

論文 腰壁・垂壁付柱の危険断面位置および曲げ終局時せん断力の評価

平林 道大*1・中村 聡宏*2・勅使川原 正臣*3

要旨: 腰壁や垂壁が柱に取り付く場合、柱が短柱化し脆性的破壊が生じる危険性があるため構造スリットが設けられるが、耐力や剛性が低下してしまうため、構造スリットを設けない場合の曲げ終局時せん断力の評価が重要となっている。本論文では、腰壁・垂壁付柱の曲げ終局時せん断力の算定方法を提案する。その際、重要となる、危険断面位置の算定方法も合わせて示す。既に提案されている理論式¹⁾や、危険断面位置を腰壁や垂壁のフェイス位置とした場合、RC基準に記載されている $D/4$ 入った位置とした場合の計算結果も示すことで、本論分で提案する曲げ終局時せん断力の算定方法の妥当性を評価することができた。

キーワード: 腰壁, 垂壁, 危険断面位置, 曲げ終局時せん断力

1. はじめに

鉄筋コンクリート柱に腰壁や垂壁が取り付く場合、柱は短柱化し脆性的破壊が生じる危険性があるため、構造スリットを入れることで柱と壁を分離する設計が行われてきた。一方で、腰壁・垂壁付柱は高い耐力および剛性を有し、また、構造スリットはコンクリートの一体性を損なうものであるため、腰壁・垂壁付柱の効果を取り入れた設計手法が必要である。

腰壁付き柱の曲げ終局時せん断力については、塩屋ら¹⁾²⁾³⁾による理論式が提案されている。塩屋らの理論式¹⁾では、45°の圧縮ストラットを抵抗機構として仮定し、外力と内力の塑性仕事増分が等しいとして求められている。また、腰壁の破壊が脚部まで進行した後に、柱脚端に危険断面が形成される場合と、腰壁の途中で危険断面が形成される場合とで、別の理論を用いて式を導入している。しかし、腰壁の圧縮ストラットの内部塑性仕事を、一様な圧縮状態と仮定し決められているため、柱内法高さ H と腰壁・垂壁の壁厚 t が腰壁・垂壁付柱の曲げ終局時せん断力に及ぼす影響を十分に評価できていないと考えられる。

そこで、本論文では腰壁の圧縮応力を一様とせず、壁内の圧縮応力の分布を FEM 解析に基づいて設定し、曲げ終局時せん断力を評価することを目的とする。算定方法としては、柱のモーメント分布を求めることにより評価している。

2. 対象試験体

本論文では、武田ら⁴⁾⁵⁾による腰壁・垂壁付ラーメン架構の実験を対象とし、柱の危険断面位置、最大耐力(曲げ終局時せん断力)の算定を試みる。対象とした試験体の配筋図の一例を図-1に、試験体詳細を表-1に示す。試験体

No.3-1~3-8 は柱内法高さ H をパラメータとし、試験体 No.2~6 は腰壁・垂壁の壁厚 t をパラメータとしている。全試験体での共通要因は、柱断面 $b \times D: 200\text{mm} \times 200\text{mm}$ 、柱全長:1000mm、柱軸応力度 $\sigma_o: 4\text{N/mm}^2$ 、引張鉄筋比 $p_r: 0.53\%$ である。また、材料強度は、コンクリート強度 $F_c: 18.2 \sim 21.6\text{N/mm}^2$ 、柱主筋降伏強度 $\sigma_y: 366 \sim 376\text{N/mm}^2$ 、壁横筋降伏強度 $\sigma_{wy}: 222 \sim 256\text{N/mm}^2$ である。加力は、試験体 No.3-1~3-8 が単調加力、試験体 No.2~6 が軸力を一定とした正負交番繰返載荷である。本論文では、曲げ終局時せん断力を評価することを目的とするため、破壊形式が曲げ破壊となった試験体のみを対象としている。

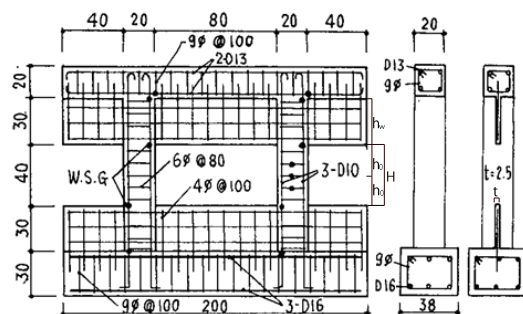


図-1 試験体の配筋図の一例⁵⁾

表-1 試験体詳細⁴⁾⁵⁾

試験体No.	H	h_o	t	h_w	p_w
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[%]
3-1	600	300	50	200	0.25
3-2	500	250		250	
3-4	400	200		300	
3-6	300	150		350	
3-8	200	100		400	
2	400	200	25	300	0.48
3			33		0.36
4			40		0.3
5			50		0.24
6			67		0.18

*1 名古屋大学 工学部 学部生 (学生会員)

*2 名古屋大学 環境学研究所 助教 博士 (工学) (正会員)

*3 名古屋大学 環境学研究所 教授 工博 (独立行政法人建築研究所 客員研究員) (正会員)

3. 危険断面位置および最大耐力の算定方法

まず、腰壁・垂壁の影響を考慮した柱の危険断面位置の算定方法について概説する。図-2に示すように、高さ方向に Δh の間隔で細かく区切った要素を想定して、水平方向の応力に着目して検討する。対象試験体は高さ500mmであり、ここでは要素高さ Δh は10mmとした。柱頭位置に水平力 Q を作用させ、その時の腰壁の水平方向の圧縮応力分布、柱のモーメント分布を求め、柱の危険断面位置および最大耐力を評価する。算定方法の手順を以下に示す。なお、腰壁横筋の応力はコンクリートの応力に比べ十分に小さいことから、ここでは考慮しない。

- [1] 水平力 Q を仮定し、腰壁の反力を無視した柱のみのモーメント分布を求める。
- [2] 曲率はモーメント分布に比例すると仮定し、 $M=K\phi$ (K :曲げ剛性 ϕ :曲率)より曲率分布を求める。曲げ剛性 K は、柱の曲げ終局強度 M_u (式(1))と平面保持を仮定して算定した曲げ終局曲率 ϕ_u (式(2))より求める。

$$M_u = 0.8a_f\sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c}\right) \quad (1)$$

a_f [mm²]:引張鉄筋断面積 σ_y [N/mm²]:鉄筋降伏強度
 D [mm]:柱せい b [mm]:柱幅 F_c [N/mm²]:コンクリート強度 N [N]:軸力

$$\phi_u = \frac{\epsilon_u}{d - X_n} \quad \epsilon_u = \frac{\sigma_y}{E_s} \quad (2)$$

ϵ_u [%]:終局時ひずみ d [mm]:有効柱せい
 X_n [mm]:中立軸位置

- [3] 各要素内の曲率分布は矩形分布とし、式(3)より各要素の相対変形角 θ_i を算定する。

$$\theta_i = \phi_i \Delta h \quad (3)$$

θ_i :相対変形角 Δh :要素高さ幅(=10mm)

- [4] 式(4)より、各要素での水平方向の絶対曲げ変位 δ_i を求める。

$$\delta_i = \delta_{i-1} + \sum_{j=1}^i \theta_j \Delta h \quad (4)$$

- [5] 腰壁の有効変形領域の水平方向長さを X_i とし、 $\epsilon_i = \delta_i / X_i$ より腰壁の水平方向ひずみを求める。 X_i の設定の方法は4章に示す。

- [6] 腰壁のひずみ ϵ_i から腰壁の圧縮応力を求める。その際の腰壁のコンクリートの応力ひずみ関係は図-3のように仮定する。

- [7] 腰壁の圧縮応力を考慮した柱の修正モーメント分布を算定する。

- [8] 手順[7]で求めた修正モーメント分布を新たなモーメント分布として手順[2]に戻り再計算する。1つ

前のモーメント分布と修正モーメント分布の誤差が十分小さくなったところで計算を終了する。

求めたモーメント分布において、モーメントが最も大きな値 M_{max} を示す要素を危険断面位置とし、 $M_{max}=M_u$ となる時のせん断力 Q を曲げ終局強度時せん断力とする。

4. FEM解析による腰壁・垂壁の圧縮応力分布の評価

4.1 解析方法

3章で提案した算定方法において、腰壁のひずみを求める際に必要な有効変形領域の水平方向長さ X_i について、弾性FEM解析により検討する。ここでは圧縮ストラットのモデル化を行うのではなく、腰壁の圧縮応力の分布を検討するため、その応力がコンクリート強度に対してどの程度であるかは問題ではないと考えられる。よって本論文では弾性範囲の解析に留めた。

解析モデルの概要を図-4に示す。柱高さ500mm、腰壁横長さ600mmで一定とし、腰壁高さ h_w および腰壁の壁厚 t をパラメータとした。柱は線形要素とし、腰壁は10mm×10mmの四辺形要素を用いた弾性解析を行った。境界条件として柱および腰壁の脚部接点は固定端とした。

4.2 解析結果

最小主応力のコンター図の一例を図-5に示す。これより、腰壁の上端に圧縮応力が集中していることが見て取れる。また圧縮ストラットが概ね45°方向になっていることも確認できた。

試験体 No.3-1 の試験体を対象として、腰壁下端から h_w 、 $3/4h_w$ 、 $1/2h_w$ の位置の45°方向圧縮ストラット(それぞれをNo.1・7・8とする)での、ストラット長さ方向の

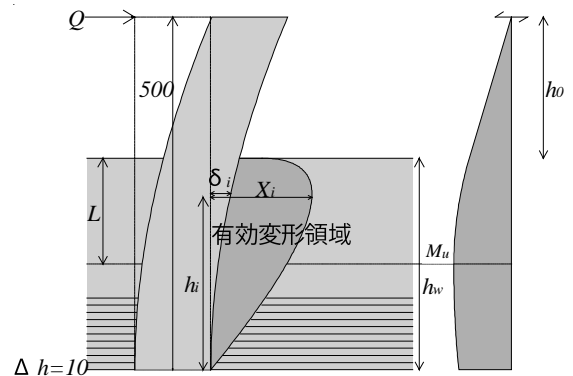


図-2 計算時に想定した柱の変形とモーメント分布

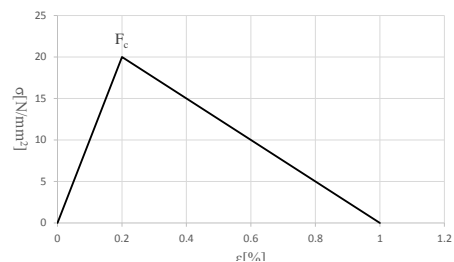


図-3 腰壁のコンクリートの応力ひずみ関係

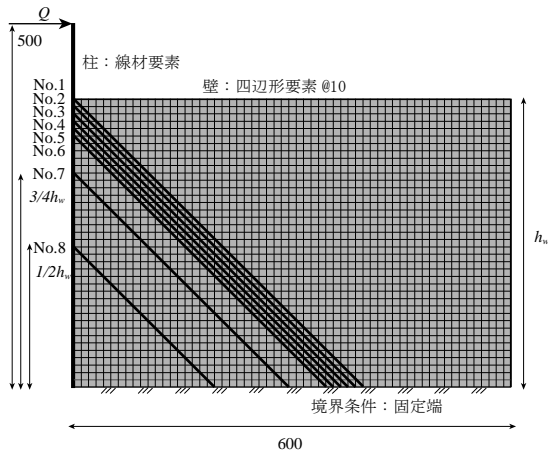


図-4 解析時に想定した試験体のモデル
(試験体 No. 3-8)

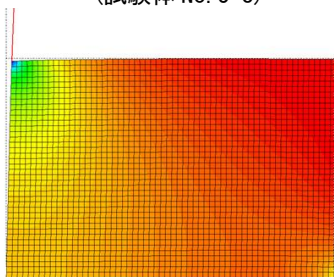


図-5 コンター図の一例(試験体 No. 3-8)

応力分布を図-6、図-7に示す。腰壁内の応力は、柱との接点から離れるに従って応力の拡がりがあるため、図-6、図-7に示すように接点から離れるほど応力が低下する。ここでは、算定を簡略化するため、図-6、図-7のような応力分布と等価な矩形分布に置換することとする。等価矩形応力分布の大きさを柱との接点位置での応力とし、矩形分布にした結果を同図に破線で示す。応力を矩形分布とした時の接点からの距離を、有効変形領域長さ l' とする。提案する危険断面位置の算定方法において、腰壁の水平方向ひずみを求める際の有効変形領域の水平方向長さ X_i は l' の水平成分である。ストラットの全長 l に対する有効変形領域長さ l' の割合は、腰壁の上端から離れるほど大きくなる傾向が見て取れる。

全試験体の、ストラットの全長 l に対する有効変形領域長さ l' の割合について計算した結果を表-2に示す。表-2中には、腰壁の上端に近い部分の圧縮ストラット(10mm 間隔に圧縮ストラット No.2~6を配置)についても追記した。なお、 l に対する l' の割合は柱内法高さ H のみに若干の影響を受けおり、試験体 No.2~6は試験体 No.3~4と同じ解析結果となった。表-2より、腰壁上端に近い位置では30%程度となり、離れるほどその割合が大きくなること、壁高さに対するストラットの位置が同じであれば、いずれの試験体も同様の値となることがわかる。

4.3 圧縮ストラット内の応力分布

4.2節の解析結果より、圧縮ストラット内の応力分布は壁高さに対するストラットの位置で変化することが確認できた。圧縮応力分布の違いとしては、図-6のように、柱に近い側の要素で大きな応力が生じている場合と、図-7のように圧縮応力が緩やかに減少していく場合がある。図-6のような圧縮応力分布となるのは、圧縮ストラットと柱の接点の高さ h_i が $0.9h_w$ を越える場合である。

そこで、圧縮ストラットの位置によって場合分けをし、 $0.9h_w$ を境目にそれぞれのモデル化をする。

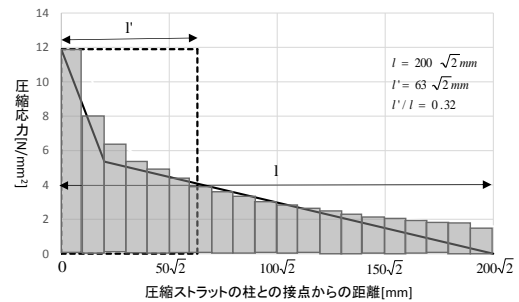
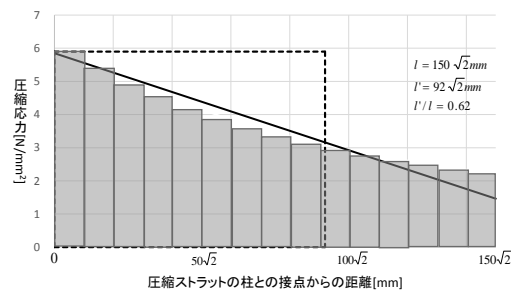
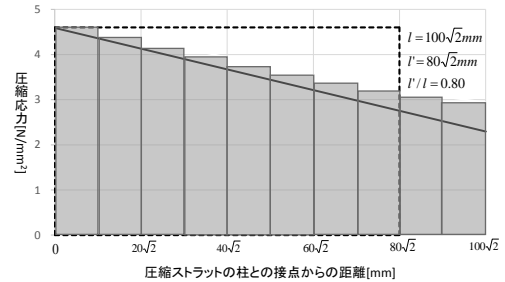


図-6 圧縮応力分布の一例(試験体 No. 3-1)
圧縮ストラット No. 1



(a) 圧縮ストラット No. 7



(b) 圧縮ストラット No. 8

図-7 圧縮応力分布の一例(試験体 No. 3-1)

表-2 解析結果(圧縮ストラット全長 l に対する有効変形領域長さ l' の割合)

試験体 No.	No.1[%]	No.2[%]	No.3[%]	No.4[%]	No.5[%]	No.6[%]	No.7[%]	No.8[%]
	$h_i=h_w$						$h_i=3/4h_w$	$h_i=1/2h_w$
3-1	32	39	46	52	57	62		80
3-2	30	36	42	48	52	57	64	82
3-4	28	34	40	45	50	53	63	81
3-6	27	33	38	43	48	51	64	84
3-8	27	32	37	42	46	50	64	84

まず、 $h_i=0\sim 0.9h_w$ で柱に接する圧縮ストラットでの応力分布をモデル化する。柱との接点から距離が離れていくと、応力は0近くまで緩やかに低減すると考えられるため、ここでは、図-8に示すように、圧縮ストラット内の応力は柱との接点から $\sqrt{2}h_w$ 離れたところ($h_i=h_w$ で柱と接する圧縮ストラットにおける再遠位置)で0になるように応力の勾配を仮定する。すなわち、 $h_i=0\sim 0.9h_w$ で柱に接する圧縮ストラットでは、図-8の実線で示すような台形の圧縮応力分布を想定する。

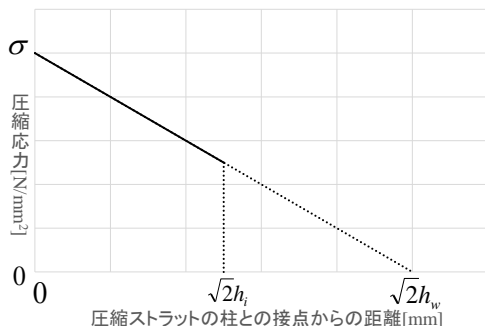


図-8 想定する圧縮ストラット内の応力分布

次に、 $h_i=0.9h_w\sim h_w$ で柱に接する圧縮ストラットでの応力分布をモデル化する。 $h_i=0.9h_w\sim h_w$ で柱に接する圧縮ストラットでの応力分布において、柱に近い要素で応力が急激に上昇する原因としては、応力を負担するコンクリートの面積が十分に取れないためであると考えられる。特に、 $h_i=0.9h_w\sim h_w$ で柱と接する圧縮ストラットでは、柱に近い要素になるに従い、上側に存在するコンクリートの量が十分取れなくなってしまう、本来分散するはずであった圧縮力が集中し、他の圧縮ストラットより大きな応力を示すと考えられる。

そこで、圧縮応力の上昇を考慮した応力分布として図-9に示す応力分布を仮定した。圧縮ストラットと柱の接点の応力については、圧縮力が分散していく影響面積を考慮することで決定できると考えられる。

$h_i=0.9h_w$ で柱と接する圧縮ストラットにおいて、図-10のように直交方向上側に影響面積 S を定義する。 $S = 0.1\sqrt{2}h_w$ であり、この面積を圧縮ストラットの上側に確保できるものについては、圧縮力が十分に分散していく、図-7のような圧縮応力分布になると考えられる。また、応力は圧縮ストラットの下側にも分散していくため、影響面積 S は下側にも存在し、上側と下側を合わせた $2S = 0.2\sqrt{2}h_w$ という面積が全体の影響面積であるとする。しかし、 $h_i=0.9h_w\sim h_w$ で柱と接する圧縮ストラットでは、上側に影響面積 S を確保できないため、その分だけ応力が上昇すると考えられる。圧縮ストラットの下側には十分なコンクリートが存在するため S という面積は確保で

きているとする。 $h_i=0.9h_w\sim h_w$ で柱と接する圧縮ストラットの直交方向上側にとれる面積は図-10に示すように S_i となる。 $S_i = \sqrt{2}(h_w - h_i)$ となるため、下側と合わせた全体の影響面積は $S + S_i = \sqrt{2}(1.1h_w - h_i)$ となる。よって $h_i=0.9h_w\sim h_w$ で柱と接する圧縮ストラットでは、他の圧縮ストラットに比べ、周囲のコンクリートの量が $(S+S_i)/2S$ 倍となっていることから、応力はその逆数の $2S/(S+S_i)$ 倍まで上昇するものと考えられる。この影響を考慮し、 $h_i=0.9h_w\sim h_w$ で柱と接する圧縮ストラットにおいて想定する圧縮応力分布を表したものが図-9である。図-9の圧縮応力分布は、圧縮ストラットと柱の接点(図-9の y 切片)での圧縮応力を図-8の $2S/(S+S_i)$ 倍(= $0.2h_w/(1.1h_w - h_i)$ 倍)することで求め、また、グラフの折れ点は圧縮ストラットの直交方向上側に S の面積を取れなくなる位置とし、柱との接点から $\sqrt{2}(h_i - 0.9h_w)$ の距離である。この折れ点以降は、 $h_i=0\sim 0.9h_w$ で柱に接する圧縮ストラットと同じ影響面積 $2S$ を確保できると考えられるため図-8と同様の圧縮応力分布とする。

4.4 圧縮応力分布の評価

図-8、図-9で示した圧縮応力分布を想定した場合の、圧縮ストラットの全長 l と有効変形領域長さ l' の割合を表-3に示す。表中の()内の数値はFEM解析結果である。 $0.9h_w$ 以下で柱と接する圧縮ストラットは塗りつぶされている。表-3より、図-8、図-9で想定した圧縮応力分布における有効変形領域長さ l' は、概ね解析結果と一致した値を示しており、想定した圧縮応力分布が妥当であっ

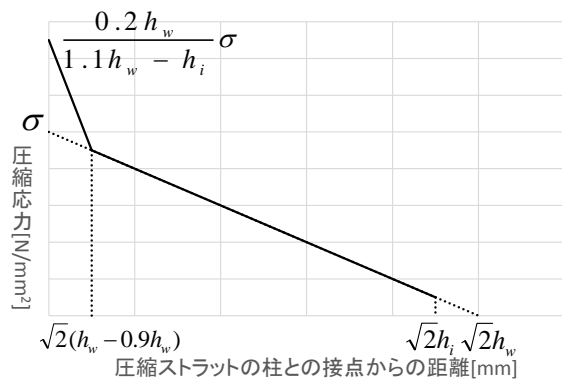


図-9 想定する圧縮ストラット内の応力分布 (腰壁上部)

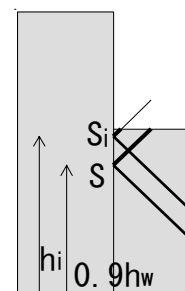


図-10 圧縮ストラットの影響面積

表-3 想定した圧縮応力分布での圧縮ストラット全長
l' に対する有効変形領域長さ l' の割合

試験体 No.	No.1[%] $h_i=h_w$	No.2[%]	No.3[%]	No.4[%]	No.5[%]	No.6[%]	No.7[%] $h_i=3/4h_w$	No.8[%] $h_i=1/2h_w$
3-1	28(32)	40(39)	55(46)	58(52)	60(57)	63(62)		75(80)
3-2	28(30)	37(36)	49(42)	56(48)	58(52)	60(57)	63(64)	75(82)
3-4	28(28)	35(34)	46(40)	55(45)	57(50)	58(53)	63(63)	75(81)
3-6	28(27)	35(33)	43(38)	51(43)	56(48)	57(51)	63(64)	75(84)
3-8	28(27)	33(32)	40(37)	47(42)	55(46)	56(50)	63(64)	75(84)

()内は FEM による解析値

塗りつぶしは図-8 を、塗りつぶしなしは図-9 を想定している

たと判断できる。また、図-8、図-9 で想定した圧縮応力分布をそれぞれ図-7、図-6 に実線で示したが、こちらでも概ね評価できていることが確認できる。有効変形領域の水平方向長さ X_i は、有効変形領域長さ l' の水平成分であるので、 $h_i=0\sim 0.9h_w$ と、 $h_i=0.9h_w\sim h_w$ の範囲に場合分けし、式(5)、式(6)として以下に示す。

$$X_i = h_i \left(1 - \frac{h_i}{2h_w}\right) \quad (0 \leq h_i \leq 0.9h_w) \quad (5)$$

$$X_i = \frac{8h_w^3 + 40h_w^2h_i - 210h_w h_i^2 + 100h_i^3}{40h_w^2} \quad (0.9h_w \leq h_i \leq h_w) \quad (6)$$

5. 計算結果

3 章で示した腰壁・垂壁付柱の危険断面位置および曲げ終局強度の算定方法の計算結果を表-4、表-5 に示す。

表-4 には柱内法高さ H をパラメータとした試験体 No.3-1~3-8 の計算結果を、表-5 には腰壁・垂壁の壁厚 t をパラメータとした試験体 No.2~6 の計算結果を示す。

表-4、表-5 の()内は、最大耐力の実験値/計算値を示している。また、図-11、図-12 にはそれぞれの実験値と計算値の比較を示す。 X_i については 4 章で示した式(5)、式(6)を用いて求める。危険断面位置から腰壁・垂壁端部までの距離を L 、最大耐力を Q_c とする。参考として、塩屋らにより提案されている理論式^りと、式(7)において $L=0$ 、 $D/4$ とした時の最大耐力の計算値も合わせて示す。

$$Q_c = \frac{M_u}{h_0 + L} \quad (7)$$

試験体 No.3-1~3-8 は腰壁・垂壁の壁厚 t が 50mm で一定とし、柱内法高さ H (200mm~600mm)をパラメータとしている。表-4、図-11 より、計算値の最大耐力 Q_c は概ね実験値を評価できている。危険断面位置から腰壁・垂壁端部までの距離 L は、柱内法高さ H が小さくなるにつれ長くなる傾向を示した。これは、柱内法高さ H が小さいほど曲げ終局時せん断力が大きくなるためと考えられる。

塩屋らにより提案されている理論式^りでは、柱内法高さ H の小さな試験体(試験体 No.3-8)で最大耐力 Q_c が実験値より大きな値を示しており、 H が最大耐力に及ぼす影響を的確に評価できているとは言えない。 L についても同様の試験体で本論文の算定方法と一致していない。

また、危険断面位置を $L=0$ 、 $D/4$ とし、式(7)より求めた最大耐力は、基本的に実験値より危険側に評価する結果となっており、特に、柱内法高さ H が小さな試験体では、最大で実験値の 2 倍程度の値を示してしまっている。

試験体 No.2~6 は柱内法高さ H が 400mm で一定とし、腰壁・垂壁の壁厚 t (25mm~67mm)をパラメータとしている。これらも表-5、図-12 より、本論文で提案する算定方法は、最大耐力の実験値を概ね評価できている。危険断面位置から腰壁・垂壁端部までの距離 L と腰壁・垂壁の壁厚 t の関係は、腰壁・垂壁の壁厚 t が大きくなるにつれ、 L は小さくなる傾向を示した。これは、 t が大きいほど圧縮応力が小さくなるためと考えられる。

塩屋らにより提案されている理論式^りでは、腰壁・垂壁の壁厚 t をパラメータとした場合、最大耐力は実験値より危険側に評価する結果となった。本論文での算定方

表-4 L および最大耐力の計算結果(パラメータ H)

試験体No.	3-1	3-2	3-4	3-6	3-8
L [mm]	100	120	140	170	190
L (塩屋ら) ^{※2} [mm]	96	128	152	201	247
Q_c (計) ^{※1} [kN]	145 (1.09)	160 (1.07)	180 (1.07)	201 (1.07)	235 (1.01)
Q_c (塩屋ら) ^{※2} [kN]	159 (1.00)	179 (0.95)	210 (0.91)	237 (0.91)	275 (0.85)
$Q_c(L=0)$ ^{※3} [kN]	171 (0.93)	203 (0.84)	259 (0.74)	340 (0.64)	512 (0.46)
$Q_c(L=D/4)$ ^{※3} [kN]	147 (1.08)	170 (1.01)	207 (0.93)	255 (0.85)	341 (0.69)
Q_c (実)[kN]	159	171	192	216	235

()内は最大耐力の実験値/計算値

※1:3 章に記載した収束計算による計算値

※2:文献 1)による計算値 ※3:式(7)による計算値

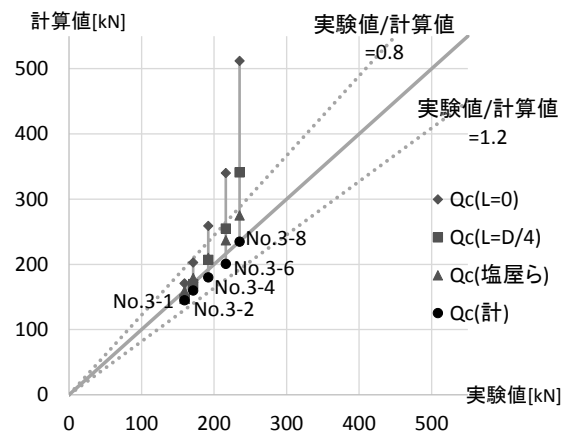


図-11 最大耐力の実験値と計算値の比較
(パラメータ H)

表-5 L および最大耐力の計算結果(パラメータ t)

試験体No.	2	3	4	5	6
L^{*1} [mm]	220	190	160	140	100
L (塩屋ら) *2 [mm]	240	211	186	147	136
Q_c (計) *1 [kN]	154 (1.11)	162 (1.01)	169 (1.08)	181 (1.05)	192 (1.11)
Q_c (塩屋ら) *2 [kN]	175 (0.98)	184 (0.90)	193 (0.94)	211 (0.91)	214 (1.00)
$Q_c(L=0)$ *3 [kN]	255 (0.67)	253 (0.66)	253 (0.72)	257 (0.74)	250 (0.85)
$Q_c(L=D/4)$ *3 [kN]	204 (0.84)	202 (0.82)	202 (0.90)	206 (0.93)	200 (1.07)
Q_c (実)[kN]	171	166	182	191	213

表-4 に同じ

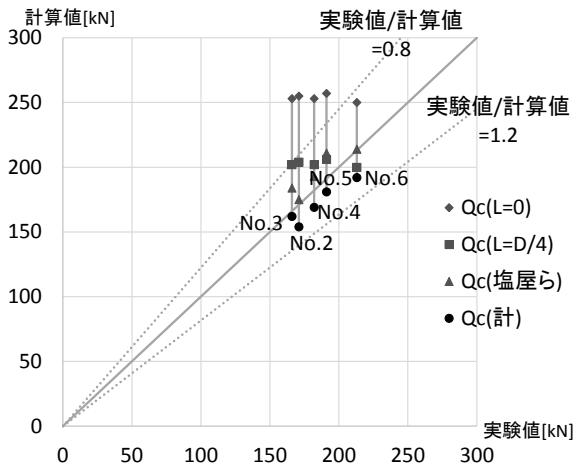


図-12 最大耐力の実験値と計算値の比較
(パラメータ t)

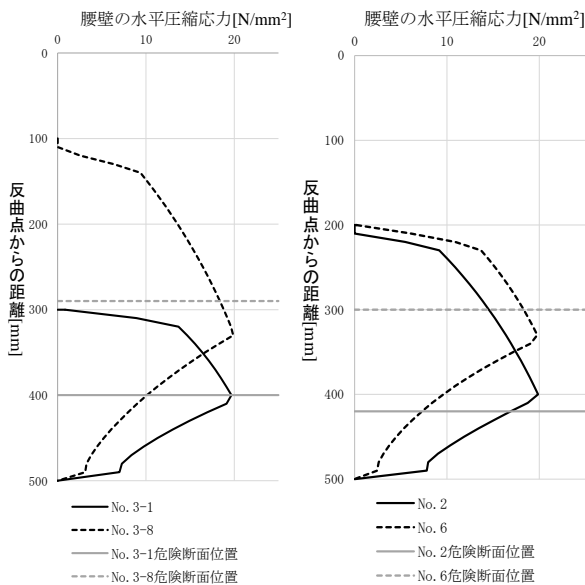


図-13 最大耐力時の腰壁の水平方向圧縮応力の高さ方向分布の一例

法と比較すると、最大耐力、 L ともに大きな値を示した。また、危険断面位置を $L=0$ 、 $D/4$ とし式(7)で算定する

場合、腰壁・垂壁の壁厚 t の影響がないため最大耐力の計算値は一定値となり、腰壁・垂壁の壁厚 t の違いによる実験値の差異が評価できていない。

試験体 No.3-1, 3-8, 2, 6 の最大耐力時の腰壁の水平圧縮応力の高さ方向分布の一例を図-13 に示す。柱内法高さ H をパラメータとした試験体では、 H が小さい試験体で、多くの要素で終局ひずみを超えていた。また、腰壁・垂壁の壁厚 t をパラメータとした試験体では、 t が小さい試験体で、多くの要素で終局ひずみを超えていた。それらの試験体は、危険断面位置から腰壁・垂壁端部までの距離 L が大きな試験体であった。このことから、 L と腰壁の水平圧縮応力の関係を見て取れる。

6. まとめ

腰壁・垂壁付柱の危険断面位置および曲げ終局時せん断力の算定方法を提案した。算定方法を提案する際に、腰壁の 45° 方向圧縮ストラット内の応力分布を検討する必要があったため、弾性 FEM 解析により検討した。解析結果から、圧縮ストラット内の応力分布を仮定した。既往の実験結果を用いて、耐力評価を行ったところ概ね最大耐力を評価できていた。参考として、別の算定方法による計算結果も示したが、評価できていない試験体があった。

本論文では終局状態を対象としていたが、今後は終局状態に至るまでに、危険断面位置がどのように変化するかを検討していく必要がある。

参考文献

- 1)塩屋晋一:鉄筋コンクリート造腰壁付き柱の最大せん断力の評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol.43B, pp. 199-210, 1997年3月
- 2)塩屋晋一, 吉松幸一郎, 大隣薫:梁降伏形袖壁付き SRC 造骨組の弾塑性性状と梁の最大せん断力, 日本建築学会構造系論文集, No.576, pp. 157-164, 2004年2月
- 3)有馬桃子, 塩屋晋一:曲げ降伏する腰壁・垂壁付柱の荷重-変形関係の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp. 205-210, 2008年6月
- 4)武田寛:鉄筋コンクリート造腰壁・垂壁付き柱の耐力及び変形性状に関する研究(その3 壁の付き方による影響について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp. 1637-1638, 1980年9月
- 5)武田寛, 小原雅樹:鉄筋コンクリート造腰壁・垂壁付き柱の耐力及び変形性状に関する実験的研究(その7 壁厚の影響), 日本建築学会北海道支部研究報告書, No.58, pp. 181-184, 1985年3月