

(12) 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

芝浦工業大学 ○山本泰稔 清田清司

§ 1. 序 既存 R C 建物の耐震補強法を水平耐力を増加する方向で行なう場合、R C 耐震壁を増設するのが最も簡便であるが、基礎の耐力との関係で建物の重量増を極力抑えなければならないときに、R C 耐震壁に代って、鉄骨ブレースや鋼板耐震壁で補強することが考えられる。

補強のために増設する耐震壁には窓などの開口を設けなければならない場合も多いが、鉄骨系の補強では、耐震性能を低下させずに適度な大きさの開口を設けることも可能である。また施工的にも工場加工の部分が多いので、工期短縮が計られるという利点がある。

鉄骨系の補強で最も大きい問題は、R C 既存部分と鉄骨との接合法である。ブレースのように大きい力を負担する部材を直接コンクリート部材に接合して引張に利かせるのは難しい。しかし、圧縮にだけ利かすのは経済的でないのでできれば、引張・圧縮両方に有効なブレースとしたい。腰壁等を取り去ったあとに鉄骨を建て込む場合には現場的に大きな逃げが必要である。今回、鉄骨周辺にスタッドを溶接した型鋼の枠を設け、R C ラーメンには彫込アンカーを打込み、両者を無収縮モルタルを介して一体化するという新しい接合法を考案し、1 層 1 スパンの模型実験体に加力試験を行なって、水平力に対する強度・剛性等を検討し、更に R C 部分と鉄骨枠との接合部の直接せん断試験を模型及び実大試験体を用いて行なった。

§ 2. 実験計画 改修設計指針¹⁾において、R C 壁で補強するときの耐震壁の平均せん断応力度は 30 kg/cm^2 以内におさえられている。また、純ラーメンと一体壁又は後打壁との比較が行なわれている実験結果^{4)~8)}を整理してみると FIG. 1 のように後打壁のせん断強度 $\bar{\tau}_{\max}$ は $30 \sim 40 \text{ kg/cm}^2$ である。そこで、鉄骨系で補強する場合、壁厚: 25 cm 、せん断強度: $\tau_{\max} = 30 \text{ kg/cm}^2$ の R C 壁と同等の耐力を有することを補強目標とした。尚、比較のために $\tau_{\max} = 20 \text{ kg/cm}^2$ の場合についても同時に計画をたてた。実験体は学校建築の桁行方向ラーメンを例にとり、柱間隔 6 m を対象として実大の $1/4$ の模型を考えた。R C ラーメンのせん断補強筋は旧規準に従って配筋したので少ない。TABLE 1 は壁厚 8 cm (実物 25 cm)、負担せん断応力度 $\tau_{\max} = 30, 20 \text{ kg/cm}^2$ 相当としたときの、X 型、I 型、M 型のブレース型式、P 型のパネル型式、更に R C 耐震壁、純ラーメンの部材寸法と概算耐力を示したものである。

M・P 型は各スパン毎に 1.5 m^2 (模型では $1.5/9 \text{ m}^2$) の開口が確保できるように計画した。H 型鋼は壁厚 8 cm に合わせて、部材背も 8 cm とし、鋼板 PL - 3.2, 4.5, 6.0 を溶接加工して組立てた。鉄骨枠と R C ラーメンを一体とする注入モルタルにはセックエースを混入したものを用いその特性(モルタルの充填性・凝結時間・強度)は予備実験により

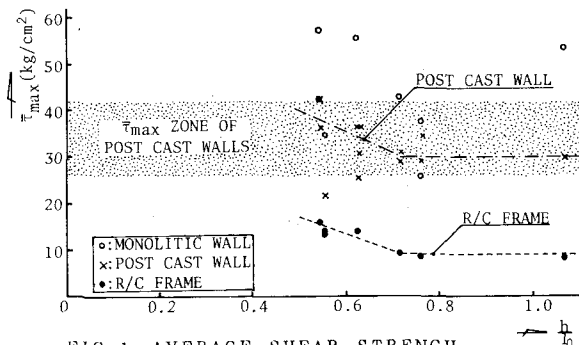


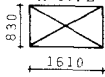
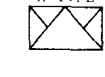
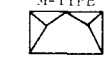
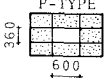
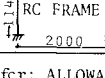
FIG. 1 AVERAGE SHEAR STRENGTH VS. SHEAR SPAN RATIO

確かめた。モルタル接合部の局所的な崩壊を防ぐため、ボルトのピッチは必要以上に小さくした。既存の柱・梁断面内の主筋を実状以上に増して、柱の引張耐力を強化してラーメンの中柱における補強を対象とした。尚、モルタル接合部内のスタッドとケミカルアンカーのせん断抵抗機構を把握するために模型実験と同断面、同ピッチの純せん断試験体6体、同断面1.5倍ピッチ2体及び実寸法試験体11体をつくって各々の比較を行なった。

§ 3. 実験体の製作 FIG.2に実験体の概略を示す。実験体は全て左右対称なので、いずれか半分を図示した。d)に示すRCラーメンは各実験体とも共通で、その柱・梁断面をe)に示し、モルタル接合部の詳細をf)に示した。プレート型式のX・A・M型のそれぞれNo.1はせん断応力度 $\tau_{max}=30 \text{ kg/cm}^2$ シリーズ、X、A型、No.

TABLE 1 PRELIMINARY DESIGN OF SPECIMENS

ASSUMPTIONS: 1) CONCRETE $F_c = 180 (\text{kg/cm}^2)$
2) STEEL $\sigma_y = 2400 (\text{kg/cm}^2)$
RODS $\sigma_y = 3000 (\text{kg/cm}^2)$

		WALL THICKNESS $t=80(\text{mm})$	
		$\tau_{max}=30 (\text{kg/cm}^2)$ H-80×80×4.5×6.0	$\tau_{max}=20 (\text{kg/cm}^2)$ H-80×80×3.2×4.5
X-TYPE 	$f_{cr} (\text{t/cm}^2)$	2.03	2.04
	$Q_u (\text{t})$	45.6	34.3
	$\bar{\tau}_w (\text{kg/cm}^2)$	32.6	24.5
	$K_0 (\text{t/cm})$	208.	159.
		H-80×80×6.0×6.0	H-80×80×3.2×4.5
A-TYPE 	$f_{cr} (\text{t/cm}^2)$	2.22	2.25
	$Q_u (\text{t})$	42.3	29.7
	$\bar{\tau}_w (\text{kg/cm}^2)$	30.2	21.2
	$K_0 (\text{t/cm})$	161.	125.
		H-80×80×6.0×6.0	H-80×80×4.5×4.5
M-TYPE 	$f_{cr} (\text{t/cm}^2)$	2.22	2.24
	$Q_u (\text{t})$	37.1	28.4
	$\bar{\tau}_w (\text{kg/cm}^2)$	26.5	20.3
	$K_0 (\text{t/cm})$	126.	105.
		PL-4.5	PL-3.2
P-TYPE 	$\tau_y (\text{t/cm}^2)$	1.39	1.39
	$Q_u (\text{t})$	42.4	38.6
	$\bar{\tau}_w (\text{kg/cm}^2)$	30.3	27.6
	$K_0 (\text{t/cm})$	565.	398.
		PL-4.5	PL-3.2
RC WALL 	$Q_u (\text{t})$	48	32
	$\bar{\tau}_w (\text{kg/cm}^2)$	30	20
	$K_0 (\text{t/cm})$	1270	1270
		$t=80$	$t=80$
		20×25	20×25
RC FRAME 	$b \times D (\text{cm})$	20×25	20×25
	$Q_u (\text{t})$	13.9	13.9
	$\bar{\tau}_c (\text{kg/cm}^2)$	9.92	9.92
	$K_0 (\text{t/cm})$	71.4	71.4
		$t=80$	$t=80$

f_{cr} : ALLOWABLE BUCKLING STRESS, Q_u : ULTIMATE LOAD, $\bar{\tau}_w$: AVERAGE SHEAR STRENGTH, τ_y : YIELDING SHEAR STRESS, $\bar{\tau}_c$: AVERAGE SHEAR STRENGTH OF COLUMN, K_0 : INITIAL STIFFNESS

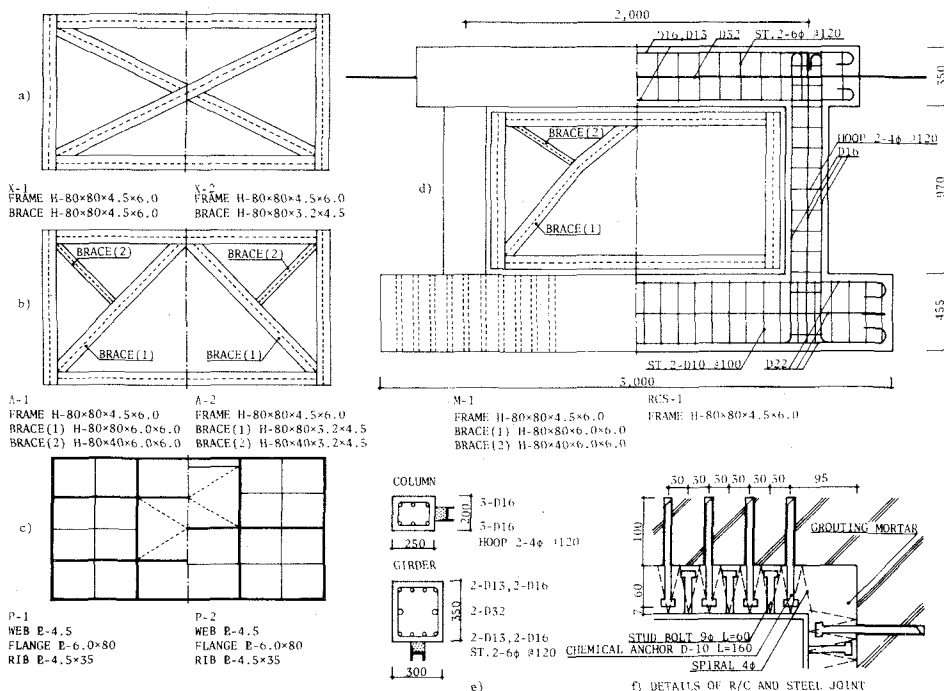


FIG. 2 OUTLINE OF SPECIMENS

2は20kg/cm²シリーズのものである。

これら5体とも部材の強軸は面内にとり面外圧屈がおこりにくいよう配慮した。又外枠のH型鋼は、鉄骨枠の建込み時における施工性を考慮して、フランジの一方をウェブまで切り取りH型断面としてある。A・M型の開口部位置を考慮すると天地逆の方が望ましいが、基礎梁の剛性は高いが、ブレース合掌点のRC梁の剛性は実状に近いこと等により、合掌点を梁側に設けることとした。c)のP-1、P-2は両者とも $\tau_{max}=30\text{kg/cm}^2$ シリーズで開口部の位置だけが異なる。その他に、純ラーメンのみの試験体RC-1と純ラーメンに鉄骨枠のみを接合したRCS-1(図)を作製した。

既存RCラーメンは2個の鋼製仮枠を転用しながら計9体を5回に分け、直接せん断試験体は計19体を同時に生コンを使って打込んだ。コンクリート及びモルタルの圧縮・割裂試験結果をTABLE 2に、鉄筋及び鋼板の素材引張試験結果をTABLE 3に示す。

§ 4. 加力装置・測定装置及び歪測点 加力装置はその1で示したものと同じであるから本文では省略する。加力は軸方向応力 $\sigma_c=30\text{kg/cm}^2$ (柱1本当たり15ton)の一定荷重のもので、押し引き相等しい水平荷重を加え、梁材に加わる軸力を緩和した。RCラーメンと鉄骨枠組の水平変位はFIG. 3に示すように基礎に取りつけたゲージホルダーからの絶対変位を測定した。RC柱の伸縮量は測定用ロッドを用い、鉄骨枠柱の伸縮量はRC梁と枠組の相対変位より求め、モルタル接合部分の水平すべり量と鉛直肌分かれ量とは、梁および基礎の中央部分で測定した。FIG. 4に示すように、コンクリート中の歪量は、梁・柱端部主筋、ケミカルアンカー、スタッドボルトを1対にして、梁で5箇所、基礎と左右柱で各1箇所、W.S.G.で測定した。又、ブレース補強の場合は枠組とブレースの歪をW.S.

G.で、パネル補強の場合は枠組はW.S.G.で、パネルは主要部8箇所をロゼットゲージで測定した。

TABLE 2 PROPERTIES OF CONCRETE

Specimen	Concrete				Mortar	
	w (t/m ³)	σ_{max} (kg/cm ²)	σ_{sp} (kg/cm ²)	E1/3 ($\times 10^5$ kg/cm ²)	σ_{max} (kg/cm ²)	E1/3 ($\times 10^5$ kg/cm ²)
X-1, X-2	2.17	291	23.6	1.55	372	1.55
A-1, A-2	2.17	225	22.8	1.59	337	1.59
M-1, RCS-1	2.14	216	21.8	1.93	325	1.59
P-1, P-2	2.14	247	22.8	2.01	325	1.59
RC-1	2.16	211	21.8	1.89	325	1.59
SHEAR TEST	2.14	264	16.7	1.90	325	1.59

TABLE 3 a) PROPERTIES OF RE-BAR

	At (cm ²)	σ_y (t/cm ²)	σ_{max} (t/cm ²)	Extension (%)
4 ϕ	0.128	5.19* ¹	5.42	14.9* ³
6 ϕ	0.283	4.99* ¹	6.15	—
D10	0.710	3.90	4.60	16.0* ³
D13	1.270	3.27	5.04	17.9* ³
D16	1.990	3.26	5.02	18.1* ³
D19	2.870	3.66	5.69	23.5* ³

b) PROPERTIES OF STEEL

	At (cm ²)	σ_y (t/cm ²)	σ_{max} (t/cm ²)	Extension (%)
PL-3.2	1.25* ²	3.10	3.85	22.8* ³
PL-4.5	1.76* ²	3.03	3.96	24.2* ³
PL-6.0	2.96* ²	3.11	4.06	28.0* ³

*¹ Yield points were defined as 0.2% offset of σ - ϵ curves, since the specimen didn't show the apparent yielding plateau.

*² The real steel area.

*³ Measurement length; 80 for re-bars, and 20cm for plate.

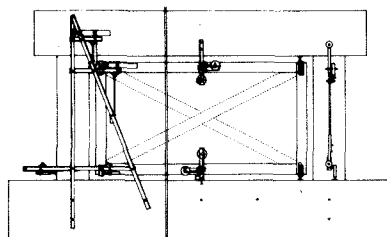


FIG. 3 DISPLACEMENT MEASUREMENT

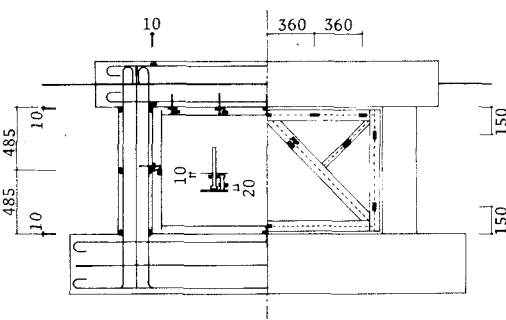


FIG. 4 STRAIN MEASUREMENT

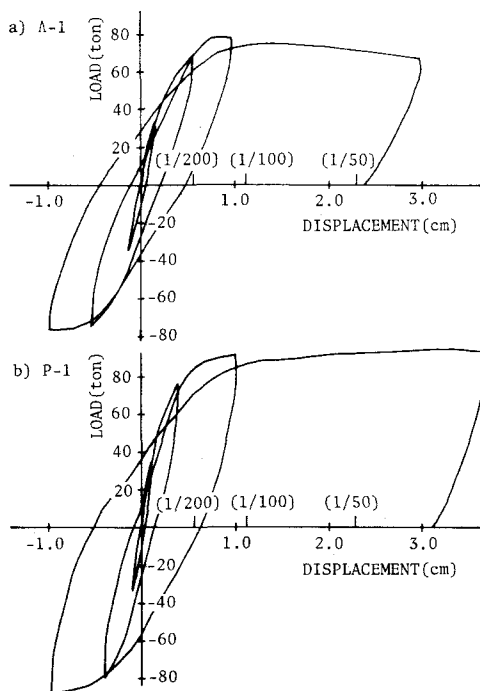


FIG. 5 LOAD VS. DISPLACEMENT

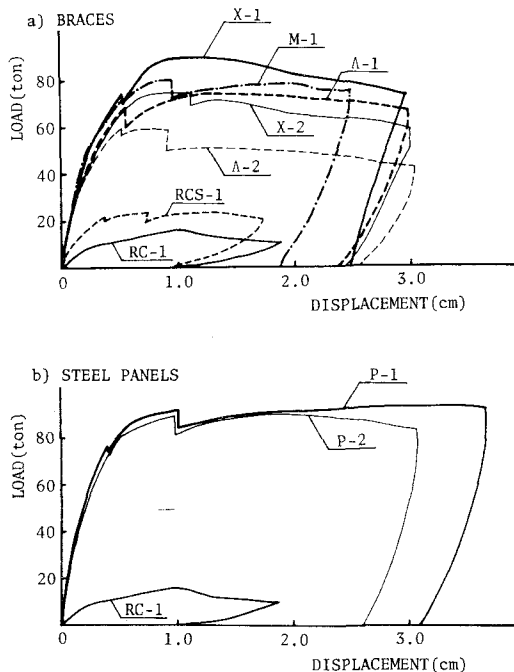


FIG. 6 ENVELOPE CURVES

§ 5. 実験結果 荷重一変

形曲線の例として、ブレースタイプ A-1 とパネルタイプ P-1 を FIG. 5 に示す。第 1 サイクルの荷重は、引張側柱に曲げひびわれが確認される時点で、第 2 サイクルは部材角 $R \approx 1/250$ で、第 3 サイクルは $R \approx 1/125$ で各々繰返し載荷し、その後で大変形させて耐力低下の傾向を観察した。その他の実験体の包絡線も、ブレースタイプとパネルタイプに分けて FIG. 6 に示す。接合モルタルとコンクリートのひびわれ発生状況やブレース・パネル等の座屈現象を目視により観測した。接合モルタルのひびわれ

は先づ接合ボルトに沿った方向に生じ、次いで斜めひびわれが引張側柱脚部に生じ、順次、曲げせん断ひびわれ、せん断ひびわれ等が発生した。更にブレース、パネルの座屈発生、最大荷重等を確認し

TABLE 4 TEST RESULTS

	MORTAR				TENSION SIDE COLUMN			COMPRESSION SIDE COLUMN			GIRDER		STEEL	MAX. LOAD
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(5)	(6)	(7)	(5)	(7)	(8)	
X-1	10.0	30.0	35.0	—	35.0	—	40.0	60.0	—	75.0	35.0	—	—	75.0
	20.0	20.0	60.0	90.4	45.0	50.0	70.0	—	—	65.0	30.0	90.0	89.0	90.4
X-2	10.0	10.0	55.0	—	40.0	55.0	55.0	30.0	—	55.0	35.0	50.0	—	73.4
	35.0	15.0	—	73.4	—	—	70.0	—	—	65.0	25.0	65.0	74.2	74.2
A-1	15.0	35.0	55.0	78.4	35.0	45.0	50.0	70.0	—	70.0	30.0	40.0	77.5	78.1
	25.0	25.0	65.0	—	30.0	73.7	50.0	—	—	73.7	30.0	—	—	76.1
A-2	30.0	10.0	50.0	58.0	30.0	40.0	50.0	60.0	—	60.0	30.0	50.0	59.6	59.7
	30.0	25.0	30.0	57.1	20.0	50.0	50.0	50.0	—	54.4	20.0	—	56.3	57.6
M-1	28.6	12.6	18.8	67.8	32.5	64.1	48.8	57.0	—	67.8	24.1	76.5	74.1	79.3
	15.9	15.9	47.4	73.4	20.0	—	32.5	70.7	—	63.5	11.2	70.7	70.7	78.6
P-1	20.2	20.2	60.1	68.8	35.1	—	52.0	—	—	86.1	35.1	83.4	56.5	94.1
	3.6	3.6	75.0	58.6	22.4	66.4	56.7	—	—	74.2	23.4	86.7	79.0	88.6
P-2	20.3	20.3	60.5	69.0	31.7	60.5	39.7	—	—	85.4	27.9	74.5	90.0	91.2
	15.7	15.7	70.9	90.1	31.4	56.5	51.7	—	—	72.3	27.2	82.4	—	90.9
RCS-1	6.1	4.0	12.0	23.0	10.0	16.0	19.9	18.0	19.8	21.6	10.0	—	—	23.8
	3.6	4.9	14.1	—	12.1	16.1	20.3	21.0	—	16.0	9.4	—	—	23.3
RC-1					4.8	9.4	9.8	5.6	—	9.8	6.8	—		15.8
					6.1	12.6	9.8	7.2	11.3	10.7	6.1	—		14.0

- (1)CROSS-WISE CRACK (5)FLEXURAL CRACKING LOAD
 (2)DIAGONAL CRACK (6)FLEXURAL SHEAR CRACKING LOAD
 (3)DETACHMENT BETWEEN STEEL AND MORTAR (7)SHEAR CRACKING LOAD
 (4)DETACHMENT BETWEEN MORTAR AND CONCRETE (8)BUCKLING LOAD

In this table, upper row shows the possitive loads, and lower row the negative loads.

たが、これらをまとめて TABLE 4 に示す。X-1、X-2 タイプの実験体に限り、負荷重時に大変形を与えた。これは、ブレース溶接部が正荷重時に引張破断したので再度溶接補強して加力したからである。X-1 の正荷重時における最大荷重が、負荷重に比べて低いのはこのためである。FIG.7 に A-1 と P-1 の 2 サイクル終了時のひびわれ発生状況を示す。基礎部における接合モルタルのひびわれはブレース補強に比べてパネル補強の方が多く発生しているのがわかる。大変形時に帯筋が切断して、柱のせん断ひびわれ幅が大きくなったが鉄骨補強枠が利いて急激な耐力低下現象はおこらず、又、ケミカルアンカー、スタッドボルト等の引抜、切断現象等も認められず、RC ラーメンと鉄骨枠の一体性は最後まで保たれた。実験体の最大耐力は補強材の座屈直前でおこった。

§ 6. 結果の検討

6.1 実験値と理論値との比較 素材の試験結果を利用して求めた各実験体

の耐力及び剛性の理論値と実験結果とを TABLE 5 に示した。

RC ラーメンの曲げひびわれ耐力 (P_{bc}) は弾性理論による

引張応力度が $1.8 \sqrt{F_c}$ に達した時の荷重を求めることにより

せん断ひびわれ耐力 (P_{sc}) は荒川式により、終局曲げ耐力

(P_{bu})及び終局せん断耐力 (P_{su})は表中に示した梁、柱の部

材耐力式 M_u と Q_{su} からそれぞれ求めた。曲げ耐力はいずれ

もせん断耐力を上廻ったので、ここでは省略した。ブレース

の座屈耐力 (P_{cr})は両端をピンとみなして学会式によった。

パネルの終局耐力は弾性座屈が生じないようにリブで補強し

てあるのでせん断降伏時の強度とした。剛性 (K_0) は RC 部

材と鉄骨枠材のモルタル接合部による一体性を無視して、単

純に両者の剛性を加算して求めた。実験値 P_{bc} と P_{sc} は弾性

剛性と仮定した RC ラーメンの各ひびわれ時の弾性変位と同

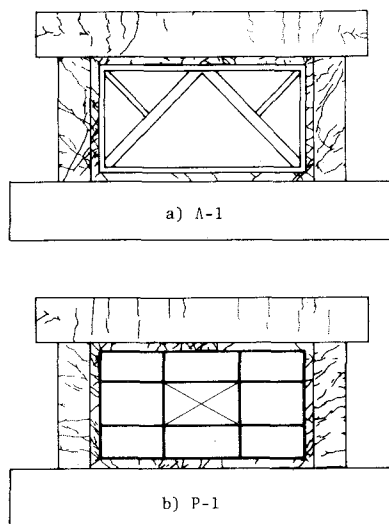


FIG. 7 CRACK PATTERNS

TABLE 5 THEORETICAL VALUES VS. TEST RESULTS

	THEORETICAL VALUES										TEST RESULTS				
	(RC FRAME)				(STEEL)		(RC FRAME)+(STEEL)				(RC FRAME)+(STEEL)				
	P_{bc} (t)	P_{sc} (t)	P_{su} (t)	K_0 (t/cm)	P_{cr} (t)	K_0 (t/cm)	P_{bc} (t)	P_{sc} (t)	P_{su} (t)	K_0 (t/cm)	P_{bc} (t)	P_{sc} (t)	P_{cr} (t)	P_{max} (t)	K_0 (t/cm)
X-1	5.1	11.9	15.4	100	63.0	242	17.3	40.6	78.4	342	30.0	40.0	89.0	90.4	320
X-2	5.1	11.9	15.4	100	46.3	185	14.5	33.8	61.7	285	25.0	50.0	74.2	74.2	260
A-1	4.8	10.9	14.3	83	56.8	251	19.1	43.7	71.1	334	30.0	40.0	77.5	78.1	270
A-2	4.8	10.9	14.3	83	38.5	177	14.8	34.0	52.8	260	20.0	40.0	59.6	59.7	240
M-1	4.7	10.7	14.1	83	49.9	199	16.0	36.4	64.0	282	11.2	32.5	74.1	79.3	270
P-1	4.9	11.2	14.7	91	79.4	500	31.7	72.9	94.1	591	22.4	52.0	79.0	94.1	360
P-2	4.9	11.2	14.7	91	62.9	306	21.3	43.9	77.6	397	27.2	39.7	90.0	91.2	310
RCS-1	4.7	10.7	14.1	83	—	—	5.2 ^{*1}	16.4 ^{*1}	31.3 ^{*1}	212 ^{*1}	9.4	16.0	—	23.8	90
RC-1	4.7	10.6	14.0	83	—	—	2.0	10.6	14.0	83	4.8	9.4	—	15.8	50

Theoretical values of members were calculated as follows ;

$$\text{BEAM: } M_u = 0.9 a_t \sigma_y d, \quad Q_{su} = \left[\frac{0.053 P_t^{0.23} (180 + F_c)}{(M/Qd) + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_{wy}} \right] \times b \times j$$

$$\text{COLUMN: } M_u = 0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 N D \left[1 - \frac{N}{b D F_c} \right], \quad Q_{su} = \left[\frac{0.053 P_t^{0.23} (180 + F_c)}{(M/Qd) + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right] \times b \times j$$

*1 R/C frame strengthened with the steel frame.

変位の鉄骨強度をRCラーメン強度に加算した値である。また終局耐力 P_{su} はRCラーメンの P_{su} と鋼材の P_{cr} とを単純に加えた値である。

実験結果と理論値を比較すると全般に実験値の耐力は理論値を上廻っている。接合部分の耐力に余力があれば、RCラーメンと補強材の耐力との単純加算で安全側の設計強度を求めることが可能であろう。剛性についてはブレース補強の場合両者がほぼ同じ値を示すのに対し、パネル補強の場合は両者に差がある。鉄骨パネルの剛性が略算なので過大評価したことになっているためである。

6.2 履歴特性について 注入モルタルが接合材としての十分な機能を果たしたので、剛性の高い鋼材の履歴ループに支配され、全般的に鋼材のループに近い紡錘形を示した。また、大変形時に急に耐力低下することもなく、安定した荷重-変形関係が得られた。FIG.8はフレーム全体の水平変形をせん断変形と曲げ変形と接合モルタルのすべり変位とに分け百分率で示したものである。A-1、P-1ともせん断変形がその大半を占めるが、最大荷重点より変形が大きくなった後もすべり量の割合は増大せず、ここで採用したモルタル接合部は十分使用に耐えることを示している。

6.3 直接せん断実験について TABLE6は注入モルタル接合部分の純せん断試験の結果である。いくつかの試験体にはモルタル面に引張力又は圧縮力を加えた。No.1~11は実物大の、No.12~19はフレーム実験体の接合部と同断面のモデルである。試験体記号の第1列目は鉄材の断面形状を示し、B型はブレース補強に、T型はパネル補強に用いた。2列目のP・Mは実大と縮小模型の区別、60~180の数字はボルトピッチ、SとDはスタッドの配列数、Aはケミカルアンカーを直接鋼製枠組に接合したことを示す。最終列のO、C、Tはモルタル面の軸方向力の有無を示す。表中のnはスタッドとケミカル各々の段数を表わしている。尚、実物大の試験体のモルタル厚及び鋼材の背は20cm、ダブル配置のスタッド径は16φ、他は全て19φとした。実大と縮小模型の耐力比較において、単純に $\tau_{max} Q_{max}/n$ 等で評価することは困難でスタッドの間隔に関する影響係数 ϕ_1 と、軸方向力に関する影響係数 ϕ_2 を実験記録から算出してまとめてみると最後の欄のようになった。フレーム実験におけるモルタル接合部の最大平均せん断強度は $\bar{\tau}_{max}=50\text{ kg/cm}^2$ であり、直接せん断試験の強度は $\tau_{max}=42.7\text{ kg/cm}^2$ であった。フレームの場合には梁に伝わるべきせん断力が直接柱に流れたことが予想され、又直接せん断試験の場合には試験部分に曲げが働いていることもあって、両者の間に差がみられた。

§ 7. 結 論 以上のことから鉄骨系枠組補強は、大変形時においても、RCラーメンと鉄骨補強枠とが一体となって働くような工夫をしておけば、ブレース補強あるいはパネル補強のいずれにおいても、耐力・履歴特性等に関して優れた改良が行なわれ、特に基礎耐力に余裕のない場合の補強法として有効であることがわかった。今後、実用化に向けて更に検討を加えていく予定である。

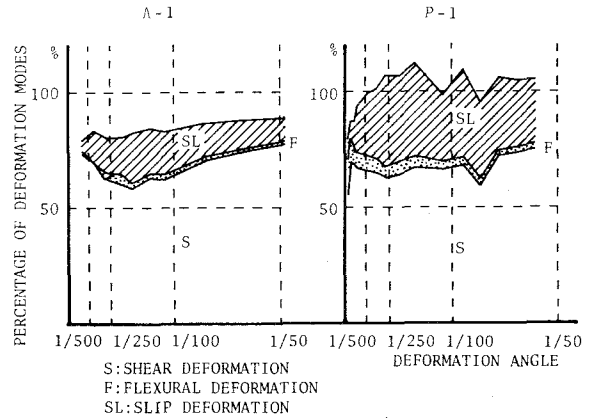
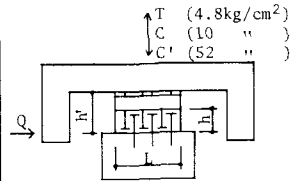


FIG.8 DEFORMATION MODES

TABLE 6 RESULTS OF DIRECT SHEAR TEST

	SPECIMENS	SECTION	L (cm)	h' (cm)	h (cm)	n	Q _{max} (ton)	τ_{max} (kg/cm ²)	Q _{max} n (ton)	FAILURE MODE	Q _{max} $\frac{1}{n} \times \frac{1}{\phi_2}$ At $F_y \phi_1 \phi_2$
FULL SCALE	1 BP-120S-O		50.0	31.9	20.0	3	23.8	23.8	7.93	(1) (3)	1.170
	2 BP-120S-C		50.0	31.9	20.0	3	30.5	30.5	10.17	(1) (3)	1.170
	3 BP-120S-T		50.0	31.9	20.0	3	16.5	16.5	5.50	(6)	1.170
	4 BP-180S-O		65.0	31.9	20.0	3	23.8	18.3	7.93	(1) (6)	1.170
	5 BP-120D-O		50.0	31.9	20.0	3	25.6	25.6	4.27	(3)	0.886
	6 BP-120D-O		50.0	31.9	20.0	3	27.7	27.7	4.62	(1) (3)	0.959
	7 BP-180D-O		65.0	31.9	20.0	3	28.5	21.9	4.75	(5)	0.985
	8 CP-120A-O		44.0	20.5	10.0	3	16.5	18.8	5.50	(4) (8)	—
	9 HP-120S-O		50.0	31.9	20.0	3	23.3	23.3	7.77	(2) (3)	1.140
	10 CP-120S-O		50.0	20.5	10.0	3	(13.0)	(13.0)	(4.33)	(4) (8)	(0.637)
	11 CP-180S-O		65.0	20.5	10.0	3	14.9	11.5	4.97	(8)	0.731
1/3 SCALE	12 BM-60S-O		31.0	12.2	7.0	4	10.6	42.7	2.65	(3) (7)	1.720
	13 BM-60S-C		31.0	12.2	7.0	4	13.0	52.4	3.25	(7)	1.740
	14 BM-60S-T		31.0	12.2	7.0	4	9.4	37.9	2.35	(1) (7)	1.750
	15 BM-90S-O		41.5	12.2	7.0	4	10.8	32.5	2.70	(3)	1.750
	16 TM-60S-O		31.0	17.9	7.0	4	8.9	35.9	2.23	(8)	1.450
	17 TM-60S-C'		31.0	17.9	7.0	4	13.1	52.8	3.28	(4) (8)	1.450
	18 TM-60S-T		31.0	17.9	7.0	4	7.2	29.0	1.80	(4) (8)	1.440
	19 TM-90S-O		41.5	17.9	7.0	4	9.1	27.4	2.28	(8)	1.480

- (1) STUD FAILURE
 (2) RAPTURE OF STUD
 (3) COMPRESSION FAILURE OF MORTAR
 (4) TENSION FAILURE OF MORTAR
 (5) SHEAR FAILURE OF MORTAR
 (6) TENSION FAILURE OF CONCRETE
 (7) SHEAR FAILURE OF CONCRETE
 (8) SHIP FAILURE BETWEEN STEEL AND MORTAR



謝 辞 本研究は、静岡県都市住宅部建築課からの委託研究であり、日本建築防災協会の SPRC 委員会（梅村魁委員長）の下で行った実験である。

本研究は、全般に亘り東京大学教授青山博士のご指導に負うところが大きい。又実験計画の立案に当り大成建設（株）東京支店小深田健氏、及び竹中工務店（株）技術研究所菅野俊介博士のご協力を得た。更に実験の実施に当り、東京大学建築学科助教授小谷俊介博士、同助手細川洋治氏、芝浦工業大学卒研究生池田佳隆、大住政宏、木村誠、八木道明、横関泰明、及び渡辺賢治の諸君にお世話になった。なお、モルタル注入工事は大成建設（株）技術研究所の、ケミカルアンカー工事は日本デコラックス（株）の提供をうけた。紙上を借り、ここに謝意を表します。

- 参考文献 1) 日本建築防災協会編“既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・改修設計指針解説”昭和 54 年版
 2) 日本建築学会編“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説”1982 年版
 3) 日本建築学会編“鋼構造設計規準”1973 年版
 4) 遠藤利根穂他“壁の増設による建物耐震補強のための後打ち壁板実験”関東支部研 昭和 51 年版
 5) 黒正清治他“増設耐震壁の耐力実験”学会大会号 昭和 51 年版
 6) 東端泰夫他“既存中低層 R C 建物の耐震補強方法に関する研究”学会大会号 昭和 53 年版
 7) 黒正清治他“既存 R C 建物の耐震補強に関する実験的研究”学会大会号 昭和 54 年版
 8) 東洋一他“鉄筋コンクリート造建物の耐震補強法に関する実験的研究”コンクリート工学年次講演会 1979 年版
 9) 松田明他“R C 造建物の耐震補強に関する実験的研究”学会大会号 昭和 56 年版

Experimental Study on the Strengthening
of Reinforced Concrete Buildings
Part 2. Strengthening by Steel Systems

by YASUTOSHI YAMAMOTO and SEISHI KIYOTA
Shibaura Institute of Technology

In general, the most effective strengthening method of existing R/C buildings against earthquakes, is the addition of "postcast" shear walls into frames. However, in case of buildings standing on the soft soil, additional weight of shear walls may impose another serious problem. If steel braces or panels are installed in stead of postcast shear walls without adding extra weight over removed non-structural concrete walls, the earthquake resisting capacity of such existing buildings would be greatly improved.

The most important problem that should be considered is how to construct the joint between existing concrete frame and the steel framework for strengthening. Here, we adopted a new method that the R/C peripheral frame was arranged with chemical anchor bolts and connected with steel framework having welded stud bolts by means of non-shrinkage grouting mortar.

Tests were carried out using the one-bay one-story models about one-third of full scale structures(FIG.2). Number of bolts arranged around the R/C frame was increased beyond the expected minimum number, in order to prevent the premature mortar failure. Ultimate strength of all test specimens was determined by the buckling failure of braces or panel plate. Finally the transverse reinforcement of columns was ruptured. Nevertheless, decay of overall strength was very gentle. No distress of mortar joint was observed in these tests(FIG.6).

Theoretical load carrying capacity and test results for each specimen are summarized in TABLE 5. A conservative design strength may be obtained by the addition of strength of existing pure frame and steel system.

By these tests, it was confirmed that lateral shear strength of structure, and at the same time, deformation capacity can also be improved with the addition of steel braces or panel.