

繰返し載荷を受けるせん断スパン比の小さい RC柱の挙動に関する実験的検討

小林 寛¹・運上茂樹²

¹正会員 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ主任研究員(〒305-8516 つくば市南原1番地6)

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ上席研究員(〒305-8516 つくば市南原1番地6)

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¹⁾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見逃し、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²⁾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され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橋軸直角方向(面内方向)に対しては、曲げ破壊型と設計したとしても一般に地震時に大きく曲げ塑性変形が生じることは考えにくい。塑性変形の小さい範囲におけるディープビーム効果の有無、正負交番の繰返し載荷がせん断耐力の低下に及ぼす影響を明らかにすることにより、さらに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においても、壁式橋脚全体が橋軸直角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と考えられることにもよる。

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および正負交番載荷の影響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

(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に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計した。柱基部から載荷中心までは1.2m、柱断面寸法は0.9m×0.4mとして短辺を載荷面とした。ここで有効高は0.8m、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/mm²とした。

(2) 載荷装置、載荷方法および計測

載荷装置は独立行政法人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。水平力を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、加振機と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

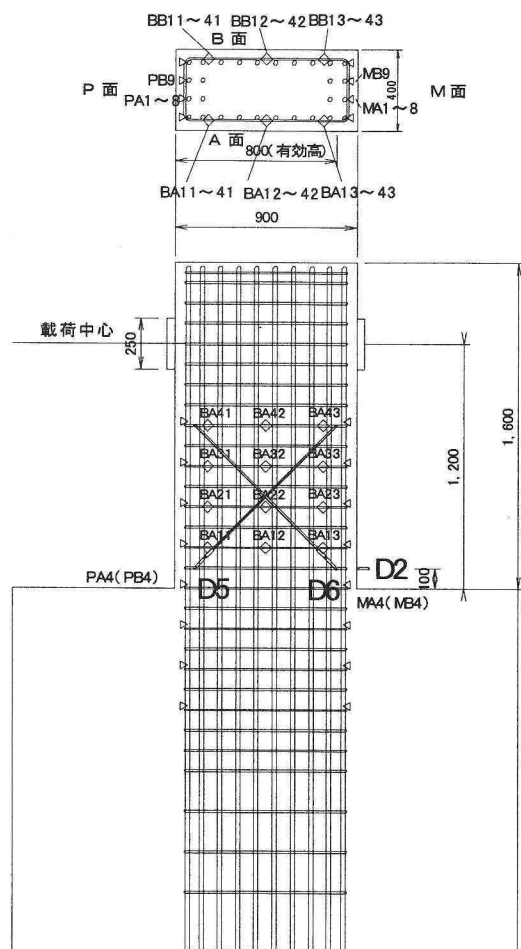


図-1 実験供試体およびゲージ、変位計位置

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No1，後者を供試体No2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．

計測については荷重および鉄筋ひずみ，変位をリアルタイムに測定し，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．主な鉄筋ひずみ計および変位計の位置を図-1に示す．

(3)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

(1) 供試体No1

図-2に供試体No1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．

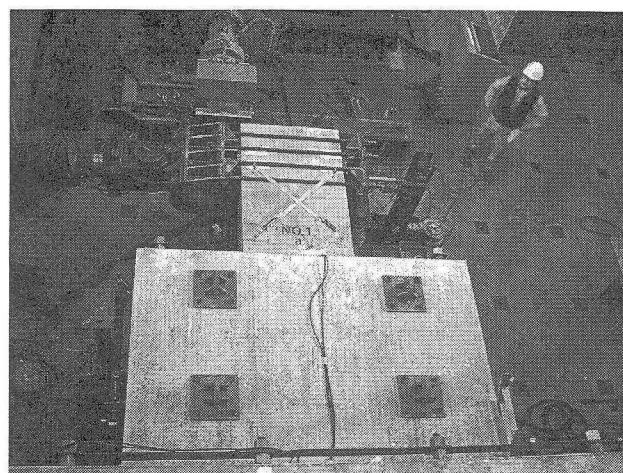


写真-1 試験実施状況

表-1 実験時の材料強度

(a) 鉄筋

種類	降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	弾性係数 x10 ⁴ N/mm ²
D22 SD295A	349.6	519.0	19.20
	350.3	519.8	18.15
	351.6	517.6	18.39
平均値	350.5	518.8	18.58
D10 SD295A	378.4	513.2	18.13
	357.9	503.6	18.25
	380.8	519.0	18.36
平均値	372.4	511.9	18.25

(b) 柱部コンクリート

供試体	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 x10 ³ N/mm ²
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

これより供試体No1は，先に帯鉄筋(せん断補強筋)に降伏を生じ，その後曲げ降伏に至るせん断破壊先行型であることが分かる．

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．次に載荷荷重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-2に示す．本供試体の破壊モードはせん断型であるが，主鉄

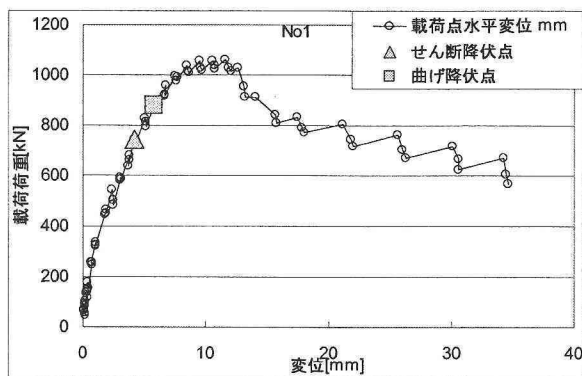


図-2 No1供試体荷重変位関係

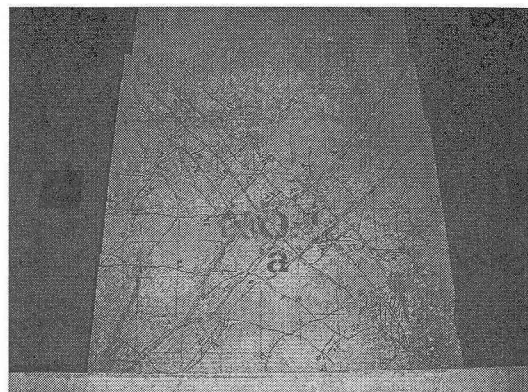


写真-2 供試体No1破壊状況(試験終了後)

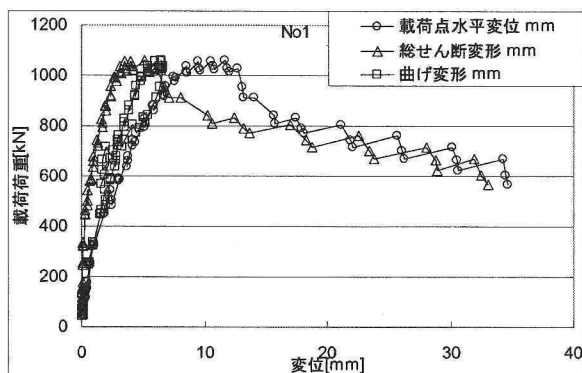


図-3 No1供試体のせん断変形量と曲げ変形量の比較

筋降伏後も耐力の上昇が見られた。主鉄筋降伏時の載荷荷重を P_{y0} 、水平変位を δ_{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-3に載荷荷重と載荷点水平変位量に占める総せん断変形量および曲げ変形量の関係を、図-4に総せん断変形量と柱部せん断変形量の関係を示したものを示す。ここでは、柱部のせん断変形を図-1に示すせん断変位計D5、D6より、基部のずれ変形を変位計D2より計測して合計したものを総せん断変形量とし、載荷位置における水平変位から総せん断変形量を引いたものを曲げ変形量とした。

両図より最大荷重付近までは曲げ変形、せん断変形共に伸びるが最大荷重後には総せん断変形が大きく伸びることが分かる。ただし基部の変位計には最大耐力を超えたところで主鉄筋の伸びなどの影響も多く出ていると考えられ、純粋なせん断変形ではないことに注意が必要である。また、最大荷重時に一旦柱部のせん断変形の伸びが増加し、その後荷重が低下していることが分かる。

(2) 供試体No2

図-5(a) (b)に供試体No2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

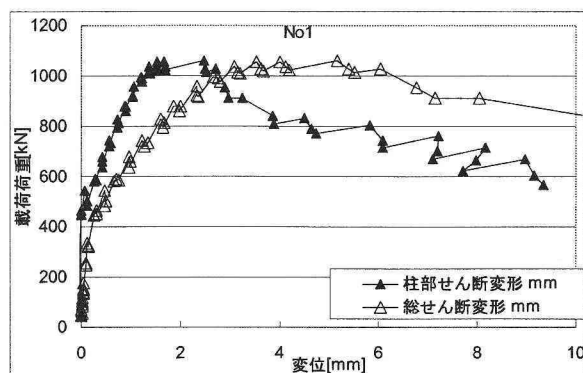
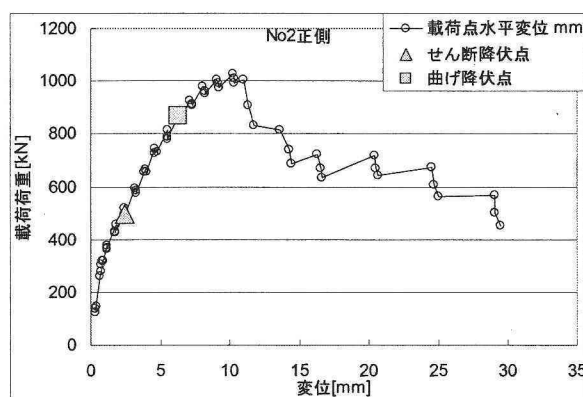
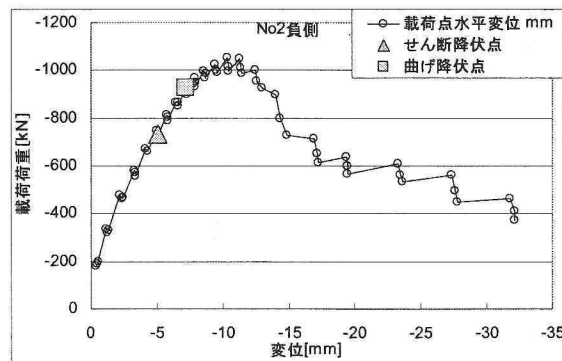


図-4 No1供試体のせん断変形量



(a) 正側載荷時



(b) 負側載荷時

図-5 No2供試体の荷重変位関係

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-1中のBA32)、主鉄筋につ

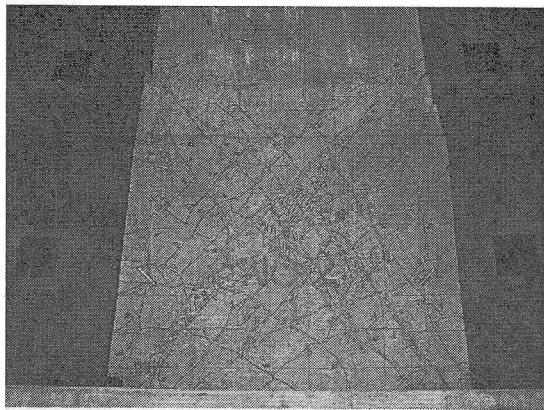


写真-3 供試体No.2破壊状況

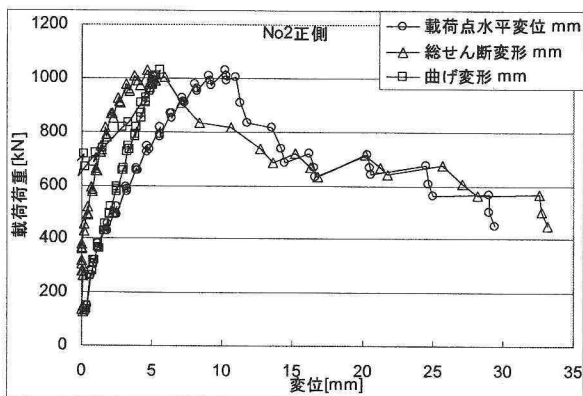


図-6 No2供試体正側荷重時のせん断変形量と曲げ変形量の比較

いては正負荷重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が正負側両面に同時に発生したが、その後負側荷重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、せん断破壊が先行した。負側荷重による主鉄筋の降伏を過ぎたところで正側荷重によるせん断クラックも伸長して網の目状となり、正側荷重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-3に示す。

正負荷重側いずれも供試体No1と同様に主鉄筋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 $1.6\delta_{y0}$ 、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。

図-6に載荷荷重と載荷点水平変位量に占める総せん断変形量および曲げ変形量の関係を示す。最大耐力点付近まではNo1供試体とほぼ同じ傾向であるが、最終的に正側の総せん断変形量が載荷点の水平

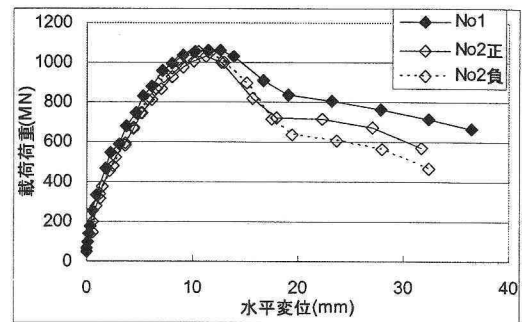


図-7 載荷位置における水平変位量の比較

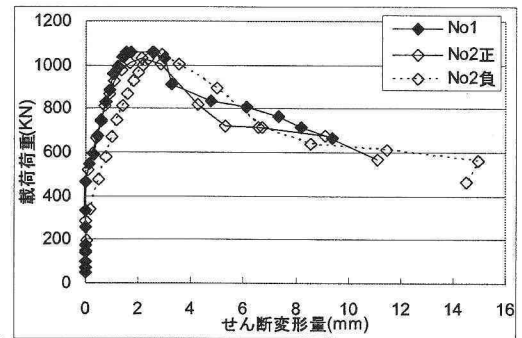


図-8 柱部せん断変形量の比較

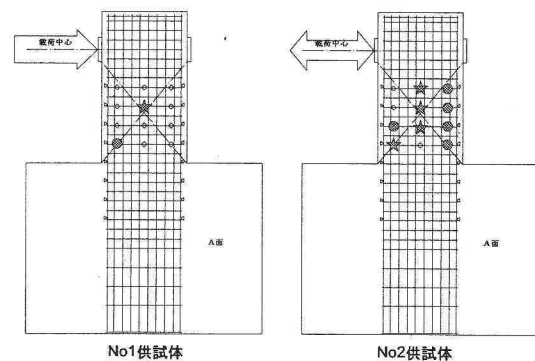


図-9 帯鉄筋降伏位置の比較

変位を上回った。ここでは柱部のせん断変形の寄与は少なく、基部で大きく変形する結果となっている。正負交番荷重により片方向荷重と比べて被りコンクリートの剥離など基部の損傷が進んだため、ここでの変形も大きくなったものと思われる。

ただし最大耐力は正負いずれ側もNo1供試体とほぼ同じとなった。また耐力低下の度合いは若干大きい結果となった。

(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-7に荷重-水平変位関係、図-8に荷重-せん断変形量関係の比較を示す。

両図から正負交番荷重の場合には一方向荷重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

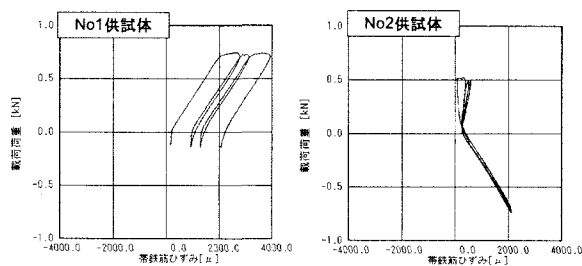


図-10 帯鉄筋荷重-ひずみ関係 (BA32)

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、正負交番载荷の正側载荷の場合は一方向载荷の場合とほぼ同じであるが負側载荷においてはせん断変形量が若干大きくなっており、正負交番载荷を受けたNo2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いことがわかる。

図-9に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★印は主鉄筋降伏時において帯鉄筋ひずみが降伏を超えた位置、●印が最大耐力時において帯鉄筋ひずみが降伏を超えた位置を示す。図よりNo2供試体の方が主鉄筋降伏時、最大耐力時とも広い範囲で帯鉄筋が降伏していることがわかる。

両供試体とも帯鉄筋は図-1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-10に示す。図よりNo2供試体は負側の载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-2に示す供試体No1での743kNとほとんど差がない。また、せん断スパン中心付近の帯鉄筋は正側载荷時、負側载荷時いずれにおいても引張を受けるため、正負交番载荷を受ける場合は片方向载荷の場合に比べて倍の繰り返し引張が作用している事もわかる。

以上のように正負交番载荷をした場合には片方向载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ものの、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明らかとなった。

(4) 設計式との比較

道路橋示方書V編¹⁾では、せん断耐力の算定式として以下が示されている。

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

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

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

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)

τ_c :コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm²)

c_c :荷重の正負交番繰り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_{ρ} :軸方向引張鉄筋比 ρ 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 θ で配筋される帯鉄筋の断面積(mm²)

σ_{sy} :帯鉄筋の降伏点(N/mm²)

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³⁾によるせん断耐力算定結果及び実験値も示されている。なお、耐力算定には材料の実強度を用いた。また、道路橋示方書のせん断耐力算定式は実験式をもとに安全率を考慮した式であるため、今回の実験結果と比較するため、算定値に1.3を乗じた値を用いた。

その結果、計算値 P_{y0} と実験における主鉄筋降伏時荷重、計算値 P_y と実験時最大荷重は良く一致しているものの、計算値 P_s については実験時帯鉄筋降伏時荷重に比べて多少低めに算定される傾向があることが分かる。実際の設計・照査においては、せん断破壊先行型の橋脚は $P_u = P_s$ として設計・照査するため、本模型供試体の場合、道路橋示方書V編¹⁾の設計式によれば安全率も含めて最大時荷重に対して半分程度の評価しかされていないことになる。

これは、今回の供試体は、せん断スパン比1.5であることから実際はディープビームの効果が発揮されているが、これを設計式では考慮していないことが一因として考えられる。

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³⁾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。その結果、道路橋示方書V編に比べて

表-2 道路橋示方書との比較

計算手法等	耐力・荷重	供試体No1		供試体No2	
		タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II
道路橋示方書Ⅴ編	初降伏耐力(P_{yo}) [kN]	803		809	
	降伏耐力(P_y) [kN]	1062	1064	1067	1071
	せん断耐力(P_s) $\times 1.3$ [kN]	621.4 (せん断先行)	668.2 (せん断先行)	625.3 (せん断先行)	673.4 (せん断先行)
	" (P_{so}) $\times 1.3$ [kN]	715		721.5	
道路橋示方書Ⅳ編	せん断耐力(P_s) $\times 1.3$ [kN]	639.6 (せん断先行)	757.9 (せん断先行)	650 (せん断先行)	770.9 (せん断先行)
	" (P_{so}) $\times 1.3$ [kN]	874.9		891.8	
道路橋示方書Ⅳ編 (斜引張筋の低減係数非考慮)	せん断耐力(P_s) $\times 1.3$ [kN]	832 (せん断先行)	950.3 (せん断先行)	842.4 (せん断先行)	963.3 (せん断先行)
	" (P_{so}) $\times 1.3$ [kN]	1067.3		1084.2	
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

大きくせん断耐力を算定し、実験における帯鉄筋降伏時荷重に近付いた。

実験では、図-9に示したように、供試体の主鉄筋降伏時、最大耐力時とも帯鉄筋は多くの箇所以降伏に至っており、せん断補強鉄筋としての機能は果たしていると見なされるため、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、実験における帯鉄筋降伏時荷重を超え、最大耐力時荷重に近い値となった。ただし表には示さないが安全率を考慮した場合は、ほぼせん断鉄筋降伏時荷重と同じ値となった。

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、帯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。

これらの結果より、例えばせん断破壊先行型と判定された既設壁式橋脚直角方向の耐震性診断においても、作用せん断力に対してディープビームであると判断される場合は、通常降伏を大幅に超える曲げ変形は生じないと考えられることから、せん断耐力の算定に道路橋示方書Ⅳ編に示される割増係数 c_{dc} を考慮することによって、合理的な耐力評価を可能とすることが考えられる。

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) 正負交番載荷の供試体は、片方向載荷の供試体に比べて基部の損傷進展に伴う基部での変位が大きくなるが、最大耐力及び最大耐力時の載荷位置での水平変位には大きな差異はない。
 - (2) 正負交番載荷の供試体の方が片方向載荷の供試体に比べて主鉄筋降伏時、最大耐力時とも広い範囲で帯鉄筋が降伏した。
 - (3) 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、せん断スパン比が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。
 - (4) 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 δ_y 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し、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