

論文 圧縮抵抗型ブレースを用いる既存RCピロティ架構の耐震補強 における梁の支圧実験

大川 光雄^{*1}・塩屋 晋一^{*2}・幸加木 宏亮^{*1}・江頭 裕介^{*3}

要旨：提案するピロティ架構の補強方法は、上下の梁に圧縮抵抗型ブレースを設置することで、ピロティ階の水平剛性・水平耐力を増加させ、柱の高軸力を抑制するものである。今回は、ブレースの設置角度と接合部形状を変数とした上梁の支圧実験と、モルタル充填深さを変数とした基礎梁の支圧実験を行った。そして既に提案している支圧耐力の評価方法を検証した。その結果、接合部の形状は施工が容易な直方体でも十分であり、基礎梁のモルタル充填深さは梁せいの1/8でも十分な耐力が得られた。また、支圧耐力の計算値は、上梁の実験値を±10%の誤差の範囲内で推定できた。

キーワード：ピロティ架構，耐震補強，ブレース，支圧耐力，支圧実験，接合部

1. はじめに

本研究は、既存RCピロティ架構の耐震補強方法に関する研究である。補強方法¹⁾は図-1に示すような円形鋼管と局部的にハツリとった梁の一部に、一体的に高強度モルタルを充填した圧縮抵抗型ブレースを設置する方法である。これによってピロティ階の水平剛性と耐力を効率よく増大させ、水平力に伴う柱の変動圧縮軸力をブレースに吸収させて柱の高軸力状態を回避することを狙いとしている。

本論文ではブレースが設置される上梁と基礎梁の支圧耐力を加力実験により明らかにし、既往の実験も含めて、既に提案している支圧耐力の評価方法²⁾を検証している。

2. 上梁の支圧実験

2.1 実験目的

図-2のブレース設置角度 θ を 60° 、 70° 、 90° と変化させた場合と、モルタルが充填される接合部の

表-1 試験体名称・変数の一覧

試験体名	$\theta(^{\circ})$	充填深さ S_m	接合部形状	梁主筋	あばら筋	壁筋	試験体正式名称
AT-60	60		台形	上端・下端	$\phi 2.5$	$\phi 2.5$	EGWT-60-37-0.25-1/5
AT-70	70		台形	3-D6	@40	@60	EGWT-70-37-0.25-1/5
AR-90	90	D/4	直方体	Pt=0.66%	Pw=0.27%	Pw=0.20%	EGWR-90-37-0.25-1/5
AR-60	60		直方体				EGWR-60-37-0.25-1/5
AR-70	70		直方体				EGWR-70-37-0.25-1/5

表-2 使用材料の力学的特性

	$c\sigma_B, m\sigma_B$	
コンクリート	37.3	(応力単位: N/mm ²)
モルタル	74.2	
	$E_s (\times 10^5)$	σ_y
鉄筋	D6	392
	$\phi 2.5$	352
		σ_B
		541
		436

$c\sigma_B$: コンクリート圧縮強度, $m\sigma_B$: モルタル圧縮強度

E_s : 鉄筋のヤング係数, σ_y : 降伏応力度, σ_B : 引張強度

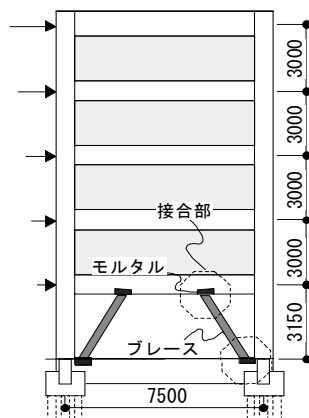


図-1 提案する補強方法

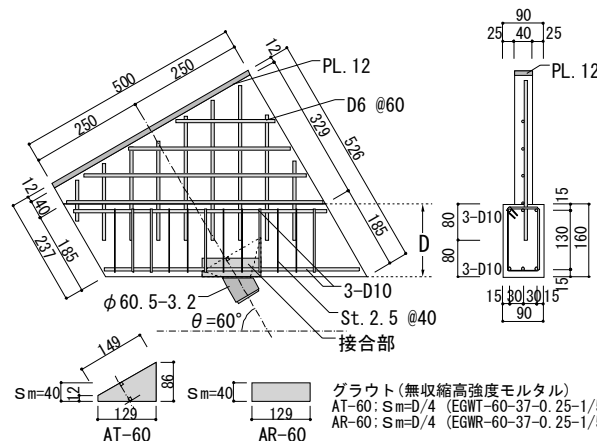


図-2 試験体の形状・配筋・寸法

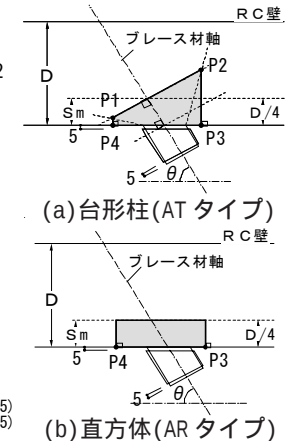


図-3 接合部の詳細

*1 鹿児島大学 大学院理工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 鹿児島大学 工学部建築学科助教授・工博 (正会員)

*3 戸田建設株式会社 (元鹿児島大学 工学部建築学科 学生)

形状を台形柱,直方体と変化させた場合の上梁の支圧特性を把握する。

2.2 試験体

図 - 2 に一例として θ が 60° の試験体の形状・配筋・寸法を示す。縮尺は同時に行われた架構試験体に合わせて実大の $1/5$ とした。図 - 3 に接合部の詳細を示す。接合部の形状は台形柱(AT タイプ)と,直方体(AR タイプ)の2種類である。台形柱はプレースの圧縮力を梁に分散させ,梁の支圧耐力を増大させる狙いでこれまで採用してきた。直方体は接合部の範囲を小さくし,ハツリ工事を容易にする狙いである。

表 - 1 に試験体名称と変数の一覧を示す。試験体数は2種類の接合部形状とプレース設置角度 θ を $60^\circ, 70^\circ, 90^\circ$ と変化させた計5体である。 θ が 90° の場合は台形柱と直方体の接合部は一致する。台形柱の接合部は図 - 3 (a) 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。各点はプレースのモルタル断面の左右の端から,プレースの材軸に対して $\pm 45^\circ$ の角度をなす2本の線と,材軸と直交する線の交点を P1 と P2 とし,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を P3 と P4 としている。梁の下端面からプレースの材軸上でのモルタルの深さ S_m を梁せい D の $1/4$ とした。直方体の接合部は図 - 3 (b) に示すように S_m を $D/4$ とし,水平長さを P3 と P4 の距離とした。

接合部はコンクリート打設時に型枠内にスタイロフォームを設置し,コンクリート硬化後,それを除去して形成した。モルタルの充填は試験体を図 - 5 のように置いて,上方から鋼管内に流し込み充填した。また,図 - 3 に示すように,プレースの上下5mmは鋼管から梁に直接,圧縮力が伝達しないように鋼管を縁切りしている。

表 - 2 に使用材料の力学的特性を示す。モルタルには早強セメントと普通砂に無収縮剤を添加したものを用いた。

2.3 加力方法と変形の測定

図 - 4 に加力状況と変形の測定状況を示す。試験体は耐圧試験機に設置し,プレースに一軸圧縮加力を行った。変

形は加力板から壁下端の間の変形を測定した。

2.4 破壊状況と荷重 - 変形関係

図 - 5 に破壊状況を示す。図中には初期ひび割れを太線で示し,ひび割れが発生した荷重と最大荷重 P_{max} を数値で示す。全試験体とも支圧破壊した。破壊経過は試験体 AT-70, AR-90, AR-70 では最大荷重以前の約 $0.80 \sim 0.85P_{max}$ で梁側面のコンクリート部分に縦の割裂ひび割れが発生し,試験体 AT-70, AR-90, AR-60, AR-70 では最大荷重時直前で梁上面にひび割れが発生した。この時に梁との境界の鋼管が縁切りされた区間でモルタルの表面がわずかに剥落し,最大荷重以降,そのモルタル部分が梁内

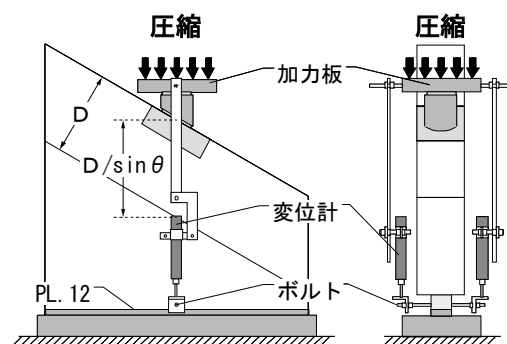


図 - 4 加力状況と変形の測定状況

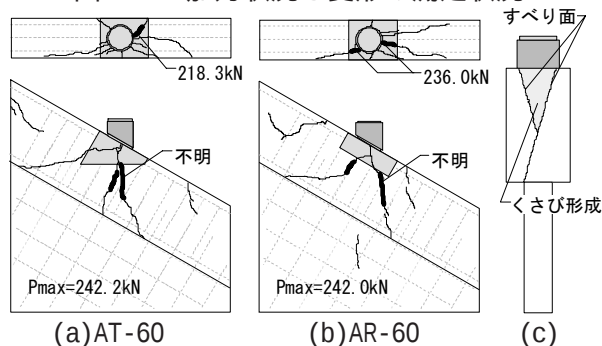


図 - 5 破壊状況と破壊メカニズム

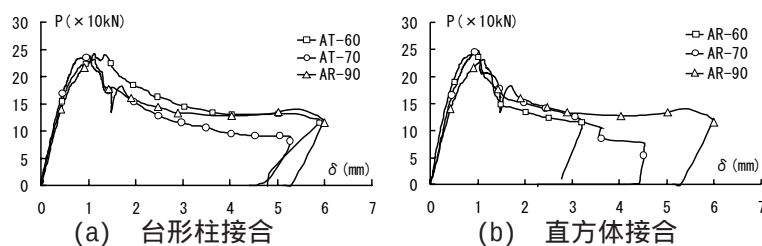


図 - 6 圧縮荷重 - 変形関係

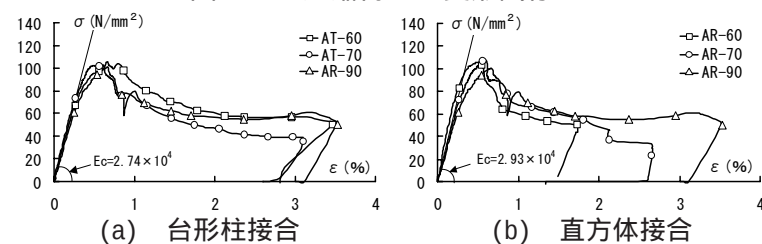


図 - 7 圧縮応力 - ひずみ関係

にめり込む破壊形式になった。破壊形式は図 - 5 (c) に示すように梁が非対称な破壊機構で支圧破壊した。

図 - 6 に圧縮荷重 - 変形関係を示す。図 - 7 に圧縮応力 - ひずみ関係を示す。圧縮応力は鋼管の内径のモルタルの断面積で圧縮荷重を除いたものとし、ひずみは変形をプレースの材軸の延長線が梁内を横切る区間 $D/\sin \theta$ (D : 梁せい) で除している。いずれの試験体でも支圧破壊したため最大荷重以降、耐力低下が生じている。接合部形状の違いによる差はあまり観られなかった。

2.5 支圧耐力の実験値の検討

表 - 3 に各種荷重の実験値を示す。支圧強度 σ_b は最大荷重をプレースのモルタル断面積で除したものである。また、表 - 3 中にこの支圧強度をコンクリートの圧縮強度 $c\sigma_B$ で除した強度比 cK_B 、モルタルの圧縮強度 $m\sigma_B$ で除した強度比 mK_B を示す。図 - 8 (a) に支圧強度 σ_b とプレース設置角度 θ の関係を示す。 θ が 60° に近づくにつれ、支圧強度が高くなる傾向が観られる。図 - 8 (b) にコンクリートの支圧強度比 cK_B とプレース設置角度 θ の関係を示す。どちらの関係でも接合部形状による違いはあ

表 - 3 各種荷重の実験値

試験体名	$\theta (^\circ)$	P_{cr} ($\times 10kN$)	P_{max} ($\times 10kN$)	P_{cr}/P_{max}	σ_b (N/mm^2)	cK_B	mK_B
AT-60	60	不明	24.2	不明	105.3	2.8	1.4
AT-70	70	20.0	23.7	0.844	103.1	2.8	1.4
AR-90	90	19.4	23.1	0.840	100.5	2.7	1.4
AR-60	60	不明	24.2	不明	105.3	2.8	1.4
AR-70	70	20.0	24.7	0.810	107.5	2.9	1.4

P_{cr} : 初期ひび割れ荷重, P_{max} : 最大耐力, σ_b : 支圧強度
 $c\sigma_B$: コンクリート圧縮強度 ($\approx 37.3 N/mm^2$), $m\sigma_B$: モルタル圧縮強度 ($\approx 74.2 N/mm^2$)

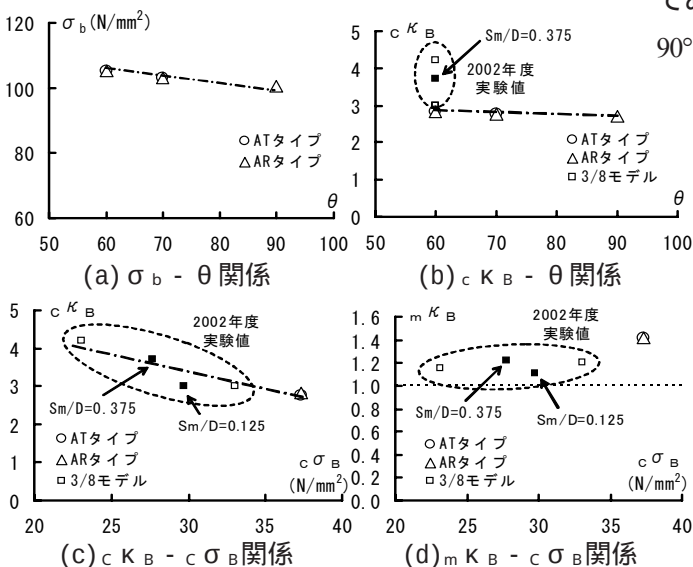


図 - 8 諸因子関係図

まり観られなかった。また同図には試験体の縮尺が $3/8$ で比較的寸法が大きい実験のデータ¹⁾も示す。試験体の詳細については文献を参照されたい。図 - 8 (c) に cK_B と $c\sigma_B$ の関係を示す。既存部分のコンクリートの圧縮強度が高くなるにつれ cK_B が低くなる傾向が観られる。図 - 8 (d) に mK_B と $c\sigma_B$ の関係を示す。全試験体とも mK_B が 1.0 より大きくなり、モルタルの圧縮強度より大きな応力に耐えている。

2.6 支圧耐力の計算方法

筆者ら²⁾は上梁の支圧耐力を評価する極限解析モデルを提案している。その概略を以下に述べる。詳細については文献を参照されたい。

θ が 90° の場合の破壊メカニズムを図 - 9 に示す。壁側には三角柱状のくさびが、プレース側には円錐形のくさびが形成され、それらに挟まれる範囲に引張分離面が形成される。

くさびがすべり破壊したすべり面と引張分離面のエネルギー散逸率の和と、外力の仕事率を等しくおくことによって誘導した支圧耐力式を式(1)に示す。

$$P_b = 0.183(sAc \cdot cfc + sAm \cdot mfc) + 0.18 \cdot tA \cdot cfc^{0.566} \quad (1)$$

ここに、 sAc : すべり面のコンクリート面積, cfc : コンクリート軸圧縮強度, sAm : すべり面のモルタル面積, mfc : モルタル軸圧縮強度, tA : 引張分離面の面積

以上は θ が 90° の場合に適用できる支圧耐力式であるが、 θ が 60° と 70° の試験体についても θ が 90° のモデルをつぎのように準用する。

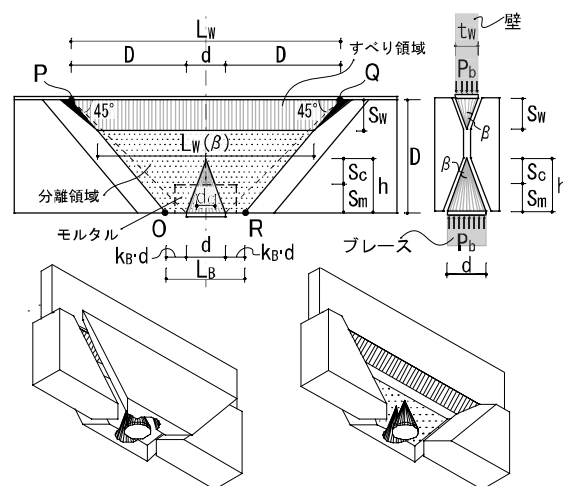


図 - 9 θ が 90° の場合の破壊メカニズム

図 - 10に示すような、プレースの材軸を延長した線を断面線として切り出される断面を梁断面とする梁が、プレースの材軸に対して直角におかれている仮想の状態を考える。仮想の梁は、梁せいが $D/\sin \theta$ 、モルタル深さがプレースの軸線上の深さ $S_m/\sin \theta$ とする。

図 - 11の点 O' 、 P' 、 Q' 、 R' は、図 - 10の点 O 、 P 、 Q 、 R を、仮想の梁の材軸に対して直交方向に移動した点である。点 O' 、 P' 、 Q' 、 R' に囲まれた内部エネルギーを表す面積は、点 O 、 P 、 Q 、 R に囲まれた内部エネルギーを表す面積にほぼ等しい。それに基づく、図 - 10の仮想の梁の支圧耐力が、図 - 11の実際の梁の支圧耐力にほぼ等しくなる。

2.7 支圧耐力の計算結果

表 - 4に計算結果を、図 - 12に計算値に対する実験値の比を示す。材料強度は表 - 2の値を用いている。また同図中に、前述の縮尺が $3/8$ の試験体のものも示している。計算値に対する実験値の比は全試験体とも約 1 ± 0.1 の範囲にあり、計算値はよい対応となっている。

3. 基礎梁の支圧実験

3.1 実験目的

1階柱・フーチング・直交梁が一体となった基礎梁の支圧特性を把握する。プレースで補強された架構には、基礎梁のまわりに図 - 13に示すような応力が生じる。左側の柱では、引張力による引張ひび割れが発生する。また右側の基礎梁の上端側では曲げひび割れが発生する。これらのひび割れが基礎梁の支圧耐力を

低下させる可能性があり、ひび割れが発生した状態の基礎梁の支圧特性を実験により把握する。

3.2 試験体形状

図 - 14に試験体の形状・配筋・寸法を示す。縮尺は実大の $1/5$ である。試験体数は計2体で、プレースを接合する基礎梁の接合部の形状は直方体とし、設置角度 θ を 60° としている。変数は接合部の深さ S_m で、梁せい D の $1/8$ 、 $1/4$ の2種類とした。プレースの鋼管を設けない区間は前述の上梁の試験体と同じである。

表 - 5に試験体名称と変数の一覧を示す。表 - 6に使用材料の力学的特性を示す。コンクリートは上梁試験体と同時に打設しており、特性は表 - 2とほぼ同じである。主筋 $D6$ も表 - 2と同じものを使用している。

3.3 加力方法と変形の測定

加力は図 - 15に示すように3段階で行った。加力段階1では、図 - 16に示すように柱に引張加力を行い、柱脚部に引張ひび割れを生じさせた。引張力は、柱の降伏引張力の 74% の約 92kN まで加力した。加力

表 - 4 計算結果と実験値

	番号	試験体名	計算値	実験値	実験値/計算値
文献1)	No. 1	EGW-60-30-0.125	716	723	1.01
	No. 2	EGW-60-23-0.25	733	794	1.08
	No. 3	EGW-60-33-0.25	837	807	0.96
	No. 4	EGW-60-28-0.375	865	839	0.97
本年度	No. 5	AT-60	266	242	0.91
	No. 6	AT-70	246	237	0.96
	No. 7	AR-90	232	231	0.99
	No. 8	AR-60	266	242	0.91
	No. 9	AR-70	246	247	1.00

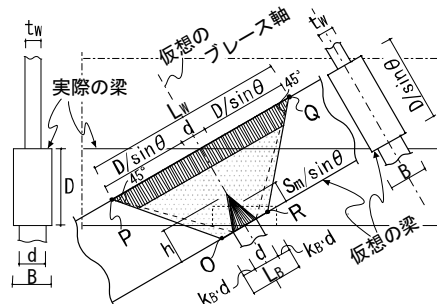


図 - 10 θ が変化する場合の支圧耐力を評価するための仮想の梁

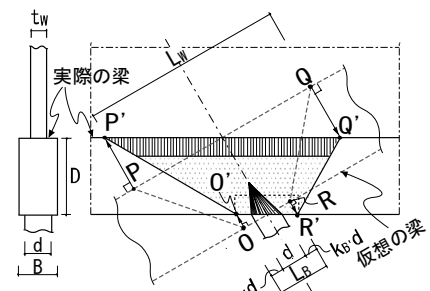


図 - 11 仮想の梁と内部エネルギーが等しい破壊メカニズム

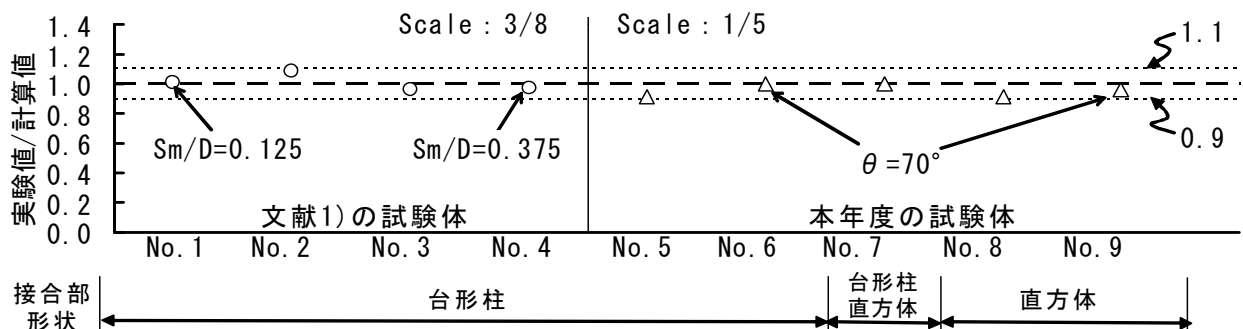


図 - 12 試験体別計算値に対する実験値の比

段階2では、図 - 17 に示す状態で試験体を耐圧試験機に設置し、プレースに50kNの圧縮力を加えて試験体の回転を拘束し、基礎梁に曲げせん断力を約10kN加力して基礎梁上端側に曲げひび割れを発生させた。この時、フーチングと基礎梁の境界の曲げモーメントは基礎梁の降伏モーメントに等しかった。加力段階3では、この状態でプレースへの圧縮加力を再開して基礎梁が支圧破壊するまで加力を行った。変形については図 - 17 に示すように加力板とフーチングの上面の区間を表裏の2カ所で測定した。

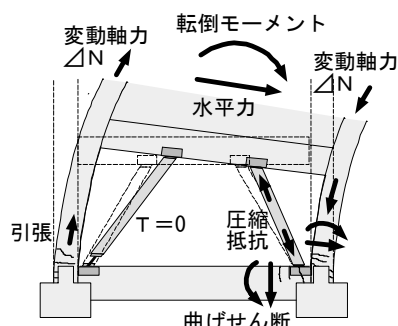


図 - 13 基礎梁まわりの応力状態

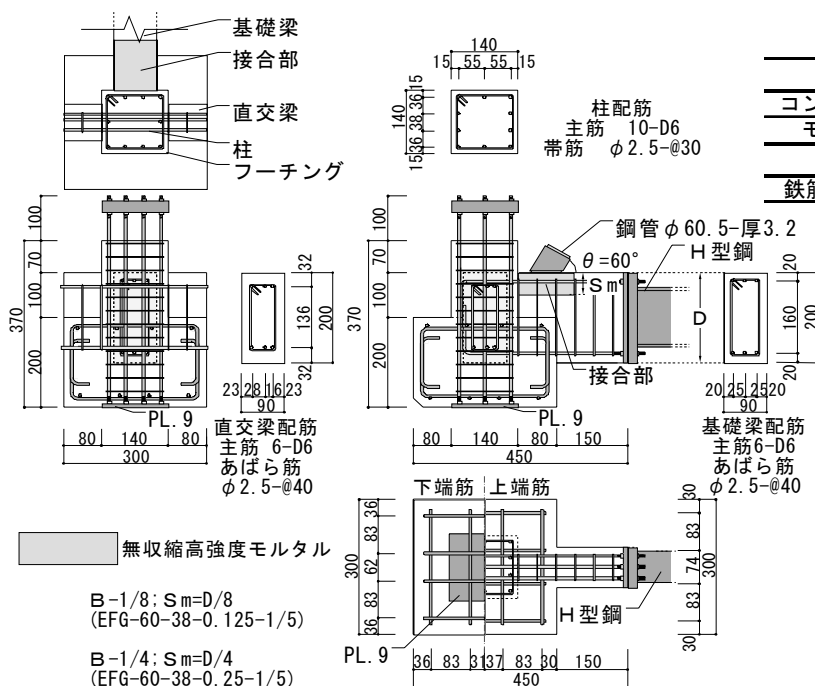


図 - 14 試験体の形状・配筋・寸法

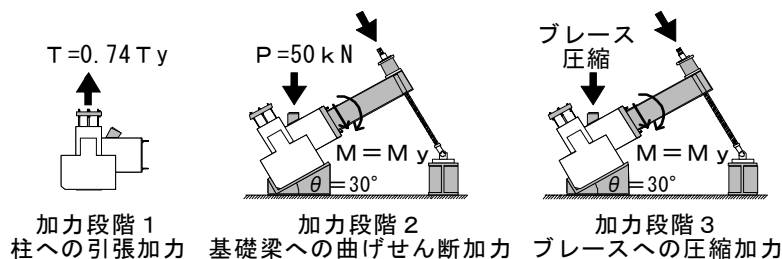


図 - 15 加力段階のプロセス

3.4 破壊状況

図 - 18 に各加力段階の終了時の破壊状況を示す。図中には初期ひび割れを太線で示し、ひび割れが発生した荷重 P_{cr} と最大荷重 P_{max} を数値で示す。加力段階1では、柱への引張加力により基礎梁が取り付かない側の面にひび割れは生じたが、基礎梁側の柱面には生じなかった。原因は直交の基礎梁や梁間の基礎梁のコンクリートと基礎梁の折り曲げ定着部分の拘束による。その後、最大荷重までそのひび割れが拡大するだけであった。加力段階2では、曲げモーメントによりモルタルとコンクリートの境界に曲げひび割れが生じた。加力段階3では、まず、モルタル充填部側面にプレース軸の延長線上に割裂ひび割れが生じ、その後、モルタル充填部上面にひび

表 - 5 試験体名称・変数の一覧

試験体名	充填深さSm	接合部形状	柱主筋	帯筋	梁主筋	あばら筋	試験体正式名称
B-1/8	D/8	直方体	10-D6 $P_g=1.60\%$ $P_t=0.65\%$	$\phi 2.5$ @30 $P_w=0.23\%$	上端・下端 3-D6 $P_t=0.53\%$	$\phi 2.5$ @40 $P_w=0.27\%$	EFG-60-37-0.125-1/5
B-1/4	D/4	直方体	10-D6 $P_g=1.60\%$ $P_t=0.65\%$	$\phi 2.5$ @30 $P_w=0.23\%$	上端・下端 3-D6 $P_t=0.53\%$	$\phi 2.5$ @40 $P_w=0.27\%$	EFG-60-37-0.25-1/5

表 - 6 使用材料の力学的特性

	$c \sigma_{B,m} \sigma_B$	(応力単位: N/mm^2)	
コンクリート	36.9	σ_y σ_B	
モルタル	74.4		
鉄筋	$\phi 2.5$	$E_s (\times 10^5)$	σ_y σ_B
		1.89	371 455

$c \sigma_B$: コンクリート圧縮強度, $m \sigma_B$: モルタル圧縮強度, E_s : 鉄筋のヤング係数, σ_y : 降伏応力度, σ_B : 引張強度

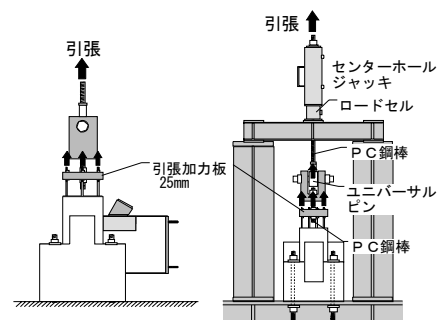


図 - 16 加力段階1の加力状況

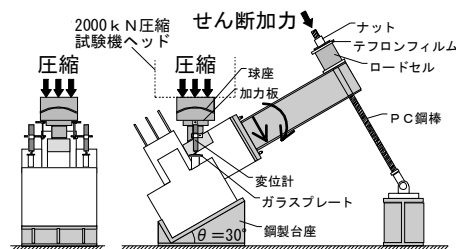


図 - 17 加力段階2・3の加力状況と変位の測定状況

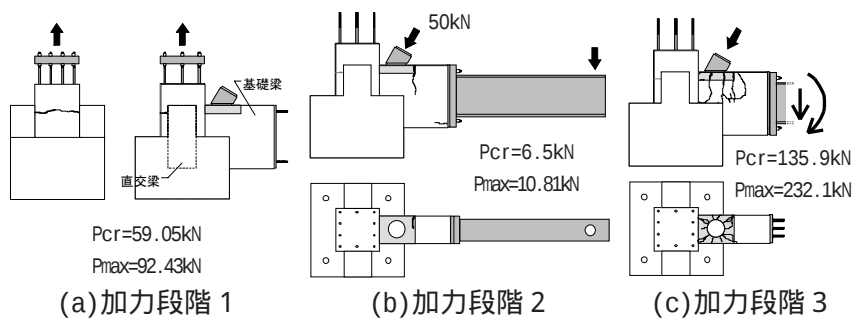


図 - 18 各加力段階別の破壊状況(B-1/8)

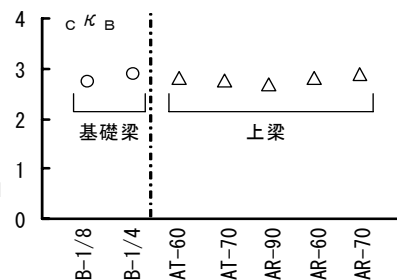


図 - 21 各支圧強度比

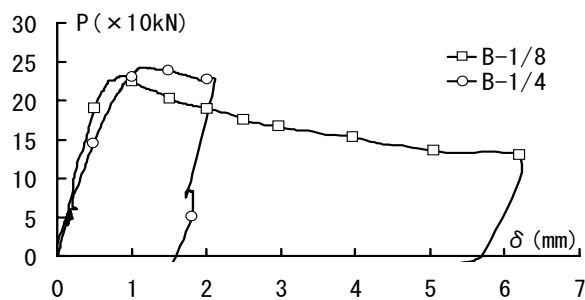


図 - 19 圧縮荷重 - 変形関係

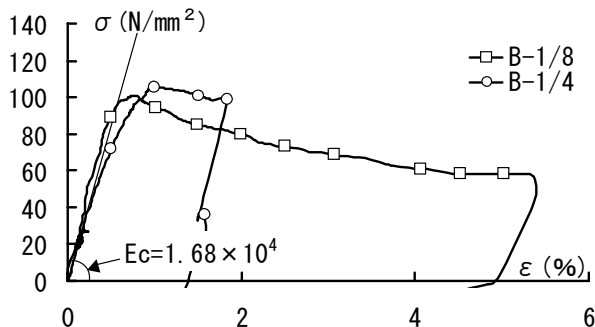


図 - 20 圧縮応力 - ひずみ関係

割れが生じた。ひび割れはコンクリートにまで拡大した後、最大荷重に達して支圧破壊した。モルタル充填深さの違いによる有意な差はなかった。支圧破壊の範囲は基礎梁の範囲内に収まり、フーチングや柱に破壊は進展しなかった。

3.5 荷重 - 変形関係

図 - 19 に圧縮荷重 - 変形関係を示す。図 - 20 に圧縮応力 - ひずみ関係を示す。圧縮応力は鋼管の内径のモルタルの断面積で圧縮荷重を除いたものとし、ひずみは圧縮変形をブレースの材軸の延長線で基礎梁上端からフーチング上端の区間 $0.5D/\sin \theta$ (D : 梁せい) で除している。

3.6 支圧耐力の実験値の検討

表 - 7 に各種荷重の実験値を示す。支圧強度 σ_b は最大荷重をブレースのモルタル断面積で除したものである。また表 - 7 中にこの支圧強度をコンクリートの圧縮強度で除した強度比 cK_B 、モルタルの圧縮強度で除した強度比 mK_B も示す。モルタル深さが

表 - 7 各種強度

試験体名	Sm	P_{cr} ($\times 10kN$)	P_{max} ($\times 10kN$)	P_{cr}/P_{max}	σ_b (N/mm^2)	cK_B	mK_B
B-1/8	D/8	13.6	23.2	0.59	100.9	2.7	1.4
B-1/4	D/4	19.0	24.3	0.78	105.7	2.9	1.4

P_{cr} : 初期ひび割れ荷重, P_{max} : 最大耐力, σ_b : 支圧強度

$c\sigma_b$: コンクリート圧縮強度 ($=36.9 N/mm^2$)

$m\sigma_b$: モルタル圧縮強度 ($=74.4 N/mm^2$)

D/4 の試験体の耐力に対して D/8 の耐力は 95% となったが、モルタル深さの違いほど支圧耐力は減少していない。図 - 21 にコンクリート支圧強度比を上梁試験体と比較して示す。上梁に対し基礎梁の支圧強度比はほぼ等しくなっている。

4. まとめ

- (1) 上梁の支圧耐力は、ブレース設置角度 θ が 90° から 60° に変化するにつれて増加する。
- (2) 梁の支圧耐力については、今回の台形柱と直方体の形状の違いによる差はほとんどない。施工性を考慮すると、台形柱よりも直方体を採用するほうが良い。
- (3) 既に提案している支圧耐力式の計算値は、上梁の実験値を $\pm 10\%$ の誤差の範囲内で推定できた。
- (4) 基礎梁部分の支圧耐力は、基礎梁や柱にひび割れを生じて上梁と同程度期待できる。モルタルの深さは D/8 でも十分な耐力が得られる。

参考文献

- 1) 塩屋晋一ほか: 圧縮抵抗型ブレースを用いる RC 造ピロティ架構の耐震補強, コンクリート工学年次論文報告集, vol.25, No.2, pp.1561-1566, 2003.7
- 2) 幸加木宏亮, 塩屋晋一ほか: 圧縮抵抗型ブレースを用いる既存 RC 造ピロティ架構の耐震補強における既存梁部分の支圧耐力, コンクリート工学年次論文報告集, vol.27, No.2, pp.1105-1110, 2005.6