

[103] 既存鉄筋コンクリート建築物の枠付鉄板耐震壁による耐震補強に関する実験

正会員 ○青山博之(東京大学工学部)

正会員 山本泰稔(芝浦工業大学工学部)

正会員 清田清司(芝浦工業大学工学部)

1. まえがき

本研究の対象としている枠付鉄板耐震壁は、補強工事に伴う柱の長期軸方向力の増加を極力抑えて、基礎の補強工事を回避するために開発されたものである。腰壁や垂れ壁などを取り除いた既存のRC構面にこの枠付耐震壁で補強するならば、固定荷重を増加させずに、耐震性能を向上させることができる(図1 a), b)。既存の補強RC構造部材の内周全域に頭付樹脂アンカーを埋め込み、補強鉄板耐震壁の外枠には頭付スタッドを溶着し、両者を無収縮モルタルで一体化する工法である(同図c))。

このような補強法に関する実験は、既に昭和57年度に、実大の約1/3に縮小した1層1スパンのRCフレームを用い、補強用鉄骨としてブレース又は鉄板を用いて合計9体行ってきた^{2), 3)}。その結果、モルタル接合部の強度が充分高く、鉄骨ブレースの座屈やパネルのせん断座屈により耐力が決まる補強の場合について、次の結論がえられた。即ち、

1)終局時のモルタル接合部における平均水平せん断応力度 $\bar{\tau}_{max}$ は 50 kg/cm^2 をこえる。

2)保有耐力は既存RCフレームの耐力と鉄骨ブレース又はパネルの耐力との単純和で安全側の値を得ることができる。

3)既存のRCフレームそのものに水平力を加えたときの破壊型式が柱せん断崩壊形ならば、鉄骨系で補強した後の既存RC柱もせん断破壊するが、

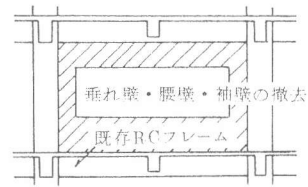
既存RC柱と増設鉄骨部分とが協力し合って粘りのある破壊になり、じん性指標値Fを1.27以上に高めることができる。

本報告は、前回の実験よりもモルタル接合部の樹脂アンカーやスタッドの数を減らして、接合部が破壊するときの強度や破壊性状を知ることを目として行った枠付鉄板耐震壁の模型実験に関するものである。

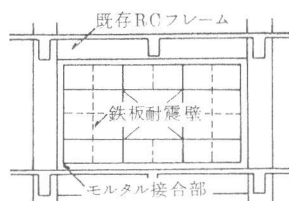
2. 実験体の種類

実験体は図2に示す5体で、既存RCフレーム部分はP-1-Nで主筋量を増した以外は昭和57年度と同じである。モルタル接合部内の樹脂アンカーはD10、スタッドは9φでいずれもシングル配置である。各実験体の特徴を略記すれば、

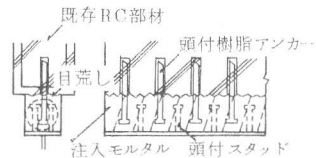
P-1-O: モルタル接合部の強度が低くなるように、樹脂アンカーとスタッドの本数が減らしてある。鉄板耐震壁は無開口で、曲げ及びせん断剛性は非常に高い。P-1-S: はりと柱の接合部アンカーの本数とピッチとが変えて



a) 補強前のRC構面



b) 補強後のRC構面



c) モルタル接合部詳細

図1 枠付鉄板耐震壁

記号	鉄骨パネル	スタッド n	樹脂アンカー m	RCフレーム
P-1-O	 FLANGE: E-6X80 WEB: E-4.5	上・下 14 左・右 7	上・下 13 左・右 8	 bX4=200X250 Ag: 6-D16 Hoer2-4φ #120
P-1-S	 FLANGE: E-6X80 WEB: E-4.5	上・下 20 左・右 21	上・下 21 左・右 20	 bX4=300X350 At: 2-D16, 2-D13 St: 2-6φ #120
P-2-C	 FLANGE: E-6X80 WEB: E-4.5	上・下 20 左・右 13	上・下 22 左・右 14	 bX4=200X250 Ag: 6-D16 Hoer2-4φ #120
P-2-G	 FLANGE: E-6X80 WEB: E-4.5	上・下 26 左・右 13	上・下 27 左・右 14	 bX4=300X350 At: 2-D16, 2-D13 St: 2-6φ #120
P-1-N	 FLANGE: E-6X80 WEB: E-4.5	上・下 26 左・右 13	上・下 27 左・右 14	 bX4=200X250 Ag: 6-D19 Hoer2-4φ #120 bX4=300X350 At: 2-D19, 2-D13 St: 2-6φ #120

注) パネルの外枠は全てE-6×80であり、スチフナーは全てE-4.5×35である。

図2 実験体の概要

あり、特に柱のアンカーのピッチは非常に密である。P-2-C：開口部の上縁ではモルタル接合部がカットオフしてあるので、パネルの上部と下部とのアンカーの数が異なる。P-2-G：開口部上部に薄い鉄骨棒が回してあり、パネル上・下端にとりつけたアンカーの本数は同じになる。P-1-N：耐震壁の脚部でのせん断力に対する曲げモーメントの比率が大きくなる様な加力方法をとるので、他の実験体に比べて柱の主筋量が増やしてある。アンカーの本数は昭和57年度のP-1及びP-2実験体と同じ配置となっている。

3 材料の性質

3.1 コンクリート及びモルタル：空中養生したコンクリートシリンダー100φ×200h及びモルタルシリンダー50φ×100hの試験結果を表1に示す。特製のスチール型枠を経済的に転用するため、コンクリートは3回に分けて打設した。スランブ値は平均19cmであった。接合部のモルタルは5個の実験体に対し同じ日に注入した。P-ロートによる流下時間は平均20秒であった。実験時のコンクリート材令は67～75日、モルタルのそれは47～63日である。

表1 コンクリート及びモルタルの性質

	コンクリート			モルタル		
	σ_{max} (kg/cm ²)	σ_{sp} (kg/cm ²)	E ($\times 10^5$ kg/cm ²)	σ_{max} (kg/cm ²)	σ_{sp} (kg/cm ²)	E ($\times 10^5$ kg/cm ²)
P-1-O	20.9	19.6	2.46	40.7	33.3	1.81
P-1-S	20.9	19.6	2.46	35.5	26.9	1.64
P-2-C	19.5	19.9	2.08	40.0	26.7	1.96
P-2-G	19.5	19.9	2.08	33.9	31.2	1.76
P-1-N	23.5	23.5	3.06	41.7	34.2	2.00

3.2 鋼材：表2 a)は既存RCフレームに使用した鉄筋の、

表2 鉄筋及び鉄板の性質

a) 鉄筋

又、同表b)は鉄板耐震壁に使用した鉄板の引張試験結果である。4φ及び6φの細物は丸鋼であるが、その他は全て異形棒鋼SD35である。ふしを削りとしてひずみゲージを貼ったため、のびが破断点付近に集中し、のび率が規格の下限値を下まわったものがある。鉄板は全てSS41規格品で、鉄板耐震壁はこれらの鉄板を切断機にかけて加工した後、溶接して組立てた。

	d (cm)	A_t (cm ²)	E ($\times 10^5$ kg/cm ²)	σ_y (kg/cm ²)	σ_{max} (kg/cm ²)	のび率 (%)
4φ	0.388	0.118	1.74	2340 ^x	3220	3.23
6φ	0.588	0.271	2.06	5500 ^x	6560	11.2
D10	0.953	0.713	1.81	3750	5340	16.4
D13	1.27	1.267	1.82	3830	5490	16.2
D16	1.59	1.986	2.04	3750	5720	18.5
D19	1.91	2.865	1.70	3570	5560	16.3

4. 加力装置・測定装置及びひずみ測点

加力装置は57年度と同一のものを使用した。水平荷重は押し引き相等しい力を上部はり端に水平に加え、はりに生ずる軸方向力を緩和した。鉛直荷重は柱の軸力がN=15tonの一定値を保つことを原則としたが、実験体P-1-Nのみは2階建の耐震壁に等分布水平力が加わるときの1階耐震壁を想定して軸力を水平荷重に対応させて次式のように増減した。

b) 鉄板

	d (cm)	A_t (cm ²)	E ($\times 10^5$ kg/cm ²)	σ_y (kg/cm ²)	σ_{max} (kg/cm ²)	のび率 (%)
PL-45	0.437	3.503	2.10	2730 ^x	4050	30.0
PL-6	0.560	4.462	2.08	3320 ^x	2490	11.0
PL-9	0.864	7.030	2.20	3290	5180	22.8
PL-12	1.178	9.379	1.88	2730	4400	34.4

$$N = 15.0 \pm 0.286Q, \text{ ただし } N \geq 0$$

(1)

注) *印の試験片は明確な降伏点を示さなかったので、0.2%オフセットした点から求めた。

ここに、N：柱の軸力(ton)、Q：水平せん断力(ton)

次に、RCフレームと鉄骨棒の節点における水平変位は絶対変形量を、又RC柱の伸縮量と鉄骨棒の節点における鉛直変形とは基礎に対する相対変形量を各々測定した。その他、モルタル接合部の水平すべり量と鉛直肌別れ量とは、はり及び基礎の中央部で各々測定した。

RCフレームの主筋及び鉄骨棒のひずみ度はW-S-Gで、鉄骨パネルの要所のひずみ度はロゼットゲージで測定した。その他、樹脂アンカー及びスタッドの根元のひずみ度も測定した。

5 実験結果

図3に一例として、P-1-Oの荷重vs.頂部水平変位を示し、図4に実験終了時におけるひびわれ発生状況のスケッチを示す。部材角が $R \geq 1/250$ になると、圧縮側柱上部付近の接合部モルタル破壊が徐々に水平に引張側柱に向けて伝播し、遂には引張側柱にパンチングシア破壊がおきる時点で終局状態に達する。更に変形をすすめると、圧縮柱に大きなせん断ひびわれが発生し耐力は低下する。

図5はフレーム全体の水平変形量をせん断変形・曲げ変形及び接合部モルタルのすべり変形に分け、百分率で

示したものである。微小変形時にはせん断変形の占める割合が大きいが、全体変形の増加に伴い、上部モルタル接合部のすべり変形の占める割合が急に増大する。

表3は各実験体のコンクリートやモルタルに発生したひびわれ荷重及び、RC主筋・パネルに貼ったひずみゲージの降伏する荷重を示す。

6 実験結果の検討

6.1 耐震壁のじん性 図6は各実験体の正荷重時履歴包絡線を最大荷重で正規化し、昭和57年度の実験体P-1及びP-2の結果と共に描いたものである。

無開口耐震壁P-1-Oを除き、初期の勾配は開口の位置や接合部アンカー量の影響はほとんど受けない。しかし、最大荷重到達前後から、各実験体は独自の線をたどり始める。特に、モルタル接合部が破壊しなかったP-1及びP-2のじん性はすぐれているのに対し、はりのアンカー数が少ないP-1-O及びP-1-Sのじん性は劣る。このことから、じん性指標値Fを大きくするには、樹脂アンカー及びスタッドの本数を増やしてモルタル接合部の破壊を避ける必要がある。ただし、強度のみが要求され、F値が1.27程度あればよい場合には、アンカーの数を減らしてじん性を調整することも可能であろう。なお、鉄板耐震壁で補強した実験体は柱に大きなせん断ひびわれを生じてもパネルが軸力を負担するので、適量のアンカーが確保されていれば、RC柱の圧潰はまぬがれることがわかった。

6.2 実験最大荷重 Q_{max} (k) 図7は、はりのスタンド本数を横軸に、モルタルに働く最大荷重時の平均水平せん断応力度 $\bar{\tau}_{max}$ を縦軸にとって実験値をプロットしたものである。これらの点を結ぶと直線式(1)がえられる。Y軸との交点は $\bar{\tau}_{max} = 28.2 \text{ kg/cm}^2$ となり、この値は、もしスタッドが配置されなくても、両側のRC柱が負担できるせん断力 $Q_{c1} + Q_{c2}$ が39.5tonあることを意味する。一方、直接せん断実験の結果からスタッド

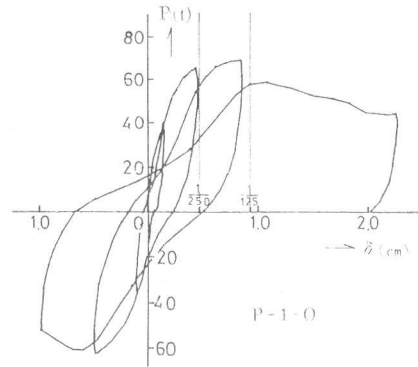


図3 荷重、変位曲線

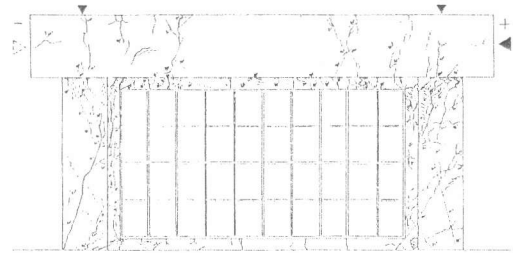


図4 実験終了時のひびわれパターン (P-1-N)

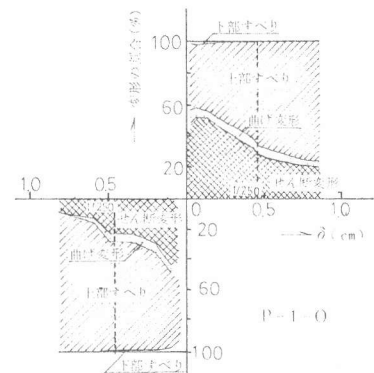


図5 全体変形量に占める各変形量の割合

表3 実験結果一覧表 (単位ton) 上段：正荷重、下段：負荷重

実験体	モルタル				引張側柱			圧縮側柱			はり		鉄筋降伏		パネル降伏	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(5)	(6)	(7)	(5)	(7)	柱	はり	ウェブ	フランジ
P-1-O	10.1	32.2	54.0	26.4	40.1	49.9	66.0	—	—	25.7	35.5	61.9	68.7	—	66.0	—
	12.1	32.5	48.1	62.9	36.1	54.1	62.9	—	—	57.5	16.2	43.9	61.0	—	61.2	—
P-1-S	21.8	23.9	57.9	57.9	35.9	49.6	61.6	—	—	69.6	28.1	78.6	75.0	—	79.8	78.6
	28.2	30.2	72.2	71.7	34.1	42.0	53.9	—	—	58.0	21.2	72.2	71.7	—	73.2	不明
P-2-C	24.0	26.1	61.5	14.1	26.1	51.9	47.1	—	—	45.4	10.1	51.9	48.7	—	58.8	—
	19.9	25.6	59.3	59.3	31.6	(26.2)	26.2	—	—	42.4	10.7	55.0	55.0	—	—	—
P-2-G	28.1	22.0	45.9	89.1	29.8	67.2	53.7	—	—	71.4	10.8	71.4	83.7	—	90.2	83.7
	30.2	30.1	46.0	76.9	26.0	62.2	42.0	—	—	62.2	22.1	66.2	58.7	—	—	76.7
P-1-N	16.0	14.0	99.3	99.3	25.8	75.6	75.6	—	—	80.5	16.0	63.5	81.4	—	92.1	94.7
	41.7	22.0	53.9	59.9	28.0	76.5	65.6	—	—	76.0	7.9	76.0	81.7	—	74.8	81.7

注) (1)たてひびわれ、(2)斜めひびわれ、(3)鉄骨棒とモルタルとの肌別れ、(4)モルタルとコンクリートとの肌別れ、(5)曲げひびわれ (6)曲げせん断ひびわれ、(7)せん断ひびわれ

1本の負担せん断力は $q_s = 2.28 \text{ ton}$ であったから、平均せん断応力度は $\tau = 1.63 \text{ t/cm}^2$ となり、 n 本のスタッドに対し直線式(2)がえられる。直線式(1)と(2)の勾配は近いからスタッドの本数を増やすとせん断強度も直線的に増大するといえる。

6.3 実験荷重 $Q_{\max}(\text{実})$ と理論値 $Q_{\max}(\text{理})$ との比較 表4の $Q_{\max}(\text{実})$ は§6.2の結果を利用してモルタル接合部のせん断耐力 Q_3 と両側RC柱のせん断耐力とに分割できる(式3)。

$$\left. \begin{aligned} Q_3 &= 2.28n \\ Q_{c1} + Q_{c2} &= Q_{\max}(\text{実}) - Q_3 \end{aligned} \right\} \text{--- (3)}$$

一方、 $Q_{\max}(\text{理})$ の値であるが、現在までのところ Q_3 を推定する方法がないので、ここでは式(3)の値を用いることとする。両側柱のうち引張側柱にはパンチングシア破壊が生ずるものと仮定して式(4)から、又、圧縮側柱は通常のせん断破壊がおこるものと仮定して式(5)から、終局耐力 $Q_{c1} + Q_{c2}$ を求め(表4)。

$$Q_{c1} = \sigma_{ct} \cdot bD \sqrt{1 + \sigma_{ct} / \sigma_{ct}'} / 1.5 \text{--- (4)}$$

$$Q_{c2} = \{ 0.115 \text{ kkp} (F_c + 180) / (M/Qd + 0.115) + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{ct} \} b_j \text{--- (5)}$$

P-2-Cのように開口部でモルタルがカットオフされた実験体では、スタッド1本当りの負担せん断耐力は直接せん断試験でえられた耐力よりも低く評価する必要があるが、その他の実験体のように、モルタルがRC全周にめぐらされた耐震壁の場合には、式(3)の Q_3 式及び式(4)及び(5)

を用いて安全側の値が得られた。

7. 結 論

既存RC建物を鉄板耐震壁で補強することにより、せん断柱のF値を1.27まで高めても差支えないと考えられる。更に、モルタル接合部が破壊しないように樹脂アンカー及び頭付スタッドの数を増やせば、大幅にじん性を高めることができる。

謝辞 本研究は文部省試験研究費(課題番号58850125)を充当して行った。試験体の製作に当り、大成建設機技術研究所、及び日本ヒルティ㈱にご協力を願った。又、実験の実施に当り、東京大学小谷俊介助教授・同細川洋治助手並びに芝浦工業大学学生、山下繁治、朝倉洋一、田川稔、高橋範夫、白井直人の諸氏のご協力を得た。紙上を借りて謝意を表します。

参考文献

- 1) 勝俣・加藤・青山“既存鉄筋コンクリート造建築物の補強法に関する実験的研究 1.増設RC壁による補強”第29回構造工学シンポジウム, 1983年2月
- 2) 山本・清田“既存鉄筋コンクリート造建築物の補強法に関する実験的研究 2.鉄骨系枠付補強法”同上
- 3) 清田・山本・青山“既存鉄筋コンクリート造建築物の鉄骨枠つき補強法に関する実験的研究 その1~3”日本建築学会大会講演梗概集, 昭和58年9月
- 4) (財)日本特殊建築安全センター“既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針付解説”昭和52年

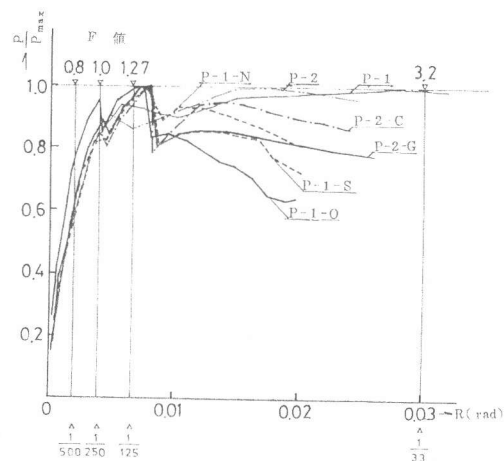


図6 処女包絡線とじん性指標値の関係

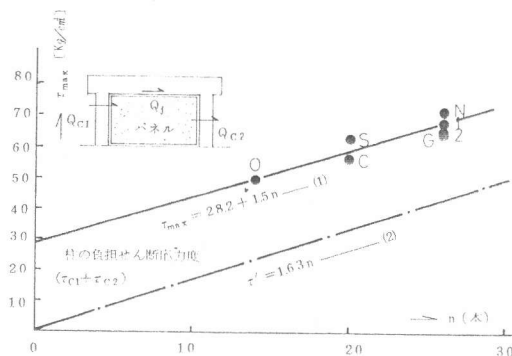


図7 最大せん断応力度 τ_{\max} とスタッド本数 n の関係

表4 $Q_{\max}(\text{実})$ と $Q_{\max}(\text{理})$ との比較

	n	実験結果			理論値			$Q_{\max}(\text{実})$ $Q_{\max}(\text{理})$
		$Q_{\max}(\text{実})$ (t)	Q_3 (t)	$Q_{c1}+Q_{c2}$ (t)	$Q_{\max}(\text{理})$ (t)	Q_3 (t)	$Q_{c1}+Q_{c2}$ (t)	
P-1-O	14	69.4	31.9	37.5	52.3	31.9	20.4	1.33
P-1-S	20	87.7	45.6	42.1	66.0	45.6	20.4	1.33
P-2-C	20	62.5	45.6	16.9	66.0	45.6	20.4	0.95
P-2-G	26	90.5	59.3	31.2	79.7	59.3	20.4	1.14
P-1-N	26	99.3	59.3	40.0	80.9	59.3	21.6	1.23