

多層筋違付架構の動的応答性状に関する研究 (その 1)

若 林 實・柴 田 道 生

SEISMIC BEHAVIOR OF MULTI-STORY BRACED FRAME

By Minoru WAKABAYASHI and Michio SHIBATA

Synopsis

Dynamic response analysis of a multi-story braced frame was conducted. It was assumed that the structure was composed of an open frame and a braced wall, that the hysteretic characteristics of the open frame was bi-linear and that the restoring forces of braces were predicted by the formulae proposed by the authors. The axial force variation and the elastic elongation of wall-side columns were also taken into account.

The results of the response analysis show that the structure which is designed to be much dependent on braces may catch a severe damage in certain story because of the deteriorative property of the hysteretic characteristics of braces.

1. 序

多層筋違付架構では、壁体側柱における上層からの付加軸力ならびにそれに基づく側柱の伸縮と架構全体の曲げ変形を正確に評価する必要がある。著者らは先に、多層筋違付壁体における側柱の軸力変動の影響について考察し、壁体としての履歴特性が各層での層間せん断変形および外力中心距離の関数として表現されることを示した¹⁾。

本論では、上記の復元力関数をさらに厳密な表現に改めるとともに、強震記録波形を入力とする応答解析を行ない、劣化型の履歴特性を持つ筋違付架構の動的応答性状を明らかにしようとする。

2. 仮 定

- 1° 解析の対象とする架構は、純骨組部と筋違付壁体から構成される。両者は各層床レベルの水平変位が等しくなるようにピン結合され、境界ばり効果は生じない [Fig. 1 (a) 参照]。
- 2° 壁体は剛なはりとして両端ピン支持で X 型に配された一組の筋違および両端固定の側柱で構成され、筋違の復元力は文献 2 で提案された復元力関数により評価される。壁体側柱は有効成 d を持つ完全弾塑性、理想 I 形断面材とし、壁体の変形を評価するにあたっては側柱の弾性伸縮を考慮する。
- 3° 純骨組部は bi-linear 型履歴特性を持つ純せん断系とし、その柱は有効成 d_F を持つ理想 I 形断面材とする。

3. 壁体の復元力

Fig. 1 (b) に示す free body において i 層の復元力 Q_W^i は

$$Q_W^i = Q_B^i - \bar{N}^i \cdot x_S^i/h + 2(M_1^i + M_2^i)/h \quad \dots\dots\dots(1)$$

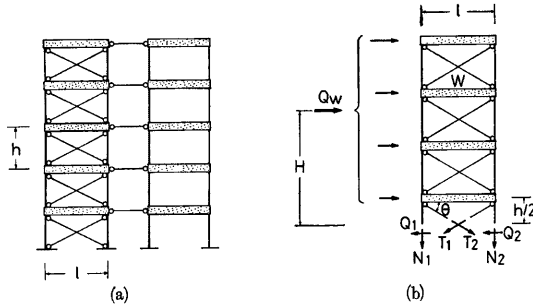


Fig. 1. Multi-story braced frame.

$$\begin{aligned}
 Q_B^i &\equiv (T_1^i - T_2^i) \cdot \cos \theta \\
 \bar{N}^i &\equiv (T_1^i + T_2^i) \cdot \sin \theta + (n - i + 1) \cdot W \\
 M_k^i &= \begin{cases} 6EI^i/h^2 \cdot (x_S^i - x_k^i) & : \text{弾性} \\ \pm M_0^i \cdot (1 - |N_k^i|/N_0^i) & : \text{塑性} \end{cases} \quad [k=1, 2]
 \end{aligned}$$

ここに、 x_S^i は i 層の層間せん断変形、 θ は筋違取付角、 h は層高、 n は全層数、 W は各層での壁体重量であり、 EI^i 、 M_0^i 、 N_0^i および x_1^i 、 x_2^i はそれぞれ壁体側柱の曲げ剛性、全塑性モーメント、降伏軸力および残留塑性変形である。筋違の軸力 T_1^i 、 T_2^i は材料の降伏ひずみ度を ε_y 、筋違の降伏軸力を T_0^i 、文献2で提案された復元力関数を f とすると次式で与えられ、

$$T_1^i, T_2^i = T_0^i \cdot f(\pm c \cdot x_S^i), \quad c \equiv \sin \theta \cdot \cos \theta / (n \cdot \varepsilon_y) \quad \dots\dots\dots(2)$$

左右側柱の軸力 N_1^i 、 N_2^i は次式で与えられる。*

$$N_1^i, N_2^i = -\bar{N}^i/2 \pm M_W^i/l \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 l は壁長であり、 M_W^i は i 層での転倒モーメントであって次の漸化式が成立する。

$$M_W^i = M_W^{i+1} + (Q_W^{i+1} + Q_W^i) \cdot h/2 + (\bar{N}^{i+1} \cdot x_S^{i+1} + \bar{N}^i \cdot x_S^i)/2 \quad \dots\dots\dots(4)$$

(2), (3), (4) 式を (1) 式に代入し、 Q_W^i について解けば次式が得られる。

$$Q_W^i = \begin{cases} \frac{Q_B^i - \bar{N}^i \cdot x_S^i/h + 2M_0^i/h \cdot (m_1 + m_2)}{\{Q_B^i - \bar{N}^i \cdot x_S^i/h + 2M_0^i/h \cdot (m_j + \bar{t}_k) + t_k \cdot \bar{t}_k \cdot M_0^i/h + \bar{t} \cdot d/(2hl) \cdot (2M_W^{i+1} + \bar{N}^{i+1} \cdot x_S^{i+1} + \bar{N}^i \cdot x_S^i + Q_W^{i+1} \cdot h)\}} & : j \text{ 柱弾性, } k \text{ 柱塑性} \\ \frac{Q_B^i - \bar{N}^i \cdot x_S^i/h + 2M_0^i/h \cdot (\bar{t}_1 + \bar{t}_2) + \bar{t}_A \cdot \bar{N}^i \cdot d/(2h) - \bar{t}_B \cdot d/(2hl) \cdot (2M_W^{i+1} + \bar{N}^{i+1} \cdot x_S^{i+1} + \bar{N}^i \cdot x_S^i + Q_W^{i+1} \cdot h)}{\{1 + \bar{t}_B \cdot d/(2l)\}} & : \text{両柱塑性} \end{cases} \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} m_k &\equiv 3d/(h^2 \cdot \varepsilon_y) \cdot (x_S^i - x_k^i) \\ t_k &\equiv \text{sign}(N_k^i), \quad \bar{t}_k \equiv \text{sign}(M_k^i) \\ \bar{t} &\equiv t_c \cdot t_k \cdot \bar{t}_k \cdot \text{sign}(Q_W^i) \end{aligned} \right\} [k=1, 2]$$

$$t_c = \begin{cases} +1 : \text{風下側柱塑性} \\ -1 : \text{風上側柱塑性} \end{cases}$$

$$\bar{t}_A \equiv t_1 \cdot \bar{t}_1 + t_2 \cdot \bar{t}_2, \quad \bar{t}_B \equiv t_1 \cdot \bar{t}_1 - t_2 \cdot \bar{t}_2$$

*既報¹⁾ではその層より上層の部分における $P-d$ 効果を見捨てて柱軸力の評価を行なったが、本論では (4) 式右辺第3項としてこの効果が正確に評価されている。

なお本節では便宜上壁体各層での重量 W 、層高 h および側柱有効成 d を各層にわたって一様と設定したが、この仮定は必ずしも不可欠のものではない。

4. 部 材 の 設 計

4.1 純骨組部および筋違

壁体の水平力分担率を α_w 、壁体の分担する水平力のうち側柱に期待する割合を α_o とすれば純骨組部の初期降伏耐力 Q_{F0}^i および筋違の降伏軸力 T_0^i は次式で与えられる。

$$Q_{F0}^i = (1 - \alpha_w) \cdot Q_d^i \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$T_0^i = \alpha_w \cdot (1 - \alpha_o) \cdot Q_d^i / \{(1 + n_c) \cdot \cos \theta\} \quad \dots\dots\dots(7)$$

ここに Q_d^i は i 層の設計せん断力であり、 n_c は筋違の無次元圧縮耐力²⁾ であって細長比の関数である。

4.2 側 柱

引張・圧縮筋違がそれぞれ T_0^i および $-n_c \cdot T_0^i$ に達したとき壁体中存在しているせん断力を Q_w^i 、外力中心距離を H^i とすると、柱軸力 N_1^i, N_2^i は

$$N_1^i, N_2^i = -N^i/2 \pm Q_w^i \cdot H^i/l, \quad N^i = (1 - n_c) \cdot T_0^i \cdot \sin \theta + (n - i + 1) \cdot W \quad \dots\dots\dots(8)$$

また、塑性状態での材端モーメントは次式で与えられる。

$$|M_k^i| = M_0^i(1 - |N_k^i|/N_0^i) \quad [k=1, 2] \quad \dots\dots\dots(9)$$

側柱の設計条件を、曲げ圧縮側柱の軸力が N_0^i を越えず、かつ両柱の水平耐力が設計耐力を上まわるものとすれば、

$$\begin{cases} N_2^i \geq -N_0^i \\ 2(M_1^i + M_2^i)/h \geq \alpha_w \cdot \alpha_o \cdot Q_d^i \end{cases} \quad \dots\dots\dots(10)$$

筋違の分担水平力を $Q_{B0}^i \equiv (1 + n_c) \cdot T_0^i \cdot \cos \theta$ とすると

$$N_0^i \leq \frac{h}{2d} \left\{ \left(\frac{l}{2 \cdot H^i} + \frac{d}{h} \right) \cdot N^i - Q_{B0}^i \right\} \quad \dots\dots\dots(11)$$

が成立する場合、曲げ引張側柱の軸力は $N_1^i \leq 0$ であり、壁の存在せん断力は次式で与えられる。

$$Q_w^i = Q_{B0}^i + (2 \cdot N_0^i - N^i) \cdot d/h \quad \dots\dots\dots(12)$$

(8), (9), (12) 式を (10) 式に代入すれば、

$$N_0^i \geq N^i/2 + Q_{B0}^i/(l/H^i - 2d/h) \quad \dots\dots\dots(13)$$

かつ

$$N_0^i \geq N^i/2 + \alpha_w \cdot \alpha_o \cdot Q_d^i h/(2d) \quad \dots\dots\dots(14)$$

一方、(11) 式が成立しない場合 $N_1^i \geq 0$ となるから、存在せん断力は、

$$Q_w^i = (Q_{B0}^i + 2 \cdot N_0^i \cdot d/h) / \left(1 + 2 \cdot \frac{H^i}{l} \cdot \frac{d}{h} \right) \quad \dots\dots\dots(15)$$

で表わされ、(8), (9), (15) 式を(10) 式に代入すれば次式となる。

$$N_0^i \geq Q_{B0}^i \cdot H^i/l + N^i \left(\frac{1}{2} + \frac{H^i}{l} \cdot \frac{d}{h} \right) \quad \dots\dots\dots(16)$$

かつ

$$N_0^i \geq Q_{B0}^i \cdot H^i/l + \alpha_w \cdot \alpha_o \cdot Q_d^i \left(\frac{h}{2d} + \frac{H^i}{l} \right) \quad \dots\dots\dots(17)$$

結局、側柱は (11), (13), (14) 式、あるいは (16), (17) 式を同時に満足する断面として設計される。

5. 運動方程式と数値積分

一様な質量分布 m を持つ非減衰多質点系としての運動方程式は各層の層間変位 x を未知数として次式で与えられる。

$$\ddot{\mathbf{x}} + [B_{ij}] \cdot \{\mathbf{Q}_W(\mathbf{x}_S) + \mathbf{Q}_F(\mathbf{x})\} = -\boldsymbol{\alpha} \quad \dots\dots\dots (18)$$

$$[B_{ij}] \equiv \frac{1}{m} \begin{Bmatrix} 1 & -1 & & & \\ -1 & 2 & -1 & & 0 \\ & -1 & 2 & -1 & \\ & & & \ddots & \\ 0 & & & -1 & 2 \end{Bmatrix}, \quad \boldsymbol{\alpha} \equiv \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{z}}(t) \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix}$$

ここに、 $\mathbf{Q}_W$ および $\mathbf{Q}_F$ は壁体および純骨組部の復元力、 $\ddot{\mathbf{z}}(t)$ は地動加速度であり、 $\mathbf{x}$ は壁体側柱の弾性伸縮を考慮すれば壁体の層間変位 $\mathbf{x}_S$ の関数として表現される。

$$\mathbf{x} = \mathbf{x}_S + [a_{ij}] \cdot \mathbf{Q}_W(\mathbf{x}_S) \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$a_{ij} = \begin{cases} h^3 \left\{ \sum_{k=1}^j \frac{1}{EI_W} - \frac{1}{2EI_W} \right\} & : i > j \\ h^3 \left\{ \sum_{k=1}^i \frac{1}{EI_W} - \frac{3}{4EI_W} \right\} & : i = j \\ h^3 \left\{ \sum_{k=1}^i \frac{1}{EI_W} - \frac{1}{2EI_W} \right\} & : i < j \end{cases}$$

ここに EI_W^i は i 層壁体の曲げ剛性である。(19) 式を (18) 式に代入し、Newmark β 法の考え方を導入すれば、数値積分は各時間間隔 Δt 毎に $\mathbf{x}_S^*$ を未知数とする非線形連立方程式

$$0 = \Phi(\mathbf{x}_S^*) = \mathbf{x}_S^* + [a_{ij}] \cdot \mathbf{Q}_W(\mathbf{x}_S^*) + \beta \cdot (\Delta t)^2 \cdot \{\boldsymbol{\alpha} + [B_{ij}] \cdot \{\mathbf{Q}_W(\mathbf{x}_S^*) + \mathbf{Q}_F(\mathbf{x}^*)\} - \mathbf{x} - \dot{\mathbf{x}} \cdot \Delta t - (1/2 - \beta) \cdot \ddot{\mathbf{x}} \cdot (\Delta t)^2\} \quad \dots\dots\dots (20)$$

を Newton-Raphson 法で解くことにより実行される。このときの係数行列は次式で評価する。

$$\frac{\partial \Phi^i}{\partial x_S^j} \approx \delta_{ij} + a_{ij} \cdot \frac{\partial Q_W^j}{\partial x_S^j} + \beta \cdot (\Delta t)^2 \cdot B_{ij} \left\{ \frac{\partial Q_W^j}{\partial x_S^j} + \frac{\partial Q_F^j}{\partial x^j} \left(1 + a_{jj} \cdot \frac{\partial Q_W^j}{\partial x_S^j} \right) \right\} \quad \dots\dots\dots (21)$$

6. 解析結果と考察

解析の対象としたモデルは Fig. 2 に示す 8 層筋違付架構であり、純骨組部は第 2 勾配比を 1/10 とする bi-linear 型履歴特性を持つものとする。解析変数として n_B (筋違の Euler 荷重と降伏軸力の比) および壁の設計せん断力分担率 α_W を選び、壁体側柱の水平力分担率、側柱および純骨組部柱の有効成および層重量体は各層とも $\alpha_G=0$, $d=25$ cm, $d_F=37.5$ cm, $W_T=75$ t とし、壁体重量は $W=W_T \cdot \alpha_W / (2 - \alpha_W)$ で与えた。引張筋違および純骨組部柱が初期降伏するときの層間変位はそれぞれ $x_{B0}=0.954$ cm および $x_{F0}=1.429$ cm である。

設計せん断力分布は地震荷重第 2 案³⁾ で提案されたものを用い、ベース・シャー係数を 0.2, 地震時荷重係数を 1.5 として設計した各骨組について、純せん断系として求めた 1～3 次固有周期を Table. 1 に、壁体側柱の耐力分布および層剛性分布の例を Fig. 3 (a), (b) に示す。同一の α_W に対し n_B が小さい程層剛性が高いのは、筋違の圧縮耐力が小さい場合それに見合って大きな筋違断面が採用されるためである。

入力地動は El Centro 1940 NS 加速度記録の最初の 10 秒間を用いたが、1 次固有周期 τ_1 の相違が応答特性に及ぼす影響を避けるため、積分時間軸を $2 \cdot \tau_1$ 倍することにより各建物の等価 1 次固有周期を 0.5 秒に統一した。

Fig. 4 は $n_B=1$ とし、入力最大加速度と系の設計降伏レベルの比を $R=0.8, 1, 1.2, 1.5$ と変化させた場合の層間変位応答分布を示す。横軸は x_{B0} で無次元化されており、見かけの筋違靱性率に相当する。純骨組構造 ($\alpha_W=0$) では、入力レベルの増大にともなって各層の応答が一様に増加しているのに対し、筋違付架構 ($\alpha_W>0$) ではあるレベル以上の入力に対し特定層に変形が集中し、この傾向は α_W が大きい程著しい。

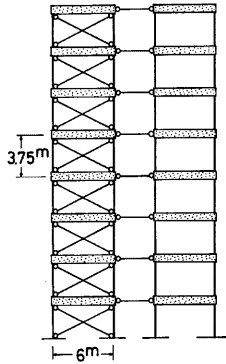
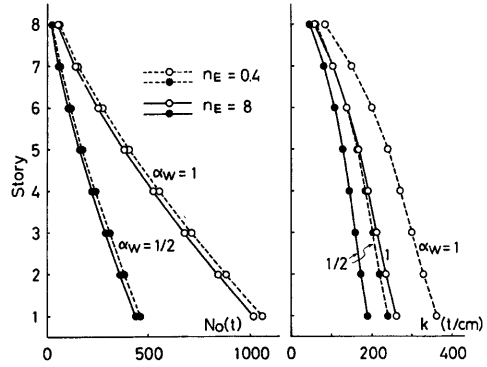


Fig. 2. Model for analysis.

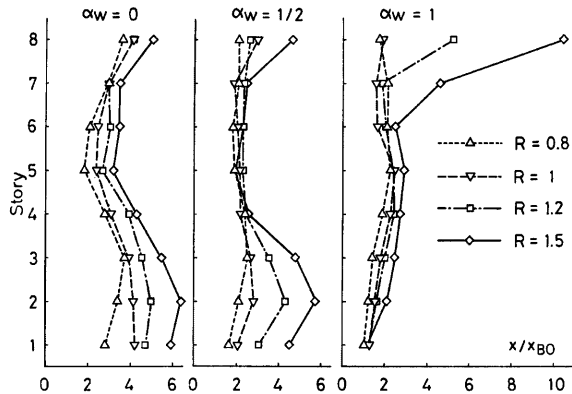


(a) Strength of side columns. (b) Stiffness.

Fig. 3. Distribution of structural property.

Table 1. Fundamental period (unit sec.)

α_w	α_c	$n_E=0.4$			$n_E=1$			$n_E=3$			$n_E=8$		
		τ_1	τ_2	τ_3	τ_1	τ_2	τ_3	τ_1	τ_2	τ_3	τ_1	τ_2	τ_3
0	—	.9304	.3626	.2302	.9304	.3626	.2302	.9304	.3626	.2302	.9304	.3626	.2302
1/4	0	.7834	.3078	.1954	.7997	.3143	.1996	.8229	.3236	.2055	.8458	.3327	.2113
1/2	0	.6882	.2717	.1726	.7107	.2809	.1784	.7442	.2945	.1870	.7790	.3087	.1960
3/4	0	.6194	.2455	.1559	.6443	.2557	.1624	.6824	.2714	.1724	.7235	.2884	.1832
1	0	.5657	.2250	.1429	.5912	.2356	.1496	.6309	.2521	.1601	.6748	.2706	.1719


 Fig. 4. Distribution of relative displacement. ($n_E=1$)

$\alpha_W=1/2$ では最上層と下層部でのこの傾向が見られるのに対し、 $\alpha_W=1$ の場合は最上層に変形が集中する。

Figs. 5,6 は入力加速度比を $R=1.2$ および $R=1.5$ とした場合の層間変位応答分布を示す。層間変位応答分布は α_W が小さいと S 字形であるが、 α_W が大きくなると最上層に変形が集中する傾向が見られる。この分布形は採用した設計せん断力分布および部材設計の方針に依存し、とくに今回解析の対象とした架構は、その設計にあたって長期荷重あるいは過荷重時に対する検討を行っていないので実際の構造物に比べ最上層で強度・剛性が低くなっていることは考慮されるべきである。注目すべきことは、入力レベルがそれ程大きくない場合 ($R=1.2$) 層間変位応答分布は筋違細長比にあまり依存せず、細長比の小さな筋違を用いた場合の方が、むしろ大きな応答を生ずる傾向さえ見られることである。これは、細長比の大きい筋違はその圧縮耐力が小さいので、それに見合って大きな断面の筋違が採用されるため、変形が小さく、履歴ループの劣化がそれ程進行していない段階では細長比の小さな筋違を用いた場合より大きな復元力を与えるためと考えられる。入力レベルが大きくなれば、 α_W が大きい場合、履歴特性の劣化が進行して変形が特定層に集中す

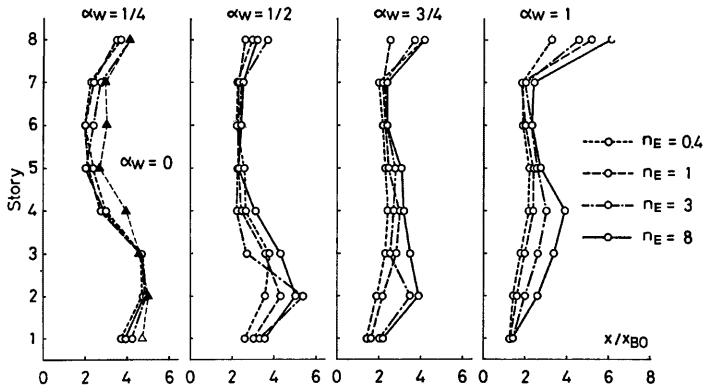


Fig. 5. Distribution of relative displacement. ($R=1.2$)

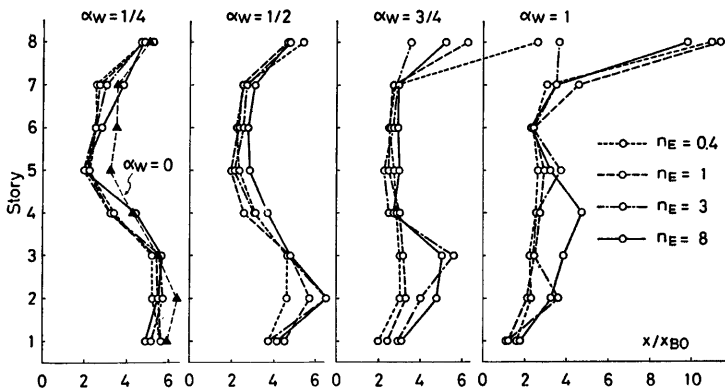


Fig. 6. Distribution of relative displacement. ($R=1.5$)

るのに対し、 α_w が小さければ、壁体の持つ劣化特性が純骨組部の bi-linear 特性により緩和されるため、特定の層に変形が集中する傾向は見られない。

Fig. 7~10 は $R=1.5$ の場合の第 2, 4, 6, 8 層におけるせん断力一層間変位関係および時刻一層間変位関係を示し、時間軸は系の 1 次固有周期 τ_1 により無次元化されている。**Fig. 7** は純骨組構造の場合であり、第 2, 4 層と第 8 層は逆位相で挙動し、第 6 層の応答は小さい。 $t/(2\tau_1) > 5$ では各層ともほぼ弾性的

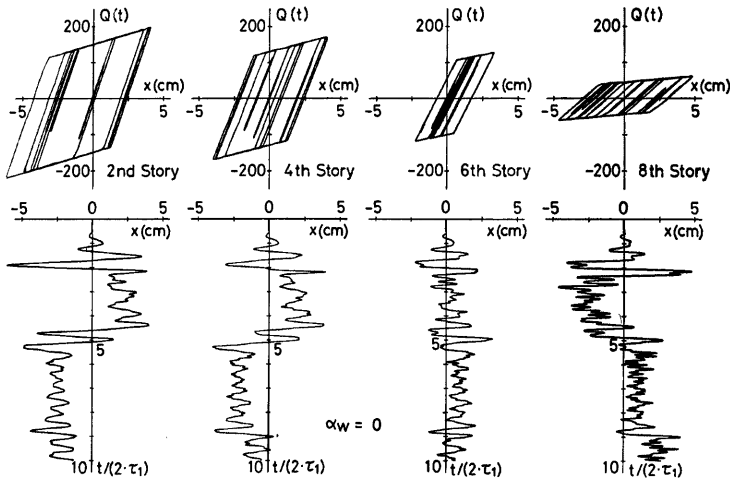


Fig. 7. Q-x and x-t relations. ($\alpha_w=0$)

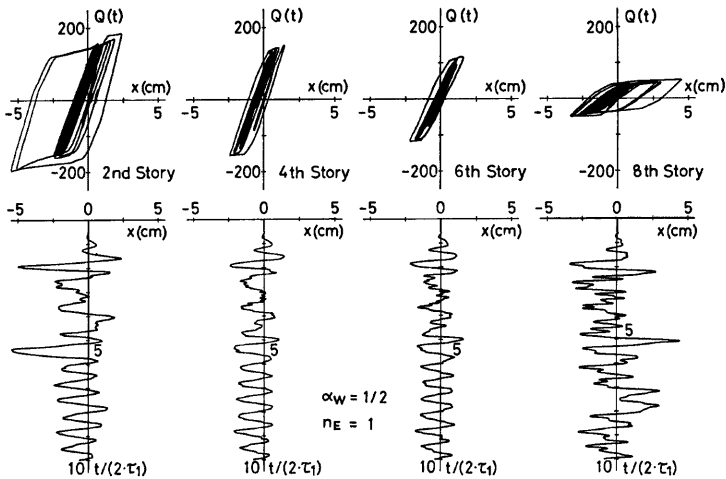


Fig. 8. Q-x and x-t relations. ($\alpha_w=1/2$, $\eta_B=1$)

に挙動し、その振幅もほぼ等しい。**Fig. 8** は $\alpha_W=1/2$, $n_B=1$ の場合であり、第8層では $t/(2\tau_1)>5$ においても交番塑性が進行するが履歴特性の劣化はそれ程顕著ではない。**Fig. 9** は $\alpha_W=1$, $n_B=1$ の場合で、第8層における履歴特性の劣化が著しく、 $t/(2\tau_1)>5$ においてはもはや耐震要素としての機能を保持しない。このため第8層はこれ以後も大きな交番塑性挙動を繰り返すのに対し、第2, 4, 6層の応答は著しく減衰する。これに対し、**Fig. 10** に示すように細長比の小さい筋違 ($n_B=8$) を用いた場合、第8層での最大応答

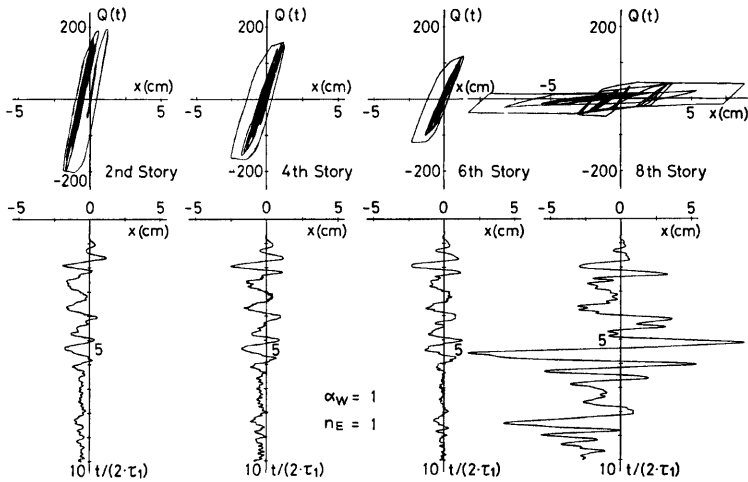


Fig. 9. Q - x and x - t relations. ($\alpha_W=1$, $n_B=1$)

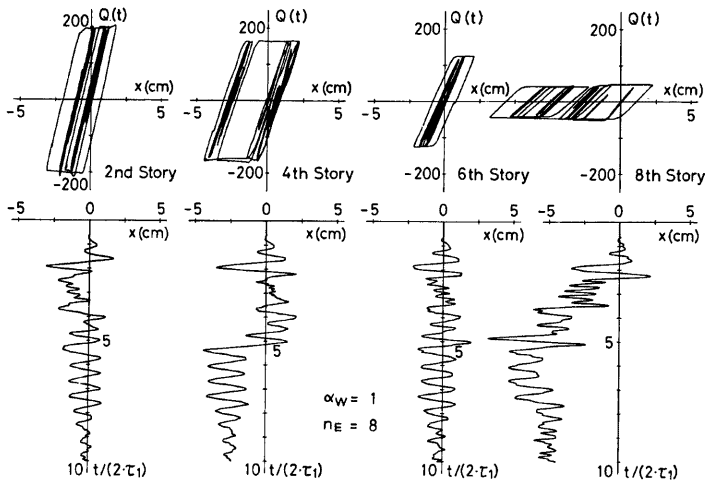


Fig. 10. Q - x and x - t relations. ($\alpha_W=1$, $n_B=8$)

は相当大きいにもかかわらず、履歴特性としての劣化は顕著ではなく、 $t/(2r_1) > 5$ における挙動も各層でほぼ均等である。このことは最大変位応答のみではその構造物の耐震性能を判定し得ないことを示唆している。

7. 結 語

多層筋違付架構における壁体部の復元力を各層の層間せん断変形の関数として評価し、壁体側柱の弾性伸縮を考慮した時刻歴応答解析法を導いた。純骨組部を第2勾配比1/10を持つ bi-linear 型履歴特性を持つ純せん断系とし、El Centro 1940 NS 加速度記録を入力とする数値解析の結果以下の諸点が明らかとなった。

- 1° 外乱の入力レベルがある大きさを越えると変形は特定の層に集中し、とくに、壁体の設計せん断力分担率 α_w を大きくとった場合この傾向が著しい。また α_w が大きい程上層部に変形集中を生じやすい。
- 2° 筋違の細長比が大きい場合、変形の集中した層の履歴特性は著しく劣化し、もはや耐震要素としての機能を果し得ない。
- 3° しかしながら、入力レベルがある程度小さくて、履歴特性の劣化がそれ程進行しないなら、細長い筋違を用いても、その圧縮耐力が小さいことを考慮して適当に大きな筋違断面を与えるなら、層間変位応答分布は筋違細長比の選択に依存しない。

なお、層間変位応答の分布は架構の設計方針に依存するものであり本解析の対象とした架構については以下の諸条件を考慮する必要がある。

- (1) 設計せん断力分布として地震荷重第2案で提案されたものを採用したが、これは本来純骨構造に対する最適分布として提案されたものである。
- (2) 純骨組部をせん断系と仮定しているため、はり崩壊型として設計された架構の挙動は必ずしも正確には再現できない。
- (3) α_w が小さいと変形集中が抑制されるのは、壁体の履歴特性の劣化が、bi-linear 型履歴特性を持つ純骨組部の耐力上昇によって緩和されるためと考えられるが、本解析で純骨組部履歴特性の第2勾配比を1/10としているため、大変形域における純骨組部耐力を過大に評価している可能性がある。
- (4) 架構の設計において、上層部において長期鉛直荷重時あるいは過荷重時に対する検討を行っていないことおよび、断面選定において避けられない強度・剛性の割増効果を考慮していないため、最上層での強度・剛性が実際の構造物より低く評価されている可能性がある。
- (5) 壁体側柱には水平力分担を期待しない ($\alpha_c = 0$) ものとし設計したが、壁体の設計せん断力に対し曲げ圧縮側柱の軸力が降伏軸力を越えないという条件は、曲げ引張側柱に相当の余力を与え、その余力は下層部程大きい。もし、この余力を期待して設計が行なわれるなら、下層部の強度剛性はより小さくなる。
- (6) α_w を各層一様と仮定したが、 α_w の最適分布に関する研究は少く^{4,5)} 今後の検討課題の一つである。

参 考 文 献

- 1) 若林 實, 柴田道生: 高層筋違付架構の履歴復元力特性に関する研究, 京都大学防災研究年報第22号 B-1, 1979, pp. 335-348.
- 2) Wakabayashi, M., Nakamura, T., Shibata, M., Yoshida, N. and Masuda, H.: Hysteretic Behavior of Steel Braces Subjected to Horizontal Load Due to Earthquake, Proc, 6 WCEE, New Delhi, Jan, 1977, pp. 3188-3193.
- 3) 日本建築学会: 地震荷重と建築構造の耐震性 (1976), 1977. pp. 23-54.
- 4) 井上一郎, 小川厚治: 鋼構造筋違付多層骨組の塑性設計に関する研究 その2 塑性設計架構の弾塑性応答性状に関する考察, 日本建築学会論文報告集第268号, 1978, pp. 87-98.

- 5) 坂本 順, 小浜芳郎, 山崎富夫: 鉄骨筋かい付ラーメン架構の動的応答性状に関する考察, 日本建築学会論文報告集, 第270号, 1978, pp. 43-51.