



Title	鉄筋コンクリート断面の終局曲げ耐力に対する圧縮縁附近のコンクリート強度低下の影響
Author(s)	能町, 純雄; Nomachi, Sumio G.; 角田, 与史雄 他
Citation	北海道大學工學部研究報告, 79, 1-8
Issue Date	1976-03-19
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/41352
Type	departmental bulletin paper
File Information	79_1-8.pdf



鉄筋コンクリート断面の終局曲げ耐力に対する圧縮縁附近の コンクリート強度低下の影響

能 町 純 雄* 角 田 与 史 雄* 松 井 司*

(昭和50年9月27日受理)

The Effect of Strength Reduction of Concrete at the Compressive Edge on the Ultimate Flexural Strength of a Reinforced Concrete Section

Sumio G. NOMACHI Yoshio KAKUTA Tsukasa MATSUI

(Received September 27 1975)

Abstract

In designing reinforced concrete members to be subjected to bending, the properties are generally assumed to be uniform throughout the section. In practice, strength reduction due to bleeding of fresh concrete may, however, occur in concrete near the upper edge of the member.

In this paper, the variation of concrete strength over a certain height of the member is discussed on the basis of measurements on concrete columns, and the effect of the reduced strength of concrete near the compressive edge of the reinforced concrete section on its ultimate flexural capacity is presented by numerical calculations.

1. ま え が き

構造物または構造部材の耐力は、構造材料の因襲的なばらつきや部材形状寸法の避けることのできない施工誤差などのため、本質的に変動する性質をもつ。構造設計において耐力の大きさを推定しようとする際には、さらに、耐力算定法に関する研究の不完全さや実用上からくる近似性などのため、ある程度の推定誤差を免れることができない。これらの不確実性は、設計上何らかの安全性係数によって補われる。

鉄筋コンクリート断面の終局曲げ耐力の算定法は、その破壊機構の面から見て理論的にはほぼ確立されているとみなすことができる。しかしもち論その中には、平面保持の仮定に伴う誤差、圧縮部コンクリートの応力分布形状の単純化による誤差、コンクリートの終局ひずみ値の設定上の誤差や時間的変形の影響などの多くの不確実性要因が含まれている。ここに取り上げる問題もこの種の要因の一つである。すなわち、一般に終局曲げ耐力の算定においては、コンクリートの品質が断面内において一定であると仮定されるが、実際にはブリージングの影響や締め固めの不均一などのため、主として高さ方向に変化してとると考えることができる。その終局曲げ耐力に対する影響は、終局時の圧縮縁がコンクリート打ち込みの上縁に一致するときにとくに重要となる。本研究は、この場合の終局曲げ耐力の低下について、コンクリートの打ち込み高さ方向の強

* 土木工学科 交通構造工学講座

度分布の測定データに基づいて、単鉄筋矩形断面を対象に数値計算によって調べることにより、鉄筋コンクリート断面の終局曲げ耐力に対する安全性のための耐力低減係数の値を定める際の基礎資料を提供しようとするものである。

2. コンクリート強度の高さ方向の分布について

コンクリートのブリージングなどによる打ち込み高さ方向の強度の変化は、同一断面内のコンクリートの強度が一樣に低下するおそれのある柱の場合に最も重要とされており、従ってこれまでの実測では、柱のようにコンクリートの打ち込み高さの大きい場合が対象とされてきた。そこで本研究では、打ち込み高さの比較的小さい場合について実験的に調べることにより、従来のデータを補うことにした。

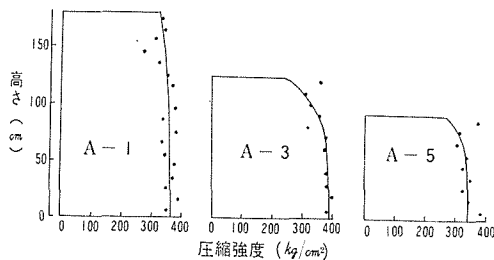
使用したコンクリートの配合は表—1に示す3種からなり、早強ポルトランドセメント（比重3.15, 比表面積5,020 cm²/g）、錦岡産砂（比重2.78, 吸水量1.02%, 粗粒率2.94）および静内産砂利（最大寸法20 mm, 比重2.73, 吸水量1.05%, 粗粒率7.4）を使用している。各配合に対するス

表—1 コンクリートの配合

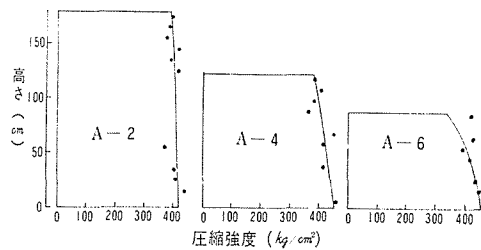
	W/C (%)	C (kg/m ³)	W (kg/m ³)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)
A	52	276	144	983	1,145
B	55	280	154	972	1,124
C	58	290	160	956	1,115

ランプ値は、Aが4.2 cm, Bが5.5 cm, Cが14.3 cmである。供試体は断面10×20 cmで一定とし、高さを90, 120および180 cmの3種にした。コンクリートは、棒状バイブレーターによる内部振動によって締め固めながら、鋼製型枠中に上記の高さまで連続的に打ち上げた。供試体は各2本とし、1本は材令14日、他の1本は材令28日に試験に供した。供試体は材令1~2日に脱型した後、水中養生を行ない、試験日材令の1~2日前にダイヤモンドカッターによって水平方向に10×10×20 cmの角柱を切り出し、圧縮試験用の供試体とした。

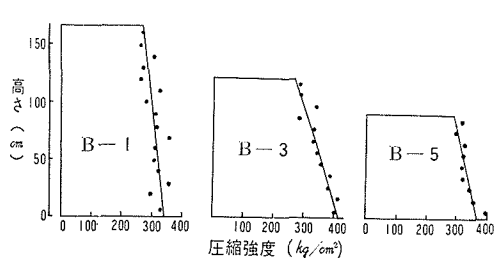
図—1~6は試験結果を示したものである。これらの図に見られるように、本試験の方法の性質上、個々の測定値に比較的大きいばらつきが伴なうのは止むを得ないところであるが、全体的な傾向を見れば上縁に近いほどコンクリート強度の低下が明確に示されている。その際、高さ方



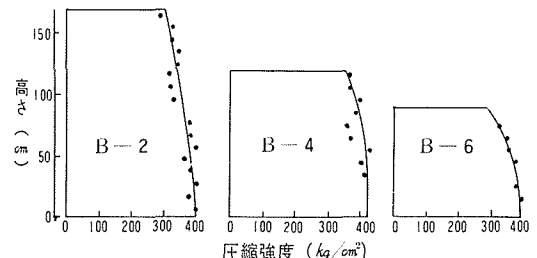
図—1 試験結果（配合A, 材令14日）



図—2 試験結果（配合A, 材令28日）



図—3 試験結果（配合B, 材令14日）



図—4 試験結果（配合B, 材令28日）

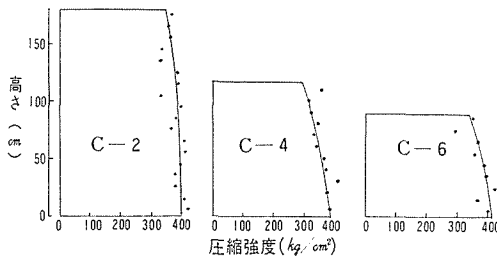


図-5 試験結果 (配合 C, 材令 14 日)

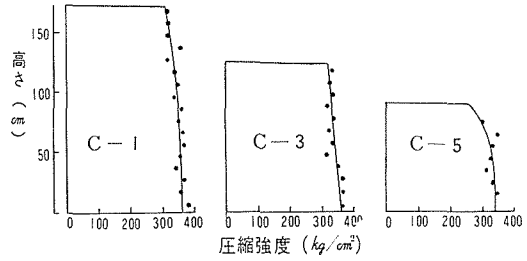


図-6 試験結果 (配合 C, 材令 28 日)

向の強度分布が直線に近いものと、上縁附近の強度低下の著しいものがあり、後者の傾向は打ち上げ高さの低いものに多く見られる。しかし、コンクリートの配合による強度分布の差はほとんど見られない。

次に、コンクリート強度の高さ方向分布に関する既往の観測データの中から本研究に使用したものを示す。図-7は Petersons が $30 \times 30 \times 300$ cm の柱から $\phi 15 \times 30$ cm の円柱を切り出して強度分布を調べた結果で、標準供試体による圧縮強度が約 180, 330, 450 kg/cm² の3種について各々スランプ値が 3 cm と 12 cm の2種の合計6種類の配合に対する調査を含んでおり、図には各配合について高さの中央付近の平均強度に対する個々の強度の比の変動範囲と平均値が描かれている¹⁾。図-8は Bloem が $20 \times 66 \times 305$ cm の柱について測定した標準供試体に対する強度比の分布であり、(a)は型枠を付けたまま材令7日の供試体上にさらに新たなコンクリートを高さ180 cm 打ち上げてその重量をかけたときの、また、(b)はコンクリート打設の翌日に脱型してそのまま放置したときの、ともに材令91日における試験結果である²⁾。なお、切り出したコアの寸法は $\phi 10 \times 20$ cm の円柱である。以上の両者の実験とも振動締固めをしたコンクリートで、後者は砕石を骨材として使用している。図-9は、Forssell が $40 \times 40 \times 300$ cm の柱について測定した結果の一部であり、(a)と(b)は棒突き、(c)と(d)は振動によって締め固めている³⁾。以上の図-7~9にはいずれも上縁附近のコンクリート強度の低下が見られるが、さらに下縁附近において局所的な強度増加が見られるものもある。このことは、コンクリートの打ち上げ高さが大きい場合には、高さの中間部において空気や水分の上昇力とそれに対する抵抗力とが平衡状態に達してほぼ一定の強度分布になり、ブリージングの影響が主として上縁と下縁の附近に現われ易いことを示すのであろう。これに対して著者らの行なった実験では、打ち上げ高さが比較的低いためか、下縁附近の強度の局所的増加については明確な傾向は見られない。

なお、ここに省略した Forssell の貧配合コンクリート(棒付き)における測定結果では、上縁よりもいく分低い位置の方が強度低下が著しくなっており⁴⁾、ブリージングなどによるコンクリート強度の変動は、非常に複雑な性状をもっていると言える。しかし本研究の目的はこの問題を

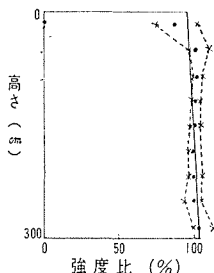
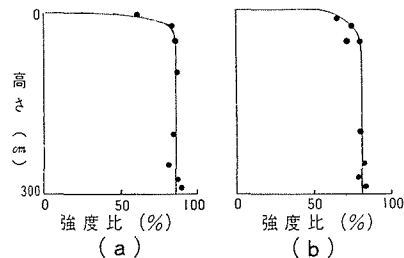
図-7 Petersons の
測定結果

図-8 Bloem の測定結果

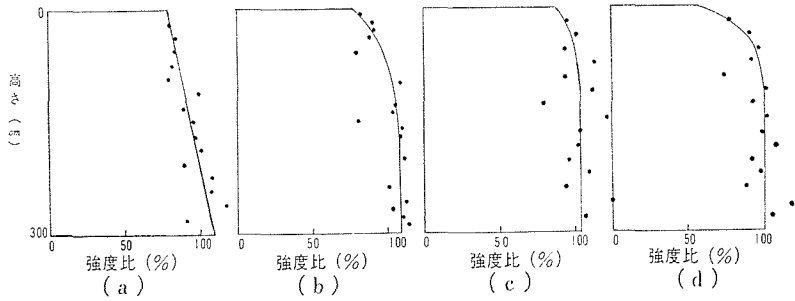


図-9 Forssell の測定結果

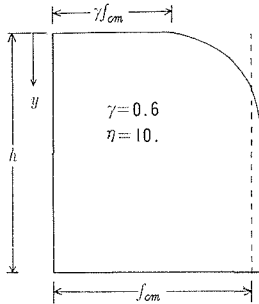


図-10 仮定した強度分布の例

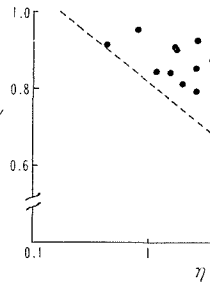


図-11

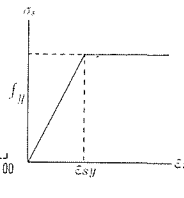


図-12

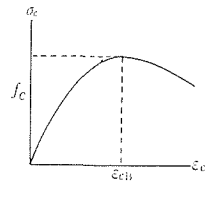


図-13

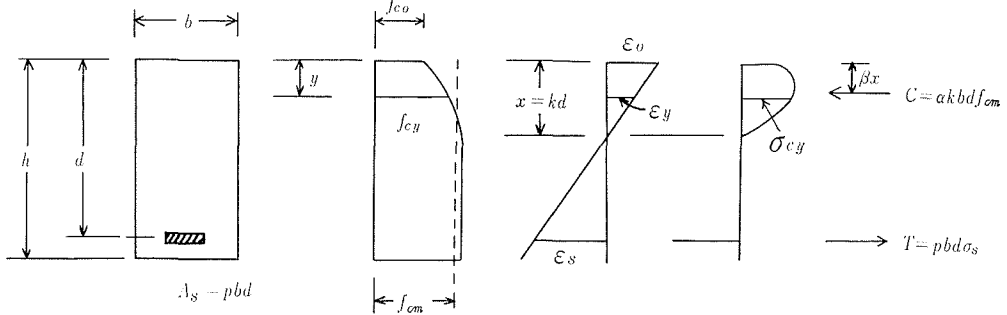


図-14

詳細に検討することにはなく、上縁附近のコンクリート強度の実際に起りうる低下の概要を知ることができれば十分である。すなわち、図-1~9のデータより、コンクリート強度の高さ方向の分布としてこれらのデータと比較的良好一致を示し、かつ、最も簡単なものとして、次の関数を仮定することにした。

$$f_{cy} = \frac{1 - \xi \gamma - (1 - \gamma)e^{-\eta y/h}}{1 - \xi} f_{cm} \quad (1)$$

ここに

$$\xi = (1 - e^{-\eta})/\eta \quad (2)$$

以上において h はコンクリートの打ち上げ高さ、 y は上縁からの距離、 f_{cy} は y なる位置のコンクリート強度、 f_{cm} は断面内の平均強度、 γ は上縁のコンクリート強度の f_{cm} に対する比、および η は強度分布形状に関する係数を表わす (図-10 参照)。

図-1~9に示す実線は、測定値に上式を当てはめたときの計算値曲線を表わしている*)。これらのデータから得られた γ および η の値は図-11に示すとおりで、かなり広い範囲に分散し

*) γ または η の最確値が負値をとるものは、図-1~9においては直線分布で現われ、図-11からは除外した。

たが、 r が低くなれば相対的に η の値は大きくなる傾向が現われた。そのほぼ下限に相当する r と η の組み合わせは、図中に点線で示すとおりであり、また、実際上の r の最小値は、0.6 程度とみなすことができる。そのときの η の値は約 8 に相当している。

3. 終局曲げ耐力の計算上の仮定および計算方法

鉄筋コンクリート断面の終局曲げ耐力の計算に対して、下記の仮定を設ける。

- 1) 平面保持の仮定が成立つ。すなわち各繊維のひずみは中立軸からの距離に比例する。
- 2) 鉄筋の応力—ひずみ曲線は図—12 に示すような完全弾塑性体を仮定する。
- 3) コンクリート強度の断面内の高さ方向分布として、(1)式を仮定する。
- 4) コンクリートの応力—ひずみ曲線として、梅村の e 関数⁴⁾を仮定する。ただしその際、ピーク応力に対するひずみ値は、一般にはコンクリート強度の関数であるが⁴⁾、ここでは近似的に一定値をもつと仮定し、コンクリート強度に関係なく $\epsilon_{CB}=0.002$ とする。図—13は e 関数の形状を示したものである。
- 5) コンクリートの引張抵抗は無視する。
- 6) 一般に終局限界状態はコンクリートのひずみ限界（終局ひずみ）によって定義するのが普通であるが、その方法は本研究の目的に合致しないので、ここでは抵抗曲げモーメントが最大値に達するときをもって終局状態と定義し、そのときの圧縮縁ひずみをコンクリートの終局ひずみと呼ぶ。

数値計算は単鉄筋矩形断面を対象として行なう。このとき、上記の仮定に基づく終局状態におけるひずみおよび応力状態は、図—14 に示すようになる。従って、水平力の釣り合いより

$$\alpha k f_{cm} = p \sigma_s \quad (3)$$

平面保持の仮定より

$$\frac{\epsilon_0}{k} = \frac{\epsilon_s}{1-k} = \frac{\epsilon_y}{1-y/x} \quad (4)$$

モーメントの釣り合いより

$$M_u = \alpha k b d^2 f_{cm} (1 - \beta k) \quad (5)$$

以上において、応力ブロック係数 α および β は次式により決定される。

$$\alpha = \frac{\int_0^x \sigma_{cy} dy}{x f_{cm}}, \quad \beta = \frac{\int_0^x y \sigma_{cy} dy}{\alpha x^2 f_{cm}} \quad (6)$$

ここに σ_{cy} は e 関数の仮定より

$$\sigma_{cy} = 6.75 f_{cy} (e^{-0.812 \epsilon_y / \epsilon_{CB}} - e^{-1.218 \epsilon_y / \epsilon_{CB}}) \quad (7)$$

となるので、(1)、(4) および (7) 式を (6) 式に代入することにより

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{6.75}{1-\xi} \left\{ (1-\xi r) \left(\frac{1-E_1}{A_1} - \frac{1-E_2}{A_2} \right) + (1-r) \left(\frac{E_1-E_3}{A_1-A_3} - \frac{E_2-E_3}{A_2-A_3} \right) \right\} \\ \beta &= \frac{6.75}{\alpha(1-\xi)} \left[(1-\xi r) \left\{ \frac{1}{A_1} \left(1 - \frac{1-E_1}{A_1} \right) - \frac{1}{A_2} \left(1 - \frac{1-E_2}{A_2} \right) \right\} \right. \\ &\quad \left. - (1-r) \left\{ \frac{E_1 - (1-A_1+A_3)E_3}{(A_1-A_3)^2} - \frac{E_2 - (1-A_2+A_3)E_3}{(A_2-A_3)^2} \right\} \right] \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= 0.812 \epsilon_0 / \epsilon_{CB}, & A_2 &= 1.218 \epsilon_0 / \epsilon_{CB}, & A_3 &= \eta x / h \\ E_1 &= e^{-A_1}, & E_2 &= e^{-A_2}, & E_3 &= e^{-A_3} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

$A_1=A_3$ または $A_2=A_3$ のときには (8) 式の分母が 0 になる項があるので、それらの項を必要に応じて次の近似式に置き換える。すなわち $A_1 \approx A_3$ のときに

$$\left. \begin{aligned} \frac{E_1 - E_3}{A_1 - A_3} &\approx -E_1 \left\{ 1 + \frac{1}{2}(A_1 - A_3) + \frac{1}{6}(A_1 - A_3)^2 + \frac{1}{24}(A_1 - A_3)^3 \right\} \\ \frac{E_1 - (1 - A_1 - A_3)E_3}{(A_1 - A_3)^2} &\approx E_1 \left\{ \frac{1}{2} + \frac{1}{3}(A_1 - A_3) + \frac{1}{8}(A_1 - A_3)^2 + \frac{1}{30}(A_1 - A_3)^3 \right\} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

$A_2 \approx A_3$ のときは、上式において A_1 の代わりに A_2 と置くものとする。

また、(5) 式において中立軸高さ係数 k は、前述の仮定 2) により次式によって定められる。

$$\left. \begin{aligned} p \leq p_b \text{ のとき} \\ k = \frac{p f_y}{\alpha f_{cm}} \\ p > p_b \text{ のとき} \\ k = -A + \sqrt{A(A+2)}, \quad A = \frac{p E_s \varepsilon_0}{2 \alpha f_{cm}} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

ここに

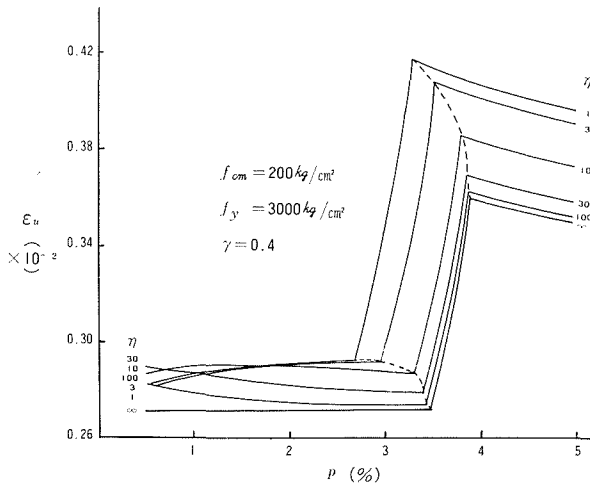
$$p_b = \frac{\alpha k_b f_{cm}}{f_y}, \quad k_b = \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_0 + \varepsilon_{sy}} \quad (12)$$

以上の諸式において、 ε_0 の値は抵抗曲げモーメントの最大条件より定められるため、計算の過程においては未知量であるので、 M_u の計算は試算によらなければならない。

4. 計算結果および考察

数値計算は $f_c = 200 \sim 500 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 2000 \sim 4000 \text{ kg/cm}^2$, $\gamma = 0.4 \sim 1.0$, $\eta = 1 \sim \infty$ の範囲について行ない、鉄筋比は $f_{cy} = \text{一定} (= f_{cm})$ の場合のつり合い鉄筋比の上限をわずかに越えるまでの範囲とした。なお、鉄筋のヤング係数は $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とした。

図—15 は、コンクリートの終局ひずみの大きさについての計算結果の一例を示したものである。図中の曲線には 2 つの折点が見られるが、左側の折点の左側がいわゆる under-reinforcement、右側の折点の右側が over-reinforcement、両者に挟まれた部分が balanced-reinforcement と呼ばれるものに相当する。このようにつり合い鉄筋比がある領域になって現われるのは、通常的设计



図—15

におけるようにコンクリートの終局ひずみの値を固定せずに、ここでは抵抗モーメントの最大値の条件よりそれを定めていることによる。すなわち、左側の折点は $\sigma_s = f_y$ とおいたときの $\partial M / \partial \varepsilon_0 = 0$ より定まるつり合い鉄筋比、右側の折点は $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$ とおいたときの $\partial M / \partial \varepsilon_0 = 0$ より定まるつり合い鉄筋比であり、両者の中間部は数学的には $\partial M / \partial \varepsilon_0 \neq 0$ であるが、物理的に極値をとる領域である(図—16 参照)。

$f_{cy} = \text{一定}$ の場合には under-reinforcement の領域においてコンクリートの終局ひずみが一定値となる。これに

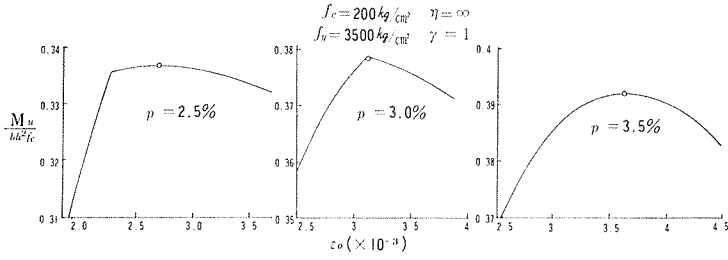


図-16

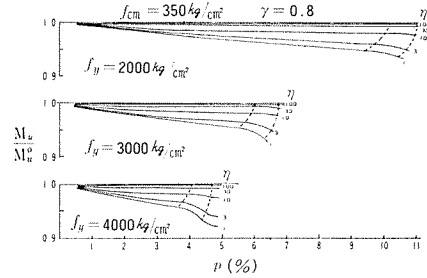
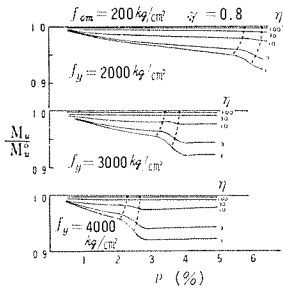
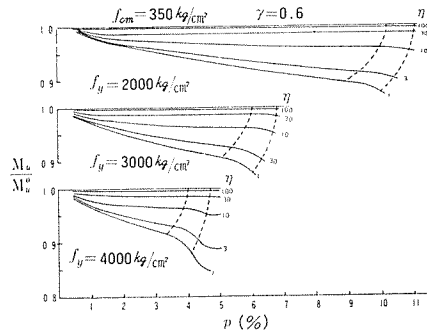
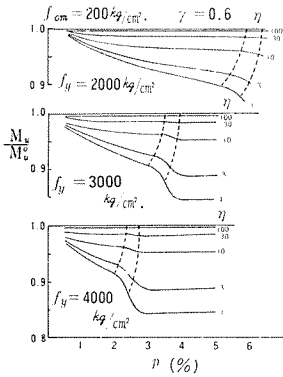


図-17

図-18

対して f_{cy} が断面内で変化する場合には図-15に見られるように under-reinforcement の領域においても一定値にならず、複雑な変化を示している。しかしいずれの場合にもその値は $f_{cy} =$ 一定の場合に比べて大きくなっており、従って後に示されるように、終局曲げ耐力の減少量は圧縮縁付近のコンクリート強度の低下量に比べてかなり低い値にとどまることになる。

鉄筋比が釣り合い状態の領域に入れば、鉄筋比の増加に伴ってコンクリート終局ひずみが急激に増加することは、 f_{cy} が変化する場合も f_{cy} が一定の場合も同様である。しかしその増加する始点すなわち釣り合い鉄筋比の下限が後者に比べて前者の方が小さくなることは、圧縮支配領域の拡大をもたらすことを意味するもので、単に終局曲げ耐力の減少としてだけでなく、靱性の低下の面からも構造安全性に重要な影響を与える。

図-17 および 18 は、 f_{cy} が変化するときの終局曲げモーメントの値 (M_u) の、 $f_{cy} = \text{一定} = f_{cm}$ のときの終局曲げモーメント (M_u^0) に対する比を示したものである。これらの図より明らかなように、 M_u/M_u^0 の値は γ が小さいほど、および η が小さいほど低くなり、その低下率は同じ鉄筋比に対して f_{cm} が低いほど、および f_y が高いほど大きくなっている。また、 M_u/M_u^0 は鉄筋比が高いほど小さくなるが、その割合は釣り合い鉄筋比の範囲において急激に増している。その際、前述のように釣り合い鉄筋比の下限が変化するため、実際の設計において仮定されるよう

に f_{cy} = 一定とみなすときには under-reinforcement であったとしても、 f_{cy} が変化するために balanced reinforcement の領域に移るために、終局曲げモーメントの値が予測値よりも大きく低下するおそれがあることになる。ところで実際の設計においては、つり合い鉄筋比の下限を越える鉄筋比を必要とする場合には、経済性からみて複鉄筋断面にする方が有利であるので、結局終局曲げ耐力の減少量としては f_{cy} = 一定の場合のつり合い鉄筋比の下限までの範囲についてのみ考慮すればよいと言えよう。さらに、2章に得られた r および η の下限曲線について考えれば、コンクリート強度の高さ方向の変化による終局曲げ耐力の低下量としては、約5%程度を見込めばよいことが図17および18からわかる。ただしこの値は、耐力低減係数のみを考慮する場合であって、つり合い鉄筋比の移動も同時に生ずることを考慮すれば、耐力低減係数と圧縮支配破壊の防止策との併用によって安全性を保證することが望ましいと言える。そのとき、上記の数値はこれよりいく分小さくとることができる。

5. ま と め

本文は、コンクリートのブリージングなどによる品質の高さ方向の変動について実験的に調べるとともに、その結果に基づいて、鉄筋コンクリート断面の終局曲げ耐力が圧縮縁附近のコンクリート強度の低下によってどの程度の影響を受けるかを数値計算によって明らかにし、構造設計における安全性係数の一つである耐力低減係数の値を決定する際の一資料を提供したものである。

その結果得られた主な事項を挙げれば、次のとおりである。

- 1) コンクリートの強度は打ち込み高さ方向に変化し、上縁附近の強度低下が最も著しい。
- 2) その強度分布は(1)式によって近似することができる。その際、 r としては実用上0.6~1.0の範囲を考えればよく、 $r=0.6$ に対応する η の下限値は約8であった。
- 3) コンクリート強度が高さ方向に変化するときは、under-reinforcement の場合であってもコンクリートの終局ひずみは一定にならず、コンクリート強度が一定の場合に比べて常に大きい値をとる。
- 4) コンクリート強度の高さ方向変化による耐力低減としては、実用上約5%を見込めば十分である。
- 5) その際、耐力の低下の外に、つり合い鉄筋比の低下も生ずるので、圧縮支配破壊に対する防止についても考慮を払う必要がある。

文 献

- 1) Petersons, N.; Strength of Concrete in Finished Structures, KTH Handler No. 232, 1964.
- 2) Bloem, D. L.; Concrete Strength measurement-Cores versus Cylinders, Proc. of ASTM, V. 65 1965
- 3) Holmberg, A.; Betonghallfasthetens Variation i Betongpelare, S. u. N. B, No. 4, 1972.
- 4) 梅村; 鋼筋コンクリート梁の塑性変形及び終局強度, 建築学会論文集, 42号, 1951.