

[113] 鉄筋コンクリート長柱の設計法に関する一研究

正会員 ○ 堺 孝 司 (北海道大学工学部)

正会員 角 田 与史雄 (北海道大学工学部)

能 町 純 雄 (北海道大学工学部)

1. まえがき

種々の基準における鉄筋コンクリート(RC)長柱の設計方法は、その多くが合理的な構造解析によることを原則としている。しかし、同時に、近似的な設計法をも認めている。RC長柱の近似設計法に対する現存の各基準における基本的な考え方は、大凡、三つに分類することができよう。一つは、RC長柱に対する最初の設計概念である低減係数法(Reduction Factor Method)である。この方法は、長柱の断面強度が細長の影響によって見かけ上低下するとして設計する方法であり、低減係数に関する式を細長比の関数として与えるのが一般的である。日本土木学会のコンクリート標準示方書¹⁾やACI Building Code²⁾の解説に述べられている修正R法がこれに相当する。他の一つは、現在、ACI Building Codeに採用されているMoment Magnification Methodと呼ばれる方法である。この方法は、一定剛性を有する部材の弾性たわみから導びかれた係数を、慣用フレーム解析によって得られた最大端モーメントに乗じて、この増幅されたモーメントを設計モーメントとして用いようとするものである。残りの一つは、付加的に発生するであろう偏心量そのものを直接与える方法である。この方法は、長柱の実際の挙動を設計に反映させるという意味において最も理解し易い方法であると言えよう。これに相当する方法を採用している基準として、BSIのCP110³⁾、CEB-FIP Model Code⁴⁾、DIN1045⁵⁾を挙げることができる。ところが、これらの基準式で採用されている二次偏心量に対する影響因子は極めて少なく、CP110では細長比のみ、CEB-FIP Model Codeでは細長比と有効高さ、そしてDIN1045では細長比と初期偏心量といった具合である。

このようなことから、本研究では、RC長柱の耐荷挙動に影響すると思われる六つの変数を考慮し、それらが二次偏心量に対してどのように影響するかを調べ、その特性を考慮した設計用二次偏心量の形式化を試みる。

2. 解析法

本研究で用いた解析法は、幾何学的な非線形性を考慮するための有限要素法による二次弾性解析と材料非線形性を考慮するための横断面解析の二つの部分からなる繰り返し計算法であり、その基本的な考え方はJakobsen⁷⁾によって示された。解析に用いた仮定を簡単に述べると、先ず横断面のひずみに関する平面保持が仮定される。更に、横断面の形状は矩形とし柱は全断面同一寸法であるとする(図.1)。鉄筋の応力～ひずみ曲線は、図.2に示すように、引張および圧縮の何れに対しても同じな完全弾塑性体とし、終局ひずみは特に設けない。また、コンクリートの応力～ひずみ曲線は、図.3に示すような二次放物線と直線の組み合わせ曲線を仮定する。なお、コンクリートの引張に対する抵抗は無視する。また、鉄筋の弾性係数 $= 2.1 \times 10^6$ 、 $\epsilon_{cy} = 0.002$ 、 $\epsilon_{cu} = 0.0035$ を用いた。

3. RC長柱の耐荷挙動および数値実験

長柱の耐荷挙動は、横断面形状、配筋状態、鉄筋化、細長比、端部拘束程度、作用外力の偏心程度、などの相互作用を受けるので非常に複雑であるが、破壊パターンの面から見ると、二つのタイプに分けることができる。図.4は、断面強度の相互作用線と柱の耐荷挙動との関係を模式的に示したものである。タイプAは、柱の最大軸力および曲げモーメントが断面の耐力を越えてしまう場合で、この種の破壊は材料破壊と称されている。

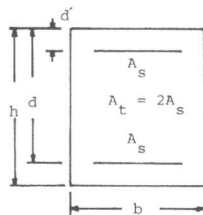


図.1 横断面

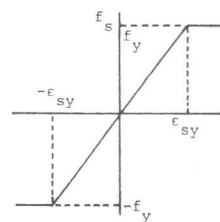


図.2 鉄筋の応力～ひずみ関係

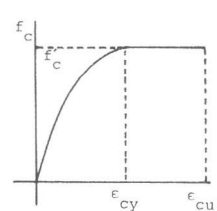


図.3 コンクリートの応力～ひずみ関係

これに対して、タイプ B は、点 D で不安定状態となる場合で、このような破壊は不定定破壊と称されている。この場合にも、最終的には点 F で材料破壊するが、タイプ A と異なり、最大耐力と終局耐力とが一致しない場合が多い。ところで、一般的には、それぞれの破壊パターンを支配する因子として、細長の程度のみを挙げて説明されることが多いが、それにも増して重要な因子として、端部の拘束状態を挙げることができる。すなわち、ある構造物中の柱が十分な拘束を受けている場合、タイプ B の破壊パターンとなることはほとんどなく、逆に、拘束度が低いとタイプ A の破壊パターンが少なくなる。この問題については後でも述べる。

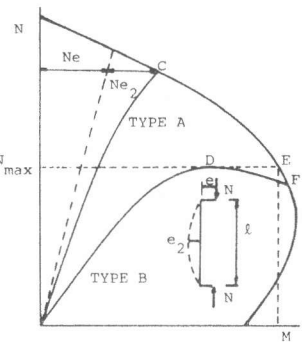


図.4 柱の挙動パターン

さて、タイプ B のような耐荷挙動の柱の設計には、不安定現象を直接反映させた設計概念に基づいた方法が良いことは言うまでもない。しかし、軸方向はもろろんのこと荷重レベル毎に変化する剛性を有する柱の不安定現象に関する数学的取り扱い是非常に難しい。そして、何よりも、RC部材の設計が通常断面破壊の終局限界状態に対してなされているということを考えると、これを不安定問題として扱うのは議論のあるところであろう。そこで、著者らは、このような場合に対する終局状態として図.4に示す点 E を想定した。これは、不安定の生じた後、断面破壊の生じるひずみ状態となるまで、その耐力を低減することなく、柱の変形が可能であることを仮定したことを意味する。このように二次モーメントを評価し、その結果を設計式に反映させる方法は、不安定の生じた時点におけるものより安全側にあると言えよう。二次モーメントを評価する方法として、上述した方法の外に、図.4の終局荷重点 F をそのまま用いる考え方もあると思われるが、場合によっては最大耐力をかなり低く見積る可能性があるので、その扱いには注意を要する。

次に、設計式としての二次偏心量の形式化のために行なった数値実験について述べる。考慮した変数は：

$$\beta = l/h = 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40$$

$$r = (d - d')/h = 0.7, 0.8, 0.9$$

$$\delta = e/h = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$$

$$\rho_t = A_t/bh = 0.008, 0.021, 0.034, 0.047, 0.06$$

$$\text{コンクリート圧縮強度 } f'_c = 200, 300, 400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{鉄筋降伏強度 } f_y = 2400, 3500, 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

数値実験では、両端ヒンジでかつ外力が等偏心位置に作用し、そのたわみ形に変曲点を起こさせない柱のみを扱った。このような条件の下での数値実験の結果は、一部を除いてそのほとんどが不安定挙動を示したことから、形式化に採用するデータは材料破壊のケースを除くことにした。最終的な変数の組み合わせ総数は 358 となった。RC柱の両端を完全なヒンジの条件で行なった実験として、Gaede⁸⁾あるいはMehmel⁹⁾によるものを挙げるができる。そこで考慮された変数の範囲は両者合せて、 $e/h = 0.08 \sim 0.5$ 、 $l/h = 8.8 \sim 35.4$ であるが、 $e/h = 0.08$ 、 $l/h = 8.8$ の場合も含めて、そのほとんどが材料破壊以前に不安定状態になることが示されている。また、柱を拘束するはりの剛性を種々に変化させた Cranston³⁾の数値計算では、端部の拘束度が破壊パターンに関係することが示されている。実際の柱の端部の拘束条件はその構造形式に大きく依存すると共に、その拘束程度に関係する因子が相当広汎な範囲にわたることなどから、数値実験で、拘束度に影響する変数を考慮することは事実上不可能である。本研究で採用する不安定破壊の場合に対する二次モーメントは、最大荷重がつり合い軸力より大きな場合においては、同じ断面を有する柱で端部の拘束によって材料破壊となる場合より大きな二次モーメントとなる。従って、本研究で用いた方法に基づく設計式であれば、拘束に起因する材料破壊の場合を安全側に包含すると言えよう。しかし、最大荷重がつり合い軸力より小さい場合については、単純にそのような説明ができない。このようなことから、拘束度の問題あるいは数値実験では全く考慮しなかった不等偏心の問題などについては、今後有効長あるいは等価偏心のような考え方の導入をも含めて、別の角度からのアプローチを計るつもりである。

4. 二次偏心量とその形式化

図.5～図.10は、考慮した各変数の二次偏心量 e_2/h に対する影響を示したものである。本研究で採用した二次偏心量の算定法では、最大軸力がつり合い軸力より大きいのか小さいかでその特性が異なるので、図中ではそれらを区別した。以後の説明の便宜のために、前者をCASE A、後者をCASE Bと称することにする。 β と r については、

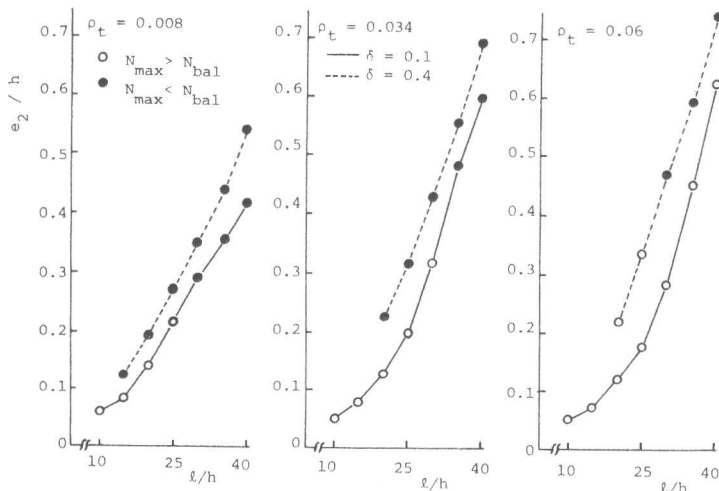


図.5 e_2/h に対する細長比 β の影響 ($\gamma=0.8, f_c=300\text{kg/cm}^2, f_y=3500\text{kg/cm}^2$)

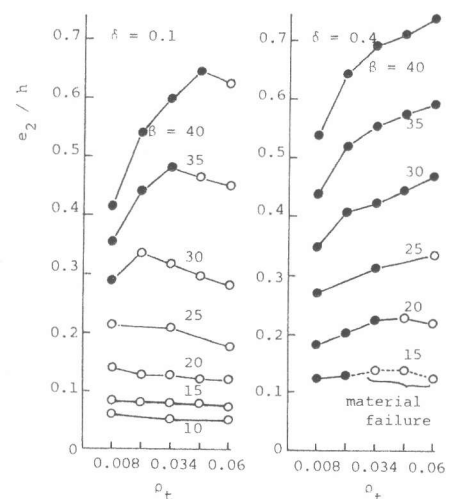


図.6 e_2/h に対する鉄筋比 ρ_t の影響 ($\gamma=0.8, f_c=300\text{kg/cm}^2, f_y=3500\text{kg/cm}^2$)

CASE AとCASE Bとでその特性

に大きな差異はないと言えるが、 ρ_t については全く異なった性状を示している。次に

図.8の δ の影響についてみれば、CASE Aの場合、 δ の増加

と共に e_2/h はほぼ単調増加であるが、CASE Bの場合、 δ に対する e_2/h の増加率は徐々に

小さくなり、最後にはほぼ一定状態と見なせるような性状を示している。鉄筋降伏強度

f_y およびコンクリート圧縮強度

f_c については、CASE Aの場合

にはその影響が小さく、CASE Bの場合には大きいことが、それぞれ

図.9および図.10で示されている。また、CASE Bの場合には、これらの

変数と他の変数との間に相互関係のあることも明らかである。

以上の結果に基づいて二次偏心量に関する形式化を行なう。その際

CASE AとCASE Bとでは、 ρ_t と δ の影響についてきわだった違いを見せ

ていることを考慮し、両者を区別して扱うことにする。更に、CASE B

の場合、 δ の影響を表わすような曲線を当てはめることが難しいこと

から、 δ の増加で e_2/h が単調増加する場合と δ にほぼ関係なくなる場合とに分け、それぞれCASE B₁およびCASE

B₂とする。この結果、CASE A、CASE B₁、CASE B₂の各々における二次偏心量に対する γ 、 ρ_t 、および δ の影響

はほぼ線形と見なすことができる。さて、二次偏心量に対して最も大きな影響のある因子が β であることは先に

示されたが、種々の検討の結果、 β の影響は各々の場合について三次式で表わせることがわかった。最終的な二

次偏心量の式は、鉄筋の降伏強度およびコンクリートの圧縮強度の影響をも考慮した次式で表わすことにした：

$$\frac{e_2}{h} = (\beta + \beta_1)(\beta_2 + \beta_3 \cdot \delta + \beta_4 \cdot \gamma + \beta_5 \cdot \rho_t + \beta_6 \cdot \rho_t) \frac{f_y}{f_c} + \beta_7 \cdot \delta \frac{f_y}{f_c} + \beta_8 \cdot \frac{f_y}{f_c} + \beta_9 \cdot \rho_t \frac{f_y}{f_c} + \beta_{10}$$

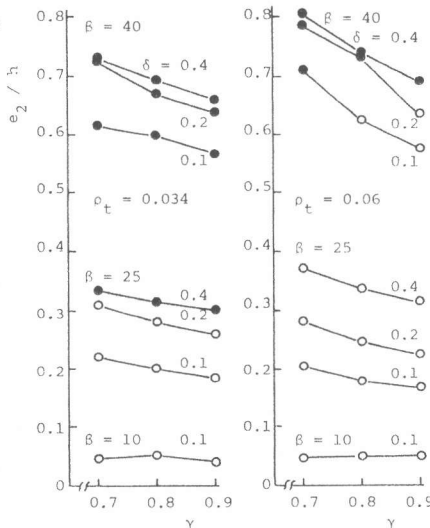


図.7 e_2/h に対する鉄筋間距離 γ の影響 ($f_c=300\text{kg/cm}^2, f_y=3500\text{kg/cm}^2$)

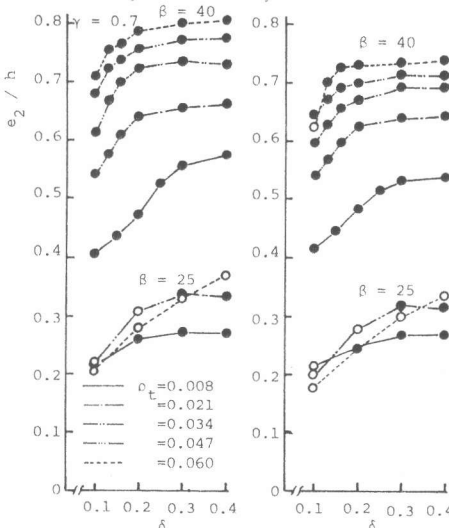


図.8 e_2/h に対する初期偏心 δ の影響 ($f_c=300\text{kg/cm}^2, f_y=3500\text{kg/cm}^2$)

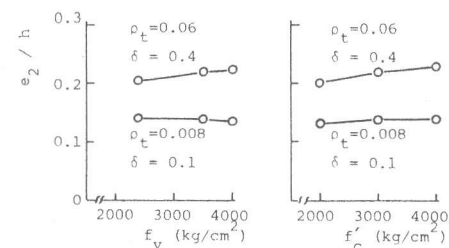


図.9 e_2/h に対する鉄筋降伏強度 f_y とコンクリート強度 f_c の影響 ($\beta=20, \gamma=0.8$)

非線形の重回帰式である上式から、試算によって、CASE A、CASE B₁、CASE B₂の各々の場合に関する回帰係数 $\beta_1 \sim \beta_{10}$ を求めた。なお、データ総数358の各々に対する内訳は、CASE Aが110、CASE B₁が140、CASE B₂が108である。表.1に回帰解析の結果を示す。ただし、CASE Aの場合 $\beta_6 \sim \beta_9 = 0$ 、CASE B₂の場合 $\beta_3 = \beta_9 = 0$ とした。

図.11は、数値実験/回帰式に対する頻度分布図であるが、得られた回帰式は各々の場合についてかなりの適合性を有していると言えよう。CASE Aの場合、数値実験/回帰式の値が1.1を超えるものが13ケースあるが、これらは β および δ の小さい場合に集中している。このような場合、最大荷重の誤差が二次偏心量に敏感に影響するという数値解析上の問題が生じ易い。このことに鑑み、ここでは、得られた回帰式との適合性がこのような領域で多少悪くなくても問題にしないことにした。CASE Aの数値実験/回帰式に対する変動係数は、一部のデータのばらつきの影響を受けて約10%と大きくなっているが、重相関係数は約0.98とかなり良い相関度を示している。

各基準式と数値実験との適合度を見るために、それらの比に対する変動係数を計算した。その結果は、CP110が18.8%、CEB-FIPが19.8%、DIN1045では、 $\delta < 0.3$ に対して13.9%、 $\delta \geq 0.3$ に対して7.85%となった。なお、DIN1045との結果は $l/h \leq 20$ に対するものである。

5. 結 論

以上、RC長柱を設計する場合の二次モーメントを評価するために、二次偏心量に関する形式化を行なった。その結果、特性に応じてCASE A、CASE B₁およびCASE B₂の三つの場合に分けることによって、かなり適合度の良い式を得ることができた。影響因子を大胆に無視し、その適合度を下げるつもりであれば、一つの式にすることも可能であろうが、現時点ではこのままにしておく。これらの式を設計用の式とするには、例えば β_1 の値を単純増加させたり、あるいはある信頼度を有する式を求めればよい。何れにしても、クリープなどの影響に対する問題も残されているので、最終的な設計式の提案は機会を新めて行ないたい。

仮に、三つの式を設計式として導入した場合の設計手順について簡単に述べておく。まず断面を仮定し、その断面のつり合い軸力 N_b を算定する。次に N_b と所与軸力 N との比較を行ない、 $N > N_b$ の場合はCASE Aの式を、 $N < N_b$ の場合はCASE B₁およびCASE B₂の式を用いて二次偏心量を算定する。ただし、後者の場合は、CASE B₁とCASE B₂によるもののうち小さい方を選ぶ。その結果、仮定した断面の耐力が N と所与モーメントプラス二次モーメントより大きければ良い訳である。耐力に余力のある場合には、断面を仮定し直す。このような手順を繰り返すことによって合理的な断面設計を行なうことができる。

なお、本研究は昭和56年度文部省科学研究費によって行なったものである。数値計算には、北海道大学大型計算機センターのHITAC M-200Hを用いた。

(参考文献) (1) コンクリート標準示方書、日本土木学会 (昭和

55年版) (2) ACI Building Code Requirements(318-77) (3) BSI CP110 1972

(4) CEB-FIP Model Code, 1978 (5) W.B.Cranston, Research Report 20, Cement

and Concrete Association, 1972 (6) DIN1045, 1978 (7) K.Aas-Jakobsen,

Bericht Nr.50, Institute für Baustatik ETH Zürich, März 1974 (8) K.Gaede,

DAfStb Heft 129, 1958 (9) A.Mehmel, DAfStb Heft 204, 1969.

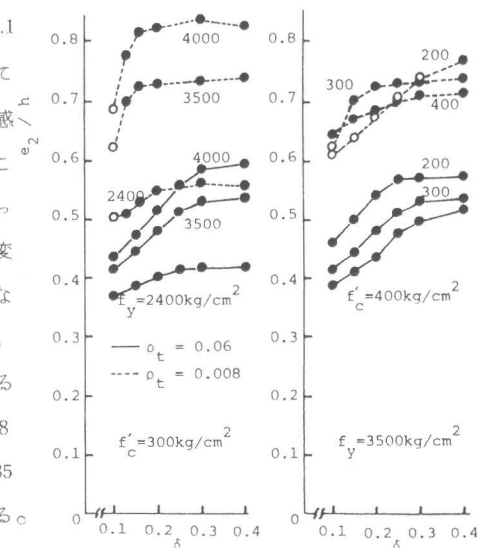


図.10 e_2/h に対する鉄筋降伏強度 f_y とコンクリート強度 f_c の影響($\beta=40$, $\gamma=0.8$)

表.1 回帰式の係数

	CASE A	CASE B ₁	CASE B ₂
β_1	9.189	69.17	40.06
β_2	0.8051	0.0499	0.1407
β_3	1.181	0.0181	-
β_4	-0.4453	-0.0155	-0.0726
β_5	-1.058	0.3575	1.269
β_6	-	0.0209	0.1365
β_7	-	0.0602	-
β_8	-	0.00044	0.00326
β_9	-	-0.00009	-0.00030
β_{10}	0.00488	-0.02005	-0.00835
$\beta_2 \sim \beta_9 (\times 10^{-5})$			

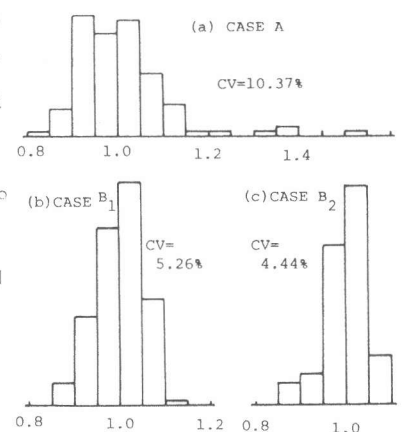


図.11 数値実験/回帰式の頻度分布