

論文 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

幸加木 宏亮^{*1}・塩屋 晋一^{*2}・河野 圭悟^{*3}・原田 喜実^{*4}

要旨：ピロティ架構形式の既存RC造建物の耐震補強に関する研究である。補強方法は圧縮抵抗型のブレースを設置してピロティ階の剛性，耐力を効率よく増大させ，柱の高軸力を抑制することをねらいとしている。本研究ではブレースを接合する上梁の支圧耐力の強度式を構築することを目的に，上梁の支圧実験と，その支圧耐力の極限解析を行っている。実験は解析モデルが容易となる，ブレースの設置角度 θ が 90° の場合について行っている。そして，その実験結果に適合する支圧耐力の評価モデルを構築し， θ が 60° の場合にも適用できる評価式を誘導している。

キーワード：ピロティ架構，耐震補強，支圧耐力，極限解析，鉄筋コンクリート

1. はじめに

研究代表者¹⁾は，ピロティ架構形式の既存RC造建物の簡易な耐震補強として，図-1に示すように圧縮抵抗ブレースを設置する方法を提案している。そこでは，高強度のモルタルを充填した鋼管ブレースを用い，仰角 θ を $60^\circ \sim 70^\circ$ と想定している。この設計方法の課題の一つに，ブレースが接合される梁部分の支圧耐力の評価があげられる。

本論文では，その支圧耐力の評価式を構築することを目的に行った，梁部分の追加支圧実験と，極限解析について述べる。 θ が 60° の場合の上梁部分の支圧実験は文献¹⁾で報告している。ここでは，比較的解析が容易な場合として， θ が 90° の場合を選択して実験を行い，その結果に対して適合するように解析モデルを検討した。そして， θ が 60° の場合に適用できる支圧耐力の評価式を誘導した。

2. 梁の接合部分の支圧実験

2.1 試験体

図-2に試験体の基本形状と種類を示す。試験体は3タイプである。Aタイプは上階の壁とブレースに挟まれる状態で梁部分が上下面で支圧力を受けるもので，図-1において θ を 90° とした場合である。このタイプの破壊状況は壁側では三角錐状のくさびが形成され，ブレース側では円錐形状のくさびが形成されることが明らかになっており¹⁾，BタイプとCタイプはそれぞれのくさびが形成される領域の支圧

強度特性を把握するためのものである。

図-2中に示すようにAタイプとBタイプではブレース側の領域に高強度の無収縮モルタルを充填しており，梁せいDに対してその充填高さ S_m を変化させている。図-2に配筋状況を示す。表-1に試験体名称と諸因子を示す。Cタイプでは無筋の試験体も製作している。表-2に使用材料の力学的特性を示す。

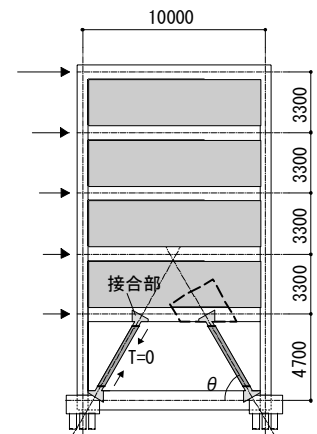


図-1 ピロティ架構

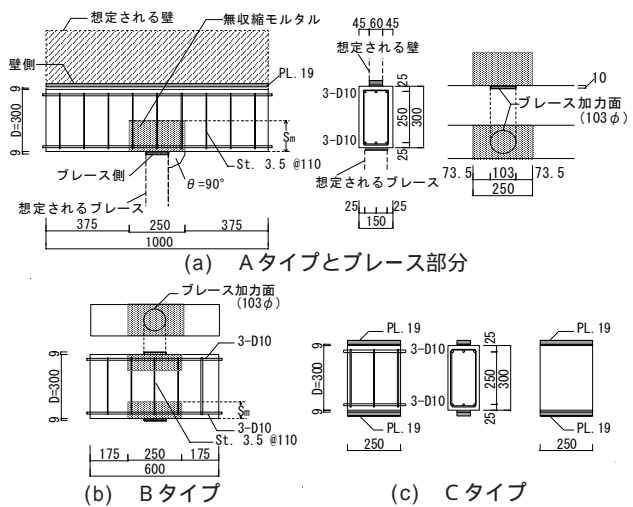


図-2 試験体形状と種類

* 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 松井建設株式会社 (元鹿児島大学工学部建築学科学部生)

* 4 積水ハウス株式会社 (元鹿児島大学工学部建築学科学部生)

2.2 加力と測定

図 - 3 に A タイプの加力状況と変形の測定状況を示す。試験体は 2000kN の耐圧試験機に設置され壁のコンクリート部分またはブレースのモルタル断面部分に一方の漸増圧縮加力が行われている。他の試験体もこれに準じている。変形は図中に示すように加圧鉄板間の圧縮変形を測定している。

2.3 実験結果の概要

図 - 3 に最終ひび割れ状況の例を示す。図中には初期ひび割れを太線で示している。試験体はいずれも壁側の領域では三角柱状のくさびが形成され、ブレース側の領域では円錐形状のくさびが形成される状況に近かった。最終破壊形式は図 - 3 に示すように断面図のひび割れは非対称形のものになった。

図 - 4 と図 - 5 に圧縮荷重 - 圧縮変形関係を示す。支圧破壊しているため最大荷重後は脆性的なものになっている。A タイプと B タイプでは、モルタルの充填高さが大きい試験体ほど最大荷重が大きくなっている。表 - 3 に初期ひび割れ荷重 P_{cr} と最大荷重 P_{max} を示す。また同表には最大荷重を A タイプと B タイプではブレースの面積で、C タイプでは壁材の断面積で除した応力 σ_b と、これをコンクリート圧縮強度で除した比を示す。

3. 梁の接合部分の支圧耐力の極限解析

Chen²⁾ が提案しているコンクリート円柱の割裂耐力の解析モデルを基本とし、各タイプごとに修正したモデルを示し、それによる計算値と実験値の適合性について述べる。まず、全タイプの解析で共通とする基本仮定を述べ、そして解析モデルが理解し易い方から C タイプ、B タイプ、A タイプの順で述べる。

3.1 全タイプで共通の基本仮定

- (1) コンクリートとモルタルの破壊基準は図 - 6 に示すように修正 Mohr-Coulomb の基準を用いる。一軸の圧縮強度 f_c 、 f_m はシリンダーの圧縮強度を用いる。 f_c はコンクリートで f_m はモ

ルタルの値である。内部摩擦角 ϕ は多くの実験結果とよく適合する 37° とする。²⁾ この時、コンクリートとモルタルの付着力 c_c 、 c_m はそれぞれ約 $c_c f_c / 4$ 、 $c_m f_m / 4$ となる。評価式を簡略にするために、モルタルの引張強度はコンクリートの引張強度 f_t に等しいものとする。一軸の引張強度 f_t は式 (1) による強度を用いる。

$$f_t = 0.39 c_c f_c^{0.566} \quad [N/mm^2] \quad (1)$$

- (2) 図 - 7 に破線で示す Chen の円柱モデルでは力学的な理想状態で対称形の破壊メカニズムを仮定しているが、支圧破壊の場合はコンクリートの脆性的な特性に支配されるため、実験のひび割れ状況は図 - 3 に見られるように非対称形の破壊モードになる。ここでは、図 - 9 に示すように対称形の破壊メカニズム (以後、対称形メカニズム) と非対称形の破壊メカニズム (以後、非対称形メカニズム) の 2 種類について検討する。詳細はタイプ別に後述する。

表 - 1 試験体名称と諸因子

試験体名	S_m	配筋	梁主筋	あばら筋	積載面形状	試験体正式名称
A1	0	有	上端・下端 3-D10	3.5φ @110	鋼管 + 壁	EG-0-32-0.0
A2	D/4					EG-0-32-0.25
A3	D/2				EG-0-32-0.5	
B1	0	有	Pt = 0.52%	Pw = 0.12%	鋼管 + 鋼管	B-0.0
B2	D/4					B-0.25
C1	0	無	—	—	壁 + 壁	C-0.0
C2	0					C-0.0-P

D: 梁せい 300mm

表 - 2 使用材料の力学的特性 (応力単位: N/mm^2)

	E_c ($\times 10^4$)	$c_c \sigma_B$	$c_c \varepsilon_B$ (%)	$c_c \sigma_{sp}$
コンクリート	2.38	33.1	0.254	2.60
モルタル	2.50	87.0	0.489	3.41
	E_s ($\times 10^5$)	$s_y \sigma_y$	$s_y \sigma_B$	
鉄筋	3.5φ	1.86	633	778
		D10	1.70	345

E_c : コンクリートのヤング係数、 $c_c \sigma_B$: 圧縮強度、 $c_c \varepsilon_B$: 圧縮強度時ひずみ度、 $c_c \sigma_{sp}$: 割裂強度 E_s : 鉄筋のヤング係数、 $s_y \sigma_y$: 降伏強度、 $s_y \sigma_B$: 引張強度

表 - 3 各試験体の最大荷重

試験体名	P_{cr} ($\times 10kN$)	P_{max} ($\times 10kN$)	P_{cr} / P_{max}	σ_b (N/mm^2)	$\sigma_b / c_c \sigma_B$
A1	45.1	54.0	0.834	66.1	2.0
A2	41.9	66.6	0.629	81.6	2.5
A3	72.5	92.6	0.783	113.3	3.4
B1	33.3	39.3	0.847	48.1	1.5
B2	35.3	52.3	0.675	64.0	1.9
C1	35.3	39.9	0.885	26.6	0.8
C2	37.2	42.2	0.883	28.1	0.8

P_{cr} : 初期ひび割れ荷重、 P_{max} : 最大耐力

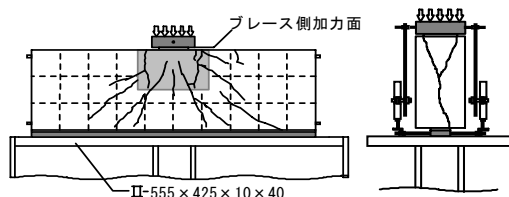


図 - 3 加力状況と最終破壊状況 (A3)

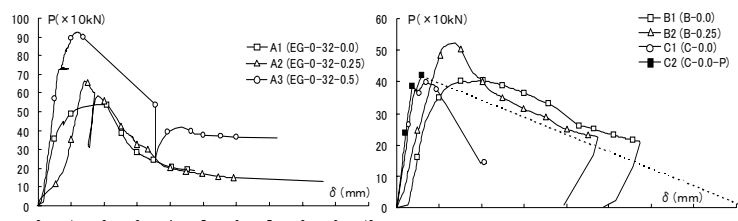


図 - 4 A の荷重 - 変形関係

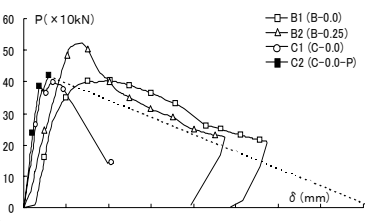


図 - 5 B, C の荷重 - 変形関係

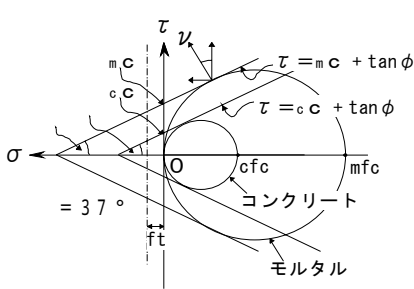


図 - 6 - の破壊基準

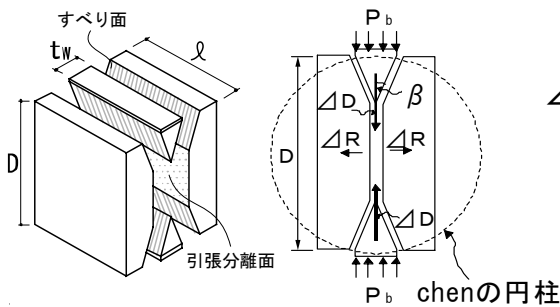


図 - 7 Cタイプの破壊メカニズム

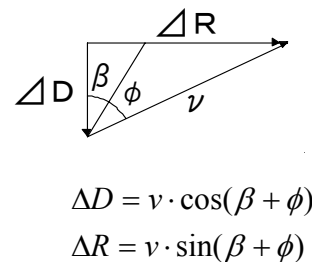
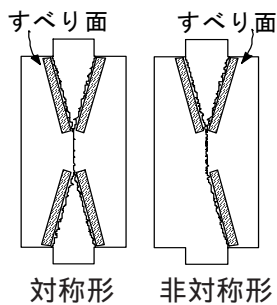


図 - 8 速度 D , R の関係

$$\Delta D = v \cdot \cos(\beta + \phi)$$

$$\Delta R = v \cdot \sin(\beta + \phi)$$



対称形 非対称形

図 - 9 破壊メカニズムの種類

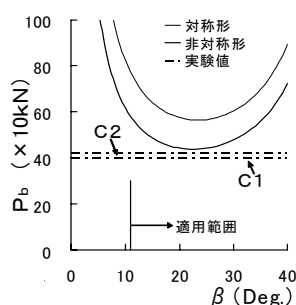


図 - 10 C試験体の計算結果

Cタイプではすべりの面積がコンクリート領域とモルタル領域に分かれる。それらのタイプにも適用できるように W_{in} を表すと、式(3)となる。

$$W_{in} = {}_sA_c \cdot c \cdot v \cdot \cos \phi + {}_sA_m \cdot m \cdot c \cdot v \cdot \cos \phi + {}_tA \cdot \gamma \cdot 2\Delta R \cdot f_t \quad (3)$$

Cタイプでは ${}_sA_c$, ${}_sA_m$ はつぎのようになる。

$${}_sA_c = n \cdot (t_w / 2) / \sin \beta \cdot l, \quad {}_sA_m = 0$$

$${}_tA = D - 2 \cdot (t_w / 2) / \tan \beta \cdot l$$

ここに、 t_w : 壁厚、 l : 梁・壁の長さ、 D : 梁せい、 β : くさびの先端角度、記号は図 - 7を参照

上式における n は上下のくさびの滑り面の枚数で、対称形メカニズムでは4となり、非対称形メカニズムでは、前述した理由により3となる。外力の仕事率 W_E は式(4)で表される。外力の仕事率と内部のエネルギー散逸率を等しくおくことにより β の変化に伴う支圧耐力 P_b が式(5)で表される。

$$W_E = 2P_b \cdot \Delta D \quad (4)$$

$$P_b = 0.5({}_sA_c \cdot c + {}_sA_m \cdot m \cdot c) \cdot \frac{\cos \phi}{\cos(\beta + \phi)} + {}_tA \cdot \gamma \cdot f_t \cdot \tan(\beta + \phi) \quad (5)$$

(c) 計算結果と実験結果の比較

図 - 10 に β を変化させた場合の計算結果を示す。本試験体では β が 11° より小さい範囲で上下のくさびの先端が交錯するため、それより大きい範囲が式(5)の適用範囲になる。最小値が上界の解になる。最小値の時の β は適用範囲内にある。図中に実験値を水平の一点鎖線で示している。非対称形メカニズムの最小値(以後、非対称形の計算値)で実験値を推定できる結果になっている。

(3) すべり面の単位面積あたりのエネルギー散逸率 ${}_sD_A$ と引張分離面の単位面積あたりのエネルギー散逸率 ${}_tD_A$ はつぎのものを用いる。

$${}_sD_A = v \cdot c \cdot \cos \phi \quad {}_tD_A = \gamma \cdot v \cdot f_t \quad (2)$$

上式の引張分離面では実験結果とよく適合するように修正の低減係数 γ を乗じる。ここでは全モデルにおいて 0.3 とする。 c は付着力で、 v はすべり領域のすべり速度ベクトルである。

(4) 鉄筋の内部エネルギーは無視する。

3.2 Cタイプ

(a) 破壊メカニズム

図 - 7 に仮定する破壊メカニズムを示す。これは Chen が示した円柱のものと同質である。上下に三角柱状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。外力の鉛直の速度 ΔD と、すべり面のすべり速度 v 、分離面の水平速度 ΔR の関係は、図 - 8 に示している。

非対称形メカニズムでは、上下のくさびのうち、片方のくさびの2面のすべり面のうち、1面ではすべり破壊が生じないものとし、その分のエネルギー散逸は内部エネルギー散逸率に含めないことにする。

(b) エネルギーと釣り合い式

内部エネルギー散逸率 W_{in} は、すべり面の面積 ${}_sA$ と分離面の面積 ${}_tA$ に、それぞれ ${}_sD_A$ と ${}_tD_A$ を乗じた値の総和に等しい。また、後述する A タイプ、B

3.3 Bタイプ

(a)破壊メカニズム

Bタイプでは図-11に示すように断面Xに沿う引張りひび割れaが生じる。しかし、その断面は横切る主筋により拘束されるため、支圧耐力を決定する引張分離面とならない。その後、荷重が増加し、ひび割れbが生じて支圧破壊する。その時には梁の長さ方向に引張分離面Yが形成されて、上下に円錐形のくさびが形成される。ここでは、その時の状態で支圧耐力を評価する。図-12に断面Yにおいて仮定する破壊メカニズムを示す。引張分離領域はくさびに沿うかたちで $k_B \cdot d$ の幅を考える。 k_B はひび割れ状況を考慮して0.5とする。

非対称形メカニズムでは、上下のくさびのうち、片方のくさびのすべり面積のエネルギー散逸率を50%に低減する。破壊メカニズムの運動はCタイプの図-7、図-8と同じとする。

(b)すべり面積と引張分離面積

Cタイプと同様にすべり領域の面積と引張分離領域の面積を式(5)に代入することにより支圧耐力

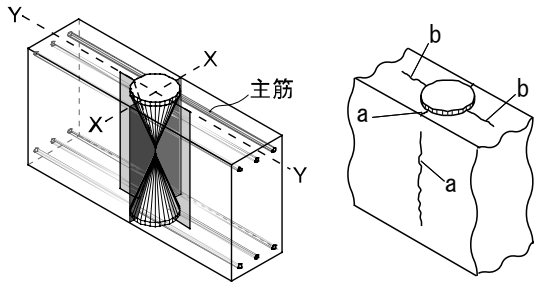


図-11 耐力に関する破壊断面 とひび割れb

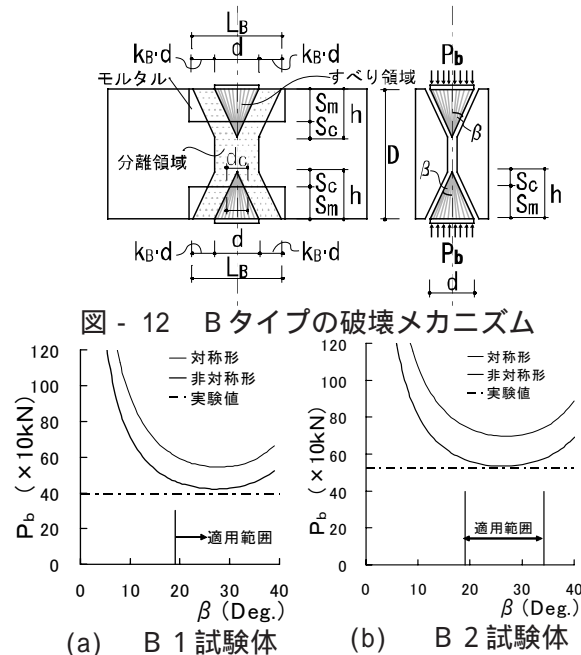


図-13 B試験体の計算結果

を求めることができる。B2試験体ではモルタルで補強しているため、くさびのすべり面積が、コンクリートの面積 $s A_c$ とモルタルの面積 $s A_m$ に分かれる。上下のくさびのすべり面積の総和は、それぞれ式(6)、式(7)で表される。

$$s A_c = 2 \cdot (0.5\pi \cdot d_c \cdot S_c) \cdot \alpha \quad (6)$$

$$s A_m = 2 \cdot (0.5\pi \cdot d \cdot h - s A_c) \cdot \alpha \quad (7)$$

ここに、 $h = 0.5d / \tan \beta$ 、 $S_c = h - S_m$ 、 $d_c = 2 \cdot S_c \cdot \tan \beta$ 、記号は図-12を参照

α は非対称形メカニズムを考慮する低減係数で、(a)で前述した理由により0.75となり、対称形メカニズムでは1.0となる。

引張分離面の面積 $t A$ は式(8)で表される。

$$t A = 2 \cdot k_B \cdot d \cdot D \quad (8)$$

これらの面積を式(5)に代入すると耐力が求まる。

(c)計算結果と実験結果の比較

図-13に β を変化させた場合の計算結果を示す。図中には実験値を水平の一点鎖線で示している。本試験体では β が 18° より小さい範囲では上下のくさびの先端が交錯する。また、B2試験体では β が 34° より大きくなると、くさびがモルタルの領域内だけに留まる。すなわち、 β が $18^\circ \sim 34^\circ$ の範囲が式(6)、式(7)の適用範囲になる。両試験体ともその適用範囲内で最小値になっている。両試験体とも非対称形の計算値で実験値を推定できる結果になっている。

3.4 Aタイプ

(a)破壊メカニズム

このタイプでもBタイプと同様に、最終的には梁の長さ方向に分離面が形成される。ブレース側にBタイプと同様に円錐形のくさびが形成され、壁面側にCタイプとほぼ同様の三角柱状のくさびが形成される。図-14に仮定する破壊メカニズムを示す。ブレース側の引張領域の幅はBタイプと同じとし、ブレースの直径を含めた長さ L_B は $2 \cdot k_B \cdot d + d$ となる。壁側のくさびの長さ L_W はブレースの外周の左右の最外点から左右に 45° 方向に広がる線(図中の破線)と梁上面の交点(P点、Q点)の2点間の水平距離とする。すなわち L_W は $2D + d$ となる。また、引張分離面積は台形OPQRの面積から上下のくさびに関する面積を差し引いた残りのものとする。非対称形メカニズムでは、実験の破壊状況に

基づき壁側のくさびのすべり面積のエネルギー散逸量を50%に低減する。破壊メカニズムの運動はCタイプの図-7, 図-8と同じとする。これは, くさびの先端角度 β と鉛直変位 ΔD をブレース側と壁側で等しくすることになる。

(b) すべり面積と引張分離面積

モルタルで補強されるため, B2と同様にブレース側の円錐形のくさびはコンクリートのすべり面積 sA_{BC} とモルタル領域のすべり面積 sA_{Bm} に分かれる。またA3ではモルタルの深さ S_m が大きくなるため, そのくさびがモルタル領域内だけに留まり, くさびの高さ h が S_m より小さくなる。以下にそれぞれの場合の面積を表す。

[1] $h \geq S_m$ の場合

$$\begin{aligned} sA_{BC} &= 0.5\pi \cdot d_c \cdot S_c \\ sA_{Bm} &= 0.5\pi \cdot d \cdot h - sA_{BC} \end{aligned} \quad (9)$$

[2] $h < S_m$ の場合

$$sA_{BC} = 0, \quad sA_{Bm} = 0.5\pi \cdot d \cdot h \quad (10)$$

壁側のくさびのすべり面積 sA_{WC} はつぎのように表される。

$$sA_{WC} = \{0.5(L_W + L_W(\beta))S_W / \cos \beta\} 2\alpha \quad (11)$$

ここに, $L_W(\beta) = L_W - (L_W - L_B) / D \cdot S_W$,

$S_W = 0.5 \cdot t_w / \tan \beta$, 記号は図-14を参照

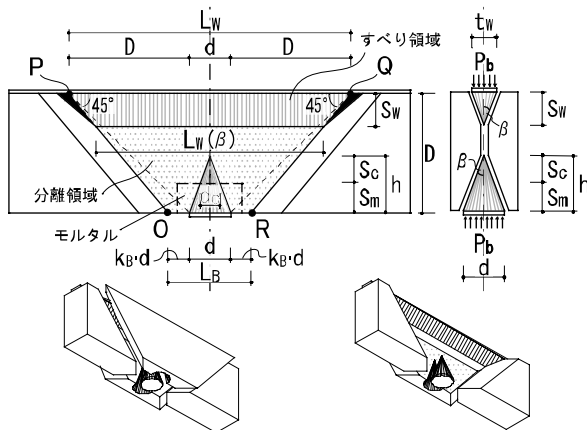


図-14 Aタイプの破壊メカニズム

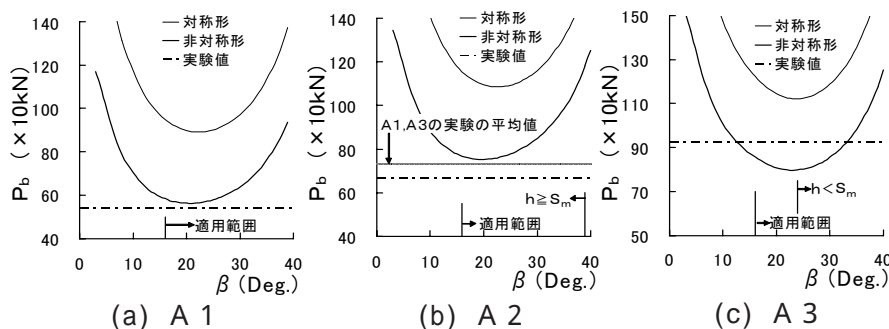


図-15 A試験体の計算結果

上式では, 式を簡略にするため図-14の黒塗りの面積は無視した。 α は非対称形メカニズムでは(a)で前述した理由により0.5となり, 対称形メカニズムでは1.0となる。コンクリートとモルタル面積 sA_c, sA_m は式(12)のように表される。

$$sA_c = sA_{BC} + sA_{WC}, \quad sA_m = sA_{Bm} \quad (12)$$

引張分離領域の面積 tA は式(13)のように表される。

$$tA = 0.5(L_B + L_W(\beta))S_W - 0.5d \cdot h \quad (13)$$

(c) 計算結果と実験結果の比較

図-15に β を変化させた場合の計算結果を示す。図中には実験値を水平線で示している。A1では非対称形の計算値が実験値をほぼ推定している。A3では非対称形の計算値は実験値を過小評価している。A2では過大評価している。A2では図-4の荷重変形関係でみられたように最大荷重以前の剛性が他の試験体に比べて小さく, 何らかの原因により実験値が小さくなった可能性がある。そこでA2のモルタル深さがA1とA3の深さの間である同図にはA1とA3の実験値の平均値も示している。計算値をみると, 実験値の平均値をほぼ推定していることがわかる。

4. 実際の補強の場合の支圧耐力の評価

実際の補強ではブレース設置角度 θ を $60^\circ \sim 70^\circ$ の範囲で想定している。その場合の破壊メカニズムは極めて複雑になり, それを直接, 見いだすのは極めて難しい。ここでは, Aタイプ, すなわち θ が 90° の場合の評価法を準用する。

(a) Aタイプの評価モデルを準用する方法

図-16に示すようにブ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, ブ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。この仮想の梁に対して, Aタイプの方法を適用する。

この仮想の梁は, 梁せい $D/\sin\theta$ となる。またモルタル深さは, ブレースの軸線上の深さ $S_m/\sin\theta$ とする。この仮想の梁の支圧耐力を評価する際の内部エネルギーは, 図-17に示す破壊メカニズムの内部エネ

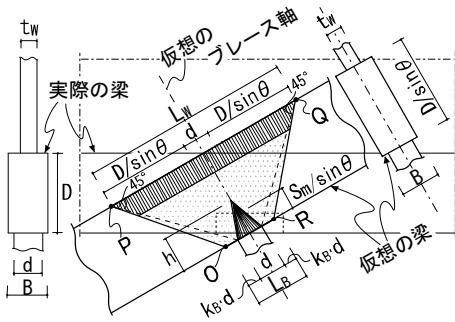


図 - 16 θ が変化する場合の支圧耐力を評価するための仮定の梁

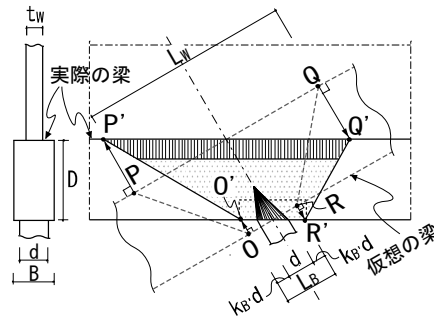


図 - 17 仮定の梁と内部エネルギーが等しい破壊メカニズム

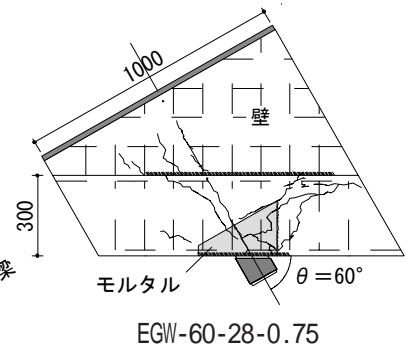


図 - 18 文献1)の試験体形状と最終破壊形状

ルギーにほぼ等しい。図 - 17 の点 O', P', Q', R' は仮定の梁上の点 O, P, Q, R を仮定の梁の材軸に対して直交方向に移動した点である。すなわち、図 - 16 の仮定の梁の支圧耐力は、図 - 17 の梁の破壊メカニズムの支圧耐力にほぼ等しい。この証明は紙面の関係で省略するが、滑りの面積と分離の面積を表すことにより容易にできる。

(b) 実験値と計算値の比較

文献1)では θ が 60° の場合の試験体4体について支圧実験を行っている。図 - 18にその実験の最終破壊状況の一例を示す。梁の断面形状、寸法、配筋、壁厚、ブレースモルタルの直径は、今回の試験体と同じである。補強したモルタルの形状が異なり、またコンクリートとモルタルの強度特性が、多少異なる。図 - 19に4体の試験体に対して上記の方法を適用して求めた計算結果を示す。また支圧耐力の実験値を水平の一点鎖線で示す。非対称形の計算値が、実験値をほぼ推定している。その推定誤差は -8 ~ 4%であった。これらのことから、前節で示したAタイプの評価方法は、本節で示した修正方法を適用することにより、 θ が $60^\circ \sim 90^\circ$ の場合の梁の支圧耐力を評価できると判断できる。

(c) 支圧耐力式

図 - 15と図 - 19において β が 20° の時の計算荷重は最小値にほぼ等しい。そこで β を 20° とし、3.1節の仮定に基づき ϕ を 37° 、 γ を 0.3 、 c_c を $c_f c_c / 4$ 、 m^c を $m_f c_c / 4$ とし、 f_t を式(1)で表すと、式(5)はつぎのように表される。

$$P_b = 0.183(sA_c \cdot c_f c_c + sA_m \cdot m_f c_c) + 0.18 \cdot tA \cdot c_f c_c^{0.566} \quad (14)$$

上式の sA_c 、 sA_m 、 tA の面積に関する式(9)から式(13)を、実用範囲を考慮して簡略化することにより支圧耐力の設計式が誘導されることになる。

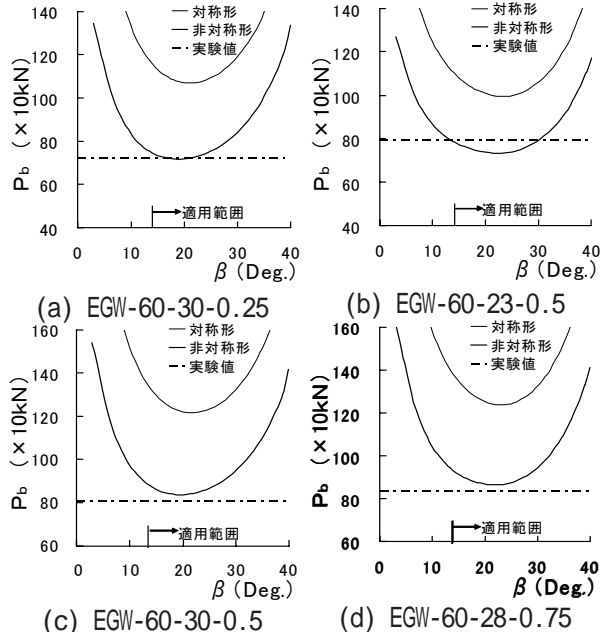


図 - 19 θ が 60° の試験体1)の計算結果

5. まとめ

ブレースが接合される上梁部分の支圧耐力式を構築するために、上梁の支圧実験と極限解析を行った。その結果、ブレースの設置角度 θ が $60^\circ \sim 90^\circ$ となる範囲の強度式の基本式を提案し、それによる計算値は θ が 60° の場合の実験値を -8 ~ 4%の誤差で推定できた。

謝辞

本研究は、(財)国土技術研究センターの「既存鉄筋コンクリート造集合住宅の低負荷型耐震補強技術の開発」の研究開発助成(代表者:塩屋晋一)の一部として行われました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 塩屋晋一他：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, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.25, pp.1561-1566, 2003.7
- 2) W.F.Chen：コンクリート構造物の塑性解析, 丸善, 1985