梁降伏型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能に関する研究

DUCTILITY DEMANDED OF MEMBERS IN STEEL MOMENT FRAMES SUSTAINING BEAM-HINGING MECHANISM

小川厚治*1，井上一朗*2，中島正愛*3，澤泉紳一*4

This paper presents a seismic design procedure to estimate the ductility demanded of beams in strong column - weak beam steel frames. Critical parameters that control the earthquake response of steel frames are characterized and incorporated into the equivalent SDOF representation. Maximum and cumulative plastic rotations induced into beam-ends are derived in explicit forms as functions of these parameters, and accuracy of the estimated rotations is demonstrated through the comparison with numerical results.

Keywords: *ductility demand, maximum plastic rotation, cumulative plastic rotation, beam-hinging mechanism, equivalent SDOF system*

必要塑性変形性能，最大塑性回転角，累積塑性回転角，梁降伏型崩壊機構，等価１自由度系

1. 序

多層骨組の層間変位応答分布や部材の塑性変形応答分布は柱梁耐力比に大きく影響される．筆者らは，このような柱梁耐力比の影響を考慮して，多層骨組の地震応答が魚骨形骨組の地震応答で近似できることを報告している[1]．また，魚骨形骨組を用いた広範な地震応答解析結果は，柱梁耐力比が一定程度以上であれば，梁の塑性変形応答や最大層間変位応答が，柱が弾性の場合に比べてさほど変化なく，概ね全層の変形が一様化することを示している[2]．さらに，多自由度系の地震応答を近似する等価１自由度系の定義を明確にして[3, 4]，梁降伏型骨組の最大地震応答値が，等価１自由度系によって近似できることも確かめている[5]．１自由度系の地震応答性状に関しては，損傷に寄与する地震入力エネルギーの評価や[6, 7]，地震入力エネルギーと最大変位応答の関係[8, 9]についても検討を進めてきた．

本論は，以上のような研究成果を総括して，入力側と骨組側のパラメータの関数として梁に要求される塑性変形性能を定量的に算出する方法を提示することを目的とするものである．繰返し曲げを受けるＨ形鋼梁が脆性破断に至るまでの累積塑性変形は変位振幅に大きく左右されることが実験的にも確認されている[10]．したがって，梁の必要塑性変形性能に関しては，最大回転角（振幅）と累積塑性回転角の両者をセットで提示する必要がある．本論では，各フロアレベルで柱の塑性モーメント和が梁のそれより大きく，地震荷重に対して全体崩壊型を呈する強柱ラーメン構造の多層骨組に対象を限定して，梁の最大回転角と累積塑性回転角を支配する入力地震動の特性と骨組構造物の力学量を抽出し，これらの関数として梁の必要塑性変形性能を数式表示する．本論で提案する方法が有する仮定の妥当性は，魚骨形骨組としてモデル化した多層骨組の地震応答結果と対比させて検証する．最後に，各種のパラメータが梁の必要塑性変形性能に及ぼす影響を定量的に検討する．

2. 等価１自由度系モデル

強柱ラーメン構造の梁に要求される塑性変形性能を算定するために，多層ラーメン構造を１自由度系に置換したモデルを構築する．ここで記述する等価１自由度系は，履歴型ダンパー付骨組のベースシヤー係数やエネルギーなどの概括的地震応答を把握するために筆者らが提案したものである[3, 4]．ここでは，この方法を強柱ラーメン構造に適用する．文献11)では，等価線形化法の利用を前提として，１次モードの影響を重視した等価１自由度系が提案されているが，本論の等価１自由度系は地震入力エネルギーおよび構造物のエネルギー吸収性能の等価性を重視したものである．

多層骨組を等価１自由度系に置換するために用いた主な仮定は次

*1 熊本大学工学部環境システム工学科 教授・工博　Prof., Dept. of Architecture and Civil Eng., Faculty of Eng., Kumamoto Univ., Dr. Eng.
*2 京都大学大学院工学研究科生活空間学専攻 教授・工博　Prof., Dept. of Architecture and Environmental Design, Kyoto Univ., Dr. Eng.
*3 京都大学防災研究所 教授・Ph.D　Prof., Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Ph.D.
*4 新日本製鐵（株）鋼構造研究開発センター 主任研究員・工修　Senior Researcher, Steel Structure Development Center, Nippon Steel Corporation, M. Eng.

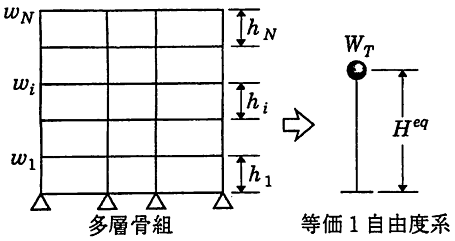


図1　多層骨組の等価1自由度系への置換

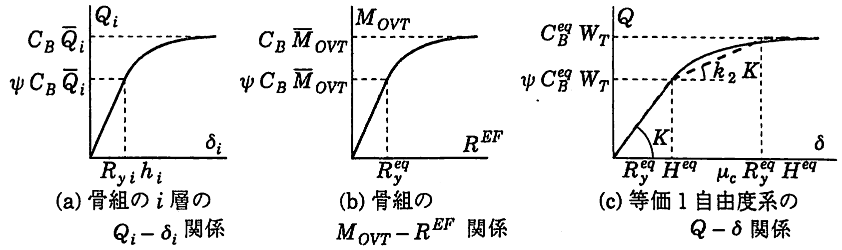


図2　骨組と等価1自由度系の復元力特性

のとおりである．

(i) 多層骨組の最大層せん断力応答の分布は，次式に示す設計用層せん断力分布 $\overline{Q}_i$ で近似できる．

$$\overline{Q}_i=A_i\sum_{j=i}^{N}w_j=A_i\,\alpha_i\,W_T \tag{1}$$

ただし，$\overline{Q}_i$ はベースシヤー係数が1のときの i 層の層せん断力であり，N は層数，A_i は次式の層せん断力分布係数である．

$$A_i=\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}}\ ,\quad \alpha_i=\frac{\sum_{j=i}^{N}w_j}{\sum_{j=1}^{N}w_j}=\frac{\sum_{j=i}^{N}w_j}{W_T} \tag{2}$$

ここで，w_i は i 層の重量，W_T は全重量である．

(ii) 設計用地震荷重を比例載荷したときの多層骨組の転倒モーメント M_{OVT} －有効構造回転角 R^{EF} 関係[12]を，等価1自由度系の層モーメント M －層間変位角 R 関係とみなす．

(iii) 等価1自由度系の重量および固有周期は，骨組の全重量および基本固有周期に等しい．

(iv) 多層骨組の基本固有振動形は，設計用地震荷重を比例載荷したときの弾性変形分布に等しい．

仮定 (i) の地震荷重分布 A_i は，地動の擬似速度応答スペクトル S_V が周期にかかわらず一定であると仮定して，質量および剛性が一様なせん断弾性棒のモード重畳法解析から得られたものである[13,14]．この地震荷重分布 A_i は，建設省告示の A_i と類似した値であり，実骨組の地震応答解析による最大層せん断力係数分布を良く近似する[15]．

仮定 (ii) は，等価1自由度系に多層骨組と同じエネルギー吸収性能を持たせるために設けたものである．PΔ効果を無視すれば，設計用地震荷重を比例載荷したときの多層骨組の $M_{OVT}-R^{EF}$ 関係の下の面積は，骨組の弾性歪エネルギーと塑性変形による消費エネルギーの和を表している[12]．

仮定 (iii) は，等価1自由度系への地震入力エネルギーが多層骨組への地震入力エネルギーを近似するように設けたものである[6]．

仮定 (iv) は，多層骨組の基本固有周期の略算値を Rayleigh 法で得るためのものである．Rayleigh 法による基本固有周期の略算値は，仮定した基本固有振動形にあまり影響されない[4]．

以上の仮定に基づき，図1のような多層骨組を等価な1自由度系に置換する方法を示す．仮定 (i) で与えた設計用地震荷重を比例載荷したときの i 層の層せん断力 Q_i －層間変位 δ_i 関係を図2 (a) に示す．この図で C_B は最大ベースシヤー係数であり，ψ は骨組が弾性限に達したときの層せん断力を指定するパラメータで，$R_{y\,i}$ は弾性限での i 層の層間変位角である．$C_B\,\overline{Q}_i$ は，仮定 (i) から次式で表される．

$$C_B\,\overline{Q}_i=C_B\,A_i\,\alpha_i\,W_T \tag{3}$$

ここで，i 層の層モーメント M_i およびその基準値 $\overline{M}_i$ を，階高 h_i を使って次式で定義する．

$$M_i=Q_i\,h_i\ ,\ \overline{M}_i=\overline{Q}_i\,h_i \tag{4}$$

多層骨組の転倒モーメント M_{OVT} および有効構造回転角 R^{EF} は次式で定義される[12]．

$$M_{OVT}=\sum_{i=1}^{N}M_i\ ,\ M_{OVT}\,dR^{EF}=\sum_{i=1}^{N}M_i\,dR_i \tag{5}$$

有効構造回転角の増分 dR^{EF} は層モーメント M_i を重み関数とする層間変位角増分 dR_i の平均値である．

多層骨組に設計用地震荷重を比例載荷したときの $M_{OVT}-R^{EF}$ 関係は，図2 (b) のようになる．この図で，R_y^{eq} は弾性限での有効構造回転角である．すなわち，

$$R_y^{eq}=\frac{\sum_{i=1}^{N}\overline{M}_i\,R_{y\,i}}{\overline{M}_{OVT}}. \tag{6}$$

ただし，

$$\overline{M}_{OVT}=\sum_{i=1}^{N}\overline{M}_i \tag{7}$$

次に，図2 (b) のように得られた骨組の転倒モーメント M_{OVT} －有効構造回転角 R^{EF} 関係を等価1自由度系の層モーメント M －層間変位角 R 関係とみなし，これを図2 (c) に実線で示す層せん断力 Q －層間変位 δ 関係に変換する．等価1自由度系の高さを H^{eq} とすると，等価1自由度系の最大ベースシヤー係数 C_B^{eq} は次式で表される．

$$H^{eq}\,C_B^{eq}\,W_T=C_B\,\overline{M}_{OVT} \tag{8}$$

$Q-\delta$ 関係への変換に必要な H^{eq} は仮定 (iii), (iv) より求められる．

多層骨組の基本固有周期 T_1 は，Rayleigh 法を用いると仮定 (iv) から次式で与えられる．

$$T_1^2=\frac{4\,\pi^2\sum_{i=1}^{N}\{\,w_i\,(\,\sum_{j=1}^{i}R_{y\,j}\,h_j\,)^2\,\}}{g\,\psi\,C_B\,R_y^{eq}\,\overline{M}_{OVT}} \tag{9}$$

ここで g は重力加速度である．一方，等価1自由度系の固有周期 T_o は次式で表される．

$$T_o^2=\frac{4\,\pi^2\,R_y^{eq}\,H^{eq}}{g\,\psi\,C_B^{eq}} \tag{10}$$

(9), (10) 式の固有周期を等置すると次式が得られる．

$$\frac{R_y^{eq}\,H^{eq}}{C_B^{eq}}=\frac{\sum_{i=1}^{N}\{\,w_i\,(\,\sum_{j=1}^{i}R_{y\,j}\,h_j\,)^2\,\}}{C_B\,R_y^{eq}\,\overline{M}_{OVT}} \tag{11}$$

(8), (11) 式から H^{eq} は次式のようになる．

$$H^{eq\,2}=\frac{\sum_{i=1}^{N}\{\,w_i\,(\,\sum_{j=1}^{i}R_{y\,j}\,h_j\,)^2\,\}}{R_y^{eq\,2}\,W_T} \tag{12}$$

(12)式で，各層の $R_{y\,j}$ の変動は小さく，$R_{y\,j}$ の重み付け平均値が R_y^{eq} であることを考慮すると，H^{eq} は次式で十分正確に近似できる．

$$H^{eq} = \sqrt{\sum_{i=1}^{N} \{ \frac{w_i}{W_T} (\sum_{j=1}^{i} h_j)^2 \}} \tag{13}$$

(12) または (13) 式の H^{eq} を用いて，多層骨組のベースシヤー係数 C_B と等価 1 自由度系のベースシヤー係数 C_B^{eq} との関係は次式で表される．

$$\frac{C_B}{C_B^{eq}} = \frac{H^{eq} W_T}{\overline{M}_{OVT}} \tag{14}$$

以上の方法で求めた $Q-\delta$ 関係は，定性的に図 2 (c) 中の実線で示されるような形になるが，この等価 1 自由度系の荷重－変形関係を図 2 (c) に破線で表示するトリリニア型に近似する．

多層骨組の魚骨形骨組へのモデル化においては[1]，各層を構成する梁の挙動を 1 本の魚骨梁（魚骨形骨組の梁）に集約しているが，その際には魚骨梁の荷重－変形関係をトリリニア型に近似し，2 次剛性比は 1/4 としている．これは，初期降伏から最大耐力に至る過程では，すべての梁の片側だけが降伏している状態が平均的な 2 次剛性を与えると仮定したものである．魚骨形骨組では，この仮定に基づいて，梁端に生じる塑性回転角についても良好な近似が得られている．ここでも同様に，多層骨組の初期降伏から機構形成までの過程では，すべての梁の片側だけが降伏し，梁の剛性が 1/4 に低下した状態が平均的な 2 次剛性比 k_2 を与えると考える．このように仮定し，骨組の弾性変形に占める梁の変形の比率を γ_b とすると，k_2 は次式で表される．

$$k_2 = \frac{1}{4\gamma_b + (1-\gamma_b)} = \frac{1}{1+3\gamma_b} \tag{15}$$

通常のラーメン構造では $\gamma_b \geq 0.5$ であり，柱が剛であれば $\gamma_b = 1$ となる．$1 \geq \gamma_b \geq 0.5$ の範囲では (15) 式より $0.4 \geq k_2 \geq 0.25$ となる．

最大耐力到達時の塑性率 μ_c は次式で表される．

$$\mu_c = 1 + \frac{1-\psi}{\psi k_2} \tag{16}$$

図 2 (c) において，C_B^{eq} は塑性解析による C_B を使って (14) 式から算定され，ψ と R_y^{eq} は弾性解析結果から得られる．図 2 (c) に破線で示す等価 1 自由度系の復元力特性は，元の骨組の弾性解析結果と塑性崩壊荷重だけから得られることになる．

3. 梁の必要塑性変形性能

ここでは，設計用地震荷重を比例載荷したとき，ベースシヤー係数 ψC_B，有効構造回転角 R_y^{eq} の下で先行して降伏し，大きな塑性変形を被る梁端挙動に着目して，最大塑性回転角 $\theta_{bp\,\max}$ と累積塑性回転角 $\Sigma\theta_{bp}$ を算定する．

3.1 仮定

梁の必要塑性変形性能の算定に用いる仮定は次のとおりである．

[1] 損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} を弾性歪エネルギー E_e と塑性変形による消費エネルギー E_p の和の最大応答値と定義し，次式で近似する．

$$E_{dm} = (E_e + E_p)_{\max} = \frac{W_T}{2g} \{ S_V(f T_o) \}^2 \tag{17}$$

ここで，$S_V(f T_o)$ は，塑性変形によって伸びた見かけの固有周期 $f T_o$ に応じた擬似速度応答スペクトルである．

[2] 半サイクルの最大入力エネルギー増分 ΔE_{dm} は E_{dm} の r_{cycle} 倍とする．ここで，r_{cycle} は主に地震波形によって決まる定数である．

[3] ΔE_{dm} に対して最大変位が生じる直前のサイクルで骨組に初期弾性限歪エネルギーが蓄えられている．

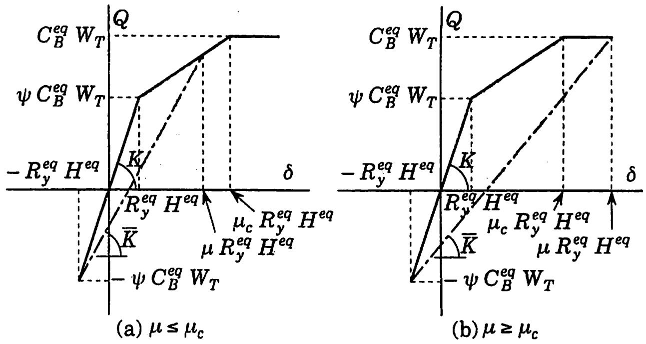


図 3　最大塑性率 μ による応答の場合分け

[4] 図 2 (c) のトリリニア型の復元力特性において，塑性率 μ が μ_c を超える応答は高々 1 回である．

仮定 [1] は文献 6) に基づくものであり，本論で用いた設計用速度応答スペクトル S_V については 3.2 節で，見かけの固有周期 $f T_o$ については 3.3 節で述べる．

仮定 [2], [3] は最大変形の算定に用いられるものある．最大応答値を予測するための r_{cycle} の値は，通常 0.25 程度が適当であり，直下型地震を受ける場合を含めて上限値を求めることが目的であれば 0.4 程度が適当である[9]．

仮定 [3] によれば，初期弾性限歪エネルギーは直前のサイクルまでに蓄えられているので，図 3 に灰色で示した部分の面積が ΔE_{dm} であるという条件から，最大塑性率 μ は算定できる．最大塑性率 μ に至る履歴挙動は様々であるが，本論で考察対象とするパラメータ域の大部分では，この仮定 [3] は最大塑性率 μ の上限を与える[8, 9, 16]．ただし，初期弾性限歪エネルギー E_y を蓄えた後，更に ΔE_{dm}（$= r_{cycle} E_{dm}$）の入力エネルギーが必要であるので，次式がこの仮定の適用範囲となる．

$$E_{dm} \geq E_y + r_{cycle} E_{dm} \tag{18}$$

ここで，

$$E_y = \frac{1}{2} \psi C_B^{eq} W_T R_y^{eq} H^{eq} \tag{19}$$

$k_2 > 0$ のトリリニア型については，(18) 式の条件は近似的に次式で表される．

$$\mu > \frac{1 - 0.5\, r_{cycle}}{1 - r_{cycle}} \tag{20}$$

(18), (20)式は，ここで提案する式の適用範囲を示すものである．(20)式の右辺は，$r_{cycle} = 0.25$ とすれば 7/6，$r_{cycle} = 0.4$ とすれば 4/3 であり，塑性変形の微小な範囲は本論では適用範囲外としている．

仮定 [4] は，仮に $\mu > \mu_c$ となるような大きな塑性変形が生じても，μ_c を超える振幅は 1 回だけであることを意味する．仮定 [1]，[4] は梁の累積塑性変形の算定に用いられ，3.5 節で後述するように仮定 [4] は累積塑性変形の上限値を与える．

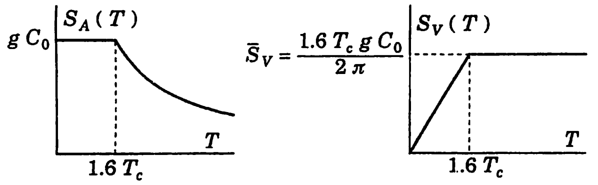
3.2 設計用応答スペクトル

設計用加速度応答スペクトル $S_A(T)$，および，設計用速度応答スペクトル $S_V(T)$ を次式で与える（図 4 参照）．

$$S_A(T) = g\, C_0 R_t(T) \tag{21.a}$$

$$S_V(T) = \frac{T}{2\pi} g\, C_0 R_t(T) \tag{21.b}$$

ここで，C_0 は標準せん断力係数である．また，$R_t(T)$ は振動特性



(a) 設計用加速度スペクトル　(b) 設計用速度スペクトル

図 4　設計用応答スペクトル

係数であり次式で与える．

$T\le 1.6\,T_c$ のとき，$R_t(T)=1$ (22.a)

$T\ge 1.6\,T_c$ のとき，$R_t(T)=1.6T_c/T$ (22.b)

3.3 見かけの固有周期 $f\,T_o$

前節 3.2 で示した設計用速度応答スペクトル S_V は長周期域では一定であるが，短周期域では周期 T に伴って増大する．損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} は塑性変形に伴って伸びる見かけの固有周期に依存する性質があるので，短周期構造物では塑性変形が大きくなると E_{dm} も増大する．このような影響を考慮するための固有周期 T_o の伸び率が f である．$f\,T_o$ の値としては地震応答中の平均的な値を採用すべきであるが[6,7]，ここでは最大変形が生じる半サイクルに注目して，図 3 中に鎖線で示す割線剛性 $\overline{K}$ を用いて $f\,T_o$ を評価した．

図 3 から，$f\,T_o$ は次式で表される．

$\mu\le\mu_c$ の場合：

$$f\,T_o=T_o\sqrt{\frac{K}{\overline{K}}}=2\pi\sqrt{\frac{(\mu+1)R_y^{eq}H^{eq}}{\{2+k_2(\mu-1)\}\psi g\,C_B^{eq}}}\qquad(23.a)$$

$\mu>\mu_c$ の場合：

$$f\,T_o=T_o\sqrt{\frac{K}{\overline{K}}}=2\pi\sqrt{\frac{(\mu+1)R_y^{eq}H^{eq}}{(1+\psi)g\,C_B^{eq}}}\qquad(23.b)$$

3.4 等価 1 自由度系の最大塑性率と梁の最大塑性回転角

仮定 [2], [3] より，図 3 の陰をつけた領域の面積に関して次式が成り立つ．

$\mu\le\mu_c$ ：

$$r_{cycle}\,E_{dm}=\frac{\mu-1}{2}\{2+k_2(\mu-1)\}\psi\,C_B^{eq}\,W_T R_y^{eq}H^{eq}\qquad(24.a)$$

$\mu>\mu_c$ ：

$$r_{cycle}\,E_{dm}=\{\mu-1-\frac{(1-\psi)^2}{2\psi k_2}\}C_B^{eq}\,W_T R_y^{eq}H^{eq}\qquad(24.b)$$

$f\,T_o\le 1.6\,T_c$ の場合の最大塑性率 μ_1 は，(17), (21.b), (22.a), (23), (24) 式を整理して求めた次式から算定できる．

$\mu_1\le\mu_c$ ：

$$\{2+k_2(\mu_1-1)\}^2(\mu_1-1)(\psi\,C_B^{eq})^2-r_{cycle}(\mu_1+1)C_0^2=0\qquad(25.a)$$

$\mu_1>\mu_c$ ：

$$\mu_1=\frac{2(1+\psi)\{1+\dfrac{(1-\psi)^2}{2\psi k_2}\}(C_B^{eq})^2+r_{cycle}\,C_0^2}{2(1+\psi)(C_B^{eq})^2-r_{cycle}\,C_0^2}\qquad(25.b)$$

次に $f\,T_o\ge 1.6\,T_c$ の場合の最大塑性率 μ_2 は，(17), (21.b), (22.b), (23), (24) 式から次式で求められる．

$\mu_2\le\mu_c$ ：

$$\mu_2=1+\frac{1}{k_2}\left(\sqrt{1+\frac{k_2\,r_{cycle}\,\overline{S}_V^{\,2}}{g\,\psi\,C_B^{eq}R_y^{eq}H^{eq}}}-1\right)\qquad(26.a)$$

$\mu_2>\mu_c$ ：

$$\mu_2=1+\frac{(1-\psi)^2}{2\psi k_2}+\frac{r_{cycle}\,\overline{S}_V^{\,2}}{2g\,C_B^{eq}R_y^{eq}H^{eq}}\qquad(26.b)$$

ただし，

$$\overline{S}_V=\frac{1.6\,T_c\,g\,C_0}{2\pi}\qquad(27)$$

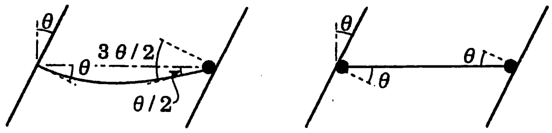
振動特性係数 $R_t(T)$ は (22.a), (22.b) 両式の小さい方の値であるので，等価 1 自由度系の最大塑性率 μ は次式で表される．

$$\mu=\min(\mu_1,\mu_2)\qquad(28)$$

等価 1 自由度系の最大層間変位角 $R_{\max}$ は次式となる．

$$R_{\max}=\mu R_y^{eq}\qquad(29)$$

本論では，全層の層間変位応答が一様化する強柱ラーメン構造を対象としているので，降伏後の柱の変形増分を無視すれば，降伏後の有効構造回転角の増分 $(\mu-1)R_y^{eq}$ は節点回転角の増分と等しくなる．



(a) 第 2 分枝上での挙動　(b) 第 3 分枝上での挙動

図 5　梁の塑性変形

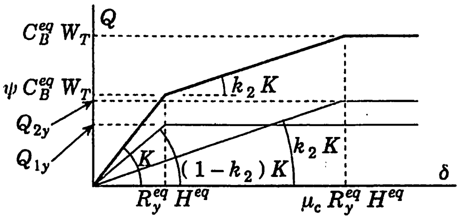


図 6　2 つの弾塑性要素への分解

さて，本論では 2 章で述べたように，等価 1 自由度系がトリリニア型の荷重－変形関係の第 2 分枝上にあるときには，梁の片側だけが降伏し他端は弾性と考えている．図 5 (a) に示すように，梁端の一方だけが降伏した状態で梁端の節点が θ 回転すると，塑性ヒンジ側の梁端には $\theta/2$ の回転角が生じるので，塑性ヒンジの回転角は $3\,\theta/2$ になる．等価 1 自由度系が最大荷重に到達した状態では，骨組は機構を形成しており，梁の両側が降伏しているので，図 5 (b) に示すように両方の梁端が一様に塑性変形する[1]．したがって，先行して降伏している梁端の最大塑性回転角 $\theta_{bp\,\max}$ は，次式から得られる．

$\mu\le\mu_c$ ：

$$\theta_{bp\,\max}=1.5(\mu-1)R_y^{eq}\qquad(30.a)$$

$\mu>\mu_c$ ：

$$\theta_{bp\,\max}=\{1.5(\mu_c-1)+(\mu-\mu_c)\}R_y^{eq}=(\mu+\frac{1-\psi}{2\psi k_2}-1)R_y^{eq}\qquad(30.b)$$

3.5 梁の累積塑性回転角

ここでは，最後の塑性変形終了時の E_e+E_p は，(17) 式で与えた E_e+E_p の最大応答値 E_{dm} に等しいとして，梁の累積塑性回転角を導く．塑性変形終了時の弾性歪エネルギー E_e は，初期弾性限歪エネルギー E_y で近似して，次式で与える．

$$E_e = E_y = \frac{1}{2}\,\psi C_B^{eq} W_T R_y^{eq} H^{eq} \tag{31}$$

図6に太線で示すトリリニア型の荷重－変形関係は，図6中に細線で示す2つの完全弾塑性型の荷重－変形関係に分解して描くことができる．塑性変形による消費エネルギーE_pは，この2つの完全弾塑性要素に分けて考える．2つの完全弾塑性要素の耐力は次式で与えられる．

$$Q_{1y} = (1-k_2)K R_y^{eq} H^{eq} = (1-k_2)\,\psi C_B^{eq} W_T \tag{32.a}$$

$$Q_{2y} = k_2 K \mu_c R_y^{eq} H^{eq} = \left(k_2 + \frac{1-\psi}{\psi}\right)\psi C_B^{eq} W_T \tag{32.b}$$

(a) $\mu \leq \mu_c$ の場合

この場合，先行して降伏する弾塑性要素だけが塑性化し，この要素の累積塑性変形倍率をηとすると，塑性変形による消費エネルギーE_pは次式で表される．

$$\begin{aligned} E_p &= \eta R_y^{eq} H^{eq} Q_{1y} \\ &= \eta(1-k_2)\,\psi C_B^{eq} W_T R_y^{eq} H^{eq} \end{aligned} \tag{33}$$

(24.a), (31), (33) 式を (17) 式に代入するとηは次式となる．

$$\eta = \frac{1}{2(1-k_2)}\left[\frac{1}{r_{cycle}}\{2+k_2(\mu-1)\}(\mu-1)-1\right] \tag{34}$$

等価1自由度系の応答は荷重－変形関係の第2分枝の領域に留まっているので，塑性化した梁は図5 (a) の状態にあり，先行して降伏する梁端の累積塑性回転角$\Sigma\theta_{bp}$は次式から得られる．

$$\Sigma\theta_{bp} = 1.5\,\eta R_y^{eq} = \frac{1.5}{2(1-k_2)}\left[\frac{\mu-1}{r_{cycle}}\{2+k_2(\mu-1)\}-1\right]R_y^{eq} \tag{35}$$

(b) $\mu > \mu_c$ の場合

この場合には2つの弾塑性要素が塑性化し，エネルギーを消費する．後で降伏する弾塑性要素の消費エネルギーは$\mu > \mu_c$の塑性変形がどの程度生じるかによるが，ここでは仮定 [4] で述べたように，$\mu > \mu_c$の塑性変形は1回だけ生じるとする．これは，先行して降伏する弾塑性要素の累積塑性変形を過大評価することになる．このとき，塑性変形による消費エネルギーE_pは，2つの弾塑性要素について和を取って次式で表される．

$$\begin{aligned} E_p &= \eta R_y^{eq} H^{eq} Q_{1y} + (\mu-\mu_c) R_y^{eq} H^{eq} Q_{2y} \\ &= \{\eta(1-k_2) + k_2\mu_c(\mu-\mu_c)\}\,\psi C_B^{eq} W_T R_y^{eq} H^{eq} \end{aligned} \tag{36}$$

(24.b), (31), (36) 式を (17) 式に代入してηは次式となる．

$$\eta = \frac{1}{1-k_2}\left[\frac{1}{\psi r_{cycle}}\left\{\mu-1-\frac{(1-\psi)^2}{2\psi k_2}\right\}-k_2\mu_c(\mu-\mu_c)-\frac{1}{2}\right] \tag{37}$$

先行して降伏する梁端の累積塑性回転角は次式から得られる．

$$\Sigma\theta_{bp} = \{1.5\,\eta - 0.5(\mu-\mu_c)\}R_y^{eq} = [1.5\{\eta-(\mu-\mu_c)\}+\mu-\mu_c]R_y^{eq} \tag{38}$$

4. 地震応答解析結果との比較

前節で示した方法による計算値と図7に示すような魚骨形骨組の地震応答解析結果を比較する．解析対象とした魚骨形骨組は，文献 5) で用いている「基本モデル」と「同一部材モデル」であり，層数は3, 6, 9, 12層の4種である．いずれも1層柱脚以外の柱は弾性としており，1層柱脚の塑性ヒンジは完全剛塑性としている．また，梁は節点の回転を拘束する回転バネであり，荷重－変形関係の形状は第3分枝剛性が零のトリリニア型である．

基本モデルは，現行の耐震規定を参考にして，以下のように骨組の諸元を設定している．

- 各層の重量は等しく，また，階高も一定で4mとする．
- 柱の反曲点位置が部材中央と仮定したとき，標準せん断力係数0.2においてすべての梁が降伏する．また，標準せん断力係数0.3において，梁および1層柱脚は全塑性耐力に至るとする．
- 梁の第2分枝剛性比は1/4とする．
- 柱梁剛比を1とする．
- 標準せん断力係数0.2において，層間変位角を1/200とする．

同一部材モデルは，3層毎に同じ部材を配置した骨組で，例えば6層の同一部材モデルでは，6層基本モデルにおける1層の柱と梁を1～3層に，また，基本モデルの4層の柱と梁を4～6層に配している．

ここで解析対象とした魚骨形骨組は，現実的な多層多スパン骨組の挙動を近似する概括モデルとして考えており，2章でも述べたように，魚骨形骨組の梁（魚骨梁）のトリリニア型の荷重－変形関係は，多層骨組の各層の梁の挙動を集約したものである[1,2,5]．第2分枝剛性比の1/4は，図5 (a) に示したように，梁の一方だけに塑性ヒンジが生じた状態を想定したものである．したがって，第2分枝上で変形が生じるときには，先行して降伏する梁端には，節点回転角増分の1.5倍の塑性回転角増分が生じるものとして，魚骨梁の応答から骨組各層において先行して降伏する梁端の最大塑性回転角$\theta_{bp\,\max}$や累積塑性回転角$\Sigma\theta_{bp}$を求めている．

表1に各骨組の解析パラメータと等価1自由度系に置換した場合の諸量をまとめて示す．この表で，C_Bは崩壊荷重時のベースシヤー係数，ψC_Bは最初に塑性ヒンジが形成されたときのベースシヤー係数であり，T_1は固有値解析から求めた基本固有周期である．このT_1を (10) 式と等置し，(8) 式の関係からH^{eq}とC_B^{eq}は求めている．また，R_y^{eq}は最初に塑性ヒンジが形成されたときの有効構造回転角R^{EF}であり，γ_bは節点回転角（柱脚位置では零）と層間変位角の平均値の比として算定している．以上の等価1自由度系に関する構造パラメータを用いて，梁の最大塑性変形応答の予測値を算定した．

入力地震動は表2に示す4種類であり，入力レベルは最大地動速度

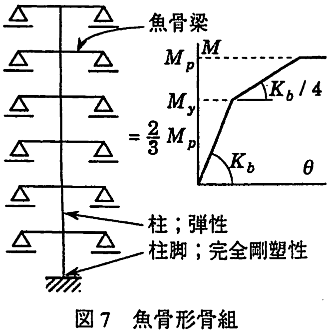


図7 魚骨形骨組

表1 魚骨形骨組と等価1自由度系の諸元一覧

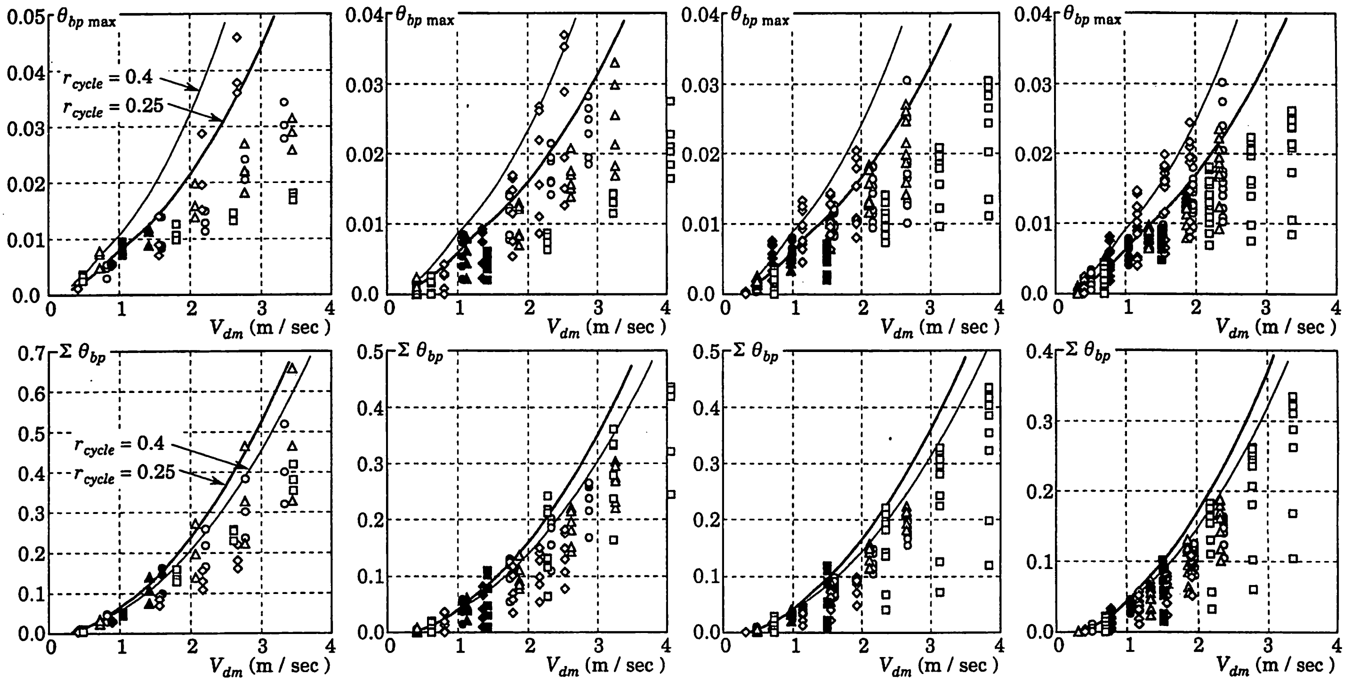
	魚骨形骨組					等価1自由度系						
	N	H (m)	C_B	ψC_B	T_1 (sec)	H^{eq} (m)	C_B^{eq}	ψ	R_y^{eq}	γ_b	k_2	μ_c
基本モデル	3	12	0.295	0.198	0.837	8.62	0.328	0.669	0.00441	0.446	0.428	2.16
	6	24	0.237	0.158	1.283	15.56	0.269	0.666	0.00467	0.475	0.413	2.22
	9	36	0.156	0.104	1.918	22.50	0.179	0.668	0.00478	0.483	0.408	2.22
	12	48	0.116	0.078	2.555	29.43	0.134	0.667	0.00483	0.488	0.406	2.23
同一部材モデル	3	12	0.364	0.219	0.766	8.72	0.400	0.602	0.00400	0.432	0.435	2.52
	6	24	0.255	0.164	1.215	15.74	0.287	0.642	0.00425	0.469	0.415	2.35
	9	36	0.167	0.106	1.842	22.72	0.189	0.636	0.00441	0.480	0.410	2.40
	12	48	0.116	0.078	2.475	29.69	0.132	0.673	0.00451	0.486	0.407	2.19

が 0.25, 0.5, 0.75, 1, 1.25 m/sec の 5 段階である．表 2 中の最大加速度は最大地動速度が 0.5 m/sec のときの値である．なお，応答解析における減衰は，1 次の減衰定数を 0.02 とし，初期剛性比例型の減衰マトリックスを採用した．

解析結果を図 8，図 9 に示す．どちらの図も，上段に梁の最大塑性回転角 $\theta_{bp\,\max}$，下段に梁の累積塑性回転角 $\Sigma\theta_{bp}$ を示しており，横軸はすべて，(17) 式で定義した損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} の速度換算値 V_{dm} である．魚骨形骨組の解析結果は，表 2 のマークを用いてすべての層の応答値を示しており，●,◆などの黒塗りのマークは最大地動速度 0.5 m/sec に対する応答値，○,◇などの白抜きのマークはそれ以外の応答値である．実線は等価 1 自由度系による予測値であり，太線が $r_{cycle} = 0.25$ としたときの値，細線は

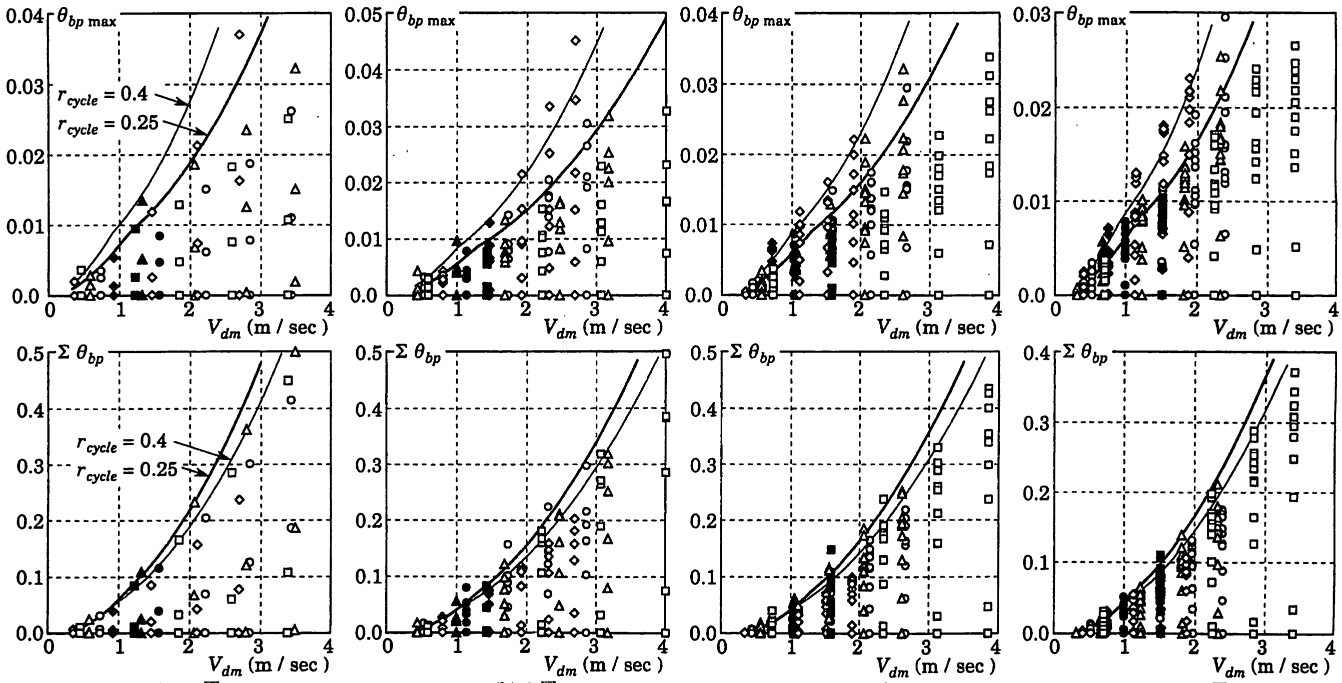
表 2　入力地震波形

	最大加速度	継続時間	マーク
El Centro NS	511gal	30sec	○,●
Taft EW	497gal	60sec	△,▲
NTTB3 NS	186gal	20sec	◇,◆
Yokohama	312gal	40sec	□,■



(a) 3 層　(b) 6 層　(c) 9 層　(d) 12 層

図 8　魚骨形骨組（基本モデル）の応答値との比較



(a) 3 層　(b) 6 層　(c) 9 層　(d) 12 層

図 9　魚骨形骨組（同一部材モデル）の応答値との比較

$r_{cycle}=0.4$ として求めた値である．これらの予測値は，(26) 式の $\bar{S}_V$ を V_{dm} とおいて算定している．図 8,9 から以下のことが指摘される．

1) 同一部材モデルでは最上層の梁がほとんど降伏せず，各層の応答値はかなりばらついている．また，基本モデルにおいても，層数の増加に伴って各層の応答値の差異が大きくなる傾向が認められる．

2) 大部分の魚骨形骨組の梁の最大塑性回転角 $\theta_{bp\,\max}$ は，太線で示す $r_{cycle}=0.25$ としたときの予測値以下となっている．しかし，◇印で示した NTT NS に対する応答値は，$r_{cycle}=0.25$ として求めた太線の予測値を超えるものも多い．このような直下型地震を含めて梁の最大塑性回転角 $\theta_{bp\,\max}$ の上限を予測するには，$r_{cycle}=0.4$ として求めた細線が適当である．

3) 梁の累積塑性回転角 $\Sigma\theta_{bp}$ に関しては，$r_{cycle}=0.25$ として求めた太線と $r_{cycle}=0.4$ として求めた細線は近い値となり，何れの予測結果もすべての応答値の上限を近似する値となっている．

本論では強柱ラーメン構造を対象とし，全層の変形が概ね一様化していることを前提に，梁の必要塑性変形性能の予測式を導いている．しかし，図 9 に示すように，各層の応答値に大きなばらつきがある同一部材モデルに対しても，本論の提案式は魚骨形骨組の応答の最大値の良好な近似を与えている．したがって，本論で提案した方法は，一部の層で崩壊機構を形成することがない強柱ラーメン構造の骨組に対しては，広い適用性をもっていると判断できる．

5. 梁の必要塑性変形性能に及ぼす各パラメータの影響

ここでは，各層の階高 h と重量がすべて等しい N 層のラーメン構造を対象とする．1 次設計用の層せん断力（標準せん断力係数 ${}_1C_0=0.2$）に対する各層の弾性層間変位角 R_a が 1/200 で全層同じとすれば，基本固有周期 T_1 は (9) 式から次のように表される．

$$T_1{}^2=\frac{2\pi^2 h\,R_a(N+1)(2N+1)}{3\,R_t(T)\,{}_1C_0\,g\sum_{i=1}^{N}\sqrt{\alpha_i}} \tag{39}$$

$T_1\le 1.6\,T_c$ のとき，(22.a), (39)式から

$$T_1{}^2=\frac{2\pi^2 h\,R_a(N+1)(2N+1)}{3\,{}_1C_0\,g\sum_{i=1}^{N}\sqrt{\alpha_i}} \tag{40}$$

$T_1\ge 1.6\,T_c$ のとき，(22.b), (39)式から

$$T_1=\frac{2\pi^2 h\,R_a(N+1)(2N+1)}{4.8\,T_c\,{}_1C_0\,g\sum_{i=1}^{N}\sqrt{\alpha_i}} \tag{41}$$

N 層骨組の最大ベースシヤー係数 C_B を次式で与える．

$$C_B=D_S\,C_0\,R_t(T_1) \tag{42}$$

R_y^{eq} は次式で与えられる．

$$R_y^{eq}=\frac{\psi D_S C_0}{{}_1C_0}R_a \tag{43}$$

図 10 は骨組層数 N と梁の最大塑性回転角 $\theta_{bp\,\max}$，梁の累積塑性回転角 $\Sigma\theta_{bp}$ の関係を表すものである．図 10 の計算例では下記の数値を基本値としている．

$C_0=1$，$r_{cycle}=0.25$

$T_c=0.6$ sec（第 2 種地盤；$\bar{S}_V=1.5$ m / sec）

図 10 から，梁の最大塑性回転角 $\theta_{bp\,\max}$ と梁の累積塑性回転角 $\Sigma\theta_{bp}$ に及ぼす各パラメータの影響をまとめると，以下のようになる．

1) $N\ge 4$ の範囲で $\theta_{bp\,\max}$ と $\Sigma\theta_{bp}$ に及ぼす層数 N の影響はほとんどない．$N\le 3$ では塑性変形による見かけの固有周期の伸びによって入力エネルギーが増大し，梁の塑性変形が大きくなる．

2) k_2 が大きくなると $\theta_{bp\,\max}$ はわずかに小さくなり，$\Sigma\theta_{bp}$ はわずかに大きくなる．しかし，$0.25\le k_2\le 0.40$ の範囲で k_2 の影響は小さい．

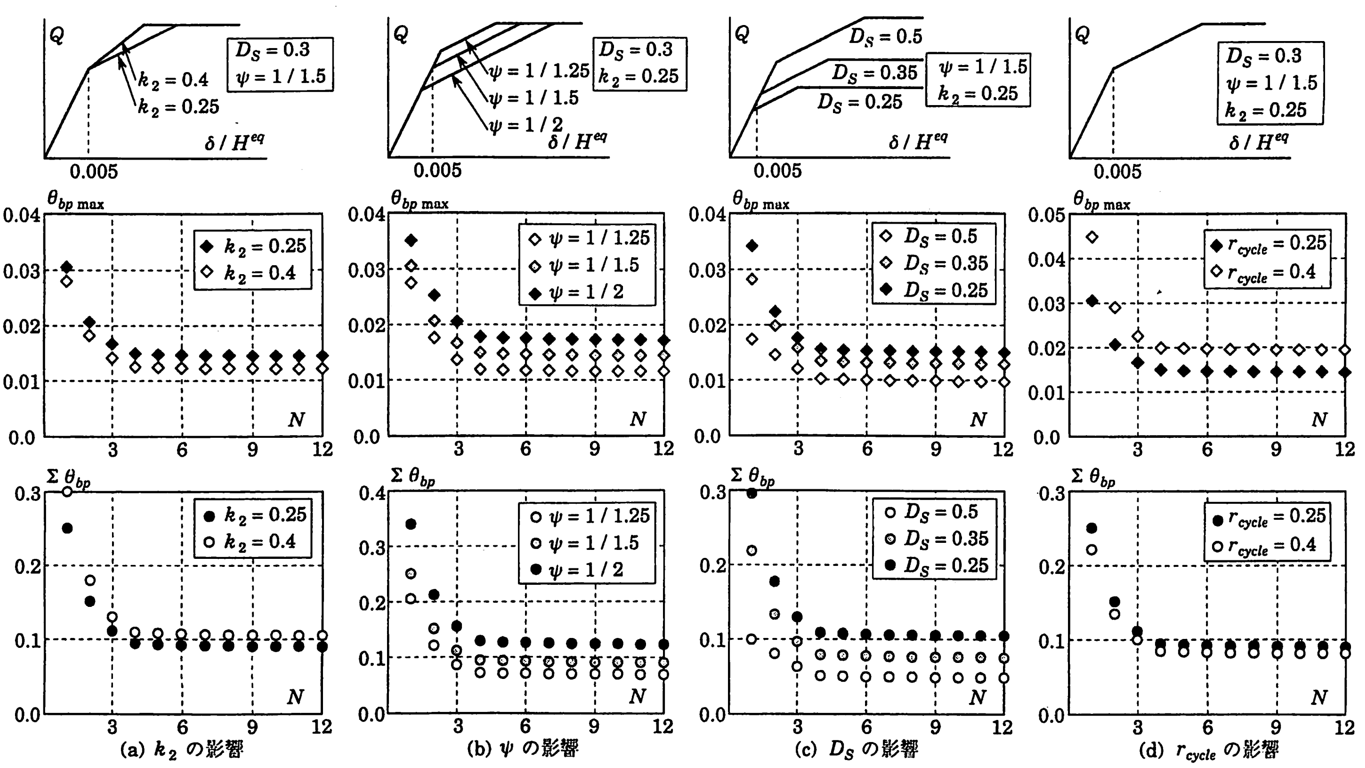


図 10 梁の必要塑性変形性能に及ぼす各パラメータの影響

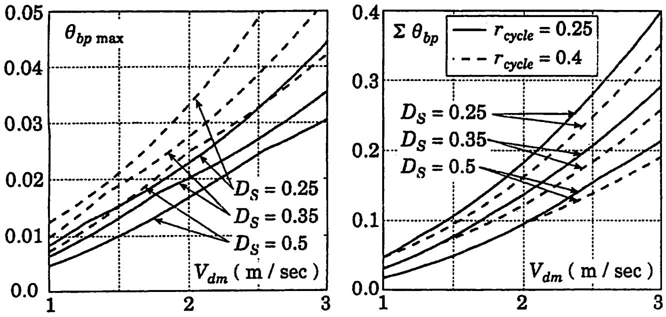


図 11　入力側パラメータに応じた必要塑性変形性能

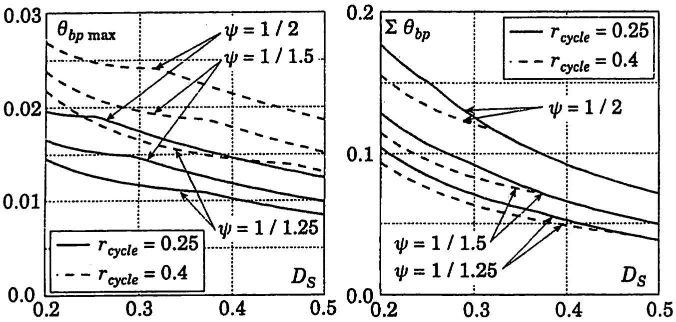


図 12　構造物側パラメータに応じた必要塑性変形性能

3) ψ が大きくなると梁の塑性変形は $\theta_{bp\,max}$, $\Sigma\theta_{bp}$ ともに減少する．

4) D_S 値が大きくなると梁の塑性変形は $\theta_{bp\,max}$, $\Sigma\theta_{bp}$ 共に減少する．

5) r_{cycle} が大きくなると $\theta_{bp\,max}$ が大きくなるという影響を及ぼす．ただし，$\Sigma\theta_{bp}$ は r_{cycle} にほとんど影響されない．

以上の結果を整理すると，梁の最大塑性回転角 $\theta_{bp\,max}$ と累積塑性回転角 $\Sigma\theta_{bp}$ に大きな影響を与える構造物側のパラメータは，$N \geq 4$ の範囲で ψ と D_S である．入力側のパラメータとしては $\overline{S}_V(V_{dm})$ が $\theta_{bp\,max}$ ，$\Sigma\theta_{bp}$ の両者に大きく影響するが（図 8, 9 参照），r_{cycle} は振幅 $\theta_{bp\,max}$ だけに影響を及ぼす．

上記の結果を踏まえて6層骨組（N=6）を対象とし，梁の必要塑性変形性能 $\theta_{bp\,max}$ ，$\Sigma\theta_{bp}$ の値を図 11, 12 に示しておく．図 11 は，主に入力側のパラメータ V_{dm} , r_{cycle} と $\theta_{bp\,max}$, $\Sigma\theta_{bp}$ との関係を示したもので，図中に示していないパラメータは次の値を用いている．

$$\psi = 1/1.5\ ,\ k_2 = 0.25$$

また図 12 は，主に構造物側のパラメータ D_S , ψ と $\theta_{bp\,max}$, $\Sigma\theta_{bp}$ との関係を示したもので，図中に示していないパラメータは次の値を用いている．

$$V_{dm} = 1.5\ \mathrm{m/sec}\ ,\ k_2 = 0.25$$

6.　結論

本論では強柱ラーメン構造の梁に要求される塑性変形性能に関して，最大塑性回転角と累積塑性回転角を予測する一方法を提示し，魚骨形骨組の地震応答解析結果と比較した．ここで述べた方法は，対象が強柱ラーメン構造という限定されたものであるが，骨組の梁に生じる最大塑性回転角と累積塑性回転角の上限値をほぼ予測できるものである．

本論で提示した方法では，梁の必要塑性変形性能を入力側と構造物側のパラメータの陽な関数として表現している．これによって梁の塑性変形応答に及ぼす入力側と構造物側の種々のパラメータの影響が明らかとなった．また，この方法を逆にたどることも可能であり，入力側の応答スペクトルが指定された場合に，梁の塑性変形応答を指定値以下に制御するために必要な構造パラメータ（例えば耐力レベル）をどのような値に設定すべきかという情報も得られることになる．

[謝辞]

この研究は，建設省総合技術プロジェクト／次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発「崩壊形と破壊分科会」(主査：京都大学井上一朗教授)の一部として行われ，建設省建築研究所-(社)鋼材倶楽部共同研究から研究費の補助を受けた．関係各位に謝意を表する．

参考文献

1) 小川厚治・加村久哉・井上一朗：鋼構造ラーメン骨組の魚骨形地震応答解析モデル，日本建築学会構造系論文集，第521号，pp.119-126，1999.7

2) 澤泉紳一・中島正愛：鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響（その２：柱の塑性化を許す鉄骨骨組の地震応答），日本鋼構造協会鋼構造論文集，第6巻第23号，pp.133-148，1999.9

3) 井上一朗・桑原進・多田元英・中島正愛：履歴型ダンパーを用いた架構の地震応答と設計耐力，日本鋼構造協会鋼構造論文集，第3巻第11号，pp.65-77，1996.9

4) 小川厚治・井上一朗・小野聡子：柱・梁を弾性域に留める履歴ダンパー付架構の設計耐力（多質点系のベースシヤー係数），日本鋼構造協会鋼構造論文集，第5巻第17号，pp.29-44，1998.3

5) 中島正愛・澤泉紳一：鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響（その１：梁崩壊機構を形成するために必要な柱梁耐力比），日本鋼構造協会鋼構造論文集，第6巻第23号，pp.117-132，1999.9

6) 小川厚治・井上一朗・中島正愛：損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する研究，日本建築学会構造系論文集，第530号，pp.177-184，2000.4

7) 平野智久・小川厚治：Polylinear 型の復元力特性をもつ１自由度系の地震入力エネルギーに関する研究，構造工学論文集，Vol.46B，pp.629-640，2000.3

8) 小川厚治・井上一朗・小野聡子：柱・梁を弾性域に留める履歴ダンパー付架構の設計耐力（１質点系による考察），日本鋼構造協会鋼構造論文集，第5巻第17号，pp.13-28，1998.3

9) 小川厚治：半サイクルの地震入力エネルギーとバイリニア系の最大変位応答，日本建築学会構造系論文集，第532号，pp.185-192，2000.6

10) 一戸康生，桑村　仁：鉄骨部材の脆性破断に及ぼす変位振幅の影響，日本建築学会関東支部研究報告集，1998.

11) 平石久廣・緑川光正他：工学的基盤の加速度応答スペクトルを用いた建築物の耐震性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II B-2，pp.1125-1140，1999.9

12) Tanabashi, R. , Nakamura, T. and Ishida, S. ： Overall Force-Deflection Characteristics of Multi-story Frames, Proc. of Symp. on Ultimate Strength of Structures and Structural Elements, pp.87-100, 1969.12

13) N. M. Newmark and E. Rosenblueth：Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice-Hall, pp.305-319

14) 小川厚治：鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究（その１　動的崩壊機構特性とエネルギー吸収能力），日本建築学会論文報告集，第323号，pp.13-22，1983.1

15) 松島豊：ホワイトノイズを受ける多自由度系の最適せん断力係数分布，日本建築学会論文報告集，第342号，pp.22-29，1985.8

16) 小川厚治・井上一朗：全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能（その２　入力エネルギーに基づく最大変位予測法），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 III C-1，pp.905-906，1999.9