#### 損傷極脆性柱に緊張アラミド繊維ベルトを用いた耐震応急補強実験 論文

藤川 将吾\*1・山川 哲雄\*2・佐藤 元\*3・玉寄 幸直\*4

要旨:極脆性柱をせん断破壊させた後,柱の4面に鋼板をあて,その上にアラミド繊維ベ ルトを外帯筋状に巻き立て,カプラーを介してプレストレスを導入した耐震補強法を応急 補強法として損傷柱に適用し、損傷柱の耐震性能を修復できるかどうかを検討した実験的 研究である。その結果,本応急補強は中程度の損傷(せん断ひび割れ幅が5~7mm程度) までであれば,鋼板を圧着することでせん断補強効果のほかに,横拘束効果と主筋の座屈 防止効果も期待でき、耐震性能を十分回復させることが可能であることを明らかにした。 キーワード:アラミドベルト,プレストレス,応急補強,鋼板,損傷レベル,極脆性柱

1.序

地震被災後の応急補強は重要な社会的課題と 思われる。地震の主要動で最初にせん断破壊し た柱が鉛直荷重を支持できた上に、その後の余 震に対しても耐震安全性が確保できれば、避難 することなく安心して居住できることになる。 2~3ヶ月ないしは半年間ほどまでには余震が 完全に収まると思われるので、その時に恒久的 耐震補強を選択するか,取り壊して建て替えを 選択するかは損傷レベルとコストなどを考慮の 上,居住者の意志で判断することになる。

本応急補強は、地震被災直後からそれまでの 期間を応急補強で対処することを意図したもの

な試験体の曲げ強度略算値に到達させることが できなかったため,本研究ではさらに鋼板を損 傷した柱の4面にあてた上で、コーナーアング ルを介してベルトを配置し、カプラーを用いて プレストレスを導入することによって鋼板を柱 に圧着する新しい試みを計画した。本研究の目 的は、損傷レベルが異なる場合の応急補強後の 弾塑性挙動に関する検証と、軸力が高くなった 場合でも本応急補強法が有効であるかを明らか にすることである。

2.実験計画

補強RC柱試験体の一覧表をTable1に,本実

である。したがって、本 研究はそれまでの応急 補強法として、アラミ ド繊維ベルト(以下ベル ト)によりプレストレス を導入する山川らの方 法1)が有効であるかど うかを検証しようとす るものである。これま での研究では,鋼板等 を用いておらず,健全



Table 1 Column specimens

- \*3 横浜ゴム(株) 研究本部 (正会員)
- \*4 大城組 (株) (正会員)

<sup>\*1</sup> 琉球大学大学院 理工学研究科 環境建設工学専攻 (正会員)

<sup>\*2</sup> 琉球大学教授 工学部環境建設工学科 工博 (正会員)

The second secon										
	$\begin{array}{c c} a(mm^2) & \mathbf{\sigma}u, \\ t(mm) & (M \end{array}$		σι, σγ		Eu, Ey (%)		E (GPa)			
			(IPa)							
Aramid belt	9	10/	σu	1 2065	£11	1 75	F	1180		
(single belt)	a	10.4	Ou	1 2005	Cu	1.75	L	110.0		
Steel plate	t	3.2	σу	276	εy	. —	Е	208.0		
Rebar(D10)	а	71.0	σу	371	εy	0.20	Е	185.5		
Ноор (3.7ф)	а	11.0	σy	390	εy	0.19	Е	205.0		

Table 2 Mechanical properties of material

 $\sigma$ u/ɛu=fracture strength/strain of belt, a=cross section area,  $\sigma$ y/ɛy=yield strength/strain of steel, t=thickness of steel plate, E=Young's modulus of elasticity.

験で用いた鉄筋,鋼板,及びベルト(幅17mm,厚 さ0.612mm)の力学特性をTable 2 に示す。柱試 験体の寸法は250 × 250 × 500mm である。せん 断スパン比が1.0で,帯筋比はpw=0.08% と非常 に少ない極脆性柱となっており,耐震補強を施 さなければ既存RC柱として本試験体は脆性的な せん断破壊を容易に起こす試験体である。また 柱試験体の主筋比はpg=1.36% となっている。

加力実験は無補強の基準試験体を軸力比0.2の 下でせん断破壊させた後,水平力を零にして,残 留変形を放置し,かつ軸力を与えたまま,鋼板と ベルトを併用した応急補強を施し,再度加力実 験を行った。補強前のせん断破壊した試験体と, 補強後の試験体の写真を Fig.1 に示す。

応急補強前の損傷レベルによる比較を行うた めに, ER02S-Aw65S1には部材角 0.5% の 3 サイ



Fig. 1 Column specimen (ER02S-Aw65S2)



クル終了まで損傷を与え,ER02S-Aw65S2には部 材角0.5%の3サイクルを経て,1.0%の1サイク ル終了まで損傷を与えて応急補強を施した後, 軸力比0.2の下で再加力実験を行った。また,応 急補強後の軸力比の変化による比較を行うため, ER02S-Aw65S3にはER02S-Aw65S2と同じ加力 条件で同程度の損傷を軸力比0.2で与えて応急補 強を施した後,軸力比0.4の下で再加力実験を 行った。

応急補強に用いたベルトは全て幅17mmの基 準幅のベルトを2本平行に巻き付けて(17mm × 2=34mm幅),ダブル幅ベルトとして利用した。な お、ベルトは17mm幅のアラミド繊維シートの端 部を100mmラップさせエポキシ樹脂を用いて接 着し、リング状に試作した。ベルトを重ねた状態 で柱の四隅に配置したコーナーアングルを介し て柱の外側に周回させた。輪になったベルトの 両端をカプラ - で連結し閉鎖形にした上で,ボ ルトとナットを用いてプレストレスを導入した (Fig. 2参照)。その時導入したひずみはベルト破 断ひずみの約4割に相当する7000μ(応力度に換 算して 826MPa で,ダブルベルト1本当たり 34.4kN)前後である。ひずみゲージの貼付はベル トのゲージ貼付位置にエポキシ樹脂を含浸させ てから行った。ベルトピッチはどの柱試験体も 65mmである。中間主筋の座屈防止を支援するた めに,柱4面に圧着した鋼板(470×240×3.2mm) は実柱で厚さ6~9mmを想定した。

載荷は建研式加力装置を用いて,一定軸圧縮 応力のもとで正負繰り返し水平加力実験を行っ た。加力は部材角Rを0.5%ずつ増加させ,同一 振幅で3サイクルずつ繰り返し,3.0%まで行っ た。さらに,部材角4%及び5%で正負1回繰り 返し,耐震性能の確認を行った。

## 3.実験結果と考察

各試験体の補強前及び補強後のひび割れ状況 をFig.3に示す。補強前はどのRC柱試験体も典 型的なせん断ひび割れを起こしているが,ベル トによる補強後はせん断ひび割れがほとんど進 行しておらず,曲げひび割れが生じている。しか もベルトによる能動的横拘束効果により,最大 ひび割れ幅は補強前より補強後の方が小さい。 これらのことから全ての試験体は補強によりせ ん断破壊から曲げ破壊先行へと移行したことが わかる(Fig.4参照)。

試験体のせん断力 V と部材角 R の履歴曲線及 び,柱の平均伸縮ひずみ εv と部材角 R の関係を Fig.4に示す。なお,V-R 曲線中の点線は横拘束 効果を無視し,P-δ効果を考慮した損傷のない健 全な多段配筋柱の曲げ強度略算値である。

応急補強を施す前の ER02S-Aw65S1 は,正側 で部材角が R=0.4% の時せん断ひび割れが発生 し,耐力が低下した。次いで負側では R=0.1% ~ 0.2% でせん断ひび割れが発生し,耐力の低下と ともに変形が一気に R=0.5% まで進展した。その 後,R=0.5% で正負 2 回繰り返し,水平力を零に 戻したところ損傷した試験体の部材角が約 R=-0.1%残留し,最大ひび割れ幅は1.6mmであった。 この残留変形を残したまま,軸力比0.2の状態で 柱表面に4面とも鋼板をあて,ベルトにプレス トレスを導入し応急補強を施したところ,残留 変形はほぼ零(R=-0.04%)に戻った。そして軸力 比0.2のまま R=0.5% から0.5%の増分で3サイ クルずつの正負繰り返し水平加力実験を行った。 この結果,R=1.0% で曲げ強度略算値に到達して おり,その後も耐力はR=2.0% まで上昇を続け, R=5%まで耐力の低下もなく非常に安定した挙動 を示した。柱の平均伸縮ひずみενも部材角Rの 増大とともに,引張側に大きく立ち上がった シャープな形状を描いている(Fig.4参照)。

ER02S-Aw65S2はR=0.1%で大きなせん断ひび 割れが発生し,R=0.5%予定の制御が不能になり, 耐力の低下と同時に変形が一気に R=0.8% まで









進行した。その後,部材角を戻す途中で(負側に 入る前)R=0.5%~0.3%にかけてせん断ひび割れ が発生し、続いてR=0%付近でもせん断ひび割れ が発生した。R=0.5%を合計3サイクル繰り返し た後,損傷レベルを大きくするためにR=1.0%で 1サイクルの加力を行い,水平力を零に戻した。 その結果,部材角が約R=-0.4%残留しており,最 大ひび割れ幅は7.0mmであった。その後,前述 の応急補強を施したところ,残留変形がR=-0.25%に戻った。その後,再度加力実験を行った 結果,部材角が正側でR=2.0%,負側でR=1.5%の ときに曲げ強度略算値に到達した。この違いは 応急補強前の損傷の度合いが正側では大きく、 負側では小さかったからと思われる。その後,耐 力は正負ともR=5.0%まで上昇を続けた。柱の平 均伸縮ひずみ ev は柱の損傷が大きいため, 圧縮 ひずみが支配的であるが,部材角Rの増大ととも に若干の立ち上がりがみられ,部材角R=4.0%、 5.0% ではひずみが引張側に移行した。

試験体 ER02S-Aw65S3 は ER02S-Aw65S2 と同

程度の損傷を与えるために,R=0.5%を3サイク ル,R=1.0%を1サイクルで加力実験を行った。 その結果,部材角が約R=-0.3%残留し,最大ひび 割れ幅が5.0mmとなった。その後,軸力比0.2の まま応急補強を施すと,残留変形がR=0.11%(正 側)となった。ER02S-Aw65S3は補強後の軸力比 の違いによる比較を行うため,軸力比を0.2から 0.4にして再度加力実験を行った。その結果,部 材角が正側でR=1.5%,負側でR=1.0%のときに 曲げ強度略算値に到達した。この違いも前述し たように正負の損傷の差によるものである。そ の後もR=5.0%まで耐力の低下もなく安定した 挙動を示した。しかし,柱の平均伸縮ひずみ $\varepsilon$ vは 高軸力であるため常に圧縮ひずみが生じている。

以上の結果から,損傷レベルが中程度の柱で も,損傷ひび割れ面をエポキシ樹脂等で補修す ることなく,鋼板とベルトを併用した応急補強 (ドライエ法)で,耐震性能が大幅に回復するこ とがわかった。また,軸力比0.4程度の高軸力下 においても本応急補強法は有効であると判断で





Fig. 5 Comparison of the skeleton curves



# きる。

耐震補強前と後における各試験体のスケルト ンカーブの比較をFig.5に示す。耐震補強前の柱 試験体は典型的なせん断破壊を示しているが, 耐震補強後の柱試験体は損傷レベルや軸力比に 多少の変動があっても,すべて靭性に富んだ曲 げ挙動を示していることがあらためて理解でき る。ただし,同じ軸力比の場合,損傷が大きいと 回復する水平耐力も若干小さくなる傾向にある。

ベルトに貼付したひずみゲージの測定結果 (水平加力方向の柱せい面)をFig.6に示す。図 中に示した破線はベルトにプレストレスを導入 した際の初期ひずみ(7000µ)である。応急補強後 に再度加力実験を行うと,導入したプレストレ スが若干低下する。これは柱が既に損傷を受け ているためである。損傷レベルによる比較を 行った試験体に関して,中程度の損傷を与えた 試験体 ER02S-Aw65S2は,軽微な損傷を与えた 試験体 ER02S-Aw65S1に比べてプレストレスの 低下が大きい。これは,損傷が大きい試験体にプ レストレスを導入しても,開いたひび割れは完 全に閉じないからと推定される。

一方,中程度の損傷を与え,応急補強後に軸力 比0.4の下で加力実験を行った試験体ER02S-Aw65S3は損傷が大きいのにも関わらず,プレス トレスの低下は試験体ER02S-Aw65S2に比べて 小さい。これは,軸力比が高いため,開いたひび 割れが水平方向だけでなく,鉛直方向にも閉じ ようとするからではないかと考えられる。また, 高軸力のため柱自身が膨張することにより,ベ ルトの引張力が増大することも考えられる。す なわち,柱の損傷によるベルトの引張力の減少 と,柱の膨張によるベルトの引張力の増大のバ ランスによってベルトのひずみが支配される。

## 4.解析的検討

ベルトで横補強されたコンファインドコンク リートの構成則に関して,崎野・孫式<sup>2)</sup>に加え, 本研究室で行ったベルト(ダブル幅)を用いた中 心圧縮実験の結果から,プレストレスによる能 動的横拘束圧として1.4σr(σrはベルトによる側 圧)をコンクリート強度に加算した。なお,側圧 はコーナーアングルの支圧面のみで伝達されて いるため,Mander式<sup>3)</sup>によって拘束効果を受けな い領域を低減させるための係数keに能動的横拘 束圧を乗じて計算を行った。

構成則のコンクリート強度への適用方法は式 (1)に示す通りである。ただし,式(1)の G<sup>B</sup> は応 急補強前の損傷レベルによっては低減すべきで あるが、本論ではどの試験体も一様にシリン ダー強度を採用した。ここで, σ<sub>B</sub>': 補強後のコン クリート強度 , **G**<sub>B</sub>: 補強前の健全なコンクリート のシリンダー強度, Gac: プレストレスの導入に より上昇したコンクリート強度(=1.4×ke×or), ♂pc:崎野・孫式によって算出した鋼板,帯筋の受 動的横拘束効果により増加したコンクリート強 度である。ただし、ベルトの受動的横拘束効果に 関しては, Fig. 6からわかるように, 補強後の全 ての試験体について,ベルトのひずみは増加せ ず減少しているため,ベルトによる受動的横拘 束効果は考慮しないで計算した。拘束コンク リートの強度増加の内訳を Table 3 に示す。

以上の構成則を多段配筋柱の曲げ強度略算値, 及びAIJ靭性設計指針式<sup>4)</sup>によるせん断強度式に 適用した。なお、ベルトのせん断補強効果に関し ては、日本建築防災協会の耐震改修設計指針<sup>5)</sup>に より、せん断補強効果としての有効ひずみであ る0.7%時の応力(826MPa)を用いて計算した。そ の結果をFig.7に示す。なお、全ての試験体にお いて、コーナーアングルを介してのプレストレ スにより柱表面に圧着された鋼板には、鋼管と 同じようなせん断補強効果が期待できるため、

$$\mathbf{O}_{\mathrm{B}'}=\mathbf{O}_{\mathrm{B}}+\mathbf{O}_{\mathrm{ac}}+\mathbf{O}_{\mathrm{pc}}\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot\cdot(1)$$

**Table 3 Increment of concrete strength** 

	<b>O</b> B,	σ <sub>B</sub>	<b>T</b> ac	σ <sub>pc</sub>
ER02S-Aw65S1				
ER02S-Aw65S2	30.1	23.9	4.2	2.0
ER02S-Aw65S3				

Unit: MPa







せん断強度式に鋼板のせん断補強効果を考慮し て計算した。その結果,全ての試験体でせん断強 度が大幅に上昇しているのがわかる。

応急補強前の損傷レベルによる比較を行った 試験体 ER02S-Aw65S1 と ER02S-Aw65S2 は、応 急補強後の試験体の初期剛性が損傷レベルに よって異なるため、曲げ強度略算値に到達する 部材角に差が生じている。また、耐力にも若干の 差はあるが、どちらの試験体も靭性に富んだ曲 線を描いていることから、損傷が中程度のもの なら本補強法を用いることで、せん断破壊した 柱を曲げ破壊先行で、かつ靭性のある柱に移行 させることができることがわかった。

軸力比を 0.2 から 0.4 に引き上げて再加力実験 を行った ER02S-Aw65S3 は軸力が高いため,シ リンダー強度で計算した曲げ強度略算値と,横 拘束効果を考慮して計算した曲げ強度略算値に 差異が生じている。このことは,Fig.8 に示した N-M相関曲線からもわかる。Fig.7からもわかる ように,応急補強後に軸力比を高くしても,曲げ 破壊先行の靭性のある柱に移行させることがで きた。

## 5. 結論

1)せん断破壊によって損傷を受けた柱に、プレストレスを導入したアラミド繊維ベルトで鋼板を圧着する本応急補強法は、長期軸力を地震被災後も継続して支持できる程度の損傷までであれば、耐震性能を十分回復させることができる。
2)軸力比0.4程度の高軸力下においてもドライ工法である本補強法は、十分な応急補強効果を発揮することができる。

 謝辞:本研究は平成13年度科学研究費補助金(基盤研究(B),(展開)13555159,研究代表者:山川 哲雄)を受けた。

#### 引用文献:

1) 玉寄幸直,山川哲雄,佐藤元:アラミド繊維ベ ルトによりプレストレスを導入した極短柱の耐震・ 応急補強法,コンクリート工学年次論文集,Vol.24, No.2, pp. 1261-1266 2002

2) 崎野健治,孫玉平: 直線型横補強材により拘束 されたコンクリートの応力ひずみ関係,日本建築学 会構造系論文集, No. 461,pp.95-104,1994.7

3) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete," J. of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, Aug.1988

4) 日本建築防災協会:連続繊維補強材を用いた既存鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造
建築物の耐震改修設計・施工指針,日本建築防災協会, 1999.9

5) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造の靭性保証 型耐震設計指針・同解説,日本建築学会,1999.8