

水平二方向および上下方向地震動入力を受ける RC造立体架構の弾塑性地震応答解析

藤原 悌三・喻 徳明

ELASTO-PLASTIC EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSES OF REINFORCED CONCRETE SPACE FRAMES SUBJECTED TO BI- DIRECTIONAL HORIZONTAL AND VERTICAL GROUND MOTIONS

By Teizo FUJIWARA and De-Ming YU

Synopsis

In order to have more general and proper understanding to the plastic behaviors of space structures under strong earthquake excitations, the effects of vertical ground motion also should be taken into considerations. According to the past reports on earthquake damage, some of the damages of structures caused by the vertical component of near field earthquake were observed. However, few researches dealing with the earthquake response of structures subjected to multi-components of ground excitations have been carried out.

In this paper, to investigate the effects of vertical motion, mass points are supposed to be concentrated on the top part of column members and central part of beam members. Interactions of bi-axial bending moments and axial force in the nonlinear joints of column members are considered by the introduction of plastic theory. By using this method, authors analyzed a series of 3-story reinforced concrete(RC) space frames of different span length and yielding mechanism and a 8-story RC space frame under multi-components of recorded earthquake waves. The response results show that the effects of vertical ground motions are quite different for the low-rise structures and relatively high-rise structures, that is, to the relatively high-rise weak-beam structure, those effects are remarkable both in the structural member level and story level.

1. 序

立体建築構造物の終局耐震安全性を確保するためには、構造物モデルの耐震設計に関して、主軸方向の平面架構を対象に、水平一方向の地動入力を受ける場合の地震応答から耐震安全性の評価を行うのが一般化されている。しかし、最近では、立体建築構造物の耐震設計に対して、地震外乱の水平二方向の相互作用の影響が実験的あるいは解析的に取り入れられるようになってきている。

一方、構造物の耐震性に関連して、地震動の上下成分の影響は水平成分の影響に比べて小さいと考え、上下方向地震動は現在の設計法には考慮されていない。しかし、過去の地震記録の中では、上下地震動の最大加速度が水平の最大加速度とほぼ同じ程度になる場合もあり¹⁾⁻³⁾、また、震害調査の結果によると、建築構造物が震源の浅い地震、いわゆる、直下型地震を受けるときに、上下動の影響による構造物の被害

がしばしば見られることもあるため^{4)~6)}、従来から無視されてきた上下地震動の影響について、さらに詳しい検討が必要であると思われる。

今日まで、解析的な手法によって、構造部材の応力および変形に及ぼす上下地震動の影響に関する研究が行われていた。平面架構に関しては、J.C. AndersonとV. Bertero¹³⁾は多層平面架構を対象に重量及び上下動の影響について調べた。また、S.C. Goel¹⁰⁾はK型筋違のある多層平面架構を対象に、解析を行った。そして、吉村、菊地ら⁷⁾は耐震壁のあるRC造骨組を対象にして、弾性挙動に及ぼす上下動の影響について検討した。また、柴田、渋谷、坂井¹²⁾はRC造の平面架構を対象にして、梁部材の両材端に質量を集中した場合の上下動の影響を調べた。谷、曾田ら^{8),9)}は静的な加力実験を行い、また、実験から得られた結果を用いて地震応答解析を行った。望月¹¹⁾は水平、上下動を受けるRCフレームの地震応答性状について調べた。土屋^{15),16)}は加速度比率などを考慮して上下地震動の特性に関する研究を行った。一方、立体構造物を対象にした、上下地震動を含む三方向地震動を受ける場合の弾塑性地震応答に関する研究は小堀、南井、藤原¹⁴⁾によって行われた以外顕著な研究は見られない。

上下動の影響を検証することを目的とした静的な載荷実験あるいは振動台による動的な加力実験はまだ数少ないが、鉄骨立体骨組を対象とした振動実験としては、藤本、岡田¹⁸⁾が鋼構造骨組の三次元弾塑性挙動に関して一連の実験、解析的な研究を行っている。また、柴、佐武¹⁷⁾は三次元地震を受ける一層鋼造物の振動台実験を行った。また、実験設備及び実験方法などの困難さから、鉄筋コンクリートを対象とした動的実験は数少ない現状であり、谷ら¹⁹⁾はRC平面骨組の静的載荷実験を行い、上下入力の影響などについて調べている。

以上の既往の解析、実験により上下地震動の構造物地震応答に及ぼす影響は明らかにされつつあるが、上下地震動の作用によって、梁部材のせん断力の増大に伴う梁部材の振動性状、および質量の分布による応答への影響などについては明らかにされていない。

筆者らは立体構造物全体および各構成部材の地震時の弾塑性挙動を明らかにするために、立体架構の柱部材に対して、二軸曲げモーメント、動的軸力の相互作用を考慮し、RC部材にも適用できるモデル化手法を開発し、この手法を用いて構造物が二方向水平地震動を受ける場合の弾塑性挙動を調べた^{20),21)}。本論はこれらの一連の研究の一環として、立体構造物の地震応答に及ぼす上下地震動の影響に注目し、まず三層のRC造立体架構を対象に、柱降伏型と梁降伏型の場合について、筆者らによる解析手法で建築構造物のモデル化を行い、三種類の異なる特性を持つ強震記録波形のEW, NS, UDの各成分を入力として、それぞれの場合の弾塑性地震応答性状について調べる。また、振動特性の異なる八層のRC造立体架構に対しても、梁降伏型に限って、上下地震動の影響を明らかにする。

2. 構造物モデル

本解析に用いた構造物モデルはFig. 1に示されているような柱と梁部材からなる対称骨組モデルである。図中の数字は各質点の順序を表す。

なお、構造物をモデル化するに際して、以下の仮定を用いる。

- ① 柱部材、梁部材の両端部に非線形なジョイント領域を仮定し、他の部分を弾性とする。また、ジョイントの長さは対応する部材の長さの1/5とする²³⁾。
- ② 柱部材、梁部材のせん断変形、梁部材の軸変形を無視する。
- ③ 上下地震動に対して、各層の質量をこの層の柱頭部と

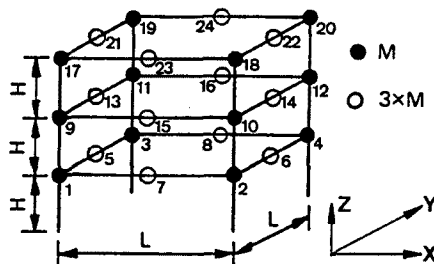


Fig. 1. 3-story structural model.

梁部材の中央部に集中させ、Fig. 2 の分布を想定して、梁部材の中央部の質量を柱頭部質量の 3 倍とする。また、固定荷重は 1.0 t/m² として算定する。

- ④ 水平地震動に対しては、剛床を仮定する。
- ⑤ 一層の柱脚部は固定とする。

3. 運動方程式および構成方程式

3.1 解析方法の概要

まず、柱部材の非線形ジョイントのモデル化としては、筆者らによって開発された塑性論に基づいた手法を拡張した RC 立体構造物に対しても応用できる等価断面力法である^{20)~21)}。簡単に言えば、柱部材に対して、非線形挙動が集中するとされる材端ジョイント内の二軸曲げモーメントと軸力の相互作用を考慮するために、無次元の降伏曲面で定義される等価断面力と等価断面変形概念を導入し、これらに非線形な履歴特性を与え、そして、等価断面力による塑性仕事は各断面力成分による塑性仕事の和と等しいとの仮定によって、各断面力成分と対応する変形の増分関係を導き、またこの関係式を用いて地震応答解析を行う。

なお、地震応答解析の数値計算方法としては、Newmark の β 法 ($\beta = 1/4$) を用い、時間刻みは三層モデルの場合はモデルの無次元一次固有周期の $1/70$ 、八層モデルの場合は $1/100$ とした。

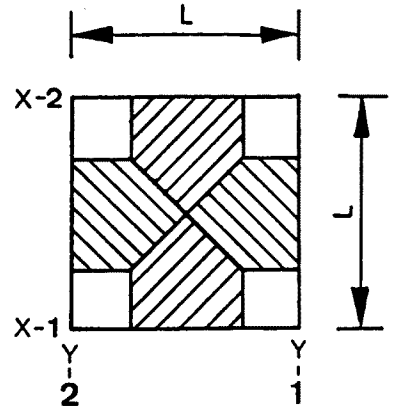


Fig. 2. Mass distribution of each floor.

3.2 運動方程式

Fig. 1 に示されている構造物モデルに対する水平方向振動と上下振動に関する運動方程式は以下のようになる。

$$[M] \{\ddot{V}\} + [C] \{\dot{V}\} + \rho [K] \{V\} + (1-\rho) \{Q\} = -[M] \{\ddot{V}_0\} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

- $[M]$: 質量マトリクス
- $[C]$: 減衰マトリクス
- $[K]$: 初期剛性マトリクス
- $\{\ddot{V}\}$: 応答加速度ベクトル ($\ddot{V} = \ddot{X}, \ddot{Y}, \ddot{Z}$)
- $\{\dot{V}\}$: 応答速度ベクトル ($\dot{V} = \dot{X}, \dot{Y}, \dot{Z}$)
- $\{V\}$: 応答変位ベクトル ($V = X, Y, Z$)
- $\{\ddot{V}_0\}$: 地動外乱加速度ベクトル ($\ddot{V}_0 = \ddot{X}_0, \ddot{Y}_0, \ddot{Z}_0$)
- ρ : 復元力の線形部分の比率 (本論では、 ρ を 0.05 とした)
- $\{Q\}$: 復元力ベクトル

ここで、減衰は各次モードについて水平、上下振動とも減衰定数が 3% となるように与えた。

3.3 構成方程式

構造物モデルの層レベルから各部材レベルまでの地震応答性状を求めるためには、層レベルの変位と部材レベルの変形の関係式いわゆる各構成方程式を求めなければならない。

柱部材の材端の非線形ジョイント部に作用する曲げモーメントはたわみ角法によって以下のように表される。

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

ここで、

$[A_{1j}], [A_{2j}], [A_{3j}]$: 柱の弾性剛性を含む定数係数マトリクス

$\{\Phi_j\}$: 節点回転角ベクトル

$\{\Theta_j\}$: 柱部材非線形ジョイント内の相対曲げ回転角ベクトル

$\{H_j\}$: モデルの各層の X 及び Y 方向の水平変位 (Eq. (1)の $\{V\}$ の X, Y 成分)

前述するように、上下地震動に対しては、梁の両端および梁の中間に質点があると仮定しているので、梁両端の質点（すなわち柱、梁接合部の質点）の上下変位は柱部材の柱頭、柱脚の非線形ジョイントの弾塑性軸変形と柱部材中間弾性部の弾性軸変形の和からなると仮定し、梁の中間質点の上下変位は両側柱の軸方向変位により生じる変位 ξ_4 、梁部材両材端の回転変形による変位 ξ_2, ξ_3 、および梁部材両端が固定されている場合の慣性力による変位 ξ_1 の和からなると仮定した (Fig. 3 参照)。これらの仮定に基づいて、たわみ角法を用いると、梁部材の材端の曲げモーメントは次式のように誘導できる。

$$\{M_{bj}\} = [B_{1j}]\{\Phi_j\} + [B_{2j}]\{\Theta_{bj}\} + [B_{3j}]\{Z\}$$

$$J=X, Y \dots \dots \dots (3)$$

ここで、

$[B_{1j}], [B_{2j}], [B_{3j}]$: 梁の弾性剛性を含む定数係数マトリクス

$\{\Phi_j\}$: 節点回転角ベクトル

$\{\Theta_{bj}\}$: 梁部材非線形ジョイント内の相対曲げ回転角ベクトル

$\{Z\}$: 各質点の上下変位ベクトル

構造物モデルのそれぞれのフレームに対して、各節点の柱、梁部材端モーメントの釣合式は以下のようになる。

$$\{M_{bj}\} + [C_j]\{M_j\} = 0 \quad J=X, Y \dots \dots \dots (4)$$

ここで、

$[C_j]$: 定数係数マトリクス

また、運動方程式の中で、上下方向の復元力に関する梁部材の材端せん断力は二つの成分からなる。すなわち、一つは梁部材の材端曲げモーメントによるもの、もう一つは梁部材を両端固定とした場合の中間質点の上下方向慣性力によるものと考えられる。水平方向の振動も考慮した上で、最終的には梁部材の材端せん断力は次式のように表される。

$$\{Q_j\} = [E_{1j}]\{M_{bj}\} + [E_{2j}]\{Z\} + [E_{3j}]\{\Phi_j\} + [E_{4j}]\{\Theta_{bj}\} \quad J=X, Y \dots \dots \dots (5)$$

ここで、

$\{Q_j\}$: 梁部材の材端せん断力ベクトル

$[E_{1j}], [E_{2j}], [E_{3j}], [E_{4j}]$: 構造物モデルのスパン長さ、梁部材の断面寸法に関する定数係数マトリクス

$\{M_{bj}\}, \{Z\}, \{\Phi_j\}, \{\Theta_{bj}\}$: 前述の通り

また、柱部材に作用する動的軸力は梁部材の端部に生じるせん断力より算定されるため、各柱部材に作用する軸力 $\{N\}$ は次式の形で表現できる。但し、固定荷重による柱部材の一定軸力は含まれていないが、初期条件として考慮している。

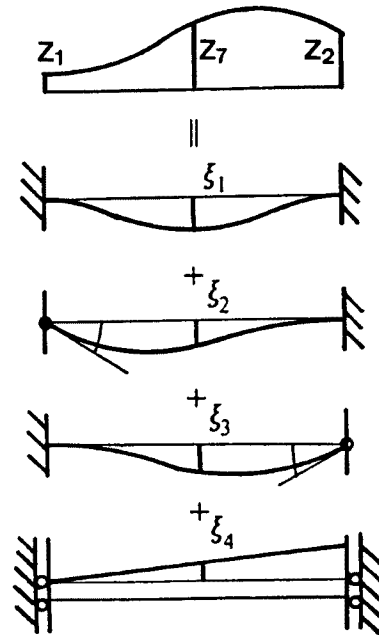


Fig. 3. Superposition of vertical displacement of mass point at the center of beam member.

$$\{N\} = [D_1] \{M_X\} + [D_2] \{M_Y\} \dots\dots\dots (6)$$

ここで、

$[D_1]$, $[D_2]$: スパンの長さに関する定数係数マトリクス

3.4 運動方程式と構成方程式の無次元化

本論では、柱部材の非線形ジョイントにおける無次元化された降伏曲面を用いるため、また、解析時にパラメータを容易に変換させるために、構造物モデルの運動方程式および構成方程式に対して、無次元化を行う。

まず、無次元化を行う時に、それぞれの有次元量に対して以下のような基準値を選ぶ。

断面二次モーメント: \bar{I} 一階柱の断面二次モーメント

曲げモーメント: \bar{B}_m 一階柱の釣合破壊時曲げモーメント

軸力とせん断力: \bar{N}_0 一階柱の引張強度と圧縮強度の和の 1/2

質量: \bar{M}_0 一階の全質量; 長さ: \bar{L} 基準階高

断面積: \bar{A} 一階柱の断面積; 水平, 上下変位: $\bar{\Theta} \cdot \bar{L}$

柱曲げ剛性: $\bar{K}_m = \frac{E \cdot \bar{I}}{L} 5$; 時間: $\bar{L} \sqrt{\frac{\bar{M}_0}{\bar{K}_m}}$

回転変形: $\bar{\Theta} = \frac{\bar{B}_m}{\bar{K}_m}$; 軸変形: $\bar{Z} = \frac{\bar{N}_0}{E \cdot \bar{A}} \cdot \frac{\bar{L}}{5}$

注: E はコンクリートの弾性係数; $\bar{L}/5$ は柱部材ジョイント長さ

そして、これらの基準値を運動方程式 Eq. (1) に代入すると、無次元化運動方程式は (1') 式のようになる。

$$[M] = \bar{M}_0 [m], \quad \dot{V} = \frac{\bar{\Theta} \cdot \bar{K}_m}{\bar{L} \cdot \bar{M}_0} \cdot \frac{d^2 \eta}{dt^2}, \quad [C] = [c] \frac{\sqrt{\bar{M}_0 \cdot \bar{K}_m}}{\bar{L}}, \quad \dot{V} = \bar{\Theta} \sqrt{\frac{\bar{K}_m}{\bar{M}_0}} \cdot \frac{d\eta}{dt}$$

$$[K] = 25 \frac{[k] \bar{K}_m}{\bar{L}^2}, \quad \{V\} = \bar{\Theta} \cdot \bar{L} \{\eta\}, \quad \{Q\} = \{q\} \cdot \bar{N}_0$$

$$\{\dot{V}_0\} = \frac{\bar{\Theta} \cdot \bar{K}_m}{\bar{L} \cdot \bar{M}_0} \cdot \frac{|\dot{V}_0|_{max} \cdot \bar{M}_0 \cdot \bar{L}}{\bar{B}_m} \left| \frac{\ddot{V}_0}{|\dot{V}_0|_{max}} \right|_{\tau}$$

$$\alpha = \frac{|\dot{V}_0|_{max} \cdot \bar{M}_0 \cdot \bar{L}}{\bar{B}_m}, \quad \alpha(t) = \left| \frac{\ddot{V}_0}{|\dot{V}_0|_{max}} \right|_{\tau}$$

$$[m] \{\ddot{\eta}\} + [c] \{\dot{\eta}\} + \rho \cdot [k] \{\eta\} + (1-\rho) \cdot \{q\} = -[m] \{1\} \cdot \alpha \cdot \alpha(t) \dots\dots\dots (1')$$

この中で、 α は外乱強度パラメータ、 $\alpha(t)$ は最大値を 1.0 に正規化した無次元の外乱入力加速度である。また、構成方程式 Eq. (2)~(6) に対して、同様に以下のような無次元化を行う。

$$\{M_j\} = \bar{B}_m \cdot \{m_j\}, \quad \{\Phi\} = \bar{\Theta} \cdot \{\phi_j\}, \quad \{\Theta_j\} = \bar{\Theta} \cdot \{\theta_j\}, \quad \{H_j\} = \bar{\Theta} \cdot \bar{L} \cdot \{h_j\}$$

$$[A_{1j}] = \frac{2E\bar{I}}{L} [a_{1j}], \quad [A_{2j}] = \frac{2E\bar{I}}{L} [a_{2j}], \quad [A_{3j}] = \frac{2E\bar{I}}{L^2} [a_{3j}]$$

$$\{m_j\} = [a_{1j}] \{\phi_j\} + [a_{2j}] \{\theta_j\} + [a_{3j}] \{h_j\} \quad J=X, Y \dots\dots\dots (2')$$

$$\{M_{bj}\} = \bar{B}_m \cdot \{m_{bj}\}, \quad \{\Theta_{bj}\} = \bar{\Theta} \cdot \{\theta_{bj}\}, \quad \{Z\} = \bar{\Theta} \cdot \bar{L} \cdot \{z\}$$

$$[B_{1j}] = \frac{2E\bar{I}}{L} [b_{1j}], \quad [B_{2j}] = \frac{2E\bar{I}}{L} [b_{2j}], \quad [B_{3j}] = \frac{2E\bar{I}}{L^2} [b_{3j}]$$

$$\{m_{bj}\} = [b_{1j}]\{\phi_j\} + [b_{2j}]\{\theta_{bj}\} + [b_{3j}]\{z\} \quad J=X, Y \dots\dots\dots (3')$$

$$\{m_{bj}\} + [c_j]\{m_j\} = 0 \quad J=X, Y \dots\dots\dots (4')$$

$$\{Q_j\} = \bar{N}_0 \cdot \{q_j\}, \quad [E_{1j}] = \frac{1}{L}[e_{1j}], \quad [E_{2j}] = \frac{EI}{L^3}[e_{2j}]$$

$$[E_{3j}] = \frac{EI}{L^2}[e_{3j}], \quad [E_{4j}] = \frac{EI}{L^2}[e_{4j}]$$

$$\{q_j\} = [e_{1j}]\{m_{bj}\} + [e_{2j}]\{z\} + [e_{3j}]\{\phi_j\} + [e_{4j}]\{\theta_{bj}\} \quad J=X, Y \dots\dots\dots (5')$$

$$[D_1] = \frac{\bar{N}_0 \cdot \bar{L}}{B_m} \cdot [d_1], \quad [D_2] = \frac{\bar{N}_0 \cdot \bar{L}}{B_m} \cdot [d_1], \quad \{N\} = \bar{N}_0 \cdot \{n\}$$

$$\{n\} = [d_1]\{m_x\} + [d_2]\{m_y\} \dots\dots\dots (6')$$

4. 復元力特性

4.1 復元力特性

本解析では、軸変形とせん断変形を無視した梁部材非線形ジョイント部の曲げモーメント—回転角の履歴特性として、また、柱部材非線形ジョイントの等価断面力—等価変形の履歴特性として、以下のような形となる復元力特性を用いた²²⁾ (Fig. 4 参照)。

$$\dot{z} = [A_t - \{\beta \cdot \text{sgn}(\dot{\mu} \cdot z) + \gamma\} \cdot |z|^n] \cdot \dot{\mu} \dots\dots\dots (7)$$

ここで、

\dot{z} : 力成分の速度

$\dot{\mu}$: 変形成分の速度

A_t : t 時刻に於ける剛性 ($A_t = 1.0 - 0.03 \cdot E(t)$, 1.0は無次元の初期剛性, $E(t)$ は t 時刻までの無次元累積塑性仕事²⁴⁾)

sgn : 符号関数

β, γ, n : 復元力の形状に関するパラメータ (ここで, $\beta = \gamma = 0.5, n = 2$)

梁部材に対して、無次元塑性仕事は材端ジョイント部の曲げモーメントと曲げ回転角塑性変形速度の積になるが、任意の柱部材の非線形ジョイントに対して、無次元の累積塑性仕事は次のように求められる。

$$E(t) = \Sigma \left(m_x \cdot \dot{\theta}_x^p + m_y \cdot \dot{\theta}_y^p \cdot \frac{1}{DK} + n \cdot \dot{\delta}^p \cdot \frac{1}{CK} \right) \dots\dots\dots (8)$$

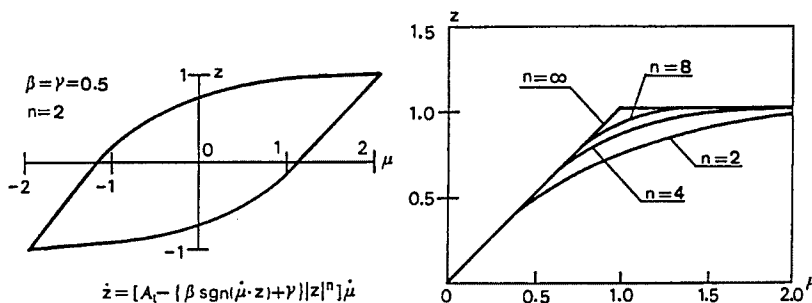


Fig. 4. One dimensional restoring force characteristics.

$$\text{ここで, } DK = \frac{\overline{M}_{x0} \cdot \overline{\Theta}_{x0}}{\overline{M}_{y0} \cdot \overline{\Theta}_{y0}}, \quad CK = \frac{\overline{M}_{x0} \cdot \overline{\Theta}_{x0}}{\overline{N}_0 \cdot \overline{\Delta}_0} \dots\dots\dots (9)$$

また、 $\dot{\theta}_X^P, \dot{\theta}_Y^P, \dot{\delta}^P$ はそれぞれ X 方向, Y 方向曲げモーメントと軸力に対応する塑性変形速度である。 $\overline{M}_{x0}, \overline{M}_{y0}, \overline{N}_0$ は柱部材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表す。 $\overline{\Theta}_{x0}, \overline{\Theta}_{y0}, \overline{\Delta}_0$ 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。本論では, 柱部材は二方向対称であるから, $\overline{M}_{x0} = \overline{M}_{y0} = \overline{B}_m, \overline{\Theta}_{x0} = \overline{\Theta}_{y0} = \overline{\Theta}$ となる。

4.2 柱部材の非線形ジョイントの力成分と変形成分関係

数値計算するために, 柱部材の非線形ジョイントに作用する二軸曲げモーメント, 軸力とこれらの力成分に対応する変形の間増分関係を求めておくことが必要である。ここでは, 先に定義された降伏曲面, 等価断面力, 等価断面変形, 塑性仕事の概念から, 4.1 節に示されている履歴特性を用いて, その増分関係は次式のように表現できる^{21)~23)}。

$$\begin{Bmatrix} \dot{m}_X \\ \dot{m}_Y \\ \dot{n} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_t - R_1 & -R_2 & -R_3 \\ -R_4 & A_t - R_5 & -R_6 \\ -R_7 & -R_8 & A_t - R_9 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \dot{\theta}_X \\ \dot{\theta}_Y \\ \dot{\delta} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (10)$$

$$R_1 = \frac{A_t \cdot m_x^2}{S}, \quad R_2 = \frac{A_t \cdot m_x \cdot m_y}{S}, \quad R_3 = \frac{A_t \cdot m_x \cdot n}{S}$$

$$R_4 = \frac{DK \cdot A_t \cdot m_x \cdot m_y}{S}, \quad R_5 = \frac{DK \cdot A_t \cdot m_y^2}{S}, \quad R_6 = \frac{DK \cdot A_t \cdot m_y \cdot n}{S} \dots\dots\dots (11)$$

$$R_7 = \frac{CK \cdot A_t \cdot m_x \cdot n}{S}, \quad R_8 = \frac{CK \cdot A_t \cdot m_y \cdot n}{S}, \quad R_9 = \frac{CK \cdot A_t \cdot n^2}{S}$$

$$S = A_t \cdot (A_t - z^2) + (m_x^2 + DK \cdot m_y^2 + CK \cdot n^2) \dots\dots\dots (12)$$

ここで,
 $\dot{m}_X, \dot{m}_Y, \dot{n}$: 二軸曲げモーメント, 軸力速度
 $\dot{\theta}_X, \dot{\theta}_Y, \dot{\delta}$: 二軸相対曲げ回転角, 軸変形速度
 A_t, CK, DK, z : 前述の通り

5. 応答解析結果および結果の検討

5.1 地動外乱の概要

本解析では, 異なる周波数特性を持つ地動入力が構造物モデルの地震応答に与える影響を調べるために, El Centro(1940), Taft(1952), Orion(1970) の各地震波記録の EW, NS, UD 成分の波形を入力とする応答解析を行った。入力 X 方向架構に EW 成分, Y 方向架構に NS 成分を用いており, これらの地震波各成分の加速度波形とフーリエスペクトルを Fig. 5 に示す。また, 地動外乱加速度の大きさについては, スパン長さが 8.0 m (スパン比 L/H = 2.0) の三層の梁降伏型モデルの場合, 外乱強度パラメータ α を 6.0 としているが, ほかの全ての解析ケースに対して, 外乱強度パラメータ α を 8.0 とした。なお, 上下動の影響を明らかにするため, ここでは水平と上下の加速度の振幅の最大値を同一としている。

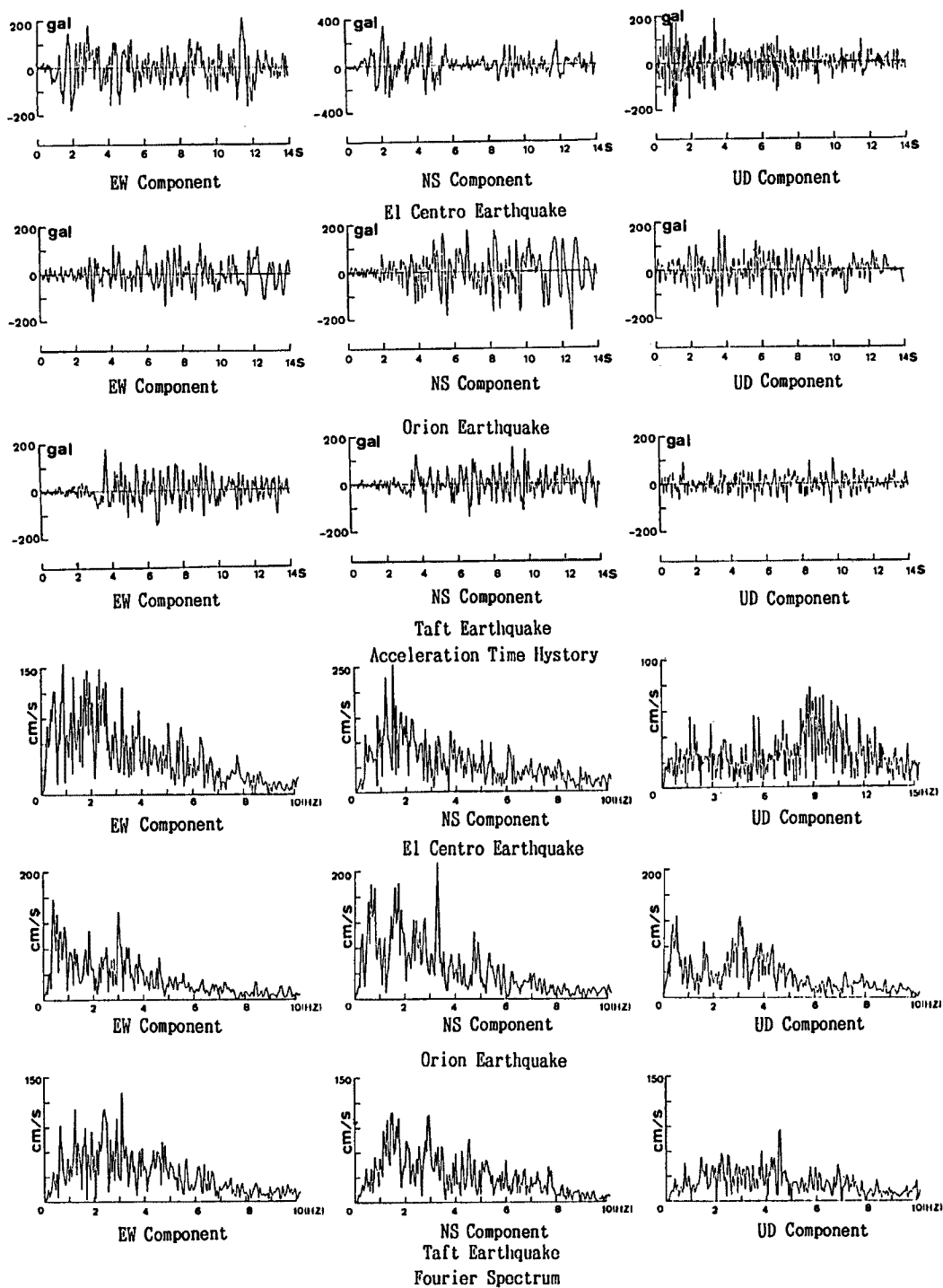


Fig. 5. Time history & Fourier spectrum of acceleration record.

5.2 三層構造物モデルの解析結果

5.2.1 構造物モデルの概要

上下地震動の影響の一般的な傾向を調べるために、柱降伏型と梁降伏型の二種類の三層構造物モデルに

対して地震応答解析を行った。各構造物モデルの階高は全て 4.0 m である。また、コンクリートの強度は 210 kg/cm²、異形鉄筋の強度は 3000 kg/cm² である。梁中間質量の影響を明らかにするために、梁降伏型モデルについてはスパンの長さとの階高の比を 2.0, 3.0 と設定している。これらの構造物モデルの寸法、配筋、設計ベースシア係数、および一次から三次までの固有周期を Table 1, Table 2 に示す。設計ベースシア係数に対応して想定された外乱加速度、および、解析で求めた各無次元の値に対する有次元の値を Table 3 に示す。スパン比が 3.0 の梁降伏型モデルの水平および上下方向の一次から三次までの振動モードを Fig. 6 に示す。

5.2.2 梁降伏型架構の解析結果の検討

まず、スパンの長さが 8.0 m の梁降伏型の構造物モデルに対する解析結果を説明する。Fig. 7, Fig. 8, Fig. 9 の (A) 図には El Centro, Taft, Orion 各地震記録波形の EW 成分, NS 成分入力を独立に受ける場合の X-1, Y-1 構面 (Fig. 2 参照) の梁部材端部の非線形ジョイントの相対回転角の塑性率を示している。Fig. 7, Fig. 8, Fig. 9 の (B) 図は対応する地震記録波形の EW, NS, UD 三成分の同時入力を受ける場合の梁部材端部の非線形ジョイントの相対回転角の塑性率を示している。

Fig. 7 の (A) 図と (B) 図を比較すると、上下地震動が含まれる (B) 図では、Y-1 構面の左側の梁端ジョイントの相対回転角の塑性率は水平地震動だけを受ける場合の (A) 図に比べて小さくなっているが、Y-1 構面の左側の梁端ジョイントの相対回転角の塑性率は (A) 図に比べて増大する傾向にある。右側の梁端ジョイントの相対回転角の塑性率はほぼ同じ結果を示している。

Taft 波形入力を受ける場合の Fig. 8 では、El Centro 波形を入力した場合とは若干異なり、上下地震動が含まれる (B) 図では、X-1 構面と Y-1 構面の両方の左側の梁端ジョイントの相対回転角の塑性率は上下地震動が含まれていない (A) 図の結果に比べて小さくなっている。これに対して、右側の梁端ジョイントの相対回転角の塑性率は上下地震動の作用によって、X-1 構面と Y-1 構面の両方とも増加することが明かである。

Orion 波形入力を受ける場合は Fig. 9 に示すように、Taft 波形入力を受ける場合の結果とほぼ同じ傾向を示している。このように上下動入力が水平動と同時に作用すると逆対称性がなくなり、梁部材左右端部の応答が増減することが分かる。

Fig. 10 には一層の梁部材の中央質点 (Fig. 1 参照) が各地震波形入力を受ける場合の無次元上下変位

Table 1. Details of 3-story structural models

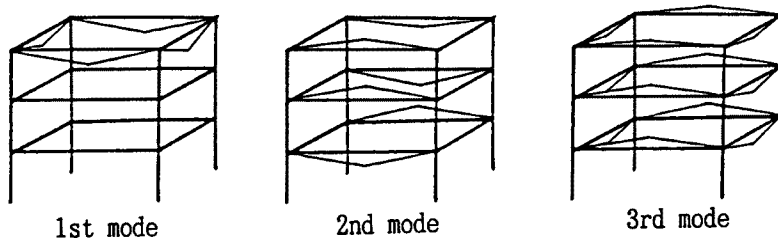
Model	Span ratio (L/H)	Column dimension	Column bar arrangement	Beam dimension	Beam bar arrangement
Weak beam	2.0	70×70cm ²	12D25	40×70cm ²	6D19
	3.0	80×80cm ²	12D29	40×90cm ²	4D29
Weak column	2.0	65×65cm ²	12D19	40×90cm ²	5D41

Table 2. Natural period of 3-story structural models

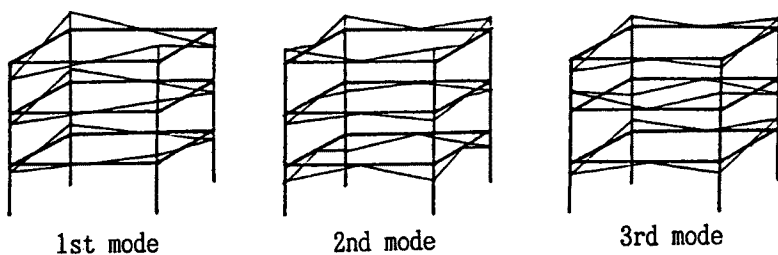
Model	Span ratio (L/H)	Horizontal natural period			Vertical natural period		
		1st (s)	2nd (s)	3rd (s)	1st (s)	2nd (s)	3rd (s)
Weak beam	2.0	0.28	0.074	0.037	0.050	0.047	0.046
	3.0	0.32	0.092	0.043	0.092	0.089	0.087
Weak column	2.0	0.25	0.074	0.042	0.039	0.036	0.034

Table 3. Ratio of dimensional value to nondimensional value of 3-story models

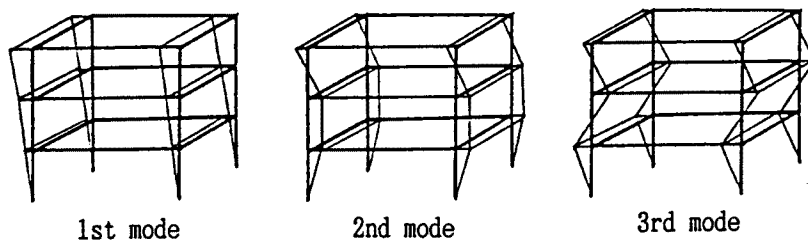
Model	Weak beam model		Weak column model
	2.0	3.0	
Span ratio (L/H)	2.0	3.0	2.0
Column bending moment	180.04t · m	269.22t · m	137.83t · m
Column axial force	620.97ton	806.82ton	503.9ton
Column bending rotation	3.428×10^{-10} rad	3.005×10^{-3} rad	3.53×10^{-3} rad
Column axial deformation	4.828×10^{-2} cm	4.803×10^{-2} cm	4.54×10^{-2} cm
Beam bending moment	37.82t · m	65.52t · m	170.95t · m
Beam bending rotation	2.52×10^{-3} cm	3.081×10^{-3} cm	5.36×10^{-3} cm
Horizontal & vertical displacement	1.37cm	1.202cm	1.412cm
Excitation acceleration when $\alpha = 1$	137.84cm/s ²	91.61cm/s ²	105.53cm/s ²
Base shear coefficient	0.78	0.58	0.48



Vibration mode of vertical direction of mass points
on the central part of beam members



Vibration mode of vertical direction of mass points
on the tops of column members



Vibration mode of horizontal direction

Fig. 6. Vibration mode of weak-beam model when span ratio is 3.0.

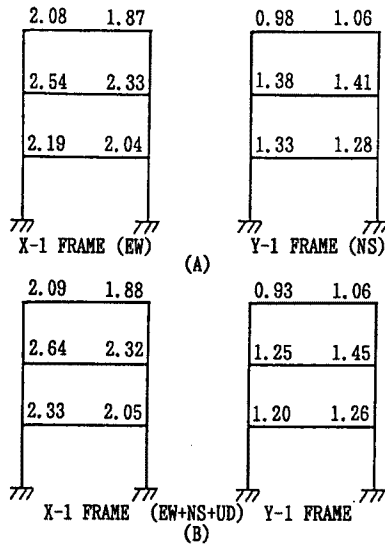


Fig. 7. Ductility ratio of relative rotation of beam joint of weak-beam model subjected to El Centro waves.

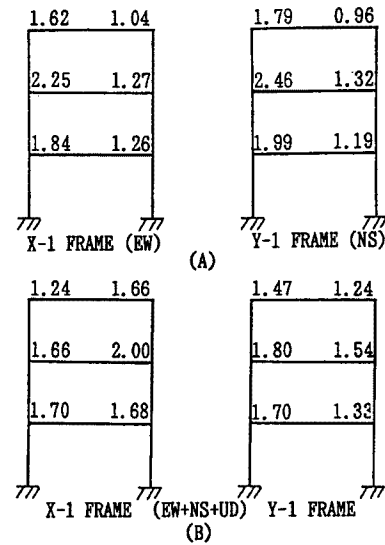


Fig. 8. Ductility ratio of relative rotation of beam joint of weak-beam model subjected to Taft waves.

時刻履歴応答を示しており、上向きの変位を縦軸の正方向としている。全ての場合には、中央質点の上下変位が上下動の作用によって下向きの方に残留変位が生じている。

各地震波が作用する場合の各層の無次元相対水平変位の最大値を Table 4 に示す。El Centro 波と Orion 波入力を受ける場合、上下地震動によって、層の相対水平変位は多少変化があるが、全体的にはそれほど大きく影響されていない。Taft 波入力を受ける場合では、上下地震動が作用した場合の X-1 構面の一階の水平変位が増加したのを除いて、二階、三階にはほぼ変化が無く、Y-1 構面では各層ともに若干減っている。

スパンの長さが 12.0 m の梁降伏型の構造物モデルに対する解析結果を Fig. 11, 12 に示す。Fig. 11, Fig. 12 の (A) 図にはそれぞれ El Centro 地震記録波形、Orion 地震記録波形の EW 成分、NS 成分を独立に受ける場合の梁部材端部の非線形ジョイントの相対回転角の塑性率を、(B) 図には対応する地震の EW, NS, UD 三成分の同時入力を受ける場合の梁部材端部の非線形ジョイントの相対回転角の塑性率を示す。

まず、El Centro 波入力を受ける場合の Fig. 11 の (A) 図と (B) 図を比較すると、X-1 構面では、一階を除いて、左側のジョイントの塑性率には変化が少なく、右側のジョイントの塑性率は上下地震動の作用によって少し大きくなっている。Y-1 構面では、上下地震動によって、右側のジョイントの塑性率

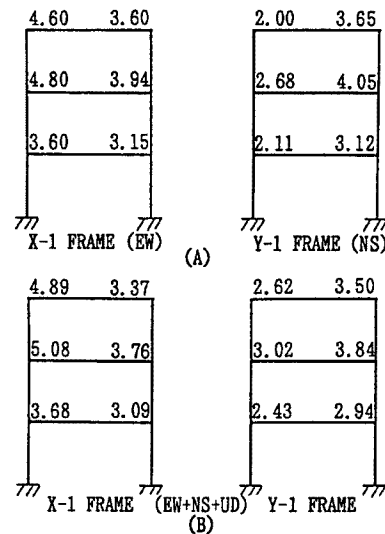


Fig. 9. Ductility ratio of relative rotation of beam joint of weak-beam model subjected to Orion waves.

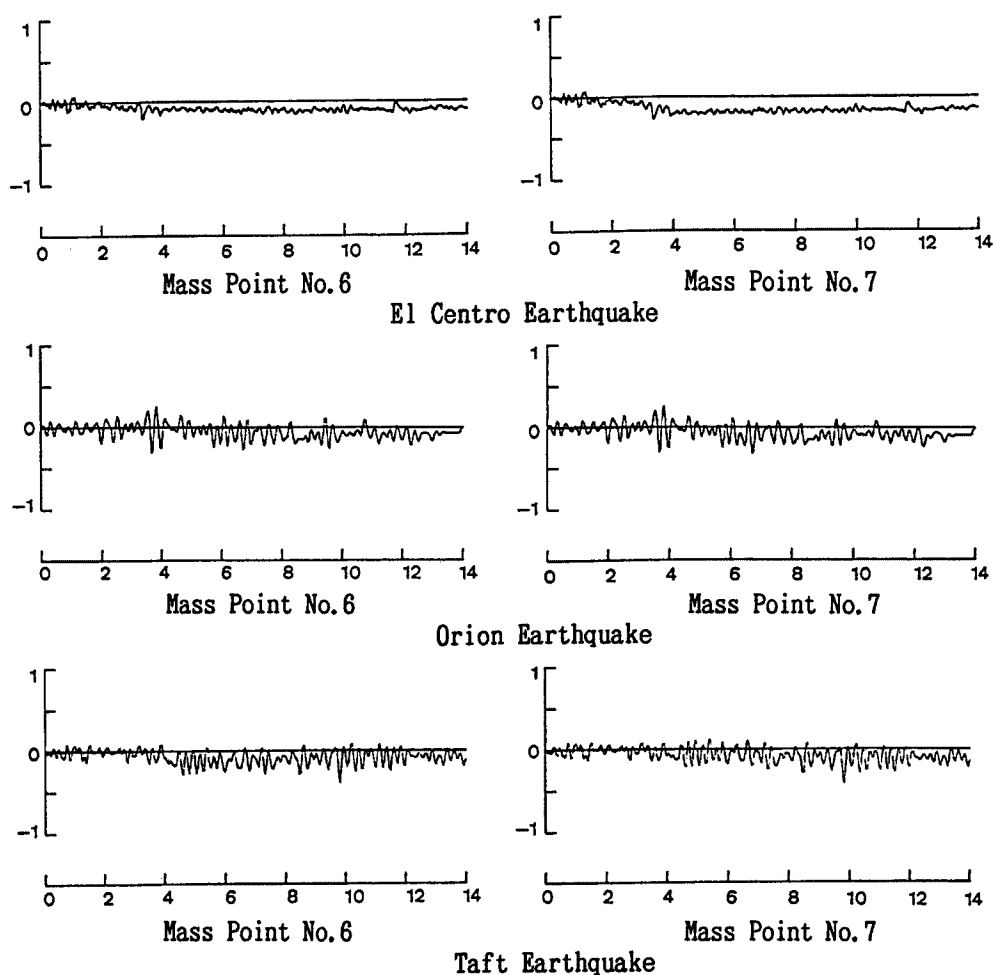


Fig. 10. Time history of vertical displacement of mass point at the center of beam.

Table 4. Maximum relative displacement of weak-beam structural model when span ratio is 2.0

Input wave form		El Centro		Taft		Orion	
Input direction	Story number	X dir. max	Y dir. max	X dir. max	Y dir. max	X dir. max	Y dir. max
EW direction	1st	1.32		1.06		1.79	
	2nd	2.19		1.65		3.45	
	3rd	1.92		1.44		3.70	
NS direction	1st		0.87		1.21		1.61
	2nd		1.38		2.16		3.07
	3rd		1.24		1.96		3.13
EW+NS+UD direction	1st	1.37	0.85	1.03	1.12	1.79	1.51
	2nd	2.31	1.39	1.66	2.00	3.49	2.90
	3rd	1.98	1.33	1.72	1.81	3.76	2.98

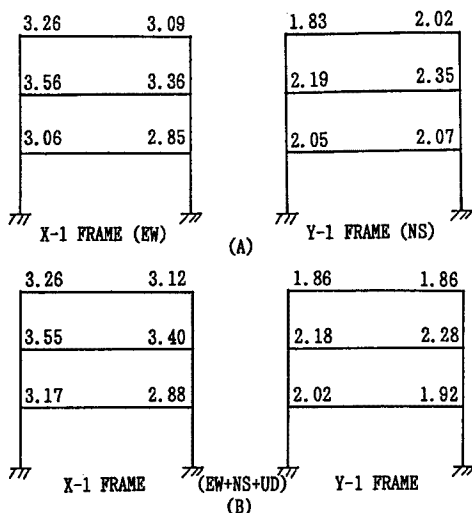


Fig. 11 Ductility ratio of relative rotation of beam joint of weak-beam model subjected to El Centro waves.

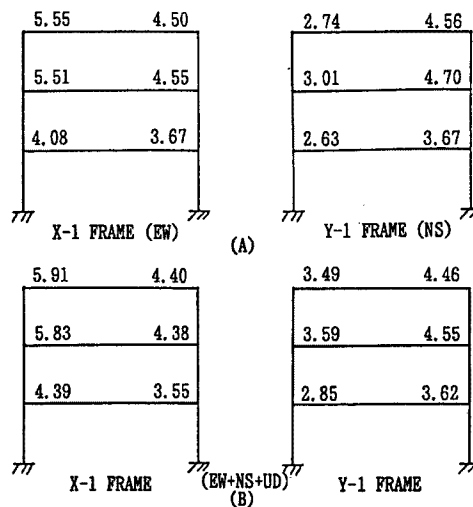


Fig. 12. Ductility ratio of relative rotation of beam joint of weak-beam model subjected to Orion waves.

は小さくなり、左側も三階を除いて小さくなっている。

次に、Fig. 12 の (A) 図と (B) 図を比較する。ここでは、上下地震動の作用によって、X-1 構面と Y-1 構面の両方の右側のジョイントの塑性率は上下動が無い場合の Fig. 12 の (A) 図の結果に比べて小さくなっているが、左側のジョイントの塑性率は全て増加している。

Fig. 13 は一層の梁部材中央質点 (Fig. 1 参照) の各地震波入力を受ける場合の無次元上下変位の時刻履歴応答である。構造物モデルの寸法、配筋などは異なるが、この無次元化された結果を Fig. 10 に示されているスパンが 8.0 m の結果と比較すると、スパンの長さが大きくなるに従って、梁部材の材端ジョイントの塑性率が上昇するとともに中央質点の上下変位が増大することが分かる。

また、この解析モデルに対する各地震波を受ける場合の各層の無次元水平相対変位の最大値を Table 5 に示す。スパン長さが 8.0 m の場合と同様上下動の水平変位に及ぼす影響は僅かである。

5. 2. 3 柱降伏型架構の解析結果の検討

以上では異なるスパン長さを持つ梁降伏型構造物モデルの解析結果について検討したが、柱降伏型の構造物モデルの地震応答にも上下地震動による影響、特に上下動に伴う動的軸力の増減が応答に及ぼす影響が大きいと考えられるため、ここでは、柱降伏型の構造物モデルに対する解析結果の一部を示す。

Figs. 14, 15, 16 に示されているのは柱降伏型の構造物モデルがそれぞれ El Centro, Orion, Taft 地震波の各成分を受ける場合の一階の柱材端部のジョイント内の相対回転角、軸方向変形に関する塑性率である。ここで、[] 内の数字は軸変形の塑性率を表している。また、各図の中で (A) 図は EW 方向と NS 方向を独立に入力する場合、(B) 図は EW, NS の水平二方向を同時に入力する場合、(C) 図は EW, NS 水平二方向と UD 方向を同時に入力する場合の結果をそれぞれ表している。

まず、El Centro 地震波入力を受ける場合の結果について検討する。Fig. 14 の (A) 図と (B) 図を比較すると、二方向同時入力による柱部材ジョイント内の二軸曲げモーメント、軸力の相互作用の影響で、ジョイント内の二軸相対曲げ回転角の塑性率、軸変形の塑性率 ((B) 図) は一方向だけ入力する場合の結果 ((A) 図) に比べて、共に大きくなっていることが分かる。そして、三方向同時入力の場合 ((C) 図) では、(B) 図に比べて、二軸相対曲げ回転角と柱脚部ジョイントの軸変形の塑性率は僅かに増加した。こ

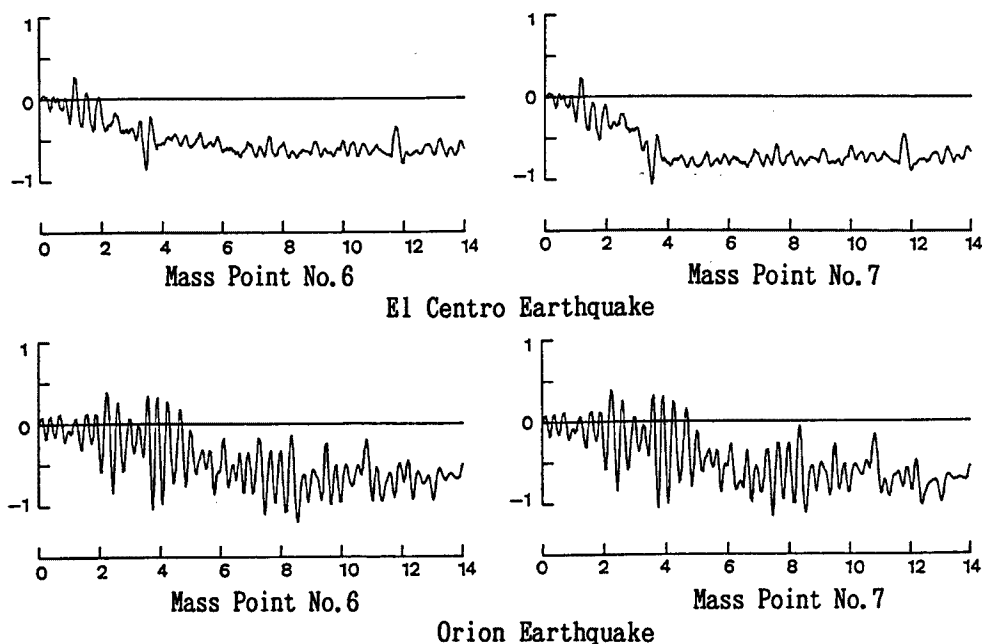


Fig. 13. Time history of vertical displacement of mass point at the center of beam.

れに対して、上下地震動の影響によって、柱頭部ジョイントの軸変形の塑性率の増加程度は少し大きくなっている。

次に、Orion地震波入力の場合の結果について検討する。Fig. 15の(B)図と(A)図を比較すると、二方向入力による相互作用の影響で、(B)図の各変形の塑性率は(A)図の対応する塑性率に比べて大きくなっている。また、三方向入力の(C)図の場合のEW方向の柱材端ジョイントの曲げ回転角と柱脚部軸変形およびNS方向の柱頭部の曲げ回転角の塑性率は(B)図の対応する塑性率に比べて僅かに増加した。そして、(C)図の場合のNS方向の柱脚部の曲げ回転角の塑性率は(B)図の結果に比べて逆に少し小さくなっている。しかし、上下地震動の影響によって、(C)図の場合の柱頭部ジョイントの軸変形塑性率は(B)図の場合の結果に比べて倍以上になっていることが分かった。

また、Taft地震記録波形入力を受ける場合のFig. 16の(A)、(B)、(C)に示されている結果については、ここで詳しい説明を省略するが、Orion波入力の場合と同じ傾向を示していることが分かった。

Fig. 17 ~ 19に示されているのはこのモデルの一階の各質点がそれぞれEl Centro波、Orion波、Taft波入力を受ける場合の無次元上下方向変位の時刻履歴応答である。ここから分かるように、前に述べた梁降伏型モデルの結果と違って、各質点には上向き残留変位が生じている。これは各柱脚、柱頭部

Table 5. Maximum relative displacement of weak-beam structural model when span ratio is 3.0

Input wave form		El Centro		Orion	
Input direction	Story number	X dir. max	Y dir. max	X dir. max	Y dir. max
EW direction	1st	1.47		2.14	
	2nd	2.98		4.29	
	3rd	2.83		4.75	
NS direction	1st		1.20		1.94
	2nd		1.96		3.80
	3rd		1.79		4.03
EW+NS+UD direction	1st	1.83	1.18	2.10	1.85
	2nd	3.15	1.98	4.26	3.62
	3rd	2.87	1.80	4.73	3.90

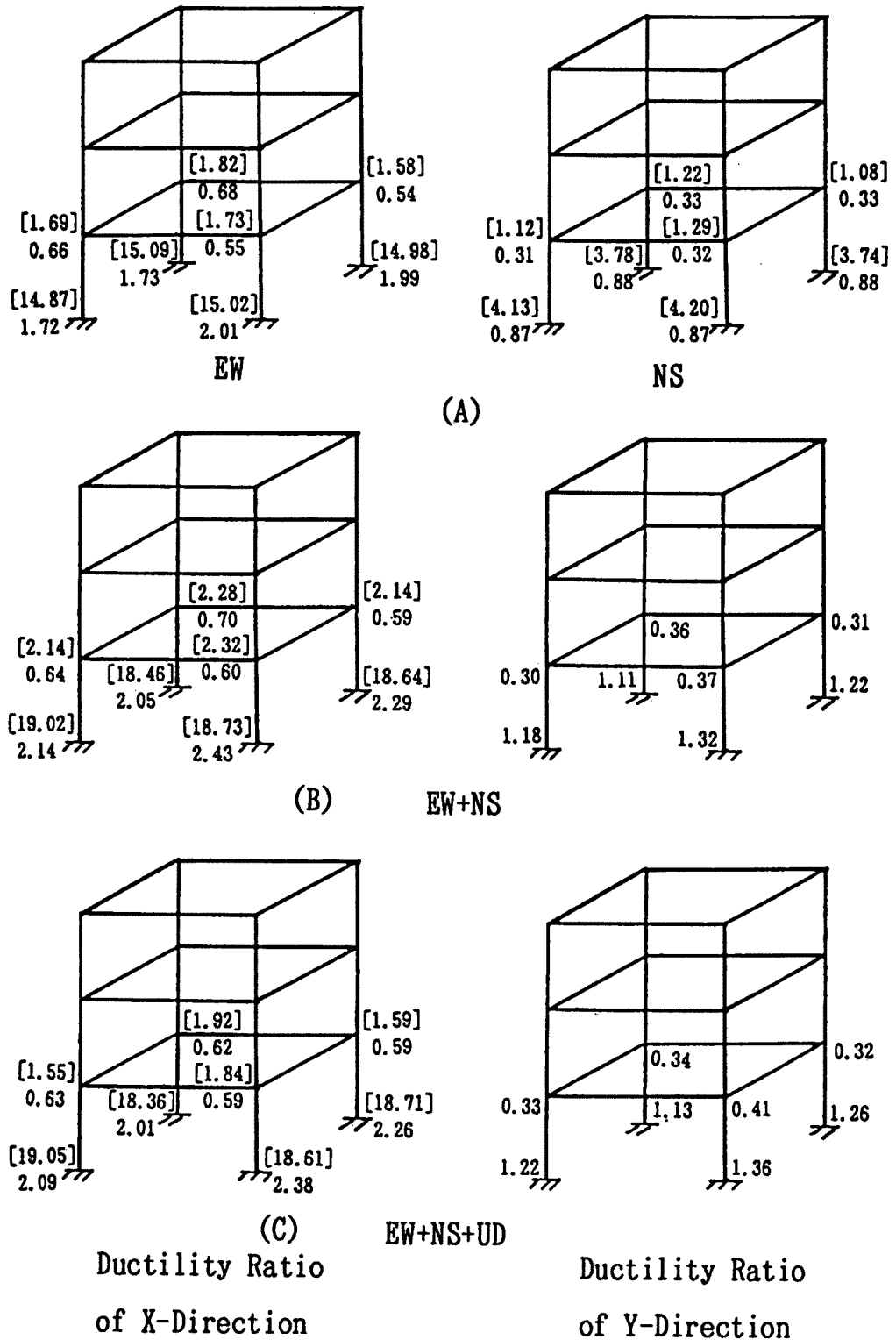


Fig. 14. Ductility ratio of relative rotation & axial deformation of column joint of weak-column model subjected to El Centro waves.

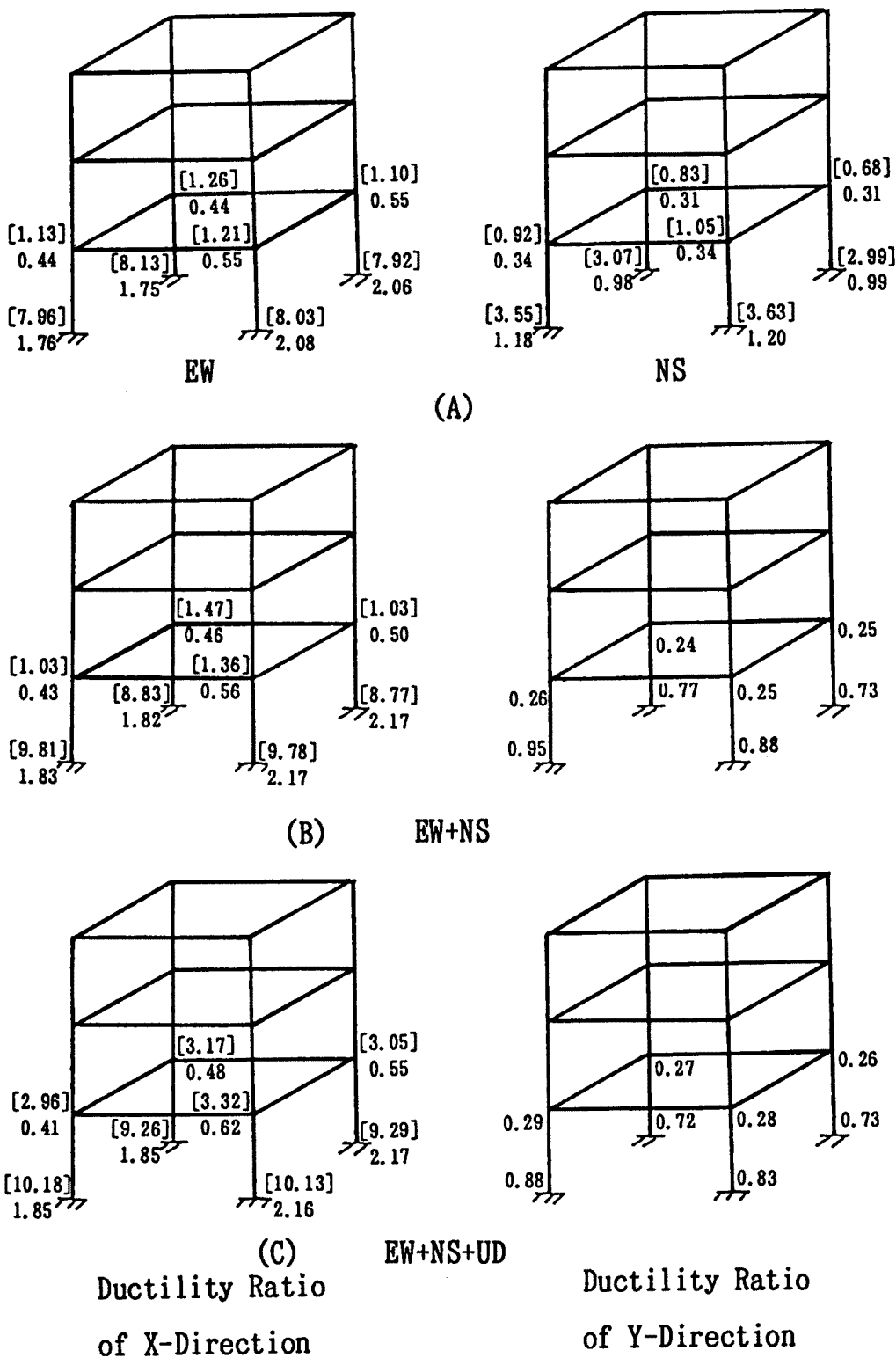


Fig. 15. Ductility ratio of relative rotation & axial deformation of column joint of weak-column model subjected to Orion waves.

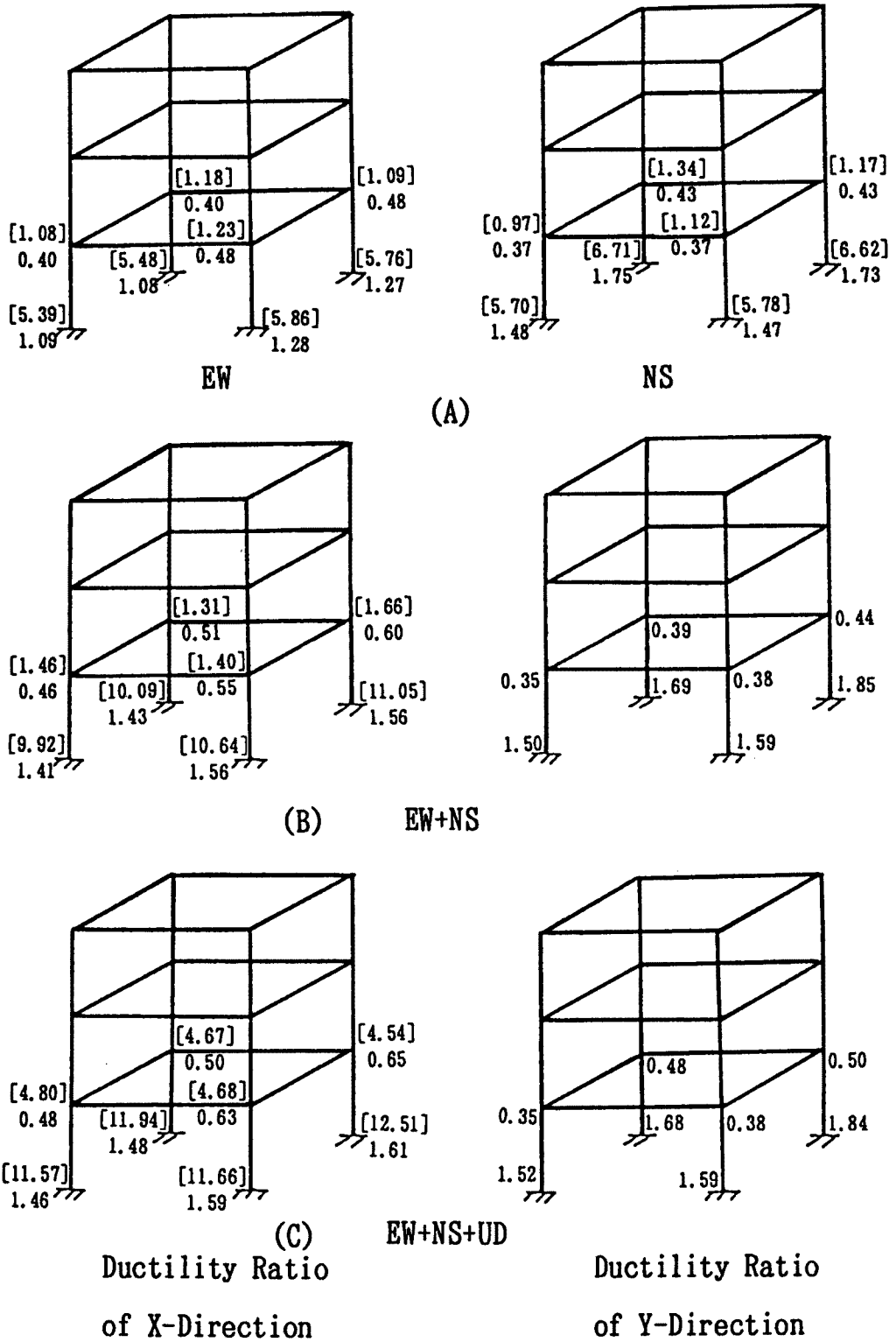


Fig. 16. Ductility ratio of relative rotation & axial deformation of column joint of weak-column model subjected to Taft waves.

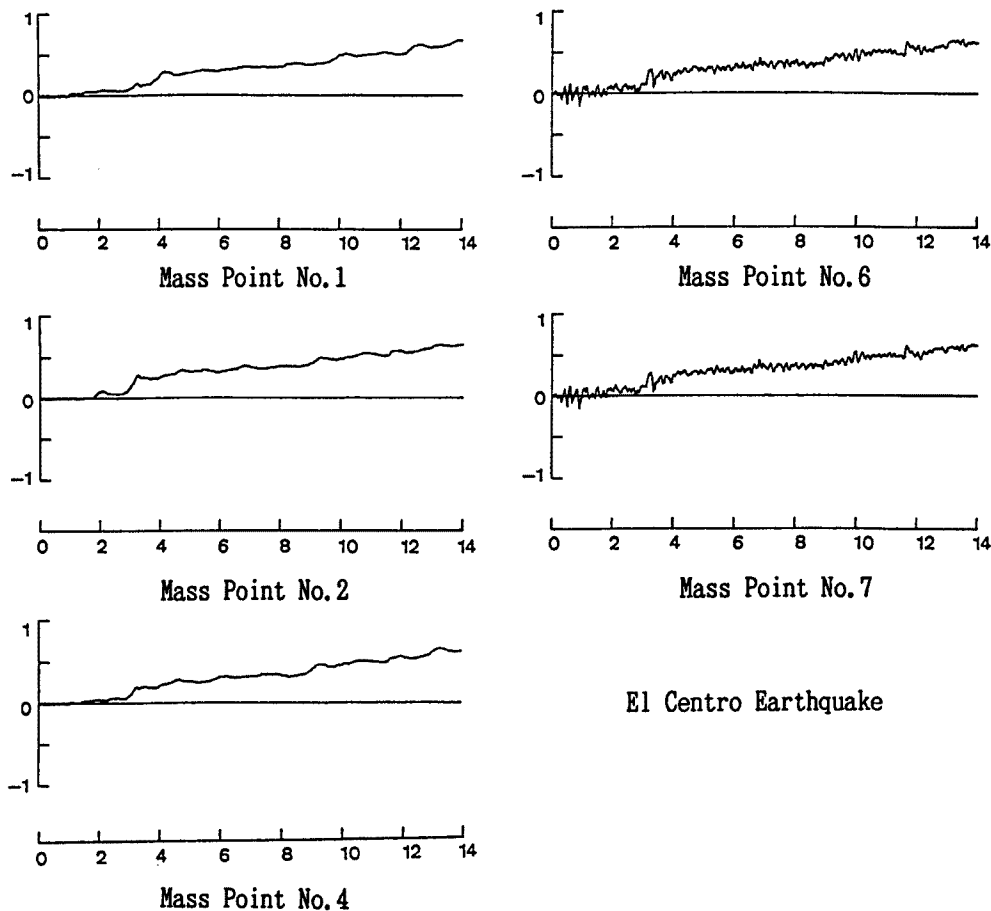


Fig. 17. Time history of vertical displacement of mass point subjected to El Centro waves.

のジョイント内に引張り側の軸変形が大きく累積されたためと考えられる。このことはRC柱ジョイントの降伏条件が引張りと圧縮力との異なることを導入したことに起因している。

Table 6 に示されているのはこの柱降伏型モデルが各地震波を受ける場合の各層の水平相対変位の最大値である。二方向および三方向入力の結果に比べて、一方向に入力する場合の結果は若干の差があるが、二方向入力と三方向入力の結果を比較すると、あまり変わらないと言えよう。

5.3 八層の梁降伏型架構の解析結果

5.3.1 構造物モデル概要

さらに詳しい立場で上下地震動の影響を調べるために、Fig. 20 に示すスパンの長さが12.0 mの梁降伏型の八層立体骨組を対象にして、Orion地震記録波形を入力としたいろいろな場合について応答解析を行った。構造物モデルの基本的な性質を調べるために、弾塑性応答解析のほかに、弾性応答解析も行った。構造物モデルの各部材の寸法、配筋、設計ベースシア係数をTable 7 に示す。この架構モデルは建築基準法の A_i 分布に基づいて設計されており、構造物モデルの水平、上下方向の一次から三次までの固有周期をTable 8 に示す。なお、X、Y構面の命名はFig. 2 に示される通りである。そして、設計ベースシア係数に対して想定された外乱加速度および解析で求められた各無次元の値に対する有次元の値をTable 9 に示す。

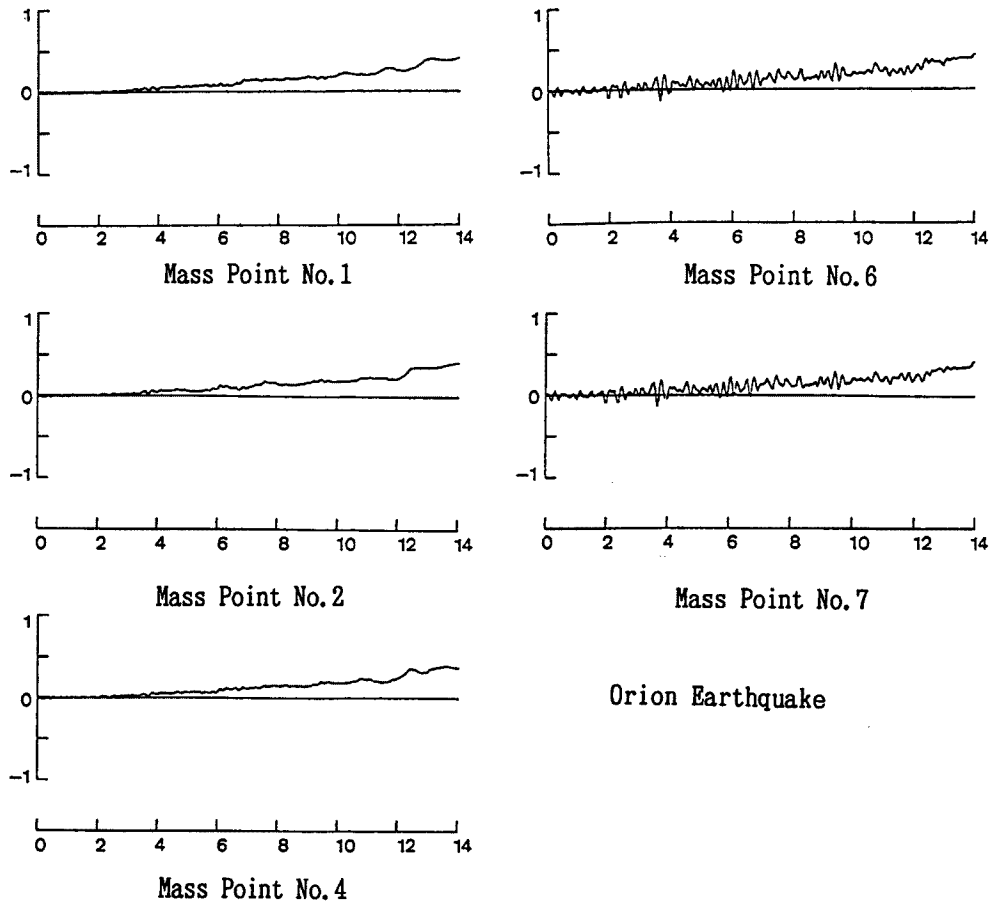


Fig. 18. Time history of vertical displacement of mass point subjected to orion waves.

5.3.2 弾性応答結果の検討

Fig. 21 の (A) 図は構造物モデルが Orion 地震波の UD 成分だけを受ける場合の X-I 構面の弾性応答であり、図中の数字は梁材端ジョイントの相対曲げ回転角の塑性率を表している（注：塑性率の定義は弾塑性応答の場合とは同じであるが、復元力特性は全部線形の形となっている）。この図から分かるように、上層部の方では塑性率の値が下層部より大きくなっている。そして、Fig. 21 の (B) 図に示されているのはこの場合の X-I 構面の各層の梁の中央質点の上下方向変位の最大値である。Fig. 21 の (C) 図に示されているのはこれらの質点の上下方向応答加速度の最大値である。(B) 図と (C) 図を比較すると、両方とも上層部へ行くほど値が大きくなっていることが明かであり、これは (A) 図の結果の傾向と一致している。すなわち上層部ほど上下振動による増幅率が大きくなる事が分かる。

Fig. 22 はこのモデルが Orion 波の EW, NS, UD 成分の三方向同時入力を受ける場合の X-I 構面と Y-I 構面の梁材端ジョイントの相対曲げ回転角の塑性率である。復元力は全部線形であるため、梁部材の材端モーメントおよび相対回転角の塑性率を水平と上下入力別々によるものの加算も考えられる。また、重力による初期モーメントを考慮しているために、梁の両端の応答塑性率は少し異なっている。全体的な傾向として、X-I, Y-I 構面の梁材端ジョイントの曲げ回転塑性率は上層および下層に比べて、中間層が比較的大きくなっている。この傾向になっているのは水平方向構造物および入力の周波数特性によって、各構面の中間の層の梁部材ジョイントには上層および下層の梁部材ジョイントに比べてより大きい塑性率

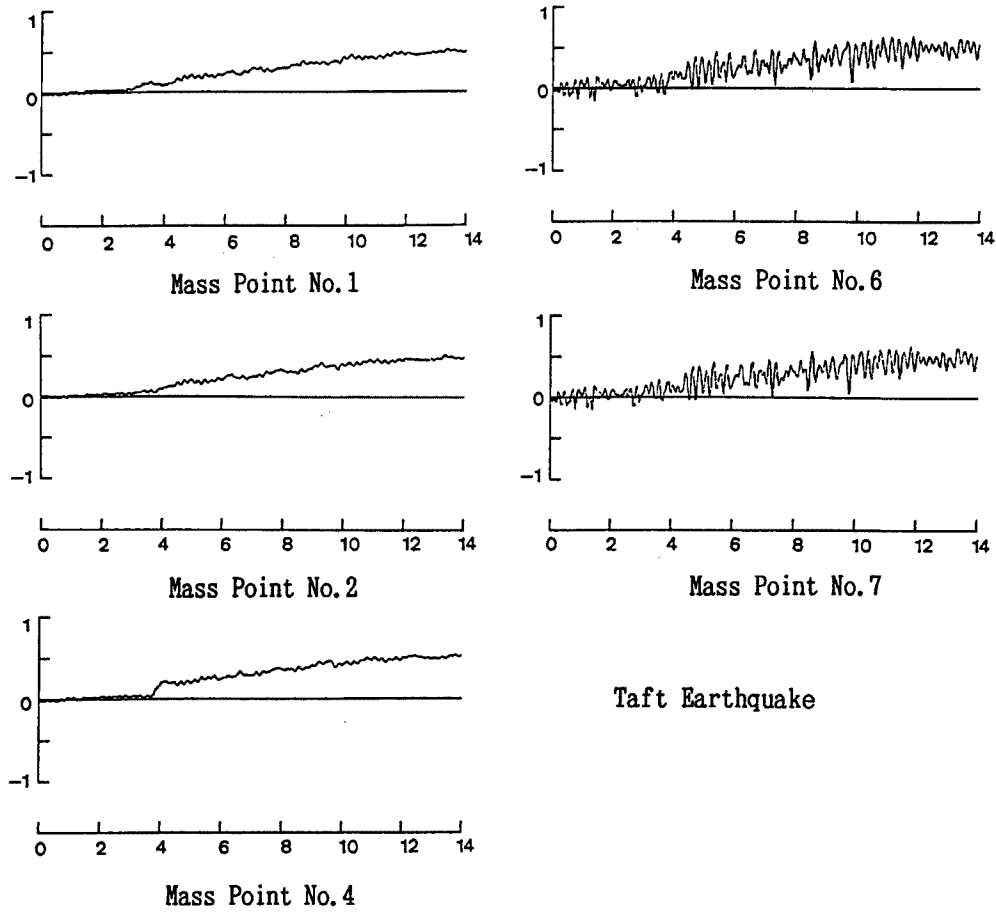


Fig. 19. Time history of vertical displacement of mass point subjected to Taft waves.

Table 6. Maximum relative displacement of weak-column structural model when span ratio is 2.0

Input wave form		El Centro		Orion		Taft	
Input direction	Story number	X dir. max	Y dir. max	X dir. max	Y dir. max	X dir. max	Y dir. max
EW direction	1st	2.80		2.85		2.09	
	2nd	3.25		3.30		2.54	
	3rd	2.30		2.22		1.96	
NS direction	1st		1.69		2.02		2.57
	2nd		2.13		2.76		3.27
	3rd		1.75		1.98		2.33
EW+NS direction	1st	3.04	1.75	2.90	1.57	2.32	2.43
	2nd	3.29	2.07	3.30	2.45	2.74	3.07
	3rd	2.28	1.78	2.23	1.86	2.08	2.20
EW+NS+UD direction	1st	3.07	1.69	2.94	1.57	2.35	2.45
	2nd	3.31	2.03	3.38	2.47	2.64	3.06
	3rd	2.31	1.79	2.28	1.87	2.10	2.18

Table 7. Details of 8-story structural model

Story number	Column dimension	Column bar arrangement	Beam dimension	Beam bar arrangement	Strength ratio of column vs. beam
8th	80×80cm ²	6(D32+D29)	40×90cm ²	4D25cm ²	1.92
7th	80×80cm ²	6(D32+D29)	40×90cm ²	4D25cm ²	2.15
6th	80×80cm ²	12D32	40×90cm ²	4D29cm ²	2.01
5th	80×80cm ²	12D35	40×90cm ²	4D32cm ²	2.00
4th	80×80cm ²	12D35	40×90cm ²	4D32cm ²	2.12
3rd	80×80cm ²	6(D38+D35)	40×90cm ²	4D35cm ²	1.97
2nd	80×80cm ²	12D38	40×90cm ²	4D38cm ²	1.82
1st	80×80cm ²	12D38	40×90cm ²	4D38cm ²	1.89

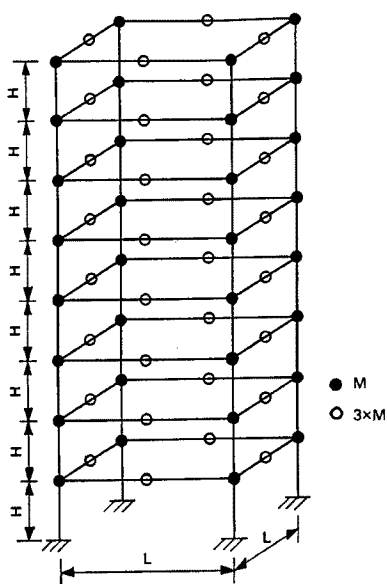


Fig. 20. 8-story structural model.

Table 8. Natural period of 8-story structural model

Horizontal natural period			Vertical natural period		
1st(s)	2nd(s)	3rd(s)	1st(s)	2nd(s)	3rd(s)
1.07	0.32	0.16	0.12	0.11	0.10

Table 9. Ratio of dimensional value to nondimensional value of 8-story weak-beam model

Bending moment of beam member	129.28t · m
Bending rotation of beam member	6.08×10 ⁻³ rad
Horizontal & vertical displacement	1.27cm
Response acceleration	482.33cm/s ²
Excitation acceleration when α=1	96.47cm/s ²
Base shear coefficient	0.42

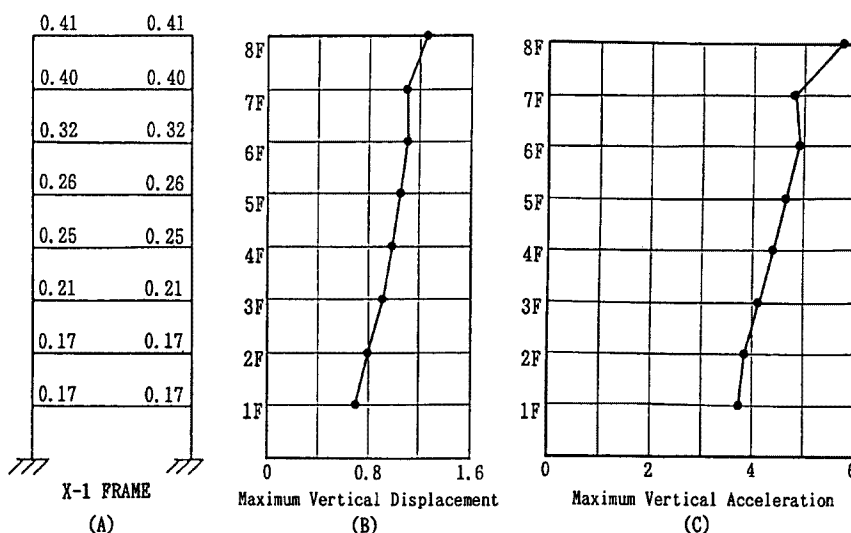


Fig. 21. Maximum elastic responses under vertical input.

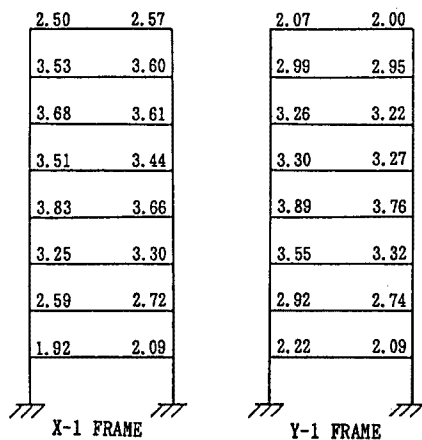


Fig. 22. Results of elastic response under 3-directional input.

地震波形の *EW* 成分, *NS* 成分を受ける場合, *X-1* 構面と *Y-1* 構面の梁材端ジョイントの相対曲げ回転角の塑性率である。Fig. 24 の (B) 図は構造物モデルが三方向同時入力を受ける場合の梁材端の相対曲げ回転塑性率である。(B) 図の結果を (A) 図と比べると, *X-1* 構面では, 上下地震動の影響によって, 梁部材の両端の塑性率は *EW* 方向だけ入力する場合の結果 (B) より全体的に増加する傾向にあり, *Y-1* 構面についても, 5, 6, 7 階の右側のジョイントを除いて, *X-1* 構面と同様の結果となる。Fig. 24 の (C) 図に示されているのは構造物モデルが *UD* 方向だけの入力を受ける場合の *X-1* 構面の梁材端ジョイントの相対曲げ回転角の塑性率である。ここでも前節に説明した弾性の場合の結果 (Fig. 24 の (A) 図) と同じ傾向を示している。

Fig. 25 の (A) 図には *X-1* 構面と *Y-1* 構面の各層の相対水平変位の最大値である。点線は *EW* あるいは *NS* 方向を独立に入力した場合の結果, 実線は三方向を同時に入力した場合の結果である。ここで, 点線と実線を比べると, 上下地震動の影響によって, 層の相対水平変位は全体に大きくなり, 大きいところでは 30% も増加している。また, Fig. 25 の (B) 図は *X-1* 構面と *Y-1* 構面の各層の梁の中央質点の上下変位の最大値である。点線は *EW* あるいは *NS* 方向を独立に入力した場合の結果, 実線は三方向を同時に入力した場合の結果である。ここから分かるように, 上下地震動が作用している場合では, *X-1* 構面と *Y-1* 構面両方の中央質点の上下変位がともに増加している。そして, 各層の中央質点の上下変位の増加の割合は比較的類似している。Fig. 25 の (C) 図は構造物が地震波の *UD* 成分だけの入力を受ける場合の *X-1* 構面の各層の梁部材中央質点の上下変位の最大値である。この弾塑性応答の結果は弾性応答の場合の結果 (Fig. 21 の (B) 図) と類似の傾向を示している。

6. ま と め

立体建築構造物の地震応答に及ぼす上下地震動の影響を明らかにするために, 以上に述べたような各種 RC 立体架橋モデルを対象に, 構造的な違い, 入力方向の違いなどいろいろな異なる性質を持つ場合について, 一連の地震応答解析を行った。これらの解析から得られた知見を以下にまとめる。

- ① 柱降伏型の場合では, 柱部材端の曲げ変形能力に及ぼす上下地震動の影響はそれほど顕著ではない。しかし, 柱部材の柱頭部の軸変形は上下地震動の作用によって増加する傾向にあり, これに伴って, 梁部材の両端部質点および中央質点の上下方向変位も大きくなる。一方, 各層の水平相対変位の最大

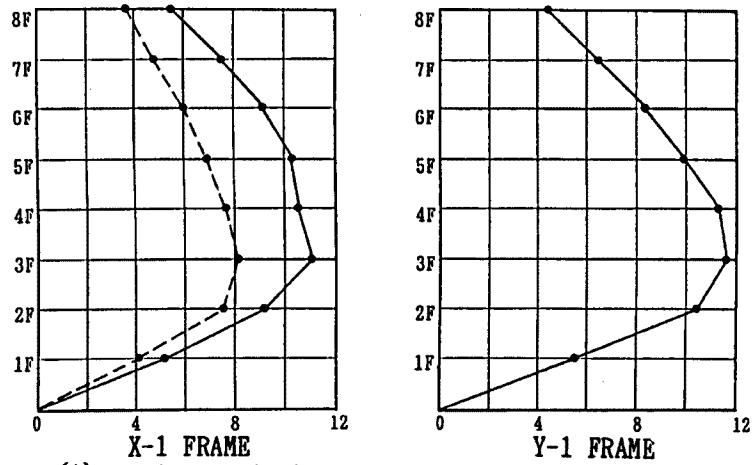
が生じたためと考えられる。

Fig. 23 の (A) 図に示されているのは三方向同時入力の場合 *X-1* 構面とも *Y-1* 構面の各層の相対水平変位の最大値である。*X-1*, *Y-1* 構面の両方とも中間の層の相対水平変位の最大値は上下の層より大きく, これは Fig. 20 の結果と一致する。(B) 図に示されているのはこの場合の *X-1*, *Y-1* 構面の各層の梁の中央質点の上下方向変位の最大値である。(C) 図にはこれらの中央質点の上下方向応答加速度の最大値である。ここでも, (B) 図と (C) 図の結果は対応する Fig. 21 の (B) 図と (C) 図の結果と傾向的に一致しているため, 解析手法の有効性に対する検証とは言えよう。

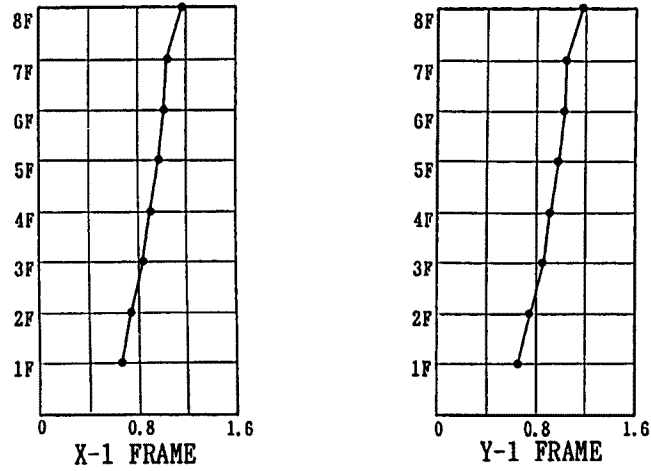
5. 3. 3 弾塑性応答結果の検討

本節では, この八層構造物モデルが Orion 地震波の各成分を受ける場合の弾塑性地震応答の結果について説明する。

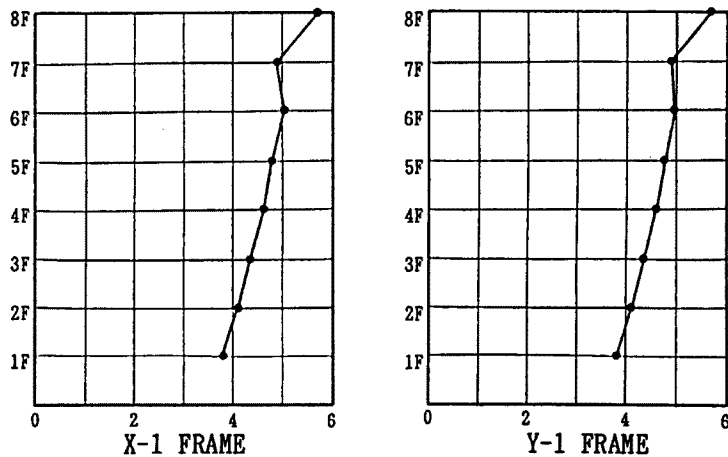
Fig. 24 の (A) 図は構造物モデルがそれぞれ独立に Orion



(A) Maximum Relative Horizontal Displacement



(B) Maximum Vertical Displacement



(C) Maximum Vertical Acceleration

Fig. 23. Maximum displacement and acceleration of elastic response under 3-directional input.

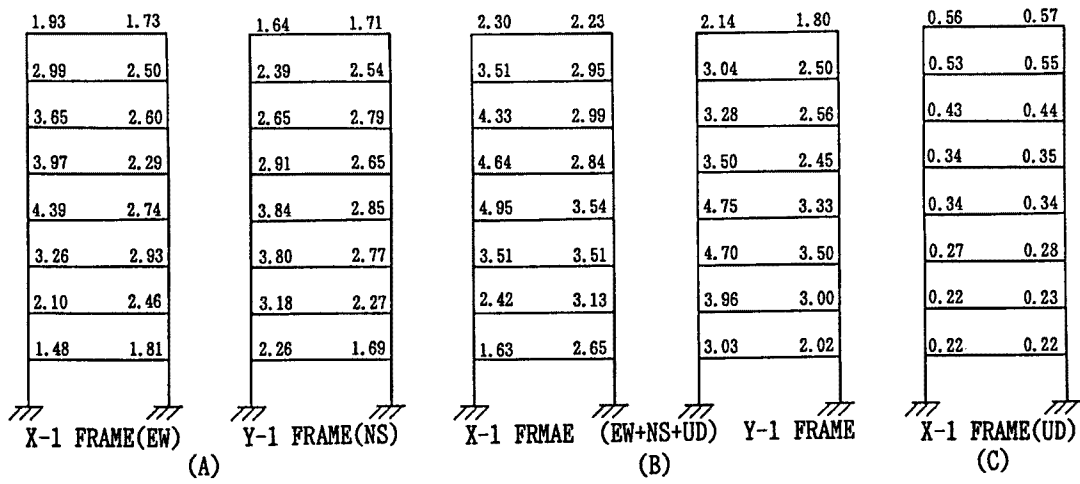


Fig. 24. Ductility ratios of relative rotation of beam joint of elasto-plastic response.

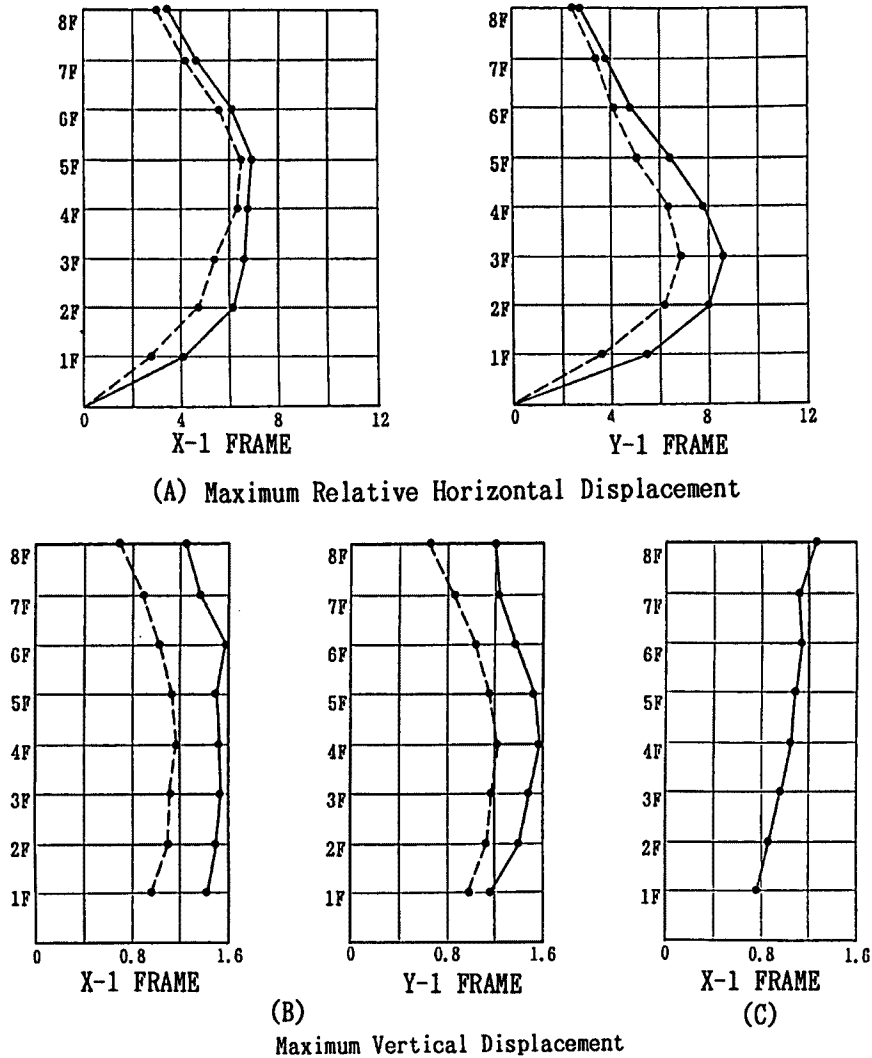


Fig. 25. Maximum displacements of elasto-plastic response.

値には、上下地震動による影響はあまり見られない。

- ② 梁降伏型の場合では、それぞれ地震波の固有特性などによって若干異なる応答を示している。三層モデルの場合では、上下地震動の影響によって、梁部材両端のジョイントの相対曲げ回転角の塑性率は片側が減っているのに対して、片側の方が上昇する。また、一般的には、スパンの長いモデルの方が上下地震動の影響が大きい。この場合にも、層の水平相対変位の最大値には、上下地震動の影響は少なかった。梁部材の質点の上下変位は柱降伏型の場合とは違って、両端部の質点の上下変位は少ないが、中央質点の上下変位が大きくなる。また、八層モデルの場合では、上下地震動によって、各層の梁部材両端のジョイントの相対曲げ回転角の塑性率はともに上昇する。そして、各構面の層の水平相対変位の最大値も上下地震動の影響によって大きくなることが分かった。

本論文は一連の3層および8層 RC 造立体架構を対象に、従来から無視されがちな上下地震動の影響について検討した。その結果、今までの研究の中でほとんど検討されていない比較的中層の梁降伏型の立体架構では、梁部材レベル、層レベルの地震応答には上下地震動の影響が比較的大きいことが分かった。内陸で発生する近距離の地震動は、上下地震動の加速度の最大値が水平地震動より大きい場合もあることから、建築構造物の耐震安全性を確保するためには、上下動の地震動特性、地震応答性状に及ぼす影響など、今後種々の観点から、より詳しく検討する必要があるだろう。

謝 辞

本研究には文部省の1990年度の科学研究費（一般研究 C 研究代表者：藤原悌三）の一部を使用したもので、ここに記して感謝する。また、数値計算には京都大学大型計算機センターの FACOM M-780/30 を用いた。

参 考 文 献

- 1) National Academy of Science: Engineering Report on the Managua Earthquake of 23 December 1972, 1975.
- 2) 日本建築学会：1978年伊豆大島近海地震の被害調査報告，建築雑誌 Vol.96, No.1136, 昭和53年6月。
- 3) Doser, D.I. and H. Kanamori: Spatial and Temporal Variations in Seismicity in the Imperial Valley (1902-1984), Bull. Seism. Soc. Am., Vol.76, 1986.
- 4) California Division of Mines and Geology: San Fernando, California, Earthquake of 9 February 1971, Bulletin 196.
- 5) 日本建築学会：1975年大分県中部地震による RC 造建物の被害調査報告，昭和51年6月。
- 6) 日本建築学会：グァテマラ・北イタリア・ミンダナオ島・ルーマニア地震災害調査報告，昭和54年2月。
- 7) 吉村浩二・菊池健児：地震動の上下動成分が中低層鉄筋コンクリート造有壁平面架構の動的弾性挙動に及ぼす影響，日本建築学会論文報告集，第344号，昭和59年10月，pp.55-66。
- 8) 谷 資信・曾田五月也：上下地震動の影響を考慮した鉄筋コンクリートフレームの地震応答計算，構造研究，昭和53年，早稲田大学理工学部，建築学科，谷研究室。
- 9) 谷 資信・楠 寿博：水平及び上下方向地動入力による鉄筋コンクリート平面架構の弾塑性地震応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和59年10月，pp.855-856。
- 10) Subhash C. Goel: Seismic Behavior of Multistory K-Braced Frames under Combined Horizontal and Vertical Ground Motion, Proceedings of 6 WCEE, pp.1172-1177.

- 11) 望月雄二: 水平及び上下地震動を受ける鉄筋コンクリートフレームの地震応答性状に関する研究, 構造研究, 昭和56年, 早稲田大学理工学部, 建築学科, 谷研究室.
- 12) 柴田明德・渋谷純一・坂井正明: 水平及び鉛直地震動を受ける鉄筋コンクリート造骨組の弾塑性地震応答解析, 東北大学建築学報, 第28号, 1989年3月, pp.61-70.
- 13) James C. Anderson and Vitelmo V. Bertero: "Effects of Gravity Loads and Vertical Ground Acceleration on the Seismic Response of Multistory Frames", Proceedings of 5 WCEE, pp.2914-2923.
- 14) 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三: 三成分地震動を受ける構造物の弾塑性地震応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和48年10月, pp.779-780.
- 15) 土屋秀雄: 地震の上下動成分が建築構造物へ与える影響(その1), 日本建築学会関東支部研究会, 昭和52年3月.
- 16) 土屋秀雄: 地震の上下動成分が建築構造物へ与える影響(その2~その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和52年~54年.
- 17) 柴 慶治・佐武直紀: 3次元地震動を受ける1層鋼構造物の振動台実験(その1-その2), 日本建築学会大会梗概集, 1989年10月, pp.1111-1114.
- 18) 藤本盛久・岡田久志: 鋼構造骨組の三次元弾塑性挙動に関する研究, その1-その3, 日本建築学会論文報告集, 第244-246号, 1976年6月, 7月, 8月.
- 19) 谷 資信・曾田五月也: 上下地震動の影響を考慮した鉄筋コンクリートフレームの地震応答計算, 研究報告 早稲田大学理工学部, 建築学科 谷研究室 1978年, pp.107-113.
- 20) Fujiwara, T. and Hosokawa, T.: Random Response of Inelastic Space Structure Subjected to Bi-directional Ground Motions, Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., 1988.
- 21) 藤原悌三・喩 徳明: 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, 京大防災研年報33号B-1, 1990年.
- 22) Wen, Y.K.: Method for Random Vibration of Hysteretic Systems, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.102, Apr., 1976, pp.249-263.
- 23) 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.
- 24) 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.