

# 各種ランダム波形入力によるRC高橋脚モデルの損傷

古澤誠司\*・平澤征夫\*\*・伊藤和幸\*\*

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等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を主目的とした基礎的研究である。本文では特に3種類の実際の地震加速度波形を取り上げて、擬似的試験と振動台試験を行い、これらの入力方法および入力波形の違いが、高橋脚モデルの損傷に与える影響を明らかにし、その結果より動的損傷度の定量化の方法を提案したものである。

**Keywords :** tall pier model, vibration property, pseudo-dynamic test, shaking table test, damage degree

## 1. はじめに

本研究はRC高橋脚のような長柱部材で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を利用することにより、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とすることを目的とした基礎的研究である<sup>1)</sup>。本論文では特に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らかにすること、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

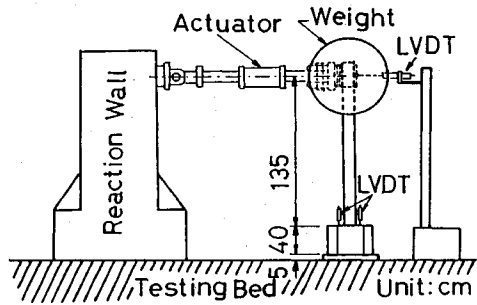
表一に供試体の種類を示す。実験の種類は次のようである。

a) ランダム波形入力方法は、図一に示す擬似的試験法 (Pseudo-Dynamic Test: SD法と略) および、図二に示す振動台試験法 (Shaking Table Test: ST法と略) の2種類の方法による。

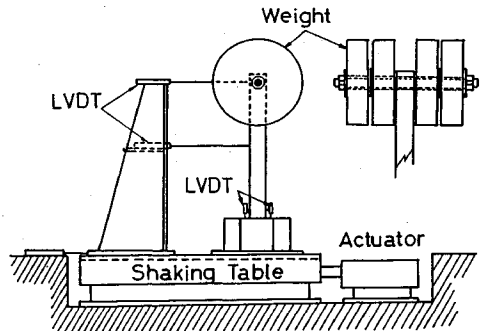
b) ランダム波形の種類は、①宮城県沖地震 (MIYAGI: Mと略)、②日向灘沖地震 (HYUUGA: Hと略)、③日本海中部地震 (NIHONKAI: Nと略) の3種類の地震加速度波形を用いる。これらの地震波形は、日本道路協会道路橋示方書 (耐震設計編)<sup>2)</sup>において、それぞれI種、II種、III種地盤に対する標準地震波形とされているものである (表一参照)。この実験に用いた供試体は全部で6体である。

表一 供試体の種類

SPECIMEN	TEST	Pseudo Dynamic	Shaking Table
	MIYAGI	MS89	MT89
HYUUGA	HS89	HT89	
NIHONKAI	NS89	NT89	



図一 擬似的試験法 (Pseudo-Dynamic Test)



図二 振動台試験法 (Shaking Table Test)

### (2) 供試体

供試体の形状・寸法は、図三および図四に示すように断面が10×15 cm、高さ150 cm (載荷点または錘の重心位置までは135 cm) で、軸方向鉄筋にはD10 mm (SD 35) を、帯鉄筋にはφ6 mm を10 cm (錘の近

\* 正会員 工修 新構造技術 (株) 診断技術部主任 (〒102 千代田区2番町12番地)

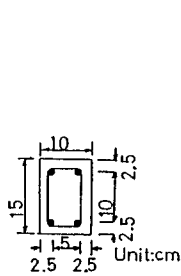
\*\* 正会員 工博 中部大学教授 工学部土木工学科

表一 代表的な動的解析用の強震記録<sup>2)</sup>

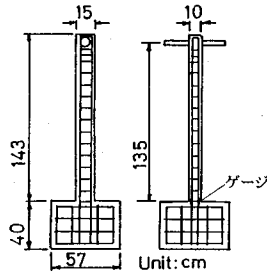
地震種別	地震名	マグニチュードM	震央距離Δ (km)	記録場所
I種地震	1978年宮城県沖地震	7.4	80	關北橋周辺地震上
II種地震	1968年日向灘沖地震	7.5	100	板島橋周辺地震上
III種地震	1983年日本海中部地震	7.7	110	津軽大橋周辺地震上

表三 載荷段階 (加速度倍率)

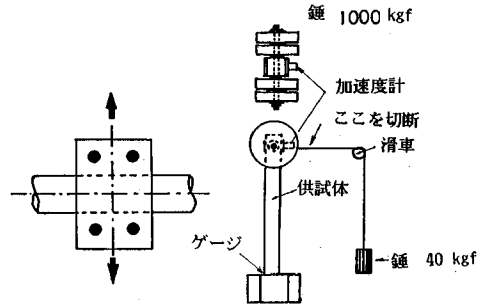
SPECIMEN	Ratio of Acceleration					
MS89	0.5	1.0	2.0	2.5	3.0	3.5
HS89	0.5	1.0	2.0	2.5		
NS89	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	
MT89	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0 3.5
HT89	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	
NT89	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	



図一三 断面寸法



図一四 供試体形状寸法



図一五 載荷方向

図一六 自由振動数計測方法

くのみ5 cm) ピッチで使用した。この柱の鉄筋比は1.9%であり、実際の高橋脚とほぼ同じとした。また、頂部には約1 tの錘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 kgf/cm<sup>2</sup>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 kgf/cm<sup>2</sup>およびヤング係数の平均は316 000 kg/cm<sup>2</sup>であった。また、使用鉄筋 (D 10 mm) の降伏点応力度は3 853 kgf/cm<sup>2</sup>であり、ヤング係数は1 920 000 kgf/cm<sup>2</sup>であった。

(3) 載荷方法

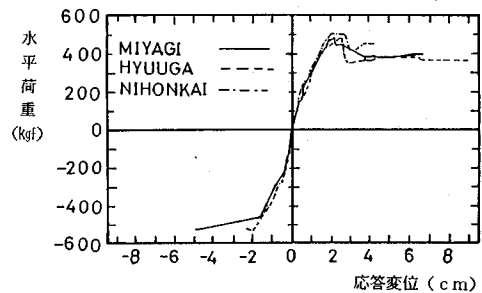
載荷の方向は、SD法およびST法ともに図一五に示すように断面の強軸方向とした。また、SD法およびST法ともに載荷の段階を表一三に示すように各波形の加速度倍率を0.5~3.5までの間で4~7段階にとり行った。SD法は文献3)による載荷方法に従って行った。すなわち、1質点系を仮定した運動方程式のうち、減衰項を無視したものを用いた。第1ステップの変位は線形加速度法により求めた。第2ステップ以後の変位は中央差分法により求めた値を、電気サーボ式アクチュエーターによって変位制御により与えた。また、ST法は加速度制御可能な振動台 (能力: 水平力15 tf, 上載荷重3 tf, 加速度3 g, 転倒モーメント10 tf・m) により、加速度制御加振を行った。

(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。

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



図一七 荷重-応答変位の包絡線

表一四 ひびわれ時、鉄筋降伏時、最大荷重時の、荷重と変位の測定値

供試体	(1) ひびわれ荷重時		(2) 鉄筋降伏荷重時		(3) 最大荷重時	
	荷重 (kgf)	変位 (cm)	荷重 (kgf)	変位 (cm)	荷重 (kgf)	変位 (cm)
MS89 (416)*	124.8	0.25	400.0	1.48	500.5	3.57
HS89 (359)*	143.4	0.31	430.0	1.60	503.2	2.27
NS89 (446)*	145.6	0.28	443.0	1.60	510.1	2.02

( ) 内の数値はそれぞれの供試体の試験時コンクリート圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>) を示す。

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一六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

3.1 Pseudo-Dynamic Test (SD法) による試験結果

(1) 荷重-変位関係

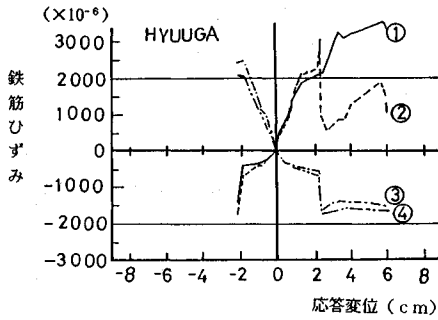


図-8 柱基部の鉄筋ひずみ-応答変位

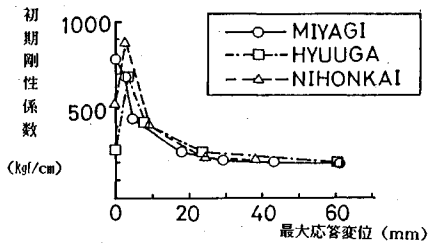


図-9 初期剛性係数-最大応答変位 (Pseudo-Dynamic Test)

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とき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 $=2000\mu$ )、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からも明ら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みられるが、変位の大きさについては必ずしも順序どおりとなっていない。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も考えられる。この点については4.(1)でさらに検討する。

(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一例として示す。この図より鉄筋の降伏ひずみ $2000\mu$ 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1.5cm程度であることがわかる。

(3) 初期剛性係数-最大応答変位

荷重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 $\Delta$ (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

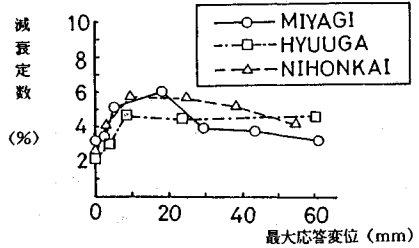


図-10 減衰定数-最大応答変位 (Pseudo-Dynamic Test)

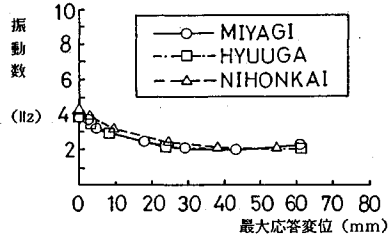


図-11 自由振動数-最大応答変位 (Pseudo-Dynamic Test)

はこのようにして得られた初期剛性係数と各载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、2.0~3.6cm)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。

(4) 減衰定数-最大応答変位

図-10は前述の载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2~3%であるが鉄筋の降伏変位(1.5cm程度)付近で最大値(4.7~6.0%)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。

(5) 自由振動数-最大応答変位

図-11は各载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。この結果より载荷前の振動数(MIYAGI, HYUUGAともに3.8Hz, NIHONKAIが4.3Hz)から、最大応答変位3.0cmまではなめらかな曲線の変化を示し、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、ほとんど違いがみられないが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、全体的にみればこの違いはそれほど大きいとはいえないので、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。

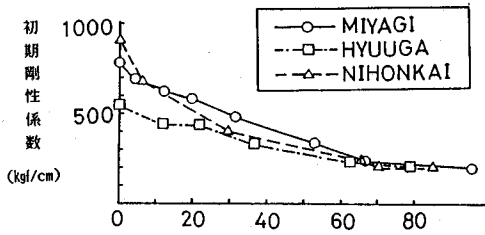


図-12 初期剛性係数-最大応答変位 (Shaking Table Test)

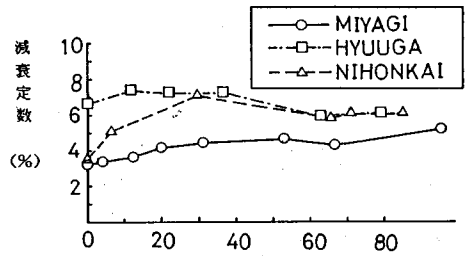


図-13 減衰定数-最大応答変位 (Shaking Table Test)

### 3.2 Shaking 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载荷方法をとったが、各载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。

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、载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。応答変位の増大とともに直線的に低下し、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みれば 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。

次に、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 2 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ら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 2 つの点の違いの生じた原因について考察すると、主な原因は明らかに両方法の载荷速度の違いにあると考えられる。すなわち、SD 法による载荷においては一段階の入力波形の载荷に要した時間が約 30~45 分

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現れたものと考えられる<sup>4)</sup>。

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、たとえば基礎の固定度、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。本研究においては、基礎の固定度は振動中の固定用鋼棒のひずみの値が 100  $\mu$  以下であったことから、固定度はほぼ完全であったと考えてよい。また、頂部の変位の計測はあらかじめ  $\pm 100$  mm でキャリブレーションを行った LVDT (ストローク  $\pm 100$  mm, 精度誤差 0.5%) を用いた。さらに、後述するように LVDT 取り付け用の固定台と振動台に加速度計を取り付けて両者の間に加速度の大きさと波形に違いがないことを確かめた。振動台そのものの変位は、別の LVDT を用いて振動台とは独立した固定点よりの変位として計測した。このような方法により計測した最大応答変位と、初期剛性係数の関係を図示した図-12 の結果より、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载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 より、減衰定数の変化をみると、NIHONKAI の変化は図-10 の SD 法の結果と同様に変位が小さいとき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みられ、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、

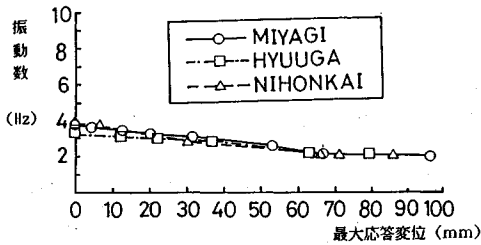


図-14 自由振動数-最大応答変位 (Shaking Table Test)

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さ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現れているが、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のとき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かか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。

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違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

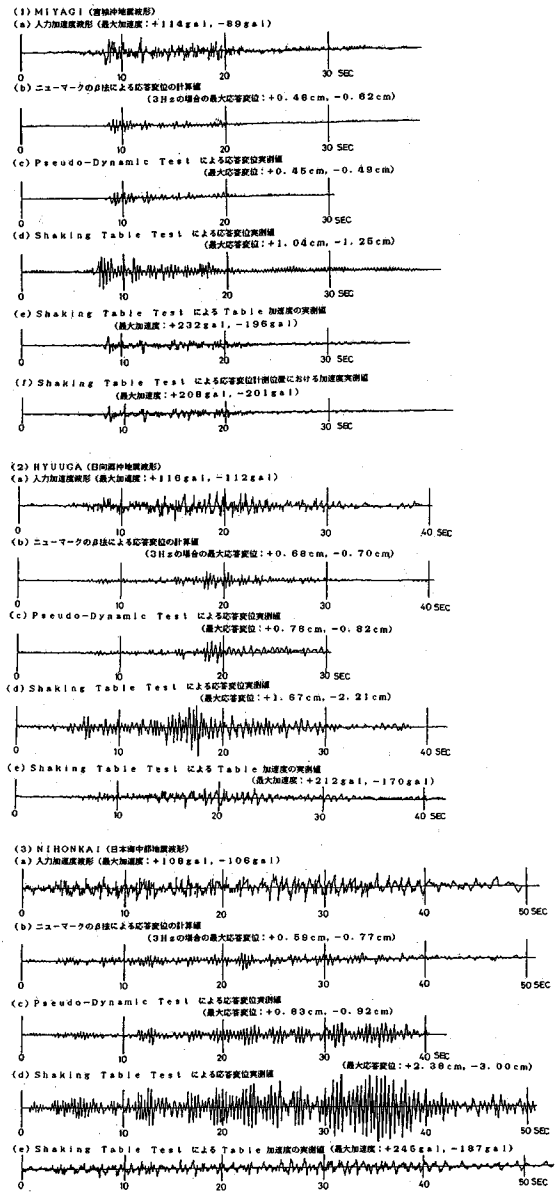


図-15 3種類の入力波形とβ法による応答変位計算値およびSD法, ST法による応答変位の実測値, ST法による振動台加速度の実測値などの比較

入力加速度波形を、また、(b)には後述するニューマークのβ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みられることがわかる。特に、NIHONKAIの場合の入力波形はⅢ種地盤(軟弱地盤)に対するものであり、周期が大きな部分(0.3秒以上)における加速度応答スペクトル $S^0$ が大きくなるという特徴をもった形であるために、他の2種の波形の場合よ

りも大きな違いがみられた。すなわち、応答スペクトル法による標準加速度応答スペクトル  $S^0$  は、MIYAGI で 200 gal, HYUUGA で 250 gal, NIHONKAI で 約 300 gal となる<sup>2)</sup> から、最大応答変位も NIHONKAI の場合が大きくなったものと考えられる。また、本実験で用いた供試体の固有振動数は 4 Hz ~ 2 Hz に変化するから、固有周期にして 0.25 ~ 0.5 秒となり、特に、NIHONKAI の場合 0.3 秒以上での共振の影響が現れたものと考えられる。以上は入力波形の種類による特徴が現れたものと考えられる。

また、Pseudo-Dynamic Test と Shaking Table Test による最大応答変位が MIYAGI で 2.4 倍, HYUUGA で 2.45 倍, NIHONKAI で 3.06 倍と大きな違いが認められたが、この原因として、まず、図-15 (1), (2), (3) 中の (e) に示した実際の振動台の加速度の計測結果と (a) の入力加速度とを比較することによりわかるように、MIYAGI で 2.11 倍, HYUUGA で 1.68 倍, NIHONKAI で 2.01 倍と振動台に実際に入力された加速度が約 2 倍の大きさであったためと考えられる。

次に変位が大きく計測されたのではないかの疑問があるが、変位計測については、図-15 (1) 中に示したように、振動台の実測加速度波形 (e) と変位計測器 (LVDT) の取り付け台の実測加速度波形 (f) の大きさと形状がほぼ一致していること、さらに前述のように、頂部と振動台変位の計測に用いた LVDT はあらかじめキャリブレーションを行っておいたことから、変位の計測は正確であったと考えられる。

したがって、振動台試験において応答変位が大きく現れた原因としては、上述のほかには、Pseudo-Dynamic Test が本質的には静的試験であるのに対して、Shaking Table Test が動的試験であるために両者で振動モードの違いの影響が考えられる。すなわち、Shaking Table Test の場合、実際に生じる振動モードが 1 次のみでなく、2 次モードによる損傷を受けた後に 1 次モードで振動するというように、結果として応答変位を大きくするような 2 次モードの影響が次に述べる供試体のひびわれの観察から推定できる。

#### (5) 供試体ひびわれおよび破壊後の様子

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みられることである。このことから ST 試験によった場合には、SD 試験の場合とは載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載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現れたものと考えられ

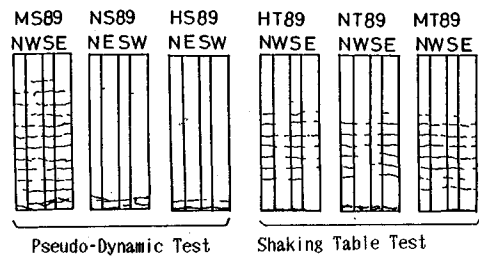


図-16 SD 法と ST 法による試験後のひびわれの様子

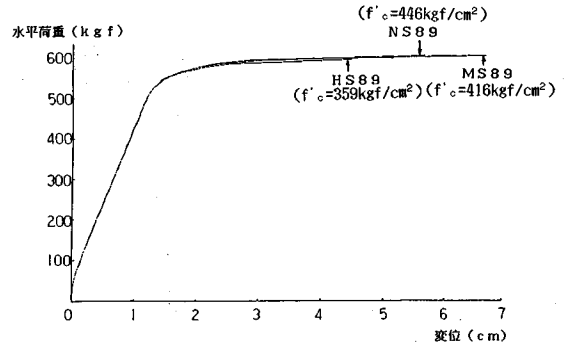


図-17 荷重-水平変位の解析結果

る。図-16 の MS 供試体のひびわれ図では全体にひびわれがみられるが、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載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い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い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行っている<sup>5)</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 (図中に示した) 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現れていないことがわかる。

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、主として波形の違いに関係する載荷速度の違い

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。

$$f = \omega / 2\pi \dots\dots\dots (1)$$

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

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

ここに、 $f$ : 振動数,  $\omega$ : 固有円振動数,  $K$ : ばね定数,  $EI$ : 曲げ剛性,  $l$ : 柱長,  $m, m_s$ : それぞれ錘および柱部の質量

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。

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

$I_e$ : 換算断面 2 次モーメント

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

ここに、 $EI_e$ : 等価曲げ剛性

$EI_i$ :  $i$  点での曲げ剛性 ( $= M_i / \phi_i$ )

$M_i, \phi_i$ : それぞれ  $i$  点における曲げモーメントと曲率

この解析方法によれば、ある損傷変位が与えられたとき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ときの最大荷重時の変位にほぼ等しい。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、静的最大荷

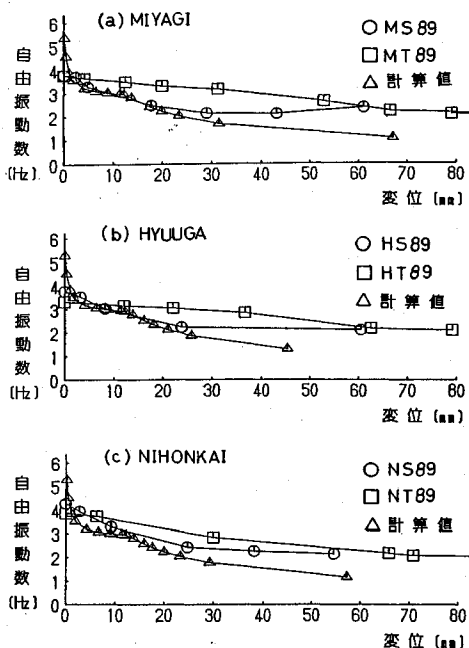


図-18 自由振動数の変化に対する実験値と解析値の比較

表-5 変位 2 cm のときの振動数の計算値と、変位 6 cm のときの ST 法の振動数の実測値の比較

供試体名	変位 2 cm のときの振動数の計算値	変位 6 cm のときの振動数の実測値 (その時の変位 cm)
MT 89	2. 232 Hz	2. 22 Hz (6. 67 cm)
HT 89	2. 236 Hz	2. 19 Hz (6. 26 cm)
NT 89	2. 239 Hz	2. 18 Hz (6. 59 cm)

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、このままで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る。

ここで図-18 を注意してみると、まず、ST 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 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 のときの振動数の計算値と変位約 6 cm のとき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

表一六 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 HYP kgf	コンクリートひずみ		変位 $\delta$ mm	振動数 $f$ Hz	3倍変位 $3\delta$ mm
		引張 $\epsilon_t$	圧縮 $\epsilon_c$			
MT89	70	170		0.98	4.04	2.93
	570		3213	21.7	[3.65] [2.22]	[4.20] [66.7]
HT89	70	175		0.98	3.90	2.93
	570		3390	22.7	[3.17] [2.20]	[12.1] [62.6]
NT89	70	174		0.97	3.91	2.91
	570		3267	22.3	[3.74] [2.09] [2.18]	[6.30] [66.9] [65.9]

注：[ ] 内の数値は実測値を示す。

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、いま、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ことを意味している。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る。

ここで、図一18の実験事実に基づいて、動的载荷（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载荷）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2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（一般的には $\alpha$ 倍）する方法。

b) 図一18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 $\alpha$ の値の求め方に問題があり、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となる。

図一18から明らかなように、上記a)法で3倍した場合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られると思われる）。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を結んだ線を仮定することも可能であろうと考えられる。

表一六はこの可能性を調べた結果を示したものである。

表一六中の水平力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3000 $\mu$ を越えたときの荷重である。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。

まず、図一18において明らかなように、ひびわれ荷重時の3倍の変位(2.9 mm)において、振動数の計算値と実測値との一致がみられること、また、表一六の結果より、終局時の変位の計算値(約22 mm)のときの振動数の計算値(約2.2 Hz)と終局時変位の計算値を3倍した変位(約65~68 mm)近くでの実測値の振動数の値は約2.2 Hzでほぼ一致していることがわかる。

このことから、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動的な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、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倍という数値の根拠は明確ではない。しかし、この倍率は本実験において、ST法による最大応答変位の大きさがSD法による応答変位の約3倍であったこととは関係なく、むしろこの倍率は供試体の形状寸法と錘の大きさ、さらには、地震波形の特性などに関連した動的相互作用に依存していると考えられる。すなわち、一般に $\alpha$ 倍するものとして推定線を仮定するには、その動的挙動を考慮したより詳しい解析に従って決定すべきであると考えられる。このことについてはb)の方法についても同様で、より実際に近いモデル（たとえば、多質点系モデルで、さらには、基礎との結合度の損傷による影響をも考慮したモデルなど）を仮定した動的解析を行い、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。このように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べき多くの問題があると考えられる。

(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みなして運動方程式(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2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。

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

ここで、 $M\ddot{x}$ : 錘の慣性力、 $C\dot{x}$ : 減衰力、 $Kx$ : 復元力

$M\ddot{x}_e$ : 地盤(コンクリート基盤)の慣性力



応答計算結果とSD法による実験結果を図-15(b), (c)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3Hz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30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

本研究は高橋脚のように長柱部材で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)および振動台試験法(ST法と略)の2通りの試験法で載荷した。

本研究の結果の範囲で明らかとなった事柄を以下に項目に従って述べる。

### (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、静的に吊した錘 $P$ (kgf)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みられる。

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法では比較的明確に現れている。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長柱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。特に入力波形の動的損傷の影響まで考慮するためにはST法の試験結果に基づく必要があると考えられる。

### (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基づいて提案する。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発生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 $\alpha=3$ であったが数値については今後の検討を要する)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ため、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と考えられる。

### (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、各波形ごとにその応答波形の形状をみると、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みられた。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。

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：課題番号01550379）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 駒田尚一、帆山公郎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ますとともに、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-2，pp.75～84，昭和61年8月。
- 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。
- 3) 岡田恒男：電算機—アクチュエーターオンラインシステムによる構造物の地震応答実験，コンクリート工学，Vol.20，No.1，pp.31～37，Jan. 1982。
- 4) 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的特性に関する研究，土木学会論文集，第354号/V-2，pp.81～90，昭和60年2月。
- 5) 岡田 清 編：最新コンクリート工学，国民科学社，pp.118～121，昭和61年3月。

(1990.7.28 受付)

## DAMAGE DEGREE OF R/C TALL PIER MODELS UNDER RANDOM LOADING TESTS

Seiji FURUSAWA, Ikuo HIRASAWA and Kazuyuki ITO

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 shaking table test. Three random waves of acceleration recorded by actual earthquakes in Japan—Miyagi, Hyuuga and Nihonkai—were induced on the specimens of R/C tall pier models. From the test results, the changes in vibration properties were examined and compared with the two damage test methods. It was found that the degree of displacement damage estimated by frequency was about the same within each test method, although the displacement damage by the shaking table test was three times larger than that by pseudo-dynamic test. This showed that the dynamic damage in frequency was mainly affected by the rate of loading.