

鉄筋コンクリート造腰壁付き柱の最大水平せん断力の評価について

塩屋 晋一・徳広 育夫

(受理 平成 8 年 5 月 31 日)

Evaluation of the Maximum Lateral Shear Force of R/C Columns with Spandrel Wall

Shinichi SHIOYA and Ikuo TOKUHIRO

This paper discusses how to evaluate the maximum lateral shear force of R/C columns with the spandrel wall which would be designed as flexural failure, and how to design in order to avoid their shear failure.

The Eq. (6), which is obtained by using the upper bound theorem of limit analysis, can be predicted at less than ± 15 percent difference for the experimental values of the maximum lateral force of the columns which have flexural hinging at a point between the top of the spandrel wall and the bottom of columns with the spandrel wall slightly crushing. The Eq. (8), (9) and (10) which were proposed by SHIOYA in a previous paper published in the transaction of A.I.J., No. 449, can be predicted within ± 10 percent difference for the experimental values of the maximum lateral force of the columns which have the flexural hinge at the column bottom after the heavily crushing spandrel wall. By the assumption that the flexural critical section of the column would be at the middle height between the top of the spandrel wall and the flexural hinge point calculated by Eq. (7) and by using the Eq. (14), the columns with spandrel wall would be able to be designed without occurring shear failure.

1. 序

鉄筋コンクリート造建物では耐震壁のほかに二次壁と呼ばれる小壁体が構造骨組と一体的に設けられる。そのような二次壁が取り付け柱・梁では地震的に脆性的なせん断破壊が生じやすくなる。現行の鉄筋コンクリート造建物の耐震設計では、建物の倒壊につながる部材のせん断破壊は防止するようになっている。二次壁付き部材でせん断破壊が生じないようにするためには、せん断破壊が生じない場合の部材の最大せん断力を把握し、それを部材のせん断耐力が上回るように柱・梁・壁を設計する必要がある。

二次壁付き部材の力学的特性についてはこれまで多くの研究^{1)~18)}があり、最大せん断力についても評価式がいくつか提案されている。しかし、それらはすべて

実験式で二次壁付き部材の構造因子の影響を十分に説明できるものではなく、また使用する材料が高強度化すると適用できなくなる。

二次壁は骨組に対する取り付け形式により腰壁・垂れ壁・袖壁に分類され、それぞれが個別に設けられたりまたは連続して設けられる場合がある。本研究では個別に設けられる場合を対象にし、腰壁付き柱の最大水平せん断力の評価方法について論を展開し、その評価方法を垂れ壁付き柱や袖壁付き梁の最大せん断力の評価にも適用できるように整理することにした。

柱のせん断破壊や付着破壊が生じないように設計される腰壁付き柱の荷重-変形関係は図1のように分類される。腰壁が比較的薄い場合には柱脚側の柱の曲げ降伏より腰壁の破壊が先行し、腰壁が完全破壊した後には柱脚端に曲げ降伏ヒンジが形成される。この場合の

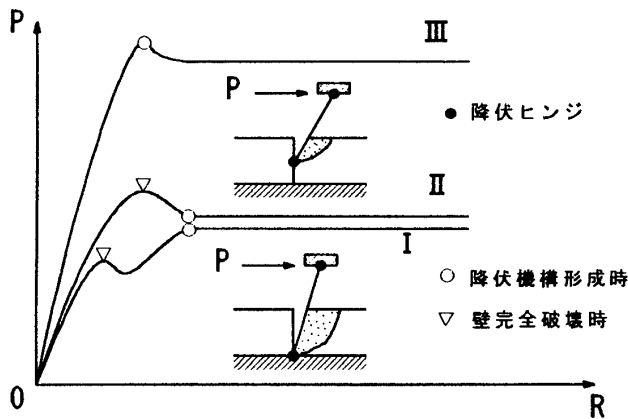


図1 腰壁付柱の層水平せん断力-層間変形角

荷重-変形関係はⅠかⅡのタイプのものになる。これに対して腰壁が比較的厚い場合には、腰壁高さの途中の柱の位置に曲げ降伏ヒンジが形成されて荷重-変形関係はⅢのタイプになる。図1からわかるようにそのような腰壁付き柱の最大水平せん断力は柱の曲げ降伏か腰壁の完全破壊により決定されることになる。筆者はこれまで柱と腰壁の境界の壁部分に構造目地と呼ばれる欠損部を設けてその壁部分が破壊する場合の柱の最大水平せん断力や変形の評価方法を提案している¹⁹⁾。そこでは各構造因子の影響を考慮できるように評価式が整理されている。構造目地を設けない腰壁付き柱のⅠとⅡのタイプの最大水平力についてもその評価式の一部を修正することで適用できることになる。

本報告では、腰壁高さ位置またはその途中位置で柱に曲げ降伏ヒンジが形成されるⅢのタイプの柱の最大水平せん断力とその降伏ヒンジ位置の評価式を、極限解析の上界定理に基づいて誘導し、その評価式と前述の文献19)の評価式で推定される腰壁・垂れ壁付き柱または袖壁付き梁の最大せん断力の妥当性を検討している。そして最後に、二次壁付き部材のせん断破壊を防止するという観点からのせん断設計についても検討している。

2. 腰壁高さ途中で曲げ降伏する時の水平せん断力と降伏ヒンジ位置の評価式の誘導

2.1 誘導仮定

2.1.1 外力と解析モデル

図2に対象にする外力と解析モデルを示す。

(a) 骨組：腰壁が両側に取り付く柱と破壊しない上下の梁からなるものとして評価式を誘導する。柱頭の変

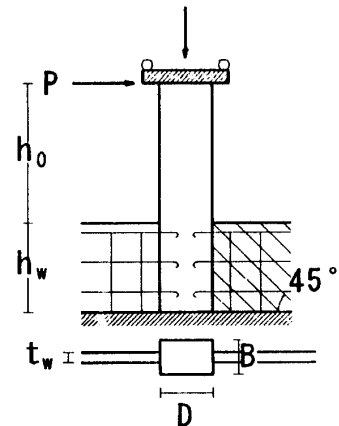


図2 解析モデル

形については回転変形だけが拘束されているものとする。この場合には柱頭が曲げ降伏するが、柱頭を曲げ降伏させず左右の上梁を曲げ降伏させる梁降伏形骨組の場合には、文献19)でも検討しているようにその崩壊機構形成時の柱頭の曲げモーメントが柱の曲げ降伏モーメントに等しいものとして後述される評価式を適用すればよいことになる。また柱の反曲点があるかまたは仮定できる場合には、 h_0 を腰壁高さ位置から反曲点までの高さとし柱頭のモーメントを零として評価式を適用できる。

(b) 外力：柱頭に水平力と一定の軸力だけが作用するものとする。

(c) 柱：矩形断面として、曲げ降伏後においてある程度の曲率の増加に対しその降伏モーメントを保持できるものとする。

(d) 腰壁：柱が水平力を受けると主に圧縮抵抗する側の腰壁には、柱に向かってほぼ45度の角度でひび割れが発生する。一方、主に引張抵抗する側の腰壁には柱と腰壁の境界で縦のひび割れが発生し、腰壁のコンクリートは柱の変形を拘束せず腰壁横筋だけ引張抵抗する。ここでは図中に示すように柱に対して圧縮側腰壁では45度に傾いたコンクリートのストラットと腰壁横筋が圧縮抵抗するものとする。引張側腰壁では腰壁横筋だけが引張抵抗するものとする。壁筋は全て一様配筋とする。圧縮側腰壁のコンクリートの破壊形式としては、腰壁長さが短く腰壁縦筋量が少なかったりまた腰壁と基礎梁の境界でコンクリートが打ち継がれているとその境界で滑り破壊が生じることもあるが、ここではそのような場合は対象にせず、柱の近傍で圧縮ストラットが圧縮破壊するものとする。

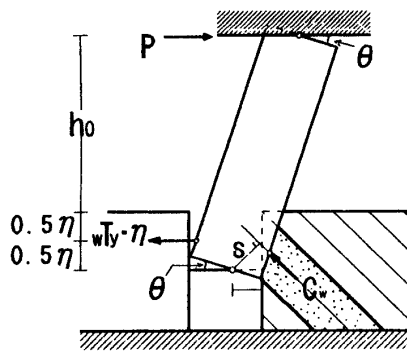


図3 運動的許容速度場

2. 1. 2 材料特性

鋼材の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とする。コンクリートは引張抵抗できず、圧縮抵抗については圧縮強度後においてある程度のひずみの増加に対しその強度を保持できるものとする。腰壁の圧縮ストラットは平面応力状態とし、その圧縮強度はコンクリートの一軸圧縮強度に等しいものとする。

2. 2 運動的許容速度場と上界定理の適用

図3に運動的許容速度場を示す。ここで対象にしているが腰壁高さまたその途中で形成される場合で、ヒンジ位置で柱がまず曲げ剛性を失い、ついでヒンジ位置より上方の柱部分に接している圧縮ストラット（図3のドット部分）が破壊する状態になる。このような状態ではたとえ圧縮ストラットが脆性的な性質のものであっても、圧縮ストラットの強度をコンクリートの圧縮強度より低減させることなく、塑性力学に基づく上界定理の考え方が適用できることになる。一方、腰壁付き柱の最大水平力を評価する主な目的は、柱のせん断破壊を防ぐことにあり、曲げ破壊形式の最大せん断力を上界定理に基づき評価することは意味を持つ。

2. 3 塑性仕事増分

外力としては水平力と軸力が作用するが、軸力は柱断面内力として柱の曲げ降伏モーメントに取り込み、水平力だけを外力として扱う。柱頭と柱脚側のヒンジの回転増分は等しくそれを θ とすると、各塑性仕事増分はつぎのように表される。

2. 3. 1 外力の塑性仕事増分 W_{out}

$$W_{out} = P \cdot (h_0 + \eta) \cdot \theta \quad (1)$$

ここに、 P ：水平力、 h_0 ：開口高さ、 η ：腰壁上端から柱脚側ヒンジ位置までの深さ

2. 3. 2 内力の塑性仕事増分 W_{in}

(a) 柱の上下のヒンジでの内部塑性仕事 (cW_{in})

$$cW_{in} = (cM_{UT} + cM_{UB}) \cdot \theta \quad (2)$$

ここに、 cM_{UT} 、 cM_{UB} ：柱頭、柱脚の降伏モーメント

(b) 腰壁の圧縮ストラットの内部塑性仕事 (wcW_{in})

圧縮ストラットの圧縮合力を C_w とし、柱脚側の降伏ヒンジの回転中心すなわち中立軸位置から C_w に対して垂線をおろした点までの距離を S とすると、 wcW_{in} はつぎのようになる。

$$\begin{aligned} wcW_{in} &= C_w \cdot S \cdot \theta \\ &= 1/2 \cdot c\sigma_B \cdot tw \cdot \eta \cdot (\eta/2 + X_n) \cdot \theta \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 $c\sigma_B$ ：コンクリートの圧縮強度、 tw ：腰壁の厚さ、 X_n ：降伏ヒンジでの曲げ圧縮縁から中立軸までの距離

(c) 壁横筋の内部塑性仕事 (wsW_{in})

柱の両側の腰壁の壁横筋は、 θ に伴う水平変形に対し同じ方向に抵抗するので、両壁横筋の内力をあわせて取り扱うことにし、壁単位高さあたりの水平内力を wT_Y とすると wsW_{in} はつぎのようになる。

$$wsW_{in} = wT_Y \cdot \eta \cdot \eta/2 \cdot \theta \quad (4)$$

ここに、 $wT_Y = \sigma_y \cdot (t_w p_{sh} + c_w p_{sh}) \cdot tw$

σ_y ：壁横筋の降伏強度、 $t_w p_{sh}$ ：引張側腰壁の壁横筋比、 $c_w p_{sh}$ ：圧縮側腰壁の壁横筋比

2. 4 柱の中立軸位置

前節の2.3.2(b)において柱脚側の降伏ヒンジの中立軸から柱曲げ圧縮縁までの距離 X_n が必要になる。ここでは、矩形断面柱の曲げ終局状態のストレスブロックを用いて X_n を表すことにする。図4に降伏ヒンジ位置から腰壁上端までの柱部分の境界に生じる鉛直方向の内力を示す。曲げ圧縮合力を C 、曲げ引張側主筋の全降伏引張力を T_y 、柱の断面内軸力を N とすると、 X_n は鉛直方向の内力の釣り合いよりつぎのようになる。

$$C + C_w \cdot \sin(45^\circ) = T_y + N$$

そこで、 C をストレスブロック係数 $k_1 \cdot k_3$ で表し、

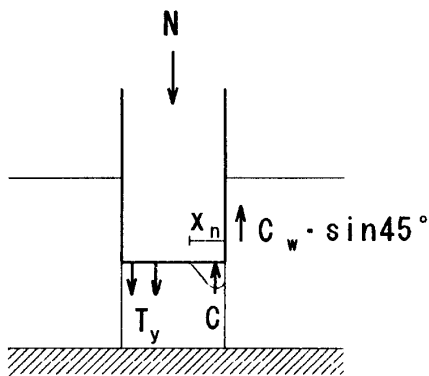


図4 柱脚側ヒンジ位置近傍の鉛直方向の内力

圧縮ストラットの $C_w \cdot \sin(45^\circ)$ を無視した場合の中
立軸深さを X_{no} とすと、つぎのようになる。

$$X_n = X_{no} - 1/(2 \cdot k_1 \cdot k_3) \cdot (tw/B) \cdot \eta \quad (5)$$

ここに、 $X_{no} = (T_y + N)/(k_1 \cdot k_3 \cdot c \sigma_B \cdot B)$

$k_1 \cdot k_3$: 一般に 0.85 とする。B : 柱幅

2.5 曲げ耐力式と降伏ヒンジ位置

上界定理に基づき $W_{out} = W_{in}$ とできるので、それ
に(1)~(5)式を代入し P について整理するとつぎの
ようになる。

$$P = (a \cdot \eta^2 + b \cdot \eta + c) / (\eta + h_0) \quad (6)$$

$$a = 0.5 \{ (1 - 1/(k_1 \cdot k_3) \cdot (tw/B)) \cdot {}_wC_c + {}_wT_y \}$$

$$b = {}_wC_c \cdot X_{no}, \quad c = ({}_cM_{UT} + {}_cM_{UB})$$

$$\text{ここに、} {}_wC_c = 1/2 \cdot c \sigma_B \cdot tw$$

上界定理により、最小の P が真の崩壊加重に近い
かまたは等しいので P を最小にする η を求めればよ
い。すなわち、 $\partial P / \partial \eta (\eta) = 0$ を満足する η を求める
ことになる。

$$\eta = -h_0 + \sqrt{h_0^2 - (b \cdot h_0 - c)/a} \quad (7)$$

ただし、 $0 \leq \eta \leq h_w$, $h_w < \eta$ の場合は $\eta = h_w$ とする。

この η は曲げ降伏ヒンジ位置を意味し、これを(6)
式に代入すると曲げ降伏機構形成時の最大水平断力が
求められる。この P は柱の水平せん断力に等しいと
いう意味で次節以降では Q_{wf} の記号で表す。

3. 腰壁が完全破壊する場合の最大水平 せん断力の評価式

腰壁が完全破壊した後に柱脚端が曲げ降伏する場合

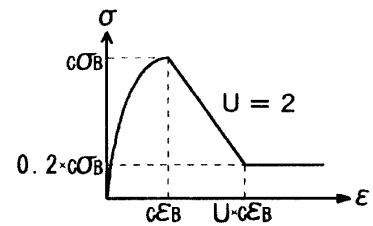


図5 略算式における腰壁の応力-ひずみ関係

の最大水平せん断力の評価については、構造目地を設
けた腰壁付き柱の最大水平せん断力の略算式¹⁹⁾を適用
する。

構造目地を設けた腰壁付き柱では、構造目地部分の
破壊の進展に伴って生じる腰壁が最大に水平抵抗する
時の柱の水平せん断力 Q_{SLU} と、その後柱脚端が曲げ
降伏する時の柱の水平せん断力 Q_{SLY} のうち、大きい
せん断力が最大水平せん断力に等しい。¹⁹⁾ 構造目地を
設けることなく腰壁が完全破壊する場合でも同様なこ
とになる。ここでは、腰壁が最大に水平抵抗する時の
柱の水平せん断力を Q_{WU} とし、腰壁が完全破壊した
後に柱脚端が曲げ降伏する時の柱の水平せん断力を
 Q_{WUF} とし、下記の(8)式と(9)式をそれぞれのせん
断強度式とする。

$$Q_{WU} = \frac{(A_i \cdot {}_{sl}\delta_B + \delta_w) \cdot \omega + B_i \cdot m + \lambda \cdot M_{CT}}{\lambda \cdot h + E_i \cdot hw} \quad (8)$$

ここに、 ${}_{sl}\delta_B = {}_{sl}\epsilon_B \cdot ds$, $\omega = EI/hw$

$$\lambda = Ci + Di \cdot {}_{sl}\delta_B \cdot \omega / m, \quad m = \kappa \cdot c \sigma_B \cdot ts \cdot hw^2$$

$$A_i = 3, \quad B_i = 0.067, \quad C_i = 0.45, \quad D_i = 1,$$

$$E_i = -0.21$$

$$Q_{WUF} = (M_{CT} + M_{CBY})/h + M_{WBY}/h \quad (9)$$

ここに、 M_{CT} : 曲げ降伏機構形成時の柱頭の曲げ
モーメント

M_{CBY} : 柱脚の曲げ終局モーメント

M_{WBY} : 降伏強度時に圧縮側腰壁が柱脚高
さ位置で負担するモーメント

$$M_{WBY} = 0.11 \kappa \cdot c \sigma_B \cdot ts \cdot hw^2$$

上記の(8)式を適用する際に腰壁の破壊領域長さ ds
と圧縮破壊ひずみ ${}_{sl}\epsilon_B$ および係数 $A_i \sim E_i$ の取り方
が問題になる。 ds は腰壁厚さの2倍とし、 ${}_{sl}\epsilon_B$ は
0.3%とする。係数 $A_i \sim E_i$ については腰壁のコンク
リートの応力-ひずみ関係が図5の場合のものとし、

文献19)の表-5のiiの係数を用いる。それ以外のものは文献19と同じとする。腰壁が完全破壊する場合の最大水平せん断力 Q_{WUMAX} は前述した記号でつぎのように表される。

$$Q_{WUMAX} = \max(Q_{WU}, Q_{WUF}) \quad (10)$$

4. 最大水平せん断力の評価

4.1 対象にする試験体

対象にする試験体は11の研究グループが行った116体である。表1に試験体名・試験体の形状タイプ・実験結果・文献番号および以下で述べる計算値の一部を示す。図6に各試験体タイプの形状を示す。形状タイプA, D, Gでは腰壁と垂れ壁の高さが等しいものだけを対象にする。試験体のうち、最終的に曲げ破壊したものは壁が完全破壊したものも含め82体、曲げせん断破壊したものは16体、せん断破壊したものは16体、付着割裂破壊したものは2体である。野村らが実験した試験体No.85~No.97(Bタイプ)は袖壁付き梁を対象にしたもので柱の軸力は零として強度式を適用する。

4.2 計算方法

各せん断強度式は試験体形状タイプごとに以下のように適用した。

(1) 柱頭の位置とモーメントおよびせん断力

A, Gタイプ：柱中央高さを柱頭とし、そこでの曲げモーメントを零とする。

Bタイプ：柱頭の曲げモーメントを零とする。

Cタイプ：柱頭の曲げモーメントは曲げ終局モーメントに達しているものとする。

Dタイプ：片側腰壁付き柱と片側垂れ壁付き柱が同時に水平抵抗する状態と考え、片側腰壁付き柱の水平せん断力の2倍の値を試験体の水平せん断力とする。柱頭の曲げモーメントは柱頭の曲げ終局モーメントと

垂れ壁横筋の降伏引張力の柱頭位置になすモーメントの和とする。

Eタイプ：壁横筋を除くと引張側腰壁は柱の水平変形をほとんど拘束しないため、片側腰壁付き柱と壁が付かない柱が同時に水平抵抗するものとして取り扱う。壁が付かないと見なす柱は柱脚が曲げ終局モーメントに達しているものとする。左右の柱頭の曲げモーメントについては、実験の最大荷重と上梁・柱頭の曲げ終局モーメントを基に崩壊形を求め、その柱頭の曲げモーメントに等しいものとする。

Fタイプ：左右の腰壁付き柱が同時に水平抵抗しているものとする。柱頭の曲げモーメントについては、Eタイプと同じとする。

(2) 腰壁高さ

試験体F, Gタイプでは腰壁高さ hw より壁長さ Lw が小さくなる試験体がある。その場合には柱の変形に対する腰壁の拘束力は同じ腰高さのものに較べて小さくなる。ここでは、図2に示したように45度の圧縮ストラットが形成されるという考え方に基いて、その場合には圧縮側腰壁の腰高さを Lw として計算する。

4.3 計算値と実験値の比較

4.3.1 腰壁高さ途中で曲げ降伏する時の水平せん断力

図7に全試験体の最大水平せん断力の実験値 Q_{max} と曲げ降伏ヒンジが壁高さの途中で形成される時の水平せん断力の計算値 ${}_cQ_{WF}$ を比較して示す。横軸、縦軸の値とも腰壁が完全破壊する場合の最大水平せん断力の計算値 ${}_cQ_{WUmax}$ で除している。計算のうえでは横軸値が1より小さい範囲は ${}_cQ_{WF}$ が最大水平せん断力に等しいことになる。その範囲では計算値は曲げ破壊した試験体の実験値 (○, □, △) を約 ±15%の誤差で推定している。また、腰壁高さの途中で曲げ降伏ヒンジが形成されるかまたは腰壁が完全破

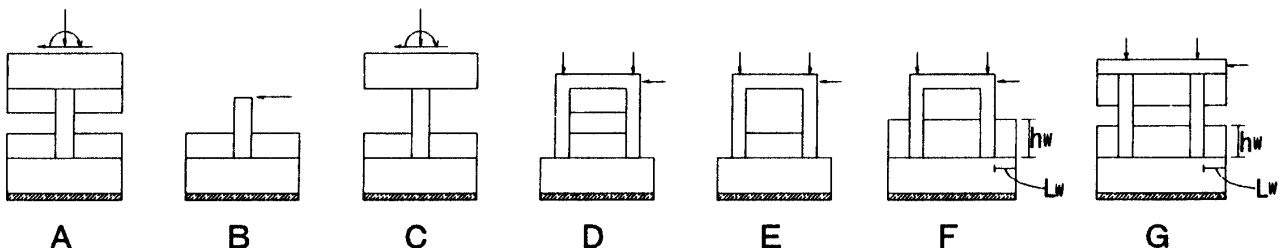


図6 試験体形状のタイプと加力状況

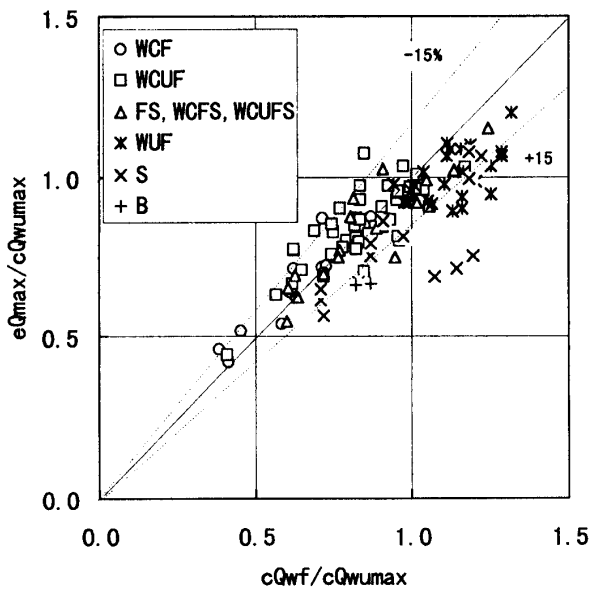


図7 $eQ_{max}/cQ_{wumax} - cQ_{wf}/cQ_{wumax}$

壊した後に柱脚端部で曲げ降伏ヒンジ形成されるかの破壊形式の判別についても、横軸の値が1より大きい範囲に腰壁が完全破壊した試験体(*)がほぼプロットされており cQ_{WF} と $cQ_{WU} max$ の大小関係ではほぼ判別できる結果となっている。

4. 3. 2 腰壁が完全破壊する場合の最大水平せん断力

図8に腰壁が完全破壊した後に柱脚端が曲げ降伏した試験体の最大水平せん断力の実験値と計算値を比較して示す。示した試験体は計25体で、○は構造目地を設けなかったもので腰壁が最大に水平抵抗する時のせん断力 cQ_{WU} が最大水平せん断力となった試験体6体、□は構造目地を設けたもので cQ_{WU} が最大水平せん断力となった試験体10体、△は構造目地部の完全破壊後に柱脚端が曲げ降伏する時のせん断力 cQ_{WF} が最大水平せん断力となった試験体9体である。計算値は実験値を約-10%~+10%の誤差で推定している。

4. 3. 3 最大水平せん断力

柱のせん断破壊や付着割裂破壊が生じないように設計されている腰壁付き柱の最大水平せん断力の計算値 cQ_{max} は(11)式のように cQ_{WF} と $cQ_{WU} max$ のうち小さいせん断力に等しいものとする。

$$cQ_{max} = \min(cQ_{WF}, cQ_{WU} max) \quad (11)$$

図9に全試験体についての最大水平せん断力の実験

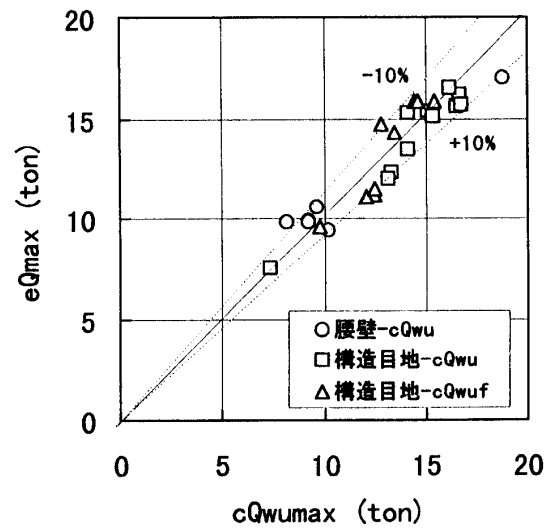


図8 $eQ_{max} - cQ_{wumax}$

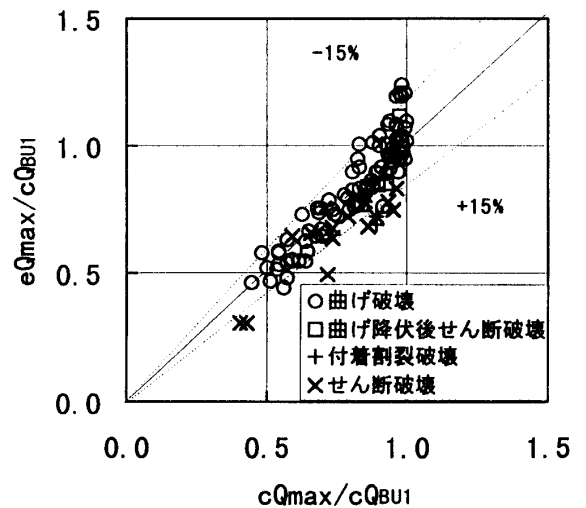


図9 $eQ_{max}/cQ_{BU1} - cQ_{max}/cQ_{BU1}$

値 eQ_{max} と計算値 cQ_{max} を比較して示す。横軸、縦軸の値とも腰壁高さ位置に柱の曲げ危険断位置を仮定する時の曲げ終局せん断力 cQ_{BU1} で除している。縦軸が1より大きい範囲の実験値は計算値では説明されないこと意味する。それらの試験体とせん断破壊や付着割裂破壊をした試験体(+, ×)を除くと計算値は実験値を-15%~+15%の誤差で推定している。

5. せん断終局強度とせん断設計

5. 1 計算方針

既往の柱・梁のせん断終局強度式²⁰⁾は、トラス機構が負担するせん断力とアーチ機構が負担するせん断力

表-1 対象にした試験体の一覧と実験概要及び計算値(その1)

No.	SPECIMEN	Re.	S Type	eQmax+ ton	eQmax- ton	F-Type	cQwu ton	cQwuf ton	cQwf ton	η cm	cQmax ton	Max type	cQbu1 ton	cQsu2 ton
1	A-DC6F		A	10.25		WCF	14.2	8.4	10.1	7.2	10.1	WF	10.6	12.1
2	A-DC12F	1	A	10.78		WCF	25.4	10.9	10.6	0.5	10.6	WF	10.6	12.7
3	A-DC6-60		A	13.4		WCF	15.3	10.4	13.3	11.7	13.3	WF	15.0	14.5
4	A-C6F		A	10.84		WCF	17.3	9.3	10.8	5.9	10.8	WF	11.1	14.8
5	A-C6F		A	10.37		WCF	13.8	8.6	10.5	9.2	10.5	WF	11.1	14.7
6	A-C4F		A	9.45		WCUF	10.2	7.8	10.0	14.0	10.0	WF	11.1	14.3
7	A-C6S	2	A	10.58		FS	17.0	9.2	10.8	6.0	10.8	WF	11.1	11.3
8	A-C6S		A	10.47		FS	13.6	8.5	10.5	9.3	10.5	WF	11.1	11.2
9	A-C4S		A	9.41		FS	10.0	7.8	10.0	14.3	10.0	WF	11.1	10.8
10	O-N01	3	B	10		WCF	13.9	7.8	8.6	13.7	8.6	WF	10.5	15.8
11	J-CW20-1		A	22.9	22.3	WCF	35.8	17.9	21.7	8.0	21.7	WF	22.5	22.9
12	J-CW20-2		A	23.1	19.4	WCF	35.5	17.9	21.7	8.0	21.7	WF	22.5	22.9
13	J-CW35-1		A	32.9	31.9	WCUF	39.8	23.0	29.7	12.4	29.7	WF	32.9	42.5
14	J-CW35-2	4	A	34.1	31.1	WCUF	39.9	22.9	29.7	12.4	29.7	WF	32.9	42.4
15	J-CW40-1		A	29	28.2	WCS	36.5	22.6	31.8	16.6	31.8	WF	37.4	26.9
16	J-CW40-2		A	30	29.4	WCS	34.7	22.0	31.5	17.2	31.5	WF	37.1	25.7
17	K-CSS01		A	9.9	8.9	WUF	9.2	7.0	11.8	17.1	9.2	WU	16.9	9.8
18	K-CSS02		A	8.9	9.8	WUF	9.2	7.0	11.8	17.1	9.2	WU	16.9	11.0
19	K-CSS03	5	A	8.6	9.8	WUF	8.2	6.7	10.8	22.3	8.2	WU	16.9	10.5
20	K-CSS04		A	10.2	10.8	S	10.0	7.3	11.8	18.1	10.0	WU	16.9	9.2
21	K-CSS05		A	9.6	10.6	WUF	9.6	7.2	11.4	20.0	9.6	WU	16.9	9.5
22	K-CSS306		A	14.61	13.05	S	18.3	10.9	16.0	12.9	16.0	WF	20.3	12.3
23	K-CSS606	6	A	8.36	9.11	WCF	16.9	7.7	9.8	5.0	9.8	WF	10.2	9.8
24	T-54-N02		D	13.15	0	WCUF	15.4	11.2	12.6	7.0	12.6	WF	12.9	15.1
25	T-54-N03		D	12.8	13.95	WCUF	31.5	11.6	12.9	4.7	12.9	WF	13.0	15.6
26	T-54-N04		D	14.5	0	WCUF	20.4	12.1	13.2	2.8	13.2	WF	13.2	16.3
27	T-54-N05	7	D	14.2	0	WCUF	15.3	12.6	14.5	9.1	14.5	WF	15.0	16.1
28	T-54-N06		D	16.05	0	WCUF	18.4	13.9	15.1	6.0	15.1	WF	15.4	17.4
29	T-54-N07		D	15.15	0	WCUF	18.9	13.8	15.0	4.9	15.0	WF	15.2	16.8
30	T-54-N08		D	18.7	0	WCUF	19.3	16.3	19.2	13.4	19.2	WF	20.5	16.8
31	T-55-1-1		E	10.3	0	WCUF	12.2	10.1	10.8	5.9	10.8	WF	10.8	12.3
32	T-55-1-2		E	13.46	0	WCUF	13.0	11.7	12.7	9.7	12.7	WF	13.0	13.4
33	T-55-1-3		E	15.7	0	WCUF	17.3	14.0	15.6	17.2	15.6	WF	17.2	14.5
34	T-55-2-1		F	11.7	0	WCUF	14.5	10.4	11.9	5.3	11.9	WF	12.0	14.7
35	T-55-2-2		F	13.46	0	WCUF	14.1	11.7	13.5	7.1	13.5	WF	13.8	15.6
36	T-55-2-3		F	15.72	0	WCUF	16.5	13.8	15.7	8.8	15.7	WF	16.3	17.0
37	T-55-2-4		F	17.6	0	WCUF	18.1	14.8	16.8	8.6	16.8	WF	17.7	17.5
38	T-55-2-5	8	F	15.3	0	WCUF	19.1	15.1	18.3	9.7	18.3	WF	20.1	17.4
39	T-55-3-1		G	15.24	0	WCUF	22.1	12.2	15.8	9.3	15.8	WF	17.1	16.9
40	T-55-3-2		G	17.14	0	WCUF	20.8	13.0	17.9	12.2	17.9	WF	20.4	17.5
41	T-55-3-3		G	17.4	0	WCUF	21.9	13.3	18.1	11.8	18.1	WF	20.6	23.1
42	T-55-3-4		G	19.6	0	WCUF	22.6	14.9	21.0	14.4	21.0	WF	25.9	19.4
43	T-55-3-5		G	19.85	0	WCUF	19.7	13.7	20.1	16.1	19.7	WU	25.1	23.0
44	T-55-3-6		G	22	0	WCUF	23.0	15.9	23.9	18.8	23.0	WU	34.1	19.9
45	T-55-3-7		G	23.02	0	WCUF	23.9	16.3	24.2	18.3	23.9	WU	34.4	25.6
46	T-55-3-8		G	24	0	WCUF	26.5	17.8	27.9	23.1	26.5	WU	51.4	21.5
47	T-55-3-9		G	22.98	0	WCUF	22.4	15.9	26.1	25.4	22.4	WU	49.6	24.6
48	T-56-1-2		F	14.2	0	WCF	16.3	10.6	11.7	4.3	11.7	WF	11.8	12.8
49	T-56-1-3		F	16.8	0	WCUF	15.6	12.1	13.3	5.7	13.3	WF	13.5	13.7
50	T-56-1-4		F	17	0	WCUFS	16.6	13.6	15.1	8.3	15.1	WF	15.6	14.1
51	T-56-1-5		F	20	0	WCUFS	22.8	16.9	18.3	7.9	18.3	WF	19.8	16.1
52	T-56-1-6		F	22.9	0	WCUFS	30.5	19.7	23.3	8.5	23.3	WF	31.5	17.5
53	T-56-1-7		G	13.9	0	WCF	14.9	10.5	12.1	4.9	12.1	WF	12.5	12.8
54	T-56-1-8		G	17	0	WCF	26.0	12.6	15.8	7.7	15.8	WF	16.9	15.5
55	T-56-1-9	9	G	19.1	0	WCUFS	22.7	14.5	20.2	13.9	20.2	WF	24.7	16.4
56	T-56-1-10		G	22	0	WCUFS	29.4	18.5	27.8	21.1	27.8	WF	49.6	20.0
57	T-56-2-2		G	15	0	WCUF	19.5	10.1	12.1	5.0	12.1	WF	12.5	15.6
58	T-56-2-3		G	16	0	WCUF	18.4	12.3	15.4	8.4	15.4	WF	16.5	17.2
59	T-56-2-4		G	19	0	WCUF	22.5	15.5	20.4	13.4	20.4	WF	24.8	19.7
60	T-56-2-5		G	20	0	WCUF	24.5	16.4	23.5	14.3	23.5	WF	36.8	20.0
61	T-56-2-7		G	18	0	WCUF	18.5	13.1	15.5	8.3	15.5	WF	16.6	17.4
62	T-56-2-8		G	23.1	0	WCUFS	33.4	15.7	20.9	12.3	20.9	WF	25.2	21.0
63	T-56-2-9		G	27.1	0	WCUF	34.9	19.4	28.8	19.8	28.8	WF	50.2	24.5

表-1 対象にした試験体の一覧と実験概要及び計算値(その2)

No.	SPECIMEN	Re.	S Type	eQmax+ ton	eQmax- ton	F-Type	cQwu ton	cQwuf ton	cQwf ton	η cm	cQmax ton	Max type	cQbu1 ton	cQsu2 ton
64	T-57-1-31		G	17.03	0	BS	25.7	16.2	21.1	13.2	21.1	WF	23.7	14.4
65	T-57-1-32		G	17.05	0	S	25.4	16.2	21.1	13.3	21.1	WF	23.7	14.3
66	T-57-1-51		G	22	0	S	30.7	22.6	35.1	28.0	30.7	WU	71.4	19.3
67	T-57-1-52	10	G	21.5	0	S	28.5	21.6	34.1	29.4	28.5	WU	70.6	18.1
68	T-57-2-2		G	13.2	0	S	20.0	13.3	16.8	8.9	16.8	WF	17.7	12.5
69	T-57-2-4		G	17.75	0	S	25.8	19.9	27.7	17.8	25.8	WU	36.0	18.0
70	T-58-N01		G	17	0	S	17.1	13.6	20.2	18.6	17.1	WU	26.0	17.2
71	T-58-N03	11	G	13.8	0	B	20.7	13.5	18.0	13.7	18.0	WF	20.1	16.2
72	T-58-N05		G	17	0	WUF	18.8	14.4	21.8	22.5	18.8	WU	29.2	18.1
73	T-59-N05M		G	18	0	WCUF	26.9	13.2	16.6	8.4	16.6	WF	17.9	17.7
74	T-59-N06M	12	G	22.3	0	WCUF	28.6	17.0	22.3	12.3	22.3	WF	26.9	21.9
75	T-59-N07M		G	26	0	WCUF	36.8	22.0	31.2	19.5	31.2	WF	54.4	26.3
76	E-N01		A	14	14.6	WCF	26.6	12.0	16.0	14.9	16.0	WF	19.1	13.9
77	E-N03	13	A	16.3	0	S	26.5	13.3	18.8	18.9	18.8	WF	25.5	15.1
78	E-N05		A	17.2	15.6	S	26.5	13.3	18.8	18.9	18.8	WF	25.5	17.6
79	KA-N01		B	13.5		WCF	18.7	10.8	13.6	18.0	13.6	WF	15.6	14.3
80	KA-N02		B	13		WCF	18.5	10.6	13.2	19.7	13.2	WF	15.4	16.2
81	KA-N03		B	10.5		S	18.5	10.6	13.2	19.7	13.2	WF	15.4	12.3
82	KA-N04	14	B	12.9		WCF	18.5	10.6	13.2	19.7	13.2	WF	15.4	13.4
83	KA-N05		B	11.5		WUF	12.5	10.2	12.2	27.2	12.2	WF	15.4	13.0
84	KA-N06		B	9.6		WUF	9.1	9.8	10.8	39.4	9.8	WUF	15.4	12.4
85	N-G30-2A		B	9	8.4	WCUF	9.7	6.9	8.1	15.0	8.1	WF	10.0	14.6
86	N-G15-2A		B	6.8	7.5	WUF	7.4	5.9	7.7	17.8	7.4	WU	10.0	14.7
87	N-G30-1A		B	6	4.7	WCUF	7.7	4.4	4.8	6.3	4.8	WF	5.0	12.4
88	N-G15-1A		B	5.5	4.3	WCUF	6.1	4.0	4.7	8.7	4.7	WF	5.0	12.3
89	N-G30-2B		B	12.3	11.9	WUF	13.3	10.6	14.0	21.3	13.3	WU	18.7	16.0
90	N-L30-2A		B	10.1	0	WCUF	12.1	8.0	8.3	12.5	8.3	WF	10.0	16.2
91	N-L15-2A	15	B	8.1	0	WCUF	8.3	6.3	7.8	16.2	7.8	WF	10.0	15.7
92	N-L30-1A		B	5.4	0	WCUF	8.5	4.6	4.8	5.5	4.8	WF	5.0	13.0
93	N-L15-1A		B	4.8	0	WCUF	6.3	4.1	4.7	8.3	4.7	WF	5.0	12.6
94	N-L30-2B		B	13.5	0	WUF	14.2	10.9	14.1	20.3	14.1	WF	18.7	16.6
95	N-L30-2D		B	12	0	WUF	13.1	10.5	14.0	21.6	13.1	WU	18.7	15.9
96	N-2A		B	10.02	10.15	WCF	19.5	10.8	8.8	9.5	8.8	WF	10.0	17.0
97	N-1A		B	4.83	6	WCF	12.9	5.2	4.9	3.6	4.9	WF	5.0	13.1
98	S-N01+		C	15.9		WUF	13.3	14.4	16.1	47.9	14.4	WUF	21.1	15.5
99	S-N01-		C		15.9	WUF	14.1	14.6	16.9	39.7	14.6	WUF	21.1	15.8
100	S-N02+		C	15.9	0	WUF	15.2	15.4	19.3	59.7	15.4	WUF	30.5	16.7
101	S-N02-		C	0	15.6	WUF	16.5	15.9	20.6	51.0	16.5	WU	30.5	17.2
102	S-N03		C	14.3	0	WUF	12.7	13.4	15.0	48.0	13.4	WUF	19.5	14.7
103	S-N04	16	C	14.6	15.3	WUF	14.1	13.7	15.8	38.8	14.1	WU	19.5	15.1
104	S-N05		C	16.2	15.5	WUF	16.7	14.0	16.8	29.2	16.7	WU	19.5	15.5
105	S-N06		C	15.2	15.4	WUF	15.1	14.5	17.7	42.0	15.1	WU	23.1	16.3
106	S-N07		C	13.7	15.1	WUF	15.3	14.8	18.5	55.8	15.3	WU	28.3	16.6
107	S-N08		C	15.7	15.2	WUF	16.7	15.2	19.4	49.1	16.7	WU	28.3	17.0
108	O-CS		C	17.8	0	WCF	18.0	15.3	18.9	13.0	18.0	WU	20.0	15.1
109	O-CL		C	16.3	16.5	WUFS	16.2	14.8	18.4	17.0	16.2	WU	20.0	14.9
110	O-CV	17	C	17	0	FSB	18.5	15.3	18.8	13.1	18.5	WU	20.0	15.1
111	O-CO		C	16.7	0	S	22.1	16.1	19.3	10.2	19.3	WF	20.0	15.3
112	H-B		C	15.88	15.24	S	19.5	15.8	19.0	15.9	19.0	WF	20.4	14.7
113	H-C		C	15.34	14.47	WCS	14.4	13.9	17.6	27.3	14.4	WU	20.4	14.2
114	H-D	18	C	14.75	12.96	WUFS	12.0	12.8	16.0	42.3	12.8	WUF	20.4	13.5
115	H-F		C	11.17	10.99	WUF	11.0	12.5	14.1	65.8	12.5	WUF	20.4	12.8
116	H-G		C	10.71	11.07	WUF	9.5	12.1	11.9	100.0	12.1	WUF	20.4	11.8

No.: 試験体番号, Specimen: 試験体名で頭文字は研究者のイニシャル, Re.: 文献番号, S-Type: 試験体の形状タイプ
eQmax+, eQmax-: 正負の最大荷重の実験値, F-Type: 実験の破壊形式, WCF: 壁がわずかに圧縮破壊した後に壁高さ近傍に曲げ降伏ヒンジ形成される形式, WCUF: 壁が圧縮破壊し曲げ降伏しているものの壁が完全に圧縮破壊したか不明な形式, WUF: 壁が完全に圧縮破壊して曲げ降伏機構が形成された形式, S: せん断破壊, FS: 曲げ降伏後せん断破壊した形式, BS: 付着ひび割れ発生後せん断破壊した形式, B: 付着割裂破壊, WCFs: 前述のWCFの形式後にせん断破壊した形式, WCFsB: 前述のWCFの形式後にせん断破壊と付着割裂破壊が混在した形式, FSB: 曲げ降伏後にせん断破壊と付着割裂破壊が混在した形式, WUFS: 前述のWUFの形式後にせん断破壊した形式, cQwu: (8)式による計算値, cQwuf: (9)式による計算値, η : (7)式による計算値, cQmax: (10)式による計算値, Max-Type: cQmaxを決定した計算上の破壊形式, cQbu1: 腰壁高さ位置を曲げ危険断面位置として求められる曲げ終局せん断力, cQsu2: 曲げ危険断面位置をCase-IIとした(13)式の計算値

の和の形式で表されている。それらの強度式を二次壁付き部材に適用する際には、アーチ機構内のせん断スパン長さの取り方が問題になる。ここでは、せん断終局強度を評価するためのせん断スパン長さを3種類考える。つまり、せん断スパン用の曲げ危険断面位置を、Case-Iでは腰高さ位置、Case-IIでは2.5節の(7)式による曲げ降伏ヒンジ位置、Case-IIIではその中間の高さ位置とする。表2にせん断スパン長さの取り方と試験体のせん断終局強度の算出式を試験体タイプ別に整理して示す。計算で対象にした試験体は4.1節と同じものとする。

5.2 せん断終局強度

せん断終局強度式には実験値を比較的精度よく推定する下記の(13)式²⁰⁾を用いる。

$$Q_{SU(mean)} = \left\{ \frac{0.115 \cdot ku \cdot kp \cdot (180 + Fc)}{M/(Q \cdot d) + 0.115} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \cdot \sigma_0} \right\} b \cdot j \quad (13)$$

図10に実験値と計算値を比較して示す。横軸、縦軸の値とも4.3.3節の曲げ破壊する場合の最大水平せん断力の計算値 cQ_{max} で除している。計算のうえでは

横軸の値が1より小さい範囲はせん断破壊を意味し、1より大きい範囲ではせん断破壊は生じないことを意味する。3種類のせん断スパン長さのうちCase-IIの計算結果が、せん断破壊を意味する範囲では実験値を比較的よく推定している。また、せん断破壊と曲げ破壊の破壊形式の判別についても、(13)式の精度を考察するとCase-IIの計算結果が妥当なものと考えられる。

5.3 せん断設計

現行の鉄筋コンクリート造建物の終局強度の設計では、部材のせん断破壊を防止する目的で柱・梁部材のせん断設計式として(13)式の下限式²⁰⁾が主に用いられている。以下にその設計式を示す。

$$Q_{SU(min)} = \left\{ \frac{0.053 \cdot pt^{0.23} \cdot (180 + Fc)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \cdot \sigma_0} \right\} b \cdot j \quad (14)$$

これを用いて前節と同様に計算した。その結果を図11に示すが、それらを観るとCase-IIのせん断スパン長さとして(14)式を用いてせん断破壊を防止できる設計が可能である結果となっている。

表-2 計算に用いたせん断スパン長さとしてせん断終局強度

試験体タイプ	せん断スパン長さ Case-I	せん断スパン長さ Case-III	せん断終局強度 cQ_{su}
A, B	$a = h - h_w$	$a = h - h_w + \eta$	$Q_{su}(a)$
C	$a = (h - h_w) / 2$	$a_1 = M_{TBU} / Q_{wf}$ $a_2 = h - h_w - a_1 + \eta$ $a = \max(a_1, a_2)$	$Q_{su}(a)$
D	同上	同上	$2 * Q_{su}(a)$
E	同上	同上	$Q_{su}(a) + Q_{BU}$
F	同上	$h_w \leq L_w$ の時 $a_1 = M_{TBU} / Q_{wf}(h_w)$ $a_2 = h - h_w - a_1 + \eta$ $a_3 = \max(a_1, a_2)$ $a = a_3$	$2 * Q_{su}(a_3)$
G	$h_w \leq L_w$ の時 $a_1 = h - h_w$ $a = a_1$	$a_1 = h - h_w + \eta$ $a = a_1$	$2 * Q_{su}(a)$
	$h_w > L_w$ の時 $a_2 = h - L_w$ $a = (a_1 + a_2) / 2$	$a_4 = M_{TBU} / Q_{wf}(L_w)$ $a_5 = h - L_w - a_4 + \eta$ $a_6 = \max(a_4, a_5)$	

Case-IIのせん断スパン長さは、Case-IIIにおける η または η^* を1/2にした a 、 η^* :腰壁または垂れ壁の高さを壁長さ L_w とした時の η 、 $Q_{wf}(L_w)$:腰壁または垂れ壁の高さを壁長さ L_w とした時の(6)式の計算値、 M_{TBU} :4.2節(1)で述べている柱頭の曲げモーメント、 Q_{BU} :壁を無視した時の柱の曲げ終局せん断力、 $Q_{su}(a)$:せん断スパン長さを a とした時の(13)式または(14)式の計算値

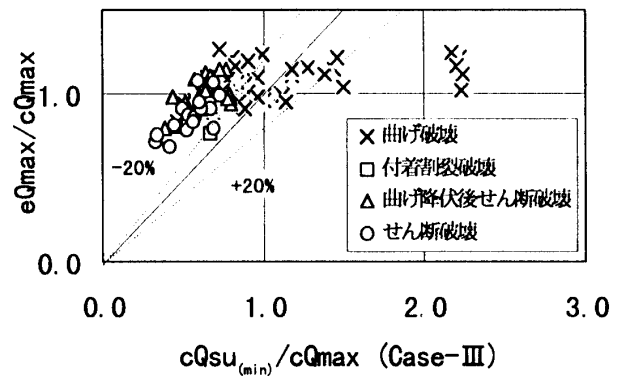
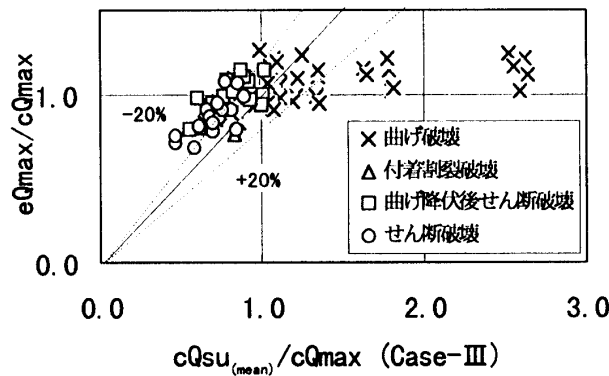
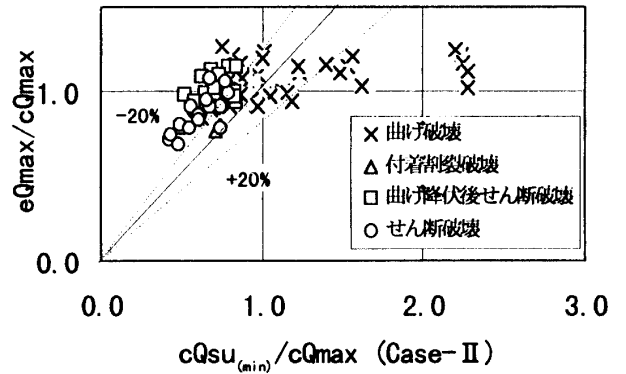
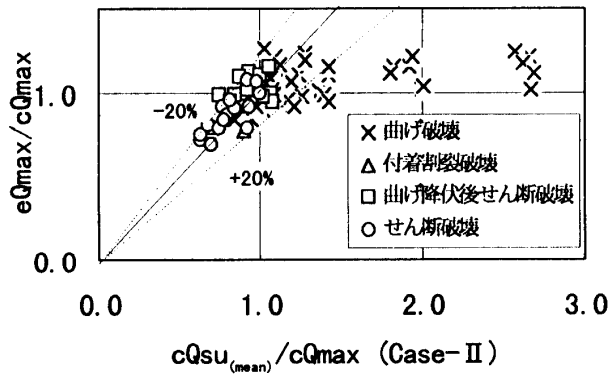
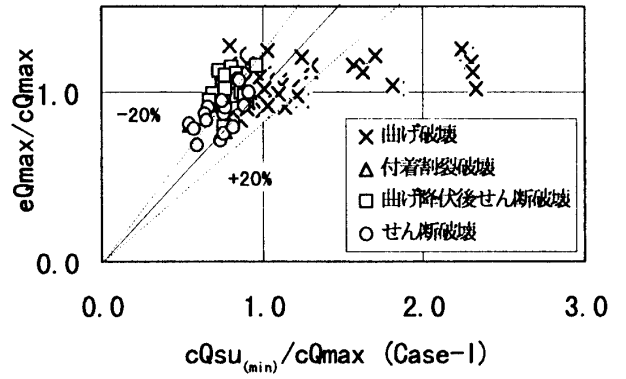
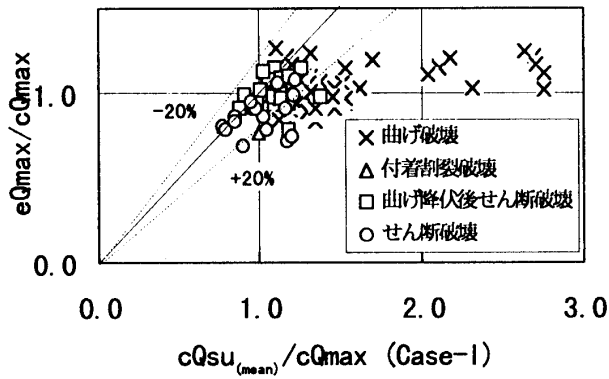


図10 $eQ_{max}/cQ_{max} - cQ_{su(mean)}/cQ_{max}$

図11 $eQ_{max}/cQ_{max} - cQ_{su(min)}/cQ_{max}$

6. まとめ

腰壁付き柱の最大水平せん断力の評価式とせん断設計方法について検討した結果を報告した。以下にその結果をまとめる。

- (1) 腰壁高さの途中で柱に降伏ヒンジが形成される時の柱の最大水平せん断力については、極限解析の上界定理に基づいて誘導された(6)式で約 ±15 %の誤差で推定された。
- (2) 腰壁が完全破壊する場合の柱の最大水平せん断力については(8)式と(9)式で ±15 %誤差で推定さ

れた。

- (3) 柱のせん断破壊や付着破壊が生じないように設計される腰壁付き柱の最大水平せん断力については(6)式～(11)式を適用することにより約 ±15 %の誤差で推定された。
- (4) 曲げ危険断面位置を腰壁高さとし(7)式による曲げ降伏ヒンジ位置の中間点として(14)式から求められるせん断終局強度が最大水平せん断力の計算値を上回るように設計すれば、より合理的な腰壁付き柱のせん断設計が可能であることが確認できた。

参考文献

- 1) 荒川 卓ほか：繰返し荷重を受ける腰壁・たれ壁付き RC 柱の剛性と終局強度について，第7回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.565～568，1985
- 2) 荒川 卓ほか：RC 柱の繰返し挙動に及ぼす腰壁・たれ壁の厚さと偏心付加の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1755～1758，昭和59年10月
- 3) 大久保全陸ほか：鉄筋コンクリート柱の降伏ヒンジ位置設定方法に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，pp.613～616，10-3 1988
- 4) 城 攻ほか：二方向水平加力を受ける腰壁・垂壁付 RC 柱の破壊性状について，コンクリート工学年次論文報告集，pp.507～512，10-3，1988
- 5) 久徳琢磨：鉄筋コンクリート造垂壁・腰壁付柱の剛性・強度及びびん性に関する実験的研究，日本建築学会九州支部研究報告，第29号，pp.233～236，昭和61年3月
- 6) 徳広育夫，久徳琢磨：鉄筋コンクリート造垂壁・腰壁付柱の剛性・強度及びびん性に関する実験的研究，日本建築学会中国・九州支部研究報告，第6号，pp.277～280，昭和59年3月
- 7) 武田 寛：鉄筋コンクリート造腰壁・垂壁付きラーメンの耐力及び変形性状に関する実験的研究，日本建築学会北海道支部研究報告集，No.50，pp.131～134，昭和54年3月
- 8) 武田 寛ほか：鉄筋コンクリート造腰壁・垂壁付きラーメンの耐力及び変形性状に関する実験的研究（壁の付き方による影響について），日本建築学会北海道支部研究報告集，No.52，pp.99～102，昭和55年
- 9) 武田 寛：鉄筋コンクリート造腰壁・垂壁付きラーメンの耐力及び変形性状に関する実験的研究（その3．帯筋量の少ない場合，及び，純ラーメンの h_0/D が異なる場合），日本建築学会北海道支部研究報告集，No.54，pp.56～59，昭和56年3月
- 10) 武田 寛：鉄筋コンクリート造腰壁・垂壁付きラーメンの耐力及び変形性状に関する実験的研究（その4．柱主筋量が多い場合），日本建築学会北海道支部研究報告集，No.55，pp.27～30，昭和57年3月
- 11) 武田 寛：鉄筋コンクリート造腰壁・垂壁付きラーメンの耐力及び変形性状に関する実験的研究（その6．壁が偏心する場合および壁厚が変化する場合），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1939～1940，昭和58年9月
- 12) 武田 寛：鉄筋コンクリート造雑壁付き柱の耐力及び変形性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1753～1754，昭和59年10月
- 13) 遠藤，津村，他：磁器質材料を利用して腰壁垂壁付柱における脆性破壊を防止するための実験的研究，昭和57年大会，pp.1293～1294.
- 14) 狩野，高木，海平：腰壁つき柱の破壊実験—鉄筋コンクリート造腰壁の柱に対する拘束結果の研究—その1，その2，昭和57年大会，pp.1295～1298.
- 15) 野村設郎，青柳善治：そで壁に設けた構造目地の効果，第10回コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10，No.3，pp.439～442，1988年
- 16) 塩屋晋一：構造目地を有する鉄筋コンクリート造腰壁付き骨組の力学的特性に関する研究・そのⅢ—腰壁付き柱の最大荷重の決定過程と腰壁の反力挙動，日本建築学会構造系論文報告集，No.441，pp.1～10，1992年11月
- 17) 大久保全陸：耐震構造目地を設けた鉄筋コンクリート腰壁付柱の水平加力実験，第7回年次，昭和60年7月，pp.573～576.
- 18) 平石久廣，川島俊一，佐藤彰芳，狩野芳一：鉄筋コンクリート造腰壁付き柱に設けたスリットの効果に関する研究，日本建築学会論文報告集，No.362，pp.83～92，1986年4月
- 19) 塩屋晋一：構造目地を有する鉄筋コンクリート造腰壁付き骨組の力学的特性に関する研究・そのⅣ—腰壁付き柱の最大水平荷重と変形および破壊モードの評価，日本建築学会構造系論文報告集，No.359，1993年7月，pp.163～173
- 20) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，1992年