論文 圧縮抵抗型ブレースを用いるRC造ピロティー架構の耐震補強

塩屋 晋一*1・上荒磯 崇*2・高江洲 義人*3・堀之内 茂*4

要旨:提案する補強法は,ピロティー架構の上階の壁と基礎梁・フーチングなどの剛性・強度を利 用してピロティー層に圧縮抵抗型ブレースを設置し、水平剛性と水平耐力を増大させ、また圧縮側 の柱の高軸力を緩和するものである。これによりブレースと既存部分の接合ディテールを簡素化で き,工事の費用・工期・騒音等を大幅に低減できるとともに内部空間の利用に対する制約を小さく できる。実験ではブレースの圧縮特性と既存梁部分の支圧特性を調べた。これらの実験結果と既往 のコンクリート充填鋼管部材の座屈耐力式を基にして実大架構でブレース1本あたりに見込める水 平耐力を検討した結果,2000kN程度の水平耐力の増加が見込めることが明らかになった。 キ-ワード:ピロティー架構,耐震補強,ブレース,高強度モルタル,鋼管,鉄筋コンクリート

1.はじめに

兵庫県南部地震以降,ピロティー架構形式のRC 造建築物は耐震性能が劣ることが指摘され、それ らの既存建築物には耐震補強を行う必要がある。

本研究は低コスト化がはかれる、圧縮抵抗型ブ レースによるRC造ピロティー架構形式の建築物の 耐震補強方法を開発することを目的にしている。

本論文では、補強方法の提案とその可能性を検 討するために行った基礎実験の結果,およびブ レースに期待される水平耐力の試算結果を述べる。

2.本補強方法の概要

2.1 補強方法の特徴

図 - 1 に示すように上階の壁と,基礎梁・フーチ ングの剛性・強度を利用し,圧縮抵抗型のブレース を設置する。これによりピロティー層の水平剛性 と水平耐力を増大させるとともに,水平力による 変動軸力をブレースに吸収させて圧縮側の柱の高 軸力の発生を防ぐ。

ブレースには円形鋼管にモルタルを充填した部 材を用いて,引張抵抗はさせないで圧縮抵抗だけ ができるものとする。梁部分から直接,鋼管に圧 縮力が伝達されないように鋼管は梁部分と縁切り される。ブレースの両端の接合部分に大きな引張 力が生じないため, 接合部のディテールが簡素化

され,補強工事の費用・工期・騒音をかなり押さえ ることができる。また、ブレースの設置角度も自 由に設定でき、内部空間の利用に自由度を持た せ,また視覚的圧迫感も軽減できる。

2.2 ブレースの特徴

水平耐力の増加を、圧縮ブレースだけの水平成 分に依存するため,ブレースの圧縮耐力を増大さ せる必要がある。これについては、モルタルは圧縮 強度が80~100N/mm²でも打設時の流動性を容易 に発揮することや鋼管はブレースの座屈耐力を増 加させるとともにモルタルの圧縮降伏後の靭性を 向上させることなどから,容易にブレース材の軸 圧縮耐力と靭性を向上させることが可能である。

2.3 接合部の詳細

ブレースと梁の接合部 は,図-1に示すように 梁部分を局部的にハツリ 取り,ブレースと一体的 に無収縮モルタルが充填 される。その部分は, RC 杭の拡底部のようにブ レースの圧縮力を梁部分 に分散させるかたちで伝 達させ,梁部分の局部破 壊の耐力を増大させるこ 図 - 1 ピロティー架構



*1 鹿児島大学工学部建築学科助教授・工博 (正会員)

*2 鹿児島大学大学院理工学研究科建築学専攻

*3 沖縄市役所(元鹿児島大学工学部建築学科)

*4 ダイヤモンド技建 (正会員)

とを目的にして形成されている。ブレースに引張 力が生じる場合,2階梁または基礎梁とブレース の水平境界面でモルタルに引張ひび割れが生じ, それ以降,重力によりブレースが倒れようとする が,図-2で示されるように端部の定着が確保さ れた丸鋼で梁とブレースを連結し,丸鋼のだぼ作 用でその倒れを防ぐものとする。

3.本補強方法における検討事項

本補強方法を開発するにあたって,下記の事項 について検討する必要がある。

1)鋼管に充填されるモルタルブレースの圧縮特性
 2)ブレースが接合される上下梁部分の圧縮耐力
 3)鋼管に充填されるモルタルブレースの座屈耐力
 4)圧縮ブレースが設置される架構の力学的特性
 今回は1)2)について実験を行っている。

4.ブレースの一軸圧縮実験

4.1 試験体

図 - 2 に試験体の形状を示す。鋼管には114.3 x3.2を用いている。試験体は,鋼管に充填された モルタルの圧縮ブレースの一軸圧縮特性を調べる Aシリーズ,ブレース内で圧縮降伏する位置と領 域およびその耐力を制御するために鋼管の内側面 に貼り付けられるゴムシートの効果を調べるため のBシリーズ,ブレースと梁の接合面で鋼管を斜 め切りすることにより生じる影響を調べるための Cシリーズからなる。Cシリーズの試験体は,図 - 1で示しているブレースの設置角度 を 60°と してモデル化されている。また, Cシリーズでは, 予備実験で梁に該当する部分に支圧破壊が生じた ため,その部分も鋼管で補強している。 Cシリー ズの試験体の下端面を除く加力面端では,10mm の区間で鋼管が設けられていない。Cシリーズで は,2.1節で述べた理由によりブレースと梁の接合 面近傍でも10mmの区間で鋼管が設けられていな い。Bシリーズのゴムシートには, 0.3mm 厚さの シリコンゴムシートを用いている。Cシリーズの 局部補強の鋼管とブレースの鋼管は,軽微なス ポット溶接で接合されている。

表 - 1 に材料の力学的特性を示す。モルタルは 早強セメントと普通の砂に無収縮剤が添加された

表 - 1 材料の力学的特性 (単位:N/mm²) Em m B m B $\times 10^4$) (%) モルタル 2.56 84.1 0.40 E_S В h × 10⁵ (%) 114.3 1.94 435 x3.2 329 1.05 鋼管 139.8 x12.7 1.97 304 462 1.56 _в:モルタルの圧縮強度 。:モルタルの圧縮強度時ひずみ度, E.: 鋼管のヤング係数 ::降伏応力度, 、: ひずみ硬化開始時ひずみ度, _B:引張強度 D ひずみゲージ 2⊨ 5 D 5 D 0 D 2 D 0 0 ///// は,鋼管内面のゴムシートの位置を表す A - 4 A - 5 B-0.5 B-1.0 A - 2 (a) Aシリーズ (b) Bシリーズ 114 ひずみゲージ 114.3 -6.0 丸鋼 10 4 D 352 181 481 (-139.8 -12.7 591 60 M12 -268 -9.3 268 (単位:mm) С-С-C -(c)Cシリーズ 試験体の形状 図 - 2 もので,流動性はJ₁₄ ロートで20秒であった。 <u>[.t..t.</u>[.t..t..t.] モルタルは鋼管内には 球座 縦打ちする状況で流し 込まれた。

4.2 加力と測定

 C - とC - の試

 験体では引張・圧縮の繰

 り返し加力を行い,それ

 以外の試験体では一方

 「「」」」」

 向の圧縮加力を行って 図 - 3 C

 いる。図 - 3にC - と



C - の加力状況を示す。この加力では,まず引 張加力によりプレースと梁部分の境界に斜めのひ び割れを発生させ,その後に圧縮・引張の繰り返 し加力が行われている。引張加力では,ひび割れ 発生時の軸変形まで一定振幅加力が行われ,圧縮



加力では軸変形を漸増させる繰り返し加力が行われている。A,Bシリーズでは上下の加力面間の 圧縮変形が測定され,Cシリーズでは図-3のように圧縮変形が測定されている。

4.3 応力 - ひずみ関係と破壊状況

図 - 4に各シリーズの圧縮応力 - ひずみ関係を 示す。応力は圧縮荷重をモルタル断面で除した値 で,ひずみは前述の圧縮変形を測定区間で除した 値である。

図 - 4 (a)中にはモルタルのものを太実線で示す が、いずれの試験体とも鋼管の横拘束により、圧 縮強度と靭性がかなり増大している。剛性とひず み特性については、試験体の試験区間の違いによ り、差が生じている。これは、写真 - 1 に示すよ うに試験区間が大きい試験体では破壊領域と非破 壊領域が存在し、いずれの試験体でも、これを無 視して全試験区間でひずみを算出したことによる。

図 - 4 (b)にBシリーズの圧縮応力 - ひずみ関係 を示す。記号で示すものは,ゴムシートが貼りつ けられた試験体のものであり,実線はゴムシート を貼りつけていない試験体(A - 4)のものである。 ゴムシートの区間がD/2の試験体(B - 0.5)の圧 縮強度が最も大きく,その区間がDの試験体(B -1.0)のものが最も小さくなっている。圧縮強度以 降ではその圧縮強度が他の試験体に較べて小さく なるが,ひずみが増加してもほぼ安定している。 このことから,ゴムシートの区間と厚さで,ブレー スの圧縮耐力と靭性を制御できることが確認され る。写真 - 2に最終破壊状況を示す。B - 0.5 で は,ゴムシートを貼り付けてない加力端側に破壊 領域が生じているのに対して,B - 1.0では,ゴム シートを含む領域に破壊領域が生じている。

図 - 4(c)にCシリーズの応力 - ひずみ関係を 示す。図 - 4(c)中にはAシリーズでブレース部 分の長さがほぼ等しいA - 4のものも示している。

引張加力では, C- とC- ともひび割れ発 生時の引張応力は約4N/mm²で,それ以降の引張抵 抗は,丸鋼と鋼管内のモルタルの付着により生じ ていた。圧縮加力では、鋼管が斜め切りされた試験 体C- は,他に較べて圧縮強度とそれ以降の強 度変形特性が乏しくなっている。局部補強された 試験体C - は,鋼管に充填されるモルタルの圧 縮特性に近づいて,部分補強の効果が確認される。 実線で示すC-の応力-ひずみ関係は,ひずみ 特性が大きくなっているが、これは測定区間が小 さいため,他の試験体に較べてひずみを大きく評 価したことによる。この試験体の圧縮強度は 176N/mm²となり,Aシリーズの鋼管の圧縮強度 よりかなり大きいことから,試験体C - では局 部補強部分は圧縮降伏しないで,補強していない 鋼管部分が圧縮降伏することになる。写真 - 3 に 最終破壊状況を示す。C - では鋼管が斜め切り

されている部分の近傍で鋼管が降伏し,その部分 のモルタルが繰り返し加力により顕著に劣化し た。これに対して C- では,部分補強されてい ない鋼管部分に破壊領域が生じている。

5.既存梁部分の圧縮実験

5.1 試験体

図 - 5 に試験体の形状・配筋・寸法を示す。 試験 体は,図-1中に示す破線の領域の壁と2階梁を, 実大寸法の約3/8にモデル化されている。既存の梁 と壁部分の強度・変形特性を調べることが目的のた め、ブレース部分で破壊が生じないように、鋼管に は肉厚のものを用いている。試験体の作製につい ては,壁と梁のコンクリートが打設された2日後 に,接合部と鋼管内に同時に無収縮モルタルが充 填されている。

表 - 2 に試験体の番号・名称・変数の一覧を示す。 試験体は4体作製され,接合部の寸法と既存コン クリートの強度が実験変数とされている。接合部 の形状は図 - 6 に示すように P1, P2, P3, P4 を結ぶ台形 を底面として梁幅を高さとする四角柱である。各 点は,ブレースの材軸に対して±45°の角度をな す2本の線と,材軸と直交する線の交点P1とP2,お よびこれらの点から梁の下端面の水平線におろす 垂線の交点 P₃ と P₄ である。各寸法 L₁,L₂,L₃ は,ブ レースの材軸と,梁の下端面の線および梁せい中 央高さの水平線の,両交点間の距離Sに対する,接



試験体の形状・配筋・寸法 図 - 5

	表 - 2	試験	体の番	号・	名称・	変数の	D一賢	Ì
No.	試験体名		СВ	a/S	cA/mA	L_1	L_2	L ₃
		(°)	•) (N/mm ²)			(mm)	(mm)	(mm)
No.1	EGW-60-30-0.25	60	29.7	0.25	2.98	8	89	163
No.2	EGW-60-23-0.5	60	23.1	0.5	4.56	23	150	250
No.3	EGW-60-33-0.5	60	33.0	0.5	4.56	23	148	250
No.4	EGW-60-28-0.75	60	27.7	0.75	6.15	39	207	337

合部の深さ a の比 a/S が 0.25, 0.50, 0.75 となるよ うにして,決められている。表-2中に各寸法と ブレースのモルタル軸断面積 mA に対する拡底面 の面積 cA の比 cA/mA も示す。表 - 3 にコンクリー トとモルタルの力学的特性を示す。モルタルは4.1 節と同じ無収縮剤を添加するタイプである。

5.2 加力方法と変形の測定

図 - 7 に加力と変形測定の状況を示す。試験体 を試験機に設置して一軸圧縮加力を行っている。 変形は3区間に分けて圧縮変形が測定されている。

5.3 破壊状況

図 - 8 に No.4 の最大耐力時と最終破壊状況を示 す。いずれの試験体とも同様な破壊状況でつぎのよ うであった。まず最大荷重以前に壁に縦のひび割れ Aが発生し、鋼管とブレースと接合部の間で鋼管が 設けられていない隙間のモルタルの表面がわずかに 圧縮破壊した。また,最大荷重直後に壁と梁の境界 に沿ったひび割れが確認された。これらの破壊は、 最終破壊状況から,図-8(c)中に示しているよ うに,壁から梁内部にくさびが形成され,またブ レースのモルタル断面が梁内部に押し込まれる形 で円錐形のくさびが形成される支圧破壊の前兆で あると考えられる。この他,最大荷重時にはコン クリートとモルタルが分かれる引張ひび割れ B が 生じていた。

5.4 荷重- 变形関係

図 - 9 に圧縮荷重 - 変形関係を示す。変形は図 - 7中の上段の変位計による圧縮変形である。変

表 - 3 材料の力学的特性 (肖位·N/mm²)

試驗休夕	E _C	С В	С В	E _m	m B	m B			
	$(\times 10^4)$		(%)	$(\times 10^4)$		(%)			
EGW-60-30-0.25	2.66	29.7	0.22	2.54	79.7	0.49			
EGW-60-23-0.5	2.59	23.1	0.20	2.73	83.6	0.47			
EGW-60-33-0.5	-	33.0	-	-	81.7	-			
EGW-60-28-0.75	2.57	27.7	0.24	2.73	83.6	0.47			

E_c:コンクリートのヤング係数, こ, :コンクリートの圧縮強度 コンクリートの圧縮強度時ひずみ度,E_m:モルタルのヤング係数







図 - 7 加力状況と変形の測定状況

位計を固定していたボルトが支圧破壊した梁部分 に埋め込んであったため,変形の測定値は信頼性 を欠くが,いずれの試験体とも支圧破壊したため, 最大荷重以降で急激に強度低下が生じている。

5.5 各種強度

表 - 4に各種荷重の実験値を示す。Pwcrは壁に縦 ひび割れAが生じた時の荷重で, Pmcrは5.3節で述 べたように鋼管が設けられていない隙間のモルタル がわずかに圧縮破壊した時の荷重で、Pmaxは最大荷 重である。c B は既存コンクリートの圧縮強度であ る。最大荷重は,拡底面の面積が大きいものほど大 きくなっている。接合部の寸法が同じ No.2 と No.3 を比較すると,既存コンクリートの圧縮強度はそれ ぞれ 23 と 33N/mm² であるが,支圧破壊したため圧 縮強度の違いは最大荷重にあまり影響を与えない 結果となっている。

表 - 4 中にはブレースのモルタルの最大圧縮応 力 max を既存コンクリートの圧縮強度 c B で除し た比を示す。これは一般に支圧強度を表すのに 用いられる指標である。図 - 10 に とコンクリー トの圧縮強度の関係を示す。実験データが少ない ため明確な傾向を述べることはできないが,既存 のコンクリート強度が20~25N/mm²の範囲であれ ば,接合部の寸法を調節して が4.0程度となる支 圧耐力を期待できると考えられる。

6.ブレースの水平耐力の試算

ブレースの最大圧縮力が決定する破壊形式として は,鋼管のモルタルの圧縮降伏,梁部分の支圧破



壊,およびブレースの座屈が考えられ,ブレースの 靭性を確保する観点からすると モルタルを圧縮降 伏させる必要がある。ここでは,各破壊形式の耐力 を算出し、モルタルを圧縮降伏させる場合にブレー ス1本あたりに期待できる水平耐力を試算する。

6.1 各種耐力の算出方法

1)対象にする架構と材料特性

架構の形状・寸法は図 - 1のものと同じとし,ブ レースの仰角 と鋼管の径厚比 /t は本実験と同 じものとする。梁断面は400x800mmとする。モル タルについては,実験結果を基にヤング係数を2.7 x10⁴N/mm²とし, 圧縮強度を80N/mm²とする。鋼 管については、ヤング係数を2.0x10⁵N/mm²とし、降 伏強度を 300N/mm² とする。既存の梁部分のコンク リートについては圧縮強度を20N/mm²とする。

2) モルタルの圧縮降伏耐力_BC_v

鋼管内で圧縮降伏させる位置のモルタルの圧縮 強度_{Bm} Bは,鋼管の両端部分の局部補強とゴム シートの設置により,制御できるものとし、70N/

表 - 4 各種強度									5.0 _L	(_{max} / _C	в)	
No.	試験体名			P _{mcr}	P _{max}	max			4.0	•	•	
		(N/mm^2)	(10kN)	(10kN)	(10kN)	(N/mm^2)	(max/C	_В)	3.0		*	 •
No.1	EGW-60-30-0.25	29.7	58.9	66.7	72.3	88.0	3.0		10 -			
No.2	EGW-60-23-0.5	23.1	不明	不明	79.4	96.6	4.2		0.0			СВ
No.3	EGW-60-33-0.5	33.0	69.6	不明	80.7	98.2	3.0		20	25	30	35
No.4	EGW-60-28-0.75	27.7	66.7	72.7	83.9	102.0	3.7		叉 -	10		₀関係
											0	

mm²,80N/mm²,90N/mm²の3種類とする。

圧縮降伏耐力_{BCy}は次の式で評価される。

 ${}_{B}C_{Y}=_{Bm} {}_{B} \cdot {}_{m}A$

ここに,_{Bm B}:降伏位置のモルタルの圧縮強度 _mA:ブレース内のモルタルの軸断面積

3)梁部分の支圧耐力_GC_{BE}

基礎梁でも支圧破壊することも考えられるが, ここでは,梁部分の支圧耐力は2階梁のものとす る。支圧耐力は,梁幅に対するブレースのモルタル 断面の直径の比により変化するが,まだ実験デー タが少ないので,本実験の結果を基につぎのよう に仮定して算出する。本試験体に合わせて梁幅に 対するモルタル断面の直径の比が2/3となる断面で 支圧強度比 が4.0として算出する。支圧耐力_GC_{BE} は次の式で評価される。

- $_{G}C_{BE}$ = \cdot_{C} $_{B}$ $\cdot_{m}A$
- ここに, :支圧強度比(=4.0) mA:前掲の断面積 c B:既存梁のコンクリートの圧縮強度

4) ブレースの座屈耐力_BC_{CR}

コンクリート充填鋼管柱の曲げ座屈耐力の施工 指針式を用い,モルタルの圧縮強度を低減しない で80N/mm²算出する。座屈長さは基礎梁上端から 2階梁下端の内法hoをsin で除した値(ho/sin) とする。座屈耐力_BC_{CR}は文献1)に準じて評価する。

6.2 期待される水平耐力

図 - 11 に を 60°として, ブレースの外径 を 変化させた場合の各耐力と の関係を示す。モルタ ルの圧縮降伏耐力 $_{\rm B}C_{\rm Y}$ が他の破壊形式の耐力を下 回っている範囲でブレースが圧縮降伏することにな る。その範囲は, 圧縮降伏位置のモルタルの圧縮強 度 $_{\rm Bm}$ $_{\rm B}$ を70N/mm²とし, ブレースの外径 を 260 ~ 300mm にした場合である。この範囲では, 梁幅 (400mm) に対する の比が 2/3 ~ 2.3/3 となる。この 値は前節の梁部分の支圧耐力の算出で仮定した値 (2/ 3) に近いため, ブレースの外径 が 260 ~ 300mm の 範囲で算出される支圧耐力はある程度の信頼性を有 していることになる。この範囲の圧縮降伏耐力は, 330 ~ 440x10kNで, ブレースの水平成分としては 165 ~ 220x10kN となる。すなわちプレース1本あたりの 水平耐力は約 200x10kN 見込めることになる。



7.まとめ

- 1)鋼管内に充填されるモルタルの圧縮強度が 80N/ mm²程度でも鋼管の横拘束により圧縮耐力と靭 性がかなり向上するが,ブレースの材軸方向に おいて,圧縮降伏する領域と降伏しない領域に 分かれ,その降伏する領域は材長方向に鋼管直 径の約 1.75 程度であった。
- 2)鋼管内にゴムシートを貼付することにより,ブ レースの圧縮降伏耐力と靭性および降伏位置を 制御できる。
- 3) ブレースと梁の接合面で鋼管を斜め切りすることによりモルタルの強度と靭性を増大させる鋼管の効果は発揮されないが、その部分を肉厚の鋼管で部分補強することにより、ブレースは鋼管に横拘束されたモルタルの圧縮特性を発揮できる。
- 4)既存の梁部分がブレースから圧縮力を受けると、
 梁部分に支圧破壊が生じ、その部分の強度・変形
 性状は最大耐力以降、脆性的な性状を示す。
- 5)梁部分の支圧耐力は,接合部の拡底面積が大き いほど増加するが,既存コンクリートの圧縮強 度が23~33N/mm²の範囲で変化しても,ほと んど増加しない。
- 6)本実験の結果と既往の座屈耐力式を用いてブレースが粘り強く圧縮降伏する場合について検討した結果,ブレース1本あたりに期待できる水平耐力は約200x10kNとなった。しかし,鋼管に充填されるモルタル柱の座屈耐力に関する研究はないため,今後,その評価方法を検討する必要がある。

参考文献

1) コンクリート充填鋼管構造設計施工指針,日本建築学会,pp.36-39,1997