

# 論文 曲げ破壊型補強コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に及ぼす直交壁の影響に関する研究

黒木 正幸\*1・菊池 健児\*2・後藤 滉明\*3・菅 将紀\*4

**要旨：**既存の補強ブロック造建築物の耐震性能評価に利用することを念頭に、曲げ破壊型の耐力壁における直交壁の影響について検討するため、壁厚の約3倍、6倍の長さをもつ直交壁付き耐力壁試験体の水平加力実験を行った。その結果、直交壁が取り付くことにより、初期剛性、曲げひび割れ強度、曲げ終局強度時せん断力の増大が見られた。また、履歴ループの性状は除荷時剛性低下指数を0.7程度としたTakedaモデルにより概ね近似でき、直交壁の有無による違いは見られなかった。

**キーワード：**空洞ブロック、耐力壁、曲げ終局時せん断力、直交壁

## 1. はじめに

鉄筋で補強されたコンクリートブロック造には、ブロックの空洞部にコンクリートを全充填するタイプ（型枠コンクリートブロック造、鉄筋コンクリート組積造など）と、鉄筋の入った空洞部のみにコンクリートを充填するタイプの2種類がある。本研究は、後者にあたる補強コンクリートブロック造（以下、補強ブロック造）の耐震性能に関するものである。

本構造については、直交壁が耐力壁の耐震性能に及ぼす効果が部材実験により確認されていないことから、筆者らは既報<sup>1)</sup>でせん断破壊型の耐力壁に対して実験を行った。その結果、ブロック列数2列までの直交壁はすべて有効であることなどを確認した。本論では、既存の補強ブロック造建築物の耐震性能評価に利用することを念頭に、曲げ破壊型の耐力壁における直交壁の影響について明らかにすることを目的とする。

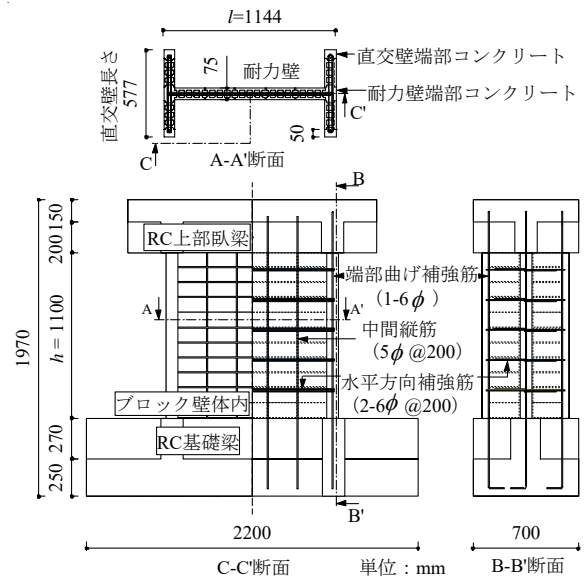


図-1 試験体形状・寸法・配筋詳細  
(試験体 H1-NTd)

## 2. 試験体

図-1に直交壁の片側長さをブロック1列とした試験体の形状・寸法および配筋詳細を示し、表-1に試験体一覧を示す。試験体は、日本建築学会の補強ブロック造設計規準の1964年版<sup>2)</sup>を参考にして設計した。試験体のサイズは実大の約1/2スケールとし、空洞コンクリートブロック（以下、ブロック）も厚さ150mmのタイプを1/2に縮小したもの（長さ194mm×高さ94mm×厚さ75mm）を特別に製作し用いた。ブロックは当時のC種ブロック<sup>3)</sup>（現行のB種ブロック<sup>4)</sup>に概ね相当）の圧縮強度を目標として配合設計した。耐力壁（水平加力方向の壁）には、端部曲げ補強筋に6φを1本、中間縦筋に5φを200mm間隔、水平補強筋として2-6φを200mm間隔

表-1 試験体一覧

試験体名 (HWM-)	Id	H1-NTd	H2-NTd
軸力 N (kN)	42.0	78.9	108
軸方向応力度 N/A (MPa)	0.49		
組積体圧縮強度 $\sigma_m$ (MPa)	8.9	10.0	9.7
端部曲げ補強筋	1-6φ		
中間縦筋	5φ@200		
水平補強筋	2-6φ@200		
直交壁長さ (mm)		577	979
試験体形状 (水平断面)			

備考) A：直交壁を含む壁の全断面積

\*1 崇城大学 工学部建築学科准教授 博士(工学) (正会員)

\*2 大分大学 工学部福祉環境工学科建築コース教授 工博 (フェロー会員)

\*3 大分大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (学生会員)

\*4 大分大学 工学部福祉環境工学科建築コース

で配筋した。なお、直交壁の配筋も同様である。

実験変数として直交壁の有無、直交壁の長さ（列数）を採用した。試験体名の最初の文字“HWM”は全試験体共通で、これは曲げ破壊型の補強ブロック造壁体であることを示す。次の“I”と“H”は、それぞれ直交壁なしでI形をした試験体と直交壁付きでH形をした試験体であることを示す。“H”に続く数字“1”と“2”は、直交壁を構成するブロックの片側あたりの列数を示す。ハイフンの後の“NT”は、直交壁分の軸力も考慮に入れて鉛直荷重の载荷を行うことを意味している。また、既報<sup>1)</sup>に引き続き本論の実験シリーズをdシリーズとし、試験体名の末尾にdをつけている。

表-2に使用した材料の力学的性質を示す。

表-2 使用材料の力学的性質  
a) ブロック, モルタル, 組積試験体およびコンクリート

試験体名 (HWM-)	空洞ブロック <sup>*1</sup> 圧縮強度 <sup>*2</sup> (MPa)	目地・充填モルタル 圧縮強度 (MPa)	組積試験体 <sup>*3</sup>		壁端部 コンクリート	
			圧縮強度 <sup>*2</sup> (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
Id	10.8	28.8	8.9	8.7	20.7	21.8
H1-NTd		29.7	10.0	8.6	20.4	19.2
H2-NTd		29.7	9.7	9.0	20.4	20.2

\*1 基本形ブロック

\*2 全断面圧縮強度

\*3 基本形ブロックを目地モルタルを用いて3段に組積したもの

b) 鉄筋

種類	断面積 (mm <sup>2</sup> )	降伏点 強度 (MPa)	引張 強度 (MPa)	破断 伸び (%)	ヤング 係数 (GPa)
5φ	19.5	573 <sup>*1</sup>	616	8	210
6φ	28.6	620 <sup>*1</sup>	668	9	205

\*1 0.2%オフセット法により求めた耐力

### 3. 実験方法

本実験に用いた加力装置を図-2に示す。試験体の基礎はPC鋼棒を用いて反力床に固定し、試験体の上部臥梁は高力ボルトにより加力ビームに緊結した。鉛直方向の油圧ジャッキにより表-1に示した一定鉛直軸力を载荷した状態で、水平方向の複動油圧ジャッキにより変位漸増の正負繰返し加力を行った。試験体は3階建ての1階耐力壁を想定したもので、反曲点を2階の中央高さ付近に設定することにより、加力点高さの組積高さ $h$ に対する比 $(\gamma)$ は1.88とした。

### 4. 実験結果および考察

#### 4.1 荷重変形関係とひび割れ性状

試験体の実験により得られた水平荷重 $Q$ と層間変形角 $R$ の関係を図-3に、実験終了時のひび割れ状況を図-4

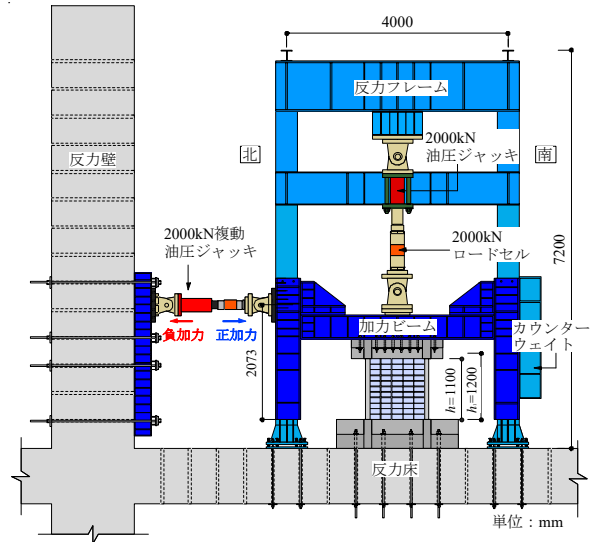


図-2 加力装置

に、表-3に実験値と計算値の一覧を示す。図-3の右側の縦軸は $Q$ を加力方向の耐力壁の水平断面積で除した平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ を示す。表-3の対角線せん断ひび割れ強度 $Q_{sc}$ は文献1)に示す方法で算定した。せん断終局強度 $Q_{su}$ は型枠コンクリートブロック造の算定式<sup>5)</sup>を準用し算定した。実験において、すべての試験体は曲げ破壊した。以下に各試験体の実験経過を示す。

#### (a) 試験体 Id

負加力側で $R=-0.05 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時、正加力側で $R=0.1 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に壁体脚部で横目地に沿ったひび割れが発生すると、水平剛性が大きく低下した。その後、正加力側で $R=0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時、負加力側で $R=-0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に端部曲げ補強筋が引張降伏した。続いて、すべての中間縦筋が降伏し、正加力側で $R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ 、負加力側で $R=-1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に最大耐力を計測した。以後の耐力低下は、曲げ圧縮側脚部の損傷による。

#### (b) 試験体 H1-NTd

正・負加力両側で $R=\pm 0.05 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に、壁体脚部で横目地に沿ったひび割れが発生した。その後、正・負加力両側で端部曲げ補強筋と中間縦筋の降伏にともなって $R=\pm 0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に最大耐力を計測した。以後の耐力低下は、曲げ圧縮側脚部の損傷による。

直交壁に関しては、 $R=\pm 0.05 \times 10^{-2} \text{rad}$ に直交壁脚部で横目地に沿ったひび割れが発生した。その後、正加力側で $R=0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時、負加力側で $R=-0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に、直交壁の端部曲げ補強筋がすべて降伏した。

#### (c) 試験体 H2-NTd

正・負加力両側で $R=\pm 0.05 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に、壁体脚部で横目地に沿ったひび割れが発生した。また、正加力側で $R=0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時、負加力側で $R=-0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に端部曲げ補強筋が降伏した。その後、耐力壁に対角線状のひ

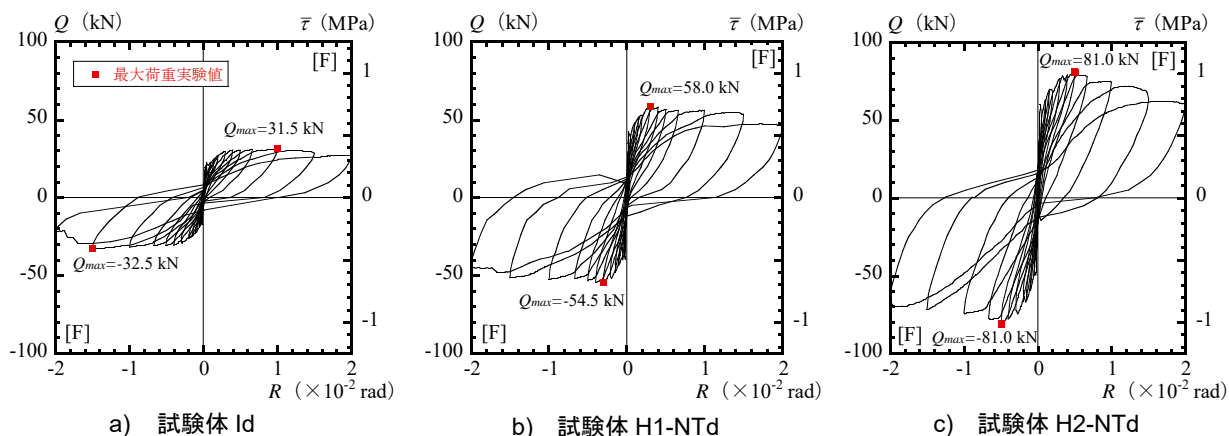


図-3 水平荷重  $Q$  と層間変形角  $R$  の関係

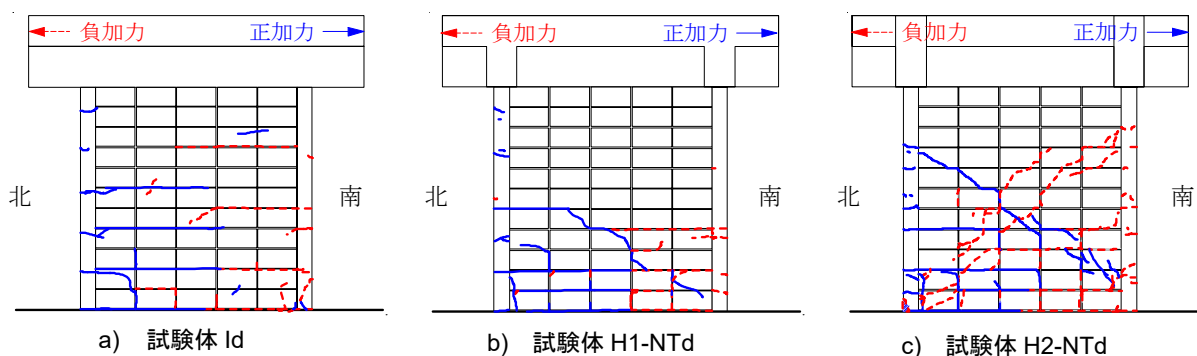


図-4 実験終了時のひび割れ状況 (西面)

表-3 実験値と計算値一覧

試験体名 (HWM-)	加力 方向	実験値		計算値			
		初曲げひび 割れ荷重 (kN)	最大荷重 $Q_{max}$ (kN)	初曲げ ひび割れ強度 (kN)	対角線せん断 ひび割れ強度 (kN)	曲げ終局強度 時せん断力 $Q_{mu}$ (kN)	せん断 終局強度 $Q_{su}$ (kN)
Id	正	17.0	31.5	17.6	54.9	30.0	65.7
	負		-32.5				
H1-NTd	正	39.5	58.0	44.7	72.0	59.0	89.4
	負		-54.5				
H2-NTd	正	60.0	81.0	63.3	74.0	79.0	88.2
	負		-81.0				

び割れが見られたが、実験終了まで水平補強筋は降伏せずひび割れ幅の顕著な増大は見られなかった。耐力壁の中間縦筋が全て降伏した後、正・負加力両側で  $R = \pm 0.5 \times 10^{-2} \text{ rad}$  時に最大耐力を計測した。以後の耐力低下は、曲げ圧縮側脚部の損傷による。

直交壁に関しては、正加力側で  $R = 0.3 \times 10^{-2} \text{ rad}$ 、負加力側で  $R = -0.4 \times 10^{-2} \text{ rad}$  時に直交壁内の中間縦筋および端部曲げ補強筋が降伏した。

#### 4.2 初期剛性

図-5 に初期剛性  $K$  の実験値と計算値の関係を示す。計算値は組積高さ  $h$  と変位計測点高さ  $h_1$  の違いを考慮した式(1)により算定した。

$$K = \frac{1}{\frac{(2-3y)h^3 - (3-6y)h_1h^2}{6E_m \cdot I_e} + \frac{\kappa h}{G_m \cdot A}} \quad (1)$$

ここに、 $E_m$  は組積体のヤング係数、 $I_e$  は組積体を基準としコンクリート、鉄筋それぞれをヤング係数比倍し評価した断面 2 次モーメントで、 $y$  は組積高さ  $h$  を基準とした加力点高さ比である。 $h_1$  は水平変位計測点高さ (図-2 参照) である。 $G_m = E_m / \{2(1+\nu)\}$  で、 $\nu = 0.1^{(6)}$  とした。 $A$  は直交壁を含む壁の全断面積である。 $\kappa$  はせん断変形に関する形状係数で、平均せん断応力度を使って計算した全断面のせん断ひずみエネルギーに対する断面内のせん断応力度の分布に従って計算したその比として求めた。図-5 より、初期剛性の実験値は直交壁が取り付く

ことにより大きくなっているが、これは計算値と概ね一致していることがわかる。

#### 4.3 曲げひび割れ強度

全試験体で曲げひび割れがせん断ひび割れに先行して発生したので、曲げひび割れ強度  $Q_{mc}$  について検討する。検討で用いた算定式を以下に示す。

$$Q_{mc} = \frac{I_e (\sigma_t + \sigma_0)}{d_t y h} \quad (2)$$

ここに、 $I_e$  は組積体を基準とし、コンクリート、鉄筋それぞれをヤング係数比倍し評価した断面 2 次モーメントである。 $d_t$  は中立軸から引張縁までの距離で、直交壁のない試験体 HWM-Id の端部はすべて RC 造であることから  $d_t = l/2 - D_c$  ( $D_c$ : 端部コンクリートのせい) とした。一方、直交壁付き試験体では  $d_t = l/2$  とした。 $\sigma_t$  は組積体の引張強度で、既往の実験式を補正した式<sup>1)</sup>で評価した。 $\sigma_0$  は表-1 の  $N/A = 0.49$  (MPa) を用いた。

図-6 に  $Q_{mc}$  の実験値 (正加力時) と計算値の関係を示す。 $Q_{mc}$  の実験値は直交壁が取り付くことにより大きくなっているが、これは計算値と概ね一致していることがわかる。

#### 4.4 最大耐力

本論の試験体はすべて曲げ破壊したので、曲げ終局強度時せん断力の計算値  $Q_{mu}$  による最大荷重実験値の評価精度について検討する。検討に用いた算定式を以下に示す。壁体の曲げ終局強度  $M_u$  は、型枠コンクリートブロック造に対する算定式である式(4)<sup>7)</sup>を用いた。

$$Q_{mu} = M_u / y h \quad (3)$$

$$M_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot l' + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l' + 0.5 N \cdot l' + M_e \quad (4)$$

ここに、 $a_t$  は引張鉄筋の断面積で、曲げ終局強度に有効な範囲内の端部直交壁内の縦筋を含む。曲げ終局強度に有効な端部直交壁の範囲は、片側につき直交壁の厚さの 6 倍である。ここで、本論の 2 体の試験体の直交壁長さはそれぞれ壁厚の 3.3 倍と 6.0 倍であるため、直交壁内の縦筋はすべて算入した。 $M_e$  は直交壁の軸力による曲げモーメントである。その他の記号の意味は原典を参照されたい。

図-7 に最大荷重の実験値  $Q_{max}$  と曲げ終局強度時せん断力の計算値  $Q_{mu}$  の関係を示す。最大荷重の実験値は直交壁が取り付くことにより大きくなっているが、これは計算値と概ね一致していることがわかる。

#### 4.5 履歴ループの性状

西田らは文献 8) の中で、コンクリートブロック造壁体を鉄筋コンクリート造柱・梁フレームで拘束した複合組積造の  $Q$ - $R$  履歴ループの性状を、文献 9) のスケルトンカーブと文献 10) の履歴ルール (Takeda モデル) に基

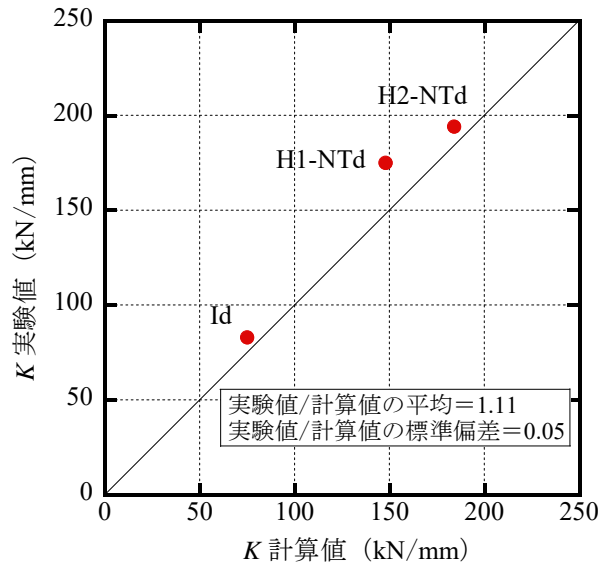


図-5 初期剛性  $K$  の実験値と計算値の関係

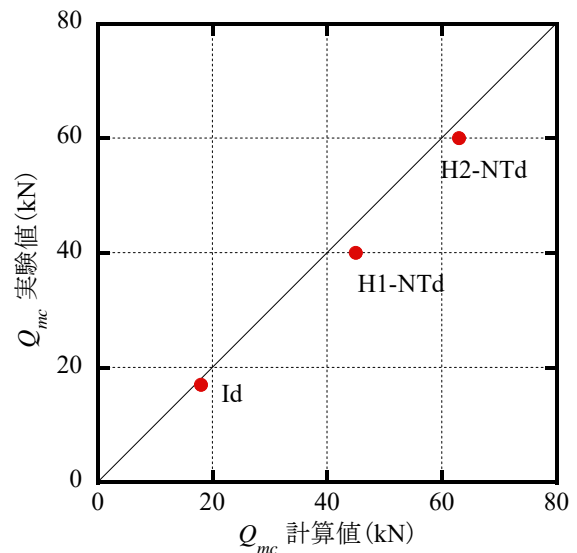


図-6  $Q_{mc}$  の実験値と計算値の関係

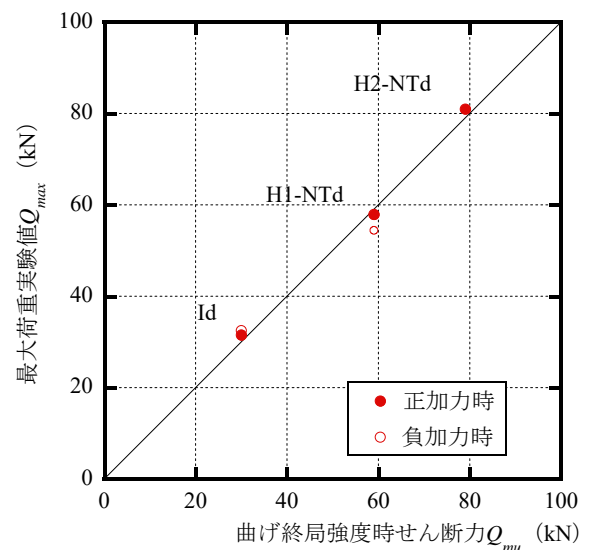


図-7  $Q_{max}$  と  $Q_{mu}$  の関係

づいて評価する方法を示している。本節では、この方法を引用し、本論試験体の  $Q-R$  履歴ループの性状について検討する。

図-8 に復元力の模式図を示す。文献 9) のスケルトンカーブは点 O-A-B-C を結ぶ 3 折線である。ここで、A 点は微細なひび割れが発生する点、B 点は明確なひび割れが発生し剛性低下が顕著になる点、C 点は最大耐力点と定義されている。なお、A 点の強度の評価法は提案されていない。これに基づき、文献 8) では点 O-B-C と C 点以降の剛性を含めた 3 折線のカーブを用いており、本論でも同様のカーブを用いた。以下に各剛性の算定式を示す。

$$K_1 = \frac{0.39 \sum G_c \cdot A_c + 0.26 G_m \cdot A_m}{1.2h} \quad (5)$$

$$K_2 = aK_1 \quad (6)$$

ここに、 $G_c$  はコンクリートのせん断弾性係数、 $A_c$  は壁体端部コンクリートの断面積、 $G_m$  はブロック壁体部分のせん断弾性係数 ( $= 0.4E_m$ )、 $A_m$  はブロック壁体部分の断面積である。なお、式(5)の分母の 1.2 はせん断変形に関する形状係数であると考えられることから、本論では式(1)中の  $\kappa$  を代わりに代入した。また、式(6)の  $a$  は原典では 0.14 であるが、実験結果を近似する数値として 0.07 を用いた。また、 $K_3$  については、曲げ破壊型であることから、

$K_3 = 0.001K_1$  とした。

点 B の強度については、式(2)でも概ね評価可能であるが、スケルトンカーブを実験結果により近似させることを方針とし、実験値を用いた。一方、点 C の強度は式(3)で評価した。

次に、履歴ルールは Takeda モデル<sup>10)</sup> を適用し、除荷時剛性  $K_r$  は文献 8) の次式によった。これは、点 O-B-C の 3 折線は初曲げひび割れを考慮していないことから、点 B を通常の降伏点と読み替え、 $K_1$  と関連付けられたものである。

$$K_r = \frac{Q_B}{\delta_B} \cdot \left| \frac{\delta}{\delta_B} \right|^{-\alpha} = K_1 \cdot \left| \frac{\delta}{\delta_B} \right|^{-\alpha} \quad (7)$$

ここに、 $\alpha$  は除荷時剛性低下指数である。

以上により算定した  $Q-R$  履歴ループのモデルを図-9 に示す。ここで、式(7)の除荷時剛性低下指数  $\alpha$  は 0.7 としている。図より、本モデルは図-3 の実験結果に概ね近似していると考えられる。

次に、図-10 に等価粘性減衰数  $h_{eq}$  の実験値を示す。この実験値は変位漸増のループで評価しており、荷重域で荷重低下があると数値が大きくなる傾向がある。 $R = 0.2 \times 10^{-2} \text{ rad}$  以下でひび割れ発生により荷重低下があったループでは、その傾向が大きく表れている。図中の曲線は、図-9 のモデル (除荷時剛性低下指数  $\alpha = 0.7$  の場合) による計算値であり、比較のため  $\alpha = 0.6$  の場合についても示している。ここで、 $h_{eq}$  の計算値は、通常の降伏点を B 点と読み替えた文献 8) の方法に従い、図-8 における点 B-C 間の変位  $\delta$  で折返すループの  $h_{eq}$  は式(8)で、点 C 以降の変位  $\delta$  で折返すループの  $h_{eq}$  は式(9)でそれぞれ評価した。

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left\{ 1 - \frac{1 + (\mu - 1)\beta}{\mu} \cdot \mu^\alpha \right\} \quad (8)$$

$$h_{eq} = \frac{1}{\pi} \left\{ 1 - \frac{1 + (\gamma - 1)\beta + (\mu - \gamma)\beta'}{\mu} \cdot \mu^\alpha \right\} \quad (9)$$

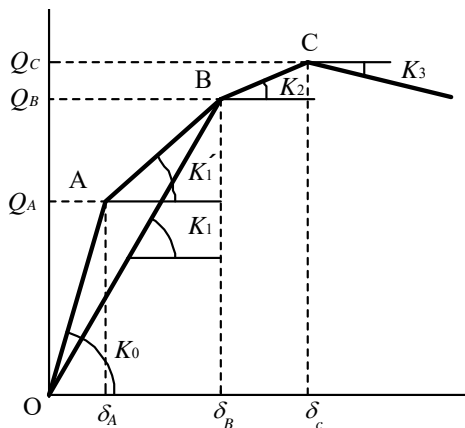


図-8 復元力の模式図

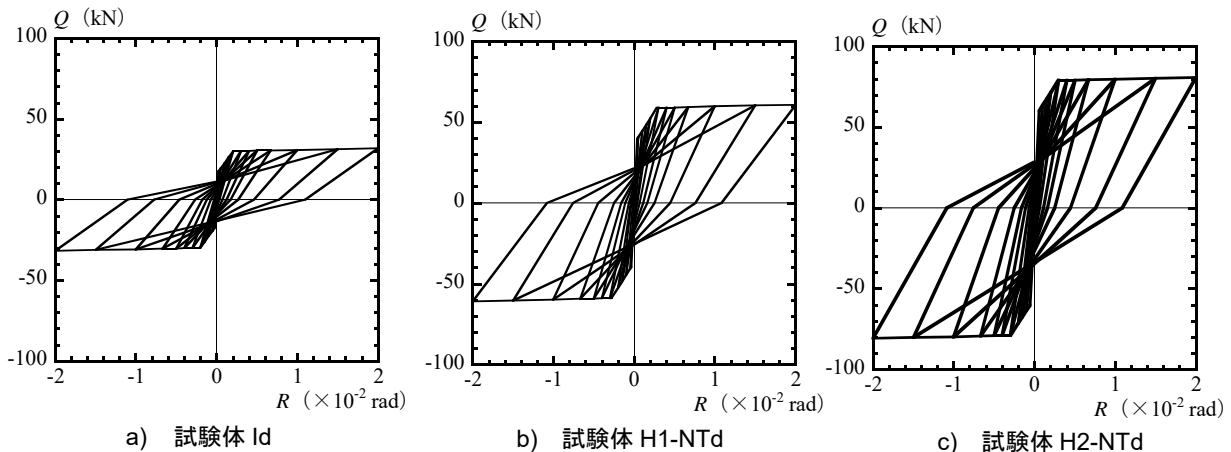


図-9  $Q-R$  履歴ループのモデル (除荷時剛性低下指数  $\alpha = 0.7$  の場合)

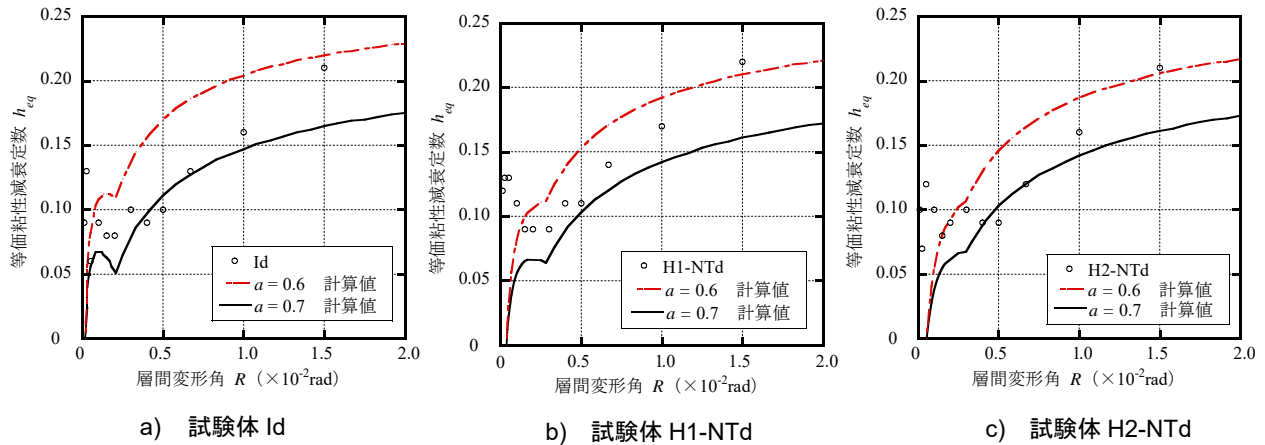


図-10 等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  の実験値と計算値

ここに、 $\mu = \delta/\delta_B$ ,  $\gamma = \delta_c/\delta_B$ ,  $\beta = K_2/K_1$ ,  $\beta' = K_3/K_1$  である。  
 図-10 より、直交壁付きの試験体の  $h_{eq}$  の実験値は、直交壁なしのそれとあまり違いはないことがわかる。また、式(8), (9)による計算値が定常ループの  $h_{eq}$  であることを考慮すると、層間変形角  $R = 1.0 \times 10^{-2}$  rad 程度までの履歴性状は Takeda モデルにおいて除荷時剛性低下指数  $\alpha = 0.7$  程度とする方が妥当に評価できると考えられる。このように、本論試験体の履歴性状は、引用した複合組積造のせん断破壊型試験体と同様に Takeda モデルで表現できることがわかった。ただし、引用した複合組積造のせん断破壊型試験体では  $\alpha$  は 0.6 程度が良いとされており、 $\alpha$  の数値に違いがあることに留意する必要がある。また、直交壁付きのせん断破壊型試験体に対しては Takeda モデルの適合性の検討を行っていないため、今後検討する必要がある。

## 5. まとめ

本論では、曲げ破壊型の耐力壁における直交壁の影響について実験的に検討を行った。直交壁長さは壁厚さの約 3 倍、6 倍とした。得られた結果を以下にまとめて示す。

- 1) 直交壁が取り付くことにより、初期剛性、曲げひび割れ強度、曲げ終局強度はそれぞれ増大した。一方、変形性能は減少する傾向が見られた。
- 2) 初期剛性、曲げひび割れ強度は全断面を有効とした計算値で概ね評価できた。
- 3) 曲げ終局強度は全充填型である型枠ブロック造耐力壁の算定式を準用し、直交壁内の縦筋を耐力壁の端部曲げ補強筋として扱うことにより概ね評価できた。
- 4) 履歴ループの性状は除荷時剛性低下指数を 0.7 程度とした Takeda モデルにより概ね近似でき、直交壁の有無による違いは見られなかった。

## 謝辞

本研究は JSPS 学術研究助成基金助成金 16K06576 の助成を頂きました。本実験に用いた 1/2 スケールの空洞ブロックは久保田セメント工業株式会社に製作して頂いた。実験に際し、大分大学技術職員平松強氏に多大な協力を頂きました。ここに記して深甚の謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 後藤滉明, 黒木正幸, 菊池健児: せん断破壊型補強コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に及ぼす直交壁の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 第 38 巻, No.2, pp.427-432, 2016.7
- 2) 日本建築学会: 特殊コンクリート造関係設計規準・同解説-補強コンクリートブロック造設計規準・同解説 (1964), pp.1-7, pp.37-116, 1964.3
- 3) JIS A 5406 空洞コンクリートブロック, 1961
- 4) JIS A 5406 建築用コンクリートブロック, 2010.10
- 5) 日本建築学会: 補強組積造建築物の構造性能評価指針 (案)・同解説, 式 (解 4.3.3.6), pp.60-61, 2009.3
- 6) 同上, 式 (付 5.5), 付 91, 2009.3
- 7) 同上, 式 (解 4.3.3.11), pp.61-62, 2009.3
- 8) 西田哲也, 小林淳, 井上範夫: 複合組積造壁の復元力特性のモデル化に関する検討, 構造工学論文集, Vol.51B, pp.427-432, 2005.3
- 9) Cai, X: Study on Composite Block Masonry Structure, Research Report for EqTAP, Dalian University of Technology, 2001.4
- 10) Takeda, T., M.A. Sozen and N.N.Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.12