

風化岩盤上剛体基礎の現地実験による 動的・静的変形特性

山本茂樹¹・山岸一彦²・山田勝彦³・西森孝三⁴

¹正会員 本州四国連絡橋公団 第二管理局技術管理課長 (〒700 岡山市富町 2-19-12)

²正会員 (財) 海洋架橋調査会 技術部調査役 (〒104 東京都中央区入船 3-1-13)

³正会員 (株) 長大 長大橋事業部副技師長 (〒450 名古屋市中村区名駅南 1-18-24)

⁴正会員 (株) 総合技術コンサルタント 設計第一部次長 (〒533 大阪市東淀川区東中島 3-5-9)

風化岩盤上の現地で大型模型基礎を対象に静的・動的実験を実施し、得られた変形特性の考察と、理論解や数値解析解との比較検討を行った。具体的には、支持岩盤の特性や微小振幅下の実測自由振動数と力学モデルの固有値の関係、強制振動実験での共振点の変動やばね係数と減衰定数の応答値との関係、この実験のFEMによるシミュレーション、さらに、極度な偏心傾斜荷重下の静的繰返し載荷での応答性状とばね係数やエネルギー消費としての減衰性、そして、静的と動的な変形特性の関係などについて述べている。得られた結果は、この種の基礎の耐震計算法をより発展させるための基礎的な資料として、有益なものと考えている。

Key Words : rigid foundation, displacement property, weathered rock, field test, dynamic, static

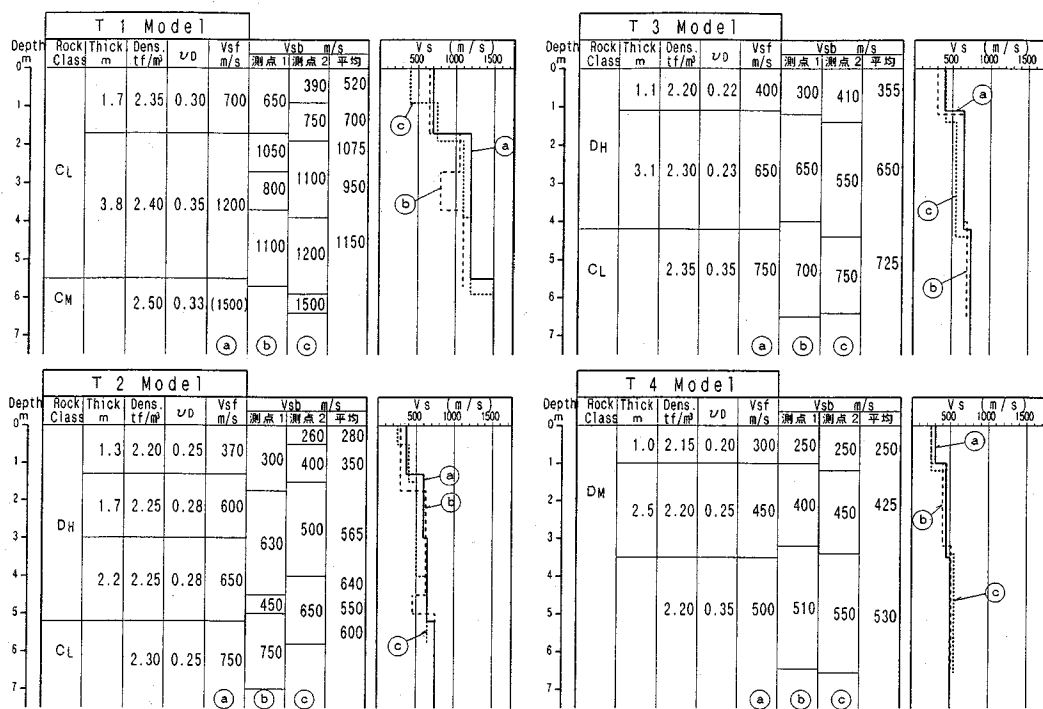
1. ま え が き

本州四国連絡橋等の長大橋基礎は、主に剛体基礎として設計されている。その耐震設計法について地盤の変形係数に着目すれば、a) 道路橋示方書¹⁾に採用されている静的変形係数E値をもとにした「耐震設計基準²⁾」(S 52.3)、b) S波速度をもとに振動数依存性を考慮した弾性論による「明石海峡大橋耐震設計要領(案)³⁾」(S 63.3)、そして、c) 同じくS波速度をもとに振動数零時の弾性論による「来島大橋剛体基礎耐震計算法(案)⁴⁾」(H 2.3)のように、剛体2自由度モデル(以下、SRモデルと略記)のばね係数の扱いは変遷してきている。これらのばね係数は、いずれの基準類も線形としているが、特にa)とb) c)の間には質的に大きな差異がある。すなわち、a)における地盤の変形係数は中～大ひずみレベルの値といえるのに対して、b)とc)はむしろ微小ひずみレベルの値といえる。

これまで主に原子力発電関係において、岩盤上の剛体基礎に関する現地実験が幾例も行われている^{5)~10)}。これらに関する研究や、地盤との動的相互作用に関する理論的ならびに数値解析的研究の諸成果を導入して、上記の新しい基準類b)とc)は開発されたものである。しかし、これらの実験においては、良好な支持岩盤を主な対象としていることから、基本的には弾性域内で行われており、岩盤のひずみレベルについて言及した事例は著者

らの知る限り、微小ひずみを確認している1例⁵⁾のみと非常に少ない。ところが一方では、良好な支持岩盤においてもひずみ依存性のあることが知られているが¹¹⁾、これらの基準類には明確には反映されておらず、設計の照査段階でFEM解析により考慮される場合があるに留まっている。また、c)の計算法においては、根入れのない基礎を対象としていることから、短周期部の設計地震力の強さのためであって設計計算上、底面の部分的剝離の生ずる場合もあり、この影響を反映させる手法が示されているが、このような極度の偏心傾斜荷重下の岩盤の変形特性などに関する実証的資料は非常に少ないのが現状である。これらのことから、剛体基礎の地震時における岩盤の変形特性としてのばね係数や減衰定数の性状把握を目的として、来島大橋や多々羅大橋と類似の風化花崗岩上で、大型模型基礎を用いた現地実験を行った¹²⁾。

実験の特徴として、まず各種地質調査のうち岩盤のS波速度構造を得るために、2種類の測定法で行ったこと、岩級区分3種の4地点で模型基礎を用いた動的静的の各種実験を行ったこと、模型基礎は底面寸法3×2mを基本とし、高さ4.0mと6.25m(重量:178.2tf, 285.5tf)の2種類を用いたことなどがある。得られた結果として、①基礎設置面直下1~2mには、S波の遅い低速度部のあること、②微小振幅時の自由振動数を得たこと、③強制振動実験においては加振力の強さに応じて共振点が変動すること、および、④静的と動的に底面の部分剝



図一 実験地点の動的岩盤モデル (T1, T2, T3, T4 地点)

離を確認したことなどが特色として挙げられる。本稿はこれらについて各種解析値との対比検討を加えたものであり、事前掘削による風化花崗岩のゆるみの影響や、数少ない大変位下の動的・静的実験による知見などをまとめており、今後の耐震計算法発展のための基礎的な資料となることを信ずるものである。

2. 実験の概要¹²⁾

(1) 岩盤モデル

実験地は広島県因島市の生口橋取付部敷地内で、地質は広島型花崗岩類に属する風化岩である。実験は、肉眼判定による岩級区分¹³⁾ 3種の4地点 (T1: CL, T2: DH, T3: DH, T4: DM) で行った。模型基礎設置面は機械による掘削整形後、約50cmを人力により岩盤を乱さないよう入念に仕上げた。

a) S波速度と岩盤構造の特徴

動的岩盤物性を図一1示す。同図にはS波速度として、地表面発受信によるS波探査の値 (Vsf) と模型基礎を挟んだ2点での地表面発振孔内受振によるPS検層の値 (Vsb) を示した。なお、両測定法ともS波速度の精度向上のため、50cmピッチで行った。これら2種類の測定法に関しては、S波探査の値は波動の屈折波を地表面で捉えるのに対し、PS検層の値は孔内で直接到達波

を捉えるという特徴がある。このため、前者では平均的な地盤構造が把握されるのに対して、特に地表面近くについては、後者は孔内に沿った局所的な岩盤の変化を捉えているものと考えられ、2つの測点で値が変動している。しかし、深度4~5m以深では両者の差は小さい。次に、測定値の分布について設置面下1~2mに着目すると、両測定法に共通して、肉眼判定による岩級区分は同一であるにもかかわらず、S波速度の分布に関しては2層構造と見なすことができる。この設置面直下の2層構造は4地点とも共通であり、次のような傾向がある。すなわち、①極表層のS波速度はその下位の値に比べて、0.5~0.6倍に低下しており、②その層厚は平均1.3m程度である。この低速度部は、実験のために行った地山の掘削や整形に伴って生じた応力解放等に起因するものと考えられる。

b) ひずみ依存性

実験地点で採取した資料の、動的3軸試験によるひずみ依存性の特性曲線を図二に示す。肉眼判定上、T2とT3の両地点はDH級、T4地点はDM級としたが、ここでのDH級とDM級では特性曲線が同等であるため、両者をまとめてD級とした。なお、同図には拘束圧や地点の差異による値の変動幅も示した。

c) 拘束圧依存性

風化花崗岩の拘束圧による初期剛性率 (G_0) への影

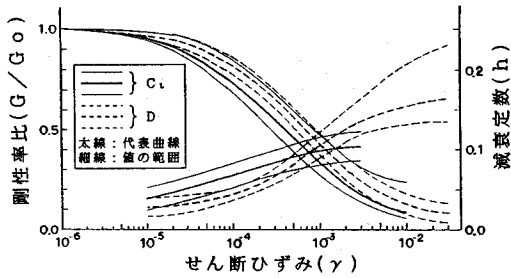


図-2 現地風化花崗岩のひずみ依存性

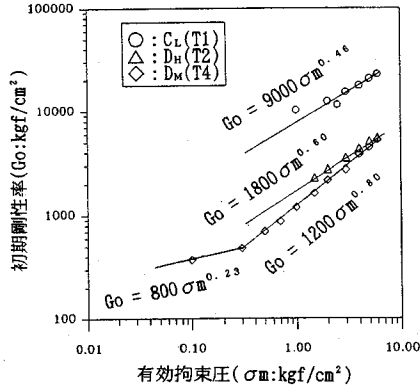


図-3 現地風化花崗岩の拘束圧依存性

響を多段階振動3軸試験等で調べた。その結果を図-3に示す。同図からは、T4地点のDM級の試験では、1点に留まったが低拘束圧下の値が得られ、当地点の低速度部との境界に相当する拘束圧約0.3 kgf/cm²を境として初期剛性率への影響度合の変化する様子が認められる。この1点は上記a)の低速度部のものであり、傾向的には意味があると考えられる。なお、減衰定数への影響についても調べたが、拘束圧1.5~6.0 kgf/cm²の試験範囲ではほぼ一定の値であり、拘束圧の影響は小さいことを確認している。

(2) 模型基礎の諸元と計測

模型基礎の構造寸法を図-4に、起振機(重量:9.5tf)を含めた動的諸元を表-1にそれぞれ示す。模型基礎はコンクリートブロックの5段および8段積みの2種類とした。このブロックには各段上下面に3列のせん断キーを設けており、さらに、最上段から最下段まで貫通する10本のPC鋼棒により緊張(40tf/本)して、剛体としての一体性を確保した。

計測については図-4に示すように模型基礎を、その下端固定のたわみ1次の固有値が40Hz程度と高いため、剛体とみなして、その天端と最下段部に3成分の加速度計(A1, A2)を配置し、また、変位計により水平(長

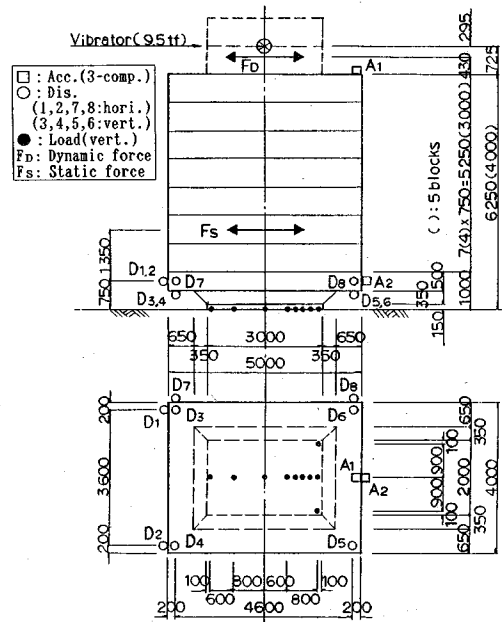


図-4 模型基礎の寸法と測点

表-1 模型基礎の動的諸元

模型基礎	底面寸法 L×S(m)	高さ H(m)	質量 M(tfs ² /m)	回転慣性 I _o (tfs ² ·m)	重心高 s(m)
L8	3×2	6.25	30.1	138	3.39
L5	3×2	4.00	19.2	47.4	2.27
S8	3×2	6.25	30.1	125	3.39
S5	3×2	4.00	19.2	39.4	2.27
LR	5×4	6.25	31.5	175	3.23
SR	5×4	6.25	31.5	152	3.23

注) 模型基礎の記号L(S)は長(短)辺方向加振、数字はコンクリートブロック段数(R:反力台)を示す。

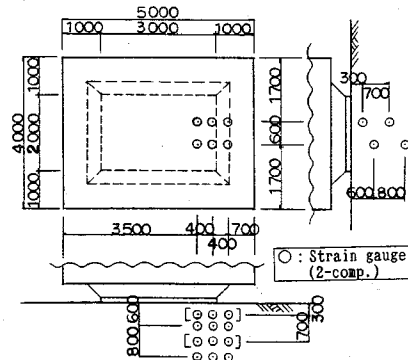
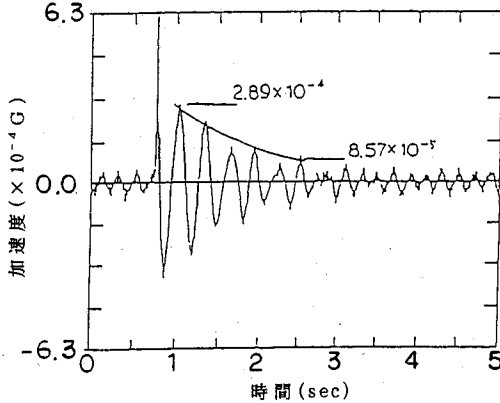


図-5 地中ひずみ計の配置

辺方向: D₁, D₂, 短辺方向: D₇, D₈)と鉛直(D₃~D₆)変位を、それぞれ計測した。模型基礎底面には、その部分的剝離の検知のため荷重計を配置した。岩盤内ひずみ

表—2 測定計器の仕様

	メーカー	型式	仕様	備考
変位計	電子応用	PU-20	8mm	動的試験
	小野測器	GS-503	50mm	静的試験
加速度計	共和電業	ASQ-1BL	980gal	
荷重計	東京測器	SLP-1500KS	1,500kgf	
ひずみ計	東京測器	CKM-50FS	5,000 μ	



図—6 自由振動波形の例 (基礎天端: T2 L8)

については、T3地点のみではあるが、図—5のように水平と鉛直の直ひずみ成分の測定のため、各点2成分の地中ひずみ計を埋設した。なお、荷重計と地中ひずみ計の設置に際しては、設置点岩盤の変形係数と同じになるよう調整した石膏・珪藻土入りモルタルを充填して固定した。用いた計器の仕様を表—2に示しておく。

(3) 実験の種類と方法の概要

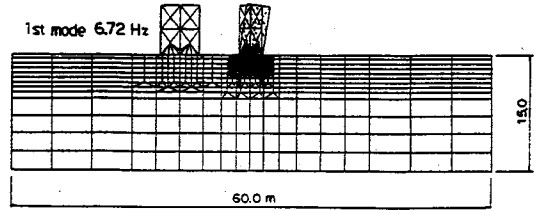
実験の種類は、①鉛直載荷、②自由振動、③強制振動、④静的繰り返し載荷、および⑤せん断破壊であり、この順を基本として進めた。本稿では、紙面の都合上②、③および④の実験について述べる。

a) 自由振動実験

実験は模型基礎とその横に3m離して設置した反力台(模型基礎と同様の多段コンクリートブロック)の間を鉄筋等で結び、ジャッキで数tfの緊張力を加えたのち、小型カッターで切断する方法とした。自由振動数は模型基礎天端で計測した加速度波形のフーリエ分析により求めた。得られた値は波形の振幅が $10^{-4}G$ 程度の微小振幅のものであり(図—6)、岩盤の材料非線形などの影響は微小といえるので、模型基礎底面の局所的差異が平均化された岩盤物性によるものと見なすことができる。

b) 強制振動実験

実験は模型基礎上にセットした起振機(建設省土木研究所所有、最大加振力20tf:2.8Hz時)で、加振力一



図—7 FEM固有値の解析例(T1 L8)

定の正弦波として振動数を1.5~10Hzの間で徐々に上げて行く方式とした。測定は振動数ごとに約30秒経過後、モニターにより定常状態を確認してのちデータを採取した。なお、加振力については2~5段階で時間を置かず連続的に増加させた。

c) 静的繰り返し載荷実験

実験は模型基礎底面より上方2.1m位置で長辺方向に、押し引きによる繰り返し水平力(30tf/minの速さ)を与える方式とした。1サイクル当りの荷重振幅については、最小 ± 10 tfから、最大 $\pm 80\sim 190$ tf(実験地点により異なる)まで5~30tf刻みで順次増加させた。測定については、各荷重サイクルとも数tf刻みで行い、履歴データを得た。

3. 自由振動数と力学モデルの固有値の関係

自由振動実験は4地点で、模型基礎の長辺方向について計5ケース行った。そのうちT3地点では、5段階積みにて自由振動と強制振動の両実験を行い、約2週間放置後、次の8段階積みの自由振動実験を行った。測定した自由振動数は、前述のとおり微小振幅のものであるので、岩盤の弾性域での平均的物性が反映されたものと考えられる。このため、SRモデルや多層地盤を考慮した弾性FEMによる固有値と実測自由振動数を比較することにより、SRモデルにおけるばね係数の算定方法や採用すべき岩盤物性(特にS波速度)および岩盤の多層構造の影響などが検証されると考えられる。

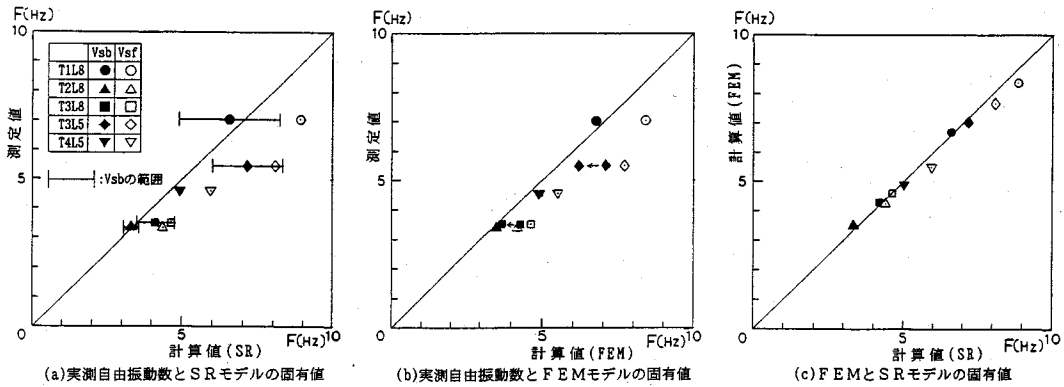
(1) 固有値の算定方法

まず、SRモデルについては、減衰項と外力項のない場合の重心点に関する運動方程式は、時間に関する微分を $(\dot{\quad})$ として、式(1)で表されるので、この式をもとに振動数方程式に変換して固有値を求めた。

$$\begin{pmatrix} M, & 0 \\ 0, & I_G \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} \begin{pmatrix} k_{HO}, & -sk_{HO} \\ -sk_{HO}, & k_{RO} + s^2k_{HO} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

$$k_{HO} = \frac{8Gr_A}{2-\nu}, \quad k_{RO} = \frac{8Gr_T^3}{3(1-\nu)}, \quad G = \frac{\rho}{g}Vs^2 \quad (2)$$

ここに、 M, I_G と s :重心点に関する質量と回転慣性、



図一八 実測自由振動数と解析固有値の関係

および基礎底面からの重心高、 U と θ ：重心点における水平変位と回転角、 k_{H0} と k_{R0} ：並進と回転の振動数零時の静的ばね係数、 r_A と r_I ：底面の面積と断面2次モーメントに関する等価半径、 G 、 ν 、 V_s と ρ ：支持岩盤の剛性率、ポアソン比、S波速度と密度、 g ：重力加速度である。なお、式(2)の第1と第2式は剛円板のばね係数であるが、模型基礎については底面寸法比(L/S)が1.5であるので、矩形板に関するばね係数の差による固有値への影響は無視できることを計算で確認した上で、また、実設計で用いられている^{3),4)}ため採用している。

次に、FEMによる固有値解析については以下にモデル化の考え方を述べるに留める。解析例を図一七に示すが、岩盤を多層整層の平面ひずみと仮定した。岩盤のモデル化領域は模型基礎の底面幅(3m)の5倍の深さを、幅はモデルの深さの4倍を採って極力境界条件の影響を排した。境界条件は、両側部で水平可動、上下固定とし、底部では両方向固定とした。模型基礎は剛体とし、その重心点に集中質量を回転慣性と共に、底面の奥行き幅(2m)で除して与えた。

(2) 実測値と解析値の関係

これら2つの力学モデルに関する1次の固有値と実測自由振動数の関係を図一八に示す。図中のケース記号は始めの2文字が地点を、後の2文字が加振方向とブロック段数を意味をしている。同図には、S波速度としてPS検層(V_{sb})とS波探査(V_{sf})による2種類のものに対する固有値を共に示した。なお、SRモデルのばね係数は、前述の低速部部のS波速度を対象とした。これらから以下の事項が指摘される。

① 図一八(a)は、SRモデルの固有値と実測自由振動数の関係である。S波速度としてPS検層による2点の平均値を採用すれば、S波探査の値を用いるよりも両者は良い一致を示す。ただし、T3地点については、最表部S波速度の2つのPS検層のうち遅い値を用いる

と、実測自由振動数とほぼ一致する。このことは測定値が2つとも速い方にばらついていると解釈される。

② 同図(b)はFEMによる固有値と実測自由振動数の関係を、また、同図(c)はFEMとSRモデルの固有値の関係を、それぞれ示すものである。S波速度としてPS検層による2つの値の平均を用いたFEMの解と実測値は良く一致しており、また、SRモデルとFEMの固有値も良く一致している。ただし、T3地点については上記①と同様である(図中の矢印)。

③ 上記の①と②は、模型基礎の自由振動数は低速部部の物性が支配的であり、S波速度はPS検層による値の平均を採用するのが適切であることを示している。

④ FEMによる固有値は、上記②のとおりS波速度として、PS検層による2点の平均値を直接用いたものである。図一三にて初期剛性率には拘束圧依存性のあることを示したが、この解析においては模型基礎自重等によるその影響を無視している。しかるに、実測値と解析値がほぼ一致していることから、自由振動数には構造物自重等の拘束圧変化の影響は小さいとみなし得るようである。

⑤ T3地点の5段と8段積みにおける解析値と実測値の関係を詳細に見ると、後者の場合、PS検層のうちの遅いS波速度(300 m/s)を用いた解析値が実測値と良く一致するが、前者の場合は、同じS波速度を用いても解析値と実測値の間にはわずかながら差が認められる。前者の実測自由振動数からSRモデルにより逆算されるS波速度は270 m/sと低めである。実験は5段積み、8段積みの順に行っており、両者の自重差は107 tfあるので拘束圧の影響によるものとも考えられるが、上記④とは矛盾する。ただし、この2つの実験の間で約2週間の放置期間があり、その間にクリープ沈下(0.97 cm)がほぼ完了したことを確認している。この物性の変化はむしろこのクリープ変位等による風化岩の締めりの影響するのが妥当と思われる。

表—3 強制振動実験ケース

地点	模型基礎 寸法*2 L×S×H(m)	加振力 (tf)		岩 級 区 分
		長辺方向 (L)	短辺方向 (S)	
T1	3×2×6.25(8)	1.0, 5.0, 7.5, 10.0	—	C _L D _H
T2	3×2×6.25(8)	0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 5.0	0.5, 1.0	
T3	3×2×4.00(5)	0.1, 0.3, 0.5, 0.8	0.3, 0.5	D _H
T3	3×2×6.25(8)	0.3, 0.5, 1.0, 3.0	0.3, 0.5	D _H
T4	3×2×4.00(5)	0.1, 0.3, 0.5, 1.0, 1.5	0.1, 0.3	D _M
R3*1	5×4×6.25(8)	1.0, 3.0, 5.0	1.0, 3.0	(D _H ~C _L)

注1) R3地点はT2とT3の中間点であり、反力台に対する実験で、岩級区分は推定である。

注2) 寸法欄の () 値はコンクリートブロック段数

4. 強制振動実験による変形特性

地震時における岩盤上の剛体基礎のばね係数や減衰定数の性状把握を目的として、表—3の内容で加振力を順次上げて実験を行った。結果の特徴として、①各実験において共振点が加振力に応じて変動すること、②1部のケースにおいて底面の部分的な剝離状態を確認したことが挙げられる。ここでは、測定加速度記録をもとに、実験結果と算定したSRモデルとしての複素剛性の特性について述べる。

(1) 複素剛性の算定方法

基礎を支える地盤を、虚数単位を i として、並進ばね $K_H (=k_H + ik_H')$ 、回転ばね $K_R (=k_R + ik_R')$ によりモデル化し、これらの係数 (k_H, k_H', k_R, k_R') を以下のように求めた。

基礎重心点の変位と回転角 (U, θ) は、これらの加振力に対する位相遅れ角を ϕ_u, ϕ_θ 、加振振動数を ω 、時間を t とすると、式 (3) で表される。

$$U = u \cdot \exp[i(\omega t - \phi_u)], \quad \theta = \theta \cdot \exp[i(\omega t - \phi_\theta)] \quad (3)$$

これらを、SRモデルの定常加振の運動方程式に代入することにより、複素剛性の各係数は加振振動数ごとに次のように与えられる⁵⁾。

$$k_H = A/B, \quad k_H' = A'/B, \quad k_R = C/D, \quad k_R' = C'/D \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} A &= [m_{or} \{ |u| \cos \phi_u - s |\theta| \cos \phi_\theta \} \\ &\quad + M \{ |u|^2 - s |u| |\theta| \cos(\phi_u - \phi_\theta) \}] \omega^2 \\ A' &= \{ m_{or} \{ |u| \sin \phi_u - s |\theta| \sin \phi_\theta \} \\ &\quad + s M |u| |\theta| \cos(\phi_u - \phi_\theta) \} \omega^2 \\ B &= |u|^2 + s^2 |\theta|^2 - 2s |u| |\theta| \cos(\phi_u - \phi_\theta) \\ C &= \omega^2 \{ m_{or} l \cos \phi_\theta + I_G |\theta| \} + s [k_H' |u| \\ &\quad \sin(\phi_u - \phi_\theta) + k_H \{ |u| \cos(\phi_u - \phi_\theta) - s |\theta| \}] \\ C' &= m_{or} l \omega^2 \sin \phi_\theta + s [k_H' \{ |u| \cos(\phi_u - \phi_\theta) \\ &\quad + s |\theta| \} - k_H |u| \sin(\phi_u - \phi_\theta)] \\ D &= |\theta| \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$(6)$$

次に、減衰定数については並進成分を h_H 、回転成分を h_R とすることにより、式 (7) で表される。

$$h_H = \frac{k_H'}{2k_H}, \quad h_R = \frac{k_R'}{2k_R} \quad (7)$$

ここに、 l : 基礎重心点と加振力作用点間の距離、 m_{or} : 偏心モーメントであり、加振力 (F) との関係は $F = m_{or} \omega^2 \sin(\omega t)$ となる。

一方、地盤を一樣な半無限弾性体と仮定される場合、3次元弾性論から理論的に複素剛性が求められており、田治見による剛板反力分布を仮定した円形基礎については式 (8) で与えられる^{14), 15)}。

$$\left. \begin{aligned} k_H &= k_{H0} - m_a \omega^2, \quad k_H' = \omega C_H \\ k_R &= k_{R0} - I_a \omega^2, \quad k_R' = \omega C_R \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

$$\left. \begin{aligned} m_a &= \left(\frac{4}{\pi^2} - \frac{1}{4} \right) \left(\frac{r \Gamma_2}{V_S} \right)^2 k_{H0} \\ I_a &= \frac{1}{4} \left(\frac{r \Gamma_1}{V_S} \right)^2 k_{R0} \\ C_H &= \frac{2}{\pi} \left(\frac{r \Gamma_2}{V_S} \right) k_{H0}, \quad C_R = \frac{4}{9\pi} \left(\frac{r \Gamma_1}{V_S} \right)^3 k_{R0} \omega^2 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

ここに、 k_{H0} と k_{R0} は式 (2) と同じ、 r : 基礎底面の半径 (前述 r_A, r_l を使用)、 $(\Gamma_1, \Gamma_2) = (1.21, 0.91)$ 、ただし $\nu = 1/3$ の時であるが、他のポアソン比の場合も準用した。

ここでは、上記の式 (4)~(7) で求まる実験値と式 (8) の理論値とを比較する。

(2) 実験結果と複素剛性の傾向

全実験ケースとも同様な傾向であるので、地中ひずみを測定している T3 地点の 8 段積み、長辺方向加振のケース (T3 L8) を例として実験結果を図—9~12 に示してその特性を述べる。

a) 共振曲線

重心点水平変位と回転角に関する共振曲線を位相遅れ角と共に図—9 に示す。振幅については加振力で基準化しているので、模型基礎の挙動が線形であれば、加振力が変化しても 1 つの曲線に重なるはずであるが、結果は加振力ごとに形状がやや異なっており、かつ、加振力が強くなるに従い、共振点の低下する様子が明らかに認められる。なお、6~7 Hz 時の振幅は基準化しているため、加振力によらず同じ値となっているのに対し、1.5 Hz 時では加振力により振幅がやや変動している。これは、時間を置かず連続的に加振力を上げて行った影響が、岩盤の乱れとして幾分生じたためと思われる。

b) 回転中心

振動時の回転中心を重心点からの距離とすると、これは重心点水平変位を回転角で除すことにより得られる。これをさらに重心高で除して示したものが図—10 であり、この比が振動数および加振力によらず、ほぼ 1.1~

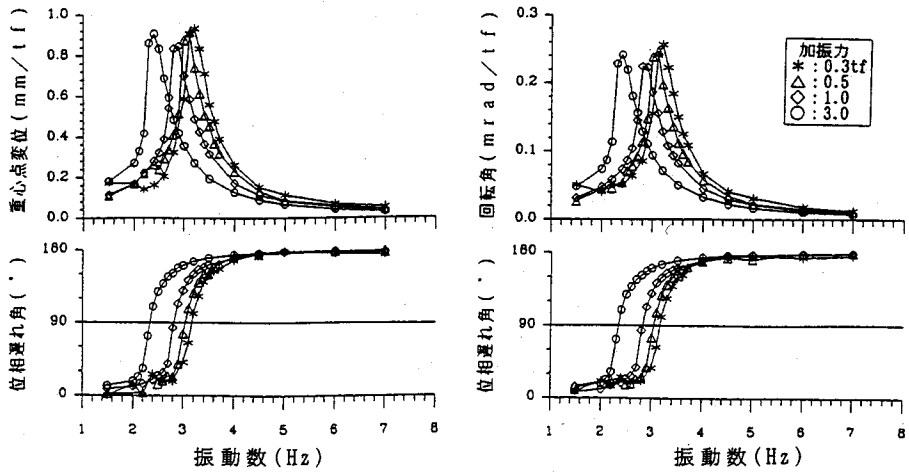


図-9 共振曲線 (T3L8)

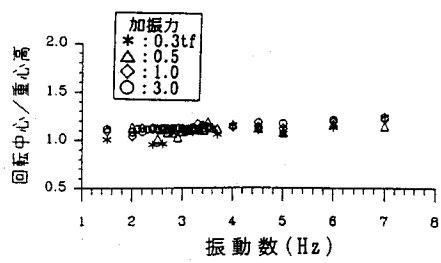


図-10 回転中心位置 (T3L8)

1.2と一定となっている。このことは、回転中心が模型基礎直下の重心高の1~2割の深さの岩盤中にあり、振動形は模型基礎頂部が振動する回転主体の1次モードであることを示している。このため、逆に模型基礎底面での水平変位は量的に小さいので、この成分の複素剛性を算出するには、精度的に問題があることとなる。以下では回転成分について述べる。

c) 複素剛性

回転成分について実測値から算出した複素剛性を、自由振動数からSRモデルにより逆算される静的ばね係数 (k_{R0}) で基準化して図-11に示す。なお、図中の破線は式(8)の半無限弾性体に関する理論解で、数字は静的ばね係数を用いたSRモデルの固有値が、共振振動数(位相遅れ角90°時)と一致する場合のS波速度を示している。同図から実数部ばね係数 ($k_R(r)$) と減衰定数 (h_R) について次の事項が読みとられる。

- ① 同一加振力のもとでの振動数によるばね係数の変化傾向は、図-12との対比から明らかなように、共振時に最も低下し、その前後で回復している。特に、低加振力の場合には高振動数側で顕著に高まっている。減衰定数は共振時に値が最も高く、高振動数側で零に近づいて

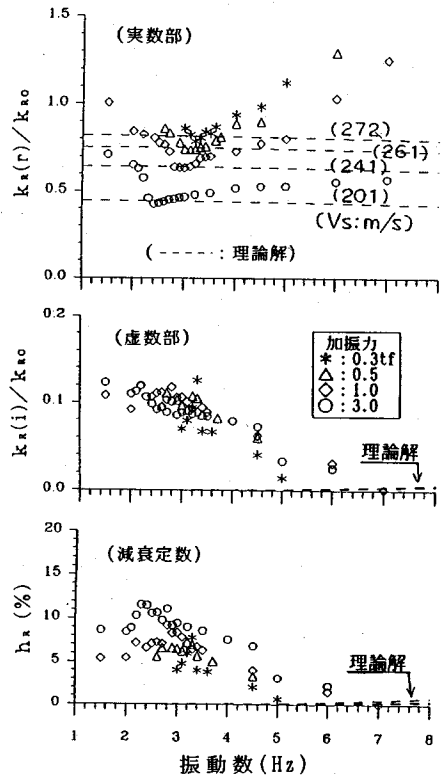


図-11 複素剛性：回転成分 (T3L8)

いる。

- ② 加振力依存性として、ばね係数は加振力が強いほど、振動数領域全体で値が低下しており、減衰定数は逆に高まる傾向がある。
- ③ 半無限弾性体の理論解については、図中に破線で示すとおり、実験の振動数範囲でのばね係数の変化の程度

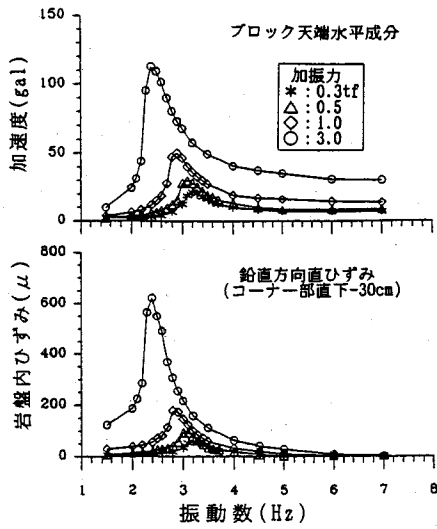


図-12 加速度と岩盤内ひずみの共振曲線(T3 L8)

と減衰定数の値は共に無視できるほど小さい。これは、模型基礎の底面寸法が小さいので、等価半径を用いて、無次元化した自由振動数が0.1~0.2程度(このケース T3 L8では0.11:3.5 Hz)と非常に低いことに対応している。なお、多層弾性地盤に関する数値解析例^{16)~18)}によると、無次元振動数が1以上と、この実験と比べて1桁以上高い無次元振動数領域で、半無限体の理論解の回りで複素剛性が変動することが知られている。このような多層弾性地盤の複素剛性の変動傾向と、この実験の低加振力時の高振動数側実数部の値が1以上となる傾向は現象的には似ており、図-1で示した多層地盤構造の影響が生じているとも考えられる。

④ しかしながら、上記のように0.1前後の低い無次元振動数領域でのばね係数や減衰定数の値の変化傾向は、多層弾性地盤でも算出されていなく、振動数依存性よりも、むしろ応答値依存性と考えることが、次述の岩盤内ひずみとの関係からも妥当と思われる。

d) 岩盤内のひずみ

この地点(T3)についてのみ岩盤内ひずみを計測しており、模型基礎コーナー部の深度30 cm(低速度部)における鉛直方向直ひずみの共振曲線を、模型基礎天端の水平加速度と比べて例示したものが図-12である。両者はほぼ相似形であり、そして、ひずみが 10^{-4} のオーダーであることが特徴的である。この位置での最大せん断ひずみは、このひずみと同程度かそれ以上であると推定される。このひずみのオーダーについて、図-2のD級のひずみ依存性の特性曲線を対比すれば、剛性比率は0.5~0.8に低下していると考えられ、図-11に見られるばね係数の低下と良く一致している。このことから、上記のばね係数や減衰定数の値の変化の傾向は、ひずみ

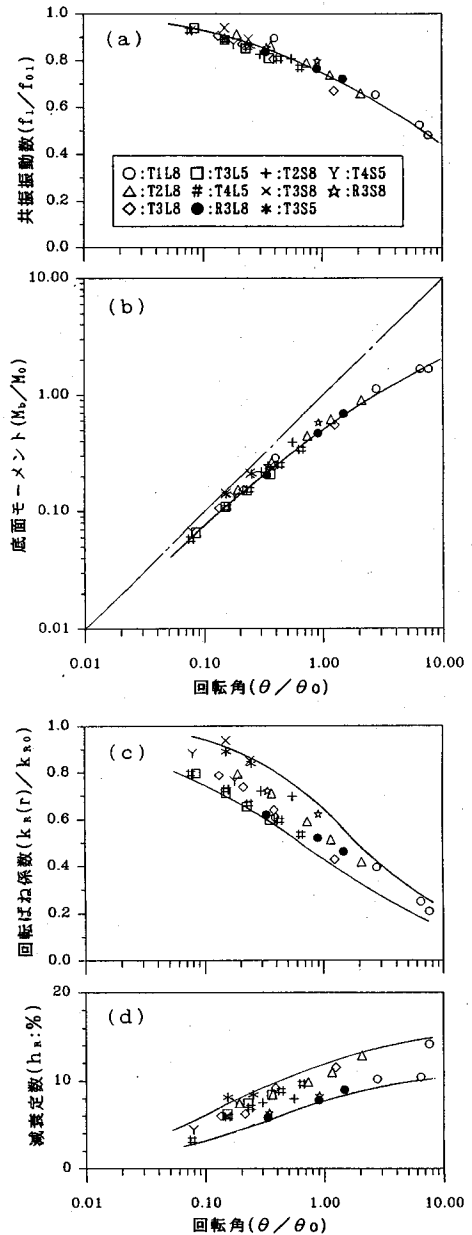


図-13 共振時の特性

依存性の影響が強く反映された応答値依存性によるものといえる。

(3) 共振時の特性

耐震設計上、特に関心の高い共振曲線におけるピーク値に着目して、実測値から得た複素剛性も含めた主な応答値を図-13に示す。前述のとおり実験に認められる非線形性は加振力、換言すればひずみ依存性による応答値依存性と考えられるので、主な応答値を回転角(θ)

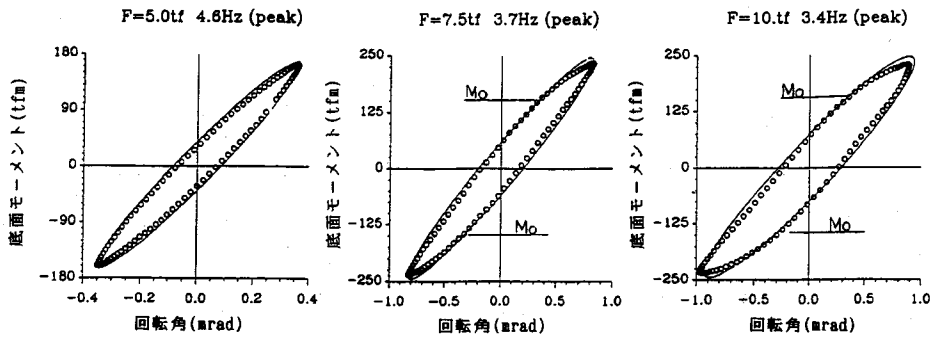


図-14 共振時の応答履歴曲線 (T1 L8) (○:実測値, —:正弦波のあてはめ)

との関係で整理した。なお、回転角は式 (10) の値で無次元化している。

$$\theta_0 = M_0 / k_{RO}, M_0 = B \cdot N_0 / 6 \quad (10)$$

ここに、 θ_0 : 基準とする回転角、 B : 基礎の振動方向底面幅、 N_0 : 底面鉛直力、 M_0 : 底面反力分布を三角形と仮定した浮上り限界モーメント、 k_{RO} : 自由振動数から逆算されるSRモデルの静的回転ばね係数 (式 (2)) である。

a) 共振振動数

共振振動数 (f_1) を位相遅れ角が 90° となる場合の値として、これを各モデルの自由振動数 (f_{01} 、短辺方向については、長辺方向の自由振動数からの推定値) で基準化し整理したものが図-13 (a) である。同図から、共振振動数の加振力依存性は、岩級区分や模型基礎および加振方向の差異の影響は無く、応答値に依存する1つの曲線ではば整理されることが判る。これは、岩級区分が異なるとはいえ同種岩盤上で、ほぼ同じ底面寸法を有する模型基礎を対象としたためと考えられるが、このような報告事例を著者らは知らず、貴重な知見の1つと思われる。

b) 底面モーメント

実験における底面モーメント (M_b) は式 (11) により実測値から算出される。この値を式 (10) の第2式で基準化して示したものが同図 (b) である。

$$M_b = F(1+s) - I_c \ddot{\theta} - s M \ddot{u} \quad (11)$$

この図においても、上記 a) と同じ傾向があるといえる。また、回転角の比較的小さい段階から回転角の増加に伴って、軟化型の非線形性が徐々に強くなる様子を読みとることができる。

c) ばね係数と減衰定数

回転成分のばね係数実数部 ($k_R(r)$) と減衰定数 (h_R) を同図 (c) と (d) に示す。これらの関係も上記 a) と同様であり、さらに、岩盤の要素試験として得られたひずみ依存の特性曲線 (図-2) と、ばらつきの様子も含めて非常に良く似たものとなった。ばね係数について

見ると、共振振動数の低下や $M_b - \theta$ 関係の非線形と良く対応しており、回転角が大きくなるに従い、ばね係数の小さくなる様子が良く現れている。一方、減衰定数については、逆に値の大きくなる様子が明瞭に認められる。

d) 底面の部分的剥離時の応答履歴

図-13において、横軸 (回転角比) 7 前後にある○印は、荷重計の1部に零値が記録され、底面の部分的剥離の確認された C_L 級の実験ケース (T1 L8、加振力: 7.5 と 10 tf) である。しかしながら、各図に共通してこの現象により特別大幅に傾向の変化する様子は認められず、全体的傾向の延長線上にあることが示されている。そこで、このケースの共振時の応答履歴を描いたものが図-14である。同図の○印は、変位記録から回転角を、加速度記録から底面モーメントをそれぞれ直接求めて中立軸の補正のみを行ったものであり、これに対して実線は、それぞれを正弦波にあてはめてのち求めたものである。前者には縦軸の浮上り限界モーメント (M_0) を超えると、わずかであるが軟化型の非線形性が加振力 7.5 と 10 tf の場合には認められ、底面の部分的剥離の影響が確認される。しかしながら、この現象そのものによる非線形性の程度が、同図に示されるとおり弱く、前述の応答値依存性のなかに含まれてしまい、傾向に特異性が生じていないものと考えられる。

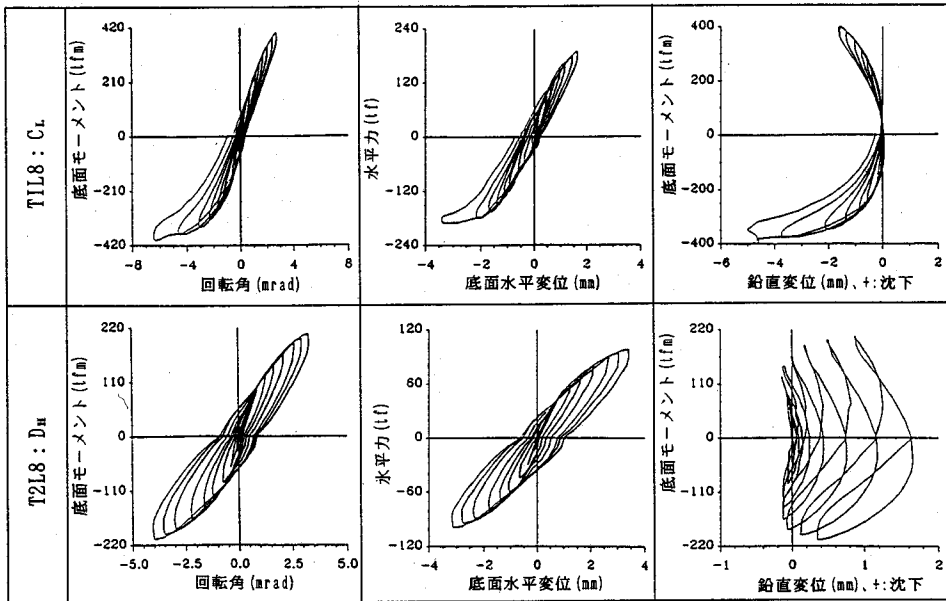
5. 静的繰り返し載荷実験による変形特性

強震時の強い偏心傾斜荷重下における、岩盤の変形や支持特性等の調査を目的として、この実験は行っており、表-4のように水平力を順次増加させた。表中の偏心率は反力分布を三角形と仮定した慣用計算による値であり、この値が 0.33 (1/3) 程度以下では底面に部分的剥離が生じ得ることとなる。T4 地点では、0.16 (1/6) まで、T1 地点ではそれ以下に大幅に偏心させた。これらの実験結果は荷重と変位の履歴曲線として表されるので、この曲線をもとに、一般の動的な履歴の場合と同様

表—4 静的繰り返し実験の荷重ステップ（両振り，載荷速度：30 tf/min）

ケース 記号*	岩 級	模 型 基 礎		水平力ステップ：H (tf) () は偏心率： $d = \frac{1}{L} \left[\frac{L}{2} - \frac{H \ell}{W} \right]$, $\ell = 2.1m$										L : 底面幅 W : 重量 ℓ : 載荷高 H : 水平力			
		寸法**	重量	水平力ステップ：H (tf) () は偏心率： $d = \frac{1}{L} \left[\frac{L}{2} - \frac{H \ell}{W} \right]$, $\ell = 2.1m$													
				LxSxH(m)	W(tf)	1)	2)	3)	4)	5)	6)	7)	8)		9)	10)	
T1L8	CL	3x2x6.25(8)	285.5	1) 30 (0.42)	2) 60 (0.35)	3) 90 (0.27)	4) 120 (0.20)	5) 135 (0.16)	6) 150 (0.12)	7) 165 (0.09)	8) 180 (0.05)	9) 190 (0.02)	-	-	-	-	-
T2L8	DH	3x2x6.25(8)	285.7	1) 15 (0.46)	2) 30 (0.42)	3) 45 (0.39)	4) 60 (0.35)	5) 70 (0.32)	6) 80 (0.30)	7) 90 (0.27)	8) 95 (0.26)	9) 100	-	-	-	-	-
T3L8	DH	3x2x6.25(8)	285.5	1) 15 (0.46)	2) 30 (0.42)	3) 45 (0.39)	4) 60 (0.35)	5) 70 (0.32)	6) 75 (0.31)	7) 80 (0.30)	-	-	-	-	-	-	-
T4L5	DH	3x2x4.00(5)	178.2	1) 10 (0.46)	2) 20 (0.38)	3) 30 (0.33)	4) 35 (0.36)	5) 40 (0.34)	6) 45 (0.32)	7) 50 (0.30)	8) 55 (0.28)	9) 60 (0.26)	10) 65 (0.24)	11) 70 (0.22)	12) 75 (0.20)	13) 80 (0.18)	14) 85 (0.16)

注1) ケース記号は始めの2文字が地点，後の2文字が載荷方向とコンクリートブロック段数を示す。注2) 寸法の() 値はブロック段数



図—15 静的繰り返し載荷による履歴曲線

にして，ばね係数や等価減衰定数を算定できる。ここでは，これらの大変位時の変形特性および前述した動的な変形特性との関係について述べる。

(1) 静的履歴曲線

図—15 に T1 と T2 地点の実験から得られた①底面モーメントと回転角，②水平力と底面水平変位，および③底面モーメントと沈下（4 測点の平均）の履歴を示す。なお，T3 と T4 地点の実験結果は T2 地点の場合とほぼ同様であるので省いた。これらには共通して軟化型の非線形性が現れており，加えて，個々には次の事項が指摘される。

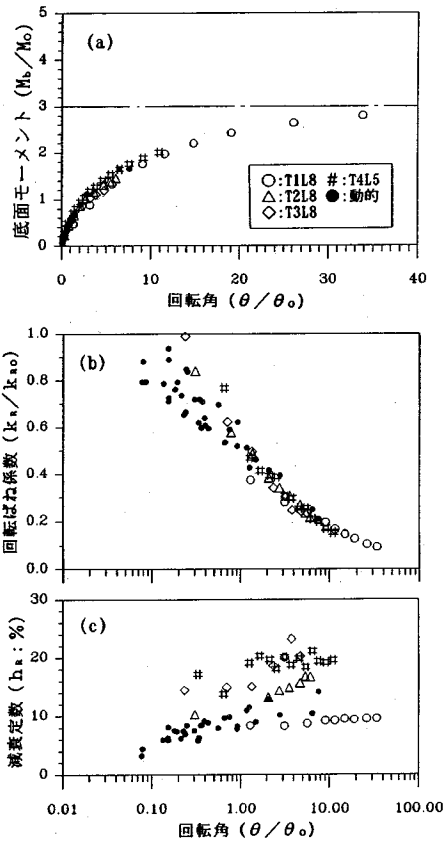
まず，T1 地点の実験結果（T1L8）では，3つの履歴曲線に共通して大偏心荷重下（外側の2ループ）の片側に極端な非線形性が認められる。これは底面岩盤の不均一性によるものと考えられ，片側で変位が急激に進ん

でいる様子を良く示している。また，モーメントと沈下の関係からは，全く沈下の進行が認められず，偏心時に底面4コーナーの平均値が負値であることは偏心率1/3程度以下では端部が剝離していることを意味している。このことは底面の荷重計からも確認できた。

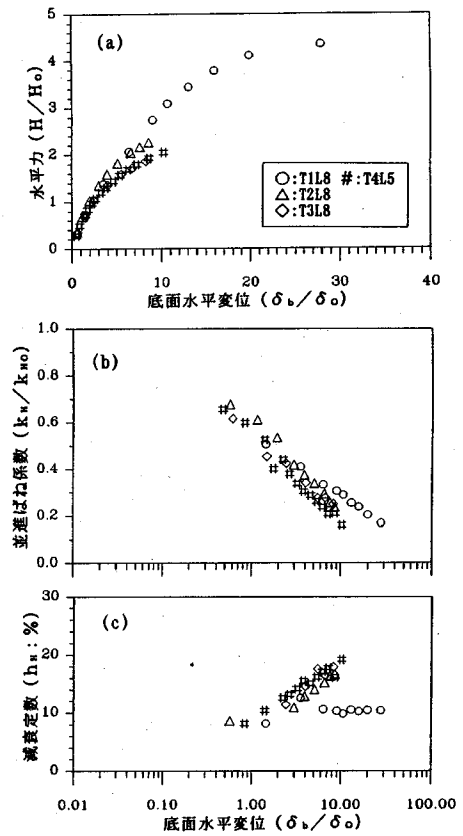
次にT2地点の実験結果（T2L8）では，上記のような極端な非線形性は回転および水平変位には認められないが，偏心率が小さくなるに従い，載荷の繰り返しごとに砂礫層の締固めのような沈下が順次進行していることが特徴的に示されている。なお，このケースを含めT3，T4地点の実験では荷重計の測定値からは，底面の部分的剝離は明確には確認できなかった。

(2) 変形係数の特徴

静的履歴曲線から作用力や変位，ばね係数を第1と第3象限の平均値としてそれぞれ求め，合わせてエネル



図一16 回転成分の動的・静的変形特性



図一17 並進成分の静的変形特性

ギー消費としての減衰定数を算出した。

a) 回転成分

実測値を動的な場合と同様に無次元化して図一16に回転角との関係で示した。なお、これらには動的な値との関係を見るため、前章の共振時の値(図中●印)も併記した。

まず、底面モーメント(同図(a))の実測値は滑らかな曲線上に分布しており、低荷重時から徐々に非線形性が強くなり、縦軸(M_b/M_o)の3に漸近する様子が認められる。ちなみに、反力分布を三角形と仮定した慣用計算の場合、この漸近線は底面モーメント(M_b)の転倒に対する限界モーメントに相当する。回転ばね係数(同図(b))は、底面モーメントに逆比例する形で滑らかな曲線に沿って漸減しており、実測値は自由振動時の、最小0.1倍まで軟化している。また、小～中振幅時の振動実験から得られた実測値との対比については、同図(a)(b)から判るように、回転角比8程度までは静的な場合とほとんど一致しており、それ以上については静的のもので代表できるといえる。このことから、同図(a)は岩盤の材料非線形性や基礎底面の剥離および沈下などの構造的な非線形性も含めた、動的な場合の M

— θ 関係(骨格曲線)と見なし得るといえる。

次に、減衰性(同図(c))については、剥離のあったケース(T1L8:図中○印, C_L 級)とその他の沈下のあったケース($D_H \sim D_M$ 級)とでは、明らかな傾向的差異が認められる。前者については、静的な値は動的な値の略下限に相当し、回転角比1以上で $h = 8\%$ から 10% へと微増傾向にある。一方、後者については、静的な値は動的な値を下限として、概して回転角の増加に伴って大きくなり、最大値は $h = 20\%$ を少し越えている。これらを岩級別に見ると、減衰定数は C_L , D_H および D_M 級の順、すなわち、風化の程度が強くなるほど大きくなっているといえる。これらに関して静的実験は以下の特徴がある。①振動実験の後に行ったため、岩盤はある程度の締固めを受けている。②载荷速度が振動実験に比べて遅い。③最大荷重時に1分間荷重を保持している。これらを踏まえると、 C_L 級では、比較的良い岩盤であり②と③の影響は小さく、①の影響が幾分か加わったため、詳細に見ると静的な減衰定数が動的な値をわずかに下回り、一方、 D_H と D_M 級では、①の締固めは静的実験でも進行中であり、さらに②と③が影響して、クリープ的な付加変位等も加わり、減衰定数が静的には高めに

なったものと解釈できる。

b) 並進成分

実測値を式 (12) により無次元化して、図-17 に示した。ただし、動的な値は精度的に問題があるので示していない。

$$H_o = M_o / s, \delta_o = H_o / k_{H_o} \quad (12)$$

ここに、 H_o, δ_o : 基準とする水平力と底面水平変位であり、回転成分の基準値に準じて便宜的に採用した。 k_{H_o} : 自由振動数から逆算される SR モデルの静的並進ばね係数 (式 (2)) である。

図-17 に示されるとおり、基本的には回転成分の場合とほぼ同様な傾向を並進成分の変形特性も示しているといえる。異なる事項として、①ばね係数が同図の (a) と (b) に示されるように、大変位下で実験ケースごとに性状がやや異なり、②減衰定数 (同図 (c)) については、 D_H と D_M 級岩盤の沈下のあるケースで値のばらつきが小さくなっていることがある。

①については、同図 (a) に見られるように、変位比 3 程度以下では実験ケースによる差は小さいが、それ以上では、岩級に応じたひずみ依存性の影響と考えられる軟化傾向が著しい。また、沈下の有無も影響している様であり、沈下のあるケースの軟化傾向が特に著しいと思われる。上記のクリープ的な付加変位等も影響している可能性もある。一方、沈下のないケース (図中○印: C_L 級) では底面の部分的剥離の影響も受けていることとなる。同図 (b) はこれらに逆の関係で対応しており並進ばね係数は自由振動時の 0.2 倍弱まで低下している。このように、大変位時の並進ばね係数は、回転ばね係数の場合とは異なり、支持岩盤の差異の影響や、底面の部分的剥離時の接地率を考慮すべきことを示しているものと考えられる。

6. FEM による強制振動実験の解析¹⁹⁾

強制振動の実験結果から算定した複素剛性の特性は、支持岩盤の材料非線形性の影響が大きいことを示している。ここでは、岩盤のひずみ依存性を考慮した FEM による解析をしたので、その結果について述べる。

(1) 手法の概要と力学モデル

T2 地点 8 段積み模型基礎の長辺方向 (T2 L8) について、岩盤との動的相互作用を考慮した解析を、等価線形化手法による複素応答解析法 (電算コード: スーパーフラッシュ) にて行った。解析は、擬似 3 次元 (平面ひずみの岩盤に減衰性能を面外部に付加) と軸対称の 2 つのモデルを用いた。FEM メッシュを図-18 に示す。メッシュの右側にはエネルギー伝達境界を、下端には粘性境界を設けた。模型基礎の振動により岩盤に生ずる波

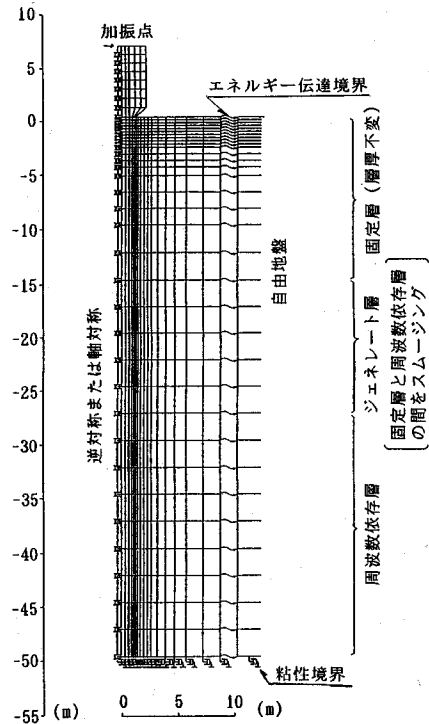


図-18 FEM メッシュ (T2 L8)

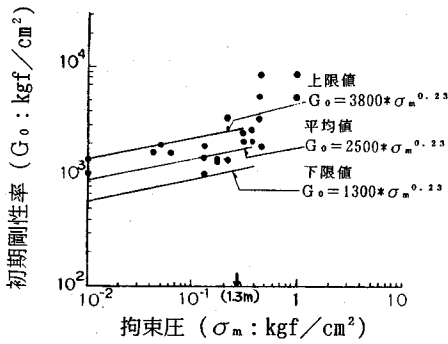
表-5 解析用岩盤物性 (T2 地点)

岩級	層厚 (m)	密度 (tf/m ³)	ポアソン比	初期剛性率 (Go: tf/m ²)	減衰定数(%)		備考
					下限値の Go の場合	平均値の Go の場合	
D_w	1.3	2.2	0.25	拘束圧依存	ひずみ依存 (平均)	ひずみ依存 (上限)	ひずみ依存
	1.7	2.25	0.28	8.3×10^4			
	2.2	2.25	0.28	9.7×10^4			
C_L	-	2.3	0.25	1.32×10^5	3.0	4.0	線形層

動を表面波のレーレー波と見なし、その変位振幅が十分小さくなる深さを考慮するため、岩盤モデルは加振振動数ごとにその深さを、周波数依存層の厚さで調整した。岩盤物性は、表-5 に示すとおり、深さ 3 m までについてはひずみ依存性を考慮した。そのうち、1.3 m まで (土被り圧: 0.3 kgf/m^2) は低速度部であり、応答に強く影響すると考え、土被りによる拘束圧の影響も考慮した。模型基礎は剛体とし、その体積と、質量が等価となるようモデル化した。

a) 拘束圧依存性の考慮方法

拘束圧依存性については、図-3 に示したように式 (13) によりモデル化することとした。



図一19 初期剛性率と有効拘束圧の関係 (T2地点)

$$G_o = K(\sigma_m)^N \quad (13)$$

ここに、 σ_m : 有効拘束圧, K, N : 測定値などから定まる係数である。

低速度部については、T4地点のみのデータであるが係数 (K, N) が図一3に示したとおり与えられるので、傾きを表す $N (=0.23)$ を準用して、対象とするT2地点の測定S波速度による初期剛性率とその測定深度の土被り圧の関係を描き、その剛性率を包絡するよう係数 K を改めて設定した。すなわち、図一19に示したとおり、上限と平均、下限に対してそれぞれ、 $K=(3800, 2500, 1300)$ とした。これらのうち、平均と下限の値を用いた場合について、低速度部の要素中心での土被り圧を有効拘束圧として、各要素ごとの初期剛性率を設定した。

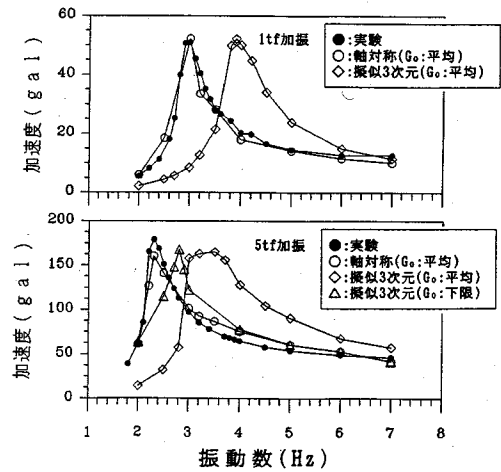
a) ひずみ依存性の考慮方法

ひずみ依存性を考慮する岩盤深さを3mまでとしており、土被りによる拘束圧は小さい。そのため、図一2のD級の3本の曲線のうち低拘束圧下での値に相当する下限曲線を剛性率の特性曲線として採用した。なお、上記の2つの拘束圧の影響の扱い方との対応は、表一5に示したとおり、初期剛性率の平均と下限に対して、減衰定数の上限と平均の特性曲線をそれぞれ適用した。

(2) 解析結果

結果のうち、1tfと5tf加振力時の模型基礎天端における応答加速度の共振曲線を、実測値と比べて図一20に示し、得られた知見を以下に述べる。

① 軸対称モデルの場合、初期剛性率への拘束圧の影響として前述の平均値 ($K=2500$) を用いた結果が、2つの加振力とも実測値を良く近似している。一方、擬似3次元モデルの場合、5tf加振については、拘束圧の影響として初期剛性率の下限 ($K=1300$) のケースが、平均 ($K=2500$) のケースよりも実測値に近い。これは、模型基礎の底面寸法が 2×3 m であるので、岩盤への影響として軸対称モデルが3次元性を十分近似できているのに対して、擬似3次元モデルは基本的に平面ひずみであ



図一20 共振曲線の比較 (T2L8)

り、地中ひずみを小さめに算定しているためと考えられる。

② 土被り圧そのものを有効拘束圧としたここでの結果は、実測値を十分に再現している。このことは、構造物の自重による拘束圧増加の影響は、動的には小さいことを意味しているようにも思われる。

7. 結 論

根入れのない大型剛体模型基礎を対象として、風化花崗岩盤上の現地実験から得られた動的・静的変形特性について整理考察し、合わせて、理論解や数値解析解との比較検討を行った。結果を以下に列記する。

- 1) 実験の対象とした岩級は $C_L \sim D_M$ 級である。事前の掘削整形のため、基礎の設置面直下1~2mには、それ以上の深の岩級と同種ではあるが、そのS波速度より約1/2遅い低速度部ができる。この低速度部も含め、岩盤にはひずみ依存性と拘束圧依存性が認められる。
- 2) 微小振幅下で得られた自由振動数は、低速度部のPS検層による平均S波速度から得られる静的ばね係数を用いたSRモデルの固有値と良く一致する。また、同じくその初期剛性率を直接用いた、平面ひずみの多層層岩盤としたFEM解析による固有値とも良く一致する。なお、このFEM解析においては基礎自重や土被り圧による拘束圧の影響を考慮していない。
- 3) 正弦波定常加振による強制振動実験により、回転中心が基礎底面下の浅い所にある回転主体の1次モードの挙動を解明できた。なかでも、 C_L 級岩盤では底面の部分的な剝離を検知できた。これらの共振振動数は加振力に応じて変動するが、応答値依存性として共振時の回転角との関係で、底面の部分的剝離時も含め、一連の実験

ケースの値は1つの曲線上に整理できる。

4) 強制振動実験の実測値から得られた、回転成分の複素剛性の実数部ばね係数と減衰定数には次のような関係が認められ、岩盤のひずみ依存性の影響が大きいと考えられる。なお、並進成分については底面変位が量的に小さく、測定精度上有意な値は得られなかった。

① 同一加振力のもとでの振動数によるばね係数の変化傾向は、共振時に値が最も低下し、その前後で回復する。減衰定数は逆に共振時に値が最も大きく、高振動数側で零に近づく。

② 加振力依存性として、加振力が大きいほど振動数領域全体で、ばね係数は小さくなり、減衰定数は逆に大きくなる。

③ 一連の実験における、共振時のばね係数と減衰定数は、比較的小さい振幅時から非線形性が顕著であり、これらを回転角との関係で整理した時の曲線は、岩盤のひずみ依存性の特性曲線に相似なものとなる。なお、これらにも上記3)と同様に底面の部分的剝離による非線形性は認められない。

5) 強制振動実験の結果は、軸対称モデルのFEM解析により精度よくシミュレートできる。この際、低速度部の初期剛性率には、基礎自重を無視し、土被り圧のみを有効拘束圧として拘束圧依存性を静的に反映させ、動的には等価線形化の手法により、基礎幅の深さまでの岩盤要素にひずみ依存性を考慮して行った。

6) 強い偏心傾斜荷重状態を実現した静的繰返し載荷実験からは、C_L級の岩盤では基礎は沈下しないが、底面の部分的剝離を確認でき、一方、D_H級以下の岩盤では逆に沈下は進行するが、剝離は確認できなかった。これらの履歴曲線から求めた変形特性を実測変位で整理し、以下の知見が得られた。

① 底面モーメントと回転角の関係は、慣用計算における転倒限界モーメントを漸近線とする軟化型の1つの曲線上に、底面の部分的剝離や沈下時も含め、すべて整理される。しかも、この曲線は中小振幅時の動的な値の分布曲線の延長上に非常によく重なる。

② 水平力と底面水平変位の関係は、中程度の変位までは岩級による差異は小さいが、大変位時には、岩盤の風化程度に応じた軟化型の強い非線形性を示す。

③ 静的なエネルギー消費としての減衰定数は、回転と並進の両成分ともに応答変位に応じて増加するが、剝離時には最大 $h=10\%$ までの微増であるのに対して、沈下時は $h=20\%$ まで増加する。回転成分については、動的な値の下限延長線上に静的剝離時の値が分布し、動的な値の上限延長線上に静的沈下時の下限値が分布している。

7) 今後とも諸検討が必要ではあるが、以上の結果は、この種の基礎の耐震設計法のより合理的な発展のための

基礎資料となることを信ずるものである。大型基礎の剛体2自由度モデルによる設計法では、特にばね係数と減衰定数の初期値の設定方法やひずみ依存性の考慮方法などの具体化が、合理的設計にとって今後の重要課題と考えられる。

謝辞：本稿をまとめるに際して、(財)海洋架橋調査会：耐震基礎委員会(岩崎敏男委員長)、同耐震分科会(塩井幸武分科会長)、同基礎分科会(吉中龍之進分科会長)の委員の方々には貴重な御意見と御指導を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。また、地質調査および実験を担当して頂いた横沢圭一郎氏((財)日本建設機械化協会建設機械化研究所)、園田玉紀氏((株)ダイヤコンサルタント)、鍛冶義和氏(中央開発(株))らをはじめ関係各位に感謝いたします。さらに、強制振動実験のFEMシミュレーションに際してお世話になりました宇高竹和氏((株)地震工学研究所)、倉掛猛氏((株)構造計画研究所)らに感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針・同解説、ケーソン基礎の設計篇、1970.3.
- 2) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説、1977.3.
- 3) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐震設計要(案)・同解説、1988.3.
- 4) 本州四国連絡橋公団：来島大橋剛体基礎耐震計算法(案)、1990.3.
- 5) 上島照幸、平田和太、塩見哲、渡辺啓行：基礎起振実験による岩盤の弾性および減衰特性の評価、土木学会論文報告集、第329号、1983.1.
- 6) 土佐木上、塩田睦、池田昭男ほか：硬質地盤上の模型基礎の振動実験、第6回日本地震工学シンポジウム講演集、1982.
- 7) 加藤宗明、渡辺征男、加藤朝郎ほか：起振実験による大型コンクリートブロック-岩盤系の動的相互作用に関する研究(その1)~(その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1983.9.
- 8) 久道雄治、大村文、平木和男ほか：硬質岩盤上のコンクリートブロック振動実験とその解析(その1)~(その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1984.10.
- 9) 杉山信夫、柴田泰彦、太田外気晴ほか：岩盤振動実験による動的相互作用に関する研究(その1)~(その5)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1985.10.
- 10) 塩谷常吉、森晋一、河村社一ほか：岩盤上の模型基礎の振動実験(その1)~(その6)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1986.8.
- 11) 本州四国連絡橋公団、(財)海洋架橋調査会：耐震・基礎委員会報告書、1991.3.
- 12) 山田勝彦、山縣守、山本茂樹：多々羅大橋大規模載荷試験、本四技報、Vol.17、No.68、1993.10.
- 13) 本州四国連絡橋公団：風化花崗岩の支持特性判定要領(案)、1980.3.
- 14) 田見見宏：耐震理論に関する基礎研究、東大生産技術研

究所報告, Vol. 8, No. 9, 1959. 3.

- 15) 田治見宏ほか：地震工学, 彰国社, 1968.
- 16) 沢村牧人, 田治見宏, 対馬義幸ほか：成層地盤上基礎の動的な地盤ばねに関する研究, 日本建設学会大会学術講演梗概集, 1981. 9.
- 17) 増田潔, 佐々木文夫, 浦尾謙二ほか：成層地盤を考慮した動的解析 (その1) (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1983. 9.
- 18) 北村泰寿, 桜井春輔：二層弾性地盤上の長方形剛基礎底面の複素剛性, 土木学会論文集, 第 362 号/ I-4, 1985. 10.
- 19) Udaka T., Yamamoto, S., et al. : Soil-Structure Interaction Analysis of Large Scaled Forced Vibration Test, *Proc. of The Third World Congress on Computational Mechanics*, Vol.1, Makuhari, Japan, 1994.8.
- 20) 平田和太, 松田泰治, 塩見哲, 上島照幸：層構造を有する硬質岩盤における剛体基礎の逸散減衰特性, 土木学会論文集, 第 422 号/ I-14, 1990. 10.
- 21) 鬼丸貞友, 犬飼伴幸, 今沢民雄ほか：地盤の成層性が地表面剛基礎のインピーダンスに及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1987. 9.
- 22) 丹羽正徳, 八幡夏恵子, 石橋敏久, 太田外気晴：ブロック基礎の起振実験結果に基づく成層地盤の動的相互作用問題の一考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 364 号, 1986. 6.
- 23) 小堀鐸二, 日下部馨, 瀬戸川葆：やや硬質な地盤における正方形基礎の Dynamic Ground Compliance, 日本建設学会論文報告集, 第 305 号, 1981. 7.
- 24) 下村幸男, 田治見宏：正弦加力を受ける基礎の浮上がりと地下逸散減衰の関係について, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 369 号, 1986. 11.

(1995. 6. 20受付)

DYNAMIC AND STATIC DISPLACEMENT PROPERTY OF RIGID FOUNDATION ON WEATHERED ROCK BY FIELD TEST

Shigeki YAMAMOTO, Kazuhiko YAMAGISHI, Katsuhiko YAMADA
and Kozo NISHIMORI

This paper describes displacement properties of rigid foundations on weathered rock by dynamic and static field tests, and compares the properties with theoretical and numerical computed solutions.

The contents are properties of bearing rock, relation between measured natural frequencies and computed eigenvalues, variability of resonance frequencies and complex rigidities in forced vibration tests, simulations of the forced vibration test by FEM, static response properties by repeated tests under large loading, and relation between dynamic and static properties. We think that obtained results are very useful for developments of seismic design methods.