

鉄筋コンクリート造柱のパンチングシア耐力に関する研究

神野 靖夫 山野辺 宏治 池谷 純一 高橋 啓 本多 義人
(技術研究所) (技術研究所) (技術研究所) (設計本部) (環境技術/リノベーション本部)

Experimental Studies on Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Columns

by Yasuo Jinno, Koji Yamanobe, Jun-ichi Iketani, Kei Takahashi and Yoshito Honda

Abstract

Most of reinforced concrete buildings, to be seismically retrofitted, are strengthened by additionally cast concrete walls or steel braces. These technologies, however, may possibly cause the punching shear failure in columns. In this paper, eight specimens were tested to investigate the punching shear strength of low strength concrete columns. Based on regression analysis of the test results, the authors proposed the punching shear strength equation applicable to low strength concrete as well as normal strength concrete. Specimens strengthened by carbon fiber sheets were also tested and the effects are included in the equation. Furthermore, single layer - single span frame specimens of low strength concrete strengthened by structural additional walls were tested. It was confirmed that the proposed punching shear strength equation can properly estimate the structural properties of the tested frames.

概要

鉄筋コンクリート(以下、RCと略す)造建物の耐震補強では、RC造耐震壁の増設や枠付き鉄骨ブレースの増設が多用される。これらの補強では、既存柱のパンチングシア破壊を伴う破壊形式となることが多い。本報では低強度コンクリートを用いたRC造柱の構造実験8体を行い、その実験結果に普通強度コンクリート柱の既往の実験データ18体も含めて分析を行い、低強度から普通強度まで適用可能なパンチングシア耐力式を提案した。また、炭素繊維シート補強した試験体も試験し、その効果を提案式に反映した。さらに、低強度の柱梁架構にRC造耐震壁を後打ちした補強架構の水平加力実験を行い、提案したパンチングシア耐力式を用いて、補強架構の構造性能を適切に評価できることを示した。

1.はじめに

RC造建物の耐震補強は強度型となることが多く、柱梁架構の補強工法としてRC造耐震壁や枠付き鉄骨ブレースの増設が多用される。こうした補強架構の柱にはしばしばパンチングシア破壊が生じ、補強設計には柱のパンチングシア破壊耐力の評価が必要になる。現状では耐震改修設計指針¹⁾に示されたパンチングシア耐力式が広く用いられているが、この評価式では圧縮強度 13.5N/mm^2 未満の低強度コンクリートは適用範囲に含まれず、せん断補強筋の効果も含まれていない。また文献²⁾では、低強度コンクリートの場合には柱のパンチングシア破壊耐力を補強架構の耐力に含めない評価方法が示されている。

しかしながら、低強度コンクリートの建物の補強を合理的に行ううえで、柱のパンチングシア耐力を確実に発揮・向上させる補強方法を提案し、補強架構の構造性能の評価方法を確立することは非常に有用である。

本報では、低強度コンクリート柱のパンチングシア実

験を行い、普通強度コンクリート柱の既往データを含めて結果を評価することにより、低強度から普通強度までの範囲をカバーし、かつ炭素繊維シート補強の効果も含んだ柱のパンチングシア耐力式を提案する。

さらに、1層1スパンの柱梁架構内にRC造耐震壁を増設した試験体の実験を行い、提案したパンチングシア



RC造耐震壁増設補強



枠付き鉄骨ブレース補強

写真-1 柱のパンチングシア破壊例

耐力式を使うことにより、これら補強架構の性能を適切に評価できることを示す。

2.柱のパンチングシア実験

2.1 実験目的

耐震改修設計指針に示されたパンチングシア耐力式(1)では、算定用の基本せん断強度 τ_0 は直接せん断試験から導かれ、構造実験から得られたシアスパン比の影響を考慮した k_{min} を乗じてパンチングシア耐力としている。この式ではせん断補強筋の効果は考慮されていない。

$$pQ_c = k_{min} \cdot \tau_0 \cdot b_e \cdot D \quad \dots(1)$$

ここで、

pQ_c : パンチングシア耐力 (N)

$k_{min} = 0.34 / (0.52 + a/D)$

τ_0 : 基本せん断強度 (N/mm²)

$$0.98 + 0.1 \cdot \sigma_B + 0.85 \cdot \sigma \quad [0 \leq \sigma \leq 0.33 \cdot \sigma_B - 2.75]$$

$$= 0.22 \cdot \sigma_B + 0.49 \cdot \sigma \quad [0.33 \cdot \sigma_B - 2.75 < \sigma \leq 0.66 \cdot \sigma_B]$$

$$0.54 \cdot \sigma_B \quad [0.66 \cdot \sigma_B < \sigma]$$

$\sigma = p_g \cdot \sigma_y + \sigma_0$ (N/mm²)

p_g, σ_y : 主鉄筋比、同降伏点 (N/mm²)

σ_0 : 軸方向応力度 (N/mm²)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

a : 増設壁板から柱に伝達される水平力の作用位置から柱頭フェイスまでの距離

b_e, D : 柱幅、柱せい (mm)

写真-1に、柱頭部のパンチングシア破壊状況の例を示す。これらは、RC造耐震壁および枠付き鉄骨ブレースで補強された柱梁架構の水平加力実験の結果である。パンチングシア破壊は柱の上面のみで生じるのではなく、

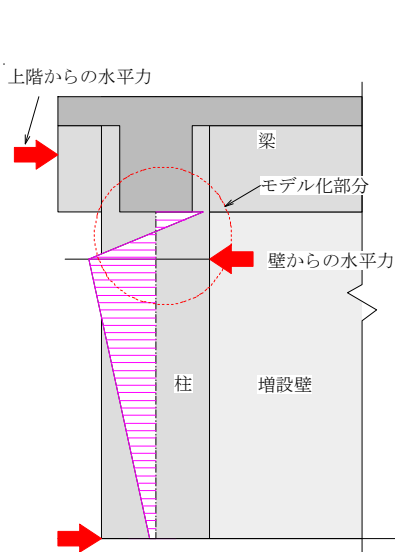


図-1 試験体モデル化部分

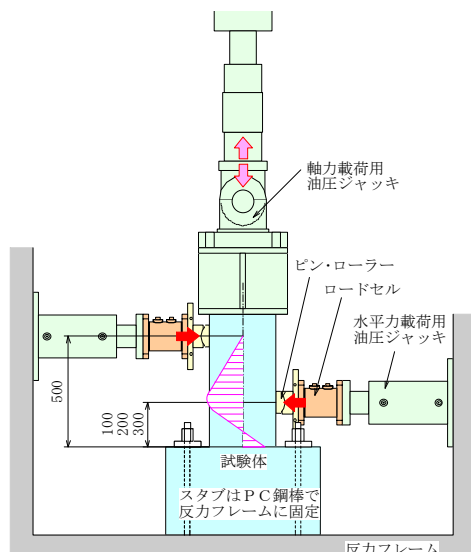


図-2 加力装置

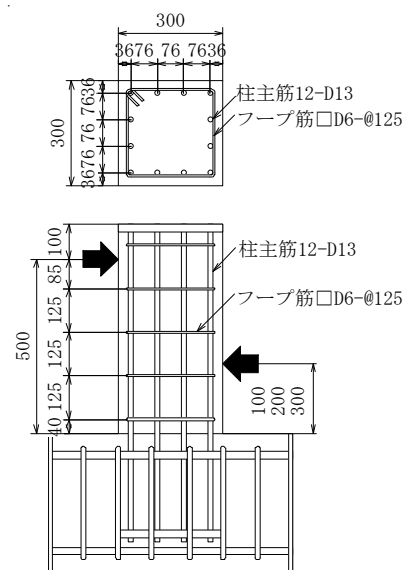


図-3 試験体配筋

柱せいの1倍程度の長さの破壊領域を持った極短スパンのせん断破壊であることがわかる。フープ筋では間隔が大きく破壊領域内に効果的にフープ筋が存在しているとは限らないためせん断補強効果への参入が困難であるが、炭素繊維シート補強では破壊領域内を確実に補強することができることから、耐力式に考慮することが可能と考えられる。

そこで、ここでは低強度コンクリートを用いた試験体

表-1 試験体一覧

試験体名	軸力比	a/D	CFシート層数	鉄筋(共通)	備考
ST2-1-0	-0.2	0.25	0	主筋 12-D13 pg=1.69%	標準試験体
ST2-2-0		0.40			
ST2-3-0		0.49			
SC2-3-0	+0.2	0.49	1	帯筋 □D6-@125 pw=0.17%	CF 1層巻き
ST2-3-1	-0.2	0.40			CF 2層巻き
SC0-2-2	0	0.49			CF 2層巻き
ST2-3-3	-0.2	0.49	3		CF 3層巻き

CF : 炭素繊維シート

表-2 材料特性(鉄筋)

種類	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)	ヤング係数 (kN/mm ²)
D6	352	506	20	184
D13	346	475	21	183

表-3 材料特性(コンクリート)

圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ポアソン比	ヤング係数 (kN/mm ²)
5.91	0.71	0.170	13.4

* いずれも加力前後の平均

表-4 材料特性(炭素繊維シート)

品番	繊維目付量 (g/m ²)	設計厚さ (mm)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
FTS-C1-30	300	0.167	3400	230

* いずれもカタログ値

表-5 材料特性(含浸接着樹脂)

品番	引張強さ (N/mm ²)	曲げ強度 (N/mm ²)	引張せん断強度 (N/mm ²)
FR-E3P(H)	29以上	39以上	10以上

* いずれもカタログ値

を用いて、せん断スパン比、柱の軸力および炭素繊維シートによるせん断補強量を実験パラメータとした実験を行い、それらの影響を明らかにした^{3,4)}。

2.2 実験方法

表-1に試験体の一覧を、表-2～表-5に使用材料の機械的性質を示す。試験体はせん断スパン比、軸力、炭素繊維シートによるせん断補強量を実験パラメータとする8体である。スタブ際から加力点までの距離は100mm、200mm、300mmの3種類で、これらは加力板の幅で荷重が分布することなどを考慮するとそれぞれせん断スパン比0.25、0.40、0.49に相当する。軸力はコンクリート断面に対する軸力比で+0.2(圧縮)、0、-0.2(引張)の3種類とした。炭素繊維シート補強は、繊維目付量300g/m²のシートを1～3層巻きの3種類とした。目付量300g/m²のシート1層を基礎スタブから400mmの高さまで柱材軸方向四面に貼った後に、フープ筋方向に所定の層数を巻き付けた。

図-1および図-2に加力方法を示す。試験体は図-1に示す柱頭部周辺をモデル化したもので、図-2に示すように実際の柱頭部を上下逆さまにした状態で加力を行う。壁やブレースで補強された柱梁架構の柱では、図-1のように柱頭部は固定、柱脚部はピンに近い応力状態になると考えられる。そこで、実験でもその応力状態を再現するように、単純なキャンティレバー型の加力ではなく、図-2に示す加力方法とした。軸力载荷用油圧ジャッキにより所定の一定軸力を加えた状態で、柱に壁からの反力相当の水平力を単調载荷し、この力に対してスタブ面か

ら500mmの高さで変形が0となる釣合い力を油圧ジャッキで与えた。

図-3に試験体の配筋を示す。試験体は柱頭部を模擬した縮尺1/3の縮小モデルである。鉄筋コンクリート部分の形状、配筋および材料強度は全て同一で、柱断面は300mm×300mm、柱主筋12-D13 (pg=1.69%)、フープ筋□D6-@125 (pw=0.171%)である。コンクリートは試験体のスタブを上にして実際の建物と同じ向きで打設した。実験時のコンクリートの圧縮強度は5.9N/mm²であった。

2.3 実験結果

表-6に実験結果の一覧を、図-4に無補強試験体4体と補強試験体4体のせん断力Q-頂部変形δ_n関係を示す。無補強試験体は引張軸力導入で柱にひび割れが発生し、せん断力の増加に伴って、曲げひび割れ、せん断ひび割れの順に破壊が進行し、最後は加力点から柱頭部(試験体では下端)にかけての斜めひび割れが拡大して破壊した

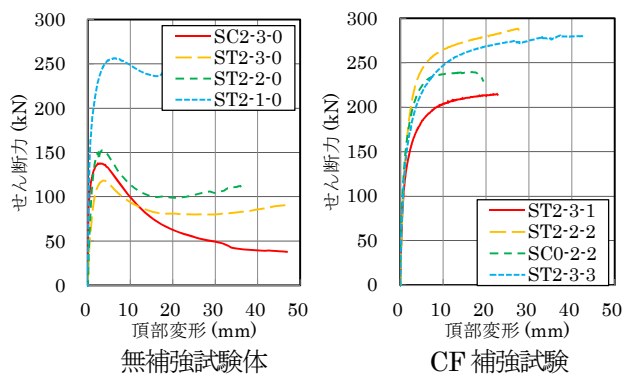


図-4 せん断力-頂部変形関係

表-6 実験結果一覧

試験体名	最大耐力 (kN)	破壊モード
ST2-1-0	256	パンチングシア破壊
ST2-2-0	152	パンチングシア破壊
ST2-3-0	118	パンチングシア破壊
SC2-3-0	138	パンチングシア破壊
ST2-3-1	215	CF破断
ST2-2-2	288	CF破断
SC0-2-2	240	CF破断
ST2-3-3	281以上	曲げ破壊

CF: 炭素繊維シート

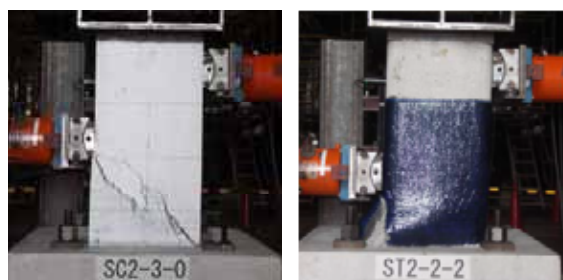


写真-2 最終破壊状況の例

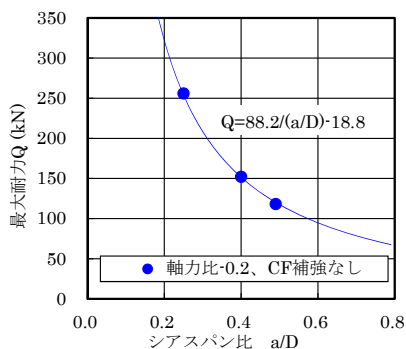


図-5 シアスパン比の影響

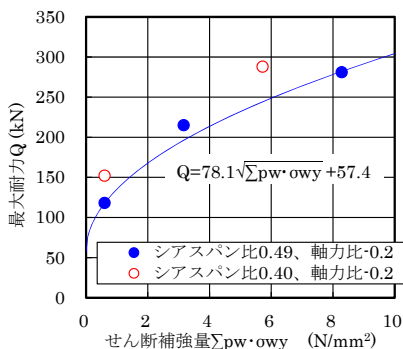


図-6 せん断補強量の影響

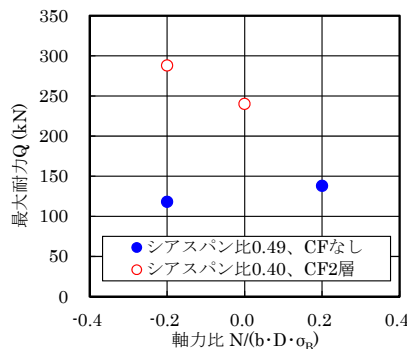


図-7 軸力比の影響

(写真-2)。圧縮軸力のSC2-3-0試験体は軸力導入ではひび割れは発生しなかった。補強試験体は炭素繊維シートにより試験部のひび割れが見えないが、せん断力の増加に伴って変形が進展し、最終的には柱隅角部で炭素繊維シートが破断した。ただし、3層補強のST2-3-3試験体は曲げにより主筋が降伏し、炭素繊維シートの破断は生じなかった。

図-5～図-7に、各実験パラメータがパンチングシア耐力に与える影響を示す。図-5に最大耐力とシアスパン比の関係を示す。シアスパン比が小さいほど最大耐力は大きくなっており、これは普通強度のコンクリートと同じ傾向である。

図-6に最大耐力とせん断補強量の関係を示す。せん断補強量は炭素繊維シートのせん断補強材比と設計強度2300N/mm²の積で表した。補強量が大きいほど最大耐力も大きくなっており、炭素繊維シート補強はパンチングシア耐力の増加に有効であることが確認できる。最大耐力はせん断補強量の1/2乗にほぼ比例している。

図-7に最大耐力と軸力比の関係を示す。シアスパン比が0.40と0.49の試験体群の実験データをプロットしたが明確な傾向は見られなかった。しかし、引張軸力の試験体でも最大耐力が大きく低下することはなく、パンチングシア耐力を期待することができる。

3.パンチングシア耐力式の提案

3.1 目的関数の仮定と回帰分析方法

今回行った低強度コンクリート柱の試験体8体と、普通強度コンクリートを用いた既往の試験体18体の実験データを用いて実験結果の回帰分析を行い、パンチングシア耐力評価式を提案する。

パンチングシア耐力時せん断強度(せん断力を全断面積で除したせん断応力度)の評価式を、次式の形で定義する。ここでC5は、コンクリート強度が13.5N/mm²未満の領域でパンチングシア耐力評価が安全側となるように導入した低減係数である。

$$\tau_{cal} = \frac{\left[C1 + C5 \cdot \left\{ 1 - \min \left(1, \frac{\sigma_B}{13.5} \right) \right\} \right] \cdot \tau_0}{a/D + C2} + C3 \cdot \sqrt{\sum p_w \sigma_{wy}} + C4 \cdot \sigma_0 \quad \dots(2)$$

ここで、

τ_{cal} : パンチングシア耐力時せん断強度(目的関数)

(以下、応力度の単位はすべてN/mm²)

C1～C5 : 目的関数における実験係数(独立変数)

ただし、C1、C2はシアスパンの影響を表す係数

C3はせん断補強筋の影響を表す係数

C4は軸力の影響を表す係数

C5は低強度コンクリートに対する低減係数

τ_0 : 基本せん断強度(式(1)参照)

$$\sum p_w \sigma_{wy} = p_w \cdot \sigma_{wy} + p_{CF} \cdot \sigma_{CF}$$

p_w 、 σ_{wy} : 横補強筋比、同降伏点

p_{CF} 、 σ_{CF} : 炭素繊維シート補強比、

同有効強度(=2300N/mm²)

回帰分析においては、実験係数(独立変数 : C1～C5)の最適解を最小二乗法により求めた。本例では目的関数が必ずしも独立変数について線形ではないことから、実験結果との残差の二乗総和を最小にする実験係数を収れん計算により求めた。

3.2 実験結果に対する回帰分析結果

検討に用いた実験データおよび回帰分析結果を表-7に示す。回帰分析には、実験結果が柱の曲げ終局強度計算値を超えた2体(No.3-3、No.3-8)を除く24体を用いた。回帰分析により得られた評価式 $\tau_{cal<mean>}$ を示す。目的関数(2)での実験係数はそれぞれC1=2.13、C2=2.96、C3=0.634、C4=0.111、C5=-1.08となった。これはパンチングシア耐力の平均を表す式である。

$$\tau_{cal<mean>} = \frac{\left[2.13 - 1.08 \cdot \left\{ 1 - \min \left(1, \frac{\sigma_B}{13.5} \right) \right\} \right] \cdot \tau_0}{a/D + 2.96} + 0.63 \cdot \sqrt{\sum p_w \sigma_{wy}} + 0.11 \cdot \sigma_0 \quad \dots(3)$$

実験結果と式(3)による計算値の比 τ_{exp}/τ_{cal} の平均値は0.99、標準偏差は0.154、相関係数はR²=0.93で、式(3)は実験結果とよい相関を示している。

3.3 設計式の構築と評価結果

設計耐力評価式を構築するにあたり、まず低強度コンクリート試験体の τ_{exp}/τ_{cal} の最小値(=0.74:No.1～No.3)が普通コンクリート試験体の最小値(≒0.8)と同等になるように、式(3)の低強度コンクリートに関する低減係数C5(=-1.08)を1.25倍してC5=-1.35とした。以下これを用いた式を式(4) τ_{cal}' と呼ぶ。

$$\tau_{cal}' = \frac{\left[2.13 - 1.35 \cdot \left\{ 1 - \min \left(1, \frac{\sigma_B}{13.5} \right) \right\} \right] \cdot \tau_0}{a/D + 2.96} + 0.63 \cdot \sqrt{\sum p_w \sigma_{wy}} + 0.11 \cdot \sigma_0 \quad \dots(4)$$

さらに、評価式 τ_{cal}' 全体に対して低減係数0.8を乗じ、実験結果の下限値を保証する設計式 $\tau_{cal<D>}$ を得た。

$$\tau_{cal<D>} = 0.8 \cdot \tau_{cal}'$$

$$= \frac{1.70 - 1.08 \cdot \left\{ 1 - \text{Min} \left(1, \frac{\sigma_B}{13.5} \right) \right\}}{a/D + 2.96} \cdot \tau_0 + 0.51 \cdot \sqrt{\sum p_w \sigma_{wy}} + 0.09 \cdot \sigma_0 \quad \dots (5)$$

図-8に、最大耐力実験値と式(4)および式(5)による計算値との比較を示す。図中、赤丸は今回行った低強度コンクリートの実験、青四角は既往の普通強度コンクリートの実験である。斜めの実線は式(4)を示し、破線は最終的に提案した設計式(5)を示している。

実験結果は、低強度領域でややばらつきが大きいものの、低強度から普通強度まで連続して式(4)により評価できている。また、低減係数0.8を用いた式(5)は実験結果の下限となっている。

図中に炭素繊維シート補強された試験体を示した。いずれも式(4)により他の試験体と同様に評価できている。

図-9に設計式による実験結果の評価結果を示す。縦軸に最大耐力実験値を曲げ耐力計算値で除した値、横軸に設計式(5)の計算値を曲げ耐力計算値で除した値をとった。設計式はいずれの試験体に対しても安全な評価ができています。

4. 柱梁架構の補強実験

4.1 実験の概要

柱梁架構にRC造壁を増設や増厚した試験体(以下、RC壁補強試験体と呼ぶ)7) および枠付き鉄骨ブレースを設置した試験体(以下、ブレース補強試験体と呼ぶ)8) の実

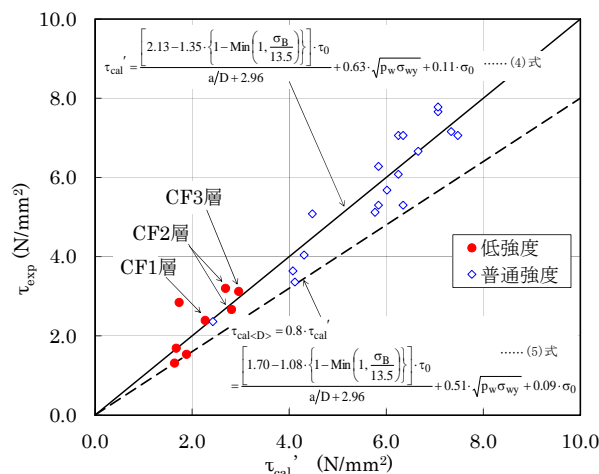


図-8 パンチングシア耐力実験値と提案耐力式による計算値の比較

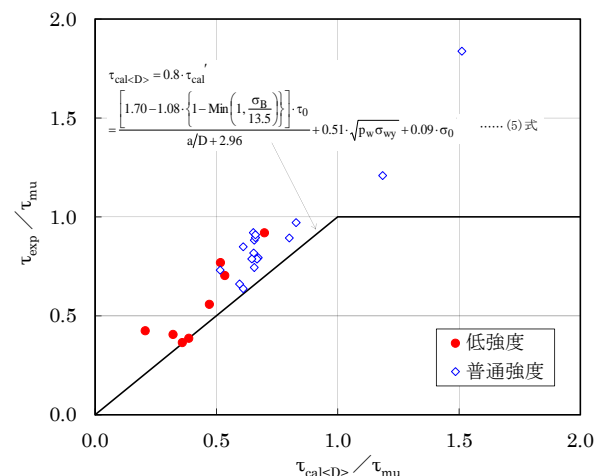


図-9 提案設計式による実験結果の評価

表-7 回帰分析に用いた試験体一覧 3)・6)

No.	試験体名称	試験体										実験結果					評価結果						
		b (mm)	D (mm)	a (mm)	a/D	σ_B (N/mm ²)	p_g (%)	σ_y (N/mm ²)	p_w (%)	σ_{wy} (N/mm ²)	$p_{CF} \cdot \sigma_{CF}$ (N/mm ²)	軸力比	σ_0 (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	$\Sigma p_w \sigma_{wy}$ (N/mm ²)	τ_{mu} (N/mm ²)	Q_{exp} (kN)	τ_{exp} (N/mm ²)	τ_{exp} / τ_{mu}	τ_{cal}' (N/mm ²)	τ_{cal}' / τ_{mu}	$\tau_{cal<D>}$ (N/mm ²)	$\tau_{cal<D>} / \tau_{mu}$
1-1	ST2-1-0	300	300	74	0.25	5.9	1.69	346	0.171	352	-0.20	-1.12	3.21	0.602	6.69	256	2.84	0.42	1.73	0.26	1.39	0.21	
1-2	ST2-2-0	300	300	120	0.40	5.9	1.69	346	0.171	352	-0.20	-1.12	3.21	0.602	4.16	152	1.69	0.41	1.67	0.40	1.34	0.32	
1-3	ST2-3-0	300	300	147	0.49	5.9	1.69	346	0.171	352	-0.20	-1.12	3.21	0.602	3.39	118	1.31	0.39	1.64	0.48	1.31	0.39	
1-4	SC2-3-0	300	300	147	0.49	5.9	1.69	346	0.171	352	0.20	1.12	3.21	0.602	4.20	138	1.53	0.37	1.89	0.45	1.51	0.36	
1-5	ST2-3-1	300	300	147	0.49	5.9	1.69	346	0.171	352	2.53	-0.20	-1.12	3.21	3.132	3.39	215	2.39	0.70	2.27	0.67	1.82	0.53
1-6	ST2-2-2	300	300	120	0.40	5.9	1.69	346	0.171	352	5.06	-0.20	-1.12	3.21	5.662	4.16	288	3.20	0.77	2.69	0.65	2.15	0.52
1-7	SC0-2-2	300	300	120	0.40	5.9	1.69	346	0.171	352	5.06	0	0	3.21	5.662	4.77	240	2.67	0.56	2.81	0.59	2.25	0.47
1-8	ST2-3-3	300	300	147	0.49	5.9	1.69	346	0.171	352	7.59	-0.20	-1.12	3.21	8.192	3.39	281	3.12	0.92	2.96	0.87	2.37	0.70
2-1	C-0-1	200	250	110	0.44	20.7	2.39	367	0.100	229	0	0	0	8.85	0.229	7.12	265	5.30	0.74	5.84	0.82	4.67	0.66
2-2	C-0-2	200	250	110	0.44	20.7	2.39	367	0.100	229	0	0	0	8.85	0.229	7.12	314	6.28	0.88	5.84	0.82	4.67	0.66
2-3	C-10-1	200	250	110	0.44	20.7	2.39	367	0.100	229	0.05	0.98	9.33	0.229	7.67	304	6.08	0.79	6.25	0.82	5.00	0.65	
2-4	C-10-2	200	250	110	0.44	20.7	2.39	367	0.100	229	0.05	0.98	9.33	0.229	7.67	353	7.06	0.92	6.25	0.82	5.00	0.65	
2-5	C-20-1	200	250	110	0.44	20.7	2.39	367	0.100	229	0.09	1.96	9.81	0.229	8.15	333	6.66	0.82	6.66	0.82	5.33	0.65	
2-6	C-30-1	200	250	110	0.44	20.7	2.39	367	0.100	229	0.14	2.94	10.29	0.229	8.55	383	7.66	0.90	7.07	0.83	5.65	0.66	
2-7	C-30-2	200	250	110	0.44	20.7	2.39	367	0.100	229	0.14	2.94	10.29	0.229	8.55	389	7.78	0.91	7.07	0.83	5.65	0.66	
2-8	C-40-1	200	250	110	0.44	20.7	2.39	367	0.100	229	0.19	3.92	10.77	0.229	8.89	353	7.06	0.79	7.48	0.84	5.98	0.67	
2-9	T-20-1	200	250	110	0.44	23.0	3.44	350	0.100	229	-0.09	-1.96	10.01	0.229	8.31	265	5.30	0.64	6.35	0.76	5.08	0.61	
2-10	T-20-2	200	250	110	0.44	23.0	3.44	350	0.100	229	-0.09	-1.96	10.01	0.229	8.31	353	7.06	0.85	6.35	0.76	5.08	0.61	
3-1	No.1	500	500	167	0.33	23.3	0.92	371	0.064	352	0	0	0	6.21	0.225	4.16	1010	4.04	0.97	4.31	1.04	3.45	0.83
3-2	No.2	500	500	100	0.20	23.3	0.92	371	0.064	352	0	0	0	6.21	0.225	6.95	1270	5.08	0.73	4.48	0.64	3.58	0.52
3-3*	No.3	500	500	250	0.50	23.3	0.92	371	0.064	352	0	0	0	6.21	0.225	2.78	840	3.36	1.21	4.12	1.48	3.29	1.19
3-4	No.4	500	500	167	0.33	23.3	0.92	371	0.064	352	0.13	3.10	8.32	0.225	7.21	1420	5.68	0.79	6.01	0.83	4.81	0.67	
3-5	No.5	500	500	167	0.33	23.3	0.92	371	0.064	352	0.27	6.20	9.83	0.225	9.09	1790	7.16	0.79	7.34	0.81	5.87	0.65	
3-6	No.6	500	500	167	0.33	23.3	1.84	371	0.064	352	0	0	0	8.47	0.225	7.74	1280	5.12	0.66	5.77	0.74	4.61	0.60
3-7	No.7	500	500	167	0.33	19.7	0.92	371	0.064	352	0	0	0	5.85	0.225	4.07	910	3.64	0.89	4.08	1.00	3.26	0.80
3-8*	No.8	500	500	167	0.33	19.7	0.92	371	0.064	352	-0.13	-2.50	3.72	0.225	1.28	590	2.36	1.84	2.43	1.89	1.94	1.51	

b, D, a, σ_B , p_g , σ_y , p_w , σ_{wy} , p_{CF} , σ_{CF} , σ_0 , τ_0 , $\Sigma p_w \sigma_{wy}$: 本文(1)(2)式参照 Q_{exp} : 最大耐力実験値 τ_{exp} : $=Q_{exp}/(b \cdot D)$ *: 回帰分析からは除外
 τ_{mu} : $=Mu/(a \cdot b \cdot D)$ 柱の曲げ終局強度時せん断応力度計算値 τ_{cal}' : 本文(4)式によるパンチングシア強度計算値 No.1~1~1-8は文献3), No.2~1~2-10は文献5), No.3~1~3-8は文献6)より引用。
 $\tau_{cal<D>}$: 設計式(5)によるパンチングシア強度計算値

験結果を用い、提案したパンチングシア耐力式によるこれら補強架構の最大耐力の評価を試みた。

表 - 8 に試験体の一覧を、図 - 10 に RC 壁補強試験体およびブレース補強試験体の形状を示す。

RC 壁補強試験体は縮尺 1/2 の縮小モデルである。柱は 300mm×300mm の断面に 16-D13 の主筋を配し、フープ筋は D6@125 とした。No.2 試験体は低強度の既存柱梁架構内に普通強度コンクリートの壁を増設した試験体、No.3 は既存の低強度コンクリートの壁に普通強度の壁を増し打ちした試験体である。試験体の上下には剛強なスタブを付けたが、あと施工アンカーの支圧耐力を評価するために、上下のスタブのコンクリートは低強度コンクリートとした。加力は正負交番水平力を上梁の構造芯に加える片持ち梁形式で、柱軸力は低強度コンクリートであることを考慮して $N=0.3 \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B$ をそれぞれの柱に加

えた。

ブレース補強試験体は縮尺 1/3 の縮小モデルで、ブレースの耐力を十分大きくして接合部破壊となるよう設計した。枠鉄骨と RC 躯体との接合部にはあと施工アンカーを用いず、枠鉄骨フランジ面にシアキーを設け、コンクリート面を凹凸 5mm に目荒しした。隙間には無収縮モルタルを充填した。コンクリートは普通強度である。加力は RC 壁補強試験体と同様に片持ち梁形式の正負交番繰返し加力とした。S-No.3 試験体は $N=0.15 \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B$ の柱軸力をそれぞれの柱に加え、S-No.5 試験体は軸力なしとした。

使用材料の機械的性質を表 - 9～表 - 11 に示す。

4.2 実験結果

図 - 11 および図 - 12 に、RC 壁補強試験体 No.2 とブレース補強試験体 S-No.3 の荷重-変形関係と最終破壊状況を示す。RC 壁補強試験体は 2 体とも壁上辺の水平接合部が滑り、引張側柱の柱頭部分がパンチングシア破壊し、圧縮側の柱はせん断破壊した。ブレース補強試験体は 2

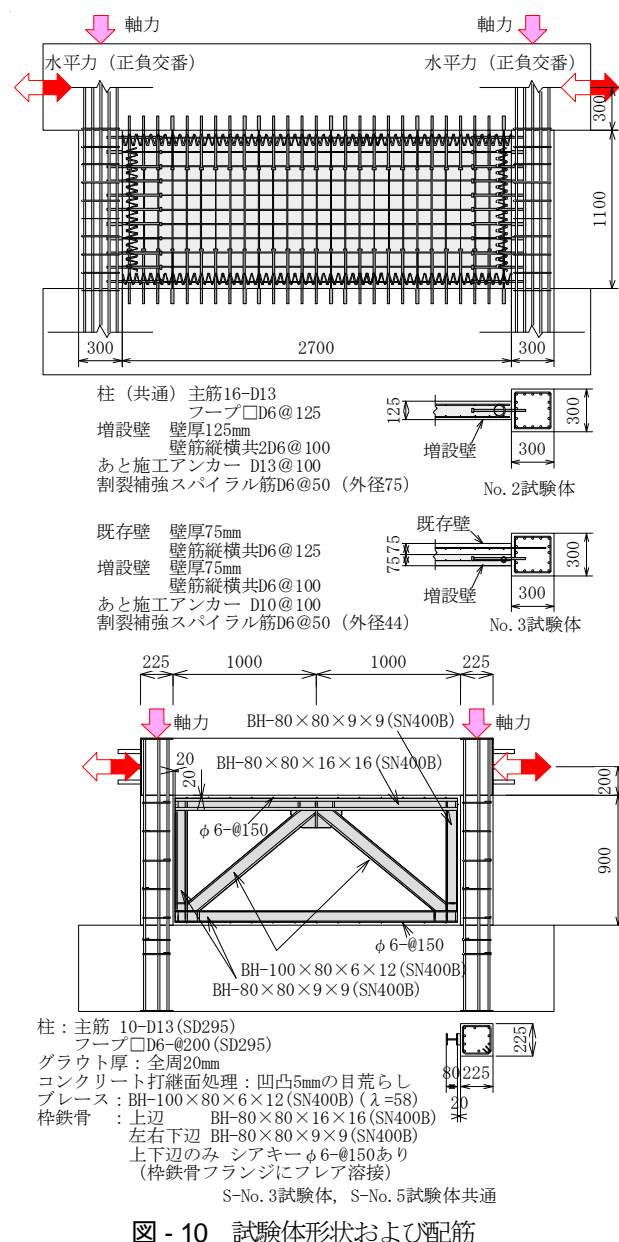


表 - 8 架構実験試験体一覧

補強の種類	試験体名	壁の構成	壁厚さ (mm)	壁配筋	あと施工アンカー	軸力* (kN)
RC壁	No.2	増設壁	125	2D6@100	D13@100	492
	No.3	既存壁 増厚壁	75 75	D6@125 D6@100	D10@100	514
補強の種類	試験体名	ブレース		枠鉄骨	軸力* (kN)	
無アンカーブレース	S-No.3	BH-100×80×6×12		上辺 : BH-80×80×16×16 他辺 : BH-80×80×9×9	422	
	S-No.5	BH-100×80×6×12		丸鋼シアキー φ6@150 (上下辺のみ)	0	

* 軸力は柱2本に対する値

表 - 9 材料特性(鉄筋)

試験体名	種類	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)	ヤング係数 (kN/mm ²)
No.2	D6	338	504	16.5	181
	D10*	348	478	21.6	184
	D13	342	479	19.4	183
S-No.3	D6	349	522	29.0	
	D13	333	471	32.0	

* :あと施工アンカー筋

表 - 10 材料特性(鉄骨)

使用箇所	種類	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	破断伸び (%)
S-No.3	PL-6	399	485	22
	PL-9	322	446	29
S-No.5	PL-12	294	444	32
	PL-16	278	433	35

材種はすべてSN400B

表 - 11 材料特性(コンクリート)

試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ポアソン比	ヤング係数 (kN/mm ²)
No.2 柱	9.1	1.15	0.161	1.56
	23.5	2.36	0.192	2.42
No.3 柱・壁	9.5	1.28	0.160	1.52
	24.9	2.49	0.190	2.43
S-No.3, S-No.5 柱	27.8	2.70		25.1
S-No.3, S-No.5 無収縮モルタル	62.8	2.66		24.6

体ともブレースは降伏せず、枠鉄骨と上梁との水平接合部が滑り、引張側柱の柱頭部がパンチングシア破壊し、圧縮側の柱はせん断破壊した。

4.3 最大耐力の評価

表 - 12に補強架構の設計耐力および最大耐力について、実験値と計算値の比較を示す。最大耐力の計算では(表中の提案耐力式)、引張側柱のパンチングシア耐力は本報の提案式を用い、壁上辺接合部の耐力は耐震改修設計指針¹⁾に示された接合部耐力式、圧縮側柱のせん断耐力は荒川 mean 式に低強度の影響を表す低減係数 kr ²⁾ を乗じた値とし、柱の可撓長さは内法長さとした。材料強度は実強度を用いた。

設計値の計算では(表中の提案設計式)、パンチングシア耐力は本報の提案設計式を用い、壁上辺接合部の耐力は耐震改修設計指針に示された接合部耐力式、圧縮側柱のせん断耐力は荒川 min 式に低強度の影響を表す低減係数 kr を乗じた値とした。

また、耐震改修設計指針式による計算結果(表中の耐震改修設計指針)および建築研究振興協会²⁾の指針による計算結果(表中の建振協指針)も示した。建築研究振興協会式では低強度試験体についてはパンチングシア耐力を0としている。

計算結果では、壁補強試験体は一体壁としてのせん断破壊ではなく、上梁下面(壁上辺)接合部が破壊する破壊モードとなっており、実験結果と一致している。同様に、ブレース補強試験体では、ブレースが降伏せず上梁下面(壁上辺)接合部が破壊する破壊モードとなっており、実験結果と一致している。

図 - 13 に最大耐力実験値と耐力計算値の関係を、

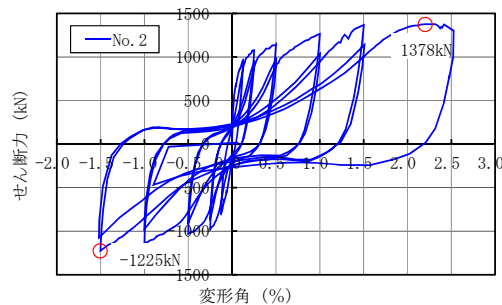


図 - 11 荷重-変形関係と最終破壊状況 (RC 壁補強試験体 No.2)

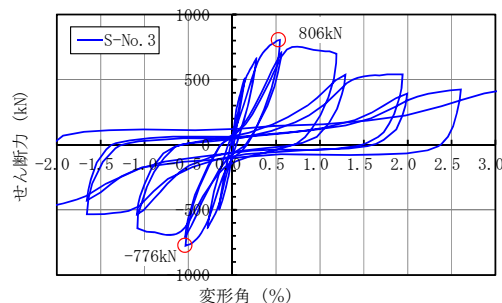


図 - 12 荷重-変形関係と最終破壊状況 (ブレース補強試験体 S-No.3)

表 - 12 耐力計算値^{7),8)}

試験体名	補強工法	最大耐力 実験値 (kN)	設計耐力(設計式・min式)				最大耐力(耐力式・mean式)					
			一体壁 せん断 (kN)	ブレース 降伏 (kN)	耐震改修 設計指針 (kN)	建振協 指針 (kN)	提案 設計式 (kN)	一体壁 せん断 (kN)	ブレース 降伏 (kN)	耐震改修 設計指針 (kN)	建振協 指針 (kN)	提案 耐力式 (kN)
No.2	RC壁	1378	876	—	765 (1.80)	725 (1.90)	797 (1.73)	996	—	836 (1.65)	734 (1.88)	865 (1.59)
No.3		1077	926	—	666 (1.62)	542 (1.99)	706 (1.53)	1061	—	741 (1.45)	552 (1.95)	778 (1.38)
S-No.3	無アンカー ブレース	806	—	1207	393 (2.05)	393 (2.05)	493 (1.63)	—	1231	508 (1.59)	508 (1.59)	616 (1.31)
S-No.5		699	—	1173	300 (2.33)	300 (2.33)	365 (1.91)	—	1197	389 (1.80)	389 (1.80)	458 (1.53)

各欄下段の()内は、実験値/計算値の比

一体壁せん断 : 一体壁としてせん断破壊する場合の耐力。設計式は耐震改修設計指針の式(min式)。耐力式は同mean式。

ブレース降伏 : ブレースが降伏する場合の耐力。設計式は耐震改修設計指針の式。
柱せん断耐力は設計式は荒川min式、耐力式は同mean式。

耐震改修設計指針 : 上梁下面接合部が破壊する場合の耐力。設計式は柱せん断耐力は荒川min式、パンチングシア耐力はmin式。

耐力式は柱せん断耐力は荒川mean式、パンチングシア耐力はav式。

建振協指針 : 上梁下面接合部が破壊する場合の耐力。設計式は柱せん断耐力は荒川min式×kr、低強度ではパンチングシア耐力0。
耐力式は柱せん断耐力は荒川mean式×kr、低強度ではパンチングシア耐力0

上梁下面接合部の水平せん断耐力は耐震改修設計指針とは異なる式。

提案設計式、提案耐力式 : $=Q_j + pQ_c + 1.0 \cdot Q_e$

Q_j : 上梁下面接合部の水平せん断耐力は耐震改修設計指針式

無アンカーブレースの Q_j は枠鉄骨との摩擦力として算定。 $Q_j = \mu \cdot pQ_c \cdot (ho/L_o)$ ⁸⁾

pQ_c : パンチングシア耐力は、設計式は(5)式。耐力式は(4)式。

Q_e : 柱せん断耐力は設計式は荒川min式×kr。耐力式は荒川mean式×kr。

ここで、 $kr = 0.244 + 0.056 \cdot \sigma_B$: 低強度の影響を考慮する低減係数

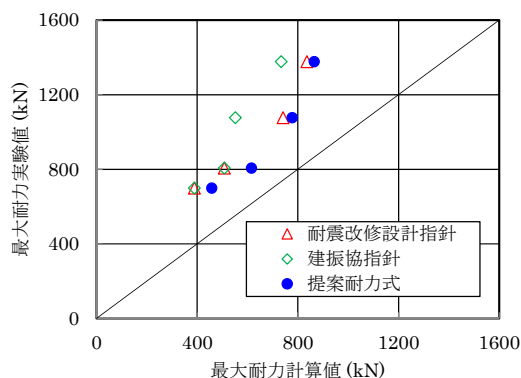


図 - 13 最大耐力実験値と提案耐力式計算値の比較

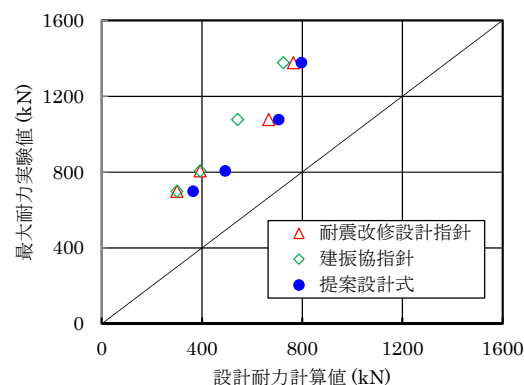


図 - 14 最大耐力実験値と提案設計式計算値の比較

図 - 14 に最大耐力実験値と設計耐力計算値の関係を示す。実験値はいずれも計算値を上回り、安全に評価できている。

また、既往の指針式では実験結果に対する余裕度が非常に大きい、提案式では余裕度が小さくなり、より合理的な設計となっている。

5.まとめ

- 1) 低強度 RC 造柱のパンチングシア実験を行い、本実験の範囲内で以下の知見を得た。
 - ・圧縮強度 5.9N/mm^2 の低強度コンクリートを用いた柱は、引張軸力時でもパンチングシア耐力を期待できる。

・炭素繊維シート巻き補強により、低強度コンクリート柱のパンチングシア耐力を増加させることができる。

- 2) 既往の実験データも含めて回帰分析を行い、低強度から普通強度コンクリートまで適用可能で、炭素繊維シート巻き付けによる補強効果を含んだパンチングシア耐力式(4)および設計式(5)を提案した。
- 3) RC 造耐震壁および無アンカー形式の枠付き鉄骨ブレースの増設により耐震補強された RC 造柱梁架構の水平加力実験を行い、提案したパンチングシア耐力式を用いて、柱のパンチングシア破壊を伴う補強架構の耐力を適切に評価できることを示した。

<参考文献>

- 1) (一財)日本建築防災協会：2001年改訂版 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，2001.10
- 2) (一社)建築研究振興協会：既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル 2012年版，2012.9
- 3) 塚越英夫，黒瀬行信，宮下茂，高橋啓，本多義人，池谷純一：“既存 RC 鉄筋コンクリート柱のパンチングシア耐力に関する研究（その1 低強度コンクリート柱に関する実験的研究）”，日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，構造 IV，pp.271-272，2013.8
- 4) 神野靖夫，塚越英夫，山野辺宏治，池谷純一，宮下茂，高橋啓：“既存鉄筋コンクリート柱のパンチングシア耐力に関する研究（その2 パンチングシア耐力の評価）”，日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，構造 IV，pp.273-274，2013.8
- 5) 山本泰稔，細川洋治，青山博之：“既存鉄筋コンクリート造建築物の鉄骨枠つき補強耐震壁に関する実験的研究（RC 柱のパンチングシア耐力に関する検討）”，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，構造系，pp.2239-2240，1984.10
- 6) 小林淳，是永健好，渡辺英義，西田哲也：“耐震補強法における既存 RC 柱のパンチング耐力（その1 実験計画および実験結果）”，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)，構造 IV，pp.117-118，1998.9
- 7) 塚越英夫，黒瀬行信，宮下茂，高橋啓，本多義人，池谷純一：“低強度コンクリート壁に関する実験的研究”，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，構造IV，pp.863-864，2012.9
- 8) 神野靖夫，本多義人，川端泰造：“無アンカー工法による枠付き鉄骨ブレース補強架構の構造性能に関する研究”，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)，構造IV，pp.489-490，2007.8