

論文 損傷を想定した鉄筋コンクリート柱の鋼板補修効果に関する実験的研究

山本憲治*1・立花正彦*2・深沢協三*3・望月満伸*4

要旨：本研究は、地震により大きな損傷を受けたと想定した鉄筋コンクリート柱部材に角形鋼板とモルタルによって補修した際の耐震補修効果について実験的に検討したものである。本実験ではRC柱部材に漸増正負繰返し载荷によってせん断付着割裂破壊をさせた後、主筋かぶり厚までの損傷したコンクリート部分を除去し、コンクリート表面に吸水防止剤を塗布する。その後、角形鋼板及びモルタルで補修し、再度実験を行う。その結果、最大せん断耐力および変形性能において十分な補修効果があることを確認することができた。

キーワード：RC部材、せん断破壊、補修、耐震補強、角形鋼板

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下RCと略）造の既存柱を対象とした耐震補強に関する研究は比較的多く、実験資料が蓄積されると共に、耐震改修設計指針¹⁾も作成されている。一方、被災を受けた建物であっても、被害の程度によっては、補修を行うことで構造性能を回復することも可能であり、建物を新たに建て替えるのに比べてコスト的にも有利である場合がある。しかし、既存建物の補強に比べ被災を受けた建物の補修方法についての研究は少なく、また実験資料も数少ない。そのためせん断補修効果や構造性能については定量的に把握されていないのが現状である。

本研究では、損傷を受けたと想定したRC柱部材に角形鋼板及びモルタルを用いて補修を行い、その実験資料を蓄積すると共にその力学的な復旧の可能性を実験的に検討したものである。

2. 実験計画

試験体の実験計画は表-1に示すように、原試験体を2体(C1、C2)作成し、その原試験体2体にせん断破壊を生じさせ、損傷を与えた後、厚さ1.6mmと3.2mmの角形鋼板（以下PL1.6、PL3.2と略）でそれぞれ補修したものを補修試験体(SC1、SC2)とし、試験体数は合計4体である。

表-1 実験計画

試験体名	B×D (mm ²)	主筋	帯筋	補強PL	備考
C1、C2	300×300	8-D25	D6@200	—	—
SC1	330×330 (330×330)			PL1.6 厚1.6mm	C1試験体 損傷後補修
SC2	330×330 (346×346)	pt	pw	PL3.2 厚3.2mm	C2試験体 損傷後補修

()の値は実測値

2.1 原試験体

試験体は、既存RC造建築物の柱部材を想定した約1/3の縮小モデルである。原試験体の形状及び寸法を図-1に示す。コンクリート断面B×D=300×300mm、柱せい1000mm (M/QD=1.67) 主筋8-D25 (引張鉄筋比 $p_t=1.690\%$)、帯筋D6@200 (帯筋比 $p_w=0.107\%$) とする。また、せん断破壊先行型とするため主筋には高強度ネジ鉄筋を使用する。なお、耐力の算定には日本建築防災協会耐震診断基準²⁾に示されている式を用いた。

- * 1 東京電機大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
- * 2 東京電機大学助教授 工学部建築学科、工博 (正会員)
- * 3 (社)日本建設業経営協会中央技術研究所、工修 (正会員)
- * 4 大都工業(株)技術研究室、工修

2.2 補修試験体

補修試験体は、原試験体の実験終了後、その損傷を受けた原試験体に補修を行うものとする。

補修方針及び方法を以下に示す。補修の両試験体とも鋼板の厚さ以外は同様の補修方法である。

1. 主筋までの損傷したかぶり部分のコンクリートのみを手ではつることとし、ハンマー等の機械は用いない。また、主筋や帯筋等に座屈及び破断が生じていた場合にもこ

れらに補修は行わず、さらにコンクリート内部に生じたひび割れについてもエポキシ樹脂等による補修は行わない。

2. その後コンクリート表面にはアクリル樹脂系吸水防止剤を塗布する。

3. コの字型の鋼板を2個抱き合わせ既存部とおよそ15mmのクリアランスをとって巻き付ける。柱頭、柱脚の上下端部にはPL3.2×50mmのプレート巻き付けスリットは設けない。なお、鋼板の接合はティグ溶接である。

4. 既存部分と鋼板との間に無収縮モルタルを注入する。モルタルの注入は柱の中央と上部の2箇所設けた20φの孔から行うが、注入の際むらができないよう常に木槌で鋼板面をたたきながら注入を行う。

以上の原試験体及び補修試験体で用いたそれぞれの使用

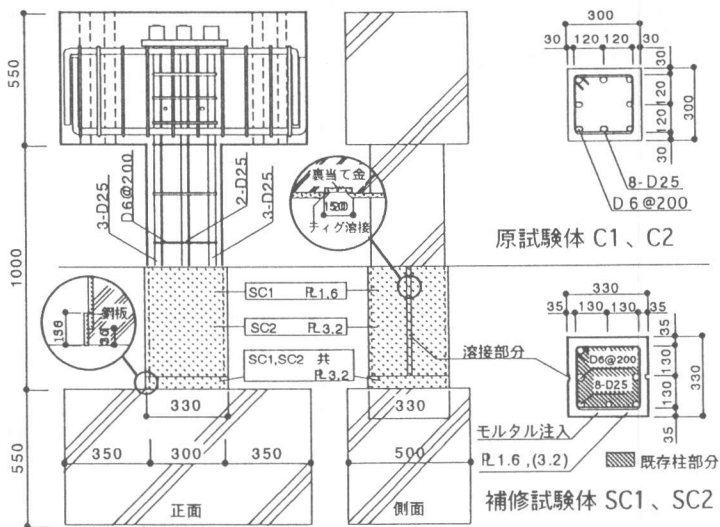


図-1 試験体の形状及び寸法

表-2 機械的性質 (kgf/cm²)

	圧縮強度 σ_B	備考
コンクリート	378	C1, SC1
	332	C2, SC2
グラウトモルタル (各材令4日)	509	SC1
	421	SC2

試験方法：JIS A 1108に準拠

	降伏強度 σ_y	引張強度 σ_u
D25(PC鋼棒)	10224	11573
D6(SD295)	5032	6344
PL1.6(SS400)	3270	4380
PL3.2(SS400)	2930	3810

試験方法：JIS Z 2241に準拠

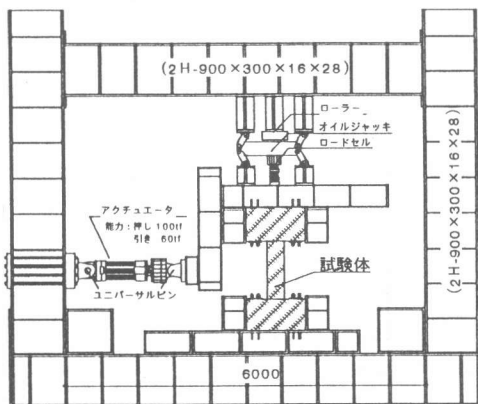


図-2 実験方法

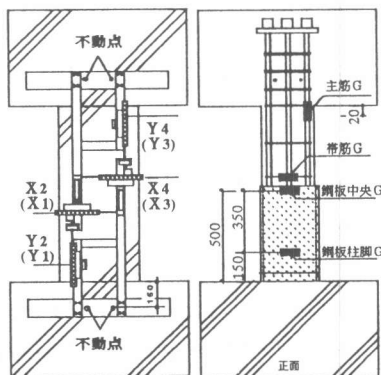


図-3 測定方法

材料の機械的性質を表-2に示す。コンクリート及びモルタルの材料試験は、JIS A 1108に、鉄筋及び鋼板の材料試験は、JIS Z 2241に準じる。

2.3 実験方法と測定項目

加力装置は図-2に示すように、試験体上下のスタブを加力フレームに固定し、柱軸力をオイルジャッキ（能力：100tf）により定軸力66tf（ $N/bDFc=0.2$ ）を作用させる。またアクチュエータ（能力：圧縮力100tf、引張力60tf）により水平力を漸増正負繰り返しせん断力と曲げモーメントを作用させる。載荷条件は、原試験体では部材角 $R = \pm 0.5\%$ 、 $\pm 1.0\%$ を各3サイクル行い、 $\pm 2.0\%$ を1サイクル、その後は正加力方向で $R = 3.0\%$ までである。補修試験体では、部材角 $R = \pm 0.5\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 2.0\%$ を各3サイクル行い、その後正加力方向で $R = 3.0\%$ までである。

柱の曲げ及びせん断変形は、図-3に示すように上下のスタブ内に設けたボルトを不動点として測定する。また、主筋、帯筋及び鋼板の歪値は図-3に示す位置にてそれぞれ測定する。

3 実験結果

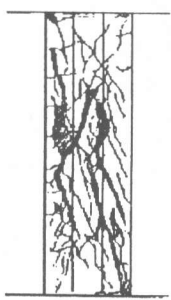
3.1 ひび割れと破壊経過

原試験体の代表的なひび割れ及び破壊状況を図-4に示す。両試験体（C1、C2）は、ほぼ同様の性状を示し、曲げひび割れが $R = 0.18\%$ 、 $Q = 15.1tf$ の時に右側面上部及び左側面下部に発生し、その後せん断ひび割れが $R = 0.25\%$ 、 $Q = 17.4tf$ の時に試験体正面上下の約20～30cmの部分にかけて発生する。 $R = 0.5\%$ 時にはせん断付着割裂ひび割れが発生し、このひび割れが試験体の両端部に進展してせん断圧壊が生じ最大せん断耐力に達する。その後の部材角の増大及び繰り返しで、主筋に沿ったせん断付着割裂ひび割れの進行が著しくなり、コンクリートがこの付着割裂ひび割れに沿って剥落して、実験を終了する。

この原試験体を補修方針に従って損傷したコンクリートを取り除いた状況を図-5に示す。主筋のかぶり部分のコンクリートを取り除いた結果、主筋の座屈及び引張降伏（図-13参照）及び帯筋のフックのはがれ並びに引張破断は生じていない。帯筋は後で述べるように降伏歪（図-12参照）には達している。

この状態でコンクリート表面にアクリル樹脂系吸水防止剤を塗布し、角形鋼板及びモルタルで補修した試験体の状況を図-6に示す。

補修したSC1試験体は、部材角 $R = 0.37\%$ 、 $Q = 22.0tf$ の時に柱正面右上付け根部分及び左側面下部付け根部分にひび割れが発生し、部材角 $R = 1.0\%$ に到達する途中で右側面上部のモルタルと鋼板との付着がなくなり始める。その後左側面上部の鋼板が徐々に膨らみだし、左側面上部からおよそ6～7cmのところまで鋼板に局部座屈が生じ、部材角 $R = 2.0\%$ 、 $Q = 45.7tf$ の時に最大耐力に達する。その後、部材角の増大及



C1試験体

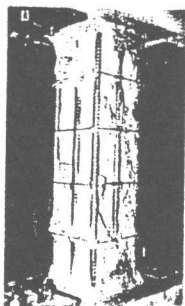


図-5 補修前の状況

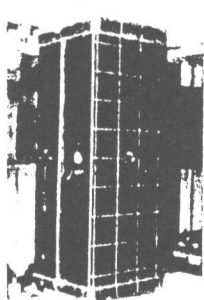
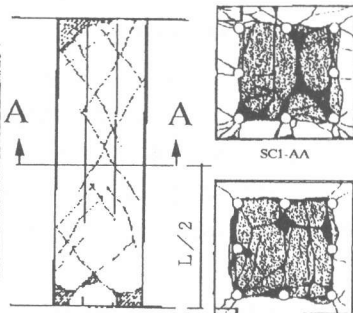


図-6 補修後の状況



SC1試験体

SC2-AA

図-7 補修試験体破壊状況

び繰り返すにより、正面右下部分の鋼板が基礎にめり込み、左下部分の鋼板が基礎より浮きはじめ、それと同時に局部座屈の波形が顕著になる。

SC2試験体は、部材角 $R=0.18\%$ 、 $Q=16.0\text{tf}$ の時に左側面上部付け根にひび割れが発生し、これ以降左側面上部付け根及び右側面下部付け根のひび割れが進展する。その後SC1試験体と同様の性状を示すが、 $R=2.0\%$ 、 $Q=48.1\text{tf}$ で鋼板が局部座屈最大耐力となる。 $R=3.0\%$ における鋼板の局部座屈等の破壊状況はSC1より著しくない。

SC1試験体実験終了後、SC1試験体の鋼板をはがしたモルタル部分のひび割れ状況と両補修試験体の中央部を輪切りにした断面の破壊状況を図-7に示す。ここで既存部分はやや濃い部分であり、周りの白い部分がモルタル部分である。

両試験体ともモルタル表面にせん断ひび割れが多く発生している。しかしSC1試験体のモルタル面には、C1試験体にみられる曲げひび割れや、せん断付着割れがほとんど発生していない。

実験終了後の断面から既存部分のコンクリートは著しく損傷していることが認められる。また、モルタル部分のひび割れは、既存部分から進展して延びたものと考えられ、特に柱の四隅に集中していることが認められる。

3.3 履歴特性

各試験体の初期剛性及び履歴曲線並びにその包絡線を図-8～図-10にそれぞれ示す。

原試験体と補修試験体の初期剛性を比較すると、補修試験体の初期剛性は原試験体よりも約1.4倍程度上回り、十分回復していることが認められる。

$R=\pm 0.5\%$ の履歴ループは原試験体と補修試験体でほぼ同じ安定した性状を示す。 $R=\pm 1.0\%$ になると原試験体では逆S字的な性状を示すが、補修試験体では $R=\pm 0.5\%$ 時と同様な安定した性状を示す。 $R=\pm 2.0\%$ 時では補修試験体についても逆S字的な性状を示す。これは破壊性状で示したように鋼板が局部座屈し、コンクリートのせん断破壊の拘束が低下するためと考えられる。

最大耐力時の変形量は原試験体で $R=\pm 0.5\%$ であるが、補修試験体では $R=\pm 2.0\%$ であり、十分な補修効果が認められる。

C1試験体と補修試験体の繰り返しによる耐力低下率を図-11に示す。C1試験体に比べて補修試験体は約半分の耐

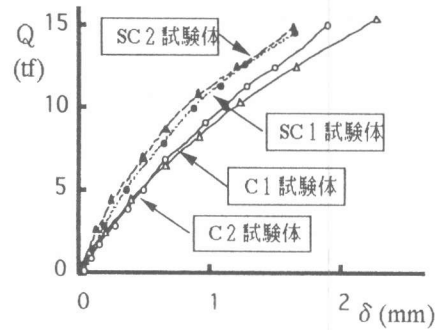


図-8 初期剛性

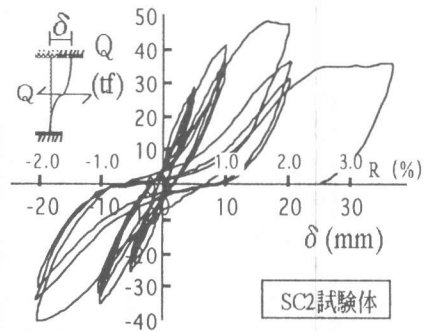
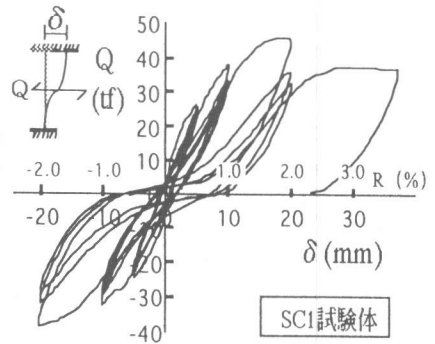
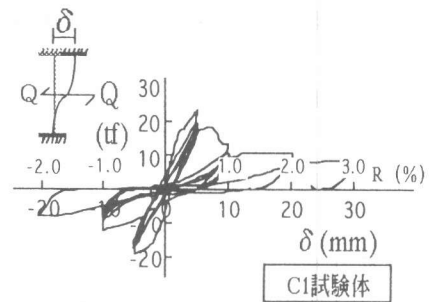


図-9 履歴曲線

力低下率であり補修効果及び補強効果が認められる。

以上により補修試験体は、補修をすることにより、原試験体よりも最大耐力及び変形性能の点において十分な補修効果が認められる。

3.4 各部の歪性状

帯筋及び角形鋼板の歪値と各部材角との関係を図-12に、また主筋の歪性状を図-13にそれぞれ示す。

補修試験体の帯筋の性状は、原試験体よりも各部材角における歪値は小さくなっており、角形鋼板が帯筋として有効に働いていると考えられる。

補修試験体の主筋が引張力に働く際の歪性状は、原試験体とほぼ同じ性状を示し、圧縮時の歪性状は補修試験体の方が小さな値を示す。このことより補修試験体の主筋は原試験体と同様に働いており、また、圧縮時には圧縮側のモルタル及び角形鋼板が有効に働いているものと考えられる。

ここで補修試験体について作用軸力から損傷したコンクリートとモルタルとを合わせた等価ヤング係数の推定方法について検討する。

軸方向力を作用させた際のそれぞれの各要素の負担分について歪値より検討し、その結果を表-3に示す。コンクリートの負担軸力 (N_c) は作用軸力より主筋及び角形鋼板の歪性状より算出した各負担軸力 (N_r 及び N_s) を差し引いた残り分とする。これより補修試験体のコンクリートとモルタルの等価ヤング係数 (E_c) は、等価コンクリートの歪値を主筋及び角形鋼板の歪値の平均値として考えるとすると SC1 試験体で $E_c=231\text{tf/cm}^2$ 、SC2 試験体で $E_c=278\text{tf/cm}^2$ として評価する事ができる。

3.5 耐力

各試験体の最大せん断耐力を表-4に示す。補修試験体の最大耐力は原試験体のそれに比べて、SC1 試験体で1.98倍、SC2 試験体で2.11倍の耐力上昇が認められる。

補修試験体の最大せん断耐力の算出に当たり、損傷したコンクリートとモルタル部分でどの程度の強度を有しているかが重要となる。そこで本実験では1つの考え方として損傷したコンクリートとモルタルとを含めた等価ヤング係数(表-3参照)を保持するものとして学会式³⁾によるヤング係数との関係からコンクリート強度(表-4中の F_c)を求める。表-4中に示すように(1)式²⁾にて最大せん

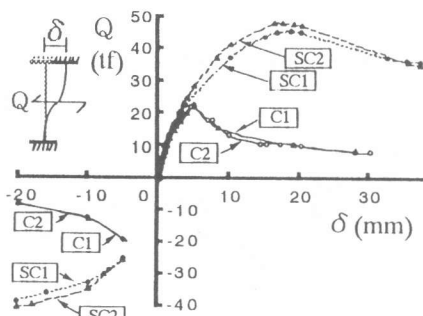


図-10 包絡線

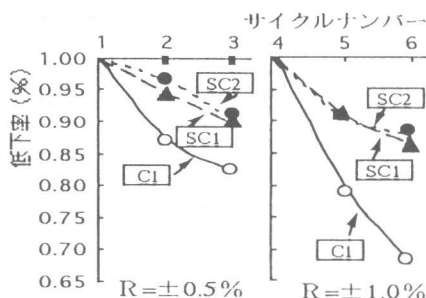


図-11 繰り返しによる耐力低下率

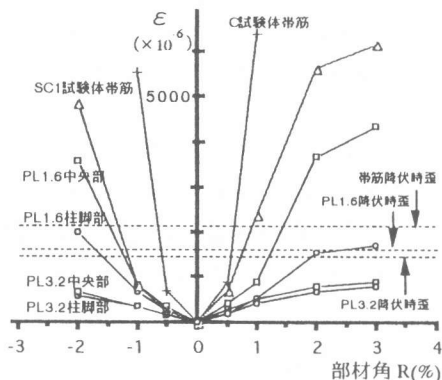


図-12 帯筋、鋼板の歪性状

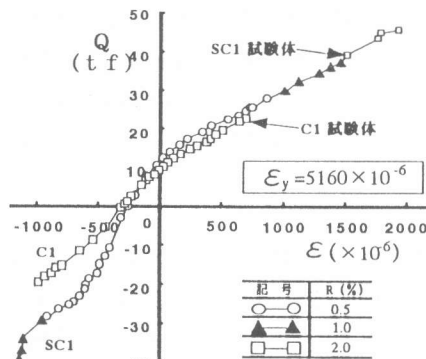


図-13 主筋の歪性状

表-3 軸力負担状況

	N (tf)	Nr (tf)	ϵ_r (μ)	Ns (tf)	ϵ_s (μ)	Nc (tf)	ϵ_c (μ)	Ec (tf/cm ²)
SC1	66.0	13.5	176	6.4	158	46.1	167	231
SC2	66.0	12.6	148	12.9	129	42.1	139	278

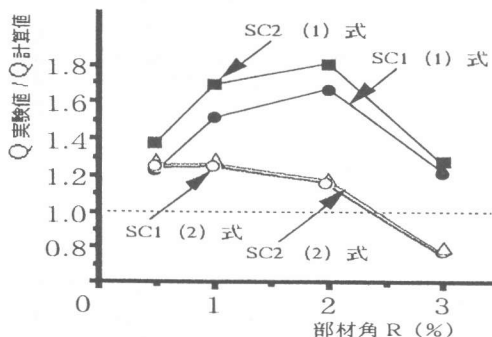


図-14 計算値の比較と部材角

断耐力を求めると、計算値と実験値との比 (eQ/cQ) (1) は 1.57 と 1.54 であり、安全側に評価されることになる。そこで (1) 式中の帯筋及び鋼板の項の第 2 項に帯筋及び鋼板の実測歪値を代入した (2) 式より計算値を求めると各部材角ごとに算出することができ、これら計算値と実験値との比 (eQ/cQ_0) と部材角 (R) の関係を図-14 に示す。この図より、(2) 式においては $R=0.5\%$ から 2.0% で $eQ/cQ(2)=1.1 \sim 1.3$ の範囲にあり、ほぼ推定することができる。しかし各部材角における歪値及び損傷したコンクリート強度の推定方法には更に検討する必要がある、本方法による補修後の最大せん断耐力の算定方法については、更に検討する必要があると考えられる。

4 まとめ

せん断付着破壊の損傷を有する鉄筋コンクリート柱は、角形鋼板及びモルタルによる補修実験により、補修試験体は原試験体よりも約 2 倍の耐力上昇及び最大耐力時の変形量並びに初期剛性の増大等が認められ、十分な補修効果を確認することができた。

損傷したコンクリート柱部材の最大耐力の推定方法について 1 つの考え方を示したが、今後損傷したコンクリートを含めたコンクリート強度の推定方法並びに鋼板等の耐力負担状況について更に検討する必要がある。

【謝辞】 実験及びその整理にあたり本大学 H 7 年卒研究生菊原康浩、安岡真一郎両氏の協力に謝意を表します。

【参考文献】 1) (財) 日本建築防災協会編：改訂版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、H2.2

2) (財) 日本建築防災協会編：改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、H2.2

3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1991

表-4 最大耐力の実験値と計算値

	Fc(kgf/cm ²)	Q(実験値) (tf)	Qsu1 (tf)	Qsu2 (tf)
C1	378	23.10	21.31 (1.08)	
C2	332	22.80	19.68 (1.16)	
SC1	200	45.68	29.13 (1.57)	39.34 (1.16)
SC2	185	48.06	31.24 (1.54)	40.82 (1.18)

* : 軸力負担率より推定、() : 実験値と計算値の比率

$$Q_{SU1} = B_1 \cdot j_1 \cdot \{ \tau_1 + \tau_2 + \tau_3 \} \dots \dots \dots (1) \text{式}$$

$$Q_{SU2} = B_1 \cdot j_1 \cdot \{ \tau_1 + \tau_2^* + \tau_3 \} \dots \dots \dots (2) \text{式}$$

$$\tau_1 = \frac{0.053 P_{T1}^{0.23} (180 + F_c)}{M / (Q \cdot d_1) + 0.12}$$

$$\tau_2 = 2.7 \sqrt{P_w \cdot \sigma_y + P_{w1} \cdot \sigma_{y1}}$$

$$\tau_3 = 0.1 \frac{N}{B_1 \cdot D_1}$$

$$\tau_2^* = sP_w \cdot \epsilon_s \cdot E_s + rP_w \cdot \epsilon_r \cdot E_r$$

B_1 : 補強後の柱断面幅 F_c : 既存部分のコンクリート強度

D_1 : 補強後の柱断面せい j_1 : $7/8 \cdot d_1$

d : 補強後の柱有効せい M/Q : $h/2$ (h は柱内高さ)

P_{T1} : 補強後の柱断面による N : 軸方向力

引張鉄筋比

P_w : 補強後の柱断面による既存部分のせん断補強筋比

P_{w1} : 補強後の柱断面による補強部分のせん断補強筋比

ただし、 $P_w + P_{w1}$ の値が 1.2% を越える場合は

$P_w + P_{w1} = 0.012$ とする。

σ_y : 既存柱のせん断補強筋の降伏点強度

σ_{y1} : 補強柱のせん断補強筋の降伏点強度

ただし、 σ_y 、 σ_{y1} は丸鋼、メッシュについては 3000kg/cm²。

sP_w : 補修後断面に対する補修鋼板の割合

rP_w : 補修後断面に対する帯筋の割合

ϵ_s : 各部材角における鋼板の歪値

ϵ_r : 各部材角における帯筋の歪値

ただし、降伏後は降伏歪値とする

E_s : 鋼板のヤング係数

E_r : 帯筋のヤング係数

