

ダムコンクリートの地震時の動弾性係数 に関する研究

佐藤正俊¹・上田稔²・長谷部宣男³・梅原秀哲⁴

¹正会員 工修 中部電力(株) 電力技術研究所 (〒459 名古屋市緑区大高町字北関山20-1)

²正会員 工博 中部電力(株) 電力技術研究所 研究主査

³正会員 工博 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科 (〒466 名古屋市昭和区御器所町)

⁴正会員 Ph.D 名古屋工業大学教授 工学部 社会開発工学科

ダムコンクリートの動弾性係数は、ダムの地震時の挙動に大きな影響を与える最も重要な値である。しかし、動弾性係数を求める試験として動的載荷試験、共振法、超音波法等が実施されるが、これらの試験による値と実地震時の動弾性係数との関係は明確になっていない。しかも、ダムコンクリートに関する上記試験は大型の供試体を必要とし、また動的な試験のため、ダムコンクリートそのもので行われた試験例は少ない。そこで、実ダムで地震観測を行って動弾性係数を求め、ダムコンクリートを対象とした各種試験法による結果との比較を行う。そして、各種算出法による値が異なる理由について考察し、ダムコンクリートの地震時の動弾性係数について明らかにする。

Key Words : dam concrete, dynamic elastic modulus, seismic wave, dynamic loading test, resonance method, ultrasonic method, strain rate, inhomogeneity

1. まえがき

アーチ式や重力式コンクリートダムの地震応答解析において、ダムコンクリートの動弾性係数（以下 E と略す）は、ダムの固有振動数や応答の大きさなど、その応答特性に関わる最も重要な値である。動弾性係数を求める試験として動的載荷試験（圧縮、引張試験）、共振法、超音波法が実施されるが、各種試験ごとに求められる E の値は異なり、ダムコンクリートの E として採用すべき値は明確になっていない。このためとも思われるが、ダムの地震応答解析において、ダムコンクリートの E をいくつか変えて解析を行っている例が多いようである^{1), 2)}。十分な信頼度を有するダムの地震応答解析を行うためには、解析に用いる物性値についての検討が必要であることは言うまでもない。このような観点から、本論文ではダムコンクリートの地震時の E を明確にすることを目的としている。

ダムコンクリートは、最大骨材寸法が150mm程度と大きいので、その試験には大型の供試体を必要とする。このため、動的載荷試験、共振法、超音波法の各種試験をダムコンクリートそのもので行なわれた例は少ない。コンクリートの E は、ひずみ速度に

依存しひずみ速度が速い程大きくなることはよく知られている^{3), 4), 5)}。地震時にダムには様々なひずみ速度の振動が生じるので、ダムコンクリートの E のひずみ速度依存性を調べることも必要である。また、地震時にはダムには圧縮応力だけでなく引張応力も発生する。従って圧縮のみならず引張に対するひずみ速度との関係も調べなければならない。これらのことから、本研究ではダムコンクリートそのものを対象とし、上記各種試験を行う。動的載荷試験については、ひずみ速度を変えた圧縮試験や直接引張試験⁶⁾を行う。

一方、実ダムにおいて地震観測を行い、得られた記録から地震波伝播速度を算出して E を求める。そして、各種試験法や地震観測記録より求めた E について比較検討する。さらに、 E の各種算出方法が対象とするひずみ速度、波長や骨材の大きさと波長の関係等を調べ、各種算出方法から求まる E が異なる理由について考察を行う。

なお、本研究において動的載荷試験より求める E は、各種試験法や地震観測記録より求めた E と比較するため、一般に用いられる割線弾性係数⁷⁾ではなく初期接線弾性係数⁷⁾である。

表-1 ダムコンクリートの配合

配 合	最大 粗骨材 寸法 (mm)	水セメント 比 W/C (%)	フライッシュ 比 F/C+F (%)	細骨 材率 s/a (%)	単 位 量 (kg / m ³)							
					水 W	セメント+ フライッシュ C+F	細骨材 S	粗 骨 材 G				
								150~80 (mm)	80~40 (mm)	40~20 (mm)	20~5 (mm)	合計
Iダム	150	46	20	24.5	102	220	510	478	446	350	317	1,591
Jダム	150	45	30	23.5	99	220	488	482	466	337	322	1,607
Kダム	150	44	25	23.5	92	210	501	479	462	380	330	1,651

表-2 載荷速度と供試体数

試験方法	載荷速度 (μ /sec)	供試体数
圧縮	0.2	4
	2	
	20	
	200	
	2000	
直接引張	0.2	各6
	2	
	20	
	200	
	2000	



(a)動的圧縮

(b)動的直接引張

写真-1 動的載荷試験状況

2. 対象とするダムとダムコンクリートの配合

対象とするダムは、中部電力(株)所有のI, J, Kの3つのダムである。I, J両ダムはアーチダムでダム高はそれぞれ107.5mと130m, Kダムはダム高125mの中空重力ダムである。I, J, Kダムはそれぞれダムコンクリートの打設終了後約3年, 26年, 33年を経ている。表-1にダムコンクリートの配合⁸⁾を示す。

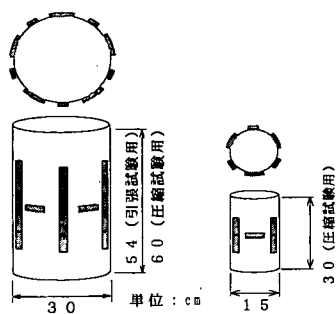
3. ダムコンクリートの動弾性係数の載荷速度依存性

地震時にダムは動的な変形を受ける。そこでまず動的載荷試験を行って、ダムコンクリートのEの載荷速度による影響を調べることにする。地震時にダムには圧縮応力だけでなく、一時的に引張応力が作用する部分がある。従って、試験は圧縮試験だけでなく、引張試験も行った。引張試験は直接引張試験を行った。実ダムと同じダムコンクリートの供試体で試験を行うため、ダムの建設に用いたのと同じの骨材、セメントが入手可能であったIダムコンクリート(表-1)を対象とした。

(1)地震時のダムの振動と動的載荷試験の載荷速度

試験の載荷速度は、静的載荷試験における標準速度相当の値と、そのオーダーを変えた5段階の速度とした(表-2)。載荷速度0.2 μ /sは割裂引張強度試験(JIS A 1113)¹⁰⁾の標準速度相当である。同試験の標準速度は4~5kgf/cm²/min¹⁰⁾とされており、その速度を対象ダムコンクリートの静弾性係数を用いてひずみ速度に換算すると、0.2 μ /s程度となる。載荷速度2 μ /sは静的圧縮試験(JIS A 1108)¹⁰⁾の標準載荷速度と同程度である。同試験の標準載荷速度は2~3kgf/cm²/s¹⁰⁾であり、対象とするダムコンクリートの場合、ひずみ速度に換算すると5~8 μ /s程度になるからである。5章(3)で後述するが、ひずみ速度と振動の大きさの関係を把握するため、振幅が1galの正弦振動のひずみ速度を求めると、対象ダムコンクリートの場合5 μ /s程度で、静的圧縮試験の標準載荷速度(2kgf/cm²/sの場合)と同程度である。

次に、強震時にダムに発生するひずみ速度について考える。Pacoimaアーチダム(ダム高109m)の3次元有限要素法による地震応答解析¹¹⁾が行われている。最大加速度が0.32Gの入力地震動に対して、ひずみ速度が最大となるアーチクラウン天端での応力履歴の解析結果が示されている。それより、強震時のひずみ速度を求めると、そのひずみ速度は10³ μ /sのオーダーである。強震時にはダムはその構造



(a) ϕ 30cm 供試体 (b) ϕ 15cm 供試体

図-1 供試体とゲージ位置

体としての振動が卓越し、一概にその大きさを求めることは容易ではない。対象ダムごとに、強震時の地震観測記録が得られたり、信頼性のある地震応答解析が可能になって、初めてひずみ速度の大きさが明確になると考えられる。しかし、Pacoimaアーチダムの解析結果や上記の正弦振動に対する算出値から、概略の値を推定すると、数千gal程度の振動では $10^3 \mu/s$ のオーダーのひずみ速度であろう。以上より、本実験における載荷速度の最大値も同じオーダーとし、 $2000 \mu/s$ とした。

(2) 動的圧縮試験

試験は50tonアクチュエータ試験機（変位制御、写真-1(a)）で行った。ただし、試験装置の性能上、 $0.2 \mu/s$ の試験は500tonアムスラー試験機（荷重制御）で行った。本試験では、応力-ひずみ曲線の載荷初期の直線部より初期接線弾性係数 η を求める。コンクリートがほぼ弾性体と見なせる応力-ひずみ曲線の直線部に、荷重制御と変位制御の違いによる影響はほとんどないと考えられる。載荷速度ごとに供試体を変えて試験を実施すれば、試験結果に供試体によるばらつきの影響が含まれるので、応力-ひずみ曲線が直線である弾性領域の範囲での載荷であれば繰り返し載荷の影響は小さいと考え、同一供試体に対しひずみ速度の速い載荷から順に、ひずみ速度を変えて試験を行った。載荷は単調載荷で、ひずみレベルで 100μ 程度まで載荷した。なお、数体の供試体に対して、一連のひずみ速度を変えた試験を2回行ったが、回数により初期接線弾性係数にほとんど違いがないことを確認している。

供試体数は4体である。供試体寸法は $\phi 30 \times 60 \text{cm}$ である。なお、JIS A 1132¹⁰⁾では供試体直径は粗骨材寸法の3倍以上と規定されているが、本試験の供試体直径は、最大骨材寸法(150mm)の2倍である。

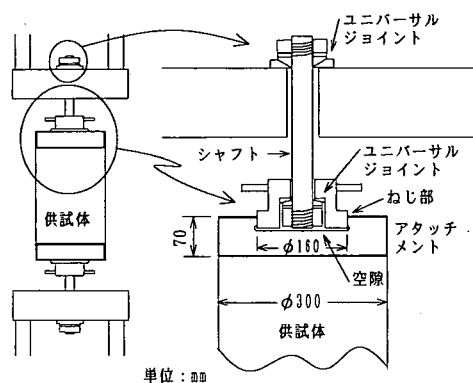


図-2 直接引張試験装置

このことについては、本試験は強度ではなく応力-ひずみ曲線の載荷初期の直線部の勾配を求めることを目的としているので、その影響はほとんどないと考えられる。供試体全体の平均的な弾性係数をとるために、60mmひずみゲージを図-1(a)に示すように、縦方向5枚を1列とし、円周上に等間隔に5列配置した。試験では、ポアソン比を求めるために供試体中央の円周上に貼った5枚のゲージにより、横ひずみの計測も行った。応力-ひずみ曲線の測定は、載荷速度にかかわらずひずみ増分が 1μ 以下に1回となるように、データサンプリングの時間間隔を設定した。試験材令は91日とし、試験材令5日前まで水中養生とし、その後は気中養生とした。ひずみゲージの接着は気中養生期間中、供試体が表乾状態の時にを行った。

(3) 動的直接引張試験

直接引張試験は従来より一軸応力状態の試験として理想的であるが、非常に難しい試験とされている。この試験を適正に行うため、新しく開発したコンクリートの大型供試体直接引張試験装置で試験を行った⁶⁾。図-2に試験装置の概略を示す。試験方法は、供試体と鋼板の接着断面形状が同じ鋼板接着方式で、供試体の断面形状も同様とする方法である。鋼板と供試体の接着にはエポキシ系接着剤を用いた。50tonアクチュエータ試験機(変位制御、写真-1(b))に直接引張試験装置を取り付けて試験を行った。ただし $0.2 \mu/s$ の試験は、200tonアムスラー試験機（荷重制御）を用いた。

コンクリートの引張変形では、応力-ひずみ曲線が直線である弾性領域は、低応力の範囲に限られる。そのため、この範囲の応力を越えないように動的試験を制御することは、試験装置の性能上困難であったので、試験は破壊まで行った。従って同一供試体

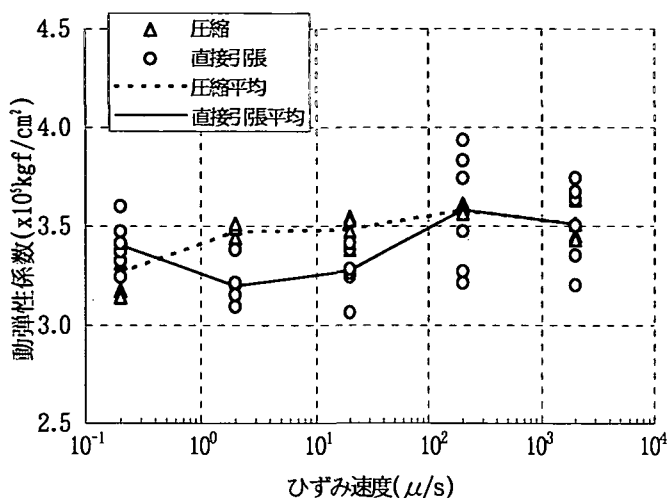


図-3 ダムコンクリートの動弾性係数とひずみ速度の関係
(動的圧縮, 動的直接引張試験)

に対して載荷速度を変えた試験でないため、動的圧縮試験より供試体数を多くし、ひずみ速度ごとに6体とした。載荷は単調載荷である。供試体寸法、供試体のゲージ位置、応力-ひずみ曲線の読み取り間隔、供試体の養生と材令は、動的圧縮試験と同じである。

(4) 動弾性係数のひずみ速度依存性

図-3に圧縮試験と直接引張試験結果の E とひずみ速度の関係を示す。 E は供試体に貼った全ゲージの平均の応力-ひずみ曲線から得られる初期接線弾性係数である。平均の応力-ひずみ曲線は、直接引張試験では数 10μ 程度まで、圧縮試験では載荷したひずみレベル(100 μ 程度)の範囲では直線であった。この直線部の勾配より初期接線弾性係数を求めた。引張と圧縮の E の平均値を比較すると、その値に明確な差はない。ひずみ速度が2, 20 μ/s で幾分大きな差が認められる。しかし、これは引張試験と圧縮試験で供試体が変わることや、引張試験では載荷速度ごとに供試体が変わることから、供試体の違いによるばらつきが大きい原因と思われる。

圧縮の E は、ひずみ速度が2000 μ/s では200 μ/s に比べわずかに小さいものの、その他はひずみ速度が速くなると E は大きくなる傾向が認められる。引張の E は、ひずみ速度が0.2 μ/s で比較的大きい。これは圧縮試験の場合と違って、載荷速度ごとに用いる供試体が変わるためと考えられるが、引張の場合も概ねひずみ速度が速くなると E は大きくなる傾向が認められる。以上、圧縮、引張ともひずみ速度が速

くなると E は大きくなる傾向が認められるが、その程度は小さく、 E のひずみ速度による差は、試験したひずみ速度の範囲内で1割程度である。後述の6章(2)図-7に示すが、1ダムコンクリートを40mmでウェットスクリーニングしたコンクリートの動的圧縮試験による E も、同程度のひずみ速度依存性である。

永山ら¹²⁾は、ダムコンクリートを40mmでウェットスクリーニングしたコンクリートを対象に、直接引張試験を行っている。その結果によれば、本試験とほぼ同じひずみ速度の範囲で、ひずみ速度の違いによる E の差は1割程度である。また、畑野らが最大骨材寸法25mmのコンクリートで行った、動的圧縮試験⁴⁾や動的直接引張試験⁵⁾による E のひずみ速度依存性も同程度である。畑野らの試験のひずみ速度は、載荷開始より破壊に至るまでの時間と繰返し周波数より換算すると、数 $\mu \sim 5,000\mu/s$ 程度である。文献3)にはダムコンクリートではないが、ひずみ速度の広い範囲に対するReinhardtの試験結果が示されている。それによっても E は圧縮と引張で差がなく、ひずみ速度が数 $\mu \sim$ 数万 μ/s の範囲では、 E は1割程度の増加である。本実験は材令91日で実施しているが、大岸ら¹³⁾は、ダムコンクリートではないが材令が長くなる程、 E のひずみ速度依存性が弱まる実験結果を示している。この点に関してはダムコンクリートも同様に、より長期の材令に対しては、その程度は小さいもののひずみ速度依存性は弱まると思われる。

以上ダムコンクリートの E は、その他のコンク

表-3 ダムにおける地震観測の概要

ダム	地震計設置位置	AB間の 標高差 $\Delta H(m)$	観測装置 サブリグ 周波数(Hz)
I	A: 監査廊 B: 天端	101	200
J	A: 監査廊 B: プラム計測室	113	
K	A: ゲル B: 上部監査廊	82	

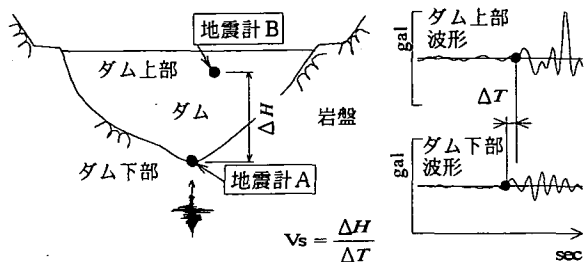


図-4 地震計位置と地震波伝播速度の算出方法

リートと同様に、圧縮と引張で差はない。また、ひずみ速度に対する E の変化の程度が小さいので、(1)で述べた強震時に想定される $10^3 \mu/s$ のオーダーのひずみ速度の範囲では、ひずみ速度依存性は1割程度であると言える。

4. 地震観測記録や各種試験法による動弾性係数の比較

地震観測記録、載荷試験、共振法、超音波法の各種算出方法により E を求め、それらの差異を明らかにする。

(1) 地震観測記録による方法

地震波伝播速度を算出するために、図-4に示すとおり、ダムの上部と下部に地震計（加速度計）を設置し、地震観測を行った。表-3にI, J, Kダムでの地震観測の概要を示す。2つの地震計設置位置には、100m程度の標高差がある。

以下に述べる方法で、地震観測記録から E を算出した。図-4に示す地震計A, Bで観測した水平動の主要動の立ち上がりのゼロクロスする時刻の時間差 ΔT と、観測点間の鉛直距離 ΔH より、地震波伝播速度（S波） V_s を

$$V_s = \Delta H / \Delta T \quad (1)$$

で求めた。

対象とした地震は、地震波がダムの下方より鉛直上方に伝播すると考えられる、震源の比較的遠い地震とした。なお、いずれのダムにおいても、地震計Aはほぼダムの最下部に設置されており、コンクリートの地震波伝播速度は岩盤の地震波伝播速度の1.5～2.5倍程度と速いため、地震計Aで主要動の立ち上がりとして観測された地震波が、ダム上部の地震計Bでも主要動の立ち上がりとして観測される。さらに、ダム上部の地震計Bは地震計Aの鉛直上方

に近い位置に設置されており、地震計A, B間の距離でなく、地震計A, B間の鉛直距離を用いても、数%のわずかな差であるので、地震波伝播速度を式(1)により算出した。

観測された地震は全て弱震であり、ダム下部の地震計Aでの最大加速度は、10gal程度以下である。また、ダム上、下部とも主要動の立ち上がりのゼロクロス後の最初の1山のピーク加速度は1gal前後である。I, Jダムでは8波、Kダムでは2波の地震観測記録である。これらの地震は、Jダムでは地震観測を開始した材令23年以降、Kダムでは同じく材令31年以降に観測したものである。Iダムではダムコンクリート打設完了後1年以降の観測記録とした。その理由は、算出する波動伝播速度に材令の影響がない地震を対象とするためである。Iダムのようなフライアッシュによるセメントの置換率20%のダムコンクリートの強度は、材令1年程度で収束する¹⁴⁾ので、 E も材令1年程度で収束していると考えられる。

得られた V_s より E を弾性波動論に基づいて

$$E = 2\rho(1+\nu)V_s^2 \quad (2)$$

で算出した。ここに、 ν はポアソン比、 ρ は密度である。 ν は、次節の載荷試験で求めた値でI, J, Kダムいずれも0.2である。なお、3章の動的載荷試験で求めたポアソン比は、ひずみ速度によらず0.2であり、ポアソン比がひずみ速度の影響をうけないという報告¹⁴⁾と同様であった。 ρ は次節の載荷試験供試体を用いて実測した値で、I, Jダムでは $2.5g/cm^3$ 、Kダムでは $2.4g/cm^3$ である。

(2) 載荷試験による方法

3章の試験結果より、ダムコンクリートの E のひずみ速度依存性は試験したひずみ速度の範囲内で1割程度であり、圧縮と引張の E の差はほとんどないことが明らかとなった。そこで、載荷試験は静的圧

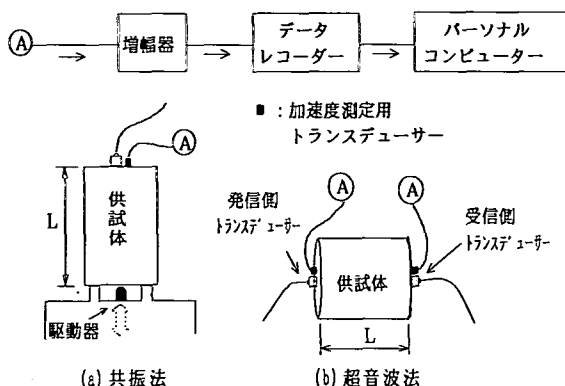


図-5 共振法、超音波法と加速度測定システム

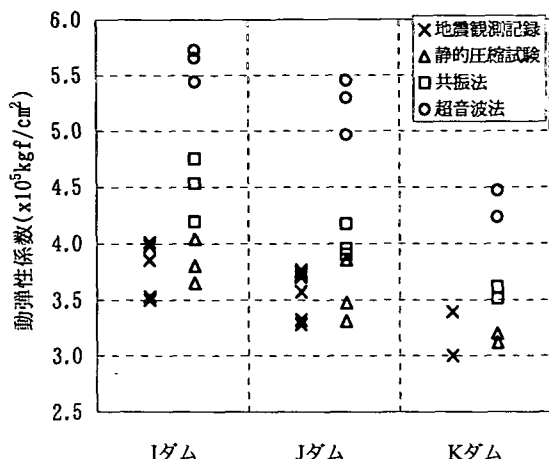


図-6 地震観測記録や各種試験法より求めた動弾性係数の比較

縮試験のみを行うこととした。試験は500tonのアムスラー試験機（荷重制御）で行った。載荷速度は静的圧縮試験の標準速度¹⁰⁾で、 $2\text{kgf/cm}^2/\text{s}$ 程度である。5章(3)で説明するが、この速度は前節の(1)で、地震波伝播速度算出の対象としている、加速度のピーク値が 1gal 程度の振動のひずみ速度と同程度である。

Iダムではダム建設時に現場採取したコンクリートで供試体を作製した。J、Kダムでは実ダムよりコア採取したものを供試体とした。供試体寸法はI、Kダムが $\phi 30 \times 60\text{cm}$ 、Jダムが $\phi 15 \times 30\text{cm}$ で、I、J、Kダムそれぞれ2、26、33年の材令のものである。供試体のゲージ位置、応力ひずみの読取り間隔は3章の載荷試験と同じである。ただし、Jダム供試体は 60mm ひずみゲージを図-1(b)に示すように配置した。供試体数はI、Jダムが3体、Kダムが2体である。

(3)共振法による方法

共振法は、JIS A 1127¹⁰⁾に基づき行った（図-5参照）。ただし、共鳴振動数は可能な場合は2次まで計測した。2次の共鳴振動数の計測では、1次の場合と同様に振動の節を測定するとともに、共鳴振動数が1次の2倍程度であることを確認した。供試体は(2)の載荷試験のものと同一で、載荷試験実施前に本試験を行った。測定した n 次共鳴振動数 f と供試体長さ L より、供試体中の縦波速度 V_p を、

$$V_p = 2fL/n \quad (3)$$

より求め、細長い棒に対する弾性波動論に基づき、

$$E = \rho V_p^2 \quad (4)$$

より E を算出した。なお、供試体は直径と高さの比が1:2であり、厳密に E を求めるには棒の太さを考慮したRayleigh¹⁵⁾の式等を用いる必要がある。しかし、式(4)による値はRayleighの式による値に対し、2%

程度のごくわずかの違いであるので、本研究では式(4)により E を求めた。

(4)超音波法による方法

超音波法は、 54kHz の超音波縦波パルスを発信し、発信、受信トランスデューサー間の伝播時間 ΔT を測定し（図-5参照） V_p を、

$$V_p = L/\Delta T \quad (5)$$

より求めた。超音波パルスの発信源は点であり、波動は半無限体中を伝播するものと見なしうから、半無限体に対する弾性波動論に基づき、

$$E = \rho V_p^2 (1+\nu)(1-2\nu)/(1-\nu) \quad (6)$$

より E を算出した。(3)と同様、(2)の載荷試験と同一の供試体で、載荷試験実施前に本試験を行った。

(5)各種算出方法より求めた動弾性係数の比較

図-6に、各ダムごとに地震観測記録、静的圧縮試験、共振法、超音波法より求めた E を、それぞれ $\times$ 、 Δ 、 $\square$ 、 $\circ$ 印で示す。共振法による E は、1次の共鳴振動に対する値である。

まず地震観測記録より求めた E のばらつきについて考察する。データ数が比較的多いI、Jダムで、それぞれのダムの E の平均値からのばらつきは $2 \sim 3$ 万 kgf/cm^2 程度である。このばらつきの程度は、地震観測記録より波動伝播速度を求める際の主要動の立ち上がりゼロクロスする時刻の時間差に換算すると、約 0.001 秒に相当する。この時間差は、地震観測装置のデータサンプリング周波数 200Hz の場合の時間間隔の $1/5$ 程度である。ゼロクロスする時刻の

読み取りにおいては、サンプリングした点の間を直線補間して求めているので、この程度の誤差が含まれる。即ち、 E のばらつきは主にデータサンプリング間隔に起因していると考えられる。

I, J, K, 3ダムとも、静的圧縮試験と地震観測記録より算出したそれぞれの E の平均値は、 E の値の範囲の中央値程度であり、ほぼ一致している。

平均値で比較すると、地震観測記録や静的圧縮試験より求めた E に比べ、共振法による値は、1.1～1.2倍程度である。超音波法による値は、1.4～1.5倍程度でかなり大きい。なお、文献16)の塚原ダムのコア抜きした供試体においても、超音波法より求めた E は、静的圧縮試験による値に比べ1.8倍程度でかなり大きいことが報告されている。

以上のとおり、地震観測記録と静的圧縮試験より求めた E は一致するが、共振法、超音波法による E は異なる。共振法や超音波法により求まる弾性係数も「動弾性係数」と称されるが⁷⁾、地震時の動弾性係数と区別して用いる必要がある。次章以降で、地震観測記録と静的圧縮試験より求めた E は一致するが、共振法、超音波法による E は異なる理由について検討する。

5. 地震による振動や各種試験法におけるひずみ速度や波長に対する骨材の大きさの比

ダムコンクリートを含めコンクリートの E には、ひずみ速度依存性が存在する。よって、地震観測記録や各種試験法より求めた E が異なる要因として、ひずみ速度が挙げられる。また、コンクリートは骨材とセメントペーストの不均質材料である。後述する、既往の研究^{17), 18)}から推察するにコンクリートの不均質さに起因して、骨材の大きさや波長の比も E に影響を与えるものと考えられる。そこで各種算出法におけるこれら諸量等の比較を行う。まずこれらの値の求め方から説明する。

(1) ひずみ速度、ひずみの求め方

等方弾性体中を一方向に伝播する弾性波の波動方程式は、波動伝播方向の変位を u 、座標を x とすると、

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (7)$$

で表わされる。ここに V は波動伝播速度である。その解は、

$$u = Ae^{iVt} \cdot e^{ikx} \quad (8)$$

で、 k は波数である。

変位加速度を G^* とすると、

$$G^* = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -V^2 k^2 \cdot u \quad (9)$$

なので、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ は、

$$\dot{\epsilon} = \frac{\partial^2 u}{\partial t \partial x} = -Vk^2 \cdot u = \frac{G^*}{V} \quad (10)$$

である。

同様にひずみ ϵ 、変位速度を $V^* \left(= \frac{\partial u}{\partial t} \right)$ とすると、

$$\epsilon = \frac{\partial u}{\partial x} = \pm ik \cdot u = \frac{V^*}{V} \quad (11)$$

となる。 V^* は式(8)、(9)と周波数を f とし、関係式 $Vk = 2\pi f$ を用いると、

$$V^* = \frac{G^*}{2\pi f} \quad (12)$$

と表わされる。よって、加速度を求めればひずみ速度やひずみを求めることができる。

(2) 波長に対する骨材の代表寸法の比 d/λ

三上ら¹⁷⁾はコンクリートの角柱供試体の波動伝播速度を調べ、骨材量が同じでも、骨材粒径が異なると波動伝播速度が異なることを示している。また、渡辺ら¹⁸⁾は、基質層と低速度層を互層状に有する1次元モデルの波動伝播速度を実験と解析により調べている。それによれば、一定の長さのモデル中の基質層と低速度層の合計厚は同じでも、層数が多くなったり（即ち、1層当たりの層厚が薄い）、波長が長くなると、波動伝播速度が低下することを示している。これらの結果は、不均質材料であるコンクリートの波動伝播速度に、骨材の大きさや波長が影響を与えることを示している。さらに、渡辺ら¹⁷⁾の結果から、骨材の大きさと波長の相対的大きさが、波動伝播速度に影響するものと推察される。そこで本論文では、 V と f より求まる波長 λ

$$\lambda = V/f \quad (13)$$

に対する骨材の代表寸法 d の比

$$\frac{d}{\lambda} = \frac{fd}{V} \quad (14)$$

を考える。

(3) 各種算出法における周波数、加速度、ひずみ速度、ひずみ、波長、 d/λ の比較

表-4に、地震による振動や各種試験法での周波数、加速度、ひずみ速度、ひずみ、波長、 d/λ を求め、それらのオーダーを示す。

まず周波数は、地震による振動に対して、そのパワースペクトルを調べると、比較的大きなパワーを有する周波数帯は1～10Hz程度なので、そのオー

表-4 地震による振動及び各種試験法の周波数，加速度，ひずみ速度，ひずみ，波長，波長に対する骨材の代表寸法の比 d/λ のオーダー

方法	周波数 f (Hz)	加速度 (gal)	ひずみ速度 (μ/s)	ひずみ (μ)	波長 λ (m)	d/λ
地震による振動	$10^0 \sim 10^1$	$10^0 \sim 10^3$	$10^0 \sim 10^3$	$10^{-1} \sim 10^2$	$10^2 \sim 10^3$	$10^{-4} \sim 10^{-5}$
動的載荷試験			$10^{-1} \sim 10^3$	$10^0 \sim 10^2$	∞	0
共振法	10^3	10^2	10^2	10^{-2}	10^0	10^{-2}
超音波法	10^4	10^4	10^4	10^{-1}	10^{-1}	10^{-1}

ダーを記している。共振法は測定した1次の共鳴振動数(3500Hz程度)，超音波法は発信側トランスデューサーの固有振動数(54kHz)に対応する値である。

次に，加速度とひずみ速度とひずみについて述べる。地震による振動に対しては，まず4章で述べた地震観測記録より，地震波伝播速度を算出するのに対象とした程度の振動を考える。地震波伝播速度を，水平動の主要動の立ち上がりのゼロクロスする時刻から求めたので，対象としている振動はゼロクロス部の最初の1山程度の振動で，その加速度のピーク値は1gal前後である。地震による振動は，厳密には正弦波ではないが，式(10)より振幅が1galのせん断波の正弦振動の，時間に対し平均したせん断ひずみ速度を求めると数 μ/s である。この算出において，ダムコンクリートのS波伝播速度は，地震観測記録より求めた地震波伝播速度で，2500m/s程度である。圧縮試験や直接引張試験の一軸応力状態の供試体では，軸ひずみは最大せん断ひずみの2倍である。よって，数 μ/s のせん断ひずみ速度は，載荷試験では軸ひずみで5 μ/s 程度のひずみ速度に対応する。以上の概算から，1gal程度の振動のひずみ速度は 10^0 のオーダーである。表-4には，この1gal程度の振動に対する値から，3章(1)で述べた強震時の数千gal程度の振動に対する $10^3 \mu/s$ のオーダーまでの範囲を示した。ひずみは式(11)より，ひずみ速度に対し1オーダー小さい値として求められる。

動的載荷試験のひずみ速度は載荷試験を実施した範囲の値であり(3章(1)参照)，ひずみは応力-ひずみ曲線が直線性を示す範囲の値である。

共振法や超音波法に対しては，所有している試験装置では加速度の測定ができないため，図-5に示す加速度測定システムを組み，供試体の端面で加速度を測定した。計測精度を十分なものとするため，加速度測定用トランスデューサー，増幅器及びデータレコーダーは，発信側トランスデューサーの固有振動数(54kHz)を含む周波数帯(0.3～60kHz)でフラッ

トな特性を有するものを採用した。共振法における供試体の振動は，供試体両端面が腹で中央部が節の振動形状で，振幅が時間的に変化する。よって，共振法の加速度は，時間と空間に対し平均した値である。超音波法の加速度は，受信側で計測した波の最初の1山を時間に対し平均した値である。なお，発信側と受信側で最初の1山の加速度はほぼ同じであった。超音波法による振動はパルス波で，一方向に伝播する正弦波ではないが，ひずみ速度とひずみのオーダーを概算するために，式(10)，(11)より上述の平均した加速度を用いて算出した。

地震による振動や動的載荷試験のひずみ速度に比べ，共振法のひずみ速度はその範囲内にあるが，超音波法のひずみ速度は大きい。また，超音波法のひずみは，共振法のひずみよりも1オーダー大きいことが分かる。

波長は式(13)により求めた。地震波はその周波数帯が1～10Hz程度にあるのでその範囲の値を示す。載荷試験は単調載荷しているため波長は ∞ に相当する。共振法の波長は，供試体の長さの倍程度であり，超音波法の波長はそれよりも1オーダー小さい。

ダムコンクリートの d/λ を求めた結果を表-4の最右欄に示す。この具体的な算出については次章(4)で述べる。

表-4にまとめた結果より，地震による振動や各種試験法における周波数，加速度，ひずみ速度，ひずみ，波長， d/λ は，一部を除いて，その値のオーダーが異なっていることが分かる。

6. 各種試験法による動弾性係数の差異に関する考察

まずダムコンクリート以外の供試体に対し，各種試験を実施した結果を示す。次にその結果や表-4を基に，各種試験法により求まる E が異なる理由について考察する。

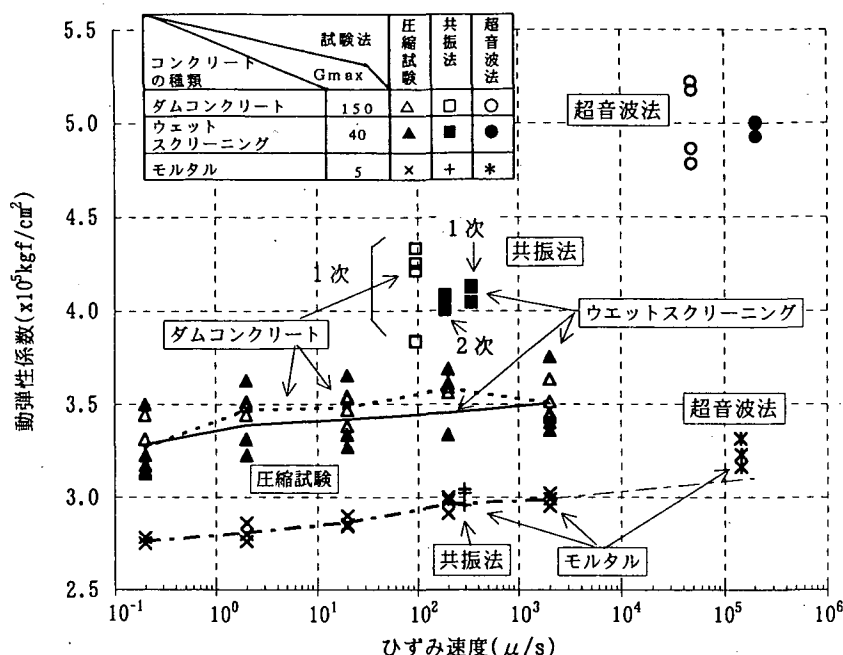


図-7 各種試験法におけるひずみ速度と動弾性係数

(1)モルタルやウェットスクリーニング供試体に対する各種試験

2章ではIダムコンクリートを対象に、動的荷重試験を行い、 E のひずみ速度依存性を調べた。ここでは、コンクリートの d/λ が、各種試験法により求まる E に及ぼす影響について調べるため、同じIダムコンクリートを対象に、そのモルタル部（最大骨材寸法5mm、以下最大骨材寸法を G_{max} と略す）で作製した供試体と、Iダムコンクリートを40mmでウェットスクリーニングした供試体に対して、動的圧縮試験、共振法、超音波法の試験を実施した。

動的圧縮試験は、50tonアクチュエータ試験機（変位制御）により行った。ただし試験装置の性能上、 $0.2\mu/s$ の試験は200tonアムスラー試験機（荷重制御）で行った。供試体の養生、荷重方法や測定は、ダムコンクリートそのものに対する動的圧縮試験と同じで、同一の供試体に対しひずみ速度（表-2参照）を変えて実施した。供試体寸法は $\phi 15 \times 30\text{cm}$ で、60mmひずみゲージを図-1 (b)に示すように配置して計測した。材令は、ウェットスクリーニング供試体が2年、モルタル供試体が91日である。供試体数は、両供試体とも3体である。共振法、超音波法による試験方法は、4章に述べたとおりである。

(2)ひずみ速度依存性の影響

図-7に、各種試験法におけるひずみ速度と E の関係をまとめて示す。共振法、超音波法のひずみ速度は5章で述べた方法で求めている。ウェットスクリーニング供試体($G_{max}40\text{mm}$)及びモルタル供試体($G_{max}5\text{mm}$)の動的圧縮試験による E をそれぞれ▲、×で、その平均を実線及び一点鎖線で示す。また、共振法、超音波法より求めた E をそれぞれウェットスクリーニング供試体は■、●で（モルタル供試体は+、×で示す。ウェットスクリーニング供試体の共振法は、2次の共鳴振動数も求められたので、その結果も示す。Iダムコンクリート供試体（材令91日）の動的圧縮試験による E を△で、その平均を破線で示す（図-3の動的圧縮試験による E の再掲）。また、同じ供試体で動的圧縮試験実施前に、共振法、超音波法より求めた E をそれぞれ□、○で示す。なお、平均値で比較すると、荷重速度が $2\mu/s$ （静的圧縮試験の標準速度と同程度）の E に比べ、共振法による値は1.2倍、超音波法による値は1.4倍で、図-6の材令2年の結果と同程度である。

ダムコンクリート、ウェットスクリーニング、モルタル供試体とも動的荷重試験による E は、ひずみ速度の対数値とほぼ比例関係にあり、同程度のひ

表-5 ダムコンクリート, ウェットスクリーニング, モルタル
供試体等における波長に対する骨材の代表寸法の比 d/λ

供試体 Gmax (mm)	ダムコンクリート	ウェットスクリーニング ^a	モルタル	三上らの試験 ¹⁷⁾		
方法	150	40	5	20	10	2.5
地震による振動	$10^{-4} \sim 10^{-5}$					
動的載荷試験	0	0	0			
共振法	10^{-3}	10^{-2}	10^{-3}			
超音波法	10^{-1}	10^{-1}	10^{-2}	10^{-1}	10^{-1}	10^{-2}

: 求められる動弾性係数に差異を生ずる d/λ

ずみ速度依存性である。

共振法のひずみ速度は、 $100 \sim 300 \mu/s$ 程度である。同じひずみ速度の動的圧縮試験結果と比較すると、共振法による E は、モルタル供試体ではほぼ一致する。つまり、静的圧縮試験による E との差は、ひずみ速度依存性によって説明される。しかし、その他の供試体では、共振法による E の値の方が大きい。このことは、ひずみ速度のみによって説明できない。

超音波法のひずみ速度は $(5 \sim 20) \times 10^4 \mu/s$ 程度で、強震時にダムコンクリートに生じる値に比べかなり大きい。文献3)では、ひずみ速度で $10^9 \mu/s$ の範囲まで、 E とひずみ速度の対数値に比例関係があることが示されている。本研究における動的載荷試験においても、 E はひずみ速度の対数値とほぼ比例関係にあることから、図-7でそれぞれの供試体の動的載荷試験の E とひずみ速度の関係を延長して比較してみると、超音波法による E の値がモルタル供試体では少し大きく、ウェットスクリーニング供試体、ダムコンクリート供試体では非常に大きな値でその延長上にはない。したがって超音波法で求められる E の違いも、ひずみ速度依存性のみでは説明されない。

(3) ひずみのレベルの影響

表-4に示すとおり共振法、超音波法のひずみは微小で、それぞれ $10^{-2} \mu$ と $10^{-1} \mu$ のオーダーである。これに対し載荷試験のひずみの計測精度は 1μ であり、載荷試験において、共振法や超音波法と同じ微小なひずみでの E は、厳密には不明である。しかし、表-4と図-7を参照して、載荷試験、共振法、超音波法による E を、ひずみの大小との関係で見ると、小さいひずみの共振法の E の方が、大きなひずみの超音波法の E より小さく、より大きなひずみの載荷試験の E は、さらに小さい。このような、複雑な非線形性が微小なひずみの範囲に存在するとは考えにくい。

(4) 波長に対する骨材の代表寸法の比 d/λ の影響

表-5は各種供試体に対し、地震時の振動や各種試

験法の d/λ を、式(14)で求めそのオーダーを示したものである（ダムコンクリートの欄は、表-4の d/λ 欄の再掲）。 d/λ の算出に当たって用いた、骨材の代表寸法は、対象とするコンクリートに含まれる大部分の粗骨材の粒径のオーダーとした。即ちウェットスクリーニング供試体は、 $G_{max}=40mm$ で骨材の代表寸法は $10^{-2}m$ のオーダーである。ダムコンクリートは $G_{max}=150mm$ なので、骨材の代表寸法はウェットスクリーニング供試体よりは大きいと考えられる。しかし、 $100mm$ 以下の粗骨材は80%程度と多く、平均粒径は $50 \sim 60mm$ 程度であるので、骨材の代表寸法のオーダーは $10^{-2}m$ としている。これらに対し、モルタル供試体は $G_{max}=5mm$ なので、骨材の代表寸法は1オーダー低い $10^{-3}m$ である。

三上らはコンクリートで骨材量は同じとし、 G_{max} を2.5, 10, 20mmと変えた供試体での超音波法による試験を行い、 G_{max} が大きくなる程、波動伝播速度が速くなることを示している¹⁷⁾。ただし $G_{max} 10mm$ と $20mm$ の供試体は、それぞれ粗骨材が $10mm$ と $20mm$ の単一粒径で細骨材が $2.5mm$ 以下である。この試験の d/λ を求めると 10^{-2} ($G_{max} 2.5mm$) $\sim 10^{-1}$ ($G_{max} 20mm$) で、これも表-5に示す。

図-7に示したとおり、ダムコンクリート、ウェットスクリーニング供試体の共振法、超音波法やモルタル供試体の超音波法の E は、動的載荷試験による E とひずみ速度との関係からずれている。これらの試験の d/λ は $10^{-2} \sim 10^{-1}$ で、表-5には、これらの E に差異を生じている d/λ を  で示す。これは三上らの試験¹⁷⁾ による、波動伝播速度に差異を生ずる d/λ の範囲と一致している。さらに、それぞれの試験法により求まる E と、動的載荷試験による E (図-7参照) とを比較すると、その E の差は d/λ が大きい順に大きい。即ち、 d/λ が 10^{-1} と大きいダムコンクリートやウェットスクリーニング供試体の超音波法、次いで、 d/λ が 10^{-2} のダムコンクリート供試体の共振法やウェットスクリーニング供試体の共振法、モルタル供試体の超音波法の順である。一方、モルタル供試体で、 d/λ が 10^{-3} の共振法と d/λ が0の動的載

荷試験の E はほぼ一致する。

以上より、 d/λ が 10^{-3} 程度以下の試験で求めた E は、 d/λ の影響がなく一致するが、 10^{-2} 以上の試験より求めた E は、 d/λ が大きいほど E が大きくなる。コンクリートの骨材の代表寸法と波長の比をオーダーで考えることにより、各種試験法の E の差異の説明ができた。 d/λ が大きいほど E が大きくなるのは、コンクリートはモルタルと粗骨材からなる複合体であり、粗骨材はモルタルに比べ一般に剛性が大きく、波動伝播速度は速いことと、粗骨材の大きさに対し波長が小さいと、すなわち d/λ が大きいと粗骨材を伝播する割合が大きくなるためと思われる。ダムコンクリートやウエットスクリーニング供試体の超音波法による E はかなり大きく、骨材そのものの弾性係数程度の値である。よって、波動伝播経路がほとんど骨材部となっていると考えられる。一般のコンクリートにおいても、動的載荷試験、共振法、超音波法により求まる E が異なるのは、 d/λ の影響があるためと考えられる。ただし、ダムコンクリートは、粗骨材の寸法が大きく d/λ が大きいので、一般のコンクリートに比べその影響がかなり大きいと考えられる。

7. ダムコンクリートの地震時の動弾性係数

上述のとおり、各種試験法より求まる E は、ひずみ速度と d/λ に依存している。これに対し、ダムの地震による振動時のダムコンクリートの d/λ は $10^{-4} \sim 10^{-5}$ で、 E がその影響を受けない範囲である。このため図-6で示したように、同程度のひずみ速度に相当する地震観測記録から求めた値と載荷試験による値は、ほぼ一致した。よって、地震による振動に対応するひずみ速度で動的載荷試験を行って E を求めれば、地震時の E が得られる。ただし、地震時に想定されるひずみ速度の範囲で、ダムコンクリートの E のひずみ速度依存性は1割程度であるので、標準の載荷速度 ($2 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2/\text{s}$)¹⁰⁾で静的圧縮試験を行えば、概ね妥当な値を得ることができる。

著者の一人らは、I, Jダムの起振実験の応答シミュレーション解析^{19), 20)}や、Iダムの弱地震応答シミュレーション解析²¹⁾を行っている。解析は、ダム-岩盤-貯水の連成を考慮した3次元有限要素解析である。解析領域の広さやメッシュサイズについて詳細に検討した上で、ダムコンクリートの E は、4章で示した標準速度の静的圧縮試験から求めた値（即ち、地震観測記録より求めた値である）を、岩盤の動弾性係数は、ダムコンクリートの場合と同様

に、岩盤内の標高差のある2ヶ所の地震観測記録より求めた値を用いている。その解析結果は、実測の固有振動数がほぼとらえられ、ダムの応答の良好なシミュレーション結果が得られている。このことも、静的圧縮試験からダムコンクリートの E を求めれば良いことを裏付けている。

8. 結 論

本研究では、実ダムでの地震観測記録よりダムコンクリートの地震時の動弾性係数を求めるとともに、動的載荷試験、共振法、超音波法より求めた動弾性係数との比較検討を行った。動的載荷試験は、圧縮試験だけでなく直接引張試験も行った。そして各種算出方法から求まる動弾性係数の差異の理由について、その要因としてひずみ速度、波長、波長に対する骨材の代表寸法の比 d/λ 等より考察した。主要な成果を以下にまとめる。

(1) 実ダムにおいて地震観測を行い、得られた観測記録より地震波伝播速度を算出し、それより求めたダムコンクリートの動弾性係数は、静的圧縮試験（載荷速度 $2 \text{ kgf/cm}^2/\text{s}$ 程度）の弾性係数とほぼ一致した。

(2) ダムコンクリートの地震時の動弾性係数は、地震時にダムコンクリートに発生するひずみ速度の範囲では、そのひずみ速度依存性は1割程度である。数gal程度の振動時のダムの動弾性係数は、静的試験（載荷速度 $2 \sim 3 \text{ kgf/cm}^2/\text{s}$ ）¹⁰⁾の弾性係数に相当し、ひずみ速度が $10^3 \mu\text{s}$ のオーダーである強震時のダムの動弾性係数は、静的試験の弾性係数の1.1倍程度である。

(3) ダムコンクリートの地震時の動弾性係数は、圧縮と引張で差はない。

(4) ダムの地震応答解析などに用いるダムコンクリートの動弾性係数は、上記より、試験の簡単な静的圧縮試験により得られる値を基に設定すればよい。また、既設のダムで地震観測を行っている場合には、実測値ということで、本文中で示した地震観測記録による方法で求めることができる。その際算出誤差を10%以下程度にするためには、2箇所の地震計の標高差が100m程度では、サンプリング周波数を200Hz以上とする必要がある。

(5) 地震観測記録、動的載荷試験、共振法、超音波法より求まる動弾性係数は、ひずみ速度と d/λ に依存していることを示した。

(6) 載荷試験は波長が ∞ の場合に相当し、得られる動弾性係数がコンクリートの d/λ の影響を受けない試験である。一方、地震によるダムの振動時の

ダムコンクリートの d/λ も、地震波の波長が比較的に長いので、動弾性係数が d/λ の影響を受けない範囲にある。このため、上述のとおり載荷試験から地震時の動弾性係数を求めることができる。

(7) 地震時の動弾性係数に比べ、共振法による値は大きい。この理由は、共振法のひずみ速度は、地震時にダムコンクリートに発生するひずみ速度の範囲にあるが、波長は供試体の長さの倍程度で地震時の波長に比べかなり短い。このため、計測される波動伝播速度が、コンクリートの d/λ の影響を受けるため地震時の動弾性係数を与えないと考えられる。

(8) 地震時の動弾性係数に比べ、超音波法による値はかなり大きい。この理由は、ひずみ速度が地震時に発生する値に比べかなり大きいので、ひずみ速度依存性の影響を受ける上に、波長が共振法の波長の1/10程度とさらに短く、計測される波動伝播速度が d/λ の影響をより大きく受けるためと考えられる。

(9) 一般のコンクリートにおいても、動的載荷試験、共振法、超音波法により求まる動弾性係数が異なる理由は、ひずみ速度依存性と d/λ の影響であると考えられる。ただし、ダムコンクリートは、粗骨材の寸法が大きく、 d/λ が大きいので、一般のコンクリートに比べその影響がかなり大きいと考えられる。

(10) 共振法や超音波法により求まる弾性係数は「動弾性係数」と称されるが⁷⁾、地震時の動弾性係数と区別して用いる必要がある。

謝 辞：動的載荷試験の実施にあたっては、電力中央研究所の試験装置を使用させて頂きました。末筆ながら感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：動的解析と耐震設計（第3巻）エネルギー施設, pp.90-97, 1989.
- 2) Hall, F. J.: The Dynamic and Earthquake Behaviour of Concrete Dams - Review of Experimental Behaviour and Observational Evidence, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.7, No.2, pp.58-121, 1988.
- 3) 土木学会：コンクリートの力学特性に関する調査研究報告, 第7章, コンクリートライブラリー 69, 1991.
- 4) 畑野正, 渡辺啓行：コンクリートの動的粘弾性定数並びにポアソン比について, 土木学会論文集, 184号, pp.105-112, 1971.
- 5) 畑野正：衝撃荷重によるコンクリートの挙動, 土木学会論文集, 73号, pp.28-34, 1971.
- 6) 佐藤正俊, 上田稔, 遠藤孝夫, 長谷部宣男：コンクリートの大型供試体直接引張試験装置に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.1, pp.549-554, 1992.
- 7) 土木学会編：新体系土木工学29 フレッシュコンクリート・硬化コンクリート, pp.165-166, 1981.
- 8) 中部電力(株)：高根第一発電所高根第二発電所建設工事報告, pp.3.179-3.189, 1973.
- 9) 中部電力(株)：畑薙発電所建設工事報告, pp.244-262, 1964.
- 10) 土木学会：コンクリート標準示方書 基準編, pp.303-313, 320-325, 1991.
- 11) International Engineering Company: Pacoima Arch Dam investigation and evaluation of effects of San Fernando Earthquake, Los Angeles County Flood District, 1972.
- 12) 永山功, 渡辺和夫, 尾畑伸之：ダムコンクリートの直接引張強度試験とその試験結果についての考察, ダム技術, No.54, pp.38-46, 1991.
- 13) 大岸佐吉, 小野博宣：硬化過程におけるコンクリートの圧縮強度・変形に及ぼす載荷速度の影響, 材料, Vol.29, No.318, pp.279-285, 1980.
- 14) 永山功, 渡辺和夫：フライアッシュを用いたコンクリートの長期的な強度発現に関する実験的検討, 大ダム, No.149, pp.8-15, 1994.
- 15) 実吉純一, 菊池喜充, 能本乙彦監修：超音波法技術便覧, pp.95-96, 1971.
- 16) 田代信雄, 是石俊文：塚原ダムコンクリートの材令30年試験, セメント・コンクリート, No.304, pp.14-23, 1972.
- 17) 三上修一, 大島俊之, 村丸清英, 角田興史雄：不均一性材料の超音波伝播と減衰特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.515-524, 1995.
- 18) 渡辺俊樹, 佐々宏一, 芦田譲, 岸本宗丸：多数の薄層からなる低速度帯がP波に及ぼす影響について, 物理探査, Vol.42, No.2, pp.78-81, 1989.
- 19) 上田稔, 奥田宏明, 塩尻弘雄, 田村重四郎：アーチダムの起振実験シミュレーション, 土木学会論文集, No.501/I-29, pp.203-212, 1994.
- 20) 恒川和久, 上田稔, 近藤寛通, 田村重四郎, 塩尻弘雄：アーチダムの起振実験で実測した動水圧のシミュレーション, 第23回地震工学研究発表会講演概要, pp.513-516, 1995.
- 21) 上田稔, 奥田宏明, 塩尻弘雄, 恒川和久：アーチダムの弱地震応答シミュレーション, 第49回土木学会年次学術講演概要集第1部, pp.872-873, 1994.

(1996.2.1受付)

DYNAMIC ELASTIC MODULUS OF DAM CONCRETE UNDER EARTHQUAKE MOTION

Masatoshi SATO, Minoru UEDA, Norio HASEBE and Hidetaka UMEHARA

Dynamic elastic moduli of dam concretes are very important property which they influence earthquake responses of concrete dams. Dynamic loading test, resonance method and ultrasonic method have been used to obtain dynamic elastic modulus. A great difference is observed among the values obtained from such methods. In addition, the relations among dynamic elastic moduli due to these methods and under earthquake motion seem not to have been investigated so much. In this study, dynamic elastic moduli are evaluated from data of observed seismic waves and are compared with these experimental results. From these results, dynamic elastic modulus of dam concrete under earthquake motion is discussed.