

付属資料 2

## 文 献 内 容

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸 向 鉄 筋 比 %	軸力 kg/cm <sup>2</sup>	鋼板厚mm 種類	柱部 金物 定着	除間mm 充填材	基礎 への 定着	加力 方法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結 論
A1	橋脚	じん性	実験	600*600(2)	5.47	1.5	15.3	1.6 5.0 (リン グ) SS400	-	-	-	-	鋼板巻き立てし た矩形断面試 験体基部を鋼 製リング拘束	・断面高さの 1/2 の範囲を膨張材を用いて側圧 15 kg/cm <sup>2</sup> でリング拘束した場合、エネルギー吸収能 力は 25%程度向上する。 ・補強試験体はせん断破壊を防止。さらに、段落と し部補強と基部じん性補強に有効。
A2	橋脚	段落とし せん断	実験	600*1200(1)	約 4	1.94	10	9 SS400	有り 真鍮PC 鋼棒	最大 163 mm コンクリート	-	3	加力荷比 0.56 真鍮PC鋼棒 曲面鋼製セグメ ント	・No. A8 参照。 ・耐力は、鋼板巻き立て、併用型ともに損傷程度に関 わらず約1.5倍に増加。 ・じん性率は、鋼板巻き立ては補強前と大差なく、併 用型は約5倍に増加。 ・耐力は、計算によってほぼ推定可。 ・じん性率は、計算で安全側に推定可。 ・保有水平耐力照査の場合、損傷を与えたもので は、鉄筋のヤング係数を低減させて計算。 ・鋼板は、横拘束鉄筋として考慮。 ・モルタルは膨張性がなくても充填材として十分機 能する。 ・ソイルセメントも充填材として十分効果がある。 ・気泡モルタルや砂はじん性率の向上に効果は小 さいが、降伏強度を下回った後の耐力低下は緩や か。 ・補強によって耐力が 1.16~1.35 倍に増加。じん性 率は 2.5 (砂)-12.4(モルタル)に増加。
A3	橋脚	じん性	実験 解析 (保有 水平耐 力)	鋼板巻き立て 600*600(2) RC併用 700 700(3) 既存は全て 600 * 600	5.4	1.6	15.3 11.5	1.6	有り	イホキシ	有り	3	柱への定着: 樹脂アンカ 基礎への定着: ジハル アンカー 根巻きRC	・No. A8 参照。 ・耐力は、鋼板巻き立て、併用型ともに損傷程度に関 わらず約1.5倍に増加。 ・じん性率は、鋼板巻き立ては補強前と大差なく、併 用型は約5倍に増加。 ・耐力は、計算によってほぼ推定可。 ・じん性率は、計算で安全側に推定可。 ・保有水平耐力照査の場合、損傷を与えたもので は、鉄筋のヤング係数を低減させて計算。 ・鋼板は、横拘束鉄筋として考慮。 ・モルタルは膨張性がなくても充填材として十分機 能する。 ・ソイルセメントも充填材として十分効果がある。 ・気泡モルタルや砂はじん性率の向上に効果は小 さいが、降伏強度を下回った後の耐力低下は緩や か。 ・補強によって耐力が 1.16~1.35 倍に増加。じん性 率は 2.5 (砂)-12.4(モルタル)に増加。
A4	橋脚	せん断 じん性	実験	400*400(4)	3.2	2.87	10	3.2	-	15 砂、ソイルセ メント、 気泡モルタ ル、高流動 無収縮モル タル	-	3	1/2縮尺模型	・大震災後の補強工法に対して、No.A71 でカパー できない断面寸法と補強鋼材比の大きい(約 2%) 部材の実験結果を用い、先の提案式の適用性を 検討した。 ・新たに断面高さの影響を考慮するようにした。 ・すなわち、鋼板巻き立てによるじん性率の増加 は、以下の要因によって決まる。 (2-t/b)、(1/h) * * 2/3 tは鋼板厚さ、bは柱断面幅、hは柱断面高さ。 ・じん性率の増加量は最大 24。 ・帯鉄筋を増やしてもじん性率は11程度に収束す る。
A5	橋脚	せん断 じん性	実験 推定式	430*430 (9) 430*730 430*280 (各1)	3.07 (8) 2.27 1.70 3.11 (各1)	ptとし て 0.88 (9) 0.59 1.18 (各1)	10	2.3(2) 3.2(7) 1.5(2) SS 400 補強鋼材 比: 1.07 ~ 2.09%	-	-	-	3	-	・大震災後の補強工法に対して、No.A71 でカパー できない断面寸法と補強鋼材比の大きい(約 2%) 部材の実験結果を用い、先の提案式の適用性を 検討した。 ・新たに断面高さの影響を考慮するようにした。 ・すなわち、鋼板巻き立てによるじん性率の増加 は、以下の要因によって決まる。 (2-t/b)、(1/h) * * 2/3 tは鋼板厚さ、bは柱断面幅、hは柱断面高さ。 ・じん性率の増加量は最大 24。 ・帯鉄筋を増やしてもじん性率は11程度に収束す る。
A6	橋脚	じん性	実験	400*400 (6)	約 2.9	2.86	有り 0.5 ~ 1.6	-	-	-	-	前半1 後半3	RC柱	・帯鉄筋を増やしてもじん性率は11程度に収束す る。

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸向鉄筋 比%	帯鉄筋比 %	軸力 kg/cm <sup>2</sup>	鋼板厚mm 種類	柱部 金物 定着	隙間mm 充填材	基礎 へ 定着	加 方 法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結 論
A7	橋脚	じん性	解説								セメント グレー ト			クラシ厚 0.5~1 in ただし、矩形断面 の橋脚補強 の場合はコンク リート。 下端は 2 in の 隙間	・円形断面の補強、矩形断面の橋脚補強。 ・鋼板は連続した帯筋と見做される。 ・矩形補強は円形や橋脚ほど有効ではない。
A8	橋脚	じん性	実験 解析	600*600 (3) RC併用: 700*700 (2) 既存は 600*600	5.4	1.6	0.1	15.3 11.5	1.6	有り	エポキシ	有り	3	1/6 縮尺 保有水平耐力 柱へ定着: 樹脂アンカー 基礎定着: ジナル、アンカー、根 巻きRC 下端すきま	・No.A.3と実験内容はほぼ同じ。 ・鋼板巻立て、RC併用ともに復旧仕様で想定される耐力、変形性能を満足。 ・鋼板下端をアンカーしたものとは定着しないものには比べ最大耐力、変形性能ともに優れている。 ・鋼板下端の基部との隙間5cmと0Iによる相違はなかった。損傷大きいものは小さいもの比べて、補強後の変形性能は小さかった。 ・鋼板巻立ての定着方式(およびRC併用式)では、耐力が約 1.4 倍に増加。鋼板巻立てではじん性は7~8、RC併用で10前後。
A9	橋脚	じん性	解析	600*600 700*700	5.4	1.6	0.1	15.3 11.5	1.6	有り	エポキシ	有り	3	柱へ定着: 樹脂アンカー 基礎定着: ジナル、アンカー、根 巻きRC 保有水平耐力	・No.A.8の解析的検討。 ・復旧仕様に基づいて計算される終局変位は、全般に小さく安全側。柱筋の抜き補正をした場合で、定着しない鋼板巻立ての場合のみ、大き目を与える。 ・M-φ 関係がトリリニアと計算方法とでは、計算終局変位量が大きく異なる。 ・コンクリート応力に土研式、修正 Kent-Park 式のどちらを用いても安全側の値を与えるが、後者の方が実験値に近い。
A10	橋脚	せん断 じん性	実験	400*400	3.2	2.87	0	10	3.2		15 砂、ソイルセ メント、気 泡モルタル、 高流動無 収縮モル タル	-	3	1/2 縮尺模型	・内容は No.A.4 と同じ。
A11	橋脚 矩形	せん断	実験	600 * 600(1) 1200 * 550(1)	-	-	-	-	1.6 SS 400	有り	無収縮モ ルタル(10、 20、30 mm)	-	-	柱へ定着: 注入時の変形 防止のための7 ンカー使用	・無収縮モルタルに関する施工性、充填性の確認実験 ・アンカーホールによる鋼板の変位抑制効果は大きい。 ・隙間間隔が5mm以下の場合は、モルタルが充填されていない。

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸向 鉄筋 比%	帯鉄 筋比 %	軸力 kg/cm <sup>2</sup>	鋼板厚mm 種類	柱部 金物 定着	隙間mm 充填材	基礎 へ 定着	加力 方法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結論
A 12	橋脚 矩形	基部強 度 じん性	実験 解析	600 * 600(1) 700 * 700(3) 既存は 600 * 600	5.4	1.6	0.11	15.3 11.5	1.6 SS 400 相当 fy 2950	有り	エポキシ	有り	3	柱へ定着: 樹脂アンカー 基部定着: ジェルアンカー 根巻きRC	・No.A 3と同じ内容.No.A 8参照。 ・耐力は鋼板巻き立て、鋼板RC併用タイプとも損傷 ランクに関わらず、補強によって1.5倍に増加。 ・主鉄筋の抜出しを考慮すると、損傷ランクによるじ ん性率の差は見られない。
A 13	橋脚 矩形	基部強 度 じん性	実験、 解析	700 * 700 (1) 既存は 600 * 600	5.4	1.6	0.11	11.5	1.6 SS 400	有り	無収縮モ ルタル	アンカー 根巻 きRC	3	柱へ定着: 樹脂アンカー 保有水平耐力 の解析	・No.A 9参照。 ・鋼板RC併用補強により耐力が1.52倍、じん性が 1.43倍に向上 ・降伏時の割線剛性は1.81倍に増加。 ・7Fハイモジュールに柱筋の抜出しを考慮した非線型回 転ハネを組み合わせた解析により、柱筋が座屈す る直前まで、交番載荷履歴挙動を比較的良好に予 測できる。
A 14	橋脚 矩形	曲げ せん断 じん性	解析	3200* 2500 (3)	約5.4	—	0.03	6	6 SS 400	—	—	有無	—	保有水平耐力 の解析	・JCI近畿支部の活動報告の一部 ・保有水平耐力と非線型動的解析による照査結果 は、予想どおり異なつた。
A 15	地下 中柱 矩形	せん断 じん性	実験 解析	400 * 400 (2) 450 * 450 (2)	約5	5.3 ~ 6.0	0.20	100	12	—	—	有り	3	変位制御変形 角 2.5、5、10、15、 30、40、50 × 10 <sup>-3</sup>	・復旧柱の耐力は、被災柱に比べて1.5~2.0倍、変 形性能は兵庫県南部地震における大開駅の上下 床版間の相対変位の推定値の10倍以上の値を 示している。 ・破壊モードの推定に現行基準類による曲げとせ ん断の耐力比を用いる場合、必ずしも安全側とはな らない。 ・復旧柱の変形性能は鋼管を圧縮材として考慮し た解析により評価できる。 ・コンファイン効果を考慮した応力-ひずみ関係のモデル としてNewRC提案式が適当である。
A 16	ラレーメ ン高架 橋	じん性	実験	800 * 800(4) 600 * 600(1)	約2 約2.8 建研式 (pt= 0.8)	2.5	0.11	38 16 ± 2 × (水平 力)	主に6mm 9mm SM 400B fy 3388 ~ 3862	—	無収縮モ ルタル 基本 15mm、 30mm	—	3	—	・No.A 50と同じ内容+1体 ・実大模型実験 ・曲げ降伏耐力はほぼ等しいが、じん性率は大きく 改善される(基礎に定着しない) ・補強後の変形性能は、損傷の有無に関係なく同 程度となる。

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸 向 筋 比 %	鉄 筋 比 %	軸力 kg/cm <sup>2</sup>	鋼板厚mm 種類	柱部 金物 定着	隙間mm 充填材	基礎 への 定着	加 方 法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結 論
A 17	橋脚		施工 事例	φ 3200 8角形 3026 2440 * 1500	約 4.3 約 4				9	有り	エポキシ 4mm	有り	-	柱へ定着: メカニカルアンカー 基礎定着: RC接合(アンカー 一筋)	
A 18	橋脚	せん断 じん性	復旧 事例												・大震災復旧、簡単な記述
A 19	ラーメン 高架	せん断 じん性	復旧 事例						6	-	モルタル	-			・大震災復旧、簡単な記述、復旧法の種類
A 20	橋脚	せん断 曲げ じん性	復旧 事例												・大震災復旧、簡単な記述
A 21	橋脚	せん断、 曲げ、 じん性	事例							有無	樹脂 モルタル	有無			・首都高における耐震補強の考え方。製作過程の詳細。
A 22	橋脚 矩形	曲げ、 じん性	設計 法							有り		有り		H型鋼を介して アンカー一筋	・No.A 53を基にした検討法の解説。 ・鋼板は、断面積と降伏強度を用いて帯筋換算。
A 23	橋脚	曲げ、 じん性	実験 解析	600 * 600	5 d 55 cm 5.5(基)	1.58	0.1	15.3	1.6 SS 400	有り	エポキシ 4 mm	有り	3	H型鋼を介しア ンカー一筋。 曲げ耐力制御 方式。	・No. A 53 とほぼ同じ。
A 24	橋脚	曲げ じん性	実験	600*600	5	1.58	0.1	15.3	1.6	有り	エポキシ 4 mm モルタル 20 mm	有り	3	耐力増加 30% 隙間 10 cm	・No.A 40と同じ。 ・充填材の種類は殆ど影響しない。 じん性率はエポキシ 7.6、モルタル 7
A 25	地下 中柱 矩形	せん断 曲げ じん性	設計 解析 施工 事例	1350*4450		3.3	0.1		12 450* 450 (3箱)	有り	新設コンク リート	有り	-	基礎への鉄筋 はメカニカルアンカー	・地下鉄中柱の再構築。崩壊した旧RC柱を拡幅し て角形鋼管補強RCとした。
A 26	橋脚	じん性	施工 事例												・阪高神戸線の震災復旧。 ・RC橋脚の補強にRC巻き立て後、鋼板巻き立て を行う併用案を採用。
A 27	橋脚 円 長形 壁式		施工 事例	長円形断面 壁式橋脚											・応急復旧 ・武庫川橋梁の長円形断面橋脚では、樹脂注入を 行い、鋼板巻き立て。 ・高架橋の壁式橋脚で、鋼板巻き立て。
A 28	橋梁	じん性	解析											武田モデル	・鋼板巻き立て部材耐力とじん性率について実験結 果と比較。 ・ただし、解析モデルの記述無し。

文献 番号	構造	補強 目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸 向 筋 比 %	帯 筋 比 %	軸力 kg/cm <sup>2</sup>	鋼板厚mm 種類	柱部 金物 定着	隙間mm 充填材	基礎 へ 定着	加 方 法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結 論
A 29	ラーメン 高架	じん性	実験	800*800 (4)	約2 建研式	0.8 (ρ) 2.48	0.11	38 16 ± 2 (水 平力)	主に6 9も SM400B	-	モルタル 基本 15	-	3		・No.A.50と同じ。別紙に補修方法の詳細が描かれ ている。
A 30	ラーメン 高架	せん断 じん性	実験												・3JR共同研究 ・鋼板巻き立ての詳細をパラメータ。 ・接合、鉛直のハックル継ぎ手
A 31	地下 中柱														・設計の考えかた。 ・中柱鋼板巻き補強設計図(大阪市) ・中柱鋼板巻き補強施工参考図(大阪市) ・三宮駅RC柱本復旧工一覽表 ・三宮停留場本復旧工(ランクI II)標準図 ・三宮停留場本復旧工(ランクIII)標準図
A 32	橋脚	じん性 (曲げ)	実験	500*500											・No.A.38の概要版
A 33	橋脚	充填性	実験	900*900							30				・土木学会関西支部。
A 34	ラーメン 高架	じん性	実験	800*800 (4)	約2 建研式	0.8 (ρ) 2.48	0.11	38 16 ± 2 (水 平力)	主に6 9も SM 400B	-	モルタル 基本 15		3		・No.A.50と同じ。 ・エネルギー吸収能力、エネルギー一定則による等 価耐力の考察。 ・鋼板巻き立てによりこれららの値が増加した。 ・補強によりエネルギー吸収能力は4~5倍、等価 耐力は2.5~3倍に増加。
A 35	橋脚	じん性	実験	600*600 (3)	約4.8 (a/H) Hは断面 高さ	2.7	0.2	33	6 fy 3320	-	モルタル 有り 30 mm モルタル 無し 6mm		3		・モルタル充填により有効高さが増加して耐力が若 干(1.1~1.3倍)増加。 ・終局変位量は約2倍、エネルギー吸収能力は2~ 3倍に増加。 ・モルタルを充填しなくても変形性能は遜色ない。 ・モルタル充填タイプで下端に隙間があると、耐力 の増加は押さえられるが、変形性能効果も低下。 ・下端に隙間を設けると耐力、変形性能が若干低 下。 ・鋼板の分割長さの影響は見られない。 ・補強によって耐力は殆ど変化なし、じん性は無 補強2.1が8.4~12.3に。
A 36	橋脚	じん性	実験	800 * 800(3)	4.0	2.5	0.1	37.5	6 fy 3140	-	モルタル 充填 30 mm		3		

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸 向 筋 比 %	鉄 筋 比 %	軸力 kg/cm <sup>2</sup>	鋼板厚 mm 種類	柱部 金物 定着	隙間mm 充填材	基礎 への 定着	加 方 法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結 論
A 37	壁式 橋脚	じん性	実験	1500*500 (4)	5.0 d 450 5.6	0.5 ( $\rho_t$ ) 0.9	0.04	6	2, 3	-	エポキシ 3mm モルタル 10mm		3	1/5縮尺模型実 験 根巻きコンクリート 有り 基部 10~20mm の隙間有り	補強したものは、じん性が8(1.6倍)以上に増 加。 ・充填材(全高補強)による相違はない ・1D区間補強(エポキシ)したものは全高補強した ものに比べてじん性が劣るが、じん性は8あ り、実務上有用。 ・1D区間補強の場合は、エポキシ充填より橋脚形 補強(コンクリート)が効果が高い。 ・施工上の制約を考慮した実験。脱落し補強と基部 じん性向上の同時補強。 ・柱との一体化は、後施工アーカー、貫通鋼棒のどち らも効果有り。 ただし、前者は終局時に抜け出した。 ・円形補強(全高鋼板巻立てと基部円形補強の併 用、および全高円形補強)は、じん性向上に効果 的。 ・全高鋼板巻立ての曲げ耐力制御式にさらに基部 円形補強を併用したものは、耐力は向上し、じん性 率は円形補強の場合と同程度。 ・基礎に定着したものは耐力が約1.1倍に増加、そ うでないものはほぼ同じ。じん性は、無補強2 が7~10に増加。 ・下端隙間が小さい方がじん性率大。 ・全般に、どの試験体も大差ないデータになってい る。 ・補強により耐力が 1.3倍、終局変位が4倍に増加 している。 (せん断破壊先行から曲げ破壊先行に変化)
A 38	橋脚	じん性 段落し	実験	500*500 (6)	4(基)				1.6	有無			5 内訳 静1動 静3 静1	柱へ定着;後施 工アカー 貫通鋼棒 ほか 基礎定着: 1体曲げ耐力制 御アカー	
A 39	地下 中柱	せん断	実験	600*600 (4)	約 2.8 (a/H)	3.6	0.08	70	6 SS 400	-	エポキシモ ルタル	-	3 回 角制 御	下端隙間 10mm、50mm 水平溶接の有 無 ボルト接合	

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸 向 筋 比 %	帯 筋 比 %	軸力 kg/cm <sup>2</sup>	鋼板厚 種類	柱 金物 定着	隙間mm 充填材	基礎 への 定着	加 方 法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結 論	
A 40	橋脚	じん性 曲げ	実験 解析	600*600 (6)	5  d 550 5.5	1.5	0.1	15.3	1.6  SS 400		エポキシ 4 mm  モルタル 20 mm	有り	3 (4体)  1 (1体)  管 変位 (1体)	H型鋼を介して アンカー筋D 13、D16 (耐力20%増を 目標)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・No.A 53 のフルペーパー。</li> <li>・鋼板巻き立てとフォーミングへのアンカー筋を併用することにより、じん性のみならず、曲げ耐力も向上させることができる。</li> <li>・隙間(5cm 10cm 15cm)の選いは最大耐力に影響を与えない。変形性能は隙間が小さい方が大きい。</li> <li>・鋼板裏の充填材は、モルタルよりもエポキシの方がじん性率は高い。最大耐力に及ぼす影響は小さい。</li> <li>・荷重の繰り返し数が少ない方が変形性能は高い。</li> <li>・補強効果の解析式を提案した。</li> </ul> <p>鋼板はアンカー筋の強度に相当するだけ軸鉄筋として機能する。</p> <p>鋼板巻き立て部は、鋼板の全断面積が帯筋として機能する。体積比で考慮。</p>	
A 41	橋脚	じん性 曲げ、 せん断 段落し	調査											補強基準の 比較	<ul style="list-style-type: none"> <li>・阪高「3号神戸線復旧設計要領」平成7年3月</li> <li>・JH「耐震設計施工要領」平成7年7月</li> <li>・道路協会「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」平成7年7月</li> <li>・首都高「既設RC橋脚の耐震性向上設計・施工要領」平成7年7月</li> <li>・鉄道総研「新設構造物の耐震設計について」平成7年10月</li> </ul>	
A 42	橋脚	じん性 曲げ	指針	-	-	-	-	-	9、 12		モルタル エポキシ	有り	-	アンカー筋	<ul style="list-style-type: none"> <li>・No.A 53の実験データが基。</li> <li>・曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法提案</li> <li>・影響要因は、鋼板厚さ、アンカー筋の径と間隔、橋脚基部の間隙、鋼板下端の拘束。</li> <li>・多くの試算結果を基に、鋼板の材質と厚さ、アンカー筋の材質、直径、ピッチ、下端拘束用形鋼の標準寸法が示されている。</li> </ul>	



文献 番号	構造	補強 目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸 向 筋 比 %	帯 筋 比 %	軸力 kg/cm <sup>2</sup>	鋼板厚mm 種類	柱部 金物 定着	隙間mm 充填材	基 礎 の 定 着	加 方 法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結 論
A 43	高架 橋脚 地下 中柱	じん性	実 施 例												<ul style="list-style-type: none"> <li>補強による復旧</li> <li>高架橋:破壊部の新設では10cm間隔に帯鉄筋を配置し、その外側を6mm鋼板で被覆。破壊に至っていないものは、6mm鋼板で被覆。</li> <li>桁式橋梁の橋脚:武川庫橋梁では厚さ30cmのRC外巻き後9mm鋼板で被覆。</li> <li>地下鉄中柱:損傷部を補修したうえで6mm鋼板で被覆。応急措置としての仮受け用H鋼を補強材として残したものが有り。</li> <li>再構築の記述別途有り。</li> </ul>
A 44	橋 脚 他		調 査											補強工法のメニュー	<ul style="list-style-type: none"> <li>No.A41と同じ</li> <li>補強工法のメニュー、事例</li> </ul>
A 45	建 築 柱	せん断 曲げ	実 験	300*300	1.17 2.5	2.25	0.18	78.6 軸力 比 0.22	3.2		エポキシ 5mm	-	3	補強範囲: 短柱は全長 長柱は2D	<ul style="list-style-type: none"> <li>大震災を踏まえて、既往の補強方法の見直し。</li> <li>損傷を受けた柱の補強</li> <li>等価せん断補強筋量の評価式 <math>p_w = 2 * t / B</math></li> </ul>
A 46	梁	フッカーの 効果	実 験 設 計 法	600*300						有り	-	-	片 振 り	ボルト固定	
A 47	-	合 成 効 果	実 験 解 析	100*100						-	セメントタ ル、液状エ ポキシ、ゴ ム状弾性エ ポキシ、ホ リマーセメント フリ	-	温 度 履 歴	温度応力	<ul style="list-style-type: none"> <li>温度応力の検討</li> </ul>
A 48	橋脚	段落し	解 析						12		エポキシ			7アパーモデル	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼板巻き立て補強済みの橋脚と未補強橋脚の地震応答解析を実施し。</li> <li>実際の被害と比較検討。</li> </ul>
A 49	橋脚 ほか	付着	実 験 線 形 FEM	コンクリートブロック					4.5	-	エポキシ 5mm	-	-	両引き試験 パラメータ: 接着幅 長さ コンクリート 強度	<ul style="list-style-type: none"> <li>鋼板剥離のメカニズムの考察。</li> </ul>
A 50	ラ ー メン 高架	じん性	実 験	800*800 (4)	約2 建研式	0.8 ( $\rho_t$ )	0.11	38 16 ± 2 (水 平力)	主に6 9も SM 400B	-	モルタル 基本15	-	3		<ul style="list-style-type: none"> <li>実大模型実験。</li> <li>6mm鋼板でじん性率が約11増加、9mm鋼板で19増加。</li> <li>一度損傷したものでも同程度の効果。</li> </ul>

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸 向 鉄 筋 比 %	帯 鉄 筋 比 %	軸力 kg/cm <sup>2</sup>	鋼板厚mm 種類	柱部 金物 定着	隙間mm 充填材	基 へ 定 着	加 方 法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結 論
A 51	橋脚	じん性 曲げ せん断 段落し	解析	φ 3000 (実橋脚)	-	-	-	-	6	-	-	有無	-	ファイバーステール、 FRP繊維	補強効果をパラメータスタディ。 保有水平耐力の調査実施。鋼板は 0.5D 以上で 曲げ抵抗するとして復旧使用によるモデル化。 動的解析実施。
A 52	橋脚	付着、定 着	実験	コンクリートブロック 200*250* 500 付着面積: 200*200 200*300 200*400	-	-	-	-	6	-	ポリマー系 グラウト 無収縮モ ルタル エポキシ	-	単 調 載荷 漸 増 載荷	-	No.A 54 とほぼ同じ論文。 ・付着長さが増加しても付着力はあまり増加しない。 ・付着長さ40cmの場合のデータを基に設計付着強度を提案。
A 53	橋脚 矩形	曲げ、じ ん性	実験 解析	600 * 600	5 d 55 cm 5.5(基)	1.58	0.1	15.3	1.6 SS 400	-	3mm エポキシ 4 mm	有り	3	H型鋼を介しア ンカー筋。 曲げ耐力制御 方式。	鋼板巻き立てとフーチングへのアンカー筋を併用。無補 強に対し耐力は約1.4倍、じん性は5.4が7.6 - 8.7に向上。 ・補強効果の解析式を提案。 ・鋼板下端の隙間が大きいとじん性は小さくなる。
A 54	橋脚	付着、定 着	実験	コンクリートブロック 200 * 250 * 500 付着面積: 200*200(4) 200*300(2) 200*400 (18)	-	-	-	-	1 SPCC 6 SS400	-	ポリマー系 グラウト 無収縮 モルタル エポキシ	-	単 調 載荷 漸 増 載荷	付着の要素 実験	実験結果から得られた値を基に必要な板の有効 幅(柱高さ方向の有効な範囲)を設計する。 ・必要鋼板幅は、以下の項目によって決まる。 上側: li - la + lst 下側: la 以上かつ lst 以上 ただし、liは現行基準で段落とされる位置から 実際の段落と位置までの長さ、laは軸方向鉄筋 の定着長、lstは鋼板の伝達付着長であり、鋼板 の種類と充填材の種類によって決まる。
A 55	橋脚	段落し じん性 曲げ せん断	実験 データ	段落とし 500*500 φ 600 中空 柱基部: 500 * 500 併用: 700 * 700	-	-	-	-	-	-	-	-	-	実験データ 記載	・段落とし: 矩形4体、中空円形4体 ・柱基部曲げ: 3体 ・柱基部曲げ(併用): 4体

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸 向 筋 比 %	帯 筋 比 %	軸力 kg/cm <sup>2</sup>	鋼板厚mm 種類	柱部 金物 定着	隙間mm 充填材	基礎 への 定着	加 方 法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結 論
A 56	橋脚 (矩形)	段落し	実験	500*500 (3)	3.7(段) d 46 cm 5.7(基)	1.31	0.05	11.5	1	—	モルタル 20mm  エポキシ 3 mm	—	加トワ比: 0.48 補強範囲: 0.5D+0.5D  加トワ比: 0.48 1.5D+0.5D 1D+0.5D	・モルタル充填(0.5 D+0.5D)が最もじん性率が大きいデータになっている。 ・その理由は、段落とし部で損傷が生じたためである。しかし、塑性ヒンジ2箇所は実際的ではない。 ・補強前に対して耐力はほぼ同じ、じん性率は1.3が、4~7に増加。	
A 57	橋脚	じん性	実験 設計法	500 * 500 (鋼板) 700 * 700 (RC併用)	約4	2.3	0.32	有り				有無		・首都高補強設計のフローチャート有り。 ・鋼板巻き立て(定着無し)は、変形性能を大幅に向上させる。現段階で定量的評価は困難としている。 ・併用案でのスタッドの使用は有効。スタッドの降伏耐力を用いて設計可能。 ・定着することにより耐力が約 1.3 倍、2 倍に増加。終局変位も増加。	・首都高補強設計のフローチャート有り。 ・鋼板巻き立て(定着無し)は、変形性能を大幅に向上させる。現段階で定量的評価は困難としている。 ・併用案でのスタッドの使用は有効。スタッドの降伏耐力を用いて設計可能。 ・定着することにより耐力が約 1.3 倍、2 倍に増加。終局変位も増加。
A 58	橋脚 ラーメン 橋脚 中間 横梁	じん性	施工 事例	1000*2000	約1			—	4.5	有り	モルタル 10mm	—	貫通PC鋼棒 (高さ方向に2 箇所)	・耐震補強の一環として工事を実施。	
A 59	橋脚 円形 中空 円形 中実	段落し せん断 じん性	施工 事例	中空断面: 外φ 2500 内φ 1500 中実断面: φ 4000	(5.5)	—	—	—	6mm	有り	エポキシ		柱への固定に 皿ボルト使用。 1本/1m	・No.A 61, No.A 65 参照。 ・土研、首都高、阪高の共同研究が基本 ・鋼板補強後の段落とし部の曲げ耐力をせん断耐力の1.2 倍以上にする。曲げひびわれを発生させないため。 ・鋼板補強後の段落とし部のせん断耐力を作用せん断力より大きくする。曲げひびわれがせん断ひびわれに発展しないため。鋼板を帯筋換算。 ・計算上は4.5 mmで良いが、施工性を考慮して6mmを使用。 ・補強範囲は、(1 D+0.5D)とした。ただし、同一橋脚で複数箇所あるときは、縦線上、連続して巻き立てた。	・No.A 61, No.A 65 参照。 ・土研、首都高、阪高の共同研究が基本 ・鋼板補強後の段落とし部の曲げ耐力をせん断耐力の1.2 倍以上にする。曲げひびわれを発生させないため。 ・鋼板補強後の段落とし部のせん断耐力を作用せん断力より大きくする。曲げひびわれがせん断ひびわれに発展しないため。鋼板を帯筋換算。 ・計算上は4.5 mmで良いが、施工性を考慮して6mmを使用。 ・補強範囲は、(1 D+0.5D)とした。ただし、同一橋脚で複数箇所あるときは、縦線上、連続して巻き立てた。

文献 番号	構造	補強 目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸 向 筋 比 %	帯 筋 比 %	軸力 kgf/cm <sup>2</sup>	鋼板厚 mm 種類	柱部 金物 定着	隙間mm 充填材	基礎 への 定着	加 方 法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結 論
A 60	橋脚 壁式	段落し	実験 解析	1600*400 (2)	4.5(段) d 36 cm 5.0(段) 7.2(基)	0.76	0.08	10	1	-	モルタル 20mm	-	10	カトオフ比: 0.53 補強範囲: 1D+0.5D 1D+1D	鋼板を軸鉄筋換算し、段落とし部での降伏モーメントと作用モーメントの比Ft/Fbおよび基部でのFt/Fbをそれぞれ求め、S=Ft/Fbを指標として判定。 S<1.1の時は、さらにFtの値で判定。 鋼板にせん断補強機能があるため、更に要検討。 補強により耐力は約1.1倍に増加。じん性は、5.3が8.4に増加。 No.A 59, No.A 65 参照。 円形中空断面の場合、1.5Dを鋼板補強(エポキシ注入)したものは、補強しないものに比べ、耐力は約1.3倍増加。じん性は約2が4程度に増加。 正方形断面は、一部、No.A 56と同じ。 壁式橋脚は、No.A 60と同じ。
A 61	橋脚 中空 円形 正方形 壁式	段落し	実験	φ 300 (中空) 500*500 1600*400		3.61 1.31 0.76	0.28 0.05 0.08	有り		-	モルタル エポキシ	-	10	補強範囲: 1D, 1.5D	
A 62	橋脚 壁式	段落し	実験	1600*400	4.5	0.76	0.08	10	1	-	モルタル 20mm	-	10	カトオフ比: 0.54 補強範囲: 1D+0.5D 1D+1D	No.A 60と同じ実験
A 63	橋脚	じん性													No.A 68のノモグラム
A 64	橋脚	段落し	実験	250*250 (6)	約2 (段) 4 (基)	2.54 1.67	0.120. 25 0.0	0		有無	-	-	3	補強範囲: 1/3d+2/3d 2/3d+4/3d アンカーボルトの有無と本数をパラメータ	鋼板と等量の帯筋量の算定方法が示されている。 V <sub>sp</sub> =2*t <sub>u</sub> *f <sub>py</sub> 1d区間の鋼板補強は等量帯筋の場合と同程度の効果となる。2d区間に配置すると補強効果を上げることができる。 鋼板補強すると、降伏耐力、降伏変位ともに上がるので、補強効果の判定はじん性よりも終局までの吸収エネルギーで評価するのが良い。 じん性は、約3が4~5に増加。

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸 向 筋 比 %	帯 筋 比 %	軸力 kg/cm <sup>2</sup>	鋼板厚mm 種類	柱部 金物 定着	隙間mm 充填材	基礎 への 定着	加 方 法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結 論
A 65	橋脚 矩形 円形 中実	段落し	実験 解析 試験 施工	500*500(3)  φ 600(3)	3.7(段) 5.6(基)  2.8(段) 4.6(基)	1.31	0.05	11.5  21.3	1  1	-  -	モルタル 20 mm Iボキシ 3 mm  Iボキシ 3 mm 充填無し	-  -	10  10	カト7比0.5 補強範囲: 0.5D+0.5D 1D+0.5D  カト7比0.5 0.5D+0.5D 1D+0.5D	<ul style="list-style-type: none"> <li>・No.A 61, No.A 59 参照。</li> <li>・土研、首都高、阪高の共研が基。</li> <li>・1Dの補強で、矩形断面では基部破壊。円形断面では、巻立て直上で破壊。中空のため内側コンクリートが剥離するためか。</li> <li>・1.5Dの補強では、矩形、円形ともに基部破壊。ただし、樹脂注入しなかったものは、段落とし部破壊。</li> <li>・どの補強試験体も、未補強に比べ、耐力が30%増加。じん性率は4~5。</li> <li>・以下を考慮して補強判定式を定めた。 照査断面の降伏強度に対する安全率。 照査断面の平均せん断応力度。 照査断面の降伏強度に対する安全率と、橋脚基部の降伏強度に対する安全率との比率。</li> <li>・施工性試験が行われた。アンカーボルト間隔は、鋼板のたわみを3mm以下に押さえるために、Iボキシでは50 cm平方に1箇所、モルタル充填の場合は、さらに支保工が必要。</li> <li>・実工事では、施工性、美観等を考慮してIボキシ充填とした。</li> </ul>
A 66	橋脚	段落し	設計 施工 例											RCのじん性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・No.A 65の概要版。</li> </ul>
A 67	橋脚	段落し じん性	実験	250*250 (6)	約2 (段) 4 (基)	0.80 0.49 1.09 1.51  P <sub>1</sub> ?	0.32	0	1.2, 2.5			-	3	鋼板抵抗のメカニズム  補強範囲: 加力面のみ 側面のみ 全周 ボルト固定: 27本/1面	<ul style="list-style-type: none"> <li>・加力面の鋼板は段落とし部耐力向上、側面の鋼板はせん断ひびわれ制御効果。</li> <li>・加力面の鋼板は主鉄筋に、側面鋼板はアンカーボルトを節点とするトラスで評価可能。</li> <li>・じん性率は2~3が6~12に増加。</li> </ul>
A 68	橋脚	じん性													<ul style="list-style-type: none"> <li>・鉄道施設設計標準におけるじん性評価式の基になった文献。</li> </ul>
A 69	橋脚	曲げ せん断	指針	-	-	-	-	-	-	有り	モルタル	有り	-	柱にジベル 基礎にアンカー鉄筋	<ul style="list-style-type: none"> <li>・指針</li> <li>・鋼材種別、溶接方法、モルタル配合、鉄筋溶接方法、アンカー設計法、ジベル部補強版。</li> </ul>

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸向 筋比 %	帯 筋比 %	軸力 kgf/cm <sup>2</sup>	鋼板厚 mm 種類	柱部 金物 定着	隙間mm 充填材	基礎 へ 定着	加 方 法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結 論
A 70	橋脚	じん性 段落とし	実験 計算式												・No.A 71 とほぼ同じ内容。
A 71	橋脚 矩形	じん性	実験 計算式	300*300 (3) 600*300 (3) 900*300 (4) 1200*300 (1)	2.5, 4.2	1.4 0.8 1.1	無し	5	1.6 0.6, 1.2	有り	無し	-	10	柱躯体にアンカーボルト (一部で貫通ボルト)	・下端破壊型のじん性率の影響要因:鋼板の厚さ、貫通ボルトの断面積とピッチ、躯体の幅。 ・じん性率の増加量は最大1.2まで有り。
		段落し		300*300 (3) 600*300 (4) 900*300 (5) 1200*300 (1)	1.9, 3.5,	0.5, 0.8	無し 0.2	5	1.6 0.6					アンカーボルトの有 無、一部貫通ボ ルト、グリッド塗布の 有無 加トマ7比 0.87、 0.67 補強範囲: 1.6d+1.5d 2.4d+1.5d	・途中定着部のじん性率の影響要因: 鋼板を帯筋換算して得られる負担せん断力、帯 筋の負担するせん断力、曲げ降伏耐力。 ・じん性率は最大20まで有り。
A 72	橋脚 矩形	曲げ せん断	実験 解析	600*600(1) 600*600(1) d 560	4.4 1.9	1.2	0.12	0	2.3 曲げ 1.6 せん断	有り	-	有り	降 伏 変 の 1/10 ずつ 漸 増	柱にシムル固定 (曲げ、せん断と もに) 曲げ試験体は、 基礎にアンカー ボルト定着	・原典は、土研資料 2305 号 1986 年 ・損傷後に補強。 ・曲げ試験体は、高さ 40 cm 付近リブ範囲内で破 壊。 荷重一変位関係は、鋼板剥離を考慮し座屈抵抗 抗を無視したもの、あるいは側面鋼板だけ考慮 したものに近い。 耐力は約1.7 倍に、じん性率は約5が約7に増 加。 ・せん断試験体は、補強前はせん断破壊したが、 補 強後は曲げ破壊に近しいものとなった。ただし、鋼 板が剥離し帯筋が破断するとせん断破壊に移 行。 耐力は約1.15 倍に、じん性率は1が約6に増 加。
A 73	中間 梁	せん断	施工								10 モルタル			施工法	・RC橋脚の耐震評価と補強例
A 74	橋脚 ラーメン 高架	せん断	実験 調査												・文献の引用。 ・効果の回帰式

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 B * D mm (試験体数)	せん断 スパン比 a/d	軸 向 鉄 筋 比 %	方 向 鉄 筋 比 %	帯 鉄 筋 比 %	軸力 kg/cm <sup>2</sup>	鋼板厚mm 種類	柱部 金物 定着	隙間mm 充填材	基礎 へ 定着	加 方 法 (繰返 し数)	その他の 特記事項	結 論
A 75	橋脚	じん性													RCじん性	・RCじん性評価法
A 76	橋脚	段落し													RC段落し	・段落し部のじん性評価法
A 77	橋脚 矩形	段落し	実験	600*600(1) 600*600(1) 400*600(1)	1.45 1.45 1.5	0.5 0.5 2.3	0.5 0.5 2.3	0, 0.281, 04	10	鉄筋換算 量	-	ペース 接着	-	10	かたオフ比 0.5	・損傷後の補強である。 ・四隅ボルト締め効果少。じん性率約3。 ・十分な横方向帯鋼板があるとき軸方向帯鋼板は軸方向鉄筋としての効果が有り、耐力計算値と一致する。 ・じん性率は、3~4位か。 ・段落し部の設計法
A 78	橋脚	段落し													RC段落し	・段落し部の設計法

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 BxD mm (試験体数)	せん断スパン比a/d	軸方向鉄筋比 %	帯鉄筋比 %	軸力 kgf/cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力方法 (繰返し回数)	繊維の種類	繊維の強度と弾性係数 $\times 10^6$ kgf/cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率または層数)	補強範囲	その他の特記事項	結論
B1	高架橋柱	せん断	実験 解析	600 x 600	2.25	5.29	0.07	20 (引張)	正負交番	CFシート	34600-44000 [2.5-2.6]	目付量: 100-200 g/m <sup>2</sup>	全高	2次元FEM解析	・少補強(pcf<0.037%):低補強効果 ・実用補強範囲(0.037<pcf<0.111%):引張せん断破壊で全高の80%有効
B2	高架橋柱	じん性	実験	700 x 700	4.6	2.59	0.12	40	正負交番各3サイクル	CFシートとストランド	39000-44000 [2.5-2.6]	3-8層, 目付量: 200 g/m <sup>2</sup>	基部2D区間	ストランド補強はシート5層相当	・3-5層補強はシート破断, 8層補強及びストランド補強は隅部コンクリート圧壊 ・じん性補強評価式提案
B3	橋脚	じん性	実験	700 x 700	3	1.94(矩形断面) 1.18(円形断面)	0.075	23(矩形断面) 17(円形断面)	各3サイクル	CFシート	35000 [?]	一般部1層 基部2or4層	全高	基部耐力補強組合せ	・円形断面柱のじん性能良好 ・矩形断面柱のじん性と耐力組合せ補強効果確認
B4	地下鉄中柱	じん性	実験	600 x 600, 300 x 600, 300 x 900	2.5, 3.0, 3.5	3.53, 3.15, 3.15	0.07-0.08	67-79	正負交番各3サイクル	CFシート	35000 [?]	3-8層, 目付量: 200 g/m <sup>2</sup>	全高	付着剥離破壊	・せん断破壊防止効果 ・補強保有部材角評価式提案
B5	地下鉄中柱	じん性	実験	300 x 600	3.0	3.44	0.13	98	正負交番各3サイクル	CFシート	?	3-8層, 目付量: 200 g/m <sup>2</sup>	全高	炭素繊維と鋼板併用	炭素繊維単独巻付けより効果的
B6	高架橋柱	じん性	実験	400 x 400, 800 x 800	2.75, 3.125	2.87, 2.48	0, 0.30	10-40	正負交番各3サイクル	GFRP吹付	820 [51000]	t=4-12mm	2.125D, 2.5D区間	スチールクロスベースのSCRPTとも比較	GFRPはせん断補強に十分有効だが, じん性補強にはSCRPT補強がよい



文献番号	構造	補強目的	手法	断面 諸元 BxD mm (試験 体数)	せん断 スパン 比a/d	軸方向 鉄筋比 %	帯 鉄筋比 %	軸力 kgf /cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力 方法 (繰返し 回数)	繊維の 種類	繊維の 強度と 弾性係 数x10 <sup>6</sup> ] kgf /cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率 または 層数)	補強 範囲	その他の 特記事項	結論
B7	はり	貼付補強 全般	実験 解析	100 x 100	-	-	-	-	純引張	CFシー ト	25600 [2.41]	1層	-	付着試験とFEM 解析	シート接着界面の付着応力は一定領域に分 布し、有効付着長さは25mm、最大付着 応力は4.6MPaである。
B8	はり (矩形)	せん断	実験	アラミ ド： 150 x 300 (3体) 150 x 300 (1体) 300 x 300 (6体) 600 x 300 (1体) 450 x 450 (1体) 550 x 550 (2体) 炭素： 300 x 300 (2体) 150 x 300 (1体)	2.94 3.00 3.00 3.00 3.01 2.96 2.94	引張補 強筋比： 1.02 2.19 2.19 2.19 2.24 2.05 1.09 1.02	0	0	単調	アラミ ド繊維 シート 炭素繊 維シー ト	27600 [0.74] 43600 [2.49]	0.0293 ～ 0.192 0.037 ～0.074 (せん断 補強筋 比)	全せん 断スバ ン		・土木学会の連続繊維補強棒材用の式では、 シートの結果を適度に安全側に推定 ・シート破断強度の0.4倍を有効強度とし たトラス理論式で、推定可能 ・補強効果は、補強量が同じ場合アラムイト も炭素も同じ

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 BxD mm (試験 体数)	せん断 スパン 比a/d	軸方向 鉄筋比 %	帯 鉄筋比 %	軸力 kgf /cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力 方法 (繰返し 回数)	繊維の 種類	繊維の 強度と 弾性係 数 $\times 10^6$ kgf /cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率 または 層数)	補強 範囲	その他の 特記事項	結論
B9	柱 (矩形)	せん断	実験	アラミ ド: 300 x 300 (6体) 炭素: 300 x 300 (1体)	2.16 (逆対称 曲げ モーメ ント)	0.89	0.13~ 0.30 0.13	38.7	各サイ クル1回 +部材角 1/300 で3回	アラミ ド繊維 テープ 炭素織 維テー プ	21800 [1.32] 23700 [0.90] 23400 [1.19] 41500 [2.57]	0.097~ 0.194 0.039 (せん断 補強筋 比)	全高	破壊時にテープ は未破断	・せん断耐力時のテープのひずみを0.6% と提案 ・耐力時のひずみに対応する応力を用い、 RC式でせん断耐力を推定 ・損傷後にテープを巻いても、補強効果が ある。
B10	橋脚 (矩形)	せん断 じん性	実験	600 x 600 (4体)	4	2.4	0.026	15	各サイ クル3回	炭素織 維シー ト アラミ ド繊維 シート	28000 [2.51] 37200 [2.40] 23000 [1.17] 25500 [1.09]	0.0111~ 0.0557 0.0115~ 0.0920 (せん断 補強筋 比)	全高 隅角部で R=50mm(炭素) R=10mm(アラ ミド)	・曲げ降伏後のRC部の負担せん断力の低 下を考慮に入れ、必要シート補強量を決定 ・RC部の負担せん断力の低下は、アラミ ドの方が大きい ・じん性改善効果は破断ひずみの大きいア ラミドの方が大きい	
B11	橋脚 (矩形)	段落とし 部	実験	アラミ ド: 400 x 400 炭素: 400 x 400	4.17	1.9	0.2	12.5	各サイ クル5回	アラミ ド繊維 テープ 炭素織 維テー プ	29000 [1.11] 50000 [2.35]	0.16~ 0.17	ほぼ全 高		・じん性が向上 ・炭素繊維テープはコーナー部で破断 (隅角部の処理は同じ)

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 BxD mm (試験体数)	せん断スパン比a/d	軸方向鉄筋比 %	帯鉄筋比 %	軸力 kgf/cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力方法 (繰返し回数)	繊維の種類	繊維の強度と弾性係数 [10 <sup>6</sup> kgf/cm <sup>2</sup> ]	補強量 (容積率または層数)	補強範囲	その他の特記事項	結論
B12	柱 (矩形)	拘束効果	実験	φ300 (4体) 300 x 300 (3体) 250 x 500 (3体)	-	0	0	-	単調	アラミ ド繊維 テープ	29000 [1.11]	0.22~ 0.44	全高	試験体高さも変数	・円柱の方が耐力の増加が大きい ・円柱の方が終局変位の増加が大きい ・円柱の場合、補強量が多いほど、終局変位が大きい ・拘束効果は、1:1断面の方が1:2断面より大きい
B13	柱 (矩形)	せん断じん性 段落とし部	実験	300* 300 (1体)	4.73	2.97	0.075	10.0	各3サイクル	記載なし	記載なし	記載なし	全高	繊維は45度方向	・段落とし部のせん断破壊から基部の曲げ破壊に変わる
B14	はり	曲げ	実験	200 x 250	2.8	記載なし	記載なし	0.0	単調	炭素繊維シート	35496 [2.35]	記載なし	底面全体	・主鉄筋降伏前の変形とシートのひびくみは従来のより理論通り	
B15	はり	曲げ	実験	150 x 150	2.8	1.12	記載なし	0.0		炭素繊維シート	35500 [2.35]	記載なし	底面全体	・補強時におけるひび割れの有無の影響は少ない ・破壊形式はシートの定着方式と厚さの影響を受ける ・道路橋橋脚のじん性補強を意図したコンクリートの応力ひびくみ関係	
B16	橋脚	じん性	解析												
B17	はり	せん断	実験	150 x 240	2.0	1.38	0.422	0.0	単調	炭素繊維シート	25600 [4.42] 37500 [2.50]	1層 2層	せん断スパン部	・B32に同じ	
B18	橋脚	せん断	実験	200 x 150	1.76	1.98	0.422	0.0	単調	炭素繊維シート	35700 [2.04]	1層	底面全体 せん断スパン	・補強時のせん断ひび割れの有無 ・シートの接着箇所	

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 BxD mm (試験 体数)	せん断 スパン 比a/d	軸方向 鉄筋比 %	帯 鉄筋比 %	軸力 kgf /cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力 方法 (繰返し 回数)	繊維の 種類	繊維の 強度と 弾性係 数 $\times 10^6$ kgf /cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率 または 層数)	補強 範囲	その他の 特記事項	結論
B19	cylinder	拘束効果	実験	$\phi 100$	なし	なし	なし	圧壊まで	単調	炭素繊維シート	29651 [4.49] 39454 [2.35]	1層	全体		・コンクリートの終局軸ひずみと圧縮応力はシート補強量に比例 ・コンクリートの終局軸ひずみと圧縮応力から見て、高強度繊維が有効
B20	橋脚	曲げ じん性	実験 解析	400 x 600	記載なし	1.08	0.053	0.0	正負交番	炭素繊維シート	28000 [2.56]	1層 2層 4層	基部から1.5D/ 全体	あと施工アンカー	・1/3スケール実験
B21	壁式橋脚	じん性	実験	500 x 2500	4.0	0.85	0.02	10	正負交番各3サイクル	アラミドロッド	?	$\phi 6 @ 50$ 0(水平) $@ 250$ ( 水平)	全高と 1D区間	アラミドロッドの中間拘束筋への適用	根巻きコンクリート及び鋼板と併用することにより補強効果確認( $\mu=12$ )
B22	橋脚	じん性	実験	300 x 450	5.0	2.38 1.76	0.056 0.028	6.0	各1サイクル	炭素繊維シート	43044 [2.48]	1層 2層	全体		・B29に同じ
B23	橋脚	じん性	実験	500 x 500	4	記載なし	記載なし	0.0	各3サイクル	炭素繊維シート	35000 [?]	2層	基部から1500 まで		・完全な円形でなくとも基部拘束による変形性能の向上を確認
B24	橋脚	じん性	実験	300 x 300	3.3	0.95	0.234	0.0	各3サイクル	炭素繊維シート	35485 [2.35]	1層	全体		・シートの末端固定方法(定着鋼板とアンカーボルトの有無)
B25	橋脚	曲げ	実験	400 x 450	6.17	1.32	0.357	0.0	単調	炭素繊維シート	30000 [3.80]	記載なし	全体/ 一部		・シートの根巻きコンクリート定着の有無 ・ひび割れコンクリートでも補強効果を確認
B26	はり	せん断	実験 解析	200 x 300	2.69	3.31	0.6	0.0	単調	炭素繊維シート	35496 [2.35]	記載なし	側面の み/側 面底面		・B39に同じ

文献番号	構造	補強目的	手法	断面 諸元 BxD mm (試験 体数)	せん断 スパン 比a/d	軸方向 鉄筋比 %	帯 鉄筋比 %	軸力 kgf /cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力 方法 (繰返し 回数)	繊維の 種類	繊維の 強度と [弾性係 数x10 <sup>6</sup> ] kgf /cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率 または 層数)	補強 範囲	その他の 特記事項	結論
B27	橋脚 (矩形)	せん断 じん性 段落とし 部	実験	400 x 400 (3体) 660 x 330 (4体) 240 x 480 (2体)	2.43 3.02 1.99	4.0 3.3 4.2	0.0	0.0	単調	アラミ ド繊維 テープ	29000 [1.11]	0.11~ 0.30%	ほぼ全 高	補強量と同じと し、テープの間 隔を変えている	<ul style="list-style-type: none"> <li>せん断破壊を曲げ破壊に</li> <li>補強量が多いとじん性も向上</li> <li>補強量が同じでも間隔が狭い方が効果的</li> </ul>
B28	橋脚 (矩形)	じん性 段落とし 部	実験	400 x 400 (1体)	4.17	1.9	0.2	12.5	各5サイ クル	アラミ ド繊維 テープ/ 炭素織 維テー プ	29000 [1.11] 50000 [2.35]	0.16~ 0.17%	ほぼ全 高		<ul style="list-style-type: none"> <li>じん性が向上</li> <li>炭素繊維テープはコーナー部で破断 (隅角部の処理はアラミドと同じ)</li> </ul>
B29	橋脚	じん性	実験	450 x 300 900 x 300	5.0	2.38 1.76	0.056 0.028	6.0	正負交 番 準動的	炭素織 維シー ト	43044 [2.51] [2.48]	1層 2層	全体		<ul style="list-style-type: none"> <li>補強量面積比で0.1%で、既存橋脚のじ ん性率を7以上確保</li> <li>長短比3.0の幅広断面にも適用可能</li> </ul>
B30	橋脚	せん断 曲げ	実験	600 x 600	4.0	2.4	0.026	0.0	各3サイ クル	炭素織 維シー ト	27989 [2.51] 37189 [2.40]	1層 2層	全体	200mm重ね継手 鋼板+アンカー	<ul style="list-style-type: none"> <li>1/2スケール模型実験</li> <li>橋脚基部でのシートの保護の必要性</li> <li>交番応力が作用した際のシートの強度低下の有無</li> </ul>
B31	橋脚	じん性	実験	φ500 φ200 500 x 500 200 x 200	なし	なし	なし	圧壊ま で	単調	炭素織 維シー ト	43115 [2.48]	1層 2層	全周面 周方向	100または 200mm重ね継手	<ul style="list-style-type: none"> <li>実験を想定した補強量ではコンクリート 最大圧縮応力の増加は望めないが、最大応 力到達後の強度低下が緩やかになる</li> </ul>

文献番号	構造	補強目的	手法	断面 諸元 BxD mm (試験 体数)	せん断 スパン 比a/d	軸方向 鉄筋比 %	帯 鉄筋比 %	軸力 kgf /cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力 方法 (繰返し 回数)	繊維の 種類	繊維の 強度と 弾性係 数×10 <sup>5</sup> kgf /cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率 または 層数)	補強 範囲	その他の 特記事項	結論
B32	はり	せん断	実験	150 x 240 (各1体)	2.0	1.38	0.422	0.0	単調	炭素織 維シー ト	25600 [4.42] 37500 [2.50]	1層 2層	せん断 スパン 部		・帯鉄筋が降伏する程度の損傷を受けたはりにシートを巻き付けると、その補強効果は健全な部材に補強した場合と同等
B33	橋脚		実験	300 x 300 (各1体)	2.33	2.25	0.18	8.56 [0.22]	正負交 番	炭素織 維シー ト	38670 [2.40]	1層 3層	全側面 周方向	ひび割れ損傷後 に巻き立	・帯鉄筋量の少ない長柱、短柱にかかりの損傷を与えた後でも、シート巻き立てにより最大耐力の回復とじん性の向上を確認
B34	橋脚 (矩形)	せん断 じん性 段落とし 部	実験	400 x 400 (各1体) 660 x 330 (各1体) 240 x 480 (各1体)	2.43 3.02 1.99	1.90 1.86 1.98	0.2	12.5	各載荷 速度1回	アラミ ド繊維 テープ/ 炭素織 維テー プ	29000 [1.11] 50000 [2.35]	0.16~ 0.17%	全高	重錘による衝撃 載荷	・衝撃荷重下でも補強効果あり
B35	床はり	せん断	実験	300 x 300 (各1体)	2.33	2.25	0.18	8.56 [0.22]	単調	炭素織 維シー ト	38670	1層 3層	全側面 周方向	定着なし 側面ヘアアンカ 閉鎖型アンカ	・補強されたはりにはトラス作用とアーチ作用により耐荷機構を形成
B36	橋脚 (矩形)	せん断 じん性 段落とし 部	実験	400 x 400 (各3体) 660 x 330 (各4体) 240 x 480 (各2体)	2.43 3.02 1.99	4.0 3.3 4.2	0.0	0.0	単調	アラミ ド繊維 テープ	29000 [1.11]	0.11~ 0.30%	ほぼ全 高	補強量と同じと し、テープの間 隔を変えている	・せん断破壊を曲げ破壊に ・補強量が多いとじん性も向上 ・補強量が同じでも間隔が狭い方が効果的 ・せん断耐力増加の推定式を提示

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 BxD mm (試験体数)	せん断スパン比a/d	軸方向鉄筋比 %	帯鉄筋比 %	軸力 kgf/cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力方法 (繰返し回数)	繊維の種類	繊維の強度と弾性係数 [弾性係数×10 <sup>6</sup> ] kgf/cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率または層数)	補強範囲	その他の特記事項	結論
B37	橋脚 (矩形)	じん性 段落とし 部	実験	400 x 400 (アラミ ド、炭 素各1体 )	4.17	1.9	0.2	12.5	各サイ クル5回	アラミ ド繊維 テープ/ 炭素繊維 テープ	29000 [1.11] 50000 [2.35]	0.16~ 0.17%	ほぼ全 高		・じん性が向上 ・炭素繊維シートはコーナー部で破断 (隅角部の処理はアラミドと同じ)
B38	橋脚	せん断	実験	300 x 300	3.67	2.64	0.13 0.30	[0.10 0.20]	各1サイ クル	炭素繊維 シート	35000 29000 [2.35] [6.50]	記載なし	全側面 周方向		・シートの破断強度と帯鉄筋の降伏強度の 比で換算することにより補強後の性能評価 が可能 ・シートとの弾性係数と帯鉄筋のそれとの比 も補強効果に関与
B39	はり	せん断	実験	200 x 300	2.69	3.31	0.6	0.0	単調	炭素繊維 シート	35496 [2.35]	記載なし	側面の み/ 側面底 面		・補強したはりの耐力はコンクリートが分 担するせん断力と斜めひび割れ域でシート が帯鉄筋と共に分担するせん断力の和とし て与えられる。
B40	はり	曲げ	実験	200 x 400	2.14	2.21	0.238	0.0	単調	炭素繊維 シート/吹 き付け	9180	記載なし	全側面 周方向		・機械的接合、吹き付けおよび巻き付け各 施工方式での挙動
B41	橋脚	せん断 曲げ じん性	実験	350 x 350	2.57	0.65	0.18	[0.3]	正負交 番	炭素繊維 シート	25000 [2.40]	2層	全側面 周方向/ ウエア のみ		・連続巻き立てでなければ効果が得られな い
B42	はり	せん断 曲げ	実験	150 x 240	1.5	1.65	0.3 0.8	0.0	単調	炭素繊維 シート	39500 [2.30]	1層 2層 3層	せん断 スパン 領域/ はり側 面全域		・B33に同じ

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 BxD mm (試験体数)	せん断スパン比a/d	軸方向鉄筋比 %	帯鉄筋比 %	軸力 kgf/cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力方法 (繰返し回数)	繊維の種類	繊維の強度と弾性係数 $\times 10^6$ kgf/cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率または層数)	補強範囲	その他の特記事項	結論	
B43	はり	曲げ	実験	300 x 400	3.57	0.362	0.473	0.0	単調	炭素繊維シート	46300 [2.35]	1層	底面全体		・実験変数：母材の下地処理方法、接着不具合、プライマ種類	
B44	橋脚	じん性	解析(設計)	φ3000	2.33	1.7	0.25	0.0		記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	基部から300で段落し	・S99道示対応構間に補強した例題に対する地震時保有耐力の照査と非線形動的解析	
B45	橋脚	じん性	実験	400 x 300	3.33	2.38	0.178	0.0	各1サイクル	炭素繊維シート	記載なし	記載なし	記載なし		・補強材：ポリマーモルタル、無収縮モルタル	
B46	はり	せん断曲げ	実験	150 x 240	1.5	1.65 (3 x D16)	0.3 (D6@150) 0.8 (D6@50)	0.0	単調	炭素繊維シート	39500 [2.30]	1層 2層 3層	せん断スパン領域/はり側面全域			
B47	はり	曲げ	実験	400 x 250	3.0	0.38 (3 x D13)	0.0	0.0	単調	炭素繊維シート	2700 (kg/本)	5層	はり底面全域		・炭素繊維の設置方法(ボンド構造：付着の利いた範囲, アンボンド構造：付着の劣化や想定以上の荷重条件)	
B48	柱(矩形)	軸方向力	実験	200 x 200 (8体)	-	4.02	0.0	0.0	各載荷速度2回	アラミド繊維テープ	26493 [1.2]	0.41~0.68%	全高	衝撃による衝撃載荷	・衝撃荷重下でも補強効果あり	
B49	橋脚	せん断曲げ	実験	曲げ： 150 x 150 せん断： 400 x 400	2.8 2.0	0~1.13 2.0(ゲピンデ)	0.71 0~1.13	0.0	静的単調載荷	軸方向、横方向ともUDアブリブレグ		曲げ：軸方向1層 せん断：横方向0~1層		補強効果の検討と設計法提案	・CFシートの材料諸特性や耐久性を含む過去の一連の実験研究の整理と補強設計法の概説	



文献番号	構造	補強目的	手法	断面 諸元 BxD mm (試験 体数)	せん断 スパン 比a/d	軸方向 鉄筋比 %	帯 鉄筋比 %	軸力 kgf /cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力 方法 (繰返し 回数)	繊維の 種類	繊維の 強度と 弾性係 数×10 <sup>6</sup> kgf /cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率 または 層数)	補強 範囲	その他の 特記事項	結論	
B50	柱	じん性	実験	400 x 400	1.5	1.08	0~0.14	33.4	静的繰 返し載 荷(各変 位2サイ クル)	ストラ ンド		0~ 0.18%			・終局部材角をせん断余裕度の関数として 表す実用評価式を提案	
B51	はり	曲げ	解析	100 x 100					純引張 載荷に よる付 着試験	UDプリ ブレグ		軸方向 1層		ハネモデルによる 付着挙動の解 析により、付着 切れの進行や応 力分布変化を把 握	・CFシートとコンクリートの付着強度は コンクリートのせん断強度を用いて評価で きる。 ・付着力により生じたコンクリートのせん 断応力の殆どは一定の限られた範囲に分布 する。	
B52	はり	曲げ	実験	100 x 100	2.25~ 4.5 (曲げ載 荷試験)	0.0	0.0	0.0	純引張 載荷に よる付 着試験 と曲げ 載荷に よる付 着試験	UDプリ ブレグ				・CFシートとコン クリートの付着・ 剥離のメカニズ ムの説明および 定着法	・貼付厚さを長くとも剥離が進行する ため付着耐力には頭打ちがある。曲げ載荷 の場合には支圧力の効果により付着耐力は 一般に増大する。 ・材軸直交方向にCFシートを貼り付ける ことにより付着性状を改善し軸方向CF シートを破断させることができる。	
B53	柱 (矩形)	せん断 じん性	実験	250 x 250 (13体と 3体)	2.84 (図から 推測)	2.57	0.0	0.0	単調と 正負交 番	アラミ ドテー プ/炭 素繊維 テープ	26493 [1.2], 25972 [1.2], 32250 [1.2]/ 27610 [2.0]	0.046~ 0.368 0.046~ 0.138 (せん断 補強筋 比)		全高	テープを螺旋状 に巻き付ける	・せん断耐力の向上 ・曲げ降伏後の変形性能向上
B54 B58	はり	曲げ	実験	400 x 800	3.0	0.70	0.64	0.0	静的単 調載荷	軸方向 横方向 共にUD プリブ レグ				横方向シートは 付着破壊防止用	・CFとコンクリートとの付着性状および 付着強度を明らかにし、破壊形式の推定 (CF破断、CF剥がれ)を可能にした。	

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 BxD mm (試験 体数)	せん断 スパン 比a/d	軸方向 鉄筋比 %	帯 鉄筋比 %	軸力 kgf /cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力 方法 (繰返し 回数)	繊維の 種類	繊維の 強度と 弾性係 数 $\times 10^6$ kgf /cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率 または 層数)	補強 範囲	その他の 特記事項	結論
B55 B57	はり	曲げ	実験	100 x 100	4.5	0.64	0.54	0.0	長期載 荷	UDプリ ブレグ		軸方向 貼付補 強(補強 量?)		製作後6年間屋外 自然感露試験体 の長期たわみ性 状	・ 陸伏荷重相当の長期載荷に対し、たわみ は初期たわみの1.13倍 ・ 炭素繊維補強により鉄筋の塑性ひずみの 増加およびこれに伴うたわみの増加を制御 できる。
B56	はり	付着	実験	200 x 400	2.4	1.44	0.72	0.0	静的単 調載荷	ストラ ンド		0.0~ 0.035%		CF巻付け補強に よる主筋付着性 状の改善効果	・ CF横補強により主筋付着強度は増大す る。既往付着強度で評価するとき、CF 断面積のみを考慮した場合と負担応力を考 慮した場合の中間に位置する。
B59	A柱	じん性	実験	300 x 300	3.0 6.0	0.88	0.06	15.0	R=1 /100変 位振幅 を基本 とする 静的繰 返し載 荷	ストラ ンド		0.0~ 0.06%		終局変位推定法	・ 破壊モード別(せん断破壊&主筋屈曲型) にせん断・曲げ耐力比と終局変位の相関式 を提案
B60	はり	せん断	実験	400 x 400	2.0	2.0(ゲ ピンデ)	0.11~ 0.36	0.0	静的単 調載荷	横方向 UDプリ ブレグ		0.0~ 0.06%			・ せん断耐力は帯鉄筋と炭素繊維負担分の 和で評価できる。 ・ 炭素繊維のみの補強は帯鉄筋の場合に比 較して効果は低下する傾向にある。
B61	はり	せん断	実験	400 x 400	2.0	2.0(ゲ ピンデ)	0.11 0.24 0.36	0.0	静的単 調載荷	横方向 UDプリ ブレグ		0.0~ 0.058%			・ CF破断により耐力は決定し、それは帯 鉄筋と同様に評価することで算出できる。
B62 B65 B67	橋脚	せん断 曲げ じん性 段落とし 部	実験	400 x 600	6.5	上部: 0.6 基部: 1.2	0.047	6.0	各1サイ クル	UDプリ ブレグ		段落し 部:各 方向2層 基部: 横方向1~ 2層		ダメージ導入後 の補修補強効果	・ 段落し部の曲げ補強可 ・ 基部せん断じん性補強可 ・ 被災橋脚の補強可

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 BxD mm (試験体数)	せん断スパン比a/d	軸方向鉄筋比 %	帯鉄筋比 %	軸力 kgf/cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力方法 (繰返し回数)	繊維の種類	繊維の強度と弾性係数 $\times 10^6$ kgf/cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率または層数)	補強範囲	その他の特記事項	結論
B63	はり	曲げ	実験	150 x 150	2.8	1.13	0.71	0.0	静的単調載荷	UDブリ ブレグ		軸方向1層			・補強効果はCF引張強度との相関がある ・耐力評価には低減したCF引張強度を用いる必要がある。
B64	PC桁	曲げ	実験	200 x 300	2.7	引張筋0	0.72		200万回疲労と静的単調載荷	UDブリ ブレグ		軸方向2層		・高応力疲労以外は補強効果良好 ・強度評価は通常のRCはり理論で可能 ・端部定着法が今後の課題	
B66 B68	はり	曲げ (PC・RC部材)	実験	PC: 200 x 300 RC: 500 x 1100 (実大)	3.0 2.9	0.24 0.62	0.72 ?	0.0 0.0	200万回疲労と静的単調載荷 片振り静的単調載荷	UDブリ ブレグ (軸方向)		PC: 1層 RC: 0~0.053%		PCはりの曲げ疲労試験 ( $\sigma_{0.05} = 26 \text{ kgf/cm}^2$ ) 既存実大RCはり (築後17年)	・曲げ耐力補強とはり理論の適用性 ・曲げ圧縮破壊型の補強可 ・補剛効果小
B69	一軸試験体	拘束効果	実験	150 x 150 x H300					単調圧縮	UDブリ ブレグ		0.0~0.27%		・終局ひずみの増加 ・圧縮強度の増加小	
B70	橋脚	曲げ(基部・フーチング)	実験	600 x 1000	4.8			8.2	各1サイクル	UDブリ ブレグ		軸方向1層		・基部曲げ補強により水平耐力向上 ・増設フーチング部は片持ちはりとして設計可	
B71	橋脚	せん断曲げ じん性 段落とし部	実験	600 x 400	6.5	0.67 1.35	0.05	6.0	各1サイクル	軸方向、 横方向 共にUD ブリ ブレグ		軸方向1層、横方向1~2層		・じん性率算定のための補強後コンクリート終局ひずみは0.006(降伏荷重定義)、または0.007(最大荷重の85%定義)で実験と良好に対応	

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 BxD mm (試験体数)	せん断スパン比a/d	軸方向鉄筋比 %	帯鉄筋比 %	軸力 kgf/cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力方法 (繰返し回数)	繊維の種類	繊維の強度と弾性係数 [弾性係数x10 <sup>6</sup> ] kgf/cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率または層数)	補強範囲	その他の特記事項	結論
B72	はり	せん断	実験	100 x 200	2.125	4.0	0-0.81	0	単調	CFシート	27000 [2.35]	1層巻と1-2層側面貼付	全せん断スパン	全周巻と側面貼付	<ul style="list-style-type: none"> <li>補強効果は定着性能による</li> <li>定着が十分でも全強を考慮してスタールアップ換算でせん断耐力評価するのは必ずしも適当でない。</li> </ul>
B73	はり	曲げ	実験	500 x 1100	2.9	0.62	?	0.0	片振幅各2サイクル	UDブリフレグ		3層&6層		実構造物の小梁	<ul style="list-style-type: none"> <li>補強量の増加に伴う強度増確認</li> <li>ひび割れ幅の抑制効果はあるが、剛性補強効果は少ない。</li> </ul>
B74 B77	橋脚	せん断曲げ じん性 段落とし部	設計法											段落し補強区間	<ul style="list-style-type: none"> <li>曲げ補強：強度比を考慮してCF量算定</li> <li>曲げ補強区間</li> <li>せん断補強：CFのみでせん断力をとらせる(0.06%以上)</li> </ul>
B75	橋脚	せん断曲げ じん性 段落とし部	実験(静的&動的)	180 x 400	6.5	0.67	0.05	0.0	静的：各1サイクル 動的：各10サイクル	軸方向、横方向共にUDブリフレグ		各方向とも2層			<ul style="list-style-type: none"> <li>動的載荷の場合最大耐力は高くなるが、繰返し数もありじん性はやや低下する。</li> </ul>
B76 B78	橋脚	せん断曲げ じん性 段落とし部	実験	600 x 400	3.0 6.5	0.67 1.35	0.05	0.0	ひび割れ荷重許容応力度各2サイクル降伏後各1サイクル	UDブリフレグ(軸方向)、ストランド(横方向)		0.0~0.09%			<ul style="list-style-type: none"> <li>破壊部位を段落し位置から基部に</li> <li>高いじん性補強効果確認</li> <li>せん断補強効果確認</li> </ul>
B79	PCはり	曲げ(ひびわれ後補修)	実験	200 x 300	3.0	?	0.05	6.0	200万回疲労+単調載荷	UDブリフレグ		?		疲労載荷下繰応力度：30kgf/cm <sup>2</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>200万回疲労載荷後も充分な補強効果</li> </ul>

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 BxD mm (試験体数)	せん断スパン比a/d	軸方向鉄筋比 %	帯鉄筋比 %	軸力 kgf/cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力方法 (繰返し回数)	繊維の種類	繊維の強度と弾性係数 $\times 10^6$ kgf/cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率または層数)	補強範囲	その他の特記事項	結論
B80	CFRPの材料特性と定数	曲げ	実験						引張試験、定着試験、継手試験、接合面の促進暴露試験	UDプリプレグ				CFRPの接着工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>引張試験片形状寸法</li> <li>コンクリートとの定着長さ20cm以上必要</li> <li>CFRP同士の重ね長さは10cm以上必要</li> <li>接着面強度は促進暴露によりやや低下するが、実用上問題は無い。</li> </ul>
B81	橋脚													補強の考え方	
B82	橋脚	曲げ じん性 段落とし部	A実験	600 x 400	5.0	?	?	?	各1サイクル	ストランド(基部じん性)/UDプリプレグ(段落し部)		?			<ul style="list-style-type: none"> <li>破壊部位を段落し位置から基部に</li> <li>高いじん性能</li> </ul>
B83~ B86 B89 B91 B92 B94	はり(中空円形)	曲げ	実験	$\phi 306 \times t28$	1.6	0.3	0.4	0.0	単調	UDプリプレグ&クロス		0~0.8%		煙突補強	<ul style="list-style-type: none"> <li>炭素繊維曲げ補強効果確認</li> <li>クロス貼付試験体は引張伸びが大きく変形も大きい、なお最大荷重はUDプリプレグと変わらない。</li> </ul>
B87 B95	柱	せん断	実験	180 x 400	1.0 1.5 2.0	3.0	0.0	0.0	単調	ストランド		0~0.24%		炭素繊維のみによるせん断補強	<ul style="list-style-type: none"> <li>強度低減係数2/3を用いた荒川Mean式は<math>P_f \geq 0.06\%</math>の範囲で安全側の評価を与える。</li> </ul>
B88	Cylinder & Cube	拘束効果	実験	$\phi 100 \times H200$ $\phi 150 \times H300$ $\square 150 \times H300$					単調	ストランド		0~0.4%		圧縮強度と圧縮じん性 下地処理	<ul style="list-style-type: none"> <li>圧縮強度50%以上Up</li> <li>円形断面の強度、じん性増加顕著</li> <li>下地処理の顕著な違いは観察されない</li> </ul>

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 BxD mm (試験体数)	せん断スパン比 a/d	軸方向鉄筋比 %	帯鉄筋比 %	軸力 kgf/cm <sup>2</sup> [軸力比]	加力方法 (繰返し回数)	繊維の種類	繊維の強度と弾性係数 [弾性係数×10 <sup>6</sup> ] kgf/cm <sup>2</sup>	補強量 (容積率または層数)	補強範囲	その他の特記事項	結論
B90 B96~ B100	柱	せん断じん性 付着	実験	200 x 200	1.5	0.95	0.107 0.46 0.93	46.6	各2サイクル クル(部材角制御)	ストラ スト ンド		0~ 0.12%		下地処理の影響	<ul style="list-style-type: none"> <li>せん断破壊、付着破壊から曲げ破壊へ</li> <li>下地処理の影響はない(工程を省略できる直巻きアンボンドが推奨される)</li> <li>有効強度比を考慮することにより帯鉄筋と同様に補強設計できる</li> </ul>
B93	はり	曲げ	実験	100 x 100	2.0	?	?	0.0	単調	UDブリ プレグ& クロス		0~ 0.2% (2層)		シート類とブライマー種類(普通)&浸透性	<ul style="list-style-type: none"> <li>曲げ補強効果は鉄筋との累加で表現できる</li> <li>浸透性ブライマーにより一体系性は改善</li> </ul>
B101~ B103	柱(円形)	じん性	実験	φ226	1.33	1.27	0.107	33.3	各2サイクル クル(部材角制御)	ストラ スト ンド		0~ 0.12%		下地処理の影響	<ul style="list-style-type: none"> <li>破壊モードは付着破壊から曲げ破壊へ&amp;変形能力は4倍以上に</li> <li>アンボンドタイプはボンドタイプに比して変形能が大き</li> </ul>

文献番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 B×D (mm) (試験体数)	鋼材の材質	幅厚比 h <sub>1</sub> /h <sub>2</sub>	細長比 h <sub>1</sub> /b <sub>1</sub>	コンクリート 充填高比	コンクリート 強度 kgf/cm <sup>2</sup>	軸力	加力方法 (繰返し回数)	特記事項	結論
C1	構脚(矩形)	耐震性能(変形能、耐荷力、エネルギー吸収能)向上	実験(繰返しハブリット)	文献C1, C2のま とめ									○耐震性能 ・ $\delta$ 4775Δのある場合、最大荷重がなり増加(約30%)、変形性能かなり改善される。特に充填高さが0.5hの場合その傾向が顕著である。 ・ $\delta$ 4775Δのない場合、 $\delta$ 4775Δのある場合に比べ耐震性の改善は劣る。
C2			実験(繰返し)	235×156 (6) 296×202 (1) 317×196 (3) 418×264 (2)	SS400	0.70 0.90 0.45 0.60	0.25, 0.40 0.40 0.25 0.35	0.3, 0.5 0.5 0.3, 0.5 0.3, 0.5	$\sigma_{28} =$ 240	0.2Py (鋼断面の全断面の降伏軸力の0.2倍)	単調増加, 3 繰返し 単調増加, 3	○繰返し数の影響 ・単調増加と繰返し載荷を比較すると最高荷重までは差はないが、繰返し載荷の方が強度劣化が著しい。 ・繰返し回数3回と5回では強度と変形特性はあまり変わらない。 ○変形性能 ・コンクリート充填柱の場合、荷重のピークからの劣化勾配は緩やかである。	
C3				170×110 (4) 214×145 (1)	SS400	0.70 0.90	0.40, 0.60 0.40	0.0, 0.3, 0.5 0.0, 0.3	$\sigma_{28} =$ 400	3, 5 3			
C4	構脚(矩形) 長方形断面 R付き断面	耐震性能(変形能、耐荷力)向上	実験(過外力載荷後、繰返し載荷)	139.5×112.5 (11)	SS400	0.70		全充填と無	$\sigma_{68} =$ 350	0.137Py	過外力(繰返し)または、模擬地震荷重(降伏軸力の3.5倍)の真位を成形が安定するまで載荷		○耐震性能(耐荷力と変形性能) スラットシフト補強>鉄筋補強>R付き断面(充填あり)>コンクリート充填のみ>充填なし
C5	構脚(矩形)			139.5×112.5 (11)	SS400	0.70		全充填と無	$\sigma_{44} =$ 300	0.137Py 0.274Py			○過外力によって崩壊に至らなかった供試体では、過外力を与えていない供試体に比べて、耐荷力および変形性能の劣化が全く認められなかった。 ○模擬地震荷重によって崩壊した供試体では、過外力を与えていない供試体に対して、約18%の耐荷力の低下が認められた。しかし、過外力を与えていない鋼製供試体に比べまだ約7%も高い耐荷力を保有していた。
C6	構脚(矩形)	耐震性能(変形能、耐荷力)向上	実験(ハブリット実験)	220×130 (1) 321×197 (2)	SS400 SM490	0.296 0.480	0.281 0.673	0(充填無) 0.20, 0.25	0.096 ~0.235 x Py	兵庫県南部地震で得られた地震波			○コンクリート充填は、兵庫県南部地震で観測された地震波に対しても地震応答を低減させることが可能である。 特に、殘留変形に対してその効率が大きい。また、柱基部の局部座屈進展に伴う急激な耐力の低下を抑制することが可能である。
C7				420×280 (2) 280×184 (2)	SS400	0.45 0.3	0.32 0.50	0.5 0.0, 0.2	$\sigma_{28} =$ 240	0.14 Py 0.14 Py	地震波 L2 Ⅲ 地震波 L2 I	供試体基部の三角リブの有無	○L2を4回入力しても母材、溶接部に低レベル疲労によるクラックは観測されなかった。 ○ダメージを受けた鋼製橋脚に対して、コンクリート充填による耐震性能向上は可能である。
C8				235×155 (2) 297×202 (1) 438×272 (2)	SS400	0.7 0.9 0.45	0.4 0.4 0.35	0.3, 0.5 0.3 0.3	$\sigma_{28} =$ 240	0.166 ~0.222Py	地震波 L2 I 地震波 L2 I 地震波 L2 IとⅢ	L2: レベル 2 I: 一種地震 Ⅲ: 三種地震	○コンクリートを充填することにより、地震後の殘留変位はかなり小さく抑えられ、地震の最大応答変位もある程度減少できる。 ○材料一定則を用いた非線形応答変位の推定法はかなり良い近似法である。

文献 番号	構造	補強目的	手法	断面諸元 B × D (mm) (試験体数)	鋼材の 材質	幅厚比 h <sub>0</sub> /h <sub>1</sub>	細長比 b <sub>0</sub> /b <sub>1</sub>	コンクリート 充填高比	コンクリート 強度 kgf/cm <sup>2</sup>	軸 力	加力方法 (繰返し回数)	特記事項	結 論
C 9	構脚 (矩形)	耐震性能 (変 形能、耐荷力 、エネルギー-吸収 能) 向上	解析			0.6 ~0.9	0.2 ~0.6	0.1 ~0.7		0.0 ~0.6 P <sub>y</sub>			○コンクリートの充填高さは柱長さの 0.3 ~ 0.5 倍 設程度で計すれば適切である。 ○コンクリート充填鋼構造物の耐震極限設計法の 提案。
C 10		耐震性能 (変 形能、耐荷力 、エネルギー-吸収 能) 向上	設計法										繰り返し載荷およびハイブリッド地震応答実験 から得られた耐震性向上に関する知見 (1) コンクリートを柱基部から柱長の 30 ~ 50% 程度の高さまで充填する。 (2) 充填コンクリートの上面には、 $\phi$ 177.5mm を設ける。 (3) 板パネルの幅厚比は道示の圧縮補剛板 の限界幅厚比以下にする。 (4) 縦方向補剛材剛比は線形座屈理論から 得られる最適剛比の 3 倍以上とする。 (5) $\phi$ 177.5mm を密に配置する。 (6) コンクリート充填部の角溶接は全断面溶け込み リブ-ウェブ溶接とする。 (7) 充填コンクリートは、比較的低強度 (240kg/cm <sup>2</sup> 以下) のコンクリートを使用する。 (8) 断面変化点の抵抗モーメントに余裕を持たせる。
C 11													
C 12													