

V-24 鉄筋コンクリート長柱の設計に関する研究

北海道大学 正員 堺 孝司
 北海道大学 正員 角田 与史雄
 北海道大学 正員 能町 純雄

1. まえがき

はり一柱鉄筋コンクリート(RC)構造系における各部材の設計のための構造解析は、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した非線形解析が理想的である。しかしながら、そのような解析は、非常に複雑な繰返し計算となり、弾性理論に基づく線形解析のような統一的な扱い方がまだ確立されておらず、一般的な方法とは言い難い。従って、通常は線形解析によることとなる。近い将来の適用を目指して、土木学会によって公表されたコンクリート構造の限界状態設計法の案においても、線形解析によるのを原則としている(1)。

線形解析の結果に基づいてRC長柱の断面を設計する場合、二次効果と称される付加的な影響を考慮しなければならない。著者らは、先に、この問題に関する研究報告を行なった(2)。そこでは、RC長柱について、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した解析による数値実験結果から、回帰解析によって、付加的に発生する二次偏心量に関する形式化を行ない、それに基づいて、設計で考慮すべき二次偏心量の実用式を提案し、更に、これまで行なわれてきた単一の柱あるいはフレーム構造に関する実験結果を利用して、提案した実用設計式の安全度についての検討を行なった。

一般に、あるデータの集積から設計式を導びく場合に、二通りの考え方があると思われる。その一つは、それらのデータに対して所定の安全側の値を与える式を導びく方法である。例えば、95%の信頼度をもつ式とする方法がある。先に発表した著者らの提案式は、この方法に基づいている。他の一つは、データの平均値を与える式を導びき、その変動に対する安全性は安全係数によって考慮する方法である。前述したコンクリート構造の限界状態設計法の案の1.9においては、「断面力の算定値を算出する関数 $S(F_d)$ は、荷重係数をすべて1.0としたときに、断面力の平均を算出することを標準とする。すなわち、 $S(F_d)$ の変動については、 γ_d (構造解析係数)で考慮するものとする」と規定されている。

これらのことを考慮して、本研究では、RC長柱の二次偏心量に関して、著者らが先に行なった数値実験結果から導いた平均値を表わす式に基づく軸耐力と集積した実験データとの比較を行なう。

2. 二次偏心量の回帰式

両端がヒンジで、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RC長柱に関して短時載荷および持続載荷の合せて 933 の場合についての計算を行なった。この数値実験に基づいて、二次偏心量 e_2/h を算定し、種々の変数の影響についての検討から、最終的な回帰式の形として次式を考慮することとした：

$$\frac{e_2}{h} = (\beta + \beta_1)(\beta_2 + \beta_3\delta + \beta_4\gamma + \beta_5\rho_t + \beta_6\rho_t\frac{f_y}{f_c} + \beta_7\frac{f_y}{f_c} + \beta_8\rho_t\frac{E_s}{f_c} + \beta_9\frac{P_s}{P_{s,max}} + \beta_{10}\rho_t\frac{P_s}{P_{s,max}}) + \beta_{11} \quad (1)$$

ここで、 β = 断面高さと柱長の比(ℓ/h)、 δ = 作用荷重偏心(e_1/h)、 γ = 配筋位置に関する係数、 ρ_t = 鉄筋比、 f_c = コンクリート圧縮強度、 f_y = 鉄筋降伏強度、 E_s = 鉄筋の弾性係数、 P_s = 持続荷重の大きさ、 $P_{s,max}$ = 持続荷重を受けた場合の最大荷重、 $\beta_1 \sim \beta_{11}$ = 数値実験結果より決定すべき係数を表わす。回帰解析により得られた係数 $\beta_1 \sim \beta_{11}$ をTable.1に示す。その際、数値実験結果に関する変数影響の検討から、最大軸力がつり合い軸力より大きい場合(CASE A)と小さい場合(CASE B)とに区別することが適当であることがわかったので、回帰式も二通りに分けた。

3. 回帰式の実験結果との比較

回帰式(1)と既往の実験結果との比較を行なうための実験データ総数は626個である。実験者、実施年および供試体数の一覧を表.2に示す。柱端拘束条件および載荷条件ならびに引用文献は割愛する。

実験データ作成上の仮定は文献(2)と全く同じである。また、クリープ破壊の柱は、実際のRC柱の設計においてそのような破壊を起す高い持続荷重を想定することはまれであるので、ここでは、比較検討の対象外とした。従って、クリープ破壊が予測されるような場合には、それに対応する検討を別に行なう必要がある。

二軸曲げの問題は、一般的には、通常の横断面軸とは無関係に扱うべきであるが、著者らは近似的に一軸曲げとして扱うことにした。すなわち、考慮する曲げは、常に弱軸(y軸)まわりとし、二軸曲げに伴う耐力低減を等価偏心の導入によって考慮するものである。最終的な等価偏心は次式である($b \geq h$)：

$$\frac{e_1}{h} = \frac{e_x}{h} + 0.6 \sin \theta \frac{e_y}{b} \quad (2)$$

$$\tan \theta = \frac{e_y/b}{e_x/h} \quad (3)$$

ここで、 e_y および e_x は、それぞれ弱軸方向およびそれと直角方向の一次偏心を表わす。Fig.1(a)は、二軸曲げの柱に関

Table.1 Coefficients of Regression Equation

Coeff.	CASE A	CASE B
β_1	14.76	46.65
β_2	5.48	0.966
β_3	6.44	0.313
β_4	-2.69	-0.435
β_5	-1.83	8.28
β_6	-	1.11
β_7	-	0.0176
β_8	-	-0.00206
β_9	5.13	0.331
β_{10}	-50.1	-2.36
β_{11}	-0.0217	-1.00

$\beta_2 \sim \beta_9 (\times 10^{-6})$

Table.2 Test Data

Researcher	Year	Number of Specimens
Baumann	1934	43
Thomas	1939	14
Ramboll	1951	38
Ernst, Hromadik and Riveland	1952	8
Gehler and Hutter	1954	50
Gaede	1958	16
Kordina	1960	4
Aas-Jakobsen	1960	20
Saenz and Martin	1963	52
Chang and Ferguson	1963	6
Breen and Ferguson	1964	6
Ramamurthy	1965	55
Martin and Olivieri	1966	8
MacGreger and Barter	1966	8
Furlong and Ferguson	1966	7
Ferguson and Breen	1966	8
Pannell and Robinson	1968	16
Green and Breen	1969	5
Mehmel, Schwarz, Kasperek and Makovi	1969	16
Breen and Ferguson	1969	10
Ramu, Grenacher, Baumann and Thurlimann	1969	37
Cranston and Sturrock	1971	8
Drysdale and Huggins	1971	57
Goyal and Jackson	1971	46
Hellesland and Green	1971	6
Hirasawa	1974	55
Kordina	1975	12
Blomeier and Breen	1975	3
Green and Hellesland	1975	8
Gruber and Menn	1978	4
Total		626

する実験値 $N_{u,test}$ と回帰式(1)による計算値 $N_{u,cal}$ の比に対する度数分布を表わす。なお、等価偏心の導出に際して、 $N_{u,test}/N_{u,cal}$ が極端に大きな値を示すSturrockらおよびPannelらのデータを除外したために、それらを含めた $N_{u,test}/N_{u,cal}$ の平均値は約1.1を示した。除外したデータに対するその平均値は1.01であった。Fig.2は、等価偏心導出に用いたデータの著者別の $N_{u,test}/N_{u,cal}$ の度数分布を示す。

Fig.1(b)は、端拘束のある柱に関する $N_{u,test}/N_{u,cal}$ の度数分布を示している。平均値および変動係数がそれぞれ約1.06および0.15であり、拘束の影響を有効長の概念扱うことができるものと思われる。

Fig.1(c)は、端ヒンジの柱に関する $N_{u,test}/N_{u,cal}$ の度数分布を示している。この場合、二軸曲げと同様に、かなり大きな $N_{u,test}/N_{u,cal}$ がみられる。そのほとんどは、断面高さと柱長の比の大きな場合、鉄筋比が小さな場合、かつ一次偏心が0の場合である。更に、一次偏心あるいは鉄筋比の大きさの相対的な関係から、各データ間で矛盾する $N_{u,test}$ がみられた。このように、大きな $N_{u,test}/N_{u,cal}$ の影響もあって、その平均値は約1.1と大きな結果となった。また、変動係数も約0.26と比較的大きなものとなった。しかしながら、相関係数は約0.97と回帰式は実験データと非常に相関を示している。

Fig.1では、持続荷重および繰り返し載荷を含む場合を区別して示してあるが、データの特別な偏りはみられず、このような場合にも、回帰式(1)は適用できると思われる。しかしながら、式(1)は、持続荷重を受ける場合、持続荷重の大きさの影響は考慮されてはいるものの、載荷時材令は28日に固定されたものに基づいている。

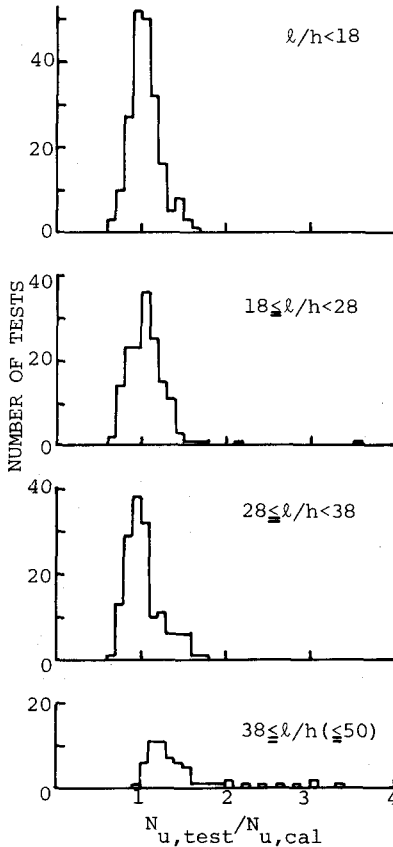


Fig.3 N Ratio for Various Ranges of l/h

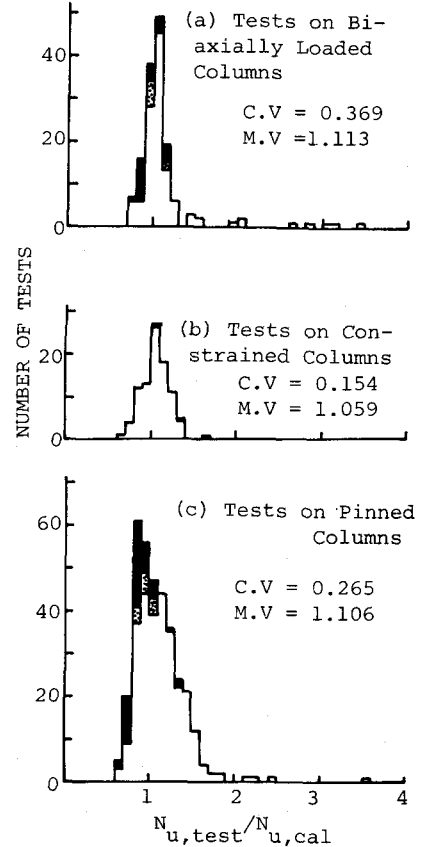


Fig.1 N Ratio for Various Types of Test

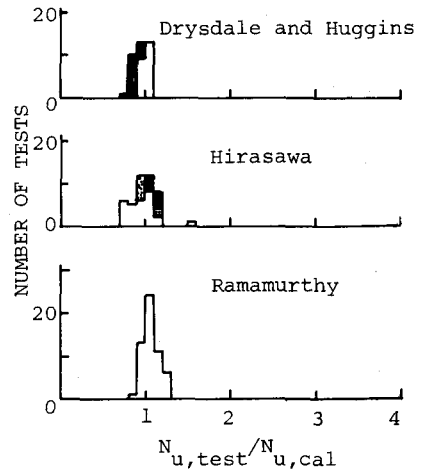


Fig.2 N Ratio for Biaxially Loaded Columns

従って、もし回帰式に載荷時材令の影響を含めれば、実験データとの適合度はよくなるであろう。なお、繰り返し載荷を含む実験データの数は非常に少ないので、一般的なことは言えないが、データとして採集できた繰り返し回数および荷重レベルの範囲においては、それらの終局耐力に対する影響はあまりないものと思われる。

次に、主な影響変数ごとの $N_{u,test}/N_{u,cal}$ の度数分布形状についての検討を行なう。Fig.3 は、 ℓ/h に関するものである。 $\ell/h \geq 38$ の場合、明らかに、他の分布形状と異なる。一般的には、 ℓ/h が大きいと、実験値は算定値より小さくなる確率が高いと思われるが、これらの結果は全くその逆を示している。

Fig.4 は、 e_1/h に関するものである。 e_1/h が小さい場合および大きい場合の分布位置が、中間程度のそれと若干異なっていることがわかる。これは、数値実験で考慮した $\delta = e_1/h$ の範囲に関するものと思われる。数値実験では、 δ の範囲として 0.1~0.4 を考慮した。Fig.5 は、 $\delta \geq 0.4$ のデータに対する度数分布を示す。この結果は、 δ が 0.7 程度までは、回帰式で十分その影響を考慮することができるが、それ以上になると、回帰式からずれてくることを示している。

しかし、それは安全側にある。換言すれば、 δ が大きい場合、回帰式は、二次偏心量を小さく評価する傾向がある。

Fig.6 は、 γ に関するものである。数値実験で考慮した γ の範囲は 0.7 ~ 0.9 であるが、0.7 以下の範囲においても、それ程大きなデータの偏りはみられない。

Fig.7 は、鉄筋比 ρ_t に関するものである。この場合、明らかに、 $\rho_t < 1\%$ の範囲のデータ

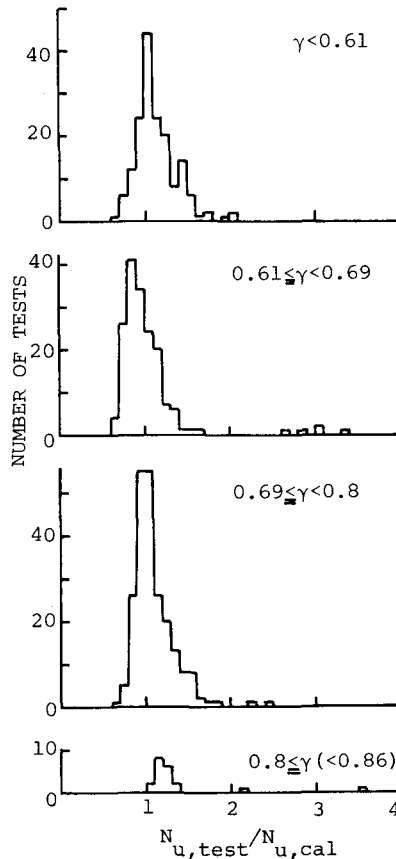


Fig.6 N Ratio for Various Ranges of γ

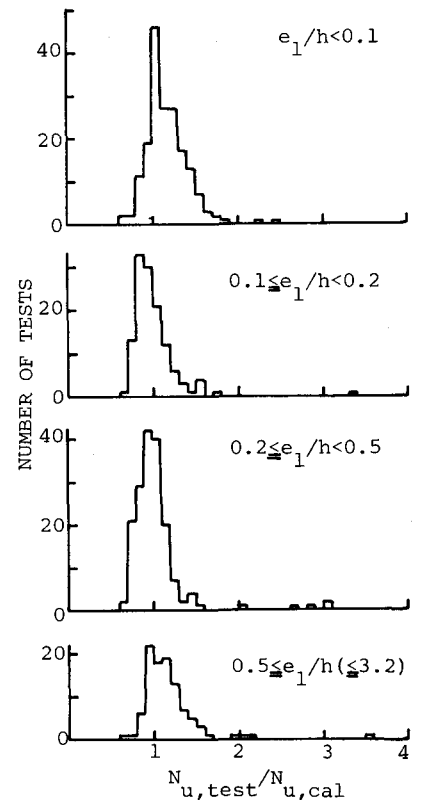


Fig.4 N Ratio for Various Ranges of e_1/h

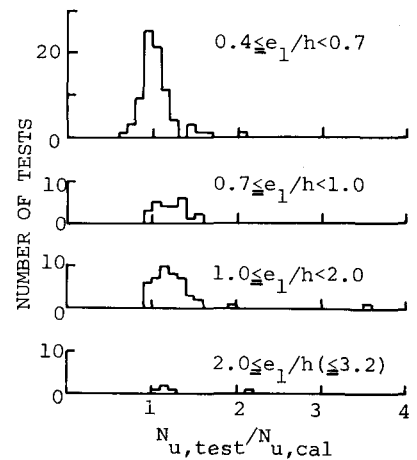


Fig.5 N Ratio for Various Ranges of e_1/h

分布が他の範囲の分布と異なっている。しかし、その分布位置は安全側にある。

Fig.8 は、全データに関する度数分布を示す。変動係数および相関係数は、それぞれ約0.28および0.96であった。理想的には、 $N_{u,test}/N_{u,cal}$ の平均値は1.0 であるが、この場合1.1 を示した。すなわち、回帰式(1) に基づく耐力は、実験データより若干小さく評価されている。これは、回帰式の問題というより、既に述べたように、常識的に考えられる範囲以上に極端に過大な $N_{u,test}$ のデータが偏在したためと思われる。更に数値実験で、コンクリートの終局ひずみを0.35%と仮定したことや、不安定の場合の処理の問題などが複雑に関係することも考えら

れる。しかしそれらを分析評価することは困難である。何れにしても、それらは安全側にあるので、回帰式(1) を設計式とする場合、問題は無い。

最後に、参考のために、ここで述べた方法と同じ方法で設計することが規定されている主な基準に従った場合の実験結果との比較を行なう。対象とした基準は、DIN1045, CEB-FIP,およびCP110 である。Fig.9~11 はその結果を示す。用いた実験データ数が異なるのは、それぞれの

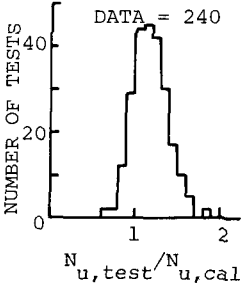


Fig.9 DIN1045

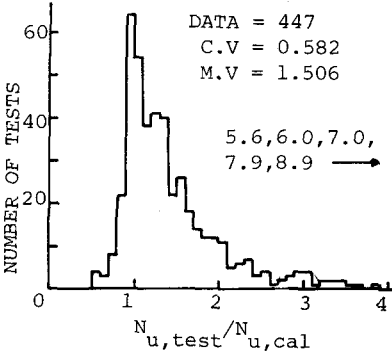


Fig.10 CEB-FIP

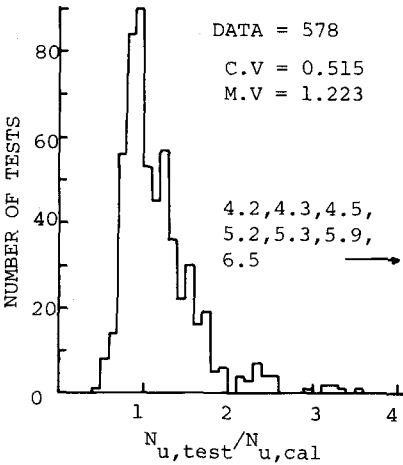


Fig.11 CP110

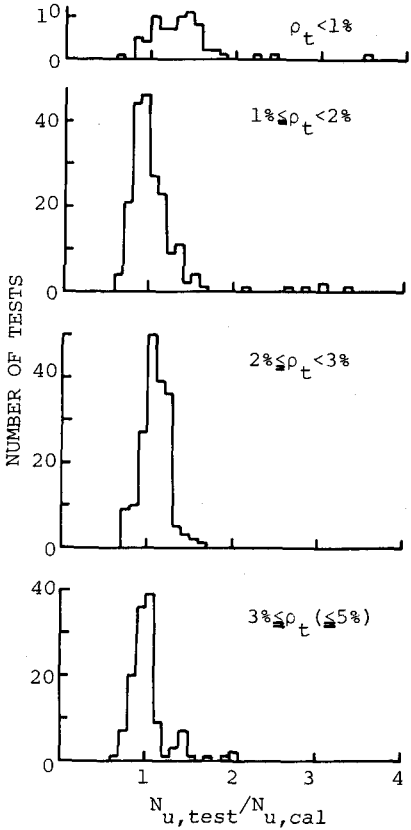


Fig.7 N Ratio for Various Ranges of ρ_t

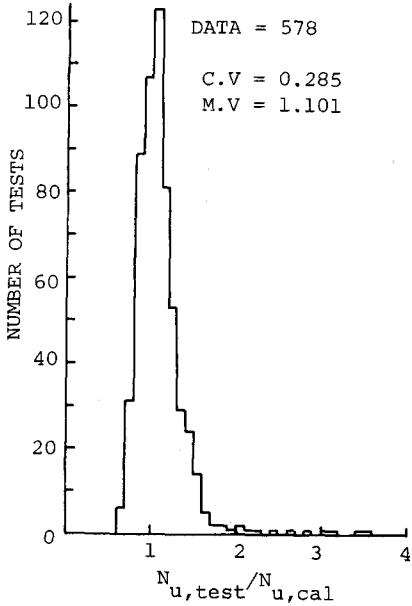


Fig.8 Authors

基準の適用範囲の違いの結果である。変動係数および平均値は、互いにかなり異なったものとなっている。これらの結果から、明らかに、これらの基準で与えられている式は、平均値を与える式ではなく、それにある程度の安全率を考慮したものであることがわかる。

4. あとがき

著者らは、先に、RC長柱の近似設計における設計式、すなわち、設計用二次偏心量の式を提案した。これは、DIN1045, CEB-FIP, およびCP110 のように、データに対して適当な安全側の値を与える式であった。然るに、最近発表された土木学会のコンクリート構造の限界状態設計法(案)においては、断面耐力あるいは断面力の算定値を算定するための式はそれらの平均を標準とする、という設計の基本思想が提示された。この考え方は、そこで示されている部材係数あるいは構造解析係数なるものによって平均値を表わす設計式の変動を正しくとらえて、所定の安全度を与えることができれば、一つの合理的な方法であると言える。しかしながら、表面上の単純さとは異なり、実際に安全係数を決定する場合、そこに多くの問題が包含されているように思われる。

本研究では、このような問題を別にして、RC長柱の設計のための二次偏心量の数値実験に基づく回帰式と実験データとの適合についての検討を行なった。その結果、RC長柱の実験データのばらつきを考慮すれば、ここで示した回帰式は、設計式として実用上十分利用できることが示された。

本研究は、文部省科学研究費(昭和58年度奨励研究(A), No.58750378)によって行なったものである。なお、数値計算には北海道大学大型計算機センターのHITAC M-200H を使用した。

(参考文献)

1. 土木学会、コンクリート構造の限界状態設計法(案)
2. 堺・角田・能町：鉄筋コンクリート長柱の設計に関する研究、土木学会第38回年次学術講演会講演概要集、第5部、V-47.