

## 各種ランダム波形入力による RC 高橋脚モデルの損傷

平澤 征夫\*, 古澤 誠司\*\*

Damage Degree of R/C Tall Pier Models  
under Random Loading Tests

Ikuko HIRASAWA\* and Seiji FURUSAWA\*\*

(Received May 29, 1990)

This paper presents the results of tests made to study the effects of random loading on vibration properties of R/C tall pier models. Two kinds of dynamic tests were carried out. One is the pseudo-dynamic test, another is the shake-table test. Three random waves of acceleration recorded by actual earthquakes in Japan-Miyagi, Hyuuga and Nihonkai-, were induced to the specimen of R/C tall pier models. From the test results, the changes of vibration properties were examined and compared with two kinds of test methods. It is obtained that although the response by shake-table test is three times larger than by pseudo-dynamic test, the degree of damage in frequency is almost the same. It is found that the damage in frequency depends on the rate of loading.

## 1. はじめに

本研究は RC 高橋脚のような曲げが卓越する構造物の損傷過程における振動特性の変化を定量化することにより、より合理的な地震時の応答解析を可能とすること、およびその一方では、定量化された振動特性より逆に地震などにより損傷を受けた構造物の損傷程度を推定することを可能にすることを目的とした基礎的研究である。<sup>1)</sup>

本報告では特に 3 種類の実際の地震加速度波形を取り上げて、これらのランダム波形の入力方法の違いによる損傷程度の相違をモデル実験により明かにすること、および、その結果より動的損傷度の定量化を試みたものである。

## 2. 実験方法

## (1) 供試体および試験の種類

表 1 に供試体の種類を示す。実験の種類は次のようである。

表 1 供試体の種類

| TEST<br>SPECIMEN | Pseudo<br>Dynamic | Shake<br>Table |
|------------------|-------------------|----------------|
| MIYAGI           | MS89              | MT89           |
| HYUUGA           | HS89              | HT89           |
| NIHONKAI         | NS89              | NT89           |

\*土木工学科 (Department of Civil Engineering)

\*\*新構造技術株式会社 主任 (Chief Engineer, M.E., New Structural Engineering Co. Ltd.)

a) ランダム波形入力方法は、図 1 に示す擬似動的試験法 (Pseudo-Dynamic Test: SD 法と略) および、図

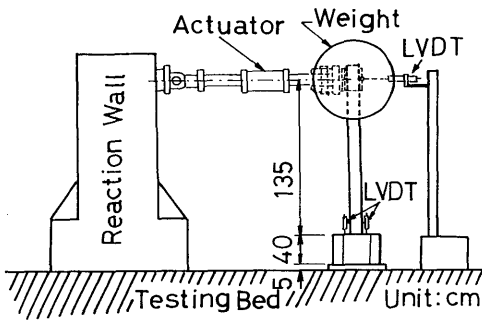


図1 擬似動的試験法(Pseudo-Dynamic Test)

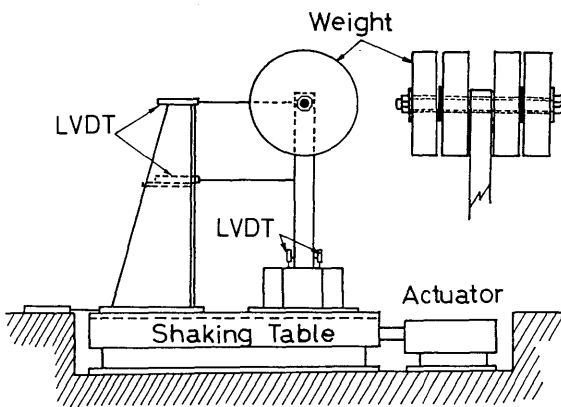


図2 振動台試験法(Shake-Table Test)

2に示す振動台試験法(Shake Table Test: ST法と略)の2種類の方法による。

b) ランダム波形の種類は、(1)宮城県沖地震(MIYAGI: Mと略)(2)日向灘沖地震(HYUUGA: Hと略)(3)日本海中部地震(NIHONKAI: Nと略)の3種類の地震加速度波形を用いる。これらの地震波形は、日本道路協会道路橋示方書(耐震設計編)<sup>2)</sup>において、それぞれI種、II種、III種地盤に対する標準地震波形とされているものである(表2参照)。この実験に用いた供試体は全部で6体である。

## (2) 供試体

供試体の形状・寸法は、図3および図4に示すように断面が $10 \times 15$  cm、高さ150 cm(載荷点または鍾の重心位置までは135 cm)で、軸方向鉄筋にはD 10 mm (SD 35)を、帯鉄筋には $\phi 6$  mmを10 cm(鍾の近くのみ5 cm)ピッチで使用した。この柱の軸方向鉄筋比は1.9%であり、実際の高橋脚とはほぼ同じとした。また、頂部には約1 tonfの鍾を取り付けて実際の橋桁の重量をモデル化している。柱に作用する軸応力は、 $6.7 \text{ kgf/cm}^2$ である。また、各供試体の柱部コンクリートの載荷試験時の圧縮強度の平均は $373 \text{ kgf/cm}^2$ およびヤング係数の平均は、 $316,000 \text{ kgf/cm}^2$ であった。また、使用鉄筋(D 10mm)の降伏点応力度は、 $3,853 \text{ kgf/cm}^2$ であり、ヤング係数は、 $1,920,000 \text{ kgf/cm}^2$ であった。

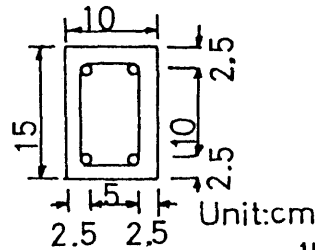


図3 断面寸法

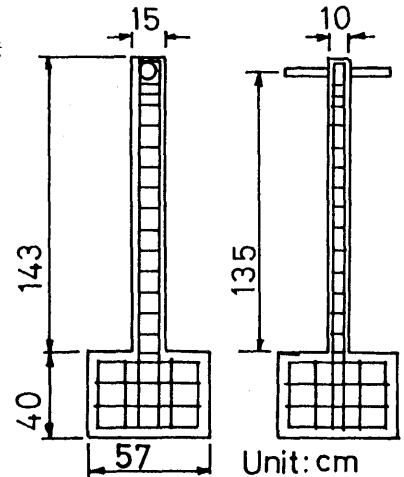


図4 供試体形状・寸法

表2 代表的な動的解析用の強震記録

| 地盤種別   | 地震名          | マグニチュードM | 震央距離△ (km) | 記録場所      |
|--------|--------------|----------|------------|-----------|
| I種地盤   | 1978年宮城県沖地震  | 7.4      | 80         | 開北橋周辺地盤上  |
| II種地盤  | 1968年日向灘沖地震  | 7.5      | 100        | 板島橋周辺地盤上  |
| III種地盤 | 1983年日本海中部地震 | 7.7      | 110        | 津軽大橋周辺地盤上 |

## (3) 載荷方法

載荷の方向は、SD法およびST法ともに図5に示すように断面の強軸方向とした。また、SD法およびST法ともに載荷の段階を表3に示すように各波形の加速度倍率を0.5～3.5までの間で4～7段階にとって行った。

表3 載荷段階(加速度倍率)

| SPECIMEN | Ratio of Acceleration |     |     |     |     |         |
|----------|-----------------------|-----|-----|-----|-----|---------|
| MS89     | 0.5                   | 1.0 | 2.0 | 2.5 | 3.0 | 3.5     |
| HS89     | 0.5                   | 1.0 | 2.0 | 2.5 |     |         |
| NS89     | 0.5                   | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 |         |
| MT89     | 0.5                   | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 | 3.0 3.5 |
| HT89     | 0.5                   | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 |         |
| NT89     | 0.5                   | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.5 |         |

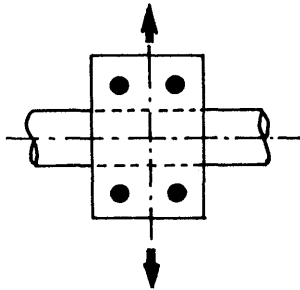


図5 載荷方向

## (4) 測定方法

SD法：各載荷段階において柱頂部の荷重および変位、柱基部における曲率および鉄筋とコンクリートのひずみをデータロガーで計測した。

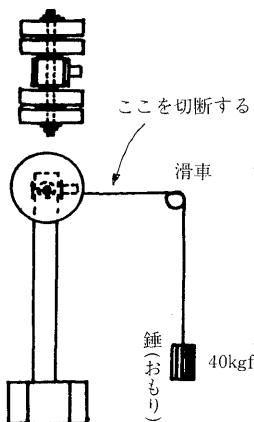


図6 自由振動計測方法

ST法：各加速度倍率の入力段階において柱頂部の加速度と応答変位、振動台の加速度と変位をデータレコーダに記録した。

両法とも各試験段階のはじめと終わりに、40 kgfの錘を吊してから、水平変位を測定した後に錘を切り放すという図6に示す方法により得た自由振動波形から、その段階での自由振動数と減衰定数を求めた。

## 3. 実験結果

## A. Pseudo-Dynamic Test (SD法) による試験結果

## (1) 荷重～変位関係

図7は3種類の加速度波形入力によって得られた応答変位の波形のうちで、履歴の最大変位とその時の荷重の点を結んで得られた包絡線で荷重～変位曲線を示したものである。この図より、ひびわれ荷重、鉄筋降伏荷重(降伏ひずみ $=2,000 \mu$ )、最大荷重とそのときの変位を求め表4に示した。図7より、NIHONKAIの場合が傾きがやや大きくなっているのがわかる。しかし、表4からも明かなように各荷重の大きさの順序については波形の影響が見られるが、変位の大きさについては必ずしも順序通りとなっていない。これについては波形の影響ばかりでなく、供試体のコンクリートの強度の違いの影響も考えられる。この点については、4. (1)でさらに、検討する。

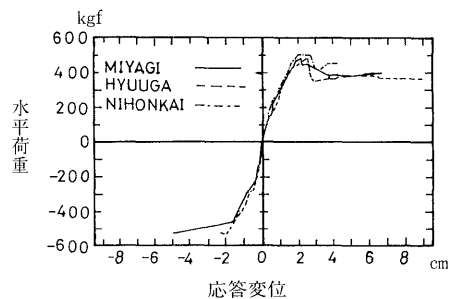


図7 荷重～応答変位の包絡線

表4

ひびわれ時、鉄筋降伏時、最大荷重時の荷重と変位の実測値

| 供試体<br>(圧縮強度)<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | (1) ひびわれ荷重時 |         | (2) 鉄筋降伏荷重時 |         | (3) 最大荷重時 |         |
|-----------------------------------------|-------------|---------|-------------|---------|-----------|---------|
|                                         | 荷重 (kg)     | 変位 (cm) | 荷重 (kg)     | 変位 (cm) | 荷重 (kg)   | 変位 (cm) |
| MS89<br>(416)                           | 124.6       | 0.25    | 400.0       | 1.48    | 500.5     | 3.57    |
| HS89<br>(359)                           | 143.4       | 0.31    | 430.0       | 1.60    | 503.2     | 2.27    |
| NS89<br>(446)                           | 145.6       | 0.28    | 443.0       | 1.60    | 510.1     | 2.02    |

\* 使用したコンクリートの圧縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

## (2) 柱基部の鉄筋ひずみ～応答変位関係

図8にHYUUGA供試体について柱基部における4本の軸方向鉄筋のひずみの履歴最大ひずみを結んだ線を1例として示す。この図より鉄筋の降伏ひずみ $2,000\mu$ のときの変位を求めることができる。表4の鉄筋降伏時の変位の値はこのようにして求めた値の平均値である。他の供試体についても同様である。これらの図表より鉄筋降伏時の変位はいずれの入力波形によってもほぼ1.5 cm程度であることがわかる。

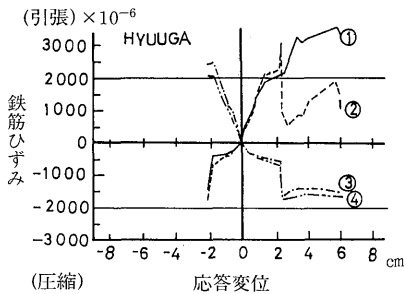


図8 柱基部の鉄筋ひずみ～応答変位

## (3) 初期剛性係数～最大応答変位

載荷の段階を加速度倍率によって漸増させたが、各段階の前後で行った固有振動数を求める実験の際の、吊した錘 ( $P=40\text{ kgf}$ ) による水平変位 ( $\Delta\text{cm}$ ) を計測して、傾き ( $P/\Delta$ ) を本論文で初期剛性係数と定義する。図9はこのようにして得られた初期剛性係数と各載荷段階の最大応答変位の関係の変化を示したものである。この図より初期剛性係数の値は、各柱が最大水平荷重を示すところの変位(図7より、 $2.0\sim 3.6\text{ cm}$ )までは応答変位の増加につれて急激に低下し、それ以後は一定の大きさを保つことがわかる。低下の程度はMIYAGIが最も大きく、つづいてHYUUGA, NIHONKAIの順であるが波形による違いは定量化できるほど明確ではない。

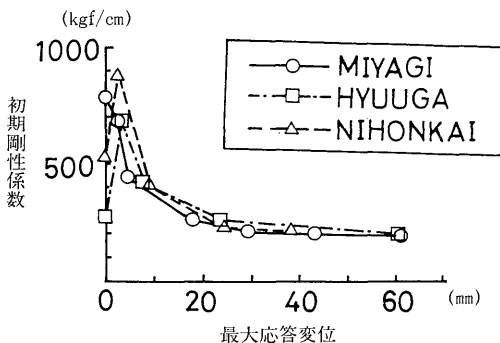


図9 初期剛性係数～最大応答変位 (Pseudo-Dynamic Test)

## (4) 減衰定数～最大応答変位

図10は前述の載荷の各段階の前後で行った自由振動で得られた減衰波形より求めた減衰定数と各段階の最大応答変位との関係を示したものである。この図より、減衰定数の全体的な変化は、ひびわれ以前では $2\sim 3\%$ であるが鉄筋の降伏変位 ( $1.5\text{ cm}$ 程度) 付近で最大値 ( $4.7\sim 6.0\%$ ) を示し、その後は変位の増加とともに徐々に減少する傾向を示すことがわかる。

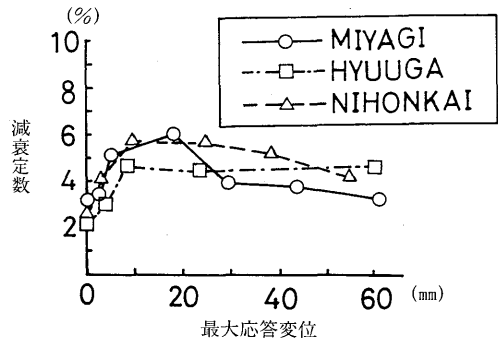


図10 減衰定数～最大応答変位 (Pseudo-Dynamic Test)

## (5) 自由振動数～最大応答変位

図11は各載荷段階での前後でとった自由振動数の変化を示したものである。この結果より載荷前の振動数 (MIYAGI, HYUUGAともに $3.8\text{ Hz}$ , NIHONKAIが $4.3\text{ Hz}$ )から、最大応答変位 $3.0\text{ cm}$ まではなめらかな曲線的変化を示し、それ以後は一定値をとることがわかる。また、入力波形の影響はMIYAGIとHYUUGAの間では、ほとんど違いが見られないがNIHONKAIだけが他の波形よりやや大きめの振動数を示している。しかし、全体的に見ればこの違いはそれほど大きいとは言えないので、振動数の変化曲線からは入力波形の影響を明らかに認めることはできない。

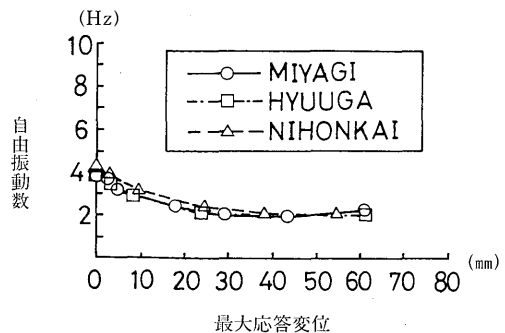


図11 自由振動数～最大応答変位 (Pseudo-Dynamic Test)

## B. Shake-Table Test (ST 法) による試験結果および SD 法による試験結果との比較考察

### (1) 初期剛性係数～最大応答変位

振動台試験 (ST 法) においても、入力地震波形の加速度倍率を段階的に変化させた載荷方法をとったが、各載荷段階の前後において SD 法の場合と同様に、40 kgf の錘による静的な水平変位を計測して初期剛性係数の変化を調べた。図 12 にその結果を示す。

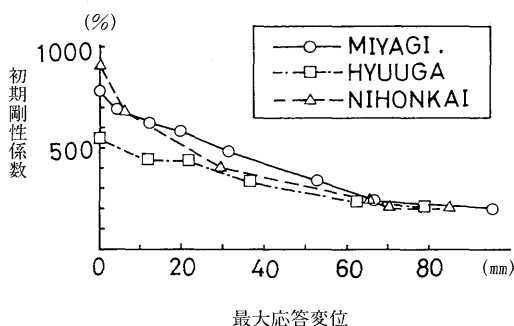


図12 初期剛性係数～最大応答変位 (Shake-Table Test)

この図より、MIYAGI と HYUUGA は同じような変化の傾向を示す。すなわち、載荷を受ける前に計測した初期剛性の値は HYUUGA より MIYAGI の方が大きい、応答変位の増大と共に直線的に低下し、応答変位が 7 cm (鉄筋降伏時の変位 1.5 cm の約 4 倍) の点で交差し、それ以後は一定となる。一方 NIHONKAI は前 2 者とは異なり、初期の値が大きく途中の変化は曲線的な低下となるが、やはり 7 cm の点では前 2 者と交差し、その後は一定となる。その大きさは低下の途中で前 2 者の中間の値をとることがわかる。したがって、大きさの順序は大きな方から MIYAGI、NIHONKAI、HYUUGA の順となっており、同じ応答変位について見れば、MIYAGI の入力波形による損傷が最も少なく、HYUUGA による損傷が最も大きいと判断できる。

つぎに、この図 12 を前述の SD 法で得た初期剛性係数の結果の図 9 と比較すると、まず、これら二つの方法による違いが大きいことがわかる。すなわち、

(a) SD 法による初期剛性係数の方が低下の仕方が曲線的かつ急激であり、変位 3.0 cm ではほぼ一定値まで低下してしまうのに対し、ST 法の結果は変位 7.0 cm まで直線的かつ、ゆるやかに低下していること。

(b) 入力波形の違いによる初期剛性係数の値のばらつきは、SD 法の方が小さいのに対して ST 法の方が大きく、したがって、SD 法では損傷に与える波形の影響が明かでないのに対して、ST 法では比較的明確であるといえる。

以上の二つの点の違いの生じた原因について考察する

と、主な原因は明かに両方法の載荷速度の違いにあると考えられる。すなわち、SD 法による載荷においては一段階の入力波形の載荷に要した時間が約 30～45 分であったのに対して、ST 法では 30～45 秒であった。したがって、鉄筋やコンクリートの力学的性質の時間依存性の違いが表れたものと考えられる。<sup>3)</sup>

SD 法は静的試験法であるので、図 9 の結果の、ある最大の応答変位の時の損傷度は、例えば、何年も経過した構造物がその応答変位に相当する変位を何回も経験した場合のように、いわば時間的には十分に損傷の進んだ状態に対応するものと考えられる。したがって、初期の変位における初期剛性係数の低下が著しく、一定値に達する変位も小さくなり、入力波形による違いもそれほど表れなかったと考えることができよう。したがって、図 12 の ST 法による結果では、入力波形の違いによる影響が表れていると考えられるのである。すなわち、地震波形の違いが高橋脚モデルの動的・短期的な損傷に与える影響は HYUUGA が最も大きく、続いて NIHONKAI、MIYAGI の順となっていることが明かといえよう。

以上の考察の結果より、地震のように動的な損傷を受ける鉄筋コンクリート構造物の変位損傷度を定量化するためには、動的変形挙動をも再現できる ST 法 (振動台試験法) による必要があり、特に、入力地震波形の違いの動的影響を明らかにする目的のためには、どうしても ST 法に頼らざるを得ないと考えられる。ただし、この ST 法による場合は、例えば基礎の固定度、変位の計測方法など、試験の基本的な問題を解決しておく必要がある。本研究において、この問題が完全に解決されているとはいえないが、図 12 の結果より、この ST 法による初期剛性係数が比較的大変位まで直線的に変化することから、この関係を逆に利用して、地震による損傷を受けた構造物の損傷度を推定することも可能であると考えられる。

### (2) 減衰定数～最大応答変位

図 13 に ST 法によって得られた減衰定数と各載荷段階での最大応答変位の関係が変化する様子を示した。この図に対応する SD 法の結果は前出の図 10 である。

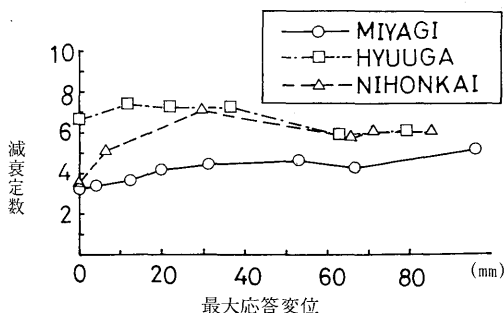


図13 減衰定数～最大応答変位 (Shake-Table Test)

図 13 より, 減衰定数の変化を見ると, NIHONKAI の変化は図 10 の SD 法の結果と同様に変位が小さい時は減衰定数も小さく, 最大荷重付近で最大値 (約 7%) を示した後, 徐々に減少するという傾向を示した。これに対して MIYAGI と HYUUGA は最初から一定の減衰定数をもって推移する傾向が見られ, この点で SD 法の結果とは異なった傾向を示している。さらに, MIYAGI の方は応答変位の増加につれて減衰定数も増加したのに対して, HYUUGA の方は減少する傾向を示している。減衰定数の大きさの順序は, 大きな方から HYUUGA, NIHONKAI, MIYAGI の順であるが, 変位 3.0 cm 以後は, HYUUGA と NIHONKAI はほとんど同じ大ききで推移していることがわかる。

以上, 図 13 および図 10 の減衰定数の結果からは, (a) SD 法と ST 法によって得られた値の変化の傾向が異なり, ST 法による結果の方が一定値を保つ傾向がみられた。(b) 両方法とも波形の違いによる影響が大きく表れているが, 波形の種類によるばらつきが大きく, また, 得られた数値の大きさの順序も異なっているので, これらの結果からは波形による影響を定量化することは困難であると考えられる。

### (3) 自由振動数～最大応答変位

図 14 に ST 法によって得られた自由振動数 (損傷を

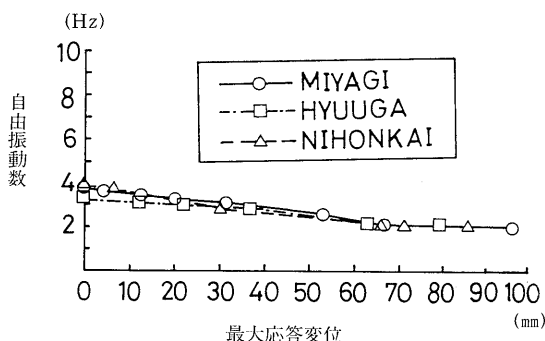


図 14 自由振動数～最大応答変位  
(Shake-Table Test)

受けて変化した供試体の固有振動数) の変化を示す。この図に対応する SD 法の結果は図 11 である。これらの図を比較してわかることは, 図 11 では振動数の低下が曲線的であり, 変位が 3.0 cm 以後はほぼ一定の値を示したのに対して, 図 14 では損傷前の振動数から変位が 6.5 cm の時の振動数までほぼ直線的に低下し, その後は波形の種類に関わらず一定の振動数を保つことがわかった。また, 図 11 および図 14 の結果より, 入力波形の違いによる振動数の値の違いは非常に小さいことがわかり, 波形の種類による損傷度の違いを明確にすることは

できない。しかし, MIYAGI と HYUUGA を比較すると MIYAGI の方がやや大きな振動数を示し, 同じ応答変位についてみれば与えられた損傷度は小さいと判断される。自由振動数に対するこのような結果は, 前述の初期剛性係数の結果と同様であるといえる。

以上の結果より, 自由振動数の変化は載荷方法によってその低下の傾向が異なり, SD 法による結果が曲線的であるのに対して, ST 法による結果は直線的である。したがって, この振動数の変化を利用して動的損傷を受けた構造物の損傷度を推定しようとするれば, 図 14 のように直線的な変化を仮定するのが適当であると考えられる。ただし, 入力された波形による損傷度のちがいをも定量化するためにはさらに検討する必要があると考えられる。

### (4) 応答波形および最大応答変位の比較

図 15(1), (2), (3)の(a)には, それぞれの入力加速度波形を, また, (b)には後述するニューマークの  $\beta$  法による応答変位の計算値を示す。さらに, (c)と(d)に SD 法と ST 法による実測の応答変位波形を比較して示す。これらの図より, まず応答変位の大きさに大きな違いが見られることがわかる。すなわち, 全体的に見て ST 法の方が SD 法に比べて約 3 倍ほど大きな最大応答変位を示している。このことは, 表 5 に示したように 3 種類のどの波形についてもいえることである。

表 5 変位 2 cm の時の振動数の計算値と、  
変位 6 cm の時の SD 法の振動数の実測値の比較

| 供試体名    | 変位 2 cm の時の<br>振動数の計算値 | 変位 6 cm の時の振動数の実測値<br>実測の振動数 (その時の変位 cm) |
|---------|------------------------|------------------------------------------|
| M T 8 9 | 2. 232 Hz              | 2. 22 Hz (6. 67 cm)                      |
| H T 8 9 | 2. 236 Hz              | 2. 19 Hz (6. 26 cm)                      |
| N T 8 9 | 2. 239 Hz              | 2. 18 Hz (6. 59 cm)                      |

次に, 各波形ごとにその応答波形の形状を注意してみると, MIYAGI と HYUUGA は波形の傾向がよく似通っていることがわかる。NIHONKAI については, 約 30 秒までは計算結果ともよく似た波形をしているが, 30 秒以後は明かに振幅が大きくなっているのが認められる。これは, ST 法によった場合には 30 秒以降で損傷が進み振幅が大きくなったためと考えられる。

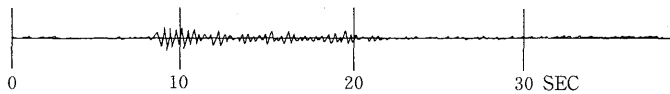
### (5) 供試体ひびわれ及び破壊後の様子

図 16 に SD 法と ST 法の試験後の供試体のひびわれ図を示す。これらの図より, 試験方法の違いによるひびわれの入り方の違いを認めることができる。

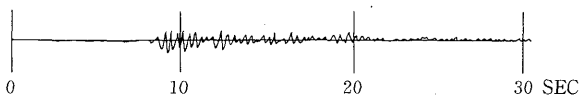
すなわち, SD 試験後のひびわれが主に柱基部に集中しているのに対して, ST 試験後のものは柱の中間部にもひびわれが多く見られることである。このことから

## (1)MIYAGI(宮城沖地震波形)

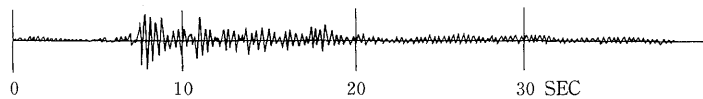
(a)入力加速度波形(最大加速度: +114gal, -89gal)

(b)ニューマークの $\beta$ 法による応答変位の計算値(3Hzの場合の最大応答変位: +0.48cm, -0.62cm)

(c)Pseudo-Dynamic試験による応答変位実測値(最大応答変位: +0.45cm, -0.49cm)

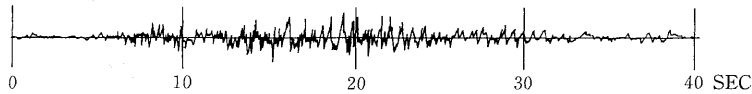
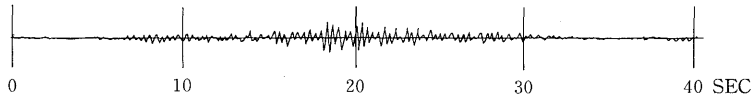


(d)Shake-Table試験による応答変位実測値(最大応答変位: +1.04cm, -1.25cm)



## (2)HYUUGA(日向灘沖地震波形)

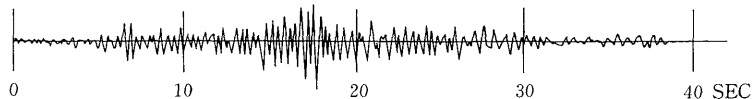
(a)入力加速度波形(最大加速度: +116gal, -112gal)

(b)ニューマーク $\beta$ 法による応答変位の計算値(3Hzの場合の最大応答変位: +0.68cm, -0.70cm)

(c)Pseudo-Dynamic試験による応答変位実測値(最大応答変位: +0.76cm, -0.82cm)

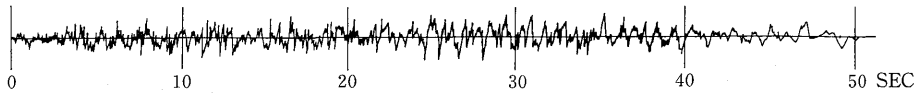
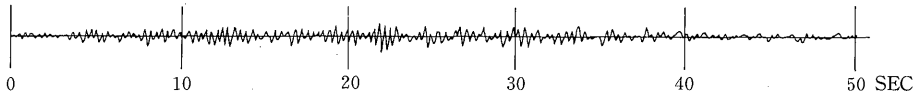


(d)Shake-Table試験による応答変位実測値(最大応答変位: +1.67cm, -2.21cm)

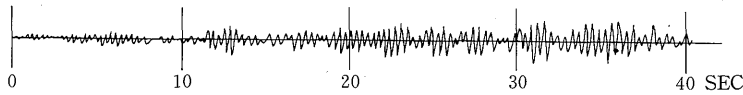


## (3)NIHONKAI(日本海中部地震波形)

(a)入力加速度波形(最大加速度: +108gal, -106gal)

(b)ニューマークの $\beta$ 法による応答変位の計算値(3Hzの場合の最大応答変位: +0.59cm, -0.77cm)

(c)Pseudo-Dynamic試験による応答変位実測値(最大応答変位: +0.83cm, -0.92cm)



(d)Shake-Table試験による応答変位実測値(最大応答変位: +2.38cm, -3.00cm)

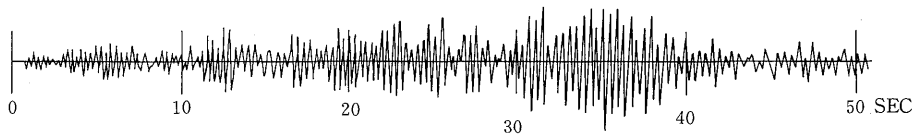
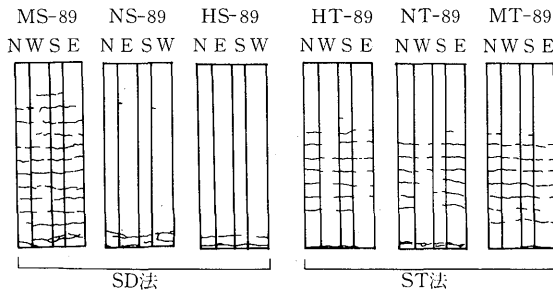
図15 3種類の入力波形と $\beta$ 法による応答変位計算値およびSD法, ST法による応答変位の実測値

図16 SD法とST法による試験後のひびわれの様子

ST試験によった場合には,SD試験の場合とは载荷の速度が異なることから,このような速度の大きなランダム载荷に対しては振動のモードが必ずしも一次モードとは限らずに二次モードの影響が表れたものと考えられる。図16のMS供試体のひびわれ図では全体にひびわれが見られるが,これは最大荷重到達後もできるだけの大変位を与えて損傷させたためである。

## 4. 解析方法および解析結果と考察

## (1) 荷重～水平変位曲線の解析法

本研究における荷重～水平変位関係の解析は繰り返し载荷を受けた場合ではなく,一方向に漸増の水平荷重を受けた鉄筋コンクリート長柱の非線形解析を行っている。解析方法は柱の断面を60個の要素に分割し,さらに柱の長さ方向にも14個のセグメントに分割して解析する方法であり,各断面の力およびモーメントの釣合を繰り返し計算により求める。さらに,弾性荷重法により柱の各点のたわみを計算し,元のたわみに加えて付加たわみとし,再び断面の解析を行うという手順を繰り返すことにより,最終的には柱断面とたわみについての釣合が成立するようにした解析方法である。解析は荷重増分法によっている。<sup>4)</sup>

図17はこの方法によって求めたSD試験供試体の荷重～水平変位の解析結果である。この図より,この解析には各供試体のコンクリート強度の違いを考慮してあるにもかかわらず,結果にはそれほど影響が表れていないことがわかる。

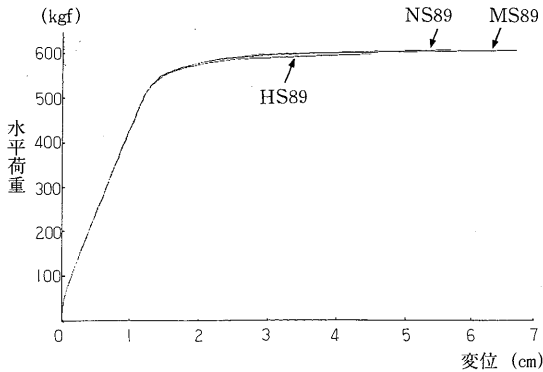


図17 荷重～水平変位の解析結果

したがって、前出の図7における荷重～変位関係曲線における勾配の違いはコンクリートの強度による違いではなく、主として入力波形の違いに関する載荷速度の違いに起因するものと判断できる。

#### (2) 振動数解析法

本実験に用いたRC高橋脚モデルの自由振動数の解析は、一質点系のモデルを仮定した一般によく知られた簡単な次の公式(1)を用いて行った。

$$f = \omega / 2\pi$$

$$\omega = \sqrt{K / (m + 0.23m_s)} \quad (1)$$

$$K = 3EI / l^3$$

$f$ : 振動数,  $\omega$ : 固有円振動数

$K$ : バネ定数,  $m, m_s$ : それぞれ鍾および柱部の質量

RC長柱であるので、ひびわれによって長さ方向の曲げ剛性が異なることを考慮して、変断面柱として計算する必要がある。そのためには断面の等価曲げ剛性を求めなければならない。変断面橋脚の等価曲げ剛性は道路橋示方書耐震設計編の公式(2)を修正した式(3)を用いて求めるものとした。ただし、柱長さ方向の変化する曲げ剛性は、前節の荷重～変位関係の解析によって得られた値を用いるものとした。

$$I_e = \frac{h^3}{\int_0^h \frac{x^2}{I(x)} dx} \quad (2)$$

$I_e$ : 換算断面2次モーメント

$$EI_e = \frac{h_i^3}{\int_0^h \frac{x^2}{EI_i} dx} \quad (3)$$

ここに、 $EI_e$ : 等価曲げ剛性

$$EI_i = M_i / \phi_i$$

この解析方法によれば、ある損傷変位が与えられた時の各断面の曲げ剛性から求めた等価曲げ剛性を用いてそのときの振動数が計算できるから、損傷変位が増大するにつれて低下する振動数の変化の様子を解析できることになる。

図18(a), (b), (c)は、それぞれMIYAGI, HYUUGA, NIHONKAIの波形を用いたSD法とST法による実

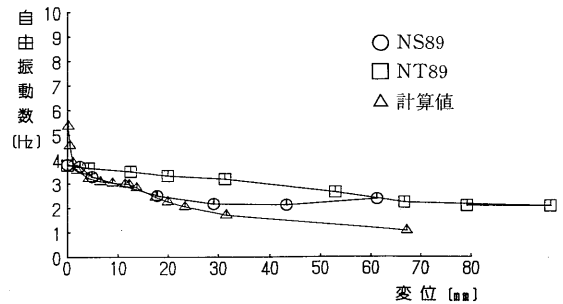


図18 (a)自由振動数～変位

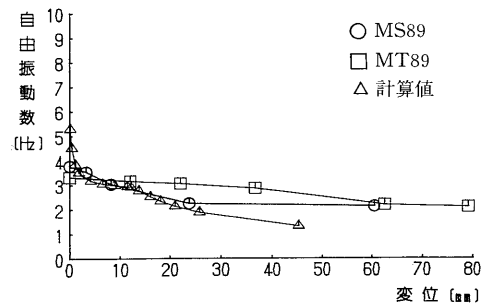


図18 (b)自由振動数～変位

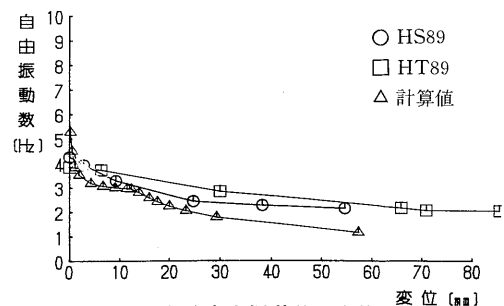


図18 (c)自由振動数～変位

験結果とその解析結果の自由振動数の変化を示したものである。

これらの図より、振動数の計算値の変化はSD法の結果に近似していること、しかし、それは変位が約20 mmまでであることがわかる。この変位が20 mmというのは、これらの柱が水平荷重を受けた時の最大荷重時の変

位にはほぼ等しい。したがって、静的な荷重の繰返しを受けた場合の損傷が最大荷重程度までならば、その自由振動数がわかれば損傷度を推定することが可能であるといえよう。しかし、計算値は静的な最大荷重以後、および、動的試験結果とは離れているので、このままでは静的最大荷重以後、および動的損傷を受けた場合の損傷度を推定することは、困難であると考えられるので、別の方法を考える必要があろう。

ここで図 18 を注意して見ると、まず、SD 法による結果がひびわれ荷重時（荷重で約 50 kgf、変位の値で約の 2～3 mm）の点から、鉄筋降伏荷重時の変位（1.5 cm）の約 4 倍あるいは最大荷重時の変位（2.0 cm）の約 3 倍の変位（6.0 cm）まで直線的に振動数が減少していることがわかる。それ以上の変位では一定の振動数となるので、この場合の損傷度の推定可能な範囲はここまで（変位が 6 cm まで）が限界と考えられる。そこで、この限界変位 6 cm 付近での実測値と、最大荷重時の変位 2.0 cm での計算値を比較して示したのが表 5 である。

このように、変位 2 cm の時の振動数の計算値と変位約 6 cm の時の振動数の実測値の大きさがほとんど等しい値（2.2～2.3 Hz）となっていることがわかる。このことから、動的載荷と静的載荷では損傷に及ぼす影響が大きく異なり、静的に与えられる最大荷重までの変位損傷の程度が動的には約 3 倍の変位が与えられないと生じないことになる。言い換えれば、動的載荷が損傷に与える影響は静的載荷の約 1/3 にしか相当しないことになる。しかし、この事実は、損傷度の定量化を合理的に行う立場からすれば重要なことを示唆していることになる。すなわち、たとえば、今、損傷度を評価したい構造物があったとして、その自由振動数から過去に受けた損傷変位の大きさを推定しようとする場合に、計測された振動数と計算によって求めた振動数の比較から、損傷変位を推定したとすれば、その推定された変位は、実際にはその構造物が過去に経験した履歴最大損傷変位の 1/3 の変位しか示していないと言う事実である。したがって、動的な損傷変位の大きさを推定するにはこの実験事実に基づいた損傷度推定方法による必要があろう。

ここで、図 18 の実験事実に基づいて、動的載荷（ここで取り扱っているのは、特に地震波のようなランダム波形で速度も大きな載荷）の場合の振動数～損傷変位関係曲線を求める方法として、次の二つの方法が考えられる。

(a) 静的な漸増荷重の場合の振動数～損傷変位関係の計算結果の損傷変位のみを 3 倍する方法。

(b) 図 18 の実測値を結んだ線が比較的直線に近いことを考慮して得られる直線式を利用する方法。

ここで、(a)の方法については求め方に特に問題は生じないが、(b)の方法については、どの 2 点を結んだ直線を

仮定するかが問題である。

図 18 から明らかなように、上記(a)法では、初期の損傷変位の実測値に対しては、計算値の推定曲線との適合性がよくない（実際には実験の方にも問題はありと思われるが）。しかし、ここで、一般の構造物は、通常の使用状態ですでにひびわれが入っていると仮定できるので、ひびわれ発生時を初期の状態と考えて、このひびわれ発生点と終局状態の点とを結んだ線を仮定することも可能であらうと考えられる。

表 6 はこの可能性を調べた結果を示したものである。

表 6 ひびわれ時および終局時の振動数と損傷変位の計算値と実測値の比較

| 供試体名   | 水平力<br>H Y P<br>kgf | コンクリートひずみ        |                  | 変位<br>$\delta$<br>mm | 振動数<br>f<br>Hz             | 3 倍変位<br>$3\delta$<br>mm     |
|--------|---------------------|------------------|------------------|----------------------|----------------------------|------------------------------|
|        |                     | 引張<br>$\epsilon$ | 圧縮<br>$\epsilon$ |                      |                            |                              |
| M T 89 | 70                  | 170              |                  | 0.98                 | 4.04                       | 2.93                         |
|        | 570                 |                  | 3213             | 21.7                 | [3.65]<br>[2.12]<br>[2.22] | [4.20]<br>[6.5.0]<br>[6.6.7] |
| H T 89 | 70                  | 175              |                  | 0.98                 | 3.90                       | 2.93                         |
|        | 570                 |                  | 3390             | 22.7                 | [3.17]<br>[2.07]<br>[2.20] | [12.1]<br>[6.8.0]<br>[6.2.6] |
| N T 89 | 70                  | 174              |                  | 0.97                 | 3.91                       | 2.91                         |
|        | 570                 |                  | 3267             | 22.3                 | [3.74]<br>[2.09]<br>[2.18] | [6.30]<br>[6.9]<br>[6.5.9]   |

注：[ ] 内の数値は実測値を示す。

表 6 中の水平力 70 kgf および 570 kgf は、それぞれ、ひびわれ荷重および終局荷重に相当する荷重である。このひびわれ荷重は柱基部のコンクリート表面の引っ張りひずみの大きさが (170～175)  $\mu$  となったときの荷重であり、同様に終局荷重は柱基部のコンクリート表面の圧縮ひずみの大きさが 3,000  $\mu$  を越えた時の荷重である。また、表中の [ ] 内の数値は、ひびわれ時および終局時の変位と振動数の実測値を計算値に対応させて示したものである。

表 6 の結果より、ひびわれ荷重時の 3 倍のたわみとその時の振動数の値の計算値と実測値はほぼ一致しており、また、終局時の計算値の振動数と、その時の計算値の 3 倍の変位とは、よく一致していることから、計算値によって得られるひびわれ時の振動数と終局時の振動数を結ぶ直線を損傷度推定線として用いることが可能であると考えられる。

しかし、以上の推定方法には大きな問題が残されている。すなわち、ここでは実験の結果に基づいて、(a)では動的終局時の応答変位として静的な終局時の変位の 3 倍をとることにしたが、この 3 倍という数値の理論的な根拠は何もないのである。したがって、一般的には、より実際に近いモデル（多質点系モデルで、さらには、基礎との結合度を考慮したモデルなど）を仮定した解析を行

い、ひびわれ時と終局時の振動数と変位をできるだけ正確に求めて、それらを直線で結んだ線により損傷度を評価することが簡便法としては可能と考えられる。しかし、損傷過程における損傷度の正確な推定法に関しては今後さらに研究される必要がある。

### (3) Newmark の $\beta$ 法による応答計算法とその結果

実験に用いた高橋脚モデルの振動系を一自由度の減衰振動と見なして運動方程式(4)をたて、直接数値計算法の一つであるニューマークの  $\beta$  法を用いて応答加速度、速度および変位を計算した。ここで、 $\beta$  法に用いた二つの係数  $\beta$  および  $\gamma$  の値はそれぞれ  $1/6$  および  $1/2$  とした。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -M\ddot{x}_0 \quad (4)$$

ここで

$M\ddot{x}$ : 鍾りの慣性力       $C\dot{x}$ : 減衰力

$Kx$ : 復元力       $M\ddot{x}_0$ : 地盤の慣性力

応答計算結果とSD法による実験結果を図15(1), (2), (3)の(b)に示した。この図は供試体の減衰定数を5%と仮定し、固有振動数を 3 Hz として計算している。計算値は実測値とよく一致していることがわかる。ただし、NIHONKAIの後半の25秒以後で多少のずれがあるのがみられる。これは、振動によって供試体が損傷したために固有振動数が変化して、計算で仮定した振動数と異なったために応答変位も相違したものと考えられる。したがって、損傷によって変化する固有振動数と減衰定数を考慮した応答解析を行えば、SD法による挙動をより正確に表現できるものと考えられる。

## 5. 結 論

本研究は高橋脚や斜張橋のタワーのように曲げが卓越する鉄筋コンクリート構造物の損傷過程における振動特性の変化を定量化すること、および逆に、定量化された振動特性を利用して損傷した構造物の健全度を評価しようとする目的で行った研究の一部である。本論文では特に荷重作用の影響を明らかにする目的で、3種類の実際に観測された地震の加速度波形を取り上げて、これらの波形の入力方法の違いが構造物に与える影響の違い、および、波形の種類の違いを高橋脚モデルを用いて実験的に明らかにしようとしたものである。

実験に用いた3種類の地震波形は、宮城沖地震(MIYAGIと略)、日向灘沖地震(HYUUGAと略)、日本海中部地震(NIHONKAIと略)とし、これらを擬似動的試験法(SD法と略)及び振動台試験法(ST法と略)の2通りの試験法で載荷した。本研究の結果、明らかとなった事柄を以下に項目にしたがって述べる。

### (1) 初期剛性係数～最大応答変位関係

載荷の段階を加速度倍率によって漸増させ、その各段階で行った固有振動数を求めるための実験において、静的に吊した鍾(Pkgf)による水平変位( $\Delta$ cm)を計測して、 $(P/\Delta)$ の値を、新たに初期剛性係数と定義した。このようにして得られた初期剛性係数と各載荷段階の最大応答変位の関係より、

(a) SD法による初期剛性係数の低下の仕方が曲線的かつ急激であるのに対して、ST法では直線的かつ、ゆるやかな勾配で終局変位まで低下するという違いが見られる。

(b) 初期剛性係数に与える入力波形の違いの影響はSD法では小さかったのに対して、ST法では比較的確に現れている。すなわち、本研究に用いた鉄筋コンクリート高橋脚モデルの損傷に与える地震波形の影響はHYUUGAが最も大きく、続いてNIHONKAI、MIYAGIの順となっている。

(c) ST法による初期剛性係数が比較的大変位まで直線的に変化することを利用すれば、地震のようなランダムで動的な損傷を受けたコンクリート構造物の損傷程度を推定することが可能であると考えられる。とくに入力波形の動的損傷度の影響まで考慮するためにはST法の試験結果に基く必要がある。

### (2) 自由振動数～最大応答変位関係

各載荷段階で計測された自由振動数(損傷を受けて変化した供試体の固有振動数)の変化は、初期剛性係数の変化と同様に、載荷方法によって低下の傾向が異なり、SD法による結果が曲線的であるのに対して、ST法による結果は直線的である。しかし、いずれの方法によっても入力波形の影響を明らかにできるほどの違いは認められない。また、この振動数の変化を利用して動的損傷を受けた構造物の損傷度を推定するには、ST法による直線を仮定するのが適当であると考えられる。この動的損傷度推定曲線の仮定の一方法を静的解析結果にもとづいて提案する。すなわち、動的損傷度推定線に直線を仮定する場合は、静的解析によって得られる振動数～損傷変位関係曲線上のひびわれ時と終局時の点を結んだ直線を利用するものとして、動的損傷度を考慮するために、その損傷変位のみを $\alpha$ 倍(本実験供試体の場合は $\alpha=3$ )した点を結んだ直線を仮定すればよいと考えられる。

### (3) 減衰定数～最大応答変位

SD法とST法によって得られた減衰定数の値の変化の傾向が異なり、ST法の結果は比較的一定値を保つ傾向が認められた。また、両方法とも入力波形の影響は大きく現れているが、両者とも波形の種類によるばらつきも大きく、得られた数値の大きさの順序も異なっている。動的損傷度および波形による影響を定量化す

ることは困難である。

#### (4) 応答変位波形および最大応答変位の比較

ニューマークの $\beta$ 法による応答解析結果とSD法による応答変位波形は良い一致が認められた。しかし、SD法とST法の応答変位の結果を比較すると、全体的にST法による最大応答変位の結果がSD法の約3倍ほど大きく現れた。さらに、各波形毎にその応答波形の形状を見ると、MIYAGIとHYUUGAはよく似ているが、NIHONKAIの30秒以後では供試体の損傷が進んだためにST法による応答波形の振幅が大きく現れた。

#### (5) 供試体ひびわれおよび振動モードの観察

載荷試験方法によって、ひびわれの入り方に相違が認められた。すなわち、SD法による試験後のひびわれが主として柱基部に集中したのに対して、ST試験後のものは基部ばかりでなく中間部にもひびわれが見られた。このことから、ST法のように速度の大きなランダム載荷に対しては、振動モードが必ずしも一次モードばかりでなく二次モードの影響が現れたものと考えられる。振動中の観察によってもこのことが確かめられている。

## 6. 謝 辞

本研究は著者の一人(平澤)に与えられた平成元年度

文部省科学研究費(一般C)および中部大学特別研究費によって行ったものである。実験は中部大学材料・構造実験施設、設備を用いて行った。実験に際しては、施設技術員駒田尚夫氏、帆山公郎氏の両氏に大変お世話になった。また、実験に多大の協力をいただいた平澤研究室卒業研究生であった河合誠、川窪光則、長谷川将広、森山賢一の各氏に心より感謝申し上げるとともに、卒研途中にして亡くなられた木下明宏君のご冥福をお祈り申し上げます。

## 参 考 文 献

- 1) 平澤征夫, 古澤誠司, 伊藤和幸, 「RC高橋脚モデルの損傷過程と振動特性に関する実験的研究」土木学会論文集, 第372号/V-5, 昭和61年8月, pp.75~84.
- 2) 日本道路協会, 「道路橋示方書・同解説(V. 耐震設計編)」平成2年2月発行.
- 3) 睦好宏史, 町田篤彦, 「動的外力を受ける鉄筋コンクリート部材の力学特性に関する研究」土木学会論文集, 第354号/V-2, 昭和60年2月, pp.81~90.
- 4) 岡田清 編「最新コンクリート工学」国民科学社, 昭和61年3月, pp.118~121.