外周面 $5\delta_0$



(f)P面外周面 $6\delta_0$



(g)P面内面 $4\delta_0$



(h)P面内面 $5\delta_0$



(i)P面内面 $6\delta_0$

写真-6 供試体 No.4 の損傷過程

ウェブ面の内面の損傷については、供試体 No.1, No.3 及び No.4 ではフランジ面の損傷とほぼ同時に発生したが、供試体 No.2 ではフランジ面の損傷より先にウェブ面のかぶりコンクリートが剥落した。これは、外周面でウェブの損傷が大きかったことと同様の理由であり、供試体 No.2 の曲げせん断耐力比が最も小さいためである。中間帯鉄筋については、供試体 No.2 及び No.4 のみ内面フックの開きが生じた。供試体 No.2 における内面フックの開きはウェブ面のコンクリート断面が減少し、自重による曲げに抵抗できず軸方向鉄筋がはらみ出したために生じたものと推定される。一方、供試体 No.4 は終局時において、軸方向鉄筋が内面側にはらみ出したために内面フックの開きが生じた。

#### 4. 結論

本研究では、既往の実験で対象とした中空断面を有する RC 橋脚の構造条件を基に、その地震時破壊特性と変形能の改善を図る試みとして、軸圧縮応力および軸方向鉄筋比を低減させた場合、並びに、内面かぶりコンクリートを増し厚した場合を検討することとし、これらの効果を検証するために、模型供試体を用いた正負交番繰返し載荷実験を行った。以下に、得られた主な知見を示す。

- (1) 壁厚を薄くし、その結果軸圧縮応力や軸方向鉄筋比が高くなった中空断面 RC 橋脚では、外面のかぶりコンクリートの剥落と同時に内面のかぶりコンクリートも剥落して急激な耐力低下を生じたが、軸圧縮応力および軸方向鉄筋比を低減させた断面条件にすることにより、外面かぶりコンクリートの剥落と同時に内面かぶりコンクリートも剥落することは防止され、これに伴って変形能を向上させる可能性を確認することができた。

- (2) 一方、内面かぶりコンクリートを増し厚する対策については、変形能を向上させることはできたものの、今回の実験で試験した増し厚の程度では、最終的には外面かぶりコンクリートの剥落と同時に内面かぶりコンクリートが剥落して、急激な耐力の低下が生じた。
- (3) 内面かぶりコンクリートを増し厚する場合には、かぶりコンクリートを増し厚するだけでなく、増し厚したコンクリートと軸方向鉄筋を取り囲むような鉄筋を配置する等、軸方向鉄筋のはらみ出しに対して、増し厚したコンクリートの抵抗力を向上させるような配慮が必要であると考えられる。

#### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 2) ハツ元仁，堺淳一，星隈順一：高軸力を受ける高軸方向鉄筋比の中空断面 RC 橋脚の正負交番繰返し荷重下における破壊特性，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 69 No. 2，pp.139-152，2013.
- 3) 玉越隆史，星隈順一：軸方向鉄筋に SD490 を用いる RC 中空断面橋脚の耐震性について，土木技術資料，Vol53，No.5，pp.54-55，2011.
- 4) 運上茂樹，寺山徹：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす中間帯鉄筋の影響に関する実験的研究，土木研究所資料，第 3563 号，1998.
- 5) 須田久美子，新保弘，増川淳二，村山八洲雄：中空断面 PC 柱部材の柱筋座屈特性と中間帯鉄筋の役割について，コンクリート工学年次論文報告集，V-18，No.2，pp.725-730，1996.
- 6) 湯川保之，緒方辰男，須田久美子，齋藤宗：中空断面鉄筋コンクリート高橋脚の耐震性能，土木学会論文集，No.613/V-42，pp.103-120，1999.2.