

(3) 建築鋼構造物の信頼性設計法の体系化に関する考察

名古屋大学 坂 本 順

1. 統計・確率論的概念に基づく構造設計体系として提示されているISO-ECCS^{1),2)}, AISI³⁾等の新しい鋼構造設計規準(案)では, 準確率論的手法が基本的に導入され, また基本設計原則として限界状態設計法が採用されている。このような動向に応じて我国の鋼構造設計規準についても, 現行規準強度と統計的評価による強度値との対応性, 信頼性理論を基本設計思想とした鋼構造設計規範の実用的体系化の可能性, 或いは将来この種の設計体系へ移行する時の現行規準との調和の問題について検討しておくことが必要であろう。

構造強度, 荷重(効果)の変動をはじめ, 設計・施工に介在する全ての不確定要因の統計的評価と厳密な信頼性設計理論の展開の困難さは否定出来ない。本稿では, 部分的には従来の経験的判断に基づく設計規範の導入に依りつつ, 今日迄に利用出来る各変量の統計資料を基本的に採用してゆく設計規範例を提示し, 関連する問題について概述する。

2. 基本設計体系

次の基本原則が用いられる。i) 設計原則として限界状態設計法を採用する。ii) 実用的規範として準確率理論(線形2次モーメント法)に基づく評価法を用いる。iii) 今日迄に利用できる構造強度・荷重等の統計資料を基本的に採用する。統計資料が不十分なものについては経験的評価乃至現行規準に準じた評価法が用いられる。原則としてこの両者の区分は明確にしておく。iv) 現行諸規準(基準)との適合性を考慮する。

以下に設計規範の基本体系について述べる。

2-1. 構造強度

材料・部材・接合等の強度として次の強度が設定される。

A) 特性強度

$$R_K = \phi_K \cdot R_m \quad (2-1-1)$$

R_K = 特性強度

R_m = 平均強度

ϕ_K = 特性強度係数

i) R_m , ϕ_K は標準的な部材・接合等の基本的な応力状態, 支持条件下に対して統計資料に基づいて評価される。

ii) 特性強度係数 ϕ_K は各強度について指定された非超過確率又は規格強度に基づいて設定される。

iii) 現時点で比較的豊富な実験資料の統計評価に基づいて設定されるこれらの特性強度は基本強度として用いられる。

B) 設計強度

$$R_D = \phi_D \cdot R_K \quad (2-1-2)$$

R_D = 設計強度

R_K = 特性強度

ϕ_D = (構造)強度係数

ϕ_D は次の事項を考慮して設定される。

i) 構造物全体, または部分の安全性(安全性の相対尺度, 破壊確率)

ii) 標準的な部材(基本応力, 支持状態)の強度と実構造物中における強度との差異, 一般的な応力, 支持条件下に対して基本強度(前項 iii))をbaseとした強度(式)を適用する上での不確かさ。

iii) 各構造要素の限界状態特性(破壊挙動, 変形性能)

iv) 各構造要素に要求される相対強度

v) その他

2-2 荷重(荷重効果)

A) 特性荷重強度

$$W_K = \gamma_K \cdot W_m \quad (2-2-1)$$

W_K = 特性荷重強度

W_m = 平均荷重強度

γ_K = 荷重特性係数

i) W_m , γ_K は各荷重の統計的特性(生起確率, 再現期間, 超過確率etc.)に基づいて設定する。

ii) 統計資料が不十分な場合には現行基準，過去の最大荷重等を考慮する。

B) 設計荷重強度

$$W_D = \gamma_D \cdot W_K \quad (2-2-2)$$

W_D = 設計荷重強度

W_K = 特性荷重強度

γ_D = (構造) 荷重係数

γ_D は次の事項を考慮して設定される。

- i) 構造物全体，または部分の安全性 (安全性の相対尺度，破壊確率)
- ii) 荷重の組み合わせ
- iii) 荷重の偶発性，予測の困難さ
- iv) その他

C) 設計荷重効果

$$S_D = \gamma_E \cdot W_D \quad (2-2-3)$$

S_D = 設計荷重効果

W_D = 設計荷重強度

γ_E = 荷重強度を荷重効果に変換する過程における不確かさに関する係数

2-3. 設計規範の基本式

準確率理論 (second-moment method, distribution-free) を適用する。抵抗強度，荷重効果を表わす確率変数を R ， S とし，破壊条件式には次式を原則として用いる。

$$G(R, S) = \ln(R/S) < 0 \quad (2-3-1)$$

$X_1 = \ln R$ ， $X_2 = \ln S$ とおけば，

$$G(X_1, X_2) = \bar{X}_1 - \bar{X}_2 < 0 \quad (2-3-2)$$

Fig. 1 より，

$$\bar{X}_1 - \bar{X}_2 = -\alpha_1 \cdot \beta \cdot \sigma_{X_1} \quad (2-3-3)$$

$$\bar{X}_1 - \bar{X}_2 = \alpha_2 \cdot \beta \cdot \sigma_{X_2}$$

$(\bar{X}_1, \bar{X}_2)$ は X_1, X_2 の等密度だ円と $G(X_1, X_2) = 0$ との接点座標， $\bar{X}$ = 平均値， σ_X = 分散である

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \sigma_{X_1} / \sqrt{\sigma_{X_1}^2 + \sigma_{X_2}^2} \\ \alpha_2 &= \sigma_{X_2} / \sqrt{\sigma_{X_1}^2 + \sigma_{X_2}^2} \end{aligned} \right\} \quad (2-3-4)$$

(2-3-3)，(2-3-4) 式より，

$$\left. \begin{aligned} \bar{R} &= e^{-\alpha_R \beta \tau_R} R_m \\ \bar{S} &= e^{\alpha_S \beta \tau_S} S_m \end{aligned} \right\} \quad (2-3-5)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_R &\equiv V_R / \sqrt{V_R^2 + V_S^2} \\ \alpha_S &\equiv V_S / \sqrt{V_R^2 + V_S^2} \end{aligned} \right\} \quad (2-3-5)$$

設計規範として $G(\bar{R}, \bar{S}) = \bar{R}/\bar{S} \geq 1.0$ を用いると (2-3-5) 式より，

$$e^{-\alpha_R \beta \tau_R} R_m \geq e^{\alpha_S \beta \tau_S} S_m \quad (2-3-6)$$

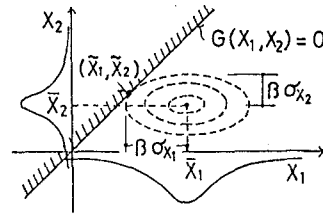


Fig. 1

組み合わせ荷重に対しては，

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + \dots \quad (2-3-7)$$

とおけば，

$$\begin{aligned} S_m &= \sum_j S_{j,m} \\ V_S^2 &\approx V_{\sum_j S_j}^2 \approx \sum_j \left(\frac{S_{j,m}}{S_m} \right)^2 V_{S_j}^2 \end{aligned} \quad (2-3-8)$$

(2-3-8) 式を (2-3-6) 式右辺に代入し，かつ，実用規範としての便利さから $e^x \approx 1+x$ の展開を用いると下式の表現式が得られる ($j=1, 2$ の例)。

$$\begin{aligned} e^{-\alpha_R \beta \tau_R} &\geq (1 + \alpha_{S1} \beta V_{S1}) S_{1,m} + (1 + \alpha_{S2} \beta V_{S2}) S_{2,m} \\ \alpha_R &= V_R \cdot \left/ \sqrt{V_R^2 + \left(\frac{S_{1,m}}{\sum S_{j,m}} \right)^2 V_{S1}^2 + \left(\frac{S_{2,m}}{\sum S_{j,m}} \right)^2 V_{S2}^2} \right. \\ \alpha_{S1} &= \frac{S_{1,m} V_{S1}}{\sum S_{j,m}} \left/ \sqrt{V_R^2 + \left(\frac{S_{1,m}}{\sum S_{j,m}} \right)^2 V_{S1}^2 + \left(\frac{S_{2,m}}{\sum S_{j,m}} \right)^2 V_{S2}^2} \right. \\ \alpha_{S2} &= \frac{S_{2,m} V_{S2}}{\sum S_{j,m}} \left/ \sqrt{V_R^2 + \left(\frac{S_{1,m}}{\sum S_{j,m}} \right)^2 V_{S1}^2 + \left(\frac{S_{2,m}}{\sum S_{j,m}} \right)^2 V_{S2}^2} \right. \\ \alpha_R^2 + \alpha_{S1}^2 + \alpha_{S2}^2 &= 1.0 \end{aligned} \quad (2-3-9)$$

又，一般実用規範として $R/S \leq C$ を考え，理論計算 (モデル化，理想化)，施工等全般に関する変量 C を導入し，かつ (2-3-9) 式を特性値を用いた表現にすると，

$$\begin{aligned} e^{-\alpha_R \beta \tau_R} \frac{R_m}{R_K} \geq C_0 \left\{ (1 + \alpha_{S1} \beta V_{S1}) \cdot \frac{S_{1,m}}{S_{1,K}} \cdot S_{1,K} \right. \\ \left. + (1 + \alpha_{S2} \beta V_{S2}) \cdot \frac{S_{2,m}}{S_{2,K}} \cdot S_{2,K} \right\} \end{aligned} \quad (2-3-10)$$

上記の理論展開式を基本として用いると下記の規範式の表現が考えられる。

1. 設計強度，設計荷重効果を用いる表現

$$R_D \geq C_D \cdot (S_{D1} + S_{D2} + \dots) \quad (2-3-11)$$

2. 構造特性係数を用いる表現

$$\Phi_D \cdot R_K \geq C_D \cdot (\gamma_{D1} S_{1K} + \gamma_{D2} S_{2K} + \dots) \quad (2-3-12)$$

3. 荷重係数のみの表現

$$R_K \geq C_D \cdot \frac{1}{\Phi_D} \cdot (\gamma_{D1} S_{1K} + \gamma_{D2} S_{2K} + \dots) \\ = \tilde{\gamma}_{D1} S_{1K} + \tilde{\gamma}_{D2} S_{2K} + \dots \quad (2-3-13)$$

本稿の以下の記述では(2-3-12)式の規範式を採用する事にする。また， α ， β については前者は(2-3-9)式に基づいて設定されるべきであるが，ここでは先験的に $\alpha=0.55$ ， $\beta=3.0$ を設定する。これらの設定値は設計体系全般の斉合性から改めて検討されるものとする。

3. 具体的な展開例(鋼構造強度)

現行諸規準(基準)に対応して若干の展開例を以下に示す。

3-1. 引張材

A) 特性強度(SS41, SM50を対象)

i) 降伏

$$T_Y = F_Y \cdot A$$

$$(T_Y)_K = \Phi_K \cdot (T_Y)_m$$

$$\Phi_K = (F_Y)_K / (F_Y)_m \cdot A_K / A_m = \frac{1}{1.15} \times 1.0 = 0.87$$

$$V_{T_Y} = \sqrt{V_{F_Y}^2 + V_A^2} = \sqrt{0.10^2 + 0.05^2} = 0.112$$

ii) 破断

$$T_B = F_B \cdot A$$

$$(T_B)_K = \Phi_K \cdot (T_B)_m$$

$$\Phi_K = (F_B)_K / (F_B)_m \cdot A_K / A_m = \frac{1}{1.10} \times 1.0 = 0.91$$

$$V_{T_B} = \sqrt{V_{F_B}^2 + V_A^2} = \sqrt{0.06^2 + 0.05^2} = 0.08$$

$(F_Y)_K$ ， $(F_B)_K$ = 規格降伏応力度，最小引張強さ， A_K = 規格(公称)断面積 = A_N とする。

B) 設計強度(降伏)

単純な応力状態と見なされるので，

$$(T_Y)_D = \Phi_D \cdot (T_Y)_K$$

$$\Phi_D = e^{-\alpha \beta V_e} / \phi_K$$

$$= 0.83 \times 1.15 = 0.95$$

* 引張筋違材の接合(改正耐震設計基準保有耐力接合)

接合部筋違材軸部破断に対して破壊条件式は，

$$R_J - R_Y < 0, \text{ または,}$$

$$F_B \cdot A_J - F_Y \cdot A < 0. \quad (i)$$

A_J = 有効断面積

$F_Y \cdot A$ = 筋違材降伏強度

鋼材の降伏比 $Y = F_Y / F_B$ の統計資料を用いる場合には(i)式の代りに，

$$A_J - Y \cdot A < 0 \text{ を用いる。}$$

ここでは(i)式を用いると，

$$(R_J)_m \geq e^{\beta_J \sqrt{V_{R_J}^2 + V_{R_Y}^2}} \cdot (R_Y)_m \quad (ii)$$

V_{R_J} = 接合部強度の変動係数

V_{R_Y} = 筋違材降伏強度の変動係数

β_J = 保有耐力接合に対する安全性指標

(ii) 式を特性強度を用いた表現にすると，

$$(R_J)_K \geq e^{\beta_J \sqrt{V_{R_J}^2 + V_{R_Y}^2}} \cdot \frac{(R_J)_K}{(R_J)_m} \cdot \frac{(R_Y)_m}{(R_Y)_K}$$

$$(R_J)_K \geq \gamma_J \cdot (R_Y)_K \quad (iii)$$

$(R_J)_K$ = 接合部公称破断強度 = $(F_B)_K (A_J)_K$

$(R_Y)_K$ = 筋違材公称降伏応力度 = $(F_Y)_K \cdot A_K$

γ_J = 保有耐力接合に対する部分安全係数

算例として，

$$\frac{(R_J)_K}{(R_J)_m} = \frac{(F_B)_K}{(F_B)_m} \cdot \frac{(A_J)_K}{(A_J)_m} \approx \frac{1}{1.10} \times 0.9^* = 0.82$$

$$\frac{(R_Y)_m}{(R_Y)_K} = \frac{(F_Y)_m}{(F_Y)_K} \cdot \frac{A_m}{A_K} = 1.15 \times 1.0 = 1.15$$

$$V_{R_J} = \sqrt{V_{F_B}^2 + V_{A_J}^2} = \sqrt{0.06^2 + 0.06^2} = 0.10$$

$$V_{R_Y} = 0.112$$

* 値は仮定値である。

保有耐力接合に対する安全性指標 $\beta_J = 1.65$ を設定すると，

$$\gamma_J = e^{1.65 \sqrt{0.1^2 + 0.112^2}} \times 0.82 \times 1.15 \\ = 1.207 \rightarrow 1.20$$

上記の展開では F_Y ， F_B を独立としているが降伏比 Y を用いるのがよい。

$\gamma_J = 1.20$ の値は改正耐震設計基準値である。

3-2. 曲げ材

3-2-1. 純曲げ (全塑性モーメント)

A) 特性強度

$$\begin{aligned} (M_p)_k &= \phi_k (M_p)_m \\ &= 0.87 \\ V_{M_p} &= 0.112 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} (M_p)_k &= \phi_k (M_p)_m \\ &= 0.87 \\ V_{M_p} &= 0.112 \end{aligned}} \right\} \text{引張材と同様}$$

B) 設計強度

$$\begin{aligned} (M_p)_D &= \phi_D (M_p)_k \\ \phi_D &= e^{-0.55 \times 3 \times 0.112 \times 1.15} = 0.95 \end{aligned}$$

曲げ材の場合はSS41, SM50鋼種では歪硬化の影響を期待しうることを、また次項の横座屈強度との関連、実用設計上の便宜さ等を考慮して、

$$\text{構造強度係数 } \phi_D = 1.00$$

を標準とする。特殊な形鋼材 (軽量形鋼, 高張力鋼材, 厚肉断面材等) については ϕ_D は別に設定する。

3-2-2. 横座屈強度

H形断面材の横座屈強度の統計資料を基に基本強度を設定する。

単純支持、一様曲げ応力状態下の圧延、溶接H形断面材の横座屈強度を基本とする。換算細長比 $\lambda_B = \sqrt{M_p / M_E}$ を用いる。

A) 特性強度

$$\begin{aligned} (M_c)_k &= \phi_k (M_c)_m \\ (M_c)_k &= \text{横座屈強度特性値} \\ (M_c)_m &= \text{横座屈強度平均値} \\ \phi_k &= \text{特性強度係数} \\ &= e^{-1.65 V_{M_c}} \text{を用いる。} \end{aligned}$$

Fig. 2 は横座屈強度の実験値と解析の評価例⁴⁾を示したものである。ここでは、これらの資料を基にほぼ $R_k = e^{-1.65 V_k} R_m$ に対応する実用強度式として次式の設定例を示す。

$$\left. \begin{aligned} \lambda_B \leq 0.25 ; (M_c)_k / (M_p)_k &= 1.0 \\ 0.25 < \lambda_B < 1.25 ; &= 1 - 0.45 (\lambda_B - 0.25) \\ \lambda_B \geq 1.25 ; &= 0.86 / \lambda_B^2 \\ \lambda_B &= \sqrt{(M_p)_k / (M_E)_k} \\ M_E &= \text{弾性横座屈モーメント} \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

または、後述の圧縮強度と同型として、

$$\left. \begin{aligned} \lambda_B \leq 0.2 ; (M_c)_k / (M_p)_k &= 1.0 \\ 0.2 < \lambda_B < \sqrt{2} ; &= 1 - 0.5 (\lambda_B - 0.2) \\ \lambda_B \geq \sqrt{2} ; &= 0.8 / \lambda_B^2 \end{aligned} \right\} \quad (b)$$

B) 設計強度

$$(M_c)_D = \phi_D (M_c)_k$$

構造強度係数 ϕ_D は次の値を設定する。

1) SS41, SM50 のH形断面材に対して構造強度係数 ϕ_D の基本値として、

$$\begin{aligned} \lambda_B \leq \lambda_B ; \phi_D &= e^{-\alpha \beta V_k} / \phi_k \\ &= 1.00 \end{aligned}$$

とする。

但し、 $\lambda_B = (a), (b)$ 式の1.25, または $\sqrt{2}$ 。

11) $\lambda_B > \lambda_B$ の領域では弾性座屈の急激な破壊を考慮して構造強度係数 ϕ_D を低減する。

例えば、(a)式に対して、

$$\phi_D = 0.85 + 0.187 / \lambda_B$$

(注) この低減は現行規準と関連して工学的判断が必要とされよう。

111) 一軸対称断面材, 高張力鋼材, 厚肉断面材等については構造強度係数 ϕ_D は別に定める。

(注) 曲げ強度式 (a), (b) は建築学会鋼構造設計規準⁵⁾, 同塑性設計規準⁵⁾の強度式と全面的に異なる。

なお、種々な応力状態 (モーメント分布), 支持条件 (端支持条件, スラブ, 小はり等の拘束効果) に対する横座屈強度については、現時点では統計資料が十分でないと判断される。従つて現段階ではこれらの修正係数は現行規準に準じて、あるいは最近の提案式を用いて便宜的に体系化する。この様な取扱いは統計の評価を基本とする設計規範の体系化から逸脱するが、不十分な統計資料を用いるより実験資料が十分に得られた段階において統計の評価を行うのが望ましいであろう。

3-3. 圧縮材

H形断面材の圧縮座屈強度の統計資料に基づいて基本強度を設定する。特性強度の設定には、ECCS, SSRC柱曲線, 現行鋼構造設計規準との関連を考慮する。

A) 特性強度

$$\begin{aligned} (P_c)_k &= \phi_k (P_c)_m \\ (P_c)_k &= \text{圧縮強度特性値} \\ (P_c)_m &= \text{圧縮強度平均値} \end{aligned}$$

$$\phi_k = \text{特性強度係数} \approx e^{-1.65 \sqrt{R_k}}$$

Fig. 3 は H 形断面材の圧縮座屈強度の統計的評価に基づく特性強度曲線の設定例⁶⁾を示したものである。この特性強度曲線はほぼ $R_k = e^{-1.65 \sqrt{R_m}}$ に対応するが、ECCS-b., SSRC-2., 建築学会鋼構造設計規準強度（短期許容応力度）と大凡一致している。

従つて現行規準との繋がりを勘案して特性強度として次の何れかの設定を行なう。

i) 現行規準短期許容圧縮応力度 ($\lambda_c \leq \Lambda_c$) をそのまま特性強度に採用する。ただし、 $\lambda_c > \Lambda_c$ の領域については、前項曲げ強度と同様に構造強度係数 ϕ_0 の導入を考える。

ii) 曲げ強度と同様に下式を設定する。

$$\left. \begin{aligned} \lambda_c \leq 0.2; (P_c)_k / (P_y)_k &= 1.0 \\ 0.2 < \lambda_c < \sqrt{2}; &= 1 - 0.5(\lambda_c - 0.2) \\ \lambda_c \geq \sqrt{2}; &= 0.8 / \lambda_c^2 \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

構造強度係数 ϕ_0 は次の値を設定する。

i) SS41, SM50 材の標準的な H 形断面材に対して構造強度係数 ϕ_0 は (a) 式に対して、

$$\begin{aligned} \lambda_c \leq \Lambda_c; \phi_0 &= 1.00 \\ \lambda_c > \Lambda_c; \phi_0^* &= 0.85 + 0.212 / \lambda_c \end{aligned}$$

*) (a) 式の特性強度に ϕ_0 を乗じると $\lambda_c = 2.5$ でほぼ現行規準短期許容応力度に対応する。

ii) 鋼管, 山形鋼, C T 鋼等に対しては構造強度係数 ϕ_0 は別に設定する。

鋼管材では実降伏応力度が高く、また管径厚比により変化する。STK41 鋼管について黒羽の最近の報告⁷⁾では下式が提示されている。

$$\begin{aligned} (F_y)_m / (F_y)_k &= 2.35 M_z (D/T)^{-0.120} \\ (M_z)_m &= 1.0 \\ \sqrt{M_z} &= 0.112 \end{aligned}$$

この様な特性は鋼管材に対する構造強度係数に加味されるであろう。

iii) 厚肉断面材, 高張力鋼材に対しては ϕ_0 は別に設定される。

3-4. 曲げ圧縮材

曲げと圧縮をうける材（曲げ柱）について簡単にふれておく。等曲げモーメントをうける H 形鋼曲げ

柱の面内強度に対する経験強度式として下式が慣用されている。

$$P/P_c + M/(1-P/P_c)M_p \leq 1.0 \quad (a)$$

同式は細長比が小さい範囲では十分精確に次式を用いてもよい。

$$P/P_c + M/M_p \leq 1.0 \quad (b)$$

上式の各変量を確率変量として文献(6)の展開によると下式が得られる。

$$\frac{e^{\alpha_p \beta V_p} P_m}{e^{\alpha_c \beta V_c} (P_c)_m} + \frac{e^{\alpha_m \beta V_m} M_m}{e^{-\alpha_m \beta V_m} (M_p)_m} \leq 1.0$$

左辺分子は荷重効果に対応する項である。Fig. 4 は同式の算例であるが、separation factor α は各変量の相関性 (P_c と M_p との相関係数 ρ_p , P と M の相関係数 ρ_L) に依存し、かつ耐力線も変わる。安全側の評価として $\rho_p = \rho_L = 1.0$ とすると下式の強度式が得られる。

$$\frac{P}{\phi_0 \cdot (P_c)_k} + \frac{M}{\phi_0 \cdot (M_p)_k} \leq 1.0 \quad (c)$$

標準的な材に対しては 3-2, 3-4 項で述べたと同様に $\phi_0 = 1.0$ としてよいであろう。横座屈を伴う材に対しては (a) 式で $M_p \rightarrow M_c$ とする経験式があるが、強度式自体の精度が満足なものでない。

4. 具体的な展開例（荷重効果）

荷重の統計評価の問題には種々多くの問題が存在するが、全体的な概要を把握する意味で若干の展開例について概述する。なお、展開例に使用している基礎資料は必ずしも十分なものでない事を付記しておく。

4-1. 固定荷重

$$\begin{aligned} \text{特性値} &: D_k = \delta_k \cdot D_m \\ \text{特性係数} &: \gamma_k = 1.0 \\ \text{変動係数} &: V_D = \sqrt{V_D^2 + V_A^2} \\ &\approx \sqrt{0.05^2 + 0.05^2} = 0.071 \\ \text{構造荷重係数} &: \delta_D = 1 + \alpha \beta V_D \\ &= 1.12 \rightarrow \underline{1.10} \end{aligned}$$

4-2. 積載荷重

建築物の各用途別の積載荷重に関する統計資料は十分でない。アメリカでの調査資料が参考になるが、我国における統計的調査が必要であろう。

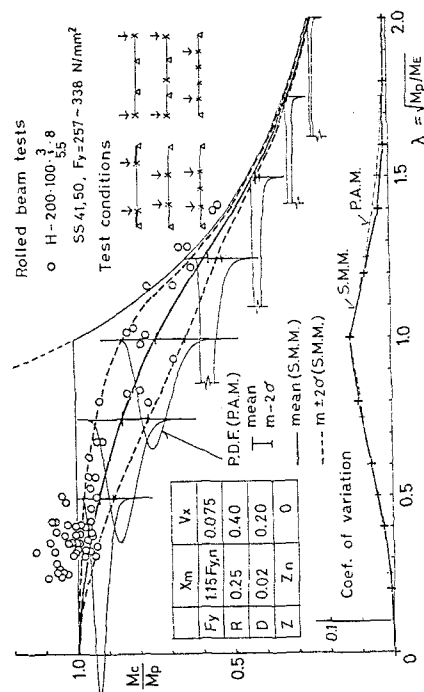


Fig. 2-a Statistical strengths of rolled H-section beams.

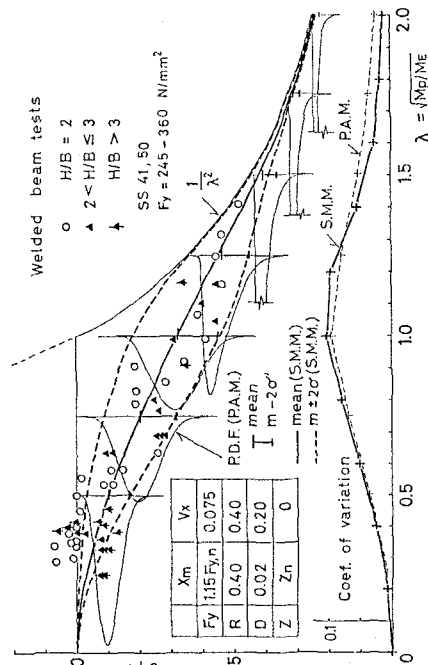


Fig. 2-b Statistical strengths of welded H-section beams.

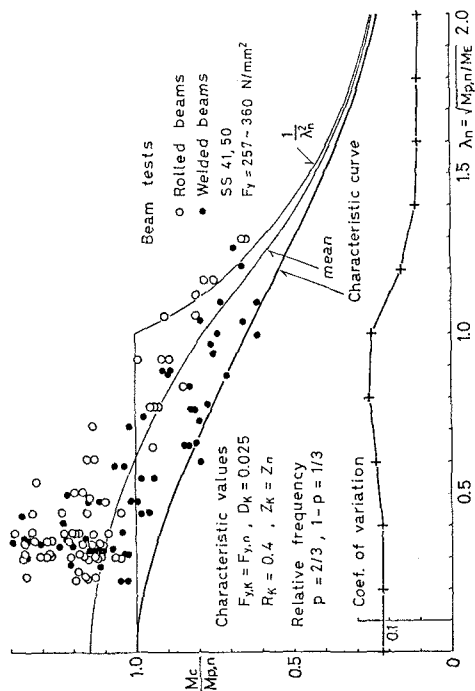


Fig. 2-c Mean and characteristic strengths, included rolled and welded H-section beams (Ref. 4)

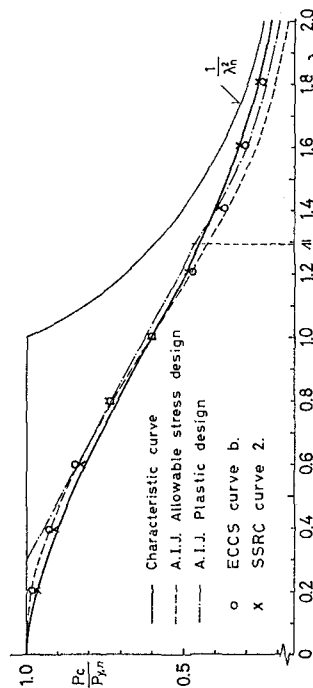


Fig. 3. Characteristic column strength curves (Ref. 6)

4-3. 雪荷重

$$S = C_s \cdot q_s$$

S = 積雪荷重

$$q_s = \rho \cdot H, \quad \rho = \text{積雪の単位体積重量}$$

H = 積雪深

C_s = 低減係数

A) 統計的特性

地上積雪深 H に関する統計資料に比べて積雪重量の統計資料は比較的少ない。

前田、辰己⁸⁾は北陸、北海道地方の年最大積雪深の統計資料から、統計年間 39 ~ 87 年間の観測資料は対数正規分布に適合すること、対数正規分布に基づいて推定される再現期間 50 年、100 年の期待値を示し(表-1)、過去の最大積雪深さは凡そ再現期間 50 年 ~ 100 年の期待値の間にあると報告している。また、桜井・城・紫田⁹⁾は札幌地方の年最大積雪深、積雪重量の統計資料から、両者とも Type-I の極値分布に適合すると報告している。

表-1 (前田、辰己)

地域	N	年最大積雪深 平均値	過去の最大 積雪深	再現期間	
				R=50	R=100
福井	80	71.3	213	196	229
大野	62	125.8	306	302	345
敦賀	39	65.4	154	165	191
金沢	87	63.9	181	164	189
輪島	47	42.5	110	105	120
高山	39	80.7	208	197	226
札幌	87	95.4	169	156	167
函館	86	40.3	91	80	89
釧路	67	40.1	123	98	112
旭川	83	92.5	134	136	143
網走	85	61.2	121	120	132
推内	39	101.5	199	166	178

(N : 統計年間, 積雪深 : cm)

以下に前田、辰己の資料を基に検討を加える。

1) 年最大積雪深 H_A ;

年最大積雪深 H_A の分布は Type-I の極値分布で表わされるものとする。

$$\left. \begin{aligned} F_{H_A}(h) &= e^{-e^{-\alpha(h-u)}} \\ \alpha &= C_1/\sigma_{H_A} \\ u &= (H_A)_m - C_2/\alpha \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

ii) 再現期間 R 年に対する最大積雪深 h_R ;

$$1 - F_{H_A}(h_R) = 1/R$$

$$h_R = u + 1/\alpha \cdot \ln(R/(R-1)) \quad (b)$$

iii) Y 年間最大積雪深 H_Y ;

$$\begin{aligned} F_{H_Y}(h) &= \{F_{H_A}(h)\}^Y \\ &= e^{-e^{-\alpha\{h-(u+1/\alpha \cdot \ln Y)\}}} \end{aligned} \quad (c)$$

上式の算定結果を表-2に示す。

表-2

地名	年最大積雪深		R年再現期待値		Y年間最大積雪深	
	$(H_A)_m$	V_{H_A}	R=50	R=100	$(H_{Y=50})_m$	$V_{Y=50}$
福井	71.3	0.61	192	217	213	0.20
大野	125.8	0.52	310	348	341	0.19
敦賀	65.4	0.54	167	189	186	0.19
金沢	63.9	0.55	161	182	178	0.20
輪島	42.5	0.52	107	120	117	0.19
高山	80.7	0.51	202	227	221	0.19
札幌	95.4	0.27	168	183	180	0.14
函館	40.3	0.37	83	91	89	0.17
釧路	40.1	0.50	97	109	106	0.19
旭川	92.5	0.19	143	154	153	0.12
網走	61.2	0.36	122	135	133	0.17
推内	101.5	0.25	175	191	187	0.13

表-2の値を見ると再現期間 $R=50, 100$ 年期期待値は表-1の対数正規分布に基づく推定値と大差ない。また、50年間最大積雪深さの期待値 $(H_{Y=50})_m$ は再現期間 $R=100$ 年値 $h_{R=100}$ と対応している。

B) 雪荷重の特性値, 設計荷重

$$S_K = \gamma_K \cdot S_m$$

$$\gamma_K = 1.0$$

$$S_m = (C_s)_m \cdot (q_s)_m$$

$$(q_s)_m = \rho \cdot (H)_m$$

$$S_D = \gamma_D \cdot S_{K(m)}$$

$$\gamma_D = 1 + \alpha \beta V_s$$

ρ, C_s については統計資料が乏しいので、ここでは現行規定値をそのまま用いることにする。また C_s の変動係数として AISC-LRFD draft に用いられている値 $V_{C_s} = 0.15$ を仮りに採用する。

• 年最大雪荷重に対して

$$S_K = S_m$$

$$= C_s \cdot \rho \cdot [\text{年最大積雪深}]_m$$

$$V_s = \sqrt{V_{WA}^2 + V_C^2}$$

$$\approx \sqrt{0.55^2 + 0.15^2} = 0.57 \quad (\text{北陸})$$

$$\approx \sqrt{0.35^2 + 0.15^2} = 0.38 \quad (\text{北海道})$$

$$S_D = \gamma_D \cdot S_m$$

$$\gamma_D = 1 + 0.55 \times 3 \times 0.57 = 1.94 \quad (\text{北陸})$$

$$1 + 0.55 \times 3 \times 0.38 = 1.63 \quad (\text{北海道})$$

平均的な値を採用すれば、年最大雪荷重に対する
(構造) 荷重係数 γ_D は、

$$\gamma_D = 1.80$$

● Y = 50 年 (耐用年限) 最大荷重に対して、

$$S_K = S_m, (\gamma_K = 1.0)$$

$$= C_s \cdot \rho \cdot [50 \text{ 年間最大積雪深}]_m$$

または、[再現期間 100 年期待値]

$$V_s \approx \sqrt{0.20^2 + 0.15^2} = 0.25$$

$$\gamma_D = 1 + 0.55 \times 3 \times 0.25 = 1.41$$

従つて lifetime max. snow load に対する荷
重係数 γ_D は、

$$\gamma_D = 1.40$$

が設定される。

上記の例は多雪地域の展開例であるが、一般地域
についても統計資料を用いて設定される。

4-3. 風荷重

$$W = C \cdot G \cdot K \cdot \left(\frac{1}{2} \rho V_o^2 \right)$$

C = 風力係数

G = 突風係数

K = 速度圧係数

V_o = 基準風速

A) 風速の統計的特性

年最大風速の分布には我国では Type-I の極値分
布が用いられ、アメリカでは Thom 等により Type-
II の極値分布が採用されている。何れの分布の適
合度が良いかは断定し得ないが、再現期間 R = 50,
100 年に対する風速 V_R は、何れの分布を採用して
も余り差がないといわれている。¹⁰⁾

しかし、耐用年数 (Y 年) における風速の最大値
分布には差異が生じ、特に変動係数 V_{VY} の評価が異
なることになる。

ここでは V_{VY} を大きく評価する Type-II の分布
を採用する。

i) 年最大風速 V_A ;

Type II の極値分布に従うものとする。

$$\left. \begin{aligned} F_{VA}(V) &= e^{-(Z/V)^K} \\ (V_A)_m &= Z \cdot \Gamma(1 - 1/K) \\ V_{VA} &= \sqrt{\frac{\Gamma'(1 - 2/K)}{\Gamma^2(1 - 1/K)} - 1} \end{aligned} \right\} \quad (8.)$$

ii) 再現期間 R 年の最大風速期待値 V_R ;

$$V_R = Z \cdot \left(\ln \frac{R}{R-1} \right)^{-1/K} \quad (b)$$

iii) Y 年間最大風速 V_Y ;

$$\left. \begin{aligned} F_{VY}(V) &= \{F_{VA}(V)\}^Y \\ &= e^{-Y(Z/V)^K} \\ (V_Y)_m &= Y^{1/K} Z \cdot \Gamma(1 - 1/K) \\ V_{VY} &= V_{VA} \end{aligned} \right\} \quad (c)$$

表-3 は再現期間 100 年に対する 10 分間の最大風
速の期待値 (菊地原) の算定例を表記したものである

表-3 (m/sec)

地 名	$V_{R=100}$	地 名	$V_{R=100}$
札幌	20.6	大阪	29.4
新潟	30.7	広島	36.9
東京	27.5	徳島	40.9
横浜	37.4	福岡	33.7
名古屋	33.9	長崎	39.3
京都	20.4	鹿児島	37.5

これらの地域について年最大風速の分布に Type
II の極値分布を適用すると、K は 7 ~ 11 となる。

以下では、概略的な展開として K = 9 を用いる。

前述 (b), (c) 式より再現期間 R 年の最大風速期待
値 V_R と Y 年間最大風速の平均値 $(V_Y)_m$ の関係は下
式となる。

$$V_R = \frac{1}{\Gamma(1 - 1/K) \{Y \ln \frac{R}{R-1}\}^{1/K}} \cdot (V_Y)_m$$

ここで Y = 50 年, R = 100, K = 9 とすると

$$V_{R=100} = 1.002 \cdot (V_{Y=50})_m$$

従つて、 $V_{R=100} \approx (V_{Y=50})_m$ と考えてよい。

B) 風荷重の特性値、設計荷重

現行基準では瞬間最大風速 (≈ 60 m/sec) が基

準に用いられている。ここでは瞬間最大風速と10分間平均風速はおよそ次式で対応づけられるものとする。

$$\begin{aligned} V_{10分間} &\approx \frac{1}{1.5} \cdot V_{\text{瞬間最大}} \\ &= \frac{1}{1.5} \times 60 \\ &= 40 \text{ m/sec} \end{aligned}$$

$V = 40 \text{ m/sec}$ は表-3より再現期間 $R = 100$ 年の期待風速の大きい地域の値に対応するものと考え、この風速を基準風速に用いる。

$$V_D = V_{R=100} (= 40 \text{ m/sec})$$

風荷重強度の変動係数 V_W は

$$\begin{aligned} V_W &\equiv \sqrt{V_c^2 + V_g^2 + V_k^2 + 4 V_{V_0}^2} \\ &\approx 0.35^* \end{aligned}$$

* 0.35 の値は便宜的に AISC-LRFD draft ($V_W = 0.37$) に採用されている値を借用したものである。

概括的な展開として、

- 年最大風荷重に対して、

$$\begin{aligned} (W_A)_K &= (W_A)_m \\ &= C \cdot G \cdot K \cdot \left(\frac{1}{2} (V_A)_m^2 \right) \end{aligned}$$

$(V_A)_m$ = 年最大風速の平均値

$$V_{VA} = \sqrt{\frac{V^2(1-1/4)}{V^2(1-1/4)} - 1} = 0.16$$

$$(W_A)_D = \gamma_D \cdot (W_A)_m, (\gamma_K = 1.0)$$

$$\gamma_D = 1 + 0.55 \times 3 \times 0.35 = \underline{1.60}$$

- $Y = 50$ 年 (Lifetime) 最大風荷重に対して、

$$W_K = (W_{Y=50})_m, \text{ または } (W_{R=100})$$

$$= C \cdot G \cdot K \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot (V_{Y=50})^2 \right)$$

$$V_{V_{Y=50}} = 0.16, \quad V_W \approx 0.35,$$

$$W_D = \gamma_D \cdot W_K$$

$$= \underline{1.60}$$

なお、現行規定では用途係数 $I = 0.75, 1.00$, 1.25 が用いられている。 $I = 1.00$ に対して $\beta = 3.0$ を対応づけ、これを標準とすれば、 $I = 0.75$, $I = 1.25$ には $\tilde{\beta} = 1.5 \sim 2.0$, $\tilde{\beta} = 4.0 \sim 4.5$ を設定することになる。この時の強度係数、荷重係数

は、

$$\begin{aligned} \tilde{\phi} &= \phi_D \times e^{-0.55 \tilde{\beta} V_R} / e^{-1.65 V_R} \\ \tilde{\gamma}_D &= \gamma_D \times \left\{ (1 + 0.55 \tilde{\beta} V_W) / (1 + 1.65 V_W) \right\} \end{aligned}$$

として表わされる。

4-4. 地震荷重

地震荷重に関しては改正耐震基準法に関連してこの種の設計規範の体系化には多くの研究課題が残されている。ここでは形式的な記述にとどめる。

- 標準地震荷重

地震層せん断力 Q_j ;

$$\begin{aligned} Q_j &= R_T \cdot (Q_j / Q_1) \cdot Q_1 \\ &= R_T \cdot (W_j / W_1) (C_j / C_1) \cdot C_1 W_1 \\ &= R_T \cdot W_j \cdot A_j \cdot C_0 \end{aligned}$$

Q_j = j 層地震層せん断力

W_j = j 層が支える重量

A_j = 層せん断力分布係数

R_T = 振動特性係数

C_0 = 標準せん断力係数 (= C_1)

改正耐震設計基準では、1次、2次設計に区分されるが、形式的にこれらに対応する規範は下表となる。

表-4

$\phi_D R_K$	$\gamma_D E_K$
機能限界 ; (i) $\phi_D = 1.00$ } R_K = 材強度	$\gamma_D = 1 + \alpha \cdot \beta V_E$ } $E_K = (Q_s)_K$
(ii) $\phi_D = (1.00)$ } $R = \sum u/H = \frac{1}{200}$	$\gamma_D = 1 + \alpha \cdot \beta V_E$ } $E_K = (Q_s)_K$ による } 変形効果
耐力限界 ; $\phi_D = 1.00$ } R_K = 保有耐力	$\gamma_D = (1 + \alpha \cdot \beta V_E) \cdot D_S$ } $E_K = (Q_u)_K$ } $V_E \equiv \sqrt{V_{Qu}^2 + V_{Ds}^2}$

表-4 において

E_K = 地震荷重効果

$(Q_s)_K$ = $C = 0.2$ に対応する地震層せん断力

$(Q_u)_K$ = $C = 1.0$ に対応する地震層せん断力

D_S = 構造特性係数

$$= 1/\sqrt{2\mu-1} \cdot (1.5/1+10n_s)$$

μ = 塑性率

n_s = 減衰定数

$\delta_{\mu H}$ = 層間変形角

確率・統計の評価に基づく耐震設計規範¹¹⁾は今後の研究にまつ処が多い。

5. 総括的考察

統計確率論の概念に基づく設計規範の展開例と構造強度、荷重（効果）について概述した。総括的考察として本稿では separation factor, safety index として $\alpha=0.55$, $\beta=3.0$ を便宜的に設定し、抵抗強度、荷重の相対的な部分安全係数が例示された。

紙面の制約から詳細な論議は省略するが、参考に本稿の設計規範と現行規準と対比例を示しておく。単純な建築構造物として鋼構造の体育館、住宅、工

場を対象に積載荷重が直接関係しない例をとり上げ、表-5に対比例を示しておく。経験的、工学的判断に基づいて体系化され、今日迄の実績をもつ現行規範と信頼性理論を背景とした設計規範との長、短を論じ得る段階ではないが、表-5の例において各荷重の組み合わせに対して現行規範が必ずしも均衡がとれているものではない事は確かであろう。この問題については別の機会に論じたい。

なお、表-5は両規範による設計結果の部材断面の大小の対比を示す範囲のものである。

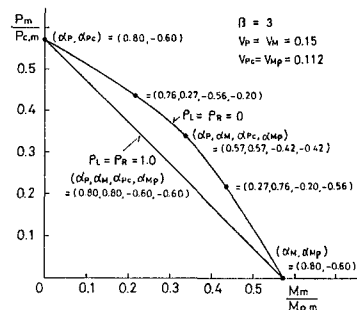


Fig. 4

表-5

現 行 規 範	本稿の設計規範
(a) D + W (短期) 引張材 ; $F_y \cdot A$ 圧縮材 ; $F_c \cdot A / 1 \sim 1.45$ 曲げ材 ; $F_b \cdot Z$	(a) D + W (耐力限界) 引張材 ; $0.95(T_y)_K$ 圧縮材 ; $1.00(P_c)_K$ 曲げ材 ; $1.00(M_c)_K$
(b) D + S (多雪地域, 長期) 引張材 ; $F_y \cdot A / 1.5$ 圧縮材 ; $F_c \cdot A / 1.5 \sim 2.17$ 曲げ材 ; $F_b \cdot Z / 1.5$	(b) D + S (耐力限界) 引張材 ; $0.95(T_y)_K$ 圧縮材 ; $1.00(P_c)_K$ 曲げ材 ; $1.00(M_c)_K$
(c) D + S + W (多雪地域, 短期) 引張材 ; $F_y \cdot A$ 圧縮材 ; $F_c \cdot A / 1 \sim 1.45$ 曲げ材 ; $F_b \cdot Z$	(c) D + S + W (耐力限界) 引張材 ; $0.95(T_y)_K$ 圧縮材 ; $1.00(P_c)_K$ 曲げ材 ; $1.00(M_c)_K$
F_c, F_b = 基準圧縮強度, 曲げ強度. $W = v \leq 60 \text{ m/sec}$ に対する風荷重. S = 各地方における最深積雪量に対する 雪荷重.	$(P_c)_K, (M_c)_K$ = 本稿参照, $(T_y)_K = F_y \cdot A$ $W_K = Y = 50$ 年最大風速平均値 ($R = 100$ 年 期待値) $S_K = Y = 50$ 年最大積雪 ($R = 100$ 年期待値) S_{AK} = 年最大積雪重量の平均値

本稿は建築鋼構造物の信頼性設計規範の実用的体系化に関して、筆者が現時点で利用出来る資料を基にreview的な検討を試みたものである。

統計資料の不十分さと体系化に用いられる信頼性理論のレベルの不満足さが存在することは否定出来ず、より多くの詳細な統計資料の収集、分析が必要とされる。また実用的設計規範はそれを用いる技術者にとつて受け入れ易いものでなければならない。いたずらに高度の信頼性理論を用いた設計規範の複雑化は、かえつて使用の誤りを招くものであろう。今後の設計規範として現行規準との調和を配慮し柔軟性のある合理的な設計規範の体系化に関する検討が重ねられることが望まれる。

なお1980年6月に刊行された“Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A 58 ; Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Building and other Structures”には、アメリカにおけるこの種の設計規範の体系化に関する具体的な資料がまとめられており参考になるであろう。

(参考・引用文献)

- 1) ISO2394-1973(E), General principle for the verification of the safety of structures, 1973.
- 2) Recommendation for steel construction, ECCS-EG-76_1E, European Convention for Constructional Steel Work.
- 3) Proposed Criteria for Load and Resistance Factor Design of Steel Building Structure, AISI, Washington Univ., Bulletin NO 7.1978.
- 4) 坂本順, 小浜芳朗, 大宮幸男; 信頼性設計法に関する考察 I, 日本建築学会論文報告集, 昭和55年12月
- 5) 日本建築学会; 鋼構造設計規準, 鋼構造塑性設計指針.
- 6) 坂本順, 小浜芳朗, 大宮幸男; 信頼性設計法に関する考察 II, 日本建築学会論文報告集, 昭和56年(投稿中)
- 7) Kurobane, Y., Makino, Y., Mitsui, Y., Re-Analysis of Ultimate Strength Data for Truss Connections in Circular Hollow Sections, I.I.W., Annual Assmbly, 1980, Lisboa/Estoril, Portugal, 6-12, July, 1980.
- 8) 辰己愁待, 前田博司; 雪荷重基準値の地域差について, 建築学会大会学術講演梗概集, 昭和53年9月
- 9) 桜井修次, 城攻, 紫田拓二; 札幌の平均積雪最大荷重の実態について, 建築学会大会学術講演梗概集, 昭和55年9月.
- 10) 藤野陽三, 伊藤学; 耐風設計規準に関連する若干の確率・統計的考察, 構造物の耐風性に関するシンポジウム, 1978.
- 11) 南井良一郎; 建築構造物の信頼度に基づく適正耐震設計に関する若干の考察, 建築学会大会学術講演梗概集, 昭和52年10月.

TOWARD A PRACTICAL DESIGN FORMAT BASED ON RELIABILITY CONCEPTS

by JUN SAKAMOTO*

Structural design formats based on probabilistic approach are supported and now ready for practice in many countries and international organizations.

Under the circumstances, it is worthwhile to discuss re-examination and improvement of conventional design standards toward practical applications of probabilistic concepts and it appears quite likely that in the near future, design standards will be based on such concepts.

This paper outlines a proposition of semi-probabilistic format for steel structures with a brief review of statistical informations on strengths of steel members and load intensities in Japan.

At present we must recognize that fully statistical representations and creditable modelings for numerous kinds of uncertainty that will be faced in structural design and fabrication are difficult, even if at "second-moment" level. In the framework of the proposed format, sufficiently available (in a statistical sense) data of strengths and load intensities are, in principle, accepted to assign their characteristic values and the corresponding strength and load factors for basic structural elements and load effects, and therefore, conventional judgements and procedures based on current code and standards will be adopted conveniently for the apparent shortages of statistical data.

The format is briefly explained in the following.

STRENGTH : $R_k = \Phi_k R_m$, $R_D = \Phi_D R_k$. Subscripts k, m and d denote characteristic, mean and design value, respectively. Φ_k and Φ_D are characteristic strength factor and structural strength factor, respectively. Φ_k and R_m are assigned on the basis of statistical data of the basic members and connections for which sufficient statistical data will be available and Φ_k is defined in the terms of a prescribed fractile, a value of e^{-R^2/V^2} and/or specified value (nominal value).

Structural strength factor Φ_D is defined by considering i) Safety of structure and its parts (relative safety, failure probability), ii) Uncertainty between the basic strength and actual strength in a structure, and of design formula based on the basic strength, iii) Failure characteristics, iv) Relative strength required for each structural element, v) Others.

LOAD INTENSITY : $W_k = \gamma_k W_m$, $W_D = \gamma_D W_k$, $S_D = \gamma_E W_D$, (S : load effect). γ_k and γ_D are characteristic load factor and structural load factor, respectively. W_k , W_m and γ_k are defined by considering the probability of occurrence and exceeding, return-period etc., and in the case of the shortages of statistical data, current code value and maximum value in the past are taken into account. γ_D is assigned by considering structural safety (relative safety, failure probability), load combinations and so on.

Basic design formula Eq.(2-3-12) is derived from second-moment procedures. Some representative values of characteristic strength and load intensity and the corresponding factor are described in section 3 and 4.

Comparisons of the proposed design format with the conventional design format are illustrated in Table-5.

* Department of Architecture, Nagoya University.