

## 第5章 パネルが骨組の地震応答性状に及ぼす影響と要求される変形性能

### 5.1 序

強地震に対して建物の柱・梁・接合部パネルの各部材に生じる塑性変形がその部材の塑性変形能力を超えないようにすることは、耐震設計をする際、大変重要なことである。そのためには、設計段階でその建物の各部材(柱・梁・パネル)に生じると考えられる塑性変形がある程度把握できていなければならない。

地震荷重作用時の骨組に及ぼすパネルの影響を地震応答解析より検討した研究には以下に示す文献が挙げられる。田淵らは文献 5-1) ~ 5.3) で、パネルの全塑性耐力と柱あるいは梁の全塑性耐力のどちらか小さい方との比として定義されるパネル耐力比 $R_{pp}$ をパラメータとした解析を行い、「 $R_{pp}$ が大きくなるとパネルのエネルギー吸収の全体に対する比 $W_p/W_t$ は小さくなる。 $R_{pp}$ が1以下の場合には層間変形が大きくなるにつれ $W_p/W_t$ は増加する傾向にある。一方、 $R_{pp}$ が1以上の場合には減少する。 $R_{pp}$ が1以上の時はパネルのエネルギー吸収がほとんど期待できない。」と結論づけている。長谷川らは文献 5-4) でパネルの降伏耐力と柱あるいは梁の降伏耐力のどちらか小さい方との比として定義されるパネル降伏比 $R_{py}$ をパラメータとした解析を行い、「 $R_{py}$ を低下させ、骨組への地震入力エネルギーをパネルにも分担させることで、骨組の柱および梁の強度を低減できる。」ことを示唆している。松尾らは、文献 5-5) でパネル降伏比 $R_{py}$ をパラメータとした解析を行い、「 $R_{py}$ が減少するとパネルの早期降伏による履歴減衰効果・固有周期が長くなることにより層間変形角が小さくなる。弱パネルにすると変形集中が緩和され、変形が一様化する傾向がある。」としている。

これらの研究では、「パネル耐力比またはパネル降伏比が骨組の応答性状・各部材の損傷に与える影響が大きいこと」、「パネル耐力比を小さくすることで応答や周辺部材の損傷を低減できること」を示唆している。ただし、これらの研究では柱・梁の耐力はそのままに、パネルの耐力を変えることでパネル耐力比を変更している。この考え方は、骨組の保有水平耐力を柱・梁の耐力から計算し、パネルの耐力が減少しても計算される保有水平耐力は一定であるとする現行設計法に基づくものである。本論で提案しようとしているパネル耐力を考慮した保有水平耐力の計算では、前述の解析骨組のパネル耐力比が1以下の場合、パネル耐力比が小さくなると骨組の保有水平耐力も小さくなる。パネルを考慮した保有水平耐力を用いるのであれば、保有水平耐力を一定にし、パネル耐力比をパラメータとした場合の応答性状についても検討しておく必要がある。

文献 5-6) では、パネルを考慮した角形鋼管柱とH形断面梁で構成される多層ラーメンの応答解析を行い、その応答特性、パネルの塑性率・累積塑性変形倍率についても言及している。この文献については次節で簡単に紹介する。

地震荷重による骨組の損傷分布の予測を目的とした研究には以下のような文献が挙げられる。例えば、文献 5-7) 及び 5-8) ではせん断多質点系モデルを用い、重層骨組の高さ方向についての損傷分布が定量的に明らかにされている。また、文献 5-9) ~ 5.11) では等価1質点系及び魚骨形骨組を用い、全体崩壊型骨組の梁の必要塑性変形性能を明らかにしている。ただしこの文献では、梁とパネルを集約して魚骨梁として表し、パネルと梁のどちらか一つが塑性化する場合の必要塑性変形性能を求めている。そこで、パネルと梁が共に塑性化している場合にパネルと梁の塑性変形がどのような割合で生じているかを予測できれば、さらに部材レベルでの塑性変形を予測することが可能となり、それぞれに要求される塑性変形性能を低減できる。

本章では、まずパネルを考慮した地震応答解析に用いるためのパネルの弾塑性応答解析モデルを提案する。この解析モデルは、3, 4 章のパネル実験で確認された繰返しに伴う耐力上昇を表現し、変動軸力にも対応できるモデルである。次に、このモデルを用いたパネルを考慮した鋼構造骨組の応答解析と等価 1 質点系による骨組の地震応答の推測を行った既往の研究から、パネルに要求される変形性能について言及するとともに、第 3 章の十字形骨組載荷実験との比較を行う。また、骨組の保有水平耐力を一定とし、部材間耐力比（節点塑性モーメント比）を主パラメーターとした地震応答解析を行い、鋼構造骨組の地震応答におけるパネルと梁の損傷に与える影響について検討する。

## 5.2 歪硬化と変動軸力を考慮したパネルの弾塑性応答解析モデル

### 5.2.1 複合応力下における応力度 - 歪度関係モデル

3, 4 章の実験結果よりパネルの履歴は繰返し載荷による耐力上昇を伴うことがわかる。パネルが骨組の応答性状に及ぼす影響を考察するためには、できる限り実際の履歴を適切に表現したモデルである方が良い。本節では、これらの提案した複合応力下での応力度 - 歪度関係モデル<sup>5-12)</sup>を用いることで、歪硬化と変動軸力に対応できるパネル解析モデルを提案する。

これらの提案したモデル<sup>5-12)</sup>（以下辻モデルと呼ぶ）の特徴として次の三点が挙げられる。

- I. 複合応力下での応力度 - 歪度関係である。
- II. 移動硬化と等方硬化の組合せ硬化モデルである。
- III. バウシinger 効果を表現する。

バウシinger 効果は、耐力・2 次剛性の異なる 2 つの bi-linear 型モデルを直列に並べた tri-linear 型モデルとして表される（図 5.1 参照）。結合する二要素を要素 A, B とし、以下右添字 A, B でそれぞれの要素を表す。図 5.1 に一軸引張状態の場合を示す。図中の  $\sigma_y$  は一軸引張状態での降伏応力度、 $E$  はヤング係数、 $\mu$  は歪硬化係数を表す。要素 A, B の歪硬化係数  $\mu_A, \mu_B$  はそれぞれ次式で表される。

$$\mu_A = \frac{5\mu}{9+5\mu}, \quad \mu_B = \frac{5\mu}{1-5\mu} \quad (5.1), (5.2)$$

各要素（bi-linear 型モデル）の歪硬化則を決めるフローチャートを図 5.2 に示す。

平面応力状態に対する辻モデルでは二つのベクトル（応力度ベクトル  $\{\sigma\}$  と降伏曲面  $F$  の原点の移動量を表すベクトル  $\{\alpha\}$ ）と二つの曲面（降伏曲面  $F$  と移動硬化域を規定する曲面  $g$ ）の関係からその硬化則が決まる。これらはそれぞれ次式で定義される。

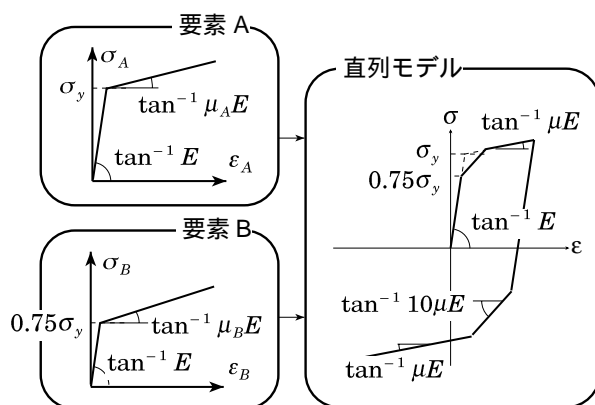


図 5.1 直列モデル

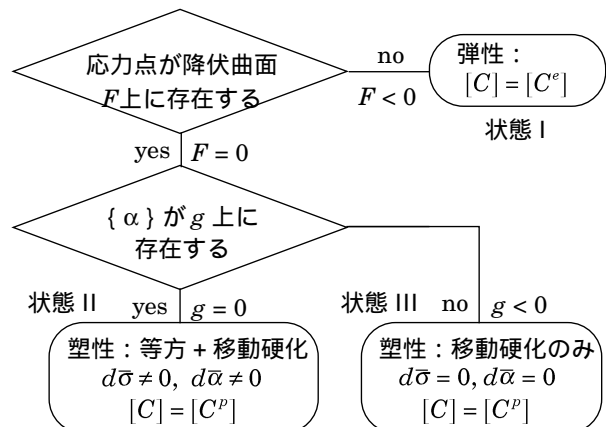


図 5.2 辻モデル硬化則フローチャート

$$\begin{aligned} \langle \sigma \rangle &= \langle \sigma_X \ \sigma_Y \ \tau_{XY} \rangle^T \\ \langle \alpha \rangle &= \langle \alpha_X \ \alpha_Y \ \alpha_{XY} \rangle^T \\ F &= \{ (\sigma_X - \alpha_X) - (\sigma_Y - \alpha_Y) \}^2 + (\sigma_Y - \alpha_Y)^2 + (\sigma_X - \alpha_X)^2 + 6(\tau_{XY} - \alpha_{XY})^2 - 2\bar{\sigma}^2 = 0 \end{aligned} \quad (5.3)$$

$$g = (\alpha_X - \alpha_Y)^2 + \alpha_X^2 + \alpha_Y^2 + 6 \alpha_{XY}^2 - 2\bar{\alpha}^2 = 0 \quad (5.4)$$

ただし、 $\bar{\sigma}$  の初期値は一軸引張状態での降伏応力度  $\sigma_y$ 、 $\bar{\alpha}$  の初期値は 0 である。状態 I・II・III の時の応力度増分 - 歪度増分関係は次式で表される。

$$\langle d\varepsilon \rangle = [C] \langle d\sigma \rangle \quad (5.5)$$

$$\text{弾性: } [C] = [C^e] = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

$$\text{塑性: } [C] = [C^p] = \left[ \frac{1}{c} \frac{\langle \partial F / \partial \sigma \rangle \langle \partial F / \partial \sigma \rangle^T}{\langle \partial F / \partial \sigma \rangle^T \langle \partial F / \partial \sigma \rangle} + [C^e] \right] \quad (5.7)$$

$$\text{ただし, } c = \frac{2}{3} \frac{\mu}{1-\mu} E \quad (5.8)$$

$\mu$  は各 bi-linear モデルの一軸引張状態の歪硬化係数である。等方硬化と移動硬化が同時に生じる状態 II では (5.3), (5.4) 式中の  $\sigma$  と  $\alpha$  が変化する。全応力度増分に対する等方硬化による応力度増分の比を  $\beta$  で表すと  $\bar{\sigma}$  と  $\bar{\alpha}$  の増分は次式で表される。

$$d\bar{\sigma} = \frac{1}{4\bar{\sigma}} \langle \partial F / \partial \sigma \rangle^T (\langle d\sigma \rangle - \langle d\alpha \rangle) \quad (5.9)$$

$$d\bar{\alpha} = \frac{1}{4\bar{\sigma}} \langle \partial g / \partial \sigma \rangle^T \langle d\alpha \rangle \quad (5.10)$$

(5.9), (5.10) 式中の  $\langle d\alpha \rangle$  は、次式で得られる。

$$\langle d\alpha \rangle = (1-\beta) \frac{(\langle \sigma \rangle - \langle \alpha \rangle) \langle \partial F / \partial \sigma \rangle^T}{(\langle \sigma \rangle^T - \langle \alpha \rangle^T) \langle \partial F / \partial \sigma \rangle} \langle d\sigma \rangle \quad (5.11)$$

### 5.2.2 変数の設定

前項で述べたモデルを特定するためには、以下の 4 つの値が必要である。

降伏応力度	: $\sigma_y$
歪硬化係数	: $\mu$
要素 A の全応力度増分に対する等方硬化による応力度増分比	: $\beta_A$
要素 B の全応力度増分に対する等方硬化による応力度増分比	: $\beta_B$

辻らは SS400 の定常繰返し応力度 - 歪度関係に適合するようにこれらの値を提案している<sup>5-12)</sup>。ここでは、パネルに使用した鋼材の単調一軸引張試験より得られる情報からこれらの値を決定する方法を提案する。

図 5.3 に歪硬化係数  $\mu$  の求め方を示す。図中、 $\sigma_y$  は降伏応力度 (Round-house 型の応力度 - 歪度関係では 0.2% offset 値)、 $\sigma_b$  は最大応力度、 $\varepsilon_y$  は降伏歪度、 $\varepsilon_b$  は一様歪度を示す。歪硬化係数は  $(\varepsilon_y, \sigma_y)$  と  $(\xi \varepsilon_b, \sigma_b)$  を結ぶ線分の勾配をヤング係数  $E$  で除した値とする。要素 A の等方硬化の割合を決める  $\beta_A$  は主に素材の歪硬化に影響される。素材の等方硬化の割合は歪硬化の度合いによって変化し、 $\bar{\sigma}$  が小さいときは等方硬化の占める割合が大きく、 $\bar{\sigma}$  が大きくなると移動硬化に移行する傾向がある。したがって、 $\beta_A$  は  $\bar{\sigma}$  の線形関数であると仮定し、図 5.3 のように降伏点  $(\varepsilon_y, \sigma_y)$  では  $\beta_A = 1$ 、 $(\xi \varepsilon_b, \sigma_b)$  の点で  $\beta_A = 0$  とする。すなわち、次式で与える

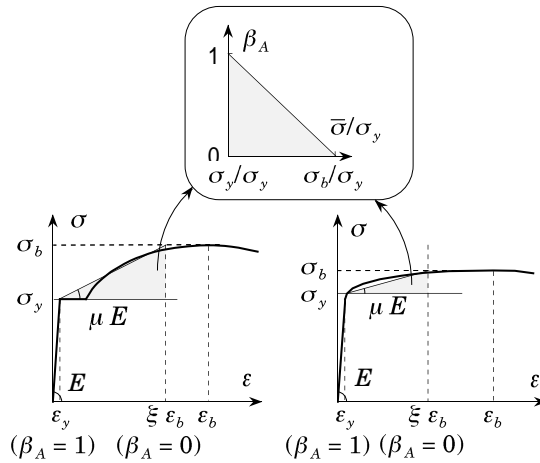


図 5.3 歪硬化係数と  $\beta$  の設定

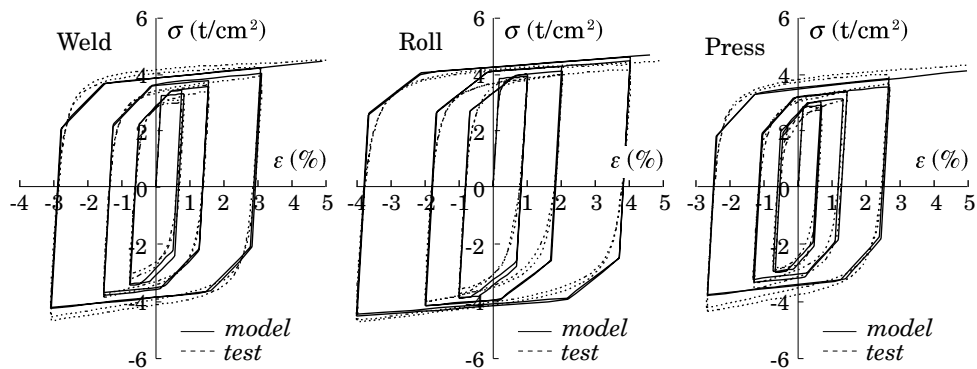


図 5.4 一軸繰返し試験結果と解析結果

$$\beta_A = \frac{1}{\sigma_y - \sigma_b} (\bar{\sigma} - \sigma_b) \quad (5.12)$$

一方、 $\beta_b$  は一定であると仮定する。

以上の仮定に基づいてパラメトリック解析を行い、3章で述べたパネル部分試験体の角形鋼管平板部から切り出した一軸繰返し素材試験結果と比較し、試行錯誤の結果、変数値を決定した。それらを以下に示す。

$$\xi = 0.5, \quad \beta_B = 0.3$$

これらの値を用いて得られた応力度 - 歪度関係モデルと一軸繰返し素材実験結果の一例を図 5.4 に示す。両者は良く対応している。

### 5.2.3 パネル解析モデル（角形鋼管 $0^\circ$ 方向）

図 5.5 にパネルの解析モデルを示す。解析対象は鋼管径が  $D$ 、板厚が  $t_p$ 、コーナー部の板厚中心線の半径が  $r_m$  である角形鋼管である。 $r_m = 0$  とすることで、溶接組立鋼管に対応する。モデルは、軸力のみが作用する水平・鉛直フランジ要素、軸力とせん断力の組合せ応力が作用するパネル要素から構成される。各要素内には一様な平面応力場を仮定する。フランジ要素を採用したのは、フランジとパネルの降伏時期の差によって生じる軸方向剛性の差異によって、パネルの軸力がフランジに再配分される現象を表現するためである。素材の履歴モデルには辻モデルを用いる。

ウェブ、鉛直・水平フランジ要素（それぞれ左下添字で  $w, fv, fh$ ）の応力度  $\{\sigma\}$ ・歪度  $\{\varepsilon\}$ ・荷重

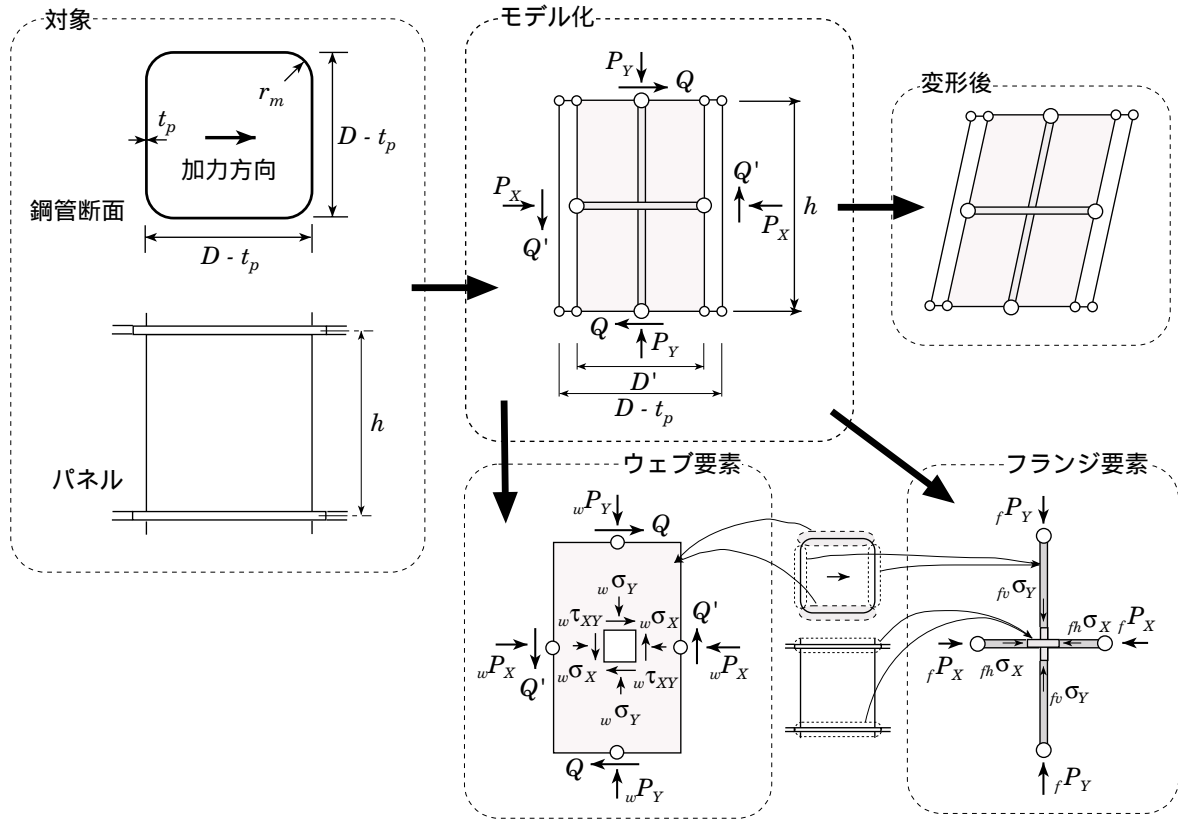


図 5.5 パネル解析モデル (角形鋼管 0° 方向)

ベクトル  $\{P\}$  をそれぞれ以下のように定義する (図 5.5 を参照)。

$$\{w\sigma\} = \{w\sigma_X \ w\sigma_Y \ w\tau_{XY}\}^T, \quad \{f_v\sigma_Y\}, \quad \{f_h\sigma_X\}$$

$$\{w\varepsilon\} = \{w\varepsilon_X \ w\varepsilon_Y \ w\gamma_{XY}\}^T, \quad \{f_v\varepsilon_Y\}, \quad \{f_h\varepsilon_X\}$$

$$\{wP\} = \{wP_X \ wP_Y \ pM\}^T, \quad \{f_vP\} = \{0 \ f_vP_Y \ 0\}^T, \quad \{f_hP\} = \{f_hP_X \ 0 \ 0\}^T$$

$$\text{ただし, } pM = Qh$$

また、パネルモデル全体に作用する荷重ベクトル  $\{P\}$  とそれに対応する変位ベクトル  $\{u\}$  をそれぞれ次式で定義する。

$$\{P\} = \{P_X \ P_Y \ pM\}^T, \quad \{u\} = \{u_X \ u_Y \ \gamma\}^T \quad (5.13), (5.14)$$

ただし、 $u_X$ 、 $u_Y$  はそれぞれ X、Y 方向の軸方向変位、 $\gamma$  はパネルのせん断変形角を表す。

各要素の歪度増分ベクトル  $\{d\varepsilon\}$  と変位増分ベクトル  $\{du\}$  の適合条件は次式で表される。

$$\{d_w\varepsilon\} = [wT] \{du\} \quad [wT] = \begin{bmatrix} 1/D' & 0 & 0 \\ 0 & 1/h & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5.15)$$

$$\{d_{f_h}\varepsilon_X\} = [f_hT] \{du\} \quad [f_hT] = [1/D' \ 0 \ 0] \quad (5.16)$$

$$\{d_{f_v}\varepsilon_Y\} = [f_vT] \{du\} \quad [f_vT] = [0 \ 1/h \ 0] \quad (5.17)$$

荷重増分 - 応力度増分関係は次式で表される。

$$\{d_wP\} = 2t_p D' h [wT]^T \{d_w\sigma\} \quad (5.18)$$

$$\{d_{f_h}P\} = f_h A_X D' [f_hT]^T \{d_{f_h}\sigma_X\} \quad (5.19)$$

$$\langle d_{fv} P \rangle = f_v A_Y h [f_v T]^T \langle d_{fv} \sigma_Y \rangle \quad (5.20)$$

(5.18) 式中の  $2 t_p D'$  は、パネル要素の断面積  $w A_Y$  であり、次式で与える。

$$w A_Y = 2 t_p D' = \frac{A}{2} \quad (5.21)$$

ただし、 $A$  は角形鋼管の断面積であり、次式で表される。

$$A = \{ 4 (D - t_p - 2 r_m) + 2 \pi r_m \} t_p \quad (5.22)$$

フランジの断面積はそれぞれ次式で定義する。

$$f_v A_Y = A - w A_Y \quad (5.23)$$

$$f_h A_X = 2 D t_{dp} \quad (5.24)$$

ただし、 $t_{dp}$  はダイアフラムの板厚である。(5.3), (4.13) ~ (4.18) 式よりパネルの剛性方程式が以下のよう導ける。

$$\langle d P \rangle = [G K] \langle d u \rangle \quad (5.25)$$

$$[G K] = w A_Y h [w T]^T [w, s K] [w T] + f_h A_X D' [f_h T]^T [f_h, s K] [f_h T] + f_v A_Y h [f_v T]^T [f_v, s K] [f_v T]$$

#### 5.2.4 パネル解析モデル（円形鋼管）

図 5.6 に円形鋼管パネルの解析モデルを示す。対称性を考慮して鋼管断面の 1/4 の部分を考える。鋼管外径は  $D$ 、鋼管厚は  $t_p$ 、パネルせいは  $h$  である。鋼管断面 1/4 を  $n$  個に等分割し、 $n$  枚の平面要素に置換する。各要素内は一樣な平面応力場であり、図 5.6 に示す応力場を仮定する。要素  $i$  の応力度とそれに対応する歪度ベクトルを以下のように定義する。

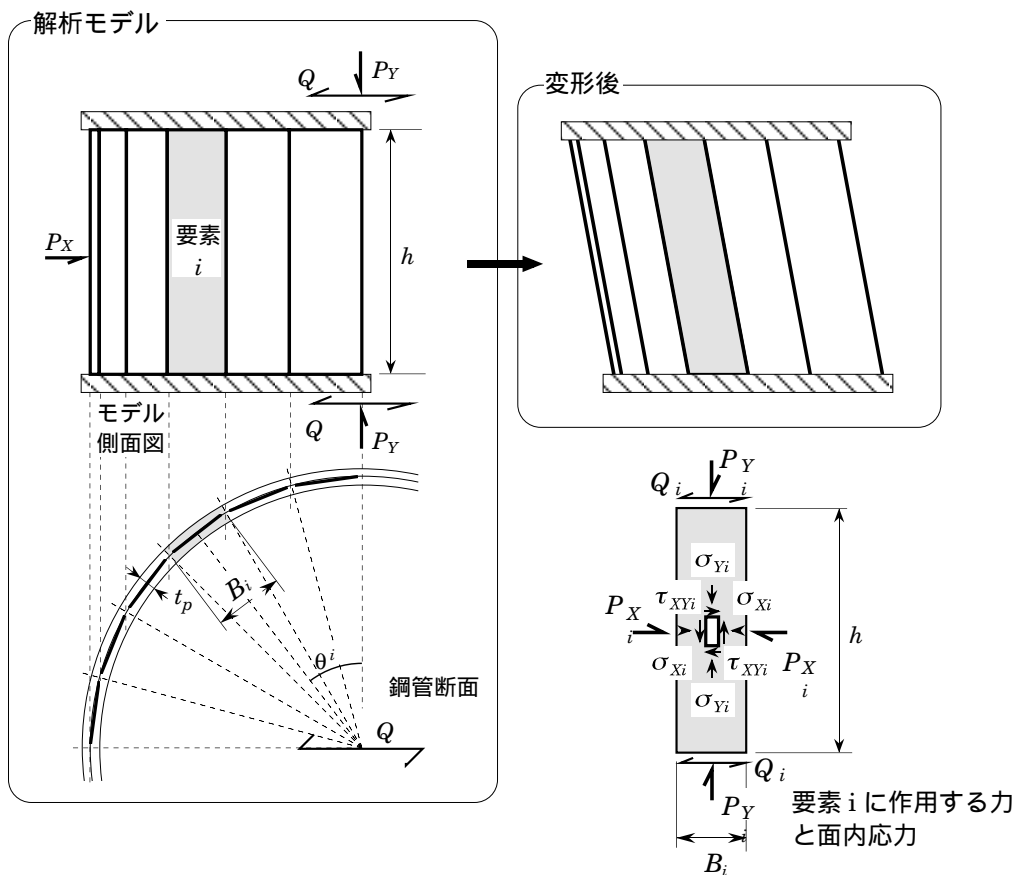


図 5.6 パネル解析モデル（円形鋼管）

$$\{\sigma_i\} = \{\sigma_{Xi} \ \sigma_{Yi} \ \tau_{XYi}\}^T \quad \{\varepsilon_i\} = \{\varepsilon_{Xi} \ \varepsilon_{Yi} \ \gamma_{XYi}\}^T$$

板要素の応力度 - 歪度関係には辻モデルを適用する。各板要素は置換する鋼管断面の位置に応じて、図 5.6 に示すようにせん断力载荷方向から一定角度傾いて配置される。図 5.6 に示す要素  $i$  に作用する荷重ベクトルとそれに対応する変位ベクトルを以下のように定義する。

$$\{P_i\} = \{P_{Xi} \ P_{Yi} \ M_i\}^T \quad \{u_i\} = \{u_{Xi} \ u_{Yi} \ \gamma_i\}^T$$

ただし、 $M_i = Q_i h$

$u_{Xp} \ u_{Yi}$  はそれぞれ  $i$  要素の  $X, Y$  方向の軸方向変位、 $\gamma_i$  はせん断変形角を表す。

パネルモデル全体に作用する荷重ベクトルとそれに対応する変位ベクトルを以下のように定義する。

$$\{P\} = \{P_X \ P_Y \ M\}^T \quad \{u\} = \{u_X \ u_Y \ \gamma\}^T$$

ただし、 $M = Q h$

$u_X \ u_Y$  はそれぞれモデルの  $X, Y$  方向の軸方向変位、 $\gamma$  はせん断変形角を表す。

要素  $i$  における応力度ベクトルと歪度ベクトルの関係は辻モデルによって定義され、次式によって表される。

$$\{d\sigma_i\} = [{}_sK_i] \{d\varepsilon_i\} \quad (5.26)$$

ただし、 $[{}_sK_i]$  は辻モデルにより得られる要素  $i$  の要素剛性マトリックスである。要素  $i$  の歪度増分ベクトルと変位増分ベクトルの適合条件は次式で表される。

$$\{d\varepsilon_i\} = [T_i] \{du_i\} \quad [T_i] = \begin{bmatrix} 1/B_i & 0 & 0 \\ 0 & 1/h & 0 \\ 0 & 0 & \cos \theta_i \end{bmatrix} \quad (5.27)$$

ここで、 $B_i$  は要素  $i$  の幅である。また、荷重増分 - 応力度増分関係は次式で表される。

$$\{dP_i\} = B_i h t [T_i] \{d\sigma_i\} \quad (5.28)$$

(5.26), (5.27) 式を (5.28) 式に代入するとパネルの剛性方程式が以下のように得られる。

$$\{dP\} = \sum [K_i] \{du\} \quad (5.29)$$

ただし、 $[K_i] = B_i h t [T_i]^T [{}_sK_i] [T_i]$

### 5.2.5 実験結果との比較

前項で述べたパネル解析モデルを 3.2 節の実験結果と比較して検討する。試験体の素材の機械的性質と歪硬化係数  $\mu$  を表 5.1 に示す。

まず、円形鋼管断面の分割数を決定するために分割数をパラメータにして解析する。図 5.7 に解析結果を示す。C0150 試験体と C0156 試験体についてそれぞれ鋼管断面を 1/4 を 2 分割、4 分割、10

表 5.1 素材の機械的性質と解析パラメーター

素材名	$\sigma_y$ t/cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ t/cm <sup>2</sup>	$\varepsilon_y$ ×10 <sup>-3</sup>	$\varepsilon_b$ ×10 <sup>-1</sup>	$\mu$ %	YR
Weld	3.23	4.65	1.54	1.97	0.69	0.69
Roll	4.01	4.71	1.91	1.31	0.53	0.85
Press	2.80	4.36	1.33	2.03	0.74	0.64
STK400	3.34	4.21	3.54	1.55	0.56	0.79
STK490	4.07	5.03	3.94	1.26	0.77	0.81
STK490SR	4.29	5.10	4.04	1.31	0.63	0.84

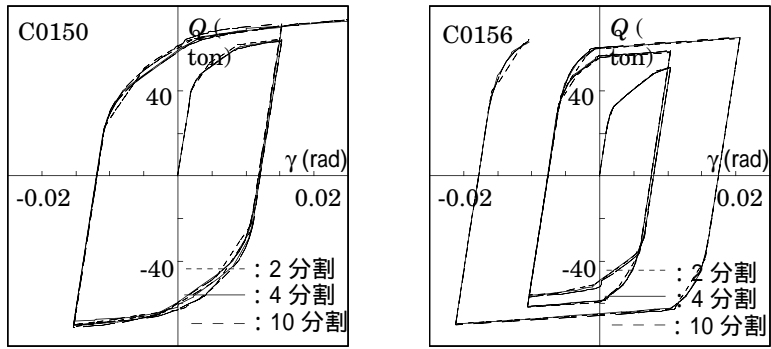


図 5.7 分割数を変化させて解析した結果

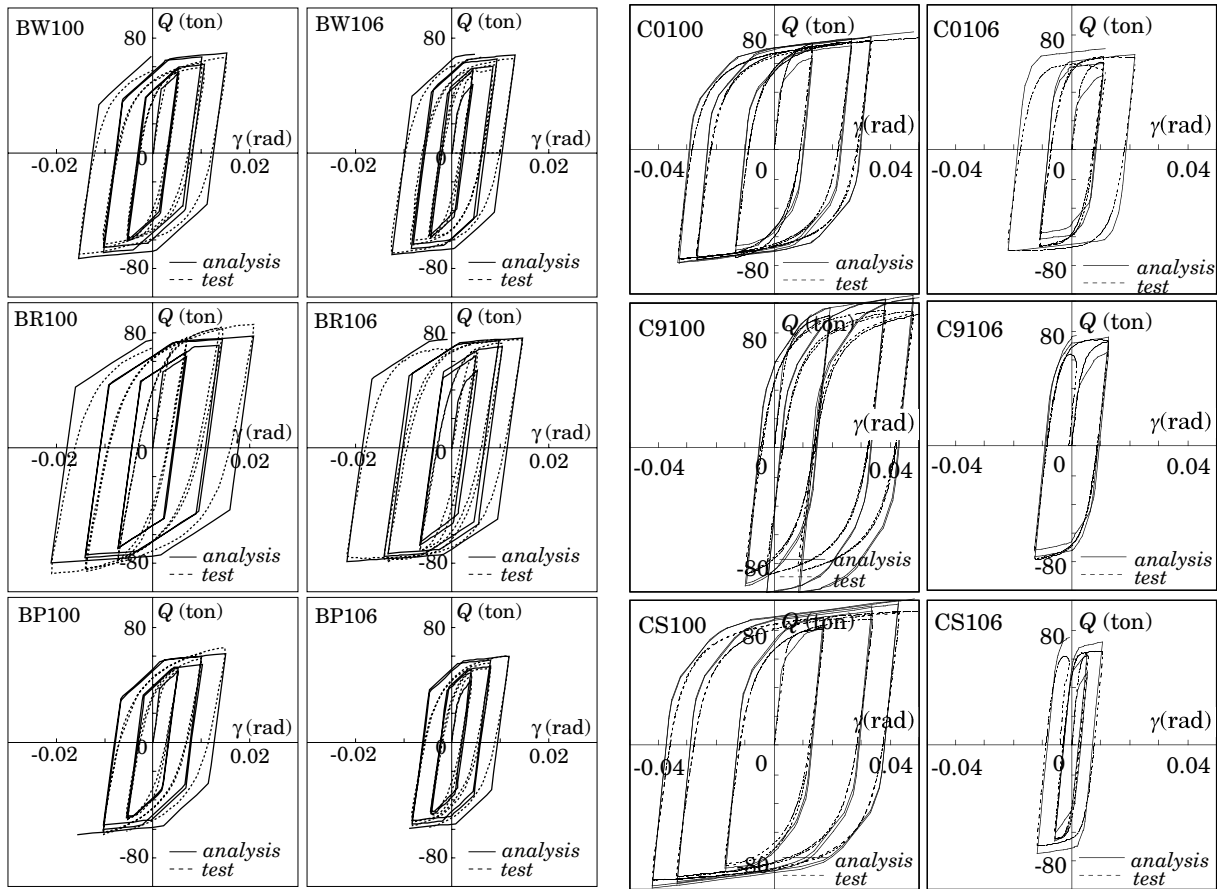


図 5.8 パネル部分試験体解析結果（角形断面）

図 5.9 パネル部分試験体解析結果（円形断面）

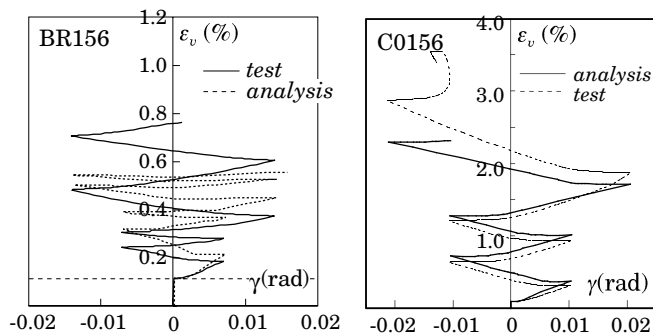


図 5.10 軸方向歪度の比較一例



分割と分割数を変えて解析した結果である。分割数を 2, 4, 10 と変えても解析で得られる履歴曲線に大きな違いは見られなかった。以降の解析では鋼管断面 1/4 を 4 分割し、4 枚の板要素に置換する。

図 5.8, 5.9 にパネル部分試験体の解析結果を示す。縦軸にせん断力を、横軸にせん断変形角を示す。耐力については両者は良く対応している。また、この解析モデルは局部座屈を考慮していないため、局部座屈により耐力が低下している試験体については実験より解析の方が耐力が高くなっている。図 5.10 ではフランジ部の軸方向歪を示す。縦軸にフランジ部の軸方向歪度  $\varepsilon_v$  を、横軸にせん断変形角  $\gamma$  を示す。解析結果は実験結果と良く対応し、せん断繰返し载荷が進行するとともに軸方向歪が大きくなることからわかる。

### 5.3 既往の研究から得られるパネルの必要変形性能

#### 5.3.1 パネルを考慮した応答解析結果より得られたパネルの必要変形性能

文献 5-6) で対象とした骨組は、図 5.11 に示す 3 種類の角形鋼管柱・H 形断面梁で構成される平面ラーメン骨組 (A, B, C 骨組) である。層数は 2, 4, 8, 12 (C 骨組のみ 12 層は無し) である。これらの骨組は以下の設計方針に沿って、一貫設計プログラムにより設計された骨組である。

- ・ 設計時にはパネルは無視し、パネルの断面は下の階の柱断面と同一とする。
- ・ 一次設計用地震荷重に対して層間変位角 1/200 以下とする。
- ・ SS400 で許容応力度を満足しないときは SM490 材を用いる。
- ・ 梁降伏先行となるように断面を選定する。
- ・ 幅厚比が B ランク以上の部材を用いる。
- ・ 柱は外径一定とし、板厚のみを変化させる。
- ・ 梁の曲げ剛性に寄与する床スラブの剛性効果を考慮して梁の曲げ剛性を両側スラブ付きで 1.4 倍、片側スラブ付きで 1.2 倍とする。

得られた骨組の一次固有周期  $T_1$  とベースシヤール係数  $C_B$  を表 5.2 に示す。ただし、ベースシヤール係数は静的弾塑性解析から算定している。また、解析対象骨組の梁柱・パネル柱耐力比  ${}_{bc}R_p^* \cdot {}_{pc}R_p^*$  を図 5.12 に示す。内梁では多くの節点でパネルが梁よりも先行降伏する骨組となっている。パネル梁耐力比で表現すると 0.6 ~ 1.2 程度になり、上記のようなパネルを無視した設計を行った場合にパネルが先行降伏するような節点が生じることがあることがわかる。

使用した応答解析プログラムは小川・多田作成の CLUB.f, CLAP.f<sup>5-13)</sup> である。柱・梁は一般化塑性ヒンジモデル、パネルは第 5.2 節で示した軸力とせん断力の複合応力による相関降伏条件を考慮した弾塑性応答解析モデルである。柱・梁とパネルの歪硬化係数はそれぞれ 2%, 1% としている。減衰は剛性

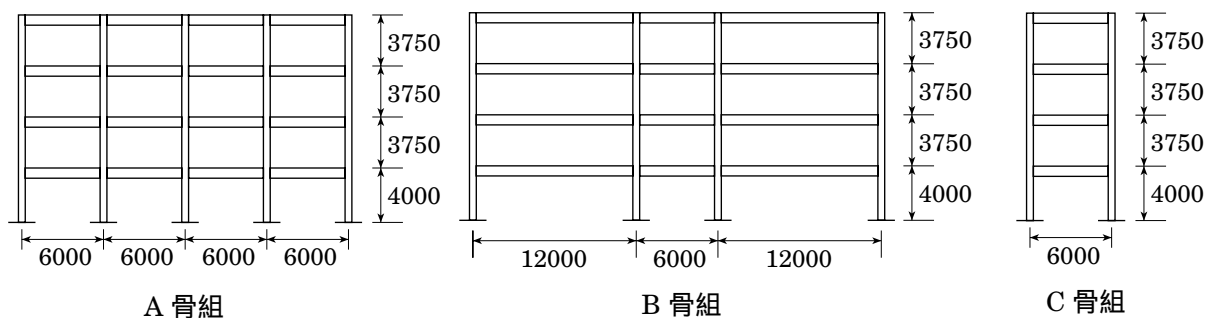


図 5.11 解析対象骨組 (4 層の場合)

表 5.2 解析対象骨組の一次固有周期  $T_1$  とベースシヤ一係数  $C_B$

骨組	層数	$T_1$ (sec)	$C_B$
A	2	0.61	0.614
	4	0.83	0.437
	8	1.19	0.377
	12	1.66	0.264
B	2	0.54	0.811
	4	0.81	0.573
	8	1.17	0.443
	12	1.61	0.328
C	2	0.63	0.539
	4	0.85	0.427
	8	1.18	0.365

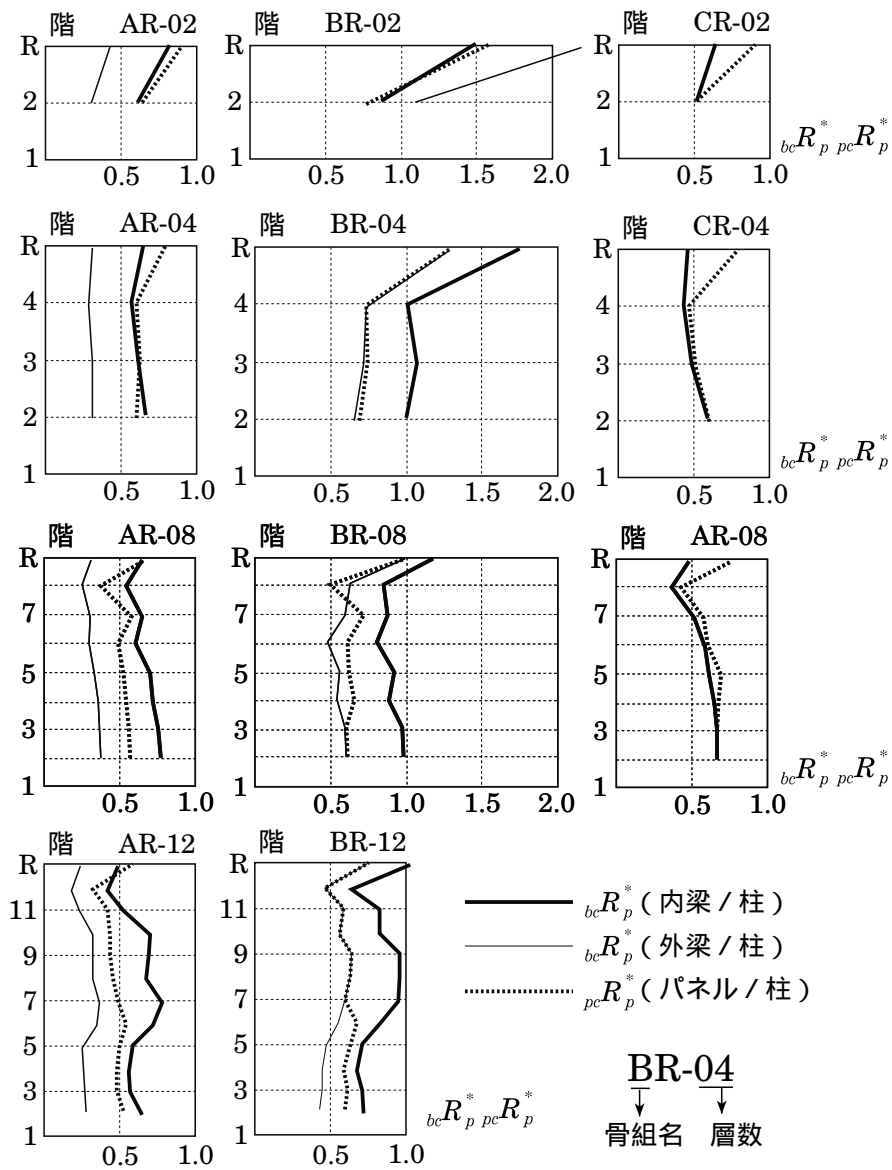


図 5.12 梁柱耐力比・パネル柱耐力比

比例型で減衰定数は 2% である。入力地震動は, El Centro NS (最大加速度511gal), Taft EW (497gal), Hachinohe EW (255gal), vv-elns<sup>5-14</sup> (297gal), Yokohama<sup>5-15</sup> (312gal), Kobe NS (818gal)の 6 波で, 入力地震波の最大速度は約 50 kine である。ただし, Kobe NS のみ87 kine である。

この地震応答解析より得られたパネルの正負各々の最大塑性率  $\gamma_{\max}^{+(-)}$  と累積塑性変形倍率  $\eta^{+(-)}$  の関係を図 5.13 に示す。図よりパネルの累積塑性変形倍率を読みとると, 最大速度 50 kine の地震動に対しては最大 11 程度, Kobe NS に対しては最大 17 程度になる。正負あわせての累積塑性変形倍率を単純に片側の 2 倍と考えると, 最大速度 50 kine の地震動に対しては最大 22, Kobe NS に対しては 34 程度となる。また最大塑性率は 7 程度となる。

### 5.3.2 等価 1 質点系から推定されるパネルの必要変形性能

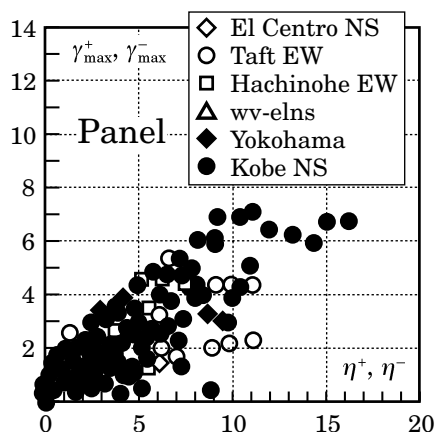


図 5.13 パネルの最大塑性率 - 累積塑性変形倍率

小川らは, 文献 5-9) の中で強柱多層ラーメン構造の梁に要求される塑性変形性能( 振幅と累積値)を算定するために等価 1 自由度モデルを構築し, そこから梁の累積塑性回転角  $\Sigma \theta_{bp}$  の算定式を提案している。なお, 強柱多層ラーメン構造とは梁・パネルよりも柱の耐力が大きく骨組が全体崩壊型を呈するラーメン構造を意味する。文献では梁崩壊型を想定しているが, パネルが先行降伏する骨組も全体崩壊型を構成するので, この梁に対する要求性能はパネルに対する要求性能と読み替えることができる。なお, 算定式の妥当性は文献 5-10) で魚骨形骨組の応答解析結果との比較から確認されている。

等価 1 質点系の復元力特性を図 5.14 中に実線で示す。復元力特性は Tri-linear 形であり,  $Q_u$  は保有水平耐力を,  $\psi Q_u$  は最初に部材が降伏する耐力レベルを表す。5.3.1 項で用いた B 骨組を対象に, 等価 1 質点系に置換した場合の  $\psi$  を求める。図 5.15 には BR-04, BR-08 骨組の静的弾塑性解析結果より得られた各層の層せん断力 - 層間変形角関係より得られる転倒モーメント  $M_{OVT}$  - 有効構造回転角  $\theta^{EF}$

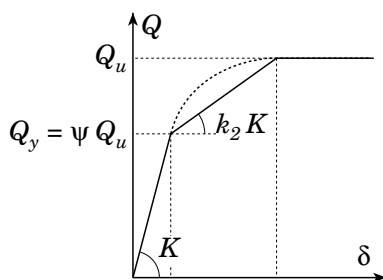


図 5.14 等価 1 質点形の層せん断力 - 層間変位関係

関係を示す。図中の2本の点線のうち上の方は保有水平耐力レベルを、下の方は部材が最初に降伏したレベルを示す。この二つの耐力の比が等価1質点系での  $\psi$  に相当する。この骨組では  $\psi = 1/1.5$  程度となる。図 5.14 中の  $k_2$  は2次勾配と初期勾配の比を表し、ここでは柱を剛、すべての梁の片側に塑性ヒンジができた状態を想定して、 $k_2 = 1/4$  とする。

文献 5-11) では、各層の階高・重量がすべて等しい  $N$  層のラーメン構造を対象に以下の条件に基づいて、梁に要求される変形性能をパラメトリックに計算している。

- ・ 一次設計用の層せん断力に対する各層の層間変形角は  $1/200$  とする。
- ・ 最大ベースシヤール係数  $C_B$  は  $D_S C_0 R_i(T)$  とする。
- ・ 階高  $h$  は  $4\text{m}$

図 5.16 左には層数  $N$  をパラメータに、図 5.16 中には6層骨組を対象に  $D_S$  をパラメータに、図 5.16 右には損傷に寄与するエネルギーの速度換算値  $V_{dm}$  をパラメータに 梁に要求される累積塑性回転角  $\Sigma \theta_{bp}$  を示している。また、図 5.17 には図 5.16 と同様に梁に要求され最大塑性回転角  $\theta_{bp \max}$  を示す。図中の  $\bar{S}_V$  は図 5.18 に示す設計用擬似速度応答スペクトルを規定するパラメータである。図 5.16 左に一列を示すように、4層以上では層数が累積塑性回転角に与える影響は小さいと結論づけられている。この結論をふまえて図 5.16 の中図と右図には層数6の場合の累積塑性回転角を示している。例えば、

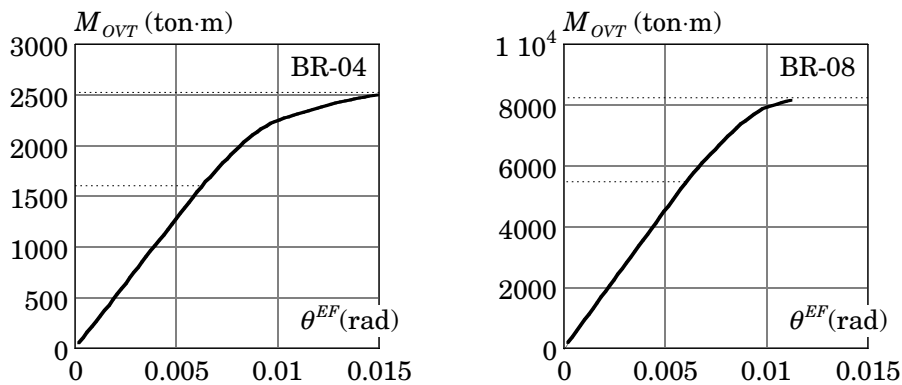


図 5.15 転倒モーメント  $M_{OVT}$  - 有効構造回転角  $\theta^{EF}$  関係

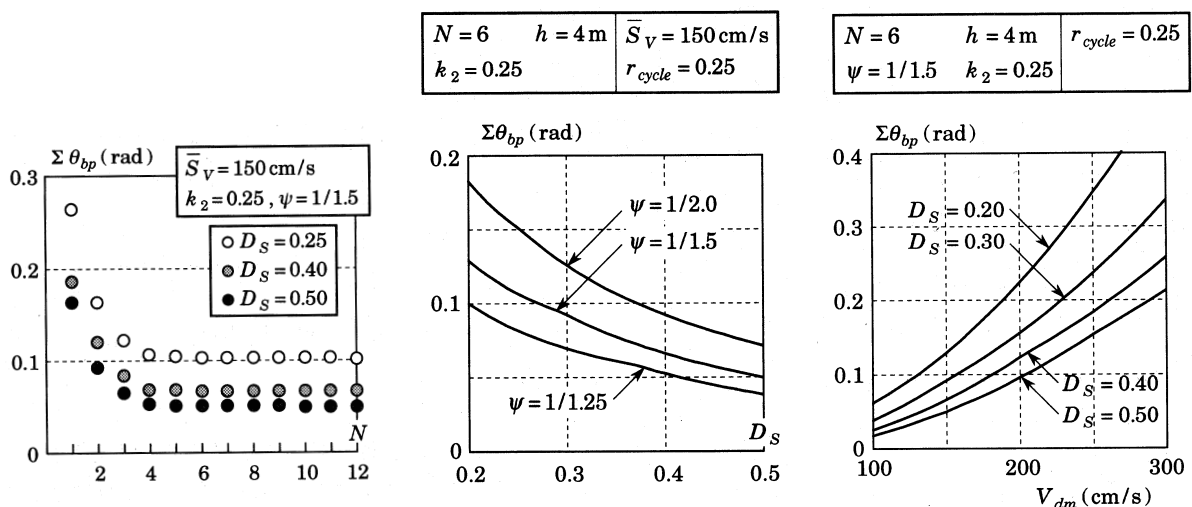


図 5.16 梁の累積塑性回転角

$N = 6$	$h = 4 \text{ m}$	$\bar{S}_V = 150 \text{ cm/s}$
$k_2 = 0.25$		$r_{cycle} = 0.25$

$N = 6$	$h = 4 \text{ m}$	$r_{cycle} = 0.25$
$\psi = 1/1.5$	$k_2 = 0.25$	

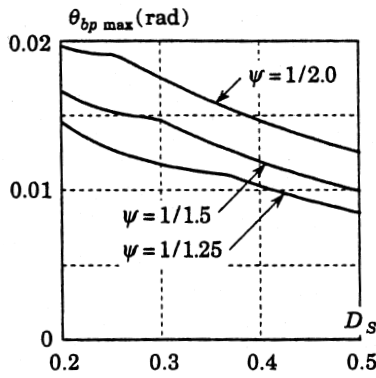


図 5.17 梁の最大塑性回転角

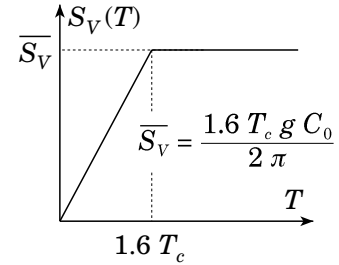
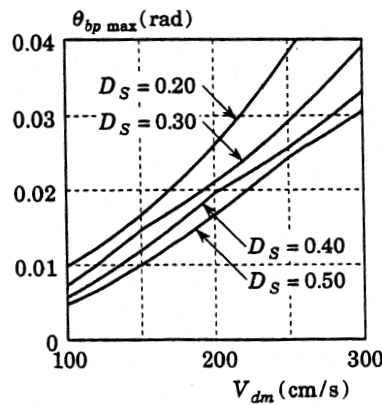


図 5.18 設計用擬似速度  
応答スペクトル

第 2 種地盤を想定した  $\bar{S}_V = 150 \text{ cm/s}$  ,  $D_s = 0.25$  ,  $\psi = 1/1.5$  の場合を図より読み取ると、累積塑性回転角は 0.1 rad 強となる。  $\psi = 1/2.0$  の場合でも、0.15 rad 程度である。パネルの降伏せん断変形角は素材の降伏応力度を  $3.3 \text{ t/cm}^2$  とすると  $1/425 \text{ rad}$  となるから、累積塑性回転角を累積塑性変形倍率  $\eta_p$  に換算すると、  $\psi = 1/1.5$  の場合には 42.5、  $\psi = 1/2.0$  の場合には 63.8 となる。また、パネルの降伏応力度が  $2.4 \text{ t/cm}^2$  ,  $\psi = 1/2.0$  の場合でも  $\eta_p = 87.7$  となる。したがって、上記の条件の範囲であれば、パネルに要求される累積塑性変形倍率は高々 90 程度と予測することができる。また、最大層間変形角は  $\psi = 1/1.5$  の場合  $0.015 \text{ rad}$  ,  $\psi = 1/2.0$  の場合  $0.019 \text{ rad}$  程度となる。最大塑性率に換算すると、パネルの降伏応力度が  $3.3 \text{ t/cm}^2$  のとき、  $\psi = 1/1.5$  の場合 6.4、  $\psi = 1/2.0$  の場合 8.1 程度となる。パネルの降伏応力度が  $2.4 \text{ t/cm}^2$  ,  $\psi = 1/2.0$  の場合でも最大塑性率は 11 程度である。

### 5.3.3 十字形架構実験結果との比較

5.3.1, 5.3.2 より予測されるパネルの累積塑性変形倍率と 3.4 節で述べた十字形架構試験体より得られたパネルの最大塑性率・累積塑性変形倍率を比較する。表 5.3 に実験より得られた角形鋼管パネルの累積塑性変形倍率  $\eta$  を示す。表中の「>」は実験終了に至るまで耐力低下をせず、それ以上の変形能力を有することを示している。なお、累積塑性せん断変形角  $\Sigma \gamma$  と累積塑性変形倍率  $\eta$  はいずれも最大耐力時までの値を示している。表の値より、No.8 の以外の試験体では、前項で述べた要求値を超える累積塑性変形倍率を有している。累積塑性変形倍率が 100 を下回る試験体でも、最大耐力後の耐力低下はいずれも小さく、表中の終了ループで示される耐力が最大耐力の 90% に低下する低下するループまでにはさらに多くの変形性能を有していることを付け加えておく。また、実験での耐力低下ループは No.7 の幅厚比 42 の試験体を除き  $12 \gamma_p$  以上であり、最大塑性率にすると 11 以上となる。すなわち、前項で予測された 11 と比較して、同等以上の最大塑性率を有していることを意味する。

累積塑性変形倍率は載荷振幅に依存する値であり、たとえば小振幅での定常載荷と大振幅での定常載荷では小振幅の累積塑性変形倍率が大きくなる。したがって、地震時の履歴と実験での載荷履歴が一致しなければ、両者の累積塑性変形倍率の大小を単純に比較することはできない。しかしながら、今回の実験では載荷ループが要求される最大塑性率を超え、その履歴から得られる累積塑性変形倍率も要求される累積塑性変形倍率を上回ることから、要求される変形性能を上回る性能を有していると考えられる。

表 5.3 3.4 節の十字形架構パネルの累積塑性変形倍率

No.	試験体名	耐力低下 ループ	終了ループ		
1	B4216-0R	-12 y×2	-12 y×4	0.406	133.4
2	B4216-5R	-12 y×1	+12 y×4	0.283	93.0
3	B2816-0R		> +16 y	> 0.550	> 193.4
4	B2816-5R		> +16 y	> 0.440	> 154.6
5	B2116-0R		> +16 y	> 0.490	> 174.6
6	B2116-5R		> +16 y	> 0.424	> 151.1
7	D4216-0R	-8 y×1	-12 y×2	0.283	93.1
8	D4216-5R	+12 y×1	+16 y×1	0.228	74.8
9	D2816-0R	+12 y×1	+12 y×1	0.264	92.7
10	D2816-5R	-12 y×2	+16 y×1	0.265	93.3
11	D2112-0R	-16 y×2	+16 y×1	0.538	191.4
12	D2112-5R	+12 y×1	+16 y×1	0.461	164.1
13	D2116-0R	-14 y×2	+16 y×1	0.331	118.0
14	D2116-3R	+12 y×1	+14 y×1	0.439	156.4
15	D2116-5R	+12 y×2	+12 y×2	0.327	116.6

#### 5.4 パネル梁耐力比が部材の累積塑性回転角に与える影響

前節では、既往の研究よりパネルまたは梁に要求される累積塑性回転角（または累積塑性変形倍率）の最大値を予測した。これは、梁またはパネルが先行降伏する節点で、梁・パネルのどちらか一つのみが塑性変形した場合の要求値に相当する。一方、5.1 節でも述べたようにパネル梁耐力比によっては梁とパネルが共に塑性変形するため、それぞれに要求される変形性能を低減できる可能性がある。本節では、パネル梁耐力比を主パラメータとした解析を行い、梁・パネルに要求されるエネルギー吸収性能に与える影響について考察する。

##### 5.4.1 解析骨組

解析骨組は図 5.19 に示すパネルを考慮した魚骨形骨組とする。魚骨形骨組の基本パラメータは表 5.4 に、解析パラメータは層数、パネル梁耐力比、柱・梁・パネルの弾性変形比・左右の梁の剛比・左右の梁の全塑性耐力比とし、これを表 5.3 に示す。ここで、表中にハッチがかかっている値は各層一定となることを表している。表中の柱・梁・パネルの弾性変形比とは 2.4 節で述べた架構の弾性変形成分の比であり、3/9 : 4/9 : 2/9 は 2.4 節の結果から得られた平均的な数値を想定したものである。また比較として、柱・梁・パネルの弾性変形が同じになる場合についても考える。これらのパラメータから骨組を設計する際、保有水平耐力・弾性剛性は等しくなるようにする。また、柱・梁のモデルには一般化硬化ヒンジを用い、歪硬化係数 0.02 の bi-linear 形の復元力特性を仮定する。パネルのせん断力 - せん断変形角関係は移動硬化型の Bi-linear 型（歪硬化係数 0.02）とする。各部の弾性剛性・全塑性耐力を決定すれば、解析モデルを特定することができる。以下ではこれらの諸量を導く。

##### i) 弾性剛性の算定

$i$  層の一次設計用層せん断力  $Q_{ai}$  は次式で与えられる。

$$Q_{ai} = C_0 R_t W_T \sqrt{\alpha_i} \quad (5.30)$$

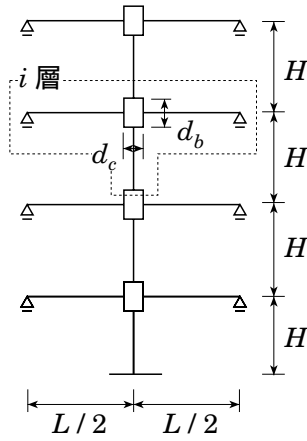


図 5.19 魚骨形モデル

表 5.4 基本パラメータ

階高 $H$ (cm)	400
スパン $L$ (cm)	800
梁フランジ中心間距離 $d_b$ (cm)	60
柱フランジ中心間距離 $d_c$ (cm)	40
各階重量 $w_i$ (ton)	100
一次設計用標準せん断力係数 $C_0$	0.2
二次設計用標準せん断力係数 $C_2$	1.0
設計用 $D_s$ 値	0.25
柱及び梁材の降伏応力度 ( $t/cm^2$ )	3.3

表 5.5 解析パラメータ

層数	4, 8
パネル梁耐力比 ${}_{pb}R_p^*$	0.5 ~ 1.5 (0.1刻み)
柱・梁・パネルの弾性変形比 ${}_c\gamma_i : {}_b\gamma_i : {}_p\gamma_i$	1/3 : 1/3 : 1/3 3/9 : 4/9 : 2/9
左右の梁の剛比 ${}_b k_L : {}_b k_R$ ただし, ${}_b k_L + {}_b k_R = 1$	0.50 : 0.50 ~ 0.70 : 0.30 (0.05刻み)
左右の梁の全塑性耐力比 ${}_b M_{pL} : {}_b M_{pR}$	1 : 1, 1 : 1.5, 1 : 2

ここで  $R_i$  は告示による振動特性係数であり,  $R_i$  の算出に用いる一次固有周期は固有値解析により算出する. また,  $\alpha_i$  は  $i$  層より上部の重量と全重量  $W_T$  の比である. 弾性剛性は(5.1)式により得られる一次設計用せん断力  $Q_{ai}$  作用時の各層の層間変形角  $R_i$  が  $1/200$  になるものとして算定する. 柱・梁・パネルの弾性変形比を  ${}_c\gamma_i \cdot {}_b\gamma_i \cdot {}_p\gamma_i$  とすると, 柱・梁・パネルによる弾性層間変形各成分  ${}_cR_i \cdot {}_bR_i \cdot {}_pR_i$  は次式で得られる.

$${}_bR_i = {}_b\gamma_i R_i, \quad {}_cR_i = {}_c\gamma_i R_i, \quad {}_pR_i = {}_p\gamma_i R_i \quad (5.31)$$

$$\text{ただし, } {}_c\gamma_i + {}_b\gamma_i + {}_p\gamma_i = 1 \quad (5.32)$$

柱・梁・パネルの層間変形角成分は次式で得られる.

$${}_cR_i = \frac{2 Q_{ai}}{3 E I_c H} \left( \frac{H}{2} - \frac{d_b}{2} \right)^3 \quad (5.33)$$

$${}_bR_i = \frac{Q_{ai} + Q_{ai+1}}{3 E I_b H} \left( \frac{H}{L} \right)^2 \left( \frac{L}{2} - \frac{d_c}{2} \right)^3 \quad (5.34)$$

$${}_pR_i = \frac{Q_{ai} + Q_{ai+1}}{2 G A_p d_b} \left( 1 - \frac{d_b}{H} - \frac{d_c}{L} \right)^2 H \quad (5.35)$$

(5.33)~(5.35)式よりそれぞれ柱の断面 2 次モーメント  $I_c$ , 梁の断面 2 次モーメント  $I_b$ , パネルのウェブ断面積  $A_p$  が算定できる.

$$I_c = \frac{2 Q_{ai}}{3 E {}_cR_i H} \left( \frac{H}{2} - \frac{d_b}{2} \right)^3 \quad (5.36)$$

$$I_b = \frac{Q_{ai} + Q_{ai+1}}{3 E_b R_i H} \left( \frac{H}{L} \right)^2 \left( \frac{L}{2} - \frac{d_c}{2} \right)^3 \quad (5.37)$$

$$A_p = \frac{Q_{ai} + Q_{ai+1}}{2 G_p R_i d_b} \left( 1 - \frac{d_b}{H} - \frac{d_c}{L} \right)^2 H \quad (5.38)$$

さらに、各節点における左右の梁の剛比 ${}_b k_L \cdot {}_b k_R$ （ただし ${}_b k_L + {}_b k_R = 1$ ）を変化させる場合は梁の断面二次モーメントを以下の式により算定する。

$$I_{bL} = 2 {}_b k_L I_b, \quad I_{bR} = 2 {}_b k_R I_b \quad (5.39)$$

## II) 耐力の算定

次に、各床レベルでのフロアモーメント $M_i$ は次式で算定することができる。

$$M_i = \text{Min.} \left[ ({}_c M_{pi}^* + {}_c M_{pi+1}^*), ({}_b M_{pLi}^* + {}_b M_{pRi}^*), {}_p M_{pi}^* \right] \quad (5.40)$$

ただし、(5.40) 式中の節点塑性モーメント ${}_c M_p^* \cdot {}_b M_p^* \cdot {}_p M_p^*$ は(2.52)~(2.54)式より次式で表される。

$${}_c M_p^* = \frac{1}{1 - \frac{d_b}{H}} {}_c M_p, \quad {}_b M_p^* = \frac{1}{1 - \frac{d_c}{L}} {}_b M_p \quad (5.41) \quad (5.42)$$

$${}_p M_p^* = \frac{1}{1 - \left( \frac{d_c}{L} + \frac{d_b}{H} \right)} {}_p M_p \quad (5.43)$$

また柱の反曲点が柱中央に有ると仮定すると、二次設計用層せん断力よりフロアモーメントは次式で得られる。

$$M_i = \frac{(Q_{ui} + Q_{ui+1}) H}{2} \quad (5.44)$$

$$\text{ただし, } Q_{ui} = C_2 D_s R_t W_T \sqrt{\alpha_i} \quad (5.45)$$

設定された部材間耐力比より最初に全塑性値に達する部位はわかるので(5.40)~(5.45)式および各層のパネル梁耐力比 ${}_p R_p^* (= {}_p M_p^* / \sum_b M_p^*)$ 、柱耐力比 ${}_c R_p^*$ (柱とMin.[梁, パネル]の耐力比)、左右の梁の全塑性耐力比を用いれば、各部の全塑性値を算定することができる。また、全体崩壊型骨組を対象とするため、柱耐力比 ${}_c R_p^*$ を各層2.0とし、柱が塑性化しないように設計している。

### 5.4.2 解析方法

地震応答解析条件を以下に述べる。鉛直荷重については梁上の重量 $w_i$ を各層100tfとし、これを集中荷重に置き換えて各節点に載荷する。数値積分には、Newmark $\beta$ 法( $\beta=1/4$ )を用い、時間刻みは0.01秒とする。粘性減衰は剛性比例型とし、1次の減衰定数を0.02とする。解析プログラムには、幾何学的非線形性が考慮されたCLAP.f<sup>5-13)</sup>を用いる。

応答解析に用いる入力地震波は、El Centro NS, Taft EW, NTTB3 NSの3種類であり、その最大加速度・最大速度・継続時間を表5.6に示す。この最大加速度・最大速度は、解析骨組の損傷に寄与する地震入力エネルギー $E_{dm}$ の速度換算値 $V_{dm} (= \sqrt{2g E_{dm} / W_T})$ が150 cm/sとなるよう繰返し計算によって設定したものである。

表5.6 入力地震動一覧

入力地震波	原波最大加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )		最大速度 (cm/sec)		継続時間 (sec)
		4層モデル	8層モデル	4層モデル	8層モデル	
NTTB3 NS	331	242 ~ 258	352 ~ 365	65.0 ~ 69.4	94.6 ~ 98.1	20
El Centro NS	341	595 ~ 602	695 ~ 713	58.2 ~ 58.9	68.0 ~ 69.8	30
Taft EW	176	628 ~ 643	666 ~ 701	63.2 ~ 64.7	67.0 ~ 70.5	30



### 5.4.3 解析結果及び考察

#### 1) 最大層間変形角及び累積塑性回転角の高さ方向分布

図 5.20 に正側及び負側の層間変形角応答の各層における最大値  $R_{\max i}$  の高さ方向分布を示す。また、図 5.21 に各節点における累積塑性回転角  $\Sigma_N \theta_p$  の高さ方向分布を示す。ただし、各節点における累積塑性回転角  $\Sigma_N \theta_p$  は、その節点に接続する「柱の累積塑性回転角の平均値」、「梁の累積塑性回転角の平均値」、「パネルの累積塑性回転角」の総和として定義する。図 5.20 は 4, 8 層骨組を、図 5.21 には 8 層骨組でそれぞれ柱・梁・パネルの弾性変形の異なる場合について示している。図からわかるように、弾性剛性・保有水平耐力を一定とし、パネル梁耐力比  ${}_{pb}R_p^*$ ・左右の梁の剛比  ${}_b k_L \cdot {}_b k_R$ ・各部材の弾性変形比を変化させても、これらの応答値については大きな差は認められなかった。図示したものは入力地震波が NTTB3 NS の場合の数例であるが、他の解析結果からも同様のことが言える。

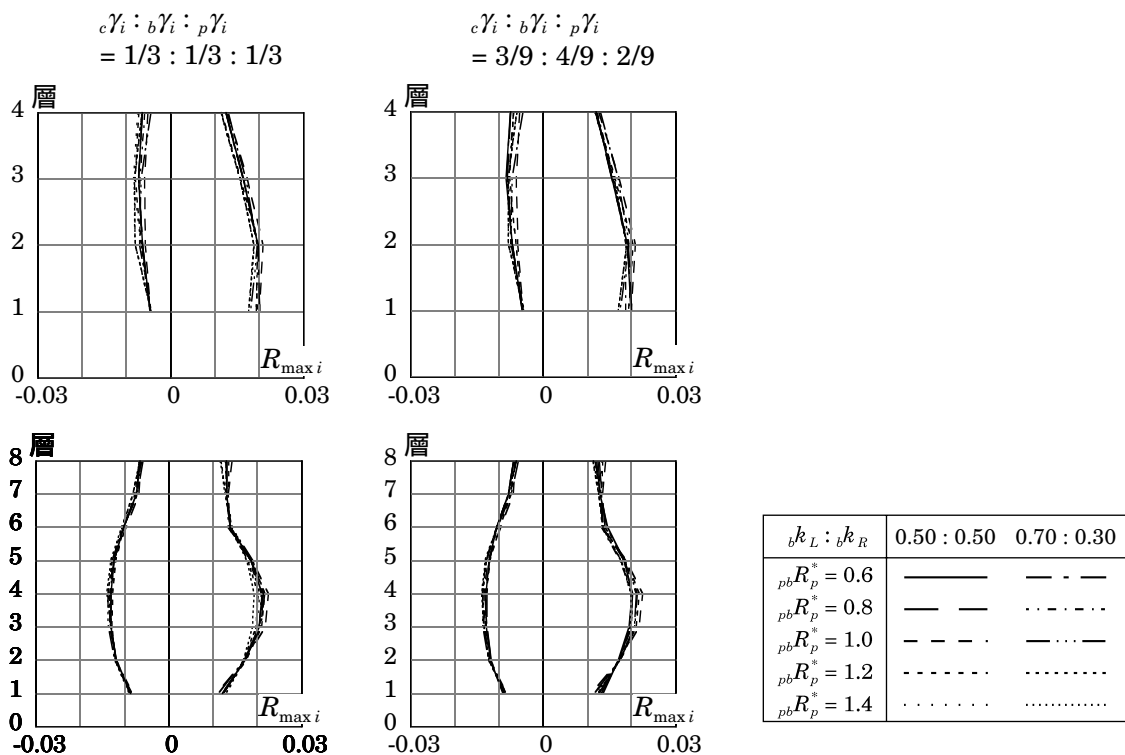


図 5.20 最大層間変形角 (4・8 層・NTTB3 NS)

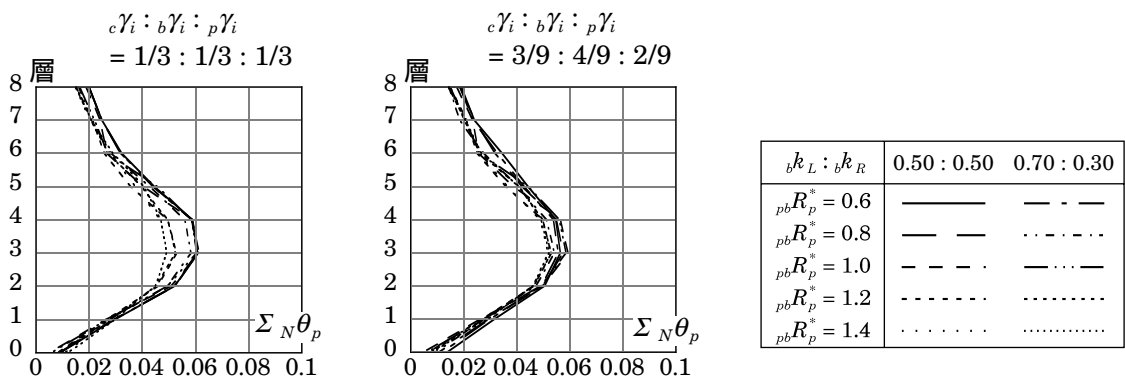


図 5.21 累積塑性回転角高さ方向分布 (8 層・NTTB3 NS)

## 2) 各材の累積塑性回転角

各材ごとの累積塑性回転角については、パネル梁耐力比 ${}_{pb}R_p^*$ 、左右の梁の剛比 ${}_b k_L \cdot {}_b k_R$ 、左右の梁の耐力比の値によって大きな違いが見られる。図 5.22 に左の梁・右の梁・パネルにおける累積塑性回転角 $\Sigma_b \theta_{pL}$ 、 $\Sigma_b \theta_{pR}$ 、 $\Sigma_p \theta_p$ の高さ方向分布を示す。なお、柱は最下層の柱脚をのぞいて塑性化しないので、図では省略した。図より、パネル梁耐力比 ${}_{pb}R_p^*$ が大きくなるほど、梁は早期に降伏するので梁の累積塑性回転角は大きくなり、その分パネルは小さくなる。また、左右の梁の剛比 ${}_b k_L \cdot {}_b k_R$ の差が大きいくほど、剛性が大きい梁の累積塑性回転角は大きくなり、その分パネル及び剛性の小さな梁は小さくなる。一方、梁が全く塑性化しない場合及びパネルが全く塑性化しない場合については、パネル梁耐力比 ${}_{pb}R_p^*$ 及び左右の梁の剛比 ${}_b k_L \cdot {}_b k_R$ が変化しても得られる累積塑性回転角に影響はない。図示していない他の解析結果からも以上のような傾向は見られる。また、左右の梁の全塑性耐力比が変化する場合も、左右の梁の剛比が変化する場合と同様の傾向がみられる。

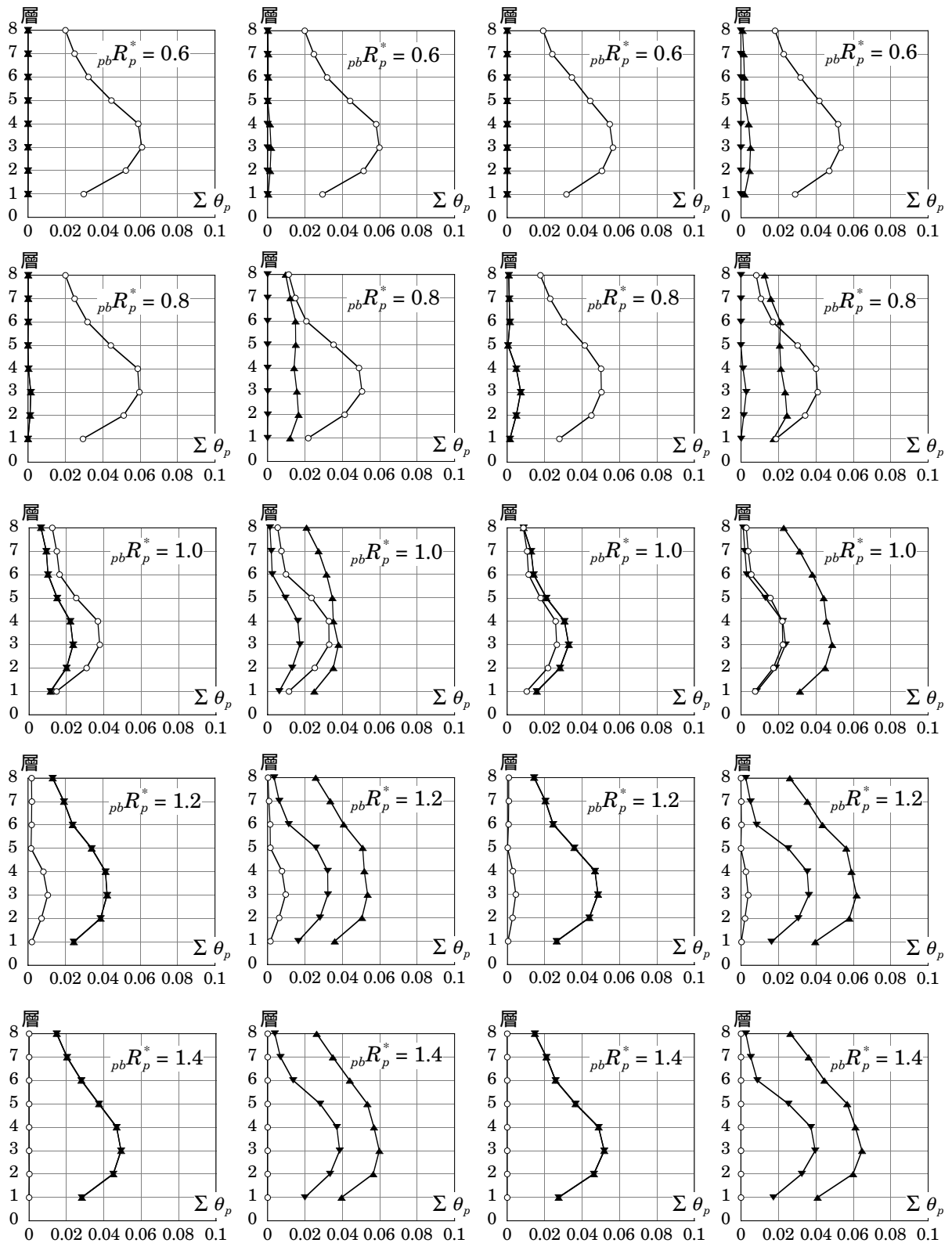
図 5.23 には本解析より得られたパネルの累積塑性回転角 $\Sigma_p \theta_p$ を累積塑性変形倍率 $\eta$ の形で示している。横軸にはパネル梁耐力比をとる。累積塑性変形倍率 $\eta$ はパネルの累積塑性回転角 $\Sigma_p \theta_p$ を全塑性パネルモーメント時の弾性せん断変形角で除した値である。得られた最大値は 35 程度であり、これはパネル梁耐力比が 0.6 以下のパネルで耐力が決まる骨組で得られたものである。この場合、パネルの降伏によって層の耐力が決まることから、5.3.2 節で述べた等価一質点系によるパネルの累積塑性回転角の推定方法の $\psi = 1$  (図 5.14 参照)の場合に相当する。得られる予測値は累積塑性変形倍率で 34 程度となり本解析と良く対応することがわかる。

## 3) パネルの累積塑性回転角分担率

次にパネルの累積塑性回転角分担率について示す。ただし、累積塑性回転角分担率は各節点のパネルの累積塑性回転角 $\Sigma_p \theta_p$ をそれぞれ各節点の累積塑性回転角和 $\Sigma_N \theta_p$  (5.4.3 (1) で定義)で除したものである。本解析では、柱は塑性化しないのでパネルの残りは梁が回転する。図 5.24 にパネル梁耐力比 ${}_{pb}R_p^*$  - パネルの累積塑性回転角分担率 $\Sigma_p \theta_p / \Sigma_N \theta_p$  関係図を示す。図 5.24 は入力地震波が NTTB3 NS の場合であるが、他のパラメーターの場合についても同様の傾向を示す。図中のプロットは各節点毎の累積塑性回転角分担率を示す。たとえば 8 層の骨組の場合には 8 点がプロットされる。図中の線は左右の梁の剛比が同じである解析結果の平均値を示している。柱・梁・パネルの弾性変形比が 1/3 : 1/3 : 1/3 の場合、 ${}_{pb}R_p^* = 1.0$  で $\Sigma_p \theta_p / \Sigma_N \theta_p$  は 50% 程度となり、 ${}_{pb}R_p^*$ が大きくなるほど $\Sigma_p \theta_p / \Sigma_N \theta_p$ は小さくなり、 ${}_{pb}R_p^*$ が小さくなるほど $\Sigma_p \theta_p / \Sigma_N \theta_p$ は大きくなる。本解析結果では、パネル梁耐力比 ${}_{pb}R_p^*$ が約 0.6 以下で梁は損傷せず、パネル梁耐力比 ${}_{pb}R_p^*$ が約 1.4 以上でパネルは損傷していない。また、およそ $0.6 \leq {}_{pb}R_p^* \leq 1.3$ の範囲で左右の梁の剛比の差が大きくなるほど、梁が早期に降伏し、パネルの累積塑性回転角分担率 $\Sigma_p \theta_p / \Sigma_N \theta_p$ は小さくなっている。一方、柱・梁・パネルの弾性変形比が 3/9 : 4/9 : 2/3 の場合、パネル梁耐力比が 1.0 以上の範囲では 1/3 : 1/3 : 1/3 と比較してパネルの分担率が小さくなり、パネル梁耐力比が 1.2 以上でパネルは損傷していない。

図 5.25 には左右の梁の耐力が異なる場合のパネル梁耐力比 ${}_{pb}R_p^*$  - パネルの累積塑性回転角分担率 $\Sigma_p \theta_p / \Sigma_N \theta_p$  関係図を示す。左右の梁の剛比が異なる場合とほぼ同様の傾向を示す。

本解析の結果から梁に要求される累積塑性回転角について考察する。累積塑性回転角に一番大きな影響を及ぼすパラメータはパネル梁耐力比である。その他の左右の梁の剛比耐力比も累積塑性回転角に影響を及ぼすが、パネル梁耐力比が累積塑性回転角に及ぼす影響と比較すれば、その影響は小さい。一般に、



( ${}_b k_L : {}_b k_R = 0.50 : 0.50$ ) ( ${}_b k_L : {}_b k_R = 0.70 : 0.30$ ) ( ${}_b k_L : {}_b k_R = 0.50 : 0.50$ ) ( ${}_b k_L : {}_b k_R = 0.70 : 0.30$ )

$$\begin{aligned}
 & {}_c \gamma_i : {}_b \gamma_i : {}_p \gamma_i \\
 & = 1/3 : 1/3 : 1/3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & {}_c \gamma_i : {}_b \gamma_i : {}_p \gamma_i \\
 & = 3/9 : 4/9 : 2/9
 \end{aligned}$$

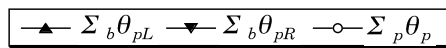


図 5.22 累積塑性回転角 (8層・NTTB3 NS)

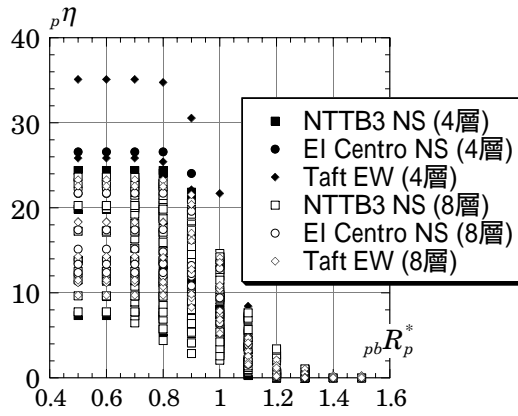


図 5.23 パネルの累積塑性変形倍率

${}_b k_L : {}_b k_R$	0.50 : 0.50	0.60 : 0.40	0.70 : 0.30
$\Sigma_p \theta_p / \Sigma_N \theta_p$	◆	○	■
Ave. ( $\Sigma_p \theta_p / \Sigma_N \theta_p$ )	—	⋯	- - -

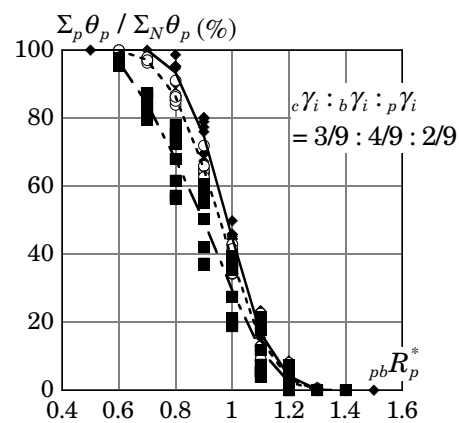
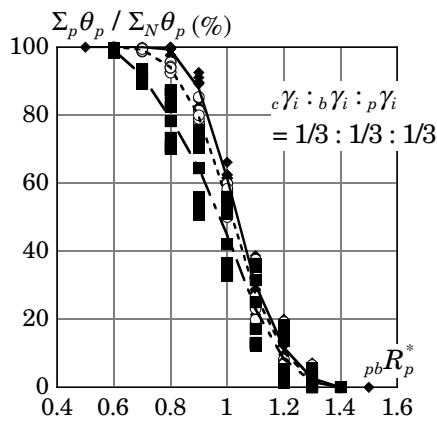
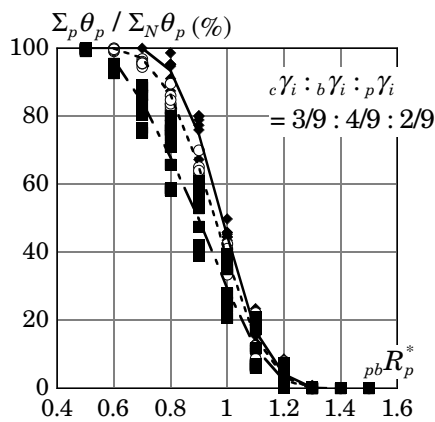


図 5.24 累積塑性回転角分担率（左右の梁の剛比が異なる場合）



${}_b M_{pL} : {}_b M_{pR}$	1.0 : 1.0	1.0 : 1.5	1.0 : 2.0
$\Sigma_p \theta_p / \Sigma_N \theta_p$	◆	○	■
Ave. ( $\Sigma_p \theta_p / \Sigma_N \theta_p$ )	—	⋯	- - -

図 5.25 累積塑性回転角分担率（左右の梁の全塑性耐力が異なる場合）

梁とパネルを比較すれば大きな変形性能を有しているのはパネルである。したがって梁に多く分担させるように設計の方が構造物の安全性を高める結果となる。本節の左右の梁の剛比・全塑性耐力をパラメータとした解析結果からはパネル梁耐力比が1以上では梁のみで、0.5以下ではパネルのみが塑性変形し、パネル梁耐力比が0.5～1.0の間はほぼ線形に変化するものと考えればよい。しかしながら、パネルと梁に用いられる鋼材の降伏応力度のばらつき、降伏比もパネルと梁の累積塑性回転角の分担率に影響し、本節の解析だけでは未だ不十分である。さらなる解析的な検討が必要である。また、パネルが梁よりも先に降伏する場合、パネルの塑性化の影響により梁の変形性能が小さくなる可能性があるとの報告<sup>5-16)</sup>もあり、実験による検討もあわせて行う必要がある。

## 5.5 結

本章では、パネルを考慮した地震応答解析に用いるためのパネルの弾塑性応答解析モデルを提案した。この解析モデルは、3, 4章のパネル実験で確認された繰返しに伴う耐力上昇を表現し、変動軸力にも対応できるモデルであり、実験結果とも良く対応した。次に、このモデルを用いたパネルを考慮した鋼構造骨組の応答解析と等価1質点系による骨組の地震応答の推測を行った既往の研究から、パネルに要求される変形性能について言及するとともに、第3章の十字形骨組載荷実験との比較を行った。以下に得られた結果を列記する。

- 1) 設計時にパネルを無視し、パネル断面は下の階の柱断面と同一とした骨組では、梁よりもパネルが先行降伏する節点が多くみられた。
- 2) 1)の骨組の応答解析結果から得られたパネルの累積塑性変形倍率の最大値は17程度である。
- 3) 等価1質点系から予測されるパネルの必要累積塑性変形倍率の最大値は90程度である。
- 4) 3章の十字形骨組載荷実験より得られたパネルの累積塑性変形倍率は、幅厚比42の試験体を除き、すべて、3)の必要累積塑性変形倍率を上回った。

また、架構の弾性剛性・保有水平耐力を一定とし、パネル梁耐力比を主パラメータとした魚骨形骨組の地震応答解析を行い、パネルと梁の累積塑性回転角にいかに関与するかを検討した。以下に得られた結果を列記する。

- 5) 弾性剛性・保有水平耐力を一定とすれば、パネル梁耐力比 ${}_{pb}R_p^*$ ・左右の梁の剛比 ${}_b k_L \cdot {}_b k_R$ ・左右の梁の全塑性耐力比・各部材の弾性変形比を変化させても、最大層間変形角応答に大きな差は認められなかった。
- 6) 本解析より得られたパネルの累積塑性変形倍率の最大値は35程度であり、これは等価1質点系から予測されるパネルの必要累積塑性変形倍率の最大値とよく対応した。
- 7) パネル梁耐力比 ${}_{pb}R_p^*$ が小さい程、パネルの累積塑性回転角は大きく、梁の累積塑性回転角は小さくなった。
- 8) パネル梁耐力比 ${}_{pb}R_p^*$ がおおよそ ${}_{pb}R_p^* \leq 0.6$ の範囲で梁は損傷しなくなり、おおよそ ${}_{pb}R_p^* \geq 1.3$ の範囲でパネルは損傷しなくなった。

