

論文 袖壁付き柱の復元力特性の骨格曲線評価式の精度検証

田尻 清太郎*1・大西 直毅*2

要旨：精度の良い両側袖壁付き柱の弾塑性モデルの構築を目指し、既往の評価方法による復元力特性の骨格曲線評価式の精度検証を行った。柱及び耐震壁の両者を準用した骨格曲線を検討した。曲げひび割れ強度、曲げ終局強度は実験値を精度よく評価できたが、初期剛性、曲げひび割れ時変形、せん断ひび割れ強度、降伏時変形は実験値から大きく乖離する結果となった。柱、耐震壁のいずれを準用した場合も評価精度に大きな差は見られなかった。反曲点位置が変動する場合、その影響を考慮することで精度向上が見られたが、降伏時変形など評価精度がほとんど変わらない指標も見られた。

キーワード：弾塑性解析，材端ばねモデル，反曲点

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC という。）造建築物では、柱の脇に RC 造の袖壁を取り付けた計画がなされることが多い。柱と袖壁を一体とした袖壁付き柱は、柱単体に比べて強度や剛性の増加が図れるが、脆性的な破壊を生じる危険性が高まる。また、袖壁付き柱は、断面形状が不整形で挙動も複雑であり、構造計算において実挙動を適切にモデル化するのは困難である。そのため、柱と袖壁の間に構造スリットを設け、柱と袖壁を物理的に分離しそれぞれが独立に挙動できるようにすることで、モデル化の簡便化を図るとともに、脆性的な破壊を抑制する設計が一般的に行われている。

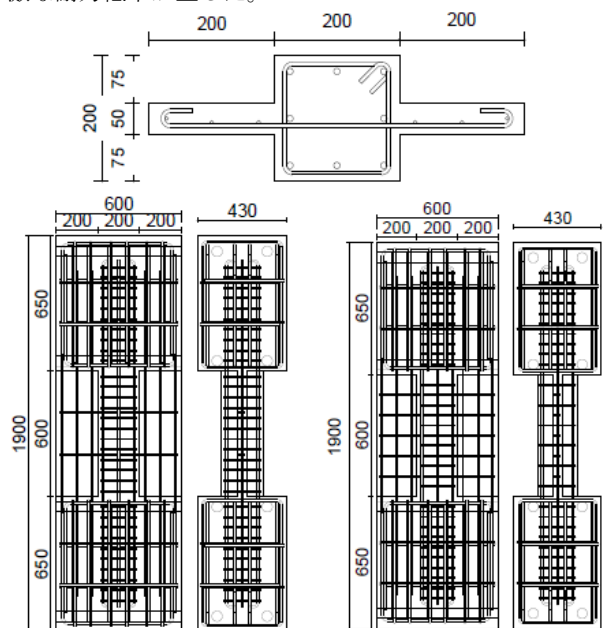
従来、中低層で壁が多い建築物は、靱性に期待せずに高い強度、剛性を確保した強度型の設計を行い、過去の大地震でも優れた耐震性能を発揮してきた。しかし、近年では、従来強度型で設計していたような建築物でも、構造スリットを多用し、強度が低下した靱性型の設計としたものが散見される。このような傾向をもたらした一因として、前述した袖壁付き柱の適切なモデル化の困難さが挙げられる。

このような現状を打破するためには、袖壁付き柱の適切なモデル化手法の確立が必要となる。文献 1) では、柱のモデル化を準用した袖壁付き柱の評価法が示されているが、例えば剛性低下率は試験体 6 体による精度検証に留まるなど、精度検証は十分とは言えない。そこで、本論では、引田ら²⁾が実施した袖壁付き柱の水平加力実験において計測した局所変形のデータを用いて筆者ら³⁾により求められた曲げ変形、せん断変形と文献 1) による算定結果を比較し、精度検証を行う。また、袖壁付き柱はその形状から耐震壁に近い性状を示すことが想定されるため、文献 4) の耐震壁のモデル化を準用した算定結果との比較も行う。

2. 検討対象試験体

2.1 試験体及び実験概要

本論で検討対象とした試験体は、引田ら²⁾によって水平加力実験が実施された RC 造袖壁付き柱試験体 No.1 及び No.2 の 2 体（図－1 参照）である。両試験体とも断面が 200 mm 角の正方形柱の両側に厚さ 50 mm、長さ 200 mm の袖壁が取り付けられている。試験区間の内法高さは 600 mm で、帯筋量及び壁横筋量を実験変数としている。逆対称変形加力を目指した加力が行われたが、結果として反曲点位置は加力中常に変動していた。試験体 No.1 は部材角 1/100 のサイクルで、No.2 は部材角 1/50 のサイクルで、袖壁の曲げ圧壊により最大耐力を迎えた後、No.1 は緩やかに耐力低下していき、No.2 はせん断破壊により急激な耐力低下が生じた。



図－1 試験体詳細図(上:断面図 左:No.1 右:No.2)²⁾

*1 東京大学大学院 工学系研究科准教授 博士（工学）（正会員）

*2 東京大学大学院 工学系研究科助教 博士（工学）（正会員）

2.2 曲げ変形及びせん断変形

筆者らは本実験で計測した局所変位のデータを用いた曲げ変形及びせん断変形の分析を行っている³⁾。本論では文献3)において算出した曲げ変形及びせん断変形を用いた検討を行う。具体的には、曲げ変形は文献3)に示した領域dにおいて平均曲率分布を仮定して算出したもの(袖壁と柱が一体となって曲げ変形すると仮定したときの曲げ変形)を、せん断変形は領域aのせん断変形(袖壁のせん断変形が袖壁付き柱のせん断変形を表すと仮定したときのせん断変形)を使用して算出したものを用いた。

2.3 各種強度、変形の実験値

初曲げひび割れは、No.1 は-1 サイクル、No.2 は-2 サイクルピーク時に袖壁脚部において視認された。このときのせん断力 Q_{mc} 、全体変形 d_c 、曲げ変形 d_{mc} は表-1、表-2 に示す通りであった。

初せん断ひび割れは、No.1, No.2 とともに+5 サイクルピーク時に袖壁において視認された。ピーク前のせん断剛性の剛性低下開始点をせん断ひび割れ点とみなすと、せん断ひび割れ時のせん断力 Q_{sc} 、せん断変形 d_{sc} は表-2 に示す通りであった。

No.1, No.2 とともに+7 サイクル加力途中で脚部曲げ圧壊により最大耐力に達した。この時のせん断力 Q_{mu} 、全体変形 Q_y 、曲げ変形 Q_{my} は表-1、表-2 に示す通りであった。No.1 では、正負側とも最大耐力時の柱引張主筋は0.21%程度の歪を示したが降伏には至っていなかったのに対して、No.2 は最大耐力到達前に柱主筋の降伏が見られた。この時のせん断力 Q_{mu} 、全体変形 Q_y 、曲げ変形 Q_{my} は表-1、表-2 に斜体で示す通りであった。

3. 袖壁付き柱の復元力特性の精度検証

3.1 各種強度・変形の算定方法

(1) 初期剛性

初期剛性 K_0 (N/mm) は文献1)の(解 21.3.1)式 (式(1))により算定する。

$$K_0 = \left(\frac{1}{K_{0m}} + \frac{1}{K_{0s}} \right)^{-1} \quad (1)$$

$$K_{0m} = \frac{(3a-h)h^2}{6E_c I} \quad (2)$$

$$K_{0s} = \frac{G_c A}{\kappa_s h} \quad (3)$$

$$\kappa_s = \frac{A}{I^2} \int_{y_t}^{y_c} \frac{S(y)^2}{z(y)^2} dy \quad (4)$$

ここで、 K_{0m} ：初期曲げ剛性 (N/mm) で梁理論による式(2)で算定、 K_{0s} ：初期せん断剛性 (N/mm) で式(3)⁵⁾で算定、 κ_s ：せん断変形の形状係数 (式(4)中の記号は文献5)

を参照のこと。) (1.248)、 a ：シアスパン (300mm)、 h ：試験体の内法高さ (600mm)、 E_c ：コンクリートのヤング係数、 I ：袖壁付き柱の図心軸周りの断面二次モーメント (鉄筋の剛性は無視)、 G_c ：コンクリートのせん断弾性係数 ($= E_c / \{2(1+0.2)\}$)、 A ：袖壁付き柱の全断面積である。

(2) 曲げひび割れ点

曲げひび割れモーメント M_c は文献1)の(解 21.3.2)式 (式(5))により算定した。ただし、同式中の Z の計算において鉄筋の影響は実設計時には無視され则认为られるためここでも無視している。壁脚が M_c に達するときの曲げひび割れ時せん断力 Q_{mc} はシアスパン a とすると、式(6)で算定でき、曲げひび割れ時変形 d_c は式(1)による初期剛性 K_0 を用いて、式(7)により算定できる。

$$M_c = \left(0.56\sqrt{F_c} + \frac{N}{A} \right) Z + N \cdot e \quad (5)$$

$$Q_{mc} = M_c / a \quad (6)$$

$$d_c = M_c / K_0 \quad (7)$$

ここで、 F_c ：コンクリート圧縮強度 (N/mm²)、 N ：軸力、 Z ：袖壁付き柱水平断面の図心まわりの断面係数、 e ：図心に対する軸力算定位置の座標で圧縮力によってひび割れ曲げモーメントが増大する側を正とする。

(3) 曲げ降伏点

文献1)において、曲げ降伏点は、曲げ終局モーメント M_u 、曲げ終局時せん断力 Q_{mu} 、曲げ降伏時変形 d_y を用いた式(8)~(10)により算定できることとしており、ここではそれに従い算定する。

$$M_u = \sum (a_i \cdot \sigma_y \cdot j_i) + N \cdot j_N \quad (8)$$

$$Q_{mu} = M_u / a \quad (9)$$

$$d_y = \frac{Q_{mu}}{\alpha_y K_0} \quad (10)$$

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043 \frac{a}{L} + 0.33\eta_0 \right) \left(\frac{d}{L} \right)^2 \quad (11)$$

ここで、 a_i ：引張鉄筋の断面積、 σ_y ：引張鉄筋の材料強度、 j_i ：引張鉄筋とコンクリート圧縮域の応力中心距離、 j_N ：軸力作用位置とコンクリート圧縮域の応力中心距離、 n ：ヤング係数比⁴⁾、 p_t ：引張鉄筋比、 L ：袖壁を含む部材全せい、 η_0 ：部材の全水平断面とコンクリート設計基準強度を用いて算定された軸力比、 d ：部材の有効せいである。

(4) せん断終局点

せん断終局強度 Q_{su} は文献1)の(解 21.3.7)~(解 21.3.9)式 (式(12)~式(14))により算定した。せん断終局時変形 d_{sy} は曲げひび割れ点と曲げ降伏点の直線上に位置し、せん断力が Q_{su} に一致する点として、式(15)により算定する。

$$Q_{su} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \quad (12)$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{twe}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{why}} \right\} t_w j_w \quad (13)$$

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Qd_{ce}) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{cwe} \sigma_{cwy}} \right\} b_{ce} j_{ce} \quad (14)$$

$$d_{sy} = d_c + \frac{Q_{su} - Q_{mc}}{Q_{mu} - Q_{mc}} (d_y - d_c) \quad (15)$$

ここで、各記号は文献 1) を参照のこと。

3.2 復元力特性の比較

前節の算定式で求めた復元力の計算値を図-2 に示す。同図中には実験値も併せて示す。全体的に計算値と実験値は乖離しており、特に計算値の剛性が過大である。これは反曲点位置が中央に位置すると仮定した計算結果でありこの影響も大きいと考えられる。そこで次章で反曲点位置が変動する影響を加味した復元力を算定する。

4. 反曲点位置の影響の検討

前章までの計算は反曲点が試験体中央であることを前提としているが、対象試験体の実際の反曲点位置は加力中常に変動していた。本章では反曲点位置の影響を加味した検討を行う。

前章までの各種変数を用いた材端弾塑性ばねモデル(図-3)を利用すると、反曲点が移動する場合の全体変形 δ は式(16)で求められる。

$$\delta = \psi_B \cdot h \quad (16)$$

$$\begin{Bmatrix} \psi_B \\ \psi_T \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_0 + f_s & -f_0 + f_s \\ -f_0 + f_s & f_0 + f_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_B \\ M_T \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{\theta B} & 0 \\ 0 & f_{\theta T} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_B \\ M_T \end{Bmatrix} \quad (17)$$

$$f_0 = \frac{h}{6E_c I}, \quad f_s = \frac{\kappa_s}{G_c A h}$$

$$f_{\theta B} = \begin{cases} \frac{h}{6E_c I} & |M_B| \leq M_c \\ \frac{1}{\alpha_y} \left\{ \frac{h}{6E_c I} + \frac{2(1-\alpha_y)\kappa_s}{G_c A h} \right\} & M_c < |M_B| \leq M_u \\ \infty & M_u < |M_B| \end{cases} \quad (18)$$

$$M_B = Q \cdot a \quad (19)$$

$$M_T = Q(h-a) \quad (20)$$

ここで、 M_B : 脚部曲げモーメント、 M_T : 頭部曲げモーメント、 Q : せん断力、 a : 脚部から反曲点までの高さ、その他の記号は前掲と同一である。

反曲点位置の影響を検討するため、これらの式で a に $0.5h \sim 1.0h$ まで $0.1h$ 刻みの値を用い、せん断力 Q と部材角 $R (= \delta/h)$ の関係を求めた結果を図-4 に示す。また、特性点の実験値、計算値の比較結果を表-1 に示す(なお、本モデルでは曲げ及びせん断の塑性変形は材端の弾塑性ばねに集約され分離できないため全体変形について精度検証を行っている)。

部材角 2%までの加力中の反曲点高さは $0.6h \sim 0.9h$ の

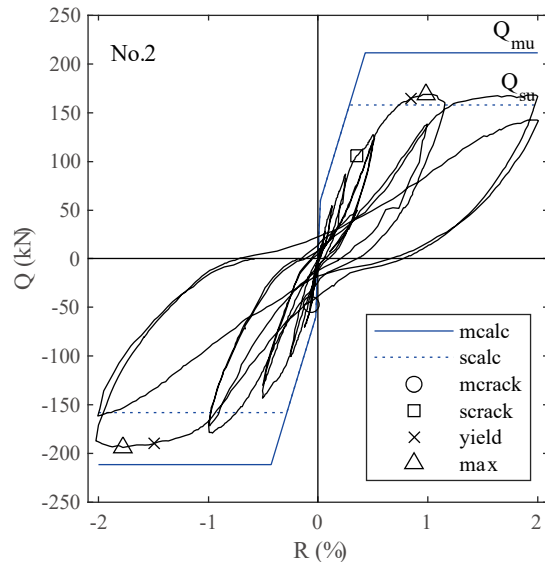
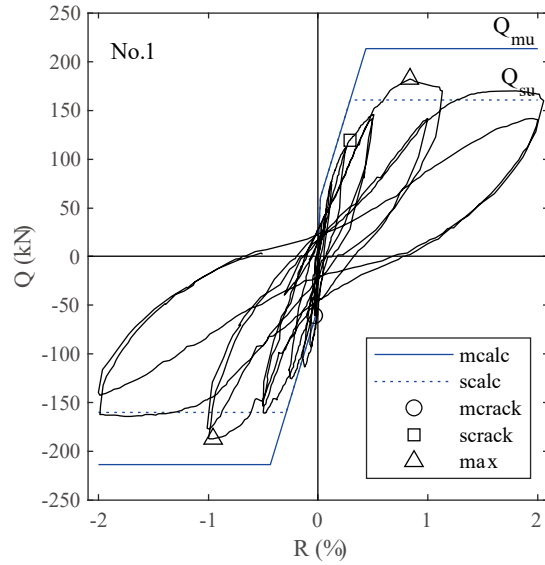


図-2 袖壁付き柱の復元力特性

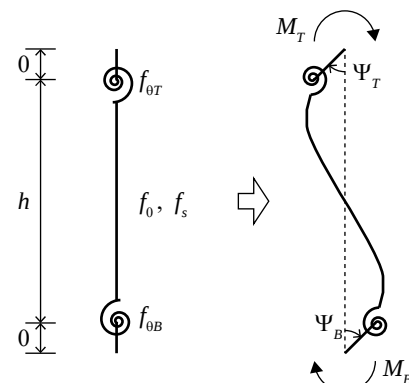


図-3 材端弾塑性ばねモデル

範囲に位置していることが多かったが、この場合の復元力特性の計算値は実験で得られた復元力特性に近づく傾向が見られる。また、実験では両試験体とも曲げ破壊と

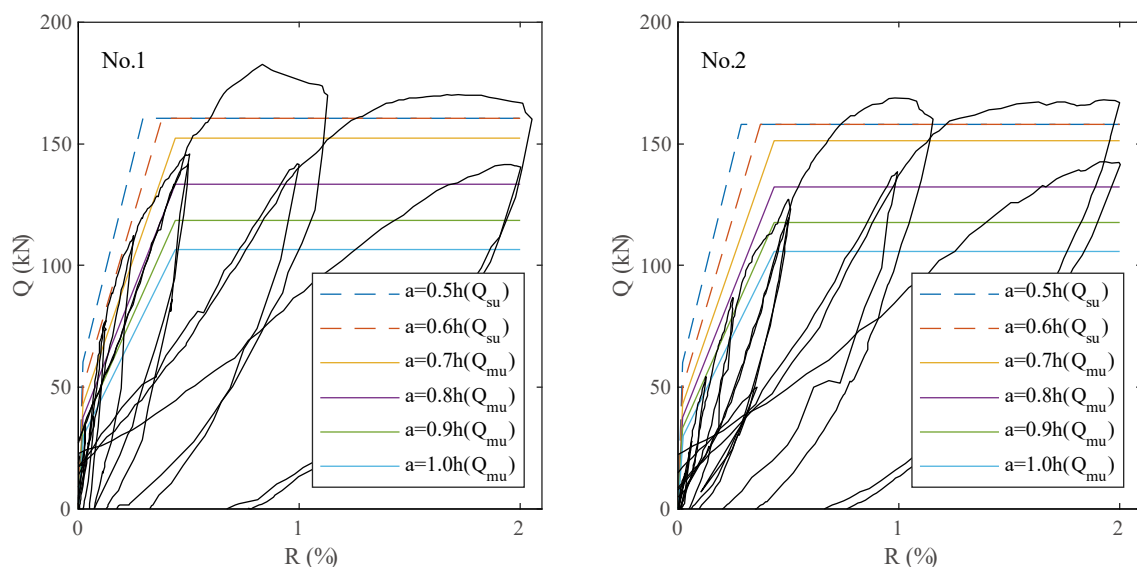


図-4 反曲点位置の影響

表-1 復元力特性値の実験・計算値（括弧内は実験値／計算値）

状態	記号	No.1				No.2			
		実験値	計算値			実験値	計算値		
			a=0.6h	a=0.7h	a=0.8h		a=0.6h	a=0.7h	a=0.8h
曲げひび割れ時	d_c (mm)	0.19	0.130(1.46)	0.132(1.44)	0.133(1.43)	0.39	0.130(3.00)	0.132(2.96)	0.133(2.93)
	Q_{mc} (kN)	60.8	50.3(1.21)	43.1(1.41)	37.7(1.61)	46.9	50.0(0.94)	42.9(1.09)	37.5(1.25)
	K_0 (kN/mm)	312	387(0.81)	327(0.95)	283(1.10)	120	385(0.31)	325(0.37)	282(0.43)
最大耐力時 柱主筋降伏時	d_y (mm)	5.01	2.62(1.91)	2.63(1.91)	2.63(1.90)	5.90 5.07	2.60(2.27) 2.60(1.95)	2.61(2.26) 2.61(1.94)	2.61(2.26) 2.61(1.94)
	Q_{mu} (kN)	183	178(1.03)	152(1.20)	133(1.37)	168 164	176(0.95) 176(0.93)	151(1.11) 151(1.08)	132(1.27) 132(1.24)
	K_y (kN/mm)	36.5	67.9(0.54)	58.0(0.63)	50.7(0.72)	28.6 32.4	67.9(0.42) 67.9(0.48)	58.0(0.49) 58.0(0.56)	50.7(0.56) 50.7(0.64)

なったが $a = 0.7h$ 以上では計算値も曲げ破壊型となっている。反曲点位置の変動を加味することで復元力特性の評価精度が上がる事が分かる。

文献2)における実験時の曲げひび割れ時の反曲点高さは No.1 で約 $0.6h$, No.2 で約 $0.8h$ であった。表-1 より、初期剛性 K_0 の実験値／計算値の値は試験体 No.1 で約 0.81, No.2 で約 0.43 となり、計算値は実験値を過大評価することが分かる。

曲げひび割れモーメント（式(5)）の実験値／計算値は No.1 で約 1.21, No.2 で約 1.25 であった。実験値は曲げひび割れ視認時点の強度でありひび割れ発生直後の強度より大きいことを勘案すると、式(5)により精度よく曲げひび割れモーメントを推定できる。

文献 2)における実験時の曲げ降伏時の反曲点高さは No.1, No.2 とともに約 $0.7h$ である。表-1 より、曲げ終局モーメントの実験値／計算値は No.1 で約 1.20, No.2 で約

1.11 であり、式(8)により実強度を精度よくやや低めに評価することができる。

最大曲げモーメント時を曲げ降伏点とみなし、曲げ降伏点部材角の計算値と実験値を比較すると、No.1 で約 1.91, No.2 で約 2.26 と 2 倍近く過大評価した。また、No.2 について柱主筋降伏時を曲げ降伏点とみなすと、曲げ降伏点部材角の実験値／計算値は約 1.94 で、最大曲げモーメント時と同様 2 倍近く過大評価となった。本評価法では反曲点高さの変動によって d_y の値はほぼ変化しない特徴を持つことが分かる。

5. 耐震壁を準用した復元力特性の検討

5.1 各種強度・変形の算定方法

ここでは、耐震壁を準用した復元力特性の算定を行う。3 章と異なり、曲げとせん断のそれぞれの弾塑性復元力を重ね合わせる。

(1) 初期剛性

初期曲げ剛性 K_{0m} , 初期せん断剛性初期剛性 K_{0s} はそれぞれ式(2), 式(3)により算定する。

(2) 曲げひび割れ点

曲げひび割れモーメント M_c , 曲げひび割れ時せん断力 Q_{mc} は4章と同様に, 文献1)により, それぞれ式(5), 式(6)により算定する。曲げひび割れ時曲げ変形 d_{mc} は, 式(2)による初期曲げ剛性を用いて, 式(21)により算定できる。

$$d_{mc} = M_c / K_{0m} \quad (21)$$

(3) 曲げ降伏点

曲げ終局モーメント M_u , 曲げ終局時せん断力 Q_{mu} は4章と同様に, 文献1)により, それぞれ式(8), 式(9)により算定する。文献4)による耐震壁の降伏点剛性低下率の算定式(式(23))を用いることで, 曲げ降伏時曲げ変形 d_{my} は式(22)により算定できる。

$$d_{my} = \frac{Q_{mu}}{\alpha_{yw} K_{0m}} \quad (22)$$

$$\alpha_{yw} = \frac{M_u c_n}{E_c I \varepsilon_y} \quad (23)$$

ここで, c_n : 弾性時中立軸から引張側柱中心までの距離, ε_y : 柱引張主筋の降伏歪 (0.375%) である。

(4) せん断ひび割れ点

せん断ひび割れ強度 Q_{sc} は文献4)に示された式(24)により算定する。せん断ひび割れ時せん断変形 d_{sc} は, 式(3)による初期せん断剛性を用いて, 式(25)により算定できる。

$$Q_{sc} = \left(1 + \frac{\sigma_0}{150}\right) \left\{ \frac{0.085 k_c (F_c + 500)}{M / (Q d_e) + 1.7} \right\} b_e j_e \quad (24)$$

$$d_{sc} = Q_{sc} / K_{0s} \quad (25)$$

ここで, 各変数は文献4)を参照のこと。

(5) せん断終局点

せん断終局強度 Q_{su} は4章と同様に, 文献1)により, 式(12)により算定する。文献4)による耐震壁の降伏点剛性低下率の算定式(式(27))を用いることで, せん断終局時せん断変形 d_{su} は式(26)により算定できる。

$$d_{su} = \frac{Q_{su}}{\beta_u K_{0s}} \quad (26)$$

$$\beta_u = 0.46 \frac{p_w \sigma_y}{F_c} + 0.14 \quad (27)$$

ここで, p_w : 袖壁横筋比, σ_y : 袖壁横筋の降伏強度である。

(6) 反曲点位置の影響

4章と同様に反曲点位置が変動する影響を考慮する。反曲点位置が変動するときせん断変形は変動せず, 曲げ変形のみ変動し, 曲げ変形は, 式(16)~(20)でせん断変形成分を無視した δ により求めることができる。

5.2 復元力特性の検討

前節の計算方法を用いて, 耐震壁を準用して計算した復元力特性を図-5に, 実験値と計算値の比較を表-2に示す。ここで, R_b , R_s , R はそれぞれ曲げ変形, せん断変形, 曲げ+せん断変形を試験体の内法高さ h で除した部材角を表す。曲げ変形の計算値は前節(1), (2), (3), (6)により求め, せん断変形の計算値は前節(1), (4), (5)により求めている。曲げ, せん断変形の実験値(黒線)は2.2節で算出したものである。

文献2)における実験時の曲げひび割れ時の反曲点高さはNo.1で約0.6h, No.2で約0.8hであった。曲げひび割れ時の初期剛性の実験値/計算値はNo.1で0.99, No.2で0.55であった。また, せん断ひび割れ時の反曲点高さはNo.1で約0.7h, No.2で約0.8hであった。せん断ひび割れ時の初期剛性の実験値/計算値はNo.1で0.21, No.2で0.16であった。以上より, 初期剛性の計算値が実験値を過大評価するのはせん断の初期剛性の過大評価による影響が大きい。

せん断ひび割れ強度の実験値/計算値はNo.1で約1.71, No.2で約1.53であり, 柱のせん断ひび割れ強度式を準用した式(24)は実強度を過大評価する。

文献2)における実験時の曲げ降伏時の反曲点高さはNo.1, No.2とも約0.7hである。最大曲げモーメント時を曲げ降伏点とみなし, 曲げ降伏点部材角の計算値と実験値の比較を行った。式(22)による実験値/計算値はNo.1で約1.76, No.2で約2.17となり2倍近く過大評価となった。また, No.2について柱主筋降伏時を曲げ降伏点とみなすと, 曲げ降伏点部材角の実験値/計算値は約1.86となり, 最大曲げモーメント時と同様2倍近く過大評価となった。

6. まとめ

- (1) 曲げひび割れ強度, 曲げ終局強度は実験値を精度よく評価できた。
- (2) 初期剛性, 曲げひび割れ時変形, せん断ひび割れ強度, 降伏時変形は実験値から大きく乖離する結果となり, 柱, 耐震壁のいずれを準用した場合も評価精度に大きな差は見られなかった。
- (3) 反曲点位置が変動する場合, その影響を考慮することで精度向上が見られたが, 降伏時変形など評価精度がほとんど変わらない指標も見られた。

謝辞

本研究はJSPS科研費22K04409の助成を受けたものです。記して御礼申し上げます。

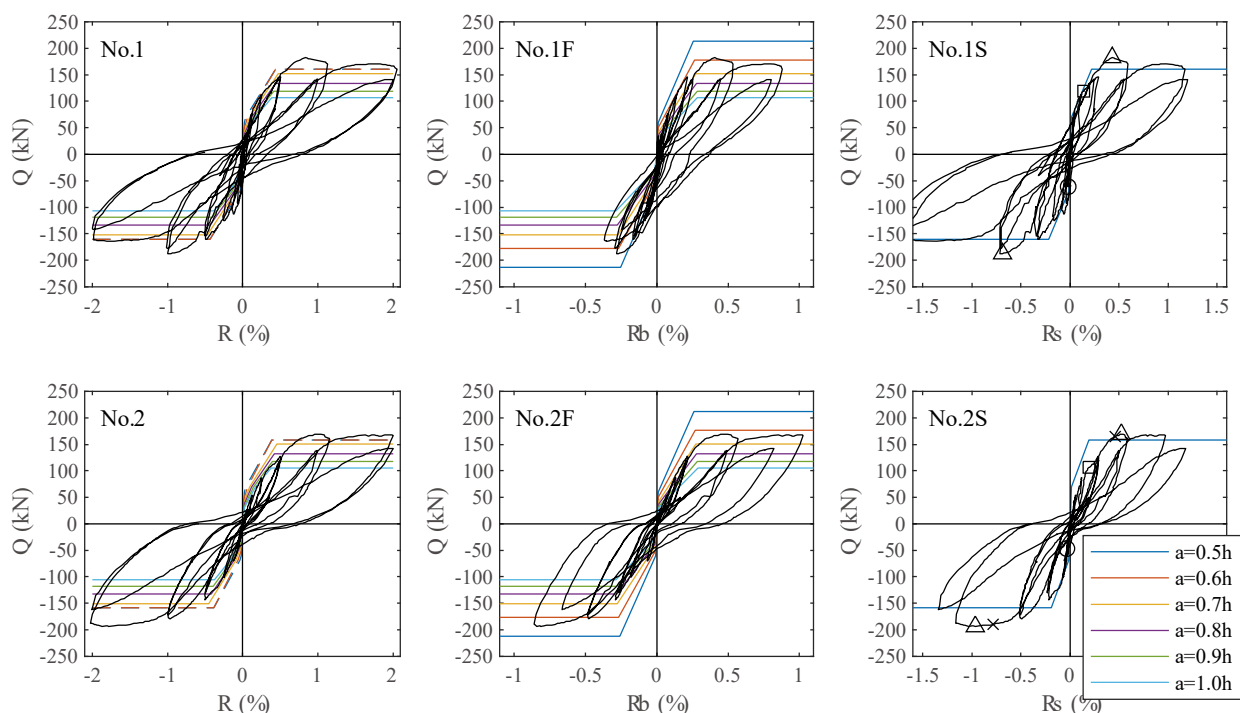


図-5 耐震壁を準用して計算した復元力特性

表-2 耐震壁を準用した復元力の特性値の実験・計算値（括弧内は実験値／計算値）

		No.1				No.2			
		実験値	計算値			実験値	計算値		
			a=0.6h	a=0.7h	a=0.8h		a=0.6h	a=0.7h	a=0.8h
曲げひび割れ時	d_{mc} (mm)	0.077	0.064(1.21)	0.075(1.03)	0.083(0.92)	0.190	0.064(2.98)	0.075(2.53)	0.084(2.27)
	Q_{mc} (kN)	60.8	50.3(1.21)	43.1(1.41)	37.7(1.61)	46.9	50(0.94)	42.9(1.09)	37.5(1.25)
	K_{0m} (kN/mm)	786	790(0.99)	575(1.37)	452(1.74)	249	786(0.32)	572(0.44)	449(0.55)
最大耐力時 柱主筋降伏時	d_{my} (mm)	2.43	1.6(1.52)	1.64(1.48)	1.67(1.46)	2.77 2.32	1.61(1.72) 1.61(1.44)	1.65(1.68) 1.65(1.41)	1.68(1.65) 1.68(1.38)
	Q_{mu} (kN)	183	178(1.03)	152(1.2)	133(1.37)	169 164	176(0.96) 176(0.93)	151(1.12) 151(1.08)	132(1.28) 132(1.24)
	K_{my} (kN/mm)	75.2	111(0.68)	93(0.81)	80(0.94)	61 71	110(0.56) 110(0.65)	92(0.67) 92(0.77)	79(0.77) 79(0.9)
	d_y (mm)	5.01	2.63(1.90)	2.84(1.76)	2.62(1.91)	5.90 5.07	2.31(2.56) 2.31(2.20)	2.72(2.17) 2.72(1.86)	2.53(2.34) 2.53(2.01)
せん断ひび割れ時	d_{sc} (mm)	0.746	0.092(8.15)	0.092(8.15)	0.092(8.15)	0.874	0.092(9.55)	0.092(9.55)	0.092(9.55)
	Q_{sc} (kN)	119	69.6(1.71)	69.6(1.71)	69.6(1.71)	106.0	69.2(1.53)	69.2(1.53)	69.2(1.53)
	K_{0s} (kN/mm)	160	760(0.21)	760(0.21)	760(0.21)	121	756(0.16)	756(0.16)	756(0.16)

参考文献

- 1) 一般社団法人日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説（第2版），2021
- 2) 引田大暉，田尻清太郎：両側袖壁付き鉄筋コンクリート造部材の破壊形式の分類式の精度に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.44，No.2，pp.361-366，2022
- 3) 田尻清太郎，引田大暉，大西直毅：鉄筋コンクリー

- ト造両側袖壁付き柱の曲げ及びせん断変形分布の分析，日本地震工学会大会，TS_20220109，2022
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020
- 5) 一般社団法人日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（第9版），2018