

断面力間の相互作用を考慮した RC 立体架構の 地震応答性状

藤原 悌三・喻 徳明

EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSES OF A REINFORCED CONCRETE SPACE FRAME IN CONSIDERATION OF THE INTERACTION EFFECTS

By Teizo FUJIWARA and Deming YU

Synopsis

It is very important to pay attention to the problem of the interaction among the force components on the structural members which are allowed to deform well into plastic range when subjected to strong earthquake excitations. The inelastic deformation characteristics of the column members are quite complex due to the interaction effect of multi-axial force state. Especially the bending strength of the reinforced concrete members under compressive axial force is generally larger than that under tensile axial force.

On the above mentioned problem, authors analyzed a 2-span reinforced concrete space frame by the use of nonlinear equivalent force and equivalent deformation method. The analytical results show that dynamic axial forces on column members affect the local response characteristics of column members especially the base part of the corner columns. However, these influences are not very remarkable on the story level response.

1. 序 論

水平二方向の地震動を受ける時、曲げ抵抗型の立体骨組構造物の柱部材の水平断面には二軸曲げモーメント、軸力、せん断力などが作用し、構造物の塑性化に伴う各断面力間の相互作用が構造物全体及び部材の抵抗性に影響を与える。このような構造物の終局耐震安全性を確保するためには、実験あるいは解析的な研究による検証が必要であると考えられる。従来の鉄筋コンクリート造の建物は中低層のものが多く、近年、施工技術の発達や人口密度の増加によって、高層の集合住宅、オフィスビルなどが盛んに建てられるようになっている。このような高層建物では、柱部材に作用する軸力が転倒モーメントによって大きく変動することが予想されるので、各断面力間の相互作用によって、柱部材は相当複雑な弾塑性挙動をすると考えられる。

鉄筋コンクリート構造物を対象とした地震応答解析手法はこれまでにいろいろと提案されているが、その中で代表的な方法としては、部材断面を微小要素あるいは fiber に分割し、各要素に応力と歪の関係を導入する方法¹⁾、柱部材断面の鉄筋とコンクリートをそれぞれのバネに分けて表す multi-spring model²⁾を用いる方法などがあげられる。これらの方法は、それぞれ現実に近い応力と歪の関係を与えることができるが、計

算には大きな容量を必要とする。より一般的な応答性状を明かにするためには、断面力レベルでの履歴特性を与えるマクロな解析が必要であると考えられる。また、鉄筋コンクリート架構を対象とする解析のうち、動的軸力を含む多軸断面力状態の降伏条件を考慮した解析はまだ少ない。そこで、筆者らは平面及び立体の鉄筋コンクリート（以下 RC と称する）架構を対象に、柱部材端部に作用する多軸断面力を等価断面力で代表し、その等価断面力と等価変形の関係に非線形な履歴特性を与え、さらには、ポテンシャル関数を導入することによって、断面力成分と変形成分の相互関係を求めて応答解析を行う手法を開発した。さらに、この手法を用いて、部材レベルから層レベルまでの地震応答に及ぼす柱部材の軸力変動の影響について検討した。

2. 解析手法

2.1 構造物モデル

まず、Fig. 1 に示されている立体構造物を対象にして、動特性のモデル化を行った。解析の前提としては、次のような仮定が用いられている。

- 1) 層の質量を床位置に集中させる。
- 2) 柱と梁部材の端部に非線形な履歴特性を持つジョイントがあり、他の部分は弾性挙動をする³⁾。
- 3) 質量と剛性には初期の偏りがなく、二軸は完全対称である。
- 4) 柱部材のせん断変形は無視する。

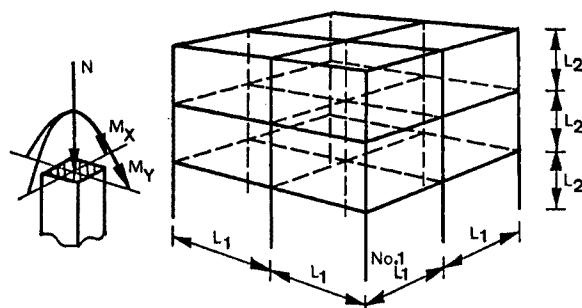


Fig. 1. Structural model.

2.2 運動方程式及び構成方程式

n 層の立体構造物モデルに対して、柱部材の直交する二方向の塑性化の差によるねじれを考慮すると、一般的な無次元の運動方程式は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} [A]\{\ddot{X}\} + [C_X]\{\dot{X}\} + \rho \cdot [K_X]\{X\} + (1-\rho) \cdot [D_X]\{M_X\} &= -[A] \cdot \alpha \cdot \{\ddot{X}_0\} \\ [A]\{\ddot{Y}\} + [C_Y]\{\dot{Y}\} + \rho \cdot [K_Y]\{Y\} + (1-\rho) \cdot [D_Y]\{M_Y\} &= -[A] \cdot \alpha \cdot \{\ddot{Y}_0\} \\ [I]\{\ddot{\phi}\} + [C_\phi]\{\dot{\phi}\} + \rho \cdot [K_\phi]\{\phi\} + (1-\rho) \cdot ([G_X]\{M_X\} + [G_Y]\{M_Y\}) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

$[A]$: 質量マトリックス

$[I]$: ねじれ慣性マトリックス

$[C_X], [C_Y], [C_\phi]$: 減衰マトリックス

$[K_X], [K_Y], [K_\phi]$: 初期剛性マトリックス

$[D_X], [D_Y], [G_X], [G_Y]$: 係数マトリックス

$\{M_X\}, \{M_Y\}$ ：柱部材の非線形ジョイントのモーメントベクトル

$\{\ddot{X}\}, \{\ddot{Y}\}, \{\ddot{\phi}\}$ ：構造物モデル応答加速度ベクトル

$\{\dot{X}\}, \{\dot{Y}\}, \{\dot{\phi}\}$ ：構造物モデル応答速度ベクトル

$\{X\}, \{Y\}, \{\phi\}$ ：構造物モデル応答変位ベクトル

$\{\ddot{X}_0\}, \{\ddot{Y}_0\}$ ：地動加速度ベクトル

ρ ：復元力の弾性成分の割合（本研究では、 $\rho=0.05$ とした）

α ：外乱強度パラメーター

地動外乱加速度の大きさは次式によって定義される外乱強度パラメーター α によって表現する。

$$\alpha = \frac{|\ddot{Y}|_{\max} \bar{A} \cdot \bar{L}}{\bar{M}_0} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 $|\ddot{Y}|_{\max}$ は地動外乱加速度の最大値、 $\bar{A}$ は質量の無次元化の基準値、 $\bar{L}$ は長さの無次元値、 $\bar{M}_0$ は柱の曲げモーメントの無次元化の基準値である。

また、柱部材に対して、たわみ角法を使うことによって、柱の材端の X 方向と Y 方向のモーメントと材端変形及び層の水平変位の関係は次のように表せる。

$$\{M_J\} = [A_{1J}]\{\phi_J\} + [A_{2J}]\{\theta_J\} + [A_{3J}]\{J\} \quad J=X, Y \quad \dots\dots\dots (3)$$

$[A_{1J}]$, $[A_{2J}]$, $[A_{3J}]$ は柱の弾性剛性に関する係数マトリックス、 $\{\phi_J\}$ は節点回転角ベクトル、 $\{\theta_J\}$ は非線形ジョイント内の相対回転角ベクトル、 $\{J\}$ はモデルの重心の X 及び Y 方向の水平変位ベクトルをそれぞれ示す。

梁部材に対して、次のようにたわみ角法を使うと、梁の材端モーメントは次の式で表せる。

$$\{M_{BJ}\} = [B_{1J}]\{\phi_J\} + [B_{2J}]\{\theta_{BJ}\} + [B_{3J}]\{R_J\} \quad J=X, Y \quad \dots\dots\dots (4)$$

同様に、 $[B_{1J}]$, $[B_{2J}]$, $[B_{3J}]$ は梁の弾性剛性に関する係数マトリックス、 $\{\theta_{BJ}\}$ は梁の非線形ジョイント内の相対回転角ベクトル、 $\{R_J\}$ は梁の部材角ベクトルである。

梁の部材角は次式のように、柱の軸変形から求められる。

$$\{R_J\} = [T_{1J}]\{N\} + [T_{2J}]\{d\} \quad J=X, Y \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 $[T_{1J}]$ は骨組モデルの階高、スパン長さ、柱部材の水平断面寸法に関するマトリックス、 $[T_{2J}]$ はスパン長さに関するマトリックス、 $\{N\}$ は柱部材の軸力ベクトル、 $\{d\}$ は柱部材の非線形ジョイント内の軸変形ベクトルである。

また、柱の軸力と二軸曲げモーメントの関係は次式のようにになる。

$$\{N\} = [DE_1]\{M_X\} + [DE_2]\{M_Y\} \quad \dots\dots\dots (6)$$

この中の $[DE_1]$, $[DE_2]$ はスパンの長さに関するマトリックスである。

節点での柱と梁のモーメント釣合式は次式で表される。

$$[BB_J]\{M_{BJ}\} + [BC_J]\{M_J\} = 0 \quad J=X, Y \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 $[BB_J]$, $[BC_J]$ は架構の形状に関するマトリックスである。

構造物モデルの自重などの固定荷重による一定軸力 N_S とベースシャー係数の関係は次式で表される。

$$N_S = \frac{N}{N_0} = \frac{2 \cdot \bar{M}_0}{C \cdot \bar{N}_0 \cdot \bar{L}} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 C はベースシャー係数、 $\bar{L}$ は長さの無次元の基準値、 $\bar{M}_0$ と $\bar{N}_0$ はそれぞれモーメント、軸力の無次元の基準値である。

また、周波数パラメーター ψ は次式のように定義されている。

$$\psi = \frac{T_1}{T_d} = \frac{\tau_1}{\tau_d} \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 τ_1 は無次元基本固有周期、 τ_d は無次元継続時間、 T_1 、 T_d は対応する有次元量をそれぞれ表す。

2.3 多軸断面力状態を表す等価断面力の定義

本研究では、柱部材端部の非線形ジョイントの水平断面に存在する二軸曲げモーメントと鉛直方向の軸力即ち多軸断面力を無次元化して、これらの無次元多軸断面力を一つの等価断面力⁴⁾で代表し、また、これらの断面力の相互作用による降伏曲面を近似的に球面で表す (Fig. 2 参照)。実際の RC 柱部材の軸力モーメントの相互作用をより厳密に表すためには、放物面を用いる方がより適切であると考えられるが、数値計算上、かなり複雑になるので、本研究では球面の場合についてのみ計算している。降伏曲面は具体的には次式で定義されるポテンシャル関数によって表現される。

$$\text{球面の場合} \quad Z = (M_X^2 + M_Y^2 + N^2)^{1/2} \dots\dots\dots (10)$$

$$\text{放物面の場合} \quad Z = (M_X^2 + M_Y^2)^{1/2} + N^2 \dots\dots\dots (11)$$

ここで、 Z は無次元の等価断面力、 M_X 、 M_Y は RC 柱部材の水平断面に作用する X および Y 方向の曲げモーメントの無次元の値、 N は無次元軸力である。従来の鉄骨を対象とした解析では、柱部材の圧縮と引張りの強度が同じであるから、圧縮側の降伏曲面と引張り側の降伏曲面は対称になるのが明かであるが、RC 柱部材の場合では、引張り強度は圧縮強度に比べてはるかに小さいので、この違いを考慮しなければならない。Fig. 2 の N_Y^+ 、 N_Y^- はそれぞれ RC 柱部材の無次元圧縮強度、無次元引張り強度を表す。数値計算時(10)、(11)式の N にはこの差を考えて、Fig. 2 に示されている M_X' の位置から平行的に M_X の位置に移動させた後の値を用いることとする。

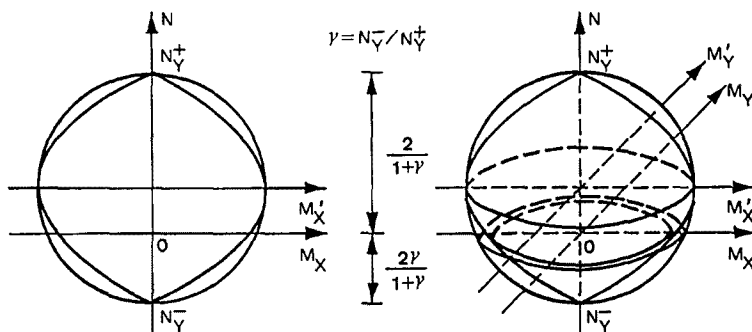


Fig. 2. Nondimensional yield surface.

2.4 復元力特性及び地動入力

等価断面力とそれに対応する等価変形間の復元力特性には次式のような Y. K. Wen⁵⁾ または藤原⁴⁾、F. Casciati⁸⁾ による一次元非線形履歴を用いる (Fig. 3 参照)。

$$\dot{Z} = [A_t - \{\beta \cdot \text{sgn}(\dot{U} \cdot Z) + \gamma\} \cdot |Z|^n] \cdot \dot{U} \dots\dots\dots (12)$$

この中で、 Z と U はそれぞれ等価断面力と等価変形、 A_t は任意の時刻 T での無次元剛性、 β と γ は履歴ループの形状を決めるパラメーター、 n は履歴ループの滑らかさを決めるパラメーターである。(本研究では、 $\beta = \gamma = 0.5$ 、 $n = 2$ と仮定している。)

また、RC 部材の劣化を表すために、剛性劣化は無次元累積塑性仕事に比例するという仮定⁶⁾を用いた。即ち

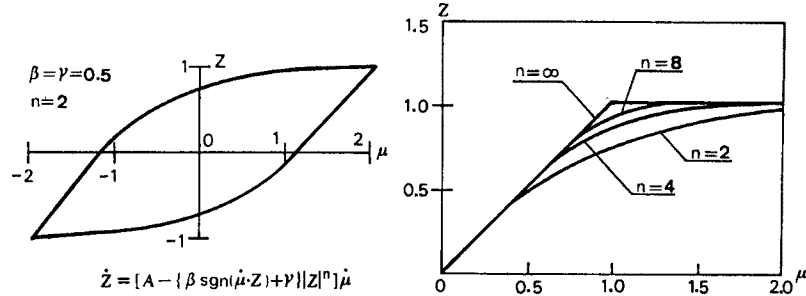


Fig. 3. Nondimensional hysteresis characteristics.

$$A_t = A_0 - \delta_a \cdot E(T) \quad (13)$$

ここで、 A_0 は無次元初期剛性 ($A_0=1.0$)、 δ_a は比例定数 (ここでは $\delta_a=0.03$ とした)、 $E(T)$ は時刻 T までの無次元累積塑性仕事である。

無次元の累積塑性仕事は次のように求められる。

$$E(T) = \sum (M_x \cdot \dot{\theta}_x^P + M_y \cdot \dot{\theta}_y^P \cdot \frac{1}{DK} + N \cdot \dot{d}^P \cdot \frac{1}{CK}) \quad (14)$$

$$\text{ここで、} DK = \frac{\bar{M}_{x0} \cdot \bar{\theta}_{x0}}{\bar{M}_{y0} \cdot \bar{\theta}_{y0}}, \quad CK = \frac{\bar{M}_{x0} \cdot \bar{\theta}_{x0}}{\bar{N}_0 \cdot \bar{d}_0} \quad (15)$$

また、 $\dot{\theta}_x^P$ 、 $\dot{\theta}_y^P$ 、 $\dot{d}^P$ は二軸曲げモーメント、軸力に対応する塑性変形速度である。 $\bar{M}_{x0}$ 、 $\bar{M}_{y0}$ 、 $\bar{N}_0$ はジョイント領域に作用する二軸曲げモーメント、軸力の無次元化の基準値を示す。 $\bar{\theta}_{x0}$ 、 $\bar{\theta}_{y0}$ 、 $\bar{d}_0$ は対応する二軸曲げ回転角、軸変形の無次元化の基準値を表す。

二軸曲げモーメントと軸力の相互作用を表すポテンシャル関数方程式(11)式及び履歴特性方程式(12)式を用いて、現構造物モデルのある任意の柱部材の非線形ジョイントに対して、このジョイント領域における各断面力速度と対応する変形速度の関係は次式のように求められる。

$$\begin{Bmatrix} \dot{M}_x \\ \dot{M}_y \\ \dot{N} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_t - R_1 & -R_2 & -R_3 \\ -R_4 & A_t - R_5 & -R_6 \\ -R_7 & -R_8 & A_t - R_9 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\theta}_x \\ \dot{\theta}_y \\ \dot{d} \end{Bmatrix} \quad (16)$$

ここで、

$$\begin{aligned} R_1 &= A_t - \frac{A_t^2 \cdot M_x^2}{Z^2 \cdot S}, & R_2 &= -\frac{A_t^2 \cdot M_x \cdot M_y}{Z^2 \cdot S}, & R_3 &= -\frac{A_t^2 \cdot M_x \cdot N}{Z^2 \cdot S} \\ R_4 &= -\frac{DK \cdot A_t^2 \cdot M_x \cdot M_y}{Z^2 \cdot S}, & R_5 &= A_t - \frac{DK \cdot A_t^2 \cdot M_y^2}{Z^2 \cdot S}, & R_6 &= -\frac{DK \cdot A_t^2 \cdot M_y \cdot N}{Z^2 \cdot S} \\ R_7 &= -\frac{CK \cdot A_t^2 \cdot M_x \cdot N}{Z^2 \cdot S}, & R_8 &= -\frac{CK \cdot A_t^2 \cdot M_y \cdot N}{Z^2 \cdot S}, & R_9 &= A_t - \frac{CK \cdot A_t^2 \cdot N^2}{Z^2 \cdot S} \\ S &= \frac{A_t^2}{Z^2} (A_t - Z^2) + A_t \frac{M_x^2 + DK \cdot M_y^2 + CK \cdot N^2}{Z^2} \quad (17) \end{aligned}$$

(16)式と(1)～(7)式の運動方程式、釣合式を用いて、構造物モデルが水平地動外乱加速度を受ける時の応答加速度、応答速度、応答変位及び部材レベルの各断面力とそれに対応する変形が step-by-step の数値積分によって求められる。本研究では、数値積分の手法としては四次精度の Runge—kutta method を使っている。無次元の計算の刻みは構造物の無次元の固有周期の1/100とした。

地動入力としては、Cosine 波及び El Centro (1940) の NS 及び EW 成分の地震波形関数を用いた。定常入力については構造物モデルの塑性化による周期の伸びを考慮し、Cosine 波の振動数を構造物モデルの一次固有振動数の0.8倍とした。

3. 解析結果

3.1 平面架構を対象とした応答解析結果

本節では、以上に述べた解析方法を用いて、Fig. 4 に示されている平面架構を対象にして、一定軸力と変動軸力が平面架構全体の地震応答及び局所の地震応答に与える影響を調べた。解析には、2.1 節に示した仮定を用いたが、ここでは、梁部材は全部剛体であると仮定している。

一定軸力の大きさ、スパン比および柱部材の配筋量の變動によってモデルの応答性状を調べるために、ベースシャー係数、スパン比、柱部材の鉄筋比などをパラメーターとして、その応答結果を比較した。各解析ケースと対応するパラメーターの関係は Table 1 に示されている。

以下に、各ケースについて解析の結果の一部を Fig. 5 から Fig. 10 に示す。

Cosine 波を受ける時の構造物モデルの一層柱脚の応答を Fig. 5 の下側に示している。上側は Abrams⁷⁾ による曲げと変動軸力を受ける RC 柱の実験結果であるが、双方共に動的軸力の影響によって正負の耐力が異なる傾向を示している。また、両者の結果には、剛性及び強度の低下に関しては類似な傾向が見られ、スリップ性状の導入や劣化係数の改善により本解析の応答結果を実験結果により近づけることは可能であると考えられる。

次に鉄筋比が1%で、復元力特性の劣化を考慮した場合の各ケースの El Centro 地震入力の結果を比べてみる。Fig. 6 はジョイント1のモーメント一回転角の関係を示している。ケース AD-1 ではベースシャー係数は0.2、ケース AD-2 ではベースシャー係数は0.3である。(8)式によると、ベースシャー係数の小さいということは一定軸力が大きい場合に相当するから、結果として柱脚のジョイントのモーメント一回転角の関係図をみると、ケース AD-1 では、動的軸力の作用によって曲げ抵抗は非対称性を示しているが、一定軸力が割合大きいため、引張り側の曲げ抵抗は圧縮側に比べて、やや低下していることが分かる。これと対照的に、ベースシャー係数が0.3 のケース AD-2 の場合、一定軸力はケース AD-1 より小さいので、動的軸力が相対的に大きくなり、曲げモーメントと軸力間の相互作用も大きくなっているために、結果としては

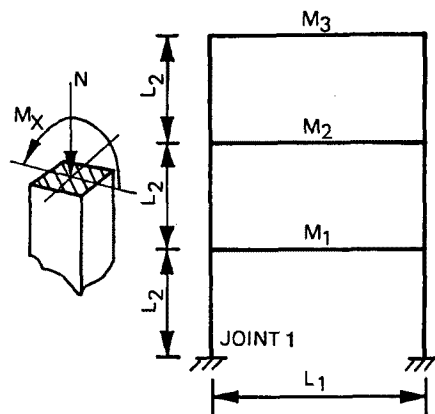


Fig. 4. Structural model.

Table 1. Case parameter

Case	AD-1	AD-2	AD-4	BD-1	BD-2	BD-3	BD-4	BCS-0	BCS-1
Reinforcement Ratio	1.0	1.0	1.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Span ratio	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Degradation	Have	Have	Have	Have	Have	Have	Have	Have	Have
Static axial force	Have	Have	No	Have	Have	No	No	No	Have
Dynamic axial force	Have	Have	No	Have	Have	Have	No	No	Have
Base shear coefficient	0.2	0.3	0.2	0.2	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2
Input wave	El Centro 1940 NS wave function							Cosine wave	

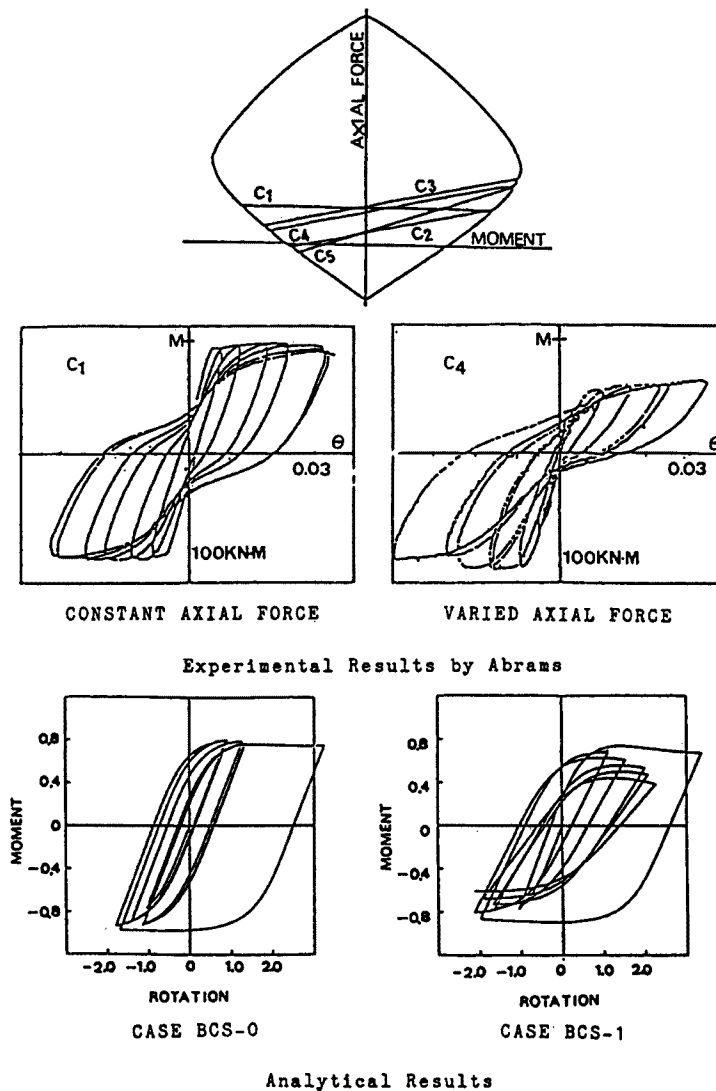


Fig. 5. Comparison between experimental results and analytical results.

引張り側の曲げ抵抗力の低下は圧縮側に比べて、更に大きくなっている。これらの軸力を考慮した場合の結果と比較すると、軸力を無視した場合（ケース AD-4）の結果では、一定軸力及び動的軸力も存在しないので、相互作用も当然なくなり、曲げモーメントの引張り側と圧縮側では対称的に剛性と強度は低下している。

次に、Fig. 7 に示されているケース AD-1 とケース AD-2 の軸力—軸変形の関係図を比較する。ケース AD-1 の場合では、相対的に一定軸力が大きいので、動的軸力の影響も相対的に小さくなっている。すなわち、一定軸力の動的軸力に対する制約作用が大きくなっており、軸変形としては引張り変形も圧縮変形も顕著な累積が見られない。ケース AD-2 の場合では、一定軸力が小さく、動的軸力の作用が相対的に大きくなるため、引張り側の軸変形の累積も大きくなっている。

Fig. 8 には鉄筋比が 2 % の場合のジョイント 1 のモーメント—回転角関係図が示されている。鉄筋比の大きい場合では、軸力の降伏曲線の中心点からの移動量が鉄筋比の小さい場合より少なくなり、曲げ強度の低下はケース BD-1 の場合では圧縮側に変わり、ケース BD-2 の場合では軸力を移動させた後の位置は原点

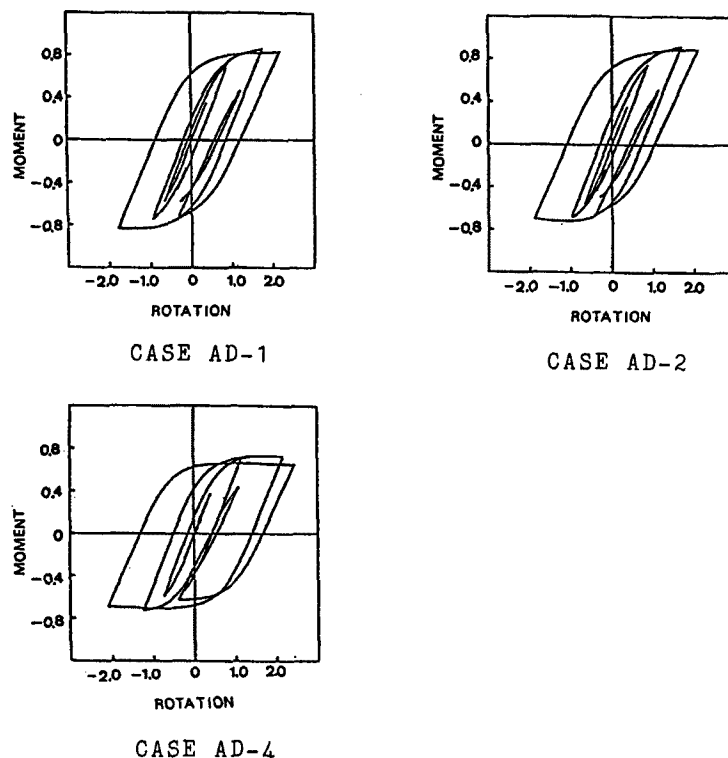


Fig. 6. Moment-rotation relationship when reinforcement ratio is 1%.

に近い場合、引張り側の曲げ強度は圧縮側より少し低下していることが分かる。ケース BD-3 では動的軸力だけが考えられているので、一定軸力の制約作用は完全に存在しなくなり、引張り側の曲げ強度の低下は著しくなっている。ケース BD-4 は軸力の影響を無視した場合で、圧縮側と引張り側の曲げ強度と曲げ剛性は対称に低下していることが明かである。また、鉄筋比が 2% であるから、この時の曲げ抵抗力はケース AD-4 より増加している。

ケース BD-1~BD-3 のジョイント 1 の軸力-軸変形の関係図は Fig. 9 に示されている。これらの結果を比較すると、ケース BD-1 では、圧縮側の軸変形が大きく累積されているが、ケース BD-2 では、圧縮と引張り側の軸変形がほぼ同じ程度になっている。ケース BD-3 では、動的軸力と曲げモーメントの相互作用が大きくなっているために、引張り側の軸変形が大幅に増加している。

以上、軸力の部材レベルに及ぼす影響について、各場合の結果を比較してみた。次に軸力が構造物の層レベルの応答にどのような影響を与えるかを調べる。Fig. 10 には一階の層水平せん断力-層水平変位の関係図を比較して示す。ケース BD-1 ケース BD-2 と ケース BD-4 の層復元力の関係図から、各場合の層の水平耐力及び層水平変位の最大値はほぼ変わらないことが分かる。ケース BD-3 では層レベルの耐力が若干低下していることが分かる。また、動的軸力の作用によって、ケース BD-3 の場合の層復元力の関係には負勾配になるところもある。

3.2 立体架構を対象とした応答解析結果

本節では、より現実に近い形で軸力の影響を調べるために、Fig. 1 に示されている立体架構について解析を行った。一般的には、動的軸力の影響は隅柱で一番大きいと考えられるので、ここでは主として一番目の隅柱の柱脚の応答結果に注目する (Fig. 1 参照)。Table 2 にはケースの名称と各パラメーターの組合せを示している。

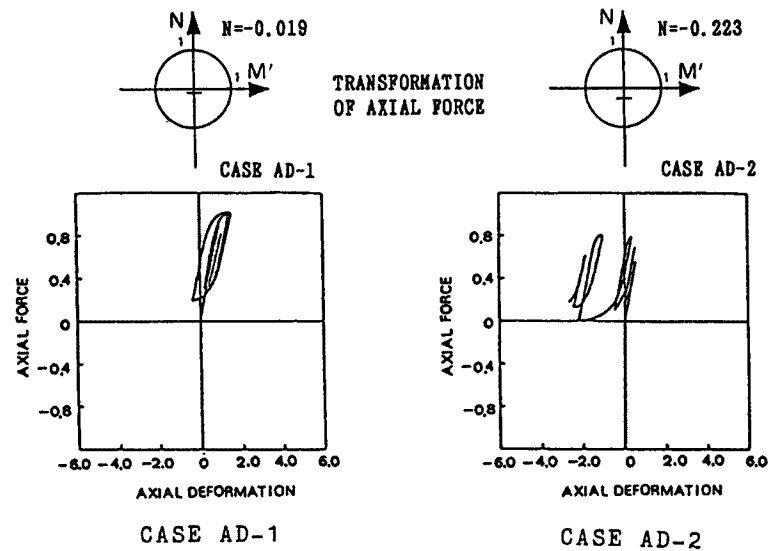


Fig. 7. Axial force-axial deformation relationship when reinforcement ratio is 1%.

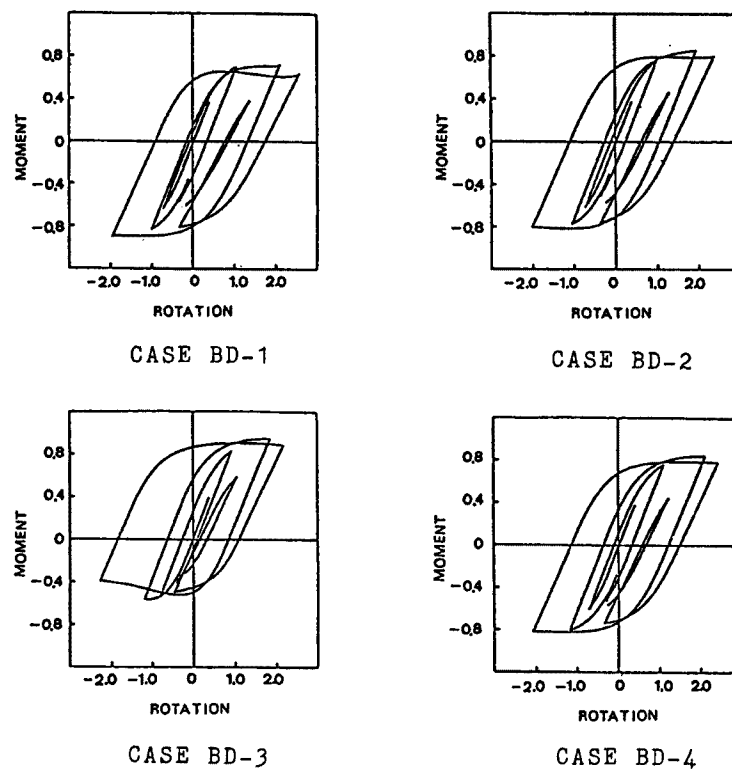


Fig. 8. Moment-rotation relationship when reinforcement ratio is 2%.

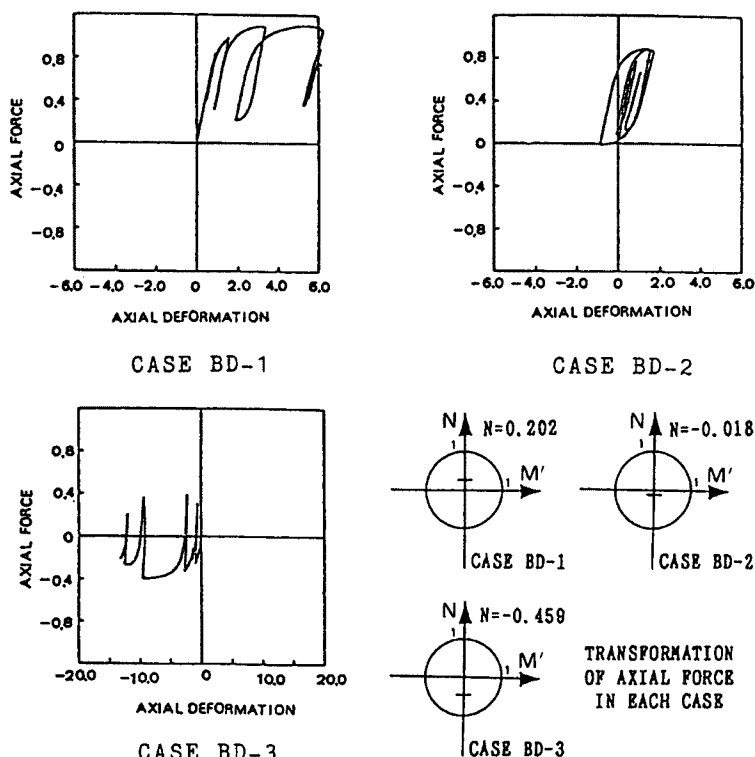


Fig. 9. Axial force-axial deformation relationship when reinforcement ratio is 2%.

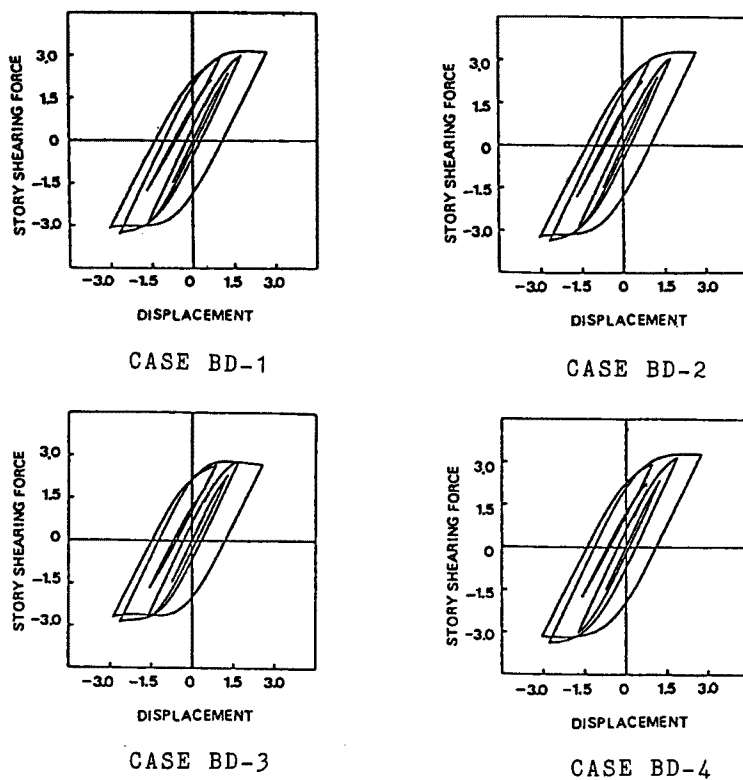


Fig. 10. Story shearing force-story horizontal displacement relationship when reinforcement ratio is 2%.

Talbe 2. Case parameter

Parameter	Span ratio	Consideration of axial force	Input wave		Degradation
			Type	Direction	
Case A	1.0	No	Cosine	2	Have
Case B	2.0	Static+Dynamic	Cosine	2	Have
Case C	1.0	Static+Dynamic	Cosine	2	Have
Case D	1.0	Static+Dynamic	Cosine	1	Have
Case AE	1.0	No	El Centro	2	Have
Case BE	2.0	Static+Dynamic	El Centro	2	Have
Case CE	1.0	Static+Dynamic	El Centro	2	Have
Case DE	1.0	Static+Dynamic	El Centro	1	Have

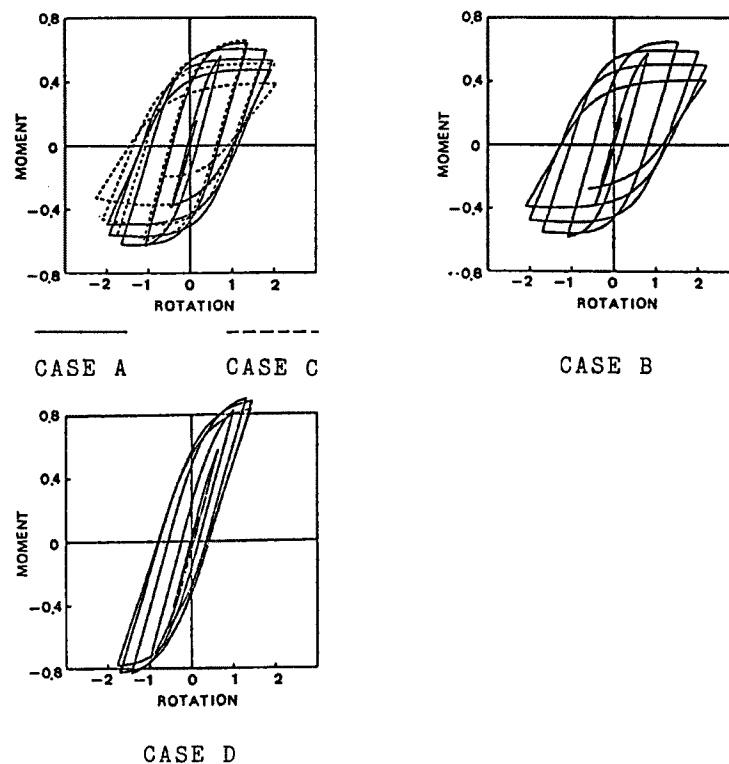


Fig. 11. Moment-rotation relationship with cosine wave.

Fig. 11 には二方向に同一の周波数を持ち、位相の等しい定常 Cosine 波を入力した場合隅柱 (No. 1) の柱脚部ジョイントにおけるモーメント一回転角の関係を各ケースについて示している。まず、軸力を無視したケース A の結果を見ると、圧縮側と引張り側のモーメントと回転角の関係は対称で、強度と剛性も対称的に劣化している。スパン比が 2.0 であるケース B の場合、軸力の変動によって圧縮側と引張り側で軸力の値が異なるため、強度と剛性の劣化が非対称になっており、特に引張り側のモーメントの強度の低下が大きい。更に、ケース C はスパン比が 1.0 であり、軸力の変動はケース B よりさらに大きくなっているため、各断面力成分の間の相互作用も一段と大きくなり、その結果として、圧縮側と引張り側の非対称性が著しくなっていることが分かる。以上は二方向入力の場合であるが、ケース D はスパン比が 1.0 の場合の一方向入力によ

る結果である。この場合では、柱断面に作用している力は一軸曲げモーメントと軸力しかなく、軸力の変動も小さいので、相互作用の影響は二方向入力時に比べると小さくなり、結果としては強度と剛性の低下は二方向入力時より小さくなっている。

Fig. 12 には、**Fig. 11** と対応する軸力-軸変形の関係を各ケースについて示している。先ず二方向入力と一方向入力の結果を比べてみると、二方向水平外乱を受ける時（ケース B、C）は一方向入力の場合（ケース D）に比べて、モデルの隅柱に作用する軸力の変動の程度は大きくなり、軸方向変形の累積も大きくなっている。また、ケース B とケース C を比較すると、スパン比の小さいケース C では、隅柱の軸力の変動量はより大きくなるため、引張り軸変形が大きく累積されている。

Fig. 13 は各ケースの一階の層水平せん断力-層水平変位の関係図を示している。軸力を無視した場合（ケース A）では、層レベルの応答も柱部材レベルの応答と同じ傾向を示す。即ち、圧縮側と引張り側は対称

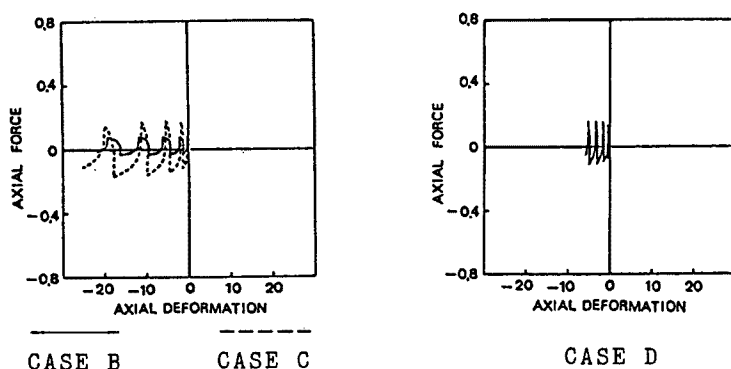


Fig. 12. Axial force-axial deformation relationship with cosine wave.

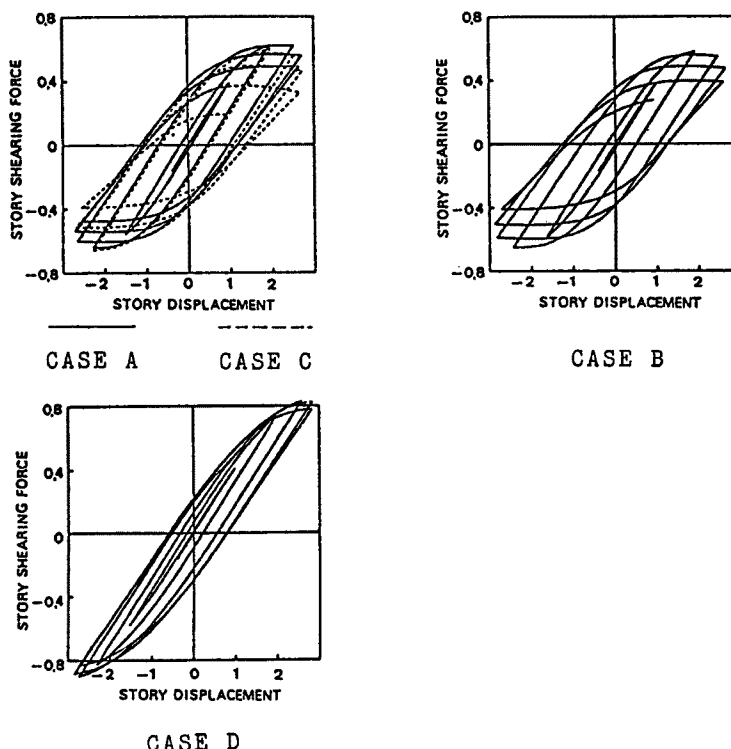


Fig. 13. Story shearing force-horizontal story displacement relationship with cosine wave.

に変形し、強度の低下も対称である。ケース B の場合では、軸力を考慮しているが、スパン比は 2.0 なので、層レベルの最大応答値に対しては、それほど大きい影響が見られない。しかし、最大値を経た後、層レベルにも若干の非対称な強度低下が見られる。この傾向はスパン比が 1.0 のケース C では、やや大きくなっている。また、ケース D では、一方向の入力だけ受けているため、柱部材の断面力間の相互作用が大幅に小さくなり、二方向入力作用時に見られた剛性及び強度の低下はあまり顕著ではない。

次に、地震入力の結果について検討する。この場合の入力としては El Centro (1940) 地震波の NS, EW 方向の記録をそれぞれの最大加速度で無次元化し、また外乱強度パラメーター α をかけて等倍率で増幅させた波形を用いている。地震波の特性は二方向で異なっているため、二方向の特性が同じ Cosine 波の入力の結果に対して、部材レベルや層レベルにおいて二方向のそれぞれの応答性状は異なっている。

Fig. 14 は隅柱のモーメント一回転角の関係を各ケースについて示している。軸力を考慮したケース BE, ケース CE の結果を軸力を無視したケース AE と比べると、動的軸力の作用によって、二方向の応答とも曲げ強度及び剛性の非対称性が生じている。これらの二方向入力の結果に対して、ケース DE の一方向入力の

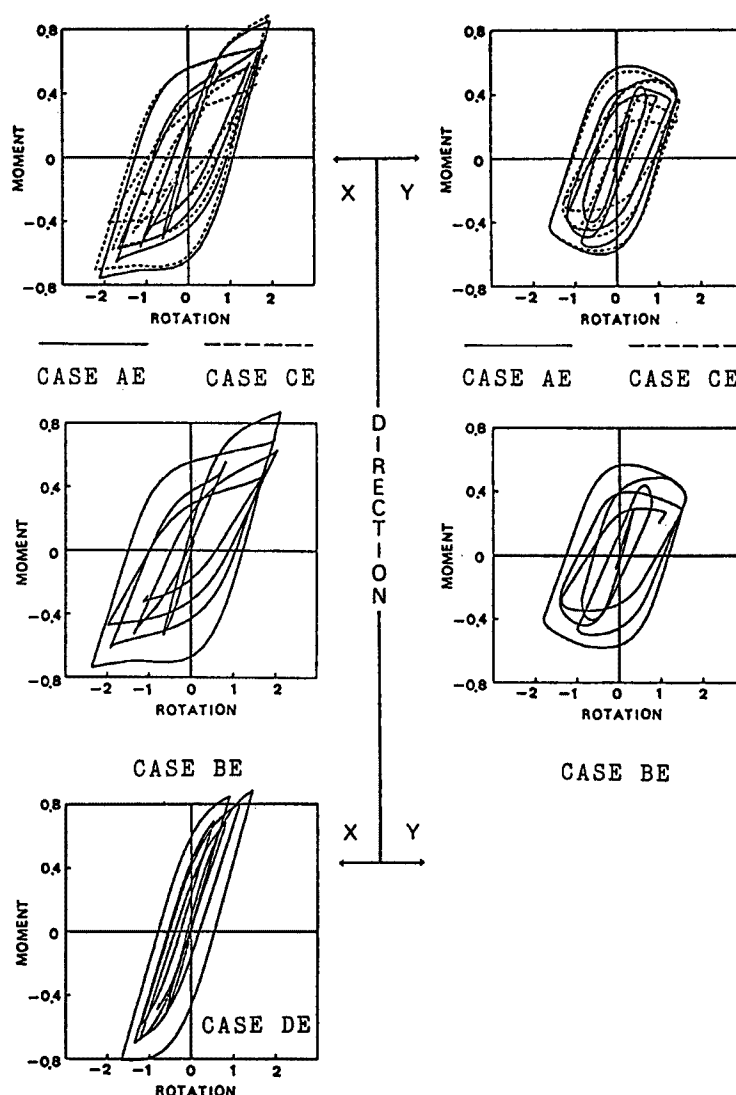


Fig. 14. Moment-rotation relationship with earthquake wave.

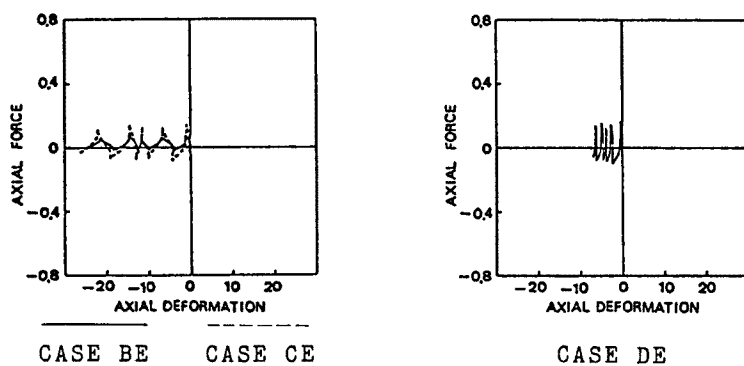


Fig. 15. Axial force- axial deformation relationship with earthquake wave.

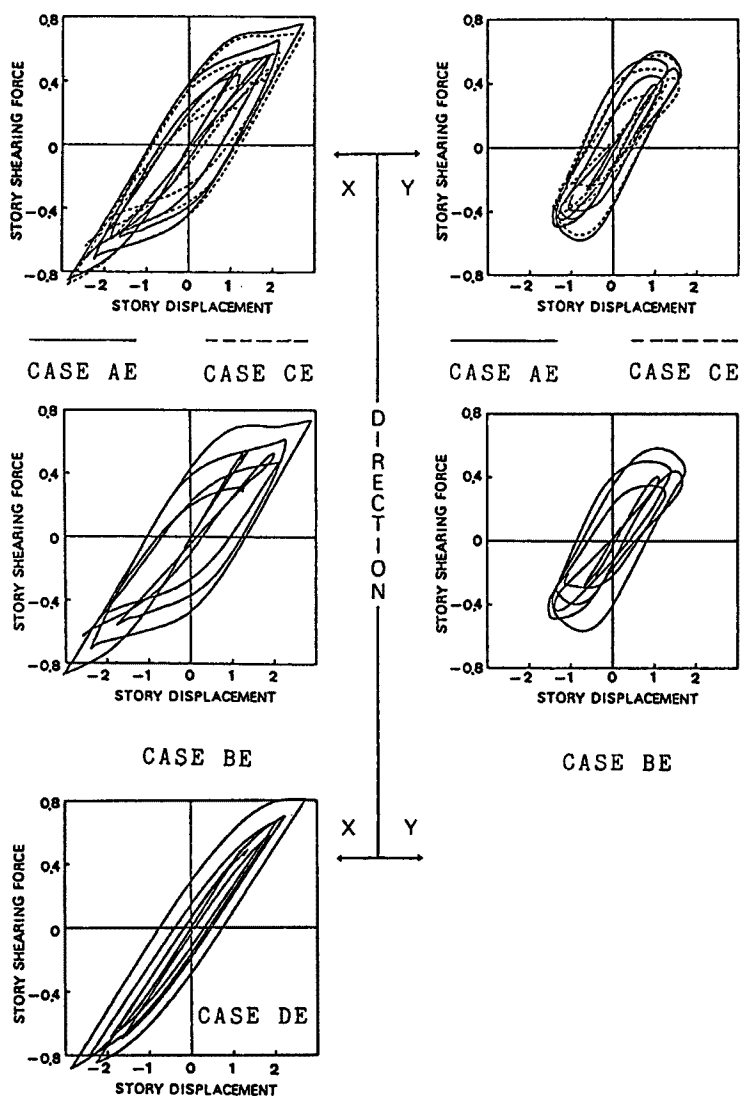


Fig. 16. Story shearing force-story horizontal displacement relationship with earthquake wave.

結果には先のような複雑な応答性状は見られず、履歴ループも非常に安定しており、剛性、強度の低下もあまり顕著ではないことが分かる。

Fig. 15 は各ケースの軸力－軸変形の関係を示している。スパン比が同じ場合、二方向入力時の軸力変動量は一方向入力の時と大きく変わらないが、断面力間の相互作用が著しいため、引張り側の軸変形の累積が大きくなっている。

Fig. 16 は各ケースの一階の層水平せん断力－層水平変位の関係図を示している。ここからも分かるように、二方向入力時の構造物モデルの変形性状が一方向入力時に比べて、不規則の挙動をしていることが明かである。また、地震波入力時では各柱で軸力が異なるため、各層には若干のねじれ応答が生じる。全般に層応答に対しては軸力の影響は顕著ではないが、これは側柱、中央柱の一定軸力が大きいため、曲げ耐力が増加し、平均的には軸力の影響が小さくなることを示している。

4. 結 論

建築構造物の終局耐震安全性を明かにすることを目的として、RC 造による平面架構および立体架構を対象に、柱部材の断面力間の相互作用を考慮した解析方法を提示し、一連のパラメトリックな解析を行った。

平面架構を対象とした解析によって得られた結論は以下のようである。

1) ベースシャー係数の大きい場合は一定軸力が小さい場合に相当するが、一定軸力が小さいほど、引張り側の曲げ耐力が低下し、軸変形も累積される。動的軸力しか考慮していない場合と比較すると、一定軸力の存在によって、動的軸力の影響が減少する傾向があり、引張り側の塑性変形は小さくなる。

2) ベースシャー係数を大きくした場合には、鉄筋比が小さいと、動的軸力による曲げ耐力の低下は著しく、層の耐力も低下する傾向があるが、曲げ変形と層の水平変位には大きな差はない。また、一般的には、鉄筋比の小さい場合に引張り軸変形が累積されて大きくなる。

3) 劣化を導入した場合の Cosine 波入力によって得られた応答結果を実験結果と比較すると、スリップ性状は必ずしも満足していないが、耐力の劣化については類似の傾向を示しており、本解析モデルを改良することによって、軸力の影響や二方向曲げモーメントが同時に作用する部材の耐震性を検討するのに有効だと考えられる。

次に、立体架構に対する解析からは以下のような結論が得られた。

1) 二方向入力時、構造物モデルの部材強度及び剛性の劣化は一方向入力時と比べると、著しく大きくなっていることが分かった。

2) 軸力を考慮した場合、特にスパン比の小さい時、動的軸力による柱部材の曲げ抵抗力と曲げ剛性の低下が大きく、軸変形も大きく累積される。

3) 動的軸力によって、層レベルの応答にも若干影響が出てくる。また、骨組は初期二軸完全対称なものにも関わらず、地震波入力時には、直交する二方向の柱部材の塑性化程度が違って来るので、層レベルにはねじれ応答が生じた。

本研究では、一定軸力および動的軸力の RC 造平面架構と立体架構の地震応答に及ぼす影響について定性的に調べた。本解析では、解析モデルおよび入力波形は限られており、まだより一般的な形で設計に直接応用できるまでに至っていない。しかし、本解析の結果を考慮すると、高層建物の場合では、軸力の変動によって建物の応答性状は更に大きく変わるのが予想されるので、構造物の耐震安全性を評価するには、従来から無視されているこの種の問題は設計時に取り扱われるべきだと考えられる。

参 考 文 献

- 1) Kaba, S. and Mahin, S.A.: Refined Modeling of Reinforced Concrete Columns for Seismic Analysis, Rep. No. UCB/EERC-84/03, University of California, Berkeley, Calif, 1984.
- 2) Lai, S., Will, G. and Otani, S.: Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members, Journal of the Structural Engineering Division, ASCE, Vol. 110, No. ST11, Nov. 1984.
- 3) Yoshioka, K., Okada, T. and Takeda, T.: Study on Improvement of Earthquake Resistant Behaviour of Reinforced Concrete Column, Transaction of the Architectural Institute of Japan, No. 282 August. 1979.
- 4) Fujiwara, T. and Hosokawa, T.: Random Response of Inelastic Space Structure Subjected to Bi-Directional Ground Motion, Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., Vol. 38, Part 4, 1988.
- 5) Wen, Y.K.: Method for Random Vibration of Hysteretic Systems, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 102, No. EM2, Proc. Paper 12073. Apr., 1976, pp. 249-263.
- 6) Baber, T.T. and Wen, Y.K.: Random Vibration of Hysteretic Degradation Systems, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 107, No. EM6, December, 1981.
- 7) Abrams, D.P.: Influence of Axial Force Variation on Flexural Behaviour of Reinforced Concrete Column, ACI, Structural Journal, May-June, 1987.
- 8) Casciati, F.: Smoothed plasticity laws and elasto-plastic analysis, Estratto da "Omaggio a Giulio Ceradini", Note scientifiche in occasione del Settantesimo Compleanno Eds. Dip. Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Universita' di Roma "La Sapienza", 1988.