

コンクリートの動的粘弾性定数 ならびにポアソン比について

DYNAMICAL VISCO-ELASTIC CONSTANTS AND POISSON'S RATIO OF CONCRETE

畑野 正*・渡辺 啓行**

By Tadashi Hatano and Hiroyuki Watanabe

1. 緒 言

構造物の耐震問題を取扱うとき、その材料力学的性質として、弾性と流体粘性とを併立させた形を考えるのがいまなお大部分である。これに対し先に著者の1人は、コンクリートや岩や土のごとき粘弾性体の場合、少なくとも Maxwell-kelvin 体のごとき工学模型を採用して考察するでなければ、物性の面からもその表現はきわめて不正確¹⁾となり、振動論的にも実態を説明することが困難である²⁾ことを主張した。ついで著者達は粘土、砂、碎石の各一種につき、Maxwell-kelvin 体としての粘弾性定数ならびにポアソン比を求め³⁾、これを構造物の震動解析に適用する方法⁴⁾を示した。

コンクリートについては既述のごとく著者の1人の研究¹⁾において、粘弾性定数につき具体的数値の例をあげ

たが、実際構造物の震動解析に使用するにはなお足りない。また、その後のこの面の研究もほとんど見当らない。そこでここに2種類のみの配合のコンクリート供試体ではあるが、一軸の周期的圧縮荷重実験を破壊ひずみの1/3以下の範囲において詳細に行ない、コンクリートの物性を実際の震動解析に使用できるように表現することを試みることにした。

もちろんコンクリートといっても、その与えられた条件により力学特性がきわめて広範囲な変化を示すと考えられるが、個々の条件に応じた物性を示すための一般的な方法を目指した一つの例としてここに提示したいと考える。

2. 実験の方法

周期的圧縮荷重をコンクリートの供試体に加えるた

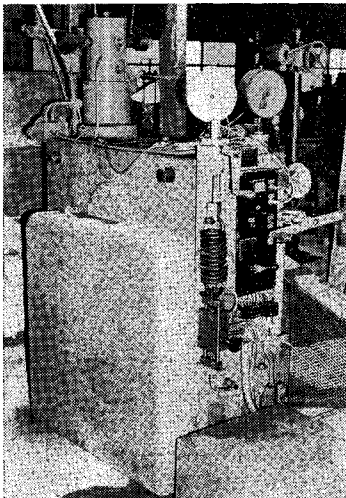


Photo 1

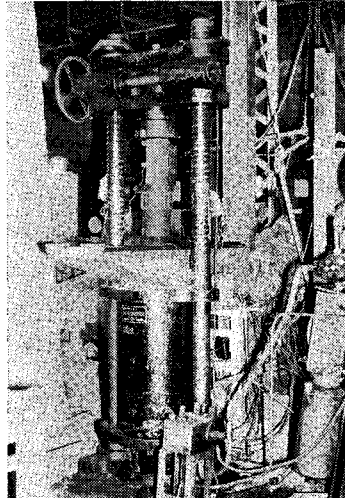


Photo 2

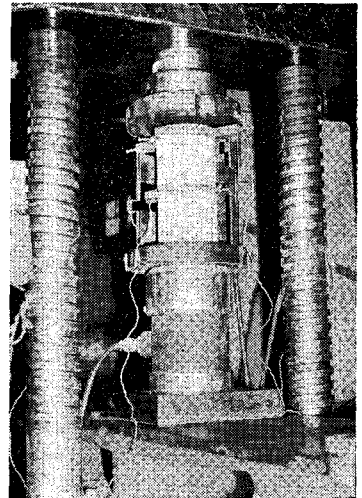


Photo 3

* 正会員 工博 電力中央研究所 技術第一研究所
** 正会員 電力中央研究所 技術第二研究所

め、容量 50 t の pulsator を 100 t のアムスラー耐圧試験機に連結して用いた (Photo 1, 2)。pulsator は無段変速機付モーターにより駆動され、その能力は 0~50 t の全荷重の間の任意の範囲内で周波数 0.4~9.0 c/s、荷重振幅 ±(0~20 t) の脈動荷重を与えられるものである。Photo 3 に示すように、円筒供試体上部には、4 本の針状ビスで鋼製リングを固定し、供試体縦方向の変形は、この鋼製リング支点と供試体を載せた下部加圧板との間の鉛直距離の変化としてワイヤストレーンゲージを貼った π ゲージにより測った。 π ゲージは直径をはさむ 2 母線に沿って 2 本使用し、両方の変形の平均値として記録した。供試体横方向の変形は、供試体中央高さで直径とこれをはさむ 2 母線の交点の位置に、雌ねじを切った小さな板状の金具をスーパーセメダインで貼りつけ、これにコの字形の剛な脚を持つ π ゲージを取り付け、直径の変化として記録した。また、ワイヤストレーンゲージによる容量 100 t の圧力計を前述下部加圧板の下に置き荷重が圧力計を介して供試体に加わるようにしてある。

供試体に載荷するにはアムスラー試験機の upper head を固定しておき、供試体はその上面がこれより 2~3 cm 下方に位置するよう据え付ける。pulsator を始動させると、アムスラー試験機の ram が次第に上昇し、供試体上面がアムスラー試験機の upper head 下部に接触するようになる。このとき微小振幅の圧力が供試体に加わるようになり、この圧力を予定の荷重となるよう調節する。供試体上面がアムスラー試験機の upper head 下面に接触してから予定荷重状態となるまで 20~25 回の載荷繰り返し数を必要とする。予定荷重状態に達した後、無段変速機により荷重の振動周波数を 0.4→1.5→3.0→4.5→6.0→7.5→8.8→6.0→3.0→0.4 (c. p. s.) の順に変化させ、各周波数ごとにほぼ一定の繰り返し回数を与えた。載荷開始から除荷までに要した繰り返し回数はおおむね 4800 回であった。同一の周波数を往復 2 回与えてあるのは載荷繰り返しの影響の有無を確か

めるためである。

供試体上面がアムスラー試験機の upper head 下部に接触してから除荷までの全行程を圧力および各変形とも電磁オシログラフに同時記録した。

実験は配合容積比 1:3:5 および 1:4:7 の 2 種類のコンクリートについて行なった。これらの材料、配合は Table 1, 2, 3 に示してある。供試体は直径 10 cm、高さ 20 cm の円筒で、前述した横方向変形測定用の金具を貼りつけるのに要する半日を除き、実験直前まで 20°C の水中に養生した。材令は 28 日を中央にはさんだ前後 3 日間で行なった。

実験の種類は、供試体に加わる圧力が、

$$\sigma = a + b \sin \omega t \dots\dots\dots (1)$$

で与えられるので、いま

$$K = a/b \dots\dots\dots (2)$$

として、 a と K との組合せにより Table 4 に示すようなものとし、各コンクリートの種類ごとに 16 本ずつ試験した。この場合 σ の大きさとしては、一般コンクリ

Table 1 Properties of Cement

1) Chemical Composition (%)							
Ig. Loss	Irs. R.	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃
0.5	0.6	23.2	4.1	3.9	64.2	1.1	1.9
2)		3) Strength of Standard Mortar					
Sp. Gr.	Finess (Blaine)	3 day	7 day	28 day	Flow		
3.20	3220 cm ² /g	108 kg/cm ²	171 "	369 "	249 mm		

Table 2 Properties of Aggregates

	SpGr.	Max Size	Gradation			
			Gravel	Sand		
			Sagami River Natural Agg.	2.75	25 mm	25~20 mm
		2.5~1.2 "				15%
20~15	25%	1.2~0.6 "				25%
		0.6~0.3 "				25%
15~10	25%	0.3~0.15 "				15%
		10~5				25%

Table 3 Tested Concrete

Test No.	Age in Weeks	Mix Proportion					Slump	Volume Ratio C : S : G
		Cement	Water	Sand	Gravel	W/C		
1	4	300 kg/m ³	150 kg/m ³	710 kg/m ³	1264 kg/m ³	50%	9.5 cm	1 : 3 : 5
2	4	220 kg/m ³	143 kg/m ³	781 kg/m ³	1276 kg/m ³	65%	5.0 cm	1 : 4 : 7

Table 4 Classification of Tests

Test No. 1 (1:3:5 Concrete)			
$K = a/b$	a		
	103~106 kg·cm ⁻²	77~79 kg·cm ⁻²	52~53 kg·cm ⁻²
2.00~2.09	No. 1-1-1, 1-1-2	No. 1-4-1, 1-4-2	No. 1-7-1, 1-7-2
3.40~4.16	No. 1-2-1, 1-2-2	No. 1-5-1, 1-5-2	No. 1-8-1, 1-8-2
5.42~6.04	No. 1-3-1, 1-3-2	No. 1-6-1, 1-6-2	

Test No. 2 (1:4:7 Concrete)			
$K = a/b$	a		
	64~66 kg·cm ⁻²	51~53 kg·cm ⁻²	39~40 kg·cm ⁻²
1.49~1.55	No. 2-1-1, 2-1-2	No. 2-4-1, 2-4-2	No. 2-7-1, 2-7-2
2.01~2.16	No. 2-2-1, 2-2-2	No. 2-5-1, 2-5-2	No. 2-8-1, 2-8-2
2.51~2.58	No. 2-3-1, 2-3-2	No. 2-6-1, 2-6-2	

一軸破壊ひずみの1/3以下に縦方向全ひずみがおさまるように選んである。また、各供試体ごとに式(1)に示す圧力 σ 、縦方向全ひずみ ϵ_v 、横方向全ひずみ ϵ_h 、 a に対応する縦・横方向ひずみ ϵ_{va} 、 ϵ_{ha} 、各ひずみの振動部分 ϵ_{vb} 、 ϵ_{hb} 、残留ひずみ ϵ_{vr} 、 ϵ_{hr} 、载荷継続時間 t_d 、载荷くり返し回数 N を測定した。

3. 実験の結果

実験記録から供試体に加えられた応力とひずみの関係を求めた例として Fig. 1 (a) には 1:3:5 コンクリートの圧力と縦方向のひずみの関係の例を Fig. 1 (b) には応力とこれによる横方向ひずみの関係の例を示してある。Fig. 2 (a), (b) には 1:4:7 コンクリートに対する同様の関係の例を示してある。

式(1)に示す周期的圧縮応力の振幅 b と対応する鉛直ひずみの振幅 ϵ_{vb} 、および対応する水平ひずみの振幅 ϵ_{hb} とにより、動的ヤング率 E_d と動的ポアソン比 ν_d とをつぎのように定義する。

$$E_d = b / \epsilon_{vb} \dots\dots\dots (3)$$

$$\nu_d = |\epsilon_{hb}| / |\epsilon_{vb}| \dots\dots\dots (4)$$

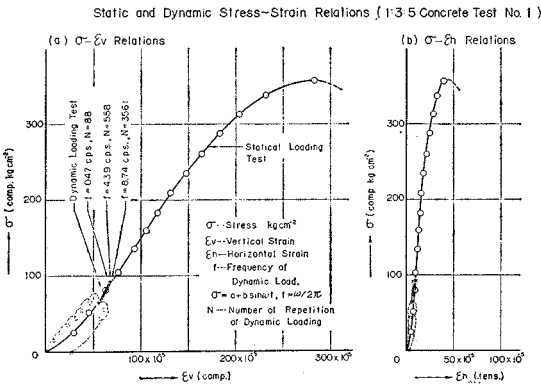


Fig. 1

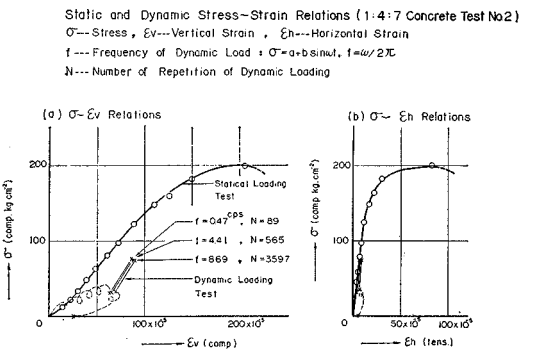


Fig. 2

1:3:5 コンクリートについて、Fig. 3 (a) および Fig. 4 (a) には a の3段階の値のおおのごとに K をほぼ一定に保った動的圧縮応力に対して、 E_d および ν_d のそれぞれが振動周波数 $f(\omega/2\pi)$ に対して変化する様相の例を示してあり、Fig. 3 (b) および Fig. 4 (b) には、 K の3段階の値のおおのごとに a をほぼ一定に保った動的圧縮応力に対して、 E_d および ν_d のそれぞれが振動周波数に対して変化する様相の例を示してあ

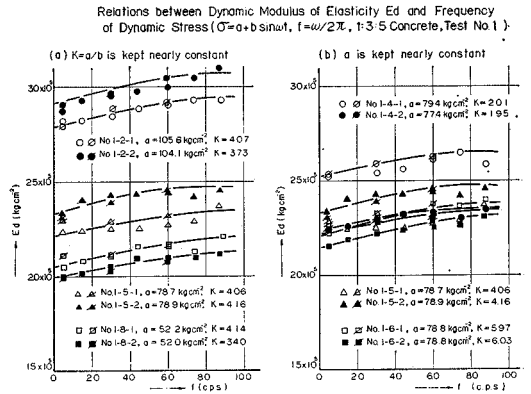


Fig. 3

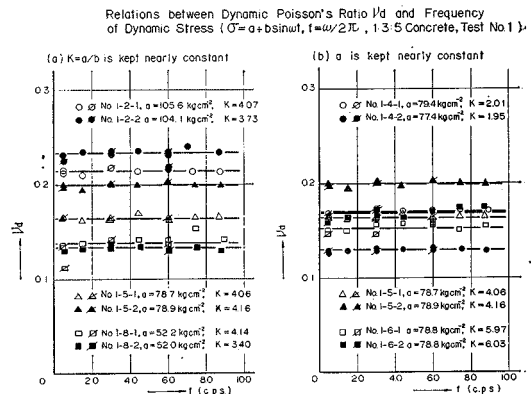


Fig. 4

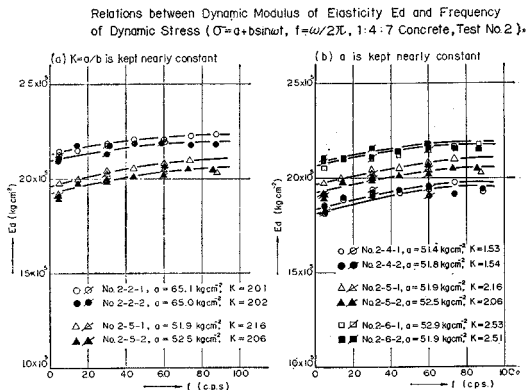


Fig. 5

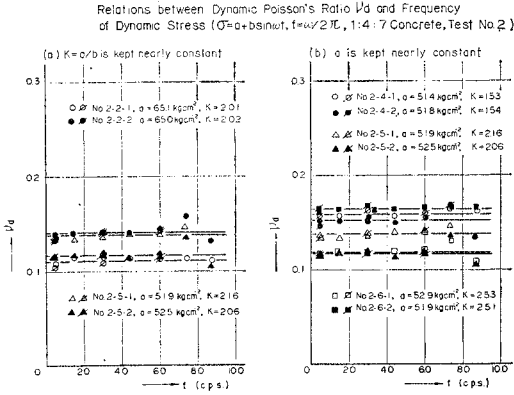


Fig. 6

る。

Fig. 5 (a), (b) および Fig. 6 (a), (b) には 1:4:7 コンクリートに対して上述した内容と同様の関係の例を示してある。

4. 考 察

上述実験結果を通じて共通的に認められる点を列記すればおおよそつきのごとくである。

(1) 1:3:5 および 1:4:7 コンクリートの動的ヤング率、ならびに動的ポアソン比の周波数特性。

i) 1:3:5 および 1:4:7 コンクリートとともに、周波数 f の大きいほど E_d の値は大となるが、 f の増大とともにある値に飽和する傾向にある (Fig. 3, 5)。なお、Fig. 3 (b) における Test No. 1-4-1 の値が若干大きいのはコンクリート供試体のバラツキによるものと思われる。

ii) 1:3:5 および 1:4:7 コンクリートとともに ν_d の値は周波数 f の変化に対してほとんど不変である (Fig. 4, 6)。

iii) 本実験で与えた程度の荷重に対しては、 E_d, ν_d ともに載荷くり返し回数による影響を受けない (Fig. 3 ~6)。

(2) 1:3:5 コンクリートの動的ヤング率およびポアソン比の荷重強度による非線型性。

i) 一定の K 値に対して E_d は a の値の増加につれて増大する (Fig. 3 (a))。

ii) 一定の a の値に対して E_d は K の変化に対して実験値のバラツキ以上に明確な変化は認められない (Fig. 3 (b))。

iii) 一定の K 値に対して ν_d は a の値の増加につれて増大する (Fig. 4 (a), Fig. 12 (a))。

iv) 一定の a の値に対して ν_d は K の変化に対して実験値のバラツキ以上に明確な変化は認められない

(Fig. 4 (b), Fig. 12 (b))。

(3) 1:4:7 コンクリートの動的ヤング率およびポアソン比の荷重強度による非線型性。

i) 一定の K 値に対して E_d は a の値の増加につれて増大する (Fig. 5 (a))。

ii) 一定の a の値に対して E_d は K の値の増加につれて増大する (Fig. 5 (b))。

iii) ν_d は a の値の変化、 K の値の変化に対して、実験値のバラツキ以上に明確な変化は認められない (Fig. 6, 17)。

以上から、本実験において用いた 1:3:5 ならびに 1:4:7 コンクリートの両者ともにおける動力学的特性を説明する力学モデルとして、著者の 1 人が先に提示¹⁾した Fig. 7 に示すごとく粘弾性 Maxwell-kelvin 体にある種々の非線型性を加味すれば良いことがわかる。以下実験結果を整理するために線型の Maxwell-kelvin 体に対する応力対ひずみ関係として先に導いた結果^{1), 3)}を同様に用いるものとする。すなわち、Fig. 7 に示す Maxwell-kelvin 体に (1) に示す応力が作用するとき、応力と各ひずみの同時記録の間に明確な位相差は認められないから、

$$\epsilon_{vb} \approx \left(\frac{1}{E} + \frac{E_1}{E_1^2 + \eta_1^2 \omega^2} \right) b \sin \omega t \dots \dots (5)$$

$$\epsilon_{hb} \approx - \left(\frac{1}{E} + \frac{E_1}{E_1^2 + \eta_1^2 \omega^2} \right) \nu_d b \sin \omega t \dots \dots (6)$$

が導かれ、式 (5) を式 (3) に代入すると、

$$E_d E \cdot \frac{\omega^2 + \alpha^2}{\omega^2 + \beta^2} \dots \dots (7)$$

ただし、

$$\alpha^2 = \left(\frac{E_1}{\eta_1} \right)^2, \beta^2 = \frac{E E_1 + E_1^2}{\eta_1^2} \dots \dots (8)$$

また、荷重を解放後数分おいた後の残留ひずみ ϵ_{vr} は、

Proposed Model for Concrete

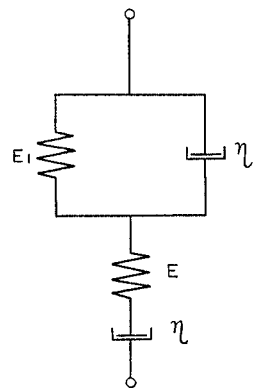


Fig. 7

$$\epsilon_{vr} = \frac{1}{\eta} \int_0^{t_d} \sigma dt = \frac{a}{\eta} t_d \dots \dots \dots (9)$$

として与えられるから、**Fig. 8** (b) は一定の a の値に対して E は K の変化に対してほとんど変化をしないことを示している。

実験において与えた条件 a, b, ω, t_d および測定されたひずみ $\epsilon_{vb}, \epsilon_{hb}, \epsilon_{vr}$ を用いて式 (3), (4), (7), (8) および式 (9) より $E_d, \nu_d, E, \eta, E_1, \eta_1$ を求めることができる。

以上の結果を 1:3:5 コンクリートについては、**Table 5** に、1:4:7 コンクリートについては、**Table 6** に示す。これらの結果から Maxwell-kelvin 体における 4 つの物理定数と a, K との関係をもとつぎのようになる。

(1) 1:3:5 コンクリートの場合

Fig. 8 (a) は一定の K 値に対して E が a の値の増

加につれて増大することを示している。**Fig. 8** (b) は一定の a の値に対して E は K の変化に対してほとんど変化をしないことを示している。

Fig. 9 (a) には $E_1 \sim a$ の関係、**Fig. 9** (b) には $E_1 \sim K$ の関係、**Fig. 10** (a) には $\eta_1 \sim a$ の関係、**Fig. 10** (b) には $\eta_1 \sim K$ の関係、**Fig. 11** (a) には $\eta \sim a$ の関係、**Fig. 11** (b) には $\eta \sim K$ の関係を図示してある。これらより、 E_1, η_1, η はともに E と同様の傾向を持っていることがわかる。また、 ν_d も前述したごとく、 E と同様の傾向を持っていることがわかる。

以上により $E, E_1, \eta_1, \eta, \nu_d$ をつぎのように表現する。すなわち、

$$E, E_1, \eta_1, \eta, \nu_d = C_1 + C_2 a \dots \dots \dots (10)$$

全データより最適な定数 C_1, C_2 を決定すると、結局 1:3:5 コンクリートの動的粘弾性定数およびポアソン

Table 5 Visco-elastic Constant and Poisson's ratio of 1:3:5 Concrete (Test No. 1)

No.	$a \text{ kg}\cdot\text{cm}^{-2}$	$K=a/b$	$E \text{ kg}\cdot\text{cm}^{-2}$	$E_1 \text{ kg}\cdot\text{cm}^{-2}$	$\eta_1 \text{ kg}\cdot\text{cm}^{-2}\cdot\text{sec}$	$\eta \text{ kg}\cdot\text{cm}^{-2}\cdot\text{sec}$	ν_d
1-1-1	105.0	2.00	2.57×10^5	4.47×10^6	2.14×10^5	7.71×10^8	0.198
1-1-2	105.4	2.00	2.61×10^5	4.43×10^6	2.59×10^5	4.47×10^8	0.146
1-2-1	105.6	4.07	2.96×10^5	6.96×10^6	2.83×10^5	7.62×10^8	0.214
1-2-2	104.1	3.73	3.04×10^5	7.39×10^6	3.09×10^5	7.48×10^8	0.235
1-3-1	102.6	6.04	2.60×10^5	4.51×10^6	2.54×10^5	1.32×10^9	0.167
1-3-2	103.6	5.42	2.50×10^5	4.92×10^6	2.60×10^5	3.95×10^8	0.190
1-4-1	79.4	2.01	2.64×10^5	5.08×10^6	2.33×10^5	9.56×10^8	0.170
1-4-2	77.4	1.95	2.37×10^5	3.99×10^6	1.92×10^5	—	0.130
1-5-1	78.7	4.06	2.24×10^5	4.04×10^6	2.52×10^5	3.70×10^8	0.164
1-5-2	78.9	4.16	2.48×10^5	4.08×10^6	2.20×10^5	5.62×10^8	0.200
1-6-1	78.8	5.97	2.40×10^5	3.45×10^6	1.71×10^5	2.82×10^8	0.152
1-6-2	78.8	6.03	2.30×10^5	3.30×10^6	1.65×10^5	3.39×10^8	0.170
1-7-1	53.2	2.09	2.00×10^5	3.16×10^6	2.18×10^5	3.37×10^8	0.152
1-7-2	53.3	2.05	1.90×10^5	2.53×10^6	1.58×10^5	3.57×10^8	0.170
1-8-1	52.2	4.14	2.22×10^5	2.81×10^6	1.14×10^5	6.76×10^8	0.138
1-8-2	52.0	3.40	2.15×10^5	3.01×10^6	1.25×10^5	4.61×10^8	0.133

Table 6 Visco-elastic Constant and Poisson's ratio of 1:4:7 Concrete (Test No. 2)

No.	$a \text{ kg}\cdot\text{cm}^{-2}$	$K=a/b$	$E \text{ kg}\cdot\text{cm}^{-2}$	$E_1 \text{ kg}\cdot\text{cm}^{-2}$	$\eta_1 \text{ kg}\cdot\text{cm}^{-2}\cdot\text{sec}$	$\eta \text{ kg}\cdot\text{cm}^{-2}\cdot\text{sec}$	ν_d
2-1-1	65.5	1.49	2.08×10^5	3.87×10^6	2.31×10^5	2.34×10^8	—
2-1-2	64.4	1.49	2.02×10^5	2.88×10^6	1.90×10^5	1.99×10^8	0.132
2-2-1	65.1	2.01	2.25×10^5	4.40×10^6	2.13×10^5	3.17×10^8	0.112
2-2-2	65.0	2.02	2.21×10^5	4.27×10^6	2.12×10^5	6.89×10^8	0.141
2-3-1	65.7	2.57	2.50×10^5	5.50×10^6	2.45×10^5	3.84×10^8	0.151
2-3-2	65.2	2.58	2.32×10^5	6.00×10^6	2.82×10^5	7.13×10^8	0.157
2-4-1	51.4	1.53	1.98×10^5	2.88×10^6	2.08×10^5	4.34×10^8	0.159
2-4-2	51.8	1.54	1.98×10^5	2.86×10^6	1.35×10^5	1.77×10^8	0.153
2-5-1	51.9	2.16	2.08×10^5	3.94×10^6	2.21×10^5	4.18×10^8	0.138
2-5-2	52.5	2.06	2.07×10^5	2.76×10^6	1.67×10^5	3.93×10^8	0.117
2-6-1	52.9	2.53	2.20×10^5	4.01×10^6	1.75×10^5	2.63×10^8	0.149
2-6-2	51.9	2.51	2.19×10^5	4.60×10^6	2.34×10^5	4.26×10^8	0.164
2-7-1	39.9	1.55	2.00×10^5	3.11×10^6	1.60×10^5	3.18×10^8	0.152
2-7-2	39.5	1.55	1.98×10^5	3.09×10^6	1.10×10^5	1.87×10^8	0.160
2-8-1	—	—	—	—	—	—	—
2-8-2	39.3	2.02	2.25×10^5	3.79×10^6	1.59×10^5	3.81×10^8	0.136

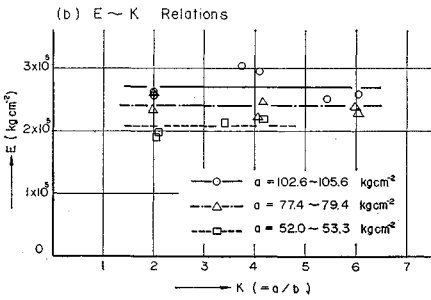
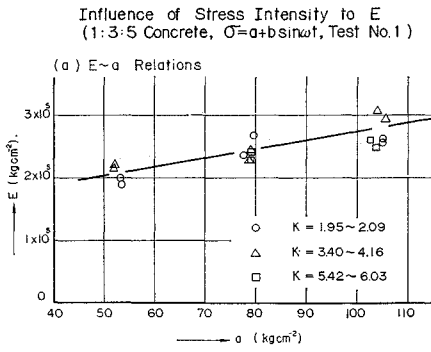


Fig. 8

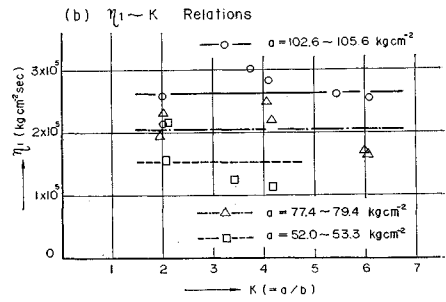
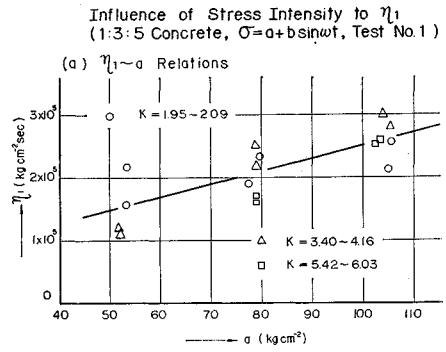


Fig. 10

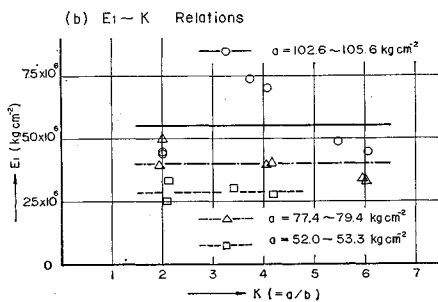
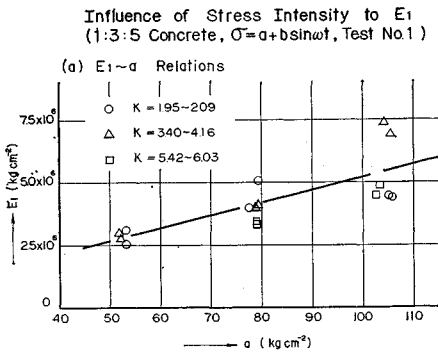


Fig. 9

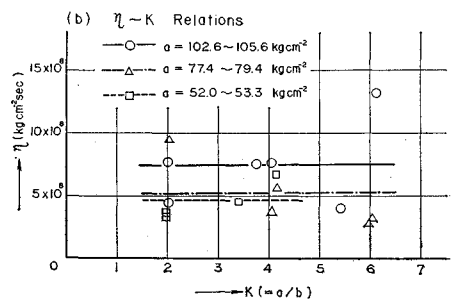
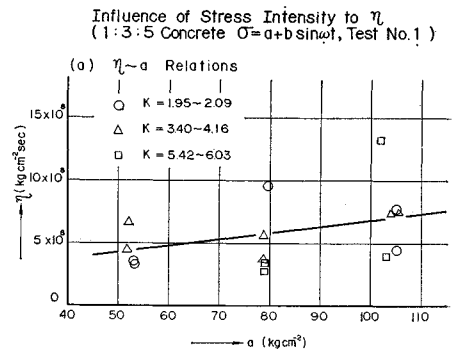


Fig. 11

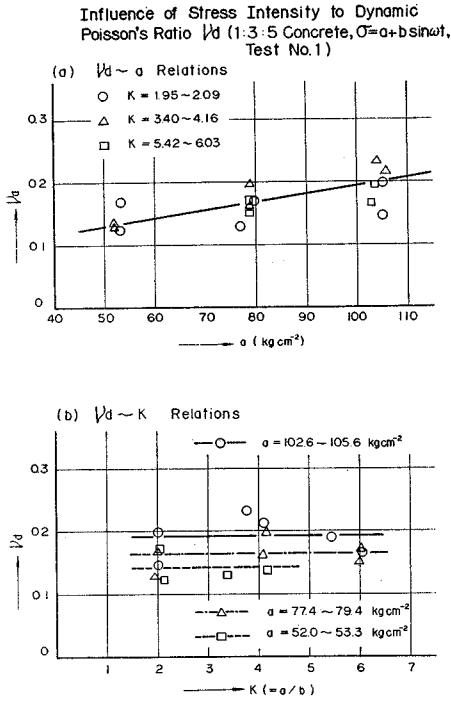


Fig. 12

比はつぎのように与えられる。

$$\begin{aligned}
 E &= 1.41 \times 10^5 + 1.25 \times 10^3 a \\
 E_1 &= 1.29 \times 10^5 + 5.04 \times 10^4 a \\
 \eta_1 &= 3.96 \times 10^4 + 2.13 \times 10^3 a \\
 \eta &= 1.28 \times 10^8 + 5.57 \times 10^6 a \quad (\text{kg, cm, sec}) \\
 \nu_d &= 8.84 \times 10^{-2} + 9.84 \times 10^{-4} a \quad \dots (11)
 \end{aligned}$$

ただし

$$\begin{aligned}
 52 \leq a \leq 106 \quad (\text{kg} \cdot \text{cm}^{-2}) \\
 2.00 \leq K \leq 6.04
 \end{aligned}$$

ここで、 ν_d は周波数に対して変化しないことから各 Test ごとに周波数に対する平均値をとっている。式 (11), (7), (4) より E_d, ν_d を計算しプロットしたものが Fig. 3, 4 に示す実線であり、式 (11) をプロットしたものが Fig. 8~Fig. 12 における実線である。

(2) 1:4:7 コンクリートの場合

Fig. 13 (a) は一定の K 値に対して E が a の増加につれて増大することを示している。Fig. 13 (b) は一定の a の値に対して E が K の値の増加につれて増大することを示している。Fig. 14 (a) には $E_1 \sim a$ の関係、Fig. 14 (b) には $E_1 \sim K$ の関係、Fig. 15 (a) には $\eta_1 \sim a$ の関係、Fig. 15 (b) には $\eta_1 \sim K$ の関係、Fig. 16 (a) には $\eta \sim a$ の関係、Fig. 16 (b) には $\eta \sim K$ の関係を図示してある。これらより、 E_1, η_1, η はともに E と同様の傾向を持っていることがわかる。 ν_d は前述したように、荷重依存性が明確でない。

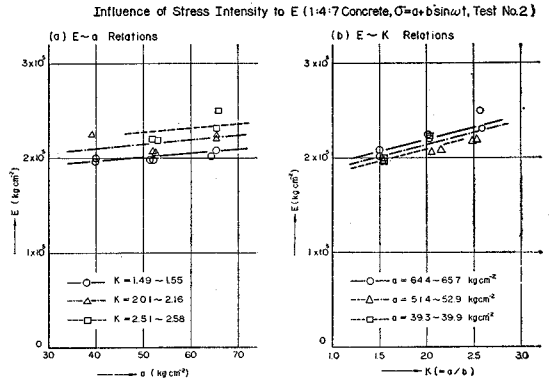


Fig. 13

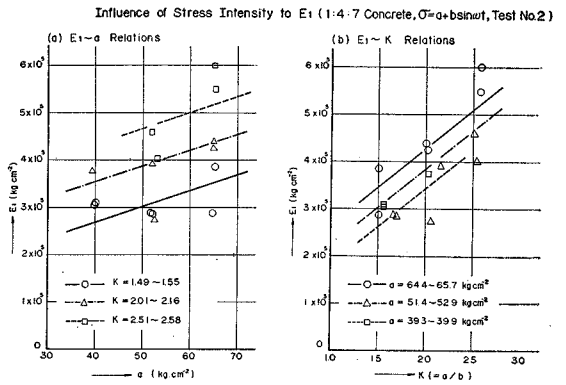


Fig. 14

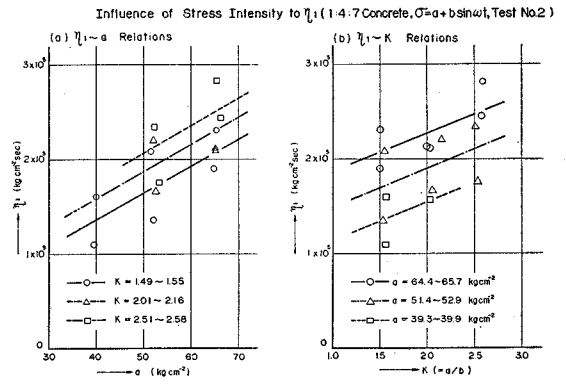


Fig. 15

以上により、 $E, E_1, \eta_1, \eta, \nu_d$ をつぎのように表現する。すなわち、

$$\left. \begin{aligned}
 E, E_1, \eta_1, \eta &= C_3 + C_4 a + C_5 K \\
 \nu_d &= C_6
 \end{aligned} \right\} \dots (12)$$

全データより最適な定数 $C_3 \sim C_6$ を決定すると、結局 1:4:7 コンクリートの動的粘弾性定数ならびに動的ポアソン比はつぎのように与えられる。

Influence of Stress Intensity to η (1:4:7 Concrete, $\sigma = a + b \sin \omega t$, Test No.2)

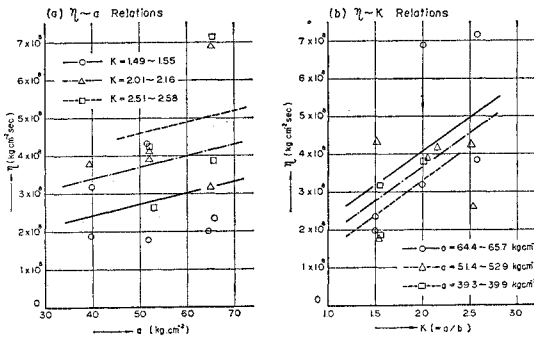


Fig. 16

Influence of Stress Intensity to ν_d (1:4:7 Concrete $\sigma = a + b \sin \omega t$, Test No.2)

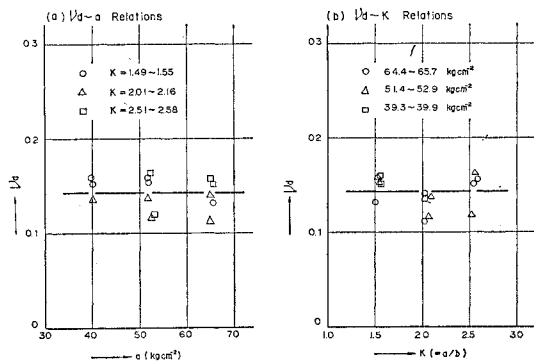


Fig. 17

$$\begin{aligned}
 E &= 1.40 \times 10^5 + 4.25 \times 10^3 a + 2.58 \times 10^4 K \\
 E_1 &= -1.13 \times 10^6 + 3.32 \times 10^4 a + 1.62 \times 10^6 K \\
 \eta_1 &= -4.17 \times 10^4 + 2.85 \times 10^3 a + 4.13 \times 10^4 K \\
 \eta &= -1.55 \times 10^8 + 3.02 \times 10^6 a + 1.81 \times 10^8 K \\
 &\quad (\text{kg, cm, sec}) \\
 \nu_d &= 0.143 \\
 &\text{ただし,} \\
 &39.3 \leq a \leq 65.7 \text{ (kg} \cdot \text{cm}^{-2}\text{)} \\
 &1.49 \leq K \leq 2.57
 \end{aligned}$$

.....(13)

式 (13), (7), (4) より E_d, ν_d を計算しプロットしたものが Fig. 5, 6 に示す実線である。式 (13) をプロットしたものが Fig. 13~Fig. 17 における実線である。

以上の結果を総合的に考察してみると, Sustained Stress a に対して, 1:3:5 および 1:4:7 コンクリートの動的粘弾性定数はともに hard spring 特性を示し, 一部の岩における静的載荷試験結果と類似している⁵⁾。また, Fig. 1, 2 に示す静的載荷試験による応力

~ひずみ曲線からも荷重が小さい場合には hard spring 特性を示すことが考えられる。

応力振幅 b に対して, 動的粘弾性定数は 1:3:5 コンクリートについては不変であるけれど, 1:4:7 コンクリートでは soft spring 特性を示しており, 後者の場合著者達の研究³⁾ で先に求めた, 動的3軸試験における砂・碎石の傾向と類似している。このことから貧配合コンクリートにおいては, 荷重が小さい場合, その動力学的特性に骨材の粒状体の特性が現われてくることを示していると考えることができよう。

以上のごとく, コンクリートの動力学的特性はコンクリート全般として一義的に決まるものではなく, 配合により種々異なるものであると考えるのが適当であろう。

したがって個々の配合のコンクリートについては, ここに述べた方法などにより実験し, 測定されねばならないものであろう。

5. 結 論

(1) コンクリートの動力学的特性は粘弾性 Maxwell-kelvin 体により良好に模擬できることが再確認された。

(2) コンクリートの動的粘弾性定数ならびに動的ポアソン比の非線型性を式 (11), (13) などのごとき型に表式することができた。しかし, これらの結果は, コンクリートのバラツキを考慮して, 今後, より多くの実験の積重ねにより, 統計的に検討されねばならない。

(3) 本実験に用いた方法は任意配合のコンクリートに対して適用でき, コンクリートの詳細な動力学的特性を表式化できるので, コンクリート構造物における震動解析上の精度を, 数値計算上の精度は別として著しく向上させることができるものと考えられる。

参 考 文 献

- 1) 畑野 正: “周期的圧縮荷重によるコンクリートの挙動” 土木学会論文集 84 号, 1962.
- 2) 畑野 正: “粘弾性体の振動”, 土木学会論文集 110 号, 1964.
- 3) 畑野 正・渡辺啓行: “粘土・砂・碎石の動的・静的粘弾性定数ならびにポアソン比について”, 土木学会論文報告集 164 号, 1969-4.
- 4) 畑野 正・渡辺啓行: “アースダムの震動解析”, 土木学会論文報告集 164 号, 1969-4.
- 5) 日比野 敏・北原義浩・林 正夫・藤原義一・金川 忠: “高質地点の岩盤の動的粘弾性変形特性と弾性波, 静的変形試験値との比較 (凝灰岩と粘板岩の場合)”, 電力中央研究所技術研究所依頼報告 No. 69566, 1969-11.

(1970. 3. 23・受付)