袖壁付き柱の曲げ終局強度に関する考察

AN INVESTIGATION ON FLEXURE STRENGTH OF COLUMNS WITH WING WALLS

大宮 幸*, 林 静雄**

Miyuki OHMIYA and Shizuo HAYASHI

In this paper, the authors investigate the influence of the wing walls on the flexure strength of the columns by the sectional analysis. The results are as follows:

- 1) The analytical results showed that the relationship between the moment and the axial force of the columns with wing walls is different from that of the rectangular cross-section.
- 2) The flexure strength calculated by the existing conventional equations for columns with wing walls dose not accord with the analytical value of that.
- 3) The authors present the new flexure strength formula. The calculated value by that has good accordance with the test and analytical value.

Keywords: Columns with Wing Walls, Sectional Analysis, Flexure Strength

袖壁付き柱, 曲げ解析, 曲げ終局強度

1. はじめに

現在, 鉄筋コンクリート造建物において, 袖壁, 腰壁, 垂れ壁などの2次壁は, スリットなどにより構造部材から絶縁され, 周辺部材及び建物の耐震性能に影響を及ぼさないように設計されている。これは, 建物に明確な崩壊形を形成し, 靱性に富む建物にする“積極的な”目的のほかに, 2次壁のモデル化が不明確であるため耐震要素として設計に取り入れることができず, 絶縁せざるを得ないという“消極的な”目的がある。

先の阪神大震災では, スリットに関して, 完全スリットはその有効性が証明されたものの, 以下のような問題が指摘された: ①部分スリットや不適切なスリットによる構造被害が報告され, 2次壁を完全に非構造壁にすることは難しいことがわかった。②2次壁を非構造化したことにより骨組の変形が過大となり, ほとんどの梁端が補修不可能なほど変形し, 修復が困難となったケースがあった。

③防音・防水などの面から十分なスリット間隔が確保できず, 2次壁の破壊が骨組より先行し, 隣接する扉・窓の開閉を困難にし避難の妨げとなった。十分なスリット間隔を設けることは, 施工性, 経済性の他に, 防音・防水といった壁の基本性能確保の面で大きな問題となっている。

これら2次壁のうち袖壁は, 柱とともにせん断力, 変動軸力を負担し, 柱の剛性, 耐力を上昇させ, 変形を抑える性質がある。学校校舎, マンションなど, 比較的一様に袖壁が存在する建物では, 構造計算外の余力として存在した袖壁により建物倒壊を免れた例も過去の震災において多く見られ, 袖壁が周辺部材に及ぼす影響を適切に把握できるならば, 過大な変形を防ぎ高いエネルギー吸収能を持つ建

物を計画できる。また袖壁のモデル化が不明確であるという理由から, 設けざるを得なかったスリットを省くことにより, 施工性, 経済性, 壁としての基本性能を満たすことができる。

一方, 袖壁が周辺部材に与える影響を明らかにすることは, 耐震診断, 耐震補修を適切に行う上でも重要なことである。しかしながら現在, 袖壁付き柱のモデル化に関して, 力学性状に基づいた明確な基準は存在しない。日本建築防災協会による既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準¹⁾には, 袖壁付き柱をその袖壁形状により, 柱, 袖壁付き柱, 片側柱付き壁にモデル化するとしているが, この基準は袖壁長ささと階高の比による単一的な基準であり, 袖壁長さ, 厚さといった様々な要因に対して詳細に検討されたものではない。そのため, 最終的なモデル化の判断は, 診断者の判断に任されているのが現状である。しかし, 壁, 袖壁付き柱といったなんらかの部材にモデル化されたとしても, 袖壁付き柱の終局強度式の信頼性は柱・梁にくらべて信頼性が低いとされ²⁾, また袖壁付き柱に対し壁の終局強度式を適用するにも, その適合性や適用範囲は検討されておらず, 適切に袖壁付き柱の耐震性能を評価できるかという点においては, 疑問が残る。

以上の点から, 構造設計, 耐震診断によらず, 袖壁付き柱の力学性状を明らかにする必要がある。そのため, 本論文では, まず袖壁付き柱の曲げ終局強度に着目し, 袖壁長さ, 厚さといった要因が袖壁付き柱の曲げ終局強度に与える影響を, e関数法を用いた曲げ解析から明らかにした。次に現行の袖壁付き柱, 柱, 壁の曲げ終局強度式と解析結果を比較することにより, これら曲げ終局強度式では袖壁付き柱の曲げ終局強度を適切に評価できないことを示した。最

注) 本研究の一部は, 既に文献9), 10)において発表している。

* 東京工業大学大学院総合理工学研究科環境理工学創造専攻
大学院生・修士(工学)

** 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

Graduate Student, Dept. of Environmental Science and Technology, Graduate School of Science and Engineering, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.
Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

後に、解析結果を基に、柱と連続的にかつ簡易な形で袖壁付き柱の曲げ終局強度式を評価できる曲げ終局強度式を提案した。

2. 解析概要

2-1. 解析試験体

壁長さ、壁厚さが袖壁付き柱の曲げ終局強度に及ぼす影響を調べるため、e 関数法による曲げ解析を行った。解析試験体は、文献3)を参考に、既存の学校校舎の桁行方向中柱を想定して計画した。図-1に示すとおり、柱幅に対し α 倍の厚さと、柱せいにに対し β 倍の長さをもつ壁が、柱の両側及び片側に付加した場合を考える。表-1に変動要因一覧を示す。 α は、2次壁と耐震壁程度の壁厚を想定して、それぞれ0.24, 0.40の2種類、 β は0.5, 1.0, 1.5, 2.0の4種類である。各試験体とも柱断面形状、柱主筋比、壁縦筋比は等しく、柱500×550 (mm)、柱主筋14-D22 (主筋比1.97%) 壁筋9 ϕ -@200 (壁筋比0.27% ($\alpha=0.24$), 0.16% ($\alpha=0.40$)) である。なお、材料強度は参考とした学校校舎のものを使用した。

2-2. 解析仮定

断面の歪は平面を保持すると仮定する。コンクリートの応力度-歪関係は、圧縮域はe 関数法により表現し、引張域は、引張強度までは弾性とし、引張強度に相当する歪度を超える歪度では、コンクリートの応力度を零とする。鉄筋の応力度-歪関係は、降伏点強度までは弾性とし、降伏点強度に相当する歪度を超える歪度では、鉄筋の応力度は降伏点強度に等しいものとする。また、本研究では原則として建物内に連層で存在する袖壁を対象としているので、軸力は全断面の塑性重心位置に作用するものとする。

3. 解析結果

図-2に、両側及び片側袖壁付き柱の曲げ終局強度時の曲げモーメント-軸力 (M-N) 相関曲線を示す。曲げ終局強度は、解析で得られた最大抵抗モーメントと定義した。図-2の横軸は曲げモーメント M を BD^2F_c 除した値 (以下モーメント係数と記す)、縦軸は軸力 N を ΣAF_c (ΣA : 袖壁も含めた全断面面積 = $(1 + \alpha(\beta_c + \beta_t))BD$) で除した値 (以下軸力比と記す) となっている。なお図中の点線は柱のみのM-N相関曲線である。

袖壁の取り付け方によってM-N相関曲線に明確な違いが現れている。両側壁付き柱のM-N相関曲線 (図-2, ①, ②) は、 α , β によらず軸力比が0.5付近で曲げモーメントが最大となる。これに対し圧縮側片側袖壁付き柱 (図-2, ③, ④) のM-N相関曲線は、低軸力で曲げモーメントは最大となり、反対に引張側片側袖壁付き柱の場合は高軸力で最大となっている。この傾向は、 α , β が大きいくほど顕著である。これは、圧縮側に袖壁がつく場合、柱主筋の引張力に釣りあうためのコンクリート断面幅 (= 壁厚) が狭いため、終局時に柱の引張主筋が降伏する軸力 (つりあい軸力) が低くなるためであり、また引張側に袖壁がつく場合は、引張側に壁筋が存在し、かつ圧縮力を受けるコンクリート断面幅 (= 柱幅) が広いので、つりあい軸力が高くなるためである。

図-2によると、両側袖壁付き柱は片側袖壁付き柱に比べ、比較的柱と似たM-N相関曲線を描く。そこで、両側袖壁付き柱と、これと等しい断面積とせいを持つ長方形断面 (以下等価長方形断面と記す) のM-N相関曲線とを比較することにより、袖壁付き柱のような異形断面と長方形断面のM-N相関曲線の違いを検討した。図-3は、 $\alpha=0.24$, $\beta=2.0$ の両側袖壁付き柱と、これと等しい断面積とせいを持つ等価長方形断面 (柱主筋、壁縦筋位置は袖壁付き柱と同じ)

B: 柱幅, D: 柱せい, α : 壁厚比 (= t/B , t : 壁厚), β : 張出比 (= $1/D$, 1 : 壁長さ, β_c , β_t はそれぞれ圧縮側張出比, 引張側張出比)

図-1 解析試験体

表-1 試験体概要

変動要因	
壁厚比 α	0.24, 0.40 の2種類
張出比 β	0.5, 1.0, 1.5, 2.0 の4種類
壁の取り付け方	両側、片側 (圧縮側・引張側)
共通要因	
柱断面: 500mm × 550mm、柱主筋: 14-25D (主筋比1.97%, 降伏強度343kN/mm ² , 壁縦筋9 ϕ -@200mm (壁筋比0.27% ($\alpha=0.24$), 0.16% ($\alpha=0.40$)), 降伏強度294kN/mm ²), コンクリート強度20.6kN/mm ²

図-2 袖壁付き柱の曲げモーメント-軸力相関曲線

について、図-3のaではM-N相関曲線の比較を、図-3のbでは軸力比とコンクリート圧縮合力作用位置 X_c の関係を比較したものである。図-3. aより、同じ軸力比であっても、袖壁付き柱のモーメントは、等価長方形断面よりも低くなるのがわかる。また、図-3. bより、同じ軸力比であっても、袖壁付き柱のコンクリート圧縮合

力作用位置は、等価長方形断面よりも柱寄りとなることわかる。これは、袖壁付き柱の場合、圧縮縁のコンクリート断面幅（＝壁厚）が狭く、中央部の断面幅（＝柱幅）が広いため、コンクリート圧縮合力作用位置が柱寄りになるためである。このため袖壁付き柱の曲げモーメントは等価長方形断面よりも低くなる。柱幅と壁厚が異なるために、袖壁付き柱のM-N相関曲線は等価長方形断面とは異なった挙動を示すことがわかる。

図-4 両側袖壁付き柱の解析値と(1)式による計算値の比較
左：M-N 相関曲線 右：解析値 M_a に対する計算値 M_{c1} の比

4. 各曲げ終局強度式と解析結果の比較

3章の結果を基に、柱、袖壁付き柱、壁の各曲げ終局強度式による計算値と、e 関数法による解析値（以下解析値と記す）の比較を行う。開口を有する壁は、構造計算時や耐震診断時には、その開口の大きさや位置などにより、開口耐震壁が2次壁付き柱・梁にモデル化される。袖壁付き柱とみなされた場合には、袖壁形状によりさらに柱、袖壁付き柱、片側袖壁付き柱にモデル化され、各曲げ終局強度式を適用することにより曲げ終局耐力が算出されている。しかし現在、これら各曲げ終局強度式を適用するにあたって明確なモデル化の基準はなく、袖壁付き柱のモデル化は設計者の判断に任されているのが現状である。そこで本章では各曲げ終局強度式による計算値と解析値の適合性を検討する。

4-1. 袖壁付き柱の曲げ終局強度式との比較

以下に示す袖壁付き柱の曲げ終局強度式（(1)式、(3)式）は、日本建築学会の鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料²⁾に記載されているものである。このうち(1)式は、文献1)などに記載され一般的に用いられている式である。(1)式、(3)式は図-5に示すような仮定断面の基で、コンクリート圧縮縁の歪 ϵ_u が終局歪に達すると同時に、柱引張主筋が降伏歪 ϵ_y に達したときの断面の曲げモーメントを求めることにより算出されている。(1)式は、コンクリート断面幅を等価長方形断面の幅 b_e とし、鉄筋は柱引張り主筋のみを考慮している。一方(3)式はコンクリート断面幅を壁厚 t とし、柱・壁の全ての鉄筋を考慮している。また、文献1)には記載されていないが、上記の仮定の基で式が導かれているため、文献2)においては(2)式、(4)式のような軸力制限がなされている。(2)式、(4)式は、コンクリート圧縮縁が終局歪に達すると同時に柱引張鉄筋が降伏する時の軸力である。以下に、これら(1)、(3)式による計算値と両側袖壁付き柱と圧縮側片側袖壁付き柱の解析値の比較を行う。引張側片側袖壁付き柱に関しては、耐震診断では一般的に袖壁が無視されているため、ここでは比較を行わない。

a. 両側袖壁付き柱の場合

図-4. ①、③は、両側袖壁付き柱の解析値と(1)式による計算値を比較したものである。図-4. ②、④は、横軸に軸力比を、縦軸に解析値(M_a)を(1)式による計算値(M_{c1})で除したものをプロットしたものである。また、図中の点線は、軸力上限値を考慮しない場合であり、太線は(2)式による軸力上限値を考慮し、これを超える軸力については、最大圧縮強度と軸力上限値の点を直線で結ぶことにより表現したものである。図-4. ②、④に示すとおり、解析値に対

■ 袖壁付き柱の曲げ終局強度式

$$M_u = (0.9 + \beta) a_t \sigma_y D + 0.5 N D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{b_e D F_c} \left(1 + \frac{a_t \sigma_y}{N} \right)^2 \right\} \dots \dots \dots (1) \text{式}$$

$$N \leq \left\{ 0.5 \frac{b_e}{B} (0.9 + \beta) - 13 p_t \right\} B D F_c \dots \dots \dots (2) \text{式}$$

$$M_{u2} = (g_1 + \beta_c) a_t \sigma_y D + \{ 1 + 0.5(\beta_t + \beta_c) \} \sum a_{wt} \sigma_{wy} D + 0.5 N D \left[1 + 2\beta_c - \frac{N}{t D F_c} \left\{ 1 + (1 + \gamma) \frac{a_t \sigma_y}{N} \right\}^2 \right] \dots \dots \dots (3) \text{式}$$

$$N \leq \left\{ 0.5 \frac{t}{B} (0.9 + \beta_c) - 13 p_t (1 - \gamma) \right\} B D F_c \dots \dots \dots (4) \text{式}$$

図-5 (1)式、(3)式誘導時の袖壁付き柱のモデル化

【記号】 α : 壁厚比, β : 張出比, g_1 : 柱主筋重心間距離を D で除したものの, a_t , σ_y : 柱引張鉄筋断面積 (mm^2) 及びその降伏強度 (N/mm^2), a_{wt} , σ_{wy} : 壁縦筋断面積 (mm^2) 及びその降伏強度 (N/mm^2), N : 軸力 (N), F_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm^2), t : 壁厚 (mm), b_e : 等価長方形断面の幅 ($= D \cdot (1 + \alpha (\beta_e + \beta_t) / (1 + (\beta_e + \beta_t)))$), p_t : 柱引張主筋鉄筋比, γ : 柱引張主筋応力に対する柱圧縮主筋応力の比 ($= (1.6 - \beta_e) / (1 + \beta_e)$)

する計算値の比は、軸力比0.5までを考えると、軸力比0.1～0.2付近を境に、それより低軸力では解析値は計算値より高い値に、高い軸力では低い値となることからわかる。この傾向は袖壁長さが長くなるほど顕著で、 $Ma/Mc1$ は最大で2.31 ($\alpha=0.4, \beta=2.0$)となる。図-4より、(1)式による計算値は、軸力上限値を考慮するしないにかかわらず、袖壁付き柱のM-N 相関曲線を適切に表現できないことがわかる。

図-6は、同じく両側袖壁付き柱と(3)式による計算値を比較したものである。軸力上限を考慮した場合のみを比較してある。(3)式は、コンクリート断面幅を壁厚としているため、中立軸が圧縮側袖壁にある低軸力の範囲(0～0.1付近)では、(1)式よりも計算値に対する解析値の比($Ma/Mc3$)が小さいが、この場合においても β が0.5以上の場合においては、軸力0時には $Ma/Mc3$ は1.2以上となる。また軸力比0.1以上では解析値と計算値の差が大きい。(1)式と同様に(3)式も袖壁付き柱のM-N 関係を表現することはできないことがわかる。

b. 圧縮側片側袖壁付き柱の場合

図-7, 8は、a.と同様に、圧縮側片側袖壁付き柱の解析値と(1)、(3)式による計算値の比較を示している。(1)式の場合、両側袖壁付き柱と同様に、やはり低軸力では解析値が計算値より高い値となり、高軸力ではその逆の傾向を示している。(3)式では、軸力比0.1～0.3付近では解析値と計算値は比較的よい対応をしているが、それ以外の範囲では解析値と計算値の差が大きい。圧縮側片側袖壁付き柱の場合においてもa.と同様、(1)、(3)式では袖壁付き柱のM-N 相関曲線を表現できないことが分かる。

以上、a. b.の結果より、(1)、(3)式のような、等価長方形断面に置き換える方法により導かれた曲げ終局強度式では、袖壁付き柱のM-N 関係を適切に表現できないことがわかる。

4-2. 壁の曲げ終局強度式の比較

袖壁長さが長くなれば、その力学性状は壁に近くなると考えられる。また、文献1)などにおいても、壁長さがある程度長くなった場合においては、壁として扱っている。そこで、壁の曲げ終局強度式による計算値と解析値を比較した。

式(5)、(6)は、日本建築センターの建築物の構造規定⁴⁾などに記載されている壁の曲げ終局強度式である。このうち(6)式は文献1)で用いられているものである。しかし(6)式は、式からもわかるとおり、曲げモーメントが軸力の一次関数となっているため、袖壁付き柱のM-N 関係を表現できない。そのため本項では、(5)式のみについて計算値と解析値を比較するものとする。なお、(5)式を適用するために、袖壁付き柱を図-9に示すような断面にモデル化した。

a. 両側袖壁付き柱の場合

図-10には、両側袖壁付き柱の解析値と(5)式による計算値のM-N 相関曲線の比較と、計算値に対する解析値の比($Ma/Mc5$)を示している。図-10に示すとおり、(5)式によるN-M 相関曲線は軸力比0.5を頂点とした放物線となり、解析値と計算値は似た曲線を描くものの、(1)、(3)式同様、袖壁付き柱のM-N 関係を追うことができない。また $Ma/Mc5$ についても、袖壁付き柱の曲げ終局強度式と同様に、低軸力においては解析値が計算値より高くなる傾向を示している。

b. 圧縮側及び引張側片側袖壁付き柱の場合

図-11, 12には、圧縮側および引張側片側袖壁付き柱の解析値と(5)式による計算値の比較と、計算値に対する解析値の比($Ma/Ma5$)を示している。解析における圧縮側片側袖壁付き柱のM-N 相関曲線は軸力比0.1～0.2付近で最大モーメントを迎えるため、袖壁付き柱の曲げ終局強度式の場合と同様に、軸力比0.5までを考えると、低軸

左 : M-N 相関曲線

($\alpha=0.24, \beta=1.0$)

左下 : 解析値 Ma に対する
計算値 $Mc3$ の比 ($\alpha=0.24$)

右下 : 解析値 Ma に対する
計算値 $Mc3$ の比 ($\alpha=0.40$)

図-6 両側袖壁付き柱の解析値と(3)式による計算値の比較

左 : M-N 相関曲線

($\alpha=0.24, \beta=1.0$)

左下 : 解析値 Ma に対する
計算値 $Mc1$ の比 ($\alpha=0.24$)

右下 : 解析値 Ma に対する
計算値 $Mc1$ の比 ($\alpha=0.40$)

図-7 圧縮側袖壁付き柱の解析値と(1)式による計算値の比較

左 : M-N 相関曲線

($\alpha=0.24, \beta=1.0$)

左下 : 解析値 Ma に対する
計算値 $Mc3$ の比 ($\alpha=0.24$)

右下 : 解析値 Ma に対する
計算値 $Mc3$ の比 ($\alpha=0.40$)

図-8 圧縮側袖壁付き柱の解析値と(3)式による計算値の比較

■ 壁の曲げ終局強度式

$$M_w = 0.9a_y\sigma_y D + 0.4a_w\sigma_{wy} D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{BDF_c}\right) \quad \dots (5) \text{式}$$

$$M_{w2} = a_y\sigma_y l_w + 0.5\sum(a_w\sigma_{wy})l_w + 0.5Nl_w \quad \dots (6) \text{式}$$

【記号】 l_w : 両柱中心間距離 (mm),

その他の記号は、袖壁付き柱の曲げ終局強度式参照。

力では解析値は計算値より高い値に、高軸力では低い値となっている。一方、引張側片側袖壁付き柱の場合は、解析では軸力比0.5～0.8付近で曲げモーメントが最大となるために、比較的計算値は解析値と一致する。しかし、軸力0では、 $Ma/Mc5$ の比は最大1.8となっている。

①両側袖壁付き柱

②圧縮側袖壁付き柱

③引張側袖壁付き柱

①: $a_t \sigma_y$ に、壁筋の断面積と降伏強度を、 $a_v \sigma_{vy}$ に柱主筋の断面積と降伏強度を代入

②: $a_t \sigma_y$ に、柱主筋の断面積と降伏強度を、 $a_v \sigma_{vy}$ は無視

③: $a_t \sigma_y$ に、壁筋の断面積と降伏強度を、 $a_v \sigma_{vy}$ に柱主筋の断面積と降伏強度を代入

なおコンクリートの幅 B には、等価長方形断面の幅 b_e を使用する。

図-9 袖壁付き柱を(5)式に適用するにあたっての断面のモデル化

図-10 両側袖壁付き柱の解析値と(5)式による計算値の比較

図-11 圧縮側袖壁付き柱の解析値と(5)式による計算値の比較

図-12 引張側袖壁付き柱の解析値と(5)式による計算値の比較

■柱の曲げ終局強度式

$$M = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{BDF_c} \right) \quad (N \leq 0.4BDF_c)$$

$$M = \left(0.8a_t \sigma_y D + 0.12BD^2 F_c \right) \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4BDF_c} \right) \quad (N > 0.4BDF_c)$$

【記号】 N_{max} : 圧縮最大軸力 (N)、その他の記号は、袖壁付き柱の曲げ終局強度式参照。

図-13 引張側袖壁付き柱の解析値と(7)式による計算値の比較

モデル化には検討の余地が有るものの、以上の検討から、壁の曲げ終局強度式を適用することにより、袖壁付き柱の $M-N$ 関係を表現することは難しいと思われる。

4-3. 柱の曲げ終局強度式との比較

引張側片側袖壁付き柱の場合、文献1) などでは、その壁長さが短い場合、袖壁は無視され、柱の曲げ終局強度式が適用される。しかし、どの程度の袖壁長さまで柱の曲げ終局強度式を適用できるかについては記載されていない。そこで、引張側片側袖壁付き柱の解析値と柱の曲げ終局強度式による計算値を比較した。図-13 には、引張側片側袖壁付き柱と、柱の曲げ終局強度式(7)式による計算値の比較が示されている。図-13 より、 $\alpha = 0.24$ 、 $\beta = 0.5$ の場合は、両者は比較的良好な対応を示しているが、 β が 0.5 であっても、 α が 0.4 の場合は、計算値に対する解析値の比 $Ma/Mc7$ は、1.2 を超える。柱の曲げ終局強度式を適用できるのは、壁厚が薄く、壁長さ β が 0.5 程度までであることがわかる。

以上の検討の結果から、文献1) のように、袖壁付き柱に、柱、袖壁付き柱、壁の各曲げ終局強度式を適用し、曲げ耐力を正確に算出するのは、難しいことがわかる。

5. 袖壁付き柱の曲げ終局強度式の提案

4章の結果、現行の各曲げ終局強度式を適用し、袖壁付き柱の曲げ終局強度を計算するのは難しいことがわかった。そこで新たに袖壁付き柱の曲げ終局強度式を提案する。袖壁付き柱のような異型断面に対し、厳密に曲げ終局強度理論を適用し、軸力(中立軸位置)による場合分けを行って曲げ終局強度式を導くことは、式が複雑になり、使用性に問題がある。本論文では、簡易な形であつ柱と連続的に評価できる曲げ終局強度式を提案することとする。

5-1. 両側袖壁付き柱の曲げ終局強度式の誘導

日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説(1988)(以下、旧 RC 基準と記す)の付.20 梁および柱の曲げ終局強度⁵⁾によると、曲げ終局強度理論を適用して導いた柱の曲げ終局強度式は、結果的に軸力比とモーメント係数の関係が「つりあい位置以下では

(中略)，その傾向は放物線に近い」とされている点をふまえ、柱の曲げ終局強度略算式を軸力の二次関数として表現している。また、3章の袖壁付き柱の曲げ解析結果(図-2, ①, ②)より、袖壁付き柱のM-N 相関曲線はほぼ放物線となっており、また袖壁付き柱と柱の曲げ終局強度は連続しているはずであるので、袖壁付き柱についても柱の曲げ終局強度式と同様に、曲げ終局強度を軸力の二次関数で表現できると思われる。そこで本研究では、①式のように袖壁付き柱の軸力比とモーメント係数の関係を仮定する。ここで、Z は断面係数を表す。

この①式を柱の曲げ終局強度式(7)式と類似な形に展開すると、②式が導かれる。ここでC' は定数項、v, w は定数である。 α , β が共に0のとき、つまり袖壁がない場合には、袖壁付き柱の曲げ終局強度式は柱の曲げ終局強度式と一致するはずである。そこで、②式中の ΣA に柱の断面積(=BD)を、Zに柱の断面係数(=BD²/6)を代入し(7)式と比較すると、 $v=6.0$, $w=0.5$ を得る。また、②式において、定数項C' は軸力0時の曲げ終局強度であり、点線内部の係数はM-N 相関曲線の特徴付ける係数である。そこで、定数C' を M_0 、点線内部の係数をaとおき、それぞれ以下のように求めた。

(I) M_0 の算出

M_0 は、e 関数法による解析結果をふまえ、図-15に示すような以下のa) ~ c) で仮定される軸力0時の両側袖壁付き柱の曲げモーメントを計算することで求める。

- 壁縦筋 a_{wt} , a_{wc} は壁の中央に集中して存在し、それぞれ終局時に圧縮、引張降伏する。
- コンクリートの圧縮合力位置 X_c は軸力0時の曲げ解析結果から張出比 β_c の関数として逆算的に求める。
- 終局時に、柱引張主筋は引張降伏する。柱圧縮主筋は、断面の軸力の釣り合いを満たすような応力を負担することとする。このとき、コンクリート圧縮合力の計算には、b)の結果に対し、ACI 基準による圧縮ブロック形状係数を適用することで算出する。ここで、圧縮ブロックの幅は、柱内部に中立軸が入った場合は等価長方形断面の幅 b_e とし、それ以外は壁厚 t とする。

いま、圧縮縁からコンクリートの圧縮合力作用位置までの距離を $X_c=dc \cdot D$ と表すと、図-15の断面曲げモーメントは、③式で表される。次に、係数 dc を求める。図-16に、曲げ解析から得られた $dc(=X_c/D)$ と圧縮側張出比 β_c との関係を示す。図-16には、3章で求めた解析結果のほかに、既往の実験における試験体^{6), 7)}の曲げ解析結果もプロットされている。図-16より、 dc はほぼ β_c と比例関係にあることがわかる。そこで、最小2乗法により dc を β_c の1次関数として線形近似すると、④式のようになる。この式を③式に代入することにより、 M_0 は(8)式のように表される。また④式より、中立軸が柱断面内部に入る場合の β_c を逆算して求めた。この結果 $\beta_c=0.8$ 以下の場合には中立軸が柱内部に入るため、 $\beta_c \leq 0.8$ の場合、コンクリート幅は b_e とする。

(II) 係数aの算出

次に、係数aを算出する。係数aに、袖壁付き柱の全断面積 ΣA と断面係数Z(⑦式)を代入すると、係数aは⑧式のとおりになる。この⑧式を②式に代入し、解析値と②式による計算値を比較したものを図-17に示す。図より、⑧式では、袖壁付き柱のM-N 関係を追えないことがわかる。これは3章で述べたとおり、袖壁付き柱のM-N 相関曲線は、壁厚と柱幅の差により、同じ軸力比であってもコンクリート圧縮合力作用位置が等価長方形断面より柱寄りになることにより(図-3)等価長方形断面とは異なる曲線となるのに対し、⑧

図-15 M_0 を算出するため仮定断面

図-16 dc と β_c の関係 図-17 ②式に⑧式を用いた時のM-N 曲線

$$\frac{M}{ZF_c} = v \left(w - \frac{N}{\Sigma A \cdot F_c} \right)^2 \quad \dots\dots ①$$

$$M = C' + v \frac{Z}{\Sigma A \cdot D} \left(2w - \frac{N}{\Sigma A \cdot F_c} \right) \quad \dots\dots ②$$

$$M_0 = C(0.1 + \beta_c - d_c)D + g_1 a_t \sigma_y D + [1 + 0.5(\beta_c + \beta_t)] a_{wt} \sigma_{wy} D \quad \dots\dots ③$$

$$d_c = 0.16 \beta_c + 0.21 \quad \dots\dots ④$$

$$C = \frac{k_1 k_3}{k_2} d_c b' F_c D = 1.7 d_c b' F_c D \quad \dots\dots ⑤$$

■ 軸力0時の袖壁付き柱の曲げ終局強度

$$M_0 = 1.7 F_c b' (0.16 \beta_c + 0.21) (0.84 \beta_c - 0.11) D^2 + g_1 a_t \sigma_y D + [1 + 0.5(\beta_t + \beta_c)] a_{wt} \sigma_{wy} D$$

ただし、 $b' = b_e$ ($\beta_c \leq 0.8$)、 $b' = t$ ($\beta_c > 0.8$) $\dots\dots (8)$ 式

$$a = v \frac{Z}{\Sigma A \cdot D} \quad \dots\dots ⑥$$

$$Z = \frac{BD^2}{6} (1 + 2\alpha\beta^3 + 6\alpha\beta(1 + \beta)^2) \quad \dots\dots ⑦$$

$$a_1 = v \frac{Z}{\Sigma A \cdot D} = v \frac{1 + 2\alpha\beta^3 + 6\alpha\beta(1 + \beta)^2}{(2\alpha\beta + 1)(2\beta + 1)} \quad \dots\dots ⑧$$

$$a_2 = v \frac{Z}{\Sigma A \cdot D} \cdot \frac{\Sigma A}{(1 + 2\beta)BD} = v \frac{1 + 2\alpha\beta^3 + 6\alpha\beta(1 + \beta)^2}{(2\beta + 1)^2} \quad \dots\dots ⑨$$

■ 袖壁付き柱の曲げ終局強度 提案式 (両側袖壁付き柱)

$$M = M_0 + aND \left(1 - \frac{N}{\Sigma A \cdot F_c} \right) \quad \dots\dots (9) 式$$

$$a = 0.5 \left(\frac{1 + 2\alpha\beta^3 + 6\alpha\beta(1 + \beta)^2}{(1 + 2\beta)^2} \right) \quad \dots\dots (10) 式$$

図-18 両側袖壁付き柱の解析値と(9)式による計算値の比較

式の断面係数 Z のみではこれを表現することができないためであると考えられる。そこでさらに、⑧式に⑨式の点線内部の係数をかける。これは、図-15 に示すとおり、 ΣA に対する点線内部の面積の比であり、断面中央部(柱)へのコンクリートの集中率を示し、壁厚と柱幅の差を表す一つの指標であると考えられる。⑨式を②式に代入して、解析値と②式による計算値を比較したものを図-18 に示す。図より、この係数を適用した場合、解析値と計算値は良い対応を示した。したがって、係数 a に⑨式を用いた(9)式により、両側袖壁付き柱の $M-N$ 相関曲線は適切に表現できると思われる。

5-2. 片側袖壁付き柱の曲げ終局強度式の誘導

次に片側袖壁付き柱の曲げ終局強度式を導く。図-19 には、図-15 と同様に、軸力 0 時の引張側、及び圧縮側片側袖壁付き柱のコンクリート圧縮合力作用位置 X_c に対する柱幅 D の比 $d_c (=X_c/D)$ を示したものである。引張側片側袖壁付き柱については、 d_c は壁形状によらずほぼ同じ値を取り、柱圧縮鉄筋位置 ($d_c \approx 0.1$) と等しい。そこで引張側片側袖壁付き柱に関しては、(8) 式の第一項を無視し、係数 a には片側袖壁付き柱の断面係数 Z を用いた(11)式を使用する。また、圧縮側片側袖壁付き柱に関しては、 d_c は両側袖壁付き柱とほぼ等しいため、 d_c は両側袖壁付き柱と同様の式を用いることとし、係数 a に関しては、式(12)を用いることとする。

また、圧縮側に袖壁がつく場合、その $M-N$ 相関曲線は低軸力で最大モーメントを迎えるため、(9) 式を適用するにあたって軸力制限を考える。圧縮側袖壁付き柱の $M-N$ 相関曲線は、柱引張主筋に対するつりあい軸力時に曲げモーメントが最大となる。そこで図-20 に示すような仮定断面を考え、この断面のつりあい軸力を計算することにより N_b を求めた。図-20 に示される仮定断面において、断面の歪分布は平面を保持すると仮定し、

- 柱引張主筋は降伏歪 ϵ_y に、コンクリート圧縮縁は終局歪 ϵ_u に達している。
- 壁筋は袖壁中央に集中し、圧縮降伏している。
- 柱引張鉄筋は引張降伏し、圧縮鉄筋は歪分布に応じた応力を負担する。

$$a = 0.5 \left(\frac{(\alpha\beta + 1)(\alpha\beta^3 + 1) + 3\alpha\beta(1 + \beta)^2}{(1 + \beta)(\alpha\beta^2 + 2\alpha\beta + 1)} \right) \quad (\text{引張側袖壁付き柱}) \cdots (11) \text{ 式}$$

$$a = 0.5 \left(\frac{(\alpha\beta + 1)(\alpha\beta^3 + 1) + 3\alpha\beta(1 + \beta)^2}{(1 + \beta)(\alpha\beta^2 + 2\beta + 1)} \right) \quad (\text{圧縮側袖壁付き柱}) \cdots (12) \text{ 式}$$

①引張側袖壁付き柱 ②圧縮側袖壁付き柱

図-19 圧縮及び引張側袖壁付き柱のコンクリート圧縮合力作用位置

図-20 軸力上限値の算出のための仮定断面

図-21 引張側袖壁付き柱の解析値と(9)式による計算値の比較

図-22 圧縮側袖壁付き柱の解析値と(9)式による計算値の比較

■(9) 式の軸力上限値(圧縮側袖壁付き柱のみ)

$$N_b = 0.45b'(\beta + 0.9)DF_c - (1 - \gamma)a_t\sigma_y + a_{wc}\sigma_{wy} \quad \cdots (13) \text{ 式}$$

$$\text{ただし、} \gamma = \frac{2.6g}{0.9 + \beta} - 1 \quad \cdots (14) \text{ 式}$$

$$b' = be \quad (\beta_c \leq 1.4), \quad b' = t \quad (\beta_c > 1.4) \quad \cdots (15) \text{ 式}$$

d) コンクリートの圧縮ブロックにはACI 基準による圧縮ブロック形状係数を使用し、コンクリートの幅は、中立軸が柱内部にある場合は等価断面の幅 b_e を、袖壁内にある場合は袖壁厚さ t とする。

主筋の降伏歪 ϵ_y に対するコンクリート圧縮終局歪 ϵ_u の比はほぼ 1.6 であると考え、図-20 に仮定した断面の軸力 N_u を求めると(13)式となる。 b' は d) の仮定により、(15)式のように β_u により場合分けされる。

(9) 式と引張側及び圧縮側片側袖壁付き柱の M-N 相関曲線を比較したものが、図-21, 22 である。図-21, 図-22 より、(9) 式は片側袖壁付き柱の解析値に対しても良い対応を示した。

以上の結果より、(9) 式は、 α 、 β 、壁取り付け位置によらず、袖壁付き柱の M-N 相関曲線を適切に表現できると思われる。

5-3. 既往の実験値と提案式の比較

最後に、(9) 式の信頼性を検討するために、既往の袖壁付き柱、腰壁たれ壁付き梁の実験結果^{6), 7), 8)}と(9)式による計算値の比較を行った。参考にした試験体は、既往の2次壁付き柱・梁の実験において曲げ破壊した試験体19体である(両側袖壁付き柱4体、たれ壁腰壁つき梁13体、片側袖壁付き柱1体)。袖壁付き柱の全断面に対する軸力比は0.09~0.14、 α は0.24~0.32、 β は0.5~2.0、コンクリート強度14.8~19.9 (N/mm²)、柱(梁)主筋比0.68~0.77(%)、柱主筋降伏強度326~401 (N/mm²)、壁縦筋比0.31~0.37(%)、壁縦筋降伏強度223~362 (N/mm²)である。既往の実験においては、袖壁とともに腰壁たれ壁も付加する試験体があるが、この場合、ヒンジ位置が問題となるため、検討から省いた。

図-23の縦軸は実験から得られた曲げ終局時のせん断力 Q_{exp} (kN) 横軸は袖壁付き柱の曲げ終局強度式(1)式および5章において提案した(9)式により求められた曲げ終局強度時のせん断力 Q_{cal} (kN) である。図-23, ①より、軸力が0の試験体では、 Q_{exp}/Q_{cal} の平均値は(1)式で0.74、(9)式で1.01、標準偏差は(1)式で0.05、(9)式で0.10となり、(9)式は(1)式より実験値と良い対応を示している。また図-23, ②より、軸力がある試験体については、 Q_{exp}/Q_{cal} の平均値は(1)式で0.94、(9)式で0.89、標準偏差は(1)式で0.07、(9)式は0.09となり、(1)式、(9)式ともに実験結果と良い対応を示している。これは、これらの実験の軸力比が0.09~0.14と低軸力であり図-24に示すとおり、(1)式による計算値と解析値がほぼ一致する軸力範囲であったためである。片側袖壁付き柱については、試験体数が1体と少ないが、(9)式による計算値と実験値は良い対応を示している。

以上の結果から、(9) 式は、袖壁付き柱の曲げ終局強度を、袖壁厚、袖壁長、壁取り付け位置によらず、適切に求められるものと思われる。

6. まとめ

本研究では、柱の曲げ耐力に及ぼす袖壁長さ、厚さ、取り付け位置の影響を e 関数法を用いた曲げ解析により検討した。その結果、以下の知見を得た。

①袖壁付き柱の曲げモーメント-軸力相関曲線は、柱のような長方形断面とは異なった挙動を示す。これは主に壁厚と柱幅の差から生じるものである。

②解析結果と、現行の柱、袖壁付き柱、壁の各曲げ終局強度式を比較検討した結果、いずれの式も、袖壁付き柱の曲げモーメント-軸力関係を適切に表現できないことを示した。

図-23 (1) 式、(9) 式による計算値と実験値の比較

図-24 (1) 式、(9) 式による計算値と実験値・解析値の比較 (両側袖壁付き柱・軸力があるもの4体)

③ e 関数法による曲げ解析結果を基に、新たに簡易な形で、かつ柱と連続的に評価できる曲げ終局強度式を提案した。提案式は、壁厚比 α が 0.24~0.40、張出比 β が 0.5~2.0 の範囲において、袖壁長袖壁厚、壁取り付け位置によらず、解析値、既往の実験値の両者と良い対応を示した。

ただし、e 関数法による曲げ解析では、軸力は全断面の塑性重心位置に作用するものとしたため、袖壁が建物内に単層で存在し、かつその袖壁長さが梁・柱に比べて十分長い場合については、軸力作用位置が異なることが考えられる。この場合、本提案式は適用外であり、別途曲げ終局強度の検討が必要であると思われる。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、1990
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、pp. 59-61, 1987
- 3) 文部省：学校施設の耐震補強マニュアル RC 造校舎編、1998
- 4) 日本建築センター：建築物の構造規定、1998
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、pp. 604~619, 1988
- 6) 東洋一、大久保全陸、飯田研：腰壁、たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究 (その1. 実験概要および曲げ破壊性状) 日本建築学会構造系論文集、第204号、pp. 1-7, 1973.2
- 7) 東洋一、大久保全陸：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 (その9)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.1305-1306、1974
- 8) 久徳琢磨、徳広育夫：片側袖壁付き柱の変形および耐力に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造系 II、pp. 773-774, 1988.10
- 9) 大宮幸、香取慶一、林静雄：RC 造柱の耐力に及ぼす袖壁長及び袖壁厚の影響に関する解析、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 21 No. 3, pp. 1351-1356, 1999.7
- 10) 郭済蒼、大宮幸、香取慶一、林静雄：RC 造柱の曲げとせん断耐力に及ぼす袖壁の影響 (その1 曲げ耐力に及ぼす影響)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造 II、pp. 829-830、1999.9

(2000年6月10日原稿受理、2000年11月27日採用決定)