

# 振動台を用いた鋼構造骨組の動的加振実験

若林 實・中村 武・吉田 望  
岩井 哲・高井 秀博

## EXPERIMENTAL STUDY ON THE ELASTIC-PLASTIC RESPONSE OF STEEL FRAMES UNDER DYNAMIC EXCITATION BY MEANS OF A SHAKING TABLE

By

Minoru WAKABAYASHI, Takeshi NAKAMURA, Nozomu YOSHIDA  
Satoshi IWAI, and Hidehiro TAKAI

### Synopsis

Dynamic failure tests of one-storied steel pure frames and braced frames by means of a shaking table and dynamic response analyses are performed. Model structures are composed of four columns, a rigid roof and a rigid base and, in the case of a braced frame, two pairs of K-type braces are added. They are subjected to the base motion simulated to the N-S component of 1940 El Centro acceleration record, and a dynamic response and a process to failure are accurately obtained. From the comparison between the test and the analysis, it is recognized that the time history of response acceleration can be predicted in a sufficient accuracy, but that of a story drift cannot always fall on the experimental result due to the inaccurate estimation for the magnitude of inelastic flow.

### 1. 序

地震国である我国では、地震力に対する構造物の安全性を検討するために、動的外乱を受ける構造物の挙動を正確に把握できるような適切な履歴復元力モデルを確立することが重要である。その資料を得るためには、構造物の実大あるいは小型の模型を振動台上に設置して、各種の地震波による振動実験を行なって、動的挙動を調べるのは有効な手段の一つであるといえる。振動台による加振実験は、これまで、構造要素<sup>1)~3)</sup> RC造<sup>4)~8)</sup> 鉄骨造<sup>9)~11)</sup> についてそれぞれいくつか報告されており、筆者等も、過去に鉄骨純骨組小型模型を振動台上に設置し、正弦加速度波で加振して、その崩壊に到る迄の弾塑性応答挙動を実験的に追跡しているが、<sup>10)</sup>実験的な資料は、未だ充分であるとはいえない。また、特に、筋かい付骨組に対する振動実験は数が少ない。本研究は、鉄骨純骨組、及び筋かい付骨組に対し、振動台により模擬地震波を入力して、その崩壊に到る迄の動的挙動を実験的に追跡するとともに、各構造要素の復元力として、柱に bi-linear 型モデル、筋かいは以前筆者等が定式化した復元力モデルを用いて、動的応答解析を行ない、実験結果と比較することにより、動的応答解析に要求される復元力特性の性状を検討するものである。

### 2. 実験計画

#### 2.1 試験体及び実験装置

4本の柱と剛な屋根及び床より構成される一層一スパンの純骨組、及びK型筋かい付骨組の小型模型を用いて、実験を行なう。柱及び筋かいは共に厚さ9mmのSS41圧延鋼板より、材軸方向が圧延方向と一致するよう切り出して製作し、加工による残留応力を除去するために、上昇温度勾配200°C/hour、最高温度

Table 1. Test Parameters

| SPECIMEN<br>NAME | COLUMN        |               |               | BRACE         |               |               |           |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|-----------|
|                  | <i>B</i> (cm) | <i>D</i> (cm) | <i>h</i> (cm) | <i>B</i> (cm) | <i>D</i> (cm) | <i>l</i> (mm) | $\lambda$ |
| OF 40            | 1             | 0.42          | 4             |               |               |               |           |
| OF 80            | 1             | 0.60          | 8             |               |               |               |           |
| OF 120           | 1             | 0.73          | 12            |               |               |               |           |
| BF 40            | 1             | 0.42          | 4             | 0.35          | 0.25          | 56.6          | 40        |
| BF 80            | 1             | 0.60          | 8             |               |               | 113.1         | 80        |
| BF 120           | 1             | 0.73          | 12            |               |               | 169.7         | 120       |

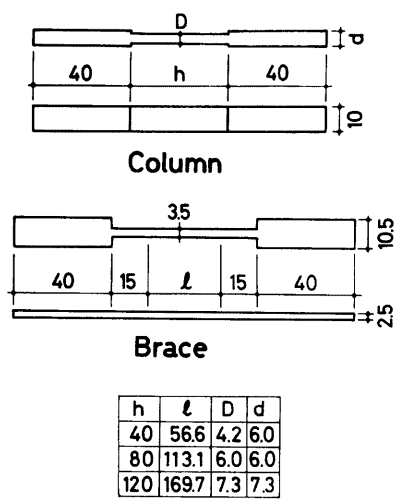


Fig. 1. Test Specimen

600℃ 1 時間保持，下降温度勾配 100℃/hour の条件で焼鈍した。柱・筋かいは全て長方形断面で，柱の細長比は，33，46，57で，筋かいの有効細長比は，40，80，120 である。筋かい付骨組では，K 型筋かいを加振方向に平行な 2 構面に取り付ける。柱の水平耐力と筋かいの水平耐力との比は約 1 : 3，また，筋かいの弾性水平剛性は，柱の 2.5 倍である。これらの実験変数をまとめて，Table 1 に示す。また，柱及び筋かいの形状を Fig. 1 に，実測値をTable 2 に，引張試験によって得られた材料の機械的性質をTable 3 に示す。屋根板を構成する重錘ブロックの重量は，骨組の降伏時の層せん断力係数が 0.5 となるように定め，純骨組の場合に 0.548t，筋かい付骨組の場合は 1.946t である。筋かい付骨組は，加振方向と直交する方向の振動を生じないように，加振方向と直交する 2 構面に横補剛筋かいを取り付ける。純骨組，及び筋かい付骨組の実験装置をそれぞれ Fig. 2, Fig. 3 に示す。また，筋かい付骨組の実験中の様子を Photo 1 に示す。

Table 2. Fundamental Properties of

| SPECIMEN<br>NAME | COLUMN        |               |               | BRACE         |               |               |           | $\Delta_c$ ,<br>(mm) | $\Delta_B$ ,<br>(mm) |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|-----------|----------------------|----------------------|
|                  | <i>B</i> (mm) | <i>D</i> (mm) | <i>h</i> (mm) | <i>B</i> (mm) | <i>D</i> (mm) | <i>l</i> (mm) | $\lambda$ |                      |                      |
| OF 40            | 10.02         | 4.07          | 40.16         |               |               |               |           | 0.285                |                      |
| OF 80            | 9.97          | 5.90          | 79.99         |               |               |               |           | 0.771                |                      |
| OF 120           | 10.01         | 7.26          | 120.00        |               |               |               |           | 1.429                |                      |
| BF 40            | 10.01         | 4.12          | 40.09         | 3.59          | 2.51          | 57.12         | 39        | 0.276                | 0.115                |
| BF 80            | 9.97          | 5.92          | 79.99         | 4.45          | 2.42          | 113.00        | 81        | 0.779                | 0.230                |
| BF 120           | 10.00         | 7.27          | 120.00        | 3.62          | 2.52          | 169.90        | 117       | 1.406                | 0.341                |

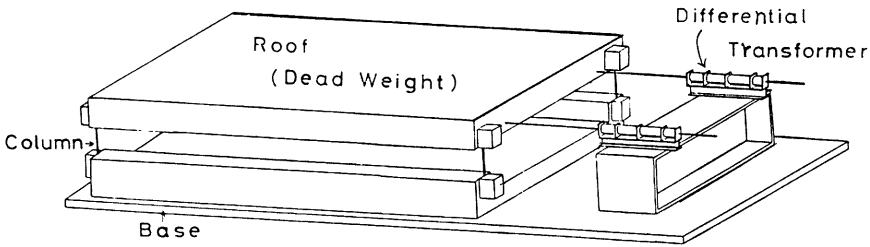


Fig. 2. Test Set-up of Pure Frame

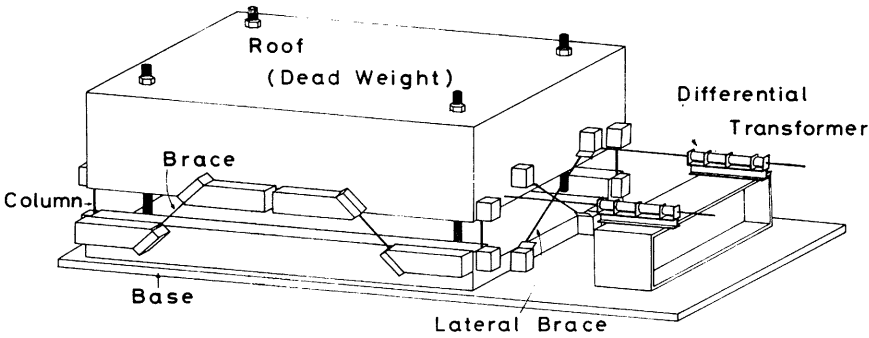


Fig. 3. Test Set-up of Braced Frame

Table 3. Mechanical properties of Material

|                         |                       |
|-------------------------|-----------------------|
| Yield Stress            | 2.95t/cm <sup>2</sup> |
| Yield Strain            | 0.00144               |
| Strain hardening Strain | 0.023                 |
| Ultimate Strength       | 4.58t/cm <sup>2</sup> |
| Ultimate Strain         | 0.32                  |

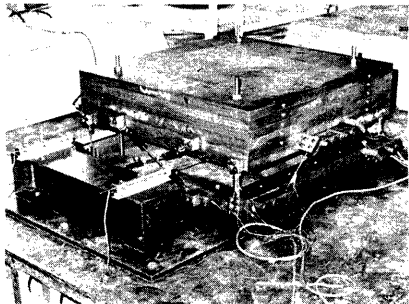


Photo 1. Whole View of Test of Braced Frame

the Structures

| $Q_c$ ,<br>(ton) | $Q_b$ ,<br>(ton) | $W$<br>(ton) | Analysis  |            | $W/N_s$ | $Q_s/W$ | Test        |           |            |
|------------------|------------------|--------------|-----------|------------|---------|---------|-------------|-----------|------------|
|                  |                  |              | $T$ (sec) | $n_s$ (Hz) |         |         | $\zeta$ (%) | $T$ (sec) | $n_s$ (Hz) |
| 0.244            |                  | 0.548        | 0.051     | 19.7       | 0.114   | 0.445   | 0.6         | 0.0579    | 17.27      |
| 0.256            |                  |              | 0.082     | 12.3       | 0.079   | 0.467   | 1.5         | 0.0922    | 10.85      |
| 0.260            |                  |              | 0.110     | 9.1        | 0.064   | 0.474   | 1.0         | 0.1242    | 8.05       |
| 0.250            | 0.751            | 1.946        | 0.033     | 30.6       | 0.399   | 0.514   | 1.2         | 0.0395    | 25.30      |
| 0.258            | 0.697            |              | 0.048     | 20.7       | 0.279   | 0.491   | 0.8         | 0.0535    | 18.70      |
| 0.260            | 0.751            |              | 0.057     | 17.5       | 0.227   | 0.520   | 2.0         | 0.0804    | 12.40      |

## 2.2 計測システム

屋根板下面中央に取り付けた3つの加速度計で、加振方向、これと直交する方向、及び上下方向のそれぞれ絶対加速度を、床面中央に取り付けた加速度計で、入力加速度を、また2台の差動トランスによって、屋根板と床板との相対水平変位を測定する。各柱の中央部付近に4枚の電気抵抗型歪ゲージを貼付して、復元力を測定する。各測定記録は、データレコーダーに記録し、後にローパスフィルターを介して、リニアレコーダー、またはX-Yレコーダーに再現する。これらの計測システムを、まとめて Fig. 4 に示す。

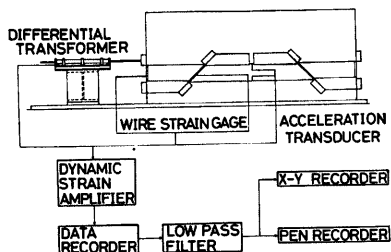


Fig. 4. Measuring System

## 2.3 地震波と人為地震発生装置（振動台）

骨組に加えられる模擬地震波は、El-Centro 1940 N-S 成分の加速度記録波を、人為地震発生装置を使って再現したものである。模擬地震波の加速度記録、及び加速度応答スペクトルを Fig. 5 に示す。地震波のレベルは、後に述べる解析の結果を参考にして、降伏水平変位の約10~20倍程度の最大応答変位を得ることを目的として設定したが、再現には構造物の動的性能が影響するため、必ずしも目標のレベルは得られなかった。実験に用いた人為地震発生装置は、京都大学防災研究所所属、明石製作所製動電型加振機ASE-91 型で、主な性能を Table 4 に示す。

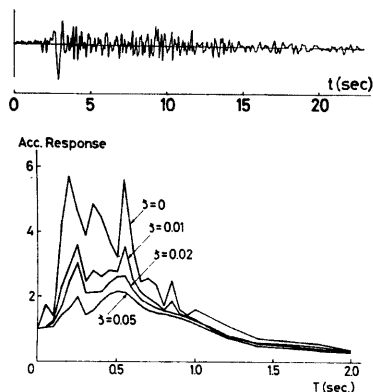


Fig. 5. Waveform and Acceleration Response Spectra of Input Wave

Table 4. Basic Properties of Shaking Table

|                               |           |
|-------------------------------|-----------|
| Maximum Power                 | 4 tons    |
| Frequency Range               | 0.2~200Hz |
| Maximum Displacement          | ±50mm     |
| Maximum Load Bearing Capacity | 8 tons    |
| Table Size                    | 2.5×2.5m  |

## 3. 実 験

各柱に貼付した歪ゲージの値を基に、重錘ブロックを、各柱の軸力が等しくなるように取付け、骨組を組み立て、小さい振幅の正弦波による加振実験を行なった後、模擬地震波による動的載荷実験を行なった。

### 3.1 正弦波加振実験

各種の振動数の、構造物の応答が弾性域に留まるような小さな振幅（3~25gal 程度）の正弦波で骨組を加振し、加速度応答倍率を求め、curve fitting によって粘性減衰定数、及び固有振動数を求めた。これらは、部材の実測寸法を用い、柱・筋かい共に両端完全固定として計算した固有振動数と共に、Table 2 に示した。いずれの試験体の場合でも、計算によって求めた固有振動数は、正弦波加振実験によって求めた値よりも大きい。また、この方法によって求めた粘性減衰定数  $\zeta$ 、及び固有振動数  $n_0$  を用いて得られた共振曲線の例を Fig. 6 に示した。

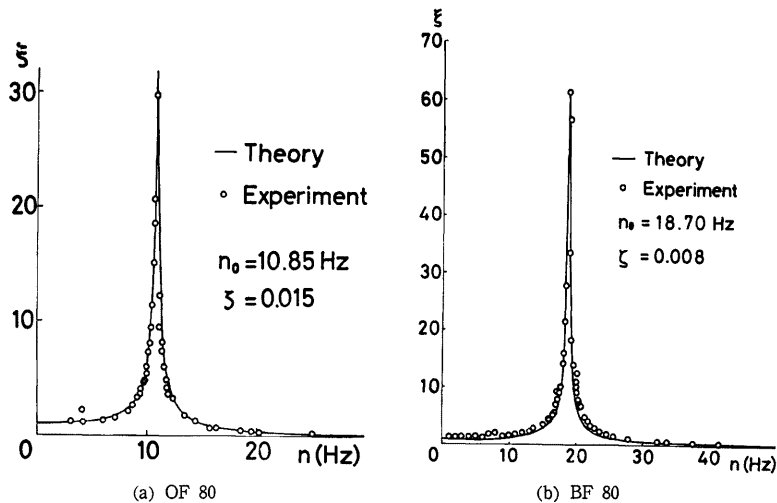


Fig. 6. Resonance Curve

### 3.2 動的破壊実験

記録地震波は、各試験体について設定したレベルに増幅して、人為地震発生装置を使って再生された。入力波は時間軸を1/2に縮小したものをを用いたが、OF 80のみは実時間で再生した。実験の結果得られた、最大地動加速度  $\alpha_m$ 、最大応答加速度  $\alpha_{max}$ 、及び屋根板と床板との相対水平変位  $\Delta$  の最大値  $\Delta_{max}$ 、最小値  $\Delta_{min}$  を Table 5 に示す。また実験の結果得られた、地動加速度  $\alpha_g$ 、応答加速度  $\alpha$ 、相対水平変位  $\Delta$  のそれぞれの時刻歴、及び復元力  $Q$  と相対水平変位  $\Delta$  との関係を Figs. 7, 9, 11, 13, 15, 17 に示す。復元力  $Q$  は、屋根板の絶対応答加速度  $\alpha$  に質量を乗じたもので近似している。以下に各試験体について実験結果を述べる。

#### (1) OF 40 (Fig. 7)

入力加速度の最大値は 0.662g、最大耐力は 0.323 ton であった。この試験体は、振動中、塑性変形が徐々に一方向に蓄積され、最終塑性変形は、2.94mm、5.7 秒で水平変位は最大値 3.55mm となった。

#### (2) OF 80 (Fig. 11)

入力加速度の最大値は 0.450g、最大耐力は 0.277 ton であった。この試験体のみ模擬地震波の時間軸は

Table 5. Test Results

| SPECIMEN NAME | $\alpha_m$ (g) | $\alpha_{max}$ (g) | t(sec) | $\Delta_{max}$ (mm) | t(sec) | $\Delta_{min}$ (mm) | t(sec) |
|---------------|----------------|--------------------|--------|---------------------|--------|---------------------|--------|
| OF 40         | 0.662          | 0.590              | 1.99   | 0.32                | 1.08   | -3.55               | 5.73   |
| OF 80         | 0.450          | 0.506              | 3.00   | 2.76                | 3.03   | -2.56               | 10.63  |
| OF 120        | 0.656          | 0.527              | 2.32   | 4.22                | 3.44   | -2.94               | 1.65   |
| BF 40         | 0.521          | 0.483              | 1.58   | 0.18                | 1.40   | -1.26               | 1.60   |
| BF 80         | 0.866          | 0.347              | 1.63   | failed              |        | -8.71               | 1.45   |
| BF 120        | 0.692          | 0.345              | 1.47   | 3.42                | 1.47   | failed              |        |

実時間をとっている。約10秒間は、ほぼ原点を中心とした振動を行ない、3.0秒で相対水平変位  $d$  は最大値 2.76mm となった。この後、変形が一方に片寄り、最終塑性変形は 1.05mm であった。

(3) OF 120 (Fig. 15)

入力加速度の最大値は 0.656g, 最大耐力は 0.289 ton であった。2.5 秒付近で変形が、少しではあるが一方に片寄り、以後この点を中心とする振動をした。3.4秒で最大水平変位 4.22mm で、最終塑性変形は 1.54mm であった。

(4) BF 40 (Fig. 9)

入力加速度の最大値は 0.521g, 最大耐力は 0.940 ton であった。1.6秒で大きく変形し、相対水平変位  $d$  は最大値1.26mm となった。この後、約5秒付近で、いったん小さくなり、以後この点の周りで振動し、最終塑性変形は、0.44mm であった。

(5) BF 80 (Fig. 13)

入力加速度の最大値は 0.866g, 最大耐力は 0.675ton であった。この試験体は、加振後1.5秒の最初の大きな入力波で変形が非常に大きくなり (2.06mm), 次の波で反対側に大きく変形し、最大値8.71mm となった。その後、逆方向の変形が大きくなって崩壊した。

(6) BF 120 (Fig. 17)

入力加速度の最大値は 0.692g, 最大耐力は 0.671ton であった。加振後1.5秒の最初の大きな入力波で変形が非常に大きくなり (3.42mm), 次の波で変形が大きくなって崩壊した。

#### 4. 解析結果と実験結果との比較

##### 4.1 解 析

骨組は、柱及び筋かいの剛性に比べ、屋根板の剛性が非常に大きく、一質点の振動系と考えてよい。この場合、系を支配する振動方程式は次式に示される。

$$\frac{d^2}{dt^2} \left( \frac{d}{d_j} \right) + \left( \frac{4\pi}{T} \right) \zeta \frac{d}{dt} \left( \frac{d}{d_j} \right) + \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 f \left( \frac{d}{d_j} \right) = - \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 \alpha_w \varphi(t)$$

ここに、 $d$  は屋根板と床板との相対水平変位、 $d_j$  は降伏水平変位、 $T$  は固有周期、 $\zeta$  は粘性減衰定数、 $f$  は無次元化された復元力、 $\varphi(t)$  は最大加速度で規準化された入力加速度を表わす。また  $\alpha_w = ma_m / Q_j$ ,  $m$  は屋根板の質量、 $\alpha_m$  は最大地動加速度、 $Q_j$  は降伏時の水平耐力である。各構造要素の復元力特性として、柱は  $0.1(Q_c / d_c) - (W/h)$  の第二勾配を持つ bi-linear 型とした。これは軸力のない柱の復元力特性の第二勾配を弾性勾配の1/10とし、更に  $P-d$  による影響を考慮し低減したものである。ここに、 $Q_c$  は柱の降伏水平耐力、 $d_c$  は柱の降伏水平変位、 $W$  は屋根板の重量、 $h$  は柱の内法高さである。一方、筋かいは、文献(12)によって定式化されたモデルを用いる。粘性減衰定数、及び固有周期は正弦波加振実験によって求めた値を用いる。地動は対応する動的崩壊実験で測定された地動加速度を数値化したものを用いる。各試験体について行なった応答解析によって得た応答加速度  $\alpha$ 、屋根板と床板との相対水平変位  $d$  の時刻歴、及び復元力  $Q$  と相対水平変位  $d$  との関係を Figs. 8, 10, 12, 14, 16, 18 に示す。

##### 4.2 実験結果との比較

各試験体について、解析結果と実験結果との比較を行なう。

(1) OF 40 (Figs. 7, 8)

応答解析は、最初の6秒間を行なった。実験で得られた復元力特性を、解析で仮定した復元力特性と比較すると、第二勾配にかなりの差があり、全体の形状がかなり違っている。このため、大変形域における塑性変形量の評価にずれが生じた。従って、実験では塑性変形が徐々に一方に偏ったのに対して、解析ではほぼ原点を中心に振動しており、実験結果を正確に追跡することはできなかった。従って、この試験体については、仮定した復元力特性について再検討することが必要である。

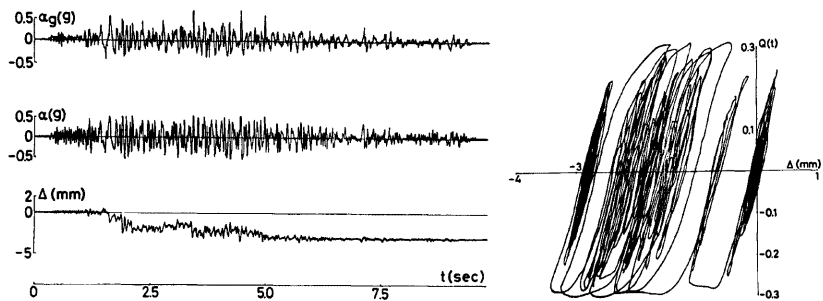


Fig. 7. Test Result of OF 40

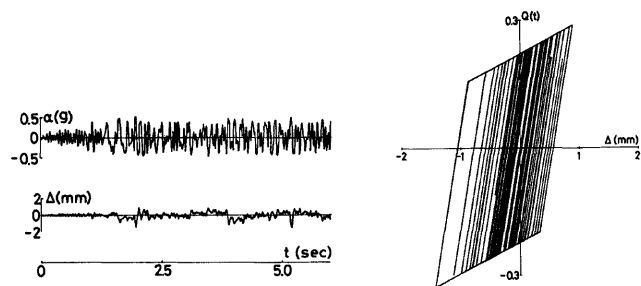


Fig. 8. Analytical Result of OF 40

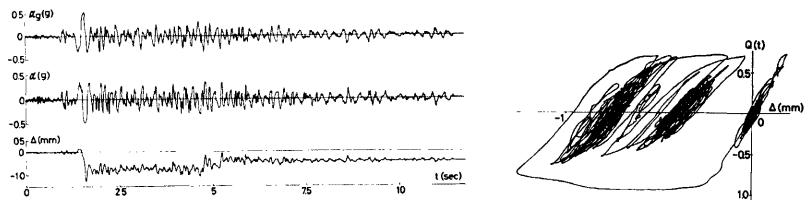


Fig. 9. Test Result of BF 40

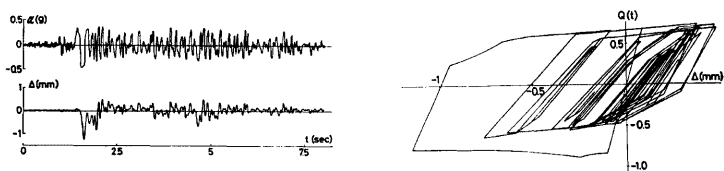


Fig. 10. Analytical Result of BF 40

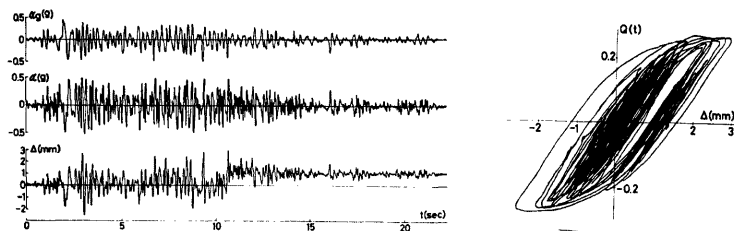


Fig. 11. Test Result of OF 80

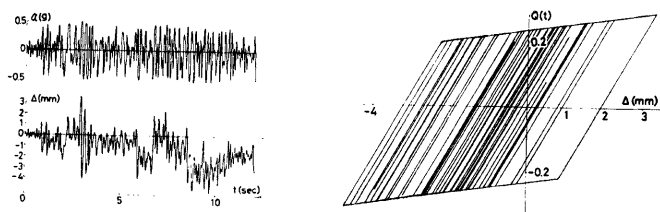


Fig. 12. Analytical Result of OF 80

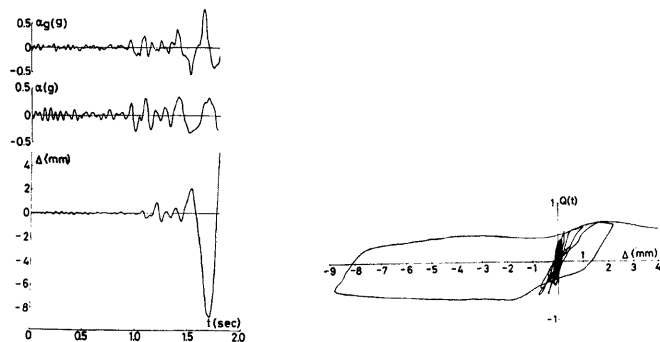


Fig. 13. Test Result of BF 80

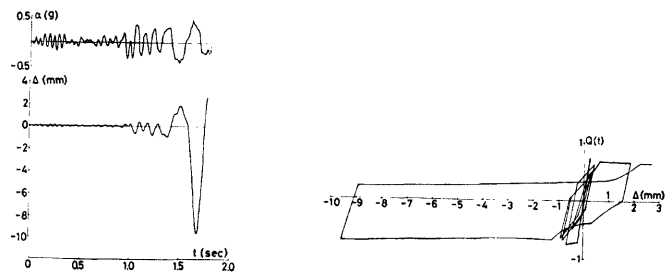


Fig. 14. Analytical Result of BF 80

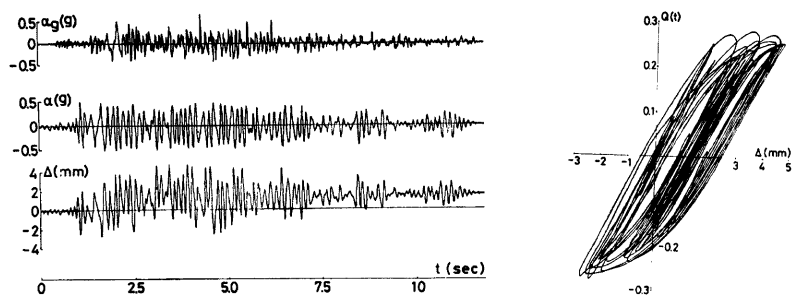


Fig. 15. Test Result of OF 120

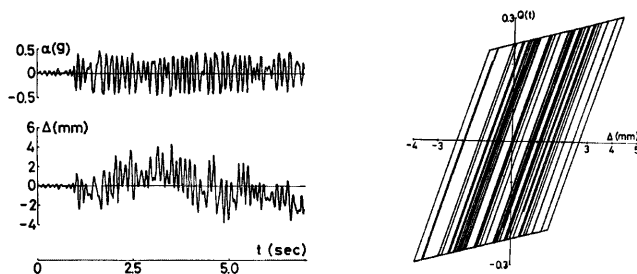


Fig. 16. Analytical Result of OF 120

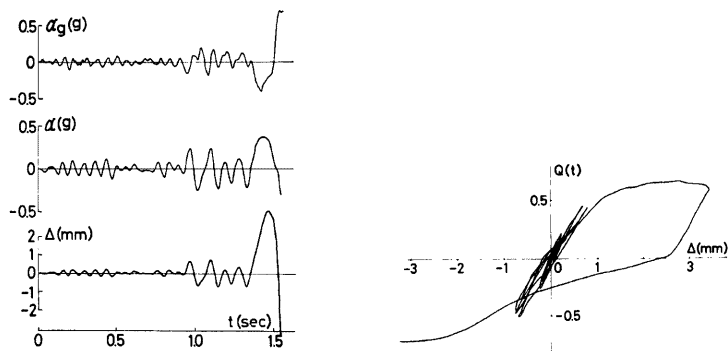


Fig. 17. Test Result of BF 120

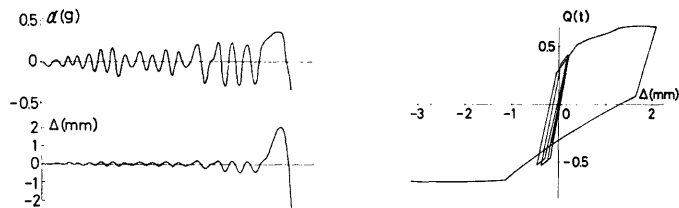


Fig. 18. Analytical Result of BF 120

## (2) OF 80 (Figs. 11, 12)

応答解析は、最初の12秒間を行なった。OF 40 に比べ、解析で仮定した復元力特性は、実験で得られた復元力特性とかなり良く似た形状を示した。しかし、相対水平変位  $\Delta$  の時刻歴を比較してみると、実験では、加振後約10秒間はほぼ原点を中心として振動しているのに対し、解析では、2.9秒でかなり大きな塑性変形 ( $\Delta=3.28\text{mm}$ ) を生じ、次の波で変形が大きく逆方向にもどって以後、塑性変形量の評価に誤差が生じて、振動の中心が原点からずれていった。しかし、最初の約3秒間についてはよく一致している。応答加速度の時刻歴については、4.1 で仮定した復元力特性を用いることによって、解析結果と実験結果とよく一致している。

## (3) OF 120 (Figs. 15, 16)

応答解析は最初の7秒間行なった。OF 80 と同様、復元力特性の形状はよく対応している。相対水平変位  $\Delta$  の時刻歴を比較すると、塑性変形量の評価に差が生じ、特に3.5秒以後は、振動の中心が、実験ではほぼ一定の所にあるのに対し、解析では負方向にずれている。応答加速度の時刻歴についてはほぼ実験結果と解析結果と一致している。

## (4) BF 40 (Figs. 9, 10)

応答解析は最初の8秒間を行なった。この試験体は、加振を始めて1.6秒後に大きな塑性変形を生じている。この間で最大耐力は、0.940 ton、最大水平変位 1.26mm であった。解析ではこれを 0.887ton 及び 1.24mm と評価しており、実験とよく一致している。しかし、実験では続く波でもほとんど変形がもどらないのに対して、解析ではほぼ原点付近まで変形がもどったため、以後の変位履歴に、かなり差が生じている。しかし、この場合でも振動の中心をずらすとすれば、解析結果と実験結果はよく一致している。また、応答加速度は全域を通じてよく一致している。

## (5) BF 80 (Figs. 13, 14)

加振後、約1.5秒の波でかなり大きい塑性変形を生じ ( $\Delta=2.06\text{mm}$ )、次の波 (この波により BF40 は大きな塑性変形を生じた) で逆方向に非常に大きく変形した ( $\Delta=8.71\text{mm}$ )。これ迄の解析結果は実験結果と非常によく一致している。この後、構造物は崩壊したため、以後の比較はできない。

## (6) BF 120 (Figs. 17, 18)

この試験体も、加振後約1.5秒の波でかなりの塑性変形を生じているが、実験では  $\Delta=3.42\text{mm}$  で折り返しているのに対し、解析では  $\Delta=2.10\text{mm}$  で折り返し、少し小さめの値を与えている。次の波で構造物が崩壊したので、以後の比較はできない。

## 5. ま と め

純骨組、及び筋かい付骨組の模擬地震波による動的崩壊実験、及び動的応答解析の結果以下のことがわかった。

(1) 2.2 で述べた計測システムによって、構造物が地震波を受けて崩壊に到る迄の動的挙動を実験的に追

跡することができる。

(2) 試験体の両端の固定度の不完全さ、及び筋かいの初期不整などのため、両端完全固定であると仮定して計算した固有周期は、正弦波加振実験によって求めた値、及び動的破壊実験から得た復元力特性の初期剛性から計算した値より大きい。

(3) 構造物はいずれも屈せん断力係数 0.5 で降伏するように設計されており、純骨組ではほぼその耐力を発揮し、歪硬化などの影響で、これを上回る耐力も得られている。一方、筋かい付骨組では、設計時の耐力より低かった。これは、筋かいが圧縮時に座屈することにより、純引張降伏耐力と同じ耐力を発揮することができなかったためである。細長比が大きいほど最大耐力は小さくなっている。

(4) 純骨組構造物の場合、解析で仮定した bi-linear 型の復元力特性は、階高の大きい場合には実験結果との対応がよいが、階高が小さくなるとかなりの差がみられる。筋かい付骨組では、いずれの試験体の場合も仮定した復元力特性は実験結果とよく対応している。

(5) 解析による応答加速度の時刻歴は、各試験体とも、実験結果と非常によく一致している。一方、相対水平変位の時刻歴は振幅の小さい振動をしている場合には対応が良いが、塑性変形を生ずる場合には、解析結果と実験結果との間にかなりの差が生じる場合がある。

## 6. 謝 辞

人為地震発生装置（振動台）の使用にあたり、京都大学防災研究所・南井教授、及び市川技官に、また実験に用いた地震波の入手に際し、京都大学工学部建築学教室・鎌田助手、及び藤原講師に御協力を得た。深く感謝します。

本研究は、昭和52年度及び53年度文部省科研費自然災害特別研究（1）（研究代表者 若林 実）によった。

## 参 考 文 献

- 1) 加藤 勉・秋山 宏・鈴木弘之・深沢義和・久保哲夫：H型柱の動的破壊実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），1972年10月，pp. 1309～1310.
- 2) 加藤 勉・秋山 宏・鈴木弘之・帯 洋一：引張ブレース構造模型の振動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），1974年10月，pp. 957～958.
- 3) Otani, S.: Earthquake Tests of Shear Wall-Frame Structures to Failure, Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, Jan. 1977, Vol. 3, pp. 2759～2765.
- 4) 江戸宏彰・武田寿一・表佑太郎：3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験（その1．実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），1972年10月，pp. 1119～1120.
- 5) Otani, S. and M. A. Sozen: Simulated Earthquake Tests of R/C Frames, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. 3, Proc. Paper 10435, March, 1974, pp. 687～701.
- 6) 久野雅洋・岡田恒男・関松太郎：鉄筋コンクリート立体模型の振動破壊実験（その1 一層純ラーメン），日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），1976年10月，pp. 1309～1310.
- 7) Ravara, A., A. Mayorga and C. Carvalho: Seismic Tests of Infilled Reinforced Concrete Frames, Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, Jan. 1977, Vol. 3, pp. 2772～2777.
- 8) 大谷圭一・箕輪親宏・小川信行・木下 繁：大型振動台による鉄筋コンクリート造ラーメンの耐震実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），1977年10月，pp. 729～730.
- 9) Clough, R. W. and D. T. Tang: Earthquake Simulator Study of a Steel Frame Structure (Vol. 1 Experimental results), Earthquake Engineering Research Center Report No. 75～6, University of California, Berkeley, Cal., April 1975.
- 10) 若林 実・中村 武・吉田 望・井上 明：正弦波外乱を受ける小型鉄骨骨組模型の動的破壊実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），1975年10月，pp. 821～822.

- 11) 山本 昇：鉄骨建築の動的崩壊挙動に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），1976年10月，pp. 1101～1102.
- 12) Wakabayashi, M., T. Nakamura, M. Shibata, N. Yoshida, and H. Masuda : Hysteretic Behavior of Steel Braces Subjected to Horizontal Load due to Earthquake, Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, 1977, Vol. 3, pp. 3188～3193.

### 付 録

#### 記号

- $B$  : 柱及び筋かいの幅  
 $D$  : 柱及び筋かいのせい  
 $f$  :  $Q/Q_y$   
 $h$  : 骨組の内法高さ  
 $l$  : 筋かいの長さ  
 $m$  : 屋根板の質量  
 $N_0$  : 柱の降伏軸力  
 $n$  : 正弦波加速度の振動数  
 $n_0$  : 骨組の固有振動数  
 $Q$  : 骨組の水平方向復元力  
 $Q_B$  : 筋違の降伏時の耐力  
 $Q_C$  : 柱の降伏時の耐力  
 $Q_y$  :  $Q_B + Q_C$   
 $T$  : 骨組の固有周期  
 $t$  : 時刻  
 $W$  : 屋根板の重量  
 $\alpha$  : 屋根板の加振方向絶対加速度  
 $\alpha_g$  : 入力加速度  
 $\alpha_m$  :  $\alpha_g$  の最大値  
 $\alpha_{max}$  :  $\alpha$  の最大値  
 $\alpha_v$  :  $m \cdot \alpha_m / Q_y$   
 $\Delta$  : 屋根板と床板との相対水平変位  
 $\Delta_B$  : 筋かいの降伏時の水平変位  
 $\Delta_C$  : 柱の降伏時の水平変位  
 $\Delta_{max}$  :  $\Delta$  の最大値  
 $\Delta_{min}$  :  $\Delta$  の最小値  
 $\Delta_y$  :  $Q_y / (Q_B / \Delta_B + Q_C / \Delta_C)$   
 $\zeta$  : 骨組の粘性減衰定数  
 $\lambda$  : 筋かいの有効細長比  
 $\xi$  : 加速度応答倍率  
 $\varphi(t)$  : 最大加速度で規準化された入力加速度