地震荷重に対する荷重・抵抗係数設計法に関する考察

正会員 坂 本 順^{*1}
正会員 小 浜 芳 朗^{*2}
正会員 森 保 宏^{*3}

§1. 序

前稿¹⁾において、荷重・抵抗係数設計法における地震荷重の確率・統計モデルについての考察を目的として、東京、名古屋における地震資料（マグニチュード、震源距離）に基づいて模擬された非正常地震波の標本集合とそれによるシミュレーション応答解析資料を例示し、地動強さ、ならびに各種の応答スペクトルの統計的性質について論じた。

本稿では前稿に続き、理想弾塑性型、スリップ型、劣化型履歴モデルの入力エネルギー・スペクトル、最大塑性率および累積塑性率・スペクトル、ならびに多質点系モデルの地震層せん断力係数応答の統計的解析資料を示し、さらに本稿後半では、前稿および本稿において系統的に提示された統計資料を用いて荷重・抵抗係数設計法における耐震設計規範の展開と構成に関する考察が加えられる。数理展開手法としては、FOSM 法 (first order second moment 法)、あるいは AFOSM 法 (advanced first order second moment 法) が用いられるが、この種の確率統計の評価手法に基づく地震荷重と地震荷重係数の概括的な考察例を提示し、併わせて現行の確定論的耐震設計法との対応について述べる。

§2. 入力エネルギー・スペクトル、最大塑性率ならびに累積塑性率・応答スペクトルの統計的性状

前稿において理想弾塑性履歴モデルのこれらの応答スペクトルを例示したが、本節では表—2.1 に示す基本的な履歴モデルの入力エネルギー、最大塑性率および累積塑性率・スペクトルの統計的性状について、まとめて考察を加えよう。表—2.1 において、 C_y は各履歴モデルの降伏せん断力係数、 C_e は弾性せん断力係数応答（ここでは模擬地震波の各標本ごとの弾性せん断力係数応答値を用いている）を表す。

以下に示す各応答スペクトルでは、上記の各履歴特性をもつ 1 質点系モデル（粘性減衰定数 $h=0.05$ ）に対す

る 1 次および 2 次のスペクトル統計量（標本平均値および変動係数）が例示されるが、シミュレーション解析では表—2.1 の C_y/C_e 値を設定した応答スペクトルが算定されており、これらの各応答スペクトルの統計量はそれぞれの C_y/C_e 値に対する条件付統計量を表すものとみなして後節 §4. で用いられる。

2—1 エネルギー・スペクトル

図—2.1 は模擬地震波群（東京地域における地震資料に基づいて作成された模擬地震波 32 波）に対する各履歴モデルの単位質量当たり入力エネルギー・スペクトル $E_l(T; h)$ の平均値、変動係数を図示したものである。入力エネルギーは振動終えん時の入力エネルギーを表し、同図では等価速度の表現 $\sqrt{2 E_l(T; h)}$ が用いられている。また、図中には入力波群のフーリエ振幅スペクトルならびに弾性系の入力エネルギー・スペクトルの平均値、変動係数が参考に図示されている。

前稿において理想弾塑性履歴モデルの入力エネルギー・スペクトルと入力波群の加速度フーリエ振幅スペクトルとの統計的対応性を指摘したが、本シミュレーション資料（図—2.1）の劣化型履歴モデルにおいても同様な性状が認められ、近似的に $\langle \sqrt{2 E_l(T; h)} \rangle \approx \langle F_s(T) \rangle \langle F_d(T) \rangle$ （地動加速度のフーリエ振幅スペクトル）が成立するとみなされる。ここに、 $\langle \cdot \rangle$ は平均値を表す。これに対し、スリップ型履歴モデルでは C_y/C_e 値が小さくなるにつれ、入力エネルギー・スペクトルの平均値はフーリエスペクトル、あるいは弾性系の入力エネルギー・スペクトルの平均値より若干低目となる傾向が認められる。入力エネルギー・スペクトルの変動係数は 3 種の履歴モデルとも、地動加速度のフーリエスペクトルの変動係数にほぼ一致している。

表—2.1 解析モデル

履歴特性
第 2 分岐剛性比	0.03	0.03	—0.05
せん断力係数比 C_y/C_e	0.2, 0.3, 0.5	0.2, 0.3, 0.5	0.3, 0.4, 0.5

*1 名古屋大学 教授・工博

*2 名古屋大学 助教授・工博

*3 名古屋大学 大学院生

(昭和 59 年 9 月 26 日原稿受理日、昭和 60 年 2 月 27 日改訂原稿受理日、討論期限昭和 60 年 10 月末日)

図-2.2は粘性減衰エネルギースペクトル $E_d(T; h)$ をエネルギー比 $E_d(T; h)/E_i(T; h)$ の統計量として示したものである。同図において、降伏せん断力係数比 C_y/C_e が小さい程、履歴エネルギーが入力エネルギーに占める割合が増大し、粘性低減エネルギー比 $E_d(T; h)/E_i(T; h)$ が小さくなる傾向が平均スペクトルに認められるが、系の固有周期に対する依存性は弱い。スリップ型履歴モデルでは C_y/C_e による $E_d(T; h)/E_i(T; h)$ の平均スペクトルの差異はほとんど現われていない。なお、 $E_d(T; h)/E_i(T; h)$ の変動係数は各モデルの履歴特性にかかわらず、相対的に小さく 10 % 程度である。

2-2 最大塑性率および累積塑性率スペクトル

図-2.3, 2.4は各モデルの最大塑性率スペクトルおよび累積塑性率スペクトルの平均値、変動係数を図示したものである。図中の実線、破線はそれぞれ、東京（標

本数 $N=32$ ）、名古屋（ $N=25$ ）の模擬地震波群に対する応答スペクトルを示すが、両者の差異は少ない。

図-2.3の最大塑性率スペクトルにおいて、スリップ型履歴モデルの最大塑性率応答は理想弾塑性履歴モデルに比べてわずかに大きい応答量を示す傾向があるが、両モデルの平均塑性率スペクトルはいずれも長周期域（ $T \geq 0.6$ sec）において固有周期 T に対する変化は少なく、この周期領域における最大塑性率応答の平均値は概略的に下式で表される。

$$\langle \mu(T) | C_y/C_e \rangle \approx 1/(C_y/C_e) = C_e/C_y; T \geq 0.6 \text{ sec} \quad (2-1)$$

ここに、 $\langle \cdot | \cdot \rangle$ は先に述べた意味での条件付平均値を表す。この性状は、これらの履歴モデルの最大変位応答が弾性系の最大変位応答に等しいとみなされる変位一定則が平均的に成立していることを示している。

図-2.1 入力エネルギースペクトル
[模擬地震波（東京），標本数 $N=32$]

図-2.2 減衰エネルギースペクトル
[模擬地震波（東京）， $N=32$]

理想弾塑性型履歴モデル、スリップ型履歴モデルの最大塑性率応答の変動係数は履歴特性による差異が少なく、 $V_{\mu(T)}C_y/C_e=0.2\sim0.3$ 程度とみなされる。

本数値解析では、劣化型履歴モデルについては変位応答の発散を生じない範囲の C_y/C_e 値が設定されているが、降伏せん断力係数比が $C_y/C_e=0.5\sim0.4$ 程度では平均値、変動係数ともに前述の理想弾塑性モデルと類似した性状を示しており、 $C_y/C_e=0.3$ の例では平均塑性率応答スペクトルの周期に対する依存性が顕著に現れ、変動係数も増大する傾向が認められる。

図-2.4 の累積塑性率スペクトルにおける η_p は、 $\eta_p=(\eta_p^+ + \eta_p^-)/2$ ($\eta_p^+=|\delta_p^+|/\delta_y$, δ_p^+ : 正, 負側累積塑性変形, δ_y : 降伏変位) を表し、同図中の鎖線は下記の累積塑性率の評価式(前稿§4. 参照)を表す。

$$\langle \eta_p(T) | C_y/C_e \rangle = \frac{\langle D_0(T) \rangle^2}{5} \left(1 - \frac{C_y}{C_e} \right) \left(\frac{C_e}{C_y} \right)^2 \\ \approx \frac{1}{B(T)} \left\{ \left(\frac{C_e}{C_y} \right)^2 - 1 \right\} \dots\dots (2-2)$$

ここに、 $B(T)=6/\langle D_0(T) \rangle^2$, $D_0(T)=S_A(T;0)/S_A(T;0.05)$, $S_A(T;h)$ は加速度応答スペクトルである。

図-2.4 における理想弾塑性モデル、および劣化型履歴モデルの累積塑性率応答の平均スペクトルには、前述の最大塑性率応答に比べて固有周期 T に対する依存性が強く現れている。

スリップ型履歴モデルの正, 負の累積塑性率 $\eta_p^{\pm}$ は最大塑性率との間に $\max(\eta_p^+, \eta_p^-)=\mu-1$ の関係があることから、累積塑性率応答の平均スペクトルは最大塑性率応答の平均スペクトルと定性的に類似している。

図-2.3 最大塑性率スペクトル

— 模擬地震波 (東京), $N=32$
 模擬地震波 (名古屋), $N=25$

図-2.4 累積塑性率スペクトル

— 模擬地震波 (東京), $N=32$
 模擬地震波 (名古屋), $N=25$

累積塑性率応答の変動係数は短周期域を除いて固有周期に関してほぼ一定値を示すが、最大塑性率応答の変動係数に比べて大きく、また劣化型履歴モデルの変動係数は、ほかのモデルに比べて短周期域 ($T \leq 0.6 \text{ sec}$) における増大傾向が顕著となる。

上記の3種の幾分理想化された履歴モデルのシミュレーション解析資料は、一般的履歴系の最大塑性率応答 μ および累積塑性率応答 η_p の統計的性質を評価する上で必ずしも十分ではないが、これらの資料に基づく μ , η_p の条件付統計量は近似的に下式で表される。

理想弾塑性型およびスリップ型履歴モデルに対して、

$$\begin{aligned} \langle \mu(C_y, C_e; T) | C_y/C_e \rangle &\approx \left\{ \begin{array}{l} \frac{C_e}{C_y} ; T \geq 0.6 \text{ sec} \\ \frac{0.6}{T} \left(\frac{C_e}{C_y} - 1 \right) + 1 ; T < 0.6 \text{ sec} \end{array} \right\} \\ V_{\mu(C_y, C_e; T) | C_y/C_e} &\approx \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \sim 0.3 ; T \geq 0.6 \text{ sec} \\ 0.3 \sim 0.5 ; T < 0.6 \text{ sec} \end{array} \right\} \end{aligned} \quad (2-4)$$

理想弾塑性型および劣化型履歴モデルに対して、

$$\begin{aligned} \langle \eta_p(C_y, C_e; T) | C_y/C_e \rangle &\approx \frac{1}{B(T)} \left\{ \left(\frac{C_e}{C_y} \right)^2 - 1 \right\} \\ V_{\eta_p(C_y, C_e; T) | C_y/C_e} &\approx \left\{ \begin{array}{l} 0.4 \sim 0.6 ; T \geq 0.6 \text{ sec} \\ 0.5 \sim 1.0 ; T < 0.6 \text{ sec} \end{array} \right\} \end{aligned} \quad (2-5)$$

ここに、 $B(T) = 6 / \langle D_0(T) \rangle^2$, $\langle D_0(T) \rangle$ は前稿の近似評価式 (前稿 (3-9) 式) を用いると下式で与えられる。

$$\begin{aligned} \langle D_0(T) \rangle &= \left\langle \frac{S_d(T; 0)}{S_d(T; 0.05)} \right\rangle \\ &\approx \left[\frac{0.2576 \langle T_{sd} \rangle / T}{1 - \exp(-0.2576 \langle T_{sd} \rangle / T)} \right]^{1/2} \end{aligned} \quad (2.6)$$

$\langle T_{sd} \rangle$ は等価定常継続時間の平均値を表し、本模擬地震波群 ($N=57$) については $\langle T_{sd} \rangle \approx 10 \text{ sec}$ とみなされる。

§3. 地震層せん断力係数の統計的性状

地震層せん断力係数の統計的性状に関する基礎的資料として、表—3.1 に示す3種のせん断形多質点系モデル (同表中の $\hat{A}_i$ は現行耐震設計法に用いられている層せん断力係数の高さ方向の分布係数) の弾性応答解析例について述べる。

入力地震波は前稿でシミュレートされた東京および名古屋における模擬地震波 57 波を用い、減衰は剛性比例型粘性減衰とし、1 次振動モード減衰定数 $h_1 = 0.05$ を設定している。

図—3.1 は N (質点数) = 4, 6, 10 の上記各モデルについて、模擬地震波 57 波に対するベースシヤール係数応答 $C_i(T)$ の平均値 $\langle C_i(T) \rangle$ および変動係数 $V_{C_i}(T)$ を 1 質点系の応答スペクトル図中に図示 (○印) したもので

ある。同図中の実線は 1 質点系の平均スペクトル $\langle C_e(T) \rangle$ および変動係数 $V_{C_e}(T)$ を表す。多質点系モデルのベースシヤール係数の平均スペクトル $\langle C_i(T) \rangle$ は 1 質点系の平均スペクトル $\langle C_e(T) \rangle$ よりやや低目の値を示しているが、変動係数の両者の差異は認められない。なお、これらの多質点系モデルのベースシヤール係数 $C_i(T)$ と 1 質点系モデルのせん断力係数 $C_e(T)$ との相関係数は $\rho_{C_i, C_e} \approx 0.98$ であり、高い相関性を有している。

図—3.2 は、地震層せん断力係数 C_i (i : 層番号) を (3-1) 式で表したときの応答解析に基づく A_i 値の統計量を図示したものである。

$$C_i = (C_i / C_1) \cdot C_1 = A_i \cdot C_1 \quad (3-1)$$

同図 (a) および (b) には、 $N=6$, $T=0.4, 0.8, 1.2, 1.6 \text{ sec}$, および $T=0.8 \text{ sec}$, $N=4, 6, 10$ の各モデルの A_i の平均値と変動係数が示されている。図—3.3 は $N=6$, $T=0.4 \sim 1.6 \text{ sec}$ の各モデルについて A_i 値と現行耐震設計法に用いられている $\hat{A}_i$ 値との比 $A_i / \hat{A}_i$ の統計量を示したものである。図—3.4 は Model B の $N=10$, $T=1.6 \text{ sec}$ の例について第 5 層および第 10 層の A_i 値の頻度分布 (標本数 57), ならびにこれらの標本平均, 標本分散を用いて積率法により得られる対数正規密度関数を例示したものであり、また表—3.2 は Model B ($T=0.8 \text{ sec}$, および 1.6 sec) について高さ方向の A_i 値の相関係数 ρ_{A_i, A_j} を相関係数行列表示したものである。

表—3.1 解析モデル

	Model A	Model B	Model C
剛性分布	$\{K\} \propto \{1\}$ 一定分布型	$\{K\} \propto \{(N-i+1)\hat{A}_i\}$ $\hat{A}_i$ -分布型	$K_N = 0.25 \cdot K_1$ 台形分布型
質量分布	等分布

図—3.1 多質点系モデルのベースシヤール係数応答

図—3.2 A_i の統計量 (平均値, 変動係数) 図—3.3 $A_i / \hat{A}_i$ の統計量 (平均値, 変動係数) 図—3.4 A_i 値頻度分布 ($N=10$, $T=1.6$ sec)

上記の応答解析による統計資料は解析モデルの剛性分布, 質量分布がともに非連続性のない多質点モデルについてのものであるが, これらの資料からその統計的性状を要約すると以下ようになる。

1) 図—3.3 に示されているように, Model A の最上層を除けば $A_i / \hat{A}_i$ の平均値は $\langle A_i / \hat{A}_i \rangle = 0.95 \sim 1.05$ の範囲にあり, 全般的に現行耐震設計法の $\hat{A}_i$ 値は A_i -係数の平均応答値と良い対応を示していると言える。

2) A_i 値の変動係数は, 上層部ほど, また固有周期 T が長いモデルほど, 増大する傾向が認められるが, 第2層から最上層にわたって凡そ $V_{A_i} = 0.05 \sim 0.20$ とみなされる。

3) A_i 値の平均値, 変動係数は系の固有周期が長くなるにつれ, 上層部で増大するが, 質点数 N による影

響は少ない。

4) A_i 値の相関係数 $\rho_{A_i A_j}$ の性状の例が, 表—3.2 に示されているが, 全般的に $|i-j|$ (i, j は層番号) が大きくなるにつれ, 固有周期が長い程, 下層に対する上層部剛性比が小さい程, 相関が弱くなる。表—3.2 の例では, $T=0.8$ sec のモデルは最上層に対して $\rho_{A_2 A_{10}} = 0.25$, $T=1.6$ sec のモデルでは $\rho_{A_2 A_{10}} = -0.41$ の負の相関を示している。

§4. 荷重・抵抗係数設計法における地震荷重および地震荷重係数

前稿ならびに本稿前節までに, 地震荷重の確率統計モデルの構成に必要なとされる各種応答スペクトルの基本的な統計資料を示した。系統的な統計資料を示す目的から

表—3.2 A_i の相関係数 (Model B)

i \ j	10	9	8	7	6	5	4	3	2
10	1	0.99	0.94	0.87	0.71	0.52	0.43	0.30	0.25
9	0.97	1	0.98	0.91	0.74	0.54	0.43	0.29	0.22
8	0.81	0.92	1	0.97	0.82	0.62	0.49	0.33	0.26
7	0.50	0.67	0.88	1	0.94	0.78	0.65	0.46	0.36
6	0.16	0.34	0.61	0.90	1	0.94	0.83	0.62	0.49
5	-0.08	0.08	0.34	0.67	0.90	1	0.95	0.77	0.65
4	-0.16	-0.01	0.23	0.55	0.78	0.95	1	0.92	0.82
3	-0.22	-0.09	0.14	0.45	0.67	0.84	0.95	1	0.96
2	-0.41	-0.29	-0.08	0.20	0.42	0.58	0.72	0.86	1

注) 上側: $T=0.8\text{sec}$, 下側: $T=1.6\text{sec}$

模擬地震波を援用してこれらの統計的評価が行われたが、地動加速度の滑らかなフーリエ振幅スペクトルモデルと、包絡線関数を用いて作成された模擬地震波群は比較的「well-defined」された地震波標本であること、また各種の応答スペクトルの評価に用いた構造モデルも比較的理想化、単純化されたものであることから、本稿に例示された統計資料は一般性のある資料とは言い難い点も含まれるが、本節ではこれらの統計資料を用いて荷重・抵抗係数設計法における耐震設計規範と基本設計式の構成についての考察例を述べる。

4—1 抵抗係数および荷重係数

信頼性設計理論と限界状態設計規範を組み入れた荷重・抵抗係数設計法の基本的な構成については前稿§1で触れたが、終局限界状態および機能限界状態に対する一般的な設計表現式(前稿(1-1)式)における抵抗係数、荷重係数の評価法について概説しておく。

構造物の抵抗を規定する確率変数および荷重(効果)を規定する確率変数を基本変数($X_1, X_2, \dots, X_n$)とし、終局限界あるいは機能限界状態に対する限界状態関数を $G(X)$ とする。 X は基本変数ベクトルを表す。

$G(X)=0$ は X -空間における限界曲面を、 $G(X)<0$ は設定された限界状態がおかされる領域を表すことにし、限界曲面が下式で定義されるものとする。

$$G(X)=G(X_1, X_2, \dots, X_n)=0 \quad (4-1)$$

以下の展開ではAFOSM法を適用する。

下式の線形変換により、基本変数ベクトル X を無相関標準化変数ベクトル U に変換する。

$$U = C_X^{-1/2}(X - \langle X \rangle) \quad (4-2)$$

ここに、 C_X は X の共分散行列を表し、 $C_X^{-1/2}$ は C_X の平方根行列($C_X^{-1/2} \cdot C_X^{1/2} = C$)を意味し、共分散行列 C_X の固有値、正規化固有モード行列から得られる。特に、 X が無相関変数の場合には、 $C_X^{-1/2}$ は X_i の標準偏差 σ_{X_i} を対角要素とする対角行列となる。

(4-2)式の変換により、 U -空間における限界状態関数 $G_U(U)$ は下式で表される。

$$G_U(U) = G(C_X^{-1/2}U + \langle X \rangle) \quad (4-3)$$

限界状態関数 $G_U(U)$ が非線形関数の場合には $G_U(U)$ を設計点 u^* で線形化する。

$$G_U(U) \approx \tilde{G}_U(U) = G_U(u^*) + (U - u^*)^T \left(\frac{\partial G_U}{\partial u} \right)_{u^*} \quad (4-4)$$

設計点 u^* は次式を用いて定められる。

$$\left. \begin{aligned} u^* &= \beta \alpha \\ \alpha &= - \left(\frac{\partial G_U}{\partial u} \right)_{u^*}^T / \left\{ \left(\frac{\partial G_U}{\partial u} \right)_{u^*}^T \cdot \left(\frac{\partial G_U}{\partial u} \right)_{u^*} \right\}^{1/2} \\ G_U(u^*) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4-5)$$

ここに、 β 、 α は信頼性指標、分離係数ベクトルを表す。(4-2)式の逆変換を行えば、(4-5)式は基本変数に関する表現となる。

$$\left. \begin{aligned} x^* &= \langle X \rangle + \beta C_X^{1/2} \alpha \\ \alpha &= - C_X^{1/2} \left(\frac{\partial G}{\partial x} \right)_{x^*}^T / \left\{ \left(\frac{\partial G}{\partial x} \right)_{x^*}^T \cdot C_X \cdot \left(\frac{\partial G}{\partial x} \right)_{x^*} \right\}^{1/2} \\ G(x^*) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4-6)$$

基本変数の1次、2次の統計量、信頼性指標値 β 、および(4-6)式より得られる設計点ベクトル x^* を用い、設計式の構成条件を(4-7)式とすると、抵抗係数、荷重係数の分離導入形の設計表現式が得られる。

$$G(x^*) = G(\langle X \rangle + \beta C_X^{1/2} \alpha) \geq 0 \quad (4-7)$$

上記の展開において基本変数が正規変数、限界状態関数が線形の場合には、信頼性指標 β は標準正規分布関数 $\Phi(x)$ により $P_f = \Phi(-\beta)$ として破壊確率と対応づけられる。また、基本変数が非正規変数の場合には、正規変数への変換、もしくは非正規変数の確率分布関数と密度関数の値を設計点において正規分布のそれらと等しくする等価正規変数への変換手法が用いられる。

なお、荷重・抵抗係数設計法における一般的な設計式の展開では、荷重の組み合わせを考えた展開が必要とされるが、次項では地震荷重に対する荷重・抵抗係数設計法の基本的な考察として、地震荷重(効果)が支配的な場合を対象とした考察例について述べる。

4—2 終局限界状態設計

終局限界状態に対する耐震設計規範は、構造物の塑性耐力や塑性変形能、あるいは履歴消費エネルギーとこれに対応する荷重効果を用いて定式化するのが一般的な考え方であろう。塑性変形能として最大塑性率 μ あるいは累積塑性率 η が用いられる場合には(4-1)~(4-7)式の展開は以下になる。

最大塑性率に基づく限界状態関数と限界曲面は下式で表される。

$$G_\mu(\mu_R, \mu_Q) = \ln(\mu_R / \mu_Q) = 0 \quad (4-8)$$

ここに、 μ_R 、 μ_Q は最大塑性率能力(抵抗)、最大塑性率応答(荷重効果)を表し、統計的に独立な確率変数である。

確率変数 μ_R , μ_Q が近似的に対数正規変数とみなされ, $\ln \mu_R$, $\ln \mu_Q$ により変換された変数を X_1 , X_2 とすれば, (4-2)~(4-6) 式の展開により設計点 (μ_R^* , μ_Q^*) は下式として得られる。

$$\left. \begin{aligned} \mu_R^* &= \exp(-\alpha_{\mu_R} \beta \sigma_{\ln \mu_R}) / \sqrt{1+V_{\mu_R}^2} \cdot \langle \mu_R \rangle \\ \mu_Q^* &= \exp(\alpha_{\mu_Q} \beta \sigma_{\ln \mu_Q}) / \sqrt{1+V_{\mu_Q}^2} \cdot \langle \mu_Q \rangle \end{aligned} \right\} \dots (4-9)$$

ここに, $\alpha_{\mu_R} = \sigma_{\ln \mu_R} / (\sigma_{\ln \mu_R}^2 + \sigma_{\ln \mu_Q}^2)^{1/2}$, $\alpha_{\mu_Q} = \sigma_{\ln \mu_Q} / (\sigma_{\ln \mu_R}^2 + \sigma_{\ln \mu_Q}^2)^{1/2}$, $\sigma_{\ln \mu_R}^2 = \ln(1+V_{\mu_R}^2)$, $\sigma_{\ln \mu_Q}^2 = \ln(1+V_{\mu_Q}^2)$ である。

限界状態設計式は $G_{\mu}(\mu_R^*, \mu_Q^*) \geq 0$ より下式の表現としてえられる。

$$\frac{\exp(-\alpha_{\mu_R} \beta \sigma_{\ln \mu_R})}{\sqrt{1+V_{\mu_R}^2}} \langle \mu_R \rangle \geq \frac{\exp(\alpha_{\mu_Q} \beta \sigma_{\ln \mu_Q})}{\sqrt{1+V_{\mu_Q}^2}} \langle \mu_Q \rangle \dots (4-10)$$

塑性変形能として累積塑性率 η_R を用いる場合も同様に下記の設計式の表現が導かれる。

$$\frac{\exp(-\alpha_{\eta_R} \beta \sigma_{\ln \eta_R})}{\sqrt{1+V_{\eta_R}^2}} \langle \eta_R \rangle \geq \frac{\exp(\alpha_{\eta_Q} \beta \sigma_{\ln \eta_Q})}{\sqrt{1+V_{\eta_Q}^2}} \langle \eta_Q \rangle \dots (4-11)$$

ここに, η_R , η_Q は累積塑性率能力 (抵抗), 累積塑性率応答 (荷重効果) を表す。

(4-10), (4-11) 式を下式の表現にする。

$$\phi_{\mu} \langle \mu_R \rangle \geq \gamma_{\mu} \langle \mu_Q \rangle \dots (4-10')$$

$$\phi_{\eta} \langle \eta_R \rangle \geq \gamma_{\eta} \langle \eta_Q \rangle \dots (4-11')$$

ここに, ϕ , γ は抵抗および地震荷重効果の平均値に乗じる抵抗係数, および荷重係数を表す。

ここで, 前述の (2-4), (2-5) 式の条件付統計量を用いて, 線形 2 次モーメント法により μ_Q および η_Q の統計量を近似的に評価すると下式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \langle \mu_Q \rangle &= \begin{cases} \frac{\langle C_e \rangle}{\langle C_y \rangle} & ; T \geq 0.6 \text{ sec} \\ \frac{0.6}{T} \left(\frac{\langle C_e \rangle}{\langle C_y \rangle} - 1 \right) + 1 & ; T < 0.6 \text{ sec} \end{cases} \\ V_{\mu_Q}^2 &= V_{\mu_Q|C_e/C_y}^2 + \left(\frac{\partial \bar{\mu}_Q}{\partial C_e} \right)_{<C_e>, <C_y>}^2 \cdot \left(\frac{\langle C_e \rangle}{\langle \mu_Q \rangle} \right)^2 \cdot V_{C_e}^2 \\ &\quad + \left(\frac{\partial \bar{\mu}_Q}{\partial C_y} \right)_{<C_e>, <C_y>}^2 \cdot \left(\frac{\langle C_y \rangle}{\langle \mu_Q \rangle} \right)^2 \cdot V_{C_y}^2 \end{aligned} \right\} \dots (4-12)$$

$$\left. \begin{aligned} \langle \eta_Q \rangle &= \frac{1}{B(T)} \left[\left(\frac{\langle C_e \rangle}{\langle C_y \rangle} \right)^2 - 1 \right] \\ V_{\eta_Q}^2 &= V_{\eta_Q|C_e/C_y}^2 + \left(\frac{\partial \bar{\eta}_Q}{\partial C_e} \right)_{<C_e>, <C_y>}^2 \cdot \left(\frac{\langle C_e \rangle}{\langle \eta_Q \rangle} \right)^2 \cdot V_{C_e}^2 \\ &\quad + \left(\frac{\partial \bar{\eta}_Q}{\partial C_y} \right)_{<C_e>, <C_y>}^2 \cdot \left(\frac{\langle C_y \rangle}{\langle \eta_Q \rangle} \right)^2 \cdot V_{C_y}^2 \end{aligned} \right\} \dots (4-13)$$

ここに, $\bar{\mu}_Q = \langle \mu_Q | C_y / C_e \rangle$, $\bar{\eta}_Q = \langle \eta_Q | C_y / C_e \rangle$ である。

系の塑性変形能 (μ_R , η_R の 1 次, 2 次統計量) があらかじめ与えられている場合には, 構造耐力 $\langle C_y \rangle$ が

(4-10), (4-11) 式および (4-12), (4-13) 式に基づいて間接的に定められることになる。

(4-10), (4-11) 式は塑性変形尺度を用いて終局耐震安全性を検定する設計表現式であるが, 荷重・抵抗係数設計法における一般的な設計表現式としては, 構造耐力と荷重 (効果) を直接規定する設計表現式が実用的観点から取り扱いやすいであろう。

終局限界状態設計に用いる地震荷重 (効果) として, 前稿 (1-2) 式および現行耐震設計法の表現にならない, 構造物の塑性変形能力により規定される下記の地震荷重 (効果) を考えよう。

$$Q_{\mu} = K_{\mu} \cdot C_e \cdot W = K_{\mu} Q_e \dots (4-14)$$

$$Q_{\eta} = K_{\eta} \cdot C_e \cdot W = K_{\eta} Q_e \dots (4-15)$$

ここに, $Q_e (= C_e W, W$: 建物重量) は弾性せん断力応答に基づく地震荷重 (以下, 基準地震荷重と呼ぶ), Q_{μ} , Q_{η} は構造物の塑性率能力, 累積塑性率能力により低減される地震荷重, K_{μ} , K_{η} は低減係数を表す確率変数である。 K_{μ} , K_{η} の一般的な統計的性質は十分に得られていないが, ここでは, §2. で述べた μ , η の応答スペクトルの統計資料に基づき, K_{μ} , K_{η} が近似的に下式で評価されるものとしよう。

理想弾塑性およびスリップ型履歴モデルに対して,

$$K_{\mu} = \begin{cases} \phi_{\mu} \cdot \frac{1}{\mu_R} & ; T \geq 0.6 \text{ sec} \\ \phi_{\mu} \cdot \frac{1}{\frac{T}{0.6} (\mu_R - 1) + 1} & ; T < 0.6 \text{ sec} \end{cases} \dots (4-16)$$

理想弾塑性および劣化型履歴モデルに対して,

$$K_{\eta} = \phi_{\eta} \cdot \frac{1}{\sqrt{B(T) \eta_R + 1}} \dots (4-17)$$

ここに, $B(T) = 6 / \langle D_0(T) \rangle^2$ ((2-5), (2-6) 式参照), ϕ_{μ} , ϕ_{η} は (4-16), (4-17) 式の評価誤差に対する補正係数を表し, 平均値 1 の確率変数とする。

構造抵抗を降伏耐力 Q_y , 地震荷重効果を (4-14), (4-15) 式の Q_{μ} あるいは Q_{η} と考え, (4-1)~(4-6) 式の展開における基本変数を Q_y , Q_e , K_{μ} あるいは K_{η} とすると, (4-1) 式は下式の表現となる。

$$G_{\mu}(Q_y, Q_e, K_{\mu}) = \ln(Q_y / K_{\mu} Q_e) = 0 \dots (4-18)$$

$$G_{\eta}(Q_y, Q_e, K_{\eta}) = \ln(Q_y / K_{\eta} Q_e) = 0 \dots (4-19)$$

各基本変数は互いに独立, かつ近似的に対数正規変数とみなされるとすれば, (4-2)~(4-7) 式の展開を適用して次の終局限界状態設計式が得られる。

$$\frac{\exp(-\alpha_{Q_y} \beta \sigma_{\ln Q_y})}{\sqrt{1+V_{Q_y}^2}} \langle Q_y \rangle \geq \frac{\exp(\alpha_K \beta \sigma_{\ln K})}{\sqrt{1+V_K^2}} \langle K \rangle \cdot \frac{\exp(\alpha_{Q_e} \beta \sigma_{\ln Q_e})}{\sqrt{1+V_{Q_e}^2}} \langle Q_e \rangle \dots (4-20)$$

ここに, $\alpha_K = \sigma_{\ln K} / (\sum \sigma_{\ln x}^2)^{1/2}$, $\sigma_{\ln K}^2 = \ln(1+V_K^2)$ である。

(4-20) 式は簡潔な表現にすると下式になる。

$$\phi\langle Q_y \rangle \geq \gamma_k \langle K \rangle \cdot \gamma_{qe} \langle Q_e \rangle \quad (4-20')$$

(4-20), (4-20') 式の K は (4-18), (4-19) 式に対応して K_μ または K_η を表すものとする。(4-20') 式では右辺の荷重係数を γ_k , γ_{qe} の分離係数形の表現としている。これは、 K は地震荷重の低減係数（現行耐震設計法における D_s 係数に対応する）を表すが、主に構造物の塑性変形性能によって規定される性格を考え、基準地震荷重に対する荷重係数 γ_{qe} と分離したものである。

K_μ , K_η の 1 次, 2 次の統計量は, (4-16), (4-17) 式より線形 2 次モーメント法を適用して下式で評価される。

$$\left. \begin{aligned} \langle K_\mu \rangle &\approx \begin{cases} 1/\langle \mu_R \rangle & ; T \geq 0.6 \text{ sec} \\ 1/\left\{ \frac{T}{0.6} (\langle \mu_R \rangle - 1) + 1 \right\} & ; T < 0.6 \text{ sec} \end{cases} \\ V_{K_\mu}^2 &= V_{\psi_\mu}^2 + \left(\frac{\partial K_\mu}{\partial \mu_R} \right)_{\langle \mu_R \rangle}^2 \cdot \left(\frac{\langle \mu_R \rangle}{\langle K_\mu \rangle} \right)^2 \cdot V_{\mu_R}^2 \end{aligned} \right\} \quad (4-21)$$

$$\left. \begin{aligned} \langle K_\eta \rangle &\approx 1/\sqrt{B(T)\langle \eta_R \rangle + 1} \\ V_{K_\eta}^2 &= V_{\psi_\eta}^2 + \left(\frac{\partial K_\eta}{\partial \eta_R} \right)_{\langle \eta_R \rangle}^2 \cdot \left(\frac{\langle \eta_R \rangle}{\langle K_\eta \rangle} \right)^2 \cdot V_{\eta_R}^2 \end{aligned} \right\} \quad (4-22)$$

上式の K_μ , K_η の平均値 $\langle K_\mu \rangle$, $\langle K_\eta \rangle$ を図示したのが図—4.1 である。同図 (a) には, 1 自由度バイリニア履歴系のシミュレーション解析に基づく回帰式として, 南井²⁾により示されている低減係数が併わせて記入されている。(b) 図には, 低減係数 K_η の固有周期 $T=0.5$ sec および $T=2$ sec の例が示されているが, K_η は固有周期に依存する。

ここで, (4-20) 式右辺の地震荷重の項について定量的な考察を加えてみよう。(4-14), (4-15) 式の弾性せん断力係数応答 $C_e(T)$ は前稿で述べた規準化加速度スペクトル $\tilde{S}_A(T; 0.05)$ (以下, 加速度スペクトル増幅率という) を用いて下式で表される。

$$C_e(T) = \phi_{ce} \cdot D_h(T) \cdot \tilde{S}_A(T; 0.05) \cdot A/g \quad (4-23)$$

ここに, $D_h(T) = S_A(T; h)/S_A(T; 0.05)$ (減衰関数, 前稿図—3.7, (3-9) 式参照), A は地動最大加速度, g は重

(a) 最大塑性率に基づく低減係数 (b) 累積塑性率に基づく低減係数

図—4.1 地震荷重の低減係数

力加速度を表し, ϕ_{ce} は A の評価誤差も含み, (4-23) 式全体の不確かさを表す平均値 1 の確率変数である。

(4-23) 式より $C_e(T)$ の 1 次, 2 次の統計量は

$$\left. \begin{aligned} \langle C_e(T) \rangle &= \langle D_h(T) \rangle \langle \tilde{S}_A(T; 0.05) \rangle \langle A \rangle / g \\ V_{C_e(T)} &= (V_{\psi_{ce}}^2 + V_{D_h}^2 + V_{\tilde{S}_A}^2 + V_A^2)^{1/2} \end{aligned} \right\} \quad (4-24)$$

上式中の $\langle \tilde{S}_A(T; 0.05) \rangle$ については, 前稿で述べた模擬地震波群による平均スペクトル増幅率 (前稿図—3.3), および実地震波群による前稿の図—3.4 の資料を参考に用いて下式で表現されるものとする。

$$\langle \tilde{S}_A(T; 0.05) \rangle \approx \begin{cases} 1 + (0.94 \langle K_A \rangle - 1) T / T_1 & ; 0 < T \leq T_1 \\ 1 - 0.24(T - T_c)^2 / (T_2 - T_c)^2 \langle K_A \rangle & ; T_1 < T \leq T_2 \\ 0.76(T_2/T)^{1.2} \langle K_A \rangle & ; T_2 < T \end{cases} \quad (4-25)$$

上式中の K_A (スペクトルピーク応答倍率), および T_1 , T_2 , T_c は前稿図—3.4 の各地盤種別ごとの平均加速度増幅率に適合するように設定すると, 表—4.1, 図—4.2 のようになる。同図 (b) は (4-25) 式に対応する速度スペクトル $\tilde{S}_V(T; 0.05) = \omega \tilde{S}_A(T; 0.05)$ を図示したものである。

以下では, 標準地盤 (第 2 種地盤) を対象に (4-20) 式右辺に準じた終局限界状態設計に対するせん断力係数スペクトルの算定例を示そう。

(4-24) 式における各確率変数の統計量は, 前稿および本稿の統計量に基づき表—4.2 の値を用いることにする。係数倍弾性せん断力係数スペクトルは (4-20) 式より下式で表される。

$$\gamma \langle C_e \rangle = \frac{\exp(\alpha \beta \sigma_{\ln ce})}{\sqrt{1 + V_{C_e}^2}} \langle C_e \rangle \quad (4-26)$$

表—4.2 の統計量を用いると, 信頼性指標値 $\beta=2$, 2.5, 3 に対する係数倍弾性スペクトル $\gamma \langle C_e \rangle$ ((4-26) 式, $\alpha=1.0$ としている) は図—4.3 となる。同図中には参考に現行耐震設計法における 2 次設計用せん断力係数スペクトル $C_0 R_t$ ($C_0=1.0$, R_t : 第 2 種地盤の振動特性係数) が破線で図示されている。

地震荷重に対する終局限界状態設計において目標とする信頼性レベルをいかに設定するかは, 荷重・抵抗係数設計法の体系化の中で, ほかの荷重 (風, 雪荷重) に対する場合も含めて論議されるべきであるが, 地震荷重に対して現行の耐震設計法との整合性に判断の根拠をおく場合には, 図—4.3 の概括的な算定例に基づく, 短周

表—4.1 スペクトルパラメーター (T : sec)

地盤種別	$\langle K_A \rangle$	T_1	T_c	T_2
第 1 種地盤	2.8	0.10	0.15	0.25
2	2.8	0.20	0.35	0.65
3	2.6	0.30	0.60	1.20

期域において平坦化された現行設計法の設計用せん断力係数との対応は別とすれば、 $\beta=2.5$ 程度が終局境界状態設計（供用期間 50 年）に対する信頼性レベルとして設定されよう。

表—4.2

	平均値	変動係数	備 考
DK(T)	1.0	0	$h=0.05$
$S_A(T;0.05)$	(4-25)式	$\approx T/(1+1.5T)$	前稿 図3-3 参照
A	50年最大値 ($\langle A_{50} \rangle = 0.23g$)	0.35~0.45 ($V_{A50}=0.4$)	供用期間50年とする。 以下の算例では()内値を用 いる。前稿表2-4 参照
ψ_{ce}	1.0	0.2	暫定的に設定した値

図—4.2 規準化スペクトル (4-25) 式

構造物の塑性変形能により低減される係数倍層せん断力係数 $\gamma \langle C_p \rangle$ は (4-20) 式に対応して下式で表される。

$$\gamma \langle C_p \rangle = \frac{\exp(\alpha \beta \sqrt{\sigma_{lnk}^2 + \sigma_{lnce}^2})}{\sqrt{(1+V_k^2)(1+V_{ce}^2)}} \cdot \langle K \rangle \cdot \langle C_e \rangle \quad (4-27)$$

構造物の塑性変形能力 μ_R , η_R の統計的評価法とその

図—4.3 係数倍弾性せん断力係数スペクトル

(a) 最大塑性率による低減スペクトル

(b) 累積塑性率による低減スペクトル

図—4.4 係数倍せん断力係数スペクトル

図—4.5 平均せん断力係数スペクトル ($\langle A_{50} \rangle = 0.23g$)

資料については、本論では立ち入るに至っていないが、現行耐震設計法に準じた構造区分の設定を想定して、仮りに $\langle\mu_R\rangle=1, 2, 4$, および $\langle\eta_R\rangle=0, 2, 6$ の例について、信頼性指標値 $\beta=2.5$, μ_R , η_R の変動係数 $V_{\mu_R}=V_{\eta_R}=0.25$ とした場合の「低減される係数倍せん断力係数」(4-27)式を図示したものが図—4.4である。また、図—4.5は低減されるせん断力係数の平均スペクトル $\langle C_p\rangle=\langle K\rangle\langle C_0\rangle$ を参考に図示したものである。

図—4.3および図—4.4の係数倍せん断力係数スペクトル図は現行耐震設計法との概略的な対応を示すものであるが、全般的に長周期域($T\geq 1$ sec)においては信頼性指標値としておよそ $\beta=2.0\sim 2.5$ を設定した係数倍せん断力係数スペクトルが現行耐震設計法と対応づけられる。ただし、 $\beta=2\sim 2.5$ に対して短周期域における係数倍せん断力係数は、現行耐震設計に用いられている2次設計用せん断力係数の1.3~1.7倍程度の値となり、短周期域における現行設計法との整合性については今後検討すべき事項として残される。

関連するほかの一つの問題として、終局限界状態設計に用いる加速度応答スペクトル(特にスペクトル形状)の統計的評価法の問題があげられる。

本稿の(4-25)式は模擬地震波群に基づく平均スペクトル、および前稿図—3.4の実地震波による平均スペクトルより設定されたものであり、図—4.3~4.5の地震せん断力係数スペクトルはこれに地動加速度の50年最大値の統計量を用いて算定されたものである。終局限界状態設計用の地震荷重を規定するスペクトルは、相対的に地震規模の大きい地震を対象とした統計評価に基づくのが望ましいであろう。図—4.6は、1例として、本論で用いた模擬地震波群($N=57$)のうち、 $M>7.0$ の模擬地震波($N=19$)の平均加速度スペクトル増幅率 $\tilde{S}_a(T;0.05)$ を参考に示したものである。これらの地震波

図—4.6 $M>7.0$ の模擬地震波の平均標準化加速度スペクトル

の加速度応答スペクトルは、模擬地震波の全標本集合の平均スペクトル(図中の破線)と比較するとスペクトルピークが長周期側に移動するとともに、長周期域における平均スペクトル値が1.4~1.5倍程大きくなっている。

終局限界状態設計および機能限界状態設計に対するスペクトル特性の統計評価に際して、地震波の最大振幅とともに、周波数特性、継続時間などを併わせ考え各限界状態設計に対する地震波群の標本集合をいかに設定すべきかについては、さらに検討される必要がある。

§5. 結 語

前稿および本稿において、地震動強さおよび各種の応答スペクトルの統計的性状について考察を加え、さらに統計・確率論に基づく地震荷重モデルの構成について論じた。地震荷重は地震動強さとともに、構造物の応答量として評価される性格を有することから、その統計的性質の評価は数値シミュレーション手法あるいは不規則振動論による解析手法に頼らざるを得ない。本研究では、東京、名古屋における過去の地震資料に基づいて作成された模擬地震波を用いたシミュレーション解析手法を適用して各種の弾性および非弾性応答スペクトルの統計解析資料を提示し、併わせて本稿後半においてこれらの資料を基に、地震荷重に対する荷重・抵抗係数設計法の構成に関する概括的な考察が行われた。

地震荷重に対する荷重・抵抗係数設計法の体系化には、模擬地震波と実地震波との対応の問題、震源・伝播特性、地盤特性を組み入れた地動強さのより信頼性の高い予測式と統計・確率的評価法、終局限界状態設計規範の構成に必要とされる構造物の塑性耐力、塑性変形能の統計的評価の問題、耐震設計において目標とする信頼性レベルの設定の問題などこれらの均衡のとれた研究成果の蓄積が必要とされる。本論の資料がこれらの研究の推進に資すれば幸いである。なお、前稿および本稿の研究の一部は昭和57, 58年度文部省科学研究費の援助を受けた。また、本研究における数値解析には名古屋大学大型計算機センター M-200 ならびに M-382 を使用した。

引用文献

- 1) 坂本 順, 小浜芳朗, 太田博章, 山崎 暢: 荷重・抵抗係数設計法における地震荷重の確率・統計モデルに関する考察, 日本建築学会論文報告集, 第346号, 昭和59年12月
- 2) 南井良一郎: 耐震設計の将来像, 建築構造の耐震設計を考える講習会, 日本建築学会近畿支部, 1983.10

SYNOPSIS

UDC : 624. 042. 7 : 620. 1 : 550. 34. 042

EARTHQUAKE LOAD MODELS FOR USE IN LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN

by Dr. **JUN SAKAMOTO**, Prof. of Nagoya Univ.,
Dr. **YOSHIRO KOHAMA**, Assoc. Prof. of Nagoya Univ.,
and **YASUHIRO MORI**, Graduate student of Nagoya
Univ., Members of A. I. J.

The first and second order statistics on response spectra, such as input energy spectra, ductility spectra and cumulative deformation spectra, and the statistics of lateral force responses for multi-degree-freedom systems are surveyed.

In the latter part of the paper, earthquake load models and factored design spectra for ultimate limit state design are discussed comparing with the design spectrum in current seismic code.