

2 方向水平地動を受ける立体構造物の動的崩壊過程

その1 振動実験と応答解析の比較

若林 實・藤原 悌三・北原 昭男

DYNAMIC FAILURE PROCESS OF SPACE STRUCTURES SUBJECTED TO BI-DIRECTIONAL HORIZONTAL GROUND MOTION

PART 1 COMPARISON BETWEEN EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL RESULTS

BY *Minoru WAKABAYASHI, Teizo FUJIWARA and Akio KITAHARA*

Synopsis

It is very important for the aseismic safety of building structures to make clear the dynamic failure process of space frame structures subjected to two directional horizontal ground motion, especially in the case of the structure with weak columns.

In this paper, dynamic behaviors of single story frame structures subjected to bi-directional ground motions were experimentally investigated by using a shaking table and compared with the behaviors of the same structures subjected to uni-directional ground motion. The model structures used here are composed of the roof weight and rigidly connected steel columns having rectangular section, which have different frequency characteristics in each direction.

The response analysis of space frame structures, in which a hysteresis rule similar to Ramberg-Osgood type, between an equivalent force and corresponding deformation of arbitrary cross-section along columns is formulated, satisfactorily duplicates the dynamic behavior of space frame structures.

1. 序

激震時の建築構造物の耐震安全性は、地震入力¹⁾が3次元的现象であると同様、立体振動に対して検討する必要があるにも拘らず、直交する2方向の動的挙動を独立に評価しているのが現状であり、その主たる理由は以下の諸点にあると考えられる。1) 梁降伏型架構や、筋違、耐震壁など耐震要素の占める割合が大きい構造物では、2方向断面力間の相互作用による影響は小さく、独立に安全性を評価しても動的挙動の概要を把握することができる。2) 部材または構造物の3次元の動的挙動が実験的に明らかにされておらず、立体振動の危険な側面が充分認識されていない。3) 非線形の応力-ひずみ関係を与えて高層多層間架構の動的解析を行うには多くの労力、演算時間を要し、安全性の規範も明確でない。

最近、立体構造物の弾塑性解析に関する耐震工学面の研究もかなり報告されるようになり、1967年 N. E. Nigam が直交2方向にせん断力の作用する1層構造物の応答解析に、降伏条件と塑性流れ則を導入して以来¹⁾、この種の解析法による地震応答解析に関する論文もいくつか発表されている。即ち、筆者の一人他による、モーメントと軸力の降伏条件を弾塑性ジョイントに考慮した解析法²⁾に、Nigamの方法を導入した振れ応答に関する研究^{3,4)}、滝沢のRC部材のクラック時と破壊時の降伏条件を考慮した研究⁵⁾、藤本・緑川の鋼構造立体骨組の弾塑性応答に関する研究⁶⁾の他にも、三の研究がみられる^{7,8)}。

一方、立体弾塑性振動に関する実験的研究は非常に少なく、藤本・黒田・岡田・斉藤による鋼構造1層お

よび10層架構に斜め方向に地動が作用したときの振動台による実験⁹⁾や、H型鋼柱¹⁰⁾あるいはRC架構¹¹⁾を対象としたオンライン実験などがある。

鋼構造物の復元力特性は紡錘型の安定した履歴となることは一般によく知られており、P. C. Jennings が復元力特性に Ramberg-Osgood 型の履歴を導入¹²⁾した後、S. C. Goel¹³⁾、小堀他¹⁴⁾、などにより、改良され、あるいは振れ振動実験により解析結果との比較¹⁵⁾も行なわれており、この種の履歴法則は鋼構造物のモデル化に適したものといえよう。

本研究の目的は、水平2方向地動の作用する建築架構の動的崩壊過程を振動実験により明らかにするとともに、既報¹⁴⁾の解析法を用いた応答解析結果と比較し、解法の妥当性を検証することにあり、両端を固定された4本の矩形鋼柱により構成される、2方向で周波数特性の異なる、1層立体架構を対象に、1940年のEl Centroの記録波形の2方向水平成分が同時に作用する場合と1方向水平成分が斜めから作用する場合、および、斜め正弦波地動の作用する場合の振動実験を動電型振動台により行ない、1方向地動の場合と比較した。2方向入力時の各方向の履歴曲線は、断面力間の相互作用の影響により、1方向入力時とは様相が異なるという結果を得たが、この傾向は、既に、応答解析結果にも指摘されている^{3,6)}。このような実際の挙動を数学モデルにより表現する方法としては、応力一ひずみレベルの、断面を微小要素に分割する方法と、断面力一変形レベルの解析法などが考えられるが、ここでは、後者の方法を採用し、2方向曲げモーメントと軸力の関数として定義される、相当断面力と対応する相当変形との間に Ramberg-Osgood 型の履歴法則を導入した解法によって地震応答を求めた。その結果、この解析方法は振動実験により得られた2方向地動の作用する架構の動的崩壊過程を表現し得ることを示している。

2. 振動実験

2-1 試験体

対象とする構造物は、両端を固定された4本の柱と重量 $W=0.54$ tonの屋根面の鉄板で構成される1層1張間2軸対称立体架構であり、3種類の柱の形状を Fig. 1 に示す。柱は SS41 規格の厚さ 9 mm の鉄板から切り出して製作し、残留応力を除去するため焼鈍している。材料の基本的性質を Table 1 に示す。柱形状は断面の弱軸方向に対して終局せん断力係数が 0.5 となることを目標に設計されており、実測した柱の寸法、ヤング係数を 2.1×10^5 ton/cm²、降伏強度を 2.73 ton/cm² としたときの各モデル架構の降伏変位 Δ_y 、降伏せん断力 Q_y 、降伏軸力に対する柱軸力の比 N/N_y 、降伏せん断力係数 Q_y/W およ

Fig. 1. Test specimen and position of strain gage.

Table 1. Mechanical properties of material.

SPECIMEN	AREA(cm ²)	T_y (ton)	T_u (ton)	σ_y (ton/cm ²)	σ_u (ton/cm ²)	ϵ_{st}	ϵ_u
STANDERD No. 1	3.60	9.37	14.75	2.60	4.10	—	0.305
	3.58	9.31	14.75	2.60	4.12	0.018	0.297
	3.59	9.38	14.82	2.61	4.13	0.018	0.314
AVERAGE				2.60	4.12	0.018	0.305
USFD No. 1	0.72	1.95	3.00	2.70	4.16	0.017	0.220
	0.72	1.98	3.03	2.73	4.19	—	0.278
	0.73	2.02	3.05	2.77	4.18	—	0.226
AVERAGE				2.73	4.18	0.017	0.241

Table 2. Measured dimensions of columns and fundamental properties of models.

MODEL		DIMENSION			Δ_y (mm)	Q_y (ton)	$\frac{N}{A_y}$	$\frac{Q_y}{W}$	Q_u (ton)
		B(mm)	D(mm)	H(mm)					
A-X	X	10.03	6.05	80.00	0.422	0.153	0.079	0.283	0.234
A-Y	Y	9.98	6.03	80.00	0.254	0.252	0.082	0.467	0.386
A-XY	X	10.01	6.02	80.00	0.422	0.151	0.081	0.280	0.232
	Y				0.255				
B-X	X	10.08	7.25	120.00	0.805	0.149	0.058	0.276	0.228
B-Y	Y	9.94	7.33	120.00	0.581	0.207	0.068	0.383	0.317
B-XY	X	9.99	7.30	120.00	0.799	0.151	0.068	0.280	0.231
	Y				0.583				

び終局せん断力 Q_u を Table 2 に示す。モデル架構名 A, B, C の後の添字は加振方法の異なる3種類の実験を表わしており、A-X, B-X はX方向のみに加振した場合、A-Y, B-Y はY方向のみの加振、A-XY, B-XY は X, Y 2方向同時に加振したときに用いたモデルであり、外乱強度を降伏強度近傍に設定したときを XY1, 破壊強度近傍に設定したときを XY2 と表わしている。

2.2 実験方法

振動実験は京大防災研究所の水平2方向に加振可能な動電型加振器を用いて行なった。振動台の性能を Table 3 に、実験方法の概要を Fig. 2 および Photo. 1 に示す。試験架構は振動台の上に1m平方の基礎板を固定し、4本の柱をX方向が弱軸となるように仮締めした後、柱に作用する軸力が等しくなるように調整しつつ、同じ大きさの屋根板を固定させるとともに柱を緊結した。柱の固定方法の詳細は Photo. 2 に示されている。

計測方法は Fig. 3 に図示したように、X, Y 両方向の各柱の応せん断力を柱中央部各面に貼付した (Fig. 1 参照) 2mm 検長の電気抵抗線型歪ゲージによって測定し、基礎板および屋根面の加速度は板中央部に固定された、最大加速度5gまで測定可能な歪ゲージ式小型加速度計4個を用いて測定した。立体的に振動する架構の変位は従来の測定法では測定できないため、屋根板中央の測点と差動トランス先端との間に両端の回転が自由な治具を取付け、長くて軽量の剛棒を接続して、測点の測定方向と直交する方向に生ずる変位による影響を除去できるよう配慮して容量 ± 10 mmの差動トランス4個を用いて直交2方向の変位を測定した。なお、屋根板の平面1/4点の変位の測定は架構全体の捩れ変形の有無を把握する目的で行なったものである。なお差動トランスの取付台の、振動による測定誤差は無視し得ることを予め確認した。換震器により得られた記録は増幅器を経て14ch. と7ch. のデータレコーダに同時記録され、データ整理および以後の解析に用いられた。

Table 3. Basic characteristics of shaking table.

SHAKER	ELECTRO-MAGNETIC TYPE (bi-axial horizontal direction)
TABLE SIZE	2.5×2.5m ²
ALLOWABLE LOAD	5 ton (+ Table weight 3 ton)
FREQUENCY RANGE	0.2~200 Hz
MAX. EXCITING FORCE	4 ton (per one direction)
ALLOWABLE STROKE LENGTH	±50 mm

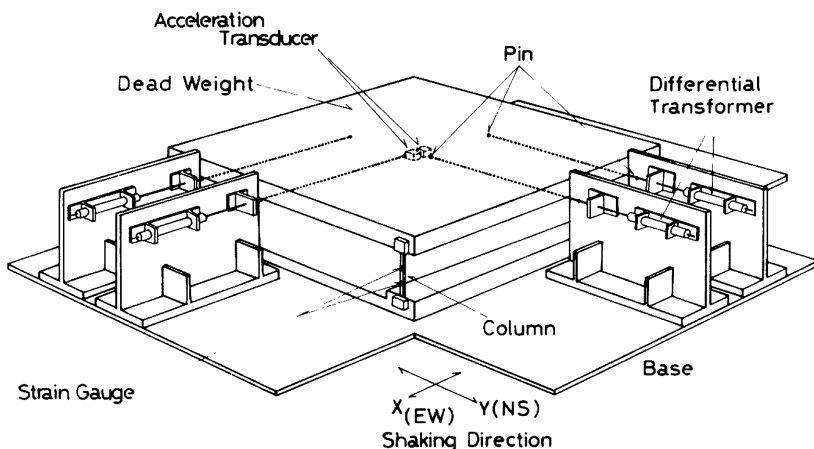


Fig. 2. View of shaking table test.

振動実験に用いられた入力地動は1940年の El Centro の加速度記録であり、今後、応答解析により立体振動の性状を把握するためのケーススタディと位置づけている。実験は3種類の入力方法について行なったが、モデル A-XY ではX方向に NS 成分、Y方向に EW 成分を同時に入力し、モデル B-XY では両方向共 NS 成分を入力した。いずれの場合もX方向、Y方向の降伏せん断力の値が異なるため、2方向同時入力の場合は入力加速度最大値と構造物モデルの強度の比が各方向で大略一致するように入力強度を設定した。モデル A-X、B-X およびモデル A-Y、B-Y は1方向地動に対する実験である。また、モデルの固有振動数が地震の卓越振動数より大きいこと、実構造物の固有振動数はモデルの1/2以下と予想されることなどを勘案して、入力波形の時間軸を1/2に縮小して使用した。なお、本報告からは割愛するが、立体振動の基本的な性状を把握するために行なった、X、Y方向に同じ動特性をもつモデルCの実験では定常正弦波地動に対する動的崩壊過程を明らかにしており、稿を改めて報告する予定である。

A-XY1 および A-XY2 の振動実験において測定した、振動台の加速度と応答加速度のスペクトルを各方向について求めると Fig. 4 となる。入力スペクトルは2~8 Hz のパワーが大きく、Y方向 (EW 成分)

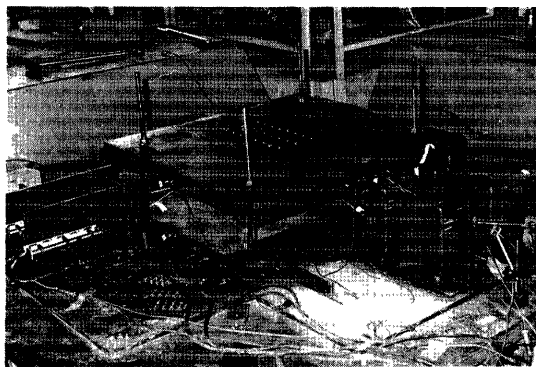


Photo. 1. View of shaking table test.

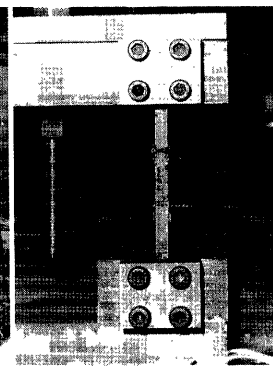


Photo. 2. Detail of column connection.

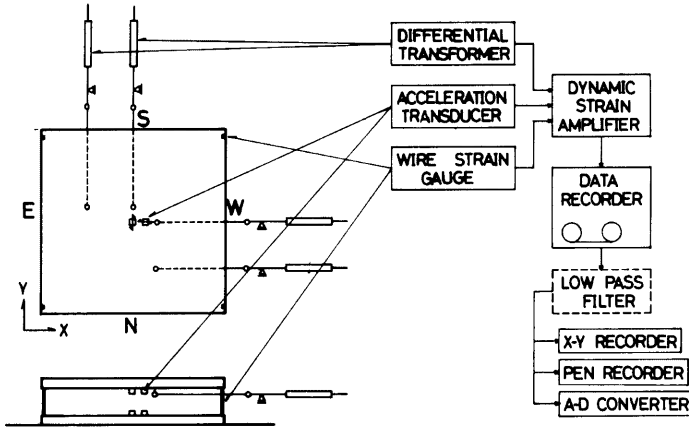


Fig. 3. Method of measurement.

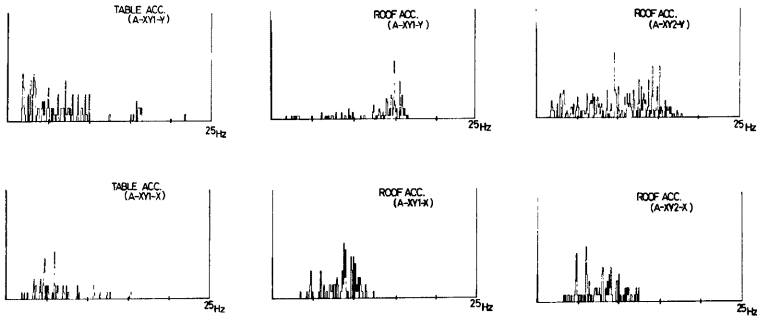


Fig. 4. Power spectra of table and roof accelerations.

はその間では異なるスペクトルをもつ。A-XY1 の応答スペクトルは、各方向の固有振動数近傍の 9 Hz および 15 Hz でのパワーが大きいが、A-XY2 のように強い外乱の作用したときの応答スペクトルは X 方向で 4 ~ 8 Hz, Y 方向で 10 Hz と 14 ~ 16 Hz のパワーが大きくなり、塑性履歴により卓越周波数の減少する様子が伺える。

2・3 架構モデルの動特性

動的崩壊実験に先立って行なった微小振幅領域の定常加振実験から得た加速度共振曲線を Fig. 5 に示す。共振曲線から求められた共振振動数と臨界減衰比 f_2, h_2 および微小な初速度を与えた後の自由振動波形から読み取った固有振動数と臨界減衰比 f_1, h_1 を、材料の性質を基に算出した固有振動数 f_0 とともに Table 4 に示す。定常加振実験と自由振動実験から求められた固有振動数は大略一致するが理論値は X 方向で 10%, Y 方向で 20% 程度高い振動数を示す。その原因は Y 方向については治具間の空隙、治具の弾性変形など基礎固定度の影響が大きいと考えられるが、柱の有効長をその原因と考えると $L_e = 1.07 \sim 1.13L$ となる。一方、臨界減衰比の値は 0.5 ~ 1.0% の範囲にあり、A-XY-Y の h_2 と A-X の h_1 は、2% となっているが初速度の与え方や、柱の締付方法などにより、ばらついたものと考えられる。なお、柱試験体は別の目的で行なっ

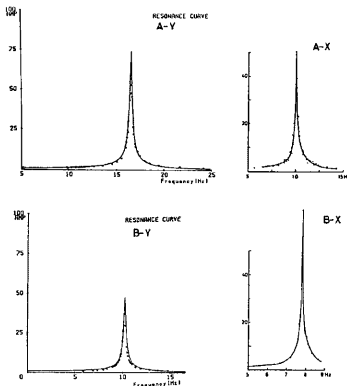


Fig. 5. Resonance curve of model A and B.

Table 4. Dynamic characteristics of model structures.

MODEL		f_0 (Hz)	f_1 (Hz)	h_1 (%)	f_2 (Hz)	h_2 (%)
A-X	X	12.8	11.6	2.0	10.0	0.5
A-Y	Y	21.3	16.4	0.7	16.6	0.6
A-XY	X	—	10.4	0.3	10.3	0.7
	Y	—	16.0	0.4	16.3	2.0
B-X	X	9.1	7.9	0.4	7.8	0.3
B-Y	Y	12.7	10.4	1.1	10.4	0.7
B-XY	X	—	8.0	1.1	—	—
	Y	—	10.7	1.2	—	—

た実験のときに製作したものと同じで、材料特性および A-X, B-X モデルの振動実験結果は既報¹⁷⁾の結果を準用している。

2・4 実験結果

実験は各モデルについて、弾性範囲、降伏耐力を若干上回る範囲 (A-XY1, B-XY1)、動的崩壊領域 (A-XY2, B-XY2) の順に行なった。従って、動的崩壊の実験は、降伏時の実験によって生じた残留変形を初期条件として保持したままの状態で烈震が発生したことに対応する。実験結果の概要を把握するために、弾性時を除く全実験について、地動加速度、応答加速度、加速度増幅率、慣性力、応答変位、靱性率、応答せん

Table 5. Maximum responses of model structures due to shaking table tests.

MODEL		TABLE ACC. (g)	ROOF ACC. (g)	R.A. T.A.	INERTIAL FORCE (ton)	ROOF DISP. (mm)	MAX. DUC.	SHEAR FORCE (ton)
A-X	X	0.43	0.47	1.09	0.26	2.74	6.51	0.36
A-Y	Y	0.71	0.86	1.21	0.48	1.47	5.79	0.54
A-XY1	X	0.24	0.46	1.92	0.26	1.75	4.15	0.28
	Y	0.47	0.69	1.47	0.38	1.10	4.31	0.42
A-XY2	X	0.41	0.51	1.24	0.29	11.98	28.38	0.36
	Y	0.99	1.00	1.01	0.56	10.03	39.33	0.70
B-X	X	0.46	0.48	1.04	0.27	4.47	5.55	0.36
B-Y	Y	0.53	0.69	1.30	0.39	5.59	9.62	0.44
B-XY1	X	0.32	0.36	1.09	0.19	5.22	6.53	0.24
	Y	0.56	0.65	1.16	0.37	5.02	8.61	0.42
B-XY2	X	0.41	0.37	0.90	0.21	7.80	9.76	0.26
	Y	0.77	0.71	0.92	0.41	7.64	13.10	0.44

断力の最大値を **Table 5** に示す。応答変位は屋根面中央の変位を示しているが、別の変位測定点から求めた振れ振動の影響は僅少であるため、以後の記述では無視している。また、応答せん断力は4本の柱に生ずる各方向の弾性ひずみから、ヤング係数を $2.1 \times 10^4 \text{ ton/cm}^2$ として応力に換算して各柱のせん断力を求め、それらの和を層せん断力としている。2方向同時入力に対するX方向（弱軸方向）の変位応答増幅度はY方向（強軸方向）より大きくなり、特に、斜め方向に単一の波形を入力したモデルB-X-Yのときにその傾向は強く現われる。慣性力は応答加速度に質量を乗じて求めた。ひずみゲージから求めたせん断力応答は慣性力に比して大きく、その原因は明らかでないが、部材断面、検長の測定、ヤング係数

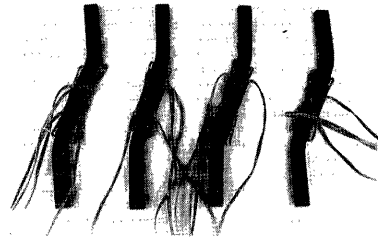


Photo. 3. Residual deformation of column A-Y after test.

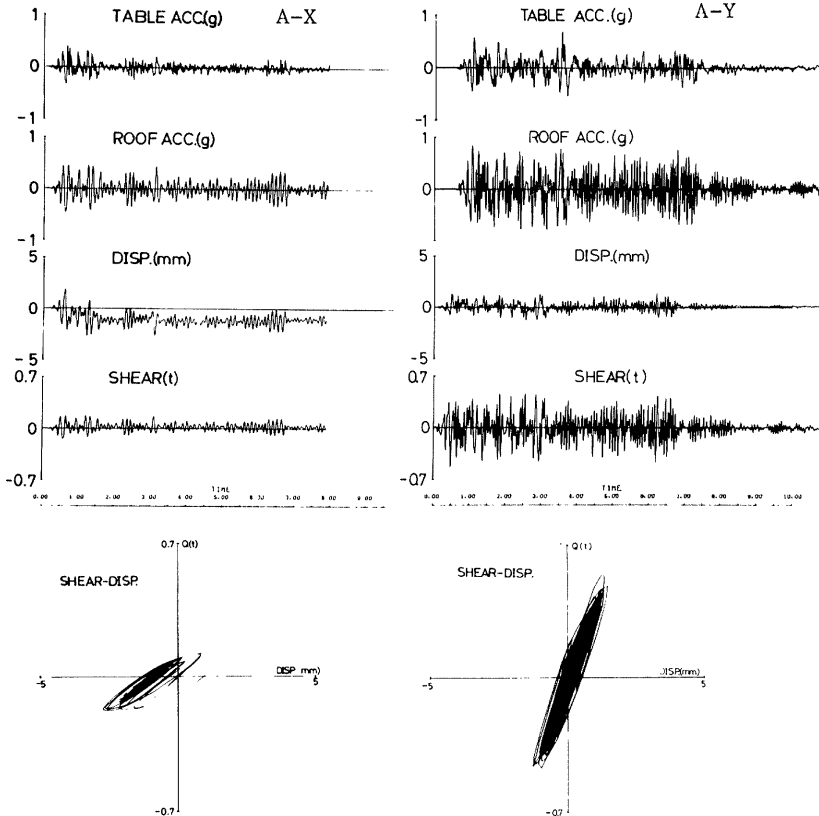


Fig. 6. Experimental responses of model A due to uni-axial ground motion.

の仮定、測点の塑性化などの測定誤差が累積したものと考えられる。今後更に検討して減衰特性を明らかにしたいと考えている。モデル A-Y の実験後の柱の変形状態を **Photo. 3** に示す。

2. 4・1. 2 方向に異なる入力が作用する場合

X方向に NS 成分, Y方向に EW 成分の El Centro 地震波が作用するモデル A の応答結果を **Figs. 6-8**

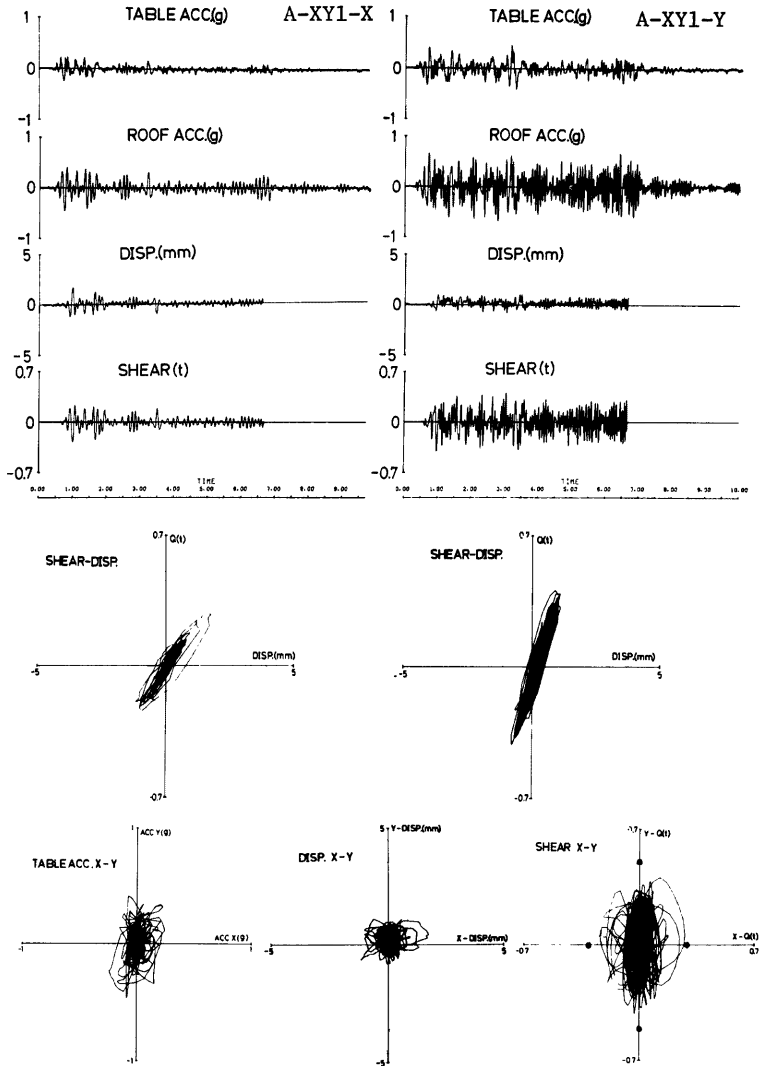


Fig. 7. Experimental responses of model A due to bi-axial ground motion.

に示す。Fig. 6は2方向独立に行なった1方向入力時の実験結果であり、Figs. 7, 8は2方向同時加振したときのそれぞれの方向の応答を示している。各図には上から地動(振動台)加速度, 応答(屋根面)加速度, 相対(屋根面と振動台の間)変位, せん断力の時刻歴応答と, 復元力特性が示されており, 2方向入力時には, 更に, 地動加速度, 地動変位および応答せん断力の各ベクトルの軌跡が図の最下段に示されている。応答せん断力の軌跡の図の縦横座標上の・印の点はその方向の降伏せん断耐力を $\sigma_y = 2.73t/cm^2$ として算定し

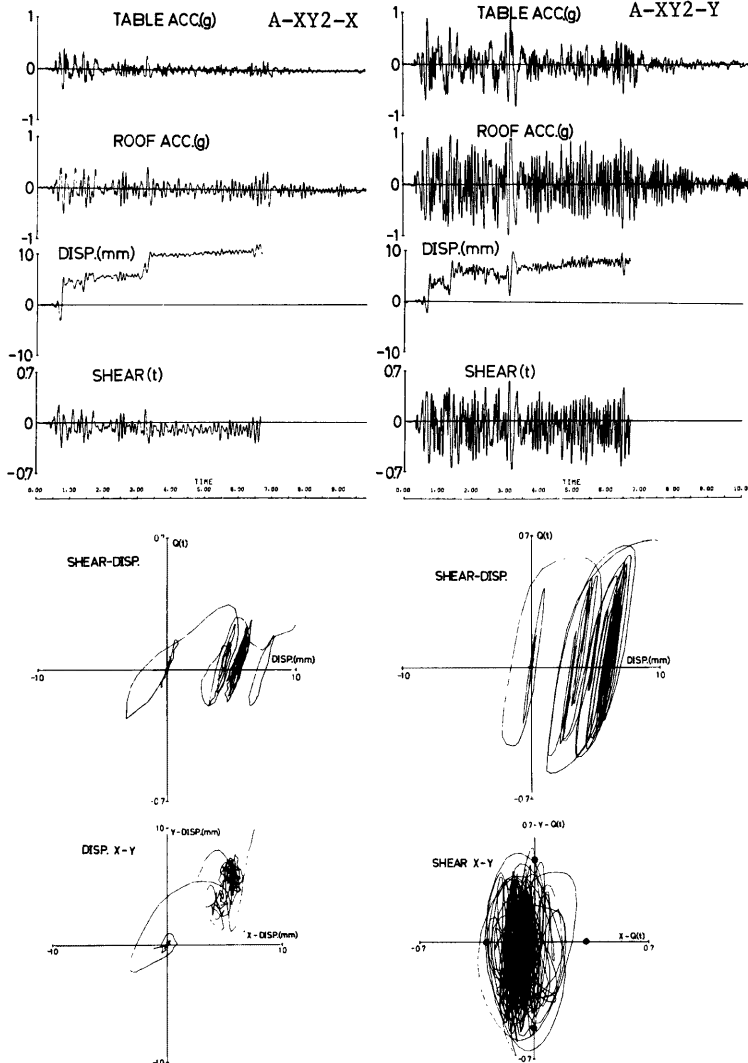


Fig. 8. Experimental responses of model A due to bi-axial severe motion.

た値である。応答加速度を縦軸にとった履歴曲線はせん断力を縦軸とした場合に比し値は3/4程度となり、その原因は明らかでないが形状は酷似しており、減衰力の影響は小さいものと考えられる。モデルAの実験結果から以下の傾向を指摘できる。

1) 1方向入力の場合の復元力特性は両方向とも紡錘型の安定したループを描くが、2方向入力の場合の弱軸方向(X方向)の履歴曲線は強軸方向(Y方向)の応答の影響を受け、せん断力応答の小さい領域においても見かけ上剛性が低下し、相互作用の効果が顕著に表われる。一方、強軸方向のせん断力応答は、塑性領域で漸増する傾向を示さず、変形の増加とともに減少する場合も生じる。

2) 2方向入力の場合のせん断力応答の軌跡は、2方向の降伏耐力が異なるため楕円状軌跡を描き、塑性変形の増加とともにせん断力ベクトルも増加する。そのときの各方向のせん断力の大きさは、大略架構の両方向のせん断耐力に比例している。即ち降伏曲面が相似的に広がる傾向を示す。

3) 入力地震動加速度ベクトルの最大値はY方向の最大値に近く、X方向ではY方向の地動が最大値の約1/2のときに最大となる。その結果、X方向の履歴挙動に相互作用の影響が顕著となるとも考えられるが、架構の増幅特性、降伏耐力比にも依存するため、更に詳しい検討が必要であろう。

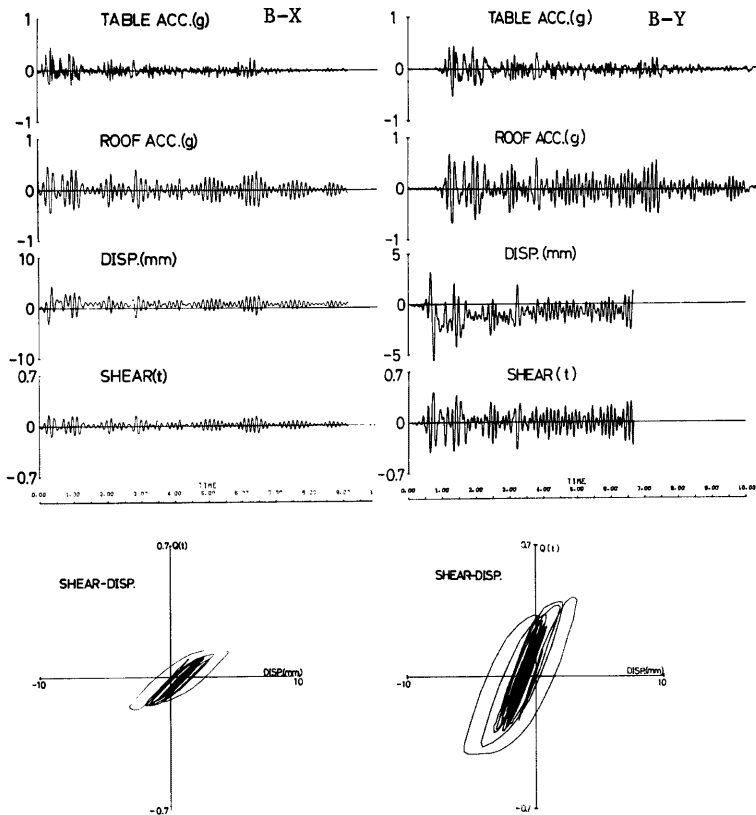


Fig. 9. Experimental responses of model B due to uni-axial ground motion.

4) 各方向の耐力の比に比例した地動加速度を入力した場合でも、弱軸方向の変位は強軸方向より大きくなるが、靱性率で比較すると大略同程度の値となる。

5) 同程度の入力強度である A-X と A-XY2 の実験の弱軸方向の応答変位を比較すると、1方向入力に対しては最初の2秒間に塑性挙動が集中するのに対して、2方向入力の場合には、2秒前後の塑性変形も大きい、その後も繰り返し塑性挙動を示して変形が蓄積される。強軸方向と弱軸方向の塑性挙動が同時に生

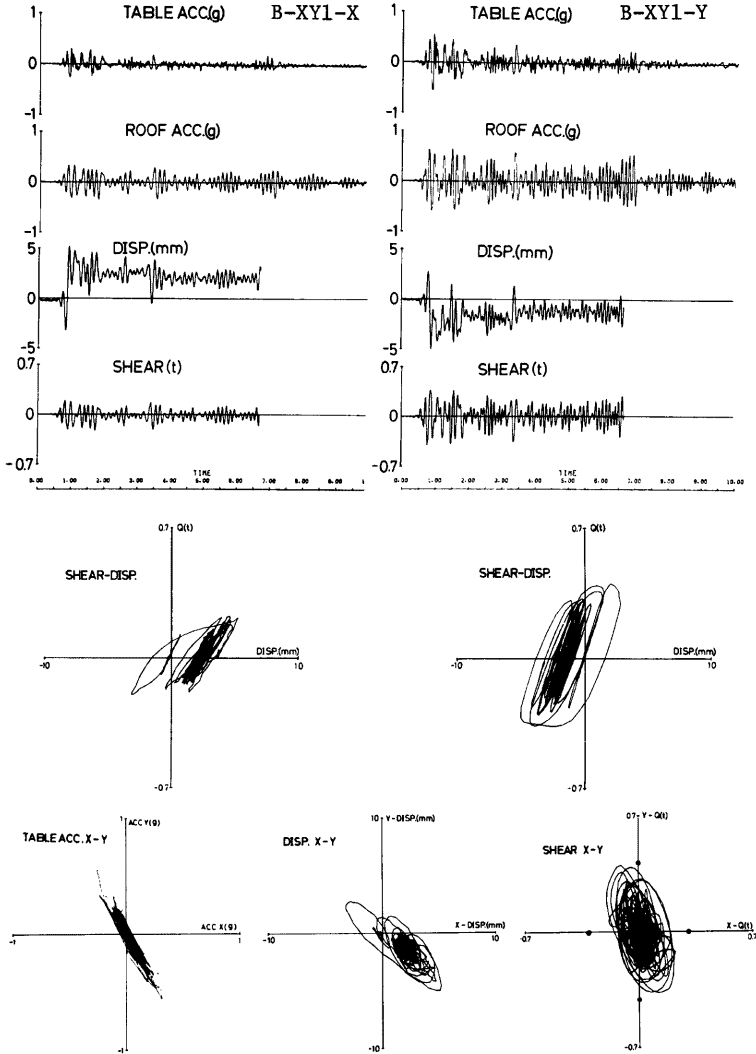


Fig. 10. Experimental responses of model B due to bi-axial ground motion.

じていることから、両方向の塑性変形に及ぼす相互作用の影響の大きいことが判る。

6) 構造物の塑性挙動が大きくなると周波数は低下することが A-XY1 と A-XY2 の応答加速度のパワースペクトルを比較すると明らかであるが、弾性域の固有周波数ではどちらのスペクトルのパワーも大きく、対象とした鉄骨架構では剛性の劣化は小さく、むしろ、塑性挙動の部分で周波数が伸びたものと考えられる。

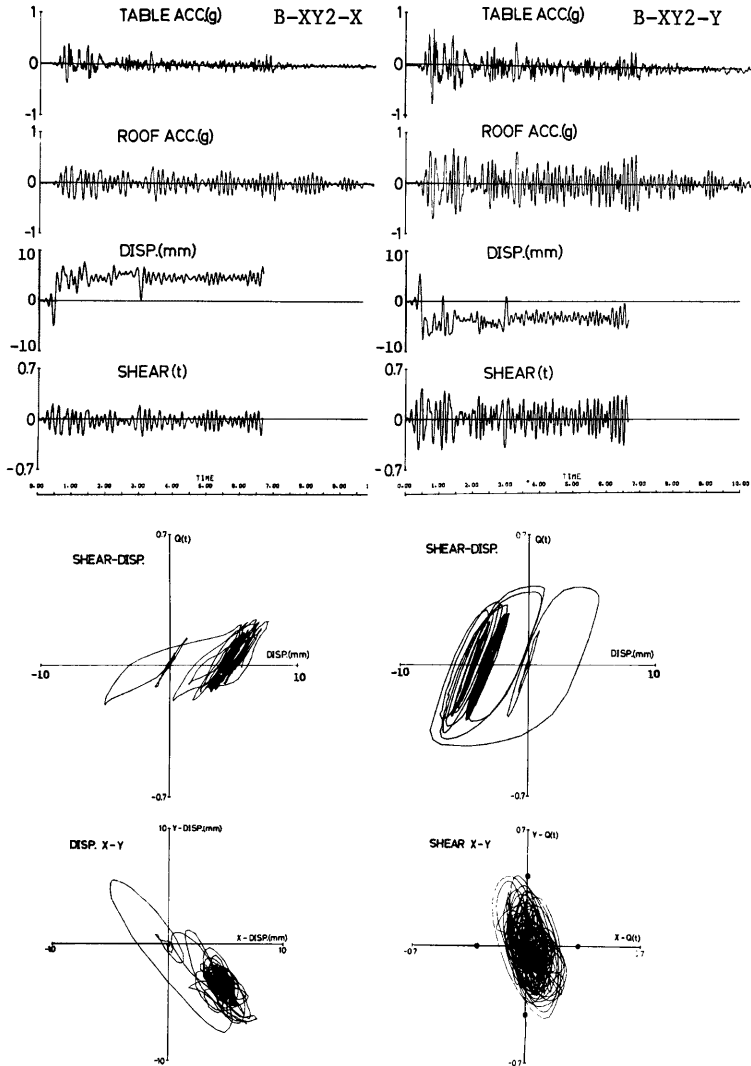


Fig. 11. Experimental responses of model B due to bi-axial severe motion.

なお、A-XY2の実験結果でせん断力応答に残留変形がみられるが、この実験は架構が完全に崩壊したため、ひずみ測定点が塑性化したためと思われる。

2.4.2. 2方向に同じ地動が作用する場合

モデルBの実験結果を前項と同様 Fig. 9~11 に示す。この実験では両方向に同じ El Centro NS 成分の地動を与えており、入力波形の軌跡にみるように、振動台の特性の影響を受けて、若干の位相のずれは見られるが、所定の斜め方向地動が作用したものと考えられる。一方、構造物はX方向8Hz、Y方向10.7Hzと固有振動数が異なるため、各方向の応答特性の影響が顕著に現れ、応答変位、応答せん断力の軌跡は斜め方向の直線性を保たず、2方向で異なる入力の作用するモデルAの場合と同様、方向性の少ない応答となる。従って、モデルBの実験結果は基本的にはモデルAの実験結果と類似の性質を示し、単一の斜め方向の復元力特性を与えたモデルでは弾塑性振動の性質は把握できないことが判る。応答の最大値について比較すると、弱軸方向では入力加速度が1方向入力時 B-X より2方向入力時の方が小さいにも拘らず、変位応答は増加するのに対し、強軸方向では、弱軸とは逆の傾向を示す。その理由は、弱軸方向の固有振動数が入力の卓越振動数に近いことだけでは説明し難く、耐力の低い弱軸方向に不利に作用するためとも考えられるが、更に詳しく検討する必要がある。定性的には、断面力間の相互作用の影響は斜め方向地動の作用する場合の方が大きくなる傾向にある。

なお、個々の柱の復元力履歴は柱位置で直接変位を測定していないため明らかでないが、架構の振れ挙動は無視し得る程度であること、各柱のせん断力応答は大略等しいことを測定結果から確かめており、構造物に偏心が少なく、軸力の影響も小さいと予想される場合には、個々の柱の履歴を考慮せず、架構全体で復元力を評価しても立体振動の概要は把握できるものと考えられる。

3. 応答解析

以上の実験結果から明らかのように、1軸の復元力特性を紡錘型で表現し、更に、断面力間の相互作用が弾塑性挙動に及ぼす影響を含むような構造物乃至は部材の復元力特性のモデル化が、立体振動現象を把握するためには必要となる。1軸に関する紡錘型復元力特性の定式化は1964年の P. C. Jennings¹²⁾以来、改良された方法が報告されており¹³⁻¹⁴⁾、筆者の一人他は2軸曲げモーメントと軸力の作用する部材の相当断面力と相当塑性変形の関係に Ramberg-Osgood 型の履歴を導入した復元力履歴を示した¹⁴⁾。本報告の目的の一つは、この定式化が実際の構造物の挙動をどの程度表現し得るかを検討することにあり、応答解析手法の概要を以下に示す。

3.1 解析方法

2方向に独立な地動の作用する立体建築架構の運動方程式を次式で与える。

$$\begin{bmatrix} M \\ M \\ I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_0 \\ \ddot{Y}_0 \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + [C] \begin{Bmatrix} \dot{X}_0 \\ \dot{Y}_0 \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} F_X(X, Y, \Delta) \\ F_Y(X, Y, \Delta) \\ F_\theta(X, Y, \Delta) \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M \\ M \\ I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_g \\ \ddot{Y}_g \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 X_0, Y_0, θ は運動座標に関する X 方向、Y 方向の重心変位と重心廻りの回転角、 X_g, Y_g は各方向の地動変位、 M, I, C は架構の質量、重心廻りの慣性モーメントおよび減衰係数である。X 方向、Y 方向の復元力 F_X, F_Y と重心廻りの抵抗モーメント F_θ は各柱材の X, Y 両方向変位と軸方向変位 Δ の関数で与えらる。P- Δ 効果を除く各架構の復元力は、両端固定の柱では、材端モーメントと部材角の関係から求められる。材端無次元モーメント m_X, m_Y 、無次元軸力 n と無次元部材角 ψ_X, ψ_Y および無次元軸方向変位 δ の間に次のような Ramberg-Osgood 型の関係式を導入する。

部材任意断面において、相当断面力 \bar{f} と相当塑性変形増分 ϵ^p を塑性仕事 w^p を介して次式で定義する。

$$\bar{f}(w^p) = (\Sigma f_i^2)^{1/2} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\dot{\epsilon}^p = \frac{\dot{w}^p}{\bar{f}} \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$w^p = \int_0^t \langle f_i \cdot \dot{v}_i^p \rangle dt = \int_0^t \bar{f} \cdot \dot{\epsilon}^p dt \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 f_i, v_i は X方向, Y方向曲げモーメントと軸力およびそれに対応する変形の無次元量である。 \bar{f} と ϵ^p に、処女曲線として

$$\epsilon^p = \frac{c}{1+c} \bar{f}^{2r+1} \quad \dots\dots\dots(5)$$

分岐曲線として

$$\frac{\epsilon^p - \epsilon_0^p}{2} = \frac{c}{1+c} \left(\frac{\bar{f} - \bar{f}_0}{2} \right)^{2r+1} \quad \dots\dots\dots(6)$$

の関係式を設定すると、無次元任意断面位置 ξ における断面力と変形は、全変形量が弾性変形と塑性変形の和で表現されることを利用して、最終的に次式で結ばれることになる。

$$\dot{\psi}_X = \frac{1}{1+c} \int_0^1 \{ \dot{m}_{X\xi} + c(2r+1)\bar{f}\xi^{2r-2}(\dot{m}_{X\xi}^2 \dot{m}_{X\xi} + \dot{m}_{X\xi} \dot{m}_{Y\xi} \dot{m}_{Y\xi} + \dot{m}_{X\xi} \dot{n}_\xi \dot{n}_\xi) \} \xi d\xi \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$\dot{\psi}_Y = \frac{1}{1+c} \int_0^1 \{ \dot{m}_{Y\xi} + c(2r+1)\bar{f}\xi^{2r-2}(\dot{m}_{Y\xi}^2 \dot{m}_{Y\xi} + \dot{m}_{Y\xi} \dot{m}_{X\xi} \dot{m}_{X\xi} + \dot{m}_{Y\xi} \dot{n}_\xi \dot{n}_\xi) \} \xi d\xi \quad \dots\dots\dots(8)$$

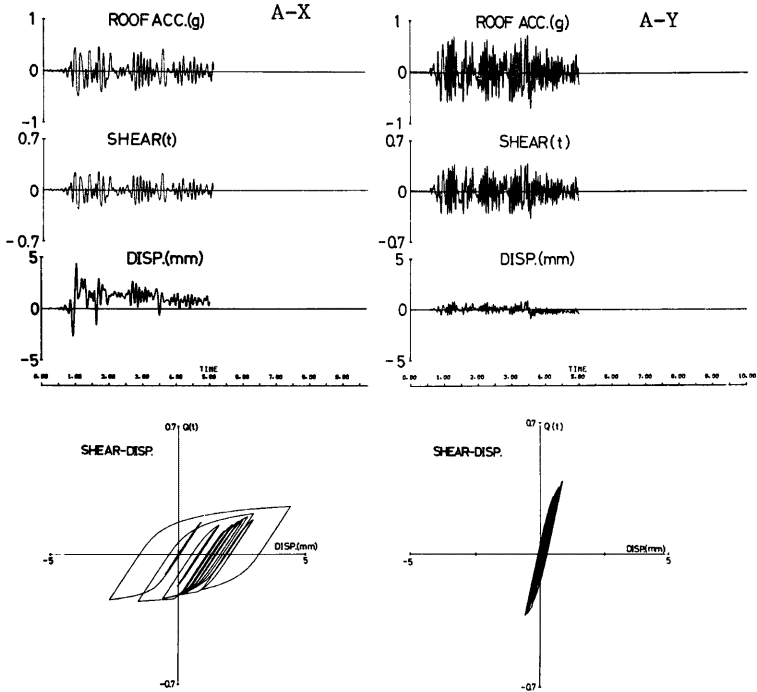


Fig. 12. Analytical responses of model A due to uni-axial ground motion.

$$\ddot{\delta} = \frac{1}{1+c} \int_0^1 \{ \ddot{n}_\xi + c(2r+1)\ddot{f}_\xi^{2r-2}(\ddot{n}_\xi^2 \ddot{n}_\xi + \ddot{n}_\xi \ddot{m}_{X\xi} \ddot{m}_{X\xi} + \ddot{n}_\xi \ddot{m}_{Y\xi} \ddot{m}_{Y\xi}) \} \xi d\xi \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 \ddot{m}_j, \ddot{n} は処女曲線上で m_j, n , 分岐曲線上で $(m_j - m_{j0})/2, (n - n_0)/2$ を表わし、 $m_{j0}, n_0, \epsilon_0, \ddot{f}_0$ などは分岐曲線の始点の座標である。 c, r は履歴曲線の形状を表わす定数であり、例えば、1軸の静的繰返し実験などを参考にして定められる。任意断面の断面力は両端固定の場合、一方の材端モーメントで表現され、材軸方向に軸力は変化しないことを考慮すると、運動方程式を数値積分する際の各 step 毎に上式を ξ に関して積分して、断面力増分と変形増分の関係が次式のように求められる。

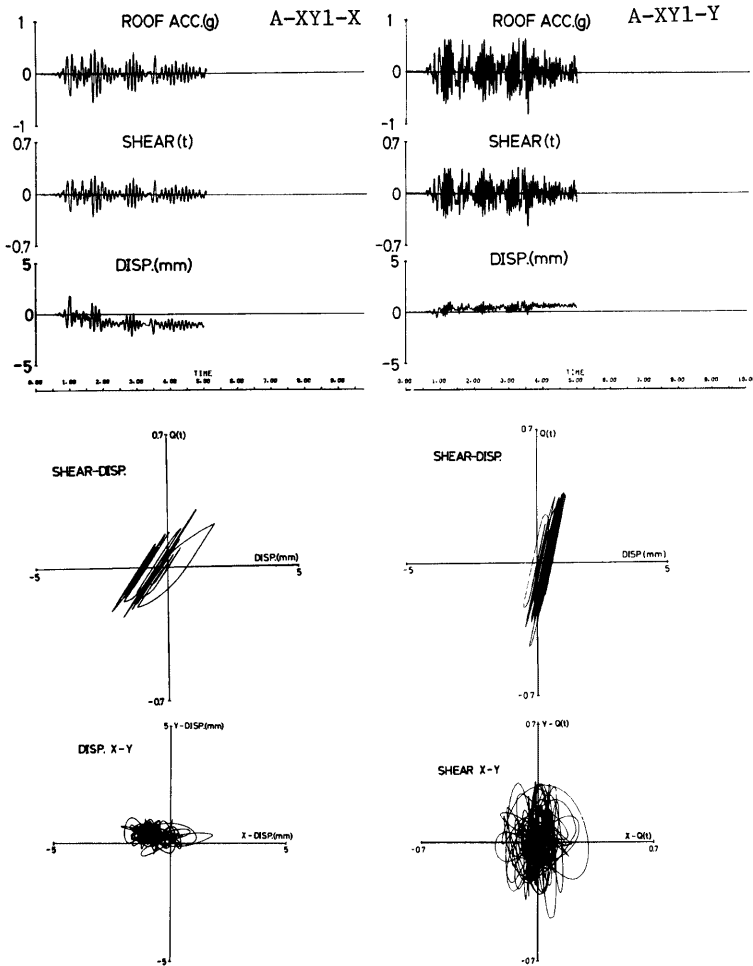


Fig. 13. Analytical responses of model A due to bi-axial ground motion.

$$\begin{aligned}
 -\ddot{\psi}_X &= a_{11}\ddot{m}_X + a_{12}\ddot{m}_Y + a_{13}\ddot{n} \\
 -\ddot{\psi}_Y &= a_{21}\ddot{m}_X + a_{22}\ddot{m}_Y + a_{23}\ddot{n} \\
 \ddot{\delta} &= a_{31}\ddot{m}_X + a_{32}\ddot{m}_Y + a_{33}\ddot{n}
 \end{aligned}
 \tag{10}$$

すなわち、(10)式から運動方程式左辺第3項の復元力が算定されることとなる。

3. 2 地震応答解析結果と実験値の比較

実験結果と比較するため、次の仮定を設ける。

- 1) 初期剛性を実験値に等しく仮定し、固有振動数を実験値と一致させる。

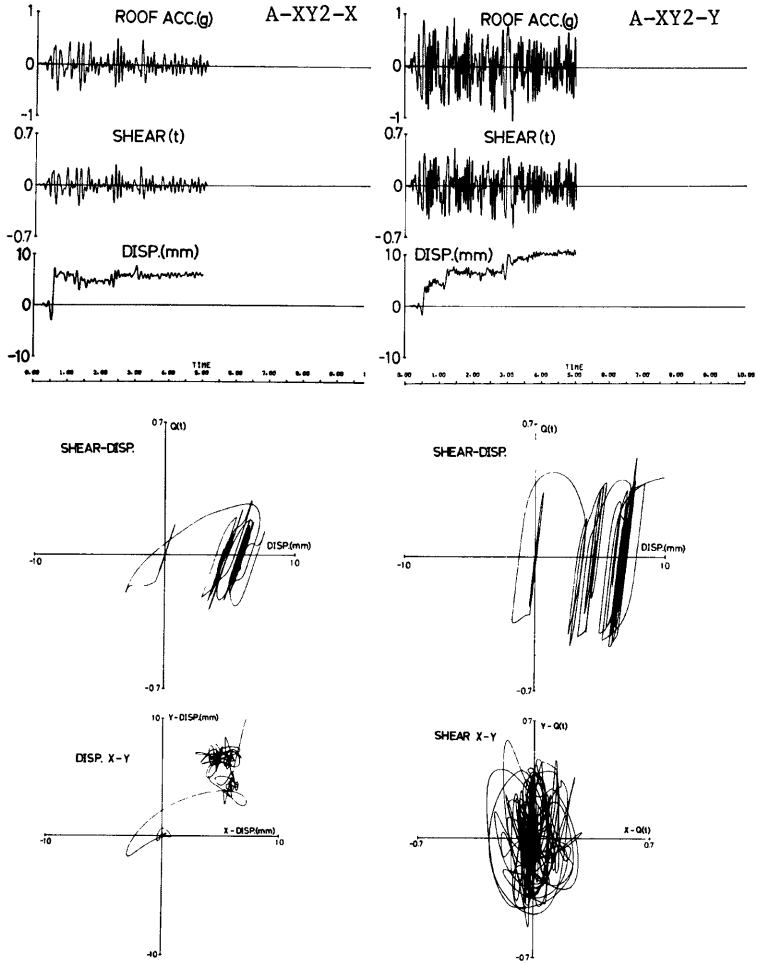


Fig. 14. Analytical responses of model A due to bi-axial severe motion.

2) 履歴曲線の形状を規定する定数 c, r は、1方向入力時の履歴の処女曲線を表現するよう $c=0.12, r=3$ と設定する。

3) 材の降伏応力度は引張試験結果を用い $\sigma_y=2.73 \text{ ton/cm}^2$ とする。

4) 臨界減衰比は定常加振より得た値を各方向独立に与える。

応答解析に用いた入力地震動は、振動実験の際に計測した振動台の加速度記録を 0.01 秒間隔に sampling したデジタル波形であり、演算時間の制約から、最初の 5 秒間の応答を求めた。各振動実験に対応する応答解析結果を Figs. 12~17 に示す。応答結果と実験結果の比較から以下の傾向を指摘することができる。

1) 降伏条件と Ramberg-Osgood 型履歴を考慮した、2方向地動の作用する構造物の地震応答結果は、モデル A-X を除き、実験結果を比較的忠実に再現している。

2) モデル A-X の変位応答は実験より大きく、また、残留変形も逆符号となるが、最初に塑性域に入ったときの変形が大きいため、それ以後の挙動は類似しており、1軸のみの入力に対しては紡錘型の履歴特性が実験結果を適切に表現していることが判る。

3) 2方向地動に対する変位応答は、解析時間の範囲内で実験結果をよく再現しており、特に、強い外乱が作用した場合によく実験結果と一致し、両方向の変位の軌跡も、実験と大略等しい。

4) 応答解析から得た履歴特性は、相互作用の結果生じたと考えられる複雑な履歴曲線を弱軸方向、強軸方向ともに忠実に再現している。実験から得たせん断力の振幅は解析結果より若干大きいが、応答せん断力と、応答慣性力が大略等しく、また、実験の慣性力とも類似していることから、実験によるせん断力の算定

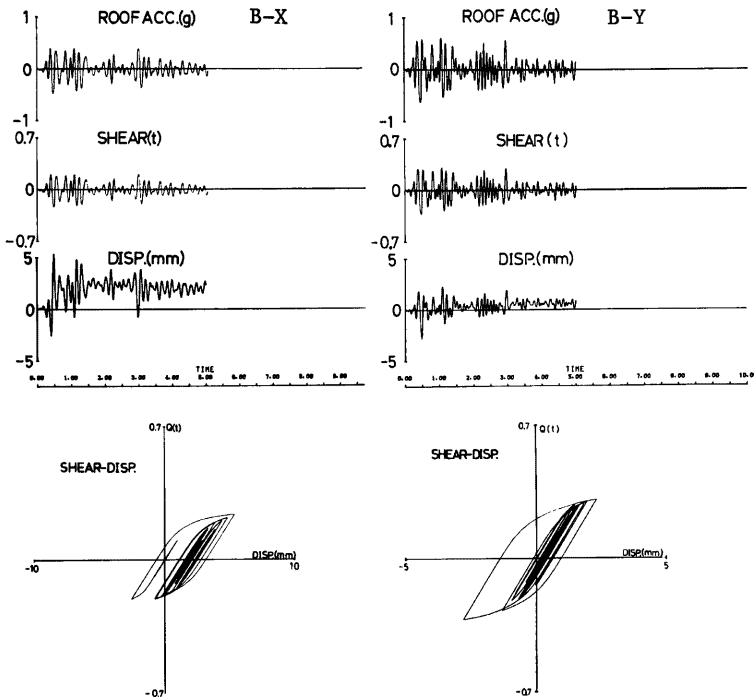


Fig. 15. Analytical responses of model B due to uniaxial ground motion.

の仮定などに誤差が含まれているものと考えられるが、それが、解析法の妥当性を否定することにはならないことは慣性力を縦軸にとった履歴によって明らかにされている。

4. む す び

2方向水平地震の作用する立体架構の弾塑性挙動を明らかにするため、1層1張間の最も単純な対称立体架構の振動実験を行なうとともに、Ramberg-Osgood型の履歴と降伏条件をもつ架構の地震応答解析を行ない、実験結果と比較し、その解法の妥当性を検討した。実験および解析から、立体振動に関する以下の諸点が明らかにされた。

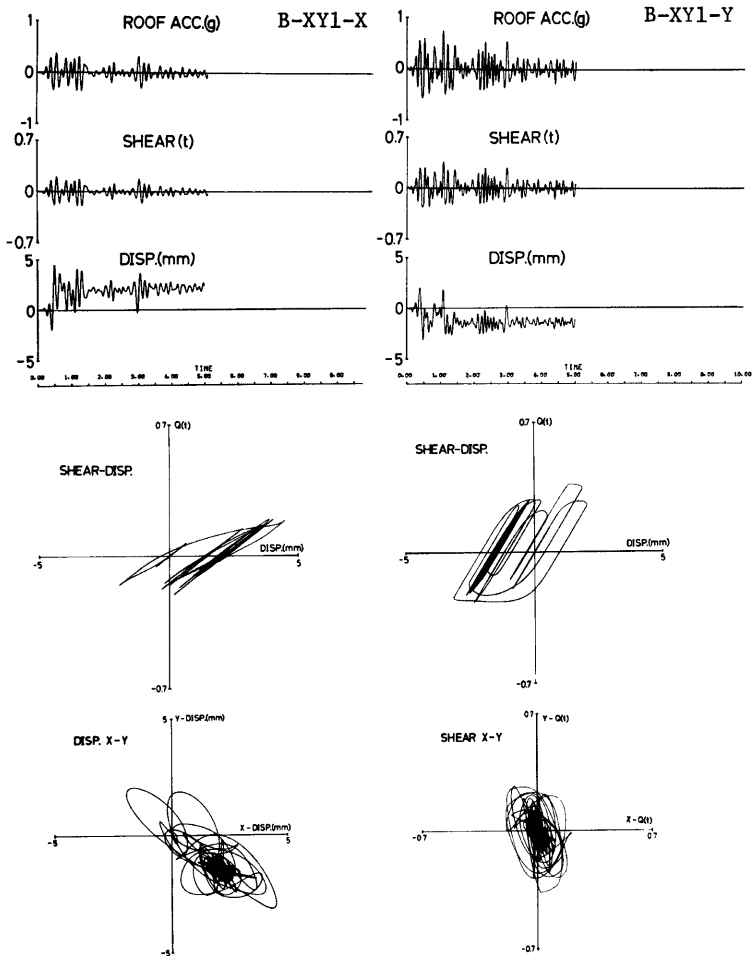


Fig. 16. Analytical responses of model B due to bi-axial ground motion.

1) 1方向水平地動の作用する鋼骨組の履歴曲線は紡錘型の安定した履歴となり、Ramberg-Osgood型の履歴が構造物の挙動を適切に表現する。

2) 2方向に異なる水平地動が作用する場合の部材弱軸方向のせん断力の履歴は、直交方向の応答の影響を受け微小なせん断力領域においても剛性がみかけ上下したような挙動を示す。一方、強軸方向のせん断力の履歴も1方向地動の作用する応答のような紡錘型を示さない。これらの履歴は2方向の断面力間の相互作用を考慮した本解析法により、その性質を充分表現することができる。

3) 2方向に同じ水平地動が作用する場合、すなわち、構造物平面の斜めの方向に地動が作用する場合にも、構造物の周波数特性が2方向で異なるため、2方向に異なる地動の作用したときと類似の挙動を示し、

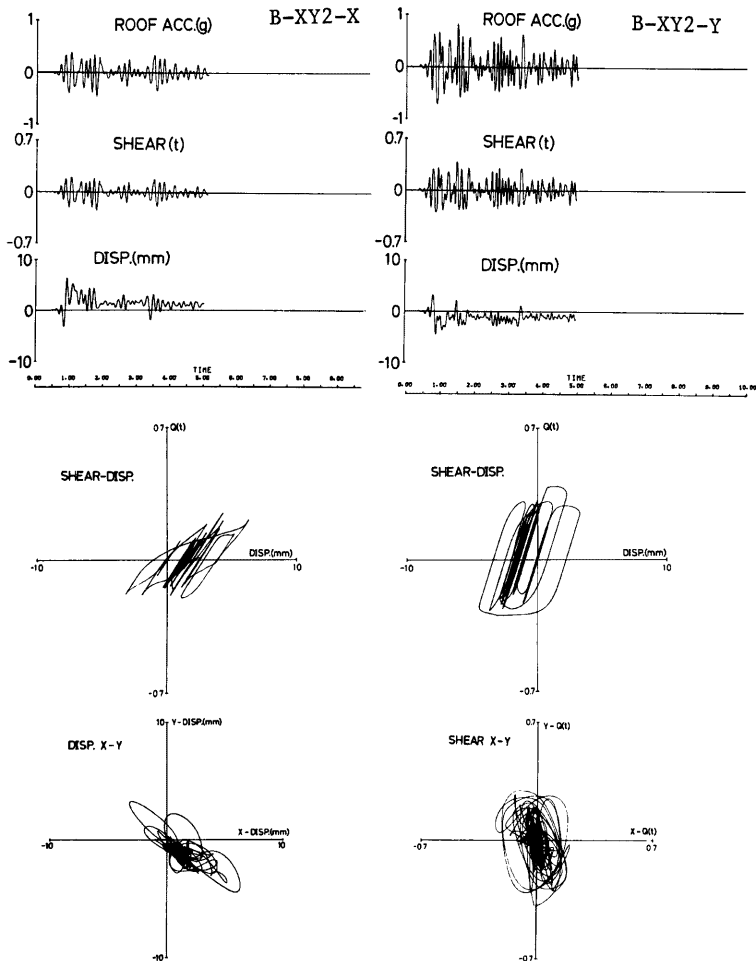


Fig. 17. Analytical responses of model B due to bi-axial severe motion.

斜め方向の単一の履歴曲線を静的な実験から求めたとしても、動的挙動を表現することは不可能と考えられる。

4) 弱軸方向の応答倍率は、2方向入力の場合、強軸方向の応答倍率より増加する傾向にあり、斜め入力に対してその傾向は強くなる。しかしながら、立体振動には当然2方向の地動と構造物の周波数特性の影響が含まれるため、今後、更にパラメトリックな応答解析によって検討することが必要と思われる。

なお、点対称架構に斜め方向に正弦波地動が作用した場合の実験結果は立体振動の基本的な性状を表現しているものと考えられるが、地震応答解析と併せ、次回に報告する予定である。

近年、梁降伏型の架構の設計を指向するようになり、重力の作用する柱の安全性を保持する、あるいは、耐震要素に期待する立場に立つことは望ましいことであるが柱降伏型の架構も多く、立体振動に対する安全性を明らかにすることは、今後も重要な課題であろう。今回行なった振動実験の結果を静的実験と比較する一方、2方向の周波数特性比、強度比などをパラメータとする動的応答解析によって、立体弾塑性振動の一般的な性質を把握する研究を継続して行なう予定である。

本実験に御協力頂きました京大防災研市川信夫技官、大学院生渋谷信明（現静岡県庁）、渡辺泰志両君はじめ研究室の皆様にご心より感謝致します。

参 考 文 献

- 1) Nigam, N. C.: Inelastic Interactions in the Dynamic Response of Structures, Ph. D. Thesis presented to California Institute of Technology, 1967.
- 2) 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，日本地震工学シンポジウム講演集，1966，pp. 215-220.
- 3) 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：降伏曲面を考慮した構造物の揺れ応答，京都大学防災研究所年報，第13号，A，1970，pp. 287-301.
- 4) Kōbori, T., R. Minai and T. Fujiwara: Earthquake Response of Frame Structures Composed of Inelastic Members, Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, June, 1973, pp. 1772-1781.
- 5) Takizawa, H. and H. Aoyama: Biaxial Effects in Modeling Earthquake Response of R/C Structures, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, 1976, pp. 523-552.
- 6) 藤本盛久・緑川光正：鋼構造立体骨組の動的弾塑性応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，1977，pp. 1375-1376.
- 7) 五十嵐定義・辻岡静雄・広瀬清豪・野村好男：1層鋼構造立体骨組の弾塑性動的応答性状に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，1977，pp. 1379-1380.
- 8) Morino, S., Y. Uchida: Dynamic Response of Steel Space Frames under Earthquake Excitation in Horizontal Arbitrary Direction, Proc. of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 5, 1980, pp. 439-442.
- 9) 藤本盛久・黒田浩司・岡田久志・齊藤安生：鋼構造立体多層骨組の動的弾塑性応答に関する模型実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，1981，pp. 1915-1918.
- 10) 田中 尚・高梨晃一・谷口美武：定軸力下で2方向水平力をうけるH形鋼柱の弾塑性挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，1980，pp. 1175-1178.
- 11) 岡田恒男・岡田健良・関松太郎：鉄筋コンクリート造立体骨組の2方向地震入力に対する応答実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，1981，pp. 1279-1284.
- 12) Jennings, P. C.: Periodic Response of a General Yielding Structure, Proc. ASCE, Vol. 90, No. EM2, April, 1964, pp. 131-166.

- 13) Goel, S. C.: Inelastic Behavior of Multistory Building Frames subjected to Earthquake Motion, Ph. D. Thesis, Univ. of Michigan, Dec., 1967.
- 14) 小堀鐸二・南井良一郎・藤原悌三：R-O型弾塑性建築架構の応答解析，京都大学防災研究所年報，第14号 A, 1971, pp. 301-313.
- 15) 若林 實・藤原悌三・中村 武・富田真一：1層鋼骨組の損れ振動実験，京都大学防災研究所年報，第24号 B-1, 1981, pp. 157-169.
- 16) Wakabayashi, M., T. Fujiwara, T. Nakamura and T. Basotov: Experimental Study on the Dynamic Characteristics of Isolated Structures, Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto University, Sept., Vol. 31, 1981, pp. 151-169.