

論文 緊張アラミド繊維ベルトで応急補強した損傷柱の弾塑性挙動

藤川 将吾^{*1}・山川 哲雄^{*2}

要旨：極脆性柱をせん断破壊させた後、その損傷柱に下地材として鋼板、またはアングルを用いて、アラミド繊維ベルトによる耐震応急補強を施し、損傷柱の耐震性能を回復できるかどうかを検討した。それと同時に応急補強前後の残存・修復軸耐力の測定も併せて行った。この結果を利用して、応急補強した損傷柱試験体の一定軸力下の正負繰返し水平加力実験結果を照査した。これらの検討により、アラミド繊維ベルトによるプレストレス導入とノンプレストレスの差異も明確に現れ、応急補強法として損傷柱に対するプレストレス導入の有効性を明らかにした。

キーワード：アラミド繊維ベルト、プレストレス、応急補強、残存軸耐力、極脆性柱

1. 序

地震で損傷したRC柱の残存・修復軸耐力を明らかにすることは、応急補強を行う上で重要な課題である。本応急補強は地震被災直後を想定したものであり、重機を必要としない乾式工法で、速効性を要求される。したがって、エポキシ樹脂を用いたひび割れの修復や、ベルトへの含浸などは一切行わない。このような応急補強を恒久的な耐震補強に変換するためには、ひび割れの修復やベルトのプレストレスの管理やクリープ対策、さらには耐久性の確保などが課題となる。または余震が収まった後、他の恒久的な耐震補強法を選択することも考えられる。

著者らの実験的研究で損傷RC柱の修復損傷限界に関しては、損傷後も長期の軸力（軸力比0.2）を支える損傷レベルまでは応急補強が有効であることを確認している¹⁾。しかし、その時の残存軸耐力は加力実験では検証されていない。そこで、緊張アラミド繊維ベルトを横補強材に用いることを前提に、応急補強前後の残存・修復軸耐力を確認することに加えて、プレ

ストレス導入の有効性を明らかにすることが本研究の目的である。

2. 実験計画

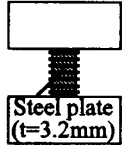
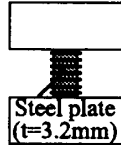
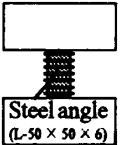
本実験で用いた鉄筋、鋼板、及びアラミド繊維ベルト（以下ベルト）の力学的特性をTable 1に、補強RC柱試験体の一覧をTable 2に示す。

Table 1 Mechanical properties of materials

	a (mm ²) t (mm)	σ_u, σ_y (MPa)	ϵ_u, ϵ_y (%)	E (GPa)
Aramid belt (A single belt)	a : 10.4	σ_u : 2065	ϵ_u : 1.75	118
Steel plate	t : 3.2	σ_y : 276	ϵ_y : 0.13	212
Rebar (D10)	a : 71.0	σ_y : 372	ϵ_y : 0.20	186
Hoop (3.7φ)	a : 11.0	σ_y : 390	ϵ_y : 0.19	205

Notes: σ_u/ϵ_u =fracture strength/strain of belt, a=cross section area,
 σ_y/ϵ_y =yield strength/strain of steel, t=thickness of steel plate,
 E=Young's modulus of elasticity.

Table 2 Emergency retrofit column specimens

	ER03S-Aw65S	ER03S-Aw65SN	ER03S-Aw65SA
Specimen M/(VD)=1.0			
Pretension strain level	3500μ	0μ	3500μ
Axial force ratio	0.2	0.2	0.2 → 0.4
Max. crack width	1.0mm (small)	0.95mm (small)	2.3mm (medium)
σ_b	28.5MPa		
Aramid belt	2ply-double-@65		
Retrofit detail	Steel plate(240 × 470 × 3.2mm)		Width side:Steel plate Depth side:Steel angle

*1 琉球大学大学院 理工学研究科 環境建設工学専攻 (正会員)

*2 琉球大学 工学部環境建設工学科教授 工博 (正会員)

柱試験体の寸法は $250 \times 250 \times 500\text{mm}$ である。せん断スパン比が1.0で、主筋比は $p_g=1.36\%$ 、帯筋比は $p_w=0.08\%$ と非常に少ない極脆性柱となっている。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。

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 $\times$ 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。このベルトを重ねた状態で柱の四隅に配置したコーナーピース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ーで連結し閉鎖形にした上で、ボルトとナットを用いて緊張力を導入した(Fig. 1参照)。その時のカプラーの位置は柱幅面である。試験体ER03S-Aw65SとER03S-Aw65SAに導入した緊張ひずみは、ベルト破断ひずみの約2割に相当する 3500μ (応力度に換算して413MPaで、ダブルベルト1本当たり17.2kN)前後である。なお、ベルトのプレストレスを柱4面とも均一に導入するために、摩擦力を低減させる目的でコーナーピース側面に離形フィルムを貼付した。なお、試験体ER03S-Aw65SNは緊張力を導入していない。ひずみゲージの貼付は全てのベルトのゲージ貼付位置(柱せい面)のみに局所的にエポキシ樹脂を含浸させてから行った。ベルトの配置間隔はどの柱試験体も65mmである。

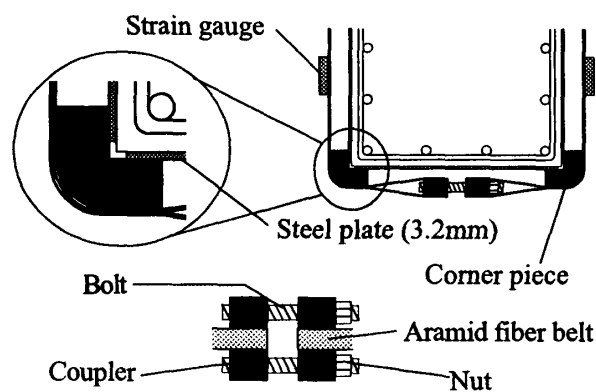


Fig. 1 Detail of retrofit

試験体ER03S-Aw65SとER03S-Aw65SNは損傷した柱の4面に $240 \times 470 \times 3.2\text{mm}$ の鋼板をあてた上で、コーナーピースとカプラーを介してベルトを巻き付けた。残りの試験体ER03S-Aw65SAは水平力と平行面にL-50 $\times$ 50 $\times$ 6を65mm間隔で配置し、水平力と直交する面にはカプラーの取り付けに伴い $240 \times 470 \times 3.2\text{mm}$ の鋼板をあてた。これらの上にコーナーピースとカプラーを介してベルトを巻き付けた。鋼板に代わってL-50 $\times$ 50 $\times$ 6のアンクルを利用した理由は、鋼板より面外曲げ剛性が大きく、鋼板とは異なり、離散的な利用も可能であると考えたからである。いずれにしても鋼板やアンクルを用いた理由は、コーナーピースが座屈防止の役割を担っている隅筋を除いて、中間主筋の座屈防止をはかり、応急補強柱試験体の強度と靱性を確保するためである。

応急補強前の損傷直後の残存軸耐力、応急補強直後の修復軸耐力、そして正負繰返し水平加力実験終了後の残存軸耐力の確認と都合3回の鉛直載荷実験と、応急補強をはさみその前後に2回の正負繰返し水平加力実験を行ったことになる。

3. 実験結果と考察

応急補強前の各試験体のせん断ひび割れ状況をFig. 2に示す。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 ϵ_v と部材角Rの関係をFig. 3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。試験体ER03S-Aw65Sは正負側

ER03S-Aw65S	ER03S-Aw65SN	ER03S-Aw65SA
R=0.5% $\rightarrow$ 3 cycles (1.0mm)	R=0.5% $\rightarrow$ 3 cycles (0.95mm)	R=0.5% $\rightarrow$ 3 cycles R=1.0% $\rightarrow$ 1 cycle (2.5mm)

() = max. crack width

Fig. 2 Observed cracking patterns (depth side)

で部材角が $R=0.25\%$ のときに、0.5 から 0.8mm 前後のせん断ひび割れが発生し、水平耐力が低下した。その後 $R=0.5\%$ で正負3回繰り返し、水平力を零に戻したところ、残留部材角及び残留軸ひずみはほぼ 0% で、最大ひび割れ幅は約 0.8 から 1.0mm であった (Fig. 2 参照)。その後、この損傷した試験体の残存軸耐力を測定するために水平力零のまま軸力のみをかけた。圧縮破壊するまで軸力を載荷すれば、残存軸耐力を正確に確認できるが、そうすれば応急補強ができなくなる恐れがあるので軸力比 0.5 弱で止め、軸力比 0.2 に戻した。このときの残留部材角はほぼ 0% で、残留軸ひずみは -0.1% であった。このまま軸力比 0.2 の状態で柱表面に 4 面とも鋼板 ($240 \times 470 \times 3.2\text{mm}$) をあて、ベルトに緊張力を導入し (3500μ)、応急補強を施した。その後再び修復軸耐力を計測するために、軸力のみを載荷した。このとき応急補強した試験体は、RC 柱としてシリンダー強度 σ_B まで回復し

た。このことを確認後に軸力比を 0.2 まで戻した。このときの残留部材角はほぼ 0% で、残留軸ひずみは -0.4% であった。その後、軸力比を 0.2 に保持したまま、 $R=0.5\%$ 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。その結果、水平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 ϵ_v も部材角の増大とともに引張側に立ち上がった形状を示しており、せん断破壊時に比較して ϵ_v も回復している。正負繰り返し水平加力実験終了後に、みたび残存軸耐力を計測した。圧縮強度は RC 柱としてシリンダー強度 σ_B 以上であるが (Fig. 4 参照)、応急補強後の水平加力実験前に比べ初期勾配は緩やかになっている。これは正負繰り返し水平加力実験によって、多数の荷重履歴を受けたため、損傷がさらに拡大したからと思われる。

試験体 ER03S-Aw65SN はせん断ひび割れ後の応急補強に、鋼板を柱に 4 面ともあてたもの

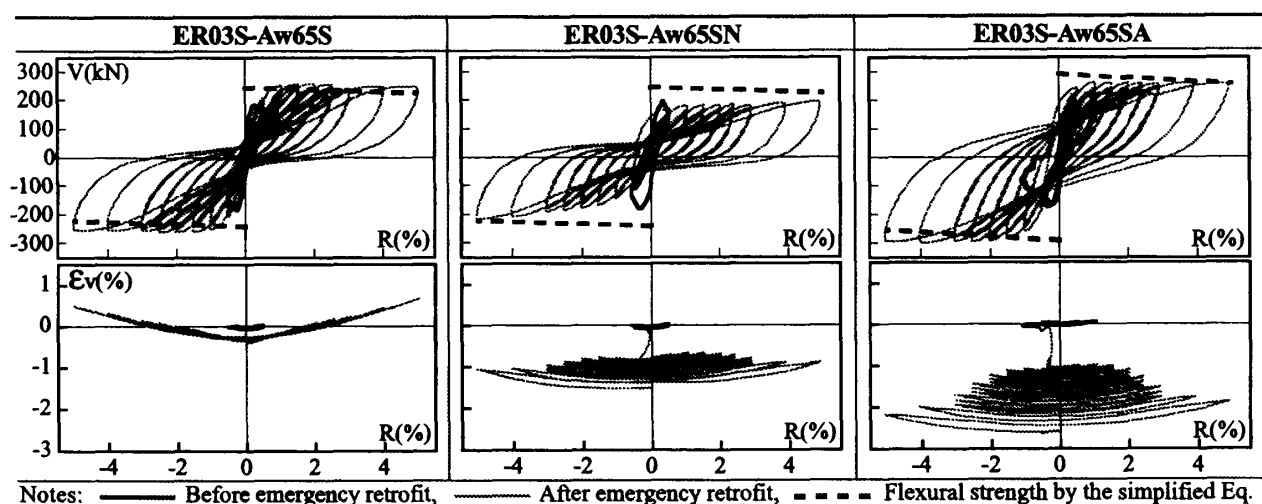


Fig. 3 Measured V-R and ϵ_v -R relationships

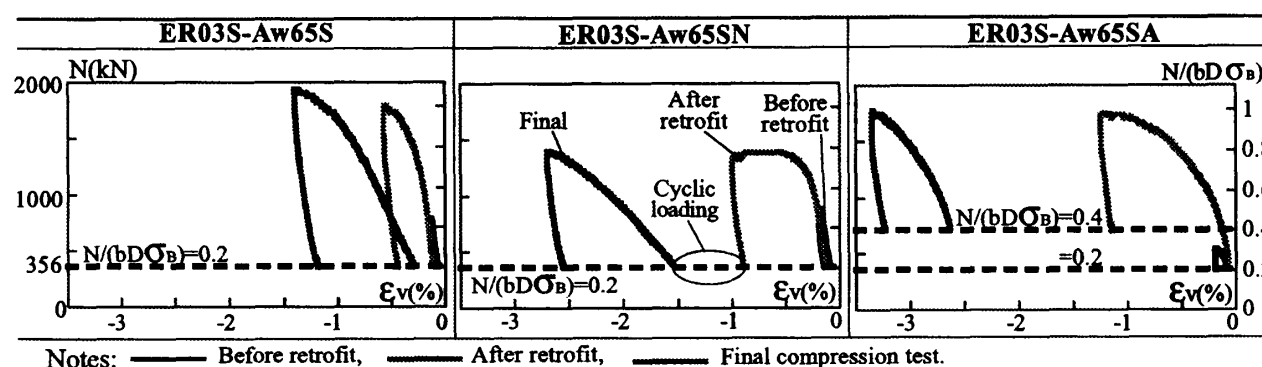


Fig. 4 Measured axial force vs. axial compression strain

の、ベルトに緊張力を導入せず、プレストレスの有無が応急補強後の耐震性能に与える影響を検討したものである。 $R=0.27\%$ で初期せん断ひび割れが生じ、 $R=0.5\%$ で正負3回繰り返すうちにせん断ひび割れ幅が水平力と平行な両面に、ともに 0.95mm に拡大した（Fig. 2 参照）。なお、軸力比は 0.2 である。水平力を零にもどしたときの残留水平変位は $R=-0.14\%$ であった。そのときの残存軸耐力は損傷が小さいので、RC柱としてシリンダー強度 σ_b の約50%程度である。その後、軸力比を 0.2 に維持したまま鋼板を4面にあて、その上からベルトで応急補強を行い、修復軸耐力の確認を行った。ベルトに緊張力を導入していないので、軸耐力はRC柱として $0.8\sigma_b$ までしか回復できなかった。この場合はFig. 4に示すように、軸耐力の降伏棚を確認することができたので、応急補強後（緊張力なし）の修復軸耐力を確定することが可能である。この状態で一定軸力比 0.2 の正負繰り返し水平加力実験を行ったが、Fig. 3に示すようにベルトに緊張力を導入しなかったことで、靱性は確保できたが、水平耐力が緊張力を導入した試験体ER03S-Aw65Sに比較して小さくなっている。一方、Fig. 4より残留ひずみは試験体ER03S-Aw65Sに比較して大きい。これらの実験結果は、両者の試験体間にプレストレスによる能動的拘束圧の差異が影響を及ぼしていることを示している。したがって、ベルトに

緊張力を導入することが力学的に有利である。

試験体ER03S-Aw65SAは最初に一定軸力比 0.2 の鉛直荷重下で加力実験を開始し、部材角 0.35% で大きな音がして、初期せん断ひび割れが生じた。 $R=0.5\%$ で水平力に平行な柱両面にせん断ひび割れ幅 0.7mm が生じ、 0.5% の部材角を2回、3回と正負繰り返すうちにせん断ひび割れ幅が約 1.2mm 前後に拡大した。さらに、部材角 1% で1回正負に繰り返すと $R=0.7\%$ 近傍でせん断破壊が進行し、 $R=-1\%$ で 2.3 から 2.5mm のせん断ひび割れが生じ、水平力を零にもどしても約 -0.5% の残留部材角が残った。その状態で残存軸耐力の検証を行うために、鉛直荷重を増加させた。RC柱として軸力比約 0.3 のレベルを確認後に軸力比を 0.2 にもどし、水平力と平行な面には $L-50 \times 50 \times 6$ のアングルを 65mm 間隔で配置し、水平力と直交する面には鋼板（ $240 \times 470 \times 3.2\text{mm}$ ）をあて、これらの上から 65mm 間隔でベルトを配置して 3500μ 相当の緊張力を導入した。緊張力の導入によって軸ひずみがFig. 4に示すように若干もどった。その後、鉛直荷重を増加させ、応急補強後の柱の軸耐力を確認すると、Fig. 4に示すようにRC柱としてコンクリートシリンダー強度 σ_b をほぼ確保している。それを確認後に軸力比を 0.4 にもどし、一定軸力比 0.4 のもとで正負繰り返し水平加力実験を行った。軸力が長期軸力比相当の 0.2 の2倍と高いので、履歴曲線は水平耐

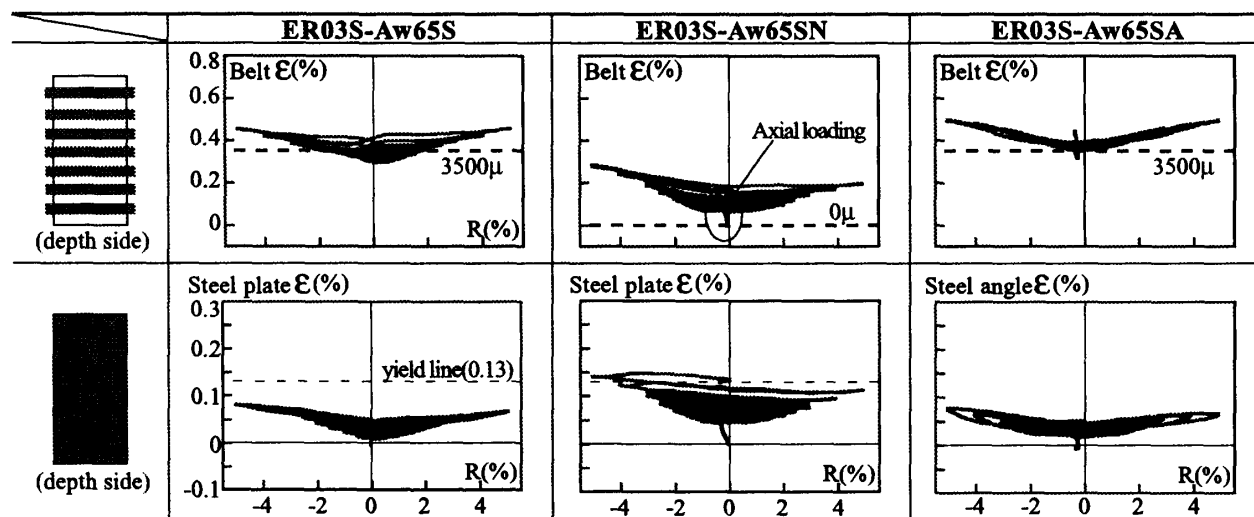


Fig. 5 Strain of aramid fiber belt, steel plate and steel angle by cyclic loading tests under constant axial force

力がやや大きく、かつエネルギー吸収の高い紡錘形のループを描いている (Fig. 3 参照)。ただし、初期状態で残留変形が生じたまま、軸力比の高い正負繰り返し水平加力実験を行ったので、水平耐力に正側と負側で若干の差異が生じている。さらに軸力が高いので残留圧縮ひずみが大きい (Fig. 4 参照)。

Fig. 5 の上段に、代表的なベルトのひずみ (縦軸) と部材角 (横軸) の関係を、下段に鋼板及び、アングルのひずみ (縦軸) と部材角 (横軸) の関係を示す。なお、これらのひずみはいずれもベルトの巻かれた周方向の成分である。試験体 ER03S-Aw65S と ER03S-Aw65SN は損傷レベルがほぼ等しいので、プレストレスの有無がベルトと鋼板に与える影響が明確にわかる。試験体 ER03S-Aw65S のベルトのひずみは初期プレストレスレベル (3500 μ) のままほぼ一定で、鋼板も降伏はしていないが、試験体 ER03S-Aw65SN のベルトひずみは部材角の増大とともにひずみレベルが増大していき、部材角 5% 時には 3500 μ にまで達している。さらに鋼板も主筋の座屈ではらみ出したコンクリートの影響により、材軸方向と直交方向に引張降伏している。このことからベルトにプレストレスを導入することは、ベルトと鋼板に非常に有効であることがわかる。一方、アングルを用いた試験体 ER03S-Aw65SA のベルトひずみは、初期プレストレスレベル (3500 μ) から部材角 5% 時には 5000 μ に達している。これは軸力が高いためと、Fig. 5 からわかるようにアングルの曲げ剛性が高いので、ベルトが有効に機能しているためであると思われる。

Table 3 Measured maximum axial force of RC columns N(kN)

	Before retrofit	After retrofit
ER03S-Aw65S	786 (0.44)	1789 (1.00)
ER03S-Aw65SN	876 (0.49)	1389 (0.78)
ER03S-Aw65SA	535 (0.30)	1749 (0.98)

The value in bracket shows axial stress to σ_g ratio.

4. 軸耐力と実験値の検討

Table 3 に Fig. 4 から得られた実験上の最大値を示す。この最大値は RC 柱としての最大軸耐力である。ただし、試験体によっては降伏棚を実験的に正確に確認していないので、各中心圧縮実験で求めた最大軸耐力は控えめな値である可能性がある。よって、コンクリートのみが受け持つ軸耐力を算出するために、主筋の受け持つ軸力を差し引く必要がある。ここで、主筋ひずみが柱の平均軸ひずみに等しいと仮定 (平面保持仮定) した。ただし、平均軸ひずみが主筋の降伏ひずみを超えた場合は降伏強度を用いた。この仮定の妥当性は Fig. 6 に示す軸耐力測定時の代表的な主筋ひずみと、柱の平均軸ひずみの関係からわかる。そして主筋が負担する軸力を計算で求めた。この主筋が負担する軸力を RC 柱 (主筋 + コンクリート) としての最大軸耐力から差し引いた。この主筋の持分を差し引いた値を Table 4 に示す。Table 4 に示した値を用いた曲げ強度略算式と、AIJ 靱性設計指針式²⁾によるせん断強度式、及び水平加力実験で得られたスケルトンカーブの比較を Fig. 7 に示す。試験体 ER03S-Aw65S と ER03S-Aw65SN のスケルトンカーブは損傷レベルが小さいため部材角がほぼ 0% からスタートしているが、試験体 ER03S-Aw65SA は損傷レベルが大きいため、部材角はマイナスからスタートしている。

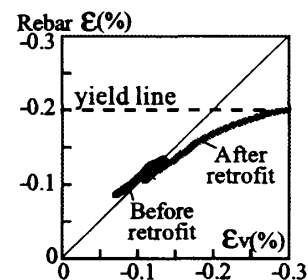


Fig. 6 Rebar strain ϵ_r vs. average axial strain ϵ_v of RC column

Table 4 Measured maximum axial force and stress for concrete

	Before retrofit		After retrofit	
	(kN)	(MPa)	(kN)	(MPa)
ER03S-Aw65S	664 (0.38)	10.8	1472 (0.84)	23.9
ER03S-Aw65SN	683 (0.39)	11.1	1072 (0.61)	17.4
ER03S-Aw65SA	369 (0.21)	6.0	1432 (0.82)	23.4

The value in bracket shows axial stress to σ_g ratio.

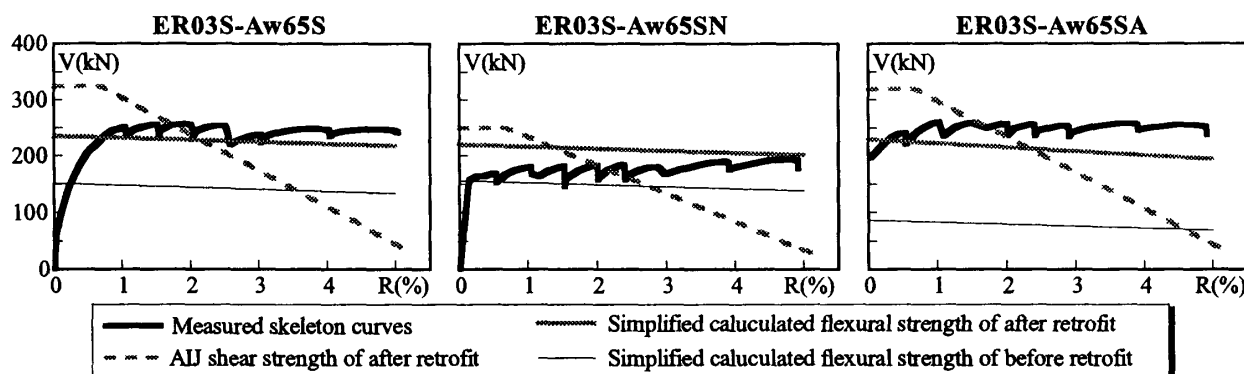


Fig. 7 Comparison of measured skeleton curves and calculated strength

軸耐力の測定により，試験体 ER03S-Aw65SN は完全に応急補強後の降伏棚が出ている (Fig. 4 参照)。Fig. 7 において曲げ強度略算値は軸耐力測定で得られたノンプレストレスのベルトの最大能力値を用い，P- δ 効果の影響により右下がりの線となっている。一方，水平加力実験値では，部材角が小さいときはあまりベルトの効果はないが部材角の増大とともにベルトの拘束効果が現れ，耐力が上昇している。そして最終的に部材角 5% のときに曲げ強度略算値と水平加力実験値が合っている。試験体 ER03S-Aw65S と ER03S-Aw65SA は Fig. 4 において応急補強後の降伏棚がまだ見えていないため，修復軸耐力から求めた曲げ強度略算値は水平加力時の最大耐力と比較して，多少低めの値をとっている。もし軸耐力測定時にこのまま鉛直荷重をかけ続けて，降伏棚を確認することができたならば，スケルトンカーブと曲げ強度略算式はほぼ一致したのではないかとと思われる。

軸耐力の測定は上記のことを考慮すると，柱試験体の水平加力時の最大耐力をほぼ予測できた。また Fig. 7 から応急補強時のプレストレス導入は非常に効果的であることがわかる。ただし，応急補強時のプレストレスによるアクティブ効果は，損傷した RC 柱のひび割れを閉じさせる効果があるため，アクティブ効果は損傷レベルによって差が生じるとと思われる。

5. 結論

1) せん断破壊，またはせん断ひび割れが生じ

た極脆性柱は長期軸力比 0.2 を維持できる状態であれば，これに鋼板やアングルを下地材にアラミド繊維ベルトで応急補強し，かつ緊張力を導入すれば RC 柱としてシリンダー強度を確保できそうである。しかし，緊張力を導入しないと RC 柱として軸力比 0.8 程度にとどまる。

2) せん断破壊，またはせん断ひび割れが生じた極脆性柱をアラミド繊維ベルトで応急補強することは有効であり，緊張力を導入すればなお効果的であることが，一定軸力下の正負繰返し水平加力実験で明らかになった。

3) 残存・修復軸耐力の測定により柱試験体の水平加力時の最大耐力をほぼ予測できることがわかった。今後は損傷レベルをパラメーターに，アラミド繊維ベルトのプレストレスによるアクティブ効果の検証が必要である。

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) 藤川将吾，山川哲雄，佐藤元，玉寄幸直：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，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 1759-1764 2003.
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造の靱性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999.8