

論文 鉄筋コンクリート造柱部材の曲げ終局強度算定法に関する研究

山下 雄大*1・津田 和明*2

要旨：片側袖壁付き柱の曲げ終局強度の検討を行った際に圧縮鉄筋を考慮していない曲げ終局強度算定法よりも、全断面が塑性域に達すると仮定して曲げ終局モーメントを算定する全塑性モーメント法の方が実験結果と対応することが分かった。そこで、FEM 解析を用いて矩形断面の柱でも同様の検討を行った。その結果、高圧縮軸力下では、現在広く用いられている略算法よりも全塑性モーメント法の方が FEM 解析結果と良好に対応することが分かった。さらに、せん断補強筋の拘束効果を考え、コンクリート圧縮強度を増大させる検討も行ったが、その結果は僅かであることが分かった。

キーワード：鉄筋コンクリート造, 柱, 曲げ終局強度, 全塑性モーメント

1. はじめに

筆者らの昨年度行った、片側袖壁付き柱の検討において、日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説」²⁾(以下、保有水平耐力規準と称す)による曲げ終局強度算定法は実験の曲げ耐力よりもかなり低くなる事が分かった。この手法は圧縮鉄筋を考慮していないため、曲げ終局強度を過小評価しているのではないかと考えた。そこで、圧縮鉄筋を考慮し全断面が塑性域に達すると仮定する全塑性モーメント法で検討を行った。その結果、全塑性モーメント法の方が実験結果と対応が良いことが分かった。そこで矩形断面の柱でも同様の検討を行った。現在、鉄筋コンクリート造柱部材の終局強度設計において、曲げ終局強度算定には主に日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」³⁾による曲げ終局強度略算式(以下、曲げ略算式と称す)が用いられている。この算定式は圧縮鉄筋の影響を考慮していない。そのため、袖壁付き柱と同様に曲げ終局強度を過小評価してしまう可能性があると考えられる。曲げ終局強度を過小評価すると、実際の破壊モードがせん断破壊に移行することも考えられる。よって、曲げ終局強度算定法の検討を行うことにした。本報では、その検討結果を報告する。

2. 片側袖壁付き柱の検討

昨年度報告を行った片側袖壁付き柱の検討で、曲げ終局強度算定法に保有水平耐力規準に記された式を用いた。

これらを式(1)~(3)に示す。

$$M_u = \sum(a_i \sigma_y j_i) + N j_N \tag{1}$$

$$A_{cc} = \frac{\sum(a_i \sigma_y) + N}{\beta_{cc} F_c} \tag{2}$$

$$L_{cc} = \begin{cases} \frac{A_{cc}}{2t_w} & A_{cc} \leq A_{w1} = t_w L_{w1} \\ \frac{A_{w1}}{A_{cc}} \frac{L_{w1}}{2} + \left(1 - \frac{A_{w1}}{A_{cc}}\right) \left(L_{w1} + \frac{A_{cc} - A_{w1}}{2b}\right) & A_{cc} > A_{w1} = t_w L_{w1} \end{cases} \tag{3}$$

上式中 a_i は引張鉄筋の断面積, σ_y は引張鉄筋の降伏強度, j_i は引張鉄筋とコンクリート圧縮域の応力中心距離(= $d_i - L_{cc}$), d_i は圧縮縁から引張鉄筋までの距離, N は

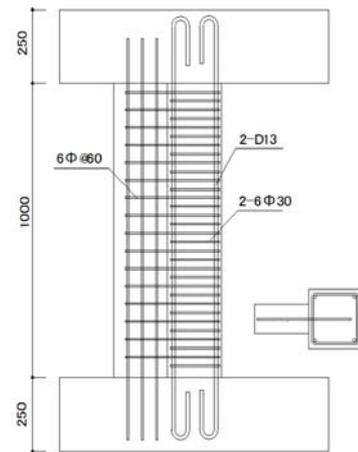


図-1 試験体モデル

表-1 試験体の諸元と材料特性一覧

試験体名	柱形状 B × D(mm)	壁厚 (mm)	壁長 (mm)	柱主筋		柱帯筋		壁筋(縦横)		コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)
				配筋	降伏強度 (N/mm ²)	配筋	降伏強度 (N/mm ²)	配筋	降伏強度 (N/mm ²)	
CW104	200 × 200	40	200	4-D13	327	6Φ@30	276	6Φ@30	276	27
CW110		100								33.5

*1 近畿大学大学院 産業理工学研究科 (学生会員)

*2 近畿大学 産業理工学部建築・デザイン学科 教授 博士(工学) (正会員)

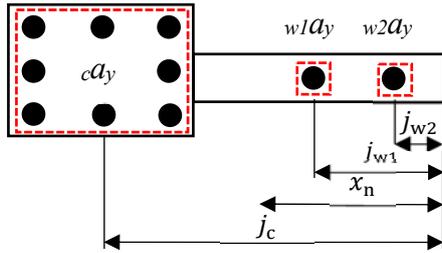


図-2 全塑性モーメント（柱が引張の場合）

袖壁付き柱に作用する軸力、 J_N は軸力作用位置とコンクリートの圧縮域の応力中心距離、 A_{cc} はコンクリートの圧縮域の面積、 $\beta_{cc}=0.85$ （ただし、圧縮領域の縦筋比が0.01以上である場合は $\beta_{cc}=1.0$ とする）、 L_{cc} はコンクリート圧縮域中心の圧縮縁からの距離である。

既往の実験結果を用いてこの算定法の精度検証を行った。精度検証に用いた試験体は、久徳らの実験のCW104試験体とCW110試験体⁴⁾である。図-1に試験体モデルを示す。これらの試験体の諸元を表-1に示す。これらの試験体を用いて保有水平耐力計算規準の手法の精度検証を行った。実験の最大耐力と計算による曲げ終局強度の一覧を表-2に示す。この結果、保有水平耐力計算規準による手法は、実験結果を大きく安全側に判定する結果となった。このことより、この手法は圧縮鉄筋を考慮していないため、曲げ終局強度を過小評価しているのではないかと考えられる。そこで圧縮鉄筋を考慮した全塑性モーメント法で再度精度検証を行った。この方法の記号説明を図-2に、算定式を式(4)～(9)に示す。

$$T_c = c \sigma_y c a_y \quad (4)$$

$$C_{w1} = -w_1 \sigma_y w_1 a_y \quad (5)$$

$$C_{w2} = -w_2 \sigma_y w_2 a_y \quad (6)$$

$$C = -\sigma_B t_w x_n \quad (7)$$

$$x_n = \frac{1}{\sigma_B t_w} (T_c + C_{w1} + C_{w2} + C + N) \quad (8)$$

$$M_u = T_c j_c + C_{w1} j_{w1} + C_{w2} j_{w2} + C x_n / 2 + N j_N \quad (9)$$

上式中 T_c は柱主筋の断面力、 $c \sigma_y$ は柱主筋の降伏強度、 $c a_y$ は柱主筋の断面積、 C_{w1} は壁縦筋の断面力、 $w_1 \sigma_y$ は壁縦筋の降伏強度、 $w_1 a_y$ は壁縦筋の断面積、 C_{w2} は端部壁縦筋の断面力、 $w_2 \sigma_y$ は端部壁縦筋の降伏強度、 $w_2 a_y$ は端部壁縦筋の断面積、 C はコンクリートの断面力、 σ_B はコンクリートの圧縮強度、 t_w は袖壁厚さ、 M_u は終局モーメント、 j_c は壁端部から柱主筋までの距離、 j_{w1} は壁端部から壁縦筋までの距離、 j_{w2} は壁端部から端部縦筋までの距離、 N は軸力、 j_N は壁端部から軸力作用位置までの距離である。

表-2 実験の最大耐力と計算結果の一覧

試験体名	実験の最大耐力 (kN)	計算による曲げ終局強度(kN)		強度比	
		保有水平耐力規準	全塑性モーメント法	保有水平耐力規準	全塑性モーメント法
CW104	105.2	70.2	89.6	1.499	1.174
CW110	165.1	84.9	118	1.945	1.399

この検討の結果、全塑性モーメント法による計算結果でも実験最大耐力よりやや小さかったが、保有水平耐力規準の式よりも実験最大耐力と対応した。

3. 曲げ略算式の概要

矩形断面の柱において曲げ終局強度算定には主に曲げ略算式が用いられている。曲げ略算式は、片側袖壁付き柱の保有水平耐力計算規準の手法と同様に圧縮鉄筋を考慮していない。そのため、曲げ終局強度を過小評価する可能性があるため、曲げ略算式の精度検証を行うことにした。高圧縮軸力下の曲げ終局強度に関する既往実験数が少なく、軸力に対する曲げ終局モーメントの変動傾向が把握できないため、FEM解析で検証データを作成することにした。

曲げ略算式による曲げ終局強度 (Q_{fu}) は式(10)～式(15)で求められる。

$$Q_{fu} = 2M_u / L \quad (10)$$

$0 < N \leq 0.4bD\sigma_B$ のとき

$$M_{u1} = 0.8a_s \sigma_y D + 0.5ND \cdot \left(1 - \frac{N}{bD\sigma_B}\right) \quad (11)$$

$0.4bD\sigma_B < N \leq N_{max}$ のとき

$$M_{u1} = (0.8a_s \sigma_y D + 0.12bD^2 \sigma_B) \times \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4bD\sigma_B}\right) \quad (12)$$

$N_{min} \leq N < 0$ のとき

$$M_{u1} = 0.8a_s \sigma_y D + 0.4ND \quad (13)$$

N_{max} は断面が負担できる圧縮力の上限值、 N_{min} は断面が負担できる引張力の上限值であり、式(14)、(15)で求められる。

$$N_{max} = bD\sigma_B + a_g \sigma_y \quad (14)$$

$$N_{min} = -a_g \sigma_y \quad (15)$$

上式中、 b は部材幅、 D は部材せい、 d は有効せい、 L は部材長、 M_{u1} は曲げ終局モーメント、 σ_B はコンクリート圧縮強度、 σ_{wy} はせん断補強筋強度、 N は軸力（圧縮を正）、 σ_y は主筋の降伏強度、 a_s は引張鉄筋の断面積、 a_g は全主筋の断面積である。

表-3 各試験体の諸元一覧

試験体名	柱形状 B×D(mm)	主筋		せん断補強筋		コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	部材長 (mm)	軸力 (kN)	
		配筋	降伏強度 (N/mm ²)	配筋	ピッチ (mm)				降伏強度 (N/mm ²)
試験体A	250×250	8-D13	440	2-φ6	50	440	32	1000	800
試験体B	160×160	8-D10	348	2-φ5	40	570	26.8	960	440
試験体C	240×240	12-D10	432	4-D6	40	408	27.9	600	860
試験体D	250×250	6-D13	409	2-φ6	40	1349	29	750	200
試験体E	350×350	12-D16	466	4-D6	60	1283	150	1050	2750

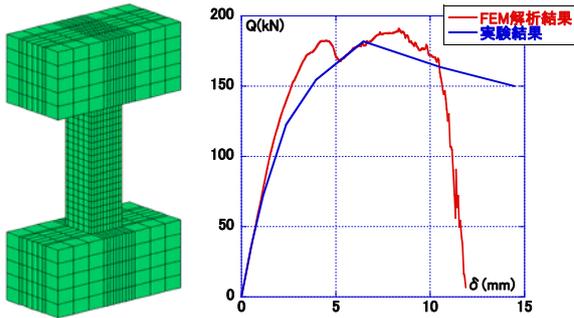


図-3 試験体 A の解析モデルと

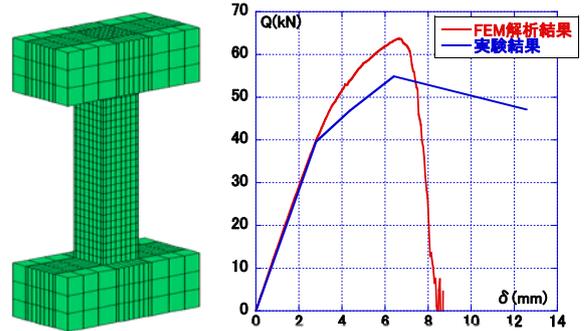


図-4 試験体 B の解析モデルと

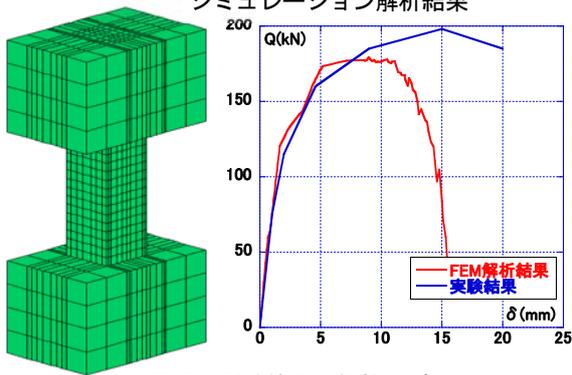


図-5 試験体 C の解析モデルと

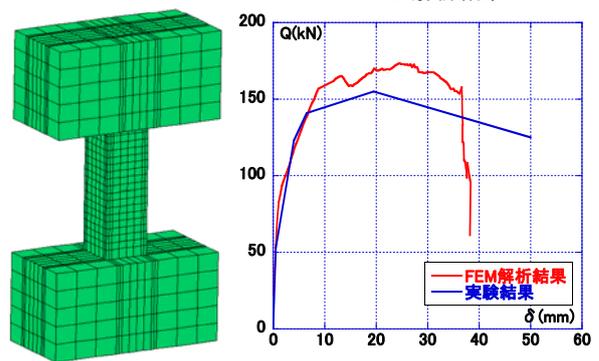


図-6 試験体 D の解析モデルと

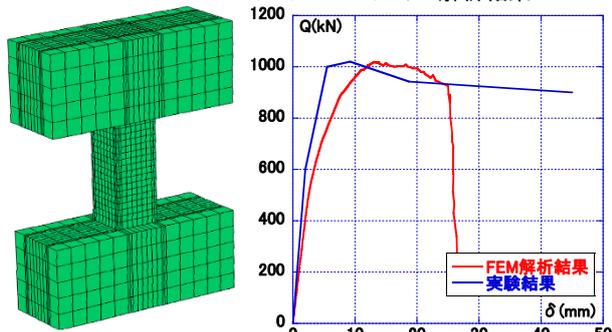


図-7 試験体 E の解析モデルと

シミュレーション解析結果

シミュレーション解析結果

体⁵⁾, 周らの実験の 302-07 試験体⁶⁾, 黒正らの実験の C06M 試験体⁷⁾, No.3 試験体⁸⁾, 前田らの実験 No.3 試験体⁹⁾の計 5 体である。ここでは、それぞれの試験体を試験体 A, 試験体 B, 試験体 C, 試験体 D, 試験体 E と表す。それぞれの試験体の諸元と材料特性の一覧を表-1 に示す。

4.2 FEM 解析

FEM 解析を用いてそれぞれの試験体のシミュレーション解析を行った。FEM 解析には「FINAL」を用い、コンクリートは六面体要素とし、主筋及びせん断補強筋は線材要素としてモデル化した。コンクリートの圧縮応力度～ひずみ度曲線は修正 Ahmad モデル¹⁰⁾, ひび割れ後のせん断伝達特性は長沼モデル¹¹⁾, テンションステイニング特性は出雲らのモデル¹²⁾ (C=1.0), 圧縮強度到達後のひずみ軟化域曲線は修正 Ahmad モデルとした。主筋とコンクリートの間には、物理的な大きさを持たない接合

4. FEM 解析の概要

4.1 既往実験

FEM 解析において、軸力に対する曲げ耐力の変動傾向を検討するため、まずは既往実験結果を対象にシミュレーション解析を行い、解析仮定の妥当性を確認することにした。対象とした試験体は、立松らの実験の No.4 試験

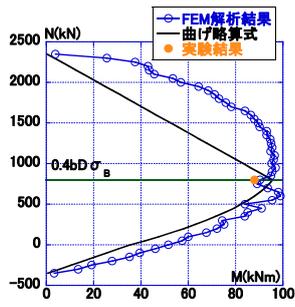


図-8 試験体 A の曲げ略算式の検証結果

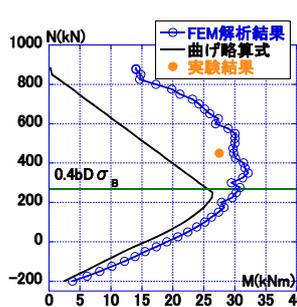


図-9 試験体 B の曲げ略算式の検証結果

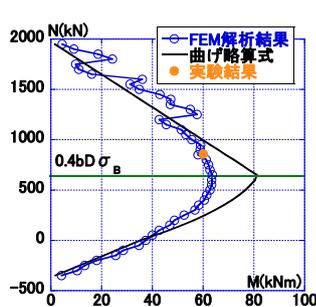


図-10 試験体 C の曲げ略算式の検証結果

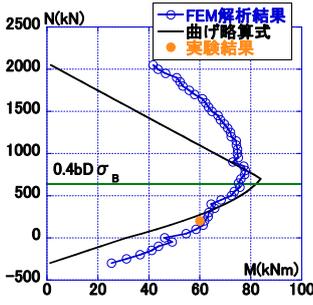


図-11 試験体 D の曲げ略算式の検証結果

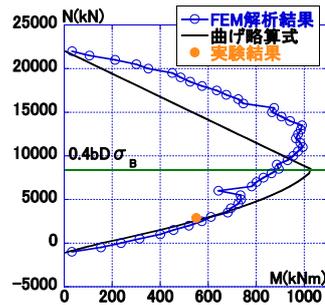


図-12 試験体 E の曲げ略算式の検証結果

要素を配置し、付着劣化によるすべりをモデル化した。付着応力～すべり関係は Elmsori らのモデル¹³⁾とした。コンクリートの圧縮破壊条件モデルは Ottosen の 4 パラメータモデル (畑中らの係数) とした。ひび割れ後の圧縮強度と圧縮強度時のひずみ度を長沼の提案式によって低減させた。最上面の節点の鉛直方向の変位が一定となるように設定し、下スタブと平行を維持し、底面の節点はすべて固定した。図-3～図-7 にそれぞれの解析モデルとシミュレーション解析により得られたせん断力～水平変位関係を実験結果と比較を示す。図-3～図-7 の縦軸はせん断力、横軸は全体変形である。その結果、FEM 解析と実験結果は良好に対応しているため、解析仮定は妥当であると判断した。この解析仮定を用いて、軸力をパラメータとして解析を行い、曲げ略算式の精度検証を行った。

5. 曲げ略算式の精度検証

FEM 解析の最大耐力をモーメントに変換し、曲げ略算式の終局モーメントとの比較を行った。その結果を図-8～図-12 に示す。図-8～図-12 の縦軸は軸力、横軸は曲げ終局モーメントである。その結果、曲げ略算式は軸力が $0.4bD\sigma_B$ より小さい場合には FEM 解析と良好に対応するが、軸力が $0.4bD\sigma_B$ よりも大きくなると、FEM 解析結果と大きな差が生じ、曲げ終局強度を過小評価するということが分かった。矩形断面の柱では、高圧縮軸力下において、曲げ略算式による曲げ終局モーメントは FEM 解析結果よりもかなり小さくなることが分かった。

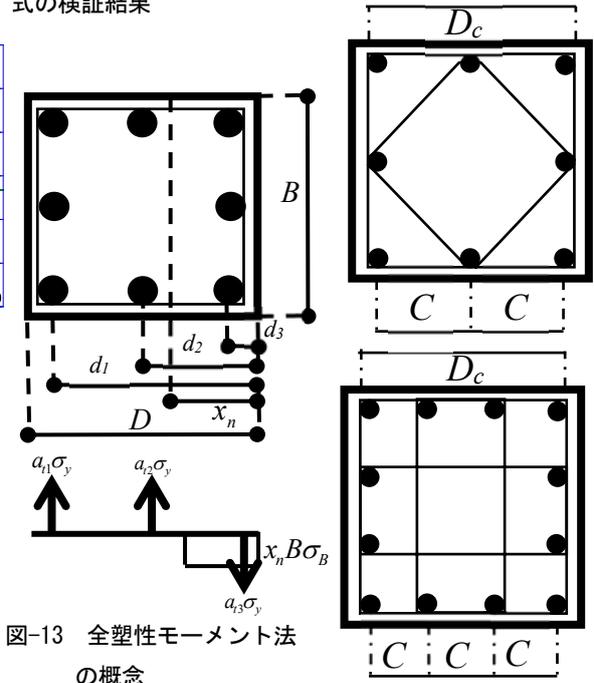


図-13 全塑性モーメント法
の概念

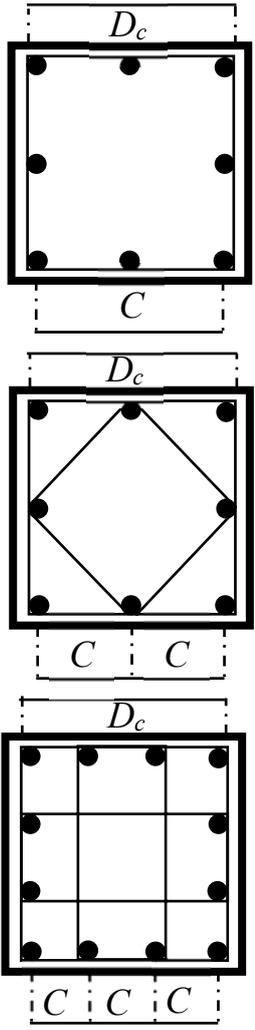


図-14 崎野式の記号
の説明

6. 全塑性モーメント法

上述の検討結果より、圧縮鉄筋を考慮した全断面が塑性域に達すると仮定して曲げ終局モーメントを算定する全塑性モーメント法を検討することとした。柱部材の全塑性モーメント法を概念を図-13 に示す。まず、断面力のつり合いにより中立軸 (x_n) の算定を行い、その後、圧縮縁回りのモーメントを算定した。全塑性モーメント法による曲げ終局モーメント (M_{u2}) は式(16)~(17)で求められる。

ここでは、 $d_3 \leq x_n \leq d_2$ のときの算定式を示す。

$$x_n = \frac{a_{11}d_1 + a_{12}d_2 - a_{13}d_3 + N}{B\sigma_B} \quad (16)$$

$$M_{u2} = a_{11}\sigma_y d_1 + a_{12}\sigma_y d_2 - a_{13}\sigma_y d_3 - B\sigma_B \frac{x_n^2}{2} + \frac{ND}{2} \quad (17)$$

式中、 a_{11} は引張縁に最も近い主筋の断面積、 a_{12} は中段主筋の断面積、 a_{13} は圧縮縁に最も近い主筋の断面積、 d_1 は圧縮縁から引張縁に最も近い主筋までの距離、 d_2 は圧縮縁から中段主筋までの距離、 d_3 は圧縮縁から圧縮縁

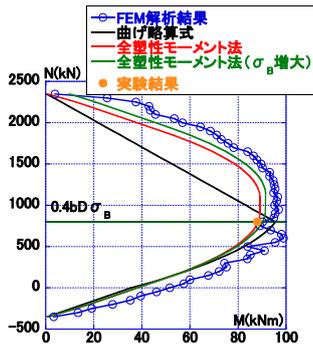


図-15 試験体 A の全塑性モーメント法の検証結果

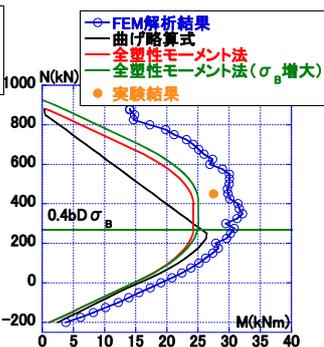


図-16 試験体 B の全塑性モーメント法の検証結果

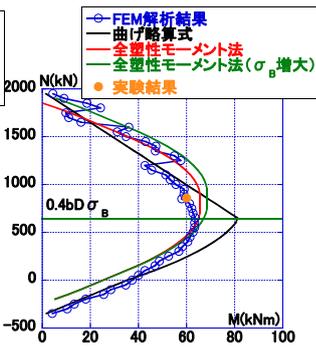


図-17 試験体 C の全塑性モーメント法の検証結果

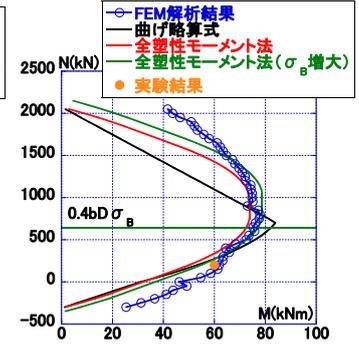


図-18 試験体 D の全塑性モーメント法の検証結果

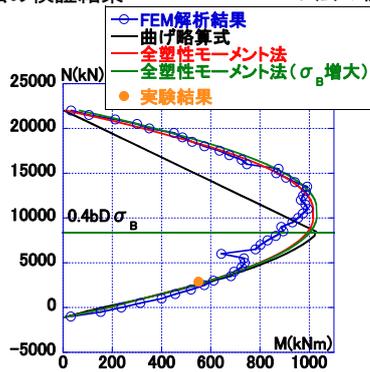


図-19 試験体 E の全塑性モーメント法の検証結果

に最も近い主筋までの距離である。

片側袖壁付き柱の検討では、全塑性モーメント法を用いた場合でも曲げ終局強度を過小評価する傾向があった。矩形断面柱でも同様の傾向となることが考えられるため、せん断補強筋の拘束効果を考え、コンクリート強度を増大させることを考えた。コンクリート強度の増大は、崎野の提案¹⁵⁾に従うことにした。崎野の提案式を式(18)～(20)に示す。

$${}_c\sigma_{cB} = \sigma_p + \kappa\rho_h\sigma_{hy} \quad (18)$$

$$\sigma_p = \mu_c\sigma_B = \begin{cases} 0.8{}_c\sigma_B, & \text{円形断面の場合} \\ 1.0{}_c\sigma_B, & \text{正方形断面の場合} \end{cases} \quad (19)$$

$$\kappa = \begin{cases} k_c(1 - \frac{s}{2D_c})^2, \\ k_s(\frac{d''}{C})(1 - \frac{s}{2D_c}) \end{cases} \quad (20)$$

式中、 ρ_h はせん断補強筋の体積比、 σ_{hy} はせん断補強筋降伏強度、 s はせん断補強筋ピッチ、 d'' はせん断補強筋の公称直径、 σ_p はプレーンコンクリート強度である。また、 k_c は円形断面の場合に 2.09 を用い、 k_s は矩形断面の場合に 11.5 を用いて算定する。なお、 D_c 及び C については図-14 に示す。崎野の提案式でコンクリート圧縮強度を増大させ、その値を用いて全塑性モーメント法に

よって曲げ終局強度の算定を行った。

7. 全塑性モーメント法の精度検証

全塑性モーメント法の精度検証を行った。その結果を図-15～図-19 に示す。その結果、 $0.4bD\sigma_B$ よりも軸力が小さい場合は、全塑性モーメント法による曲げ終局モーメントは、曲げ略算式、FEM 解析結果とほぼ対応している。しかし、高圧縮軸力下になると、曲げ略算式と全塑性モーメント法の計算結果に大きな差が見られ、全塑性モーメント法が FEM 解析結果と対応する結果となった。また、せん断補強筋を考慮しコンクリート圧縮強度を増大させた場合は高圧縮軸力下においてわずかに曲げ終局強度が増加したのみであった。

8. まとめ

鉄筋コンクリート造柱の曲げ終局強度算定法についての検討を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 圧縮鉄筋を考慮しない曲げ略算式は、高圧縮軸力下では FEM 解析結果と大きな差が生じ、曲げ終局強度を過小評価する傾向があることが分かった。
- 2) 圧縮鉄筋を考慮する全塑性モーメント法は曲げ略算式と比べ、高圧縮軸力下においても FEM 解析結果と対応の良いことが分かった。
- 3) せん断補強筋の拘束効果を考慮し、コンクリート圧縮強度を増大させた全塑性モーメント法は増大させない場合に比べ僅かに曲げ終局強度が増加したのみであった。

参考文献

- 1) 瀬口稜, 津田和明: 鉄筋コンクリート造片側袖壁付き柱の終局強度算定法に関する研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol.41, No.2, 2019
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準 (案)・同解説, 2016
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同

解説, 2010

- 4) 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, 1987.10
- 5) 立松伸博, 大野義照: 鉄筋コンクリート柱の曲げ破壊性状に及ぼす帯筋端部形状の影響, コンクリート工学会年次論文集, Vol.23, No.3, 2001
- 6) 周小真, 佐藤稔雄, 小野新, 清水泰: 高軸力下での鉄筋コンクリート造短柱の耐震性能, コンクリート工学会年次論文集, 1987
- 7) 黒正清治, 松崎育弘, 滝口克己, 和田章, 林静雄, 福原正志, 小林克己, 三枝達夫: 高軸力下における鉄筋コンクリート柱の耐震性能の評価に関する研究 (その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1983.9
- 8) 黒正清治, 福原正志, 飯田剛, 能森雅己: 高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート梁・柱の力学的挙動に関する実験研究 (その 2, 柱のせん断補強筋の性状), 日本建築学会関東支部研究報告集, 1976
- 9) 前田博之, 鹿野仁史, 中野克彦, 松崎育弘: 超高強度コンクリート (150MPa 級) 柱部材の構造性能に

関する実験的研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol.25, No.2, 2003

- 10) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 474 号, pp.163-170, 1995.8
- 11) 長沼一洋: 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 (その 1), 日本建築学会構造系論文報告集, 第 421 号, pp.39-48, 1991.3
- 12) 出雲淳一, 他: 内面力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 13) Elmorsi, M., Kianoush, M.R. and Tso, W.K. : Modeling bond-slip deformations in reinforced concrete beam-column joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.27, pp.490-505, 2000.
- 14) Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Member, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan.1979
- 15) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 461 号, pp.95-104, 1994.7