

論文 緊張アラミド繊維ベルトを用いたせん断損傷RC短柱の応急補強実験

金城 秀俊^{*1}・山川 哲雄^{*2}・藤川 将吾^{*1}・中田 幸造^{*3}

要旨: 緊張アラミド繊維ベルトを粗な外部横補強材として用いたRC造極脆性柱の一定軸力下の正負繰返し水平加力実験を行い、緊張力がせん断強度に及ぼす影響を検討した。その後、粗な外部横補強材を除去し、せん断損傷した柱の残存軸耐力を測定後、緊張アラミド繊維ベルトで密に応急補強したせん断損傷柱の修復軸耐力の確認と水平加力実験を行い、応急補強効果を実験的に検証した。その結果、ベルトに緊張力を導入するとせん断強度が増大し、かつヒンジ部の横拘束効果が大きいとせん断強度の劣化も生じないことなどを明らかにした。

キーワード: アラミド繊維ベルト, プレストレス, 極脆性柱, 応急補強, せん断強度

1. 序

著者等はこれまで、せん断スパン比が1.0の無補強極脆性柱を一定軸力下でせん断破壊させ、この柱に対し緊張アラミド繊維ベルトにより応急補強を施し、その耐震性能を検証してきた。検証の項目は、損傷レベルに応じた残存軸耐力や緊張アラミド繊維ベルトによる応急補強後の修復軸耐力の照査、耐震性能回復具合からみる応急補強効果である¹⁾。これらの研究によれば、長期軸力レベルを支持できない損傷度Vを除き、長期軸力レベルを支持できる損傷レベルIV以下であれば応急補強が有効であることを確認してきた^{1), 6)}。即ち、重機を必要とせず、簡便な乾式工法である本補強法は、地震被災後のせん断損傷RC柱の応急補強に効果的であるとわかった。その中でもせん断損傷RC柱に鋼板を柱4面にあて、その上からアラミド繊維ベルトで外部横補強し、緊張力を導入して鋼板を圧着する方法は特に効果的である。しかし、せん断強度に寄与するアラミド繊維ベルトのひずみや、アラミド繊維ベルトと鋼板圧着による耐震性能回復について、まだ十分に検討が行われていない。

以上のような背景から、アラミド繊維ベルトに導入した緊張力がせん断強度に及ぼす影響を

検証するために、せん断スパン比1.0のRC極脆性柱にせん断破壊先行が可能なように粗なアラミド繊維ベルトで外部横補強し、緊張力を零も含めて3種類程度に変化させた。異なった緊張力のもとでせん断破壊した時のアラミド繊維ベルトのひずみを測定することによって、せん断強度と緊張力の関係を明らかにする。

せん断破壊損傷後にアラミド繊維ベルトを除去した後の残存軸耐力や、応急補強後の修復軸耐力を検証した後、再度水平加力実験を行い、応急補強が有効であることを確認する。そのためには、応急補強後の横拘束効果とせん断補強効果がせん断損傷RC柱にどのように有効に機能したかを検証する必要がある。アラミド繊維ベルトに緊張力を導入し、外部横補強することの効果を生断強度と応急補強に関して文献¹⁾に引き続き、さらに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** に示す。せん断実験に用いたRC柱試験体をそのまま応急補強実験に転用した。これらのRC柱試

*1 琉球大学 大学院理工学研究科大学院生（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）

*3 琉球大学 工学部環境建設工学科助手 工修（正会員）

Table 1 Mechanical properties of materials

	a (mm ²) t (mm)	σ_u, σ_y (MPa)	E (GPa)
Aramid belt (Single belt)	a 10.4	σ_u 1389	91.2
Steel plate	t 3.2	σ_y 277	207
Rebar (D10)	a 71.0	σ_y 401	173
Hoop (3.7φ)	a 11.0	σ_y 559	190

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

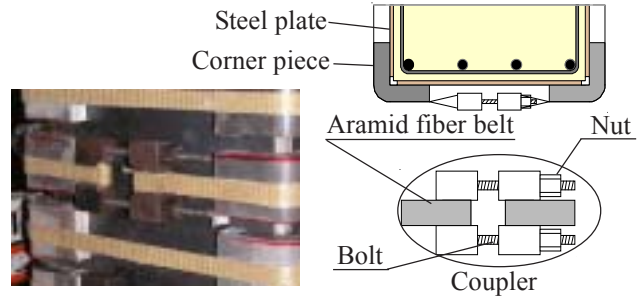


Fig. 1 Details of retrofit

Table 2 Emergency retrofitted column specimens

	ER04S -A150N/A65S	ER04S -A150M/A65S	ER04S -A150H/A65S
Specimens			
Pretension strain level	0 μ $\rightarrow$ 3500 μ	3500 μ $\rightarrow$ 3500 μ	7000 μ $\rightarrow$ 3500 μ
Max. crack width	3.5 mm (IV)	0.85 mm (III)	0.75 mm (III)
Retrofit details	2ply-single-@150 2ply-single-@65 & Steel plate (240 × 470 × 3.2 mm)		
Common details	M/(VD)=1.0, Axial force ratio=0.2, σ_B =27.5MPa, rebar: 12-D10 (pg=1.36%), hoop: 3.7φ-@105 (pw=0.08%).		

Notes: '2 ply' means two-layer aramid fiber belt.

験体一覧を **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、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。したがって、粗な耐震補強を施してもせん断破壊を起こしやすい試験体である。このことを利用して、せん断強度に及ぼす緊張力の影響を検証するために、ベルト幅が 17mm の基準幅を有するシングルベルトを 150mm 間隔で、柱 1 体あたり 3 本用いた柱試験体を 3 体用意した。ただし、緊張ひずみは 0%, 0.35%, 0.7% の 3 種類とした。これらの緊張ひずみは、緊張力で 0MPa, 319MPa (シングルベルト 1 本あたり 6.6kN), 638MPa (13.3kN) となる。

せん断破壊実験終了後はこれらのシングルベルトを除去し、残存軸耐力実験を行った。その後、どの試験体も柱 4 面に鋼板 (240 × 470 × 3.2mm) をあて、その上からシングルベルトを 65mm 間隔 (柱 1 本あたり 7 本) で巻き付け、0.35% の緊張ひずみを導入して鋼板を圧着した (**Fig. 1** 参照)。応急補強前のせん断損傷直後の残存軸耐

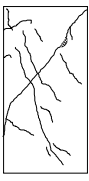
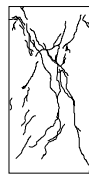
力、応急補強直後の修復軸耐力、そして正負繰り返し水平加力実験終了後の残存軸耐力の確認と都合 3 回の鉛直載荷実験と、応急補強をはさみその前後に 2 回の正負繰り返し水平加力実験を行ったことになる。

载荷は建研式加力装置を用い、一定軸圧縮力下のもとで正負繰り返し水平

加力実験を行った。せん断破壊実験では、部材角 0.125% と 0.25% を 1 サイクルずつ加力した後、部材角 $R=0.5\%$ を正負 3 回繰り返し、 $R=1\%$ を正負 1 回で終了した。応急補強実験では、引き続き $R=1\%$ を正負 2 回まで繰り返し、その後は 0.5% ずつ増分させながら 3 サイクルずつ正負繰り返し、その後も靱性能力が期待できる場合には、部材角 4.0%, 5.0% を 1 サイクルずつ正負繰り返した。軸力比はせん断損傷実験およびその直後の応急補強実験でも、常に 0.2 の一定とした。

3. せん断損傷実験と解析

せん断損傷実験終了時の各試験体のひび割れ状況を **Fig. 2** に、**Fig. 3** にせん断損傷実験のせん断力 V と部材角 R の履歴曲線、柱の平均伸縮ひずみ ϵ_v と部材角 R の関係を示す。また、**Fig. 4** に各試験体についての曲げ強度とせん断強度を AIJ 靱性指針式で計算し、これらの計算結果と実験で得られたスケルトンカーブを重ねて示し、さらに 3 体の試験体のスケルトンカーブの比較を示す。なお、コンクリート強度は寸法効果を

ER04S -A150N/A65S	ER04S -A150M/A65S	ER04S -A150H/A65S
		
IV (3.5mm)	III (0.85mm)	III (0.75mm)
R=0.125% → 1 cycle R=0.5% → 3 cycles	R=0.25% → 1 cycle R=1.0% → 1 cycle	

()=max. crack width

Fig. 2 Observed cracking patterns

考慮し、シリンダー強度に強度低減係数0.89²⁾を乗じた値を用いた。プレストレスによる能動的横拘束効果については平均的な側圧 σ_r に換算し、Mander式による拘束効果係数 k_e ³⁾とRichartの文献⁴⁾に従って、 $4.1 \cdot \sigma_r \cdot k_e$ としてコンクリート強度に加算した。受動的横拘束効果については、ベルトの破断ひずみ ε_u から初期緊張ひずみ ε_p を差し引いた分を考え、コンクリート強度やせん断強度に帯筋と同様の考え方で算入した。ただし、 $(\varepsilon_u - \varepsilon_p)$ は文献⁵⁾に従って、 7000μ か $2/3\varepsilon_u$ のいずれか小さい方を上限とした。

緊張力が零の試験体ER04S-A150N/A65Sでは

微細なひび割れが $R=0.25\%$ ではいり、緊張ひずみが 0.35% の試験体ER04S-A150M/A65Sは $R=0.25\%$ で曲げひび割れが端部に生じた。しかし、緊張ひずみが 0.7% の試験体ER04S-A150H/A65Sは、 $R=0.5\%$ で初めてせん断ひび割れがいった。このように、緊張力が大きいほどひび割れははりにくいことがわかる。いずれの試験体も $R=0.5\%$ か、それに至る前に明瞭なせん断ひび割れが生じ水平耐力が減少に転ずるが、ベルトでせん断破壊の進展が防止され、かつ部材角 $R=1.0\%$ の正負1回の繰り返しで水平加力を停止しているため、大きな水平耐力の低下はFig. 3に示すように見当たらない。軸ひずみと部材角の関係を示したFig. 3でも同じ状況にある。ただし、緊張力が零の試験体は $R=1\%$ の負側で劣化の傾向が見える。

Fig. 4より、ベルトに緊張ひずみを導入すればするほど、せん断強度が本実験以内では増大している。しかし、せん断強度が最大になる緊張ひずみの限界は存在するものと思われる。なお、Figs. 3, 4の逆三角形印は明瞭なせん断ひび割れ

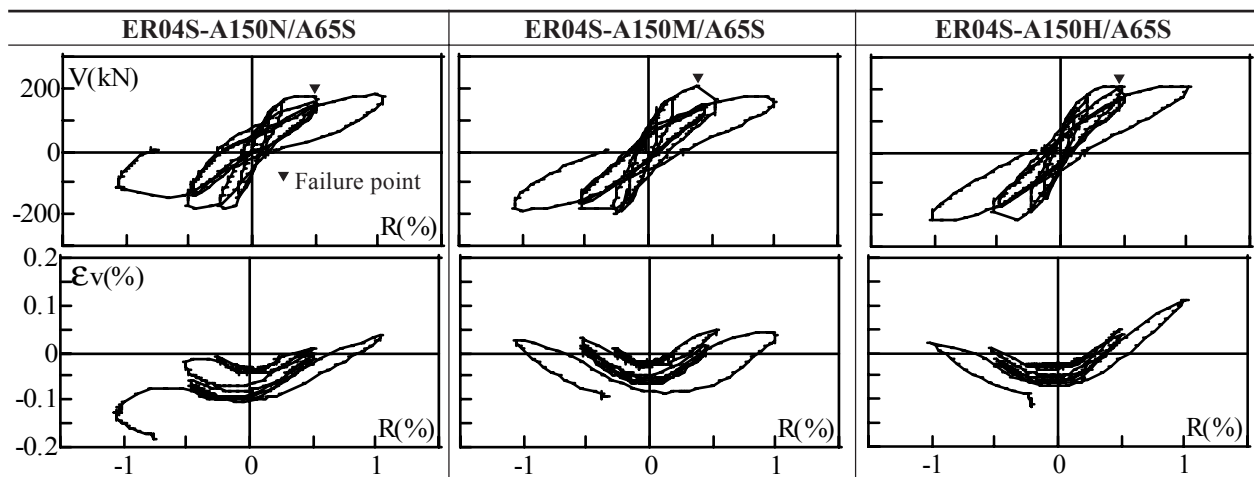


Fig. 3 Measured V-R and εv -R relationships (Before retrofit)

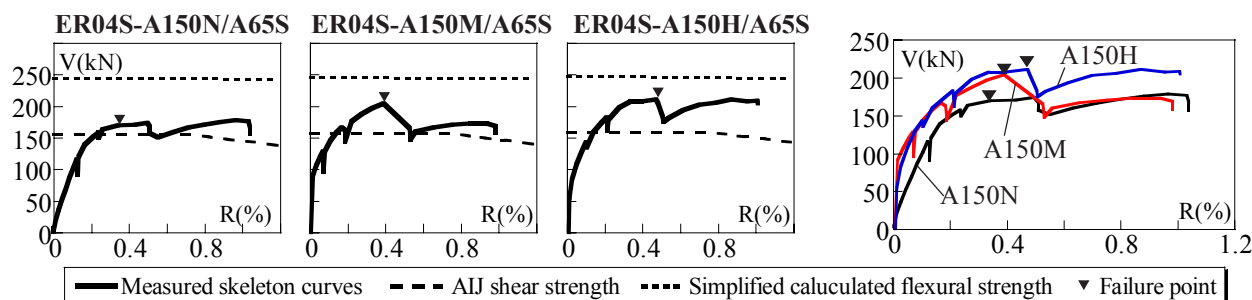


Fig. 4 Comparison of measured skeleton curves and calculated flexural and shear strength

が生じ、せん断破壊が始まった部材角を示す。それによると、いずれも $R=0.5\%$ 以内でせん断破壊が始まっている。

加力実験で得られたベルトのひずみ状況を Fig. 5 に示す。せん断破壊強度に到達した瞬間はベルトのひずみは初期ひずみ状態とほぼ同じである。すなわち、ベルトの膜剛性が小さく柱のせん断ひび割れに反応していないが、その後正負繰り返しが進み、ひび割れ幅が拡大し、かつ部材角が増大してくると、Fig. 5 に示すようにベルトのひずみが増大してくる。本実験の場合、最大 0.3% から 0.35% 程度のひずみが、初期ひずみ状態から増大しているようである。

せん断損傷実験後、3本のシングルベルトを除去し中心圧縮実験を行い、残存軸耐力を確認した。残存軸耐力実験に際しては、水平力をゼロに戻すだけで、残留変形に対しては特に処置を行っていない。得られたコンクリートの応力ひずみ曲線を Fig. 6 に示す。Fig. 6 では断面の平面保持仮定を導入し、主筋が負担する軸力を除去し、コンクリートの負担のみを示す。ただし、中

心圧縮実験は次の応急補強実験を控えて、損傷や残留ひずみを極力小さくおさえるために圧縮破壊までは加力していない。したがって、Fig. 6 に示すように Mander 式³⁾で実験結果を補った。損傷したコンクリートに Mander 式を適用することの妥当性の確認は今後の研究課題であるが、本研究では「強度の低いコンクリート」ということを念頭に置き Mander 式を適用した。

軸耐力実験は一定軸力比 0.2 におけるせん断実験終了後、軸力比 0.2 から始まり、同じ 0.2 で終了するので、試験体には軸力比 0.2 による鉛直ひずみとせん断実験の繰返しによる鉛直ひずみが累積している。ここで示しているグラフの鉛直ひずみ（横軸）は、軸耐力実験による鉛直ひずみから曲げせん断実験により累積した鉛直ひずみを除いたものである。さらに、平面保持を仮定して鉛直ひずみに対応した鉄筋の応力負担分を、軸耐力実験値から除去することでコンクリート負担分を求めた。軸耐力実験値のピークを Mander 式が通過するようにプレーンコンクリート強度を求めた。ただし、この強度には帯筋の横拘束効果がわずかに含まれている。

補強前のプレーンコンクリート強度が決定したので、応急補強後はこの値を使用し、コンファインドコンクリート強度を計算する。その結果、文献⁶⁾で提案した損傷度とコンクリート強度の低減係数の関係が、本実験でもほぼ満たされていることがわかる。すなわち、損傷度が IV であれば損傷コンクリート強度は、コンクリートシリンドラ強度 σ_B の 15% であり、損傷度が III であれば σ_B の 35% である⁶⁾。

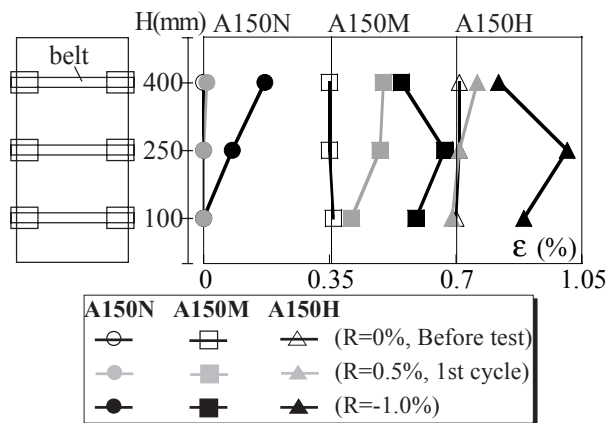


Fig. 5 Strain distribution of Aramid fiber belt

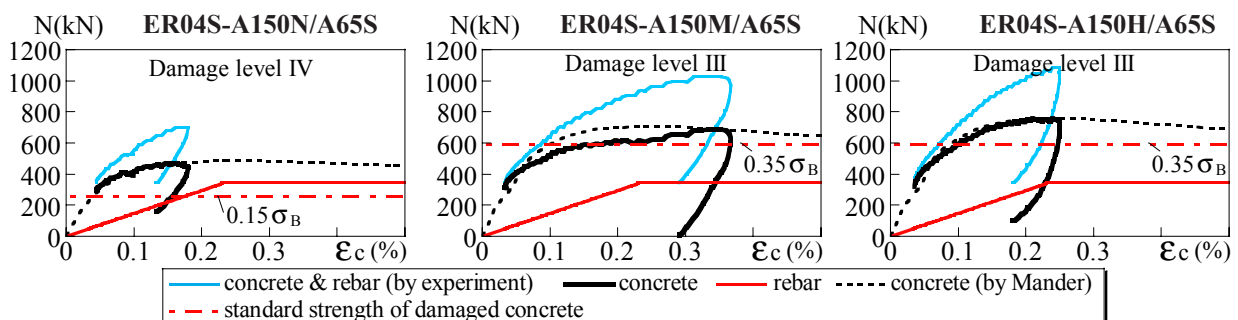


Fig. 6 Axial compression tests of shear damaged columns and analytical estimation according to Mander

4. 応急補強以後の加力実験と解析

応急補強後の一定軸力（軸力比0.2）下の正負繰返し水平加力実験のV-R及び ϵ_v -R曲線を、応急補強前の加力実験結果と合わせて Fig. 7 に示す。いずれの試験体も応急補強後は韌性に富んだ曲げ挙動を示していることがわかる。すなわち、本応急補強法は 65mm 間隔のシングルベルトに 0.35% の緊張ひずみを導入したものであるが、長期軸力（軸力比0.2）を支持可能な損傷度 IV 以下であれば、十分応急補強が可能であることを示している。ちなみに、この場合のベルトの測定ひずみを各部材角ごとに3つの試験体について Fig. 8 に示す。この図から部材角 R が最

も大きい R=5% でも最大 0.7% 程度あり、初期導入緊張ひずみ 0.35% から約 0.35% 増大したにすぎない。しかし、部材角の増大とともに確実にベルトのひずみは増大している。この理由は、特に柱頭部近傍はブリージングの影響でコンクリート強度が弱い上に、曲げモーメントが大きく、かつヒンジ部でもあるので膨張しやすいからと推定される。

一方、応急補強直後の修復軸耐力を確認するために圧縮実験を行い、その結果を前述と同様に主筋の支持分を除いて、コンクリートの負担分のみ Fig. 9 に示す。ここでも、実験結果を補完する意味で Mander 式³⁾を適用し、コンクリート

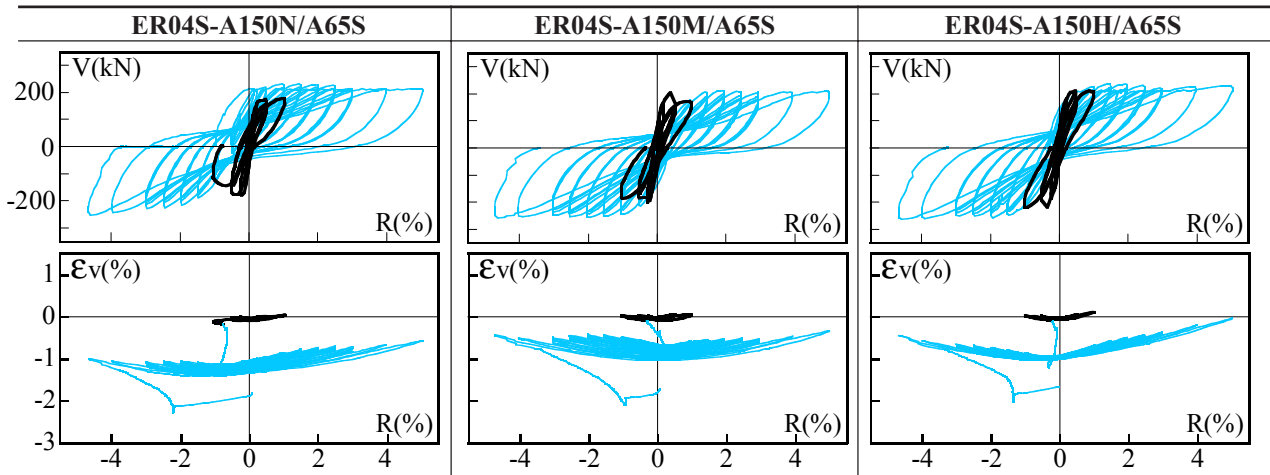


Fig. 7 Measured V-R and ϵ_v -R relationships

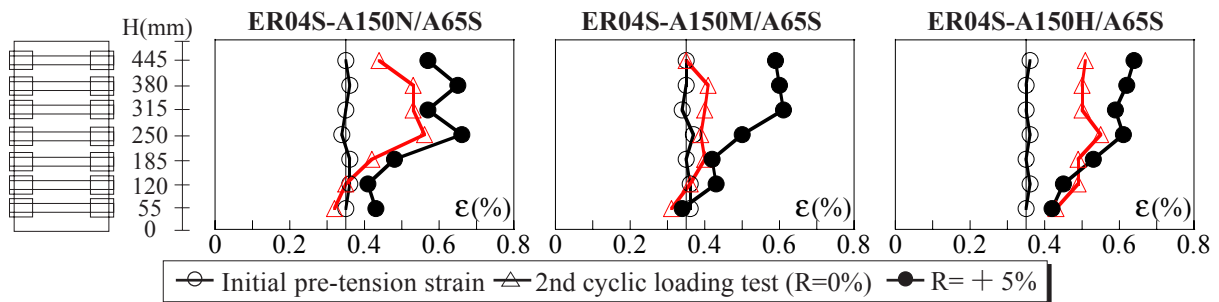


Fig. 8 Strain distribution of Aramid fiber belt after emergency retrofit

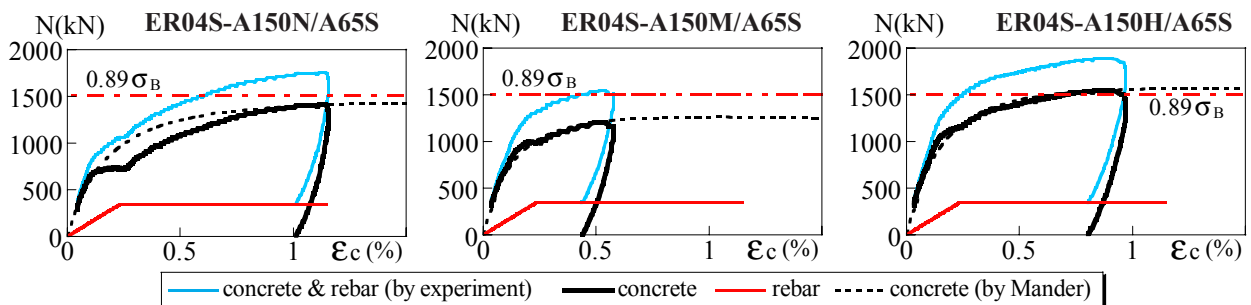


Fig. 9 Axial compression tests and analytical estimation according to Mander (after retrofit)

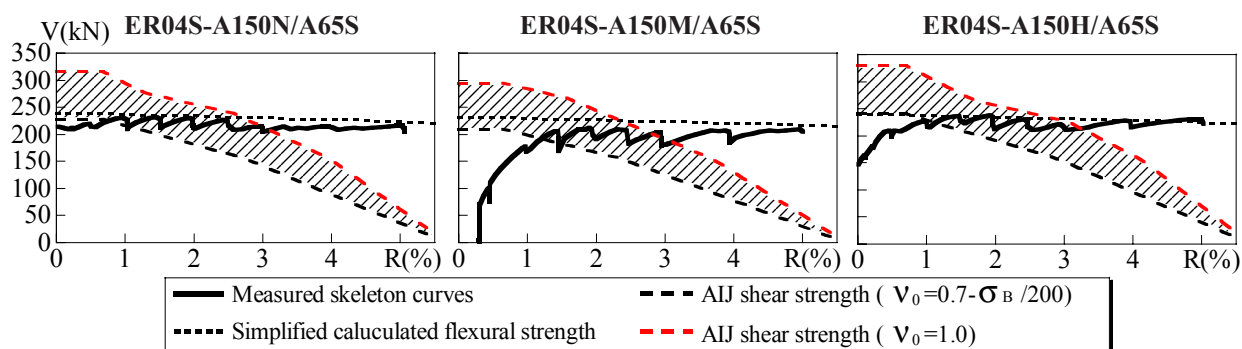


Fig. 10 Comparison of measured skeleton curves and calculated flexural and shear strength

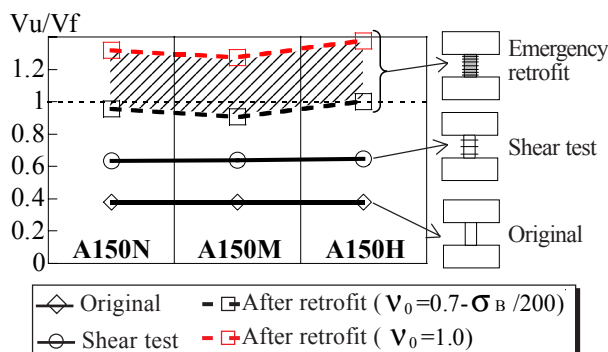


Fig. 11 Shear strength V_u / flexural strength V_f

の強度を推定した。実線が実験値で、点線が計算値である。応急補強により、損傷前のコンクリート強度をほぼ修復している。

このコンクリート強度を用いて、曲げ強度とせん断強度をAIJ靱性指針式で計算し、これらの計算結果を実験で得られたスケルトンカーブと比較するために両者を重ねて Fig. 10 に示す。応急補強後の試験体はいずれも鋼板が圧着されているので、コンクリートの有効強度係数 v_0 を 1.0 と仮定した場合も計算した。そうすると、せん断強度計算値が曲げ強度計算値を大幅に上回るが、実際のせん断強度は Fig. 10 に示す斜線部内にあると思われる。そして、密な緊張ベルトと鋼板によってヒンジ部が高横拘束されているので、曲げ強度が低下することなく靱性が確保されている。緊張ベルトによる横補強効果を、せん断余裕度で Fig. 11 に示す。Fig. 11 より、応急補強によってせん断補強効果がかなり期待できることがわかる。

5. 結論

1) 本実験の範囲内ではベルトに導入する初期緊張ひずみが大きいほど、せん断強度は少しずつ

増大することがわかった。また、せん断強度はAIJ靱性指針式で説明可能である。

2) 緊張アラミド繊維ベルトにより柱のヒンジ領域が十分に横拘束されている場合は、ヒンジ部コンクリートの劣化は起こらず、せん断強度は低下しない。

3) せん断損傷RC柱の損傷度が長期軸力（軸力比0.2）を支持できる範囲内、すなわち損傷度がIV以下であれば、本応急補強法で靱性に富んだ曲げ挙動を確保できる。

引用文献：

- 1) 藤川将吾, 山川哲雄, 佐藤元, 玉寄幸直: 損傷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) 崎野健治, 山口達也, 中原浩之, 向井昭義: コンクリート充填円形鋼管短柱の中心圧縮耐力, 構造工学論文集, Vol.48B, pp.231-236, 2002.3.
- 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) Richart, F.E. et al: A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Bulletin, No. 185, 1928.
- 5) 日本建築学会: 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・施行指針, 日本建築防災協会, 1999.9.
- 6) 山川哲雄, 宮城敏明: 緊張力を導入したPC鋼棒と鋼板を用いたせん断損傷RC柱の応急補強法, 日本建築学会構造系論文集, No.586, pp.171-178, 2004.12.