

曲面状分割鋼板を用いた壁式橋脚耐震補強工法の 性能確認実験

武田篤史¹・田中浩一²・中田裕喜³・鬼頭直希⁴・岡本大⁵

¹正会員 工修 株式会社大林組 技術研究所（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640）

²正会員 工博 株式会社大林組 技術研究所（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640）

³正会員 工修 公益財団法人鉄道総合技術研究所（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

⁴正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

⁵正会員 工博 公益財団法人鉄道総合技術研究所（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

1. はじめに

既設RC壁式橋脚は、偏平な断面を持つことから、鋼板やRCによる巻立てと断面貫通型の鋼材（中間貫通材）の併用によって行われるのが一般的である。しかし、中間貫通材のための削孔は、施工費用を増大させるとともに、既設の鉄筋を傷つける可能性があり、できる限り低減することが求められている。

一方、楕円形鋼板で巻立てて削孔を無くす方法も提案されている^{1),2)}が、 B/D （ B ：断面幅、 D ：断面高さ）が大きい壁式橋脚に対しては、増し厚が増加し、空間利用上の問題が生じる。

そこで著者らは、躯体の拘束効率を上げるとともに中間貫通材のための削孔本数を減少させ、さらに簡便な施工を行える工法として図-1に示すような、曲面状分割鋼板を用いた壁式橋脚の耐震補強工法を

考案した。本工法は曲面状鋼板を中間貫通材（貫通PC鋼棒）で躯体に取付け、内部にコンクリートを充填するものである。曲げ補強が必要な際は、旧躯体側面にディンプル（窪み）を切削成形して新旧コンクリートの一体化を図る³⁾とともに、新コンクリート内部に曲げ補強用鉄筋を設置する。

著者らは、文献^{4),5)}において、同様の構造を示しているが、曲面状鋼板を水平方向に連続させているため、以下のような課題があった。

- 1) 曲面状鋼板のうち中間貫通材による固定箇所で生じる局所的な曲げが弱点となり、変形性能の決定要因となっていた。
- 2) 大規模な橋脚においては鋼板が大きくなるため、施工性において改善の余地があった。

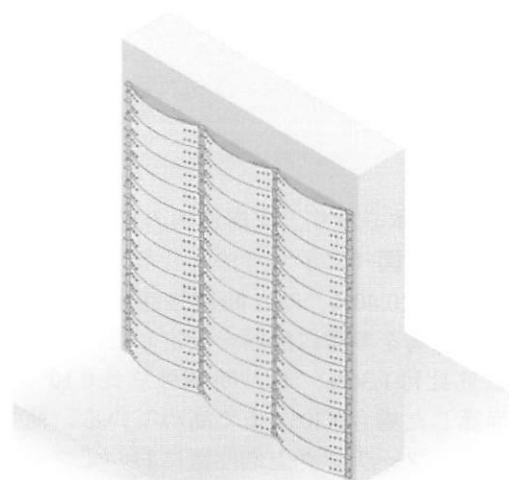


図-1 曲面状分割鋼板を用いた耐震補強工法

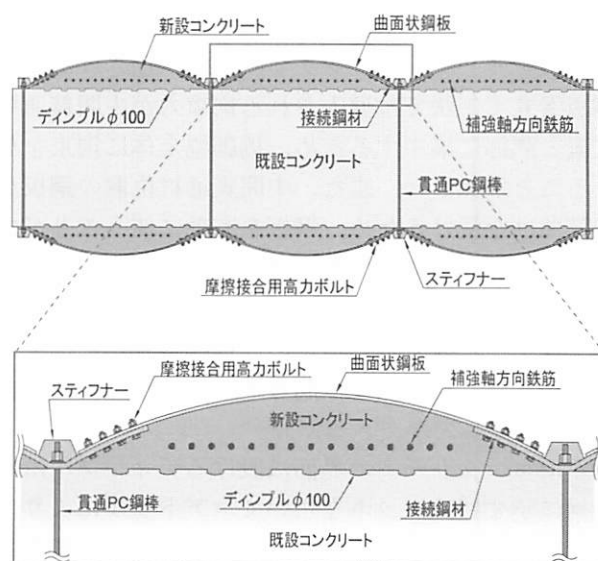
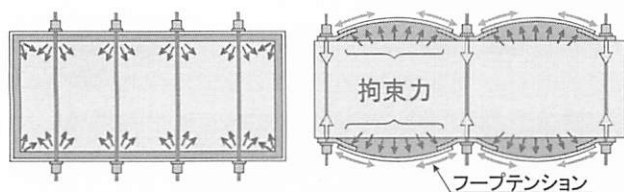


図-2 補強断面



(a) 鋼板巻立て補強

(b) 本工法

図-3 拘束のメカニズム



特殊ビット

切削状況

図-4 ディンプルの切削

3) 中間貫通材の位置に関して調整の余地がないため、曲面状鋼板の加工は削孔終了後とせざるを得なかった。

本工法では、図-2の断面図に示す通り、円弧状の曲面状鋼板と中間貫通材位置の接続鋼材に分離した。接続鋼材は厚肉化するとともにスティフナーを設けることで、中間貫通材固定箇所での局所的な曲げに抵抗できるようにした。曲面状鋼板と接続鋼材は分離することで可搬性を向上させるとともに、その接合を摩擦接合とすることにより、中間貫通材位置の施工誤差に対応可能な余地を設けた。また、無溶接であるため溶融亜鉛メッキを用いるなど高耐久化が容易であるという特長も有する。

本工法と標準的な耐震補強工法である鋼板巻立て工法による橋脚躯体への拘束のメカニズムを図-3に示す。鋼板巻立て工法、本工法とも中間貫通材反力が鋼板を介して既設コンクリートに伝達されるが、鋼板巻立て工法では導入される拘束力が中間貫通材位置と隅部に集中するため、橋脚幅全体に拘束を与えることが難しい。また、中間貫通材位置の鋼板が局部曲げを受けるため、鋼板を有効に使うことができない。これに対し、本工法では、拘束力が曲面状鋼板の円周方向のフープテンションを介して新設コンクリートに導入されるため、橋脚幅全体に拘束力が伝達され、結果的に中間貫通材の水平方向間隔を大きくすることができる。

新旧コンクリートの界面に設けるディンプルは、図-4に示す特殊ビットを用いてコアドリルにより旧コンクリートに凹面（ディンプル）を設け、新設コンクリートがディンプルに充填されることによりせん断伝達を行うものである。図-5に示す通り、中間

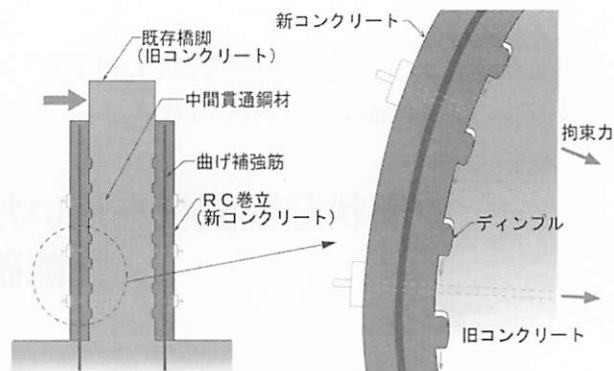


図-5 ディンプルによるせん断伝達機構

貫通材により拘束することで、新コンクリートの凸面がディンプルから乗り上がるのを防止するとともに、その時に生じるパッシブの拘束力を活かして新コンクリート凸部の一面せん断強度増加に期待するものである。ディンプル1個当たりのせん断伝達性能が明らかであれば、必要なせん断力に対してディンプルの個数を設計することができ、個数およびディンプルの形状を管理することで容易に性能を担保することができる。また、目粗し時に発生する騒音振動を低減できるとともに、はつりガラも発生しないため、環境に配慮した工法といえることができる。なお、ディンプルによるせん断伝達は、曲面状分割鋼板による耐震補強工法以外の曲げ補強工法においても適用することが可能である。

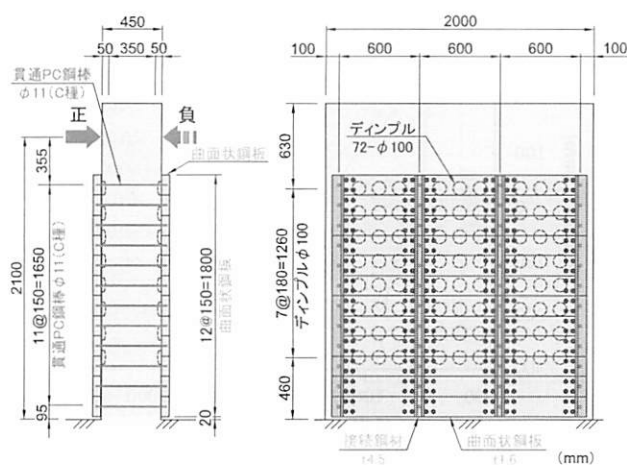
本論文は、曲げ補強を行った試験体およびせん断補強を行った試験体に対して行った正負交番水平載荷実験について示す。曲げ補強を行った試験体の実験（以下、曲げ補強実験と称す）に関しては、耐力および変形性能に着目した。せん断補強を行った試験体に対して行った実験（以下、せん断補強実験と称す）に関しては、せん断破壊耐力およびせん断破壊性状に着目した。これらの実験を通して、本工法の有効性について確認することが目的である。

2. 曲げ補強実験

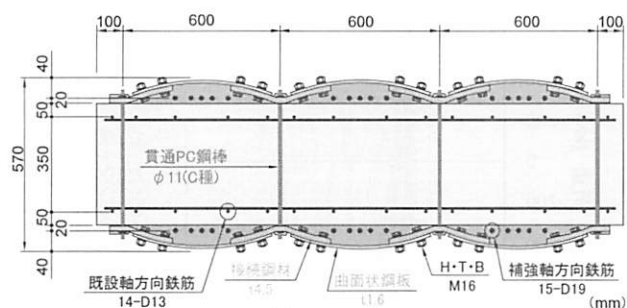
(1) 実験方法

a) 試験体

試験体は1体であり、実構造物の1/5程度のスケールを想定して図-6に示す寸法とした。既設部分は、軸方向鉄筋比0.40%、せん断補強筋比なしであり、実在する橋脚を参考に配筋を設定した。補強後の軸方向鉄筋比は1.36%、せん断補強筋比0.10%(SD345強度換算した場合0.30%)まで高めている。補強軸方向鉄筋は、フーチング上端位置においてフーチング内に定着された鉄筋と機械式継手により接合するこ



(a) 側面図・正面図



(b) 平面図

図-6 曲げ補強試験体

とで確実に定着することとした。

新旧コンクリート一体化用のディンプルは、文献³⁾に示される耐力算定法を用いて、ずれせん断破壊が生じないように片面あたり72個と定めた。大きさは、実大と同様の直径 $\phi 100\text{mm}$ 、深さ 30mm である。配置は、基部1D区間以外に均等とした。基部1D区間に配置していない理由は、ずれ変形が生じにくい基部周辺ではディンプルの性能を十分に発揮するのが困難であること、および塑性ヒンジ形成後にディンプルの性能が劣化する恐れがあることである。

基部においては、フーチング上面と補強部分の間に高さ 20mm の隙間を設け、補強コンクリートが圧縮を負担しないようにした。これは、補強コンクリートの圧縮に対してディンプル個数の設計を行うとディンプル数が過大となるにも関わらず、補強コンクリート圧縮負担による水平耐力増加が大きくなるためである。

曲面状鋼板は高さ 150mm ごとに分割した。接統鋼材は、曲面状鋼板3段毎に分割する構成(高さ 450mm)を基本としたが、接統鋼材の曲げ負担によるひび割れの局所化を防ぐため、基部1D範囲のみは曲面状鋼板と同じ高さ(高さ $=150\text{mm}$)で分割した。

曲面状鋼板と接統鋼材は、摩擦接合用高張力ボルトF10T(M16)を用いて、摩擦接合した。ボルト本数は、曲面状鋼板の引張破断に対して設計した。

表-1 材料特性

a) 鋼材

部位	サイズ	材質	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
既設 軸方向鉄筋	D13	SD345	382	567	196
補強 軸方向鉄筋	D19	SD345	396	581	193
貫通PC鋼棒	$\phi 11$	C種	1234	1307	207
曲面状鋼板	t1.6	SPHC	256	365	203
接統鋼材	t4.5	SPHC	194	334	201

b) コンクリート

部位	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
既設躯体	23.2	2.26	24.0
補強部	37.8	2.57	25.8

貫通PC鋼棒は、既設コンクリートを打設する前に埋込み、接統鋼材取付け時に人力により緩まない程度に締め付けた。積極的なプレストレス導入は行っていない。

試験体材料は表-1に示す通りである。中間貫通材は本数を低減するためにPC鋼棒とした。曲面状鋼板および接統鋼材はSS400材相当として、SPHC材を用いた。既設躯体のコンクリートは比較的低い強度とした。補強部のコンクリートは、ディンプルのせん断強度を保証するため、文献³⁾に従い圧縮強度 36N/mm^2 以上とした。

b) 載荷方法

試験体天端を面外曲げが生じる方向へ水平に加力した。鉛直方向の軸力は与えていない。載荷履歴は、部材回転角が $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 2/100$ 、 $\pm 3/100$ 、 $\pm 4/100$ 、 $\pm 5/100$ 、 $\pm 6/100$ となる各変位において3回ずつ繰返した。

(2) 実験結果

a) 荷重部材回転角関係および破壊過程

図-7に荷重一部材回転角関係を示す。図中、既設軸方向鉄筋および新設軸方向鉄筋の降伏点は、各軸方向鉄筋の基部位置に張り付けたひずみゲージの値が降伏ひずみに達した点とした。最大耐力計算値および降伏耐力計算値は、平面保持の仮定を用いて算定する鉄道標準⁶⁾の計算方法に従って計算したものであるが、材料強度には表-1の実材料強度を用い、安全係数は1としている。また、上軸の塑性率は、既設軸方向鉄筋の降伏変位を基準とした。

部材回転角 $1/100$ のステップまでに既設および補強軸方向鉄筋が降伏ひずみに至ったが、有効高さの小さい既設軸方向鉄筋のほうがわずかに早かった。

部材回転角 $2/100$ のステップで曲面状鋼板は降伏に至った。ただし、外見上も荷重一部材回転角関係

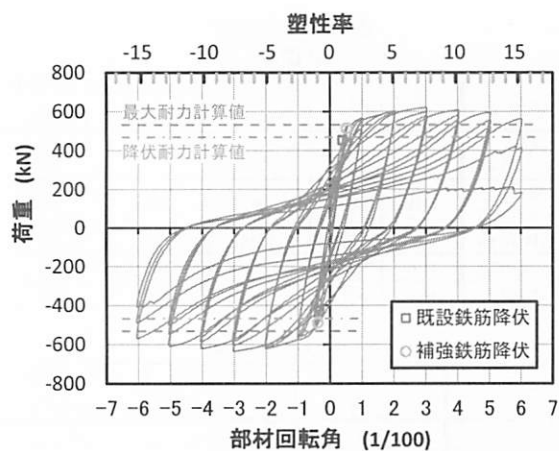


図-7 荷重変位関係

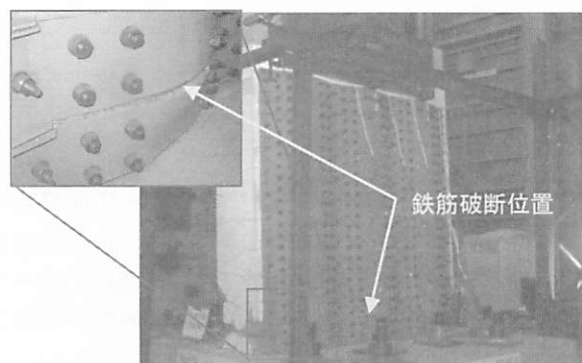


図-8 最終破壊状態

上も大きな変化はなかった。

部材回転角3/100のステップで最大耐力に達した。その時の耐力($P=620\text{kN}$)は計算値の1.17倍であり、本工法により曲げ補強が可能であることが明らかとなった。部材回転角3/100の2ステップ目以降は、曲面状鋼板の膨らみが顕著になるとともに徐々に耐力が低下した。

最終的に、部材回転角6/100の2サイクル目以降に、図-8に示す最下段曲面状鋼板上端の高さ(下から170mm)で補強軸方向鉄筋の破断が順次生じて耐力が急激に低下した。曲面状鋼板は大きくはらみだしたが、曲面状鋼板、接統鋼材および貫通PC鋼棒の破断は生じなかった。

最終的な靱性率は、既設軸方向鉄筋の降伏を基準とした場合で15.2、補強軸方向鉄筋の降伏を基準とした場合で11.4であり、非常に良好な変形性能を得られることがわかった。

b) 平面保持の検討

本実験においては、有効高さの大きい補強軸方向鉄筋に先じて既設軸方向鉄筋が降伏している。このことは平面保持の仮定が完全には成立していないことを示している。そこで、平面保持に関して検討する。

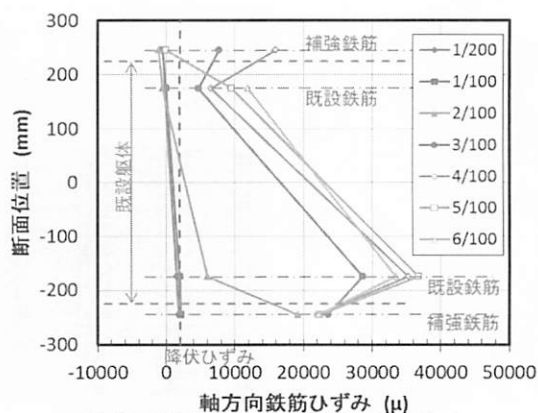


図-9 断面における鉄筋ひずみ分布

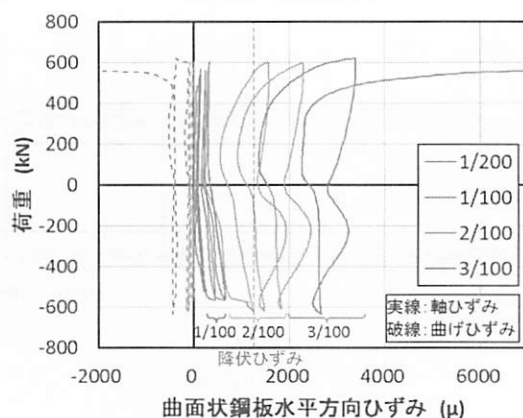


図-10 曲面状鋼板水平ひずみの履歴

図-9に、各載荷ステップ1サイクル目のピーク時における高さ225mm位置断面における鉄筋ひずみの分布を示す。

両鉄筋が降伏に至る部材回転角1/100までは不完全ながらもおおむね平面保持が図れていることがわかる。

部材回転角3/100以降については、補強軸方向鉄筋のひずみが若干低いことがわかる。しかし、補強軸方向鉄筋のひずみは塑性硬化領域である20000 μ 以上に達しており、新旧コンクリート界面のズレせん断力は確実に伝達できていると考えられる。

また、a)に示す通り、最大耐力に関しては、平面保持を仮定した計算値を上回っており、平面保持を仮定した耐力計算が可能であるといえる。

以上より、ディンプルによる新旧コンクリート面でのせん断伝達は、若干のズレが発生することにより完全な平面保持状態ではないものの、耐力計算においては平面保持を仮定することが可能であるといえる。

c) 曲面状鋼板の挙動

図-10に最下段曲面状鋼板の頂部における水平方向ひずみの履歴を示す。平面位置は、荷重が正の時に圧縮側となる面である。軸ひずみおよび曲げひず

みは、曲面状鋼板外面に貼付した曲げひずみゲージにより計測した。

部材回転角2/100のステップまでは、引張側の時に軸ひずみが大きくなる傾向がみられる。これは、圧縮側の時はフーチング上面～補強部において隙間を設けているため軸方向鉄筋が座屈しない限り拘束力が発生せず、引張側の時は付着割裂に対する抵抗により拘束力が生じているものと考えられる。

部材回転角2/100のステップの2サイクル目以降は、圧縮側となる時に軸ひずみが増加している。これは、軸方向鉄筋の座屈挙動のためと考えられる。

軸降伏した後は、同変位での繰り返しによっても軸ひずみが増加している。ただし、外見上も荷重一部材回転角関係上も大きな変化はなかった。

部材回転角3/100の2サイクル目以降はひずみが過大となり計測できなかったが、最終的には塑性硬化が始まる15000μを大きく超えたものと考えられる。ボルト穴の欠損を考慮した場合、計算上は継手位置において曲面状鋼板が破断するはずであるが、ボルト位置での破断、すべり等は観察されなかった。

軸ひずみと曲げひずみを比較すると、曲げひずみは非常に小さく、ほぼ軸変形となっていることがわかる。従って、フープテンションにより軸力で抵抗させるという曲面状の目的が達せられていることがわかる。

(3) 曲げ補強実験のまとめ

曲面状分割鋼板を用いた耐震補強工法により曲げ補強を行った壁式橋脚模型の正負交番水平載荷実験を行った。実験により、以下のことがわかった。

1)本工法により、耐力を向上させ、良好な変形性

能を得ることができる。

- 2)ディンプルを用いて新旧コンクリート界面のせん断伝達を行うことが可能である。その際、耐力は平面保持を仮定して算定することができる。
- 3)曲面状鋼板にはフープテンションが働いており、効率的な躯体拘束が可能である。

3. せん断補強実験

(1) 実験方法

a) 試験体

試験体は2体であり、実構造物の1/5程度のスケールを想定して表-2および図-11に示す諸元とした。実験パラメータは貫通PC鋼棒の量とし、φ9.2mm PC鋼棒(C種)の間隔を変更することで、2種類のせん断補強筋比とした。

既設部分の配筋は、せん断補強筋は配置しなかつ

表-2 せん断補強試験体諸元

諸元				試験体	
				S-1	S-2
外形寸法	断面幅:	B	(mm)	2000	
	断面高さ:	D	(mm)	450	
	有効断面高さ:	d	(mm)	400	
	せん断スパン:	d	(mm)	1200	
引張鉄筋	本数と直径:	-	(-)	14本-D25 (SBPD1080/1230)	
	引張鉄筋比:	p_t	(%)	0.788	
貫通PC鋼棒	本数と直径:	-	(-)	4本-φ9.2 (SBPR1080/1230)	
	ピッチ:	s	(mm)	113	225
	帯筋比:	p_w	(%)	0.118	0.059
	等価帯筋比:	p_w^{eq}	(%)	0.368	0.185
	降伏強度:	f_{wy}	(N/mm ²)	1250	
	拘束応力:	$p_w \times f_{wy}$	(N/mm ²)	147.1	73.9

*: SD345に強度換算した値。 **: 材料試験に基づいた値。

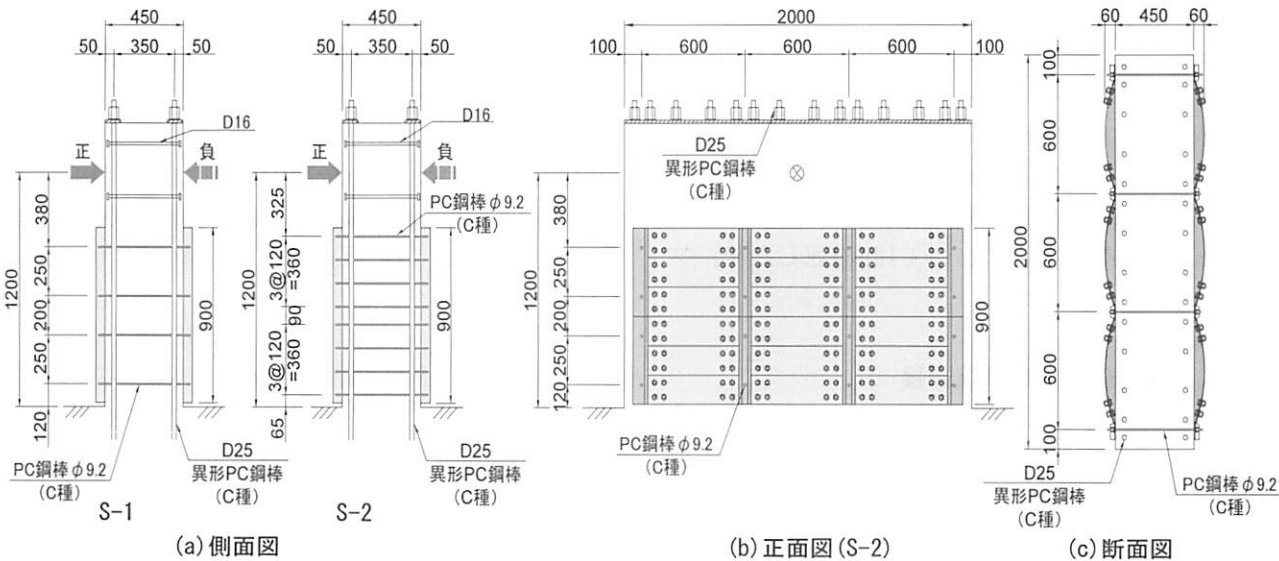


図-11 せん断補強試験体

表-3 材料特性

a) 鋼材

部位	サイズ	材質	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
既設 軸方向鉄筋*	D25	C種	1080	1230	200
貫通PC鋼棒	φ9.2	C種	1250	1305	203
曲面状鋼板	t1.2	SPCC	206	325	196
接続鋼材	t4.5	SPHC	194	194	201

*既設軸方向鉄筋は材料試験を行っていないため規格値

b) コンクリート

試験体	S-1		S-2	
部位	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
既設躯体	26.9	-	27.0	24.1
補強部	42.9	-	43.1	25.9

た、軸方向鉄筋は曲げ破壊を避けるために異形PC鋼棒を用いた。

新旧コンクリートの界面は、曲げ補強を行わないため、無処理とした。

基部においては、フーチング上面と補強部分の間に高さ20mmの隙間を設け、補強コンクリートが圧縮を負担しないようにした。

曲面状鋼板は高さ150mmごとに分割した。接続鋼材は、曲面状鋼板3段につき1段とする構成(高さ450mm)とした。

曲面状鋼板と接続鋼材は、摩擦接合用高張力ボルトF10T(M16)を用いて、摩擦接合した。ボルト本数は、曲面状鋼板の引張破断に対して設計した。

貫通PC鋼棒は、既設コンクリートを打設する前に埋込み、接続鋼材取付け時に人力により緩まない程度に締め付けた。積極的なプレストレス導入は行っていない。

試験体材料は表-3に示す通りである。中間貫通材は実物と同様にPC鋼棒とした。曲面状鋼板および接続鋼材はSS400材相当として、SPCC材およびSPHC材を用いた。既設躯体のコンクリートは比較的低い強度とした。

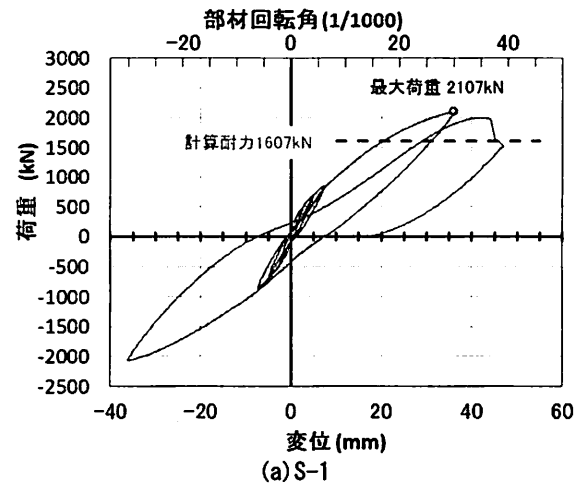
b) 載荷方法

試験体天端を面外せん断が生じる方向へ水平に加力した。鉛直方向の軸力は与えていない。載荷履歴は、部材回転角が±2/1000、±4/1000、±6/1000、±30/1000となる各変位において1回繰返した後、プッシュオーバーとした。

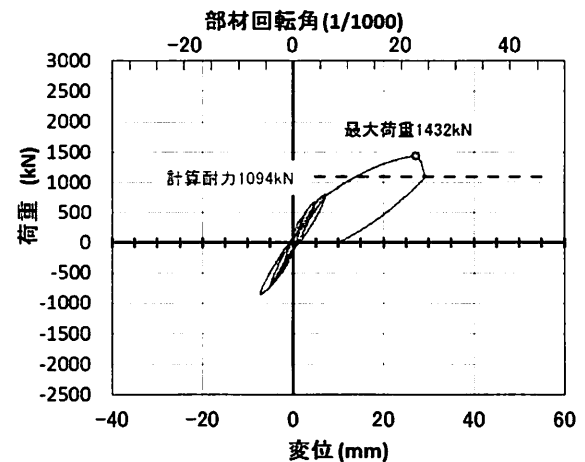
(2) 実験結果

a) 荷重変位関係および破壊過程

図-12に荷重-変位関係を示す。図中に示す計算耐力は、トラス理論の仮定を用いて算定する鉄道標準⁶⁾の計算方法に従って計算したものであるが、材料強度には表-3の実材料強度を用い、安全係数は1としている。補強部のコンクリート断面は考慮して



(a) S-1



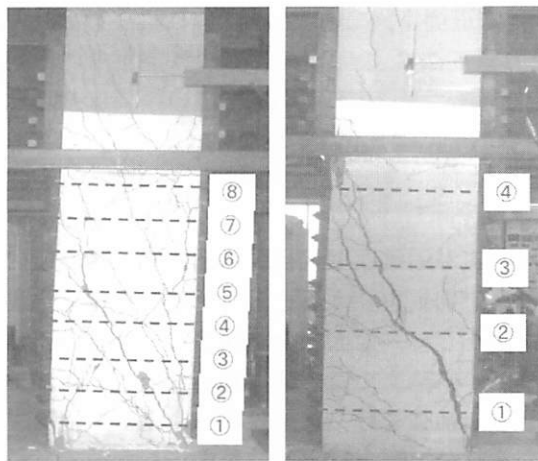
(b) S-2

図-12 荷重-変位関係

いない。また、せん断補強鉄筋(貫通PC鋼棒)に関しては強度の上限を考慮せず実材料強度を用いている。

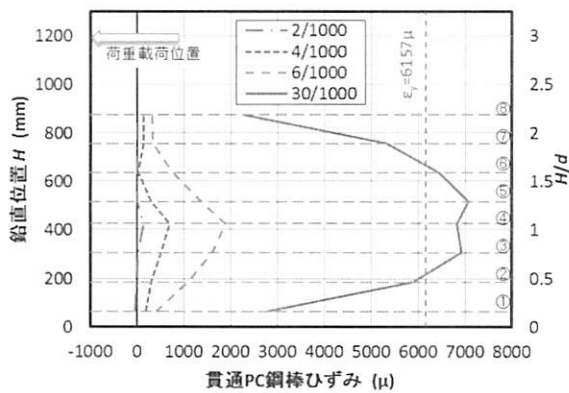
S-1試験体は、部材回転角2/1000($P=463$ kN)のステップで曲げひび割れが生じ、部材回転角4/1000のステップ($P=697$ kN)で部材軸から45°程度のせん断ひび割れが生じた。部材回転角6/1000($P=846$ kN)を超えて、荷重が上昇するとともに、部材軸との角度が小さいひび割れが増加して行ったが、部材回転角+30/1000($P=2107$ kN)においてもせん断破壊には至らなかった。その後、負側も同変位まで載荷したのち、正側載荷を行った際に、部材回転角+30/1000のステップで計測された荷重($P=2107$ kN)まで至らずに、荷重 $P=1999$ kNで貫通PC鋼棒32本中の7本が破断して荷重が急落した。最大荷重は、せん断耐力計算値の1.31倍であった。

S-2試験体は、部材回転角2/1000($P=452$ kN)のステップで曲げひび割れが生じ、部材回転角4/1000のステップ($P=673$ kN)で部材軸から45°程度のせん断ひび割れが生じた。部材回転角6/1000($P=846$ kN)を超えて、荷重が上昇するとともに、部材軸との角度が小さいひび割れが生じて45°程度のひび割れと一体となり、荷重 $P=1432$ kNの際に、貫通PC鋼棒16本中

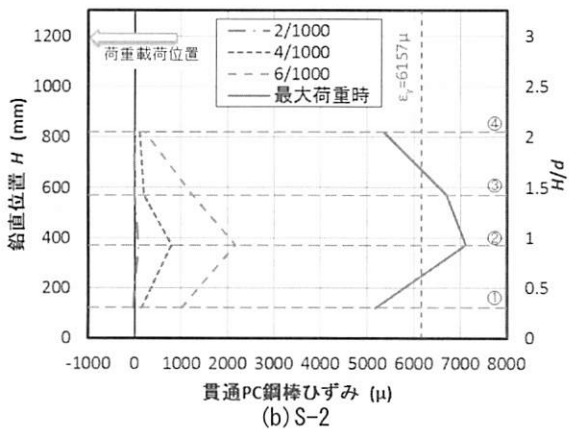


(a) S-1 (b) S-2

図-13 最終破壊状況



(a) S-1



(b) S-2

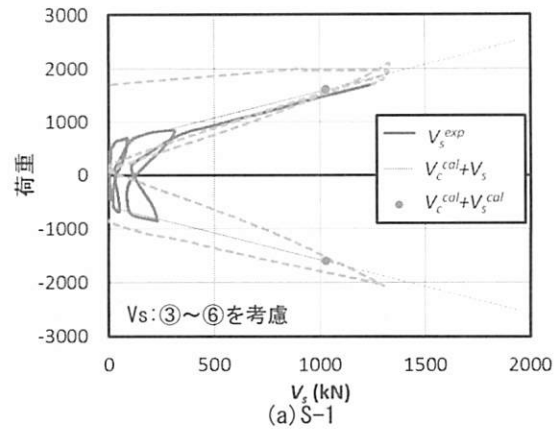
図-14 貫通 PC 鋼棒のひずみ分布

の2本が破断して荷重が急落した。最大荷重は、せん断耐力計算値の1.31倍であった。

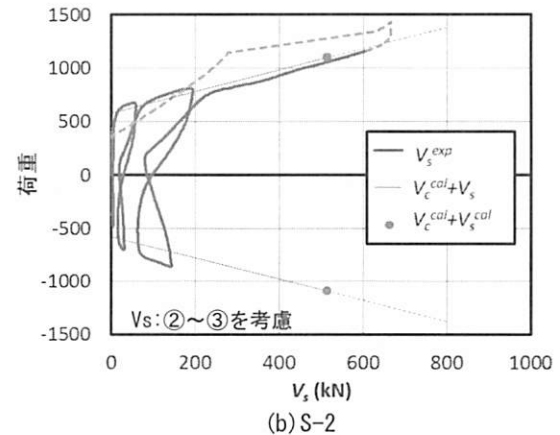
図-13に最終破壊状況を示す。図中に示している破線は貫通PC鋼棒の位置を示している。ひび割れ性状は、せん断補強筋量の多いS-1試験体のほうが分散して発生しており、通常のRC構造と同様の傾向が見られた。

b) 貫通PC鋼棒の挙動

図-14に各載荷ステップピーク時および最大荷重時における貫通PC鋼棒ひずみの鉛直方向分布を示す。



(a) S-1



(b) S-2

図-15 貫通 PC 鋼棒の負担せん断力と荷重の関係

両試験体とも、曲げひずみのみが生じた部材回転角2/1000のステップにおいてはほとんどひずみが生じずに、せん断ひび割れが生じた部材回転角4/1000以降にひずみが大きくなっていることがわかる。

最終的に降伏に達している貫通PC鋼棒の段数は、S-1試験体で③～⑥の4段、S-2試験体で②～③の2段である。この段数に貫通PC鋼棒平均間隔を乗じると、いずれも450mmとなる。45°のひび割れを想定して有効なせん断補強筋範囲を $z=347\text{mm}$ (z : 圧縮応力の合力位置から引張鋼材の図心までの距離で一般に $d/1.15$)とする鉄道標準⁶⁾のせん断耐力式よりも広い範囲の貫通PC鋼棒が有効となっていることがわかる。

貫通PC鋼棒ひずみは降伏ひずみを超え、何本かは破断まで達しているため、貫通PC鋼棒が負担するせん断耐力の算定において、貫通PC鋼棒の降伏強度を用いて算定することは合理的であると言える。

c) 貫通PC鋼棒およびコンクリートの負担せん断力

前項で示した降伏に至った貫通PC鋼棒 (S-1試験体で③～⑥、S-2試験体で②～③) の引張力の合計を貫通PC鋼棒負担せん断力を V_s^{exp} とした時の荷重との関係を図-15に示す。貫通PC鋼棒の引張力は計測したひずみに断面積と表-3に示すヤング係数をかけて算定した。弾性を仮定しているため、破線で示し

ている貫通PC鋼棒降伏以降の挙動は実際の負担せん断力とは異なっている。図には、合わせて、せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力の計算値 V_c^{cal} に横軸を足した $V_c^{cal}+V_s$ の関係も示し、せん断耐力の計算値 $V_c^{cal}+V_s^{cal}$ にマーキングをした。これは、せん断ひび割れ発生まではコンクリートがせん断力を負担し、それ以上のせん断力は貫通PC鋼棒が負担すると考える関係を表している。なお、貫通PC鋼棒が負担するせん断耐力 V_s^{cal} の計算値において考慮する貫通PC鋼棒の本数(z/s , s :貫通PC鋼棒間隔)は、それぞれS-1試験体で3.09本、S-2試験体で1.55本である。計算値はすべて、表-3の実材料強度を用い安全係数は1として鉄道標準⁶⁾に従って算定した。

いずれの試験体においても、 V_s^{exp} が大きくなりだす時の荷重は $V_c^{cal}+V_s$ の y 切片と一致しており、せん断ひび割れ発生耐力は、鉄道標準⁶⁾のせん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力 V_c^{cal} を用いて算定可能であることがわかる。

S-1試験体における最大耐力後の繰り返し領域を除くと、いずれの試験体においても、荷重は $V_c^{cal}+V_s$ の線に沿って上昇しており、ひび割れ後のコンクリート負担せん断耐力 V_c の劣化はほとんど見られないことがわかる。鉄道標準⁶⁾においては、「極めて高強度の鉄筋をせん断補強筋として使用すると、せん断破壊時の斜めひび割れ幅が過大になり、ひび割れ面における骨材の噛み合いや引張鉄筋のダウエルアクション等によって抵抗するせん断耐力が低下することがある」ことから、設計に用いるせん断補強筋の強度には上限を設けることが規定されている。しかし、本構造では、曲面状鋼板により断面全体を確実に拘束することから、ひび割れ幅の増大によるコせん断耐力 V の低減は考慮する必要がないものと考えられる。

(3) せん断補強実験のまとめ

曲面状分割鋼板を用いた耐震補強工法によりせん断補強を行った壁式橋脚模型の正負交番水平載荷実験を行った。実験により、以下のことがわかった。

- 1) 本工法により、せん断耐力を向上させることができる。
- 2) 本工法によりせん断補強した場合のせん断耐力

は、鉄道標準⁶⁾に記載されている梁部材のせん断耐力算定法により、安全側に算定することが可能である。その際、貫通PC鋼棒の降伏強度については、低減する必要がない。

4. まとめ

基部拘束が困難な壁式橋脚の耐震補強に関して、効率の良い拘束を与えるとともに優れた施工性を有する方法として、曲面状分割鋼板による補強工法を考案した。本論文では、曲げ補強を行った試験体およびせん断補強を行った試験体それぞれに対して、正負交番載荷実験を行った結果を示した。実験の結果から、本工法の成立性、良好な変形性能、およびせん断耐力の算定法について明らかとすることができた。

今後は、変形性能や構造細目などについても設計法をまとめ、実用に供していく予定である。

参考文献

- 1) Priestley, M.J.N. Seible, F. and Calvi, G.M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, pp.267-273,585-595, John Wiley & Sons, Inc., 1996.
- 2) 井ヶ瀬良則：壁式橋脚の楕円巻立て補強に対する地震時保有耐力法の適用，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム論文集，pp.89-92, 1998.1.
- 3) 武田篤史，田中浩一，岡本大，谷村幸裕：ディンプルによる新旧コンクリート間のせん断伝達性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，2012.6.
- 4) 大内一，田中浩一：曲面鋼製セグメントによる壁式橋脚の耐震補強実験，土木学会年次学術講演会講演概要集V，Vol-51，pp. 1068-1069，1996.9
- 5) 武田篤史，田中浩一，大内一：曲面状鋼製セグメントにより耐震補強された壁式橋脚の靱性評価法，コンクリート工学論文集，第10巻第2号，pp.29-42，1999.5.
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，丸善，2004.4.