

論文 帯状炭素繊維シートによる高架橋柱の耐震補強に関する研究

荒木 秀夫^{*1}・佐藤 良一^{*2}・中田 昌典^{*3}・椋山 健二^{*4}

要旨：帯状炭素繊維シートの巻き付けによる耐震補強が、地震時に脆性的なせん断破壊を起こす危険性の高い既存の鉄筋コンクリート造高架橋柱に対して有効的であるかを実験的に検討した。実験結果より、炭素繊維を帯状に補強した場合でもシート全面巻きの場合と同等の靱性能を有することを確認した。さらに、実験で得られた各試験体の塑性率をもとに、帯状補強の場合の塑性率評価式の適用性について検討を行った。

キーワード：炭素繊維，耐震補強，高架橋柱，帯状

1. はじめに

既存 RC 造構造物の耐震性能を向上させるための耐震補強に関して炭素繊維等の連続繊維を用いた補強技術の進展は目覚ましく¹⁾，実施工において多用されつつある。鉄道の高架橋柱についても，連続繊維シートによる耐震補強の設計・施工指針が定められ²⁾，既に実用に供されている。筆者等は炭素繊維を帯状に間隔を空けて巻く方法を提案し，帯状補強の補強効果および性能評価を実験により検討した。³⁾

本論文では文献³⁾で検討した4体に，新たに4体の試験結果を加え，計8試験体の実験結果を総合的に考察した。本論文では柱脚部から1D(D:柱せい)区間は通常の補強量とし，それ以外の巻数を減らす補強方法による試験体を作製し，補強量の低減を目的の一つとした。

2. 実験概要

2.1 試験体一覧

本研究における8体の試験体について実験変数等仕様を表-1および図-1に示す。表中の上4体が文献³⁾で報告した試験体，下4体が新たに実施した試験体である。表中に補強種類とともに帯幅，ピッチ，巻き数を示している。補強設計では，同表中の設計塑性率を目標値とし，

文献²⁾を用いて補強量を算定した。

2.2 試験体詳細

補強前の RC 柱試験体は図-2に示す断面 300×300mm の片持ち柱である。使用した主筋及び帯筋の材料特性を表-2に示す。コンクリートの目標強度は 27N/mm²であり，各試験体コンクリートの材料特性を表-3に示す。

表-1 試験体の仕様一覧

名 称	補強材料・巻き層数	設計塑性率
N1	なし	1 以下
S1	CF シート(W=900) 2 層(ρ=400)+2 層(ρ=300)	10
K1	CF 組紐(W=30, t=3)×5 層 巻き間隔:100mm	8
B1	CF 帯(W=30, t=1.5)×5 層 巻き間隔:100mm	10
B2	CF 帯(W=30, t=1.5)×3 層 巻き間隔:50mm	10
B3	CF 帯(W=30, t=1.5)×1 層 巻き間隔:1 層 100mm	5
B4	CF 帯(W=30, t=1.5) 1D 区間 5 層 他 1 層 巻き間隔:100mm	10
B5a	CF 帯(W=30, t=1.5) 1D 区間 3 層 他 2 層 巻き間隔:100mm	7 (軸力;高)

CF:炭素繊維, W:幅(mm), t:厚さ(mm), ρ:密度(g/m²)

※ CF は巻付時に含浸樹脂にて接着，定着部は重ね継手

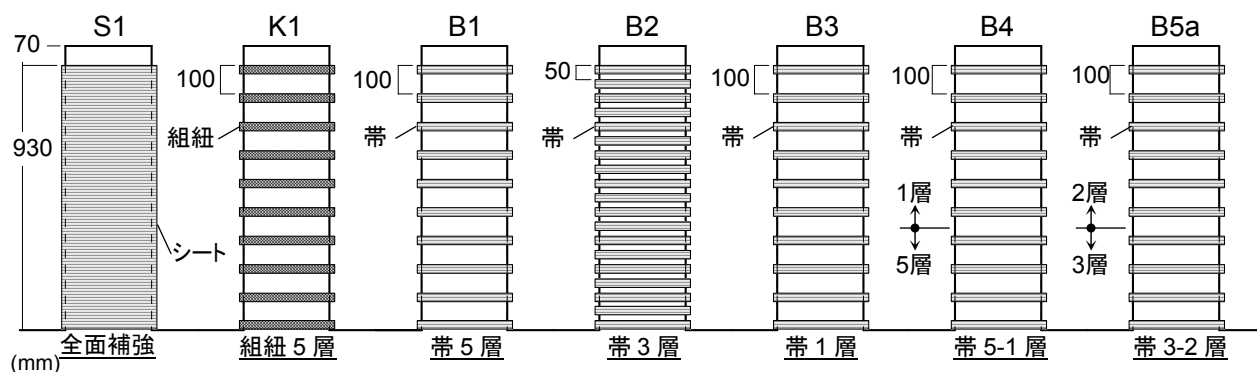
※ B5a では CF 巻付後に樹脂を含浸する補強法を用いた

*1 広島大学 大学院工学研究科社会環境システム専攻助教授 工博 (正会員)

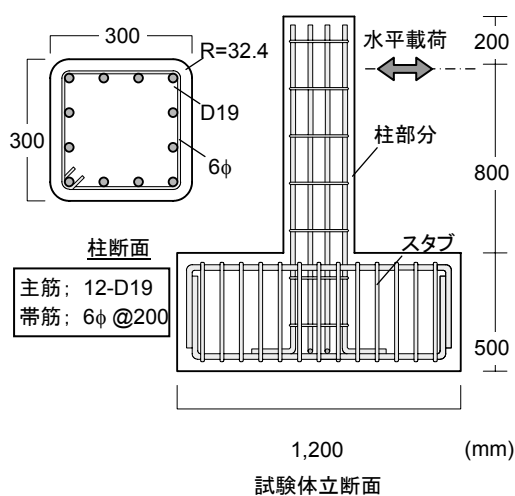
*2 広島大学 大学院工学研究科社会環境システム専攻教授 工博 (正会員)

*3 広成建設(株) 技術部長

*4 芝浦工業大学工学部 助教授 博(工)(正会員)



図－1 試験体補強状況



図－2 試験体形状と配筋詳細

表－2 鉄筋の材料特性

鉄筋種類	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²	降伏 ひずみ(%)
D19	339	527	1.42×10^5	2.40
φ6	617	713	2.06×10^5	3.0

表－3 コンクリートの材料特性

試験体名	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²
N1	28.4	2.79	3.14×10^4
S1	28.8	2.74	3.14×10^4
K1	29.5	2.76	3.12×10^4
B1	26.2	2.50	3.00×10^4
B2	32.0	2.79	3.28×10^4
B3	27.6	2.97	3.34×10^4
B4	28.5	2.41	2.89×10^4
B5a	42.0	3.22	3.51×10^4

使用した炭素繊維の材料特性を表－4に示す。
なお、組紐とは炭素繊維を組紐状に編んだものである。組紐の引張弾性率は帯シートに比べ小さいものの限界ひずみは大きくなっている。

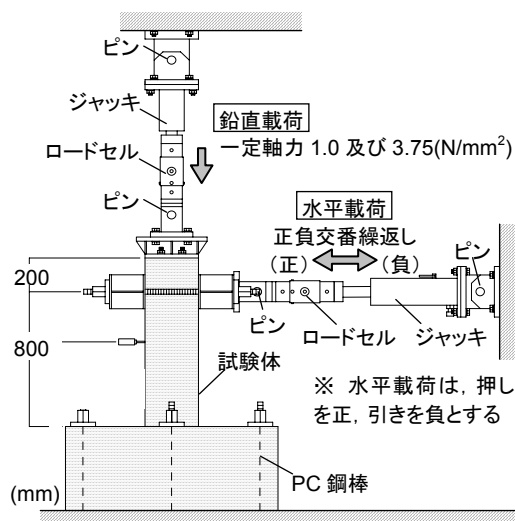
表－4 炭素繊維の材料特性

種 類	引張強度 N/mm ²	引張弾性率 N/mm ²	限界 ひずみ(%)
CF シート	3,804	2.39×10^5	1.46
CF 帯			
CF 組紐	2,248	1.06×10^5	2.31

含浸樹脂を含む

2.3 載荷・計測方法

B5a 試験体を除く 7 試験体は一定軸力 1N/mm^2 を加え、正負交番繰返し載荷を行った。B5a 試験体は一定軸力 3.75N/mm^2 を加えた。図－3 に載荷装置の概要を示す。水平載荷は、変形角 $R=1/800\text{rad}$ のサイクルから開始し、柱脚部の最外縁主筋が引張降伏するまで変形角を倍増させた。主筋の降伏後は、その降伏変位 δ_y を基準として、その整数倍を目標変位として載荷し、 $10\delta_y$ までは同一の水平変位で 3 回ずつ、それ以降は 1 回ずつの繰返しとしている。主筋の引張降伏は、主筋に貼付したひずみゲージのから決定した。



図－3 載荷装置の概要

3. 実験結果

3.1 破壊性状

各試験体の載荷後の破壊性状を図-4 に示す。無補強の N1 では顕著なせん断ひび割れが発生した R=-1/200 時、その他の各補強試験体では最終サイクルの正加力時の状況を示す。

全面シート補強の S1 では最下部の破壊とシートのはらみが一部見られた。帯状補強で十分に補強量を確保した B1, B2, K1 では柱脚部のほぼ 1D 区間に破壊が集中した。組紐補強の K1 でも帯状補強の B1 と同程度の破壊に抑えられることを確認した。その他の帯の巻数を減じた各試験体では以下の結果が得られた。1 層巻きで帯の補強量が少ない B3 では、1D 区間に大きな破壊が見られ、さらには帯の面外方向へのはらみが顕著であった。下部 5 層と上部 1 層巻きの B4 では、他と同様の脚部 1D 区間の破壊に加えて 1 層巻きの柱中央部にもかなりの破壊が進行していた。下部 3 層と上部 2 層のバランスよく帯補強をした B5a では、他と同様の脚部の破壊とひび割れの柱中央部への進展も少し見られた。なお、帯状に補強することで、目視により柱の損傷を評価できることが確認できた。

3.2 履歴曲線

無補強の N1 では変形角 R=1/100 でせん断破壊を起こしたのに対し、他の 7 補強試験体では主筋降伏後もせん断破壊せず安定した履歴を描いた。N1, S1, K1, B1 の 4 体は文献³⁾に既述のため省略する。新たに実施した 4 体の履歴曲線を図-5 に示す。

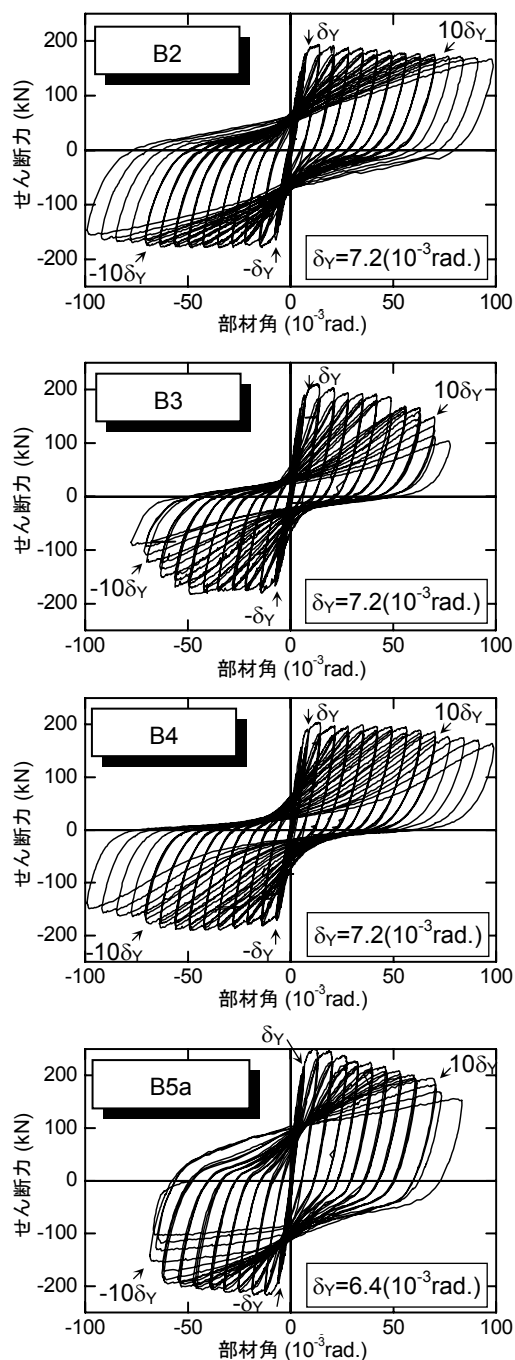


図-5 せん断力－部材角関係

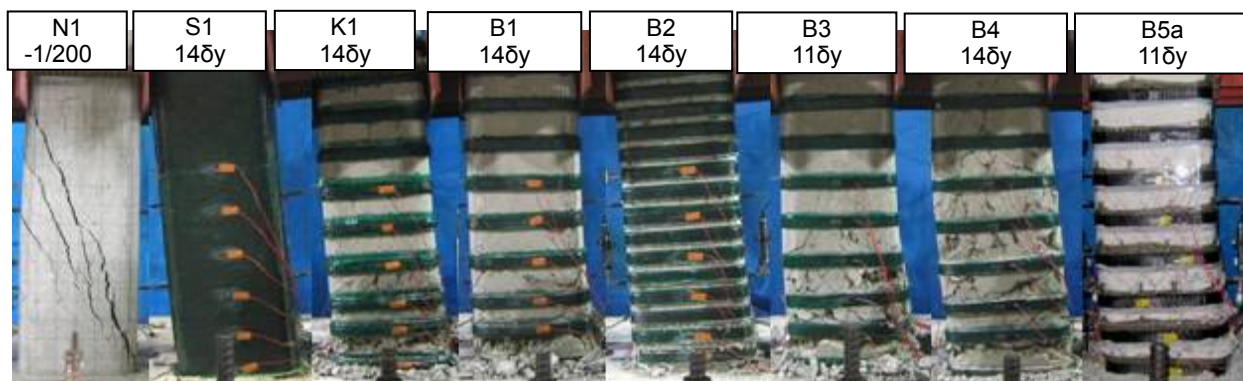


図-4 終局時破壊性状

3.3 セン断耐力と変形能

実験から得られた試験体のせん断耐力を算定値との比較も含めて一覧として表－5に示す。算定値の曲げ終局時荷重(cV_U)はファイバーモデルによる断面解析から、せん断耐力(cV_{yd})は文献²⁾を用いて算出した。無補強の N1 では、算定値 $cV_{yd}(=120\text{kN})$ 近傍でせん断破壊したが、他の補強試験体では最大荷重が算定値 cV_U の約 1.1 倍程度での曲げ破壊となり、補強効果が確認された。

表－5 セン断耐力および算定値との比較

名 称	せん断力実験値(kN)			実験値／算定値	
	$E V_Y$	$E V_U$	$E V_{10Y}$	$E V_U / c V_U$	$E V_U / c V_{yd}$
N1	—	131	—	0.75	1.09
S1	174	195	192	1.12	1.63
K1	166	193	189	1.11	1.61
B1	176	198	182	1.13	1.65
B2	174	186	174	1.07	1.55
B3	186	197	135	1.13	1.64
B4	188	197	181	1.13	1.64
B5a	216	235	173	1.19	1.96

せん断力実験値; $E V_Y$: δ_Y 時, $E V_U$:最大値, $E V_{10Y}$: $10\delta_Y$ 時
曲げ終局時せん断力算定値; $c V_U=174\text{kN}$ (B5aのみ 197kN)
せん断耐力算定値; $c V_{yd}=120\text{kN}$

4. 考察

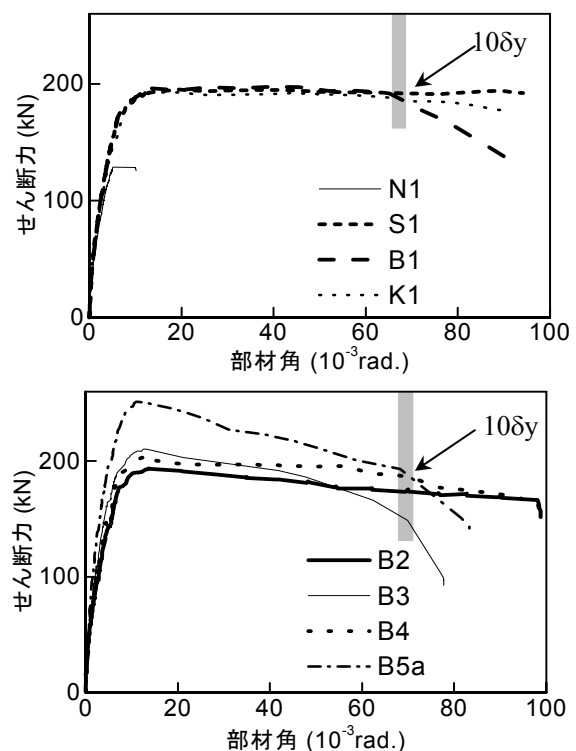
4.1 包絡線の比較

8 試験体のせん断力一部材角履歴の包絡線を図－6に示す。N1を除き、S1、K1、B1は補強方法によらず $10\delta_Y$ まで類似した曲線を示し、帯状のB1および組紐のK1が全面のS1と同程度の靱性能を有することが判った。なお、 $10\delta_Y$ 以降にB1で急激な耐力低下が見られたのは、脚部の帯がはらみ、コンクリートの圧壊が起こったことが原因と考えられる。十分な補強量を確保してたB2、および上部の巻き数を減らせたB4においても、ほぼS1やB1と遜色ない結果が得られた。一方1層巻きのB3では破壊の程度が大きくなり $8\delta_Y$ 辺りから急激な耐力低下が見られた。軸力の高いB5aでは、その影響と見られる初期剛性および最大荷重の増加が確認できる。しかし、巻き数は下部3層上部2層と補強量自体は多くないため、破壊の進展にともない他試験体よりも大きな耐力低下傾向を示した。

4.2 エネルギー吸収能力

各試験体のエネルギー吸収能力について比較検討するため、各サイクルごとに等価粘性減衰定数を求め、部材角との関係を図－7に示す。すべての試験体で降伏前は10%以下で同様の性状を示した。早期に破壊したN1を除き、S1、B1、K1はほぼ同じ性状を示した。B2では履歴曲線の形状がそれら3体と類似しており、エネルギー吸収能力でもほぼ同等の結果が得られた。包絡線の比較と併せると、十分な補強量を確保した場合の試験体では $10\delta_Y$ まではほぼ全面巻きと同等の性能を有することが確認できた。

B3、B4は履歴曲線でもループが細く、等価粘性減衰定数は他の試験体より低い値で推移した。これは、せん断ひび割れが柱中央部にまで進展し、帯鉄筋および帯による拘束効果が低減したことの原因があると推測される。一方、軸力の大きなB5aでは、軸力の影響により柱脚部のコンクリートが圧壊したものの、軸力によってせん断ひび割れの進展と拡大が抑えられ、その結果曲げ圧縮破壊型のループとなり等価粘性減衰定数が大きな値となったと推察される。



図－6 セン断力一部材角関係の包絡線の比較

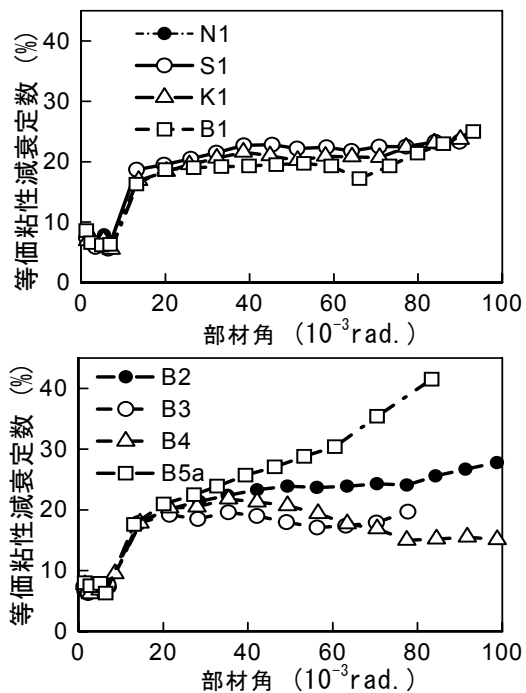


図-7 等価粘性減衰定数の推移

4.3 鉛直変位の進展状況

繰り返し水平载荷によって鉛直変位がどのように進展するのかを把握するために、各履歴ループにおける最大荷重時の鉛直変位について水平変位との関係を図-8に示す。鉛直変位は柱高さ430mmの位置に設置した変位計の計測値である。なお、図-8には無補強の試験体および帯状補強の4体を示す。なお図中には省略としたが、S1とK1はB5aとほぼ同じであり、B1はB3と同じ分布を示していた。また、図中からB2とB5aも同じ軌跡を示しているのが判る。

以上のことから、鉛直変位の進行を抑えるのに最も有効だと考えられるS1と遜色なかったのが、B2、B5a、K1の3体、少し劣るのがB4、最も鉛直変位が大きかったのが補強量を低減したB1、B3となる。B3およびB4では計測位置より上部での破壊も見られ、柱全高の鉛直変位はもう少し大きいと推定される。また、他の試験体に比べ軸力の高いB5aの鉛直変位が他試験体と同程度であったことより、橋脚等に関して軸力比0.13以内では補強により鉛直変位の抑制をできることが確認できた。

4.4 炭素繊維補強材のひずみ性状

補強試験体の加力方向と平行位置の炭素繊維材のひずみ性状について、特徴的であったものを取り上げて考察する。まず図-9にS1とほぼ同量の補強をしたB1、B2、K1の終局時における炭素繊維材のひずみの高さ方向の分布を示す。柱脚最下端部ではスタブの拘束等により幾分小さくなっているが、その上の高さ100mmの位置で最も大きくなり、それ以上では徐々に減少する傾向にある。なお、K1のひずみは大きくなっているが組紐の限界ひずみを考慮すると下部の拘束度合いは帯とほぼ同程度と考えられる。

補強を減量したB3、B4では、補強量が少ない部位でせん断ひび割れが発生することによってひずみが進展した。図-10にB3、B4のひずみが顕著に大きくなったサイクル時、およびB5aの終局時のひずみ分布を示す。全量少ないB3では $4\delta_y$ で最下部を除く帯のひずみが急増した。B5aのようにゆるやかに減じた場合は急増することはない。終局時には脚部のひずみも増進したが、破断した炭素繊維材は見られなかった。

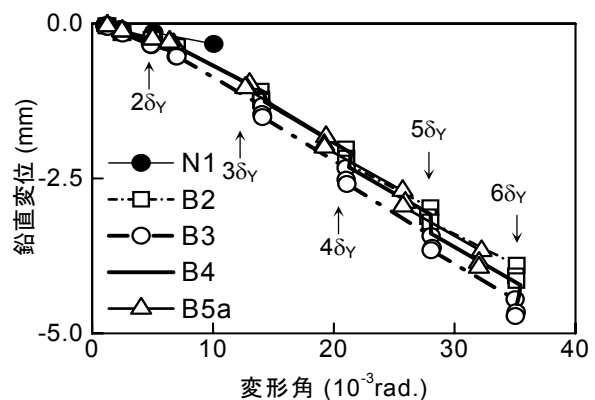


図-8 鉛直変位の進展

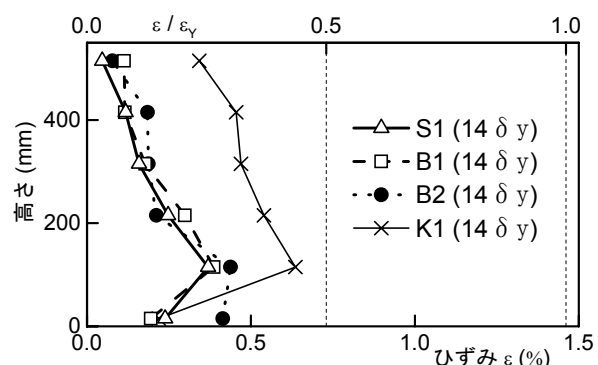


図-9 炭素繊維ひずみ (S1, B1, B2, K1)

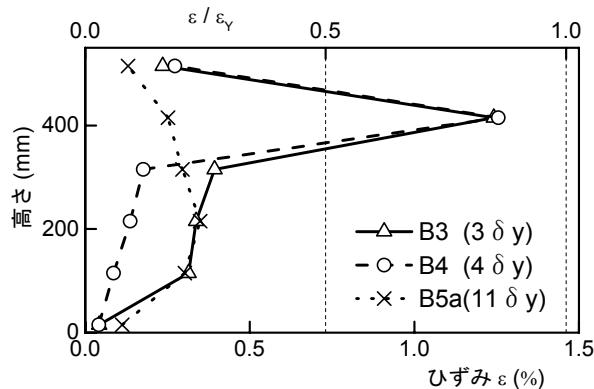


図-10 炭素繊維ひずみ (B3, B4, B5a)

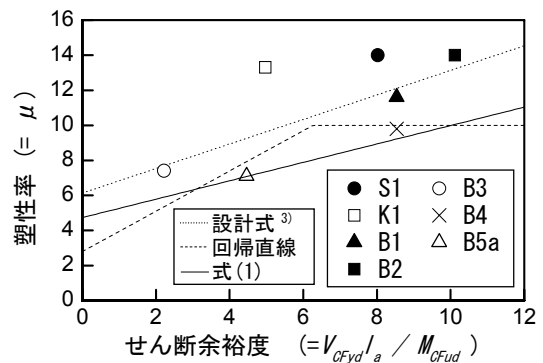


図-11 塑性率とせん断余裕度の関係

4.5 設計塑性率の評価

設計の塑性率を実験結果より求めた塑性率と比較して、設計式の適用性を検討する。ここでの塑性率とは、 δ_y 時の耐力を保持できる限界変位 δ_{Limit} を δ_y の倍数で示したもので、文献²⁾の評価式より算出した。この式は、実験から求めた部材の塑性率をせん断余裕度との関係により整理し、実験結果を安全側に包絡するように定めたもので、限界は $\mu \leq 10$ と定義してある。なお、せん断余裕度 ($V_{CFYd}l_a/M_{CFud}$) に用いる V_{CFYd} と M_{CFud} は文献²⁾により算出された補強せん断耐力と曲げ耐力である。 l_a はシアスパンである。

図-11 に各試験体の実験結果による正載荷の塑性率および設計用評価式をせん断余裕度の関係として示す。図より補強量を低減した B4 および B5a が評価式のラインを下回っているのが判る。他の試験体では評価式を満足する結果が得られたが、本研究の特徴である巻き数を低減した試験体について安全側の評価を可能とするために、下式(1)を下限式とするのが妥当と考える。

$$\mu = 4.7 + 0.53 \times V_{CFYd} \times l_a / M_{CFud} \quad (1)$$

式(1)を図中に実線で示す。なお、この提案式は実験結果から算出した回帰直線の式全体に低減の定数を掛けて求めたもので、 $\mu > 10$ の範囲も評価可能である。主に補強量を低減した試験体で塑性率の検討を行う場合に、既往の評価式では評価できない下限の把握に有効だと考えられる。しかし、式については本研究の範囲内の結果であり、今後の検討が必要である。

まとめ

以下に本研究によって得られた知見を示す。

- 補強が十分でない試験体では、炭素繊維材のひずみが局所的に増大する傾向にあるが、設計塑性率内での破断は見られなかった。
- 脚部の 1D 区間より上で補強量を低減した試験体も、靱性能やエネルギー吸収能力に関して補強効果を確認できた。
- 巻き数と補強間隔については本実験の範囲に於いて大きな相違は無かったが、付着性能も含め今後検討すべき課題である。
- 軸力が高くなると、柱脚部の圧壊が顕著に現れるものの、エネルギー吸収能も大きくなる。また、軸力比 0.13 程度であれば鉛直変位の進展は抑制可能である。
- 巻き数を低減した試験体および設計塑性率が $\mu \geq 10$ となる試験体について、塑性率を安全側に評価可能な式を提案した。

謝辞 本研究では実験に際して、広島大学耐震工学研究室八十島章助手および大学院生青木健剛氏他、学生諸君の多大な協力を得た。ここに記し謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：連続繊維補強コンクリートに関するシンポジウム論文集，1998.5
- 2) 鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，研友社，1996.7
- 3) 栢山健二ほか：帯状炭素繊維シートで補強した高架橋柱の水平抵抗性能に関する実験的研究，日本コンクリート工学年次論文集，pp.1411~1416, Vol.28, No.2, 2006.7