

RC 高橋脚モデルの振動特性

古澤誠司*, 平澤征夫**, 伊藤和幸**

Dynamic Characteristics of R/C Tall Pier Models

Seiji FURUSAWA*, Ikuo HIRASAWA** and Kazuyuki ITO **

(Received March 31, 1984)

The vibrating tests of ten tall pier models were carried out. Based on the test results, a method for the prediction of the degree of the damage in reinforced concrete tall pier is proposed. This method is based on the frequency of the vibration that the tall pier models are previously damaged by the repeated over loading. The frequency of the damaged models can be evaluated from the rotation calculated by the two values of strain at both sides of the fixed end of the model.

From the test results, the relationship between the frequency and the degree of the damage is obtained. When the frequency of the undamaged specimen is taken as 1.0, if the ratio of the frequency of the damaged specimen to that of the healthy one is 0.5, the model specimen is damaged to the load level that the steels in the model are yielding, and if the ratio is 0.4, the model is damaged to the calculated ultimate load level.

The measured values of the damping factor range from 0.02 to 0.06 as described by other investigators.

1 はじめに

ヨーロッパなど諸外国では、すでに高橋脚や斜張橋の塔のような長大構造物を、鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）で施工している例は数多くある。今後我国でこのような長大 RC 構造物を造る場合、地震による構造物の動的挙動、および、振動性状を明確化し、それに基づく厳密な耐震設計を行う必要がある。

一方、建設されてから長い年月が経過し、RC 構造物が老朽化した場合のその程度、および、地震による RC 構造物の被害の程度を知ることでもある必要である。RC 構造物の損傷程度判定方法として、加藤・今枝・島田¹⁾は、

実橋および煙突の固有振動数、および、減衰定数を測定し、破壊過程における固有振動数の低下を調べている。また伊東²⁾は、RC 高架橋についての固有振動数を測定している。しかし、どちらも建設当時の固有振動数が測定されていないため、定量的な損傷判定は行われていない。

本研究は、これら二つの工学的要請に基づいた基礎的研究として、RC 高橋脚モデルを 10 体作製し、モデルが損傷を増大していく過程での、履歴の方向、および、回数による振動特性の変化の検討を行い、その結果より、モデルの損傷程度の判定を試みたものである。

2 実験概要

(1) 実験計画

実験は、つぎの要因を変化させた供試体について行っ

*工学研究科建設工学専攻 (Graduate Student, Civil Engineering)

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

た。

- a) 載荷方向……図1に示すようにⅠ方向, Ⅲ方向, V方向の3種類
- b) 載荷くり返し回数……所定の変位段階ごとに1回くり返した場合と11回くり返した場合の2種類
- c) 頂部おもり (200 kg) の有無……2種類

表1に実験計画表を示す。

表1 実験計画表

供試体名	頂部おもり	載荷条件	
		方 向	回 数
AⅠ-1	無	Ⅰ	1
AⅠ-11	無	Ⅰ	11
AV-1	無	V	1
AV-11	無	V	11
BⅠ-1	有	Ⅰ	1
BⅠ-11	有	Ⅰ	11
BV-1	有	V	1
BV-11	有	V	11
BⅢ-1	有	Ⅲ	1
BⅢ-11	有	Ⅲ	11

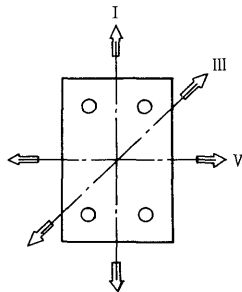


図1 載荷方向

(2) 供試体

実験に用いた供試体は, 図2に示すように断面が10×15 cm, 高さが150 cmで, 主鉄筋にはD10 (SD35) を, 帯鉄筋にはφ6を10 cm ピッチ (横力載荷部は5 cm ピッチ) で使用した。なお柱部を予め水平方向に打設しその後底部を打設した。

使用した鉄筋と柱部分のコンクリートの強度を表2に示す。

(3) 実験方法

図3に示すように供試体を反力床に固定し, 2方向の水平 Actuator を底盤上面より150 cmの位置に取り付けた。載荷は, これらの水平 Actuator により変位制御で行い, 変位は鉄筋降伏までは2.5 mm きざみ, それ以後は5.0 mm きざみ, 最大荷重をこえたら10.0 mm きざみで行い, 各段階ごとに図4に示す装置で微振動を起し,

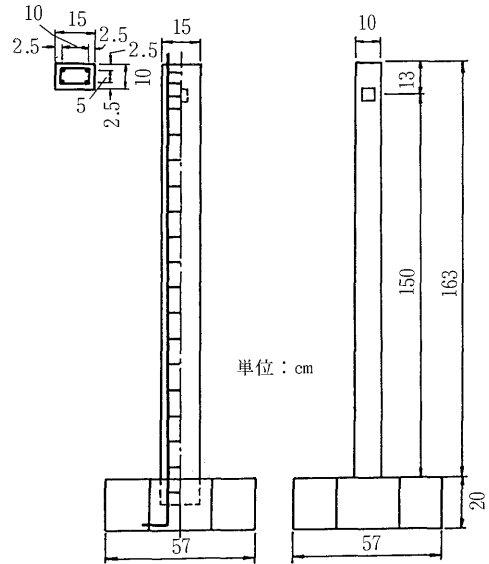


図2 供試体の形状・寸法

表2 鉄筋・コンクリート強度表

使 用 鉄 筋		
種 類	SD35 3種 (2号)	
呼び寸法	D10	
公称直径	0.993 cm	
公称断面積	0.7133cm ²	
供 試 体	A	B
降伏点応力	3,810kg/cm ²	3,906kg/cm ²
引張強度	5,630kg/cm ²	5,648kg/cm ²
弾性係数	2.04×10 ⁶ kg/cm ²	2.10×10 ⁶ kg/cm ²

コンクリート強度					
供試体名	AI-I	AI-11	AV-1	AV-11	BI-1
圧縮強度kg/cm ²	424	420	427	376	338
弾性係数×10 ⁸ kg/cm ²	3.31	3.05	3.00	3.08	2.59
	BI-11	BV-1	BV-11	BIII-1	BIII-11
	315	304	274	376	271
	2.60	3.01	2.17	2.92	2.26

加速度計による波形をラビコーダに記録した。記録された波形より自由振動数, および, 減衰定数を求めた。

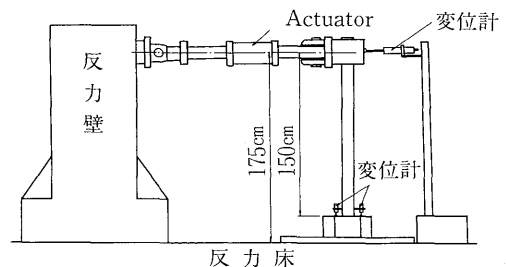


図3 載荷装置

(4) 計測

実験において、載荷荷重、供試体の載荷点での変位、供試体下端における浮上り、めり込み変位、供試体下端におけるコンクリート、主鉄筋のひずみを計測した。

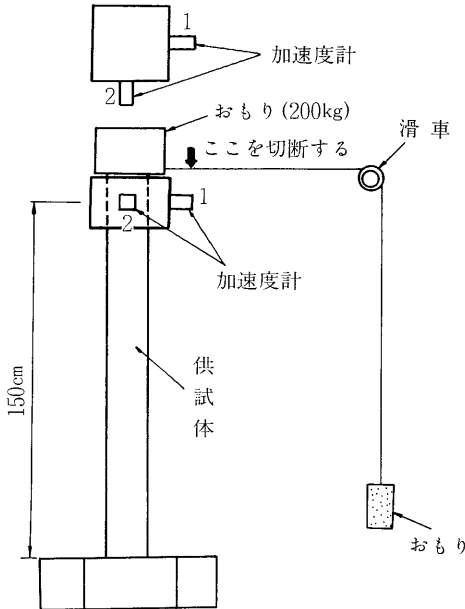


図4 振動装置

3 RC 構造物の振動性状

検討すべき振動性状としては、自由振動数、および、減衰定数があげられる。それらを決定する要因としては、構造物の剛性、質量、および、消費エネルギーが考えられる。

(1) 自由振動数

RC 構造物の重要な特性として、履歴を受けることにより、コンクリートのひびわれや局所的な欠落によって剛性が低下していくことがあげられる。剛性の変化は、構造物の質量とともに、固有周期の変化を決定する重要な要因である。

今回実験を行った供試体を、図5に示すモデルと考えると、モデルの剛性がわかれば式(1)により自由円振動数が求められ、式(2)によって自由振動数が求められる³⁾。

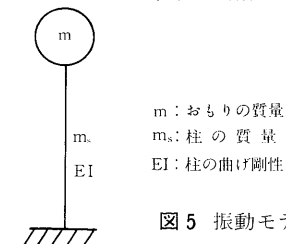


図5 振動モデル

$$\omega_0 = \sqrt{k/(m + 0.23 m_s)} \quad (1)$$

$$k = 3 EI / \ell^3$$

$$f = \omega_0 / 2\pi \quad (2)$$

ω_0 : 自由円振動数

f : 自由振動数

本文では、次の2つの方法によって剛性の変化を求めてみた。

a) 中立軸の位置を計算で求めることにより、曲げ剛性を求める⁴⁾。

b) 実験で測定した引き抜きあるいは押し込み変位の実測値より曲率を求め、曲率から曲げ剛性を計算する。

a), b) 二つの方法によって求めた断面の剛性を使って、自由振動数を求めた。

これとは別に、図4の装置によって実験で得られた自由振動記録から、自由振動数を求めた。

自由振動記録の一例を図6に示す。式(3)、式(4)より、自由振動数 f と減衰定数 h_f が求められる⁵⁾。

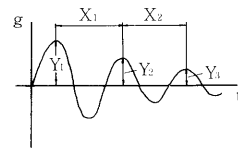


図6 波形記録

$$n = -b$$

$$T = \sum (X_{iH} - X_i) / (N - 1)$$

$$\delta = \log_e (Y_n / Y_{nH}) = nT$$

$$\omega = 2\pi / T$$

$$p = \sqrt{\omega^2 - n^2}$$

$$C_d = 2mn$$

$$C_{cr} = 2mp$$

$$f = 1/T \quad (3)$$

$$h_f = C_d / C_{cr} \quad (4)$$

ここで

n : 減衰係数 T : 周期 δ : 対数減衰率

ω : 円振動数 p : 固有円振動数

C_d : 粘性減衰係数 C_{cr} : 限界減衰係数

f : 振動数 h_f : 減衰定数

(2) 等価減衰定数

等価減衰定数の算定法は、大沢・柴田によって提案されている方法によった⁶⁾。この方法は、履歴曲線の囲む面積に相当するエネルギーが振動系から消費されてゆくため、この曲線により囲まれる面積に相当するエネルギ

一と位置エネルギーとの比率で, 等価減衰定数を表現できるとするものである。

具体的な計算方法を図7に示す。

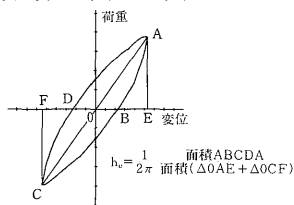


図7 等価減衰定数の求め方

4 実験結果と考察

(1) 耐荷力

図8(a)(b)(c)(d)(e)(f)(g)(h)(i)(j)に各供試体の履歴曲線を示す。

この図はいずれも水平 Actuator の電圧から XY レコーダーを通して書かせたもので, 縦軸に荷重を, 横軸には変位をとったものである。

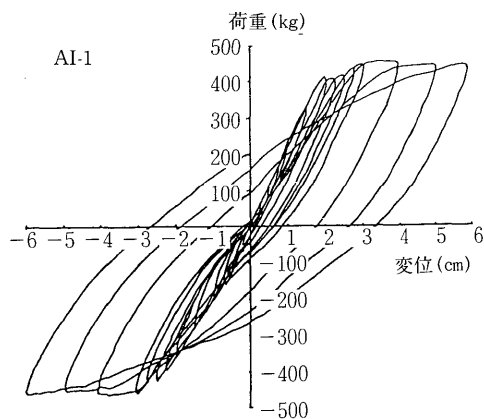


図8(a) 履歴曲線 (AI-1)

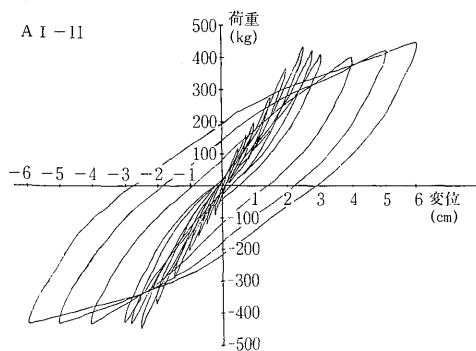


図8(b) 履歴曲線 (AI-11)

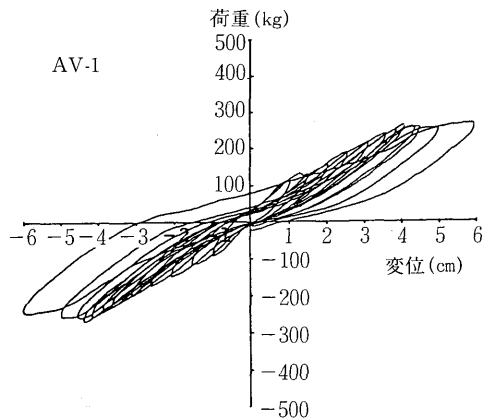


図8(c) 履歴曲線 (AV-1)

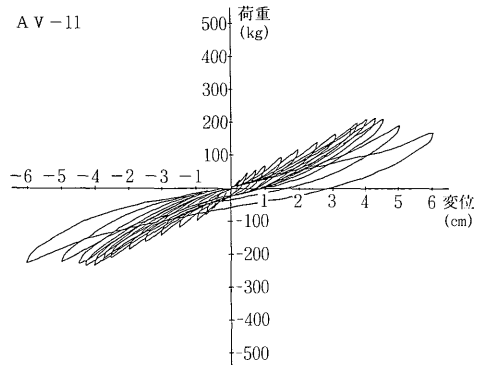


図8(d) 履歴曲線 (AV-11)

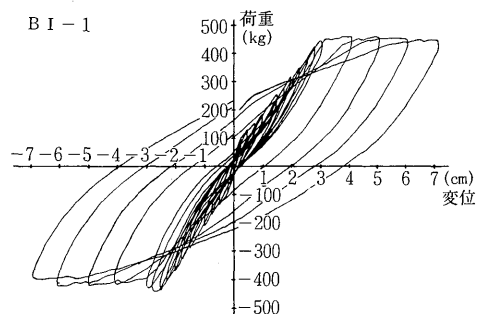


図8(e) 履歴曲線 (BI-1)

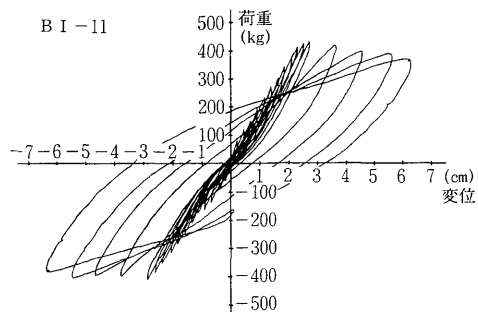


図8(f) 履歴曲線 (BI-11)

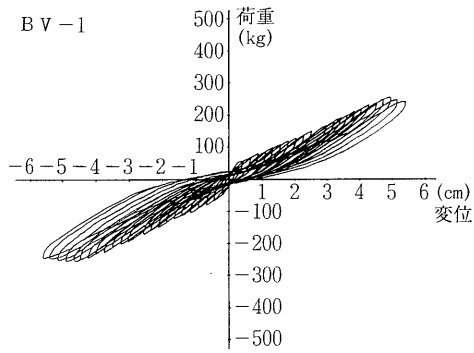


図 8(g) 履歴曲線 (BV-1)

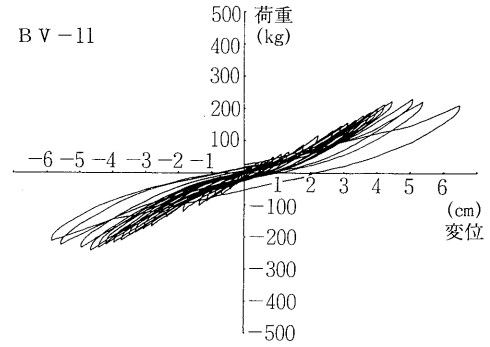


図 8(h) 履歴曲線 (BV-11)

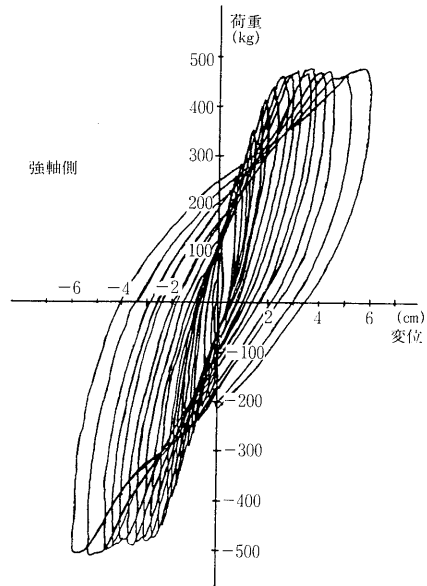
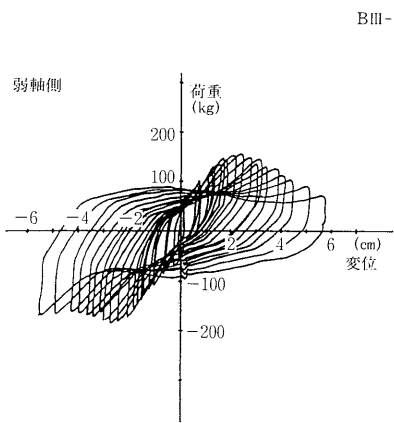


図 8(i) 履歴曲線 (BIII-1)

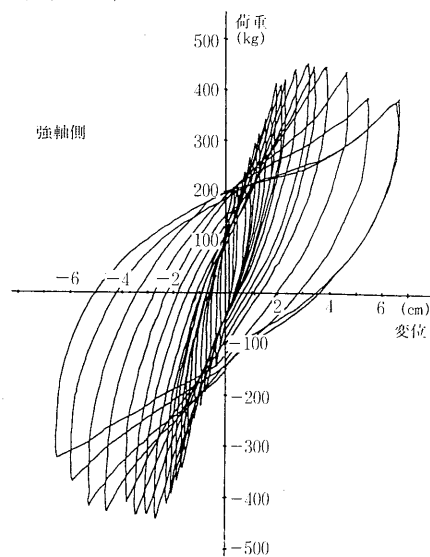
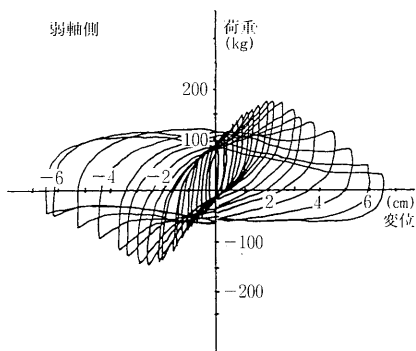


図 8(j) 履歴曲線 (BIII-11)

図9(a)(b)(c)に、縦軸に図8(a)(b)(c)(d)(e)(f)(g)(h)(i)(j)の正と負の荷重の絶対値の平均をとり、横軸に変位をとった荷重～変位曲線を示す。

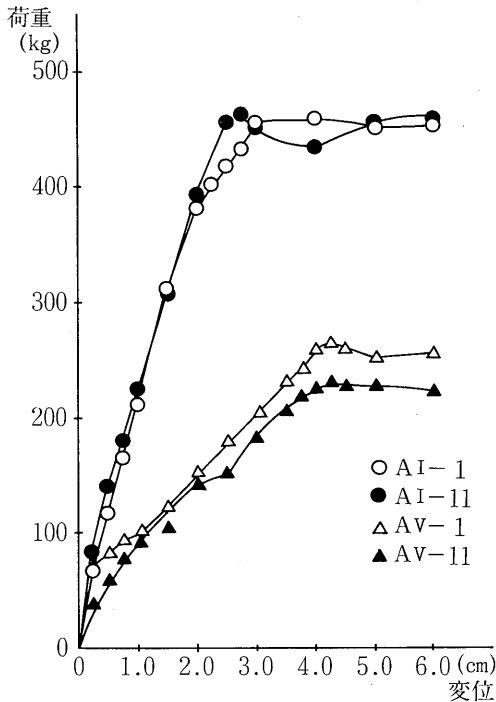


図9(a) 荷重～変位曲線

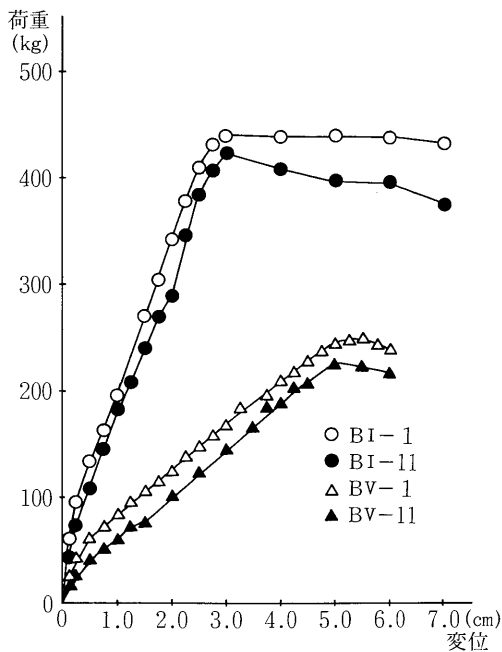


図9(b) 荷重～変位曲線

図9(a)(b)(c)より以下のことがわかる。

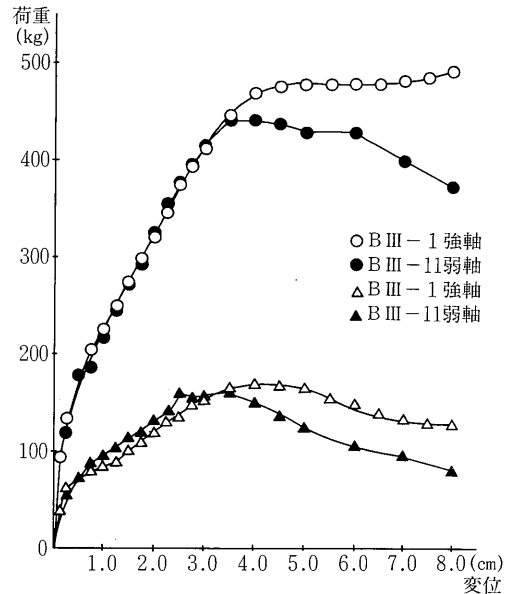


図9(c) 荷重～変位曲線

a) 載荷方向による違い

載荷方向の違いによる影響は、最大荷重の大きさとしては、Ⅲ方向が一番大きく520 kg、次にⅠ方向の435 kg、Ⅴ方向の252.5 kgの順である。次に最大荷重時の変位についてみれば、Ⅰ方向が1番小さく次にⅢ方向、Ⅴ方向の順である。これは、剛性の違いによるもので、Ⅰ方向の方がⅤ方向よりも剛性が大きいためである。

b) くり返しの影響

くり返しの影響は、最大荷重の大きさと最大荷重を過ぎてからの荷重の低下に現われている。最大荷重の大きさの低下の一番大きなものはⅢ方向で、次にⅠ方向、Ⅴ方向の順である。同様に、最大荷重を過ぎてからの荷重低下量も、Ⅲ方向、Ⅰ方向、Ⅴ方向の順である。このことより、くり返しの影響が一番大きなものは、Ⅲ方向のものであり、次にⅠ方向、Ⅴ方向の順であることがわかる。Ⅲ方向のものが、くり返しによって耐力の低下が著しいのは、隅角部のコンクリートの局部的欠落によるものとみられる。

a) 頂部おもりの影響

頂部おもりの有無による最大荷重の大きさについてみると、コンクリート強度が異なるために一概にはいえないが、頂部おもりの無いほうがいくぶん大きくでている。おもりを有することによる影響は、最大荷重を過ぎてからの荷重の低下が、おもりの無いものでは低下しないのに対し、おもりを有するものは低下することである。

(2) 自由振動

a) 振動数の変化

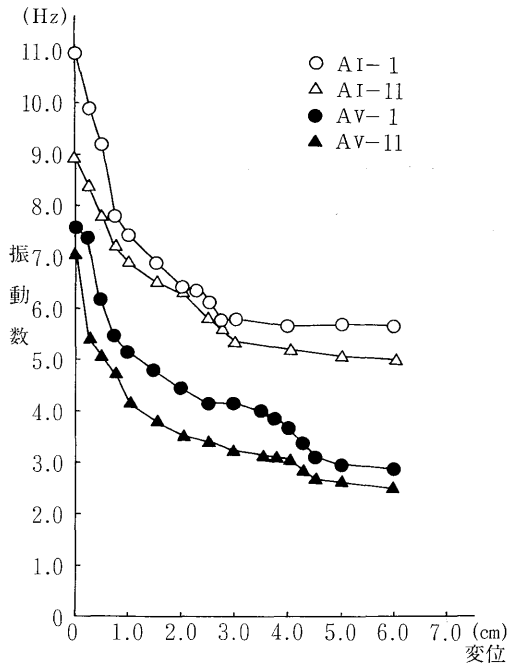


図10(a) 振動数の変化

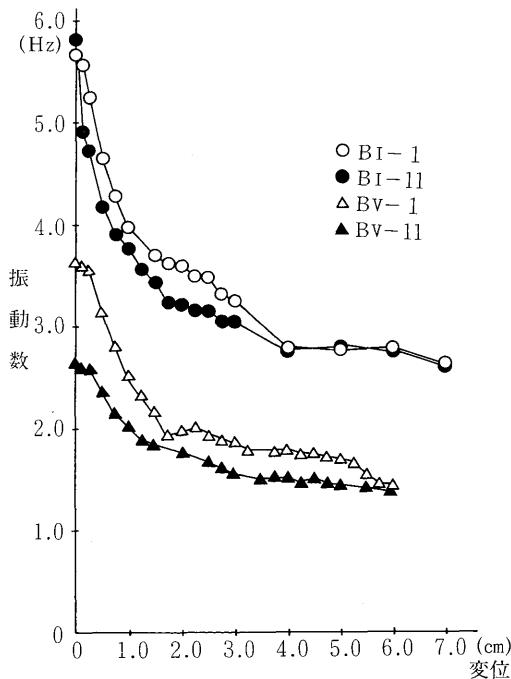


図10(b) 振動数の変化

図10(a)(b)(c)は、縦軸に振動数を、横軸には変位をと

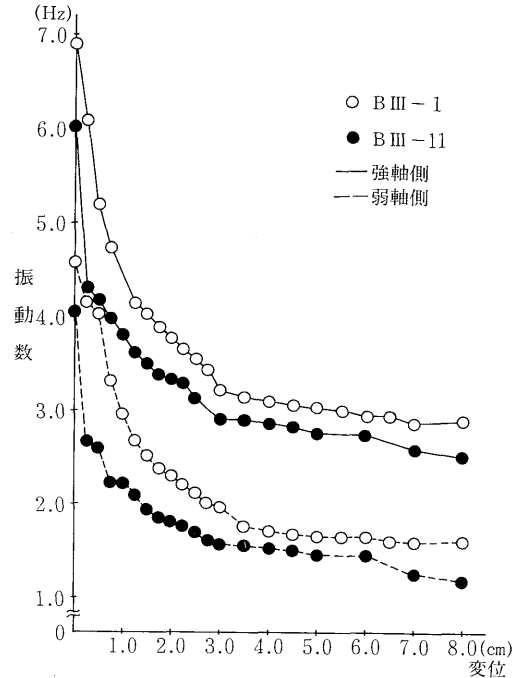


図10(c) 振動数の変化

ったものである。この図より、供試体の損傷によって振動数も変化していることがわかる。なお、この図のA I - 11 と B V - 11 は、載荷前にひびわれが入っていたため、始めから低い振動数を示している。

次に、振動数の変化を調べるために、振動数を無次元化して示したものが図11(a)(b)(c)である。

図11(a)(b)(c)は、縦軸に損傷を与えられる前の自由振動数を100%として(ただしA I - 11 と B V - 11 は載荷前にひびわれが認められたので、A I - 1 と B V - 1 の無載荷時の振動数を100%として用いた。)振動数率の変化の様子を示したものである。図11(a)(b)(c)より、振動数の変化は、ひびわれ発生によって急激に低下し、その後は一定の傾きで低下して行くが、鉄筋の降伏荷重付近で傾きが緩やかになり、一時横ばい状態を示す。さらにその後は、最大荷重まで振動数は低下を続け、一定の振動数で止まるという挙動を示す。振動数を無次元化したこの図からは、おもりによる影響は、顕著には認められない。Ⅲ方向の結果は、強軸・弱軸の2方向の振動波形から得た振動数を示しているため、直接他のものとの比較は困難である。

b) 載荷方向の影響

次に、荷重を無次元化して図12(a)(b)(c)を示す。

図12(a)(b)(c)は、縦軸に無載荷時を100%とした振動数率を取り、横軸には最大荷重を100%とした荷重百分率で示したものである。図12(a)(b)(c)より、最大荷重の

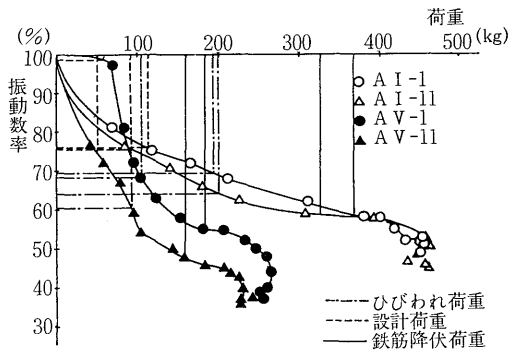


図11(a) 振動数率の変化

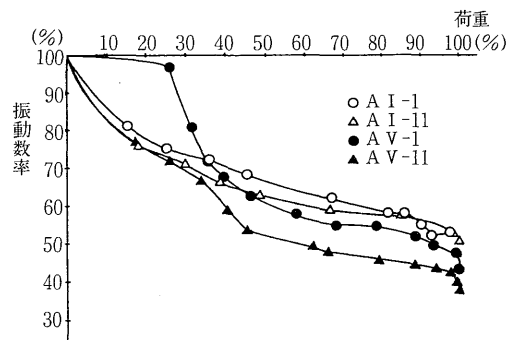


図12(a) 振動数率の変化

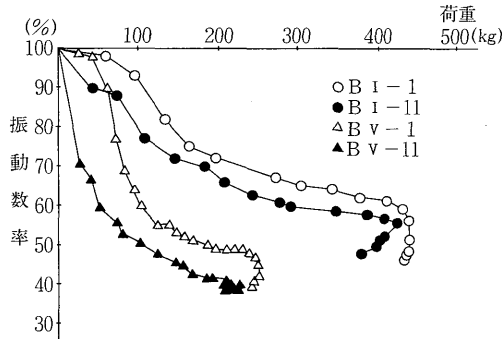


図11(b) 振動数率の変化

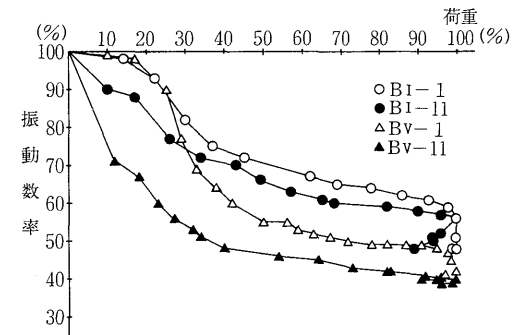


図12(b) 振動数率の変化

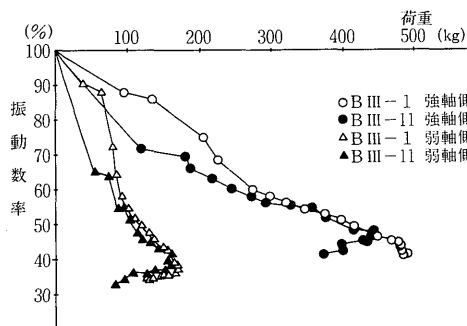


図11(c) 振動数率の変化

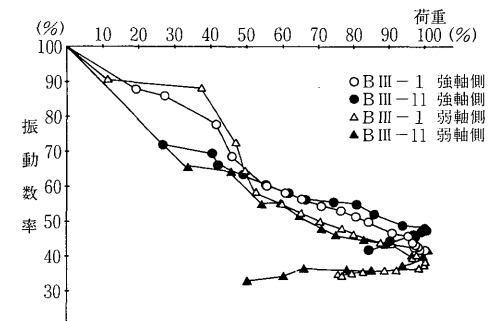


図12(c) 振動数率の変化

40%付近において、載荷方向による違いが傾きの違いとなって現われている。すなわちV方向のものは、この点付近で急激に低下する傾向を示していることがわかる。

c) くり返しの影響

くり返し回数が振動数に与える影響は、設計荷重以後において、11回履歴を受けたものが1回履歴を受けたものより小さな振動数率を示していることである。

d) 損傷度の判定

表3は、図11(a)(b)(c)より供試体の損傷程度と振動数率の関係を示したものである。

表3より、損傷を受ける前の自由振動数を100%とした場合、各損傷程度における振動数の測定結果から次の範囲を得た。すなわち、ひびわれ荷重時で99~75%、

表3 振動数率

供試体	振動数率(%)				
	載荷前	ひびわれ荷重時	設計荷重時	鉄筋降伏荷重時	計算終局荷重時
AI-1	100	76	69	60	51
AI-11	100	76	65	59	44
AV-1	100	99	68	55	53
AV-11	100	75	61	49	38
BI-1	100	97	72	61	51
BI-11	100	85	67	54	53
BV-1	100	94	60	49	43
BV-11	100	84	68	59	55
BV-11*	73	59	53	42	40

* BV-1の載荷前振動数を100%とした時

設計荷重時で 72~60%，鉄筋降伏時で 61~49%，終局強度計算値到達時で 55~38%であった。この表より振動数を無次元化した場合の振動数率の変化に与える頂部おもりの有無の影響は、ひびわれ荷重時ではみられたが、それ以後ではそれほど顕著には見られなかった。

このことより、振動数率から逆にその供試体の損傷程度を判断することが可能であると考えられる。すなわちある供試体（あるいは、同様な形式の構造物、例えば高橋脚など）の振動数率が 75, 60, 50, 40% に低下したものとすれば、それぞれ、ひびわれ荷重、設計荷重、鉄筋降伏荷重、終局荷重計算値に達した損傷を受けたものと判定することが可能である。

(3) 減衰定数

図 13 (a)(b)(c) に減衰定数の変化を示す。

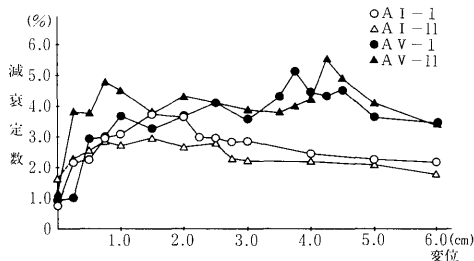


図 13(a) 減衰定数の変化

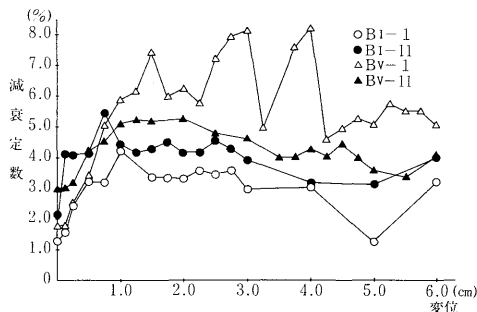


図 13(b) 減衰定数の変化

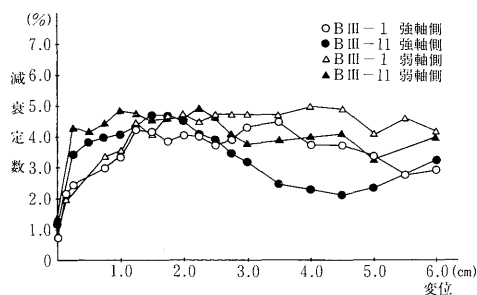


図 13(c) 減衰定数の変化

図 13 (a)(b)(c) は、縦軸に減衰定数の変化をとり、横軸

に水平変位をとったものである。この図より、減衰定数はひびわれ発生後増加の傾向を示すことがわかる。各方向とも履歴を受けていない場合の減衰定数は、0.76~2.13 (平均 1.23) である (ただし、AI-11, BV-11 は、載荷前にひびわれが認められていたので除いた)。ひびわれ荷重以後は、ほぼ 2~6% の範囲で変化した。実際の独立橋脚で測定された結果も、また設計に用いられる減衰定数もこの範囲に入っている場合が多い。³⁾

振動方向による違いは、弱軸方向の減衰定数が強軸方向のものより大きくなる傾向を示した。また、くり返し回数の影響は、10 回程度のくり返し回数の違いでは、減衰定数に顕著な違いは認められなかった。

(4) 計算結果とその適合性の検討

a) 振動数

振動数の計算は先に述べた 2 つの方法で行った。実測値との比較を図 14 に示す。

図 14 は、縦軸に振動数率を、横軸には最大荷重を 100% とした荷重比で、適合性の検討をしたものである。図中、実線は実測の振動数率の変化であり、黒丸・黒三角は実測の曲率から求めた振動数率、および、点線は断面の曲げ剛性を計算で求め、その曲げ剛性から求めた振動数率の変化である。

図より、曲率から計算した振動数率は、実測値とよく合致していることがわかる。これは、端部曲率の実測値を用いたものは、鉄筋の引き抜け押し込みの影響を含んでいるためであると考えられる。一方、断面の曲げ剛性から求めた振動数率は、ひびわれ荷重時と鉄筋降伏時の 2 点のみで一致するが、中間は合致していない。このことより、固定端部の曲げ剛性の変化をより正確に求めることができたならば、その時の振動数も比較的精度よく推定することができると考えられる。

b) 減衰定数

図 15 に、実測の減衰定数と計算で求めた等価減衰定数を比較して示す。

図 15 は、縦軸に減衰定数の変化を、横軸に水平変位をとったもので、実線は実測値、点線は計算値である。比較は、BI-1, BV-11 の 2 体についてのみ行った。

この図より得られた等価減衰定数は実測値より 2~3% 程度大きめの値を与えているが、定性的には減衰定数の変化の傾向を、比較的よく表している。しかし、定量的な比較のためには今後数多くの検討が必要であると考えられる。

5 まとめ

損傷を受けた RC 構造物の損傷程度を判定する方法として、ここでは振動数の変化による方法を取り上げ、実

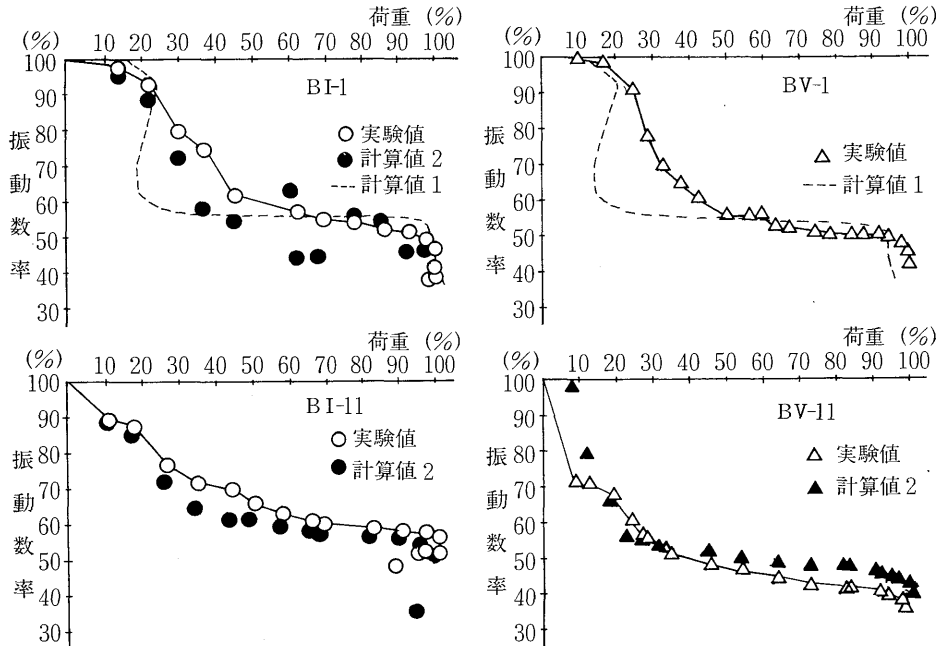


図14 実験値と計算値の比較 (振動数)

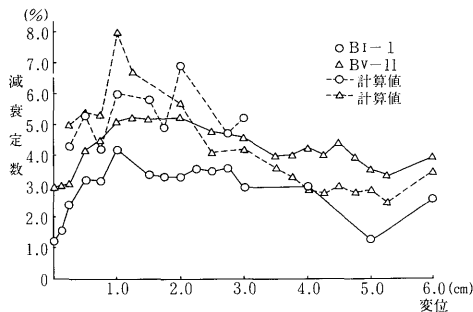


図15 実験値と計算値の比較 (減衰定数)

験的検討を試みた。

10 体の高橋脚モデルに、静的かつ段階的に損傷を与え、各段階における自由振動数の変化を測定した。

その結果、自由振動数の低下割合から損傷程度を判定することが可能であることが明らかとなった。

本実験の結果、得られた事柄をまとめると次のようである。

(1) RC 角形断面柱の水平荷重載荷によって得られる荷重～変位曲線において、所定の各段階の変位ごとに 1 回のくり返し履歴を受けたものと 11 回のくり返しを受けたものとを比較すると、11 回のくり返しを受けたものが、最大荷重を過ぎた後の荷重低下割合が大きくなる。また、その低下割合は載荷方向によって異なり、

1 軸曲げ載荷のものより 2 軸曲げ載荷を受けたものの方が大きくなる。

(2) RC 高橋脚モデルの受けた損傷程度と自由振動数率の低下の関係は、10 体のモデル供試体より次の範囲が得られた。

損傷を受ける前の自由振動数を 100% とした場合、

- a) ひびわれた荷重時の振動数率 99～75%
- b) 設計荷重時の振動数率 72～60%
- c) 鉄筋降伏時の振動数率 61～49%
- d) 終局強度計算値到達時の振動数率 55～38%

このことより、逆にある供試体の振動数率が 75, 60, 50, 40% に低下したものとすれば、それぞれ、ひびわれ荷重、設計荷重、鉄筋降伏荷重、終局荷重計算値に達した損傷を受けたものと判断することが可能であると考えられる。

(3) 2 種類の方法による振動数の算定値、すなわち、(a) 各荷重段階における断面の曲げ剛性を用いる方法、および、(b) 供試体固定端より 10 cm の区間で実測した曲率を用いる方法、によって求めた振動数の値を実測の振動数と比較した結果、実測の曲率を用いた方が適合性がよいことが明らかになった。このことは、固定端の 1 断面の曲げ剛性の変化だけから振動数の変化を推定することは不適當であり、主鉄筋の固定端よりの引き抜け、あるいは押し込みの影響を含めた解析を行う必要があることを示していると考えられる。

(4) 減衰定数の実測値は、ひびわれ荷重以後、ほぼ 2 ～

6%の範囲で変化した。その振動方向による違いは、弱軸方向の減衰定数が強軸方向のものより大きくなる傾向を示した。実験によって得られた荷重～変位曲線の1サイクルが囲む面積より求めた等価減衰定数の計算値は、方向による影響はほぼ上述の傾向を示したが、いずれの方向に対しても2～3%程度大きめの値を与えたので、なお今後の検討が必要であると考えられる。また、減衰定数に及ぼすくり返し回数の影響は、10回程度のくり返し回数の違いでは顕著には認められなかった。

6 あとがき

本研究は、昭和57年度・58年度の平澤研究室で行った実験結果の一部をまとめたものである。実験の遂行に当り、御指導頂いた中部大学愛知五男講師、林克己技術員ならびに、共に実験を行った57年度卒研究生、吉村正次氏・58年度卒研究生、石竹美彦・伊藤隆明・伊藤天仁・太田慎司・小木曾直浩・葛山正弘・加藤和広・川瀬晴弘

石川孝佳の諸氏に深謝します。なお本研究は、昭和57年度および58年度中部工業大学総合工学研究所研究費によるものである。

参 考 文 献

- 1) 加藤雅史, 今枝靖和, 島田静雄; コンクリート構造物の供用期間における振動特性の変化, 土木学会第37回年次学術講演会概要集, 第V部, 1982
- 2) 伊東昇; 振動測定によるコンクリート橋の点検法について, 土木学会第38回年次学術講演会概要集第1部, 1983
- 3) 亘理厚著; 機械振動学 共立出版 (昭31)
- 4) 平澤征夫, 矢村潔, 藤城信広; 鉄筋コンクリートはりの2軸曲げの終局強度について, 27回セメント技術大会 昭和48・5
- 5) 西山啓伸, 小寺重郎著; 橋りょうの耐震計算 山海堂 (昭54)
- 6) 大沢胖, 柴田明德; 構造物の履歴特性と振動減衰性, 日本建築学会論文報告集第66号, 昭35・10