

◆ 特集：土木構造物の耐震補強技術 ◆

# 繰返し荷重を受けるRCディープビームのせん断耐力に関する 実験的検討

小林 寛\* 運上茂樹\*\*

## 1. はじめに

橋脚幅に比較して橋脚高さの低い壁式の鉄筋コンクリート橋脚などでは、ディープビームの効果により、一般にせん断支間比の減少に応じてコンクリートの負担するせん断力が大きくなることが知られている。道路橋示方書V耐震設計編<sup>1)</sup>では、地震時に塑性化することも考慮している鉄筋コンクリート橋脚に対しては、安全側の判断となるように、ディープビームの効果を無視し、せん断支間比によるコンクリートの負担するせん断力の割増しは行わない、柱部材に対するせん断耐力の算定式を適用することとされている。これは、せん断支間比の小さい鉄筋コンクリート部材の載荷実験<sup>2)</sup>によれば、軸方向鉄筋が降伏しない範囲の正負交番の繰返し載荷に対してはコンクリートの負担するせん断耐力の低下はわずかであるが、軸方向鉄筋が降伏し曲げ塑性変形が生じるような範囲の正負交番の繰返し載荷に対してはコンクリートの負担するせん断力が大きく低下し、ディープビーム効果が期待できないことが明らかになっているためとされている。

せん断支間比の小さい壁式橋脚の面内方向に対しては、曲げ破壊型と設計したとしても地震時に大きく曲げ塑性変形が生じることは一般に考えにくい。どの程度の塑性変形の範囲であれば、ディープビーム効果が見込めることができるか、また、正負交番の繰返し載荷によるせん断耐力の低下の影響を明らかにすることにより、より合理的な評価が可能になると考えられる。これは、既往の地震による被災事例をみても、壁式橋脚全体が面内方向に対してせん断破壊したという事例はほとんど見られないことからせん断耐力の評価方法について合理化の余地があるものと考えられる。

本文は、せん断支間比が小さい壁式橋脚が面内方向に交番載荷を受ける場合のせん断耐力におけるディープビームの効果を明らかにすることを目的に実施した模型載荷実験について報告するものである。

## 2. 実験概要

### 2.1 供試体の設計

実験は同一の供試体2体を用いて載荷方法を変えて行った。本実験に用いた供試体の配筋図を図-1に示す。せん断破壊型とするため、断面はせん断強度が曲げ強度の半分程度になるように設

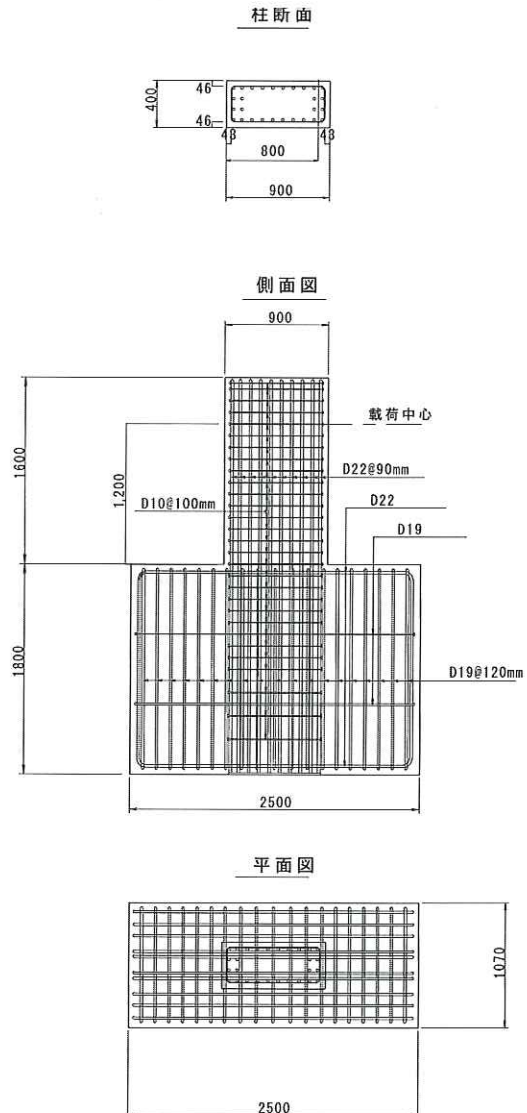


図-1 実験供試体配筋図

Analytical Study on Displacement Restraint Effect of Abutments on the Seismic Performance of Existing Bridges

計した。柱基部から載荷中心までは1.2m、柱断面寸法は0.9×0.4mとして短辺を載荷面とした。こ

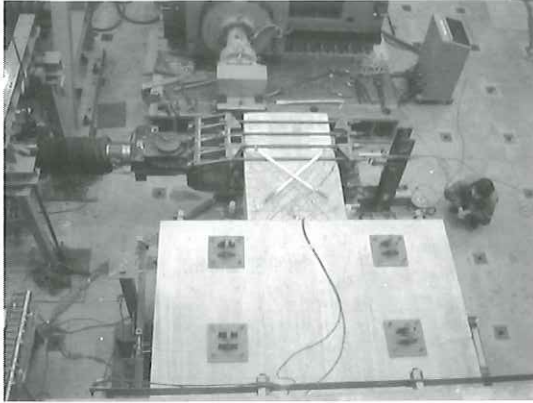
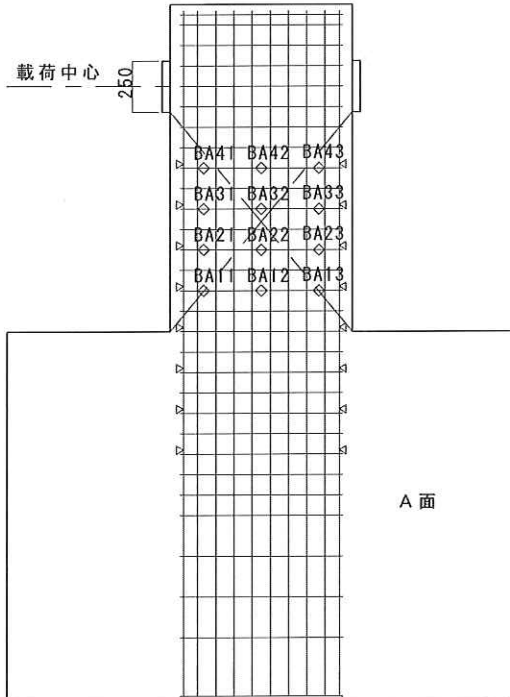
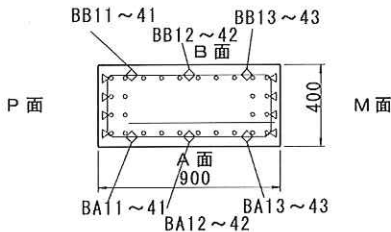


写真-1 載荷実施状況



△：軸方向鉄筋ひずみゲージ  
◇：帯鉄筋ひずみゲージ

図-2 ひずみゲージ位置図

こでせん断スパン比は1.5である。鉄筋はSD295材を用い、引張鉄筋比約1%、せん断補強筋比約0.4%とし、それぞれ呼び径D22、D10を配置した。また使用したコンクリートの設計基準強度は27N/mm<sup>2</sup>とした。

## 2.2 載荷装置及び載荷方法

載荷装置は土木研究所部材耐震強度実験施設の大変位加振機を使用した。

供試体は、写真-1に示すように柱を水平にして据え付けた。供試体のフーチングは、実験施設の反力壁にPC鋼棒で緊張固定した厚さ1mの固定用ベースにPC鋼棒を用いて固定した。水平力は加振機により柱頭部に加力した。柱頭部には、押し引き載荷を可能にするため鋼製の加力ブロック(幅250mm)を両側にPC鋼棒で緊張し取付け、加力ブロックと加振機はボルトで接合した。なお、軸力は加えていない。

2体の供試体は、交番載荷の影響を検討する目的で一方は正方向のみの繰り返し載荷、もう一方は正負交番載荷にて載荷した。ここでは前者を供試体No.1、後者を供試体No.2と呼ぶこととする。

載荷方法としては三角波の3回繰り返しとし、変位制御で供試体の挙動を観察しながら1mm～4mmステップで行った。

表-1 材料強度試験結果

| (a) 鉄筋 |                          |                           |   |
|--------|--------------------------|---------------------------|---|
| 種類     | 降伏点<br>N/mm <sup>2</sup> | 引張強さ<br>N/mm <sup>2</sup> | 弾性係数<br>× 10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> |
| D22    | 349.6                    | 519.0                     | 19.20                                       |
|        | 350.3                    | 519.8                     | 18.15                                       |
| SD295A | 351.6                    | 217.6                     | 18.39                                       |
|        | 平均値                      | 350.5                     | 518.8                                       |
| D10    | 378.4                    | 513.2                     | 18.13                                       |
|        | 357.9                    | 503.6                     | 18.25                                       |
| SD295A | 380.8                    | 519.0                     | 18.36                                       |
|        | 平均値                      | 372.4                     | 511.9                                       |

(b) コンクリート (柱部)

| 供試体  | 圧縮強度<br>N/mm <sup>2</sup> | 弾性係数<br>× 10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> |
|------|---------------------------|---|
| No.1 | 31.2                      | 31.70                                       |
|      | 31.7                      | 30.50                                       |
|      | 32.0                      | 30.70                                       |
| 平均値  | 31.6                      | 30.97                                       |
| No.2 | 33.8                      | 31.40                                       |
|      | 34.3                      | 33.10                                       |
|      | 34.8                      | 32.70                                       |
| 平均値  | 34.3                      | 32.40                                       |

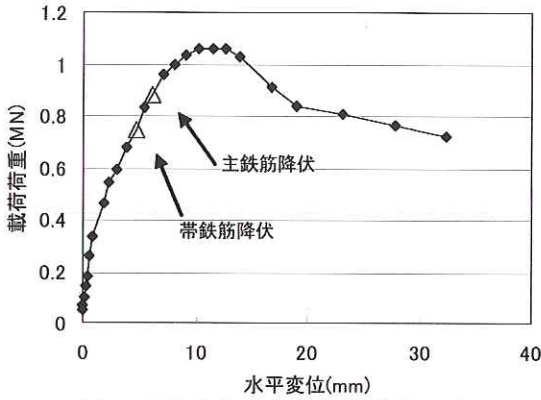


図-3 最大荷重-最大変位 (供試体No.1)

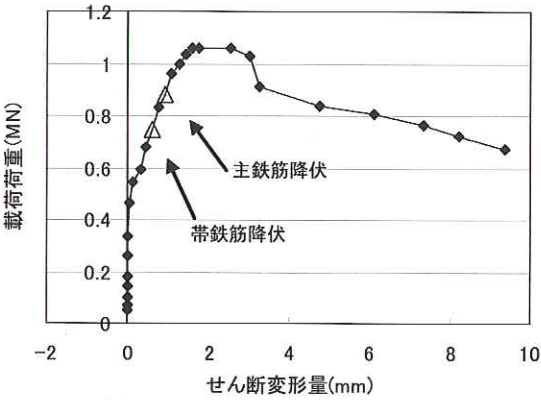
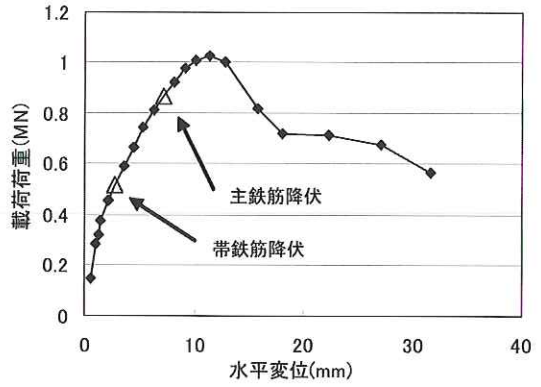
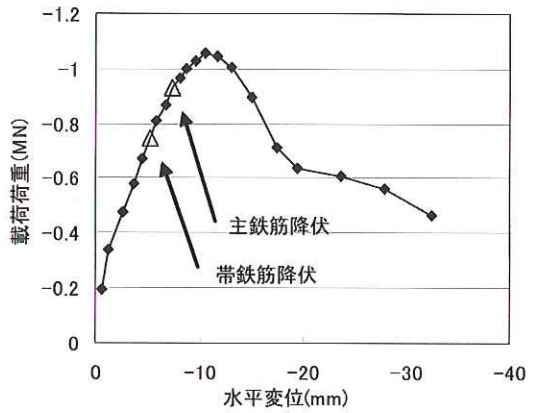


図-4 せん断変形量 (供試体No.1)



(a) 正側



(b) 負側

図-5 最大荷重-最大変位 (供試体No.2)

### 2.3 計測

計測については荷重、変位および鉄筋ひずみを測定し、ひび割れや破壊状況を各変位ステップ終了時に観察した。ひずみゲージの貼付位置を図-2に示す。

### 2.4 材料強度

載荷試験に先立ち実施した材料強度試験の結果を表-1に示す。

## 3. 実験結果

### 3.1 供試体No.1

図-3に供試体No.1の各載荷ステップにおける水平荷重と載荷位置における最大水平変位を示す。図中には帯鉄筋降伏時、主鉄筋降伏時についても示した。これより供試体No.1は先にせん断降伏を生じ、その後曲げ降伏に至っていることが分かる。

クラックの発生順序としては、初めに載荷荷重335kN(水平変位0.9mm)でフーチング上方500mm付近に曲げクラックが水平方向に発生し、載荷荷重589kN(水平変位3.0mm)で載荷点付近から新たなせん断クラックが発生した後、載荷荷重743kN(水平変位4.6mm)で帯鉄筋に降伏が生

じた(せん断降伏)。載荷荷重881kN(水平変位6.2mm)で主鉄筋に降伏が生じ、載荷荷重1036kN(水平変位9.1mm)で圧縮側柱基部コンクリートの最外縁に圧壊が観察された。最大荷重1060kN(水平変位12.6mm)を超えたあと0点に引き戻す際の載荷によりせん断クラックが目立つようになり、載荷荷重668kN(水平変位36.5mm)で試験を終了した。試験終了後の供試体破壊状況を写真-1に示す。

本供試体は破壊モードがせん断型であるが、曲げ降伏後も耐力の上昇が見られた。曲げ降伏時の載荷荷重を $P_{y0}$ 、水平変位を $\delta_{y0}$ とすると、最大耐力時の載荷荷重は $1.2P_{y0}$ 、水平変位は $2.1\delta_{y0}$ となり、再度 $P_{y0}$ を下回るときの水平変位は $2.7\delta_{y0}$ であった。

図-4に載荷荷重とせん断変形量の関係を示す。この図より載荷当初は曲げ変形だけでせん断変形が生じていないこと、最大耐力時にせん断変形量が急激に増加し、そのまま耐力の低下に繋がっていることが分かる。

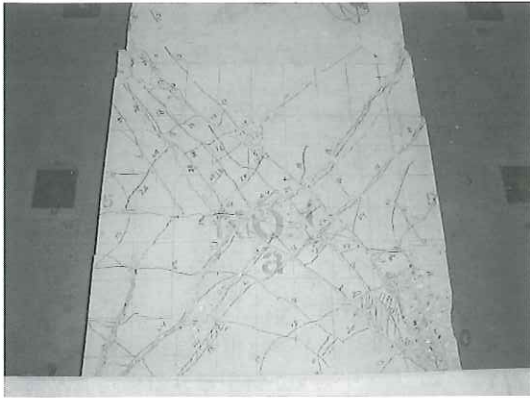


写真-2 供試体No.1破壊状況 (試験終了後)

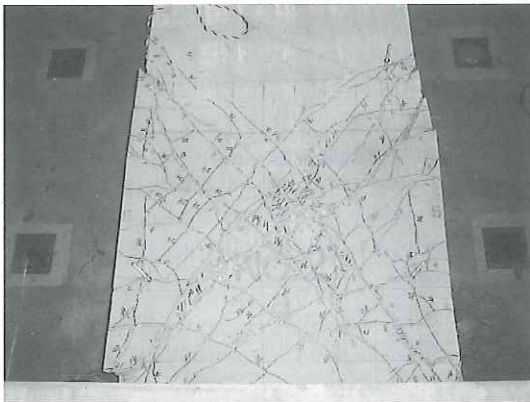


写真-3 供試体No.2破壊状況 (試験終了後)

### 3.2 供試体No.2

図-5に供試体No.2における各載荷ステップの水平荷重と水平変位の関係を示す。図-5 (b) は比較のため軸を反転させて示している。両図において帯鉄筋は同一の箇所 (図-2中のBA32)、主鉄筋については正負載荷時それぞれの引張側鉄筋に着目して降伏時を示している。

クラックの発生順序としては、初めに曲げによる水平クラックは正負側両面に同時に発生したが、その後負側載荷によるせん断クラックが発生し、そのまま卓越して帯鉄筋に降伏が生じた。負側載荷による主鉄筋の降伏を過ぎたところで正側載荷によるせん断クラックも伸長して網の目状となり、正側載荷による主鉄筋降伏に至った。正負それぞれの最大荷重付近で圧縮側柱基部最外縁のコンクリートに圧壊が観察された。網目状のせん断クラックにより被りコンクリートの浮きが観察され始め、最終的には剥離した。試験終了後の供試体破壊状況を写真-2に示す。

正負載荷側いずれも供試体No.1と同様に曲げ降伏後も耐力の上昇が見られた。最大耐力時の載荷荷重および水平変位は、正側で $1.2P_{y0}$ および $1.6\delta_{y0}$ 、

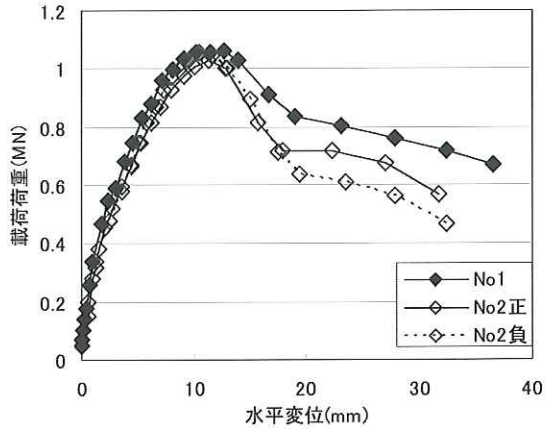


図-6 水平変位の比較

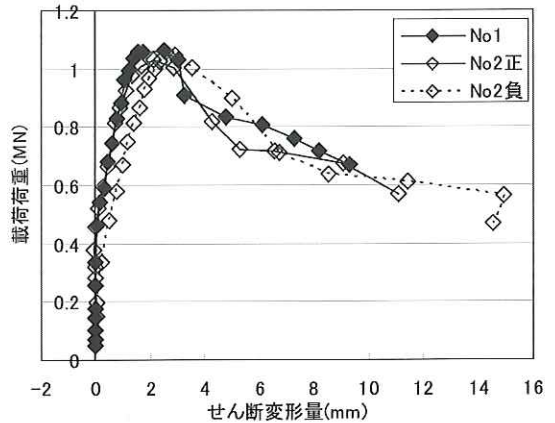


図-7 せん断変形量の比較

負側で $1.1P_{y0}$ および $1.7\delta_{y0}$ 、また再度 $P_{y0}$ を下回るときの水平変位は正側、負側とも $1.8\delta_{y0}$ であった。いずれも曲げ降伏後の最大耐力はNo.1供試体と変わらないものの、水平変位はその増分が少なく、さらに耐力低下の度合いも若干大きい結果となった。

### 3.3 載荷方法の違いによる影響

載荷方法の違いによる影響を検討するため、両供試体の挙動を比較した。図-6に荷重-水平変位関係、図-7に荷重-せん断変形量関係の比較を示す。

両図より正負交番載荷の場合には一方向載荷の場合より若干変形の進展が早くなることが認められるが、最大荷重についてはほぼ同じ値となることが分かる。また、せん断変形量についてみると、正負交番載荷の正側載荷の場合は一方向載荷の場合とほぼ同じであるが負側載荷においてはせん断変形量が若干大きくなっており、正負交番載荷を受けたNo.2供試体の方が全体の変形に占めるせん断変形の割合が大きく、よりせん断変形の影響を

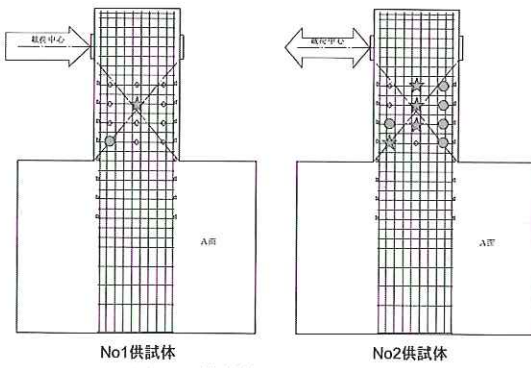


図-8 帯鉄筋降伏箇所の比較

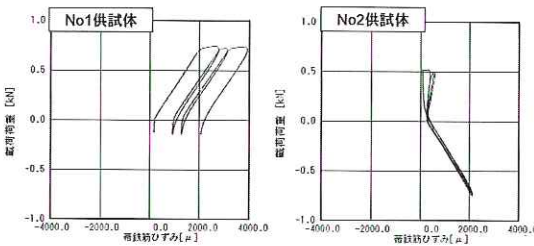


図-9 同一箇所での帯鉄筋ひずみの比較

受けていることがわかる。

図-8には両供試体の曲げ降伏時および最大耐力時における帯鉄筋ひずみの状況を示す。図中の★印は曲げ降伏時に帯鉄筋ひずみが降伏を超えた位置、●印は最大耐力時に帯鉄筋ひずみが降伏を超えた位置を示す。図よりNo.2供試体の方が曲げ降伏時、最大耐力時とも広い範囲で帯鉄筋が降伏しており、片方向の載荷に比べて正負交番載荷の方がよりせん断挙動が顕著となることがわかる。

両供試体とも帯鉄筋は図-2に示すBA32において最も早く降伏ひずみを超過した。その時点における両供試体それぞれの帯鉄筋ひずみの履歴を図-9に示す。図よりNo.2供試体は負側の載荷時に先にせん断降伏を生じたことが分かる。ただしこの時の負側の最大荷重は図-5 (b) に示すように-747kNであり、図-3に示す供試体No.1での743kNと殆ど差がない。また、せん断スパン中心付近の帯鉄筋は正側載荷時、負側載荷時それぞれにおいて引張を受けるため、正負交番載荷を受ける場合は片方向載荷の場合に比べて2倍の繰返し作用する事も示されている。

以上のように正負交番載荷をした場合には片方向載荷時に比べてせん断破壊が進展し、よりせん断挙動が顕著となるが、最大耐力および最大耐力時の水平変位には大きく影響を及ぼしていないことがわかった。

### 3.4 設計式との比較

道路橋示方書V編<sup>1)</sup>では、せん断耐力の算定式として以下が示されている。

$$P_s = S_c + S_s \quad (1)$$

$$S_c = c_c c_e c_{pt} \tau_c b d \quad (2)$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} \quad (3)$$

ここに

$P_s$  : せん断耐力 (N)

$S_c$  : コンクリートが負担するせん断耐力 (N)

$\tau_c$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$c_c$  : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数

$c_e$  : 橋脚断面の有効高  $d$  に関する補正係数

$c_{pt}$  : 軸方向引張鉄筋比  $p_t$  に関する補正係数

$b$  : せん断耐力を算定する方向に直角な方向の橋脚断面の幅 (mm)

$d$  : せん断耐力を算定する方向に平行な方向の橋脚断面の有効高 (mm)

$S_s$  : 帯鉄筋が負担するせん断耐力 (N)

$A_w$  : 間隔  $a$  及び角度  $\theta$  で配筋される帯鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sy}$  : 帯鉄筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

そこで、今回の供試体について曲げ耐力及びせん断耐力を算定した結果を表-2に示す。表には後述する道路橋示方書IV編<sup>3)</sup>による耐力算定結果及び実験値も示されている。なお、算定には材料の実強度を用いた。この結果と実験結果を比較したところ、 $P_{s0}$ 、 $P_y$  は良く一致しているものの  $P_s$  については過少に算定される傾向があることが分かる。ここでは実際の設計・照査においてはせん断先行型として  $P_u = P_s$  として設計・照査するため、本模型供試体では、道路橋示方書V編<sup>1)</sup>の設計式によれば実耐力に対して半分程度の評価をしていることになる。

これは、設計式の安全率とともに、今回の供試体は、実際はせん断スパン比1.5であることからディーブームの効果が見込めるが、これを見込んでいないことが一因としてあげられる。

そこで、せん断スパン比の影響を考慮した道路橋示方書IV編<sup>3)</sup>に示される様に、(2)式にせん断スパン比の影響としてコンクリートの負担するせん断耐力の割り増し係数として  $c_{dc} = 2.5$  を、(3)式にせん断スパン比による斜引張鉄筋 (ここでは帯鉄筋) の負担するせん断耐力の低減係数  $c_{ds} = 0.6$  を乗じてせん断耐力を算出した。計算の結果、幾分大きくせん断耐力を算定するが、実験結果と

表-2 設計式による耐力算定値と実験結果

| 計算手法等                               | 耐力・荷重                     | 供試体No.1 |       | 供試体No.2 |        |
|-------------------------------------|---------------------------|---------|-------|---------|--------|
|                                     |                           | タイプI    | タイプII | タイプI    | タイプII  |
| 道路橋示方書<br>V編                        | 初降伏耐力 ( $P_{yo}$ ) [kN]   | 803     |       | 809     |        |
|                                     | 終局耐力 ( $P_u = P_y$ ) [kN] | 1062    | 1064  | 1067    | 1071   |
|                                     | せん断耐力 ( $P_s$ ) [kN]      | 478     | 514   | 481     | 518    |
|                                     | 〃 ( $P_{so}$ ) [kN]       | 550     |       | 555     |        |
| 道路橋示方書<br>IV編                       | せん断耐力 ( $P_s$ ) [kN]      | 492     | 583   | 500     | 593    |
|                                     | 〃 ( $P_{so}$ ) [kN]       | 673     |       | 686     |        |
| 道路橋示方書<br>IV編<br>(斜引張筋の<br>低減係数非考慮) | せん断耐力 ( $P_s$ ) [kN]      | 640     | 731   | 648     | 741    |
|                                     | 〃 ( $P_{so}$ ) [kN]       | 821     |       | 834     |        |
| 実験値                                 | 載荷方向                      | 正側      |       | 正側      | 負側     |
|                                     | 帯鉄筋降伏時 [kN]               | 743     |       | - 747   |        |
|                                     | 主鉄筋降伏時 [kN]               | 881     |       | 868     | - 928  |
|                                     | 最大耐力時 [kN]                | 1060    |       | 1029    | - 1056 |

は必ずしも整合していない。これは、図-8に示したように、供試体の曲げ降伏時、最大耐力時とも帯鉄筋は多くの箇所降伏に至っており、せん断補強鉄筋としての機能は果たしていると考えられるが、これが評価されていないことが考えられる。

つぎに、道路橋示方書IV編に示される斜引張鉄筋の低減係数を考慮せずにせん断耐力を算定したところ、実験値に近づく傾向が確認できた。

以上から、せん断支間比1.5程度のRC壁式橋脚の面内方向については、正負交番繰り返し荷重を受ける場合においても、塑性変形が大きく進展しない範囲においてはコンクリートの負担するせん断耐力の算定の際にはせん断スパン比の影響を考慮することが可能であること、斜引張鉄筋についてもせん断補強効果が発揮されることが明らかとなった。

#### 4. まとめと今後の課題

以上の実験結果より、RC壁式橋脚の面内方向のように、せん断破壊先行型として設計されるせん断スパン比の小さいRCディープビーム部材において、以下のことが示された。

- (1) 正負交番荷重の供試体は、片方向荷重の供試体に比べて全体の変形に占めるせん断変形の割合が大きい。
- (2) 正負交番荷重の供試体の方が片方向荷重の供試体に比べて曲げ降伏時、最大耐力時とも広い範囲で帯鉄筋が降伏した。
- (3) 片方向荷重と正負交番荷重では、せん断挙動に差が出たものの、最大耐力及び最大耐力時の水平変位には大きな差異はない。
- (4) ディープビーム部材では斜引張鉄筋の負担するせん断耐力を低減することとされているが、せん断スパン比1.5の場合、斜引張鉄筋の負担するせん断耐力にせん断スパン比の影響は見られない。
- (5) ディープビーム部材が正負交番荷重を受ける場合においても塑性変形が $1.5 \delta_{yo}$ 程度以下であれば、コンクリートが負担するせん断耐力

にせん断スパン比の影響を考慮することが可能である。

今後、本実験結果を踏まえ、せん断スパン比、鉄筋比をパラメータとしてFEM解析を実施し、正負交番繰り返し荷重下のディープビーム部材の特性を明らかにすることにより、RC壁式橋脚の合理的な性能評価式を提案したいと考えている。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002.3.
- 2) 河野広隆、渡辺博志：地震荷重が作用するRCディープビーム部材のせん断強度に関する検討、土木研究所資料第3572号、1998.3.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、2002.3.

小林 寛\*



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム主任研究員  
Hiroshi KOBAYASHI

逓上茂樹\*\*



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム上席研究員、工博  
Dr. Shigeaki UNJOH