土木学会論文報告集
第 287 号・1979 年 7 月
【論　　文】

鉄筋コンクリート構造物設計法のコード・キャリブレーション

CODE CALIBRATION FOR REINFORCED CONCRETE DESIGN

長　　　尚*・小　山　　健**
By Takashi CHOU and Ken KOYAMA

1. まえがき

日本における鉄筋コンクリート構造物の現行の設計法は，いわゆる許容応力度設計法である．しかしこの設計法は，塑性理論および信頼性理論の観点からみて，設計された部材もしくは構造物の安全性を的確に評価することが難しく，バランスのとれた安全度を確保することができないという大きな欠点を有している．そこで将来日本においても限界状態設計法に移行すべく，土木学会コンクリート委員会の終局強度小委員会で，設計指針の素案の検討が行われている[1)~3)]．しかしながらこの移行にあたって，安全性のレベルをどの辺に設定するかということに対して決め手となる判断基準がない．そのために，新しい設計基準の設計フォーマットの係数パラメーターをどの程度にするかということが最大の問題となる．そこでこれらのパラメーターを決定するにあたっての判断資料を得る目的で，現行の許容応力度設計法の平均的な安全レベルに新しい設計法の安全レベルを合わせて，これらのパラメーターを求めること，つまりコード・キャリブレーションすることが必要となってくる．本文はまず，常時（死荷重＋活荷重）の終局限界状態を対象とした，コード・キャリブレーションの方法について Ang, Lind らの提案した方法[4)~9)]を応用して述べる．具体的には，ひとつの適用例として，現在，上記委員会の素案に示されている設計フォーマットに対して述べる．ついで計算結果を示すとともに，若干の考察を行い，新しい設計法への移行は，多くの研究者・技術者による十分な議論を通して行われるべきであるという観点から，そのための一判断材料を提示しようとするものである．

* 正会員　工博　信州大学教授　工学部土木工学科
** 正会員　工修　信州大学助手　工学部土木工学科

2. コード・キャリブレーションの方法

(1) 序

信頼性理論を基礎としたコード・キャリブレーションに関する研究は，主として終局強度設計フォーマットに対して Ang[4)~7)], Lind[8),9)] らによって行われている．日本では鋼構造を対象として，許容応力度設計法と荷重係数設計法とのキャリブレーションについて，伊藤・藤野[10),11)]らによって研究が行われている．

これらのコード・キャリブレーションの手法には，基本的には二つの方法がある．第一の方法は Ang らによって提案されたもので，信頼性理論に基づく設計基本式を変形して，終局強度設計法の設計基本式のように表わし，強度減少係数 ϕ および荷重係数 γ_j に相当する部分を式で表現する方法[12),13)]である．第二の方法は Lind らの提案になるもので，目標とする安全レベルを示す目標安全性指標 $\underset{\sim}{\beta}$ を何らかの方法で定め，採用する ϕ, γ_j によって生ずる安全性指標がなるべく $\underset{\sim}{\beta}$ に一致するように，重みつき最小二乗法により ϕ, γ_j を決定する方法である．以下，前者を整合式による方法，後者を目標安全性指標による方法と呼ぶことにする．

本章ではまずこれら二方法に基づくコード・キャリブレーションの定式化について，鉄筋コンクリート長方形はり断面の常時の終局限界状態を対象として述べ，この両者を併用したパラメーターの決定法について記す．

なお長方形はり断面に限ったのは定式化の便宜のためであるが同時に次のような理由からある程度一般性は保たれると考えたからである．すなわち，安全性のレベルを議論する場合，断面形状の違い（長方形断面とT形断面）は余り大きく響かない．また柱断面は常時よりも地震時で断面寸法が決まるのに対し，はり断面の断面寸法，主鉄筋量は常時の曲げによって決まることが多いと

考えられる．

（2） 現行設計の安全レベルの評価方法

いま材料強度，断面寸法などの確率変数，

$$\boldsymbol{x}=(x_1, x_2, \cdots, x_q) \cdots\cdots(1)$$

の関数として表わされる断面の強度 R が次のように表わされるものとする．

$$R=f_R(\boldsymbol{x}) \cdots\cdots(2)$$

また，断面に作用する断面力（この場合は曲げモーメント）S は，死荷重，活荷重などの確率変数，

$$\boldsymbol{y}=(y_1, y_2, \cdots, y_r) \cdots\cdots(3)$$

の関数として次のように表わせるものとする．

$$S=f_S(\boldsymbol{y}) \cdots\cdots(4)$$

これらの関数の平均値，分散は個々の確率変数の平均値，分散を用いて表わすと，次のようになる．ただし Lind の提案[14]になる線形化近似を用い，確率変数間には相関はないものとしている．

$$\overline{f_R(\boldsymbol{x})}=f_R(\bar{\boldsymbol{x}}),\ \overline{f_S(\boldsymbol{y})}=f_S(\bar{\boldsymbol{y}}) \cdots\cdots(5)$$

$$\sigma_R{}^2=\sum_{i=1}^{q}\left(\frac{\partial f_R}{\partial x_i}\right)_{\bar{\boldsymbol{x}}}^2\sigma_{x_i}{}^2,\ \sigma_S{}^2=\sum_{j=1}^{r}\left(\frac{\partial f_S}{\partial y_j}\right)_{\bar{\boldsymbol{y}}}^2\sigma_{y_j}{}^2 \cdots\cdots(6)$$

これらの関係を用いると，安全性指標 β は次のように表わされる．ただし $f_R(\boldsymbol{x})-f_S(\boldsymbol{y})$ は対数正規分布するものとした（この仮定は正規分布とするよりは好ましいといえるが，その他の確率分布より実際に良く合うという理由から設けられたものではもちろんない．あくまでも実用的な計算を進めるためにはこの他の確率分布では不適当だという理由からにすぎない．したがって，特に β の値が大きい場合にはその値に絶対的な意味はない．そのためこの β は相対的に安全のレベルを評価する尺度として用いられるものであり[5]，コード・キャリブレーションにこのような β を用いることは十分意味がある）．

$$\beta=\ln\{f_R(\bar{\boldsymbol{x}})/f_S(\bar{\boldsymbol{y}})\}/\sqrt{V_R{}^2+V_S{}^2} \cdots\cdots(7)$$

ここに，

$$V_R=\sigma_R/f_R(\bar{\boldsymbol{x}}),\ V_S=\sigma_S/f_S(\bar{\boldsymbol{y}}) \cdots\cdots(8)$$

である．

したがって，現行の許容応力度設計法に基づいて設計されたはり断面について，f_R, f_S, $\bar{\boldsymbol{x}}$, $\bar{\boldsymbol{y}}$, $\boldsymbol{\sigma_x}$, $\boldsymbol{\sigma_y}$ などがわかれば，この式（7）によって，現行設計の安全レベルの数量的な評価（相対的な意味での）ができることになる．

鉄筋コンクリート長方形はり断面の強度 R（抵抗曲げモーメント）を，確率変数 σ_c（コンクリートの円柱供試体の強度，平均値 $\bar{\sigma}_c$，変動係数 V_c），σ_s（鉄筋の降伏点強度，平均値 $\bar{\sigma}_s$，変動係数 V_s），A_s（鉄筋量，平均値 $\bar{A}_s$，変動係数 V_A），b（断面の幅，平均値 $\bar{b}$，変動係数 V_b），d（有効高さ，平均値 $\bar{d}$，変動係数 V_d）および E_R（強度算定修正係数[5]，平均値 1.0，変動係数 V_{ER}）の関数として次のように表わす[16]．

$$R=f_R(\boldsymbol{x})=f_R(\sigma_c, \sigma_s, A_s, b, d, E_R) \cdots(9)$$

ここでは，はり断面の破壊形式は引張破壊と仮定（一般に非常に小さい確率で起こる圧縮破壊を引張破壊として扱うために生ずる β の誤差は小さく，また，もともと式(5)～(8) は正確なものではないので）し，抵抗曲げモーメントの算定式は通常良く使われている式を用いると，式（9）は次のようになる．

$$f_R(\boldsymbol{x})=\sigma_s A_s\left(d-\frac{\sigma_s A_s}{1.7\,\sigma_c b}\right)E_R \cdots\cdots(10)$$

ところで許容応力度設計法では通常コンクリートの最大応力度が許容応力度 σ_{ca}，鉄筋の引張応力度が許容応力度 σ_{sa} となるような，つり合い断面付近で設計が行われる．そこで以下，許容応力度設計法による設計断面はつり合い断面であるとする．このような扱いも本文の目的が，安全性のレベルを大まかに議論しようとすることにあることからいって許せるものと思う．

式（10）に式（5），(6) を用いて $f_R(\bar{\boldsymbol{x}})$, σ_R を計算すると次のようになる．

$$f_R(\bar{\boldsymbol{x}})=C_R\bar{b}\bar{d}^2 \cdots\cdots(11)$$

$$\sigma_R=\rho_R\bar{b}\bar{d}^2 \cdots\cdots(12)$$

ここに，

$$C_R=\bar{\sigma}_s\bar{p}(1-a_0) \cdots\cdots(13)$$

$$\rho_R=\bar{\sigma}_s\bar{p}\sqrt{a_0{}^2(V_c{}^2+V_b{}^2)+(1-2\,a_0)^2(V_s{}^2+V_A{}^2)+(1-a_0)^2V_{ER}{}^2+V_d{}^2} \cdots\cdots(14)$$

$$\bar{p}=\frac{\bar{A}_s}{\bar{b}\bar{d}} \cdots\cdots(15)$$

$$a_0=\frac{\bar{\sigma}_s\bar{p}}{1.7\,\bar{\sigma}_c} \cdots\cdots(16)$$

である．したがって V_R は式 (8) より次のようになる．

$$V_R=\frac{\rho_R}{C_R} \cdots\cdots(17)$$

ここで，b, d, A_s などの設計値が平均値であるとする（厳密にはいえないであろうが）と，$\bar{p}$ はつり合い鉄筋比 p_0 に一致して次のようになる．

$$\bar{p}=p_0=\frac{\sigma_{ca}k_0}{2\,\sigma_{sa}} \cdots\cdots(18)$$

ここに，

$$k_0=\frac{15\,\sigma_{ca}}{15\,\sigma_{ca}+\sigma_{sa}} \cdots\cdots(19)$$

である．

次に断面に作用する曲げモーメント（常時）S を，確率変数 M_D（死荷重曲げモーメント，平均値 $\bar{M}_D$，変動係数 V_D），M_L（活荷重曲げモーメント，平均値 $\bar{M}_L$，変動係数 V_L），および E_S（曲げモーメント算定修正係

数[5]，平均値 1.0，変動係数 V_{ES}）の関数として次のように表わす．

$$S=f_S(\boldsymbol{y})=(M_D+M_L)E_S \quad \cdots\cdots(20)$$

ところで現行の許容応力度設計法で用いられている荷重（以下これを公称荷重という）D^n, L^n で計算された曲げモーメント（以下これを公称作用曲げモーメントという）$M_D{}^n+M_L{}^n$ は，つり合い断面については次のような関係がある．

$$M_D{}^n+M_L{}^n=\nu_E\bar{b}\bar{d}^2 \quad \cdots\cdots(21)$$

ここに，

$$\nu_E=0.5\,\sigma_{ca}k_0\left(1-\frac{k_0}{3}\right) \quad \cdots\cdots(22)$$

である．この ν_E を用いて式 (20) を次のように書き直す．

$$S=\nu_E\bar{b}\bar{d}^2(m_D+m_L)E_S \quad \cdots\cdots(23)$$

ここに，m_D（死荷重率，平均値 $\bar{m}_D$，公称値 $m_D{}^n$，変動係数は M_D と同じ V_D），m_L（活荷重率，平均値 $\bar{m}_L$，公称値 $m_L{}^n$，変動係数は M_L と同じ V_L）は，計算された作用曲げモーメントの中に死荷重によるものと，活荷重によるものとがどのような割合で入っているかを示す確率変数である．また，

$$M_D=m_D\nu_E\bar{b}\bar{d}^2,\ M_L=m_L\nu_E\bar{b}\bar{d}^2 \quad \cdots\cdots(24)$$

$$M_D{}^n=m_D{}^n\nu_E\bar{b}\bar{d}^2,\ M_L{}^n=m_L{}^n\nu_E\bar{b}\bar{d}^2 \quad \cdots\cdots(25)$$

と表わされ，次のような関係がある．

$$m_D{}^n+m_L{}^n=1.0 \quad \cdots\cdots(26)$$

式 (23) に式 (5)，(6) を用いて，$f_S(\bar{\boldsymbol{y}})$, σ_S を計算すると次のようになる．

$$f_S(\bar{\boldsymbol{y}})=C_S\bar{b}\bar{d}^2 \quad \cdots\cdots(27)$$

$$\sigma_S=\rho_S\bar{b}\bar{d}^2 \quad \cdots\cdots(28)$$

ここに，

$$C_S=\nu_E(\bar{m}_D+\bar{m}_L) \quad \cdots\cdots(29)$$

$$\rho_S=\nu_E\sqrt{\bar{m}_D{}^2V_D{}^2+\bar{m}_L{}^2V_L{}^2+(\bar{m}_D{}^2+\bar{m}_L{}^2)V_{ES}{}^2} \quad \cdots\cdots(30)$$

である．したがって V_S は式 (8) より次のようになる．

$$V_S=\frac{\rho_S}{C_S} \quad \cdots\cdots(31)$$

以上の結果を式 (7) に入れると，現行設計の安全性レベルを示す安全性指標 β_W は次のようになる．

$$\beta_W=\ln\left(\frac{C_R}{C_S}\right)\frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\rho_R}{C_R}\right)^2+\left(\frac{\rho_S}{C_S}\right)^2}} \quad \cdots\cdots(32)$$

この式 (32) の中には，断面の幅，有効高さ，鉄筋量および荷重の平均値は入っておらず，これらの値を本法では必要としない．このようになったのは許容応力度設計法で設計された断面を前述したように，つり合い断面で代表させたからである．したがって式 (32) を計算するには各確率変数の変動係数のほかに，コンクリートと鉄筋の強度の平均値 $\bar{\sigma}_c, \bar{\sigma}_s$ と荷重率の平均値 $\bar{m}_D, \bar{m}_L$ が必要である．これらの値は公称強度（現行のコンクリートの設計基準強度，鉄筋の規格値）$\sigma_c{}^n, \sigma_s{}^n$ および公称死活荷重比 $\xi(=L^n/D^n)$ を用いて次式から求めることにする．

$$\bar{\sigma}_c=\sigma_c{}^n\exp(t_c{}^nV_c) \quad \cdots\cdots(33)$$

$$\bar{\sigma}_s=\sigma_s{}^n\exp(t_s{}^nV_s) \quad \cdots\cdots(34)$$

$$m_D{}^n=\frac{1}{1+\xi},\quad m_L{}^n=\frac{\xi}{1+\xi} \quad \cdots\cdots(35)$$

$$\bar{m}_D=\frac{m_D{}^n}{\exp(t_D{}^nV_D)}=\frac{1}{(1+\xi)\exp(t_D{}^nV_D)} \quad \cdots\cdots(36)$$

$$\bar{m}_L=\frac{m_L{}^n}{\exp(t_L{}^nV_L)}=\frac{\xi}{(1+\xi)\exp(t_L{}^nV_L)} \quad \cdots\cdots(37)$$

ここに，

$$t_j{}^n=\Phi^{-1}(p_j{}^n) \quad \cdots\cdots(38)$$

$$\Phi(t)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\int_t^\infty\exp\left(-\frac{u^2}{2}\right)du \quad \cdots\cdots(39)$$

$p_c{}^n, p_s{}^n$：コンクリートおよび鉄筋の強度がそれぞれの公称値を下まわる確率（低下確率）

$p_D{}^n, p_L{}^n$：死荷重および活荷重の値がそれぞれの公称値を上まわる確率（超過確率）

である．

以上により，$p_c{}^n, p_s{}^n, p_D{}^n, p_L{}^n, V_c, V_s, V_D, V_L, V_b, V_d, V_A, V_{ER}, V_{ES}, \sigma_c{}^n(\sigma_{ca}), \sigma_s{}^n(\sigma_{sa}), \xi$ がわかれば，現行設計の安全レベルを評価する安全性指標 β_W を計算することができる．

なお本節で用いた，強度算定誤差 E_R，曲げモーメント算定誤差 E_S は Ang[5),6)] らが用いている修正係数 N_r, N_s に相当するもので，強度および曲げモーメントを算定する式が不完全であることを補正する係数，つまり計算値に対する真の値の比を意味するところの確率変数である．

（3） 整合式による方法

土木学会コンクリート委員会の終局強度小委員会の素案[1)~3)]（以下単に素案という）に示されている設計フォーマットを常時の終局限界状態について書くと次のようになる．

$$\frac{1}{\gamma_{nm}}f\left(\frac{\sigma_{ck}}{\gamma_{mc}},\frac{\sigma_{sk}}{\gamma_{ms}}\right)\geqq\gamma_{nf}g\{\gamma_{fu}(G_k+\gamma_{fL}Q_{kL})\} \quad \cdots\cdots(40)$$

ここに，

γ_{nm}：強度安全係数

γ_{mc}：コンクリートの材料係数

γ_{ms}：鉄筋の材料係数

γ_{nf}：断面力安全係数

γ_{fu}, γ_{fL}：荷重係数

σ_{ck}：コンクリートの強度の特性値

σ_{sk}：鉄筋の強度の特性値
G_k：死荷重の特性値
Q_{kL}：活荷重の特性値

である．

ここではコード・キャリブレーションの便宜を考えて，式 (40) を次のように書き改める．

$$\frac{1}{\gamma_{nms}} f\left(\frac{\sigma_{ck}}{\eta}, \sigma_{sk}\right) \geqq \gamma_D M_D{}^k + \gamma_L M_L{}^k \cdots (41)$$

ここに，

$$\gamma_{nms} = \gamma_{nm} \gamma_{ms} \cdots\cdots (42)$$

$$\eta = \frac{\gamma_{mc}}{\gamma_{ms}} \cdots\cdots (43)$$

$$\gamma_D = \gamma_{nf} \gamma_{fu} \cdots\cdots (44)$$

$$\gamma_L = \gamma_{nf} \gamma_{fu} \gamma_{fL} \cdots\cdots (45)$$

$M_D{}^k$：死荷重の特性値から計算される曲げモーメント
$M_L{}^k$：活荷重の特性値から計算される曲げモーメント

である．

一方，信頼性理論の二次モーメント法に基づいて，現行の許容応力度設計法の安全レベルに一致させた設計基本式は，式 (7) を参照して次のようになる．

$$f_R(\bar{\boldsymbol{x}}) \geqq f_S(\bar{\boldsymbol{y}}) \exp(\beta_W \sqrt{V_R{}^2 + V_S{}^2}) \cdots\cdots (46)$$

この式 (46) を式 (41) の形に表現したときの，式 (41) の $\gamma_{nms}, \gamma_D, \gamma_L$ に相当する部分が，これらのパラメーターを求める整合式となる．

いま，

$$\alpha_R = \frac{V_R}{\sqrt{V_R{}^2 + V_S{}^2}}, \quad \alpha_S = \frac{V_S}{\sqrt{V_R{}^2 + V_S{}^2}} \quad \cdots (47)$$

とおき，これを式 (46) に入れ，強度に関係するものを左辺にもっていき，さらに右辺を死荷重と活荷重の項に分離して整理すると次のようになる．

$$f_R(\bar{\boldsymbol{x}}) \exp(-\beta_W \alpha_R V_R) \geqq \bar{M}_D \exp(\alpha \beta_W V_{DE}) + \bar{M}_L \exp(\alpha \beta_W V_{LE}) \cdots\cdots (48)$$

ここに，V_{DE}, V_{LE} は式 (20) を参照して，

$$V_{DE} = \sqrt{V_D{}^2 + V_{ES}{}^2}, \quad V_{LE} = \sqrt{V_L{}^2 + V_{ES}{}^2} \cdots\cdots (49)$$

であり，α は次式を満たす値である．

$$(\bar{M}_D + \bar{M}_L) \exp(\beta_W \alpha_S V_S) = \bar{M}_D \exp(\alpha \beta_W V_{DE}) + \bar{M}_L \exp(\alpha \beta_W V_{LE}) \cdots\cdots (50)$$

この式を次のように書き直す．

$$\left\{\frac{f_R(\bar{\boldsymbol{x}}) \exp(-\beta_W \alpha_R V_R)}{f_R\left(\frac{\sigma_{ck}}{\eta}, \sigma_{sk}\right)}\right\} f_R\left(\frac{\sigma_{ck}}{\eta}, \sigma_{sk}\right) \geqq \left\{\frac{\bar{M}_D \exp(\alpha \beta_W V_{DE})}{M_D{}^k}\right\} M_D{}^k + \left\{\frac{\bar{M}_L \exp(\alpha \beta_W V_{LE})}{M_L{}^k}\right\} M_L{}^k \cdots\cdots (51)$$

この式 (51) と式 (41) との対比から，$\gamma_{nms}, \gamma_D, \gamma_L$ は，次のように表わせる．

$$\gamma_{nms} = \frac{f_R\left(\frac{\sigma_{ck}}{\eta}, \sigma_{sk}\right) \exp(\beta_W \alpha_R V_R)}{f_R(\bar{\boldsymbol{x}})} \cdots\cdots (52)$$

$$\gamma_D = \frac{\bar{M}_D \exp(\alpha \beta_W V_{DE})}{M_D{}^k} \cdots\cdots (53)$$

$$\gamma_L = \frac{\bar{M}_L \exp(\alpha \beta_W V_{LE})}{M_L{}^k} \cdots\cdots (54)$$

さて式 (10)～(13) を参照して

$$C_k = \sigma_{sk} \bar{p} \left(1 - \frac{\eta \sigma_{sk} \bar{p}}{1.7 \sigma_{ck}}\right) \cdots\cdots (55)$$

とおき，式 (11) を式 (52) に用いると γ_{nms} は次のようになる．

$$\gamma_{nms} = \frac{C_k \exp(\beta_W \alpha_R V_R)}{C_R} \cdots\cdots (56)$$

この式 (56) 中のコンクリートと鉄筋の強度の特性値は式 (33)，(34) より計算されるそれぞれの平均値を用いて次式から求める．

$$\sigma_{ck} = \bar{\sigma}_c \exp(-t_c{}^k V_c) \cdots\cdots (57)$$

$$\sigma_{sk} = \bar{\sigma}_s \exp(-t_s{}^k V_s) \cdots\cdots (58)$$

ここに，

$$t_j{}^k = \Phi^{-1}(p_j{}^k) \cdots\cdots (59)$$

$p_c{}^k, p_s{}^k$：コンクリートおよび鉄筋の強度がそれぞれの特性値を下まわる確率

である．

次に曲げモーメントの特性値は式 (36)，(37) から計算される平均値を用いて次式から求める．

$$M_D{}^k = \bar{M}_D \exp(t_D{}^k V_D) \cdots\cdots (60)$$

$$M_L{}^k = \bar{M}_L \exp(t_L{}^k V_L) \cdots\cdots (61)$$

ここに，$t_D{}^k, t_L{}^k$ は式 (59) と同じで，$p_D{}^k, p_L{}^k$ は死荷重および活荷重の値が，それぞれの特性値を上まわる確率である．

したがって式 (53)，(54) の γ_D, γ_L は次のようになる．

$$\gamma_D = \exp(\alpha \beta_W V_{DE} - t_D{}^k V_D) \cdots\cdots (62)$$

$$\gamma_L = \exp(\alpha \beta_W V_{LE} - t_L{}^k V_L) \cdots\cdots (63)$$

これらの式 (56)，(62)，(63) からパラメーター γ_{nms}，γ_D, γ_L を計算するには前節の β_W を求めるために必要なデータのほかに，$p_c{}^k, p_s{}^k, p_D{}^k, p_L{}^k, \eta$ の値が必要である．

本計算法では妥当と思われる p_j, V_j, η が決められたとしても，$\sigma_c{}^n(\sigma_{ca}), \sigma_s{}^n(\sigma_{sa}), \xi$ の値によって違った結果が得られる．このことは，また，これらの要因の違いによって安全性のレベルが違った設計を現行設計は行っていることを示している．ところで，コード・キャリブレーションの目的は，現行設計の平均的な安全レベルに整合させることである（もしすべてを合わせるものとしたら，これらの要因が違うごとにパラメーターの値を変

える必要がある．しかしそのようなことをすることは結果として，現行設計法のもつ安全性に関する不合理をそのまま持込むことになり，新しい設計法の意義がなくなってしまう）から，ここでは通常考えられる $\sigma_c^n(\sigma_{ca})$, $\sigma_s^n(\sigma_{sa})$, ξ の組み合わせについてパラメーターを求めて，それらの重みつき平均をとることにする．もちろんこのようにして求めたパラメーターを用いて式（40）による限界状態設計を行っても，前述の要因の違いによって β の値は違ってくる．なぜなら式（40）は完全な信頼性理論による設計式ではないからである．しかし現行の許容応力度設計法によるよりは違いの程度は小さくなる．この点に関しては後述する．

なお Ang[5] らは，式（46）を強度の部分と断面力の部分とに分離するために，式（47）の α_R, α_S に相当するものを，

$$\alpha_{RS}=0.75 \quad \cdots\cdots(64)$$

とおいて同じ定数を用いているが，ここでは V_R と V_S の寄与度の違う式（47）を用いた．

（4） 目標安全性指標による方法

式（41）を次のように書き改める．

$$f\left(\frac{\sigma_{ck}}{\eta},\ \sigma_{sk}\right) \geqq \gamma_D' M_D^k + \gamma_L' M_L^k \quad \cdots\cdots(65)$$

ここに，

$$\gamma_D'=\gamma_{nms}\gamma_D,\ \gamma_L'=\gamma_{nms}\gamma_L \quad \cdots\cdots(66)$$

である．

本文ではこの式（65）の等号が成立するように設計が行われたときの安全性のレベルについて考えているのであり，そのときは次式が成立する．

$$f_R(\boldsymbol{x})=\frac{f(\bar{\sigma}_c,\ \bar{\sigma}_s)}{f\left(\dfrac{\sigma_{ck}}{\eta},\ \sigma_{sk}\right)}(\gamma_D' M_D^k + \gamma_L' M_L^k) \quad \cdots\cdots(67)$$

この式（67）に式（11），（55）の関係を入れ，さらに式（24）の関係を用いると次のような式を得る．

$$\frac{f_R(\bar{\boldsymbol{x}})}{f_S(\bar{\boldsymbol{y}})}=\frac{C_R(\gamma_D' m_D^k + \gamma_L' m_L^k)}{C_k(\bar{m}_D+\bar{m}_L)} \quad \cdots\cdots(68)$$

ここに，

$$m_D^k=\bar{m}_D \exp(t_D^k V_D) \quad \cdots\cdots(69)$$

$$m_L^k=\bar{m}_L \exp(t_L^k V_L) \quad \cdots\cdots(70)$$

である．

したがって，式（65）の等式が成立するように設計された断面の安全性指標 β は式（7）を参照して次のようになる．

$$\beta=\frac{\ln\left\{\dfrac{C_R(\gamma_D' m_D^k + \gamma_L' m_L^k)}{C_k(\bar{m}_D+\bar{m}_L)}\right\}}{\sqrt{V_R^2+V_S^2}} \quad \cdots\cdots(71)$$

この式から前節で述べた C_R, C_k, V_R, V_S, m_D^k, m_L^k, $\bar{m}_D$, $\bar{m}_L$ のほかに γ_D', γ_L', η を与えることにより β が計算できる．

そこでもし何らかの方法で目標とすべき安全性指標 $\underset{\sim}{\beta}$ が決められれば，設計されたものの β が全体としてなるべく $\underset{\sim}{\beta}$ に近い方が望ましいから，式（71）で計算される β とこの $\underset{\sim}{\beta}$ の差の二乗の和が最も小さくなるように，次式から γ_D', γ_L', η を決定する．

$$\sum_i (\beta_i-\underset{\sim}{\beta})^2 w_i \to \min \quad \cdots\cdots(72)$$

ここに，β_i は $\sigma_c^n(\sigma_{ca})$, $\sigma_s^n(\sigma_{sa})$, ξ のある組み合わせ i について式（71）から計算される β, w_i はその組み合わせの重みである．

本文では目標安全性指標 $\underset{\sim}{\beta}$ には，（2）で述べた β_W の重みつき平均値を用いることにし，式（72）はモンテカルロ法により解く．

（5） パラメーターの決定法

以上述べた2方法を比較すると次のようである．整合式による方法は，γ_{nms} と γ_D, γ_L とを分離して求めることができるが，η は求められないので定数として与える必要があり，また式（47）では断面の強度の部分と断面力の部分とは正確に分離できず，式（50）による死荷重の部分と活荷重の部分の分離も正確ではなく，式の誘導に少し無理がある．これに対して目標安全性指標による方法は，式の誘導にこのような無理はなく η も求めることができ，しかも確保される安全レベルの範囲がせばまるという長所をもつが，式（71）からわかるように γ_{nms} と γ_D, γ_L とを分離できないという欠点をもっている．しかし，γ_{nms} と γ_D, γ_L とは設計フォーマットの左辺と右辺とにあり設計に与える影響から考えると，これらの絶対値よりも相対的な値（比）が重要な意味をもつ．そこで本文ではまず前節の目標安全性指標による方法で，η, γ_D', γ_L' を求め，ついでこの η を用いて整合式による方法で γ_{nms} を計算し，次式により γ_D, γ_L を決定することにする．

$$\gamma_D=\frac{\gamma_D'}{\gamma_{nms}} \quad \cdots\cdots(73)$$

$$\gamma_L=\frac{\gamma_L'}{\gamma_{nms}} \quad \cdots\cdots(74)$$

つまり目標安全性指標による方法で基本的にはパラメーターを決定し，γ_{nms} と γ_D, γ_L を分離するために補助的に整合式による方法を用いる．

3. 計算結果

（1） 計算に用いるデータ

計算に必要なデータは必ずしも整っているとはいえな

いが，若干の文献などを参考にして表—1に示すような確率 p_j，変動係数 V_j を決めた．なお Ang[5),6)] らは σ_c, σ_s, A_s, b, d, D; L などの統計的データが不完全であることを補正するための修正係数を導入し，これらの変動係数をデータから得られるものと修正係数の変動係数の2つを用いて求めている．しかしここでは2つに分けて考えることが困難なので，これらの2つの意味を含めて V_j の値を推定した．

Ravindra[8)] らによると，本文の V_{ER}, V_{ES}, V_D, V_A, V_d, $p_D{}^n$ に相当するものを，それぞれ 0.09, 0.1, 0.04, 0.02, 0.07, 0.5 としている．ここではこれらよりやや大き目の値を一部採用し，$V_{ER}=V_{ES}=0.1$, $V_D=0.05$, $V_A=0.03$, $V_d=0.08$, $p_D{}^n=0.5$ とし，V_b については V_d の 1/2 とした．

道路橋に関する V_L, $p_L{}^n$ については，国広ら[17)]の行った自動車実態調査結果の完全渋滞状態の図から判断して，$V_L=0.35$, $p_L{}^n=0.2$ とし，このケースを A とした．鉄道橋については，これらの V_L, $p_L{}^n$ を判断する資料はないが，道路橋に比べてかなり小さいと考えられるので，$V_L=0.15$, $p_L{}^n=0.01$ とし，このケースを B とした．

東京都建築材料検査所の昭和 48 年度試験結果[17)]から概算すると，$V_s=0.025\sim0.084$, $p_s{}^n<0.006$ であったが，ここでは $V_s=0.05$, $p_s{}^n=0.01$ とした．

V_c, $p_c{}^n$ については土木学会の標準示方書などから考えて，$V_c=0.2$, $p_c{}^n=0.2$ とした．

荷重の特性値については，諸外国でも採用され，将来日本でも採用されると考えられる $p_D{}^k=p_L{}^k=0.05$ とした．

材料強度に関しては，公称値（規格値）が特性値として採用されるものとして，$p_c{}^k=p_c{}^n=0.2$, $p_s{}^k=p_s{}^n=0.01$ とした．

$\sigma_c{}^n(\sigma_{ca})$, $\sigma_s{}^n(\sigma_{sa})$ の種別は表—2に示すようにコンクリート3種類，鉄筋 2(A), 3(B) 種類を考え，重みについては余り精度を必要としないと思われるので，根拠は薄いが表—2のような値とした．

公称死活荷重比 ξ は 0, 0.5, 1, 2, 3, 4 の6種類とし，これには重みを考えなかった．

（2） 結　　果

表—3 に目標安全性指標による方法で求めた結果を示す．

この結果から，$\eta=1.1$(A), 1.4(B) として整合式による方法で γ_{nms} を求めると，$\gamma_{nms}=1.22$(A), 1.49 (B) を得た．

これらの結果を用い，$\gamma_{ms}=1.15$, $\gamma_{nf}=1.0$ として，式 (40) の形で表現すると次のようになる．ただし端数は 0.05 ピッチで丸めてある．

表—1

	A	B		A	B
$p_D{}^n$	0.5	0.5	V_D	0.05	0.05
$p_D{}^k$	0.05	0.05	V_L	0.35	0.15
$p_L{}^n$	0.2	0.01	V_{ER}	0.1	0.1
$p_L{}^k$	0.05	0.05	V_{ES}	0.1	0.1
$p_c{}^n$	0.2	0.2	V_c	0.2	0.2
$p_c{}^k$	0.2	0.2	V_s	0.05	0.05
$p_s{}^n$	0.01	0.01	V_A	0.03	0.03
$p_s{}^k$	0.01	0.01	V_b	0.04	0.04
			V_d	0.08	0.08

表—2　（応力度：kg/cm²）

$\sigma_s{}^n(\sigma_{sa})$ ＼ $\sigma_c{}^n(\sigma_{ca})$	180 (60)	240 (80)	300 (100)
2 400 (1 400)	1.0	0.5	0.0
3 000 (1 800)	0.0	2.0	1.0
3 500 (2 000)	0.0	0.0(A), 0.5(B)	0.0(A), 1.0(B)

表—3

	$\underset{\sim}{\beta}$	η	$\gamma_D{}'$	$\gamma_L{}'$
A	3.62	1.11	1.49	1.53
B	4.87	1.39	1.84	1.74

$$(\mathrm{A})\quad \frac{1}{1.05}f\left(\frac{\sigma_{ck}}{1.30},\frac{\sigma_{sk}}{1.15}\right) \geqq g\{1.25(G_k+1.05\,Q_{kL})\} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(75)$$

$$(\mathrm{B})\quad \frac{1}{1.30}f\left(\frac{\sigma_{ck}}{1.60},\frac{\sigma_{sk}}{1.15}\right) \geqq g\{1.25(G_k+0.95\,Q_{kL})\} \quad\cdots\cdots\cdots\cdots(76)$$

（3） 考　　察

a） A, B の結果について

具体的な設計基準は関連機関（日本道路協会，日本国有鉄道などの）によって設定されているので，本文ではそれぞれの機関ごとに現行の平均的安全レベルに合わしたコード・キャリブレーションをすることを前提に，Aは鉄筋コンクリート道路橋の場合を，Bは同鉄道橋の場合を想定してモデル化したものである．

ところで相対的な意味ではあるが現行の安全レベルを示す，平均安全性指標 $\underset{\sim}{\beta}$ の値がAとBではかなり異なっている．これを破壊確率（これも相対的な意味しかないが）で比較すると，Aでは 1.5×10^{-4}，Bでは 5.6×10^{-7} である．もし A, B の安全性の確保にこのような極端な差が必要であるという理由がなければ，後者の方が活荷重のばらつきが少なく，その値が一定値以上にならないという性質をもっていることから結果的にこのような差が生れたということになる．このことは現行の許容応力度設計法の安全性の確保が不合理であることを数量的に示しているといえる．したがって新しい設計基準の設計フォーマットのパラメーターを決定するにあたっては，

単にその機関におけるコード・キャリブレーションの結果だけでなく，他の機関のものも参考にした総合判断が望ましい．

次に **表—3** および式 (75)，(76) の結果をみると，死荷重係数と活荷重係数とは余り差がなく，Bの場合には活荷重係数の方が小さくなっている．このことは死荷重に比べて活荷重のばらつきがかなり大きいから活荷重係数の方を大きくすべきであるという従来の常識に合わない．しかし変動係数の大小の影響は特性値を定義するところですでにほとんど入っており，荷重係数の方へは余り入らないということと，本計算では強度および荷重の特性値は対数正規分布に基づいて定義しているため，特に変動係数の大きい活荷重の場合は $1+t_L{}^k V_L$ に比べて，$\exp(t_L{}^k V_L)$ の方がかなり大きくなり，式 (54) から考えて γ_L は正規分布に基づく場合より小さくなるということからこのような結果になるのである．したがって本文の結果を用いるときは，活荷重の特性値は必ず対数正規分布に基づいて定義される必要がある．

なお特性値を正規分布に基づいて定義した場合には式 (75)，(76) は次のようになる．

$$(\mathrm{A})\quad \frac{1}{1.05} f\left(\frac{\sigma_{ck}}{1.20}, \frac{\sigma_{sk}}{1.15}\right) \geqq g\{1.25(G_k+1.15\,Q_{kL})\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(77)$$

$$(\mathrm{B})\quad \frac{1}{1.30} f\left(\frac{\sigma_{ck}}{1.45}, \frac{\sigma_{sk}}{1.15}\right) \geqq g\{1.25(G_k+0.95\,Q_{kL})\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(78)$$

b） イギリスの規定 CP 110[18),19)] との比較

イギリスの規定 CP 110 の常時の終局限界状態の設計フォーマットを式 (41) の形に表現すると次のようになる．

$$f\left(\frac{\sigma_{ck}}{1.5}, \frac{\sigma_{sk}}{1.15}\right) \geqq g(1.4\,G_k+1.6\,Q_{kL}) \quad \cdots(79)$$

本計算の結果がこの式 (79) の形になるように，$\eta=1.3$ として目標安全性指標による方法で γ_D', γ_L' を求め，$\gamma_{ms}=1.15$ として γ_D, γ_L を計算して表わすと次のようになる．ただし CP 110 では $p_c{}^k=p_s{}^k=0.05$ とし，特性値は正規分布に基づいて定義しているので，この計算においてはこれらの点が前記 (2) と違っている．

$$(\mathrm{A})\quad f\left(\frac{\sigma_{ck}}{1.5}, \frac{\sigma_{sk}}{1.15}\right) \geqq g(1.25\,G_k+1.45\,Q_{kL}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(80)$$

$$(\mathrm{B})\quad f\left(\frac{\sigma_{ck}}{1.5}, \frac{\sigma_{sk}}{1.15}\right) \geqq g(1.60\,G_k+1.55\,Q_{kL}) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(81)$$

式 (79) と式 (80)，(81) との比較からイギリスの規定の死荷重係数は本計算における A, B のほぼ中間に相当し活荷重係数は本計算結果の方が小さくなっている．

c） 計算方法の比較

整合式による方法でパラメーターを求め式 (75)，(76) の形式で表現すると次のようになる．

$$(\mathrm{A})\quad \frac{1}{1.05} f\left(\frac{\sigma_{ck}}{1.5}, \frac{\sigma_{sk}}{1.15}\right) \geqq g\{1.20(G_k+1.05\,Q_{kL})\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(82)$$

$$(\mathrm{B})\quad \frac{1}{1.30} f\left(\frac{\sigma_{ck}}{1.5}, \frac{\sigma_{sk}}{1.15}\right) \geqq g\{1.20(G_k+1.00\,Q_{kL})\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(83)$$

これらの結果を式 (75)，(76) と比較すると，γ_{mc} の違いを考えればほとんど同じ結果が得られているといえる．なおこのほかの計算結果も含めて，整合式による方がやや γ_L' が大き目になる傾向にある．

d） $p_D{}^k=0.5$ とした場合

死荷重の特性値として平均値を採用するとして，目標安全性指標による方法で求めた結果を **表—4** に示す．

$\eta=1.05$ として整合式による方法で γ_{nm} を求め，式 (40) の形で表現すると次のようになる．

$$(\mathrm{A})\quad \frac{1}{1.05} f\left(\frac{\sigma_{ck}}{1.20}, \frac{\sigma_{sk}}{1.15}\right) \geqq g\{1.35(G_k+0.95\,Q_{kL})\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(84)$$

$$(\mathrm{B})\quad \frac{1}{1.30} f\left(\frac{\sigma_{ck}}{1.20}, \frac{\sigma_{sk}}{1.15}\right) \geqq g\{1.35(G_k+0.90\,Q_{kL})\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(85)$$

これらの結果を (2) の結果と比較すると，死荷重の特性値の水準を $p_D{}^k=0.05$ から $p_D{}^k=0.5$ に下げたために，相対的に **表—4**，式 (84)，(85) の結果の方が死荷重に掛ける係数が増加し，γ_D' で比較すると約 10% 前後増加している．したがって，当然のことであるが，特性値の水準をどの辺にするかによってこれらのパラメーターが異なってくる．なおこのことは活荷重の場合についても同様にいえる．

e） 活荷重の公称値の水準の差異の影響

現行の設計法で用いられている活荷重の設計値（公称値）の水準がどの辺にあるかを的確に判断することはできないので，本文では一応 $p_L{}^n=0.2$(A), 0.01(B) の2つの場合について計算した．この水準の差が，結果にどのように影響するかをみるために，A については $p_L{}^n=0.3$ と水準を下げ，B については $p_L{}^n=0.005$ と水準を上げた場合について結果を示すと次のようである．

$$(\mathrm{A})\quad \frac{1}{1.00} f\left(\frac{\sigma_{ck}}{1.35}, \frac{\sigma_{sk}}{1.15}\right) \geqq g\{1.20(G_k+1.00\,Q_{kL})\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(86)$$

表—4

	β	η	γ_D'	γ_L'
A	3.62	1.05	1.62	1.53
B	4.87	1.05	2.05	1.79

(B) $$\frac{1}{1.30} f\left(\frac{\sigma_{ck}}{1.40}, \frac{\sigma_{sk}}{1.15}\right) \geqq g\{1.25(G_k+0.95\,Q_{kL})\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (87)$$

これらの結果を式 (75), (76) と比較すると，まずAの場合は公称値の水準が 0.2 から 0.3 に 50% 下がったために安全性の水準が下がり，活荷重係数が約5% 下がる結果となっている．次にBの場合は逆に公称値の水準が，0.01 から 0.005 に 50% 上がっても荷重係数はほとんど同じである．

f) その他の p_j, V_j の差異の影響

以上のほかの p_j, V_j についても，ここのA, Bで採用した値は必ずしも適切でないかも知れない．そこでこれらの値の変化の影響をみるために，いろいろな p_j, V_j の値を変化させて計算し，その結果を **表—5, 6** に示す．表の第2列には変化させた値とそのケースの値（カッコ内）とが書かれている．なお γ_{nm}, γ_D, γ_L は整合式による方法で求め，$\gamma_{ms}=1.15$, $\eta=1.3$ とした．

これらの表から A, B の両ケースともに次のことがいえる．まずここで用いた p_j, V_j の変化の程度では，γ_{nm}, γ_D, γ_L に余り影響を与えないのは，コンクリートの強度の公称値の水準 p_c^n と変動係数 V_c，鉄筋の強度の公称値の水準 p_s^n と変動係数 V_s，鉄筋の断面積の変動係数 V_A および断面の幅の変動係数 V_b の変化である．これに反して比較的大きな影響を与えているのは，死・活荷重の変動係数 V_D, V_L，算定修正係数の変動係数 V_{ES}, V_{ER} および有効高さの変動係数 V_d の変化である．このうち V_{ES}, V_{ER} V_d の変化による差を $\gamma_{nm}(\gamma_D+\gamma_L)$ で比較するとほとんどなく，平均的には影響しないといえる．

本項と **d)**, **e)** とからコード・キャリブレーションにあたって，当然であるが，

① 現行の設計で用いられている活荷重の公称値の水準

② 新しい設計法で用いられる荷重および強度の特性値の水準

③ 死・活荷重の変動係数

などについての適切な判断と決定が特に必要である．

g) 両設計法における安全性確保の差異

前述したように，現行の許容応力度設計法では結果として安全性の度合が非常に区々にならざるを得ない．限界状態設計法に移行することによって改良される最大の点はこの安全性の確保を合理化しようとするところにある．しかし安全性の問題をすべて理論的に扱うことができないので，とりあえず式 (40) のような設計フォーマットによることになる．したがって安全性の確保が合理化されるといっても，完全に合理的な安全度合が保てるようにすることはできない．しかし従来の許容応力度設

表—5

ケース	p_j, V_j	γ_{nm}	γ_D	γ_L
A		1.05	1.18	1.25
A-1	$p_c^n=0.25$ (0.2)	1.05	1.18	1.25
A-2	$p_c^k=0.05$ (0.2)	1.03	1.18	1.25
A-3	$p_s^n=0.005$(0.01)	1.05	1.19	1.27
A-4	$p_s^k=0.05$ (0.01)	1.08	1.18	1.25
A-5	$V_D=0.1$ (0.05)	1.02	1.16	1.24
A-6	$V_D=0.01$ (0.05)	1.06	1.23	1.26
A-7	$V_L=0.45$ (0.35)	1.01	1.17	1.26
A-8	$V_L=0.25$ (0.35)	1.11	1.19	1.21
A-9	$V_{ES}=0.2$ (0.1)	0.95	1.42	1.28
A-10	$V_{ER}=0.2$ (0.1)	1.24	1.09	0.98
A-11	$V_c=0.3$ (0.2)	1.05	1.18	1.26
A-12	$V_c=0.1$ (0.2)	1.05	1.18	1.25
A-13	$V_s=0.1$ (0.05)	1.04	1.18	1.27
A-14	$V_s=0.02$ (0.05)	1.07	1.17	1.21
A-15	$V_A=0.05$ (0.03)	1.06	1.18	1.23
A-16	$V_b=0.06$ (0.04)	1.05	1.18	1.25
A-17	$V_d=0.12$ (0.08)	1.12	1.14	1.14
A-18	$V_d=0.05$ (0.08)	1.00	1.21	1.33

表—6

ケース	p_j, V_j	γ_{nm}	γ_D	γ_L
B		1.30	1.21	1.21
B-1	$p_c^n=0.25$ (0.2)	1.30	1.21	1.21
B-2	$p_c^k=0.05$ (0.2)	1.28	1.21	1.21
B-3	$p_s^n=0.005$(0.01)	1.31	1.21	1.21
B-4	$p_s^k=0.05$ (0.01)	1.34	1.21	1.21
B-5	$V_D=0.1$ (0.05)	1.25	1.20	1.21
B-6	$V_D=0.01$ (0.05)	1.32	1.25	1.21
B-7	$V_L=0.25$ (0.15)	1.24	1.24	1.38
B-8	$V_L=0.1$ (0.15)	1.36	1.20	1.18
B-9	$V_{ES}=0.2$ (0.1)	1.07	1.51	1.42
B-10	$V_{ER}=0.2$ (0.1)	1.53	1.06	0.99
B-11	$V_c=0.3$ (0.2)	1.30	1.21	1.21
B-12	$V_c=0.1$ (0.2)	1.30	1.21	1.21
B-13	$V_s=0.1$ (0.05)	1.33	1.19	1.18
B-14	$V_s=0.02$ (0.05)	1.31	1.21	1.20
B-15	$V_A=0.05$ (0.03)	1.32	1.20	1.19
B-16	$V_b=0.06$ (0.04)	1.30	1.21	1.21
B-17	$V_d=0.12$ (0.08)	1.40	1.14	1.10
B-18	$V_d=0.05$ (0.08)	1.23	1.26	1.29

計法によるよりは安全度合のばらつきを小さくすることは可能である．

そこで本キャリブレーションの結果を用いるとどの程度この点が改良されるかについて検討してみよう．安全性の度合の絶対的な評価は不可能なので，相対的な安全性の尺度である前述の安全性指標 β で比較する．Aのケースについては，許容応力度設計法によった場合の β は式 (32) を用いて計算すると，4.4～3.0 の範囲にあるが，本キャリブレーションの結果を用いて式 (40) による限界状態設計法で設計がなされると，β は式 (71) より計算すると，4.1～3.3 の範囲になり，安全度のばらつきの範囲が小さくなる．これを破壊確率で比較すると（これも絶対的意味ではなく，相対的な意味で），前者は 1.3×10^{-3}～5.4×10^{-6}，後者は 4.8×10^{-4}～3.1×10^{-5} となり，限界状態設計法の方が許容応力度設計法よりも範

囲が1けたずつせばまり，全体として4けたの範囲から2けたの範囲になっている．

4. ま と め

以上を要約すると次のようになる．

（1） 土木学会で現在検討が進められている，鉄筋コンクリート構造物の限界状態設計法の設計指針の素案に基づいて，常時（死荷重＋活荷重）の限界状態設計フォーマットについてのコード・キャリブレーションの方法を示した．

（2） 典型的と思われる，A（道路），B（鉄道）の2つのモデルを設定し，強度安全係数 γ_{nm}，コンクリートの材料係数 γ_{mc}，荷重係数 γ_{fu}，γ_{fL} などのパラメーターの値を求めた．

（3） A，B 2つの場合の現行の安全性レベルはかなり異なっており，両者の性格の違い（破壊時の社会経済的影響などの）のため安全の確保上要求されるレベルの差をはるかに越えているように思われる．このことは現行の許容応力度設計法の不合理を数量的に示しているといえる．

（4） 用いるデータは必ずしも正確でないので，これらデータの値の差異の影響について検討した．その結果，現行の設計で用いられている活荷重の公称値の水準，死・活荷重の変動係数および限界状態設計法で用いられる荷重および材料強度の特性値の水準によって，パラメーターの値は影響をかなり受けるが，その他のデータには余り影響を受けないことが認められた．

（5） 現行の許容応力度設計法から限界状態設計法に移行すると安全度のばらつきの範囲は小さくなる．たとえばAでは破壊確率で評価して，全体として4けたから2けたの範囲にせばまっている．

5. あ と が き

信頼性理論の裏付けによって，安全性の評価を合理化して，設計基準を新しくするにしても，安全のレベルをどの辺におくかを信頼性理論のみから決定することはできない．そこで，現行の設計法が安全の点で平均的には特に問題がないとすれば，とりあえずその平均的なレベルに合わすことが考えられる．これがコード・キャリブレーションの目的である．

しかし本文のような取り扱いには次に示すような問題点がある．① 完全な信頼性理論の展開でなく，近似法を用いている，② 確率分布を扱い易いものに固定している，③ 用いるデータは必ずしも客観的には決め難く，主観的判断が入る，④ 対象を限定したり，かなり便宜的な仮定を設けている，⑤ 構造全体としての安全性について考慮されていない．

これらのことは，また，限界状態設計法へ移行するメリットを減殺する要因ともなるものである．ところで設計という作業はもともと不完全な情報の下で行われなければならない[5] という宿命をもっている．また設計基準の設計フォーマットはできるだけ簡単なものでなければならない．したがって設計基準の中で安全性の問題のすべてを合理的にかつ厳密に扱うことは基本的に不可能である．藤野[11] も述べているように，「“安全性” とはしょせん抽象的であり，あいまいなものである」．とはいえ限界状態設計法への移行により，これまで非常に不合理に扱われてきた安全性の問題が一部改善されることは間違いない．たとえば機関ごとの安全のレベルの差が調整できたり，相対的な意味ではあるが前述したように破壊確率が4けたの範囲から2けたの範囲に収まるといったように，また将来の研究とデータの収集とにより改善の度合が進むから，将来の発展が期待される．

しかしながらこれらのメリットを十分生かすためには，可能なかぎり数量的検討を加え十分な議論を多くの研究者・技術者によって広く行ってから，新しい設計法への移行はなされるべきであろう．そのような意味で本文が一判断資料となれば幸いである．

最後に，土木学会の素案について種々ご教示をいただいた，土木学会コンクリート委員会，終局強度設計小委員会の河野通之副委員長に謝意を表します．また本テーマを修士論文として取り上げ筆者らとの議論に参加した，名古屋鉄道（株）今尾雄一君にも謝意を表したい．

なお本文の計算は，信州大学リモートバッチステーションを経由した東京大学大型計算機センターの HITAC 8800/8700 を利用したことを付記する．

【記　号】

A_s, $\overline{A}_s$, V_A：鉄筋断面積（確率変数），同平均値，同変動係数

a_0：式 (16)

b, $\bar{b}$, V_b：断面の幅（確率変数），同平均値，同変動係数

C_k：式 (55)

C_R：式 (13)

C_S：式 (29)

D, D^n, V_D：死荷重（確率変数），同公称値，同変動係数

d, $\bar{d}$, V_d：有効高さ（確率変数），同平均値，同変動係数

E_R, E_S, V_{ER}, V_{ES}：強度および曲げモーメント算定修正係数（確率変数），同変動係数

$f(\ )$：設計強度算定式
$f_R(\boldsymbol{x})$：強度関数
$f_S(\boldsymbol{y})$：曲げモーメント関数
G_k：死荷重の特性値
$g(\ )$：設計断面力算定式
k_0：つり合い断面の中立軸比，式（19）
L, L^n, V_L：活荷重（確率変数），同公称値，同変動係数
$M_D, \bar{M}_D, M_D{}^n, M_D{}^k$：死荷重曲げモーメント（確率変数），同平均値，同公称値，同特性値
$M_L, \bar{M}_L, M_L{}^n, M_L{}^k$：活荷重曲げモーメント（確率変数），同平均値，同公称値，同特性値
$m_D, \bar{m}_D, m_D{}^n, m_D{}^k$：死荷重率（確率変数），同平均値，同公称値，同特性値
$m_L, \bar{m}_L, m_L{}^n, m_L{}^k$：活荷重率（確率変数），同平均値，同公称値，同特性値
p_0：つり合い鉄筋比，式（18）
$\bar{p}$：平均鉄筋比
$p_c{}^n, p_c{}^k$：コンクリートの強度がその公称値および特性値を下まわる確率
$p_D{}^n, p_D{}^k$：死荷重がその公称値および特性値を上まわる確率
$p_L{}^n, p_L{}^k$：活荷重がその公称値および特性値を上まわる確率
$p_s{}^n, p_s{}^k$：鉄筋の強度がその公称値および特性値を下まわる確率
Q_{kL}：活荷重の特性値
R, V_R：強度（確率変数），同変動係数，$R=f_R(\boldsymbol{x})$
S, V_S：断面力（確率変数），同変動係数，$S=f_S(\boldsymbol{y})$
$t_j{}^n$：$t_j{}^n=\Phi^{-1}(p_j{}^n)$
$t_j{}^k$：$t_j{}^k=\Phi^{-1}(p_j{}^k)$
V_c：コンクリートの強度の変動係数
V_{DE}, V_{LE}：式（49）
V_s：鉄筋の強度の変動係数
w_i：組み合わせ i の重み
$\boldsymbol{x}$：強度を構成する確率変数，$\boldsymbol{x}=(x_1, x_2, \cdots, x_q)$
$\boldsymbol{y}$：断面力を構成する確率変数，$\boldsymbol{y}=(y_1, y_2, \cdots, y_r)$
α：式（50）を満す定数
α_R, α_S：式（47）
α_{RS}：分離定数，式（64）
β：安全性指標
$\tilde{\beta}$：目標安全性指標
β_W：現行設計の安全性指標
$\gamma_D, \gamma_L, \gamma_D{}', \gamma_L{}'$：荷重係数，式（44），（45），（66）
γ_{mc}, γ_{ms}：コンクリートおよび鉄筋の材料係数
γ_{nf}：断面力安全係数
γ_{nm}：強度安全係数
γ_{nms}：式（42）
γ_{fu}, γ_{fL}：荷重係数
η：式（43）
ν_E：式（22）
ξ：公称死活荷重比，$\xi=L^n/D^n$
ρ_R, ρ_S：式（14），（30）
$\sigma_c, \bar{\sigma}_c, \sigma_c{}^n, \sigma_{ck}$：コンクリートの強度（確率変数），同平均値，同公称値，同特性値
σ_{ca}, σ_{sa}：コンクリートおよび鉄筋の許容応力度
σ_R, σ_S：強度および断面力の標準偏差，式（12），（28）
$\sigma_s, \bar{\sigma}_s, \sigma_s{}^n, \sigma_{sk}$：鉄筋の降伏点強度（確率変数），同平均値，同公称値，同特性値
σ_{xi}, σ_{yj}：x_i, y_j の標準偏差
$\Phi(t)$：式（39）

参 考 文 献

1) 土木学会終局強度設計小委員会幹事会：コンクリート構造設計指針（第2次素案），1977.9.
2) 土木学会：コンクリート構造の設計指針，研究討論会資料，1977.10.
3) 岡田 清・河野通之・岡村 甫・尾坂芳夫：コンクリート構造の設計指針 今後のあり方，土木学会誌，Annual '78, Vol. 63, 1978.4.
4) Ang, A. H-S.: Structural Risk Analysis and Reliability Based Design, Proc. ASCE, Vol. 99, No. ST 9, 1973.
5) Ang, A. H-S. and C.A. Cornell: Reliability Bases of Structural Safety and Design, Proc. ASCE, Vol. 100, No. ST 9, 1974.
6) Ang, A. H-S.（前田幸雄・栗田章光 訳）：構造信頼性と確率論に基づいた設計（上），（下），橋梁と基礎，77-6, 7.
7) Ellingwood, B.R. and A. H-S. Ang: Risk-Based Evaluation of Design Criteria, Proc. ASCE, Vol. 100, No. ST 9, 1974.
8) Ravindra, M.K., Lind, N.C. and W. Siu: Illustrations of Reliability-Based Design, Proc. ASCE, Vol. 100, No. ST 9, 1974.
9) Siu, W.W.C., Parimi, S.R. and N.C. Lind: Practical Approach to Code Calibration, Proc. ASCE, Vol. 101, No. ST 7, 1975.
10) 藤野・伊藤・木下：現行道路橋設計の信頼性レベルに関する一考察，第32回土木学会年次講演概要集，I-161, 1977.
11) 藤野陽三：確率論に基づく安全性照査法と構造設計，土木学会誌，Vol. 63, No. 2, 1978.2.
12) 長 尚・小山 健・今尾雄一：RCはり断面の終局強度設計への Code Calibration，第32回土木学会年次講演概要集，V-163, 1977. 10.
13) 長 尚・小山 健，今尾雄一：鉄筋コンクリート設計法のコード・キャリブレーションについて，第33回土木学会年次講演概要集 I-154, 1978.9.
14) Lind, N.C.: Consistent Partial Safety Factors, Proc.

ASCE, Vol. 97, No. ST 6, 1971.
15) Cornell, C.A.: Structural Safety Specifications Based on Second Moment Reliability Analysis, IABSE Symp. on Concepts of Safety and Methods of Design, Final Report, London, England, 1969.
16) 長 尚：鉄筋コンクリートT形はり断面の最適設計，土木学会論文報告集，第258号，pp. 130, 1977.2.
17) 土木学会：鉄筋コンクリート設計法の最近の動向，コンクリートライブラリー第41号，1975.
18) Hughes, P.B.: Limit State Theory for Reinforced Concrete Design, Second Edition, Pitman, 1976.
19) 土木学会編：構造物の安全性・信頼性，1976.10.

(1978.7.25・受付)