

論文 鉄筋コンクリート柱の補修・補強に関する実験的研究

岩橋 司*1・毛井崇博*1・宮内靖昌*1・太田義弘*2

要旨：阪神大震災により大きな被害を受けた鉄筋コンクリート柱に対しても溶接金網、鉄板を用いた補修・補強工法が広く採用されている。これらの工法が既存柱の耐力および変形性能を十分確保しており補強効果がある事を実験により確認した。また既存鉄筋コンクリート柱に鉄板や炭素繊維シートを巻き付けるあるいは貼り付ける補強方法、無収縮性モルタルを用いた補修方法についての耐力、変形性能に対する各因子の影響について実験により確認し、既往耐力式が適用出来る事を把握した。

キーワード：鉄筋コンクリート柱、補修、補強、鉄板巻、炭素繊維シート

1. はじめに

地震により被害を受けた鉄筋コンクリート柱の補修・補強技術は幾多の地震被害の研究により整備されてきた。しかし1995年1月17日に発生した阪神・淡路大震災ではかつて無い大きな被害を受けた多くの建物について補修・補強を行う必要が生じた。本研究においては、大きな損傷度を受けた柱を模擬し、実際に補修・補強工法で採用している鉄板巻付け、炭素繊維シート貼付け、無収縮性モルタル等について耐力や変形性能の補強効果を実験により調べた。また併せて、既存柱の補強工法の補強効果についても調べた。

2. 実験計画

2.1 試験体の設定

試験体は約1/2モデルとし、試験体数は8体である。表-1にそれらの設定条件を、図-1に各試験体の形状図を示す。試験体は柱高さ90cm、柱断面35cm×35cmを基準断面寸法とした。No.1は基準試験体とし、No.2,3は阪神大震災で大きな被害を受けた柱を補修する際に実際に採用されている方法を模擬した。No.2は柱内部に破砕したコンクリートを残存し、溶接金網を用い高流動コンクリートにより既存柱の断面より大きくして補修する方法を模擬した。No.3は、

表-1 試験体設定条件

試験体	柱断面	損傷度	補修・補強法	軸圧縮応力度 σ_0 (kgf/cm ²)
1	基準 350 x 350	損傷なし	補修なし(被災前の基準試験体) 普通コンクリートを打設(豆砂利)	0.3 σ_B ($\sigma_B=240$) (N=88.2tf)
2	450 x 450	(ランクIV) コンクリートの破砕	破砕コンクリートをがうで模擬 溶接金網によるせん断補強 豆砂利高流動コンクリートを打設	No.1と同じ 軸力 (約0.2 σ_B) (N=88.2tf)
3		(ランクV) 主筋座屈 コアコンクリートの破砕	座屈主筋、破砕コンクリートの残存 座屈主筋に対する増し筋、台直し 鉄板巻(PL-2.3) 豆砂利高流動コンクリートを打設	
4		破砕コンクリートの残存 (がうで模擬)	普通コンクリートを打設(豆砂利)	
5	350 x 350	破砕コンクリートの残存 (がうで模擬)	無収縮性モルタルを打設	No.1と同じ 軸力 0.3 σ_B (N=88.2tf)
6	350 x 350	損傷なし	鉄板巻(PL-2.3)	
7		損傷なし (コナ-部面取り)	炭素繊維シート貼付 (4面とも巻付け)	
8		損傷なし (コナ-部面取り)	炭素繊維シート貼付 (コナ-面の2面のみ貼付け)	

試験体共通事項：主筋10-D16(ただしNo.3は座屈主筋を配置)、帯筋D6□@100、柱高さ90cm

*1竹中工務店 技術研究所研究員 (正会員)

*2竹中工務店 技術研究所研究員

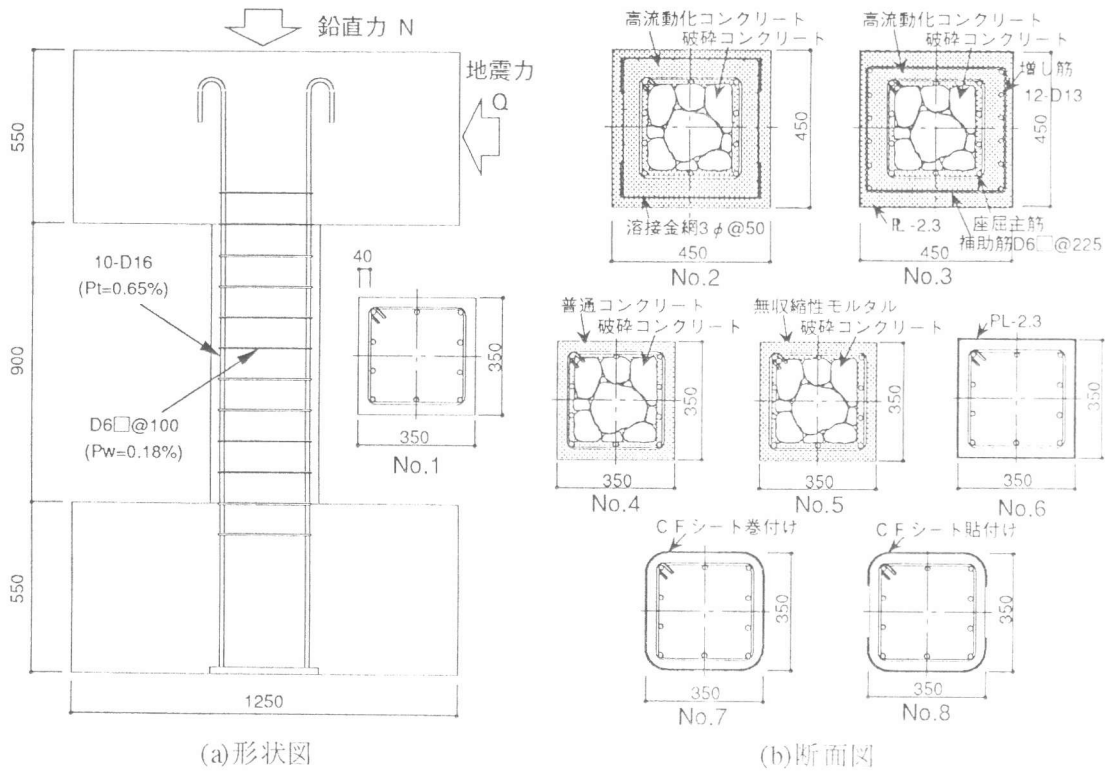


図-1 試験体形状図

破碎したコンクリートおよび座屈した主筋を柱内部に残存し、増し筋を座屈主筋の外周部に配置、高流動コンクリートを用いて既存柱より断面を大きくし、その外周部に鉄板を配置することにより補修した。No.4,5は破碎コンクリートを柱内部に残存し、コンクリート部の補修に各々普通コンクリート、無収縮性モルタルを用いた。No.6は柱外周部に鉄板を配置して既存柱を補強し、No.7はNo.6の鉄板補強効果とほぼ同等となるように柱外周部に炭素繊維シートを2層巻き付けた。No.8は炭素繊維シートによる拘束効果を期待せずにせん断補強効果のみを把握するための試験体である。破碎したコンクリートを内部に残存する試験体No.2,3,4,5については写真-1に示すように鉄筋配置後、あらかじめ破碎しておいたコンクリートを柱帯筋内部にランダムに積み上げることにより、実際に被害を受け柱内部までひび割れが進展した状態を模擬した。

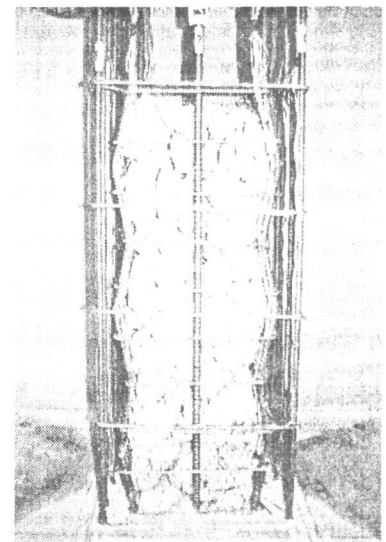


写真-1 試験体製作状況(No.3)

2.2 使用材料

試験体に用いた各材料の機械的性質を表-2,3に示す。破碎コンクリート、普通コンクリート及び高流動化コンクリートの細骨材は山砂：砕砂＝6：4の割合で混合したものを用

表-2 コンクリート材料試験結果（実験時）

種類	部位	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)	試験体
普通コンクリート	破碎コンクリート	294	—	2.51×10^5	No.2,3,4,5
	後打部	256	23.3	2.36×10^5	No.1,4,6,7,8
高流動化コンクリート		410	24.5	2.84×10^5	No.2,3
無収縮性モルタル		581	—	2.54×10^5	No.5

い、粗骨材には試験体の縮尺を考慮して最大粒径10mm以下の豆砂利を用いた。鉄筋は全試験体共通で主筋D16(SD345)、帯筋D6(SD295)とした。また試験体No.3,6に用いた鉄板は $t=2.3\text{mm}$ (SS400)とし、これを型枠兼用として用いた。

2.3 加力方法

加力方法として柱高さ中央に反曲点ができる建研式加力装置を用い、500t油圧ジャッキを用いて一定軸力を導入し、上部スタブに緊結された加力ビームを介して押し引き200t/100tの油圧ジャッキにより逆対称曲げせん断力を加力し、正負繰り返し載荷を行った。

3. 実験結果

3.1 試験体No.1,2,3の破壊経過および包絡線比較

試験体No.1,2の破壊状況および正側包絡線比較を図-2に示す。基準試験体であるNo.1については曲げせん断ひび割れが変形角 $R=1/400\text{rad}$ 程度で発生し、その後変形が進むにつれて斜めひび割れが柱全面に拡がり、最大耐力に達した後ひび割れ幅が拡がり耐力が低下した。No.2についてもほぼ同様の破壊経過となったが、溶接金網によるひび割れ幅の拡大抑制により層間変形角 $R=9/1000\text{rad}$ まで耐力上昇が見られた。その後斜めひび割れに沿って溶接金網が破断し急速に耐力は低下した。No.3においては鉄板を巻いたことによりコンクリートのはらみ出しを拘束したため変形性能が向上し層間変形角 $R=15/1000\text{rad}$ で最大耐力となった。その後のサイクルで鉄板が面外に変形し、最終的に柱隅角部で鉄板に亀裂が発生した。これらの試験体の包絡線を比較すると、No.2,3は変形性能および耐力についてNo.1より上回っていることが分かる。従って破砕したコンクリートを残存させても溶接金網や鉄板補強による補強工法は、被災前の柱の変形性能および耐力を増大させうることを確認した。

3.2 試験体No.4,5の破壊経過および包絡線比較

試験体No.4,5の破壊状況および包絡線の比較を図-3に示す。No.4,5についてもNo.1と同様の

表-3 使用材料の機械的性質

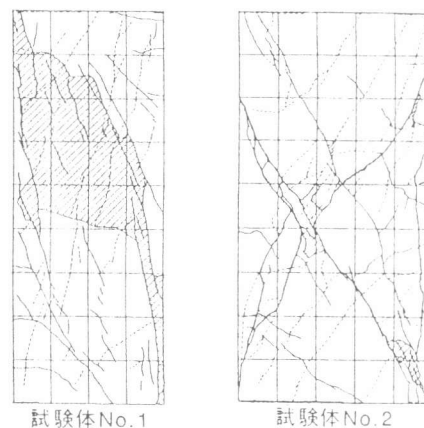
(a) 鋼材の機械的性質

鉄筋径及び 使用箇所	降伏強度 (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)
D16(主筋)	3800	5850
D13(増し筋)	3720	5400
D6(帯筋)	3075	5330
3φ(溶接金網)	6260	6540

No.3,6に使用した鉄板の材質はSS400,板厚 $t=2.3\text{mm}$

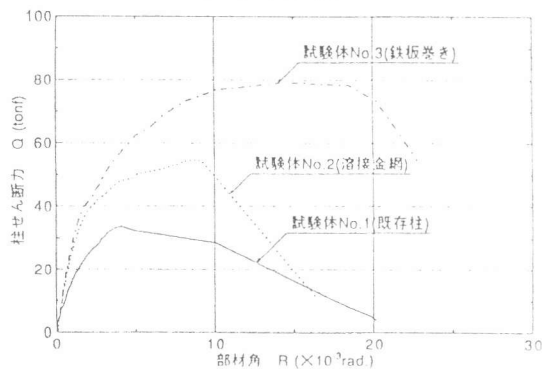
(b) 炭素繊維シートの機械的性質

単位幅 あたり 断面積 (cm^2/m)	単位面積 あたり 重量 (g/m^2)	設計用 曲げ引張 基準強度 (kgf/cm^2)	許容 曲げ引張 基準強度 (kgf/cm^2)	設計用 弾性率 (kgf/cm^2)
1.67	300	25,000	11,100	2.4×10^5



(Rmax=1/50rad.) (Rmax=1/60rad.)

(a) 破壊状況



(b) 包絡線

図-2 破壊経過および包絡線
(試験体No.1,2,3)

破壊経過をたどったが、包絡線を比較するとNo.4とNo.1がほぼ同様の荷重-変形関係を示すことが明らかになった。これはNo.4に用いた後打ちの普通コンクリートがスランプ21cmと軟らかめであったため破砕したコンクリートの隙間に十分充填されたことに起因した事も考えられる。またNo.5は無収縮性モルタルの強度が大きいことにより最大耐力が大きくなった。その後斜めひび割れ幅が拡大し、これに伴い急激に耐力が低下し軸力保持についても不安定な状態となった。この急激な耐力低下は補修材料として無収縮性モルタルを用いたために、骨材のかみ合いが無い事も一因であると思われる。従って、断面を特に増加させずとも既存柱と同等以上の性能を有することが分かる。

3.3 試験体No.6,7,8の破壊経過および包絡線比較

試験体No.6,7,8の包絡線の比較を図-3に示す。No.6,7については、柱面に鉄板もしくは炭素繊維シートを巻いているためコンクリートのひび割れ経過が観察出来なかったが、両試験体とも拘束効果が発揮され変形性能において十分改善された結果となった。最終破壊状況はNo.6は鉄板の柱上下端における面外座屈が顕著になったが、徐々に耐力が低下し層間変形角 $R=1/20$ においても軸力は保持していた。またNo.7については層間変形角 $R=1/22\text{rad.}$ に達した時、柱隅角部で炭素繊維シートが音と共に瞬時に破断し拘束効果が開放されたため耐力は急激に低下し、また軸力保持も不安定となった。No.6とNo.7の包絡線を比較するとほぼ同じ曲線を描いており、想定したほぼ同等の補強効果を確認することが出来た。ただし炭素繊維シートを柱全周に巻き付けなかったNo.8においては、耐力の増加は認められるもののNo.7の様な高靱性な結果は得られず、炭素繊維シート端部に沿って縦ひび割れが発生し、かぶりコンクリートと共に炭素繊維シート全体が剥離した。包絡線を比較しても最大耐力はNo.7とほぼ同等であるが、変形性能については改善されないことが分かる。

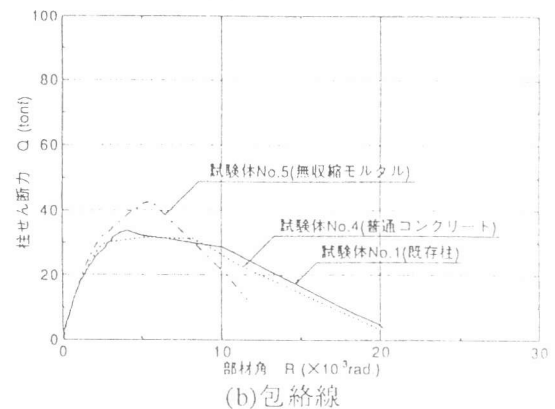
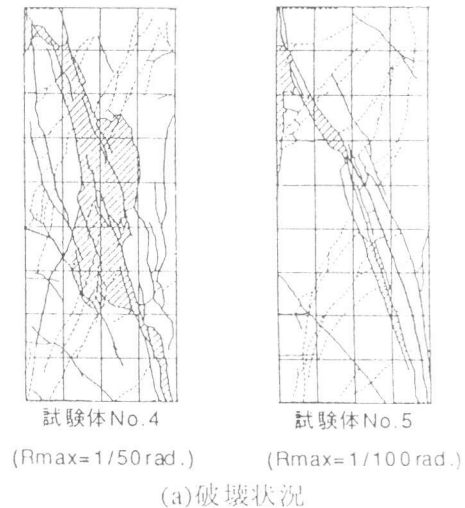


図-3 破壊経過および包絡線(試験体No.4,5)

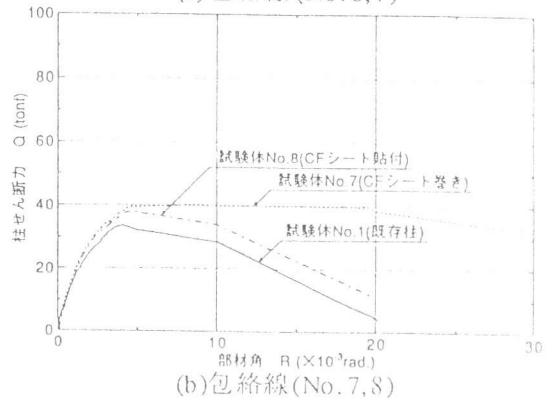
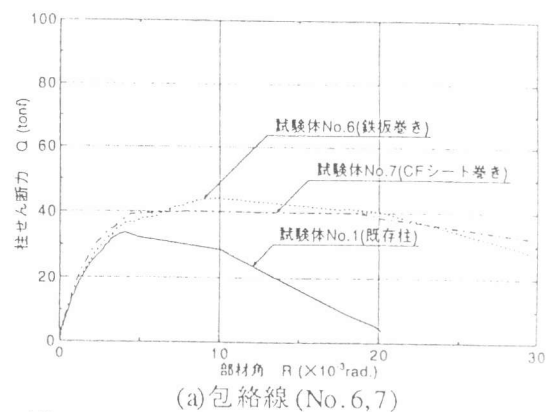


図-4 包絡線(試験体No.6,7,8)

4. 最大耐力の検討

表-4に各試験体の最大耐力の実験値と計算値を示す。計算値の算定にあたりRC規準の略算式(文献1)による最大曲げ耐力時のせん断力と改修指針式(文献2)によるせん断耐力を用いたここで柱内部に破碎コンクリートを内蔵する試験体については以下に示す3つの仮定をおき、コンクリート強度を決定した。

I. 柱断面を全て後打ちコンクリートの強度を用いて算定

II. 柱外周部の後打ちコンクリート、中央の破碎コンクリートそれぞれが密実に充填されていると仮定して

(外周部断面積×後打ちコンクリート強度+内部断面積(25cm×25cm)×破碎コンクリート強度) / 全断面積 によりコンクリート強度を設定

III. 仮定IIのうち破碎コンクリートの耐力負担が無いものとして、破碎コンクリート強度を0としてコンクリート強度を設定

以上の仮定により算定したコンクリート強度、各試験体の $Pw \cdot \sigma y^*$ および最終破壊状況についても図-4に併せて示す。

表-4 最大耐力比較

試験体名	コンクリート強度 $F_c(\text{kgf/cm}^2)$			$Pw \cdot \sigma y^*$	終局せん断耐力(tonf)			曲げ耐力時のせん断力(tonf)			実験値(tonf)	最終破壊
	I	II	III		I	II	III	I	II	III		
No. 1	256	—	—	5.54	30.3	—	—	43.5	—	—	33.7	せん断
No. 2	—	354	269	8.69	—	50.1	45.1	—	62.9	61.2	54.6	せん断
No. 3	—	354	269	47.0	—	83.4 (76.6)	76.1 (70.4)	—	85.5 (61.3)	83.8 (59.6)	79.1	鉄板破断
No. 4	—	275	125	5.54	—	31.0	25.2	—	44.2	33.4	31.4	せん断
No. 5	—	425	285	5.54	—	36.8	31.4	—	47.3	44.5	42.5	せん断
No. 6	256	—	—	57.9	44.2	—	—	43.5	—	—	44.0	鉄板座屈
No. 7	256	—	—	36.9	40.1	—	—	43.5	—	—	40.2	シート破断
No. 8	256	—	—	22.0	36.5	—	—	43.5	—	—	37.9	せん断

注) 実験値は正負最大荷重のうち大きい方の値を示す。
試験体No.3の最大耐力算定値の上段は座屈主筋を考慮した算定値を示し、括弧内は座屈主筋を考慮しない算定値を示す。

$$\text{終局せん断耐力} : Q_{su} = \left\{ \frac{0.068Pt^{0.23}(F_c+180)}{M/Qd+0.12} + 2.7\sqrt{Pw \cdot \sigma y^*} + 0.1 \frac{N}{b \cdot D} \right\} b \cdot j$$

$$Pw \cdot \sigma y^* = \frac{Pw \cdot \sigma y + \sum Pw_{wi} \cdot \sigma y_{wi}}{\text{せん断補強筋の項}}$$

溶接金網、鉄板、炭素繊維シート等の補強による項

$$\text{終局曲げ耐力} : Mu = 0.8 at \cdot \sigma y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) b \cdot j$$

基準試験体である試験体No. 1の実験値は終局せん断耐力の算定値と良く一致している。

溶接金網で補修した試験体No. 2の実験値は、仮定IIによって求めたせん断耐力算定値の約1.1倍であるが、鉄板で補修した試験体No. 3の実験値は、仮定IIによって求めたせん断耐力算定値を下回っている。柱主筋の残留変形が大きくなるに従い、最大耐力が低下するという報告(文献3, 4, 5)があるが、試験体No. 3の座屈を模擬させた主筋と他試験体の試験体の主筋は同じようなひずみ分布を示していたことを考慮すると、鉄板により拘束された場合、座屈主筋も曲げおよびせん断抵抗に寄与し、実験値がせん断耐力算定値を下回ったのは、鉄板が破断したためと

考えられる。

断面を付加せずに補修した場合の補修効果を調べた試験体No. 4, 5は、普通コンクリートと無収縮性モルタル強度による耐力の差は見られたが、実験値は仮定IIによって求めたせん断耐力算定値より大きい。実際の打設状況では、破碎コンクリート間の空隙への無収縮性モルタルの充填性は普通コンクリートに比べて優れていたが、普通コンクリートのスランプが21cmであったこともあり、見た目ほど差異はなく、実験値が算定値を上回ったものと考えられる。

ウェブ面のみ炭素繊維シートで補強した試験体No. 8の実験値は算定値をやや下回っているが、鉄板で補強した試験体No. 6と全面炭素繊維シートで補強した試験体No. 7の最大せん断耐力は、実験値とよく一致しており、補強量をせん断補強筋量と同様に算定できることがわかる。なお、炭素繊維シートの建築用短期許容曲げ引張強度は表-3 (b)に示す設計用曲げ引張基準強度の $2/3$ とした(文献6)。

5. 結論

鉄筋コンクリート柱の補修・補強方法に関する実験により得られた結論を以下に示す。

- 1) 溶接金網と鉄板による補修方法は既存柱の耐力、変形性能共に回復されている事が確認された。
- 2) 無収縮性モルタルを用いて被災した柱を補修する場合、耐力は回復するが最大耐力後の低下が著しくなる場合がある。これは骨材のかみあい作用がほとんど無いためと思われる。
- 3) 鉄板もしくは炭素繊維シートを柱外周に巻き補強する方法は、特に変形性能を向上させるのに十分な効果を発揮する。
- 4) 炭素繊維シートを用いて柱外周に連続して巻き付けない場合には拘束効果は発揮されず変形性能は上がらないがせん断補強効果はある。
- 5) 溶接金網、鉄板、炭素繊維シート等により補修・補強された柱の最大せん断耐力は既往の算定式により算定できる。
- 6) 柱内部に残存された破碎コンクリートがある場合、後打ちコンクリートとの面積に応じて平均化されたコンクリート強度を用いて既往の算定式により求めた最大せん断強度は、実験値にほぼ近い。

(謝辞)

本研究の炭素繊維シートを用いた試験体の計画、製作にあたり、三菱化学(株)の御協力を頂いた。ここに記して、感謝の意を表します。

(参考文献)

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1991
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説、1990
- 3) 長崎信明，他：鉄筋コンクリート造における打継ぎ面の諸問題に関する実験的研究 その2 柱の一面せん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp187-188、1987
- 4) 藤井堅二，他：鉄筋コンクリート造における打継ぎ面の諸問題に関する実験的研究 その3 柱・梁の純曲げ実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp475-476、1988
- 5) 藤井堅二，他：鉄筋コンクリート造における打継ぎ面の諸問題に関する実験的研究 その9 柱の曲げせん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp411-412、1989
- 6) C F ルネサンス協会：C F ルネサンス工法設計の手引、1995