

軟質岩盤の動的繰返し変形特性(弾性-粘性)と地震時応答解析

電力中央研究所 〇 林 正夫, 北原義浩
藤原義一, 駒田廣也

1 目的 比較的に風化・節理・固結度などのために軟質な岩盤に、発電所・橋脚などを設ける際に、地震時応答解析に用いるべき構造物と岩盤の接触部の近傍の弾性や粘性は、動的繰返し変形の現地試験によって求めるのが一つの方法であろうと考え、動的変形試験装置を試作し、数ヶ地点で試験を実施してみた。そして、試験の結果から激震時に相当する動的応力の水準と卓越する震動周波数帯域での動的弾性と粘性をまとめ、従来おこなわれてきた弾性波試験による動的弾性率あるいは静的変形試験による静的弾性率と比較検討した。ついで地上構造物と軟質岩盤との連成震動解析への物性試験結果の適用方法を示し、震動の粘性減衰定数が従来、経験的に導入されてきたのに対し、計数的に導入する手法を提案した。今後さらに軟岩における試験例を増すことと粘弾性数値表現の改良を図り度い。

2 岩盤の動的繰返し変形試験法 (1)試験装置は図1のように従来の静的な試験装置の油圧ジャッキを油圧サーボ型式のバイブレーターに代え、別に油圧制御装置と動的変位測定・記録装置を備えることにしたものである。表1に装置の主要な仕様を示している。載荷圧 σ は静的圧力 σ_s と動的繰返し圧力 σ_d より成り

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma_s + \sigma_d \\ &= \sigma_s + \sigma_d \sin \omega t\end{aligned}$$

----- (1)

載荷圧周波数 f は 0.01 ~ 6 % 実用の範囲である。

表 1 現場用動的岩盤試験装置

載荷装置：最大油圧200kg/cm ² 、油量36ℓ/分、 最大出力50t、電気容量15kW、 動的振幅±1mmで5サイクル、荷重検出 方式で精度±0.5%F、S
油圧制御装置：発振周波数0.001~1000c/s、 出力波形は正弦波、矩形波、鋸波、任意波 サーボアンプ、直流型で感度0.1V/30mA
測定計器、動ひすみアンプDS6/RX、差動変 位ピックアップ(SR-50)総合計器、電磁式ROMO-121

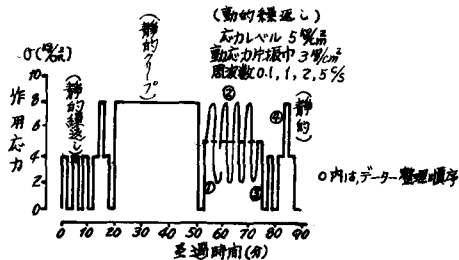


図2 荷重パターン

(計測系統)

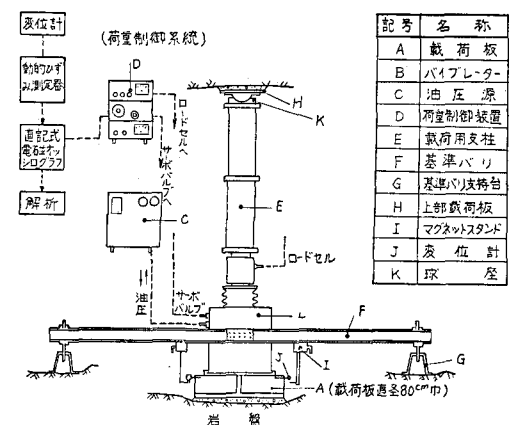


図-1 動的くりかえし試験装置と計測のブロックタイマグラフ

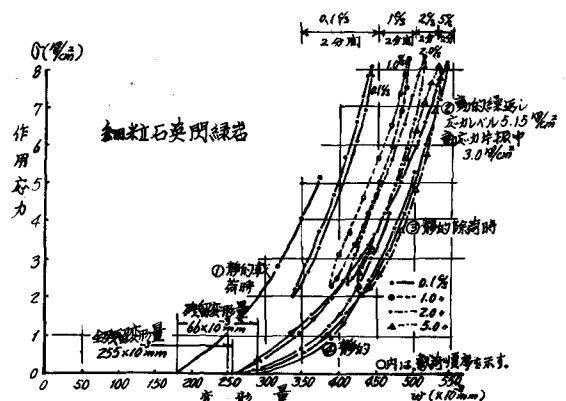


図3 変形と作用応力の関係の例

(2) 動的繰り返し弾性率 E_d は載荷盤の半径 r

と動的変位を w_d とすれば次式となる。

$$E_d = (1-\nu^2) \pi r \sigma_d / (2 w_d) \quad \text{----- (2)}$$

図2に載荷パターン、図3に荷重-変位曲線、図5に載荷圧周波数-動的繰り返し弾性率を示す。動的変位 w_d は動的応力 σ_d より位相の遅れ角 δ を生じ次式となる。

$$w_d = w_g \sin(\omega t - \delta) \quad \text{----- (3)}$$

以下では応力 σ_d とひずみ E_d の関係に戻して論を進める。

$$\sigma_d = \sigma_g e^{i\omega t} \quad \text{----- (4)}$$

$$E_d = E_g e^{i(\omega t - \delta)} \quad \text{----- (5)}$$

ひずみ速度 $\dot{E}_d$ は次式となる。

$$\dot{E}_d = i\omega E_d = \omega E_g e^{i(\omega t - \delta + \pi/2)} \quad \text{----- (6)}$$

すなわち図6の複素数表示において E_d のベクトルより $\dot{E}_d$ のベクトルは $\pi/2$ だけ進み状態にある。図5にて、静的な E の小さい軟質岩盤は周波数とともに E_d が大きな値になり易い傾向のように見受けられる。

(3) 弾性率 E と粘性係数 η

上述の E_d が周波数に依存しているの、次のように弾性率 E の他に粘性係数 η を導入して、 E_d を E と η に分解し、周波数に依存しない2つの係数で表現し得るかどうかを調べる。この際次のように定義する。

$$E = (E_d \text{ と同じ位相にある応力}) / E_d \quad \text{----- (7)}$$

$$\eta = (\dot{E}_d \text{ と同じ位相にある応力}) / \dot{E}_d \quad \text{----- (8)}$$

一方、 σ_d は複素数平面上で互いに直角な成分に分け得るので、

$$\begin{aligned} \sigma_d &= E E_d + \eta \dot{E}_d = (E + i\omega\eta) E_d \\ &= E_d E_d \quad \text{----- (9)} \end{aligned}$$

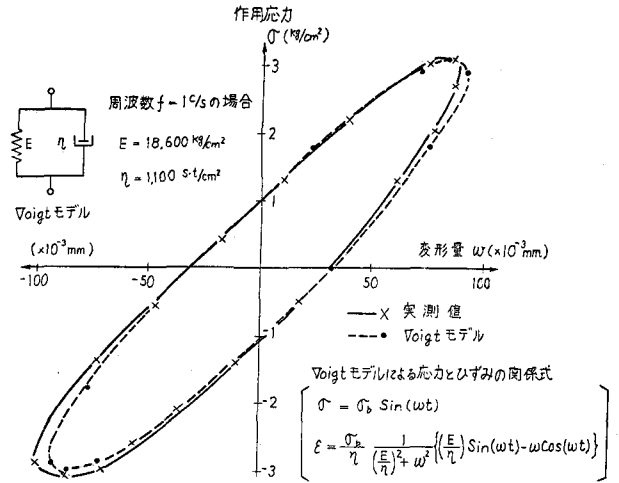


図4 Voigtモデルと実測値によるヒステリシス曲線の比較の例

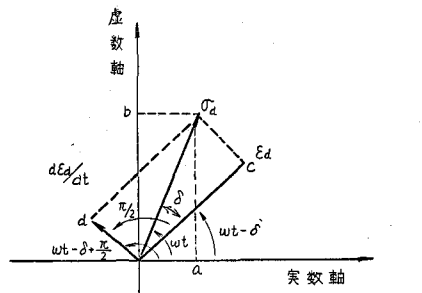


図5 応力 σ_d 、ひずみ E_d 、ひずみ速度 dE_d/dt の複素数平面での表示

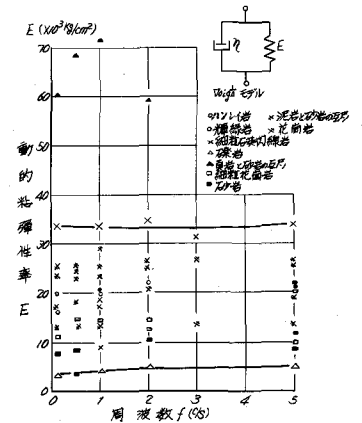


図7 軟岩の動的弾性率 E (周波数 f に依存しない形にした値)

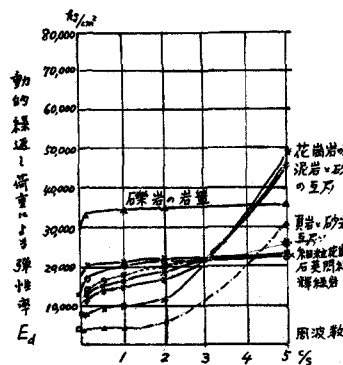


図6 載荷圧の周波数と弾性率の関係

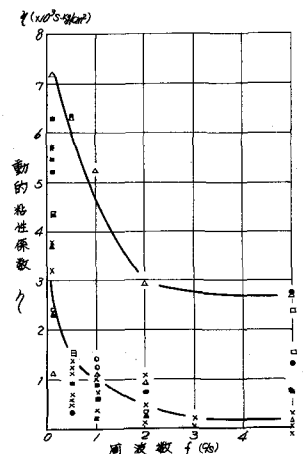


図8 軟岩の粘性係数 η

$$E_d = \sigma_d / \epsilon_d = (\sigma_e / \epsilon_e) e^{i\delta} \quad (10)$$

したがって、 E は E_d の実数部なので

$$E = (\sigma_e / \epsilon_e) \cos \delta \quad (11)$$

また、 $\omega \eta$ は E_d の虚数部なので

$$\eta = \frac{1}{\omega} (\sigma_e / \epsilon_e) \sin \delta \quad (12)$$

これらの式の中の δ を求めるため

にヒステリシス ループの図4に

おいて、一周期の間のひずみエネルギー

損失 W は

$$\begin{aligned} W &= \int_0^{2\pi} d\omega \epsilon = \int_0^{2\pi} (E \epsilon^2 \sin \omega t \cos \omega t dt + \\ &= \int_0^{2\pi} (E \epsilon^2 \sin \omega t \cos \omega t dt + \\ & \quad E \epsilon^2 \sin^2 \omega t \tan \delta \omega t dt) \\ &= E^2 \epsilon^2 + \pi E^2 \omega \eta = W_E + W_\eta \quad (13) \end{aligned}$$

一周期の間のひずみエネルギーの

損失率

$$W_\eta / W_E = \pi \tan \delta \quad (14)$$

となり、ループ面積 W_η と弾性エネルギーを示す三角形面積 W_E の比を図式的に求め次式により δ を定め、その後、式(11)と式(12)により E と η を定めた。

$$\delta = \tan^{-1} \left(\frac{\pi W_\eta}{W_E} \right) \quad (15)$$

図7と図8に E と η の周波数との関係を示す。図7の E は略、周波数にほぼ一定の値を示しているが、図8の η は静的くりかえしの場合の η と3%近辺の場合の η が異なっており、未だ2要素モデルでは広い周波数領域をカバーできる η とは認め難い。この理由はモデルそのものの他に、荷重履歴や節理が次第に縛っていく影響なども含めて考えていく必要がある。実用上は3%近辺の動的現象を主に論じるので、その近辺の周波数領域での η を数値解析における粘性係数として用いることは許容される。

図4にはヒステリシス ループの実測値と、次式のように E と η で数値表現した計算値と比較している。この図のように両者は略、似ており一周期の間では妥当であるが、連続繰り返しの間は、軟岩になる程若干変位が残留するので、その影響は別に一粘弾性ゲルショットを直列に追加する必要がある。本論に戻り、 E と η の並列モデルの応力-ひずみの数値表現は次式のようになる。

$$\sigma_d(t) = E \epsilon_d(t) + \eta \frac{d\epsilon_d(t)}{dt} \quad (16)$$

を積分すると、

$$\epsilon_d(t) = e^{-(\frac{E}{\eta})t} \left\{ \frac{\sigma_e}{\eta} \frac{1}{\{(\frac{E}{\eta})^2 + \omega^2\}} \left[e^{\frac{E}{\eta}t} \left(\frac{E}{\eta} \sin \omega t - \omega \cos \omega t \right) + \omega \right] \right\} \quad (17)$$

3 岩盤の弾性率の各種試験法による値の比較

表2には静的変形係数 E_s 、動的繰り返し弾性率 E_d 、弾性波による動弾性率 E_v の比較を各地で実施した結果を一覧表に示す。 E_d は E_s の1.3倍〜1.4倍となることが多く、精々2倍程度である。 E_v は E_d の4倍〜12倍に分布しており単純には考え難い。いづれにしても、構造物近傍の接触岩盤の動的なバネ常数を考える際には E_v を割り引いて考える必要がある。その際の割り引くため

表2 岩盤の弾性率の各種試験法による値の比較

岩 盤	静的変形試験	動的繰り返し試験	弾性波試験	比 率		
	$E_s \text{ kg/cm}^2$	$E_d \text{ kg/cm}^2$	$E_v \text{ kg/cm}^2$	E_d/E_s	E_v/E_s	E_v/E_d
花崗岩	37000~44000	63000~80000	320000	1.7~1.8	7~9	4~5
頁岩・砂岩・石灰岩	4200~5800	4700~5800	67000	1.1~1.0	12~16	14~18
砂 岩	5000~10000	14000~22000	130000~160000	1.4~4.0	13~16	7~12
細粒花崗岩	3000~10000	12000~17000	101000~180000	1.2~4.0	10~20	6~15
泥岩・砂岩・頁岩	8300~8600 12700~18700	8500~11400 13000~26000	49200 66000	1.3 1.5	6 4~5	4~5 3~4
斑レイ岩	11000	20000~23000	—	1.9~2.0	—	—
輝緑岩	17000	18500~22000	560000	1.1~1.3	2.8	—
細粒石英閃緑岩	18000	34000~35000	434000	1.9	24	12~13
凝灰岩	100000~160000	230000~250000	430000	1.9	3~4	1.8
〃	100000	125000	445000	1.3	4.5	3.5
〃	34000~35000	50000~60000	415000	1.7	12~14	8
〃	180000~240000	270000~290000	305000	1.3	1.5	1.1
粘板岩	150000~250000	220000~250000	385000	1.5	1.5~2.5	1.6
〃	90000	110000~125000	445000	1.3	5	4

の一つの方法は構造物と岩盤との接触面近くは E_d を適用し、深いところでは E_r を適用し、その間では漸変させた値を用いることであらう。つぎにこの考え方による連成震動解析を略説する。

4 物性試験値の連成震動解析への適用

激震時には構造物との接触部の岩盤は動的応力水準が高く、応力周波数は比較的低いので、こちらを考慮した E_d にもとづく $E \sim \eta$ を適用し、深い岩盤内では岩盤本来の波動であるので E_r を適用し、図9のように三次元的な有限要素によって岩盤の $E \sim \eta$ を各要素ごとに与えた。その際、要素の粘性減衰行列は次式によって与えられる。⁽¹⁾

$$[c]^e = \eta \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \quad (18)$$

地上構造物は重量 65,000 トン、固有周期

4.8 % の振動系とし、三次元岩盤との連成震動数値解析を行ない、一例として図10の上の波型のように基礎の接触部の応力応答を得た。

図10の下の方型は比較のために示した砂地盤の場合である。それ次の詳細粘性減衰定数 R_n は従来は経験的に定めていたがこの解析の過程

では

$$R_n = \frac{1}{2\omega_n M_n} \{ \eta_n^T [c] \eta_n \} \quad (19)$$

ω_n : 固有角振数, M_n : 標準質量, η_n : モードベクトル, $[c]$: $[C]$ を合成した粘性減衰行列

として、近似的に定まり、泥岩基礎の場合、第1次モードのロッキング振動に対し2%、第2次モードのせん断振動に対し10%、第3モードの上下動に対し7%であった。

5 結言 本報告の手法により、減衰特性がある程度、物性試験に根據を

おいて説明が図るよう。

(参考文献) (1) 林 正夫, 北原義浩, 駒田 成也 “連続体の三次元震動解析” 電力中央研究所報告 No. 71013, 1971
(2) 林 正夫, 北原義浩, 藤原義一, 駒田 成也 “三次元地盤の粘性を考慮した、地上構造物と地盤の地震時連成震動の有限要素解析” 電力中央研究所報告 (印刷中), 1973

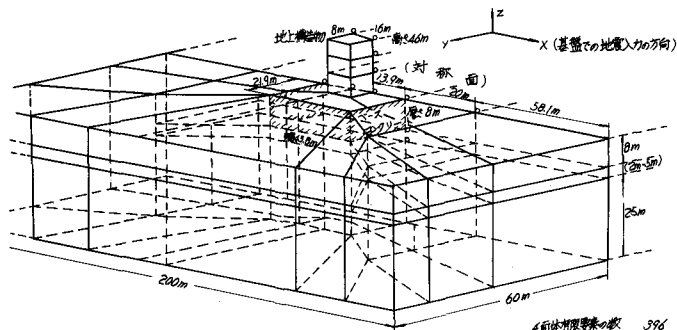


図9 地上構造物と地盤の三次元有限要素モデル

四面体有限要素の数 396
六面体としての要素の数 66
移動節点の数 66
非固定成分の数 26
総節点の数 140

□ = 3 岩盤の下底面
○ = 9 マット基礎の側面の地盤
△ = 7 マット基礎の中心
+ = 27 マット基礎の底面の地盤の端部
× = 28 の地盤の中心
◇ = 29 の地盤の端部 地
△ = 30 の底面の地の地盤
+ = 49 マット基礎より深さ14.5mの点

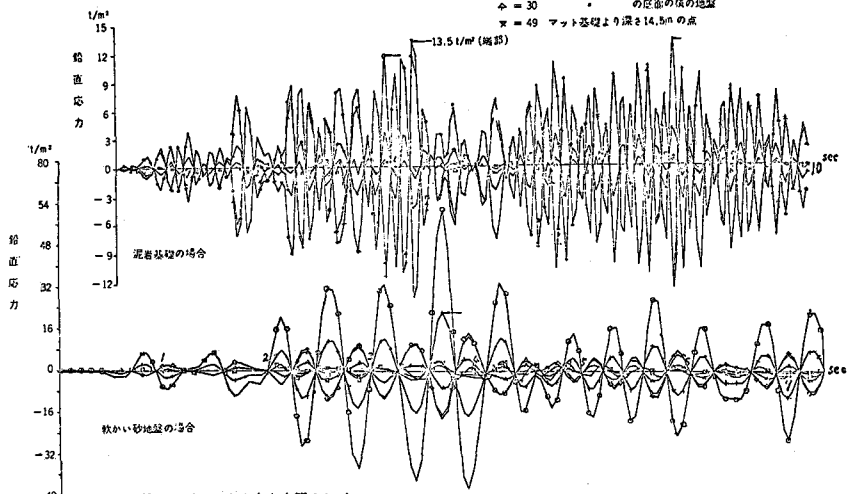


図10 地盤のちがいはる応力応答のちがい

IN-SITU REPEATED LOADING TEST OF DYNAMIC ELASTICITY AND VISCOSITY OF ROCK MASSES

— AN APPROACH TO INTERACTIVE EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS
BETWEEN Structure AND ROCK FOUNDATION —

Masao HAYASHI *

Yoshihiro KITAHARA *

Yoshikazu FUJIZWARA *

Hiroya KOMADA *

(* Central Research Institute of Electric Power Industry, Abiko City,
Chiba Pref. Japan)

Summary

In-Situ dynamic repeated loading of rock masses was carried out in similar method as usual static loading in test adit. Dynamic elasticity and viscosity of rock masses were evaluated in comparatively lower frequency $0.1 \sim 5$ % and in larger dynamic stress 30 t/m^2 than the usual propagation test of elastic wave.

This test is aimed at an introduction of viscosity of rock masses to the interactive earthquake response analysis between structure and soft rock foundation.

Results of the modulus of deformability at the dynamic repeated loading shows clear dependency on stress frequency. Then, visco-elastic analysis of the test data was made based on the two-element Voigt model, and the coefficient of viscosity η was obtained.

Coefficient of viscosity and modulus of deformability were applied to the three-dimensional earthquake response analysis by the Finite Element Analysis, and damping ratios for each vibration modes were evaluated by the Eigen-value analysis.

Proposed procedure may be able to analyze the viscous damping of interactive earthquake response between structure and rock foundation.