

土木研究所報告

第 148 号

地盤の動的変形特性に関する実験的研究 (I)

—微小ひずみ領域における砂の動的変形特性— 岩崎敏男 (1)
龍岡文夫
吉田精一

地震時における砂質地盤の動的挙動に関する研究

—1974年伊豆半島沖地震の事例— 栗林栄一 (47)
岩崎敏男
龍岡文夫

昭和 52 年 3 月

建設省土木研究所

地盤の動的変形特性に関する実験的研究 (I)

— 微小ひずみ領域における砂の動的変形特性 —

(昭和 52 年 3 月)

岩 崎 敏 男 *
龍 岡 文 夫 **
吉 田 精 一 ***

Experimental Study on Dynamic Deformation Characteristics of Soils (I) — Dynamic Deformation Characteristics of Sands at Small Strains —

(March 1977)

by Toshio Iwasaki
Fumio Tatsuoka
Seiichi Yoshida

Synopsis:

In estimating the earthquake resistance of grounds, soil structures and structures to be constructed on grounds, it is necessary to analyze their vibration performance during earthquakes. In these analyses, it is important to evaluate the dynamic deformation properties of soils. Presented herein are test results of a laboratory testing program performed to obtain shear moduli and dampings of sands using a resonant-column apparatus. Test results showed that shear moduli of clean sands which are poorly graded and do not contain fine soils are represented by an identical empirical equation irrespective of sand type, and that shear moduli of natural sands which are well graded and contain fine soils are smaller than those of clean sands. Furthermore, it was found that shear moduli obtained from laboratory tests are almost identical with shear moduli obtained from in-situ seismic measurements.

Key words (dynamic deformation, soils, sands)

要 旨

地盤や土構造物の耐震性を検討するためには、地震時における地盤や盛土等の振動特性を予測することが必要である。さらに、地盤上に建設される各種構造物の耐震設計を行う上にも、地盤の振動特性と耐震性の把握はきわめて重要である。本論文は、上記の検討に不可欠となる各種の砂質試料の微小ひずみ領域における動的変形特性（せん断変形特性、減衰特性）を、共振法土質試験によって実測した結果を報告するものである。細粒分を含まず粒径のそろったきれいな砂のせん断変形係数 G は、各ひずみレベルに対してそれぞれ異った一定の実験式であらわされること、細粒分を含み粒径のそれほど揃っていない自然砂の G は、同一条件のきれいな砂の G に比較して小さいこと、ひずみレベルを考慮すれば共振法土質試験によって得られる G と、 PS 検層によって得られる原地盤の G とよく一致することが示されている。

* 地震防災部 振動研究室 室長

** 地震防災部 振動研究室 研究員 工博

*** 地震防災部 振動研究室 技官

キーワード(動的変形, 土, 砂)

目 次

1. 序 論	(2)	6. 現場測定と室内実験による砂のセン断	
2. 土のセン断変形特性の重要性	(3)	変形係数の比較	(22)
3. 室内動的セン断試験装置の概説	(5)	(1) 概 説	(22)
4. 砂質試験料用共振法土質試験機	(6)	(2) 入間地区における比較	(22)
(1) 装 置	(6)	(3) 扇島における比較	(25)
(2) 測定原理	(9)	(4) 坂出市番の州における比較	(27)
(3) 実験および解析の方法	(10)	(5) 名古屋市中心部における比較	(27)
(4) 実験に使用した砂	(11)	(6) 豊浦砂と金城砂における過密度の影響	(33)
5. 砂質試験料用共振法土質試験によるセン断		7. 乱した砂質試験料の共振法土質試験にお	
変形係数 G に関する実験結果	(15)	る減衰	(35)
(1) 乱したきれいな砂のセン断変形係数	(15)	8. ガラスビーズ, 鋼球, 鉛球の共振法土質	
(2) 細粒分以下を含みかつ粒度分布のよい		試験による動的変形特性	(39)
自然砂および人工粒度砂の G	(18)	9. 結 論	(44)
		10. あとがき	(44)

1 序 論

地盤や土構造物の耐震性を検討するためには、地震時における地盤や、盛土等の振動特性を予測することが必要である。また地盤上に建設される各種構造物の耐震設計を行う上にも、地盤の振動特性と耐震性の把握はきわめて重要である。著者は、図-1-1のフローチャートに従って、地盤および土構造物の振動特性と耐震性の研究を進めてきている。地震動は基盤から表層の地盤を経て地表に達するが、地震動特性は地盤を通過していくに従って地盤固有の振動特性の影響

を強く受けて、次第にその特性を変化させる。従って、基盤での地震動から地表での地震動の特性を予測するためには、地盤自身の振動特性を知ることがきわめて重要になってくるのである。地盤はその形成の歴史によって層序、硬さ、強さ、密度などが場所ごとに多様に変化し、その振動特性も変化している。同一の地震において、それほどはなれていない2地点できわめて異なった地震動記録が得られることは、よく知られている。従って、地盤を形成する土の動的特性がいかなる要因の変化によってどのように変化するかを知る必要

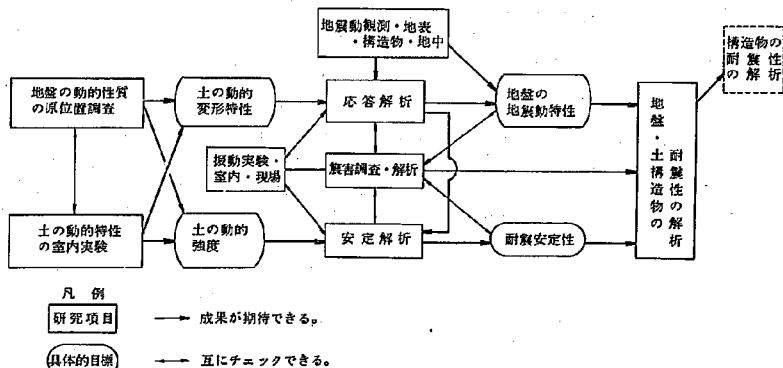


図-1-1 地盤・土構造物の耐震性の解析研究フローチャート

が生じてくる。土の動的特性を把握するには、現場調査に加えて、室内実験を行うことが必要である。この論文では、以上の目的をもって、研究してきた(1)土の動的特性を実測する室内実験の方法、(2)実験結果、および(3)室内実験と原位置測定との比較について報告する。

本論文は、地盤の動的変形特性に関する一連の実験的研究の第1報として、乱した砂質土の動的変形特性を共振法土質試験によって実測した結果をとりまとめたものである。乱さない土料についての共振法土質試験の結果、及び、低周波動的セン断試験の大変領域についての結果を引き続いて報告する予定である。

2 土のセン断変形特性の重要性

地震振動はS波(横波)、P波(縦波)、およびLove波、Rayleigh波、表面波などの表面波から形成されている。この中で通常の構造物の耐震性に及ぼす影響としてはS波による振動が最も大きく、工学的に問題になるのはS波とされている。S波は地下の深い所から地表に近い浅い所に近づいていくに従って次第に垂直に近い角度で伝播してくるようになる。一般に、地表に近づくに従って、地盤のS波速度は急激に減少してゆく。図-2-1の例では、スネルの法則により、 $V_{sa} < V_{sb}$ の時、 $\theta_a < \theta_b$ となる。従って、地表に近

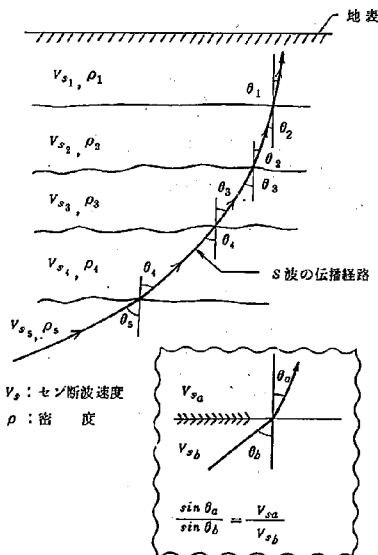


図-2-1 S波の伝播の模式図

づくにつれてS波の進行方向と垂直方向とがなす角 θ は次第に減少してゆく。これは、太陽光線が地表に近づくに従って、より密度の濃い空気の中に入しながら屈折を生じつつ地表に達し、朝焼け、夕焼けの空を作り出す現象、あるいは又、海岸に近づくとき海底面は次第に浅くなるから波は丁に平行になってくる現象と原理的に同じである。従って、表層地盤の地震時の挙動を工学的に推定する際には、図-2-2に示す様に地震基盤を設定し、その上の地盤を水平地盤とみなし、その水平セン断振動に着目し、重複反射理論等を用いて解析するのが普通である。この解析に必要なものは各層のセン断波速度 V_s 、減衰係数 η 、密度 $\rho (= \tau t / g)$ 、 τ は単位体積重量、 g は重力の加速度)である。ここで一つ注意すべきことは、同一の地層についても、 V_s 、 η は固有の値をとらないと言うことである。これは、土の変形特性の非線型性を示すからである。すなわち、ひずみが大きくなると、 V_s は小さくなり、 η は大きくなるという土の基本的性質があるからである。

このことを理解するには、まず、上述のセン断波速度 V_s 及び履歴減衰係数 η と土の変形特性とはどのような関係にあるかを知る必要がある。図-2-3は後に示す低周波動的セン断試験装置を用いて外径10cm、内径6cm、高さ10cmの円筒中空供試体をくりかえしねじりセン断させることによって得られた豊浦砂のセン断応力 τ とセン断歪 γ の履歴曲線である。¹⁾図に示すように、土の非線型の性質のために、 τ と γ は履歴的にループを作る。また、セン断歪 γ が大きくなると、

$$\text{セン断波動方程式 (減衰を無視した場合)} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \\ \rho = \tau t / g ; \text{密度} \\ G ; \text{セン断剛性率} \end{array} \right.$$

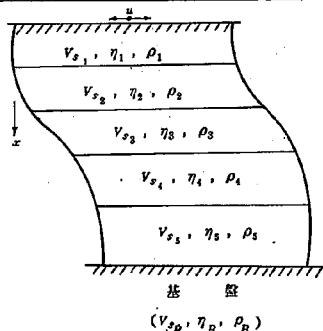


図-2-2 水平セン断振動モデル

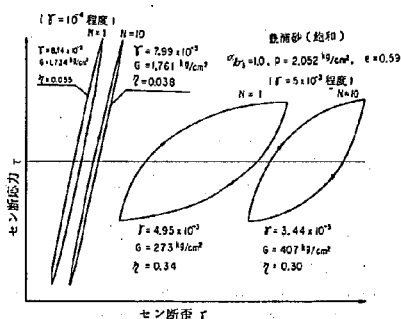
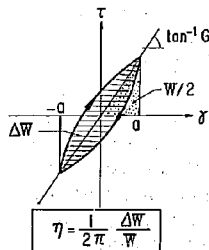
図-2-3 砂の典型的な $\tau \sim \gamma$ 履歴曲線

図-2-4 非線型物質における変形係数、履歴減衰係数の定義

ループの形が大きく変わることも示されている。この $\tau \sim \gamma$ 関係をそのまま用いて波動の解析を行うことは困難であるので、土の応力～歪関係を次のように線型モデル化することが必要になってくる。図-2-4は図-2-3の $\tau \sim \gamma$ 関係を模式的に書いたものである。図に示すように、この履歴ループを次の2つのパラメーターで代表させることが可能である。

G ; 等価せん断変形係数

$$\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} ; \text{履歴減衰係数}$$

ΔW は減衰エネルギーと呼ばれるものであり、1回のくりえし载荷で熱、音等になって失われるエネルギーである。当然のことながら、このように定義した G と η は一定値ではなく土の応力～歪の非線型性のためにせん断ひずみ振幅の関数となる。さて、次に、図-2-4の楕円にして土の応力～ひずみ履歴曲線から得られる G と η の値を持つ仮想的な線型物質を想定する。この力学的性質は図-2-5に示すモデルであらわすことが可能であり、応力～ひずみ関係は次式であらわし

うる。

$$\tau = G(1 + i \cdot 2\eta) \gamma \quad (2-1)$$

ここで、 τ 、 γ はせん断応力、せん断ひずみ γ の複素表現したものであって、 i は単位複素数 ($i = \sqrt{-1}$) である。実際の τ 、 γ は τ と γ の実数部である。この等価線型物質の τ と γ 及び τ と γ の関係を図-2-6に示す。この物質の $\tau \sim \gamma$ 履歴曲線は実際の土の履歴曲線とは異った形となることに注意する必要がある。すなわち、実際の土の応力～ひずみ履歴曲線の先端はとがっているが、仮想的な線型物質の応力～ひずみ履歴曲

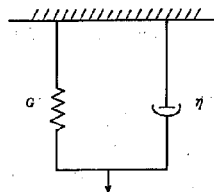


図-2-5 線型物質のモデル

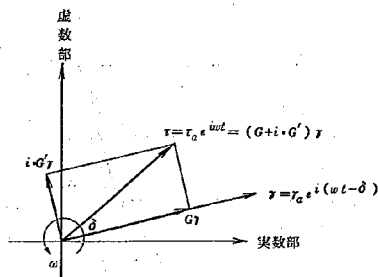


図-2-6 等価線型物質の応力～歪関係

線先端は楕円型となっている。一方、土の履歴減衰係数 η はひずみ速度に影響されないことが知られているから、等価線型物質の η も歪速度によらない。さて、この η は、複素せん断変形係数 G 及び G' (G は通常のせん断変形係数に相当し、 G' は損失係数と呼ばれ減衰をあらわす)とは、図-2-6に示すように、

$$\eta = \frac{G'}{2G} \quad (2-2)$$

の関係がある。実際の地盤の波動の解析においては、図-2-3の実際の応力履歴曲線そのものではなく等価線型物質の応力-ひずみ関係式(2-1)式を用いて行うのが便利である。

次に、この G と η と V_s との関係を求めてみよう。一次元せん断波動の基本方程式はせん断変位 u ；波動方向の座標 x として、

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial x} \quad (2-3)$$

で表わされる。 u は複素表現した変位で $u = u(x)e^{i\omega t}$ であり、実際の変位 u は u の実数部である。一方、せん断歪は、

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (2-4)$$

となる。(2-4)式を(2-1)式に代入すると、

$$\tau = G(1 + i \cdot 2\eta) \frac{\partial u}{\partial x} \quad (2-5)$$

となる。(2-1)式、(2-5)式を(2-3)式に代入すると、等価線型物質のせん断波動の基本方程式として次式が得られる。

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G(1 + i \cdot 2\eta) \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (2-6)$$

次に、(2-6)式から、せん断波の伝播速度 V_s と G と η の関係を求めると、²⁾

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \sqrt{\frac{2\sqrt{1+(2\eta)^2}}{\sqrt{1+(2\eta)^2} + 1}} \quad (2-7)$$

$\eta=0$ の時は、(2-7)式は、

$$V_s = \frac{G}{\rho} \quad (2-8)$$

となる。もし最初から $\eta=0$ とすると(2-6)式は簡単になり、次式の様になる。

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}) \quad (2-9)$$

(2-9)式に、 $u = T(t) \cdot X(x)$ を代入して解くと、

$$u = A e^{\pm i V_s \lambda t} \cdot e^{\pm i \lambda x} \quad (2-10)$$

ここで、 λ は距離減衰係数である。ある点での粒子速

度(particle velocity)を V^* とすると、(2-10)式から、

$$V^* = \frac{\partial u}{\partial t} = \pm i V_s \lambda \cdot u \quad (2-11)$$

せん断ひずみは、(2-10)式から

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial x} = \pm i \lambda \cdot u \quad (2-12)$$

また(2-11)、(2-12)から、

$$\gamma = \frac{V^*}{V_s} \quad (2-13)$$

となる。従って、せん断波によって地中に発生するせん断ひずみは、粒子速度と、位相速度 V_s (phase velocity)を測定することによって得られる。例えば、ボーリング孔を利用した板たき法による換層では V_s^* 、 V_s を測定すれば、測定時に地層中に発生したひずみの大きさも知ることができる。土の G 、 η は γ の大きさに依存するから、原位置で行う板たき法によって実際どれだけのひずみが発生するかを知ることが重要なことである。

図-6-24(後述)に名古屋市中心城根頭で実施したボーリング孔を利用したPS検層(板たき法)での図-2-7の定義で求めたせん断ひずみ γ の大きさを示す。³⁾ γ は $10^{-7} \sim 10^{-5}$ の大きさで深くなる程小さな値になっていることが判る。このひずみの大きさは通常の土質試験では測定不可能な微小ひずみである。

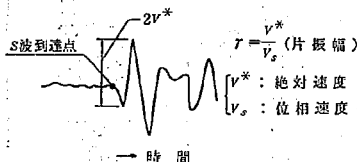


図-2-7 PS検層における水平断の記録と γ の定義

3 室内動的せん断試験装置の概説

前節に示した様に、現場におけるボーリング孔を利用した弾性波探査(PS検層)で得られるのは、せん断ひずみ $\gamma = 10^{-7} \sim 10^{-5}$ の範囲でのせん断変形係数である。ところが、強震時に地盤内に生じうるひずみは $10^{-4} \sim 10^{-2}$ の大きさとなり、この値は弾性波探査で生ずるひずみの大きさの約1,000倍である。一方、土はひずみの大きさに応じて、せん断に対する剛性、減衰の大きさが大きく変わるという非線型性がある。従って、弾性波探査で得られるひずみが $\gamma = 10^{-7} \sim 10^{-5}$

での G の値から、強震時の $\gamma = 10^{-4} \sim 10^{-2}$ での G の大きさを求めるためには、 G のひずみ依存性を求めておかなければならない。これは、通常、室内実験のみ可能となる。更に、図-2-4に示す減衰 η の値も通常の現場実験では算定が困難である。減衰の値についても室内実験では求めることが可能である。しかし、 $\gamma = 10^{-6}$ から 10^{-2} までの10,000倍のひずみの範囲の G 、 η を求めることのできるセン断試験装置は、現在のところ開発されていない。そこで $\gamma = 10^{-6}$ から 10^{-4} までの G と η の算定には、供試体を伝わるセン断波速度 V_s の値から G の値を求め、自由振動時の対数減衰率から η を求める共振法土質試験²⁾を利用し、 $\gamma = 10^{-4}$ から 10^{-2} までの G と η は、供試体に加えたセン断応力 τ と、セン断ひずみ γ から図-2-4の方法で G と η を求める低周波動的試験¹⁾で求めることとした。両試験とも乱した砂質試料に対する供試体は、外径10cm、内径6cmとし、高さは共振法土質試験で25cm、低周波動的セン断試験で10cmとした。いずれの供試体も中空円筒型であり、下部固定、上部可動である。この様な特殊な供試体をねじりセン断するという方法を採用した理由は次の通りである。

図-3-1に示す様に、現場の応力状態、ひずみ条件を最も忠実に再現しているのは、単純セン断装置で

ある。しかし、これには、装置が複雑となること、供試体内の応力分布の一意性を保つ事が困難であること、ひずみ $\gamma < 10^{-4}$ での測定が困難であること等の欠点がある。供試体の製作と設置等の実験手法が最も容易であるのは振動三軸試験である。現在、振動三軸試験が最も普及した動的試験法ではあるが、応力状態が等方応力状態であり、現場の異方応力状態と異なっていること、 $\gamma < 10^{-4}$ での測定が困難であること等のため G 、 η を求める方法としては、適当でない。一方中空供試体では、装置が単純セン断装置に比し簡単であること、供試体内の応力分布の一意性を保ちやすいこと、共振法土質試験と、低周波動的セン断試験を併用すれば、 $\gamma = 10^{-6}$ から 10^{-2} までの連続的測定が可能であること、図-3-1に示すように σ_c と σ_v を独立に制御できるから現場の異方応力状態が再現できること等の利点がある。一般の円柱供試（中実）のセン断ひずみ γ は、中心軸でゼロ、外周で最大になり、半径方向に一律でなくなるが、今回採用した内径と外径の比が1対1.5の中空供試体を用いる場合は、ひずみの半径方向の変化は小さくなり、供試体内のひずみの一意性をある程度保つことができる。この様な理由によって、中空供試体をねじる方式を採用した。

一方、乱さない試料に対しては、中実の供試体を用いて共振法土質試験と低周波動的セン断試験を行った。これは中空に製形することによる試料の乱れの影響をとり除くことを最優先すべきであると考えたからである。乱さない試料の共振法土質試験は、乱した砂質試料に用いた共振法土質試験機（1号機）とは別の新たに開発した試験機（2号機）で行なった。しかし、大きいひずみを対象とする低周波動的セン断試験では、乱さない試料と乱した砂質試料に対する試験は同一の試験機を用いて行った。

4 砂質試料用共振法土質試験機

(1) 装 置

この試験機の原理は、試験しようとする材料の供試体をおる一定の形に作成し、これに振動数可変の正弦波外力を加えて、共振状態を発生させ、このときの共振振動数を測定し、これと境界条件からセン断変形係数を求めようとするものである。また共振状態で急に外力を解放し自由振動を起こさせ、このときの振動減衰性から、減衰係数を算定しようとするものである。

砂、ゴムの粒、鉛粒などの粒状体の中を伝わる波の速さを測定する先駆的な研究を実施したのは飯田波³⁾である。その実験はセロファンの筒で粒状体を被ったものを振動台の上のせて振動させるという原理的な

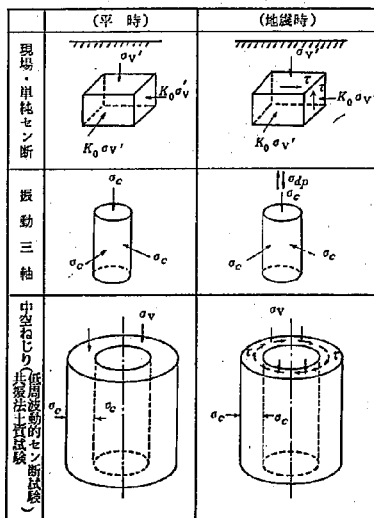


図-3-1 各種試験機の比較

ものであって、拘束圧などの条件を自由に制御できるものではなかった。

この研究は、その後、日本では発展を見なかったが、米国で1950年代以降、機械基礎の振動や建物-地盤系の動的相互作用の解析のために、土の弾性定数を求めることを目的として、共振法土質試験機(resonant column apparatus)が開発された。HardinとRichartの1963年の論文⁵⁾には、共振法試験機の各種型式がまとめられている。同時に総合的な実験を行った結果が紹介されている。その後、HardinやRichartらに

よってかなり幅広い実験が行なわれた。Richart, Hall, Woodsの書物 *Vibrations of Soils and Foundations*⁶⁾ にそのまとめが示されている。

著者らが開発した乱した砂質試料用の共振法土質試験装置²⁾は、中空円筒供試体に強制ねじり振動を発生させて、その共振時の振動数からせん断変形係数 G を、自由振動時の振動減衰から対数減衰率 Δ を求めるものである。図-4-1は全体の機能図であり写真-4-1は全体写真である。写真の左端は供試体の加振部分である(図-4-2)。供試体の下端は固定されている。

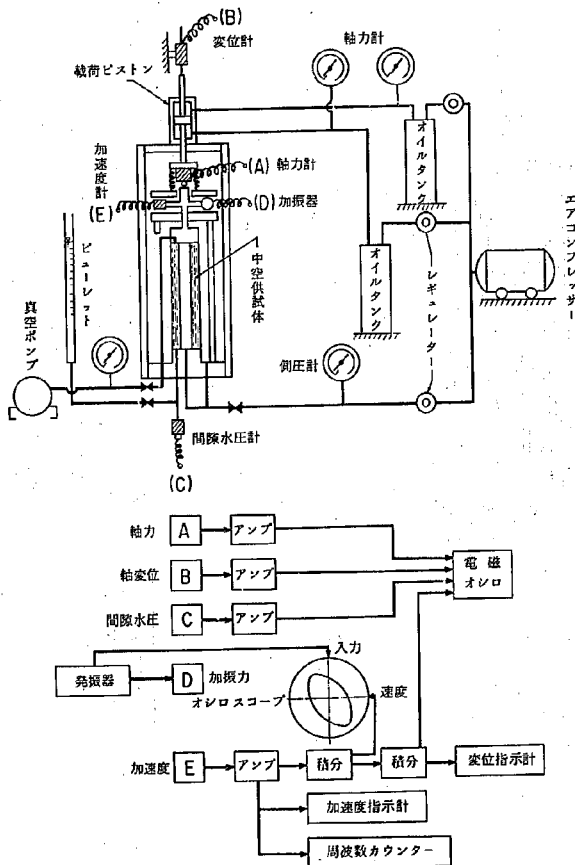


図-4-1 共振法土質試験機の概略

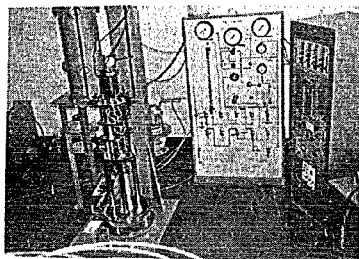


写真-4-1 試験機全体写真

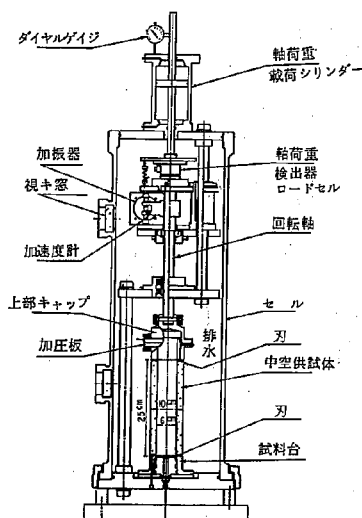


図-4-2 供試体試験部

上端には一定の質量が付加されていて、その質量に固定された回転軸に加振器から強制ねじり力を与える。これによって供試体に振動数を変えながら強制ねじり振動を起こさせて、共振振動数を測定する。また、中央のパネルは、軸荷重、側圧等の制御部である。右端のパネルボックスはねじり振動の大きさと振動数の制御装置および振動数、応答加速度、速度、変位などの測定部からなっている。図-4-3に示してあるように、供試体は内径6cm、外型10cm、高さ25cmの中空試料である。中空供試体としたのは比較的一様なひずみ分布が得られるためである。これに対して中実の供試

体をねじった場合のひずみ分布は、周辺で最大、回転中心でゼロになり、著しく不均一になる。又、供試体の上端に接する加圧板および下端に接する試料台には図-4-2に示してあるような刃がそれぞれ6枚つてあり、試料の固定度をよくしてある。内圧と外圧は空気圧で与え、両者は常に一致する。側圧は最小目盛10g/cm²の精密のブルドンゲージで測定される。軸力は油圧で与え、側圧とは独立に制御することができるから、図-4-3に示すように、鉛直応力と水平応力の任意の比で実験を行うことができ、任意の地中応力状態を再現できる。軸力はロードセルで測定され、電磁オシロ用紙に記録される。ねじり力は、一対の電磁式加振機で偶力を与えることによって交番するくりかえし力として与えられる。加振力の大きさを制御することによってひずみの大きさを制御する。また、共振周波数を求めることによって、後述する様にせん断変形係数 G を算定する。従って、任意のひずみの大きさに対する G と $d\epsilon$ を正確に求めることができる。飽和供試体の場合の体積変化は、供試体からの水の出入をビューレットで測定することによって求める。軸方向変位は1/100mm目盛のダイヤルゲージで測定する。又、図-4-2に示す加速度計で円周方向の応答加速度を測定し、これを一回積分することによって速度を、二回積分することによって変位を得て、電磁オシログラフ

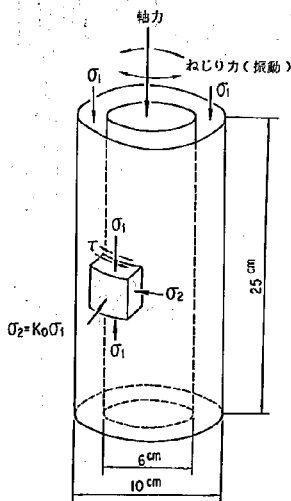


図-4-3 ねじり振動を受ける中空供試体

に記録する。

共振状態は、図-4-1に示してあるように、オシロスコップの縦軸にねじり振動力を横軸に応答回転速度を入れて、リサージュを作ることによって判定する。この装置では、後に述べるように共振時に入力と応答変位の位相差はほぼ $\pi/2$ になることが分っており、従って、入力と応答速度の位相差はほぼ π になり、この時リサージュ図形は直線になる。この方法で共振状態を判定するのが最も正確で、かつ迅速である。

(2) 測定原理

共振法土質試験の測定原理をやや詳しく説明する。この試験では、供試体が一次元のセン断振動をしているから、その運動方程式は(2-6)式となる。供試体の境界条件は図-4-4の様にモデル化できる。まず供試体内に生ずるセン断ひずみは

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (\text{rad.}) \quad (4-1)$$

で表わされる。 u はねじり変位で、軸方向座標 x と時間 t との関数となる。供試体上部についている質量が十分に大きいので、振動時の変形モードは軸方向についてほぼ直線となる。従って、半径方向座標を r とすると、 $u = r \cdot \theta = r \cdot \frac{x}{\ell} \theta_t$ (cm) (4-2)

ここで、 θ は x と t の関数の回転角(rad.)であり、 θ_t は供試体上端での回転角(rad.)で、 ℓ は供試体の長さ(cm)である。一方、同一断面内では(4-2)式に示すように u は r に比例するから、 r も一定値とならない。そこで、 $r = 4$ cmでのひずみで全体のひずみを代表させるとすると、(4-1)、(4-2)式から

$$\gamma = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{x}{\ell} \cdot 4 \cdot \theta_t \right) = \frac{4}{\ell} \theta_t \quad (\text{rad.}) \quad (4-3)$$

従って、 θ_t を測定することによって、供試体全体に生

じているひずみの平均値を(4-3)式から求めることができる。

次に、セン断変形係数 G を求める方法について述べる。(4-2)式を基本運動方程式である(2-6)式に代入すると、共振法土質試験機の場合の基本運動方程式が得られる。

$$\rho \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = G (1 + i \cdot 2\eta) \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (4-4)$$

θ は複素表現した回転角、 i は虚数単位である。境界条件は図-4-4を参照して、次の様に定められる。

・下端($x=0$)で $\theta = 0$ (4-5)

・上端($x=\ell$)で、(質量が上端供試体に及ぼしている力、 T) = (供試体自身の抵抗力、 R)

$$T = -I_t \frac{\partial^2 \theta_t}{\partial t^2} + K_D \frac{\partial \theta_t}{\partial t} - K_s \theta_t + M_s e^{i\omega t} \quad (4-6)$$

ここで、 I_t は供試体上端についている質量の慣性二次モーメント

K_D は境界自身の減衰特性の換算粘性係数、

K_s は境界自身の換算ばね係数、

$M_s e^{i\omega t}$ は強制ねじり力

又は、

$$R = \int_{r_1}^{r_0} \tau_{\theta} \cdot 2\pi r dr = JG (1 + i \cdot 2\eta) \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right)_{x=\ell} \quad (4-7)$$

ここで、

$$J = \int_{r_1}^{r_0} 2\pi r^3 dr : \text{供試体断面二次モーメント}$$

r_1, r_0 は供試体の内側半径、外側半径

(4-4)式を(4-5)~(4-7)式の条件のもとで解くと、 G は、測定された共振振動数、供試体長さ ℓ 、断面二次モーメント J 、供試体密度 ρ 等の関数となる。この関数形は単純な形ではないので、電子計算機を用いて G の値を求めることができる。

次に、履歴減衰係数 η を求める方法について述べる。供試体—加振器系に対する強制加振力を瞬間的に停止させて自由振動を起こさせ、その振動減衰性からこの系の対数減衰率 Δt が求まる。ここで、この測定される対数減衰率 Δt と土の履歴減衰係数 η との関係は次のようになる。まず系の自由振動の解を次のように仮定する。

$$\theta = A(\omega) e^{i(\omega t - \lambda t)} \quad (4-8)$$

ここで、 $A(\omega)$ は振動モードである。

ω はこの系の自由円振動数である。

λ は時間に関する減衰係数である。

$A(\omega)$ 、 ω 、 λ は供試体の物性(G, G', ρ)、寸法、境界

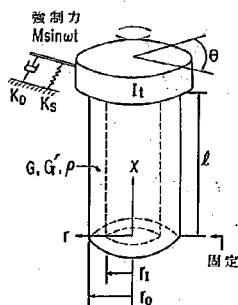


図-4-4 供試体の境界条件

条件振動モードの次数に影響される。(4-8)式を(4-4)式に代入して、 λ を求めると、

$$\lambda = \frac{\omega_n}{2\eta} \left[-1 + \sqrt{1 + (2\eta)^2} \right] \dots\dots (4-9)$$

η が小さければ近似的に次式が成り立つ

$$\lambda = \omega_n \eta \dots\dots (4-10)$$

一方、対数減衰率 Δt は

$$\Delta t = \ln \frac{\theta_n}{\theta_{n+1}} = \ln \frac{\theta(t)}{\theta(t+T)} \dots\dots (4-11)$$

N は振動回数であり、 T は自由振動時の固有周期である。(4-8)式を(4-11)式に代入すると、

$$\Delta t = \lambda T = \lambda \frac{2\pi}{\omega_n} \dots\dots (4-12)$$

となる。(4-12)式に(4-10)式を代入すると、

$$\Delta t = 2\pi \cdot \eta \dots\dots (4-13)$$

となり、結局

$$\eta = \frac{1}{2\pi} \Delta t \dots\dots (4-14)$$

となる。従って、供試体の特性、境界条件によらず、(4-14)式を用いて、 Δt から η を求めることができる。図-4-5は、振動減衰の測定の一例であり、図-4-6にこれから Δt を求めた結果を示す。

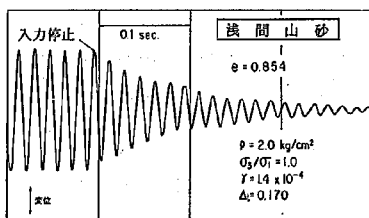


図-4-5 振動減衰測定例

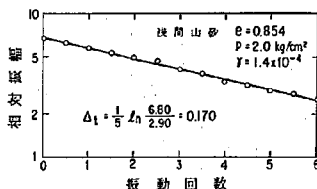


図-4-6 相対振幅の減衰直線

〔3〕 実験および解析の方法

この装置では、供試体は次の3種類の状態で実験できる。

- 1) 空気乾燥状態
- 2) 飽和排水状態
- 3) 不飽和状態

今回は、主に1)、2)の状態について実験を行なった。飽和供試体を作るには前もって十分に脱気しておき、供試体作成の時にも気泡が混入しないよう十分注意しなければならない。

間隙比の制御は次のようにした。

1) ゆるめ砂……乾燥試料では漏斗を用いてそそぎこみ、飽和試料ではスプーンで脱気水を満したモールドの中にそそぎこんだ。

2) 密づめ砂……上述の方法でそそぎこみながらモールド木箱でたたくことによって密づめにした。軸方向応力 σ_a が側方応力 σ_r より大きい限り、静的応力制御を、任意に行なえるが、今回の実験では図-4-7に示す $\sigma_a/\sigma_r = 1$ と $\sigma_a/\sigma_r = 2$ および $P = \frac{1}{3} (\sigma_a + 2\sigma_r) = \text{一定の応力径路をとり、その途中(図で測定点を示してある応力状態)で各種の測定を行なった。各測定点では、振動入力を次第に大きくしながら、すなわちせん断ひずみ γ を 10^{-6} から 2×10^{-4} の間で変化させながら、 G 、 η の値を測定してゆく。図-4-8、4-9に、このようにして求めた G と η の値の一例を示す。 G の値は、拘束圧が大きくなると大きくなり、又、 $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ のひずみ変化に対しても非線型性を示している。図-4-8から、 $\gamma =$$

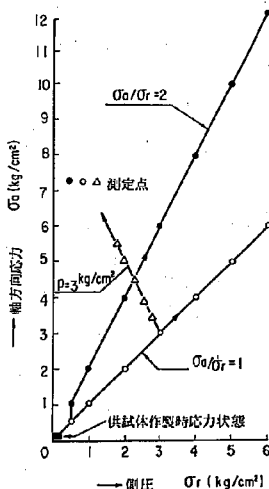


図-4-7 応力径路と測定点

10^{-6} , 10^{-5} , 10^{-4} での G の値を読みとってプロットしたのが図-4-10であり、この図から、各ひずみにおける、 $p = 0.5, 1.2, 4 \text{ kg/cm}^2$ 等での G の値を読みとって後の解析に用いた。

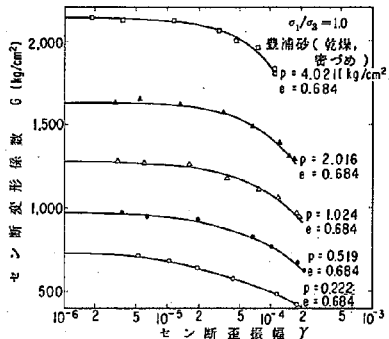


図-4-8 共振法土質試験での G の測定例

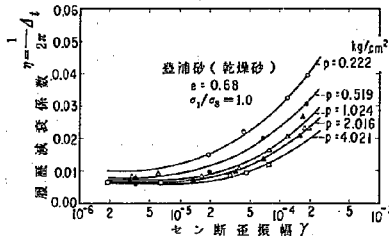


図-4-9 共振法土質試験での η の測定例

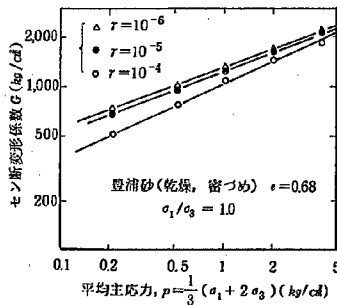


図-4-10 共振法土質試験で得られた $G-p$ 関係の一例

(4) 実験に使用した砂

表-4-1は今回の実験に用いた砂とガラスビーズ、鋼球、鉛球の物性値の一覧表である。これらの砂等は、次の4種に分類できる。

(i) “きれいな砂”……これには豊浦砂、30-50オタワ砂、砕石、浅間山砂A, B, C及び入間砂A, B, C, D, E, Z1, Z2, Z3, Z4が含まれている。これらの砂は、粒度分布が悪く ($U_e = D_{60}/D_{10}$ が小さく) かつシルト分以下の細粒分の土粒子を含んでいない、いわゆる“きれいな”砂である。30-50オタワ砂は我々が実験したものではなく Drnevich and Rchart⁹⁾ のデータを引用したものである。浅間山砂は、千葉県山砂であり、浅間山A, B, Cはそれぞれ異なる分けによって人工的に粒度を調整した砂である。入間砂A-Z4は、いずれも静岡県南伊豆町入間地区の砂をふるい分けによって作った人工砂である。この中で入間砂Z1, Z2, Z3, Z4は、豊浦砂とは同じ U_e を持つが、 D_{60} を変化したものである。これらの砂の粒度分布を図-4-11に示す。

(ii) 細粒分を含む自然砂……浅間山砂、東京湾中央砂、入間砂、扇島砂、利根川砂、番の州砂、金城砂。

扇島砂は神奈川県川崎市及び横浜市中に造成中の埋立地の砂であり、南房総の浅間山砂が埋立用の砂として用いられている。実験に使用した砂は、地中地震計が埋設してある場所から採取したものである。東京湾中央砂は、東京湾中央の古東京川の河床に相当する海底下約30mの所から採取した試料を完全に乱したものである。利根川砂は、利根川中流から採取したものである。番の州砂は、本州四国連絡橋扇島-坂出ルートの坂出市番の州の高架橋建設予定地点の沖積砂層及び埋立砂層から採取した乱した試料である。また、金城砂は、名古屋市金城埠頭の地中地震計埋設地点の洪積層、沖積層、埋立砂層から採取した乱した試料である。番の

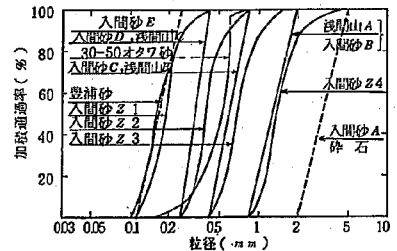


図-4-11 きれいな砂の粒度加積曲線

表-4-1 共振法土質試験に用いた砂の物理特性

砂の名前	粒形	G_s	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	U_c	$e_{max}^{a)}$	$e_{min}^{a)}$	74 μ 以下含有率(%)	37 μ 以下含有率(%)	図-5-2, 図-5-3 での記号 ^{b)}	図-5-12~ 5-17まで の記号 ^{c)}
豊 浦 砂	やや角ばっている	2.64	0.12	0.162	0.175	1.46	0.96	0.64	0.0	0.0	空気乾燥 $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ ○ " $\sigma_1/\sigma_3 = 2.0$ -○- 飽和 $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ ●	
* 30-50オタワ砂	丸い	2.66	0.3	0.52	0.54	1.80	0.80	0.48	0.0	0.0	△	
* 砕石(砂岩)	角ばっている	2.73	2.2	3.2	3.5	1.59	1.09	0.80	0.0	0.0	+	
* 砕石(石灰岩)	やや角ばっている	2.74	2.2	3.2	3.5	1.59	0.93	0.64	0.0	0.0	x	
坂間山砂	"	2.70	0.15	0.33	0.38	2.73	0.91	0.59	3.3	0.3		○●
* 浅間山砂A	"	2.65	0.90	1.3	1.4	1.56	0.82	0.61	0.0	0.0	□ A	
* 浅間山砂B	"	2.72	0.44	0.59	0.64	1.45	0.92	0.67	0.0	0.0	□ B	
* 浅間山砂C	"	2.68	0.26	0.32	0.34	1.31	0.98	0.65	0.0	0.0	□ C	
* 浅間山砂D	"	2.695	0.05	0.103	0.124	2.48	1.22	0.81	3.30	3.8		○● D
* 浅間山砂 ^{d)}	"	2.70	0.153	0.34	0.41	2.68	0.88	0.60	0.0	0.0		◇●
利根川砂	"	2.71	0.135	0.325	0.37	2.74	1.00	0.65	3.5	0.7		△▲
* 利根川砂 ^{d)}	"	2.71	0.17	0.31	0.345	2.03	0.98	0.70	0.0	0.0		△▲
厩島砂	"	2.69	0.20	0.37	0.45	2.25	0.72	0.49	0.36	0.2	空気乾燥 ▽▽ 飽和 ▽▽	
* 厩島砂 ^{d)}	"	2.69	0.21	0.35	0.39	1.85	0.81	0.55	0.0	0.0	▽ ▽	
入間砂	角ばっている	2.75	0.28	0.5	0.55	1.98	0.84	0.57	0.6	0.1		空気乾燥 □ 飽和 □■
* 入間砂 ^{d)}	"	2.75	0.31	0.48	0.518	1.67	0.85	0.58	0.0	0.0		□■
* 入間砂A	"	2.67	2.2	3.2	3.5	1.59	1.06	0.79	0.0	0.0	▽ A	
* 入間砂B	"	2.68	0.90	1.3	1.4	1.56	0.92	0.66	0.0	0.0	▽ B	
* 入間砂C	"	2.83	0.44	0.59	0.64	1.45	0.98	0.65	0.0	0.0	▽ C	
* 入間砂D	"	2.93	0.26	0.32	0.34	1.31	0.99	0.68	0.0	0.0	▽ D	
* 入間砂E	"	3.29	0.12	0.165	0.182	1.52	1.06	0.76	0.0	0.0	▽ E	
* 入間砂F	"	3.257	0.083	0.114	0.118	1.42	1.05	0.71	120	20		▽▽ F
* 入間砂Z1	"	3.22	0.13	0.184	0.192	1.48	1.02	0.69	0.0	0.0	▽ Z1	
* 入間砂Z2	"	2.89	0.30	0.40	0.42	1.40	0.96	0.68	0.0	0.0	▽ Z2	
* 入間砂Z3	"	2.79	0.50	0.69	0.74	1.48	0.94	0.68	0.0	0.0	▽ Z3	
* 入間砂Z4	"	2.68	1.02	1.37	1.48	1.45	0.88	0.62	0.0	0.0	▽ Z4	
* 入間砂X1	"	2.91	0.08	0.54	0.72	80	0.70	0.46	111	1.8		▽▽ X1
* 入間砂X2	"	2.81	0.11	0.92	1.1	100	0.65	0.48	5.0	0.8		▽▽ X2
* 入間砂X3	"	2.80	0.20	0.92	1.1	55	0.69	0.52	0.0	0.0		▽▽ X3
* 入間砂X4	"	2.91	0.11	0.45	0.56	50.9	0.78	0.51	5.0	0.8		▽▽ X4
* 入間砂Yr	"	3.08	0.145	0.26	0.285	1.97	0.92	0.64	0.0	0.0		△▲ Y
* 入間砂W ^{o)}	"	2.91	0.13	0.53	0.80	615	0.87	0.56	0.0	0.0		□■ W
* 入間砂Z1(S) ^{o)}	"	3.22	0.13	0.184	0.192	1.48	1.01	0.71	0.0	0.0	▽ Z1S	
* 入間砂Z1(1)	"	3.21	0.136	0.185	0.195	1.43	1.00	0.70	1.0	0.2		○● Z1(1)
* 入間砂Z1(2)	"	3.18	0.135	0.185	0.195	1.44	0.98	0.69	2.0	0.3		○● Z1(2)
* 入間砂Z1(4)	"	3.12	0.132	0.185	0.195	1.48	0.92	0.63	4.0	0.7		○● Z1(4)

(続)

砂の名前	粒形	G_s	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	U_s	e_{max}	e_{min}	74 μ 以下含有率(%)	37 μ 以下含有率(%)	図-5-2, 図-5-3 までの記号a)	図-5-12~ 5-17までの 記号b)
東京両尖砂	やや角ばっている	2.74	0.07	0.8	1.1	1.57	0.96	0.43	11.1	0.2		◇◆
香の州砂A	"	2.657	0.168	0.260	0.285	1.70	1.17	0.82	1.1	0.5		○●A
香の州砂B	"	2.656	0.31	0.92	1.04	3.35	1.01	0.68	0.5	0.4		○●B
香の州砂C	"	2.679	0.15	0.34	0.41	2.73	1.03	0.59	5.9	2.5		○●C
香の州砂15	"	2.666	0.24	0.88	1.10	4.58	0.91	0.69	0.26	0.1		○●15
香の州砂18	"	2.667	0.31	0.99	1.20	3.57	0.94	0.68	0.6	0.2		○●18
香の州砂21	"	2.671	0.75	0.72	0.90	3.50	0.92	0.67	0.8	0.2		○●21
金城砂1	"	2.658	0.16	0.42	0.46	2.38	1.11	0.71	3.0	2.2		△▲1
金城砂2	"	2.672	0.09	0.318	0.35	3.89	1.42	0.92	8.8	5.1		△▲2
金城砂3	"	2.615	0.16	0.39	0.46	2.38	1.08	0.68	3.1	2.2		△▲3
金城砂4	"	2.640	0.039	0.17	0.235	6.02	1.43	0.85	23.8	9.0		△▲4
金城砂5	"	2.664	0.064	0.24	0.31	4.84	1.38	0.84	12.5	8.2		△▲5
金城砂6	"	2.680	0.079	0.25	0.40	5.06	1.37	0.86	11.2	5.3		△▲6
金城砂7	"	2.664	0.08	0.227	0.27	3.38	1.37	0.85	8.8	5.4		△▲7
ガラスビーズA	球形	2.415	2.08	2.8	3.0	1.44	0.60	0.53	0.0	0.0		
ガラスビーズB	"	2.415	0.89	1.1	1.16	1.30	0.62	0.54	0.0	0.0		
ガラスビーズC	"	2.415	0.27	0.355	0.38	1.41	0.65	0.52	0.0	0.0		
ガラスビーズD	"	2.415	0.12	0.168	0.18	1.50	0.68	0.52	0.0	0.0		
ガラスビーズE	やや角ばっている	2.415	0.047	0.052	0.087	1.43	0.89	0.64	90.0	0.0		
ガラスビーズF	球形	2.415	0.07	0.8	1.1	1.57	0.40	0.29	11.0	0.0		
鋼球	"	7.673	2.4	2.4	2.4	10	0.68	0.53	0.0	0.0		
鉛球A	" f)	11.024	2.4	2.4	2.4	10	0.70	0.57	0.0	0.0		
鉛球B	" f)	11.024	1.4	1.4	1.4	10	0.69	0.59	0.0	0.0		
鉛球C	" f)	10.874	0.52	0.58	0.59	1.3	0.63	0.56	0.0	0.0		

注) a) 空気乾燥状態で吉見・岡野の方法^{b)}によった。

b) 特に注記のないものは $\sigma_1 / \sigma_3 = 1.0$, 空気乾燥状態で試験したものである。

c) Drnevich and Richart^{b)} による。

d) 60は水洗砂を意味し, 原砂から細粒分以下 (径0.074 mm 以下) を除いたものである。

e) 人間砂X1の細粒分を除いたものである。

f) 試験後は球面がつぶれた形となっていた。

* 人工粒度砂

山砂と金城砂の採取地点と採取深度は後述する。浅間山砂、入間砂、扇島砂については、粒径 0.074 mm 以下（シルト分以下）の細粒分を水洗によって除去した“水洗砂”についても実験を行っている。これらの砂の粒径加積曲線は図-4-12、4-13、4-14に示している。

(b) 粒度分布が良い砂またはシルト分以下を含んでいる人工粒度の砂

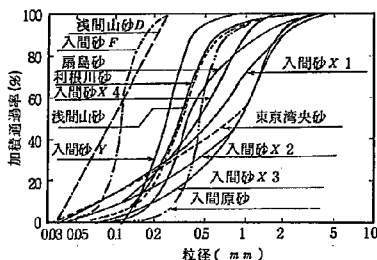


図-4-12 粒度分布のよいか又はシルト分以下を含んでいる砂の粒径加積曲線

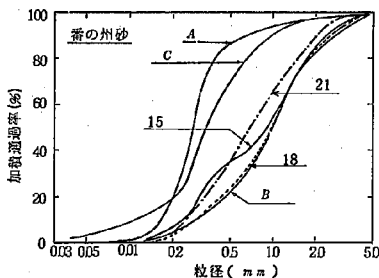


図-4-13 番の州砂の粒径加積曲線

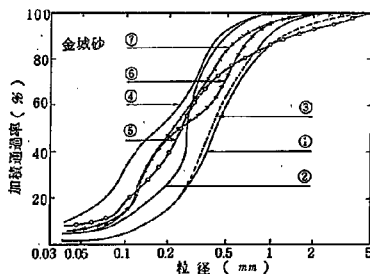


図-4-14 金城砂の粒径加積曲線

(a) シルト分以下を含まないで粒度分布のよい人工粒度の砂を入間砂から作製したもの；入間砂 X3, Y, W

(b) シルト分以下を含み、かつ粒度分布のよいもの；入間砂 X1, X2, X4。入間砂 X1, X2 は東京湾央砂とほぼ同じ U_0 と、シルト分以下含有量を持つものである。

(c) U_0 は小さいが、シルト分以下を含むもの；浅間山砂 D, 入間砂 F, 入間砂 Z1(1), Z1(2), Z1(4), Z1(8), Z1(14)。

これらのうち、入間砂 Z1(1)~Z1(14) は、入間砂 Z1 にシルト分以下をそれぞれ 1%, 2%, 4%, 8%, 14% 加えたものである。これらの砂の粒度分布曲線は図-4-12, 図-4-15 に示す。

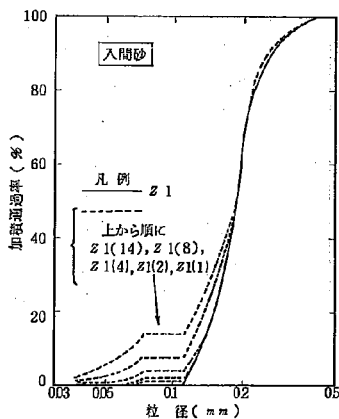


図-4-15 入間砂 Z1, Z1(1)~Z1(14) の粒径加積曲線

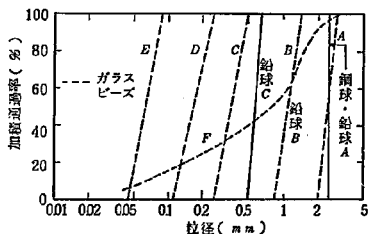


図-4-16 ガラスビーズ、鋼球と鉛球の粒径加積曲線

(IV) ガラスビーズ, 鋼球, 鉛球

(a) 粒度が完全にそろったもの; ガラスビーズ A, B, C, D, E, 鋼球, 鉛球。これらは全て粒形がほぼ球形であるが, 粒径が異なる。

(b) 東京湾央砂と同じ粒度分布を持つもの; ガラスビーズ F。これらのものの粒度分布曲線を図-4-16 に示す。

なお, 表-4-1 に示す e_{max} , e_{min} は吉見・陶野⁸⁾の方法で空気乾燥状態で求めた値である。実験は, 表-4-1 に示す様に, 特に注記のない時は, 空気乾燥状態で, $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ の等方応力状態で行った。

5 砂質試料用共振法土質試験による
せん断変形係数 G に関する実験結果¹⁰⁾

(1) 乱したきれいな砂のせん断変形係数

図-5-1 に, 表-5-1 に示す代表的なきれいな砂 (細粒分を含有せず, $U_e = D_{90}/D_{10}$ の小さい砂) のせん断変形係数 G と平均主応力 p の関係を示す。縦軸は, G に及ぼす間隙比 e の影響を正規化するために, Hardin and Black¹¹⁾ がいいオタワ砂について求めた G に関する間隙比 e の関数 $(2.17-e)^2/(1+e)$ で G を除してある。又, 図-5-2, 図-5-3 には, きれいな砂の $\gamma = 10^{-6}$ と 10^{-4} での $p = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ と 2.0 kg/cm^2 における $G \sim e$ 関係を示す。これらの図に示される様に, 空気乾燥状態で $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ の等方応力状態のきれいな砂については, 若干のばらつきがあるが, $\gamma = 10^{-6}$, 10^{-5} , 10^{-4} に対する第 1 近似の実験式として次式が成り立つ。

$$\gamma = 10^{-6} \text{ に対して } G = 900 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.38} \quad (5-1)$$

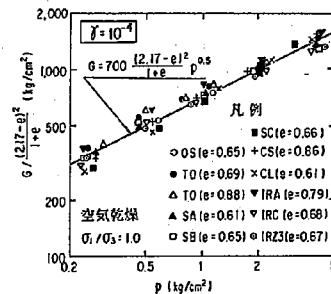
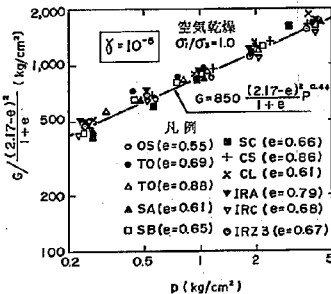
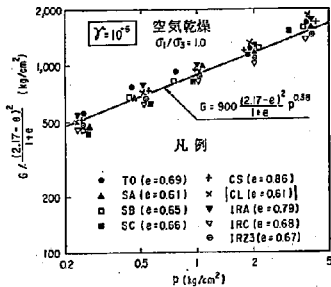
$$\gamma = 10^{-5} \text{ に対して } G = 850 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.44} \quad (5-2)$$

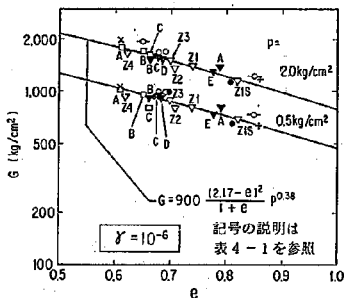
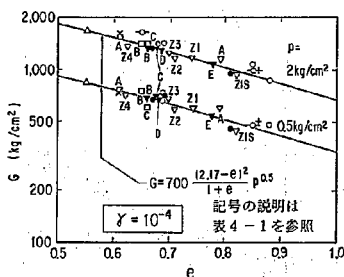
$$\gamma = 10^{-4} \text{ に対して } G = 700 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.50} \quad (5-3)$$

ここで, G はせん断変形係数 (kg/cm^2), e は間隙比, p は平均主応力 $= \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ (kg/cm^2) である。これらの式は, 全てのきれいな砂について厳密に成り立つというのではなく, 平均的に成り立つ式であることには注意する必要がある。又, 豊浦砂については, 図-5-2, 図-5-3 に示す様に, 空気乾燥と飽和の状態では G の値の差は大きくなく, また, 次に示す様に少なくとも $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0 \sim 2.0$ の範囲では応力比による G の値の差はないと言える。図-5-3, 図-5-4 には, 豊浦砂を用いて $\sigma_1/\sigma_3 = 2.0$ の状態で圧密しながら G の値を測定した結果も示すが, $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の範囲で, G は p が一定ならば, 応力比 $\sigma_1/\sigma_3 = 2.0$ での G の値は $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ での値と一致している。ま

表-5-1 図-5-1 ~ 図-5-3 の記号の説明

記号	砂の名前	記号	砂の名前
OS	30~50オタワ砂	CS	砕石(砂岩)
TO	豊浦砂	CL	砕石(石灰岩)
SA	浅間山砂 A	IRA	入間砂 A
SB	浅間山砂 B	IRC	入間砂 C
SC	浅間山砂 C	IRZ3	入間砂 Z3

図-5-1 きれいな砂の $G \sim P$ 関係

図-5-2 きれいな砂の $\gamma = 10^{-6}$ での G 図-5-3 きれいな砂の $\gamma = 10^{-4}$ での G

た、飽和豊浦砂を用いて平均主応力 $p = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ に保つようにした応力経路について、 G および対数減衰率 d_t を測定した。実験操作上、 p を正確に 2 kg/cm^2 に保つことはできなかったが、図-5-4 に示す様に、ほぼ 2 kg/cm^2 に保った状態で試験を行った。図中に示した各応力点において $\gamma = 5 \times 10^{-5} \sim 10^{-4}$ の範囲で G 、 d_t を測定し、 $G \sim \gamma$ 、 $d_t \sim \gamma$ 曲線を作りそれから $\gamma = 5 \times 10^{-5}$ 、 10^{-4} に相当する G 、 d_t の値を読みとった。これから、 G は $p^{0.5}$ と $\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$ に比例するとして、 $p = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ 、 $e = 0.69$ に対する値を求めた。 d_t のデータは G に比べると測定誤差が大きいくと、 d_t は間隙比 e の影響を受けないことから補正は行わなかった。図-5-5 にこのようにして得られた $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $e = 0.69$ における $\gamma = 5 \times 10^{-4}$ と 10^{-4} に対する G と応力比 q/p の関係を示す。ただし

$$q/p = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)} \quad (5-4)$$

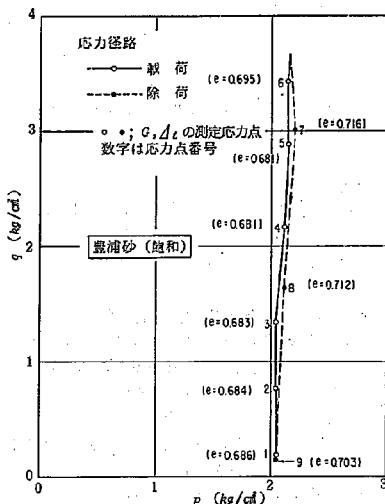
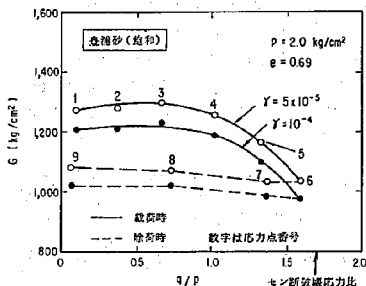
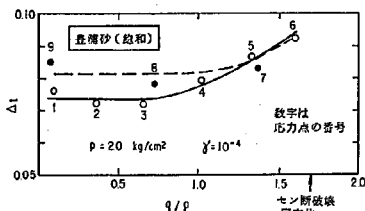
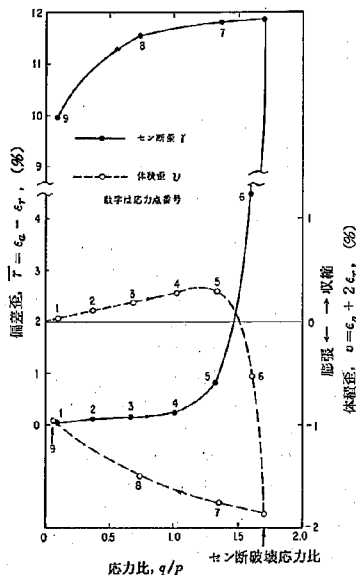


図-5-4 試験の応力経路

図-5-5 $G \sim q/p$ 関係

である。図に示すように、 $q/p = 1.0$ ($\sigma_1/\sigma_3 = 2.5$) までは G はほぼ一定とみなせる。又図-5-6 に示すように d_t の値も、 $q/p = 1.0$ まではほぼ一定値である。図-5-7 に、この実験における供試体の偏差ひずみ $\bar{\epsilon} = \epsilon_a - \epsilon_r$ および体積ひずみ v と応力比 q/p の関係を示す。 $q/p = 1.0$ の値は、供試体に大きな偏差ひずみが発生しはじめる値であることが判る。

次にきれいな砂の G の値に及ぼす平均粒径 D_{50} の影響を示す。前にも述べた様に、きれいな砂の各ひずみレベルでの実験公式 (5-1), (5-2), (5-3) は、全てのきれいな砂に対して厳密にあてはまるものでは


 図-5-6 $\Delta t \sim q/p$ 関係

 図-5-7 p 一定の試験における $\gamma, \tau \sim q/p$ 関係

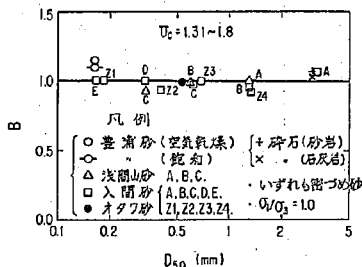
ない。そこで、各砂の G を、実験式(5-1)、(5-2)、(5-3)に係数 B を掛けた形となっている次式であらわすこととする。

$$G = A(\gamma) \cdot B \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^m(\gamma) \dots (5-5)$$

ここで、 $A(\gamma)$ は p の値と砂の違いによらないせん断ひずみ γ のみの関数で、 $\gamma = 10^{-6}$ で900、 10^{-5} で850、 10^{-4} で700であり、 $m(\gamma)$ は $\gamma = 10^{-6}$ で0.38、 $\gamma = 10^{-5}$ で0.44、 $\gamma = 10^{-4}$ で0.5である。 B の値は、 p と γ によらず砂の違いのみに係数とし、各砂の B の値は実際には次式から求めた。¹²⁾

$$B = \left[\frac{\left(\gamma = 10^{-6} \text{ での } p = 0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値} \right)}{e, p \text{ の実測値を用いた(5-1)式での } G \text{ の値}} \right] + \left[\frac{\left(\gamma = 10^{-6} \text{ での } p = 20 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値} \right)}{e, p \text{ の実測値を用いた(5-1)式での } G \text{ の値}} \right] + \left[\frac{\left(\gamma = 10^{-4} \text{ での } p = 0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値} \right)}{e, p \text{ の実測値を用いた(5-3)式での } G \text{ の値}} \right] + \left[\frac{\left(\gamma = 10^{-4} \text{ での } p = 20 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値} \right)}{e, p \text{ の実測値を用いた(5-3)式での } G \text{ の値}} \right] \quad (5-6)$$

$B = 1.0$ であるということは、その砂の G の値は、(5-1)～(5-3)式であらわすことができるということを意味し、 $B > 1.0$ ということは、その砂の G は同一の p, e の条件の元での(5-1)～(5-3)式であらわされる G の値より大きいことを意味する。 $B < 1.0$ ということは、同じく(5-1)～(5-3)式での G の値よりも小さいことを意味する。図-5-8に、このようにして求めたきれいな砂の B の値と平均粒径 D_{50} の関係を示す。若干のばらつきはあるが、 B の値は、粒径 D_{50} の影響は受けないと言ってよさそうである。このことは、共振法土質試験によって求められたきれいな砂の G の値は同じ p と同じ e の値を持てれば、 D_{50} の値によらないことを意味する。


 図-5-8 きれいな砂の B と D_{50} の関係

以上をまとめると、きれいな砂の G の値について、砂の種類によらず、次のことが成り立つ。

(i) セン断ひずみ $\gamma = 10^{-6}, 10^{-5}, 10^{-4}$ に対して、 G は(5-1)、(5-2)、(5-3)式で近似的にあらわされる。

(ii) 応力比 $\sigma_1/\sigma_3 = 1 \sim 2.5$ の範囲では平均主応力 $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ が一定ならば、 G は応力比によらない。

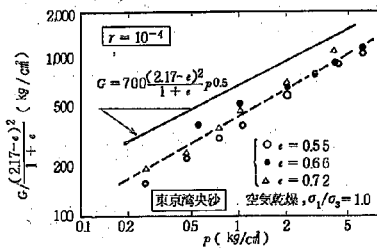
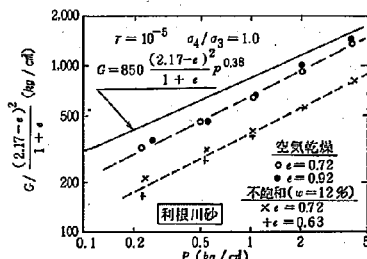
(iii) 同一の p, e に対して G は粒径によらない。

〔2〕 細粒分以下を含みかつ粒度分布のよい

自然砂および人工粒度砂のG

前節では、細粒分を含まないで、かつ粒度分布の悪い“きれいな”砂のGが、ある一定の実験式であらわせ、(5-5)式(5-6)式で定義される係数Bが全体的に見て1.0であることを示した。一方、大部分の自然の砂は、多少なりとも細粒分を含有しており、粒度分布もそれほど悪くないのが普通である。これまではほとんどの砂を用いた共振法土質試験は、きれいな砂を対象としたものであるで、今回我々は表-4-1に示す各種の細粒分を含み、粒度分布のよい自然砂と人工砂、細粒分を含まないが粒度分布のよい人工粒度砂、および粒度分布は悪い($U_e = D_{60}/D_{10}$ は小さい)が細粒分を含む人工粒度砂について実験を行った。

東京湾央砂の $\gamma = 10^{-4}$ における $G/(2.17-e)^2/(1+e) \sim p$ 関係を図-5-9に示す。若干のばらつきはあるが、この砂のGの値は、(5-3)式によるGの値よりもかなり小さいことが判る。同様に、利根川砂の $\gamma = 10^{-5}$ と $\gamma = 10^{-4}$ における $G/(2.17-e)^2/(1+e) \sim p$ 関係を図-5-10、5-11に示す。この場合も、Gの値は(5-2)式、(5-3)式に示すGの値よりも小さいこと

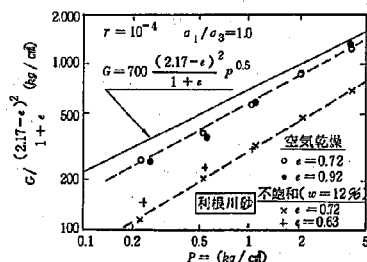
図-5-9 東京湾央砂の $\gamma = 10^{-4}$ における $G \sim p$ 関係図-5-10 利根川砂の $\gamma = 10^{-5}$ における $G \sim p$ 関係

がわかる。この場合の不飽和砂とは、含水比 $w = 12\%$ の状態で突き固めによって作成した供試体であり、相当小さなGの値を示しているのが特徴的である。さて、図-5-9、5-10、5-11のような傾向は、他の各種の自然砂についても一般的に成り立つ。図-5-12~5-15は $\gamma = 10^{-6}$ あるいは $\gamma = 10^{-4}$ に対する $p = 0.5 \text{ kg/cm}^2$, 2.0 kg/cm^2 でのGと間隙比eの関係を示すものであるが、図に示す様に、ここに示す全ての砂のGの値は、広い範囲の間隙比の値に対して、(5-1)式($\gamma = 10^{-6}$)、(5-3)式($\gamma = 10^{-4}$)によるGの値よりも小さい。これらの砂についての $G/(2.17-e)^2/(1+e) \sim p$ 関係は図-5-9~5-11に示すように、次の性質が見出される。

- (i) 同じ条件の同じ砂については、間隙比eによらない。
- (ii) 両対数グラフで、(5-1)~(5-3)式を示す直線関係からはほぼ平行にずれている。
- (iii) そのずれ方は $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の範囲で γ の値によらない。

以上のことは、これらの自然砂のGの算定には(5-1)~(5-3)式は適用できないが、(5-5)式は適用できることを示している。ただし、大部分の砂についてBは1.0よりも小さな値である。このことは、Gに関して、非常に単純な実験式が成り立つことを示しており、Gに関する各種の要因 p , e , γ , 粒度分布の影響は(5-5)式に示す様にお互いにある程度独立に分離できることを示している。

次に自然砂ではないが、入間砂から作った粒度分布が良く細粒分を含む人工粒度砂(入間砂X1, X2, X4), 粒度分布は良いが細粒分を含まない人工粒度砂(入間砂X3, Y, IF), ならびに粒度分布は悪いが細粒分を含む人工粒度砂(入間砂F, Z1(1), Z1(2), Z1(4), Z1(8), Z1(4))の $\gamma = 10^{-6}$ 及び $\gamma = 10^{-4}$ における、 $p = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ と

図-5-11 利根川砂の $\gamma = 10^{-4}$ における $G \sim p$ 関係

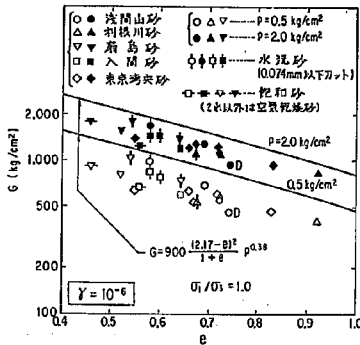


図-5-12 細粒分を含み、粒度分布の良い自然砂の $\gamma = 10^{-6}$ での G

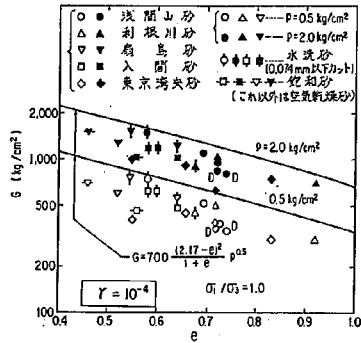


図-5-13 細粒分を含み、粒度分布の良い自然砂の $\gamma = 10^{-4}$ での G

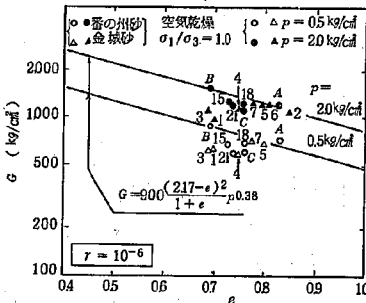


図-5-14 細粒分を含み、粒度分布の良い自然砂の $\gamma = 10^{-6}$ での G

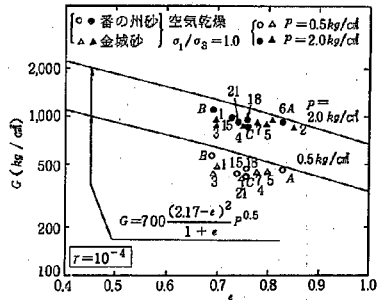


図-5-15 細粒分を含み、粒度分布の良い自然砂の $\gamma = 10^{-4}$ での G

$p = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ での G と e の関係を図-5-16, 5-17に示す。図から明らかな様に、いずれの場合も、大部分の自然砂の場合と同様に、 G の値は (5-1) 式、(5-3) 式による G の値よりも小さい。すなわち、 $B < 1.0$ となる。ここで、粒度分布を均等係数 $U_e = D_{50}/D_{10}$ と細粒分 (径 0.074 mm 以下) 含有量で代表させて、(5-5)、(5-6) 式の定義による B の値と両者の間の定量的関係を求めてみよう。図-5-18に人間砂以外の自然砂の $B \sim U_e$ 関係を示す。データにばらつきはあるが、このグラフから次のことが指摘できる。

(i) 全般的に、 U_e が大きい程 B の値は小さい。

(ii) 原砂から細粒分のみを洗い流した水洗砂 (図-5-18にSで示されているもの) の U_e は原砂とはとんで変っていないにもかかわらず、 B の値が大きくなっている。従って同じ U_e に対して細粒分の含有が

少ない程、 B は大きくなる。

B の値は、きれいな砂についてもばらつきがあるので、 U_e 、細粒分含有率の B の値に与える影響を分離して調べる必要がある。このためには、同じ砂について U_e と細粒分含有率を変えて実験するのが望ましい。図-5-19に人間原砂と人間人工粒度砂の $B \sim U_e$ 関係を示す。これは、各種の砂の $B \sim U_e$ 関係を集めた図-5-18で示している結果と同様な傾向をさらに明確に示している。図-5-19に示す破線は、細粒分を含んでいない場合の平均的な $B \sim U_e$ 関係であり、 U_e が大きくなると B 値は下がる傾向にあることを示している。細粒分を含む砂の B 値は、この曲線関係より低い。又、細粒分の含有率の大きい場合の方が、この曲線関係からのずれが大きい傾向にある。このことを、定量的に示したのが図-5-20である。人間砂 Z1(i), Z12(i),

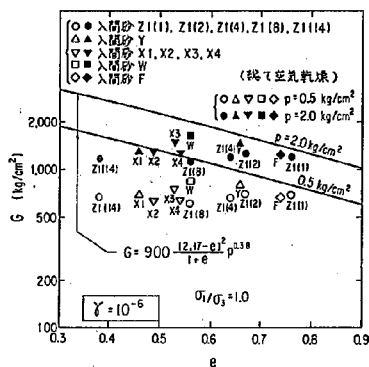


図-5-16 入間砂（粒度分布がよいかシルト分を含んでいる人工砂）の G ($\gamma = 10^{-6}$)

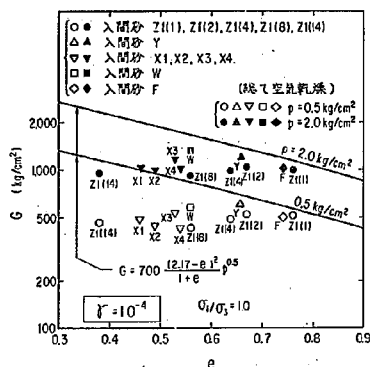


図-5-17 入間砂（粒度分布がよいかシルト分を含んでいる人工砂）の G ($\gamma = 10^{-4}$)

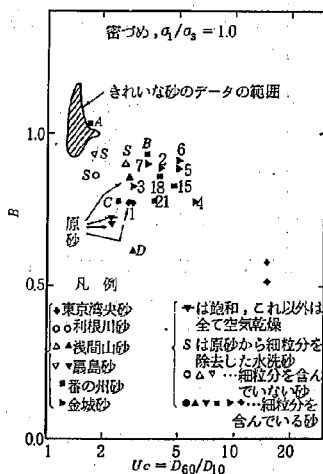


図-5-18 自然砂の $B-U_c$ 関係

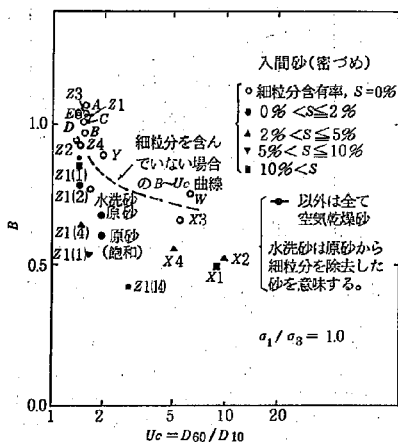
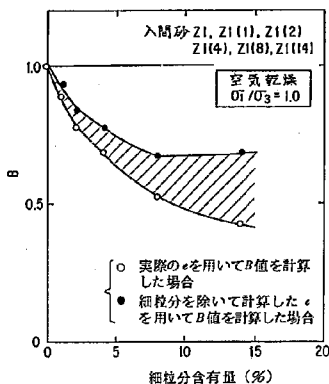


図-5-19 入間砂、入間人口粒度砂の $B-U_c$ 関係

Z1(14), Z1(8), Z1(14) はそれぞれ豊浦砂の粒度分布とはほぼ同一の粒度分布を持つ入間砂 Z1 に細粒分を 1, 2, 4, 8, 14% 含有させたものである (図-4-5 参照)。これらの砂の U_c は Z1(14) を除いては大差ないが、図に示すように細粒分の含有量が増加するに従って、 B 値は減少してゆくことが判る。特に、含有率 5% までの B 値の減少率が大きい。

次に、 U_c の増加と細粒分の含有による B 値の低下は

両者の影響度の線型和では必ずしもあらず、 U_c が大きい程、細粒分の含有による B の値の減少度は若干小さくなることを示す。図-5-21 の縦軸は、ある U_c の値を持つ細粒分を含む砂の B 値と、その U_c の値を持つ細粒分を含まない砂の B 値 (B_0) との比であり、横軸は、細粒分含有率 (%) である。 $U_c < 3$ と、 $U_c > 5$ に分けて 2 本の関係が求められている。データのばらつきがあるにせよ、 U_c が大きい程、細粒分の含有による

図-5-20 入間人工粒度砂での B 値と細粒分含有量

B の値の低下率は小さいことが判る。

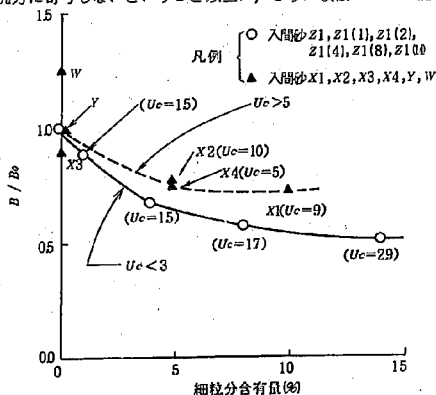
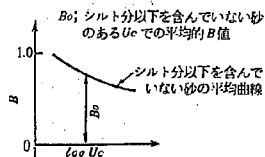
粒度分布の良い砂では、粒度分布の悪い砂よりも、セン断に対して抵抗する粒子構造に組み込まれていないすなわち“遊んでいる”粒子数の率が高くなることが想像できる。従って、同じ間隙比に対して、 U_c の大きい砂の方が U_c の小さい砂よりも G が小さいであろう。次に、細粒分の含有による B の値の低下はどう理解したらよいか考えてみる。今、細粒分が存在しないとして、間隙比を再計算し、その間隙比を e^* とすると、この e^* を用い、(5-6) 式によって B 値を再計算する。図-5-20 に示す様にこの再計算した B 値も 1.0 より小さな値を示す。このことは、細粒分の存在は、セン断抵抗力に寄与しないということ以上に、さらに抗極

的にセン断抵抗の低下をもたらしていることを意味していると考えられる。しかし、このことについては、現在のところ明確な形で説明できない。

最後に、相対密度 D_r の概念と G の値の関係について若干述べておく。結論から言うと、全ての砂について、 D_r が同一の場合は、同一の G の値を示すということはいえず、 G の値の評価を相対密度で議論するのは無理がある。まずきれいな砂について言えば、図-5-2, 5-3 に示す様に、 e_{max} , e_{min} が相当異なる砂の $G \sim e$ 関係が、(5-1) 式(5-2) 式(5-3) 式で示されるということは、相対密度の概念が G について適用できないことを意味している。たとえば(5-1) 式が適用できる 2 種の $e_{min} = 0.6$, $e_{min} = 0.8$ の砂の相対密度 100% の状態での G の値は、 $\gamma = 10^{-6}$ で、 G の値は $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ でそれぞれ、 1387 kg/cm^2 , 938 kg/cm^2 で約 1.5 倍の差がある。又、きれいな砂と自然砂で同一の相対密度で G を比較してみても何ら統一的な結論は出て来ない。

以上のことをまとめてみると以下の様になる。

- (i) 粒度分布が良くなると ($U_c = D_{80}/D_{10}$ が大きくなると)、同一の p, e に対して、 G の値はより小さくなる。
- (ii) 細粒分を含有すると含有しない場合よりも、同一の p, e に対して、 G の値はより小さくなる。
- (iii) 従って、自然砂は通常、粒度分布は良く、多少なりとも細粒分を含んでいるから、その G は、きれいな砂について平均的に成り立つ実験式(5-1), (5-2), (5-3) の示す値より小さくなる。しかし、その G は(5-5) 式で近似的にあらわせば、係数 B の値は、一般に 1.0 より小さくなる。

図-5-21 入間人工粒度砂における $B \sim U_c \sim$ 細粒分含有率関係

(Ⅵ) 砂の G の値は同一の相対密度に対して同一の値となるとは言えない。

6 現場測定と室内実験による砂の セン断変形係数の比較

(1) 概説

前述した様に、現場のボーリング孔を利用した PS 換層(版たき法)で発生するセン断ひずみは $\gamma=10^{-7} \sim 10^{-5}$ 程度のオーダーである。一方強震時に地盤内に発生すると予想されるひずみは $\gamma=10^{-4} \sim 10^{-2}$ 程度とされている。従って、まず $\gamma=10^{-7} \sim 10^{-5}$ 程度での室内実験で求めた G の値が、 PS 換層によって得られた現場の G の値と一致しているかを確認する必要がある。これまでに乱さない試料についての弾性波探索と室内実験による G の比較はかなり行われてきている^{13) 14) 15) 16) 17) 18)}。しかし、乱した砂質試料についての比較例はない。そこでまず冲積あるいは埋立の砂質地盤について、乱した砂質試料を対象とした共振法土質試験による G と、 PS 換層によって得られた G の比較を行った。現場測定を行ったのは次の4地点である。

1) 静岡県南伊豆町入間地区砂盛土(図-6-1): これは、1974年伊豆半島沖地震で斜面のすべり出し、動的沈下を生じた盛土であり、盛土上の日本家屋も甚大な被害を被った。

2) 神奈川県横浜府島島(図-6-1): ここは、南房総の浅間山の砂を用いて人工的に埋立てられた所で、 PS 換層は建設省が地中地震計を設置してある地点で行った。

3) 香川県坂出市番の州(図-6-2): ここは、本州四国連絡橋児島・坂出ルートの高架橋建設予定地点であり、海浜をサンドポンプで埋立てた所である。

4) 愛知県名古屋市金城埠頭(図-6-3): ここ

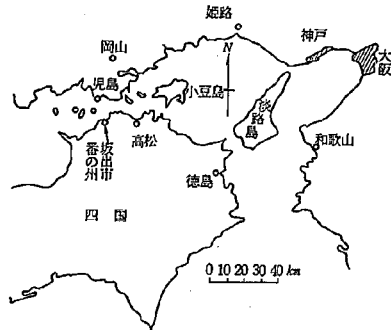


図-6-2 坂出市番の州位置図

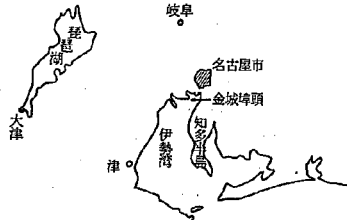


図-6-3 金城埠頭位置図

は、建設省の地中地震計の設置地点であり、埋立地である。

(2) 入間地区における比較^{19), 20), 21), 22)}

図-6-4に入間地区の砂盛土の断面図を示す。上層の中砂は、近年の海からの風送による堆積、及び埋立によるものである。図-6-5、6-6、6-7に3地点でのボーリング柱状図を示す。各ボーリング孔での PS 換層は2mピッチで行った。図-6-8は標準貫入試験の N 値と PS 換層で得られた S 波速度 V_s に基づくセン断変形係数 G_0 を示す。入間地区の砂盛土では所々粒径の大きな礫が混入しているため、 N 値のばらつきが大きい。またこれまでの実績から得られている3種の N 値と G_0 の経験式(応用地質²³⁾、鹿島技術研究所¹³⁾、大崎・岩崎²⁴⁾らの式)の適用性は必ずしも良くないことが判る。この様な礫を含む地盤では、 N 値は一般に過大な値をとるが、この N 値を用いて既往の実験式から G_0 を求めると、過大評価されることが判る。すなわち、 N 値から V_s あるいは G_0 を求める方法は、この場合はあまりにも誤差が大きい方法と言えよう。

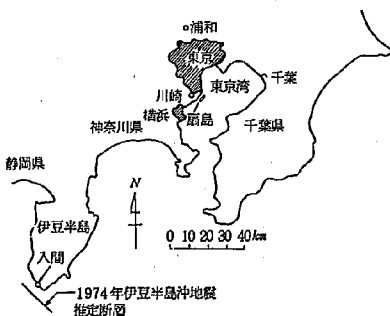


図-6-1 入間及び府島位置図

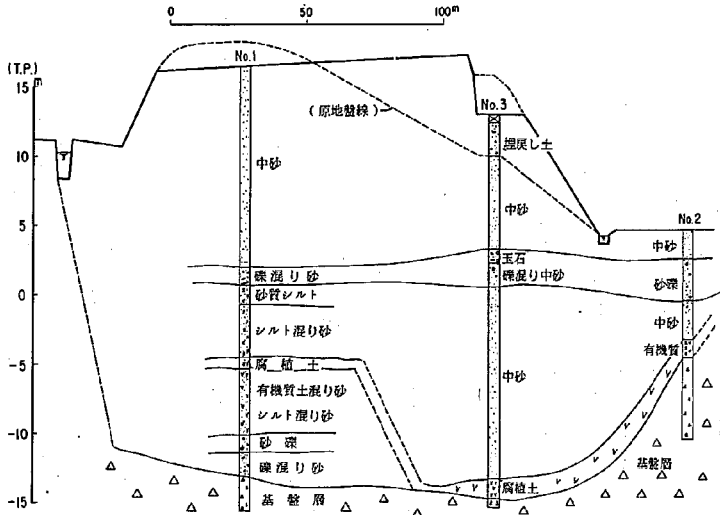


図-6-4 入間地区砂盛土断面図

№1地点土質柱状図

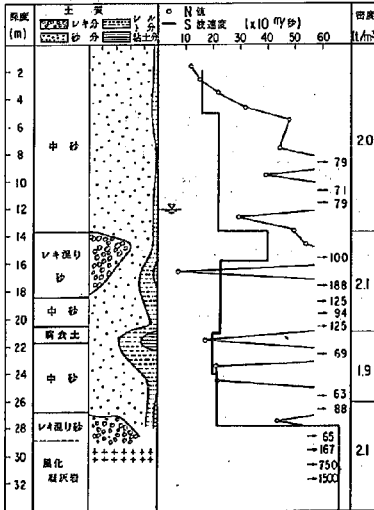


図-6-5 入間No.1地点地盤柱状図

№2地点土質柱状図

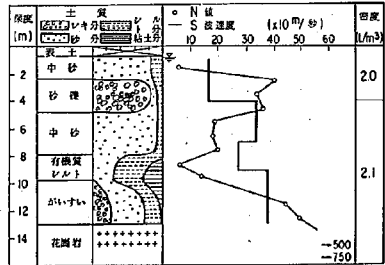


図-6-6 入間地区No.2地点地盤柱状図

次に、入間地区の砂盛土の地表近くから採取した乱した砂について空気乾燥状態と飽和状態で共振法土質試験を行った結果を示す。地盤調査によると、-10数mまではば一様な砂地盤であるので、地表近くの砂での実験結果から砂地盤のGの値を推定することにした。図-6-9に、実験例、図-6-10に実験結果のまとめを示す。図から、セン断ひずみγの大きさが同じであれば、Gの値は乾燥と飽和による差はあまりなく、図中に示す実験式であらわせることが分かる。図中の

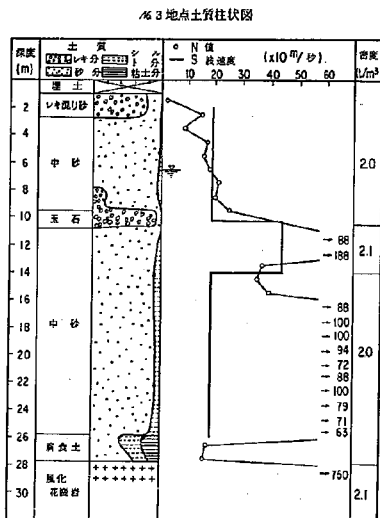


図-6-7 入間地区No.3 地点地盤柱状図

実験は、きれいな砂について成り立つ実験式(5-1), (5-2), (5-3)である。入間砂は粒度分布が良く、又、細粒分を含み、貝片も含んでいるため、きれいな砂の G より小さな G を有する。

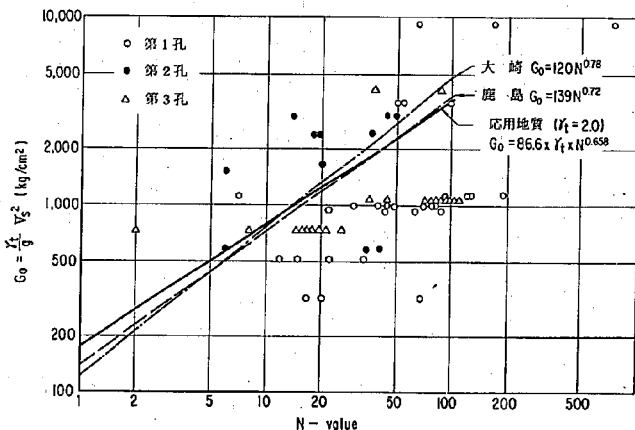
共振法土質試験の結果から地盤の G の値を推定するには、地盤内の平均主応力 p と間隙比 e の値を推定しなければならない。平均主応力 p は、単位体積重量 γ の値、 K_0 の値(0.5と仮定した)、および地下水面の位置から求めた。間隙比 e は次の方法で求めた。まず、吉見・陶野の方法⁹⁾で最大・最小間隙比 e_{max} , e_{min} を求めた。次に N 値からGibbs and Holtz の実験結果²⁰⁾を基にした次のMeyerhofの式²⁰⁾から、相対密度 Dr を求めた。

$$Dr = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad (\%) \quad \dots (6-1)$$

ここで、 σ'_v は有効上載圧(kg/cm^2)である。ただし、(6-1)式から Dr を求める時に N によって過大になっている N 値は採用しなかった。又このようにして求めた間隙比 e と比重 G_s の値から定めた γ_t の値が、 $\sigma'_v \sim p$ の値を求める時に用いた γ_t と差があるかどうかを検討した。このようにして求めた p と e の値から、入間砂について $\gamma = 10^{-6}$ に対して成り立つ実験式、

$$G = 580 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.47} \quad \dots (6-2)$$

を用いて、各深度の G の値を求めたものを、図-6-11~6-13に示す。又、同時に、きれいな砂につい

図-6-8 入間地区における $G_0 = \frac{\gamma_t}{g} V_s^2 \sim N$ 値関係

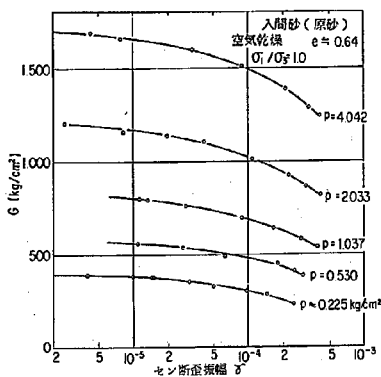


図-6-9 入間砂の共振法土質試験結果例

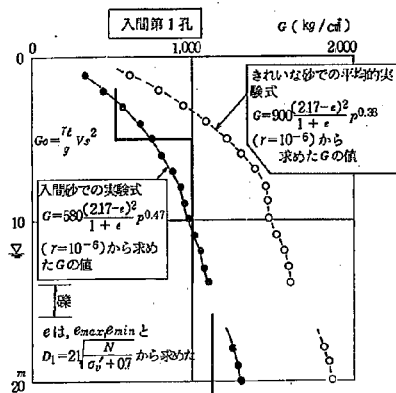


図-6-11 入間第1孔での共振法土質試験とPS検層によるGの値の比較

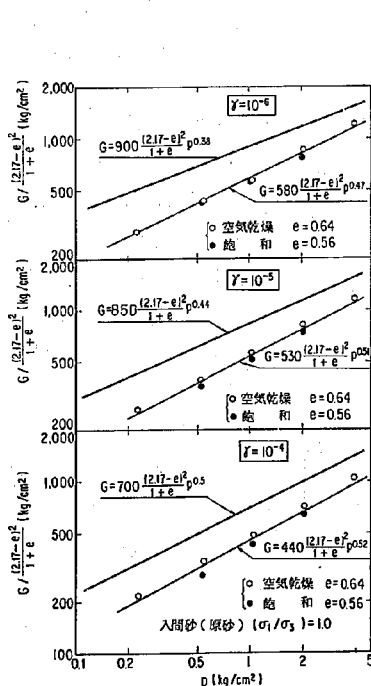


図-6-10 入間砂の共振法土質試験結果のまとめ

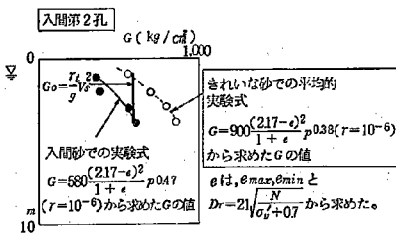


図-6-12 入間第2孔での共振法土質試験とPS検層によるGの値の比較

て $\gamma = 10^{-6}$ で成り立つ実験式 (5-1) を用いて推定した G の値を示す。図から明らかなように、実際の入間砂の実験式を用いて求めた G の値は、PS 検層による G の値 G_0 と大略一致していると言えるが、きれいな砂のついでの実験式 (5-1) を用いると PS 検層による G_0 より大きな値が得られた。又、PS 検層から得られる G_0 は深さ方向に不自然に (不連続的に) 変化するが、室内実験を基にする方法による G は深さ方向になめらかに変化する。従って、応答解析の際に用いる $\gamma = 10^{-6}$ での G の値は、PS 検層と室内実験の結果を併用して求めるべきであろう。

(3) 扇島における比較 19), 20), 21), 22)

扇島中地盤計設置地点での地盤柱状図を、図-6-14に、地表近くから採取した乱した扇島砂で行った共振法土質試験の結果を図-6-15に示す。この場合も、深さ20数mまで同一の浅間山砂によって埋立てた一様な砂地盤であるので、地表近くから採取した

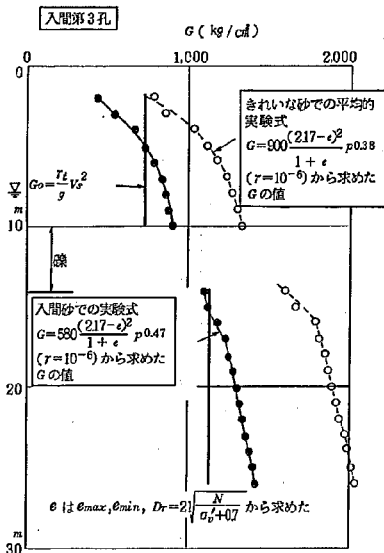


図-6-13 入間第3孔における共振法土質試験とPS試験によるGの値の比較

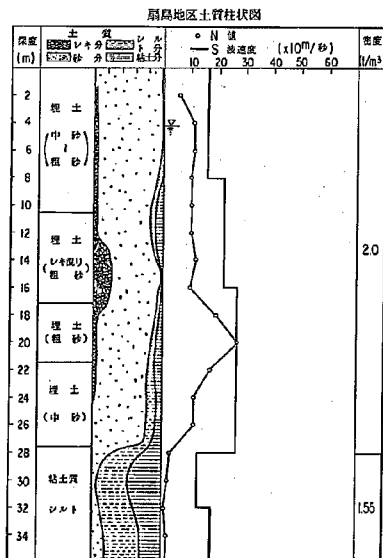


図-6-14 扇島地中地震計設置地点地盤柱状図

砂の実験から砂層のGを推定することとし、又、図-6-15に示す様に、乾燥と飽和の状態ではGの値に差がないので、扇島砂での $\gamma = 10^{-6}$ に対しての実験式

$$G = 620 \frac{(217 - e)^2}{1 + e} \cdot p^{0.45} \quad (6-3)$$

を用いて、 p と e の推定値からGを求めた。

平均主応力 $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ は τ と $K_0 = 0.5$ の仮定と地下水面の位置から求めたが、 e は次の2通りの方法から求めた。

(i) 吉見・陶野の方法³⁾で求めた e_{max} 、 e_{min} 、及び N 値と(6-1)式から求めた D_r から e を求める。

(ii) 扇島については、改良型ビショップサンプリャーを用いたサンドサンプリングによる e の実測と e_{max} 、 e_{min} から求めた次の D_r と N 値の相関が得られている。^{27), 28)}

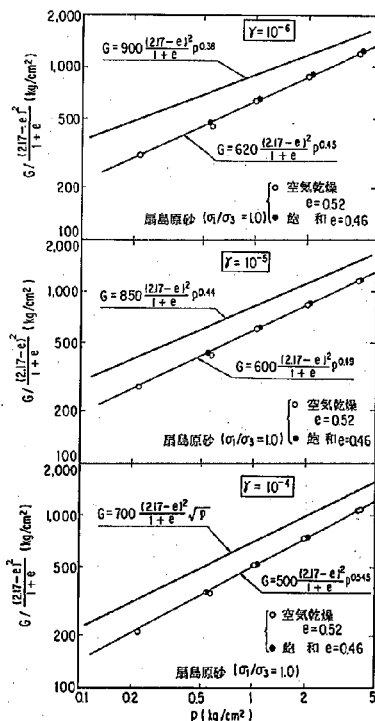


図-6-15 扇島砂共振法土質試験結果のまとめ

$$\frac{N}{D_r^2} = 23 \sigma_v'^{2/3} \quad (\sigma_v' > 0.5 \text{ kg/cm}^2) \quad (6-4)$$

ここで、 D_r は小数点表示の相対密度、 σ_v' は有効上載圧 (kg/cm²) である。従って、 N 値から D_r を求め、これと e_{max} , e_{min} から e を求める。

図-6-16に、この(II)の方法で求めた e と p を(6-3)式に代入して得られた G の値を示す。両者には、殆んど差はなく、かつ、 PS 検層によって得られた V_s から求めた G_0 とよく一致している。一方、(I)の方法で求めた e と p から、きれいな砂についての $\gamma = 10^{-6}$ での平均の実験式(5-1)から求めた G の値は、この場合も実測よりかなり過大な値となっている。入間と扇島での調査結果は、近年の堆積あるいは埋立による砂層の $\gamma = 10^{-6}$ 程度での G の値を、きれいな砂での平均の実験式から推定するのは、適切ではないことを示している。

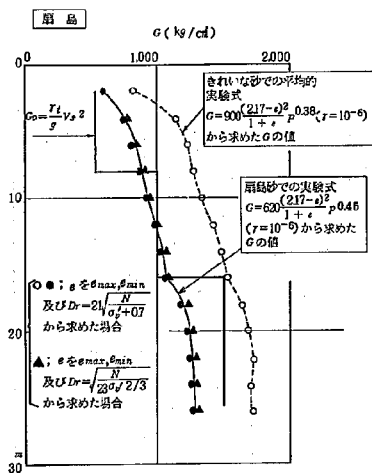


図-6-16 扇島での共振法土質試験と PS 検層による G の値の比較

[4] 坂田市番の州における比較²⁹⁾

図-6-17に示す番の州地区の埋立砂層と沖積砂層について、入間と扇島について実施したのと同様な方法で共振法土質試験から求めた G とボーリング孔を利用した PS 検層(板たき法、深さ2.5m以上)と屈折法(深さ0~2.5mの間に対してのみ)から得られた V_s の値から求められた G の値の比較を行った。乱した砂の採取は図-6-17に示す6箇所から行ない、それぞれに番の州砂 $A, B, C, 15, 18, 21$ 、と名付けた。これ

らの砂の物性値と空気乾燥状態、 $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ での共振法土質試験の結果を表-6-1に示す。空気乾燥と飽和での G の値の差はないこと、 $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0 \sim 2.5$ の範囲では応力比の影響はないことがこれまでの調査で判明しているから、今回は最も簡単な実験条件を採用した。粒径加積曲線は図-4-13に示す。図-6-18は、番の州砂 15 (攪乱試料)での共振法土質試験結果例である。この砂を含めて、番の州砂の G は表-6-1に示す様に同じ p , e の値に対してきれいな砂の平均的な G の値よりも若干小さめの値を示した。

共振法土質試験と PS 検層・屈折法による G の値の比較は次の手順に従って行った。まず、単位体積重量 γ_t を求めついで、 $K_0 (=0.5)$ と地下水面の位置から有効上載圧 σ_v' 、平均主応力 p' を求める。次に、 N 値と σ_v' から D_r を求める。このさい、扇島の場合と同様に、Gibbs and Holtzによる(6-1)式と扇島における実験の(6-4)式の2通りの方法によって D_r を求めた。これは、番の州の埋立砂層も扇島と同様に、ごく最近サンドポンプによる浚渫によって作られた砂層であるからである。次に、 e_{max} , e_{min} を求めて、 e を求める。次に、この様にして得られた各ボーリング深度での p , e の値を用いて、番の州砂についての共振法土質試験から得られた $\gamma = 10^{-6}$ での実験式から G の値を求める訳である。この場合可能な限り G の値の比較をする地点・深度から得られた試料での実験式を用いたが、それができない場合には表-6-2に示す様に、近接のボーリング孔から採取された土質の類似している試料についての実験式を用いた。

以上の様にして求めた室内試験による G と PS 検層による G の、各ボーリング孔での比較を図-6-19~6-23に示す。2種の方法によって N 値から求めた D_r を用いた G の値には大差がなく、又、共振法土質試験による G と PS 検層による G の値には全般的に見ればよい一致が見られる。又、室内実験による深さ方向に対する G の値の変化は、 PS 検層によって得られる G の値の変化より自然と言えよう。

[5] 名古屋市中心城埠頭における比較³⁰⁾

名古屋市中心城埠頭での地中地盤設計設置地点(図-6-24に地盤柱状図を示す)で、 PS 検層と乱した砂質試料の採取を実施した。採取試料について、 $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ 、空気乾燥状態で共振法土質試験を実施した。調査地点は、深さ13mが沖積層と洪積層の境となっており、 G の値の比較は埋立砂層、沖積砂層、洪積砂層について行った。試料の物性値と、共振法土質試験の結果を表-6-3に、粒度分布曲線を図-4-14に示す。今回の場合も、表-6-3に示す実験式から判る様に、

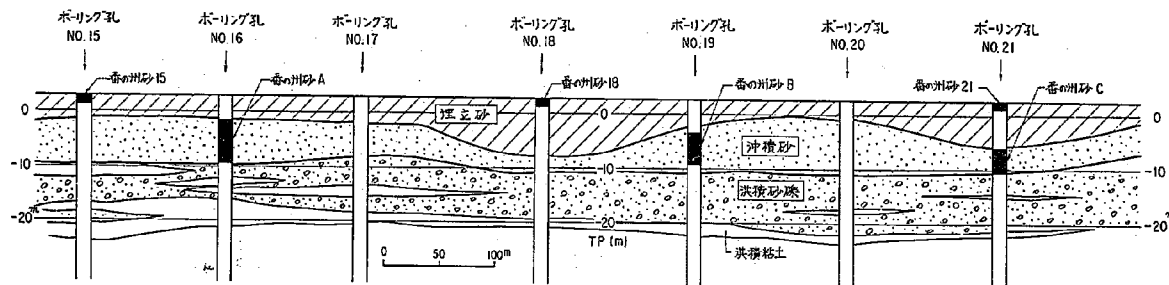


図-6-17 香の州地表部地質断面図

表-6-1 香の州砂物性表

試料名	ボーリング No.	深さ (m)	U_c	G_s	e_{max}	e_{min}	$r = 10^{-6}$ の 実験式 (Kg/cm^2)	$r = 10^{-4}$ の 実験式 (Kg/cm^2)
A	16	4.50~12.50	1.70	2.67	1.171	0.828	$G = 968 \frac{(21.7-e)^2}{1+e} p^{0.372}$	$G = 672 \frac{(21.7-e)^2}{1+e} p^{0.306}$
B	19	5.60~12.00	3.35	2.66	1.011	0.681	$G = 895 \frac{(21.7-e)^2}{1+e} p^{0.395}$	$G = 600 \frac{(21.7-e)^2}{1+e} p^{0.530}$
C	21	8.00~12.60	2.73	2.68	1.030	0.692	$G = 729 \frac{(21.7-e)^2}{1+e} p^{0.464}$	$G = 532 \frac{(21.7-e)^2}{1+e} p^{0.530}$
15	15	0~10	4.58	2.66	0.909	0.687	$G = 780 \frac{(21.7-e)^2}{1+e} p^{0.475}$	$G = 567 \frac{(21.7-e)^2}{1+e} p^{0.556}$
18	18	0~1.0	3.78	2.67	0.943	0.679	$G = 830 \frac{(21.7-e)^2}{1+e} p^{0.444}$	$G = 577 \frac{(21.7-e)^2}{1+e} p^{0.550}$
21	21	0~1.0	3.60	2.67	0.921	0.666	$G = 710 \frac{(21.7-e)^2}{1+e} p^{0.490}$	$G = 545 \frac{(21.7-e)^2}{1+e} p^{0.541}$

細粒分を含む粒度分布の良い金鉱砂の G は、同じ p 、 e の条件の元ではきれいな砂の G よりも小さな値となることを指摘した。次に埋砂法、沖積砂層については前に示したのと全く同様な方法で、 $p = e$ を求め、 $\gamma = 10^{-6}$ に対する実験式に代入して $\gamma = 10^{-6}$ での G を求めた。ただし、図-6-24の右端に示す様に、できるだけ G を推定する深度で得られた試料での実験式を用いて G の値を推定した。図-6-24に示す様に今

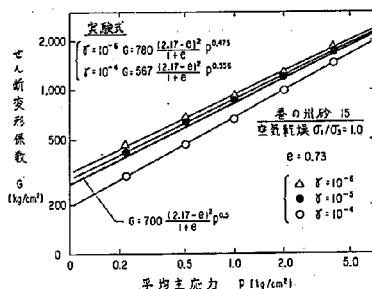


図-6-18 番の州砂（攪乱試料）の共振法
土質試験結果例

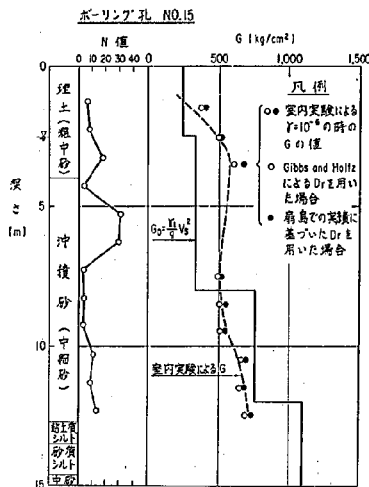


図-6-19 番の州ボーリング孔No.15における
共振法土質試験とPS検層によるGの
値の比較

表-6-2 現場測定によるS波速度と、Gの値を求めるために用いた試料

ボーリング孔	S波速度 (m/sec)		室内実験でGの値を求めるために用いた試料		
No. 15	0 ~ -2.5 m	110	屈折法	0 ~ -4 m	雲の州砂 15
	-2.5 ~ -8	130			
	-8 ~ -12	200	PS検層	-4 ~ -12	" A
	-12 ~ -22	240			
No. 17	0 ~ -2.5	140	屈折法	0 ~ -4.5	" 15
	-2.5 ~ -9	170			
	-9 ~ -13	200	PS検層	-4.5 ~ -11.5	" B
	-13 ~ -40	250			
No. 18	0 ~ -2.5	135	屈折法	0 ~ -10.3	" 18
	-2.5 ~ -11	170			
	-11 ~ -38	250	PS検層	-10.3 ~ -13.2	" B
No. 20	0 ~ -2.5	115	屈折法	0 ~ -3	" 21
	-2.5 ~ -9	140			
	-9 ~ -16	180	PS検層	-3 ~ -13.4	" B
No. 21	0 ~ -2.5	135	屈折法	0 ~ -8	" 21
	-2.5 ~ -10	150			
	-10 ~ -26	300	PS検層	-8 ~ -12.6	" O

ボーリング孔 NO.17

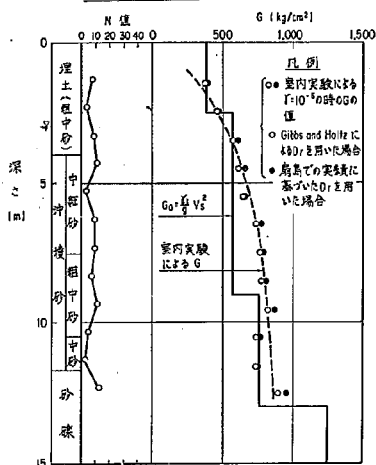


図-6-20 番の州ボーリング孔No.17における共振法土質試験とPS検層によるGの値の比較

ボーリング孔 NO.20

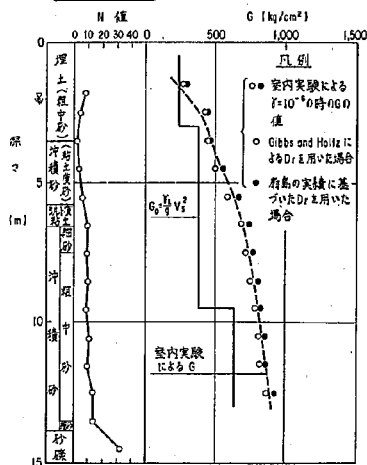


図-6-22 番の州ボーリング孔No.20における共振法土質試験とPS検層によるGの値の比較

ボーリング孔 NO.18

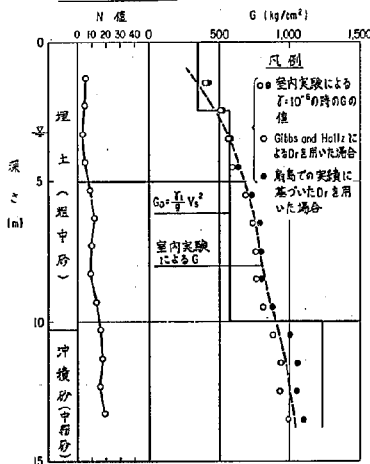


図-6-21 番の州ボーリング孔No.18における共振法土質試験とPS検層によるGの値の比較

ボーリング孔 NO.21

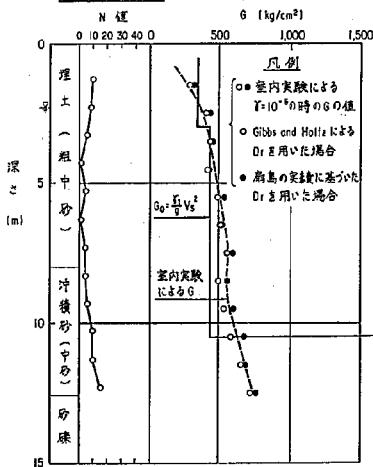


図-6-23 番の州ボーリング孔No.21における共振法土質試験とPS検層によるGの値の比較

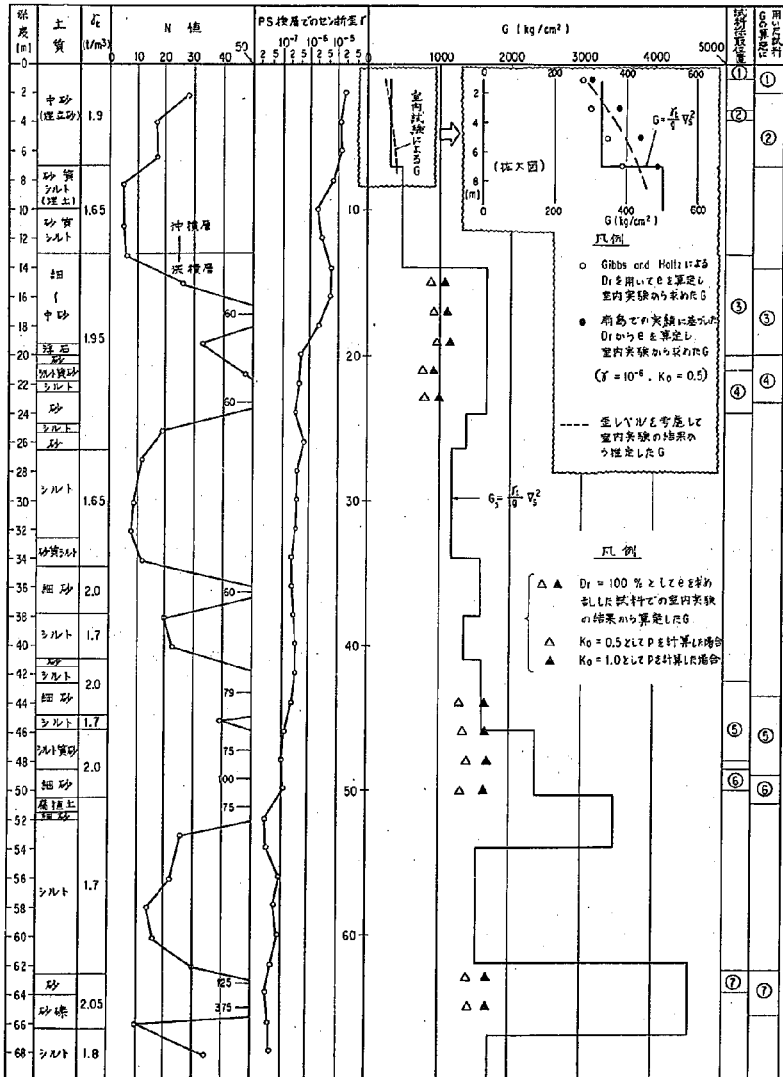


図 - 6 - 24 名古屋金城埠頭地中地設計設置地点地盤柱状図

表-6-3 金 城 砂 物 性 表

	深 さ (m)	U_c	細粒分 含有比	G_s	$e_{max}^{(1)}$	$e_{min}^{(1)}$	$r=10^{-6}$ の実験式 (kg/cm ³)	$r=10^{-4}$ の実験式 (kg/cm ³)
1	GL, 0.0	2.88	3.0	2.66	1.112	0.71	$670 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.411}$	$550 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.516}$
2	GL, -3.45 ~ -378	3.89	8.8	2.67	1.415	0.91	$850 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.533}$	$615 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.585}$
3	GL, -13.00 ~ -19.80	2.88	3.1	2.62	1.084	0.68	$670 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.433}$	$480 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.525}$
4	GL, -21.00 ~ -24.00	6.02	2.38	2.64	1.433	0.85	$720 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.458}$	$525 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.551}$
5	GL, -42.60 ~ -48.50	4.84	12.5	2.66	1.377	0.84	$880 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.497}$	$615 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.537}$
6	GL, -48.50 ~ -50.00	5.06	11.2	2.68	1.374	0.87	$840 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.535}$	$600 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.626}$
7	GL, -62.00 ~ -64.00	3.38	8.8	2.66	1.370	0.85	$885 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.423}$	$600 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.515}$

1) 吉見・陶野の方法による。⁸⁾ シルト分の入った砂は共振法での実験で拘束圧をかけると $e < e_{min}$ になりうる。

回は埋立砂層について、2つの推定手法による Dr を用いた G の値には若干の差があるが、その平均値は、この地点においても PS 検層による G の値とよく一致していることが分る。

一方、洪積砂層の p, e の推定の方法には、まだ確立したものがないため、とりあえず、次の方法によって p, e の値を推定した。陶野・畑中³⁰⁾によると、洪積砂層の乱さない試料の e の値は吉見・陶野の方法⁸⁾ で乱した試料について求めた e_{min} よりも小さく、これは見掛け上相対密度 Dr が100%以上であることを意味する。図-6-24より深さ60mで $N=100$ となるので、 $\sigma'_v=5 \text{ kg/cm}^2$ として(6-1)式にこの値を代入すると、 $Dr=88\%$ となり、陶野・畑中の結論と矛盾した結果が得られる。(6-4)式は、洪積層に対する実験式ではないので、この場合適用外であると考えられる。今回の場合は、 $Dr=100\%$ と仮定し、吉見・陶野⁸⁾の方法による e_{min} を e の値とした。又、 p の値を求める上で必要となる K_0 の値には、 $K_0=0.5$ と $K_0=1.0$ の2つの仮定を用いた。このようにして求めた p と e を $r=10^{-6}$ に対する実験式に代入して求めた G の値は、図-6-24に示す様に、洪積砂層に対しては、 PS 検層による G の値よりかなり小さな値となっている。特に、深さ65mあたりでの両手法による G の値の差は著しい。この様な乱した試料の室内実験による G の値が過小評価となる理由としては次の3点が考えられる。

(i) e の過大評価： $Dr=100\%$ というのは、まだ密度を過小評価している可能性が大である。

(ii) K_0 の過小評価： $K_0>1.0$ である可能性がある。

(iii) 攪乱による G の低下：これが主要因であると思われる。一般に洪積砂層は何万年～何百万年の間

堆積しているものであるから、きわめて長い間の圧密を受けていることになる。この長時間圧密によって形成された稠密な粒子構造は、かなり、堅固なものであり、乱すことでこの構造は完全に消滅してしまう。深い所ほど、乱した試料の室内実験による G と実測による G の差が甚だしいのは、下層ほど圧密時間が長く、粒子構造もより堅固なものになっているためであろう。

この章で示した乱した砂質材料の共振土質試験による G の値と、 PS 検層・屈折法による現場弾性波探査による G の値の比較結果から次の事が判明した。

(i) 沖積砂層・埋立砂層については、現地から採取した乱した砂質試料を用いた共振土質試験で得られる $r=10^{-6}$ での G の値に関する実験式と p, e の推定値から求めた G の値と、現場弾性波探査による G の値は、よく一致する。

(ii) きれいな砂について成り立つ $r=10^{-6}$ に対する平均の実験式から求めた G の値は、一般的に、現場弾性波探査による G の値よりも大きくなる。

(iii) N 値は一般に不確定要因の大きな値であり、 N 値から $N \sim V_s$ 関係の経験式を用いて V_s, G を推定する方法は、 N 値に含まれている不確定要因をあまりにも敏感に反映しやすいので、必ずしも良好な方法とは考えられない。

(iv) N 値から Dr を推定し、これと e_{max}, e_{min} から e を推定し、さらにこれらと平均主応力 p の推定値を実験式に代入して G を求める(i)の方法では、 N 値の変化に対する G の変化は、あまり敏感ではない。

(v) (i)の方法による G の値は、現場弾性波探査で求める G の値よりも、深さ方向の変化の仕方がなからで自然である。

(Ⅷ) 従ってやや厚い堆積をなしている沖積砂層・埋立砂層の $\gamma=10^{-6}$ における G の値は、現場弾性波探査と、現地から採取した砂について行った共振法土質試験の結果、あるいはこれまでに行われている各種の砂についての試験結果を総合して推定するのがよいと思われる。

(Ⅷ) 洪積砂層に関しては、乱した砂質土料の共振法土質試験に基づく(Ⅰ)の推定法は精度が低下し、厳密には適用できない。

〔8〕 豊浦砂と金城砂における過圧密の影響

沖積砂層や埋立砂層については、PS検層による V_s から求められる G の値と、現地から採取した乱した砂について行った共振法土質試験から得られる $\gamma=10^{-6}$ での G の値とは大略一致することが判明している。しかし、金城地区での調査によると、6-4に示す様に、洪積砂を乱した試料の共振法土質試験による $\gamma=10^{-6}$ での G は、 V_s から求めた G より相当小さく、その差は地質年代が古い程著しい。その原因として、洪積砂は長期間の圧密及び過圧密を受けているため、試料を乱すことによって、粒子構造が全く変化してしまうことが考えられる。一方、すでにシルトより細粒の土では、粒径が小さい程、間隙比の減少では説明のできない長期間圧密及び過圧密による G の増加が生ずることが示されている³¹⁾。今回、金城砂4と豊浦砂で過圧密による G の変化がどの程度あるか調べてみた。供試体はいずれも空気乾燥状態でモールドの中に注ぎ込みモールドを木箱で叩くことによって密づめた。採用した応力の経路を図-6-25に示す。実験はまず $\sigma_1/\sigma_3=1.0$ とし、正規圧密応力状態で $p=0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 \text{ kg/cm}^2$ の各拘束圧で、 $\gamma=10^{-6}$ から 10^{-4} までの G を連続的に測定する。次に、 $p=4.0 \text{ kg/cm}^2$ で24時間圧密し、次に p を 0.2 kg/cm^2 まで下げて、 $\gamma=10^{-6} \sim$

10^{-4} での G を測定、次に $p=4.0 \text{ kg/cm}^2$ で再び圧密した。このようにして図-6-25に示す手順で測定をくりかえした。従って、図-6-25での(2), (3), (4), (5), (6), (12)が正規圧密状態での測定段階であり、(8), (11), (13)が過圧密応力状態での測定段階である。実験中の供試体の間隙比変化は、次の様にして求めた。まず供試体を作成する時に、 0.2 kg/cm^2 の負圧で供試体を自立させ、体積測定を行い、初期間隙比 e_i を求める。又、全ての測定が終了した段階で同様に 0.2 kg/cm^2 の負圧で供試体を自立させ、体積を求め、最終間隙比 e_f を求める。測定時の間隙比 e は、次式から求めた。

$$e = e_i - \frac{e_a}{e_{af}} (e_i - e_f) \quad (6-5)$$

ここで、 e_a は測定時の軸重、 e_{af} は解体時の軸重である。

図-6-26、6-27、6-28に、細粒分を含まず粒度分布の悪い「きれいな」な砂である豊浦砂の正規圧密時と過圧密時の G の比較を示す。この場合過圧密比 $OCR=4.0/0.2=8$ の場合でも、 G に対する過圧密の影響はほとんどないといえる。従って、豊浦砂のようなきれいな砂に対する $\gamma=10^{-6} \sim 10^{-4}$ の範囲での G の値は応力履歴によらず、 p, e, γ によって決定されるといえよう。しかし、きれいな砂でも $\gamma=10^{-3}$ 程度になると、 G が過圧密の影響を受けないという保証はない。一方、細粒分を23.8%を含み、粒度分布の良い金城砂4の2本の供試体での正規圧密状態での G と、過圧密状態での G の比較を図-6-29、6-30、6-31に示す。図の縦軸は G に対する間隙比の影響を消却するために $G / \left(\frac{(2.17-e)^2}{1+e} \right)$ を採用している。

図から判る様に、過圧密比 >1.0 の状態である $p=0.2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合に明らかに間隙比の減少

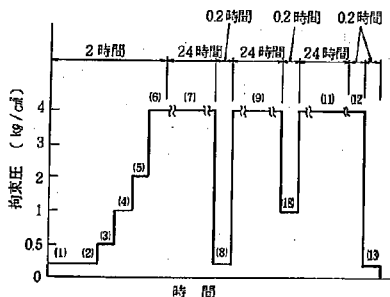
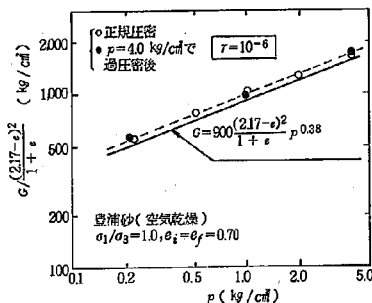
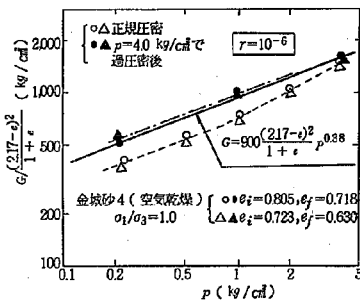
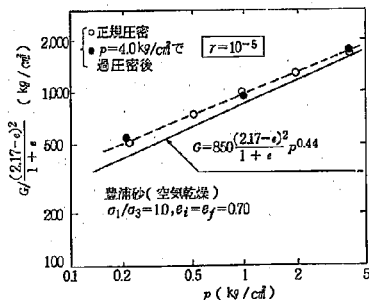
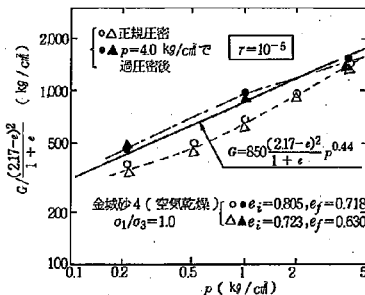
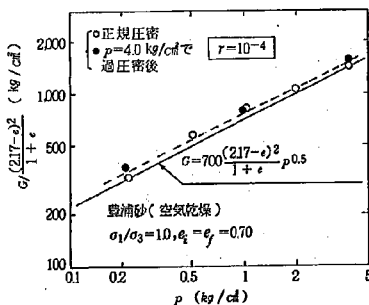
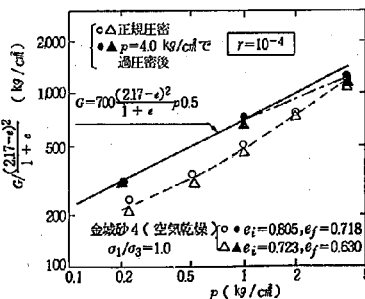


図-6-25 過圧密の影響を調べる実験での応力経路

- (1) 0.2 kg/cm^2 のサクションで供試体自立 (e_i)
- (2) 0.2 kg/cm^2 の拘束圧で $\gamma=10^{-6} \sim 10^{-4}$ の G の測定
- (3) 0.5 kg/cm^2 " " "
- (4) 1.0 kg/cm^2 " " "
- (5) 2.0 kg/cm^2 " " "
- (6) 4.0 kg/cm^2 " " "
- (7) 4.0 kg/cm^2 の拘束圧で24時間圧密
- (8) 4.0 kg/cm^2 の拘束圧で $\gamma=10^{-6} \sim 10^{-4}$ の G の測定
- (9) 4.0 kg/cm^2 の拘束圧で24時間圧密
- (10) 1.0 kg/cm^2 の拘束圧で $\gamma=10^{-6} \sim 10^{-4}$ の G の測定
- (11) 4.0 kg/cm^2 の拘束圧で24時間圧密
- (12) 4.0 kg/cm^2 の拘束圧で $\gamma=10^{-6} \sim 10^{-4}$ の G の測定
- (13) 0.2 kg/cm^2 のサクションで供試体自立 (e_f)

図-6-26 豊浦砂の $\gamma = 10^{-6}$ での G 図-6-29 金城砂の $\gamma = 10^{-6}$ での G 図-6-27 豊浦砂の $\gamma = 10^{-4}$ での G 図-6-30 金城砂の $\gamma = 10^{-5}$ での G 図-6-28 豊浦砂の $\gamma = 10^{-5}$ での G 図-6-31 金城砂の $\gamma = 10^{-4}$ での G

では説明のできない G の増加があらわれている。一方、過圧密比=1.0の状態である $p=4.0 \text{ kg/cm}^2$ では、圧密時間をかけたことによる G の増加がやや見られる。

ここで興味深いことは、正規圧密状態の金城砂4の G は、きれいな砂に対して成り立つ平均の実験式である図中の実線よりも小さい値であるが、 $p=4.0 \text{ kg/cm}^2$ で過圧密した後は、きれいな砂の G とはほぼ同一の値の G となっていることである。このことは、細粒分を含み、粒度分布の良い砂であっても過圧密すれば、同じ p, e の値に対してきれいな砂と同じ G の値を示すことを意味している。恐らく過圧密によって、粒子構造がきれいな砂と似たもの（たとえば、遊んでいる粒子が少なくなる等）になったためであろう。

又、実際のPS換層の G と、乱した砂での共振法土質試験での G の差は、金城埠頭の場合深さ20mで1.7倍、深さ50mで1.5倍、深さ65mで3倍であり、図-6-26, 6-27, 6-28に示してある正規圧密砂と過圧密比=8と4の過圧密砂の G の差よりもかなり大きい。従って、過圧密によってだけでは、洪積砂と同じ剛性を持つ供試体を室内では再現できないものと思われる。

以上をまとめると次のようになる。

- (1) きれいな砂の G は過圧密によって増加しない。
- (2) 細粒分を含み、粒度分布の良い砂の G は、過圧密によって e の減少だけでは説明のつかない増加が生ずる。
- (3) 乱さない洪積砂と同じ剛性をもつ供試体を、室内で過圧密だけで再現することは難しい。今後は乱さない洪積砂についての実験が必要なものと思われる。

7 乱した砂質試料の共振法土質試験における減衰

共振法土質試験による履歴減衰係数 η は、共振振動状態の供試体を、入力を瞬間的に停止させて自由振動を生じさせて、その時の振動減衰の対数減衰率 $\Delta \ln$ から、次式を用いて間接的に求めた。

$$\eta = \frac{1}{2\pi} \Delta \ln \quad (7-1)$$

$\Delta \ln$ は、定常振動から自由振動に移行した初期の5サイクルの間での自由振動の減衰曲線から求め、その時のセン断ひずみ振幅 γ は、定常振動の時のもので代表させた。以下に述べる様に、 $\Delta \ln$ は、セン断ひずみ γ の関数であるので、自由振動時には γ が減少しつつ、 $\Delta \ln$ が若干減少してゆくことになる。特に、 γ が大きい時には、自由振動数が大きくなると、図-7-1に示すように、減衰曲線が直線関係から若干ずれてくる。

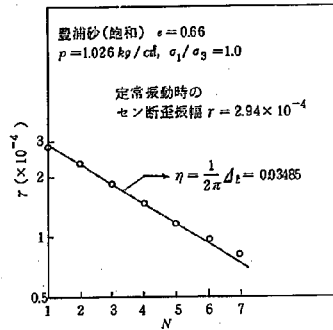


図-7-1 自由振動の振動減衰例

従って、厳密には、 $N=3$ の時の γ でセン断ひずみ振幅を代表させるべきであるが、 $N=1 \sim 5$ の間では $\gamma < 10^{-4}$ の範囲において $\Delta \ln$ はほぼ一定なので、 γ は定常振動時の値を用いた。さらに、注意する点は、共振法土質試験で得られる $\Delta \ln$ は、くりかえし載荷数が、 $10^3 \sim 10^4$ 回後で得られる値であることである。後に示す様に、 $\gamma = 10^{-4}$ 程度であっても、減衰の値は、くりかえし載荷数 N の影響を強く受ける。この試験法では N が小さい時の η は、求めることができない。

図-7-2は、 η の測定例であり、 η は、セン断ひずみ振幅 γ が大きい程又、 p が小さい程、大きな値となることが判る。図中には、Seed and Idriss³²⁾が様々なデータを集約して定式化した砂の減衰の値を示してあるが、共振法土質試験での値は、Seed and Idrissの値より小さな値となっている。図-7-3には豊浦砂の $p=0.5 \text{ kg/cm}^2, 2 \text{ kg/cm}^2$ での $\eta \sim \gamma$ 関係、図-7-4には、 $\gamma = 10^{-5}, \gamma = 10^{-4}$ での $\eta = \frac{1}{2\pi} \Delta \ln$

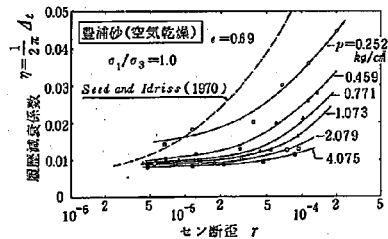


図-7-2 $\eta = \frac{\Delta \ln}{2\pi}$ の測定例

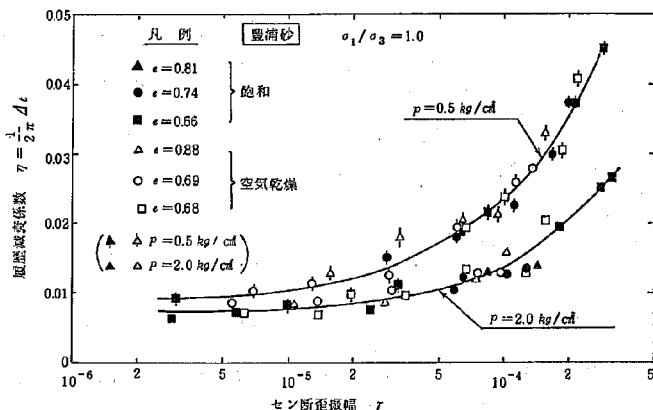


図-7-3 豊浦砂の $\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta t}{r} \sim r$ 関係

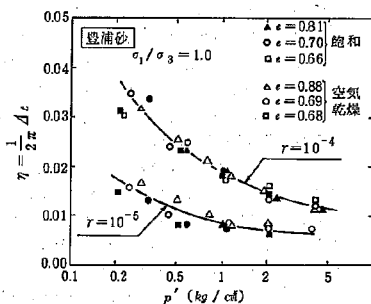


図-7-4 豊浦砂の $\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta t}{r} \sim p$ 関係

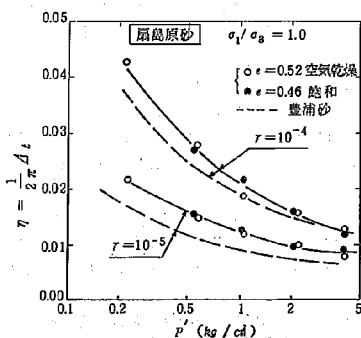


図-7-6 扇島原砂での $\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta t}{r} \sim p$ 関係

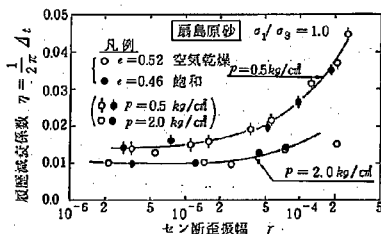


図-7-5 扇島原砂での $\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta t}{r} \sim r$ 関係

$\sim p$ 関係を示す。 η の値は、間隙比 e 、飽和状態と空気乾燥状態の違いによって変化しないことが判る。図-7-5, 7-6に扇島原砂についての、 $\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta t}{r} \sim r$, $\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta t}{r} \sim p$ 関係を示す。この砂についても、 η は間隙比 e 、飽和と空気乾燥状態の違いによらないことが判る。図-7-6に示すように、扇島砂の η は同じ条件での豊浦砂の η よりやや大きい。図-7-7, 7-8に東京湾央砂と豊浦砂の η の比較を示す。東京湾央砂の η は豊浦砂の η よりかなり大きい。このように種々の砂によって、同じ条件下でも η の値が異なることは、図-7-8に示してある。図-7-8のオタワ砂のデータは、同じく中空供試体を用いた

Drnevich and Richart⁹⁾ によるものであり、図中の式

$$\eta = \frac{1}{10} r^{0.2} p^{-0.5} \dots\dots\dots (7-2)$$

は、Hardin³³⁾ が、中実の供試体を用いて、オタワ砂について得た実験式である。砂によって η の値は異なるが、(7-2)式による η を η_0 とすれば、各砂の η の値は次式で近似的にあらわせると言えよう。

$$\eta = \eta_0 + \Delta\eta \dots\dots\dots (7-3)$$

ここで、 $\Delta\eta$ は r によって多少変化するが、 p や e にはよらない値である。

次に、砂に対する η の値をやや詳しく検討してみよう。まず、 $U_0 = D_{60}/D_{10}$ が小さく、かつ細粒分を含んでいない“きれいな”な砂の η について検討してみよう。図-7-9、7-10にきれいな砂での $r=10^{-4}$ と $r=10^{-5}$ での $\eta \sim p$ 関係を示す。きれいな砂に限定しても、同じ条件で η はかなり幅をもつことが判る。こ

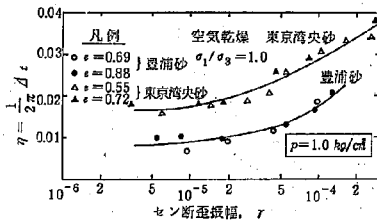


図-7-7 豊浦砂と東京湾尖砂の $\eta = \frac{1}{2\pi} \Delta \epsilon \sim r$ 曲線の比較

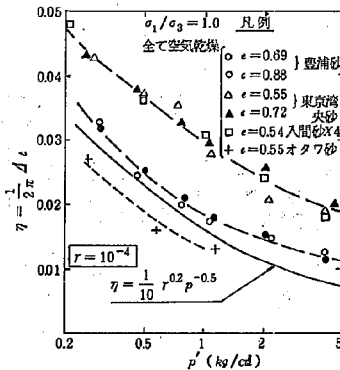


図-7-8 種々の砂の $\eta = \frac{1}{2\pi} \Delta \epsilon \sim p$ 関係

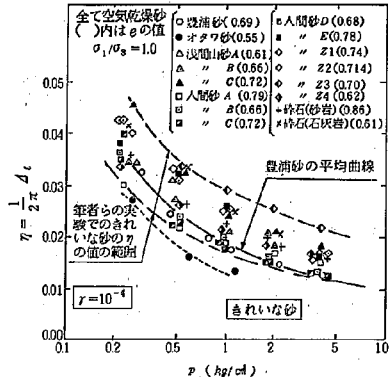


図-7-9 きれいな砂の $\eta = \frac{1}{2\pi} \Delta \epsilon \sim p$ 関係
($r=10^{-4}$)

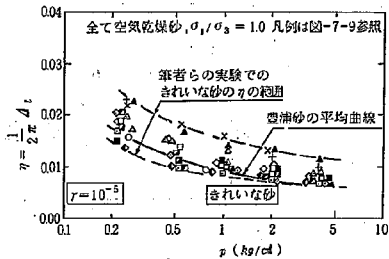


図-7-10 きれいな砂の $\eta = \frac{1}{2\pi} \Delta \epsilon \sim p$ 関係
($r=10^{-5}$)

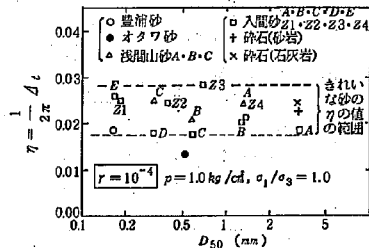


図-7-11 きれいな砂の $\eta = \frac{1}{2\pi} \Delta \epsilon \sim D_{50}$ 関係

の η に幅のある要因を調べるために、 $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ 、 $r=10^{-4}$ に対する η の値と D_{50} との関係をプロットしたのが図-7-11である。 η の値のばらつきが大きく η と D_{50} の間には、 B と D_{50} の関係と同じように、相関関係が見られない。次に、粒子形状に関して検討しよう。角ばっている豊浦砂、入間砂、砕石(砂岩)の η が他の砂の η と特別な差を持たないことから、粒子形状が η の値のばらつきの原因とは考えられない。又、 G の相対的な大きさを表わすパラメーター B と η の関係を図-7-15(後述)に示す。この図から、きれいな砂については、はっきりとした相関関係がないことが判る。従って、現在の段階では、きれいな砂に限っても、 η のばらつきの原因は明確でない。

次に、細粒分(74 μ 以下)の含有が η に与える影響

について調べてみる。図-7-12、図-7-13は、豊浦砂とはほぼ同じ粒度分布性状を持つ入間砂Z1(人工粒度砂)に、入間原砂に含まれる細粒分を、1, 2, 4, 8, 14%含有させて作った入間砂Z1(1), Z1(2), Z1(4), Z1(8), Z1(14)の η と r の関係及び η と p の関係を示すものである。細粒分の含有の影響は、ほとんどないと言ってよい様である。次に、均等係数 $U_c=D_{60}/D_{10}$ と η との関係を示した図-7-14をみると、 U_c が大きくなると η が若干大きくなるという傾向はあるが、明確なものではない。 U_c が小さく細粒分を含まないきれいな砂の η が、 U_c が大きいかつ細粒分を含有している砂の η 、あるいは、 U_c が小さく、かつ細粒分を含有している砂の η より特に小さくはない。図-7-15に、 G の値の相対的な大きさを表わすパラメーター B と、

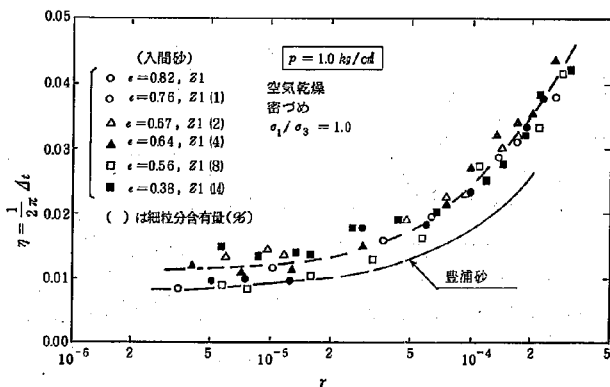


図-7-12 入間砂Z1, Z1(1)……Z1(14)の $\eta \sim r$ 関係

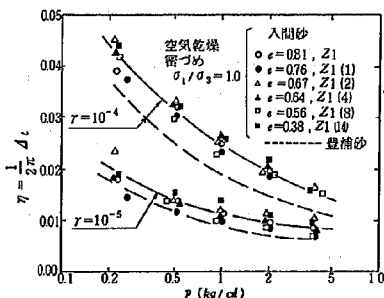


図-7-13 入間砂Z1, Z1(1)……Z1(14)の $\eta \sim p$ 関係

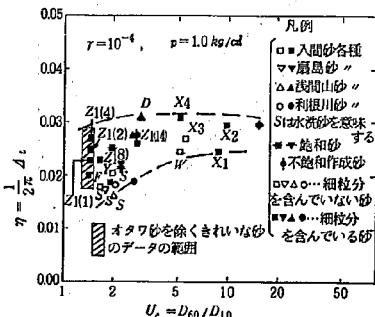


図-7-14 $\eta = \frac{1}{2\pi} d_t \sim U_c$ 関係

$p = 1 \text{ kg/cm}^2$, $\gamma = 10^{-4}$ に対する η との関係を示す。これより B と η の間には, B が小さい程, η が大きくなるという相関がややあるといえるが, 明確なものではない。 η の値のばらつきの幅が大きいため, ここで, B が大きい程 η は大きくなるという明確な結論を出す訳にはいかない。

図-7-16 は, 今回実験した全ての砂についての $\gamma = 10^{-5}$ と $\gamma = 10^{-4}$ における η の値の幅を示す。これが, 共振法土質試験機における $\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta t}{t}$ の値を求める時の目安となろう。

以下にこの章での結論を示す。

- (I) 共振法土質試験で得られる履歴減衰係数 $\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta t}{t}$ (Δt は対数減衰率) は, γ が大きく p が小さい程大き

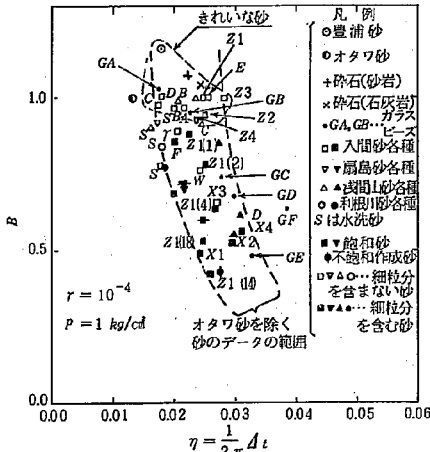


図-7-15 B と η の関係

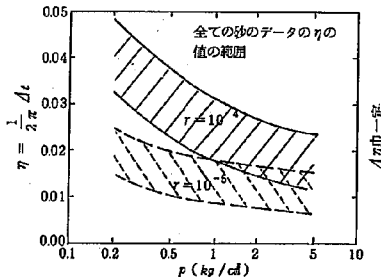


図-7-16 実験した全ての砂の η の値の範囲

な値となるが, 間隙比 e が飽和, 乾燥の状態の差にはならない。

(II) η 値と D_{50} , 粒子形状, 細粒分含有率との間に, 明確な相関関係はない。均等係数が大きい程, やや η が大きくなる傾向はある。

(III) G の相対的大さのパラメータ B が小さい程, 同じ条件での η はやや大きくなる傾向があるが, 両者の相関関係は明確なものではない。

8 ガラスビーズ, 鋼球, 鉛球の共振法土質試験による動的変形特性

7 章までに示した乱した砂のセン断ひずみ $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ での動的変形特性が砂固有の性質なのか, あるいは, 砂のような粒状体であれば砂でなくても備えている性質なのかを調べる事は必要なことである。このために, ガラスビーズ, 鋼球, 鉛球を用いて共振法土質試験を行った。飯田が砂, 鉛球, ゴム粒を用いて行った先駆的な共振法土質試験³⁵⁾によると, 絶対値はそれぞれ異なるが, これらの粒状体の縦波速度, 横波速度の拘束圧, 間隙比に対する変化の傾向はほぼ同一であることが示されている。今回は, この事を我々が開発した共振法土質試験機を用いて精密な検討を行った。

ガラスビーズについて $\gamma = 10^{-6}$, 10^{-5} , 10^{-4} の G と p の関係を図-8-1~8-3 に示す。平均粒径 D_{50} が 0.3 mm より大きなガラスビーズ A, B , および C については, 平均拘束圧 $p < 0.5 \text{ kg/cm}^2$ では, G の p に対する変化率がやや大きくなっている傾向があるが, G の p に対する変化は, 砂とほぼ同様である。しかし, 粒径の違い, U_c の違いによって, G には明確な変化が

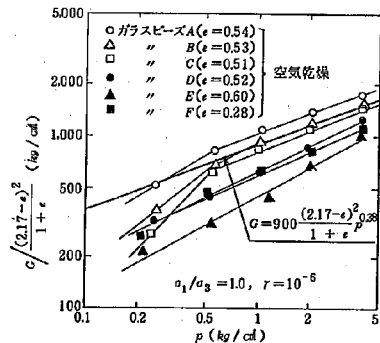
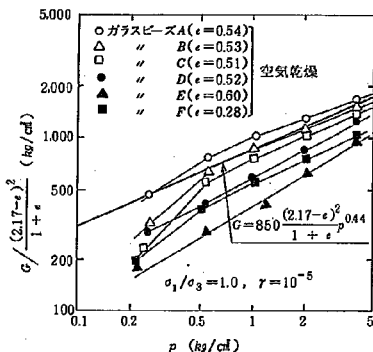
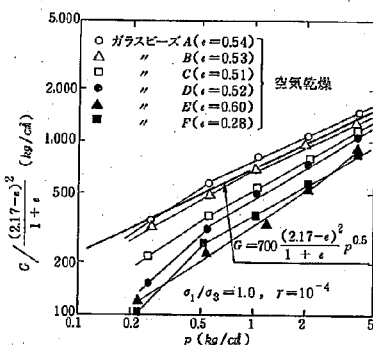
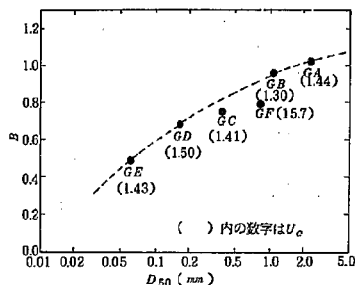


図-8-1 ガラスビーズの $\gamma = 10^{-6}$ における $G \sim p$ 関係

図-8-2 ガラスビーズの $\gamma=10^{-5}$ における $G \sim p$ 関係図-8-3 ガラスビーズの $\gamma=10^{-4}$ における $G \sim p$ 関係

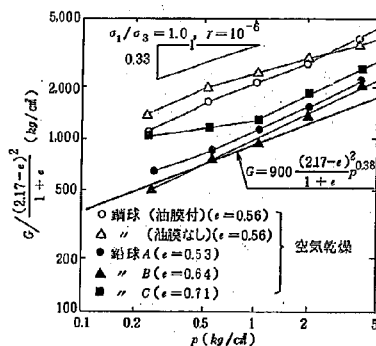
生じている。そこで(5-6)式で求めた G の相対的な大きさをあらわすパラメーター B と平均粒径の関係を求めてみた(図-8-4)。この場合はきれいな砂の場合と異なり、 U_c が1.3~1.5と小さいガラスビーズ A, B, C, D, E で、パラメーター B は D_{50} が小さい程小さな値となっている。前述(図-5-8)したようにきれいな砂では、 B 値は D_{50} によって変化しない値であった。この原因としては、ガラスビーズの粒形がほぼ完全な球形であることがあげられる。本来、粒状体の G は、粒子が球形ならば、粒子の大きさによるのかも知れない。粒子が大きければ、接点数は減り、個々の接面の接触面積は増加することだが、ガラスビーズの G が粒径によって変化することに影響を与えていると予想されるが、現在の段階では明確な理由は判

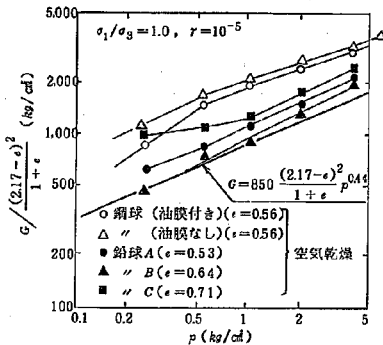
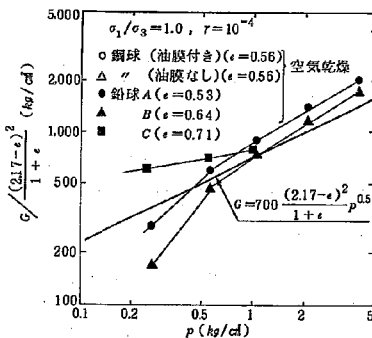
図-8-4 ガラスビーズの $B \sim D_{50}$ 関係

らない。又、 U_c の特に大きいガラスビーズ F の B 値は、 D_{50} がほぼ同じで、 U_c の値が小さいガラスビーズ B の B 値よりかなり小さい。これは、砂について得られているのと同様な結論である。

次に、図-8-5、8-6、8-7に、銅球と、鉛球の $\gamma=10^{-5}$ 、 10^{-6} 、 10^{-4} での $G \sim p$ 関係を示す。この場合も、 $p < 1.0$ kg/cm²での $G \sim p$ 関係は、 p がそれ以上大きい場合とはかなり異なっていることおよび全体的では砂とはほぼ同様の $G \sim p$ 関係であることが注目される。又、鉛球の場合、球の大きさによる G の値の違いには明白な差はなく、砂よりもやや大きい G の値となる。銅球の場合、油膜がある場合よりも、油膜がない場合の方がやや大きな G となっている。しかしその差は大きくなく、砂よりも相当大きな G の値であることが判る。

ここで、等径球の粒状体が図-8-8のような面心

図-8-5 銅球：鉛球の $\gamma=10^{-6}$ での $G \sim p$ 関係


 図-8-6 鋼球：鉛球の $\gamma=10^{-5}$ での $G \sim p$ 関係

 図-8-7 鋼球：鉛球の $\gamma=10^{-4}$ での $G \sim p$ 関係

立方構造を作り、拘束圧 σ_0 を受けている時の変形係数の理論値と共振法試験による実験値とを比較してみよう。理論値は、Duffy and Mindlin (1957)によって求められており、次式であらわせる。

$$E = \frac{d\sigma_z}{d\epsilon_z} = \frac{2(8-7\nu)}{8-5\nu} \left[\frac{3G^2\sigma_0}{2(1-\nu^2)} \right]^{1/3} \quad (8-1)$$

ここで、 $d\epsilon_z$ は図-8-8に示す x 方向のひずみ増分、 $d\sigma_z$ は x 方向の応力増分をあらわしている。 G, ν は、粒子自身の剛性率とポアソン比をあらわしている。(8-1)式の示す所によれば、 E は、拘束圧 σ_0 の0.33乗に比例する。きれいな砂では平均的にみて $\gamma=10^{-6}$ で、 G は拘束圧の0.38乗に比例すること、ガラスビーズ・鋼球・鉛球でも $\gamma=10^{-6}$ で G は拘束圧の0.33乗に近い値に比例していること、又、いつれの場合も拘束圧

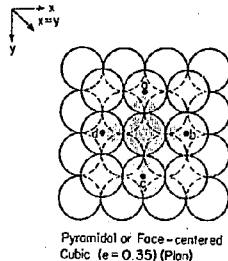


図-8-8 面心立方構造

のべきは、 γ が大きくなると大きくなってゆくことを考え合わせると、 γ が非常に小さければ、物質の種類によらず、同一の“粒状体的性質”を示すものと考えられる。また、(8-1)式は、物質の G が大きい程、その物質の粒状体の変形係数も大きくなることを示している。筆者らの実験結果でも、物質自身の G が大きい鋼球の集合体が、特に大きな G を示している。これらのことから、砂においても、きわめて小さなひずみのレベルの範囲では、ガラスビーズ、鋼球、鉛球の変形特性と変形特性に関しては同類似の変形特性を示すことができる。

次に、図-8-9、8-10、8-11に $p=0.25 \text{ kg/cm}^2$ 、 1.0 kg/cm^2 、 4 kg/cm^2 に対する $G/[G]_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係を示す。まず、ガラスビーズと豊浦砂の曲線関係が同一であることは注目し得る。ガラスは珪石を原料としており、豊浦砂と同じ鉱物からなることを考えると、両者では、粒子間接点での摩擦特性、接触状況が類似しているため、ほぼ同一のひずみ依存性を示しているものと推定される。鋼球では、この両者よりひずみ依存性が高い。これは、鋼球は豊浦砂やガラスビーズとは全く異なる物質であることが関係していると思われる。さらに、鉛球の $G/[G]_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係が特異であることに気付く。あるひずみレベルまでは、 G は全くひずみ依存性を示さないが、それ以上のひずみレベルになると G のひずみ依存性が急に大きくなる。また、その限界のひずみレベルは、拘束圧が大きい程大きい。これは、鉛球は、砂、ガラスビーズ、鋼球よりも粒子自身の硬度が著しく小さく、拘束圧をかけることにより、粒子接触平面が著しく大きくなるためであろう。事実、 6 kg/cm^2 の拘束圧をかけた後の鉛球では、塑性挙動により、大きな粒子接触平面が残っているのが観察された。従ってこの粒子接触平面での相対的な変位に対する抵抗が大きく、こゝでの変位が相対的に

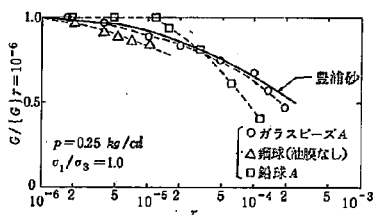


図-8-9 ガラスビーズ・鋼球・鉛球での $p = 0.25$ kg/cm^2 での $G/[G]_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係

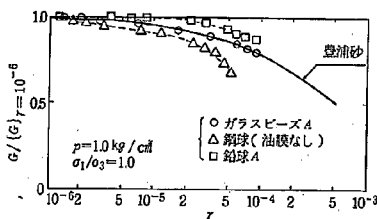


図-8-10 ガラスビーズ・鋼球・鉛球での $p = 1.0$ kg/cm^2 での $G/[G]_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係

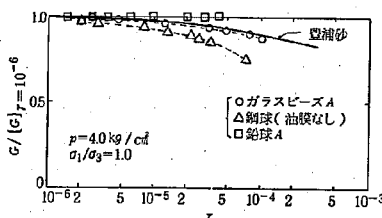


図-8-11 ガラスビーズ・鋼球・鉛球での $p = 4.0$ kg/cm^2 での $G/[G]_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係

限り、粒状体の G もひずみ依存性を示さないと考えられる。従って、拘束圧が大きい程、粒子接触平面も広くなっている。その変位に対する抵抗力も大きくなっているから、拘束圧が大きい程、 G がひずみ依存性を示さない限界ひずみも大きくなるであろう。又、粒子自身の硬度が大きい鋼球では、粒子接触平面が小さくなるから粒子接点での変位抵抗の粒状全体の剛性に対する相対的大きさが、鉛球の場合よりも小さくなる。このため、 G のひずみ依存性が、鉛球より大きいのであろう。

次に、図-8-12、8-13 にガラスビーズの減衰を

示す。ガラスビーズの減衰のせん断ひずみ γ 、拘束圧 p に対する変化は豊浦砂と非常によく似ている。しかし、値そのものは、全体的に豊浦砂よりも大きいことが判る。図-8-17 (後述) に、(5-6) 式で求めたガラスビーズの B 値と、 $\gamma = 10^{-4}$ 、 $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ での η 値との関係を示す。ここでは、 B 値が小さい程、 η 値は大きくなっている。しかも、興味深い事に、各種の実際の砂に対する $B \sim \eta$ 関係の幅の中にガラスビーズ (ただしガラスビーズ F は除く) のデータが入っている。一方、図-8-14、8-15、8-16 に、鋼球と鉛球の η を示す。これから、ガラスビーズの場合と同様

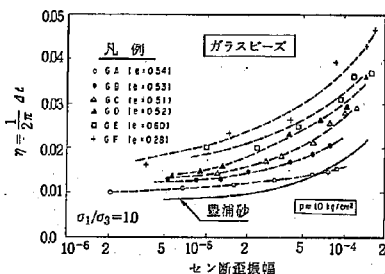


図-8-12 ガラスビーズの $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ における $\eta \sim \gamma$ 関係

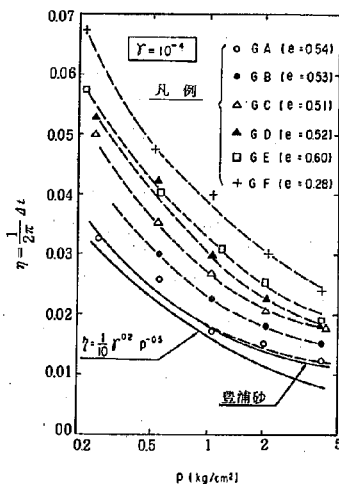
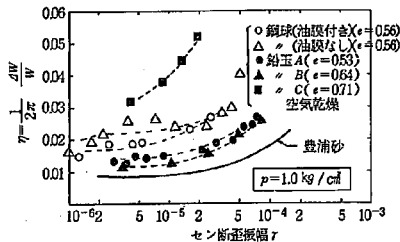
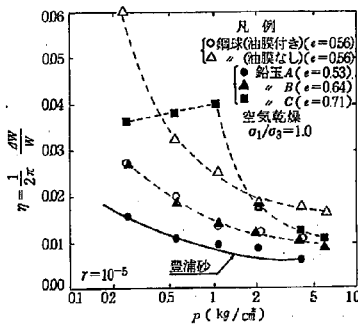
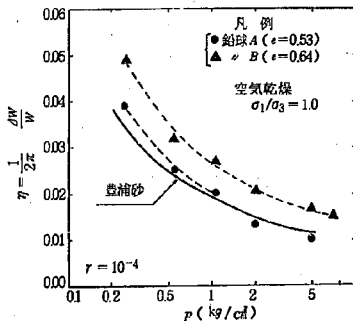
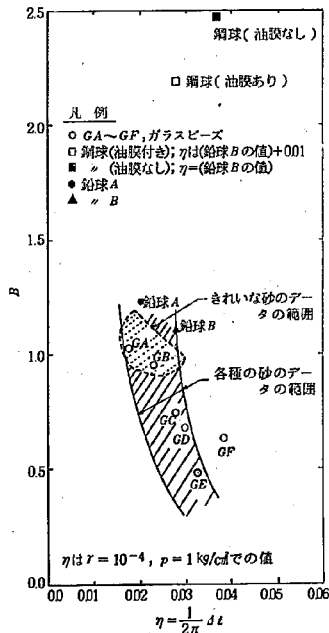


図-8-13 ガラスビーズの $\gamma = 10^{-4}$ における $\eta \sim p$ 関係


 図-8-14 鋼球・鉛球の $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ における $\eta \sim \gamma$ 関係

 図-8-15 鋼球・鉛球の $\gamma=10^{-5}$ における $\eta \sim p$ 関係

 図-8-16 鋼球・鉛球の $\gamma=10^{-4}$ における $\eta \sim p$ 関係

に、 η の値は豊浦砂とは必しも一致しないが、 p, γ に対する変化の傾向は豊浦砂と類似していることが判る。鋼球の場合、油膜がない場合の方が、油膜がある場合よりも同じ条件で η が大きい。油膜がない場合の方が、粒子間の摩擦が大きいため減衰も大きくなっているであろう。又、鉛球Cの $\eta \sim p$ 関係が異様な形を示しているが原因は不明である。図-8-17に鋼球と鉛球のB値と、 $\gamma=10^{-4}$ 、 $p=1 \text{ kg/cm}^2$ での η の値との関係を示す。この場合、鋼球と鉛球では、 $\gamma=10^{-4}$ のデータが揃っていないので、次式からB値を求めた。

$$B = \left(\frac{\gamma=10^{-5} \text{ での } p=0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{e, p \text{ の実測値を } 900 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.38} \text{ に代入した値}} \right) + \left(\frac{\gamma=10^{-5} \text{ での } p=2.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{e, p \text{ の実測値を } 900 \frac{(217-e)^2}{1+e} \text{ に代入した値}} \right)$$


 図-8-17 ガラスビーズ・鋼球・鉛球の $B \sim \eta$ 関係

$$+ \left(\frac{\gamma = 10^{-5} \text{ での } p = 0.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{e, p \text{ の実測値を } 850 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.44}} \right) \left(\frac{\gamma = 10^{-5} \text{ での } p = 2.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ での } G \text{ の実測値}}{e, p \text{ の実測値を } 850 \frac{(217-e)^2}{1+e} p^{0.44}} \right) / 4$$

に代入した値

に代入した値

(8-2)

また、 $\gamma = 10^{-4}$ 、 $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ における鋼線の η の値は図-8-15、8-16からの推定値である。図-8-17から、物質が異なると、 $B-\eta$ 関係が相当変わってくることが判る。

以上をとりまとめると、7章までに示した砂の $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ での動的変形特性は、必ずしも砂特有の性質ではなく、粒状体に共通の性質であると言えよう。たとえば、 γ が非常に小さい場合、 G は $p^{0.33}$ に近い値に比例すること、 γ が大きくなると p のべきは増加すること、 γ が大きくなると G は減少すること、 η は p が小さい程、 γ が大きいくほど小さくなることなどは、砂特有の性質ではなく、砂を含めた粒状体の性質であるといえよう。

9 結 論

1～8章から得られた結論をまとめて以下に示す。

- (1) 地盤、土構造物及び、地盤上に建設される構造物の耐震設計には、地盤や土構造物の振動特性を把握することが必要である。
- (2) 地盤や土構造物の地震時の挙動の解析には、土の非線形性を考慮した変形特性を知る必要がある。
- (3) セン断ひずみ $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の範囲までの土の変形特性(セン断変形係数 G 、履歴減衰係数 η)を、なるべく原位に近しい応力状態で測定するためには、中空円筒型の供試体をねじる方法が適切である。共振法土質試験では $\gamma = 10^{-5}$ から 10^{-4} までの G と η を、中空ねじり試験(低周波動的セン断試験)では $\gamma = 10^{-4}$ から 10^{-2} までの G と η を求めることができる。
- (4) 細粒分を含有せず粒度分布の悪いきれいな砂に対する G の値は、共振法土質試験結果によると、砂の種類によらず、 $\gamma = 10^{-6}$ 、 10^{-5} 、 10^{-4} において(5-1)、(5-2)、(5-3)式で近似的にあらわされる。また、同一の p, e に対して、きれいな砂の G は、粒徑によっては変化しない。
- (5) 砂の G は、同一のひずみレベル、拘束圧、間隙比に対して、均等係数の大きい程、また細粒分の含有率

が高い程、 G は小さくなる。従って、均等係数が大きく細粒分を含有している一般の自然砂の G は、同一の条件のもとでは、きれいな砂の G よりも小さい。

(6) 沖積砂層・埋立砂層については、現地から採取した乱した砂質土料を用いた共振法土質試験で得られる $\gamma = 10^{-6}$ での G の値と、PS換層による G の値はよく一致する。

(7) きれいな砂について成り立つ $\gamma = 10^{-6}$ に対する平均的実験式から求めた G の値は、埋立砂層・沖積砂層について、PS換層による G の値よりも大きい。

(8) 洪積砂層では、乱した試料に対する共振法土質試験による $\gamma = 10^{-5}$ での G の値は、PS換層による G の値よりもかなり小さい。過圧密比8.0程度で数日圧密しただけでは洪積砂と同じ剛性を持つ供試体を作る事ができない。

(9) 共振法土質試験で得られる履歴減衰係数 η は、 γ が大きいく、 p が小さい程大きな値となるが、間隙比 e 、飽和、乾燥の状態の差にはよらない。

(10) 履歴減衰係数 η の値は、同じ条件のもとで、砂の種類によって、ばらつきがあるが、その要因は明らかではない。

(11) 砂の動的変形特性の諸性質は、必ずしも砂特有のものではなく、各種の粒状体が有する性質である。

10 あとがき

本論文は、図-1-1に示す地盤・土構造物の耐震性の研究フローチャートにおいて、土の動的特性の室内実験における土の動的変形特性の研究の一つであり、セン断ひずみ $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ の範囲における乱した砂の動的変形特性を共振法土質試験機によって実測した結果を報告したものである。セン断ひずみ $\gamma = 10^{-4}$ から 10^{-2} までの乱した砂の動的変形特性、不攪乱試料の $\gamma = 10^{-6}$ から 10^{-2} までの動的変形特性、ならびに、土の動的強度に関する調査研究は現在実施中であり、機会を改めて報告する予定である。

本研究を進めるにあたって、地震防災部耐震研究室長栗林栄一氏の御指導を得ている。また、実験は、千葉工業大学生(当時)福留義文、河俣和久氏の協力を得た。末筆ながら感謝の意を表します。

参 考 文 献

- (1) 岩崎敏男、龍岡文夫、高木義和、1976年3月、"広範囲歪傾域での砂の動的セン断変形特性 低周波動的セン断試験装置の開発"、土木研究所資料第1080号

- 2) 栗林栄一, 岩崎敏男, 龍岡文夫, 堀内俊一, 1974年5月, "土の動的変形特性 — 共振法土質試験機による測定 —", "土木研究所資料 第912号"
- 3) 吉田精一, 岩崎敏男, 龍岡文夫, 1976年10月, "砂層の動的変形特性の室内実験と現場測定の比較" 第31回土木学会年次学術講演会要集第3部
- 4) Iida, K., 1936, "The Velocity of Elastic Waves in Sand", Bull. of Earthquake Research Institute, Vol. 16.
- 5) Hardin, B.O. and Richart, F.E., Jr., 1963, "Elastic Wave Velocities in Granular Soils," Tour. of SMF Div., ASCE., Vol. 89, No. SM1.
- 6) Richart, F.E., Hall, J.R. and Woods, R.D., 1970, "Vibrations of Soils and Foundations," Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, N.J.
- 7) Hardin, B.O. and Music, J., 1965, "Apparatus for Vibration during the Triaxial Test", Symp. on Instrumentation and Apparatus for Soils and Rocks, STP 392, ASTM, June.
- 8) Yoshimi, Y., and Tohno, I., 1973, "Statistical Significance of the Relative Density," ASTM, STP, No. 523.
- 9) Drnevich, V.P., and Richart, F.E., 1970, "Dynamic Pretraining of Dry Sand", J. of ASCE, Vol. 96, No. SM2, Mar.
- 10) Kuribayashi, E., Iwasaki, T. and Tatsuoka, F., 1975, "Effects of Stress-strain Conditions on Dynamic Properties of Sands," Proc. of JSCE, No. 242, Oct., 1975.
- 11) Hardin, B.O. and Black, W.L., 1966, "Sand Stiffness under Various Triaxial Stresses", J. of ASCE, Vol. 92, No. SM2, 1966.
- 12) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 吉田精一, 1976年, "砂の動的変形特性に及ぼす粒度分布の影響", 第11回土質工学研究発表会
- 13) Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., and Banno, T. (1974), "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils," Soils and Foundations, Vol. 14, No. 3.
- 14) Cunney, R.W., and Fry, Z.B. (1973), "Vibratory In Situ and Laboratory Soil Moduli Compared", J. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 95, No. SM2.
- 15) Stokoe, K.H., II, and Woods, R.D. (1972), "In Situ shear Wave Velocity by Cross-Hole Method," J. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM5.
- 16) Stokoe, K.H., II, and Richart, F.E., Jr. (1973), "In-Situ and Laboratory Shear Wave Velocities," Proc. VIII ICSMFE (Moscow), Vol. I.
- 17) Anderson, D.G., and Woods, R.D. (1975), "Comparison of Field and Laboratory Shear Moduli", Proc. Conf. on In Situ Measurements of Soil Properties, N. Car. St. Univ., Raleigh, N.C., Vol. I.
- 18) Stokoe, K.H., II, and Abdel-razzak, K.G. (1975), "Shear Moduli of Two Compacted Fills," Proc. Conf. on In Situ Measurements of Soil Properties, N. Car. St. Univ., Raleigh, N.C., Vol. I.
- 19) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 吉田精一, (1975), "砂の変形特性の現場測定と室内実験", 第30回土木学会年次学術講演会第III部
- 20) 岩崎敏男, 龍岡文夫, (1975), "土の動的性質の現場測定と室内実験", 第4回日本地震工学シンポジウム
- 21) 栗林栄一, 岩崎敏男, 龍岡文夫, 吉田精一, (1975), "砂地盤の動的変形特性の現場測定と室内実験", "土と基礎", 12月号.
- 22) Iwasaki, T., and Tatsuoka, F., (1976), "Dynamic Soil Properties with Emphasis on Comparison of Laboratory Tests and Field Measurements," Proc. of 6th WCEE (New Dehli).
- 23) 土質工学会, "土質調査法"
- 24) Ohsaki, Y., and Iwasaki, R., (1973), "On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratio of Soil Deposits," Soils and Foundations, Vol. 13, No. 4.
- 25) Gibbs, H.J., and Holtz, W.G., 1957, "Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Test," Proc. of 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. I.
- 26) Meyerhof, G.G., 1957, "Discussion of Gibbs and Holtz Paper," Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. III.
- 27) 日本钢管株式会社, 1975年12月, "扇島地区埋立地盤の液状化予測と対策"
- 28) 今井五郎 (五洋建設技術研究所), 私信
- 29) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和, 吉田精一, (1976), "土の動的変形特性に関する室内実験結果", 第14回土木学会地震工学研究発表会

- 30) 陶野郁雄, 畑中宗憲, (1974), "砂地盤の相対密度" 第9回土質工学研究発表会
- 31) Afifi, S.S., and Richart, F.E. Jr. (1973), "Stress-history Effects on Shear Modulus of Soils," *Soils and Foundations*, Vol. 13, No. 1.
- 32) Seed, H.B., and Idriss, I.M., 1970, "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis," Report No. EERC 70-10, Dec., Univ. of California, Berkeley.
- 33) Hardin, B.O., 1965, "The Nature of Damping in Sands," *Jr. of SMFE, Proc. of ASCE*, Vol. 91, No. SM1, Jan.
- 34) Kuribayashi, E., Iwasaki, T., and Tatsuoka, F., 1975, "Effects of Particle Characteristics on Dynamic Deformational Properties of Soils," *Proc. of 5th Asian Regional Conf. on SMFE, (India)*
- 35) Iida, K. (1936) "Velocity of Elastic Waves in a Granular Substance," *Bull. Earthquake Res. Inst.*, 17, 783-808.

地震時における砂質地盤の動的挙動に関する研究

—1974年伊豆半島沖地震の事例—

(昭和52年3月)

栗 林 栄 一 *
岩 崎 敏 男 **
龍 岡 文 夫 ***

Study on Dynamic Behavior of Sandy Deposits During Earthquakes
— A Case Study of The Off Izu Peninsula Earthquake of 1974 —

(March 1977)

by Eiichi Kuribayashi
Toshio Iwasaki
Fumio Tatsuoaka

Synopsis:

Reported herein is the result of the investigation on the vibration performances and the mechanism of the damage to the sand dune and the sand bank at Iruma in Minami-Izu-cho during the Off Izu Peninsula Earthquake of 1974. This is a part of the research program intended to prevent the damage to alluvial deposits and reclaimed grounds.

This investigation was performed through damage surveys at the site, soil exploration, laboratory soil tests, response analyses of the grounds, stability analyses and laboratory model shaking tests. It was found that a proper evaluation can be made on the seismic stability of alluvial deposits and reclaimed land, through combining methods denoted above.

Key words (dynamic behavior, sandy deposit, earthquake, case study)

要 旨

本論文は、1974年伊豆半島沖地震において、被害の著しかった南伊豆人間地区の砂丘・砂盛土の振動特性、破壊の機構について調査した結果をとりまとめたものである。本研究は、地震動によって誘発される沖積地盤および造成地盤の破壊に対する防止対策を確立することを目的とした研究の一環として行われた。被害調査、地震動調査、地盤調査、室内土質試験、応答解析、安定計算、室内模型振動実験等の手法を用いて調査解析を行った。その結果、これらの手法を適切に組み合わせた解析を行えば、妥当な結論を導くことが可能であることが判明した。

キーワード (動的挙動, 砂質地盤, 地震, 事例研究)

* 地震防災部 耐震研究室長

** 地震防災部 振動研究室長

*** 地震防災部 振動研究室 研究員 工博

目 次

1. 緒 論	2	(2) 解析モデル	14
2. 1974年伊豆半島沖地震による被害状況	3	(3) 解析に用いた地震波	15
3. 地震動の推定	6	(4) 解析結果	18
4. 地盤調査	8	7. 有限要素法による応答解析	23
(1) 調査概要	8	(1) 解析法の概略	23
(2) 地盤概要	9	(2) 解析モデル	24
(3) 調査結果	10	(3) 解析の結果	29
5. 共振法土質試験による動的変形特性の実測	11	8. 円弧すべり法による安定計算	31
6. 土の非線型性を考慮した重複反射理論による応答解析	14	9. 振動台実験による砂質地盤の振動特性及び動的沈下特性	34
(1) 解析法	14	10. 結 論	37

1. 緒 論

本論文は、1974年伊豆半島沖地震によって生じた南伊豆町入間地区の砂盛土の破壊を対象として地震動の加速度による砂質地盤および造成地盤の変形および破壊機構を実験および理論解析により解明しようとするものである。この研究の目的は、地震動によって誘発される沖積地盤および造成地盤等の破壊の防止対策を樹立するための基礎資料を得ることにある。

本研究は、図-1-1に示したフローチャートに従って行った。標記の地震においては、南伊豆町はいわ

ゆる直下型地震による地震動を受けたが、被災地近傍では地震動の記録が得られていない。それを補完するために同一地震において震央距離120～145kmの地下110～120mの深さで得られた地中地震記録と国内外で記録された直下型地震の記録を収集、解析し、当該地震動のフリーフィールドにおける特性および強さを求め、対象地域における地震動を推算することにした。

又、被害調査を現地踏査等により実施した結果、造成地盤上の家屋の破壊は著しく、盛土も地震動によって部分的に崩壊すると共に、全体的に沈下したことが分った。ここでは、まず地盤の動力学的な立場から、

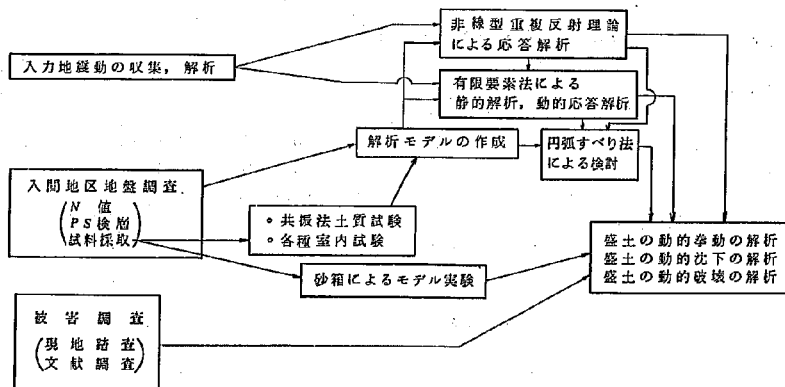


図-1-1 研究のフローチャート

原位置における地盤調査、採取した試料による模型地盤の振動実験、通常の土質試験、共振法土質試験を実施した。これらの調査結果に基づいて、地盤の解析モデルを作成し、これを用いて土の非線型性を考慮した重複反射理論による地盤応答解析、および有限要素法による静的及び動的解析を実施した。これらの各種の調査から地盤の振動特性、変形及び破壊機構を明らかにすることを試みた訳である。また、円弧すべり法による解析を実施し、解析法の妥当性を検討した。さらに、振動台実験で砂礫の動的下伏特性を調べた。これらの研究成果を次節以下に記述する。

2. 1974年伊豆半島沖地震による被害状況

入間地区の被害は、地震動による家屋の被害が主なものと考えられるが、盛土斜面のすべり、ゆりこみ沈

下も生じており、これによる地盤の不等沈下も家屋の被害を誘発している。図-2-1は家屋被害の程度をA, B, C, D, Eで階級表示¹⁾をしたものであるが、各階級の内容は次のとおりである。

A…倒壊及び復旧が困難と考えられる家屋。

B…骨組に被害，大部分の壁に亀裂，はく離，屋根瓦の1/2以上が落下，基礎に大亀裂，あるいは大きなずれ，回転があり，復旧のためには大修理を要すると考えられる家屋。

C…壁に複数の大亀裂、屋根瓦の1/3～1/2が落下、基礎に複数の亀裂、ずれ、回転があり、全般的にみて中程度の被害と考えられる家屋。

D…屋根瓦の落下、棟瓦付近の陥没、壁に亀裂、基礎に亀裂があり、全般的にみて比較的軽微な被害と考えられる家屋。

E…ほとんど無被害、極めて軽微な被害と考えられる家屋。

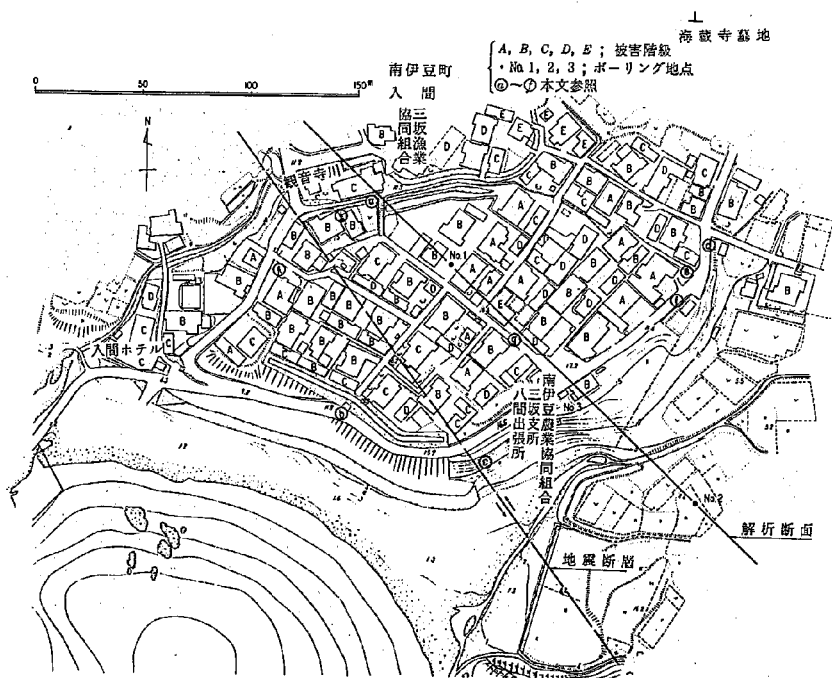


図 - 2 - 1 入 間 詳 細 図

入間地区では全棟数 164 の内、全壊が 31、半壊が 22、一部破損が 12 で全壊率は 18.7% と極めて高かった。

家屋の約 63% が砂盛土上に建てられていたため、このような高い被害率となったと思われる。図-2-1 を見ても、盛土上における大被害家屋の比率は、他の地盤上よりも著しく高いことが分かる。断層は図-2-1 に示してあるようにあらわれたが、断層変位は砂盛土上には全くあらわれてはおらず、石廊崎の機な断層変位による家屋被害は見られなかった。写真 2-1 は、家屋被害とブロック壁の倒壊を示している。

砂盛土の周辺は、ほとんどの所ですべりが生じている。写真 2-2、2-3、2-4 は、その状況を示したものである。写真 2-2 は、図-2-1 の㊸の地点の状況を示したものであり、このように玉石状の斜面がすべったため図-2-2 に模式的に示したように家が足をすくわれた型となったケースもあった。写真 2-3 と 2-4 は、図-2-1 の㊸と㊹の場所におけるこのような家屋被害である。写真 2-5 は㊸の地点の斜面のすべり、写真 2-6 は㊹の地点のすべり、写真

2-7 は㊸の地点のすべりを示したものである。いずれも大きなすべりではなく、斜面の部分のみがすべったものである。

又、盛土には、いくらか沈下した形跡が認められた。写真 2-8 は㊸の地点の水槽の周辺の地面が約 10 cm 沈下した状況を示している。又、写真 2-9 は㊸の地点での擁壁の裏込の沈下と前への若干の傾きの状況を示したものである。又、㊸の地点で木製電柱のまわりの地面が約 2.5 cm 沈下したのが見られた。他に砂盛土の沈下を推定する材料がないので正確な沈下量は推定できないが、少なくとも 1% のゆりこみ沈下があったと推定された。

又、入間地区の北北西約 5 km にある南伊豆道路（通称マーガレットライン）の天狗橋（橋長 128.5 m）、伊鈴橋（橋長 105 m）の橋合の裏込（高さ約 8 m）が最大 15 cm から 20 cm 沈下していた（写真 2-10）。両翼の擁壁は全く左右に開いていないことから、この沈下は、ゆりこみ沈下によるものと思われる。この場合は約 2% のゆりこみ沈下であった。

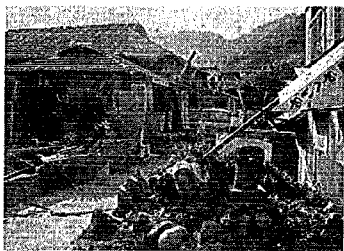


写真 2-1 入間における家屋被害



写真 2-3 斜面のすべりによる家屋被害 (㊸地点)
(文献 2) による)



写真 2-2 斜面のすべり (㊸地点)



写真 2-4 斜面のすべりによる家屋被害 (㊹地点)
(文献 2) による)



写真 2-5 入間⑥地点のすべり

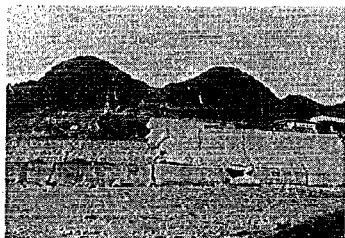


写真 2-6 入間⑥地点の斜面崩壊 (文献 3)による)



写真 2-7 入間④地点のすべり

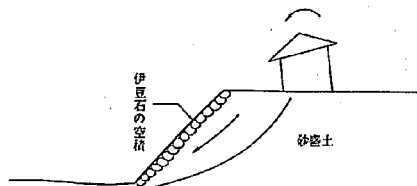


図-2-2 斜面のすべりの模式図



写真 2-8 入間E地点の地盤沈下

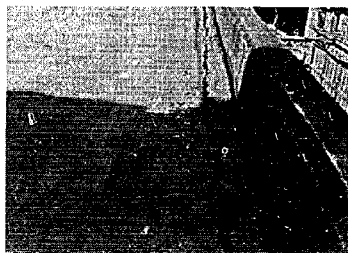


写真 2-9 擁壁の変位の沈下と前への傾き(④地点)

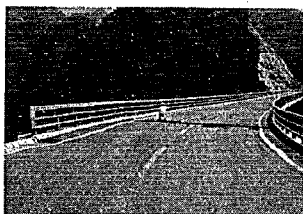


写真 2-10 マーガレットラインの橋台変位のゆりこみ沈下

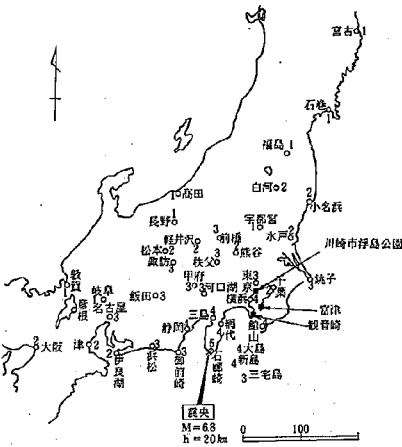


図-3-2 各地の震度(文献3)

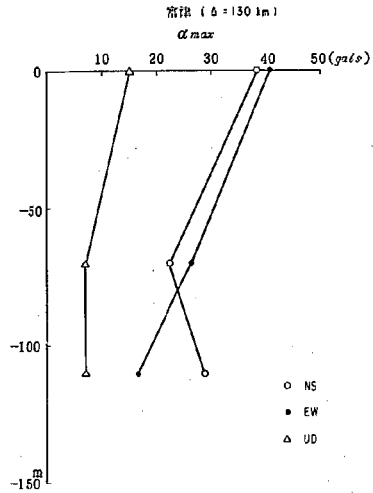


図-3-4 最大加速度分布

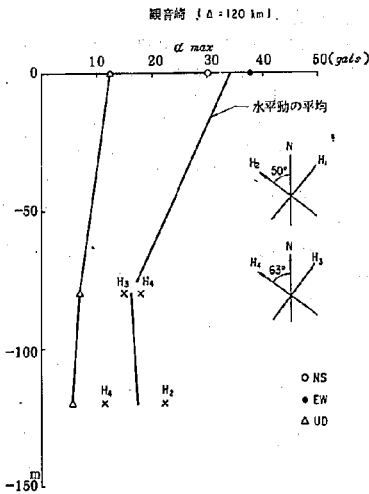


図-3-3 最大加速度分布

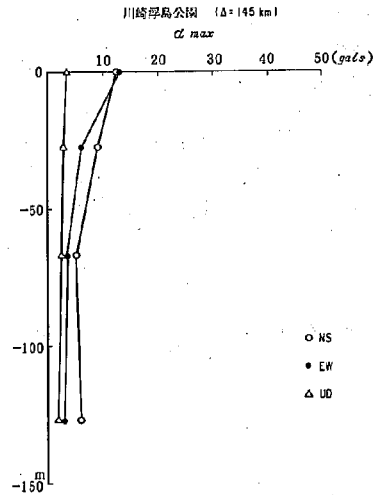


図-3-5 最大加速度分布

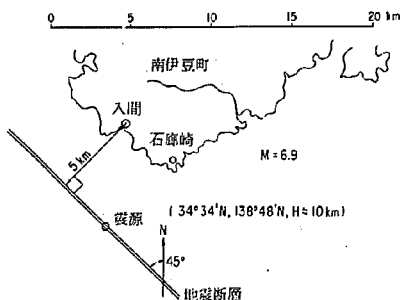
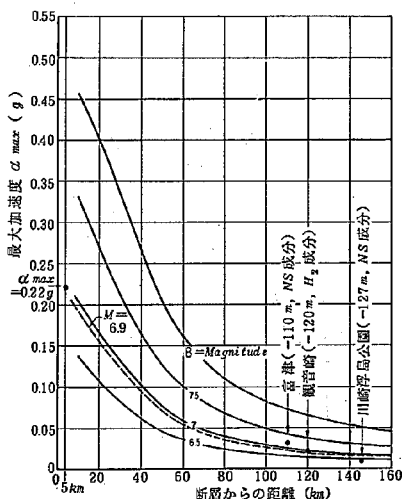


図-3-6 入間位置図

図-3-7 最大基盤加速度と断層距離関係
(文献6の図に加筆)

の曲線と、3点の地中地震記録の加速度の最大値を比較してみると比較的よく一致している。従って、この曲線を使うとすると、断層距離5kmで基盤での加速度の推定最大値 α_{max} は0.22 gとなる。今回の解析では主として $\alpha_{Bmax} = 0.22$ g において解析し、参考のために0.44 gについても解析し比較検討した。更に、文献6の断層距離と基盤での地震動の卓越周期 T_p (秒) と

の関係が図3-8に示してある。この図に従うと、 $d = 120 \sim 145$ kmから、 $d = 5$ kmになると、 T_p は約1/2になる。従って、以下に示す解析では入力地震動として、①富津、観音崎での地中地震記録を最大加速度値 α_{Bmax} を0.22 gおよび0.44 gとし時間軸には修正を加えないものと、② α_{Bmax} を0.22 gおよび0.44 gとし、時間軸を1/2に短縮したものを考慮した。

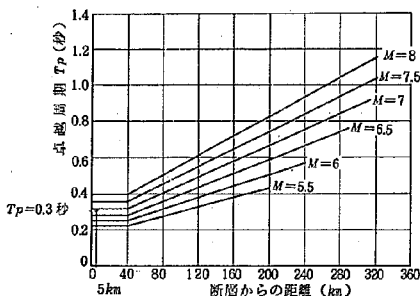


図-3-8 基盤での卓越周期と断層距離の関係 (文献6による)

4. 地盤調査

(1) 調査概要

入間地区の地盤状態を明確に把握すると共に地盤構成層の土質特性、動的な地盤特性を得るために調査対象地域の盛土上部、中部、下部に於て、それぞれ基盤層まで調査ボーリングを実施した。ボーリング地点は図-2-1に示してある。まず、標準貫入試験によりそれぞれの土層の土質性状を明らかにした。次に、弾性波探査 (P S検層) を各ボーリング孔内で行い、各地盤構成土層について、P波速度 (V_p)、S波速度 (V_s)、ポアソン比 (ν) およびせん断変形係数 (G) を求め、応答計算の基礎データとした。

上記の各数値算出のために必要な各土層の密度 (ρ) については、デニソンサンプラーによるサンプリングを行ったが、完全に試料を採取することが難しかったので、レイモンドサンプラーによる補足サンプリングを行って測定した。

さらに室内土質試験では、各地点について物理試験を行って、土性を明らかにする一方、現地より採取した試料を用いて供試体を作成し、軸歪速度を遅くした三軸圧縮試験をゆるづめと密づめの両状態で実施し、供試体の変形係数を求めた。

(2) 地盤概要

(1) 地形、地質

調査地域の地形は、急峻な海蝕崖に挟まれた小さな入江に面し、側方、後方の三方を標高 200 m ばかりの山に囲まれた小さな台地で、広さは 150 m 四方ぐらいのものである (図-4-1 参照)。

台地の側方を、後背地から流出してくる小さな川に挟まれ、台地面は、川面からの高さで約 7 m ばかりの高低差で、この台地上に入間村落の殆んどの家屋が立ち並んでいる。

このような地形のため、河川も発達せず平野も存在しない。入間地区の砂地盤台地は、土地の古老の語によると、江戸時代以前、この入江を襲った大津波により現在の台地の基礎となる砂の堆積層が形成され、その後、冬期間海より吹き上げる激しい風によって海岸の砂が吹き上げられ風成の堆積砂層の台地が形成されたという。そして、大正 13 年の大火の折に 1~5 m の凹凸のある台地の切り盛り造成を行って、現在の地盤面に整地した (図-4-2 の模式図を参照)。入間地区の砂地盤は正確には、沖積の砂丘を基礎に作られた砂盛土と言うべきであろうが、今回の報告では、砂盛土と呼ぶことにした。従って、当地域をモデル化すると、三方を基盤岩に囲まれた盆地の部分に砂地盤の台地が載っているとみなされる。

次に、この地域一帯の地質は、大部分、第 3 紀中新世~鮮新世の火山噴出物から成っており、安山岩質集塊岩、凝灰岩、凝灰岩質砂岩が主なるものであり、いずれも風化が激しい。

入間地区では、海岸に安山岩質集塊岩と凝灰岩が分布し、山側に、湯ヶ島層群と考えられる凝灰岩質砂岩層が帯状に分布している。この阿岩層とも伊豆半島の激しい火山活動にもまれており風化が激しく、一部は非常にもろい状態となっている。

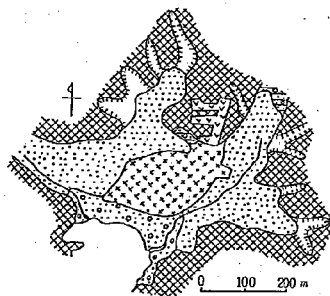
また、この地域は、山からすぐ海に落ち込んでいる地形のため河川が発達せず、従って沖積堆積層は、殆んど存在していない。

(2) 断層系について

当地区は、石廊崎から伊豆南端を縫って走っている延長約 5 km 程のいわゆる活断層が、砂層台地上に建つ村落内の中央付近を縦断している。今回の伊豆沖地震では、この断層が活動したとされており、このため入間地区の砂層台地上の家屋に非常に大きな被害をもたらしたと考えられる。この断層は、走向が NW、傾斜がほぼ垂直に近いもので入間地区の宅地造成地の凝灰岩風化帯の露頭で、明確に観察される。これを実測してみると、走向 N 40° W、傾斜 80° N E で活動して

り、その変位量は、右ズレ 40 cm 北落ち 20 cm となっている。断層面は、厚さ 1 cm 程の断層粘土を有し、なめらかで、断面は、直線状をなしている。また、大局的に見れば、この断層系は、伊豆半島地方に存在する南北の主圧力軸と対応していることが、報告されている。

以上のことから認められるように、当地区の一般的な断層系は、EW 系と、これと直交する NS 系に 2 分され、これらの応力方向と、現地に於て観察される断層の走向はほぼ一致しているものとみなされる。このうち、今回活動した断層は、走向が、EW 方向のものであると考えられる。



- 硬まじり砂質地盤
- 砂質地盤
- 硬まじり砂泥質地盤 (おもに崩植土、洪水堆積物)
- 砂泥質地盤
- 泥質地盤
- 盛土地・埋立地
- 切土地
- 山地
- 崩落地・地すべり地跡

図-4-1 入間地区の地盤 (文献 1)

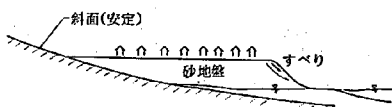


図-4-2 入間地盤模式図

(3) 調査結果

(1) 調査ボーリング

図-4-3, 4-4, 4-5にボーリングNo.1, No.2, No.3の柱状図が示されている。No.1では-4 mまではきれいな中砂層で、-13 m位から細粒分が多くなり-14.5 mあたりでは、粘土分を少量含んでいる。-16 m付近で礫まじり砂質シルト層が1.5 m程存在し、それ以深-21 m位まで中砂層が続くが所々に薄いシルト層を挟んでいる。-21 mでは帯褐色の木片を混入した腐植土が厚さ1 m程堆積している。-22 mからは再び中砂層が続くが有機質土層を包含している。-27 mでは、礫まじりとなり-29 mあたりで、基盤と考えられる安山岩質凝灰岩層に達する。

これを全体的に見ると、第1層の中砂層には、細粒分も少く、いわゆるきれいな砂(海砂)で、第2層の礫混り砂質シルトが-28 mまで続いている。このことから、いわゆる風成の堆積砂層は-14 m位までであろうと考えられる。

また、標準貫入試験のN値をみると-5 mの区間で10回から50回へと増加しており、これ以深は50以上となっている。N値が小さくなっている部分は粘性土の混入している層に該当する。

この砂層地盤のN値の値は、地下水位が低いことを考えても若干高めの値であると思われるので、地震による締固めの影響が及んでいることも考えられる。

また、台地下の田畑内で行ったNo.2地点では、-8 mまで中砂が続き、1.5 m程有機質シルトを挟んですぐ基盤岩が現われている。これは、当地点が平地部であること、及び付近で露頭が観察されることから妥当であろうとみなされる。

当地点の砂層のN値が20回前後であり、No.1地点と比べてやや低いのは、地下水位が高いことと礫が少いことによるものと考えられる。

また、台地の縁に位置するNo.3地点では、-3 mまでは埋戻土が覆い、それ以深-10 mまではゆるい砂層が続いている。-10 mから-26 mまでは、締った中砂が堆積しており、-26 mの地点では-1.5 mの層厚で腐植土を挟んで基盤岩が現われている。この腐植土はNo.1地点の下部に存在するものと同一の層と考えられる。

以上の結果を図-4-6の土層断面図に示す。また、各土層の土性を把握する為に室内土質試験を行った。

さらに、応答計算の入力データとして必要となる原地盤の弾性係数を求めるために、現地から採取した砂で、供試体作成を行い、軸歪速度を0.5%/minと遅くして三軸圧縮試験を実施した。

(2) PS換層結果

入間地区の砂層地盤の動的地盤特性を求めるために、No.1, No.2, No.3の各ボーリング孔に於て、PS換層を行った。換層は地表面に重点を置き、基盤面まで実施した。得られたS波速度は図-4-3, 4-4, 4-5に示してある。

No.1地点土質柱状図

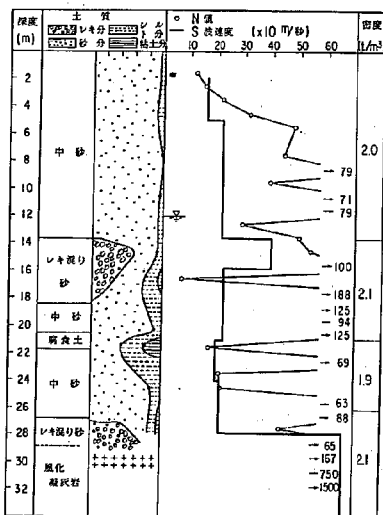


図-4-3 入間No.1地点地盤柱状図

No.2地点土質柱状図

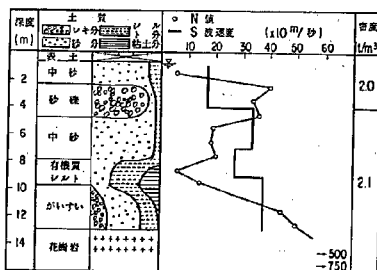


図-4-4 入間No.2地点地盤柱状図

№3 地点土質柱状図

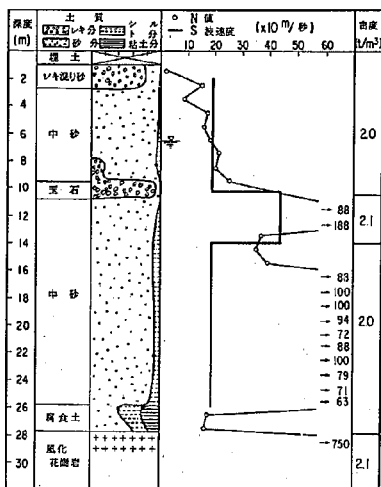


図-4-6 入間No.3 地点地盤柱状図

5. 共振土質試験による動的変形特性の実測

せん断ひずみが 10^{-6} から 10^{-4} 程度の大きさの範囲における土のせん断変形係数 (G) と履歴減衰係数 (η) を室内で実測するための共振土質試験機で実験を行った。この試験法の詳細については文献 7 を参照されたい。ここでは、結果のみを示す。入間の砂盛土から採取した砂について空気乾燥状態と、飽和状態の 2 種類について実験を行った。地盤調査によると、入間では G, L - 10 数 m までは、ほぼ一様な砂地盤であるので地表近くで採取した砂を用いての実験結果から当地区の砂層の G 値を推定することにした。図-5-1 は空気乾燥状態での実験結果である。図から分るように、この場合他の砂について得られているのと同様に、 G は拘束圧 $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ の増加と共に増加し、せん断ひずみ γ の増加と共に減少する。図-5-2 は実験結果を整理したものである。これまでの実験から、 G は $(217 - e)^2 / (1 + e)$ (e は間隙比) に比例することが分かっているから、 $G / \frac{(217 - e)^2}{1 + e}$ で表示し、正規化してある。これらの資料から、 G は歪が同じであれば、乾燥、飽和によらず、次式であらわせる (G, p は kg/cm^2 表示)。

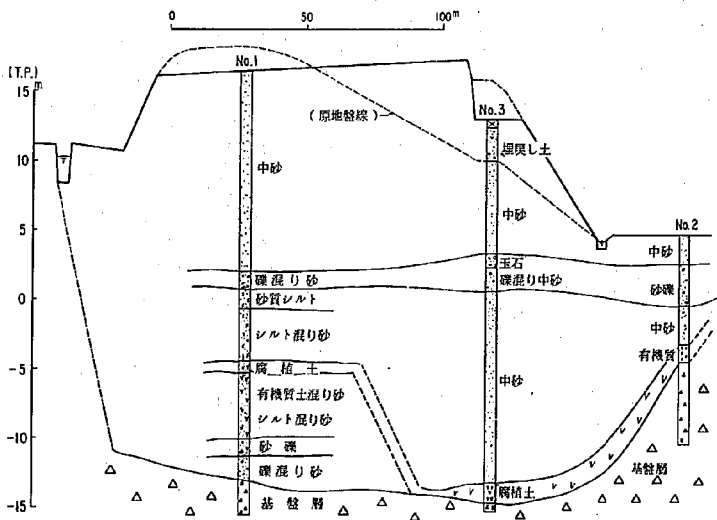


図-4-6 入間土層断面図

○ $\gamma = 10^{-6}$ に対して,

$$G = 580 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.47} \dots (5-1)$$

○ $\gamma = 10^{-5}$ に対して,

$$G = 530 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.51} \dots (5-2)$$

○ $\gamma = 10^{-6}$ に対して,

$$G = 440 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.52} \dots (5-3)$$

図中の実線は、シルト分を含まない粒度の比較的高つたきれいな砂についてなり立つ平均的な関係である。入間砂はシルト分を含んでおり、粒度がそろっていないから、実験より G は小さい。

次に、 P S 換層によって得られた S 波速度から次式によって得られる G の値と共振法土質試験で得られる G とを比較してみる。

$$G = V_s^2 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \dots (6-4)$$

ここで、 G はせん断変形係数 (t/m^2)、 V_s は S 波速度 (m/sec)、 γ_t は単位体積重量 (t/m^3)、 g は重力の加速度 = $9.8 m/sec^2$ である。ここで注意することは、 P S 換層によって発生する土中のひずみは $\gamma = 10^{-5}$ 程度であるから、共振法土質試験機によるこの大きさの γ に相当する G と比較しなければならないことである。共振法土質試験機の結果から現地盤の G を推定するためには、(5-1) ~ (5-3) 式から分かるように、現地盤の p と、 e を推定しなければならない。前者は測定した単位体積重量の値を用い、 K_v 値を 0.5 と

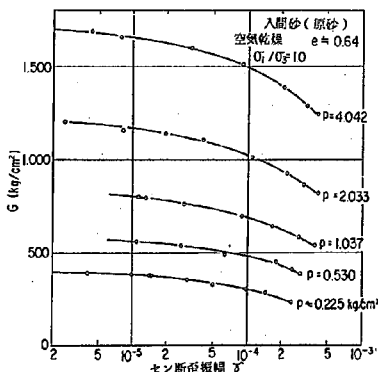


図-5-1 入間砂の共振法土質試験結果例

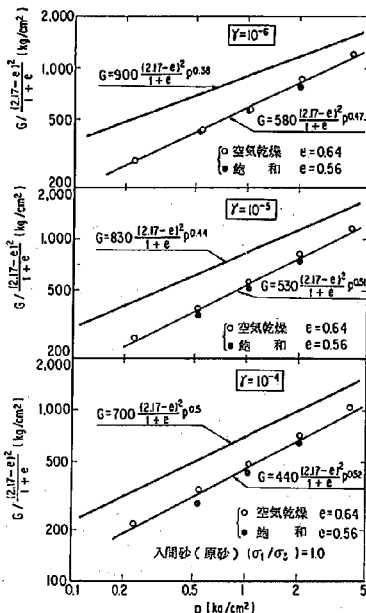


図-5-2 入間砂共振法土質試験結果

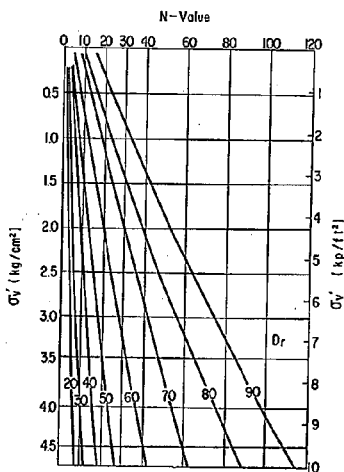


図-5-3 $N \sim \sigma'_{\nu}$ 関係

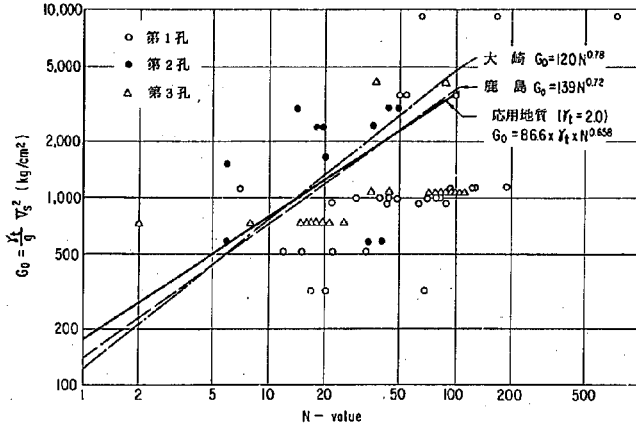
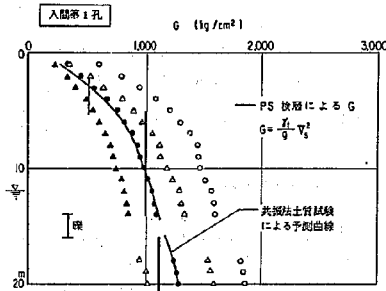


図-5-4 入間における $N \sim G_0$ 関係



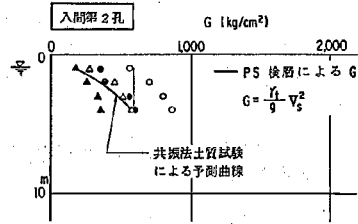
きれいな砂の実験式

$$\begin{cases} \circ (\gamma = 10^{-4}) & G = 900 \frac{(2.17 - \gamma)^2}{1 + \gamma} \rho^{0.38} \\ \triangle (\gamma = 10^{-4}) & G = 700 \frac{(2.17 - \gamma)^2}{1 + \gamma} \rho^{0.5} \end{cases}$$

入間砂の実験式

$$\begin{cases} \bullet (\gamma = 10^{-6}) & G = 580 \frac{(2.17 - \gamma)^2}{1 + \gamma} \rho^{0.47} \\ \triangle (\gamma = 10^{-4}) & G = 440 \frac{(2.17 - \gamma)^2}{1 + \gamma} \rho^{0.52} \end{cases}$$

図-5-5 PS 検層と共振法土質試験による G_0 の比較 (No.1 地点)



きれいな砂の実験式

$$\begin{cases} \circ (\gamma = 10^{-4}) & G = 900 \frac{(2.17 - \gamma)^2}{1 + \gamma} \rho^{0.38} \\ \triangle (\gamma = 10^{-4}) & G = 700 \frac{(2.17 - \gamma)^2}{1 + \gamma} \rho^{0.5} \end{cases}$$

入間砂の実験式

$$\begin{cases} \bullet (\gamma = 10^{-6}) & G = 580 \frac{(2.17 - \gamma)^2}{1 + \gamma} \rho^{0.47} \\ \triangle (\gamma = 10^{-4}) & G = 440 \frac{(2.17 - \gamma)^2}{1 + \gamma} \rho^{0.52} \end{cases}$$

図-5-6 PS 検層と共振法土質試験による G_0 の比較 (No.2 地点)

て次式によって e の値を決めた。

$$e = e_{max} - (e_{max} - e_{min}) \cdot D_r \quad \dots \dots \dots (5-6)$$

N 値から D_r を推定する手段としては、Gibbs and Holtz の実験 (文献 8) を基礎にした Seed and Idriss (文献 9) のチャート (図-5-3) を用いた。ここで注意すべき点として、入間地区の地盤は礫まじりであるため N 値を過大評価する恐れがあることであ

仮定し、地下水面の位置を考慮して次式によって決めた。

$$\rho = \frac{\sigma'_v}{3} (1 + 2 K_0) \quad \dots \dots \dots (5-5)$$

c は、 N 値から相対密度 D_r を推定し、室内実験によって求めた $e_{max} = 0.843$, $e_{min} = 0.574$ の値を用い

る。図-5-4は、 N 値と PS 換層による G_0 の値の関係をこれまでの実績に基づく諸提案式と比較したものである。 G_0 を kg/cm^2 、 γ を t/m^2 であらわすとこの提案式は次のようになる。

○応用地質 (文献10), $G_0 = 86.6 \gamma_0 \cdot N^{0.658}$
 (5-7)

○大崎ら (文献11), $G_0 = 120 N^{0.78}$
 (5-8)

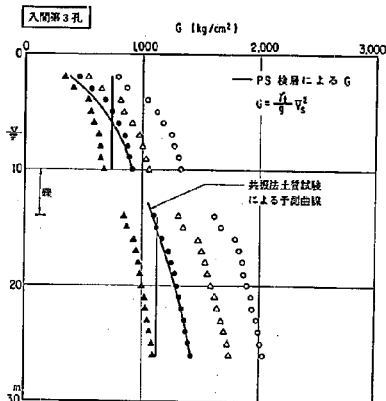
○鹿島技研 (文献12), $G_0 = 139 N^{0.72}$
 (5-9)

図-5-4を見て分かるように、第1孔と第3孔での1部の N 値は過大評価していると考えられる。従って、第2孔の N 値はそのまま用い、第1孔、第3孔の N 値は、下限包絡線の値を用い、図-5-3に従って D_r を推定した。このようにして求めた共振法による G の推定値と、 PS 換層による G の値を砂層について比較したのが、図-5-5、5-6、5-7である。 PS 換層では地中で生ずるひずみレベルは 10^{-6} 程度であるから、共振法土質試験によって実測した G の値はひずみレベルを考慮すると、 PS 換層による G の値と合わせてよい一致を示している。従って、次章では、この図を基にして応答解析のためのモデルを作り、解析を実施した。

6. 土の非線型性を考慮した重複反射理論による応答解析

(1) 解析法

解析法は金井が提案した重複反射理論によった。有限要素法に比べると、この方法は計算時間がかかるに短かく、各種の要因を詳細に考慮できる。また、土の応力 $\sim$ ひずみの関係の非線型性が取り入れやすい点も特色である。一方、この方法は、水平な地盤について適用できるが傾斜地盤では計算できない。ここではこの方法によって、各種の要因が応答結果にどのような影響を与えるかをまず調べた。プログラムはShnabel Lysmer and Seed (文献13)が開発した"SHAKE"を用いた。この解析法では、本来非線型物質である土を等価線型物質に置き換え、この物質の G と減衰係数 $h = \eta$ をひずみ依存性として取扱っている。まず、ひずみ $\gamma = 10^{-6}$ に相当する G の値と仮定した h の値で一回目の計算を行う。 h の値の初期値は任意の値でよく、これは最終計算結果に影響をおよぼさない。計算によって得られた各層の最大せん断歪 γ_{max} を基準として平均的な有効歪の大きさを求めるための低減率をかけた値 (これを有効歪 γ_e と称する)に対応する G と h の値を求める。今回の解析では、従来までの計算例



きれいな砂の実験式

$$\left\{ \begin{array}{l} \circ (\gamma = 10^{-6}) \quad G = 900 \frac{(2.17 - \eta)^2}{1 + \eta} \rho^{0.38} \\ \Delta (\gamma = 10^{-4}) \quad G = 700 \frac{(2.17 - \eta)^2}{1 + \eta} \rho^{0.5} \end{array} \right.$$

入間砂の実験式

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet (\gamma = 10^{-6}) \quad G = 580 \frac{(2.17 - \eta)^2}{1 + \eta} \rho^{0.47} \\ \Delta (\gamma = 10^{-4}) \quad G = 440 \frac{(2.17 - \eta)^2}{1 + \eta} \rho^{0.52} \end{array} \right.$$

図-5-7 PS 換層と共振法土質試験による G_0 の比較 (No.3地点)

を参照し、低減率を0.65とし、

$$\gamma_e = 0.65 \cdot \gamma_{max} \quad \text{..... (6-1)}$$

とした。引き続きこの G 、 η に対して第2回目の計算を行う。このようにくりかえし計算を行い、計算で用いた G 及び η の値と計算結果による γ_e に対応する G 及び h の値の差が5%以内になるまでくりかえし計算を行った。ここで重要なのは、 $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係と、 $h \sim \gamma$ 関係である。共振法土質試験機によるとこの関係は拘束圧の影響を強く受けることが分っている。従って、共振法土質試験機の結果と単純せん断、中空ねじりせん断、リングせん断の各試験機を用いた実験結果 (文献14, 15, 16, 17, 18)を参照してこの曲線を図-6-1、6-2の様に拘束圧の効果を考慮して決めた。

(2) 解析モデル

ボーリング孔No.1とNo.2の地点について解析を行った。重複反射理論による解析であるため、No.1、No.2の地点を水平地盤とみなして解析した。図-6-3は原位置地盤調査及び共振法土質試験の結果に基づいて作成した解析モデルである。地点1では表層は11層に分け、12層目は基盤とした。地点22では、表層を7層

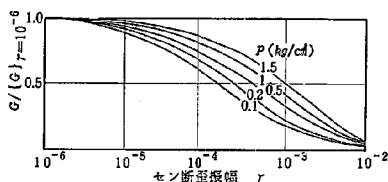


図-6-1 $G/(G_r=10^{-6}) \sim r$ 関係

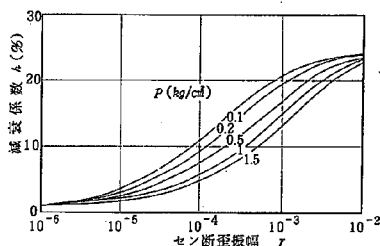


図-6-2 $h \sim r$ 関係

に分け、8層目を基盤とした。ここでタイプとは図-6-1、図-6-2の $G/G_r \sim r$ 、 $h \sim r$ の各曲線に示すタイプを意味している。

〔3〕解析に用いた地震波

解析に用いた地震波の一覧を表-6-1に示す。この中で地表での近地震記録はE1 Centro記録、Castaic記録(San Fernando地震)及びManagua記録である。多摩川下流地震では震央距離(Δ)が約10 kmの川崎市浮島公園で地中地震記録が得られている。なおこの観測点では八丈島近海地震($\Delta = 275$ km)に際しても地中地震記録が得られており、これは遠距離地震の典型として解析に用いた。また、1975年伊豆半島沖地震($\Delta \approx 120 \sim 130$ km)の際の地中地震記録ならびに時間軸を $\frac{1}{2}$ に短縮したものも解析に用いた。図-6-4は解析に用いた地震動波形である。図-6-5、6-6、6-7は減衰定数 $k=5$ 多に対する各地震記録の加速度応答倍率 β を示したものである。図から明らかなように、時間軸を $\frac{1}{2}$ にした伊豆半島沖地震記録(図-6-5で「 $\frac{T}{2}$ 伊」と記されている)は、震央近くの地震記録とはほぼ同じような応答スペクトル曲線となっている。この原波形の応答スペクトル曲線は遠距離地震記録である八丈島近海地震のそれとよく

Site 1			
	*) G_0 (kg/cm ²)	γ_1 (1/m ²)	**) タイプ
0			
①	300	2.0	I
②	500	2.0	II
③	700	2.0	II
④	850	2.0	III
5	950	2.0	III
10			
⑤	1,050	2.0	IV
⑥	1,100	2.0	IV
⑦	3,400	2.1	IV
⑧	1,200	2.1	IV
20			
⑨	800	1.9	IV
30			
⑩	950	2.0	IV
30			
⑪	9,300	2.1	IV
			基盤

Site 2			
	*) G_0 (kg/cm ²)	γ_1 (1/m ²)	**) タイプ
0			
①	200	2.0	I
②	400	2.0	I
③	600	2.0	I
④	2,300	2.1	I
⑤	2,400	2.1	I
⑥	1,660	2.1	II
7	3,030	2.1	II
10			
⑧	100,000	2.1	IV
			基盤

*) G_0 は $r=10^{-6}$ における G の値
 **) タイプ I は図-6-1、図-6-2の
 $p=0.1$ kg/cm²,
 タイプ II は、 $p=0.4$ kg/cm²
 タイプ III は、 $p=0.9$ "
 タイプ IV は、 $p=1.5$ "
 に相当する曲線を用いる。

図-6-3 解析モデル (重複反射理論)

解析に使用した地震動記録の一覧表

地震名	M	記録採取地点	α_{max} (gal)	略号
1975年 伊豆半島沖 (1975.5.9)	6.9	富津 - 110m NS, $\Delta = 130\text{km}$ 砂地盤	2.87	伊(富) $\frac{T}{2}$ 伊(富)
		観音崎 - 120m 水平, $\Delta = 120\text{km}$ 岩	2.24	伊(観) $\frac{T}{2}$ 伊(観)
多摩川下流 (1970.9.30)	4.5	浮島公園 - 127m NS, $\Delta = 10\text{km}$ 沖積地盤	6.0	多(浮)
八丈島近海 (1972.1.24)	7.2	観音崎 - 80m NS, $\Delta = 275\text{km}$	9.9	八(観)
EL-CENTRO (1940.5.18)	6.6	EL-CENTRO 地表 NS, $\Delta = 10\text{km}$	313.1	EL-CT
SAN- FERNANDO (1971.2.9)	6.6	CASTAIG-DAM N21E, $\Delta = 20\text{km}$	309.7	SF(CAS)
MANAGUA (1972.1.2.23)	6.25	ESSO精油所 地表 N-S, $\Delta = 8\text{km}$	333.4	MANA(ESSO)

表 - 6 - 1 解析に使用した地震波の一覧表

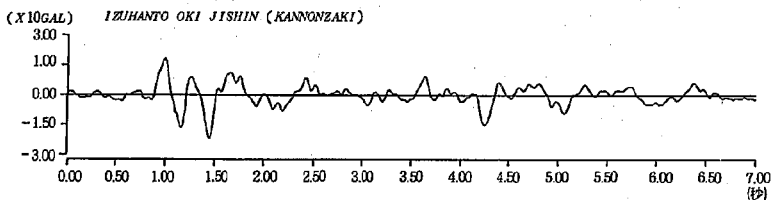


図 - 6 - 4 (a) 1974年伊豆半島沖地震(富津)

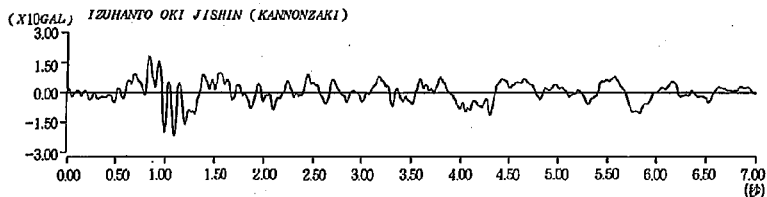


図 - 6 - 4 (b) 1974年伊豆半島沖地震(観音崎)

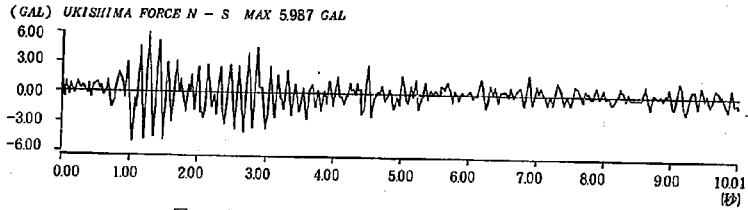


図 - 6 - 4 (c) 多摩川下流地震

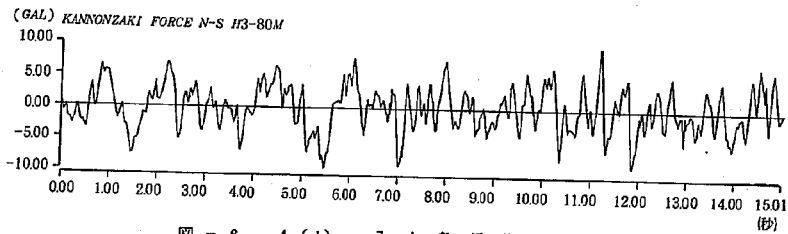


図 - 6 - 4 (d) 八丈島近海地震

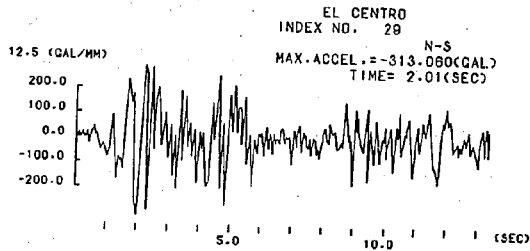


図 - 6 - 4 (e) エレセントロ地震

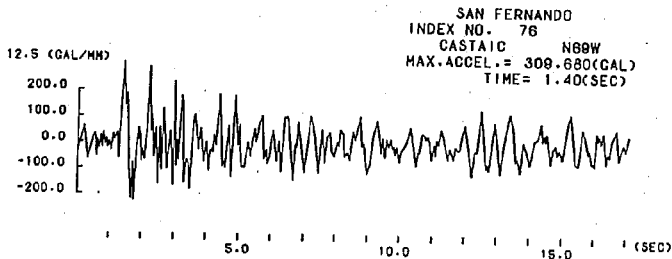


図 - 6 - 4 (f) サンフェルナンド地震

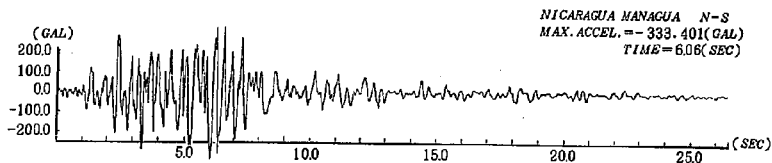
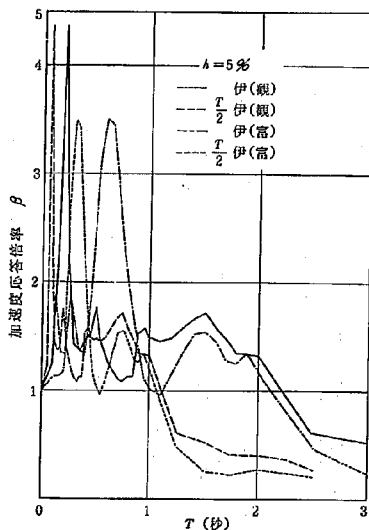
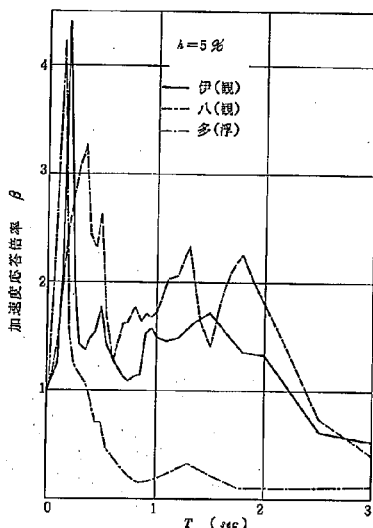


図-6-4 (g) マナグワ地震

図-6-5 地震動記録の加速度応答倍率スペクトル 1 ($\lambda = 5\%$)図-6-6 地震動記録の加速度応答倍率スペクトル 2 ($\lambda = 5\%$)

一致している。しかし、ほぼ同じ震央距離であるのにもかかわらず、観音崎と富津での伊豆半島沖地震の地中地震記録の応答スペクトル曲線で応答が卓越する周期は前者は約 0.2 秒、後者は約 0.6 秒とかなり異っている。それぞれ地下 120 m と 110 m の記録であるにもかかわらずこの不一致があるのは注目に値する。以後の解析では「 $\frac{T}{2}$ 伊(富)」と「 $\frac{T}{2}$ 伊(観)」の両者を用いて主な解析を行った。

(4) 解析結果

図-6-8 は、基盤で 0.001 g の重大加速度に調節した多摩川下流地震、八丈島地震の記録で解析した場合での地表での地震動の応答スペクトル曲線 ($\lambda = 5\%$) を地点 1、地点 2 について求めたものである。こ

の図から、常時微動はどの小さい加速度に対する地点 1 と 2 の地盤の固有周期はそれぞれ約 0.5 秒、0.2 秒であることが分かる。

図-6-9、図-6-10 はそれぞれ地点 1、2 の応答解析結果である。図を見て分かるように、基盤最大加速度の $T_{max} = 0.22$ g の場合は地表近くの 10 m 以浅で加速度の増幅が大きいくことが分かる。繰返し計算の後の最終的な応答計算で得られた r_s 、 h_f 、 G_f は、それぞれ図-6-9 と図-6-10 に示してある。地点 1 と 2 の地表最大加速度はそれぞれ 0.25 g、0.48 g である。恐らく地点 1 よりも地点 2 に近い地盤構造を持つであろう海蔵寺 (図-2-1 参照) の墓石の転倒から類推した最大加速度は 0.44 g であるから、この解析結

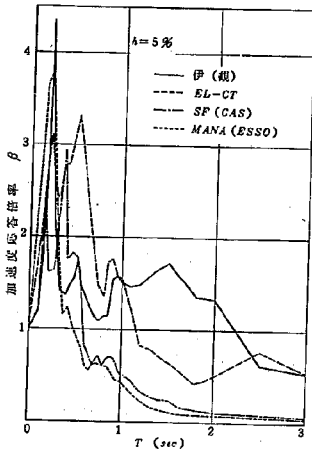


図-6-7 地震動記録の加速度応答倍率スペクトル 3 ($h = 5\%$)

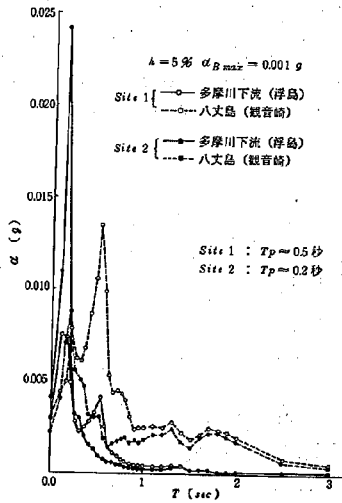


図-6-8 地点1, 2の計算による地表地震動に対する加速度応答スペクトル ($\alpha_{Bmax} = 0.001 g$, $h = 5\%$)

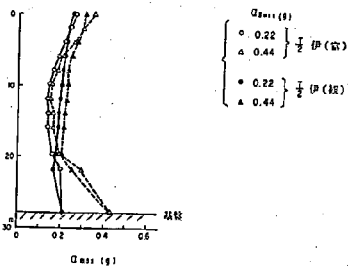
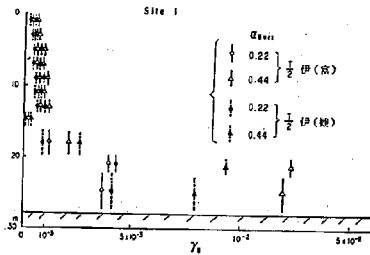
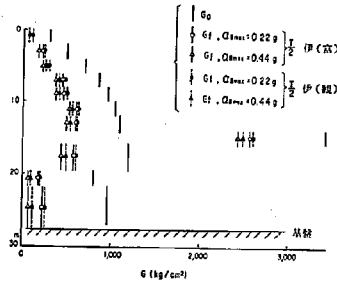
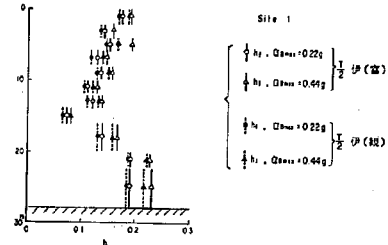


図-6-9 地点1の解析結果

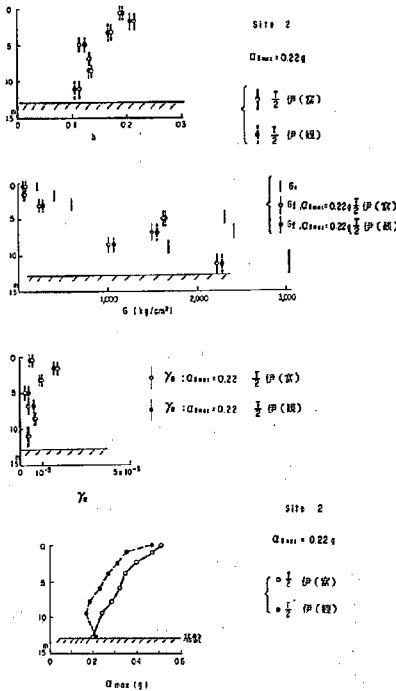


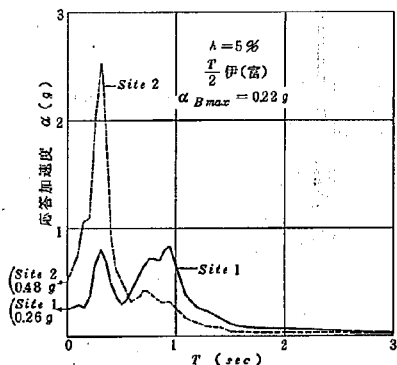
図-6-10 地点2の解析結果

果は妥当と思われる。一方、日本家屋の被害をみると、地点2のような地盤構造を持ち、最大加速度の計算値が小さい盛土上で被害がより激しかった。この点については、木造の日本家屋の被害は単に加速度振幅のみに支配されるのではなく、速度振幅、変位振幅に支配されていることを指摘する報告が多い。たとえば、文献(19)によると、日高山系地震の場合、広尾町においては、強震計記録より最大加速度437 galで200 gal以上の加速度が10秒以上も継続していたにもかかわらず、同町の被害は極く限られた地域のプロック造住宅に小被害が見られた程度であった。一方金井(文献20)によると、これまでの破壊的地震での木造家屋の破壊状況を調べてみると、

- 沖積層が厚いほど、被害率が大い。
- 表土層が厚いほど、被害率が大い。
- 地盤の硬度が小さいほど、被害率が大い。
- 表面波の速度が遅いほど被害率が大い。

(e) 地盤の卓越周期が長いほど、被害率が大い。これらの、どの項目についても、地点1の方が地点2よりも木造家屋の被害率が大いことになり実際の被害状況と矛盾しない。従って、上記のことを考慮して、解析結果を次に検討する。解析によって求めた地表の地震動の加速度応答スペクトルを示している図-6-11および6-13をみるといづれの場合も地点1よりも地点2の場合の方が応答加速度の最大値は大い。一方、応答が卓越する周期は地点1では約1秒であり、地点2よりも長い。図-6-12、6-14には解析によって求めた地表の地震動に対する応答速度スペクトル($\lambda = 5\%$)が示してあるが、地点1の方が地点2よりも、応答速度の最大値ははるかに大いことが分かる。木造家屋(1階建)の固有周期は非破壊時には約0.4秒であり、破壊時には周期が2倍以上になると言われている(文献20)。従って、このことから考えると、解析結果で $T = 1.0$ 秒で応答値が加速度と速度について地点1の方が地点2よりも大いことは、実際の被害の傾向と対応している。金井は、実際の破壊現象は破壊に至る過程で固有周期が次第に伸びてゆくことを考慮しなければならないことを指摘している(文献21)。図-6-11、図-6-12を見ると、周期 $T = 0.4$ 秒から1秒に変化している木造家屋に対して、より破壊的な影響を与えるのは、家屋の周期が地震動の卓越周期と一致する状態が起こりやすい地点1と考えられる。

次に、基盤での最大加速度を0.44 gにした場合の解析結果について述べる。この場合、図-6-9に示してあるように地表の最大加速度は0.31 g程度であるの

図-6-11 $\frac{T}{2}$ (高)に対する地表地震動の加速度応答スペクトル

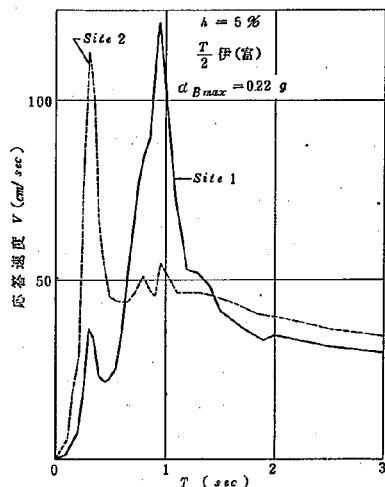


図-6-12 $\frac{T}{2}$ 伊(富)に対する地表地震動の速度応答スペクトル

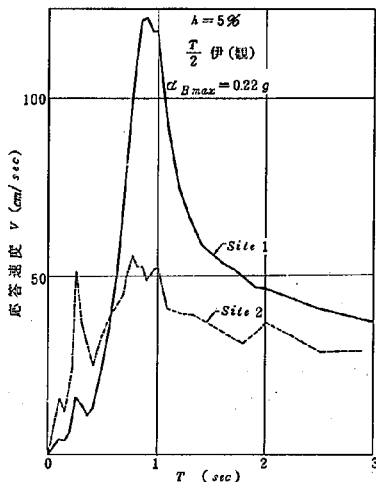


図-6-14 $\frac{T}{2}$ 伊(観)に対する地表地震動の速度応答スペクトル

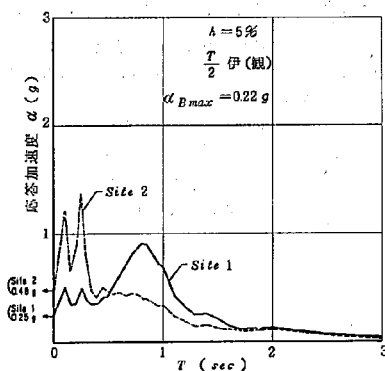


図-6-13 $\frac{T}{2}$ 伊(観)に対する地表地震動の加速度応答スペクトル

に対し、基盤近くの有効ひずみ γ_e はきわめて大きくなっている。これは恐らく、 γ_e が大きくなる時の G の評価に問題がある（過小評価している可能性がある）ためであろう。このことは、せん断ひずみ γ が 10^{-2} (1%) 程度の場合における G の値をさらに研究する必

要があることを示しているものと思われる。又、図-6-15は α_{Bmax} が 0.22 g と 0.44 g の場合の地表の地震動に対する $h=5\%$ での加速度応答スペクトル曲線であるが、両者ではあまり差はない。

次に他の地震動に対する解析結果について述べる。図-6-16、6-17、6-18はそれぞれ基盤に Managua 記録, Castaic 記録 (San Fernando 地震),

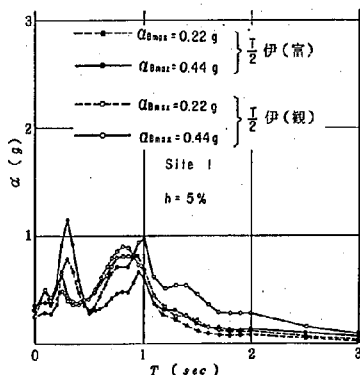


図-6-15 $\alpha_{Bmax} = 0.22g$ と $0.44g$ に対する応答の比較

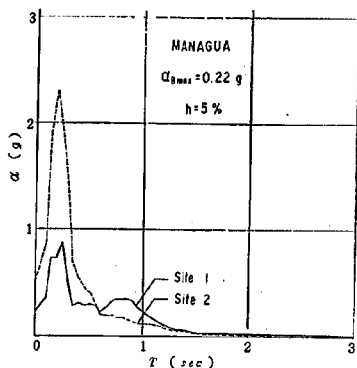


図-6-16 MANAGUAに対する地表地震動の加速度応答スペクトル

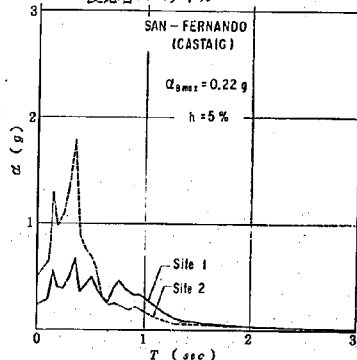


図-6-17 CASTAICに対する地表地震動の加速度応答スペクトル

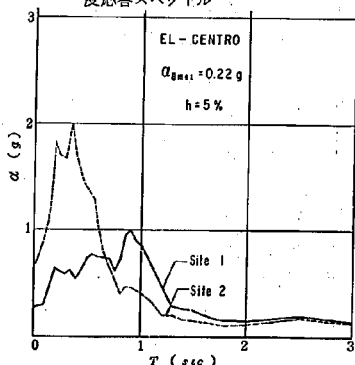


図-6-18 EL-CENTROに対する地表地震動の加速度応答スペクトル

およびEl Centro記録を $\alpha_{max} = 0.22 g$ に調整して入力として与えた場合の地表での地震動に対する応答加速度スペクトル ($h = 5\%$)である。この場合も、最大応答加速度は地点2の方が大きい、周期 $T = 10$ 秒あたりの応答値は、地点1の方が大きい。しかし、Managua記録及びCastaic記録の場合は、 $T = 1$ 秒付近の応答値が伊豆半島沖地震での記録の時間軸を $\frac{1}{2}$ 倍した場合(図-6-11, 6-13)に比べると、はるかに小さいものになっている。これは、図-6-7に示してあるようにManagua記録、Castaic記録、及びEl Centro記録の各地震波形そのものに長周期成分が少ないためであろう。図-6-19, 6-20, 6-21は遠距離で得られた地中地震記録を用いた場合の地表の地震動に対する $h = 5\%$ の加速度応答スペクトルである。この場合も長周期になるほど地点1での応答値の方が大きくなっている。しかし、近距離では得られた地震動記録を用いた場合よりも長周期での応答値が全般的に大きくなっている。さらに、長周期での地点1と地点2での応答値の差がより大きくなっている。この傾向は震央距離が最も遠い($d = 275 km$)の八丈島近海地震の記録を用いた場合に最も顕著である。次にマグニチュード $M = 4.5$ という小地震で $d = 10 km$ という近距離で、 $-127 m$ の深部でとれた地震動記録を用いた場合の解析結果である図-6-22, 6-23を検討してみる。この地震動では長周期成分が極端に少ないために、地点1での応答値がきわめて小さくなっていることが判る。

以上のことから、一般に、マグニチュードが大きく、震央距離が長いほど地震動の長周期成分が卓越してお

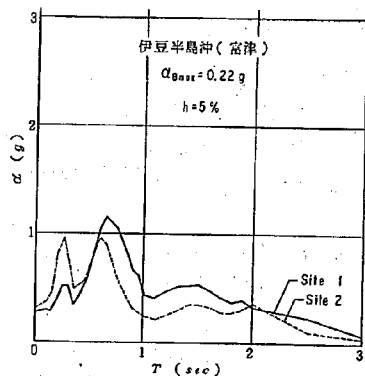


図-6-19 伊豆半島沖(富津)に対する地表地震動の加速度応答スペクトル

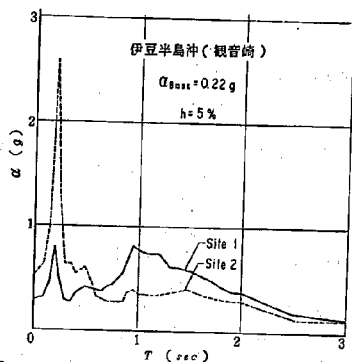


図-6-20 伊豆半島沖(観音崎)に対する地表地震動の加速度応答スペクトル

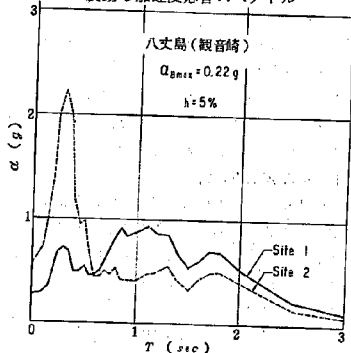


図-6-21 八丈島(観音崎)に対する地表地震動の加速度応答スペクトル

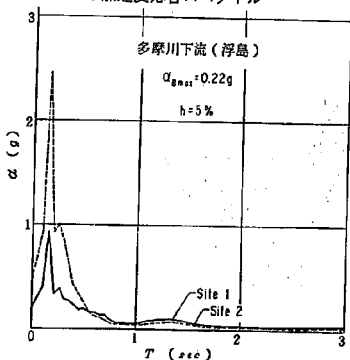


図-6-22 多摩川下流(浮島)に対する地表地震動の加速度応答スペクトル

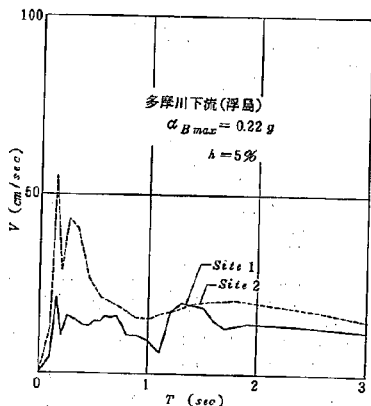


図-6-23 多摩川下流(浮島)に対する地表地震動の速度応答スペクトル

り、マグニチュードが小さく、震央距離が短いほど、地震動の短周期成分が卓越していることが判った。これから地盤の応答値は用いる地震動記録によって大きな差がでてくることが分かる。従って地中地震記録で震央距離 A が小さいものでも M があまり小さい記録は強震時の挙動の予想に用いるのは不適切といえよう。すなわち、耐震性の検討にはマグニチュードがある程度大きい地震で、近距離と遠距離の両方でとれた地中地震記録を用いる必要がある。

7. 有限要素法による応答解析

原位置地盤調査、室内土質実験の結果を参照して、二次元の有限要素モデルを作成し、有限要素法によって、自重荷重による静的応力計算、及び地震動による動的解析を行なった。解析法は文献22及び文献23に示してある方法を採用した。

(1) 解析法の概略

図-7-1に計算のフローチャートを示す。静的解析による応力と動的解析による応力を重畳することによって得られる応力が、地震時の応力を示す。

① 地震波による応答解析では、図-6-4(a)に示す伊豆半島沖地震(富津)の時間軸を $1/2$ に短縮したもの($T/2$ 伊(富))を用いた。基盤最大加速度は重複反射理論による解析と一致するように基盤で 220 gal とした。継続時間は 14.07 秒であり、時間間隔は 0.005 秒、減衰定数は 15% とした。境界条件は底面では、水平および上下方向の相対的動きに対して固定の条件、側面では上下方向の相対的動きに対して固定、水平方向の

- i) 地動加速度波形を用いた応答解析
- ii) 応答速度スペクトル曲線を用いた応答解析
- iii) 自重による計算及び点安全率の計算
- iv) (1)と(3)の重畳及び点安全率の計算
- v) (2)と(3)の重畳及び点安全率の計算

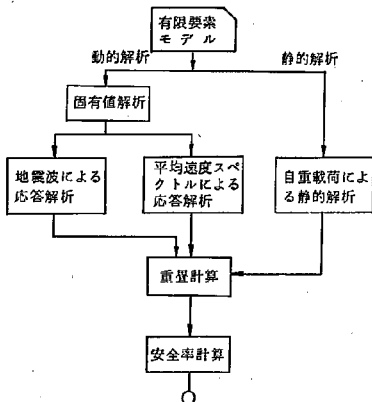


図-7-1 計算のフローチャート

相対的動きに対して自由とした。

② 自重による静的解析では、境界条件は水平および上下方向の動きに対して底面で固定、側面では上下方向の動きに対して自由とし、水平方向の動きに対しては固定の条件である。又、いずれのモデルも平面ひずみ条件を仮定して解析した。

(2) 解析モデル

図-2-1に示す解析断面を、地盤調査結果(図-4-6等)に示す)に基づいて、図-7-2(a)(b)のように2種の解析モデルを設定した。図中の右方向は図-2-1に示す詳細図での南東方向を、左方向は北西方向を意味し、左斜面とは、モデル1では図-2-1のボーリングNo.3附近の斜面を、左斜面は、図-2-1の④地点附近の斜面を意味する。この2種のモデルの違いは、左右の斜面の傾きが異なるだけであり、モデル1は解析断面での推定される斜面の勾配を持ち、モデル2は、モデル1の斜面の勾配を更に急にしたものである。このモデル2は、解析断面以外の斜面の中で、最も急勾配の斜面を対象としたものである。図-7-2(c)(d)は図-7-2(a), (b)を有限要素法解析のためにメッシュ分割し、境界を設けたものである。モデル1, 2とも要素数 934, 節点数 987, 自由度, 1732である。図-7-2(c)(d)においては境界面をできるだけ解析対象区域から遠くにするようにしてあり、凝灰岩が広く広がっているものと仮定した。図-7-2(a), (b)に示す各地層の物性値は、表-7-1にまとめてあるが、この物性値は以下のごとく決めた。

(1) 単位体積重量(γ)

○単位体積重量は土質調査によった。静的解析では、地下水面上で $\gamma = \gamma_{sa}$ (γ_{sa} : 飽和単位体積重量), 地下水面下で $\gamma = \gamma_{sa} - 1.0$ とした。動的解析では、地下水面上, 水面下にかかわらず, $\gamma = \gamma_{sa}$ とした。

(2) ポアソン比 ν

静的解析では、水平地盤での静止土圧係数が計算上

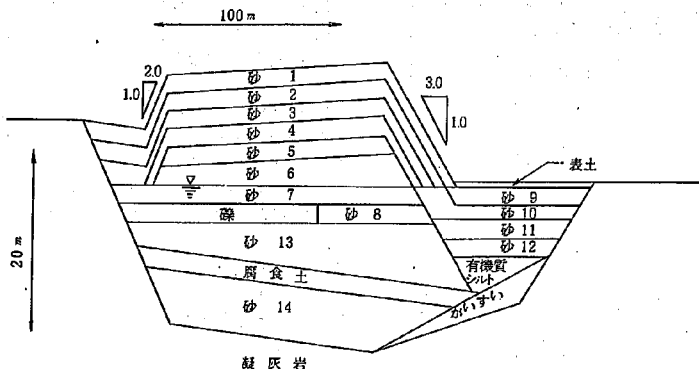


図-7-2(a) 入間解析モデル1

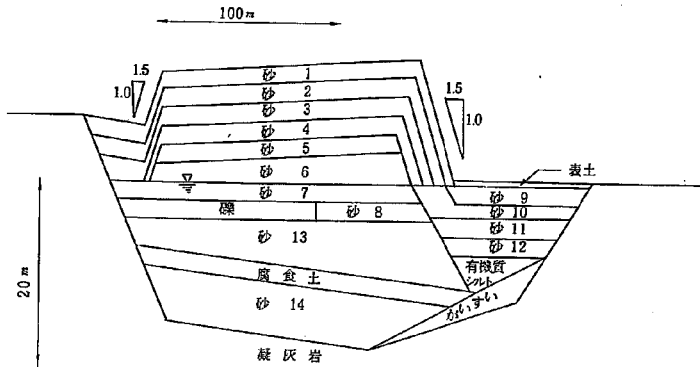


図-7-2 (b) 入間解析モデル 2

表-7-1 物性値 (モデル1, 2共通)

ポアソン比 $\begin{cases} \text{静的解析} & 0.33 \\ \text{動的解析} & 0.49 \end{cases}$

地 質	静 的 解 析		動 的 解 析			
	r t/m	E t/m	r	G	E	γ or ϕ
砂 1	2.0	190	2.0	1000	2980	40°
砂 2	2.0	580	2.0	2300	6854	40°
砂 3	2.0	960	2.0	3000	8940	40°
砂 4	2.0	1350	2.0	4500	13410	40°
砂 5	2.0	1740	2.0	5000	14900	40°
砂 6	2.0	2120	2.0	6200	18476	40°
砂 7	1.0	2410	2.0	6200	18476	40°
砂 8	1.0	2600	2.0	6500	19370	40°
砂 9	1.0	290	2.0	700	2086	40°
砂 10	1.0	440	2.0	2500	7450	40°
砂 11	1.1	630	2.1	16500	49170	40°
砂 12	1.1	820	2.1	15500	46190	40°
砂 13	1.1	2890	2.1	6000	17880	40°
砂 14	1.0	3570	2.0	2500	7450	40°
礫	1.1	2600	2.1	26000	77480	40°
表 土	2.0	210	2.0	700	2086	2.1
腐植土	0.9	1000	1.9	2000	5960	10.6
有機質 シルト	1:1	400	2.1	10000	29800	375
堆 砂	1.1	1350	2.1	25500	67050	40°
凝灰岩	2.1	30000	2.1	100000	298000	300

0.5 になるように 0.33 とし (参考文献 22), 23)), 動的解析では, 飽和土の非排水状態を想定して 0.49 とした。

(3) 変形係数 E

i) 砂・礫, がけやすい部分: 入間から採取した砂で行った側圧一定排水三軸圧縮試験で得られた破壊強度の 1/2 における割線変形係数 E_{50} と, 破壊せん断強度 $\tau_f = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ との間には大略次の関係がみられた。

$$E_{50} = 200 \cdot \tau_f \quad (7-1)$$

静的解析にはこの E_{50} を用いた。 τ_f は, 有効上載圧 σ'_v と, 内部摩擦角 $\phi = 40^\circ$ から, 次式で求めた。

$$\tau_f = \frac{1}{2} \sigma'_v (1 + K_0) \sin \phi = \frac{1.5}{2} \sigma'_v \sin \phi \quad (7-2)$$

動的計算での変形変数 E は, 図-6-19, 図-6-20 に示してある重複反射法で得られた $\alpha_{Bmax} = 0.22$ g の時に盛土地盤中に発生したひずみに対応した G の値から求めたものである。

ii) 表土: まず動的変形係数と, 静的変形係数の比を

$$\frac{\text{動的変形係数}}{\text{静的変形係数}} = 10 \quad (7-3)$$

と仮定し, 動的変形係数は重複反射法での計算から求め, これを用いて, 静的変形係数を (7-3) 式から求めた。

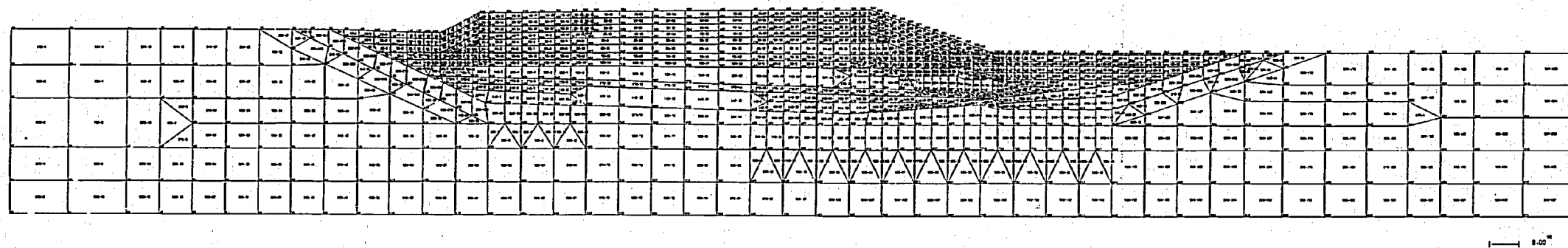


図-7-2 (c) モデル 2 の有限要素分割

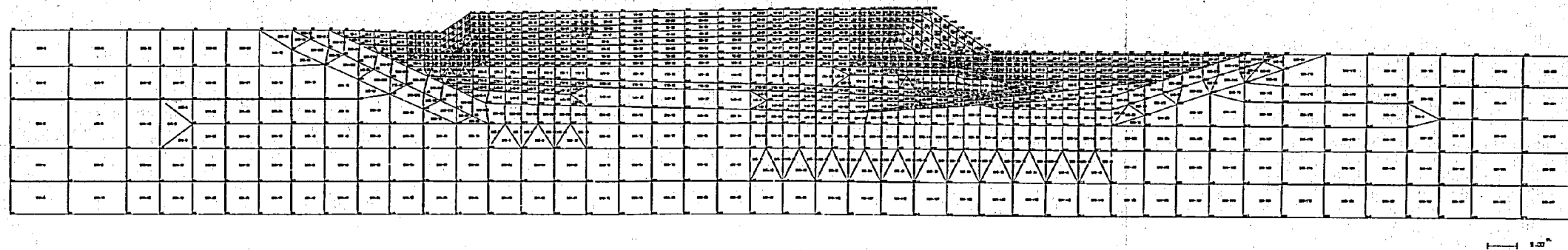


図-7-2 (d) モデル 2 の有限要素分割

Ⅲ) 腐食土、有機質シルト：まずせん断強度 τ_f を

$$\tau_f = 2 q_u = \frac{20}{8} N \quad \dots\dots\dots (7-4)$$
 (t/m^2)

から求めた(文献 10)。ここで N は標準貫入試験の N 値である。次に、静的変形係数は

$$E = 100 \tau_f \quad \dots\dots\dots (7-5)$$

から定めた。(7-5) 式は、文献 23) に根拠が示してあるが、粘土地盤の不攪乱試料の一軸試験と三軸試験の結果から求めた実験式である。動的変形係数は重複反射法による計算結果に基づいて定めた。

④ 内部摩擦角 ϕ 及びせん断強度 τ_f

砂、礫、がけすいの部分の内部摩擦角 ϕ を土質試験の結果を参照して 40° とした。表土のせん断強度は、静的変形係数から (7-5) 式を用いて求めた。腐食土、有機質シルトの τ_f は (7-4) 式から定めた。凝灰岩の τ_f は、静的変形係数から (7-5) 式を用いて求めた。静的点安全率と動的点安全率を計算する時には、両者共通の ϕ と τ_f を用いた。

⑤ 点安全率 SF

(I) 表土・腐食土・有機質シルト・凝灰岩の各有限要素における点安全率 (各要素ごとのせん断強度と地震時作用せん断応力との比) は次式で求めた。

$$SF = \frac{\tau_f}{\tau} \quad \dots\dots\dots (7-6)$$

ここで τ_f : せん断強度

$$\tau = \frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_3|$$

σ_1, σ_3 : 自重載荷時、あるいは動的荷重載荷時の対象とする地点の最大及び最小主応力

(Ⅱ) 砂、礫、がけすいの点安全率は次式で求めた。

$$SF = \frac{\sin \phi}{\sin \phi_n} \quad \dots\dots\dots (7-7)$$

ここで ϕ : 内部摩擦角

$$\phi_n = \arcsin \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

σ_1, σ_3 : 自重載荷時、あるいは動的荷重載荷時の対象とする地点の最大、最小主応力

(3) 解析結果

図-7-3、7-4 にモデル 1、2 での自重応力状態での点安全率 SF の分布を示す。モデル 1 では、 $SF < 1.0$ の部分はなく、自重のみの荷重に対してはきわめて安定であることを示している。モデル 2 では、右斜面の一部に $SF < 1.0$ の部分があらわれているが、その SF の値も 0.5 よりは大きく、 $SF < 1.0$ の範囲は広くはない。この部分は擁壁が作られている場所

である。 $SF < 1.0$ の部分が全体的に広がっている時は不安定になるものと思われる。今回の場合、 $SF < 1.0$ の部分が全体的に広がっていないことから、この解析結果と、実際に自重載荷時に安定であったことは対応しているものと考えられる。

図-7-5 に地震動波形を用いた時の最大加速度分布を示す。この解析では、土の変形係数の非線型性を考慮していないから、この応答値は、非線型性を考慮した場合よりもかなり大きな値となっていると推定される。一方、前に示した土の変形特性の非線型性を考慮した重複反射理論による解析では、地盤を水平地盤と想定していた。一般に、水平地盤よりもここに示す有限要素法でのモデルのような盛土がある場合の方が応答値がかなり大きくなることが多い。従ってこれらの理由により前に示した重複反射理論による応答値よりも、ここに示した応答値の方が大きくなったものと思われる。結局、実際にあり得た盛土の最大加速度は、ここに示す有限要素法による値と、重複反射法による値の中間にあったものと推定される。

図-7-6、7-7 にモデル 1 における地震時の最大応答時における点安全率 SF の分布を示す。左右両斜面とも表層ほど SF が小さく、表層的なすべりが生じる可能性を示している。しかし、この有限要素法による動的荷重は、前述の様に最大応答加速度 a_{max} を過大に評価している可能性が大きいから、 SF の値を過小に評価している可能性が大きく、点安全率 SF の絶対値そのものは、この場合参考値と考えた方がよい。

図-7-8、7-9 にモデル 2 における地震時の最大応答時における点安全率 SF の分布を示す。この場合もモデル 1 の場合と同様に、表層においても最も SF が小さい。モデル 2 では、モデル 1 に比べると全体的に点安全率 SF が小さいのは、斜面勾配が大きくなっているためである。

ここで、さらに詳しく解析結果を検討してみると、左斜面では、解析結果は表層的な斜面のすべりが生ずる可能性のあることを示している(図-7-7、7-9)。これは、図-2-1 の②地点付近で生じた実際の斜面すべりの様式と類似している。又、右方向斜面では、左方向斜面より SF が小さい部分がやや深くまで存在している(図-7-8、7-9)。実際は、この地点には石垣があり、石垣全体に、ひびわれ、はらみ出しが見られたことから、すべりが生じていたものと判断される(写真 2-6)。従って、もし石垣がなければ、解析結果に示すような、やや大きなすべりが生じていた可能性があったものと思われる。

以上の結果から、ここに示した点安全率計算法は、

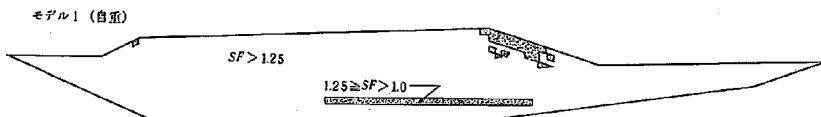
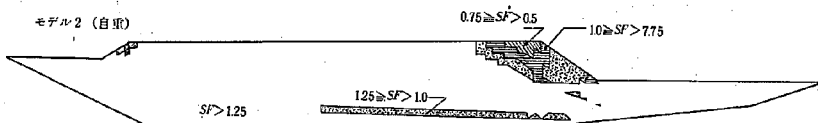
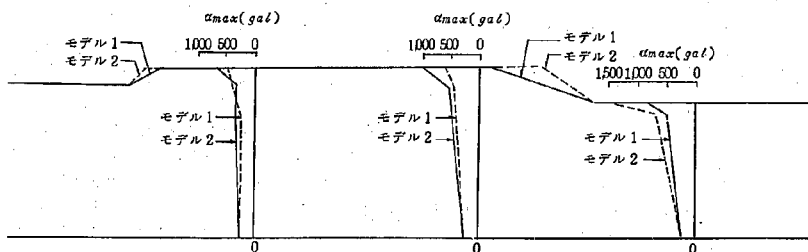
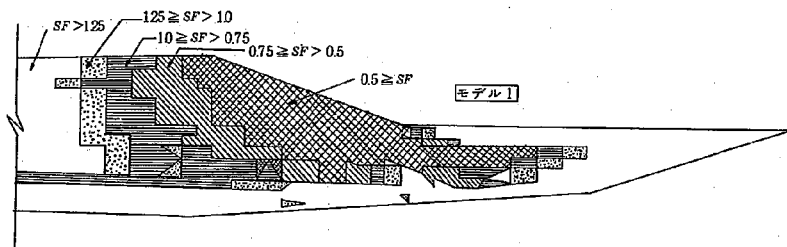
図 - 7 - 3 自重応力状態での点安全率 SF 分布 (モデル1)図 - 7 - 4 自重応力状態での点安全率 SF 分布 (モデル2)

図 - 7 - 5 地震波形を用いた地震応答解析による最大加速度分布

図 - 7 - 6 地震応答解析による点安全率 SF 分布 (モデル1, 右方向載荷)

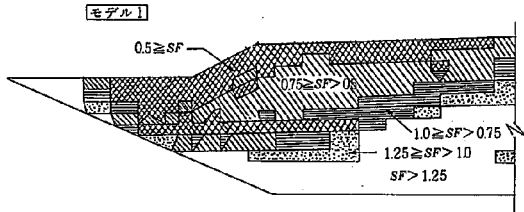


図 - 7 - 7 地震応答解析による点安全率 SF 分布 (モデル 1, 左方向載荷)

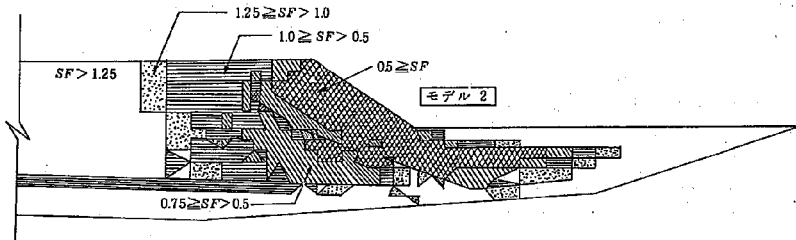


図 - 7 - 8 地震応答解析による点安全率 SF 分布 (モデル 2, 右方向載荷)

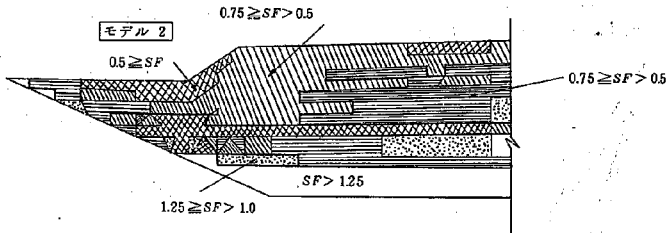


図 - 7 - 9 地震応答解析による点安全率 SF 分布 (モデル 2, 左方向載荷)

各部分の相対的な安定性を示す手段として妥当なものと判断される。ただし、点安全率そのものの値は、応答解析による応答値に左右されるので、十分精度の高い地震応答計算を行うことに留意しなければならない。今後は妥当な応答値を与える応答計算法を確立する必要があるといえよう。

8. 円弧すべり法による安定計算

7で示した2種の解析モデルでの左右の斜面、計4種の斜面を対象として、円弧すべり法による安定計算を次の4つのケースについて行った。ここでは、各スライス間の不静定力は考慮しない方法によった。

1) 静的自重載荷時 (水平震度 $k_h = 0.0$, および鉛

直震度 $k_v = 0.0$)

2) 水平震度載荷時 ($k_h = 0.25$, および $k_v = 0.0$)

3) 水平及び上方向震度載荷時 ($k_h = 0.25$, および $k_v = 0.125$)

4) 水平及び下方向震度載荷時 ($k_h = 0.25$, および $k_v = -0.125$)

ここで、震度は盛土・地盤系全体に一様にかけた。 $k_h = 0.25$ の値は、応答計算の結果から次の考え方によって決めた。盛土の推定最大水平加速度は、応答計算では、0.25 よりかなり大きい値が求められているが、応答計算での最大加速度は逆方向に加速度値の中の一瞬間であるのに対して、ここでの円弧すべり計算における震度は、持続的に加えている荷重と考えるべきで

ある。地震時に斜面が安定を欠きすべり出すには、瞬間的ではなく、ある一定の時間に一定以上の地震力が加わっている必要がある。従って、円弧すべり法での安定計算では、妥当な計算結果を得るためには瞬間最大水平加速度よりも小さな震度を加えるのが適切であると考えられる。現在の段階では、瞬間最大加速度と、震度の間の変換の法則性は確立していないが、今回の解析では、一応、重複反射法での a_{max} と同等の値、かつ有限要素法での $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}$ 倍の値である $k_h = 0.25$ を採用した。又、水平震度の外に、水平震度の $\frac{1}{2}$ の上方向に及び下方向鉛直震度が加わった場合についても検討した。又、地下水面上の砂層部分については、震度を加えることによる上載圧の変化による強度変化を考慮した。しかし、地下水面より下の砂層部分では、上方向に震度を加えた時の上載圧の減少による強度減少はありうるものと考えたが、下方向に震度を加えた時の増加による上載圧の増加による強度増加はないと考えた。これは、地下水面下の砂は、急激に上載圧が増加しても、間隙水圧が上昇するのみで、有効上載圧は増

加しないであろうと考えたからである。

図-8-1~8-4に解析結果を示す。いずれのケースでも静的自重のみが荷重の時は安全率 F_s は1をはるかに越しており十分に安定していることを示しており、実際と対応している。又、これは、前章で示した有限要素法による解析結果図-7-3、図-7-4とも対応している。すなわち、左斜面については、 $k_h = 0.25$ 、 $k_v = 0.0$ と $k_h = 0.25$ 、 $k_v = 0.125$ 及び $k_h = 0.25$ 、 $k_v = -0.125$ の場合で F_s の値に大差がなく、上下動が F_s の値に与える影響は、それほど大きくはないことを示している。又、地震時の F_s はモデル1とモデル2で共に1を割っており、限界円の位置は表層の薄いすべりが生じることを示している。これは、有限要素法による解析結果(図-7-7)とも対応しており、かつ、実際に生じたすべりと類似している。右斜面についても、 F_s の値に与える上下動の影響はあまり大きくはない。モデル1の場合は、地震時の F_s は1以上であり、地震時にも安定であることを示している。実際には、図に示すような限界円に対応する大きなすべりは生じなかったが、石垣にひびわれ、はらみ出しがあり、多少のすべりがあったことを示している。一方、モデル2の場合は、地震時の F_s は1を割っていて、大きなすべりが生ずることを示している限界円となっ

- ① $k_h=0.0$, $k_v=0.0$, $F_s=1.715$
- ② $k_h=0.25$, $k_v=0.0$, $F_s=0.996$
- ③ $k_h=0.25$, $k_v=0.125$, $F_s=0.937$
- ④ $k_h=0.25$, $k_v=-0.125$, $F_s=1.038$

(k_h は $\rightarrow$ 方向が正, k_v は $\uparrow$ 方向が正)

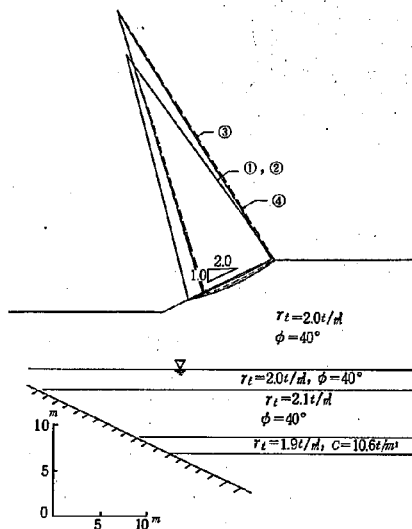


図-8-1 円弧すべり計算 (モデル1, 左斜面)

- ① $k_h=0.0$, $k_v=0.0$, $F_s=1.624$
- ② $k_h=0.25$, $k_v=0.0$, $F_s=0.963$
- ③ $k_h=0.25$, $k_v=0.125$, $F_s=0.891$
- ④ $k_h=0.25$, $k_v=-0.125$, $F_s=1.005$

(k_h は $\leftarrow$ 方向が正, k_v は $\uparrow$ 方向が正)

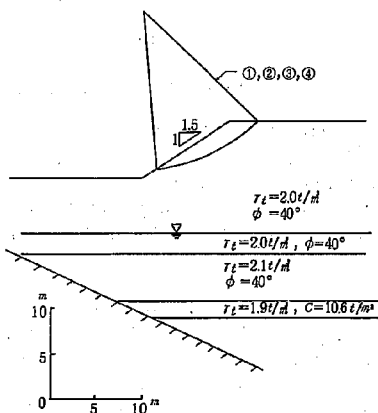


図-8-2 円弧すべり計算 (モデル2, 左斜面)

ている。実際の斜面勾配が一定ではないので、解析と実際の厳密な比較はできないが、モデル1とモデル2での解析結果を総合して判断すれば、解析結果と実際の現象の間には、良好な対応関係があるといえる。

以上示したように、地震時の斜面の安定性は震度を考慮した円弧すべり法で十分に推測することができるといえよう。その際、適切な震度を設定することが重

要なことと思われる。又、上下方向の震度の影響はあまり大きくはないから、適切な水平震度を用いることによって、上下方向震度を無視した計算でも、地震時の斜面安定性を推測することが可能なものと思われる。今回の地震では、入間地区の砂盛土の斜面のすべりを円弧すべり法で説明するのには、0.25の水平震度を考慮するのが適切と思われる。

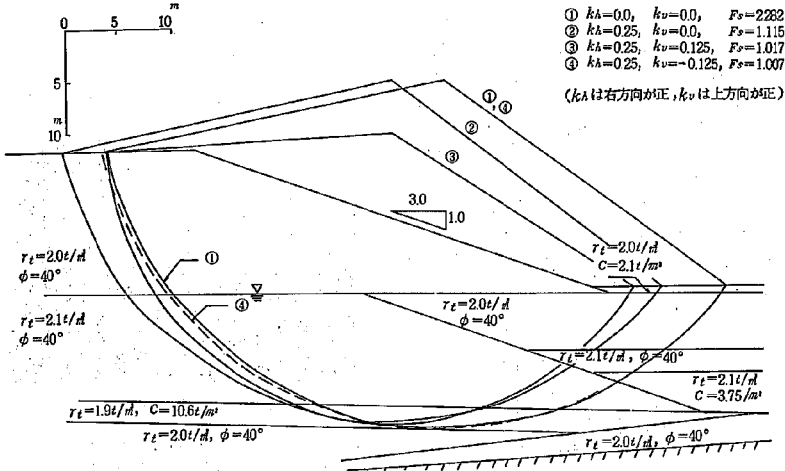


図-8-3 円弧すべり計算 (モデル1, 右斜面)

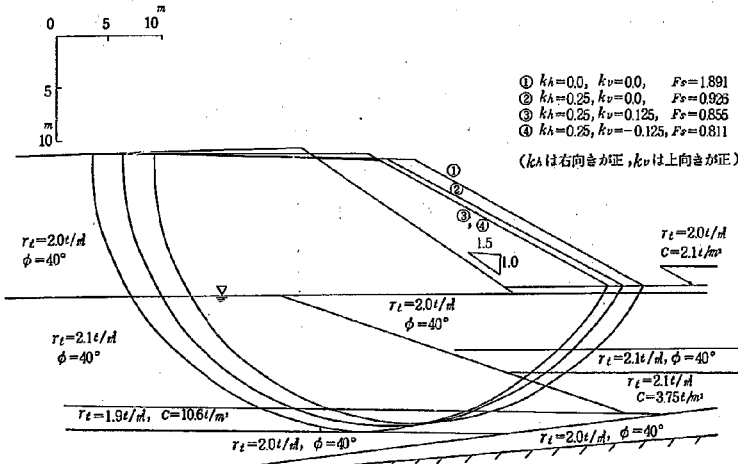


図-8-4 円弧すべり計算 (モデル2, 右斜面)

9. 振動台実験による砂質地盤の振動特性及び動的沈下特性

入間地区の砂盛土の振動特性および動的沈下特性を振動台実験によって調べた。実験では、入間地区から採取した砂を用いた。この砂の特性は $U_c = 1.52$, $D_{10} = 0.31 \text{ mm}$, $D_{50} = 0.48 \text{ mm}$, $D_{90} = 0.52 \text{ mm}$, $e_{max} = 0.93$, $e_{min} = 0.66$, $G_s = 2.877$ である。

図-9-1、写真-9-1に示す様に砂箱を2台の油圧式の水平補助振動台の上に載せ、ロッキングが生じないようにし、電磁式のアクチュエーターで駆動した。砂箱は図-9-2に示すように内寸で長さ126 cm、幅50 cm、深さ80 cmであり、振動方向の端壁は下端ヒンジの可動となっており、上端をワイヤーロープで結び端壁間の距離を一定に保ち、砂層がなるべく純粋なせん断振動を起こすよう配慮した。油圧式水平補助振動台は油圧によって支持部と可動部の間の摩擦を切る機構を備えている。電磁式アクチュエーターは能力0.5 トン・G のものである。実験方法の詳細については文献24)を参照されたい。

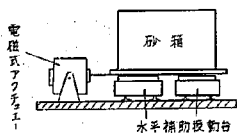
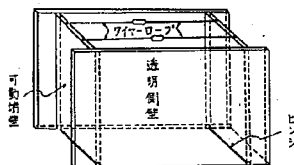


図-9-1 振動台全体図



長さ	126.46 cm
幅	49.47 cm
深さ	79.88 cm

図-9-2 可動端の壁

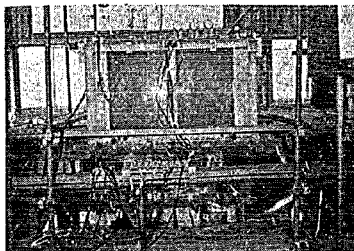


写真9-1 砂箱全体写真

図-9-3に計測器の配置を示す。表-9-1は実験条件を示す。今回の実験では入力を変化させて数段階の実験を行った(表-9-1参照)。図-9-4に乾燥砂層実験での加速度～沈下～時間曲線の例を示す。これより乾燥砂の場合、加振の最初での沈下量が大き

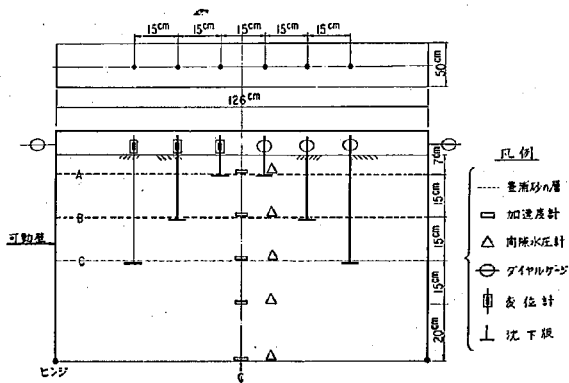


図-9-3 計測器配置図

表 - 9 - 1 実験条件

	初期 間隙比 e_0	実験段階 (仮称台加速度)				加振 時間 秒	振 動 数 Hz
		I	II	III	IV		
乾燥 砂	0.89 0.85	gal 100	gal 200	gal 250	gal 300	30 60	12
飽和 砂	0.80	gal 100	gal 150	gal 250	gal 100	60	12

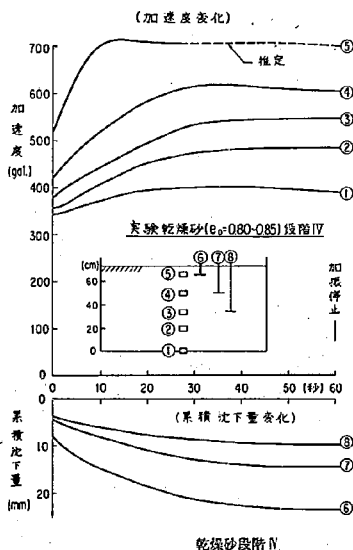


図 - 9 - 4 加速度～沈下～時間曲線例

く徐々に沈下率は減少して定常状態となることが判る。次に図 - 9 - 5 に各段階での振動モードを示す。上層ほど加速度 α (gal) の高さに対する変化率; $\partial\alpha/\partial h$ が大きい。また、図 - 9 - 6 に各層の方法で求めた各段階での累積沈下量 (体積収縮量) v (%) を示す。ここで、図 - 9 - 5 から $r = \frac{1}{(2\pi f)^2} \frac{\partial\alpha}{\partial h}$ ($f=12$) からセン断ひずみを求め、 v との関係を図 - 9 - 7 に示す。 r が 10^{-3} を越えると v は大きくなり、又、 $v \sim r$ 関係は深さ (拘束圧) によらないことが判る。

図 - 9 - 8 に飽和砂層での実験例を示す。これは段階 II の場合であり、砂層の流動化現象が発生したため、非定常な現象が生じている。図 - 9 - 9 にこの場合の

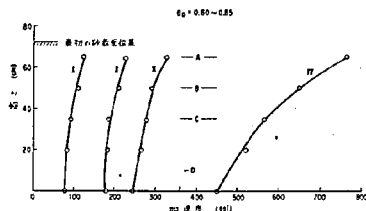


図 - 9 - 5 乾燥砂での振動モード

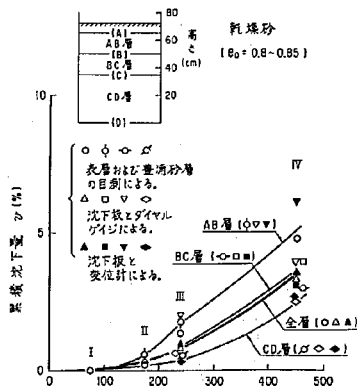


図 - 9 - 6 台加速度と累積沈下量の関係 (空気乾燥砂)

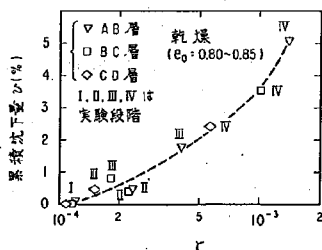


図 - 9 - 7 セン断歪と累積沈下量の関係 (空気乾燥砂)

最大加速度振幅分布の変化を示す。完全流動化に達する直前で加速度応答値が非常に大きくなっている。しかし、完全流動化が起こると流動化した層より上層の地中加速度はほとんどゼロになる。上層ほど早く流動化するが、回復するのは遅い。図 - 9 - 9 に示す加速

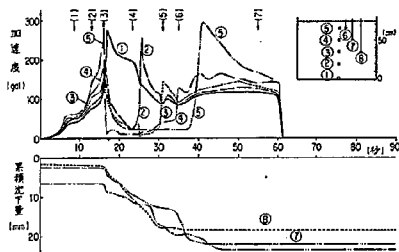
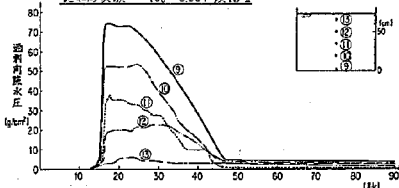
飽和砂実験 ($e_0 = 0.80$) 段階Ⅱ

図-9-8 加速度～沈下～間隙水圧～時間曲線例

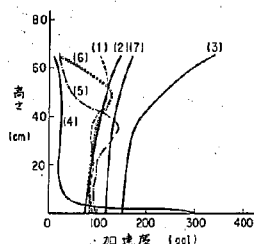


図-9-9 飽和砂(段階Ⅱ)における最大加速度振幅分布変化

度分布で非常に特徴的なことは、流動化に至る時は浅い層から順次(同図の⑥, ④, ③, ②の順)大きな応答値を示すことである。又、流動化から回復する時は逆に深い層から順次(②, ③, ④, ⑤の順)大きな応答値を示し、やがて定常的な反応を示していることである。これは、砂の剛性の変化によるものと考えられる。この現象を解析的に追跡しようとする解析法を開発するのは今後の課題である。図-9-10に各層層での累積沈下量 v を示す。砂層に流動変化が生ずると台加速度が一定でなくなるが、図に示す値を台加速度の標準値として便宜的に用いた。段階ⅠではAB層付近にのみ流動化が生じ、段階Ⅱ, Ⅲでは全層に亘って流動化が生じた。段階Ⅳでは全く流動化、沈下とも生じなかった。AB層は段階Ⅰで最もよく体積収縮したが、

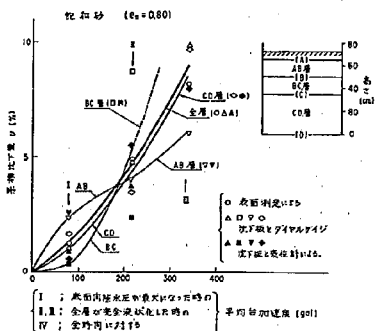


図-9-10 台加速度と累積沈下量の関係(飽和砂)

段階Ⅱ, Ⅲでは体積収縮量はかえって小さくなっている。この体積収縮量の減少は、上昇水流によるものと思われる。次に、加振時に各層で生じた $(\partial\alpha/\partial h)$ の最大値である $(\partial\alpha/\partial h)_{max}$ から、セン断ひずりの最大値 $r_{max} = \frac{1}{(2\pi f)} \times (\partial\alpha/\partial h)_{max}$ を計算し、 v との関係を求めた(図-9-11)。 $r_{max} > 10^{-3}$ の範囲で大きな沈下を生じ、 $r_{max} \sim v$ 関係は深さによらずほぼ一定である。又、 $r(\gamma_{max}) \sim v$ 関係は、ほぼ乾燥砂の場合と同じである。

このように、乾燥砂と飽和砂での体積収縮量が、そこに生じたセン断ひずりに支配されるとすれば、沈下量は振動モードにも支配されることになる。乾燥砂の場合、同一の台加速度に対して上層ほど沈下量が大きい。下層では大きなセン断ひずみが生じないから全体的沈下量はあまり大きくならない。飽和砂の場合、流動化が生ずると、図-9-9に示すように、局部的に $\partial\alpha/\partial h$ すなわちセン断ひずみが大きくなるため、全層にわたって大きなセン断ひずみが順次発生し、これに応じて全層的に大きな体積収縮が生じる。従って表面での沈下量も乾燥砂に比較すると、同一の台加速度に対して、格段に大きくなる。

以上の実験結果を踏まえて、入間地区の砂盛土で生じたであろう振動特性と沈下特性を推測すると次のようになる。

(1) まず、実際の地盤は地下水位が低く、かつ特にゆるい状態ではなかったので、流動化は生じなかった。実際の地盤の振動モードは、今回の乾燥砂での振動モード(図-8-5)に近いものであり、地表近くで振動が増幅されたものと推測される。これは、有限要素法で得られた振動モード(図-7-5)と良く対応している。

(2) 流動化が生じなかったと考えられるので、実際の動的なゆりこみ沈下は、乾燥砂について行った今回の実験での動的沈下現象と類似した現象が生じたものと推測される。図-9-7、図-9-11に示す様に、乾燥砂と飽和砂の間で、体積歪 $v \sim \gamma$ 関係に差異がないから、実際の地盤の含水状態が不飽和あるいは飽和状態のいずれであっても、セン断歪から体積歪を推測できるものと思われる。従って、流動化が生じなかったもので、過大な歪が発生しなかったと考えられるから、大きな沈下が生じなかったものと考えられる。更に、前述したように重複反射理論の解析によると、過大基盤加速度(α_B)_{max}が0.22 gの時に、表層の砂地盤に発生した歪は $\gamma = 10^{-3}$ 前後である(図-7-9)。これから、図-9-7あるいは図-9-11の関係をを用いて、体積歪を求めると、 $v = 3 \sim 4\%$ となる。ところが、振動実験では、振動の繰返し回数が実際の地震動よりも多いことおよび実験時の砂層の密度が実際の密度より小さいことを考慮する必要がある。実験時の砂層の平均的な相対密度は、

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{0.93 - 0.82}{0.93 - 0.66} \approx 40\%$$

であった。一方、実際の砂地盤では、図-6-3、6-5から、深さ5 mで $N = 20$ として

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} = 21 \sqrt{\frac{20}{1.0 + 0.7}} \approx 70\%$$

と想定される。従って、実際の砂地盤の沈下は $v = 3 \sim 4\%$ より小さくなったものと思われる。現地調査では、 $v = 1\%$ 前後という値が得られているが、室内実験と実際の間の沈下量の差は上記の振動の繰返し回数の差および相対密度の差によるものと考えられる。一方 Silver and Seed (文献25)によると、単純セン断試験による乾燥砂の動的体積収縮歪 v と相対密度の関係は図-9-12のようになる。これによると相対

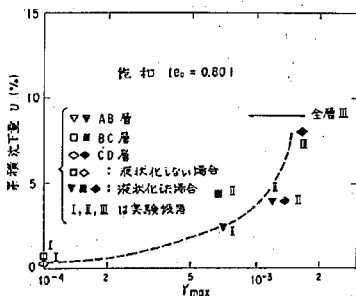


図-9-11 セン断歪と累積沈下量の関係(飽和砂)

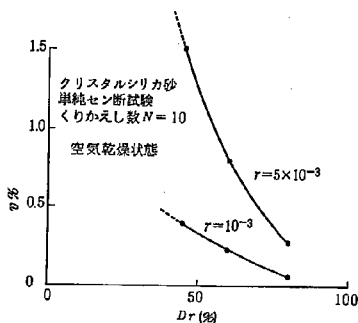


図-9-12 v と D_r の関係 (文献25による)

密度が40%から70%に増加すると v は約1/3になる。この結果を援用すれば、実際の推定値 $v = 1\%$ と、実験での値 $v = 3 \sim 4\%$ との差は、十分に説明がつくことになる。

10. 結 論

1974年伊豆半島沖地震においての斜面のすべりや動的沈下が生じた南伊豆町入間地区の砂盛土の動的挙動について、地盤調査、被害実態調査、室内土質試験、動的応答解析、安定計算および振動台実験を行った結果、次のことが判明した。

(1) 盛土にあった日本家屋の被害は特に著しかった。盛土の下で断層の変位が生じてはいたが、これは、盛土表面では明確にはあらわれておらず、石原崎地区のような断層の変位による強制変位に起因して破壊したとは必ずしも考えられない。盛土上の全体の日本家屋が、大きな被害を受けていることから、激しい地震動が、主原因となったものと考えられる。砂盛土の周辺では各所において表層のすべりが発生した。さらに、盛土の動的な沈下は、少なくとも1%近くあったものと推定される。

(2) 基盤での最大水平加速度は0.22 g程度であったと推定される。地表ではこれが増幅された結果、0.4 g内外に達した所があったと考えられる。

(3) 入間地区の3ヶ所でボーリング、標準貫入試験、PS検層を行った。その結果、盛土中央では深さ約30 mの沖積地盤があり、地表から約15 mは砂層であることが分った。

(4) 共振法土質試験によって求めた入間砂のセン断変形係数は、ひずりレベルを考慮すれば、PS検層によって得られた結果と良く一致した。

(5) 原地盤を水平地盤と仮定して、土の変形特性の

ひずみ依存性を考慮した重複反射理論によって応答計算を行った結果、盛土上での瞬間最大加速度は約0.25 g、盛土周辺の地表面で約0.48 gと推定された。盛土上の加速度0.25 gは若干過小評価していると考えられる。また盛土表面での地震動には1秒前後の周期成分が多く、これが日本家屋の破壊の大きな原因となったと推測される。

(6) 有限要素法による動的解析では、土の変形特性のひずみ依存性を考慮しなかった。このため、盛土上の最大加速度として0.5～1.0 gが得られた。これは、かなり過大な値と考えられ、実際は0.25～0.5の間にあったものと推測される。有限要素法によって得られた点安全率の分布から、地震時の斜面のすべりは表層近くで生じることが指摘されており、実際の被害と対応した。

(7) 円弧すべり計算によると、水平震度0.25 gを与えた場合に地震時の斜面のすべりと対応した結果が得られた。

(8) 砂箱を用いた振動台実験の結果によると、実際の動的沈下が1%前後であったのは、流動化が生じなかったこと、および地盤がやや密であったことが要因となったことが判る。実験から、ゆるい砂地盤が流動化した場合には、はるかに大きな沈下が生じることが判った。

(9) 以上の諸事項から、砂盛土の耐震性の解析にあたっては現地地盤調査、室内材料試験、地盤応答解析、安定計算および模型振動実験を適切に組合わせて行えば妥当な結論を導くことが可能であることが判明したと云える。

謝 辞

本研究は、昭和49年度科学技術庁特別調整費による「1974年伊豆半島沖地震に関する特別研究」の一環として実施された。本研究を進める上で、各方々の多大な援助と協力を得た。末筆ながら感謝の意を表します。

参 考 文 献

1. 東京都立大学伊豆沖地震調査団 (1974) 「1974年伊豆半島沖地震調査報告書」
2. 川崎浩司ら (1975) 「1974年伊豆半島沖地震被害について」 神奈川大学工学部研究報告第13号
3. 東京大学地震研究所 (1974) 「1974年伊豆半島沖地震調査概報」 東京大学地震研究所研究速報第14号
4. 藤原俊郎 (1974) 「1974年伊豆半島沖地震調査報告」 鉄道技術研究所報告No. 935
5. 土木研究所災害調査団 (1974) 「伊豆半島沖地震における土木関係被害速報」 土木技術資料16-7
6. Seed, H. B., Idriss, I. M. and Kiefer, F. W. (1969), "Characteristics of Rock Motions during Earthquakes," Proc. of ASCE, SM5, Sept.
7. 栗林栄一, 岩崎敏男, 龍岡文夫, 堀内俊一, (1974) 「土の動的変形特性 — 共振法土質試験機による測定 —」 土木研究所資料第912号
8. Gibbs, H. J., and Holtz, W. G. (1957), "Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Test," Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1.
9. Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1971), "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," ASCE, Vol. 97, SM9, Sep.
10. 土質調査法, 土質工学会
11. Ohsaki, Y., and Iwasaki, R. (1973), "On Dynamic Shmamic Shear Moduli and Poisson's Ratios of Soil Deposits," Soils and Foundations, Vol. 13, No. 4, Dec.
12. Hara, A., et al. (1974), "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils," Soils and Foundations, Vol. 14, No. 3, Sept.
13. Shanabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B. (1972), "SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites," EERC Report 72-12, Dec., University of California, Berkeley.
14. 杉本三雄 (1974) 「土の動力学特性に関する研究 (その3) (直接せん断試験)」 第9回土質工学研究発表会
15. 大岡弘, 吉見吉昭 (1971) 「砂のセン断弾性係数について」 第6回土質工学研究発表会
16. Hardin, B. O., and Drnevich, V. P. (1972), "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves," Jour. of ASCE, SM7, July.
17. Silver, M. L., and Seed, H. B. (1969),

- "The Behaviors of Sands under Seismic Loading Conditions," EERC Report 69-16, University of California, Berkely.
18. Seed, H. B., and Idriss, I. M. (1970), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses," EERC Report 70-10, University of California, Berkeley.
19. 建築研究所災害調査団, (1974)「1974年伊豆半島沖地震震害調査報告」建築研究所報告No 68
20. 大築志夫・金井清「耐震設計」コロナ社
21. 金井清ら「地震工学」, 彰国社
22. 土木研究所資料第 955 号(1974)「東京湾横断道路人工島(盛土)の地震時における安定性の解析」
23. 土木研究所資料第 1058 号(1976)「東京湾横断道路の人工島(海中盛土)の耐震安定性解析」
24. 土木研究所資料第 1152 号(1976)「砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験」
25. Silver, M. L., and, H. B. (1969), "The Behavior of Sands under Seismic Loading Conditions," EERC Report 69-16, University of California, Berkeley.
26. 科学技術庁研究調整局 (1975)「1974 年伊豆半島沖地震に関する特別研究・報告書」