

架構の復元力特性に関する実験

小堀 鐸二・南井良一郎・藤原 悌三・久徳敏治

AN EXPERIMENTAL STUDY ON THE RESTORING FORCE CHARACTERISTICS OF PORTAL FRAMES

By *Takuji* KOBORI, *Ryoichiro* MINAI, *Teizo* FUJIWARA and
Toshiharu HISATOKU

Synopsis

Dynamic responses of elasto-plastic frame structures subjected to earthquake excitations are greatly affected by the restoring force characteristics of these structures. In order to estimate these characteristics qualitatively, we try to experimentally study on two types of proto-types under the vertical and horizontal loading of which are X-type frame and single storey one bay frame structures of mild steel models, and discuss on the restoring force characteristics and aseismic safety of the experimental structures in comparison with analytical results considering axial forces, shear deformations of members and panel zones, and axial deformations of frame structures.

1. ま え が き

弾塑性構造物の耐震設計を行うためには予想される地震波外乱群に対して、その構造物の設置される地盤の Seismicity および地震波動の伝播機構あるいは構造物周辺地盤等の下部構造と設計対象となる上部構造物との連成系としての構造物系全体の地震応答が予め定められた耐震安全性の尺度内に適正に収まるように各種の動力学特性を構造物系に与えねばならない。そのために今日まで地震波入力、地盤を含めた下部構造物、上部構造物あるいは耐震安全性の評価法について等種々の角度から研究が進められてきた。一方耐震設計に関しても概括的な構造物モデルとそれに対応した耐震安全性の尺度を採用した第1段地震応答解析を行い耐震設計資料を整備してきたが^{1)~3)}、これらの基礎資料にもとづいて実際の構造物を設計する場合には更に具体的な構造物モデルとより直接的な耐震安全性の尺度を用いた地震応答解析を実施し細部設計資料を得るとともに第1段応答解析の妥当性を検証する必要がある。筆者等は先に弾塑性ジョイントをもつ架構を対象として局所的な動力学特性を設定しそれに対応した耐震安全性の尺度を用いた、より具体的な地震応答解析法を提示し、応答と実験結果との比較対照が可能であることを示唆した^{4)~5)}。更に地震波入力の非定常かつランダムな性質を考えると耐震的な安全率は不確定な地震波入力あるいは上部構造物よりは性質の把握し難い下部構造物に集中させ、上部構造物に対しては出来る限り厳密に、安全率を低くした終局設計を行うことが望ましい。そのためにはまず架構の復元力特性を正確に把握することが必要であり軸方向力、剪断変形等の影響について検討するとともに構造物の破壊の定義に関連して耐震安全性の評価についても局所的な尺度を考慮することなどが設計方針とも関連して必要になる。

本論文では以上の観点から架構の復元力特性に関する実験を1層1張間の鉄骨架構について行い、軸方向力、剪断変形等を含めた解析結果と比較検討するとともに、更に詳細な検討を行うためにX型モデルおよ

びH型モデルにより梁柱接合パネルの弾塑性挙動ならびに局所的な耐震安全性の尺度に関連して軸力と曲げモーメントの作用する部材の塑性領域の拡がりについても若干の考察を加えた。最後に前述の直接的、局所的な地震応答解析法の妥当性について検討した。

2. 実 験

2.1. 目 的

本実験はまえがきに述べたような観点から1層1張間の鉄骨造門型架構を対象として、一定軸力の作用している場合 (Model-PB) および軸力のない場合 (Model-PA) の二種類のモデルについての静的水平加力試験を行い、架構の復元力特性を求めた。更に各種の影響を詳細に検討するためにX型架構 (Model-X) についての試験を行い、多層構造物に水平力の作用した場合の応力分布に近い状態を想定して梁柱接合パネルがどのような挙動を示すかを検討した。尚H型鋼を使用した単純梁 (Model-H) に中央集中荷重を加えたときの塑性領域の変化および中央点の撓みを測定し局所的な耐震安全性の評価法についても検討を加えた。

2.2. 試 験 体

Model-PB および Model-X 試験体は鉄骨鉄筋コンクリート造の20階建実構造物の10階程度に相当する鉄骨断面の1/3縮尺の模型であり Model-PA はおなじくその4階の断面に相当する。いずれの Model についても梁柱ともフランジは SM50A, ウェブは SS41 の材料を使用した溶接断面である。Model-PB の概略を Fig. 1 に Model-X を Fig. 2 に示す。Model-PA についても形状は Model-PB と等しく断面のみ異なり Fig. 3 の通りである。Model-H は材長 2.200m の常用のH型鋼 H-200・200・8・12 を使用し載荷点および支持点を 6mm のプレートで補剛したもので各材料の引張試験結果を Table 1 に示す。

2.3. 加力装置および載荷方法

Model-H については両端部移動支持の単純梁中央に 20cm 角の厚板を置きそれに集中荷重を加えた。加力は弾性域の載荷を行った後降伏荷重を越えた 27ton まで加力、除荷後試験体を裏返して負方向に 28t ま

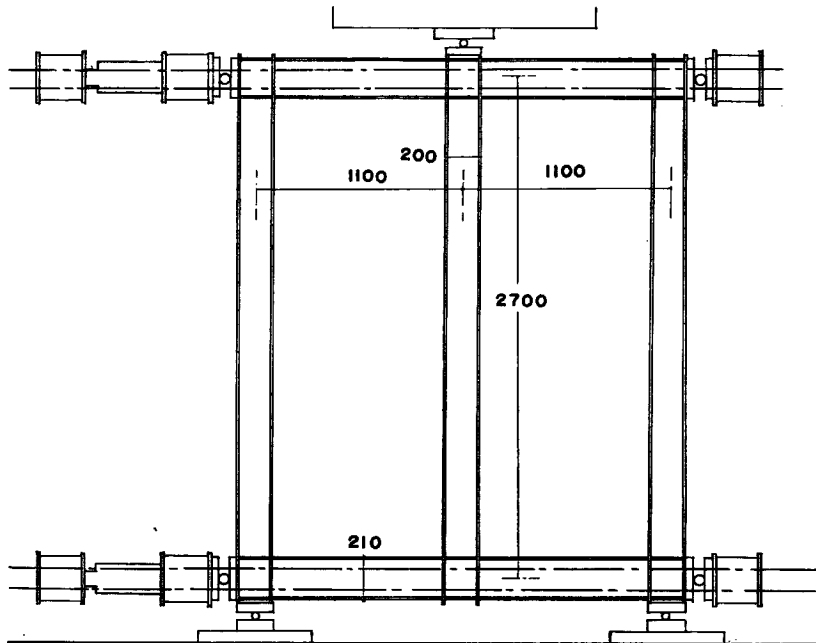


Fig. 1 Loading system and test specimen of Model-PB.

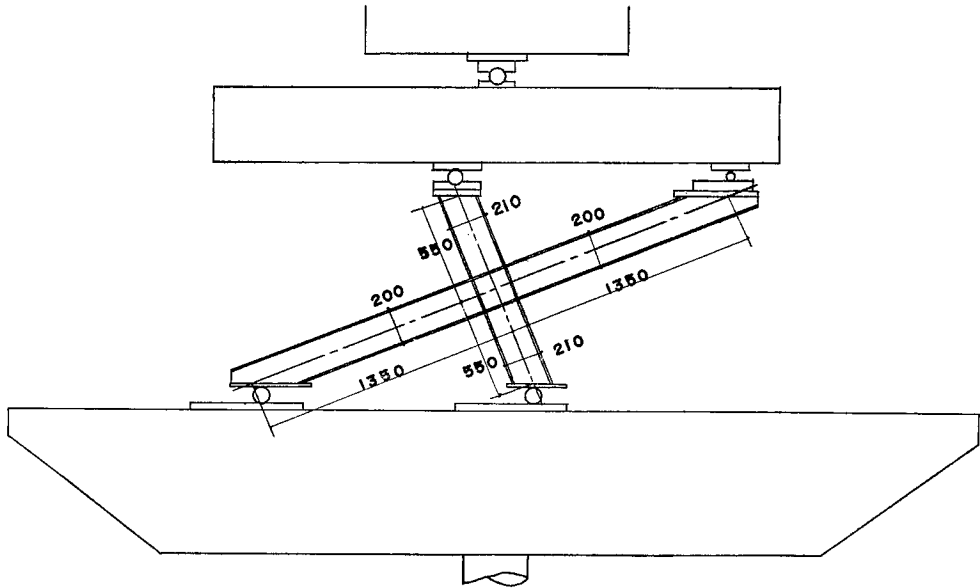


Fig. 2 Loading system and test specimen of Model-X.

MODEL	COLUMN	BEAM
PA	FR9x125 WR 4.5	FR14x115 WR 4.5
PB . X	FR9x85 WR 4.5	FR9x100 WR 4.5

Fig. 3 Section of test specimen.

Table 1 Properties of materials

Model	Material	Section Area (cm ²)	Yield Strength (kg/cm ²)	Ultimate Strength (kg/cm ²)	Elongation (%)	Young's Modulus (kg/cm ²)
PA	SM 50A	6.924	3915	5590	26.5	—
PA	SM 50A	4.522	3850	5895	21.3	—
PA	SS 41	2.723	2870	4355	31.5	—
PB X	SM 50A	4.281	3597	—	—	2160
PB X	SS 41	2.525	2713	—	—	2080
H	SS 41	3.864	2650	—	—	2050
H	SS 41	3.097	3200	—	—	2080

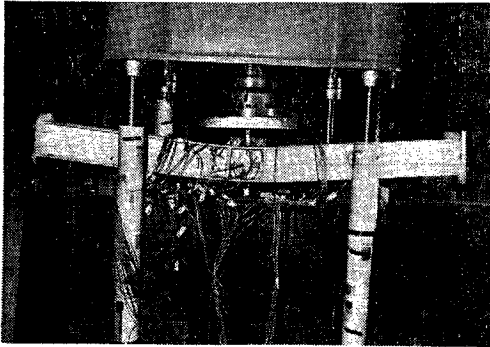


Photo. 1 General view of test and the ultimate deflection of Model-H.

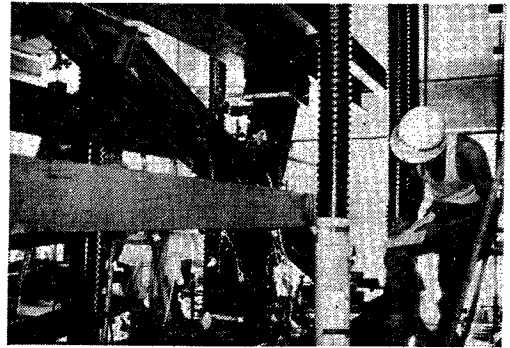


Photo. 2 General view of test for Model-X.

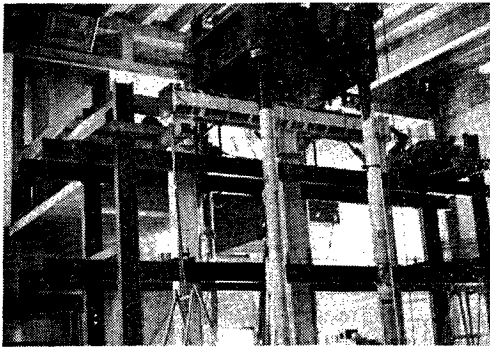


Photo. 3 General view of test for Model-PA.

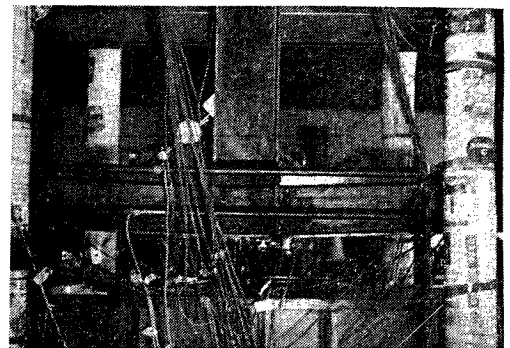


Photo. 4 Deflection at the center of test specimen of Model-PB.

で載荷, 再び元に戻して最終荷重 34 ton まで加力した。

Model-X は Fig. 2 に示す如く X型の重心に加力したがその際変形を拘束しないように柱上部のみ回転支持とし他の3点は移動支持として弾性域で繰返した後最終荷重 45 ton までに4回片振り繰返し載荷を行った。

Model-PA は軸方向加力の予備実験の意味もあって軸方向力を 56 ton および 28 ton として弾性域載荷を行なった後軸方向力を加えず弾性域載荷の後塑性域で2回繰返し, 最終荷重 103 ton まで加力した。

Model-PB は軸方向力 45 ton を加力した後最終荷重 65 ton までに4回片振載荷を行なった。ここで軸力 45 ton という値は20階建構造物の10階部分の柱に作用する軸力と等価な, 最大抵抗軸力の 28.5%に相当する軸力である。門型架構はいずれも移動支持端とし軸方向の加力点にも回転支点を設けて変形を拘束しないように留意した。軸方向力は 60 ton oil jack 2台によりそれぞれの柱に 28φ 高張力鋼棒4本を使用しその tension stress を利用して導入した。尚試験機は京都大学工学部坂記念館の 300 ton 油圧型耐圧試験機を使用した。加力装置および測定状況を Photos. 1~5 に示す。

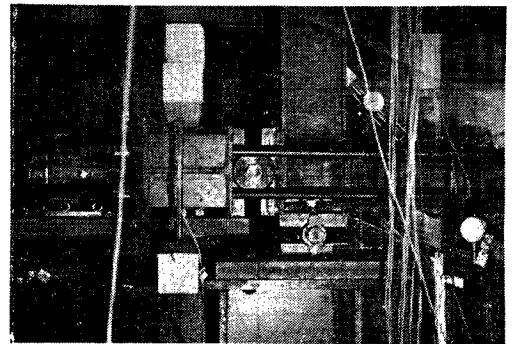


Photo. 5 Mechanism of axial loading for portal frame.

2.4. 測定方法

復元力特性を表わす各試験体の加力方向の変形量は dial gauge (0.01 mm) で測定して荷重変形曲線を求めた。又接合パネル近傍の角度変化には dial gauge (0.01 mm) および差動変圧器を使用し別に wire strain gauge を使用して主要な断面の歪を測定した。特にH型モデルについては 2.5 cm 間隔に gauge を貼り塑性領域の拡がりを調べた。加力は試験機目盛による他H型モデルでは Load Cell を併用して荷重を測定した。

尚本実験は京都大学工学部金多研究室と小堀, 南井研究室とが協同で実施したもので, wire strain gauge の測定は金多研究室が担当した。従ってここでは主として dial gauge による測定結果について報告する。

3. 理 論

3.1. H 型モデル

一般に軸力と曲げモーメントの作用するH型断面の曲率と曲げモーメントとの関係は材料を歪硬化を無視した完全弾塑性材料と仮定すれば Fig. 4 の応力状態に応じて M, ϕ 関係は M, ϕ をパラメータとした形で次式のように与えられる。

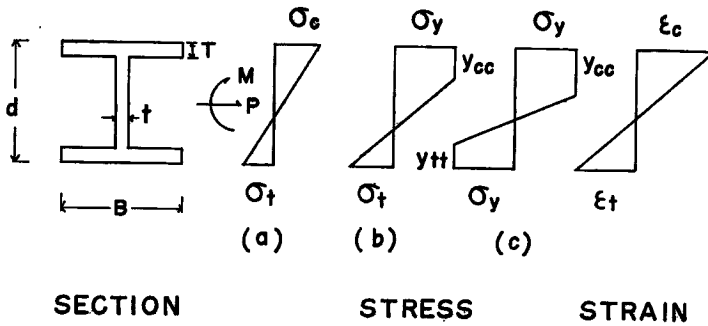


Fig. 4 Stress and strain distributions of H-section.

(a) 弾性域の場合

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{1-R}{2} SA\sigma_y \\
 M &= \frac{1+R}{2} SZ\sigma_y \dots\dots\dots(1) \\
 \phi &= \frac{1+R}{2} S \frac{\sigma_y}{Ed}
 \end{aligned}$$

(b) 圧縮側フランジが降伏した場合

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{1-R+Ry_c}{2-y_c} A\sigma_y - \frac{by_c^2}{2} \cdot \frac{1+R}{2-y_c} d^2\sigma_y \\
 M &= \frac{1+R}{2-y_c} Z\sigma_y - \frac{by_c^2}{2} \left(1 - \frac{1}{3}y_c\right) \frac{1+R}{2-y_c} d^2\sigma_y \dots\dots\dots(2) \\
 \phi &= \frac{1+R}{2-y_c} \frac{\sigma_y}{Ed}
 \end{aligned}$$

(c) 圧縮側ウェブが降伏した場合

$$N = \frac{1-R+Ry_c}{2-y_c} A\sigma_y - \frac{1+R}{2(2-y_c)} \{bt(2y_c-t) + t(y_c-t)^2\} d^2\sigma_y$$

$$M = \frac{1+R}{2-y_c} Z \sigma_y - \left[\frac{b\bar{t}}{2} \left\{ 2 \left(1 - \frac{\bar{t}}{2} \right) (y_c - \bar{t}) + \left(1 - \frac{1}{3} \bar{t} \right) y_c \right\} + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{3} y_c - \frac{2}{3} \bar{t} \right) (y_c - \bar{t})^2 \bar{t} \right] \frac{1+R}{2-y_c} d^3 \sigma_y \dots\dots\dots (3)$$

$$\phi = \frac{1+R}{2-y_c} \frac{\sigma_y}{Ed}$$

(d) 引張側フランジが降伏した場合

$$N = \frac{y_c - y_t}{2 - y_c - y_t} A \sigma_y - \frac{b\bar{t}(2y_c - \bar{t}) + t(y_c - \bar{t})^2 - b y_t^2}{2 - y_c - y_t} d^2 \sigma_y$$

$$M = \frac{2}{2 - y_c - y_t} Z \sigma_y - \left\{ (2y_c - \bar{t}) \left(1 - \frac{1}{2} \bar{t} \right) b\bar{t} + (y_c - \bar{t})^2 \left(1 - \frac{2}{3} \bar{t} - \frac{1}{3} y_c \right) t + y_t^2 \left(1 - \frac{1}{3} y_c \right) b \right\} \frac{1}{2 - y_c - y_t} d^3 \sigma_y \dots\dots\dots (4)$$

$$\phi = \frac{2}{2 - y_c - y_t} \frac{\sigma_y}{Ed}$$

(e) 引張側ウェブが降伏した場合

$$N = \frac{y_c - y_t}{2 - y_c - y_t} A \sigma_y - \frac{b\bar{t}(2y_c - \bar{t}) + t(y_c - \bar{t})^2 - b\bar{t}(2y_t - \bar{t}) - t(y_t - \bar{t})^2}{2 - y_c - y_t} d^2 \sigma_y$$

$$M = \frac{2}{2 - y_c - y_t} \frac{\sigma_y}{Ed} - \left\{ (2y_c - \bar{t}) \left(1 - \frac{1}{2} \bar{t} \right) b\bar{t} + (y_c - \bar{t})^2 \left(1 - \frac{2}{3} \bar{t} - \frac{1}{2} y_c \right) t + (2y_t - \bar{t}) \left(1 - \frac{1}{2} \bar{t} \right) b\bar{t} + (y_t - \bar{t})^2 \left(1 - \frac{2}{3} \bar{t} - \frac{1}{3} y_t \right) t \right\} \frac{1}{2 - y_c - y_t} d^3 \sigma_y \dots\dots\dots (5)$$

$$\phi = \frac{2}{2 - y_c - y_t} \frac{\sigma_y}{Ed}$$

ここに N : 軸力, M : 曲げモーメント, ϕ : 曲率, σ_y : 降伏応力度, $R = \sigma_t / \sigma_c$: 引張側応力度と圧縮側応力度の比, $S = \sigma_c / \sigma_y$: 圧縮側応力度と降伏応力度の比, A : 断面積, Z : 断面係数, $y_c = y_{oc} / d$, $y_t = y_{ot} / d$: 圧縮側および引張側の塑性領域の無次元量, $b = B / d$, $\bar{t} = T / d$, $t = t / d$, E : ヤング係数である。

H型断面に軸力と曲げモーメントが作用している場合の任意の点の撓みは曲率を2度積分することにより与えられる。

本実験モデルについては中央集中荷重 $P = 24.0 \text{ ton}$ で断面の外縁が塑性域に入りそのときの載荷点の撓みは 5.4 mm , $P = 26.1 \text{ ton}$ で全塑性モーメントに達し撓みは 7.8 mm となる。

一方荷重が増加するに従い塑性領域は次第に拡がる。今部材の長さを L , 塑性領域の巾を ΔL , 軸力の interaction を考えた弾性限モーメントを M_e , 完全塑性モーメントを M_p とすれば, 単純梁に軸力と中央集中荷重が作用した場合の塑性領域は次式のようになる。

$$\frac{\Delta L}{L} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{M_e}{M_p} \right) \dots\dots\dots (6)$$

ここに

$$\frac{M_e}{M_p} = 2(1-x) \frac{b\bar{t} \left(1 - \bar{t} + \frac{1}{3} \bar{t}^2 \right) + \frac{1}{3} t(1-\bar{t})^3}{b\bar{t}(2-\bar{t}) + t(1-\bar{t})^2} \dots\dots\dots (7)$$

$$\frac{M_p}{M_y} = 1 - \frac{\{b\bar{t} + (1-\bar{t})t\}^2}{t\{b\bar{t}(2-\bar{t}) + t(1-\bar{t})^2\}} x^2 \quad 0 \leq x \leq \frac{t(1-\bar{t})}{b\bar{t} + (1-\bar{t})t}$$

$$= 1 - \frac{\{b\bar{t} + (1-\bar{t})t\}^2}{b\{b\bar{t}(2-\bar{t}) + t(1-\bar{t})^2\}} x^2 - \frac{2(1-\bar{t})(1-t/b)\{b\bar{t} + (1-\bar{t})t\}}{b\bar{t}(2-\bar{t}) + t(1-\bar{t})^2} x \dots\dots\dots (8)$$

$$+ \frac{t(1-\bar{t})^2(1-t/b)}{b\bar{t}(2-\bar{t}) + t(1-\bar{t})^2} \quad \frac{t(1-\bar{t})}{b\bar{t} + (1-\bar{t})t} \leq x \leq 1$$

x は軸力と、曲げモーメントが零の場合の全抵抗軸力との比 (N/N_y) であり M_y は軸力零の場合の全塑性モーメントである。実験に使用したH型の梁材及び矩形断面, ウェブを無視したH型断面について $\Delta L/L$ と x との関係を求めると Fig. 5 のようになる。実際に設計された断面に作用する軸力の範囲や設計方針による制限等を考えれば塑性領域を或る範囲に固定することも可能であると考えられるが, 材料の歪硬化の影響もあり更に詳しい検討を要する。尚本実験は軸力がない場合すなわち $x=0$ の場合に相当し 塑性領域は 11.2 cm となる。

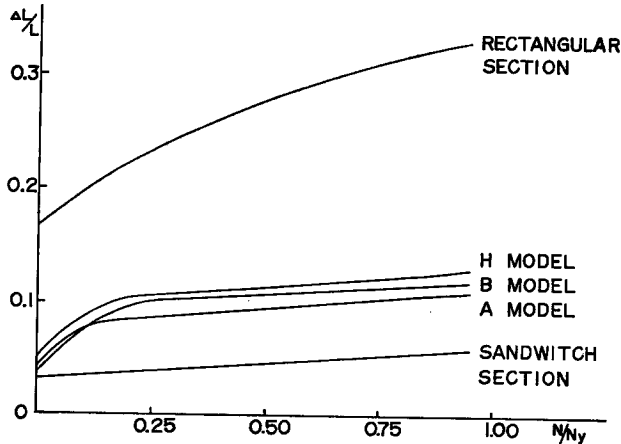


Fig. 5 Relation between yield zone and axial force for H-section under concentrated loading at the center of a simple beam.

3.2. X 型モデル

X型架構の重心に荷重を加えた場合の柱梁部材端の応力は Figs. 6, 7 の記号を参照して (9) 式で与えられる⁶⁾。

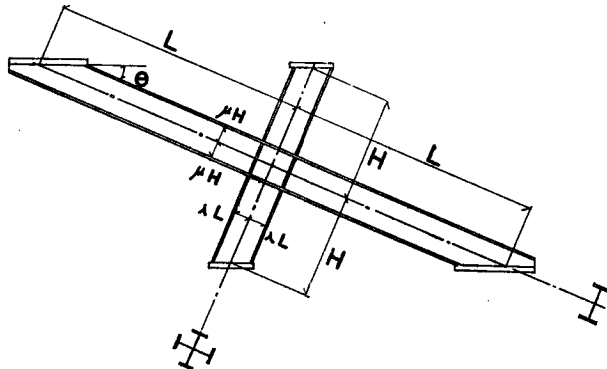


Fig. 6 Notations used for Model-X.

$$\begin{aligned}
 P_o &= \frac{l \cos \theta}{l \cos \theta + h \sin \theta} P & P_B &= \frac{h \sin \theta}{l \cos \theta + h \sin \theta} P \\
 N_o &= \cos \theta P_o & N_B &= \sin \theta P_B \dots\dots\dots(9) \\
 Q_o &= \sin \theta P_o & Q_B &= \cos \theta P_B \\
 M_o &= h \sin \theta (1 - \lambda) P_o & M_B &= l \cos \theta (1 - \mu) P_B
 \end{aligned}$$

ここに suffix o, B はそれぞれ柱および梁を意味し N, Q, M はそれぞれ軸力, 剪断力, 曲げモーメント, P は荷重を表わす。

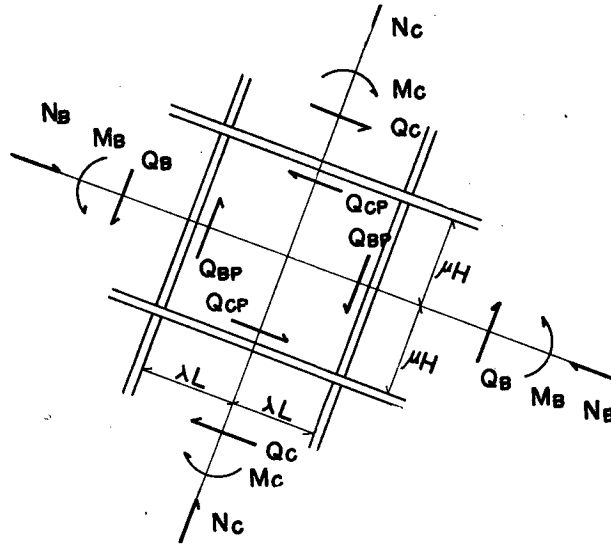


Fig. 7 Notations for forces acting on the panel zone.

梁柱接合パネルにはこれらの力が同時に作用するが解析の便宜上日置博士の仮定⁷⁾と同様パネル周辺は互いに回転端で接続される剛板でありパネルは剪断変形のみ生ずると考える。但し剪断力により生ずる曲げ変形は等価な剪断変形に置換して考慮するとパネルに作用する剪断力は(10)式となる。

$$Q_{OP} = \frac{1-\lambda-\mu}{\mu} \frac{l \cos \theta \sin \theta}{l \cos \theta + h \sin \theta} P \quad Q_{RP} = \frac{-1+\lambda+\mu}{\lambda} \frac{h \cos \theta \sin \theta}{l \cos \theta + h \sin \theta} P \dots\dots(10)$$

パネルの断面を Fig. 8 の如くフランジ部分とウェブ部分に別けて解析を行うとそれぞれの剪断変形量を等しいとすればフランジおよびウェブの負担剪断力は(11)式で与えられる。

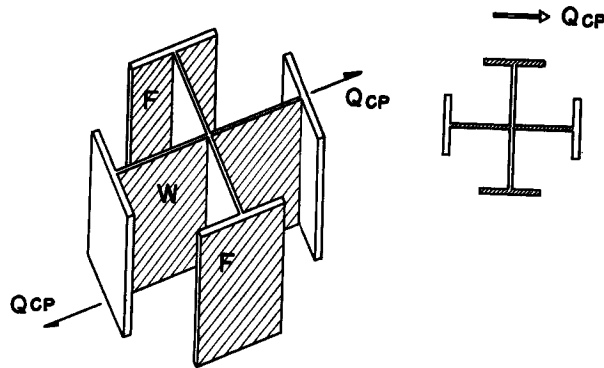


Fig. 8 Effective parts of panel zone for shear resistance.

$$Q_F = \frac{\alpha_W}{\alpha_F + 2\alpha_W} \frac{1-\lambda-\mu}{\mu} \frac{l \cos \theta \sin \theta}{l \cos \theta + h \sin \theta} P$$

$$Q_W = \frac{\alpha_F}{\alpha_F + 2\alpha_W} \frac{1-\lambda-\mu}{\mu} \frac{l \cos \theta \sin \theta}{l \cos \theta + h \sin \theta} P \dots\dots\dots(11)$$

ここに α, A, I は等価剪断剛性, 断面積, 断面 2 次モーメントであり F, W はそれぞれフランジおよびウェブを意味する。

$$\alpha_F = \frac{2\mu h}{GA_F} + \frac{(2\mu h)^3}{12EI_F} \qquad \alpha_W = \frac{2\mu h}{GA_W} + \frac{(2\mu h)^3}{12EI_W}$$

以上の荷重によって生ずる X 型架構の鉛直方向の変形量は部材の曲げおよび剪断変形, パネルの剪断変形および回転による補正を加えて (12) 式で与えられる。

$$\delta_{OV} = \delta_{BF} = \delta_{OV\mathcal{M}} + \delta_{OV\mathcal{P}} + \delta_{OVR} \dots\dots\dots(12)$$

ここに

$$\begin{aligned} \delta_{OV\mathcal{M}} &= (\delta_{OM} + \delta_{OS})\sin\theta + \delta_{ON}\cos\theta & \delta_{BV\mathcal{M}} &= (\delta_{BM} + \delta_{BS})\cos\theta + \delta_{BN}\sin\theta \\ \delta_{OM} &= \frac{1}{3EI_O} \frac{lh^3 \sin\theta \cos\theta}{l \cos\theta + h \sin\theta} (1-\mu)^3 P & \delta_{BM} &= \frac{1}{3EI_B} \frac{l^3 h \sin\theta \cos\theta}{l \cos\theta + h \sin\theta} (1-\lambda)^3 P \\ \delta_{OS} &= \frac{\kappa_O h}{GA_O} \frac{l \cos\theta \sin\theta}{l \cos\theta + h \sin\theta} (1-\mu) P & \delta_{BS} &= \frac{\kappa_B l}{GA_B} \frac{h \cos\theta \sin\theta}{l \cos\theta + h \sin\theta} (1-\lambda) P \\ \delta_{ON} &= \frac{1}{EA_O} \frac{lh \cos^2\theta}{l \cos\theta + h \sin\theta} (1-\mu) P & \delta_{BN} &= \frac{1}{EA_B} \frac{lh \sin^2\theta}{l \cos\theta + h \sin\theta} (1-\lambda) P \\ \delta_{OV\mathcal{P}} &= \frac{\beta}{1+\beta} \gamma h (1-\mu) \sin\theta & \beta &= \frac{(1-\lambda)l}{(1-\mu)h} \cot\theta \\ & & \gamma &= \frac{\alpha_F \alpha_W}{\alpha_F + 2\alpha_W} \frac{1-\lambda-\mu}{2\mu^2 h} \frac{l \cos\theta \sin\theta}{l \cos\theta + h \sin\theta} P \\ \delta_{OVR} &= \frac{\delta_{BV\mathcal{M}} - \delta_{OV\mathcal{M}}}{l \cos\theta + h \sin\theta} h \sin\theta \end{aligned}$$

$\delta_M, \delta_S, \delta_N$ はそれぞれ部材の曲げ変形, 剪断変形および軸方向変形を示す。

次にこのモデルの強度について考えるとこの試験体は静定構造物であり材料を完全弾塑性と前提すると梁柱部材およびパネルのうち最小の強度によりこの架構の強度が決定される。今パネルに作用する剪断応力分布を剪断歪エネルギー説に従うとすればパネルの降伏強度は (13) 式となる。

$$Q_{max} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} A \dots\dots\dots(13)$$

一方部材端の強度は軸力と曲げモーメントが線型の関係にあることを考慮して $N_j = \alpha_j P, M_j = \beta_j P$ とすると断面の外縁が降伏する荷重 P は次式で決定される。

$$P \leq \left\{ \frac{I_j}{(\beta_j H_j + r_j^2) \alpha_j} \sigma_y \right\}_{min} \dots\dots\dots(14)$$

ここに H_j : 断面丈の 1/2, r_j : 回転半径, I_j : 断面 2 次モーメントである。本実験ではパネルのウェブ部分が最初に降伏し ($P=20.07$ ton) 次いでパネルのフランジが $P=27.58$ ton で塑性域に入り崩壊する。それらの時点での鉛直方向の変形は $\delta=2.48$ mm および 3.66 mm となる。

一方パネルの剪断変形および部材の曲げ変形による角度変化は Fig. 9 を参照すれば (15) 式で与えられる。

$$\begin{aligned} \Delta\theta &= c\delta/a^2 \\ \Delta\theta &= \gamma + R_{Ba} + R_{Oa} \dots\dots\dots(15) \end{aligned}$$

ここに γ : パネル剪断変形角, R : パネル境界より a の距離の部材の弾性撓みによる部材角である。パネル降伏荷重時の伸び δ は 0.8 mm, 最終荷重時の伸び変形は 1.52 mm となる。

3.3. 門型モデル

一般に弾塑性接合部をもつ平面架構に水平地動が作用した場合の運動方程式は質量が各層柱位置に集中するものと仮定すると次のように書ける⁴⁾。

$$[A]\{\ddot{X}\} + [B]\{\dot{X}\} + [C]\{M\} + [N]\{D\}\{X\} = \{F(T)\} \dots\dots\dots(16)$$

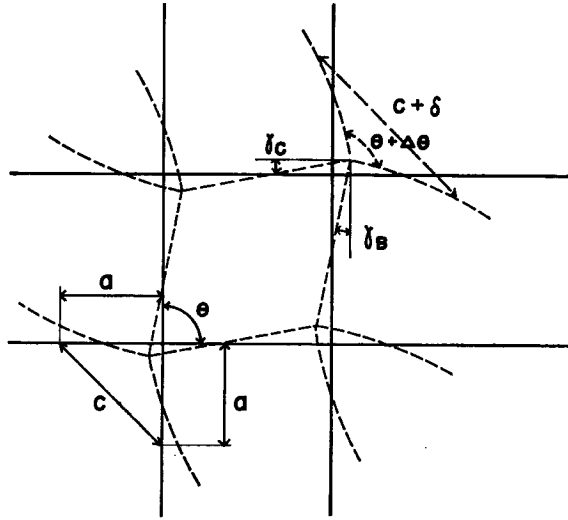


Fig. 9 Angular deformation between column and girder.

ここに $[A]$: 質量マトリックス, $[B]$: 等価粘性減衰係数マトリックス, $\{M\}$: 部材端 モーメントベクトル, $[N]$: 軸力マトリックス, $\{X\} = \{Y\} - \bar{Y}\{1\}$: 運動座標に関する横変位ベクトル, $\{Y\}$: 静止座標に関する横変位ベクトル, \bar{Y} : 地動変位, T : 時間, $\{F\} = -[A]\{1\}(d^2/dT^2)\bar{Y}$: 地動加速度外乱, $[C]$, $[D]$: 架構の形状係数マトリックス。

ここで塑性挙動の発生を部材端接合部領域および接合パネルに固定し部材を弾性と前提すると (16) 式における $\{M\}$ は (17) および (18) 式のように表現される。

$$\{M\} = [F] \begin{Bmatrix} \theta_O - \theta_O \\ \theta_B - \theta_B \\ R_O \\ R_B \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (17)$$

$$\{M\} = \{\Phi(\theta, d\theta/dT; Q, N)\} \dots\dots\dots (18)$$

ここで $[F]$: 部材の剪断変形を含む 挫屈撓角法係数マトリックス, $\{\theta_O\}$, $\{\theta_B\}$: 柱梁端部回転角ベクトル, $\{R_O\}$, $\{R_B\}$: 柱梁部材角ベクトル, $\{\theta_O\}$, $\{\theta_B\}$: 柱梁部材接合部相対回転角ベクトル, $\{Q\}$, $\{N\}$: 部材剪断力および軸力, $\{\Phi\}$: 部材接合部履歴特性ベクトル。

解析の対象が鉄骨架構の場合には接合パネルの剪断変形の影響を含めて考えるとパネル中心での釣合方程式は (19) 式となりパネル 剪断変形角ベクトル $\{\Gamma\}$ と部材端回転角ベクトル $\{\theta\}$ との間には (20) 式の変形条件式が成立する。

$$[G]\{M\} = \{0\} \dots\dots\dots (19)$$

$$\{\Gamma\} = [I]\{\theta\} \dots\dots\dots (20)$$

更に接合パネルの剪断力および履歴特性ベクトルは次のように表わされる。

$$\{Q_P\} = [H]\{M\} \dots\dots\dots (21)$$

$$\{Q_P\} = \{\Psi(\Gamma, d\Gamma/dT; N)\} \dots\dots\dots (22)$$

(17) 式における部材角 $\{R\}$ については部材の伸縮によって生ずる架構の曲げ変形を考慮し, 軸方向の変形についても接合部領域に履歴特性を与えると (23) ~ (25) 式の関係を得る。又柱の部材角についても運動座標に関する変位の関係を導入することにより (26) 式を得る。

$$\{N\} = [J]\{M\} \dots\dots\dots(23)$$

$$\{N\} = \{\tilde{\Phi}(\Delta_N, d\Delta_N/dT; Q; M)\} \dots\dots\dots(24)$$

$$\{R_R\} = [K]\{\Delta_N\} \dots\dots\dots(25)$$

$$\{R_C\} = [L]\{X\} - [M]\{R_R\} - [R]\{\theta_0\} + [S]\{\Delta_N\} \dots\dots\dots(26)$$

ここに $\{Q_P\}$: 接合パネルに作用する剪断力ベクトル, $\{\Psi\}$: 接合パネル履歴特性ベクトル, $\{\Delta_N\}$: 部材軸変形ベクトル, $[G], [I], [H], [J], [K], [L], [M], [R], [S]$: 架構の形状係数マトリックスであり $\{\tilde{\Phi}\}$ は部材接合部領域の軸方向履歴特性ベクトルである。尚 (26) 式の第 1 項は節点間相対変位, 第 2 項は柱伸縮によって生ずる曲げ変形量を考慮したもの, 第 3 項はパネル領域の水平方向の変位, 第 4 項は梁伸縮の影響を表わしており第 4 項については架構の質量分布にも関係する。

一般にパネル変形が弾性域に収まるように設計あるいは補強することは可能でありパネルを弾性とし, 柱伸縮についても軸方向の塑性変形はないものと仮定すると

$$\{Q_P\} = [\lambda]\{F\} \dots\dots\dots(22')$$

$$\{N\} = [\sigma]\{\Delta_N\} \dots\dots\dots(24')$$

(20)~(26) 式の関係を用いて (17) 式に代入すれば部材端モーメント $\{M\}$ は相対変位と柱部材端回転角で表現され (19) 式のパネル中心に関する釣合方程式より $\{\theta_0\}$ を求めることができ, 従って全ての部材端モーメントは運動座標に関する変位 $\{X\}$ と接合部領域の相対回転角 $\{\theta\}$ との関係で表わされる。

$$\{M\} = [A]\{X\} + [F]\{\theta\} \dots\dots\dots(27)$$

(27) 式と (18) 式の関係を用いて (16) 式より任意の地動が作用したときの地震応答を求めることができる。

本実験は外乱が静荷重のため任意の変形状態に対する架構の剪断力を求めることによって復元力特性を理論的に求めることができる。即ち復元力は (16) 式左辺の第 3, 4 項の和で表現される。本実験の解析では簡単のため部材の曲げモーメントと曲率との関係を完全剛塑性とし, 降伏後も一定応力を保持すると仮定している。解析の対象は Fig. 10 に示す 1 層 1 張間の架構であり, 復元力特性におよぼす各種の影響を調べるため以下の 6 種の場合について理論解を求めた。

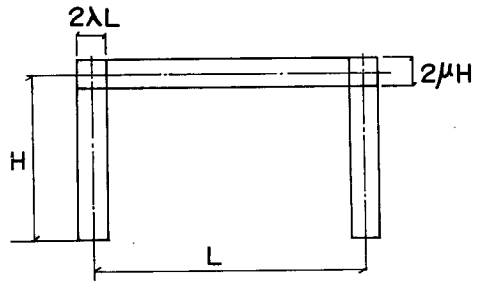


Fig. 10 Notations used for portal frame.

Table 2 Moment Distributions and Restoring forces by Analytical Results for Portal Frames

Model and Case	Left Column (tcm)		Right Column (tcm)		Beam (tcm)		Restoring Force (t/cm)	Ratio of Restoring Force for Case (6)
	Base	Top	Base	Top	Left	Right		
(1)	2916	1332	2916	1332	1332	1332	77.2	
(2)	3075	1271	3072	1272	1515	1515	86.1	1.33
PA(4)	2586	957	2586	958	1163	1164	70.2	1.08
(5)	2568	914	2367	888	1121	1074	66.7	1.03
(6)	2534	837	2340	812	1041	996	64.6	1.00
(1)	1369	747	1369	747	747	747	38.4	
(2)	1441	719	1441	719	849	849	42.8	1.24
PB(3)	1435	720	1433	720	849	849	41.8	1.21
(4)	1271	603	1270	603	717	717	36.3	1.05
(5)	1262	584	1182	568	698	673	34.8	1.01
(6)	1255	569	1176	554	683	659	34.4	1.00

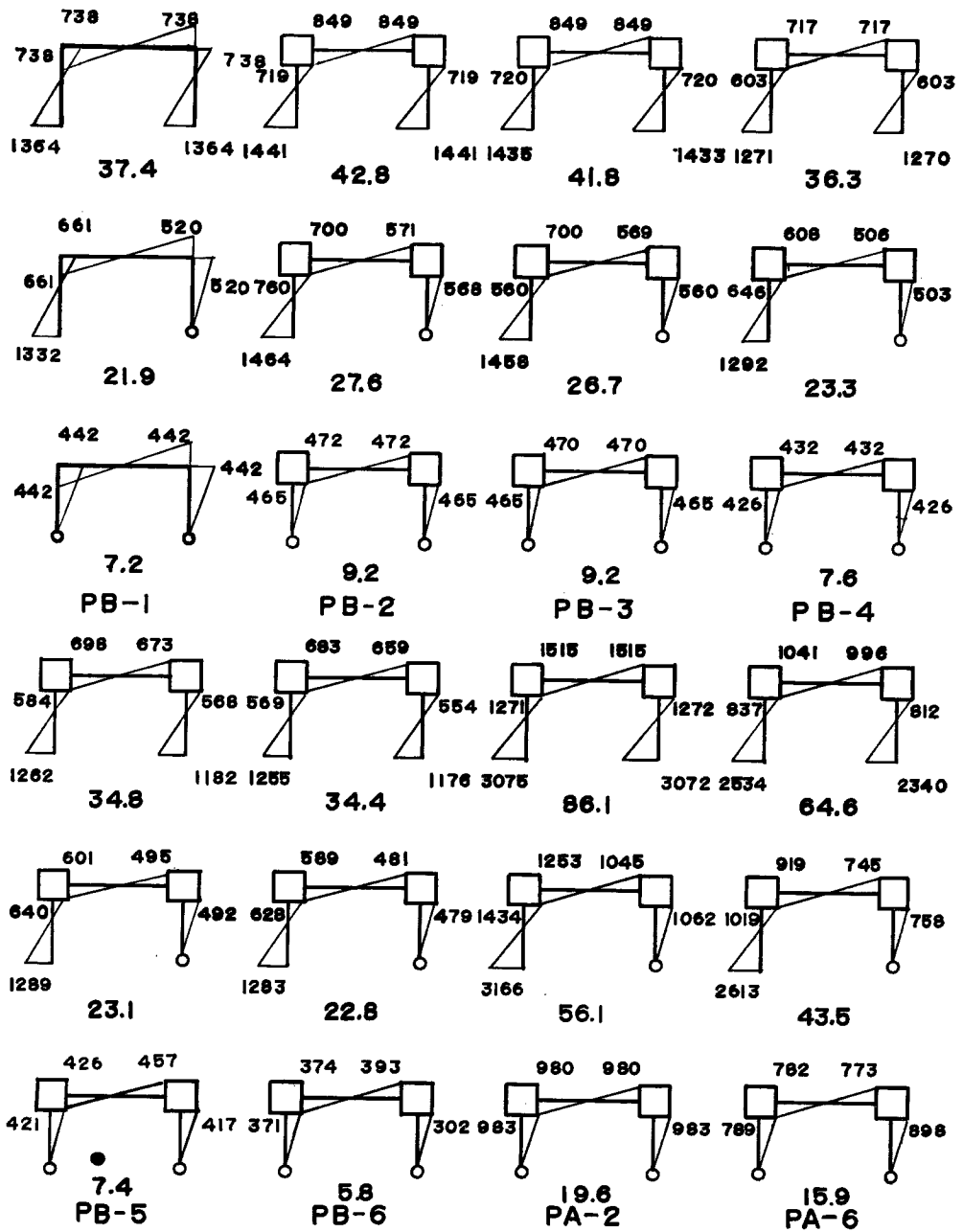


Fig. 11 Moment distributions and restoring forces based on analytical results of model structures.

- (1) 部材長を節点間の長さとし、剪断変形、変動軸力の影響等を全て無視した普通の撓角法による場合
- (2) 接合パネルを剛域とし他の影響を全て無視した場合、但し変動軸力の影響は(2)~(6)については考慮される
- (3) (2)の case に一定軸力を加えた場合
- (4) (3)の case に部材剪断変形を加えた場合
- (5) (4)の case に部材伸縮を加えた場合
- (6) (5)の case にパネル剪断変形の影響を加えた場合で一応考えうる影響を全て含んだ場合

以上(1)~(6)の case についてそれぞれ柱脚固定、柱脚一端固定一端回転端、および柱脚回転端の三種類について解析を行った。Model-PB の解析結果 および Model-PA の(2)、(6)の case について最終変形時の復元力とそのときのモーメント分布を Fig. 11 に示し、柱脚固定の場合の単位変形に対する復元力および部材端モーメントを Table 2 に整理してそれぞれの影響を知るために(6)の結果を基準として復元力の比を最後につけ加えた。但し柱脚回転端の場合は変動軸力を無視した解析結果である。

一方部材の強度は軸力と曲げモーメントの作用する断面が完全塑性の応力状態に達したときを最終強度とすると、任意の荷重状態に対する降伏モーメントは(8)式の如く軸力との相関により定まる。門型架構の試験体 Model-PA および Model-PB について最初に降伏する点での復元力を求めると case(6)の解析結果より $P=73.7$ ton および $P=33.4$ ton となり最終状態では $P=90.2$ ton および $P=47.1$ ton となる。

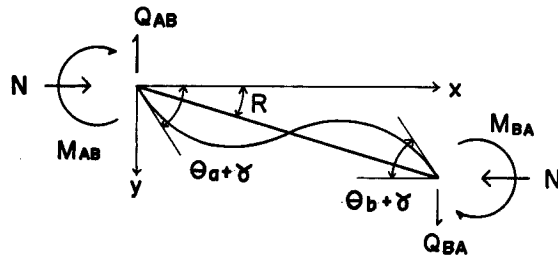


Fig. 12 Basic scheme of the slope deflection method considering axial force and shear deformation

尚部材の剪断変形と軸方向力を考慮した 撓角法の基本式は Fig. 12 を参照すれば、剪断変形を境界条件に考慮することにより撓角法と同様の微分方程式となり部材端モーメントは次のように表わされる。

$$M_{ab} = EK \left\{ \frac{A}{A^2 - B^2} \theta_a - \frac{B}{A^2 - B^2} \theta_b - \frac{A - B}{A^2 - B^2} \left(1 + \frac{\lambda z^2}{6} \right) R \right\} \dots\dots\dots(31)$$

$$M_{ba} = EK \left\{ \frac{A}{A^2 - B^2} \theta_b - \frac{B}{A^2 - B^2} \theta_a - \frac{A - B}{A^2 - B^2} \left(1 + \frac{\lambda z^2}{6} \right) R \right\}$$

$$A = \frac{1}{z^2} \left(1 + \frac{\lambda z^2}{6} \right) - \frac{\cos z}{z \sin z} \quad B = \frac{1}{z^2} \left(1 + \frac{\lambda z^2}{6} \right) - \frac{1}{z \sin z}$$

軸力が引張力の場合も $z = iz$ とすれば全く同様にして(32)式となる

$$M_{ab} = EK \left\{ \frac{A}{A^2 - B^2} \theta_a - \frac{B}{A^2 - B^2} \theta_b - \frac{A - B}{A^2 - B^2} \left(1 - \frac{\lambda z}{6} \right) R \right\} \dots\dots\dots(32)$$

$$M_{ba} = EK \left\{ \frac{A}{A^2 - B^2} \theta_b - \frac{B}{A^2 - B^2} \theta_a - \frac{A - B}{A^2 - B^2} \left(1 - \frac{\lambda z^2}{6} \right) R \right\}$$

$$A = -\frac{1}{z^2} \left(1 - \frac{\lambda z^2}{6} \right) - \frac{\cosh z}{z \sinh z} \quad B = -\frac{1}{z^2} \left(1 - \frac{\lambda z^2}{6} \right) - \frac{1}{z \sinh z}$$

ここで $\lambda \rightarrow 0$ とすれば普通の撓角法になり $z \rightarrow 0$ とすれば剪断変形のみを考慮した撓角法に一致す

る。ここに λ , z は次式で与えられる。

$$\lambda = 12(1+\nu) \frac{KL}{GA}$$

$$z^2 = \frac{NL^2}{EI}$$

ここに ν : ポアソン比, E, G : ヤング係数および剪断弾性係数, A, I : 部材断面積および断面2次モーメント, N : 軸力, L : 部材長さ, K : 部材剛度である。

4. 実験結果および考察

H型モデルの荷重と荷重点の鉛直方向の撓みとの関係を Fig. 13 に示す。加力はフランジの局部挫屈が生ずるまで増加させたがその最終変形は 71 mm となり弾性限変位の7倍程度の変形である。一点鎖線の理論値と比較すると理論値の初期勾配は実験値に比して若干高いが部材の剪断変形を考慮すると実験値に近づく。又 wire strain gauge の結果から部材の塑性領域の拡がりを見ると梁中心点から約 19.5 cm, 又 20 cm の載荷板端部から 9.5 cm のところまで塑性域にあることがわかるが理論値 11.17 cm は丁度その中間の値となっている。実験値は材料の歪硬化の影響により拡がると考えられるがこの場合は一応理論値と近い値を示している。

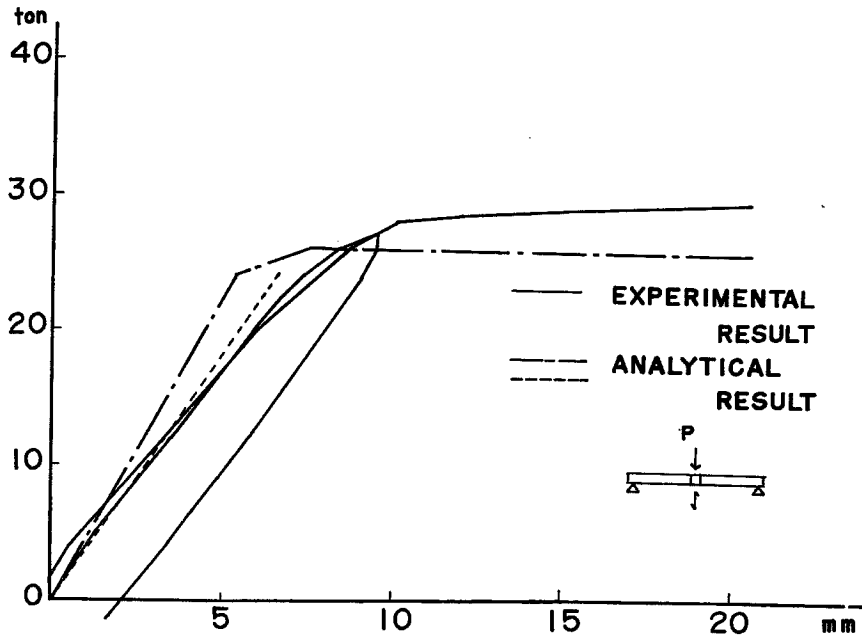


Fig. 13 Load-deflection curve for Model-H

Fig. 14 にはX型モデルの鉛直方向の変形を示す。最終変形は 26.3 cm そのときの靱性率は10程度であり塑性流れがはげしくなって終了した。又 Fig. 15 には接合パネル上下の角度変化の平均値をそれと等価な変形で測定して横軸にとり荷重を縦軸にとった図を示したがこれは部材端から測定点までの部材の曲げおよび剪断変形とパネルの剪断変形との和を表わしたものに相当し Figs. 14, 15 とも理論値と近い値を示している。

門型架構の実験結果として Fig. 16 に Model-PA Fig. 17 に Model-PB の中央下部の撓みの測定結果を横軸に、縦軸には荷重をとって示した。Model-PA の最大荷重は 103 ton 最終変形は 31mm, Model-

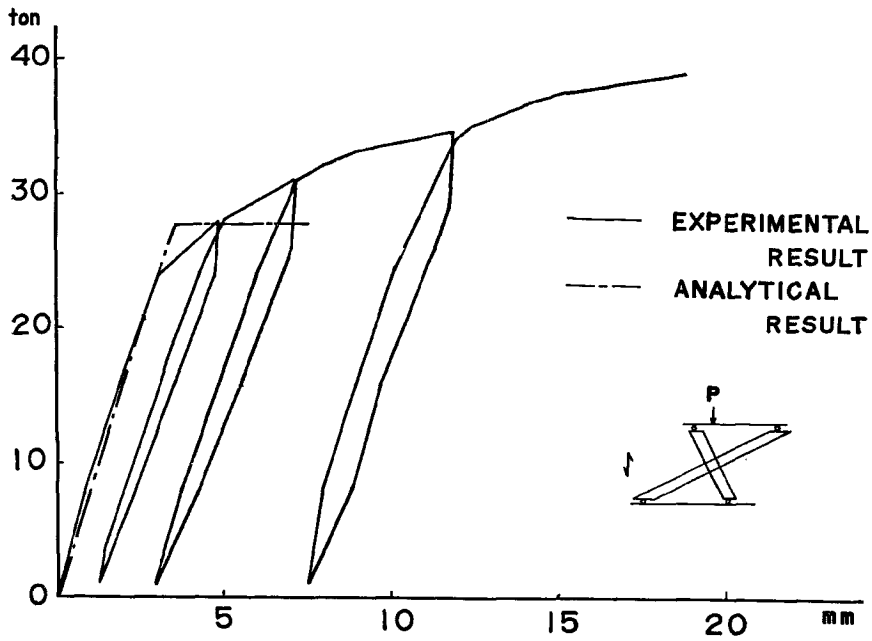


Fig. 14 Load-deflection curve for Model-X

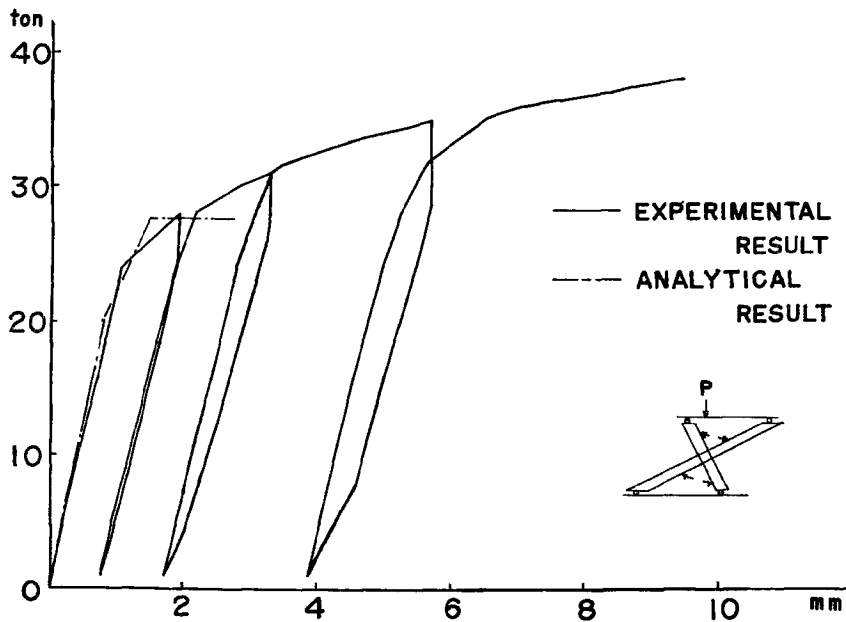


Fig. 15 Load-deflection curve for Model-X.

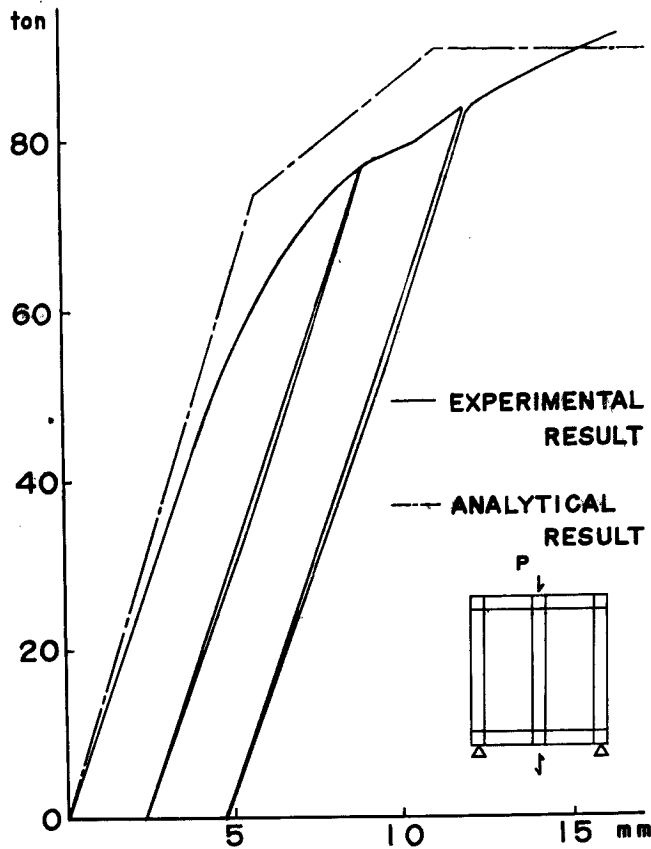


Fig. 16 Load-deflection curve for Model-PA.

PB では最大変形はで 41 mm である。理論値は梁柱接合 panel の剪断変形，部材の剪断変形，梁柱の伸縮および一定軸力と変動軸力をともに含めた case (6) の場合の値である。Model-PA については理論値は若干高くなっているが Model-PB ではかなり実験値と一致している。

本実験はそれぞれのモデルについて 1 個の試験しか行っていないのでこれらの結果から一般的な結論を導くことはむづかしいが，モデルが実際の構造物と相似であることから定性的には次のような傾向を知ることができる。

1. 部材およびパネルの剪断変形，軸方向変形を考慮し且つ軸力による復元力の低下を考えると架構の復元力特性は弾性範囲では実験値とかなり一致する。又 Model-PB では材料の歪硬化を考えると塑性域においても実験値に近い値となるが Model-PA では逆に実験値が高くなることが予想される。これは部材の剪断変形による影響と思われる。
2. 架構の復元力特性は部材の曲げ変形による他剪断変形によってもかなり影響をうけ理論的に検討したところでは 15~25% 程度架構の復元力は剪断変形により低下する傾向にある。この場合は柱部材のフランジとウェブが一体として抵抗すると考えた場合であるが梁柱接合部周辺の剛板と仮定したダイヤフラムの部分の剛性が低くてフランジが十分抵抗せずウェブのみが剪断に対して抵抗すると仮定するとその低下率は 30~50% にもなる。従って構造物の剛性を評価する場合には注意すべきであろう。
3. 梁柱接合パネルの変形は 1 層架構の場合には集中する剪断力が小さいため復元力にはあまり影響をもた

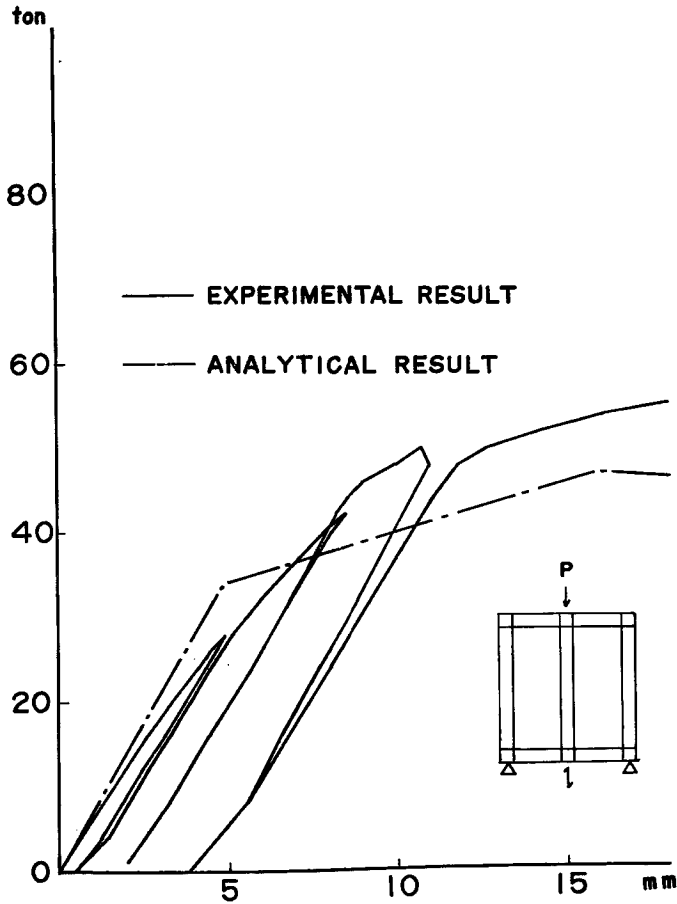


Fig. 17 Load-deflection curve for Model-PB.

ないが、たとえばX型モデルの如く高層架構の一部を考えた場合には若干影響が表われる。しかしパネル変形の影響は設計の方針によって除去される性質のものである。

4. 部材の伸縮による影響は1層架構の場合には5%程度であるが建物が高層になると曲げ変形の影響はかなり大きく表われると考えられる。
5. 層間変位に関する靱性率はPAモデルについて5, PBモデルで4程度であるがこれに対して部材端接合部領域での歪は弾性歪に対し12程度になり、局所的な安全性の尺度を用いた応答解析結果⁵⁾と比較するとやはり3倍程度となっている。
6. 塑性領域については実験値は完全弾塑性材料と考えたときの理論値と比して固定点をどこに迎ぶかにもよるがかなり近い値を示している。しかし歪硬化を考えていないので今後の問題として残される。

5. む す び

本論では実験によって得られた1層1張間架構の復元力特性を理論解と比較検討した。その結果復元力特性については種々の影響を考慮すれば或る程度理論的に把握することが可能であること、その中では部材の剪断変形の影響が最も大きいことが示された。詳細にみればパネルの剪断変形も若干影響するが、設計の立

場から考えれば重力による軸力の作用するパネル部分で大きな塑性変形の生ずることは好ましいことではなく、むしろ簡単に補強することによりパネル変形の影響を除去する方向へ進まねばならないだろう。又軸方向変形については更に高層架構に対する理論的、実験的な検討を加えなければ一般的な結論は擱めない。更に部材端に生ずると予想される塑性領域については或る範囲の軸力状態ではほぼ一定値に収まるように考えられるが、今後材料の歪硬化を含めて塑性領域について検討を加え、部材の曲げモーメントと相対回転角との関係について明らかにし、具体的なモデルと直接的な耐震安全性の尺度を用いた地震応答解析法の妥当性を検討していく必要がある。尚本実験は竹中工務店の援助に負うところが多い。

終りに本実験計画ならびに実験中に終始適切な御助言をいただいた京都大学六車教授および wire strain gauge の実験結果を心よく提供していただいた金多教授に感謝の意を捧げるとともに実験および解析に惜しみなく協力して下さった竹中工務店侯野博氏ならびに小堀・南井研究室の諸兄に感謝の意を表わします。

参 考 文 献

- 1) 棚橋諒, 小堀鐸二, 南井良一郎: 構造物の動的耐震設計法と地震レスポンス, 京大防災研究所年報第5号B, 昭 37.3, pp. 1~32.
- 2) 小堀鐸二, 南井良一郎: 多層弾塑性構造物の地震レスポンス, 京大防災研究所年報第7号, 昭 39.3, pp. 141~163.
- 3) Kobori, T. and Minai, R.: Aseismic Design Method of Elasto-plastic Building Structures, Bulletin of Disaster Prevention Research Institute of Kyoto Univ., No.68, March, 1964, pp. 1~64.
- 4) 小堀鐸二, 南井良一郎, 鈴木有: 弾塑性ジョイントを含む架構の地震応答, 京大防災研究所年報第9号, 昭 41.3, pp. 165~192.
- 5) 小堀鐸二, 南井良一郎, 藤原悌三: 弾塑性ジョイントをもつ架構の地震応答一軸力を考慮した場合一, 日本地震工学シンポジウム講演集, 昭 41.10, pp. 215~220.
- 6) 仲威雄, 加藤勉, 湯浅丹, 田中淳夫, 佐々木哲也: 水平荷重を受ける鋼構造柱, はりおよびその接合部の挙動について, 日本建築学会論文報告集, 第101号, 昭 39.8, pp. 31~38.
- 7) 日置興一郎, 中本嘉彦: 接合部パネルの剪断変形を考慮した撓角法, 日本建築学会論文報告集, 第101号, 昭 39.8, pp. 39~44.