

高層筋違付架構の履歴復元力特性に関する研究

若 林 實・柴 田 道 生

HYSTERETIC BEHAVIOR OF MULTI-STORY BRACED FRAME

By *Minoru WAKABAYASHI* and *Michio SHIBATA*

Synopsis

The hysteretic behavior of multi-story braced frame is herein analyzed. The variation of column axial force is taken into consideration where the restoring-force of braces are evaluated by the hysteresis function proposed by the authors. The restoring-force of a braced frame as a whole is expressed analytically as a function of the history of the relative displacement of the story.

The restoring-force function is also formulated and proposed for the design use, based on the parametric study where the brace slenderness, the column shape and strength and the arm-length of the horizontal force which is the function of the structural height and the horizontal force distribution, are chosen as the parameters.

1. 序

筋違付架構において、筋違に隣接する柱は大きな軸力変動を受ける。純骨組架構における外柱の軸力変動を論じた研究は少ないが¹⁾、筋違付架構では分担水平力が大きく、しかも筋違の履歴特性が影響するため、純骨組架構の柱とは異なった挙動を示すものと考えられる。筋違に隣接する柱の挙動に大きな影響を与える筋違の履歴性状はここ10年来、我国を中心に行われてきた実験的、解析的研究によりほぼ明らかにされたが²⁾、隣接柱の軸力変動およびその弾塑性挙動を論じた研究は少い³⁾。

本研究は一組の筋違と一組の隣接柱とからなる一層間高層筋違付架構における隣接柱の軸力変動が、壁体としての履歴特性に及ぼす影響を明らかにし、壁体としての履歴復元力特性の解析解を誘導するとともに、いくつかの例題の解析結果をもとに履歴復元力特性の定式化を試みたものである。

2. 仮 定

Fig. 1 に示す高層筋違付架構が比例載荷の繰返し水平力を受ける場合の弾塑性挙動を解析するにあたり次の仮定を設ける。

- 1° 筋違は X 型に配置され、材端における骨組要素との曲げ拘束効果および筋違相互の相関作用は生じない。
- 2° 各筋違に生ずる軸力 T_i 、 $[i=1, 2]$ は軸方向変位 d_i の既知関数

$$T_i = T_0 \cdot f(d_i/d_{s0}) \quad (1)$$

で与えられる。ここに T_0 および d_{s0} は筋違の降伏軸力および降伏軸方向変位である。

- 3° 柱は有効寸 d を持つ理想 I 形断面材とする。
- 4° 柱軸力の算定にあたっては、その層より上層部分での $P-\delta$ 効果を無視するが、層せん断力の算定にあたっては柱軸力による $P-\delta$ 効果を考慮する。
- 5° はりは剛とする。
- 6° 壁体としての変形はせん断変形のみを考え、境界ばり効果は考えない。

仮定 3°によれば、柱の曲げ剛性 EI および純曲げでの全塑性モーメント M_0 と降伏軸力 N_0 の関係は材料の降伏ひずみ度を ϵ_s とすると

$$\begin{cases} EI = N_0 \cdot d^2 / (4\epsilon_s) \\ M_0 = N_0 \cdot d / 2 \end{cases} \quad (2)$$

で与えられる。また、有効丈 d と実丈 D の比は、断面の弱軸を壁体の構面に一致させた場合 $d/D \approx 0.9 \sim 1$ 、直交させた場合 $d/D \approx 0.5 \sim 0.7$ 程度の値をとるものと考えられる。

仮定 4°に基づけば、ある層での柱軸力はその層の層間変位のみ関数として与えられ、しかもこの仮定を設けることによる誤差は実用上問題にならないものと考えられる。また、高層の壁体における曲げ変形の影響は大きい、曲げ変形を考慮した復元力は層間の相関作用を伴うため、各層を独立して取り扱うことはできない。しかしながら、何らかの方法で曲げ変形成分を評価することができれば、全体変形から曲げ変形を差し引いた層間せん断変形に対して各層に独立な復元力特性を評価することができる。

本研究では壁体各層の復元力特性を独立に評価することを目的としているため、あえて仮定 4°, 6°を採用した。

3. 解 析

Fig. 2 (a) に示す free body において、筋違の取付角を θ とすれば、層せん断力 Q は

$$Q = Q_1 + Q_2 + (T_1 - T_2) \cdot \cos \theta \quad (3)$$

仮定 2°より筋違の軸力 T_1, T_2 は層間せん断変形 δ の既知関数として表われ、Fig. 2 (b) より左右柱の

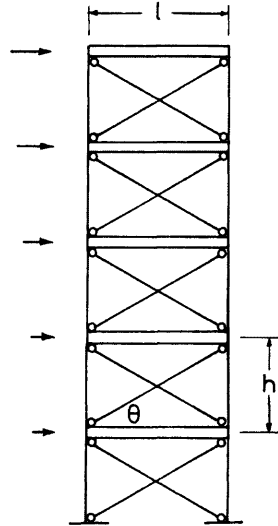
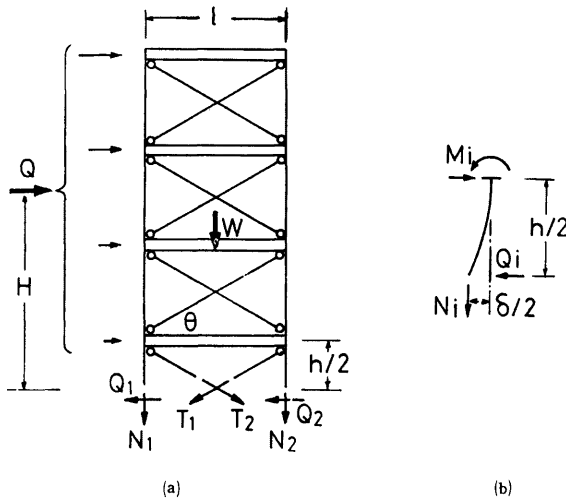


Fig. 1. Multi-story braced frame.



Figs. 2. Stress resultants

せん断力 Q_1, Q_2 は次式で与えられる。

$$Q_i = (2 \cdot M_i + N_i \cdot \delta) / h \quad [i=1, 2] \quad (4)$$

ここに h は層高であり、左右柱の軸力 N_1, N_2 および材端モーメント M_1, M_2 は外力中心距離を H 、長期鉛直荷重を W とすれば、仮定 $3^\circ, 4^\circ$ に基づいて、

$$N_i = \pm Q \cdot H / l - \{(T_1 + T_2) \cdot \sin \theta + W\} / 2 \quad [i=1, 2] \quad (5)$$

$$M_i = \begin{cases} 6EI/h^2 \cdot (\delta - \delta_i^p) & : \text{弾性} \\ \pm M_0 \cdot (1 - |N_i|/N_0) & : \text{塑性} \end{cases} \quad [i=1, 2] \quad (6)$$

上式において柱の残留塑性変形 δ_i^p は、弾性時には一定値を保ち、塑性ヒンジが生ずると次式に従って変化する。

$$\delta_i^p = \delta - M_i \cdot h^2 / (6EI) \quad (7)$$

(4)~(6)式を(1)式に代入し、 Q について解けば、 Q はその層の層間せん断変形に比例する変形パラメータ r の関数として表現できる。

$$q \equiv \frac{Q}{Q_{\delta 0}} = \begin{cases} \frac{N_0}{Q_{\delta 0}} \cdot \frac{h}{d} \cdot (m_1^p + m_2^p) + w & : \text{両柱弾性} \\ \left[\left\{ \frac{N_0}{Q_{\delta 0}} (m_1^p \pm 1) \pm t_k \cdot \frac{w_2}{2} \right\} / \frac{h}{d} + w \right] / \left(1 - t_k \cdot \frac{H}{l} / \frac{h}{d} \right) & : \text{風上側柱 (i) 弾性, 風下側柱 (k) 塑性} \\ \left[\left\{ \frac{N_0}{Q_{\delta 0}} (m_1^p \pm 1) \pm t_j \cdot \frac{w_2}{2} \right\} / \frac{h}{d} + w \right] / \left(1 + t_j \cdot \frac{H}{l} / \frac{h}{d} \right) & : \text{風上側柱 (i) 塑性, 風下側柱 (k) 弾性} \\ \pm \left(2 \frac{N_0}{Q_{\delta 0}} - w_2 \right) / \frac{h}{d} + w & : \text{両柱塑性, 風上側柱圧縮} \\ \left(\pm 2 \frac{N_0}{Q_{\delta 0}} / \frac{h}{d} + w \right) / \left(1 + 2 \cdot \frac{H}{l} / \frac{h}{d} \right) & : \text{両柱塑性, 風上側柱引張} \end{cases} \quad (8)$$

ここに、

$$Q_{\delta 0} \equiv 2 \cdot T_0 \cos \theta$$

$$w = w_1 - w_2 \cdot R_0 \cdot r$$

$$r \equiv \frac{\delta}{h} / R_0$$

$$R_0 \equiv \epsilon_r / \left\{ 2 \frac{T_0}{Q_{\delta 0}} \sin \theta \cdot \cos^2 \theta + 3 \frac{N_0}{Q_{\delta 0}} / \left(\frac{h}{d} \right)^2 \right\}$$

$$w_1 = T_0 \cdot \{f(\beta \cdot r) - f(-\beta \cdot r)\} \cdot \cos \theta / Q_{\delta 0}$$

$$w_2 = [T_0 \cdot \{f(\beta \cdot r) + f(-\beta \cdot r)\} \cdot \sin \theta + W] / Q_{\delta 0}$$

$$t_i = \text{sign}(N_i), \quad m_i^p \equiv 3 \cdot \frac{R_0}{\epsilon_r} / \frac{h}{d} \cdot (r - r_i^p), \quad r_i^p \equiv \delta_i^p / (R_0 h),$$

$$\beta \equiv R_0 \sin \theta \cdot \cos \theta / \epsilon_r,$$

(8) 式の正負符号は載荷方向に応じて正または負の値をとり、 H/l は水平力の分布形と層数に関する変数であって、3~12層の筋違付架構を対象とすると、 $H/l=0.5\sim 4$ 程度の値を持つ。また、 h/d は柱断面の能率に関する変数であり、柱断面の弱軸を壁体構面に一致させた場合 $h/d \approx 10\sim 12$ 、直交させた場合 $h/d \approx 15\sim 20$ 程度の値を持つものと考えられる。

変数 $N_0/Q_{\delta 0}$ は柱の強さに比例する量である。柱断面を決定するにあたって柱に期待する分担水平力と $Q_{\delta 0}$ の比を α とすれば、柱の負担すべき軸力はせいぜい $N_i = -W/2 \pm (1+\alpha) \cdot Q_{\delta 0} \cdot H/l$ 程度であり、2本の柱が負担し得る水平力 $2M_0/(N_0 h) \cdot (2N_0 - |N_1| - |N_2|)$ が $\alpha \cdot Q_{\delta 0}$ を上まわるという条件より $N_0/Q_{\delta 0}$ は決定される。

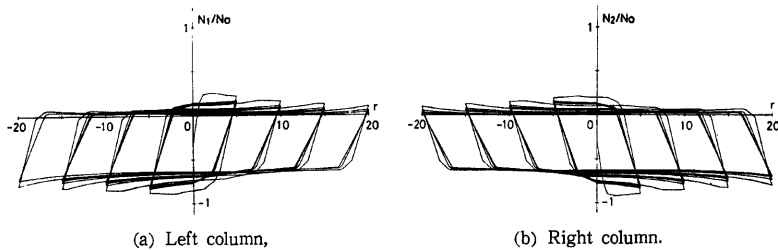
$$\frac{N_0}{Q_{s0}} = \max. \left\{ \frac{1}{2} \frac{W}{Q_{s0}} + (1+\alpha) \frac{H}{l}, \frac{1}{2} \left(\alpha \frac{h}{d} + \frac{W}{Q_{s0}} \right), \frac{\alpha}{2} \frac{h}{d} + (1+\alpha) \frac{H}{l} \right\} \quad (9)$$

また、既知の N_0/Q_{s0} に対する α は次式で与えられる。

$$\alpha = \min. \left[\left(\frac{N_0}{Q_{s0}} - \frac{1}{2} \frac{W}{Q_{s0}} \right) / \frac{H}{l} - 1, 2 \left(\frac{N_0}{Q_{s0}} - \frac{1}{2} \frac{W}{Q_{s0}} \right) / \frac{h}{d}, \left(\frac{N_0}{Q_{s0}} - \frac{H}{l} \right) / \left(\frac{1}{2} \frac{h}{d} + \frac{H}{l} \right) \right] \geq 0 \quad (10)$$

4. 解析結果

筋違の Euler 荷重と T_0 の比 n_E を $n_E=3$ とし、 $\alpha=0.1$, $H/l=2$, $h/d=15$, $W/Q_{s0}=2$, $\tan\theta=0.6$, 材料の降伏応力度を $2.4t/cm^2$ とした場合の漸増変位振幅交番繰返し载荷における計算結果を Figs. 3~6 に示す。筋違の復元力関数 f は文献4で提案されたものを用いた。Fig. 3 (a) は処女载荷時に風上側となる柱 (左柱) の軸力 N_1 と層間変位の関係である。履歴ループはほぼ bi-linear 型であり、正方向载荷時の軸力は小さいが、負方向载荷時は大きな圧縮力を受ける。Fig. 3 (b) は処女载荷時に風下側となる柱 (右柱) の軸力 N_2 と水平変位の関係であり、Fig. 3 (a) と縦軸に関しほぼ対称の関係にある。Fig. 4 (a) は左柱の材端モーメントと層間変位の関係である。正方向载荷時は軸力が小さいので比較的大きな耐力を有しているが、負方向载荷時には大きな圧縮力を負担するため耐力は小さい。繰返し数の増加および変位振幅の増大とともに柱軸力の大きさが減少していくため、履歴ループは次第に拡大していく。Fig. 4 (b) は右柱の材端モーメントと層間変位の関係であり、左柱とほぼ同様の傾向を示している。Figs. 5 (a), (b) は $P-\delta$ 効果を考慮した左右柱の負担水平力と水平変位の関係であり、縦軸は柱の強さ $Q_{s0} \equiv 2M_0/h$ で無次元化されている。風下側の柱において $P-\delta$ 効果は著しく、風上側の柱ではわずかである。両者を重ね合わせて得



Figs. 3. Axial force of column.

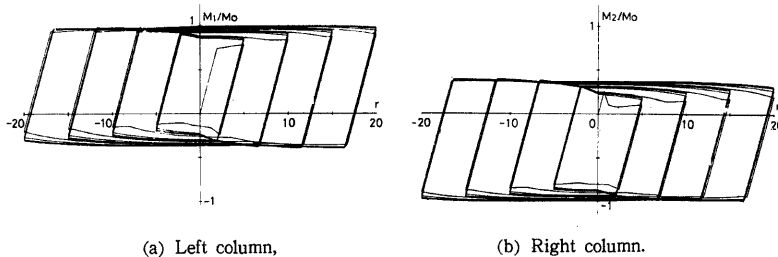


Fig. 4. End moment of column.

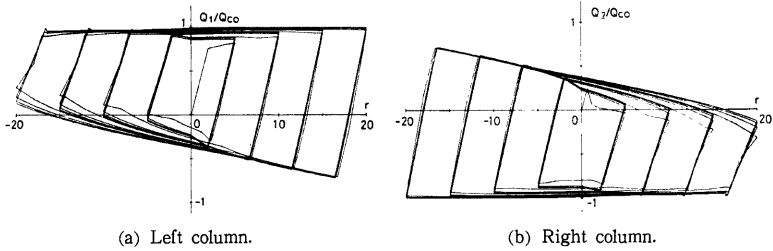
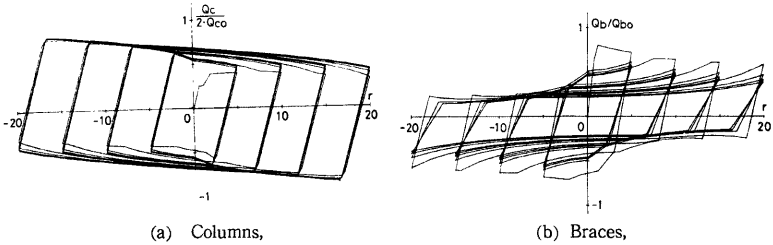
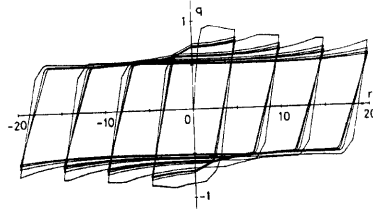


Fig. 5. Shear force of column.



(a) Columns,

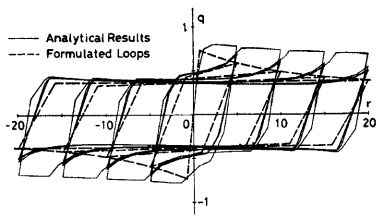
(b) Braces,



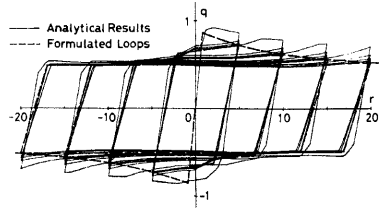
(c) Braced frame (Wall) - $n_B=3$, $\alpha=0.1$, $H/l=2$, $h/d=15$.

Fig. 6. Restoring-force of columns and braces.

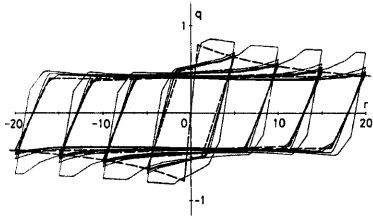
られる柱 2 本分の分担水平力 Q_c と水平変位の関係を Fig. 6 (a) に示す。各振幅での第 1 サイクルを除き、原点に関して対称で、負の第 2 勾配を持つ bi-linear 型の履歴ループを示している。Fig. 6 (b) に示す筋違の分担水平力 Q_b と Q_c を α の値に応じて重ね合わせれば Fig. 6 (c) に示すような壁体としての復元力が定まる。Figs. 5, 6 にみられるように、各構成要素の履歴性状は非常に複雑な挙動を示すにもかかわらず、壁体としての履歴ループは単純な bi-linear 型に近い。繰返し数の増加および変位振幅の増大にともなって履歴ループの劣化がみられ、同一変位振幅の繰返しでの除荷弾性剛性の低下が最初の数サイクルにおいて著しいが、その後の履歴ループはほぼ収束する。Figs. 7~10 は、前記の例題における解析変数の値 ($n_B=3$, $\alpha=0.1$, $H/l=2$, $h/d=15$, $W/Q_{B0}=2$, $\tan\theta=0.6$) を標準値とし、 n_B , α , H/l および h/d を個別に変化させた場合の計算結果である。各振幅における最大耐力および除荷弾性域の剛性は n_B , α , H/l が大きい程、また h/d が小さい程大きく、特に n_B および H/l に依存する。 n_B が大きいと、筋違の断面能率がよいので、圧縮域における座屈後の耐力が高く、除荷弾性域の剛性も大きい。 H/l が大きければ、その層より上に存在する層が多いので、転倒モーメントによる大きな付加軸力に耐えられるように大きな断面が与えられるため、耐力、剛性が増加するものと考えられる。 α が大きければ大きな柱断面を与えることになり、



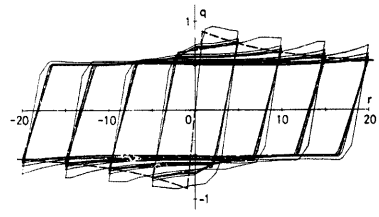
(a) $n_g=0.4$,



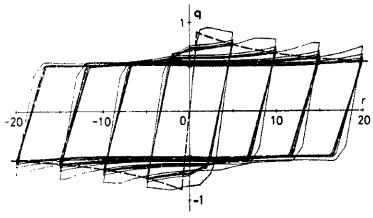
(a) $\alpha=0$,



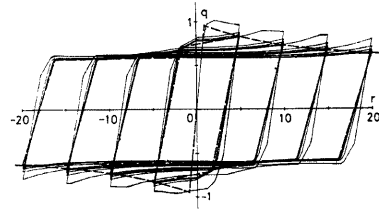
(b) $n_g=1$,



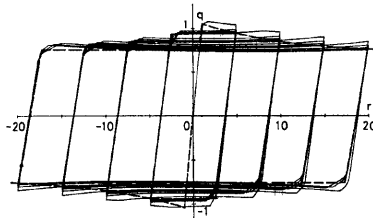
(b) $\alpha=0.1$,



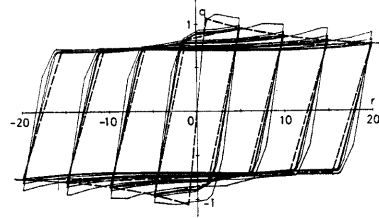
(c) $n_g=3$,



(c) $\alpha=0.2$,



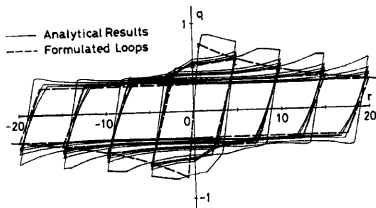
(d) $n_g=8$.



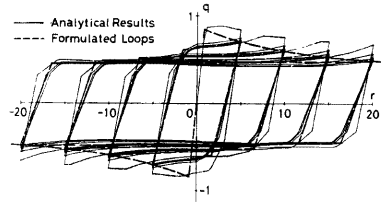
(d) $\alpha=0.3$.

Figs. 7. $n_g=0.4\sim 8$, $\alpha=0.1$, $H/l=2$, $h/d=15$.

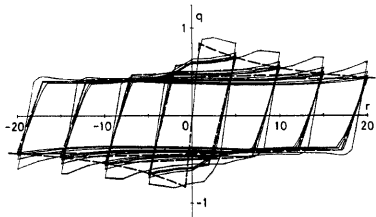
Figs. 8. $n_g=3$, $\alpha=0\sim 0.3$, $H/l=2$, $h/d=15$.



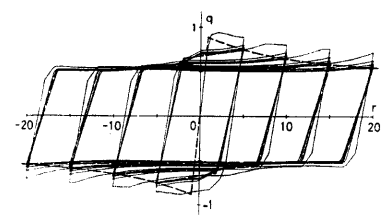
(a) $H/l=0.5,$



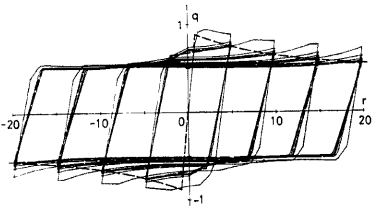
(a) $h/d=20,$



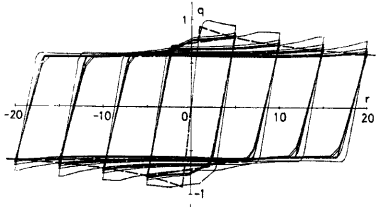
(b) $H/l=1,$



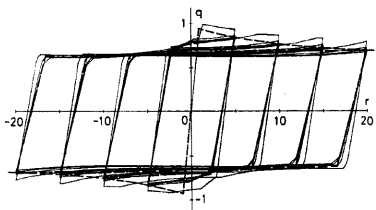
(b) $h/d=15,$



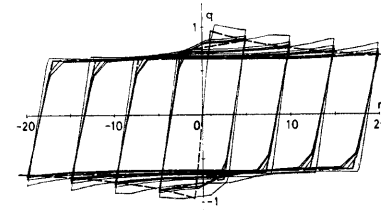
(c) $H/l=2,$



(c) $h/d=12,$



(d) $H/l=4.$



(d) $h/d=10.$

Figs. 9. $n_g=3, \alpha=0.1, H/l=0.5\sim4,$
 $h/d=15.$

Figs. 10. $n_g=3, \alpha=0.1, H/l=2, h/d=10\sim20.$

h/d が小さければ、柱断面の能率がよくなるので、耐力・剛性が上昇するのは当然であるが、それらの影響は顕著ではない。

変位振幅を増大させたときの耐力低下は H/l が小さいか、 h/d が大きい場合に著しい。履歴ループの形状は $n_B < 1$ の場合を除きほぼ bi-linear 形であり、大振幅域では完全弾塑性型とみなせる。

5. 復元力特性の定式化

5.1 履歴法則

高層筋違付架構の履歴復元力特性に及ぼす各変数の影響を明らかにするため、復元力特性の定式化を試みる。対象とする架構は比例載荷の交番繰返し水平力を受ける3~12層の高層筋違付架構であって、筋違の細長比は $\lambda=30\sim 140$ 程度、変位振幅は塑性率にして40以内とする。

仮定した履歴法則を Fig. 11 に示す。履歴法則を設定するにあたって次の仮定を用いた。

- 1° 履歴曲線は1組の骨格曲線と bi-linear 型の固有ループとからなり、繰返し数の増加にともなう履歴ループの劣化現象は無視する。
- 2° 過去に経験した最大変位点 r_A あるいは最小変位点 r_B を越えて変形が進行すると、荷重-変位関係は骨格曲線上をたどる。
- 3° 変位が $r_B \leq r \leq r_A$ の範囲にあれば、A, B 点を両端とする固有ループの内部を bi-linear 型の履歴法則に従って移動する。処女載荷時の A, B 点は A_0, B_0 点とする。
- 4° 履歴法則を決定する各定数は各解析変数の独立な関数の和として $g_1(n_B) + g_2(\alpha) + g_3(H/l) + g_4(h/d)$ の形で表わされるものとする。

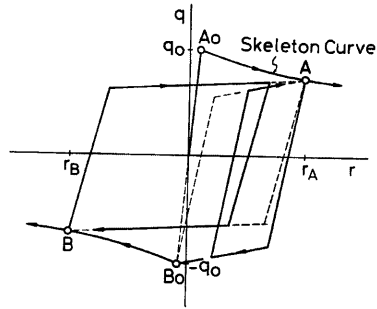
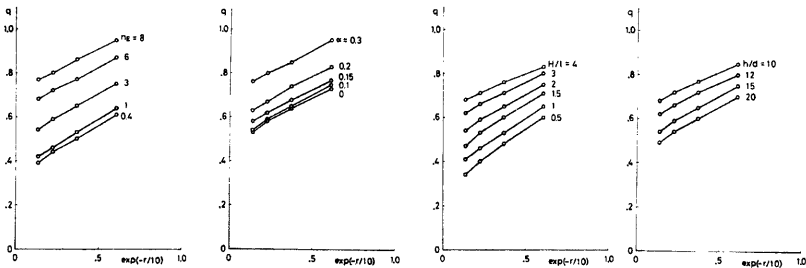


Fig. 11. Hysteretic rule.

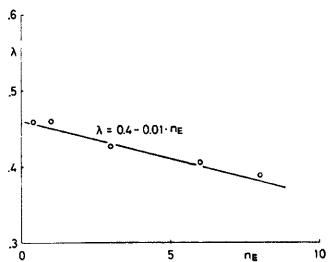
5.2 骨格曲線

Figs. 7~10 の例題において、各変位振幅における第4サイクルでの除荷点荷重と指数表示された除荷点変位の関係を $n_B, \alpha, H/l, h/d$ を個別に変化させた場合について Figs. 12 (a)~(d) に示す。各プロットはほぼ直線的な関係にあり、その勾配 λ および縦軸との切片 q_0 と各変数の関係を Figs. 13, 14 に示す。これらの結果より骨格曲線を次式で与えることにする。

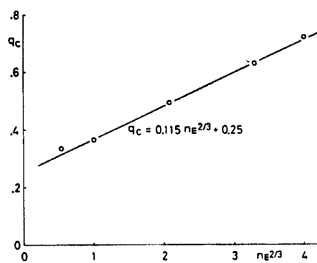


(a) $n_B=0.4\sim 8, \alpha=0.1, H/l=2, h/d=15.$ (b) $n_B=3, \alpha=0\sim 0.3, H/l=2, h/d=15.$ (c) $n_B=3, \alpha=0.1, H/l=0.5\sim 4, h/d=15.$ (d) $n_B=3, \alpha=0.1, H/l=2, h/d=10\sim 20.$

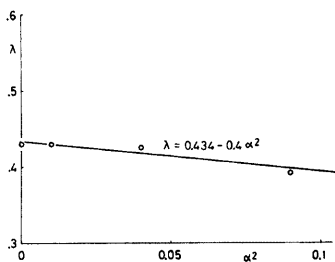
Figs. 12. Characteristics of skeleton curves.



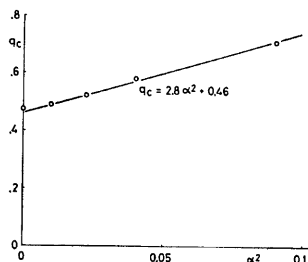
(a) λ vs. n_E



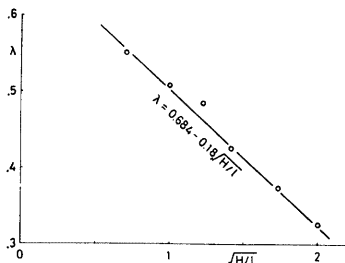
(a) q_c vs. n_E



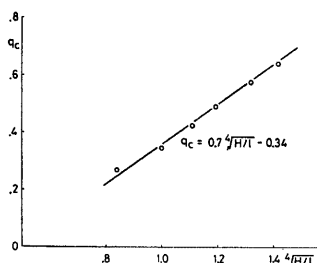
(b) λ vs. α



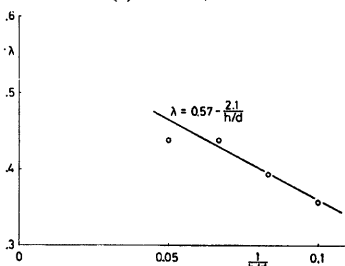
(b) q_c vs. α



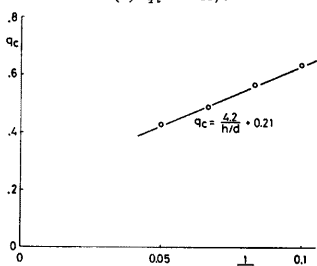
(c) λ vs. H/l



(c) q_c vs. H/l



(d) λ vs. h/d



(d) q_c vs. h/d

Figs. 13. Determination of λ .

Figs. 14. Determination of q_c .

$$q = \lambda \cdot \exp(-r/10) + q_c \tag{11}$$

$$\begin{cases} \lambda = 0.86 - 0.01 \cdot n_E - 0.18\sqrt{H/l} - 0.4\alpha^2 - \frac{2.1}{h/d} \\ q_c = -0.98 + 0.115n_E^2 + 0.7\sqrt{H/l} + 2.8\alpha^2 + \frac{4.2}{h/d} \end{cases}$$

5.3 固有ループ

各振幅における第4ループを Fig. 15 のようにモデル化した場合の除荷弾性域の勾配 k と振幅 $2 \cdot r$ の関係を Figs. 16 (a)~(d) に示す。図中の q_0 は骨格曲線と初期立ち上り直線の交点の値である。Figs. 16 の関係はほぼ $k = 1/\sqrt{2} \cdot \lambda \cdot (r - q_0) + 1$ の形で近似することができ、定数 λ は α にほとんど依存せず、 $n_E, H/l, h/d$ とは Figs. 17 (a)~(c) に示す関係がある。また、Fig. 15 における $\xi \equiv q_2/q_1$ と振幅 $2 \cdot r$ の関係は Figs. 18 (a)~(d) に示すように、主として n_E のみに依存し、振幅を $2r \leq 40$ の範囲に限定すると $\xi = \mu \cdot (2 \cdot r)^4 + \xi_0$ の形で近似することができる。定数 μ, ξ_0 と n_E は Figs. 19, 20 に示す関係があり、以上の結果をもとに固有ループの形状を次式で与えることにする。

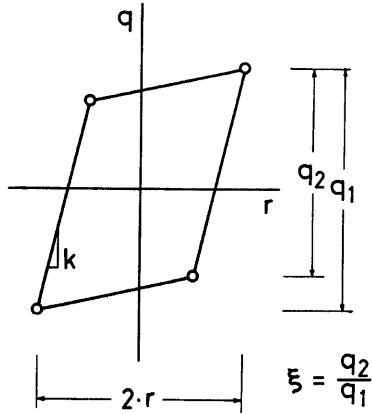
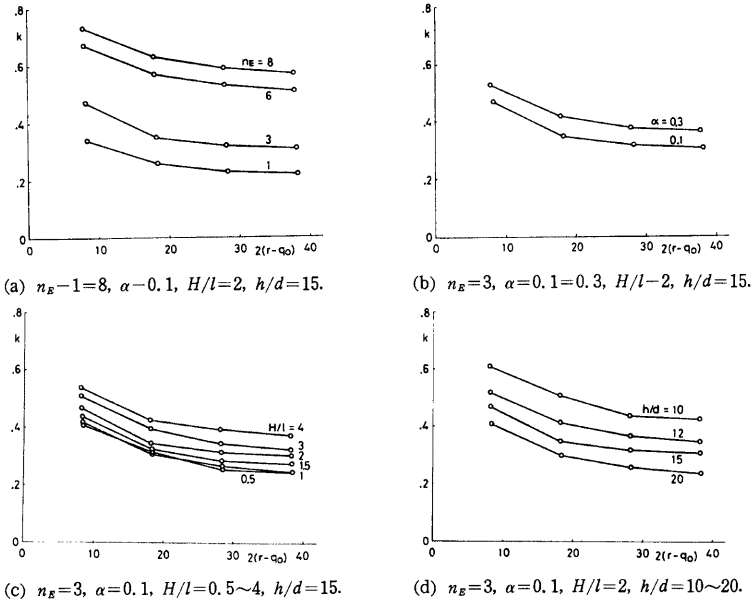
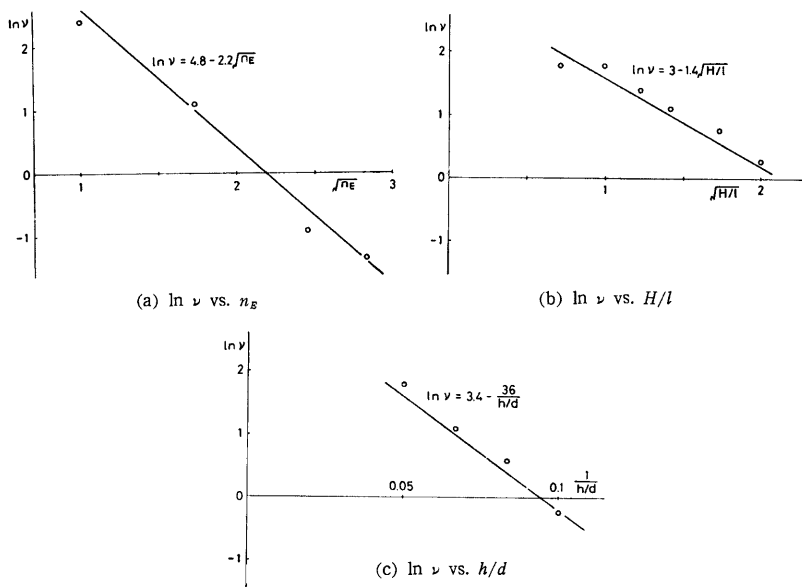


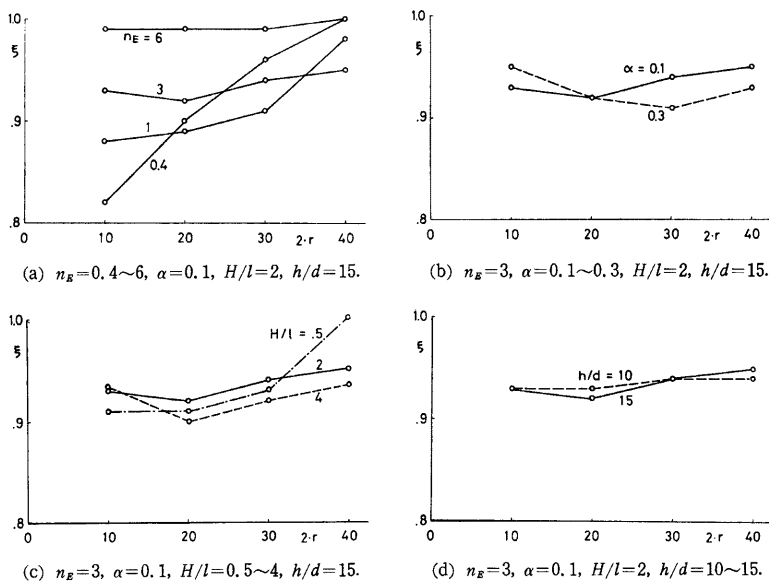
Fig. 15. Characteristic loop.



Figs. 16. k vs. $2r$ relations.



Figs. 17. Determination of ν .



Figs. 18. ξ vs. $2r$ relations.

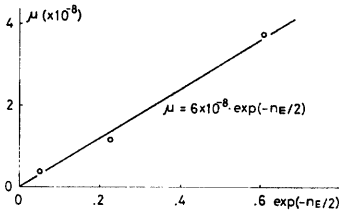


Fig. 19. Determination of μ .

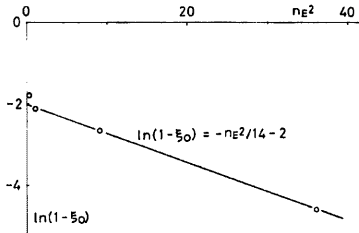


Fig. 20. Determination of ξ_0 .

$$k = 1/\sqrt{2 \cdot \lambda \cdot (r - q_0) + 1} \tag{12}$$

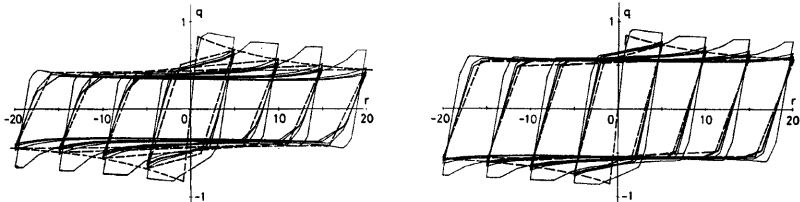
$$\lambda = \exp\left\{9.2 - 2.2\sqrt{n_B} - 1.4\sqrt{H/l} - \frac{36}{h/d}\right\}$$

$$\xi = \mu \cdot (2 \cdot r)^4 + \xi_0 \tag{13}$$

$$\begin{cases} \mu = 6 \times 10^{-8} \cdot \exp(-n_B/2) \\ \xi_0 = 1 - \exp(-n_B^2/14)/7.5 \end{cases}$$

5.4 解析結果との比較

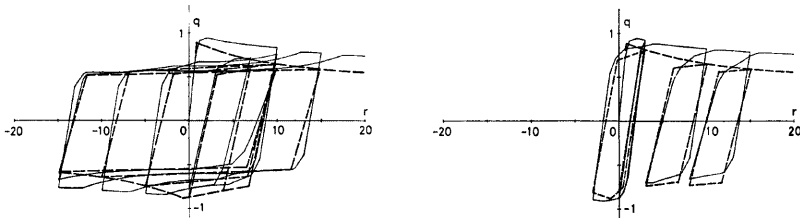
定式化された骨格曲線および固有ループを Figs. 7~10 に破線で示す。骨格曲線および固有ループの形状係数 ξ の評価においては各変数の全領域にわたって良好な近似を与えているが、除荷弾性域の剛性評価においては $n_B=0.4$ や $\alpha=0.3$ 等の場合に誤差が大きい。定式化を行なうにあたり、仮定 4° を用い各解析変数の影響を独立に取り扱ったが、本来各変数は相互に相関関係を持つと考えられる。Figs. 21 (a), (b) は各変数を任意に同時に変化させた場合について今回の定式化曲線を適用した例である。定式化曲線は剛性・耐



(a) $n_B=1, \alpha=0.2, H/l=1, h/d=12$.

(b) $n_B=1, \alpha=0.1, H/l=4, h/d=15$.

Figs. 21. Example for parameters combined arbitrarily.



Figs. 22 (a), (b). Examples for random input— $n_B=3, \alpha=0.1, H/l=2, h/d=15$.

力とも実際より大きめの評価を与えているが、この程度であれば各変数の相関関係の影響はそれほど大きいものと考えられず、今回の手法で充分実用的であろう。Figs. 22 (a), (b) はランダムな入力に対し定式化曲線を適用した例である。定式化曲線は各振幅の第 1 サイクルにおいて剛性を低く評価する傾向があるが、耐力や履歴ループの形状は解析結果とよく一致している。

6. 結 語

高層壁体では特に上層部において曲げ変形が卓越するため、復元力を曲げ変形とせん断変形を含む全層間変位の関数として表現しようとすれば、ある層の復元力はその層の層間変位のみならず、構造物全体の変形に関係する。しかも、この曲げ変形の影響は構造物の構成および外力の分布状況に応じて著しく異なるため、復元力を層間変位のみ関数として表現するには非常に困難がともなう。しかしながら、何らかの方法で全層間変位に占めるせん断変形成分を評価することができれば、各層で独立に復元力を定義することが可能となる。

本論文では定式化された筋違の復元力関数を用いて、比例荷荷の繰返し水平力を受ける高層筋違付架構の復元力特性の解析結果を得た。壁体の任意層の復元力はその層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。解析結果によれば、筋違に隣接する風下側の柱は大きな圧縮力を受けるため全塑性モーメントが著しく低下するのみならず、 $P-\delta$ 効果も著しい。隣接柱および筋違は単独では複雑な履歴性状を示すにもかかわらず、それらを重ね合わせた壁体としての復元力特性は単純な bi-linear 型の固有ループと一組の骨格曲線で表現することができる。

筋違の Euler 荷重、外力中心距離、柱と筋違の水平力分担比および柱の断面能率を解析変数とする例題を解析した結果、壁体および除荷弾性剛性は主として筋違の Euler 荷重および外力中心距離に依存することが明らかになった。これらの結果に基づいて、比例荷荷の繰返し水平力を受ける壁体の復元力特性の定式化を試みたところ、得られた骨格曲線および固有ループは各解析変数の全変域にわたって解析解と良好な一致をみた。

3章で得られた解析解あるいはこれに基づいて5章で提案された定式化関数を動的応答解析に適用する場合の問題点として外力中心距離の評価法があげられる。比例荷荷の場合外力中心距離は一定値をとるが、地震時における水平力分布状況は時間とともに変化するため比例荷荷の条件を満たさない。定式化された復元力関数(11)~(13)式は比例荷荷に対する解析結果に基づいて導かれているため、地震外乱を受ける全過程を通じて等価な外力中心距離を評価し、その値を用いて復元力関係を定義する必要がある。これに対し解析解(8)式は外力中心距離を変数として陽に含んでいるから、各時刻における外力中心距離を何らかの方法で評価することができれば容易に動的解析に適用することができる。

参 考 文 献

- 1) 例えば
Nonaka, T. : A Kinematical Approach to the Plastic Collapse Load of a Rectangular Frame with Consideration of Axial Forces, Proc. Symposium on Plastic Analysis of Structures, Jassy, Rumania, Vol. II, 1972, pp. 193-220.
- 2) 日本建築学会構造標準委員会鋼構造分科会：筋違付骨組の弾塑性挙動について、日本建築学会論文報告集，第243号，1976，pp.
- 3) 柴田道生：筋違に隣接する柱の弾塑性挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，1977，pp. 1417~1418.
- 4) Wakabayashi, M., Nakamura, T., Shibata, M., Yoshida, N. and Masuda, H. : Hysteretic Behavior of Steel Braces Subjected to Horizontal Load Due to Earthquake, Proc. 6WCEE, New Delhi, Jan., 1977, pp. 3188-3193.

なお、履歴法則の詳細は下記に紹介されている。

柴田道生：筋違付骨組の復元力特性と地震応答に関する研究，京都大学防災研究所年報 第21号 B, 1978, pp. 233～248.