



土 木 研 究 所 資 料

第 660 号

沈埋トンネルなど地中構造物の耐震に関する研究
——ミシガン大学におけるSoil Dynamicsの研究成果——

昭和45年9月

建設省土木研究所

振動研究室

主任研究員 岩崎敏男

目

次

はじめに	1
1 ミシガン大学での成果の概要	3
2 構造物基礎の振動 (Richart の方法)	5
3 地震時における砂の流動化	15
4 沈埋トンネルの耐震設計における土質力学的検討	43
5 米国における地震工学研究の現況	53
む す び	56
付録〔A〕 参考文献	57
付録〔B〕 試験研究遂行に役立った試験研究機関の設備環境等	59
付録〔C〕 今後在学研究を行う者に参考になる事項	62
付録〔D〕 取得資料一覧	64

はじめに

筆者は昭和44年8月下旬からの1ヶ年間を「沈埋トンネルなど地中構造物の耐震に関する研究」という課題のもとに科学技術庁の長期在外研究員として、米国ミシガン大学にて勉学する機会を得た(下表参照)。当初の10ヶ月間は大学院土木学科の正規学生として、表1.1に示す課目を履修し修士課程を終了した。残る夏の期間は、同大学のSoil Dynamics 研究室に席を置いた。また、米国各地の政府および大学の研究機関および大規模構造物の建設現場を訪ね、主に地震工学に関連する試験研究の実状を視察した。

この報告書は学生生活を通じて得たミシガン大学での基礎構造物の振動性状、地震時における砂の流動化等に関する成果ならびに各地の訪問によって得た成果を報告するものである。なお報告書の体裁は科学技術庁の在外研究員報告書に従っている。

1 試験研究課題	沈埋トンネルなど地中構造物の耐震に関する研究
2 所属機関名	建設省土木研究所
3 氏 名	岩 崎 敏 男
4 滞在期間	自昭和44年8月23日 ~ 至昭和45年8月22日
5 在外試験研究機関名	米国ミシガン大学

1 ミシガン大学での成果の概要

ミシガン大学大学院在学中に履修した教課目を表1.1に示したが、これらの内容および得たる成果の概要を簡単に記述する。

「港湾構造物と基礎」はわが国の港湾工学に対応するものであるが、教授が土質力学専門のため土質工学ないし基礎工学的な面に重点がおかれていた。各種港湾構造物の設計法のほかに、地震時のさいの砂質地盤の安定性にまで内容及び、地盤の標準貫入試験のN値から相対密度を求める実用的な方法、地盤の安定のために要求される相対密度の下限値などにつき有用な成果を得た。

「構造振動学」は構造物の振動解析、とくに地震応答解析の方法に関する講義で、応答スペクトル、多自由度系の応答解析、非線形系の応答解析、はりの振動解析におけるストドラ法、キンケイド法、ニューマーク法などについての知識を系統的に復習することができた。

表 1.1 ミシガン大学大学院での履修課目

学 期	課 目	週当りの時間 (単 位 数)	学生数	担当教授	備 考
秋 学 期 (44.9~44.12)	港 湾 構 造 物 と 基 礎	3 (3)	8	Richart	語学修得のため履修を義務づけられた
	構 造 振 動 学	3 (3)	8	Berg	
	連 続 体 の 振 動	3 (3)	10	Clark	
	外 国 語 と し て の 英 語	4 (-)	20	Lamendella	
冬 学 期 (45.1~45.4)	有 限 要 素 法	3 (3)	20	Kaldjian	2.に紹介 3.に紹介
	土 と 基 礎 の 動 力 学	3 (3)	6	Woods	
	土 質 動 力 学 実 験	3 (1)	4	Woods	
	土質力学研究(振動時における砂の流動化)	2 (2)	1	Woods	
	連 続 体 の 波 動	3 (3)	5	Goodrich	
	電子計算機 プログラミング入門	3 (3)	60	Mills	
春 学 期 (45.5~45.6)	構 造 力 学 特 論	6 (3)	8	Rumman	
	技術者のための 数学 特 論	8 (4)	40	Lininger Burroughs	
合 計	1 2 課 目	- (31)			

「連続体の振動」は各種の境界条件、荷重条件を考慮した柱、棒、はり、板など弾性連続体の波動理論および振動理論ならびに一様でない連続体の固有振動の近似解法などに関する知識を明確にすることができた。ここでは、連続体における波動理論にもとづく解とモデルアナリシスによる解との比較を行い、興味深い結果を得た。またはりの振動解析におけるMindlin-Goodmanの方法は両端の境界条件が任意に変動する場合の取扱いを容易にするものとして注目された。

「外国語としての英語」は英語を母国語としない留学生に対する英語能力向上のための特別講義である。自国で受験した英語の能力試験の結果が充分でなく、かつ第一学期が始まる直前に大学内で実施した再試験においても基準以上に達しない留学生に義務づけられる講義である。内容は文法・作文などが主体であるため、日本人留学生の得意な会話力の増強にはさほど効果がなかった。しかし読解および作文の速度を向上するのに役立ち、その後の勉学にある程度有益であった。

た。

「有限要素法」は近年構造力学や連続体力学の分野における諸問題の数値解法として、強力な武器となりつつある有限要素法につき、基本事項の修得および電子計算機による演習を行うものである。宿題となる演習の量は極めて多く電算プログラムの不得手であった筆者にとっては、多くの時間を費やす課題であった。しかし有限要素法の基本理念の再確認、電算による実際問題の解析などについて有用な成果を得た。

「土と基礎の動力学」は基礎の振動・土の動的性質、土中における波動伝播などに関する一連の理念の修得で次の「土質動力学実験」と合わせて、最も有効な成果を得た課題であった。内容の一部を2.に紹介する。

「土質動力学実験」は土の3軸圧縮試験、土の動的性質（主に弾性定数と内部減衰性）を求める室内および現地試験、および振動測定法などの実験手法を修得するものである。共振法による土の動的性質の試験法などにつき、成果を得た。

「土質力学研究」は、土質力学の個人研究である。筆者はテーマとして「地震時における砂の流動化」を選び、現在までに各国の研究者によって発表された研究論文を通覧し、成果の概要・結論および残された問題点をレポートとしてまとめた。得たる成果の骨子を、3.に紹介する。

「連続体の波動」は柱・棒・球などの弾性体内を伝播する波動の理論解析に関する講義である。教授が数学専門のため、内容が数学偏重であり、取扱い問題を物理的に理解することが容易でなく、応用数学の知識の貧しい筆者にとってはすこぶる難解な課題となった。

「電子計算機プログラミング入門」はFORTRAN IVによるプログラミングを修得するのに役立った。

「構造力学特論」は仮想変位、仮想仕事の原理にもとづく不静定構造物の理論解析に関する講義で、エネルギー理論、図解および数値計算による構みの解析、さらに応力法・変位法などについて学んだ。

「技術者のための数学特論」はベクトル解析、積分法微分方程式、無限級数などにつき技術者にとって有効な基礎知識を修得するものである。

2 構造物基礎の振動 (Richartらの方法)

構造物基礎の振動問題を取り扱う解析法として

- ① 質点系による方法—振動時における地盤の影響をばねと減衰とに置換し、基礎をこれらのばね、減衰が付着した質点系と仮定して振動解析を行うもの。
- ② 半無限弾性体理論—地盤を半無限の等質、等方性の弾性体と仮定し、基礎をその上に載る剛体を仮定して、動的な弾性理論にもとづいて基礎の振動解析を行うもの。
- ③ 波動重複反射理論—成層構造をなす地盤を仮定し、入力源からの振動が、各層の境界面で反射、屈折しながら多層の地盤および構造物内を弾性波動として伝播していく現象を考慮して地盤・基礎系の振動解析を行うもの。
- ④ 有限要素法—地盤と基礎を二次元または三次元の連続体とみなし、有限要素法を利用して振動解析を行うもの。

などがあげられる。これらのうち②の半無限弾性体理論は、平面および深さ方向に均一な弾性地盤の上に載るフーチング基礎のごとき理想状態に対して、比較的厳密な解が得られる注目すべき方法である。この方法は1930年代のReissnerの研究に端を発し、小堀、田治見、Sung, Bycroftらによる多くの研究がある。これらはLambによるBoussinesqの動的弾性理論を基本とした理論的方法であり、数学的取扱いがやや難解である。また得られる諸種の定数が増振振動数の関数として与えられるため、地震動のような不規則振動の場合等に対して、この理論の実用化は必ずしも容易でない。

これに対してミシガン大学のRichart^{(1)*}らは半無限弾性体理論の結果を実用に供するべく、地盤条件、基礎構造、加振条件および振動形態に応じて、振動系を近似的な等価質点系に置換する簡易方式に関する研究を行い、すでに体系的な成果を得ている。これによると、まず図2.1に示すごとく、実物フーチング基礎を各振動形態に応じて単純な等価質点系に置換する。この系の所要係数は「質量 m 」、「ばね係数 K 」および「粘性減衰係数 C 」の3者であり、いずれも増振振動数に無関係な定数として与えられる。従って解析計算が非常に容易になるとともに、任意力に対する計算が可能となる特色がある。鉛直振動の場合について運動方程式を示すと(図2.1(A)参照)

$$m\ddot{Z} + C_z \dot{Z} + K_z Z = Q_z(t) \quad (2.1)$$

ここに

m : 等価質量 (基礎+上載物体)

C_z : 有効粘性減衰係数 (地下遠散減衰+内部減衰)

K_z : 有効ばね係数 (現位置試験または弾性解による静的ばね)

Z : 基礎の変位 ($\dot{Z} = \frac{dZ}{dt}$, $\ddot{Z} = \frac{d^2Z}{dt^2}$)

$Q_z(t)$: 作用する外力 (時間 t の関数)

となる。

水平加振の場合には、一般に水平並進とロッキン

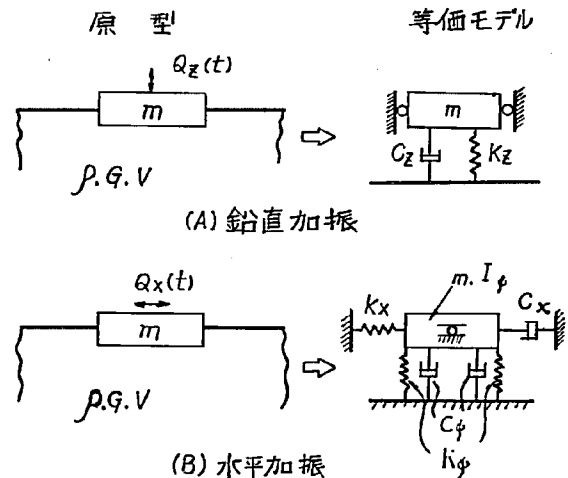


図2.1 等価振動系

* ()内の数字は付録(A)参考文献の番号と対応している。

グ振動の連成振動を取扱うのがよいとされている（図2.1(3)参照）。

表 2.1 円形基礎および矩形基礎の減衰定数とばね定数

振動 形態 定 数		鉛 直 (z)	水 平 (x)	ロ ッ キ ン グ (ϕ)	振 り (θ)	備 考
地下 逸散 減衰	臨界減衰に対する比 h	$\frac{0.425}{\sqrt{B}}$	$\frac{0.288}{\sqrt{B}}$	$\frac{0.15}{(1+B)\sqrt{B}}$	$\frac{0.50}{1+2B}$	①対象 半径 r_0 (m) の基礎が、地中弾性係数 G、密度 ρ、ポアソン比 ν の地盤に埋設されている。図は基礎の平面図と断面図を示す。 ②表示した h は半無限弾性体地盤を考えた場合の地下逸散減衰によるもの。内部減衰 ($h > 0.05$) を別途考慮してよい。 ③水平加振の場合 水平-ロッキングの連成振動として解く。
	質量比 B	$\frac{1-\nu}{4} \frac{m}{\rho r_0^3}$	$\frac{7-8\nu}{32(1-\nu)} \frac{m}{\rho r_0^3}$	$\frac{3(1-\nu)}{8} \frac{I\psi}{\rho r_0^3}$	$\frac{I\theta}{\rho r_0^3}$	
	矩形基礎の等価半径 r_0	$\sqrt{\frac{ab}{\pi}}$	$\sqrt{\frac{ab}{\pi}}$	$4\sqrt{\frac{a^3b}{3\pi}}$	$4\sqrt{\frac{ab(a^2+b^2)}{6\pi}}$	
ばね定数 K	円形基礎 (Timoshenko and Goodier)	$\frac{4Gro}{1-\nu}$	$\frac{32(1-\nu)Gro}{7-8\nu}$	$\frac{8Gro^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{16}{3}Gro^3$	
	矩形基礎 (Barkan)	$\frac{G}{1-\nu}\beta_z\sqrt{ab}$	$2(1+\nu)G\beta_x\sqrt{ab}$	$\frac{G}{1-\nu}\beta_\phi a^2b$	—	
矩形基礎のばね定数 K の式における β 値						

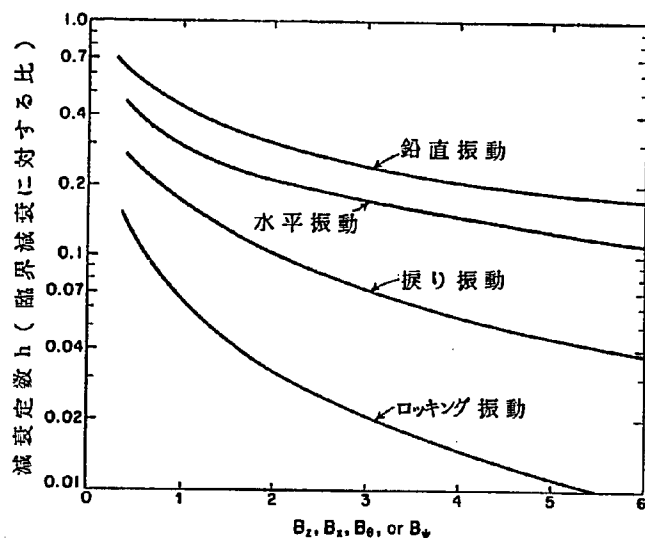


図 2・2 半無限弾性地盤上の基礎の地下逸散による減衰定数

表 2.1 は円形断面および矩形断面を有する基礎に関し、振動形態の各場合について、地下逸散減衰による減衰定数とばね定数を示している。図 2.2 は各振動形態に対して地下逸散による減衰定数（臨界減衰に対する比）を、また図 2.3 および 2.4 は矩形基礎について地下逸散減衰による減衰定数の値を算定したものである。

これらから判るように、ばねと減衰の評価にあたっては、基礎の寸法ほかに地盤定数（特に弾性係数とポアソン比）の算定が重要な要素となる。

せん断弾性係数 G は、一般に現位置試験または現地から採取した試料を用いた共振法試験によって算定するのを原則としているが、すでに Richart らによって各種土質試料に対する共振法試験が数多くなされており、標準的なせん断弾性波速度 V_s およびせん断弾性係数 $G (= \rho V_s^2, \rho: \text{土の単位体積密度})$ を与える実験式が下記のように与えられている。

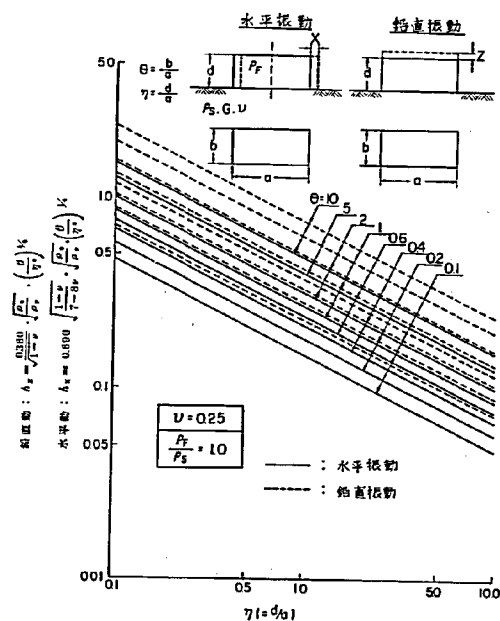


図 2.3 根入れのない剛体基礎の地下逸散減衰一並進振動の場合一

$$\text{丸粒の砂質土: } \begin{cases} V_s = 160.5 (2.17 - e) \sigma_0^{\frac{1}{4}} & (\text{m/sec}) \\ G = \frac{698 (2.17 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma_0} & (\text{kg/cm}^2) \end{cases} \quad (2.2)$$

$$\text{角粒の砂質土 } \left\{ \begin{aligned} V_s &= 109.8 (2.97 - e) \sigma_0^{\frac{1}{4}} & (\text{m/sec}) \\ G &= \frac{326 (2.97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma_0} & (\text{kg/cm}^2) \end{aligned} \right. \quad (2.4)$$

$$\text{並びに粘性土 } \left\{ \begin{aligned} V_s &= 109.8 (2.97 - e) \sigma_0^{\frac{1}{4}} & (\text{m/sec}) \\ G &= \frac{326 (2.97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma_0} & (\text{kg/cm}^2) \end{aligned} \right. \quad (2.5)$$

ここに e : 間隙比 (< 0.8)

σ_0 : 有効側圧 (kg/cm^2)

ただし上式で与えられるせん断弾性係数 G は、比較的微小な歪範囲 (10^{-6} 程度) に対応するもので、大きい歪の場合は V_s および G の値は低下する傾向にあることが Richart らのほか Whitman⁽²⁾, Seed⁽³⁾ らによって指摘されている (後述の図 2.7 参照)。

またポアソン比 (ν) は弾性波速度 (P 波および S 波) の実測値から逆算するのを原則とするが、標準的には次の値をとってよいとしている。

砂質土: $\nu = 0.25 \sim 0.35$ (通常 $1/4$) (2.6)

粘性土: $\nu = 0.35 \sim 0.45$ (通常 0.4) (2.7)

以上が Richart らの研究結果の概要であるが、この方法は実験的にもある程度よく合致する結果を得ており、すでに機械基礎の実施設計にも取り入れられている。本研究の特色は、半無限弾性体理論に基づく複雑な解析結果を、加振振動数に無関係な係数をもつ単純な等価系に置換し、任意外力に対する解析および実用設計を容易にしたこと、ならびに地盤定数の合理的測定法とその標準値を提示したことにある。しかしこれらを耐震工学の分野に反映させるためには、さらに①機械による加振と地盤入力との相異、②複雑な地盤構成をなす地層の影響、③基礎の根入れ効果、④歪の大きさに対するばねと減衰の変化、⑤地盤および構造物の非線型性等に関する研究が今後必要となると考えられる。

なお参考までに、従来用いてきたばねの算定法の比較ならびに米国その他における関連研究および最近我が国で実施された研究成果を概述しておく。

まずばね定数の算定に関する資料を示す。図 2.5 はよく用いられている Vogt によるばね定数の求め方を示したものである。また表 2.2 および図 2.6 は矩形基礎に対してロッキングばねの各種の計算式を比較したものである。縦横比 θ が小さい場合の Bio 式、および θ が大きい場合の地盤反力係数式は小さ目のばねを与えることが注目される。

つぎに図 2.7 はせん断ひずみの大きさに対する土質試料のせん断弾性係数の変化を、図 2.8 はせん断歪の大きさに対する土質試料の内部減衰の変化を示したもので、Richart をはじめ Whitman⁽²⁾, Seed⁽³⁾ の研究成果である。これらからせん断弾性係数および内部減衰は、ともに、ひずみの大きさによって著しく変化していることが判る。また表 2.3 は、

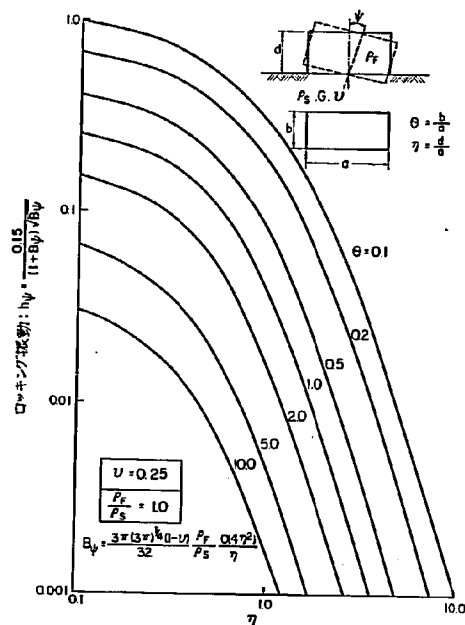
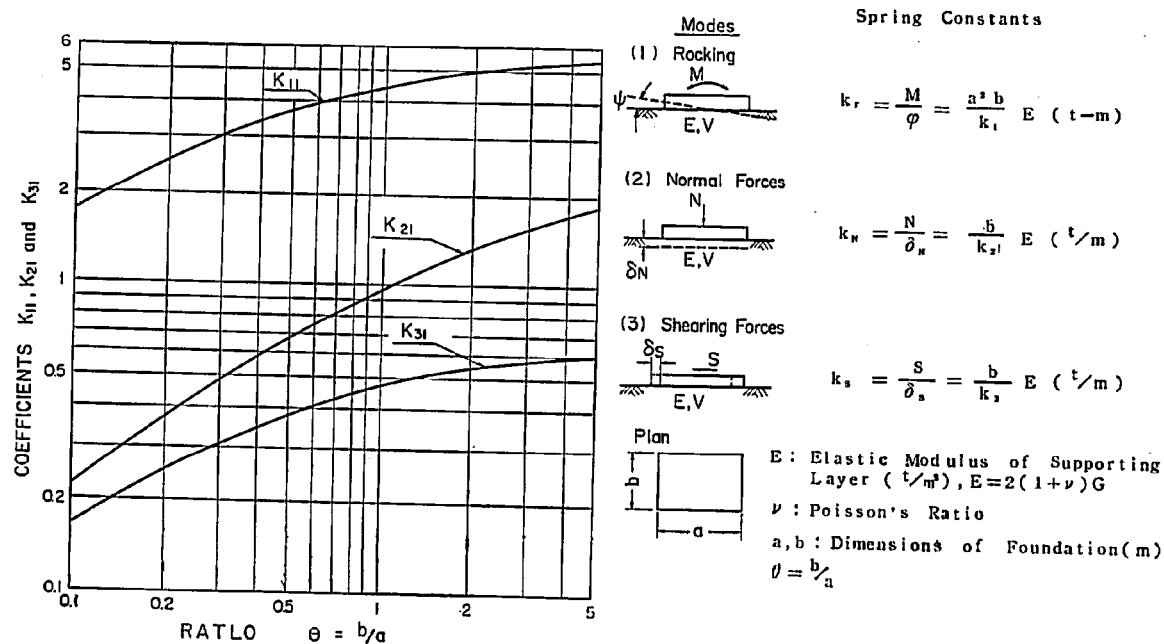


図 2.4 根入れのない剛体基礎の地下
逸散減衰
— ロッキング振動の場合 —



Note: $k_1 = k_{11}(1-\nu^2)$
 $k_2 = k_{21}(1-\nu^2)$
 $k_3 = k_{31}(1-\nu^2)$
 Vogt's Coefficients:
 $+ k_{11}, \nu(1+\nu)$

$$\left. \begin{aligned} k_{11} &= \frac{24}{\pi} \left\{ \frac{\sqrt{1+\theta^2} (3-14\theta^2-2\theta^4)+15\theta^2+2\theta^6-3}{15\theta} + \theta \ln \frac{1+\sqrt{1+\theta^2}}{\theta} \right\} \\ k_{21} &= \frac{2}{\pi} \left\{ \ln(\theta + \sqrt{1+\theta^2}) + \theta \ln \frac{1+\sqrt{1+\theta^2}}{\theta} - \frac{(\sqrt{1+\theta^2})^2-1-\theta^2}{3\theta} \right\} \\ k_{31} &= \frac{2}{\pi} \left\{ \theta \ln \frac{1+\sqrt{1+\theta^2}}{\theta} - \frac{\sqrt{1+\theta^2} (2\theta^2-1)-2\theta^2+1}{3\theta} \right\} \end{aligned} \right\}$$

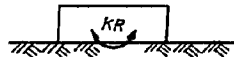
Shown in the chart

2.5 SPRING CONSTANTS OF RIGID FOUNDATION ON SEMI-INFINITE ELASTIC LAYER—BY VOGT'S THEORY—

表2.2 矩形基礎に対するロッキングばねの計算式

計算法	計算式	参照図	$K_R = C \cdot \frac{Ea^2b}{1-\nu^2}$ におけるCの値 (図6参照)							備考
			$\theta=0.2$	0.5	1	2	5	10	20	
① Biot	$K_R = \frac{\pi}{16} \frac{Ea^2b}{1-\nu^2}$	-				0.196				
② Vogt	$K_R = \frac{1}{K_{11}} \frac{Ea^2b}{1-\nu^2}$	K_{11} : 図5参照	0.385 (2.5)	0.268 (3.73)	0.222 (4.5)	0.198 (5.05)	0.184 (5.44)	0.180 (5.57)	0.177 (5.65)	()は K_{11} 値
③ Gorbunov-Passadov	$K_R = \frac{\beta_\varphi}{2} \frac{Ea^2b}{1-\nu^2}$	β_φ : 表2参照	0.43 (0.86)	0.31 (0.62)	0.26 (0.52)	0.22 (0.44)	0.20 (0.40)	0.19 (0.38)	-	()は β_φ 値
④ 地盤反力係数	$K_R = \frac{0.19}{\sqrt{\theta}} \frac{Ea^2b}{1-\nu^2}$	注②参照	0.425	0.268	0.190	0.134	0.085	0.060	0.043	

注① 対象



$\theta = \frac{b}{a}$

② 地盤反力係数法

$K_R = K_v' \cdot I$

$K_v' = 2 \times K_v$ (Barkanによる)

$K_v = \frac{E}{I_p (1-\nu^2) \sqrt{A}}$ (形状係数 $I_p = 0.88$ とする)

$I = a^3 b / 12$

BARTトンネルに関するAisiksら⁽⁴⁾の調査結果で、各種の調査法によるせん断弾性係数の変化を、最もひずみの小さい地震探査結果を基準に表示したものである。この表には、参考のために予測されるひずみのオーダーも示しておいた。また、Kuesel⁽⁵⁾によると、地中構造物の耐震設計に用いる地盤のせん断波速度は、砂地盤の場合、地震探査結果の1/2 (弾性係数は1/4)、粘土地盤の場合、1/3 (弾性係数は1/9)をとることを推奨している。

一方、地盤の標準貫入試験のN値と、せん断波速度 V_s (m/sec)との間の関係については、我が国において二・三の算定例がある。まず図2.9は金井⁽⁶⁾によるもので、主に

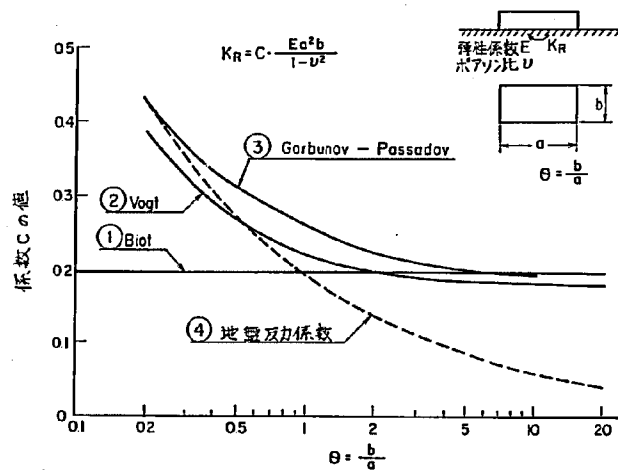


図2.6 ロッキングばねの計算式の比較

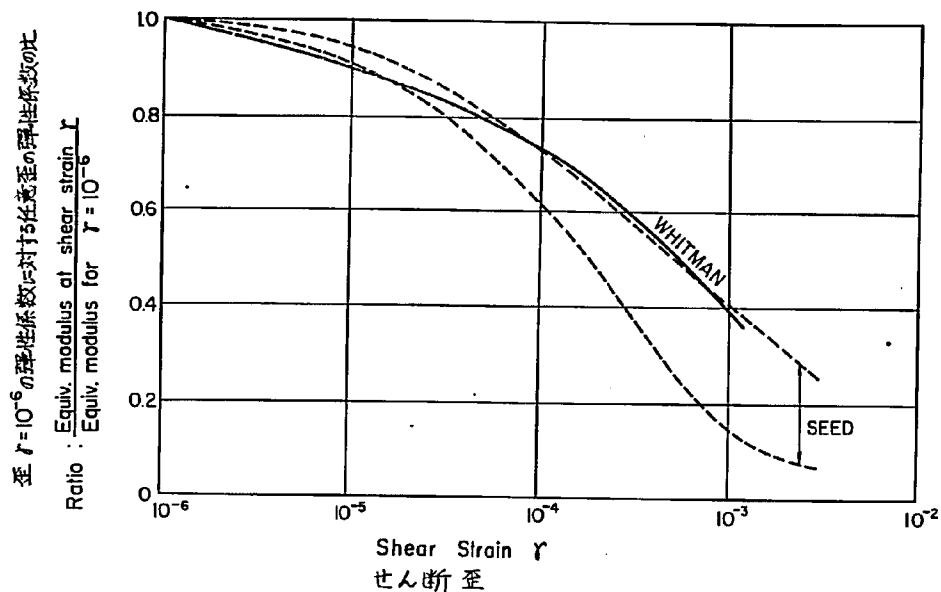


FIG INFLUENCE OF SHEAR STRAIN ON EQUIVALENT ELASTIC MODULUS
図2.7 せん断歪に対する有効弾性係数の変化

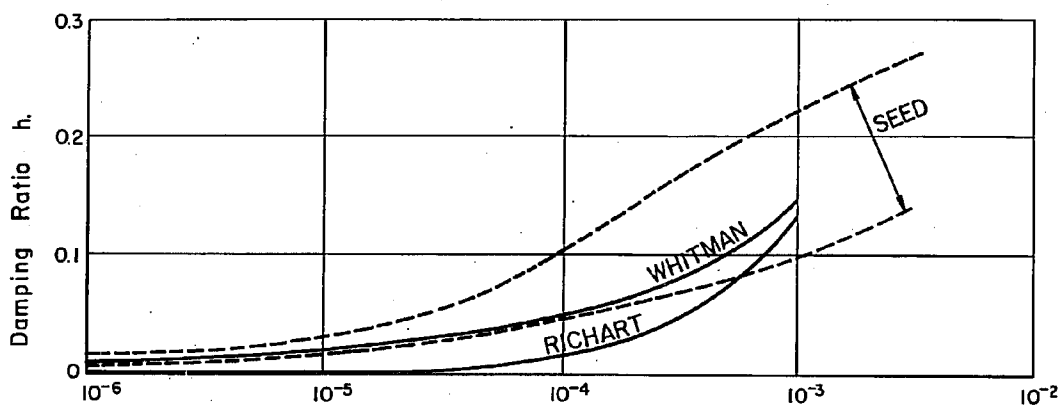


図2.8 INFLUENCE OF SHEAR STRAIN ON DAMPING RATIOS

表2.3 せん断弾性係数のひずみに対する変化

————— BARTトンネルの関連調査結果 (4) —————

調査方法	せん断弾性係数の変化	予想されるひずみのオーダー
地震探査	1.00	$10^{-6} \sim 10^{-7}$
微少地震記録	0.30	$10^{-4} \sim 10^{-5}$
動的三軸(小ひずみ)	0.09	10^{-3}
動的三軸(中ひずみ)	0.043	10^{-2}

常時微動の測定結果から算定したものである。図 2.10(A), (B) は今井ら⁽⁷⁾によるものであり、実験式として、

$$\text{一般的実測値から: } V_s = 76 N^{0.39} \quad (2.8A)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ひずみの大きさを考慮する場合: } \rho V_s^2 &= \frac{N}{0.42} \left(\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_s} \right)^{\theta(V_p, V_s)} \\ \text{ただし } \theta(V_p, V_s) &= 0.74 - \frac{1.18 \left[1 - 2 \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^2 \right]}{1 - \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^2} \end{aligned} \right\} \quad (2.8B)$$

を与えている。つきに図 2.11 は、柴田⁽⁸⁾が砂質土に対して求めた式

$$V_s = 32 \sqrt{N} \quad (\text{m/sec}) \quad (2.9)$$

を示したもので、同時に上記の金井および今井らの測定結果の一部も並記している。

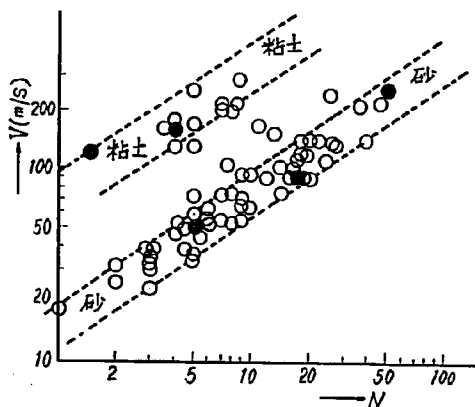


図 2.9 N 値と S 波 (推定) の速度の関係 (6)
黒丸印は S 波の速度の実測値
白丸印は常時微動からの推定値

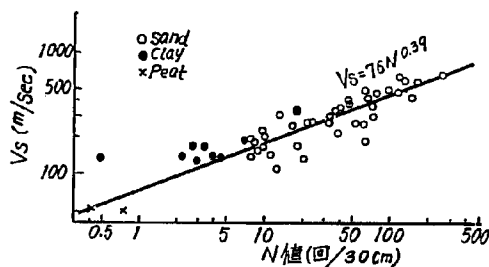


図 2.10(A) S 波速度と N 値の実測値 (7)

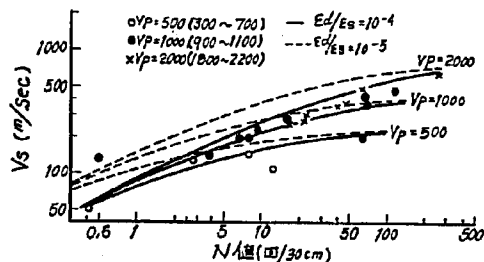


図-2.10(B) S 波速度と N 値実験式 (7)

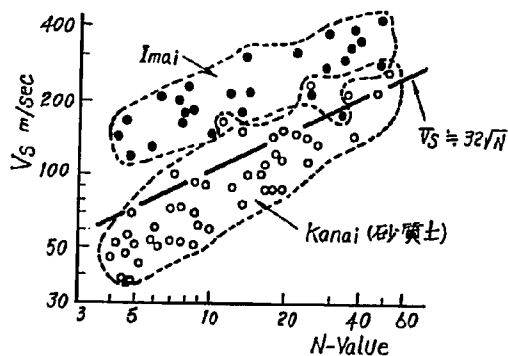


図 2.11 S 波速度と N 値 (8)

これらの資料(式(2.8B)以外)はいずれも微小なひずみに対するものであり、前述のごとく、地震時のような大きなひずみの場合には異なることが予想される。地震時を想定した場合の V_s 値を推定する近似式として

$$V_s \approx 1.6\sqrt{N} \quad (\text{m/sec}) \quad (2.10)$$

を提案したい。ここでは柴田の式(3.9)を基本にし、文献(5)にならい、砂質地盤に対する低減率(1/2)を考慮して算定したものである。式(2.10)は、砂質地盤に対する、 N 値から地震時の V_s 値を求める近似式である。粘性土に対しては、別途検討する必要があるが、金井の測定結果(図2.9の上部)に粘土地盤に対する低減率(文献(5)によると1/3)を乗じて算定するのも一方法と考えられる。

以上は土質資料または地盤に関する実験結果であったが、つぎに実構造物に対して同様の検討を行ってみよう。表2.4および図2.12、2.13は土木研究所が建設省関東地方建設局管轄の新葛飾橋について実施した振動実験ならびに地震観測の結果から地盤の弾性の変化を推定したものである。これらは橋脚天端における振動振幅の大きさと地盤の弾性(各構造部分につき最も振幅の小さい振動の場合の弾性を単位にとっている)の関係を示したもので、図2.12では地盤の弾性をばねの形で、また図2.13では地盤の弾性を復元力の形で表示している。これらから、実構造物に対しても、上記の土質資料におけると同様、変形の増大とともに地盤のばねが低下する性質が明確に現われていることが判る。

表2.4 新葛飾橋の振動性状の実測結果

諸元 対象	テストNo. n	橋脚天端の 変位a(cm)	共振振動数 f_0 (c/s)	振動数比 $u=f_0/f_1$	ばね定数比 u^2	復元力比 au^2	備 考
P ₃ 橋 脚	1	0.0119	6.12	1.00	1.00	0.0199	振動実験結果
	2	0.0290	5.98	0.976	0.954	0.0277	◇
	3	0.0456	5.91	0.965	0.932	0.0425	◇
	4	0.0752	5.63	0.920	0.847	0.0637	◇
	5	0.0990	5.26	0.859	0.740	0.0732	◇
	6	0.0110	6.00	0.980	0.960	0.0106	◇
P ₄ 橋 脚	1	0.0496	5.78	1.00	1.00	0.0496	◇
	2	0.120	5.58	0.965	0.930	0.112	◇
	3	0.147	5.31	0.918	0.842	0.124	◇
	4	0.220	5.09	0.881	0.778	0.173	◇
	5	0.226	4.86	0.841	0.708	0.160	◇
	6	0.0486	5.62	0.970	0.940	0.0456	◇
全 橋	1	0.0295	2.79	1.00	1.00	0.025	◇
	2	0.0380	2.76	0.989	0.978	0.0372	◇
	3	0.32	2.00	0.717	0.514	0.1645	地震観測結果

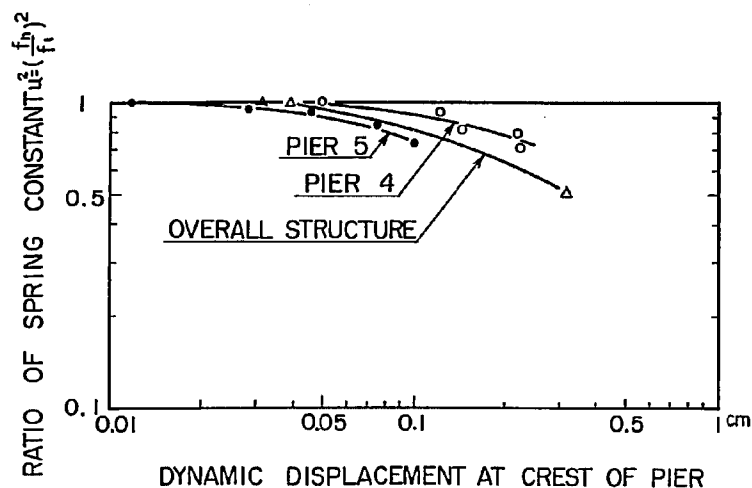


FIG. 2.12 RELATION BETWEEN DYNAMIC DISPLACEMENTS AND SPRING CONSTANTS - SHINKATSUSHIKA BRIDGE

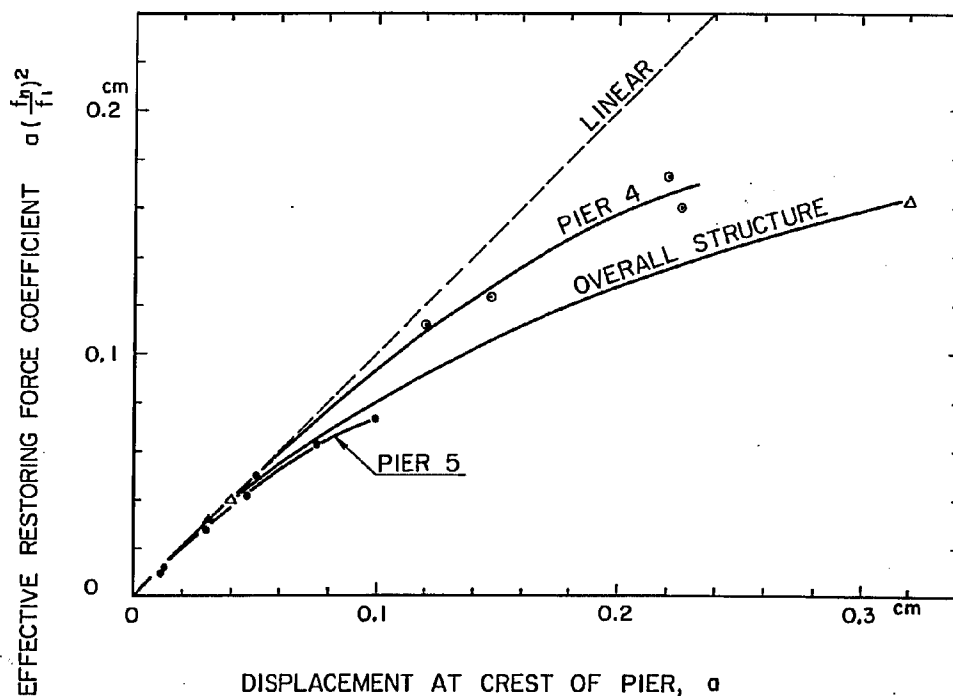


FIG. 2.13 NONLINEAR CHARACTERISTICS OF SHINKATSUSHIKA BRIDGE

3 地震時における砂の流動化

3.1 既往の研究

一般に砂の流動化とは、飽和した砂層が非排水状態で地震動をうけたとき、間隙水圧が上昇することにより有効応力の低下をきたし、その強度を大巾に失う現象をいう。砂の流動化に関連する既往の研究は数多くあるが、その主要なものを以下に挙げる。

(1) 限界間隙比説

Casagrande⁽⁹⁾ は1936年に限界間隙比説を提示した。これによるとあらゆる砂には、静的なせん断変形中に体積変化をおこさない一定の密度——このときの間隙比を限界間隙比という——がある。そしてこれよりゆるい砂は、せん断中に体積収縮をおこし、非排水状態では正の間隙水圧が発生し、有効応力が低下する。有効応力の低下が著しくなると、流動化が起こりやすい状態となる。限界より密な砂はせん断中に体積膨張を起こし、有効応力が増大し、安定性が増す。

従って現地における砂の間隙比とその砂の限界間隙比とを測定し、両者を比較して、前者が後者より小さい(すなわち密)なら流動化に対して安定であり、逆なら危険と判定するわけである。ここで問題となる点として次のことがあげられる。すなわち砂の限界間隙比は側圧が増大すると共に低下する傾向があり、深さ方向に同じ程度の間隙比をもつ砂層の場合、深いところ(側圧が高い)ほど、流動化に対する安定性が低いことになる点である。

ところが、その後になされた多くの調査研究により、限界より密な砂に対しても現実には流動化が観察されたこと、さらに室内実験から側圧が大きいほど流動化に対する安定性が高いことが指摘されて、限界間隙比説は地震などの動的荷重が作用する場合に対しては応用しにくいことが判明した。

(2) 砂箱を用いる振動実験

振動台の上に置かれた容器に砂を入れ、これを加振することによって、流動化現象が発生するための振動条件を求めるもので、運輸省港湾技術研究所の石井、土田⁽¹⁰⁾、およびMaslov⁽¹¹⁾による数多くの研究がある。

しかし、この方法では一般に振動の継続時間の影響、容器の形状と変形特性の影響、土粒子に加わる側圧の影響等が無視されているか又は判明しにくいため、現地条件を考慮した応用は容易でないとされている。

(3) 間隙水圧変動の解析

流動化現象の発生途上およびその後における砂中の間隙水圧の時間的変動ならびに流動化に伴う噴砂現象の機構などを、理論的、実験的に解明するものとしてHousner⁽¹²⁾、Florin⁽¹³⁾、Ambraseys⁽¹⁴⁾らの研究がある。この方法では、砂層のある部分に流動化が発生し、それが鉛直方向に発展し、さらには衰退していく時間的变化はよく解明されるが、流動化の発生開始の条件そのものに関しては比較的あいまいである。すなわちこの方法では地震時に観測される現象の説明はよく出来るが、流動化の発生のための諸条件を定量的に評価することは容易でない。

(4) 繰返しせん断応力の試験

Seed, Leeら^{(15)~(19)}は各種の土質材料を用い、種々の条件の下で、繰返し三軸圧縮試験および繰返し直接せん断試験の2種の試験を実施し、飽和砂の流動化が発生するための条件を定量的に求めた。この方法は現地条件を比較的良好に再現する試験方法であると考えられ、試験結果は現段階では最も信頼性の高いものといえる。この試験の結果を参照すれば、対象とする現地地盤の土質条件を与えることにより、地震時に流動化を起こすせん断応力の大きさを推定することができる。

一方想定する地震に対して、砂層内に発生する応力を別途応答計算などで算定することにより、比較的高い精度で、流動化の発生の有無を予測できる可能性がある。

次項3.2では、Seed, Lee らの試験結果を中心に、流動化発生の条件を提示することにする。

3.2 Seed らの研究成果

(1) 流動化に関する用語の定義

ここでいう流動化現象とは、飽和砂層が地震動をうけたときに発生する間隙水圧の上昇によって、有効応力が低下し、これにより飽和砂のせん断強度が著しく低下する現象をいう。広義の定義では乾燥した土を含むあらゆる土質材料が何らかの外乱によってその強度が大巾に減少する現象を指すがここでは上記の定義による。Peacock および Seed によると流動化に関する用語の定義は次のとおりである。

- ① 破壊—土に過大なひずみ（両振幅15～20%）が生じる状態。
- ② 完全流動化—土が広いひずみの範囲において、変形に対する抵抗性を失う状態。完全流動化した土はすべてそれ以前に破壊が起こっている。
- ③ 部分流動化—土が破壊を起こすひずみより小さいひずみにおいて抵抗性を失う状態。
- ④ 初期流動化—繰返し荷重をうける土に、初期の部分流動化が起こる状態。

(2) 流動化発生の影響要素

飽和した砂の流動化の発生に対して、影響を及ぼす主要な要素として、次の4者があげられる。

- ① 土粒子の性質
- ② 初期の密度（間隙比）
- ③ 初期の静的応力状態
- ④ 地震によって作用する繰返しせん断応力の大きさと回数

(3) 土粒子の性質

まず流動化に及ぼす土粒子の性質の影響を調べてみよう。

図3.1は地震時または室内試験時に流動化の発が認められた土質試料の粒度分布を示したものである。これを見ると、粒径が非常に広範囲にわたっていること、および均等係数が比較的小さいことが判る。すなわち、砂および

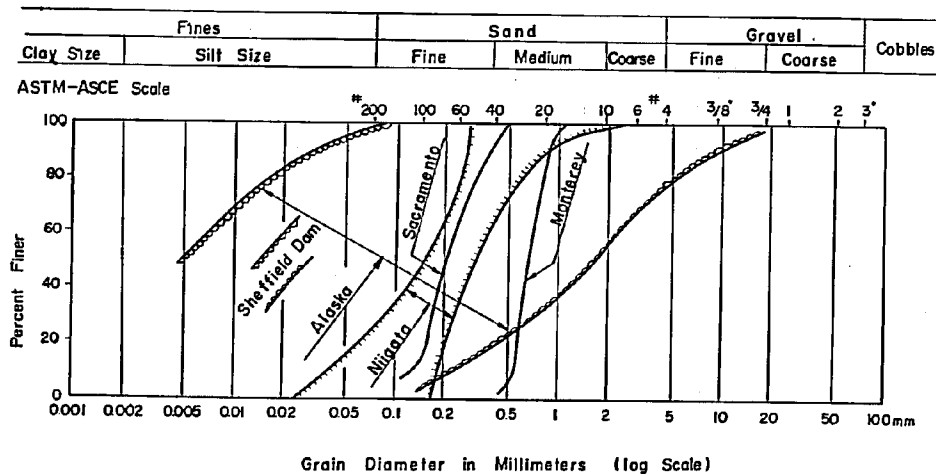


図3.1

シルトは、粒径1 mm 以上の特に粗いもの、および0.01 mm 以下の特に細かいものを除いて、流動化を起こす危険性があるといえる。

つぎにLee および Fitton⁽¹⁹⁾は、粒径、粒度分布および粒子形状が流動化に及ぼす影響について系統的な実験を行っている。これによると粒度分布と粒子形状の影響は少なく、粒径の影響が大きいとされており、粒径の影響を詳細に調べた結果が図3.2である。この図で横軸は平均粒径 D_{50} (mm)縦軸は流動化を起こすに必要な繰返しせん断応力の大きさを示している。これから、流動化を起こす粒径は、

$D_{50} = 0.005 \sim 1.5 \text{ mm}$ と非常に広範囲であること、このうち

$D_{50} = 0.01 \sim 0.5 \text{ mm}$ の範囲が特に流動化しやすいことが判る。

(4) 流動化を起こすせん断応力

図3.3～3.8はSeed らが実験で得た代表的成果を示したものである。まず図3.3は3種の土質資料(Sacramento River 砂, Monterey 砂, Sheffield Dam シルト—図3.1参照)に対する実験で軸応力 σ_v (直接せん断試験の場合)または側圧 σ_3 (三軸試験の場合)が 1.0 kg/cm^2 の場合について、初期流動化を起こすに必要な10回の繰返しを持つ動的せん断応力を、相対密度を変化させて求めたものであり、三軸圧縮試験および直接せん断試験両者の結果を示している。横軸は相対密度 D_r 、縦軸は試料が初期流動化を起こすに必要な動的せん断応力である。これから同一条件下では相対密度と動的せん断強度の間にはほぼ比例関係が認められることが判る。

図3.4はSacramento River 砂について、動的せん断強度と静的せん断強度(排水および非排水状態)を対比して示したもので、横軸は初期の有効側圧(σ_3)、縦軸は試料が破壊を起こすに必要な偏差応力(σ_d)を示している。

図3.5はMonterey 砂について、三軸圧縮試験と直接せん断試験の結果を対比したもので、横軸は初期の軸応力(σ_v)または有効側圧(σ_3)、縦軸は $n=10$ または100サイクルで破壊を起こす動的せん断強度を示している。

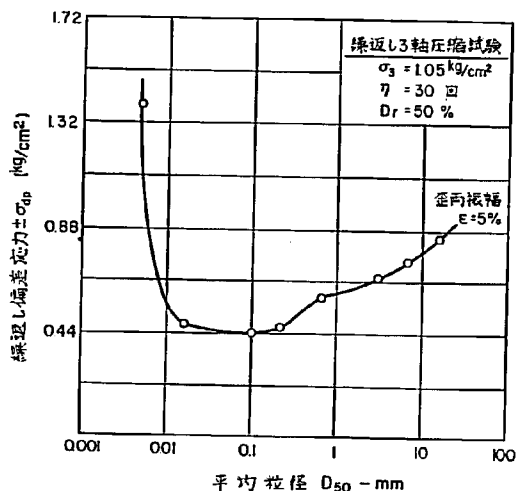


図3.2 粒径と流動化に対する強度の関係
(K. L. Lee, J. A. Fitton⁽¹⁹⁾による)

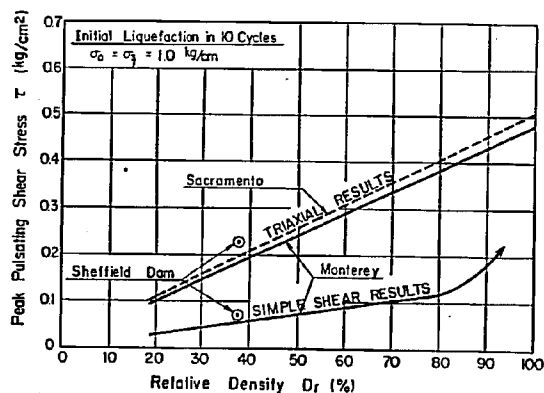


図3.3 Comparison of Shear Stresses to Cause Initial Liquefaction for Three Samples
(After Seed, et al⁽¹⁸⁾, (19))

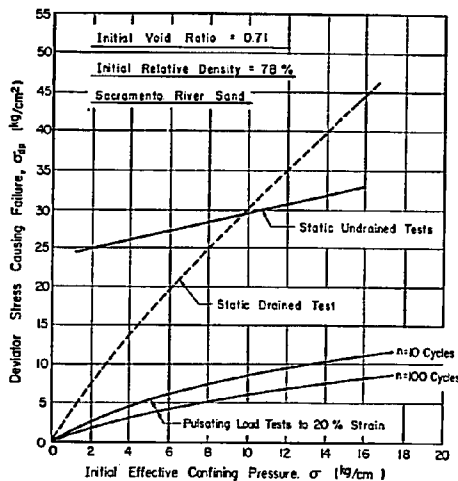


図 3.4 Comparison of Static Drained, Undrained, and Pulsating Load Strengths (After Seed, et al)

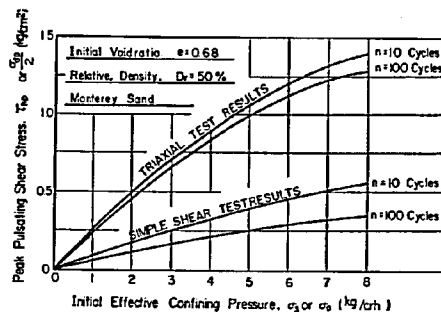


図 3.5 Comparison of Pulsating Shear Strengths under Cyclic Loading Simple Shear and Triaxial Conditions

(After Peacock, et al (19))

図 3.3 ~ 3.5 から ① 動的せん断強度は相対密度 D_r が 80% 以上ではそれ以下に比べかなり大きく、流動化は発生しにくい。② 相対密度 D_r が 80% 以下では相対密度と動的せん断強度との間にはほぼ比例関係が認められる。③ 動的せん断強度は静的強度に対してかなり低い。④ 初期の有効側圧と動的せん断強度はほぼ比例関係にある。⑤ 三軸圧縮試験による結果は直接せん断試験による結果に対して約 3 倍の強度を示す、などが判る。

以上はすべて試料要素内に初期せん断応力が作用していない状態での実験結果を示したが、つぎに図 3.6 および 3.7 は試料の要素に、初期せん断応力が作用する場合の結果を、シルト (Sheffield Dam) について示している。図 3.6 の横軸は破壊面における軸応力、縦軸は $n = 10$ サイクルで破壊をおこす動的せん断強度を示している。これから初期にせん断応力が作用していると、動的せん断強度はかなり上昇することが判る。図 3.7 は三軸圧縮試験による強度 (τ_c)、直接せん断試験による強度 (τ_s) および実際問題に適用すべき修正値 (τ_L) の 3 者の関係を示したもので、横軸に初期のせん断応力の大きさを示すパラメーター (K_c または K_s) をとっている。また図 3.8 は各種土質試料に対して同一条件下において、三軸試験および直接せん断試験の結果を対比し、さらに後述する式 (3.2) または (3.3) で得られる修正値 (τ_L) を示したものである。

これらの実験から下記のことがいえる。

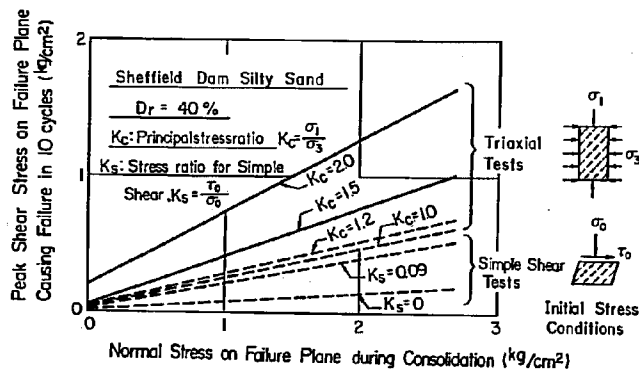


図 3.6 Comparison of Soil Strengths in Cyclic Triaxial and Cyclic Simple Shear Tests (After Seed, et al (18))

試験法による相異

三軸圧縮試験の結果と直接せん断試験の結果には、かなりの相異がある(図3.7, 3.8 参照)。

(a) 初期せん断応力が0のとき

$$\tau_s \doteq 0.35 \tau_c \quad (3.1)$$

ここに τ_c : 三軸圧縮試験から求めた、流動化を起こすのに必要な動的せん断応力

τ_s : 上と同一条件の下で、直接せん断試験から求めた流動化を起こすのに必要な動的せん断応力

上式のように直接せん断試験の結果は、三軸圧縮試験のわずか35%の値である。

また現場への適用のための流動化を起こすのに必要なせん断応力の修正値(τ_L)として、Seedらは、

$$\tau_L \doteq (0.5 \sim 0.55) \tau_c \quad \text{または} \quad (3.2)$$

$$\tau_L \doteq (1.4 \sim 1.5) \tau_s \quad (3.3)$$

で求める値を用いることを推奨している。しかしその後吉見ら⁽²⁰⁾は平面ひずみ条件のもとにせん断応力を加えるねじりせん断試験を行ない、Seedらの三軸圧縮試験結果にほぼ等しい(やや大)結果を得ており(図3.9)、実際問題へ適用する強度 τ_L として τ_c をそのままとってよいとしている。すなわち、

$$\tau_L \doteq \tau_c \quad (3.4)$$

となる。

以下の検討では式(3.4)を基準とし、Seedらによる三軸圧縮試験の結果を、そのまま実際問題へ適用することにする。

(b) 初期せん断応力が存在するとき

土粒子要素に、地震発生前からすでにせん断応力が作用している場合は、図3.7から判るように、上記の τ_c と τ_s の相異は小さくなる。

$K_s = \tau_o / \sigma_o$ (σ_o : 初期の軸応力, τ_o : 初期のせん断応力)が

0.15以上の場合、 τ_s と τ_c との間に差がなくなる。

流動化を起こすせん断応力

流動化を起こすのに、必要な動的せん断応力の大きさは、

$$\tau_L(n) = \overline{\tau_L(n)} \times \frac{\sigma_o}{\sigma_o} \times \frac{D_r}{D_r} \quad (3.5)$$

で与えられる。ここに

$\tau_L(n)$: 初期の応力条件がK(三軸圧縮試験においては $K = K_c = \sigma_1 / \sigma_3$, 単純せん断試験においては $K = K_s = \tau_o / \sigma_o$ - 図3.3~3.5 参照), 初期の上載圧力が σ_o , かつ相対密度が D_r (例)である砂質試料がn回の繰返して流動化を起こすのに必要な動的せん断応力の大きさ

$\overline{\tau_L(n)}$: 上と同様のKの値をもち、初期条件が、上載圧力 σ_o , 相対密度 D_r である。同一の土質試料に

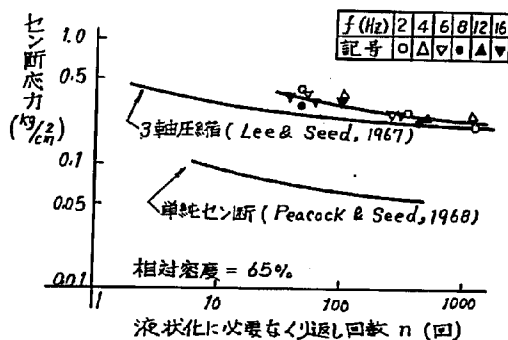


図3.9 吉見ら⁽²⁰⁾の実験結果

ついて実施した実験から得た、 n 回で流動化するに必要な動的せん断応力の大きさ。(τ_L は式 (3.2) ~ (3.4) における τ_L で実験から求めた。あるいは τ_s を基準に算定する。以後の検討では式 (3.4) に従うものとする。)

3.3 相対密度の算定法

3.2 で示したように、流動化の主要な影響要素の一つに相対密度がある。相対密度 D_r は、粘着性のない土についてその土の締め具合を表現する量で、次式で定義されている。

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 (\%) = \frac{r_d - r_{d\min}}{r_{d\max} - r_{d\min}} \times \frac{r_{d\max}}{r_d} \times 100 (\%) \quad (3.6)$$

ここに

$e_{\max}$: 最大間隙比 (最もゆるい状態)

$e_{\min}$: 最小間隙比 (最も密な状態)

e : 与えられた状態の間隙比

$r_{d\max}$: 最大乾燥密度 ($e_{\min}$ に対応する)

$r_{d\min}$: 最少乾燥密度 ($e_{\max}$ に対応する)

r_d : 与えられた状態の乾燥密度

ここで $e_{\max}$ (または $r_{d\min}$)、 $e_{\min}$ (または $r_{d\max}$) を決めることが問題となる。通常は、振動による締め固め試験から $e_{\min}$ (または $r_{d\max}$) を、また容器中に土を静かに注入する方法、メスシリンダーに入れた試料を数回手のひらでおおって静かに逆転させる方法などによって $e_{\max}$ (または $r_{d\min}$) を求めている。しかし、これらに関する標準的な試験法は、確立されていないのが現状である。

一方 Gibbs, Holtz⁽²¹⁾ は、大型タンク内に密度を各種に変えて砂を詰め、その表面に載荷圧を加えて標準貫入試験を行い、標準貫入試験の N 値と相対密度 D_r ($\%$) の関係を求め、図 3.10 に示す結果を得た。この図で実線は、空気乾燥したのも部分湿潤した粘着力のない砂に対する実験結果、点線は飽和粗砂 ($D_{50} = 1.5 \text{ mm}$) に対するタンク内の実験結果、さらに鎖線は飽和細砂 ($D_{50} = 0.3 \text{ mm}$) に対するタンク内の実験結果である。これらの3者には、かなりの開きがあるが、Gibbs, Holtz は、 N 値から相対密度を推定する場合、あらゆる砂に対して安全側の値 (すなわち小さ目の相対密度) を与えるものとして、実験の曲線を用いることを推奨している。これは現地における相対密度を、標準貫入試験の N 値と有効載荷圧 σ_v から推定する実用的な実験結果である。これから、相対密度は、 N 値と σ_v が大きくなるに従って規則的に大きくなることが判る。

Meyerhof⁽²²⁾ は、Gibbs, Holtz の実験結果をもとに、相対密度 D_r は、近似的に N 値の平方根に比例

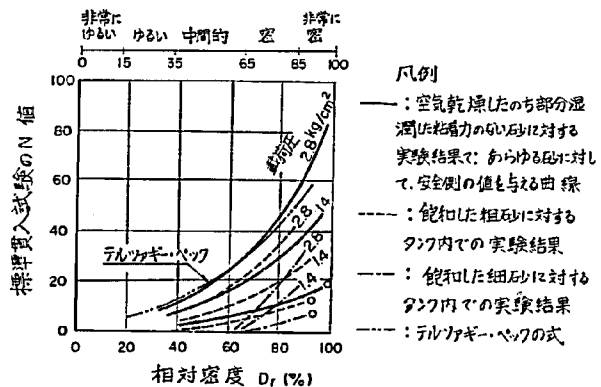


図 3.10 Gibbs, Holtz の実験結果 (21)

することを示唆し、 $D_r - N - \sigma_0$ の間の近似式として次式を提案した。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_0 + 0.7}} \quad (3.7)$$

ただし D_r : 相対密度(%)、 N :
標準貫入試験のN値(回/30cm)、
 σ_0 : 有効載荷圧(kg/cm²)。

Gibbs, Holtz の実験結果および式(3.7)を両対数グラフに示したのが図3.11である。式(3.7)をもとに、 $D_r - N - \sigma_0$ の関係を、書き改めたのが図3.12および3.13である。図3.12はN値をパラメータにとり、 σ_0 と D_r の関係を示している。図3.13はCoffman⁽²³⁾による表示法であり D_r をパラメータにとり σ_0 と N 値の関係を示している。図3.13では参考のために有効単位重量 $\gamma_e = 1.0 \text{ t/m}^3$ の場合について、地盤の深度 x (m) と N 値の関係を示している。

以上の資料から、N値および載荷圧 σ_0 (kg/cm²) を知ることによって、比較的容易に相対密度 D_r (%) を推定することができる。しかしこの方法によって推定した D_r の値は、Gibbs, Holtz が指摘するように、飽和砂に対しては、N値が小さく現われるため、実際より小さ目の相対密度(安全側の値)を与えるということであり、今後これらの関係を実状に合致するように修正していくことも重要課題の一つとなろう。

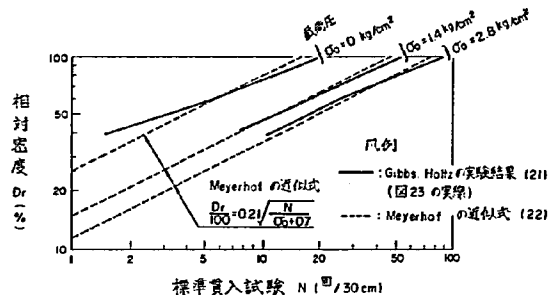


図3.11 Gibbs, Holtzの実験結果とMeyerhofの提案式

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_0 + 0.7}} \quad (\sigma_0: \text{有効載荷圧 (kg/cm}^2\text{)})$$

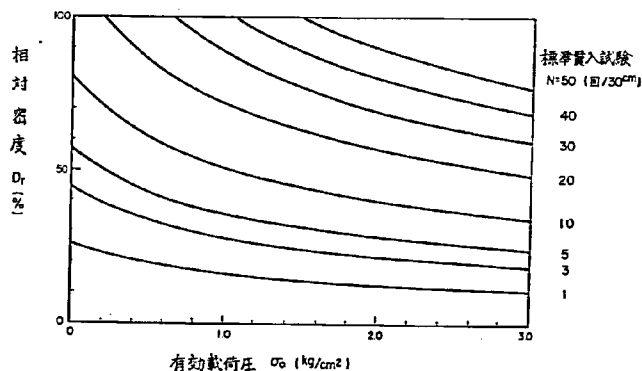


図3.12 相対密度-N値-載荷圧の関係(1)

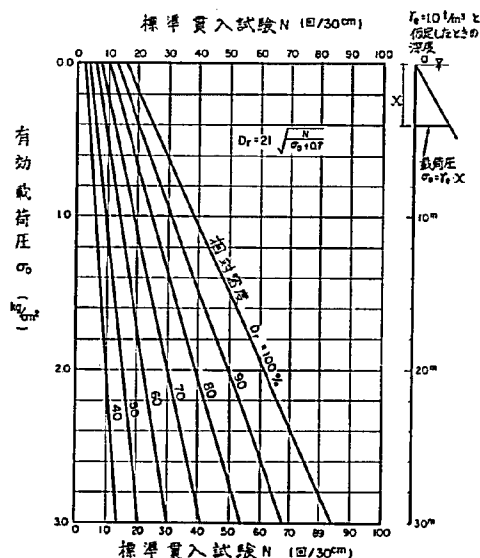


図3.13 相対密度-N値-載荷圧の関係(2)

3.4 流動化の判定方法

流動化の発生の有無を判定する方法として①過去の災害経験を参考にし、流動化発生のための条件(地震動の大きさ、地盤条件など)を定め、これに照して判定する方法、②地中において一定量の爆破を行い、それによって起こる地表面の沈下量から算定する方法、なども挙げられているが、ここでは前述した④Seedらの研究成果をもとに、実際問題に適用することを想定して、流動化の発生の有無を予測する方法を示すことにする。

(1) 標準的方法

つぎの手順に従って流動化の発生の有無を判定する。

① 地盤の初期条件の算定

1-1 地下水位 — 地表附近(数m程度以内)に水位があり、完全に飽和した砂質ないしシルト質の地盤では、地震時に流動化が起こる危険性があるものとして以下の検討を行う。

1-2 土粒子の粒度分布 — 土粒子の粒径および粒度分布を調べ、図3.1および3.15(図3.2を無次元化したもの)と対比し、流動化の危険性の有無を判断する。平均粒径 D_{50} の値から、図3.15によって最も流動化を起こしやすい $D_{50} = 0.1\text{mm}$ の試料を基準にしたときの、粒度に対する強度の増加倍率 β_1 を知ることができる。 β_1 が1に近ければ流動化を起こしやすい土質と考えられ以下に示す検討を加える。 β_1 が1.5程度あるいはそれ以上に大きければ比較的流動化が起こりにくい土質といえる。

1-3 相対密度 D_r — 3.3に示した方法によって、地盤の締まりの程度を知るための相対密度 D_r (%)を求める。 D_r が80%以上の場合は流動化の可能性が少い。 D_r が80%未満の場合、以下の検討を行う。

1-4 初期応力状態の算定 — 地震前の静止状態について地中各深さの応力状態を算定する。地中各部分につき、想定せん断面における静止時のせん断応力(τ_0)およびそれに直交な軸応力(σ_0)がつぎの②の検討を行うさいに必要となる。水平な地表面をもつ通常の地盤においては、地中各部における水平面内のせん断応力は $\tau_0 = 0$ とし、有効軸応力 σ_0 は有効載荷圧をとってよい。

② 流動化をおとすに必要なせん断応力 τ_L の算定

対象とする地盤から採取した土質試料につき、動的な繰返しせん断応力試験を行い、その土質材料がある繰返回数(n)で流動化を起こすに必要な動的せん断応力 $\tau_L(n)$ を定める。 $\tau_L(n)$ の標準的な定め方としては、3.2に示したように、各試料について動的三軸圧縮試験(または動的せん断試験)を実施して τ_L (ある標準的な σ_0 値、 $\overline{D_r}$ 値に対応するものを定め、式(3.5)に従って任意の σ_0 、 $\overline{D_r}$ に対応する τ_L 値を定めるのがよい。しかし実際には、この標準的な方法(動的試験)を行にくい場合が多いことが予想される。そのような場合を想定して、次項(2)の(a)に既往の研究成果から τ_L 値を推定する方法を記述する。これによれば個々の試料につき動的試験を行わないで、 τ_L 値を推定することができる。

③ 地震時に作用する動的せん断応力の算定

3-1 地震応答解析 — 想定する地震を考えたとき、地盤内各点に生ずる動的応力の時間的变化を、地震応答解析などから算定する。この解析法としては、地盤のモデルをどう考えるかによって各種の方法(せん断弾性体の方法、質点系の方法、波動の重複伝播法、有限要素法など)があり、いずれも厳密には電子計算機などを用い、かなり複雑な計算を実施する必要がある。

複雑な計算が実施できない場合あるいは予備的検討の場合を想定して、次項(2)の(b)に簡単な近似解法を示している。

3-2 地震時に作用する動的せん断応力 τ_E の算定

3-1で実施した解析結果をもとに、地中各点に作用する一様繰返しせん断応力 $\tau_e(n)$ (n 回の繰返しをもつ一様な応力)の値を算定する。せん断応力の応答波形をもとに、主要振動部分における交番応力の繰返し回数から n を、またその n サイクルの間における平均的な動的応力(片振幅)から $\tau_e(n)$ を決める。

④ 流動化発生の判定

②で求めた τ_L と③で求めた τ_e を比較し、 τ_e が τ_L より小さい場合、その地盤には流動化が発生しないものと判定する。 τ_e が τ_L より大きい部分に対しては、流動化が発生する可能性があるかと判定する。

(2) 流動化の簡易判定法

前項(1)にSeedらによる流動化の発生を判定する標準的方法を述べたが、この方法では流動化を起こすのに必要な動的せん断応力 τ_L および地震時に発生する動的せん断力 τ_e の2者を各現場に適用して決定することが、最も重要なカギとなる。実際にはこの両者を各現地条件に応じ厳密に把握することは、かなり困難な問題である。

3.3までに記した研究成果をもとにして、以下に τ_L 、および τ_e の近似算定を示し、さらにこれを用いそ流動化発生の限界となる相対密度および標準貫入試験のN値を示すことになる。これは大胆な仮定を多く含むため、厳密性を欠くところが大きいが比較的容易に流動化の発生の有無を判定できる長所を有している。

(a) τ_L の簡易算定法

水平な地表面を有する一様な地盤を想定(図3.14)して、流動化を起こすのに必要な動的せん断応力 τ_L の算定法を示す。この場合地震時の地盤の振動は水平方向のせん断振動のみを対象にし、各深さにおける水平面内の初期せん断応力 τ_0 は $\tau_0 = 0$ とし、有効軸応力 σ_0 は有効載荷圧とする。

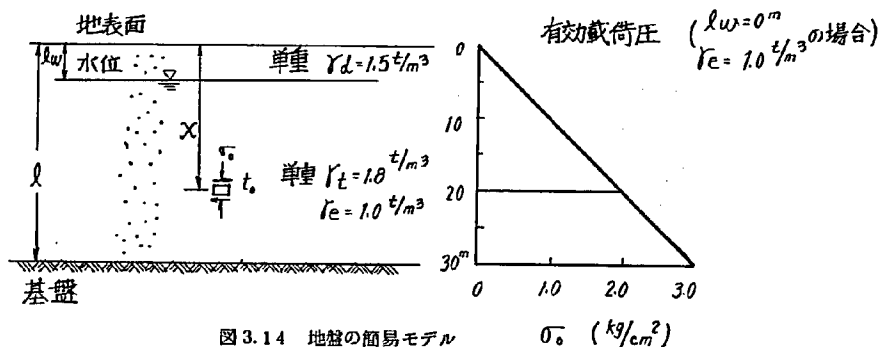


図3.14 地盤の簡易モデル

① 有効載荷圧 σ_0

各深さ(x)における有効載荷圧 σ_0 は

$$\text{地下水位以上}(0 \leq x \leq l_w) : \sigma_0 = r_d \cdot x \quad (3.8)$$

$$\text{地下水位以下}(l_w \leq x \leq l) : \sigma_0 = r_d \cdot l_w + r_e (x - l_w) \quad (3.9)$$

ここに、 r_d : 土の乾燥単位体積重量(土粒子の比重を G_s , 間隙比を e , 水の単位体積重量を γ_w とすると、

$$r_d = \frac{G_s}{1+e} \cdot \gamma_w \text{ となる)$$

$$r_e : \text{土の有効(水中)単位体積重量} \left(r_e = \frac{G_s - 1}{1+e} \gamma_w \right)$$

② 各深さの相対密度 D_r の算定

相対密度は、3.3に示した方法に従って求める。一般に標準貫入試験のN値および上載圧 σ_0 をもとに、式(3.7)、図3.12あるいは3.13から、各深さにおける相対密度 D_r を求める。このさい用いる上載圧 σ_0 は、上記①の結果を用いる。この結果 $D_r \geq 80\%$ なら流動化の危険性はまずないと考えられる。 $D_r < 80\%$ の場

合、以下の検討を行う。

③ 各深さの τ_L の算定

各深さにおける τ_L は次の式によって算定する。

$$\tau_L (N) = \beta_1 \times \beta_2 \times \overline{\tau_L} (N) \times \frac{\sigma_o (kg/cm^2)}{1.0 (kg/cm^2)} \times \frac{D_r (\%) }{50 (\%)} \quad (3.10)$$

ここに、

$\overline{\tau_L} (N)$: 比較的流動化しやすい試料 (図 3.2 における $D_{50} = 0.1 mm$ の試料あるいは図 3.8(A) の E1 Monte 細砂に相当) について、有効側圧 $\overline{\sigma}_o = 1.0 kg/cm^2$ 、相対密度 $\overline{D}_r = 50 \%$ の初期条件で、動的三軸圧縮試験を実施して求めた、N回の繰返しで流動化を起こす動的せん断応力 (kg/cm^2) で図 3.8(A) あるいは表 3.1 に示す値。

β_1 : 上記の E1 Monte 細砂を基準にしたときの、粒度に対する強度の増加倍率で、図 3.15 に示す値。
(この図は、K. L. Lee, J. A. Fitton⁽¹⁹⁾ が求めた図 3.2 の縦軸を倍率にかきかえたもの)

β_2 : 破壊面における初期せん断応力 τ_o が0の場合を基準にしたときの、初期せん断応力の影響に対する強度の増加倍率。これに関しては現在までのところ非常に限られた情報しかないが一例として、Seed⁽¹⁸⁾が実施した Sheffield Dam のシルト ($D_{50} \approx 0.02 mm$) に関する実験結果である図 3.16 をもとに算定してみる。図 3.16 の $\frac{\tau_o}{\sigma_o} = 0$ の曲線を基準として他の場合の曲線をかき改めたものが図 3.17 でありこの縦軸が β_2 となる。(通常の水平な地表面の場合は $\tau_o = 0$ と考えられるので、 $\beta_2 = 1.0$ となる)

σ_o : 各深さにおける有効軸圧力 (kg/cm^2)

D_r : 各深さにおける相対密度 (%)

表 3.1 基準条件下 (※1) における E1 Monte 細砂の流動化に対する動的強度—動的三軸圧縮試験結果⁽¹⁹⁾

繰 返 し 回 数 . n	1	3	5	10	30	50	100
動的せん断強度 (※2) $\overline{\tau_L} (N) = \sigma_{1c} / 2$	kg/cm^2 0.33	0.27	0.25	0.23	0.21	0.20	0.19

※1) 基準条件:

側圧 $\sigma_{3c} = 1.0 kg/cm^2$

軸圧 $\sigma_{1c} = 1.0$

相対密度 $D_r = 50 \%$

※2) 図 3.8(A) 参照

(b) τ_x の簡易算定法

図 3.18 に示すようなある深さを持つ地盤の基部に、地震動変位 z_0 が作用したときの地盤のせん断振動の方程

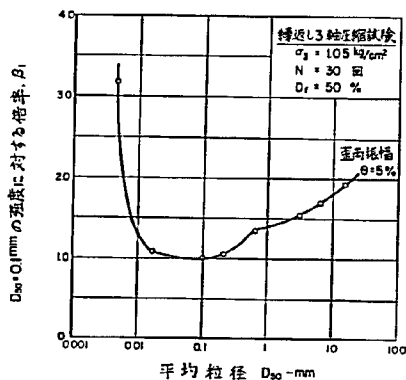


図 3.15 粒径と流動化に対する強度の関係

(K.L.Lee, J.A.Fitton の実験

結果 (19) を参考にした)

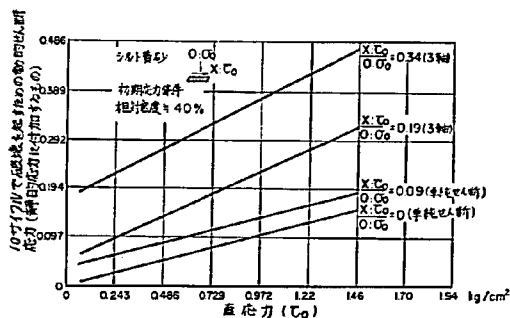


図 3.16 流動化破壊 (10 サイクル) に対する

初期応力条件の影響

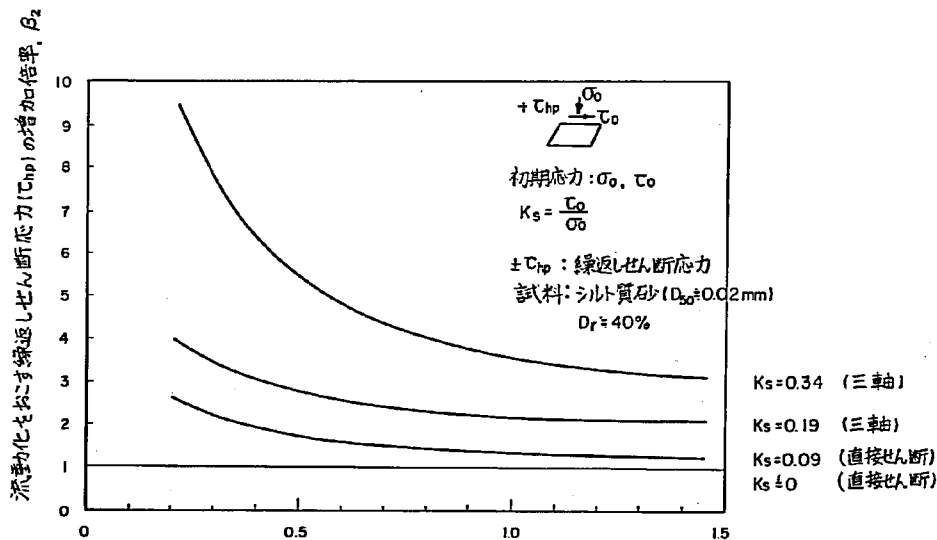


図 3.17 流動化をおこす繰返しせん断応力 (τ_{hp}) の増加倍率 β_2

(図 3.16 をかき改めたもの)

式は、粘性減衰を考慮した場合、

$$-\frac{r_t}{g} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + C \frac{\partial y}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left(G \frac{\partial y}{\partial x} \right) = -\frac{r_t}{g} \frac{\partial^2 z_B}{\partial t^2} \quad (3.11)$$

ここに

x : 任意の深さ

y : 深さ x における地盤の変形量 (基盤に対する相対変形量)

r_t : 深さ x における湿潤単位重量 ($r_t = \frac{G_s + e}{1 + e} r_w$)

C : 深さ x における粘性減衰係数

G : 深さ x におけるせん断弾性係数

z_B : 基盤における地震動変位

g : 重力の加速度

で表わされる。 r_t は、想定する地震動 z_B を入力として式 (3.11) を解析し、各深さにおける地震時せん断応力の応答 ($\tau = G \frac{\partial y}{\partial x}$) を求めることにより、算定しうる。

地震動変位 z_B (実際には加速度 $\frac{\partial^2 z_B}{\partial t^2}$ を考えることが多い) をはじめ、 r_t 、 C 、 G の深さ方向の変化などを適確に評価することは容易でないため、式 (3.11) の一般的な理論解を求めることは簡単でない。式 (3.11) は個々の現地条件に合致した地盤定数、減衰係数などの具体的数値を確定して始めて解析可能となる。しかし、ここでは次に示す仮定を設けて r_t の近似解法を考求する。

仮定① 図3.18において、 r_t および G は深さ l (m) にわたって深さ方向に一定とする。通常の砂地盤の場合 r_t はほぼ一定と考えられるが、 G は深さが増大するときに増大する傾向があるが、ここでは簡単のため、両者とも一定と仮定する。

② モーダル・アナリシスによる解析法を用いるものとし、かつ1次モードのみに着目し、適切な減衰定数 (臨界減衰に対する比の形で考える) を見込んで、応答解析を行う。

上記の仮定をおくと式 (3.11) から自由振動の方程式は、

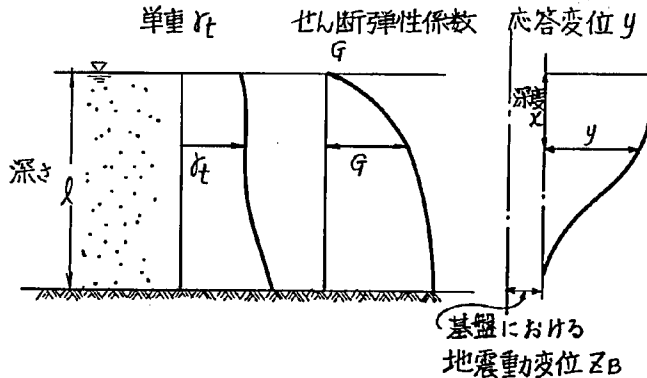


図3.18 地震応答解析のための地盤モデル

$$\frac{r_1}{g} \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - G \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = 0 \quad (3.12)$$

となり、モード関数 X は次式で与えられる。

$$X = C_1 \sin \frac{\omega}{V_s} x + C_2 \cos \frac{\omega}{V_s} x \quad (3.13)$$

ここに、

V_s : せん断波の伝播速度 ($V_s = \sqrt{g G / r_1}$)

ω : 固有振動数 (境界条件から決定される)

C_1, C_2 : 定数

境界条件として、基部が固定で頂部が自由と考えれば、

$$C_1 = 0$$

$$C_2 \cos \frac{\omega}{V_s} l = 0$$

となり、

$$\frac{\omega_r}{V_s} l = \frac{2r-1}{2} \pi \quad (r = 1, 2, 3, \dots) \quad (3.15)$$

$$T_r = \frac{2\pi}{\omega_r} = \frac{4l}{V_s} \frac{1}{2r-1} = \frac{4l}{V_s}, \frac{4l}{3V_s}, \frac{4l}{5V_s}, \dots \quad (3.16)$$

から固有振動数 ω_r および固有周期 T_r が決定される。 r 次のモード X_r は、

$$X_r = \cos \frac{2r-1}{2l} \pi x \quad (3.17)$$

で与えられる (最大振幅を単位にとっている)。

つぎに式 (3.11) の解を

$$y = \sum_{r=1}^{\infty} X_r q_r \quad (3.18)$$

但し、 X_r : r 次の振動モード (式 (3.17))

q_r : r 次の時間関数

とおくと、 q_r は

$$\ddot{q}_r + 2h_r \omega_r q_r + \omega_r^2 q_r = -\Gamma_r \ddot{z}_B \quad (3.19)$$

の解として与えられる。式 (3.19) において $\dot{q}_r = \frac{\partial q_r}{\partial t}$, $\ddot{q}_r = \frac{\partial^2 q_r}{\partial t^2}$ であり、 ω_r , h_r および Γ_r

はそれぞれ r 次モードに対する固有振動数、減衰定数 (臨界減衰に対する比) およびモード寄与率 (刺激係数) である。モード寄与率 Γ_r は

$$\Gamma_r = \frac{\int_0^l \frac{\tau_r}{g} X_r dx}{\int_0^l \frac{\tau_r}{g} X_r^2 dx} = \frac{(-1)^{r-1} \cdot 4}{(2r-1)\pi} \quad (3.20)$$

となりこれを式(3.19)に代入すると,

$$\ddot{q}_r + 2h_r \omega_r \dot{q}_r + \omega_r^2 q_r = -\frac{(-1)^{r-1} \cdot 4}{(2r-1)\pi} \ddot{Z}_B \quad (3.21)$$

となる。 q_r の時刻応答は式(3.21)を数値積分することによって与えられるが、その最大値は、応答スペクトル法により簡単に求められる。すなわち q_r の絶対最大値 $|q_r|_{\max}$ は

$$|q_r|_{\max} = \frac{4}{(2r-1)\pi} S_{D..} \quad (3.22)$$

で与えられる。ここに $S_{D..}$ は r 次モード(固有周期 T_r , 減衰定数 h_r)に対する応答変位スペクトル値であり、一般に地震時の加速度記録 $\ddot{Z}_B (= \frac{\partial^2 Z_B}{\partial t^2})$ に対応して、あらかじめ与えられていると考えてよい。

式(3.22)を式(3.18)に代入すると、変位およびせん断応力の最大値 $|y|_{\max}$ および $|\tau_x|_{\max}$ は、それぞれ

$$\begin{aligned} |y|_{\max} &= \sum_{r=1}^{\infty} |X_r| \cdot |q_r|_{\max} \quad (\text{絶対値和}) \text{ または,} \\ &= \sqrt{\sum_{r=1}^{\infty} (X_r \cdot |q_r|_{\max})^2} \quad (\text{自乗和の平方根}) \end{aligned} \quad (3.23)$$

$$\begin{aligned} |\tau_x|_{\max} &= G \left| \frac{\partial y}{\partial x} \right|_{\max} = G \sum_{r=1}^{\infty} \left| \frac{\partial X_r}{\partial x} \right| \cdot |q_r|_{\max} \text{ または} \\ &= G \sqrt{\sum_{r=1}^{\infty} \left(\frac{\partial X_r}{\partial x} \cdot |q_r|_{\max} \right)^2} \end{aligned} \quad (3.24)$$

いま仮定②に従い、1次モードだけに着目すると(サフィックスを省略する),

$$|q|_{\max} = \frac{4}{\pi} \cdot S_D \quad (3.25)$$

$$|y|_{\max} = \frac{4}{\pi} \cdot S_D \cdot \cos \frac{\pi x}{2l} \quad (3.26)$$

$$|\tau_x|_{\max} = G \left| \frac{\partial y}{\partial x} \right|_{\max} = \frac{2GS_D}{l} \sin \frac{\pi x}{2l} \quad (3.27)$$

ここに S_D は固有周期 $T = \frac{4l}{V_s}$, 減衰定数 h に対する応答変位スペクトル値である。応答スペクトルの性質から S_D はつぎのように書きかえられる。

$$S_D = \beta \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \ddot{z}_{\max}$$

ここに、 β : 応答倍率スペクトル (β の定義は $\beta = S_n \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 / \ddot{z}_{\max}$ である)

$\ddot{z}_{B\max}$: 地震動の最大加速度

せん断応力 $|\tau_x|_{\max}$ は式 (3.28) を式 (3.27) に入れて

$$\begin{aligned} |\tau_x|_{\max} &= \frac{2G \cdot \beta \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \ddot{z}_{B\max}}{l} \sin \frac{\pi x}{2l} \\ &= \frac{\beta \cdot G \cdot T^2 \ddot{z}_{B\max}}{2\pi^2 l} \sin \frac{\pi x}{2l} \end{aligned}$$

ここで、 $T = \frac{4l}{V_s}$, $V_s = \sqrt{\frac{gG}{r_t}}$ であるから

$$\begin{aligned} |\tau_x|_{\max} &= \frac{8r_t l}{\pi^2} \frac{\beta \ddot{z}_{B\max}}{g} \sin \frac{\pi x}{2l} \\ \therefore |\tau_x|_{\max} &= 0.8 r_t l \frac{\beta \ddot{z}_{B\max}}{g} \sin \frac{\pi x}{2l} \end{aligned} \quad (3.29)$$

結局 $|\tau_x|_{\max}$ は式 (3.29) で表わされるように、地盤の深さ l (m)、土の湿潤単位重量 r_t (t/m^3)、基盤における最大震度 (地震動の最大加速度の重力加速度に対する比) $K_B = \ddot{z}_{B\max}/g$ および応答倍率 β (想定する地震加速度 $\ddot{z}_0$ を入力としたときの固有周期 $T = 4l/V_s$ 、減衰定数 h の振動系に対する応答倍率) によって表わされる。

深さ l は地表面から基盤までの深さであり現地での地盤調査から求めるものとする。ここでいう基盤とは洪積層あるいはそれ以前の硬く締まった層をさすものとする。しかし沖積層であっても、 N 値が表層に比べて十分大きくなる層、あるいは相対密度が 80% を越えるような締まった層は実用上、基盤と考えて差しつかえないだろう。深さ l の決定が困難な場合は 2.3 の l を仮定して、各場合について試算を行ってみるのがよいと考えられる。

湿潤単位重量 r_t (t/m^3) は現地試料に関する土質試験から求める。通常の砂質土では $r_t = 1.6 \sim 2.0 t/m^3$ 、粘質土では $r_t = 1.3 \sim 1.8 t/m^3$ 程度である。

つぎに基盤に考慮すべき地震加速度 $\ddot{z}$ を仮定する必要がある。これが決まれば、その最大値から $K_B = \ddot{z}_{B\max}/g$ を、その記録に対する応答倍率スペクトル曲線から β を求めることができる。基盤における最大加速度 $\ddot{z}_{B\max}$ の値は地表面の加速度期待値、地中加速度の実測結果等を参考にして決めることになろう。実測例によると地中の加速度は地表面における加速度に比べてかなり低下している。低下率は地質の性質、地盤の種類や深さによって複雑に変化することが予想される。想定する地震動に対する応答倍率 β を決めるには、固有周期 T 、および減衰定数 h を知る必要がある。まず固有周期は $T = 4l/V_s$ から得られる。ここで V_s は地盤内におけるせん断波速度で現地における実測調査あるいは式 (2.8)、(2.9) または図 2.9~2.11 等から推定できる。しかし通常の実測調査あるいは図 2.9~2.11 による V_s は一般に地盤探査弾性波探査結果によるもので、地盤中に生ずるひずみは 10^{-6} 程度あるいはそれ以下で非常に小さい。実際の地震時に起こるひずみは、これに比べてかなり大きいことが予想される。せん断弾性係数 G は、図 2.7 などに示したように、ひずみの大きさによって大きく変化する。せん断波速度 V_s は G の平方根に比例するから、ひずみが大きくなると V_s も低下する。地震時における地盤中のひずみを $10^{-1} \sim 10^{-2}$ 程度と考えると、図 2.7 あるいは表 2.3 から、強震時を対象とする場合の V_s は

地震探査結果(図2.9~2.11)による V_s の $1/2 \sim 1/5$ 程度になることが予想される。しかしここでは前述の例にならい、砂地盤では $1/2$ 、粘土地盤では $1/3$ と仮定し、式(2.10)から V_s を決めるのを標準とする。

つぎに地盤の減衰定数 h は $0.05 \sim 0.4$ 程度と考えられるが、強震時を対象とする場合には、かなり大きい値がとれよう。

以上は基盤において、ある特定の地震動記録 $\ddot{z}_B$ が与えられた場合に対して $|T_E|_{\max}$ の求め方(ある繰返し回数 n に対する $T_E(n)$ 値は、あらかじめ繰返し回数を考慮して β 値を求めておけば容易に求められる)を示したものであるが、どのような地震動 $\ddot{z}_B$ を与えるべきかの問題が残る。次に平均応答スペクトルを利用する方法を考えてみる。

図3.19は1964年に土木研究所が提案した、日本国内各地で記録された強震記録20成分を平均して得た応答倍率 β のスペクトル曲線⁽²⁴⁾である。この図は線型系に対する理論上のスペクトル曲線であるが、構造物の設計に用いる実用的なスペクトル曲線としては、ある減衰定数に対して $T < T_c$ で $\beta = \beta_c$ (一定)、 $T \geq T_c$ で $\beta = \bar{\alpha}/T$ ($\bar{\alpha}$:一定)の曲線を採用するのが一般的となっている。これは長周期構造物に対して応答速度一定、短周期構造物に対しては構造物の非線型性を考慮し、応答加速度一定の仮定にもとれたものである。 β_c は短周期構造物に対する平均的な応答倍率であり、 $\bar{\alpha}$ は長周期構造物に対する α -スペクトル値($\alpha = \frac{S_r}{\ddot{z}_{\max}}$)を用いて $\bar{\alpha} = 2\pi\alpha$ で与えられる。長周期に対する β の値($\beta = \bar{\alpha}/T$)を基準(1.0)としたときの β の変化を $\bar{\beta}$ (これは最大速度に対する倍率である)とすると、 $\bar{\beta} = \beta T / \bar{\alpha}$ となる。こうすると

$$\beta = \bar{\beta} \cdot \frac{\bar{\alpha}}{T} \quad (3.30)$$

で与えられる。いま、地盤の減衰定数を $h = 0.05, 0.1$ および 0.2 と仮定すると、図3.19から近似的に β 値および $\bar{\beta}$ 値は表3.2あるいは図3.20で与えられる。 $\bar{\beta}$ は図3.20の点線で与えられるように、減衰定数に無関係に 0.66 秒より長周期では、 $\bar{\beta} = 1.0$ 、それより短周期では $\bar{\beta} = 1.52 T$ で与えられる。

流動化の発生の有無を確認する必要がある地盤では、一般にその1次固有周期は、上記の 0.66 秒より長いことが予想されるので、 $\bar{\beta} = 1.0$ と考えてよからう。

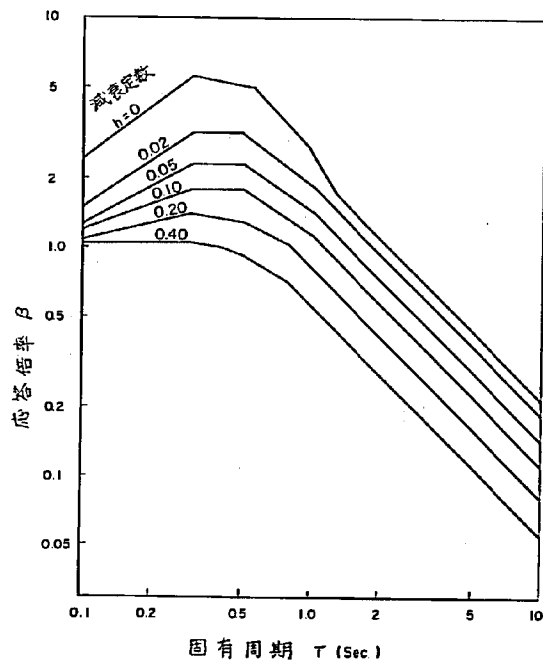


図3.19 応答倍率スペクトル曲線

$$\text{式(3.30)および } T = 4l/V_s = 4l \sqrt{\frac{G}{r_1}}$$

を式(3.29)に代入すると

$$|\tau_E|_{\max} = 0.8 r_1 l \cdot \bar{\beta} \cdot \frac{\bar{\alpha}}{4l/V_s} \cdot K_s \sin \frac{\pi x}{2l}$$

となり結局 $|\tau_E|_{\max}$ は

$$|\tau_E|_{\max} = 0.2 \bar{\alpha} \bar{\beta} r_1 \cdot V_s \cdot K_s \cdot \sin \frac{\pi x}{2l} \quad (3.31)$$

で与えられる。

式(3.31)を用いて $|\tau_E|_{\max}$ 値を求める方法を示したのが図3.21である。この図で(A)は対象とする地盤のモデルであり、深さ l (m) の範囲において r_1 および V_s (または G) が一様な地盤を考えている。同図の(B)は減衰定数 h に対する $\bar{\alpha}$ の値を示したもので表3.2から得られる。また(C)は β 値の算法を示したもので、図3.20の β 値および $T = 4l/V_s$ の関係から l および V_s 値を与えて β 値を求める曲線を示したものである。

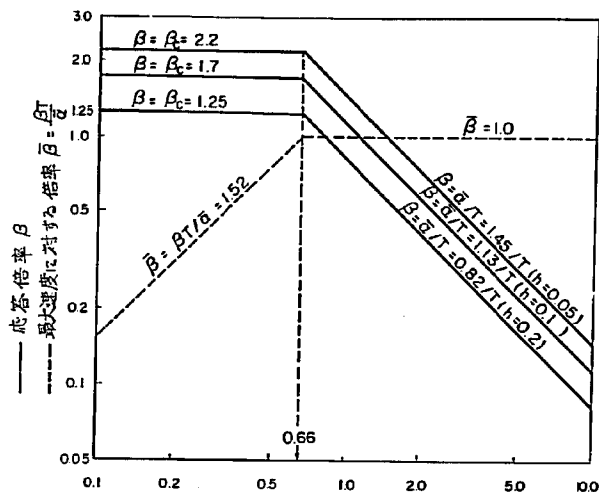


図3.20 修正された応答倍率スペクトル曲線

(減衰定数 $h = 0.2$ の場合)

表3.2 応答倍率 β および $\bar{\beta}$

減衰定数 h	β_c	$\bar{\alpha}$	T_c (sec)	β の 値		$\bar{\beta}$ 値	
				$T < 0.66^{\text{sec}}$	$T \geq 0.66^{\text{sec}}$	$T < 0.66^{\text{sec}}$	$T \geq 0.66^{\text{sec}}$
0.05	2.2	1.45	0.66	2.2	$1.45/T$	$1.52T$	1.0
0.1	1.7	1.13		$1.7'$	$1.13/T$		
0.2	1.25	0.82		1.25	$0.82/T$		

応答倍率 β

$$\beta = \begin{cases} \beta_c \text{ (一定)} & : T < T_c \\ \frac{\beta_c}{\alpha} / T & : T \geq T_c \end{cases}$$

$$\bar{\beta} = \frac{\beta}{\alpha} \cdot T$$

$$\bar{\beta} = \begin{cases} \frac{\beta_c}{\alpha} T & : T < T_c \\ 1.0 & : T \geq T_c \end{cases}$$

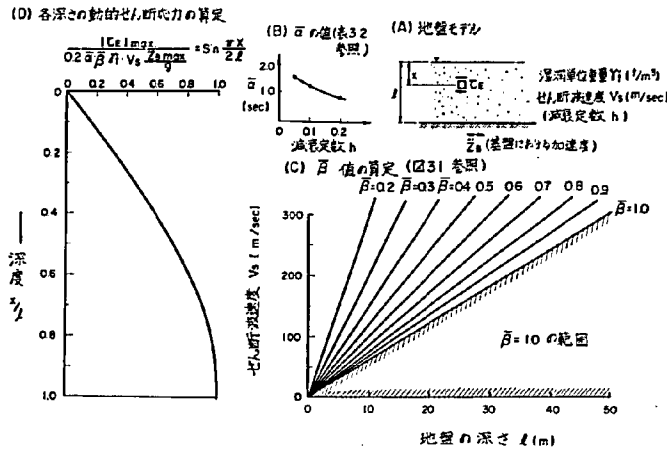


図3.21 一様地盤における地震時の動的せん断応力の計算法

これからも、 $\bar{\beta}$ は通常1.0の値をとることがうかがえる。つぎに図3.21(D)は各深度における、地震時の動的せん断応力の最大値 $|\tau_z|_{\max}$ の求め方を示したものである。

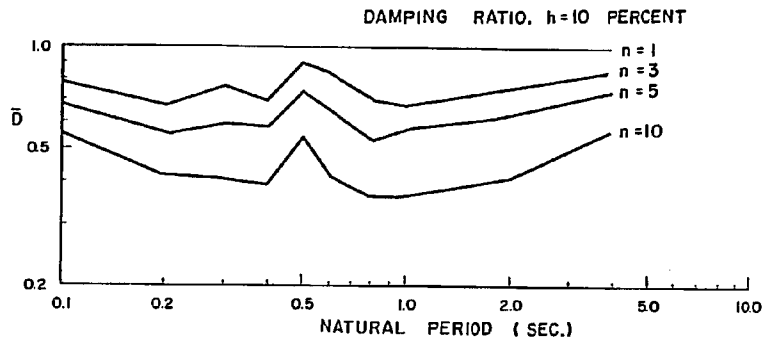
結局 $|\tau_z|_{\max}$ の算定には地盤深さ z (m)、湿潤単位重量 γ (t/m^3)、せん断弾性波速度 V_s (m/sec)、基盤における最大震度(地震動の最大加速度の重力加速度に対する比) $K_B = \ddot{Z}_B/g$ および地盤の減衰定数の5者を知ることが必要となる。

以上では地震時における動的せん断応力の最大値 $|\tau_z|_{\max}$ の簡易算定法を示した。一方流動化を起こすに必要な動的せん断応力の大きさ τ_L は図3.8あるいは表3.1から判るように、繰返し回数 n の関数として与えられており、 n が大きくなれば τ_L は低下する傾向がある。 $n=1$ として $\tau_L(1)$ を求めれば、上記の $|\tau_z|_{\max}$ ($\div \tau_z(1)$)、厳密には、 $|\tau_z|_{\max} = \tau_z(0.5)$ で $|\tau_z|_{\max} \geq \tau_z(1)$ である。)と対比することによって流動化発生の有無を判定できる。しかし任意の繰返し回数 n についても流動化発生の有無を検討する必要がある。このためには、地震時における動的せん断応力の繰返し回数 n とその n サイクルにおける平均的なせん断応力 $\tau_z(n)$ を知る必要がある。

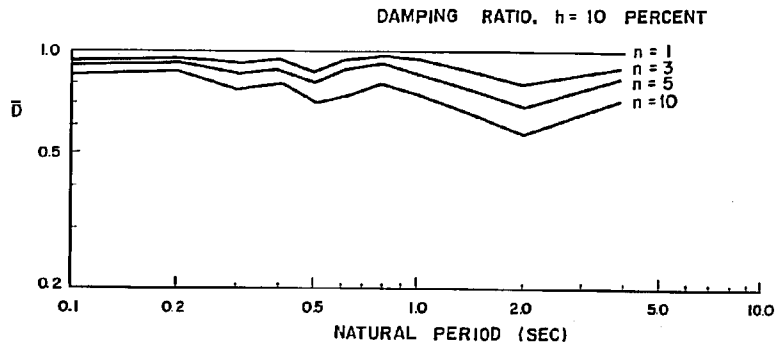
図3.22は、2種の特地的な地震に対する繰返し回数を考慮した場合の応答の低下の様子を示したものである。図3.22(A)は松代地震(1966年4月5日17時51分発生、 $M=5.4$)における長野市内の沖積シルト地盤上の記録(記録番号905-C-7のN-S成分で最大加速度は230galに対するもの、図3.22(B)は1968年十勝沖地震(1968年5月16日09時49分発生、 $M=7.9$)における新石狩大橋架橋地点の沖積砂質シルト地盤上の記録(記録番号1303-Gr-1のN-S成分で最大加速度は181gal)に対するものである。横軸は構造物の固有周期 T (sec)、縦軸は n 回の繰返し回数(n をパラメータとしている)を考慮した場合の平均応答値を最大応答値で除した値 $\bar{D}$ (繰返しによる応答低下率)であり減衰定数 $h=0.1$ の場合について示している。(A)の松代地震は比較的小規模($M=5.4$)の近地地震(震央距離 ≈ 10 km)で n による $\bar{D}$ 値の低下が著しい例と考えられる。また(B)の十勝沖地震は大規模($M=7.9$)の遠地地震(震央距離 ≈ 300 km)であり n による $\bar{D}$ 値の低下が少い例として示したものである。通常の地震では、 $\bar{D}$ 値は両者の中間にくるものと考えられる。一方松代地震の場合のように繰返しによる低下が著しい場合($\bar{D}$ の値が小さい)流動化が起こる可能性は低い。この場合はさらに大きい加速度($n=10$ と比較するなら約2倍の加速度)が作用しないと流動化は起こらないことになる。しかし、流動化の発生の有無を検討するような場合は、十勝沖地震の例を参照にするのがよいと考えられる。この限りにおいては、 $\tau_L(1)$ と

$|\tau_s|_{\max}$ とを比較することによって流動化の判定が可能である。いま対象としている地盤の固有周期 T を、1~2 sec 程度と考えると、 n に対する $\bar{D}$ 値は、図3.2.2から松代地震および十勝沖地震の場合に対して表3.3に示すようになる。

一方前述のごとく、動的せん断強度も n とともに低下していく傾向がある(図3.8)。同じく表3.3にEI Monte細砂およびSacramento River 砂について低下率の形で表示してみた。これらを図示したのが図3.2.3である。これ



(A) 松代地震 — 長野出張所地盤 N-S方向 — の例
(42.4.5;17:51)



(B) 1968 十勝沖地震(43.5.16;09:49) — 新石狩大橋架橋地点 —

図3.2.2 繰返し回数を考慮した場合の地震応答
スペクトルの低下率

表3.3 地震応答(β)および動的せん断強度(τ_L)の繰返し回数による低下

繰返し回数 n		1	3	5	10	30	備 考
地震応答 $\bar{D} = \frac{\beta(n)}{\beta(1)}$	松代地震	1.0	0.7	0.55	0.35	—	
	十勝沖地震	1.0	0.9	0.8	0.7	—	} 図1.8(A)参照
動的せん断強度 $\tau_L(n)$ $\tau_L(1)$	EI Monte 細砂	1.0	0.82	0.76	0.70	0.64	
	Sacramento River 砂	1.0	0.85	0.80	0.72	0.60	

らから判るように繰返しによる低下が比較的小さい($\bar{D}$ の値は大きい) と考えられる十勝沖地震を想定すると地震時せん断応力の繰返し回数による低下率とせん断強度のそれとはほぼ同等と考えてよい。このことから十勝沖地震の波形特性を想定した場合は $n=1$ の場合について、 τ_L (1) と τ_E (1) $\neq$ τ_E | max とを比較することによって流動化の判定を行えば十分であり、任意の n について特に行う必要がないことが判る。

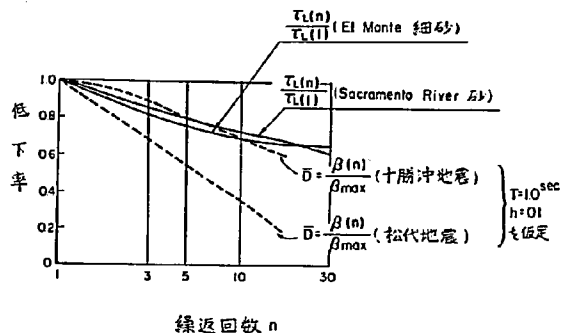


図 3.23 地震応答 (β) および動的せん断強度 (τ_L) の繰返し回数による低下

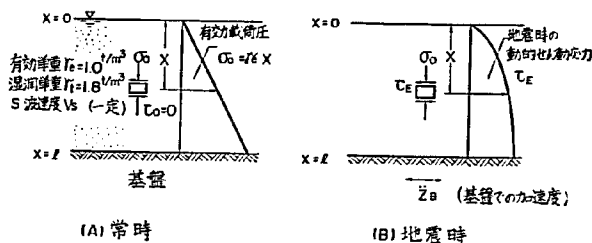


図 3.24 対象とする地盤モデル

(c) 流動化発生の限界相対密度および限界 N 値

図 3.24 に示す理想化された地盤モデルについて、流動化発生の限界相対密度 (D_{rc}) および限界 N 値 (N_c) を算定してみる。

まず地震時に発生する動的せん断応力の最大値 $|\tau_E|_{max}$ は、式 (3.31) から、深さ x において (以後 $|\tau_E(x)|_{max}$ を簡単に $\tau_E(x)$ とかく)

$$\tau_E(x) = 0.2 \bar{\alpha} \bar{\nu}_s \cdot K_B \cdot \sin \frac{\pi x}{2l} \quad (3.32)$$

で与えられる。一方、流動化を起こすに必要な動的せん断応力 τ_L は、式 (14) から、深さ x において

$$\tau_L(n, x) = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \bar{\tau}_L(n) \cdot \frac{\sigma_0(x) (t/m^2)}{1.0 (t/m^2)} \times \frac{D_r(\%) }{50(\%)}$$

いま、 $|\tau_E|_{max}$ に対比するため $n=1$ を考えると、($\tau_L(1, x) = \tau_L(x)$ と書く)

$$\tau_L(x) = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \bar{\tau}_L(1) \cdot \frac{\sigma_0(x) (t/m^2)}{1.0 (t/m^2)} \times \frac{D_r(\%) }{50(\%) } \quad (3.33)$$

となる。

式 (3.32) から得られる $\tau_E(x)$ と式 (3.33) から得られる $\tau_L(x)$ とを比較することによって、各深さについて流動化の判定を行うことができる。すなわち、

$$\tau_L(x) > \tau_E(x) \quad (3.34)$$

が成立する場合は、流動化に対して安定であるが、

$$\tau_L(x) \leq \tau_E(x) \quad (3.35)$$

となる場合は、流動化の危険性がある。両者が等しい場合、すなわち

$$\tau_L(x) = \tau_E(x) \quad (3.36)$$

のとき、限界の状態となる。式(3.32)および(3.33)を式(3.36)に代入することによって、限界の相対密度 $D_{rc}(x)$ は、

$$D_{rc}(x) = \frac{100}{\beta_1 \beta_2 \bar{\tau}_L(1) \cdot \sigma_0(x)} \bar{\alpha} \cdot \bar{\beta} \cdot r_t \cdot V_s \cdot K_B \cdot \sin \frac{\pi x}{2l} \quad (3.37)$$

となる。 $D_{rc}(x)$ が求まれば、 $\sigma_0(x)$ とともに、式(3.7)に代入することによって、限界の N_c 値を求めることができる。すなわち、 N_c は

$$N_c(x) = \frac{D_{rc}^2(x)}{4410} (\sigma_0(x) + 7) \quad (3.38)$$

で与えられる。

図3.24、式(3.32)および式(3.33)において

$\bar{\alpha} = 1.13$ (表3.2あるいは図3.20で減衰定数 $h = 0.1$ の場合)

$$\bar{\beta} = \begin{cases} 1.52 \frac{4l}{V_s}, & \frac{4l}{V_s} < 0.66 \text{ sec の場合} \\ 1.0, & \frac{4l}{V_s} \geq 0.66 \text{ sec の場合} \end{cases} \quad (\text{図3.20})$$

$r_t = 1.8 \text{ t/m}^3$ (深さ方向一定)

$r_c = 1.0 \text{ t/m}^3$ (深さ方向一定)

$V_s = 10, 20, 30, 40, 50, 70, 100, 200 \text{ m/sec}$ の7種 (深さ方向一定) (3.39)

式(2.10)からこれらの V_s に相当する N 値は大略 0.4, 2, 4, 10, 20, 40, 160 である。

$l = 5, 10, 20, 30, 50 \text{ m}$ の5種

$K_B = 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3$ の5種 (基盤において考慮する震度)

$\beta_1 = 1.0$, (図3.15において最も流動化を起し易い砂を想定)

$\beta_2 = 1.0$, (図3.16において $\tau_0 = 0$ を想定)

$\bar{\tau}_L(N) = \bar{\tau}_L(1) = 3.3 \text{ t/m}^2$ (表3.1参照)

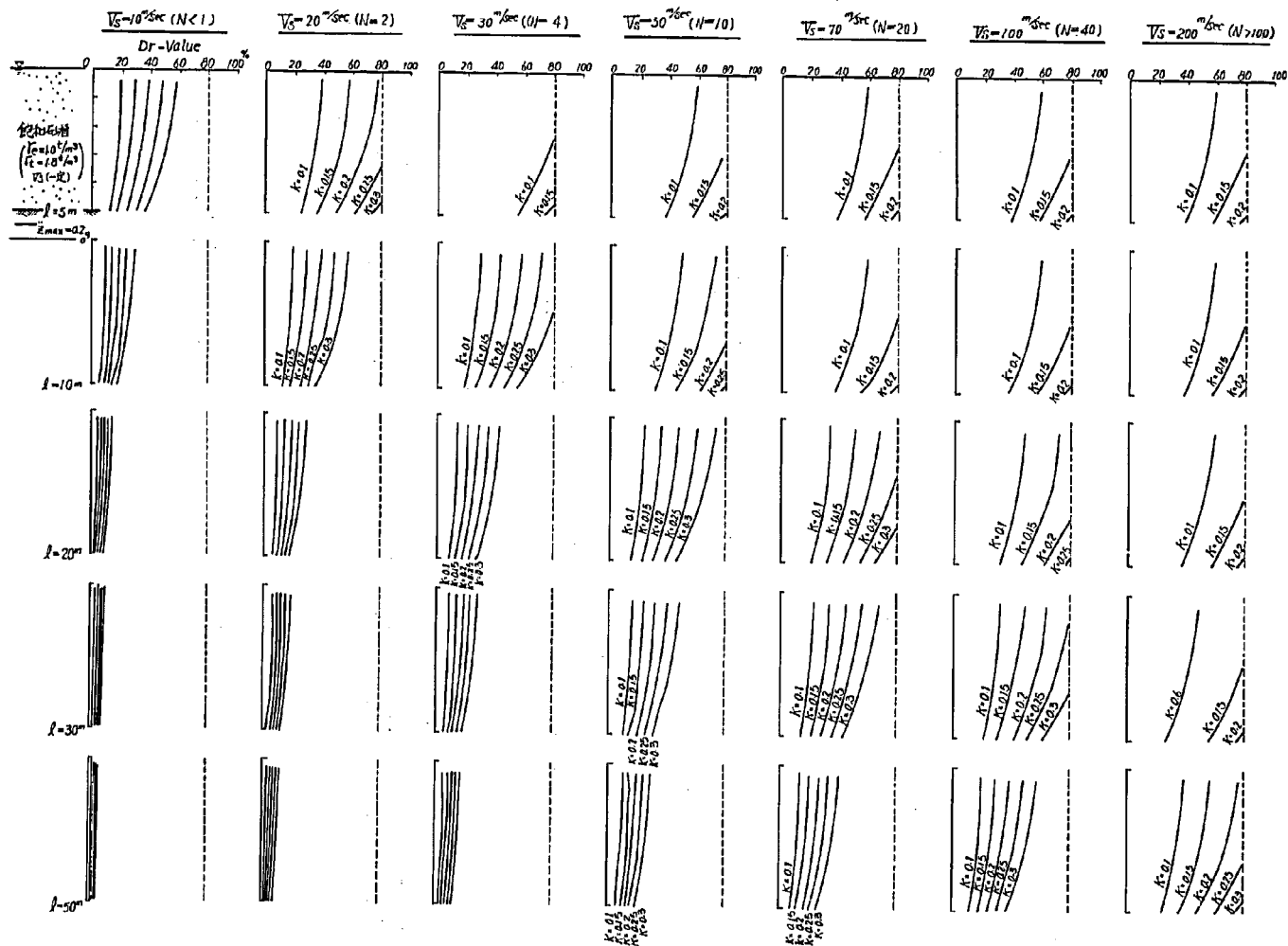
の諸数値を仮定して、限界相対密度 (D_{rc})、限界 N 値 (N_c) を算定してみる。

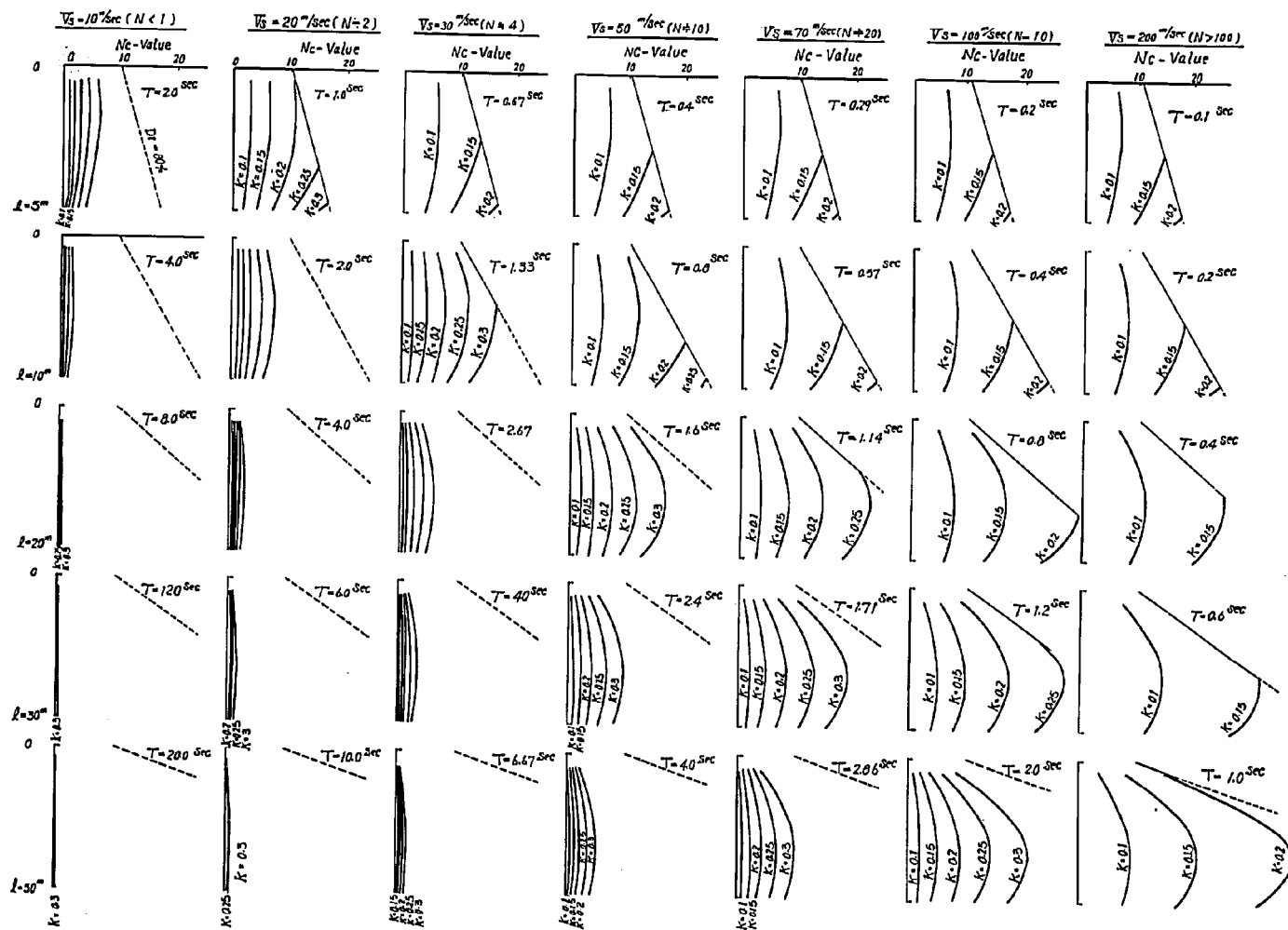
図3.25および3.26はこのようにして求めた限界相対密度 D_{rc} 、および限界 N_c 値の曲線である。この図を用いれば地盤深さ l (m)、せん断波速度 V_s (m/sec) および基盤に考慮する震度 K_B を与えることによって、限界値が求まり、流動化の判定を下しうる。ただしこれらは図3.24、および式(3.39)に示した各種の仮定のもとに、得られたものである。従ってこれらの仮定と異なる場合は、同様の操作を行って、対応する限界値を別途求める必要がある。

以上が流動化の簡易判定法の概要であるが、種々の仮定を含むため、これによる判定はあくまでも一つの目安を与えるにすぎない。

図3.25および3.26から次の事が判る。

- ① V_s 値 (あるいは実際の N 値) が小さいほど、流動化の限界値が小さい。これは V_s 値が小さいほど地盤のせん断剛性 (V_s の自乗に比例する) が低くなるため、長周期となり、地震時に生ずるせん断応力が小さくなり、従って流動化の限界値が小さくなるものと考えられる。しかしこの場合、限界値が小さくても実際の N 値も小さい訳であるからやはり N 値が小さいほど流動化は起こりやすいといえる。





3.26

② 砂層厚が厚いほど(ρ が大きいほど)、流動化の限界値が小さい。これは ρ が大きいほど長周期となり、地震時に生ずるせん断応力が小さくなり、このため流動化の限界値が小さくなったものと考えられる。

以上の方法によると、地盤の剛性が同一で、その層厚が異なる地盤では、一般に厚い層ほど流動化の限界値は小さくなる。これはこの方法においては地盤中に生ずるせん断応力のみに着目しているからと思われる。今後、厚い軟弱層の地盤では、ひずみの大きさの検討も必要になるものと考えられる。

(d) 簡易判定法の適用例

つぎに実際の地震時に流動化が起こった地盤に対して、上記の判定方法を適用してみよう。

一例として新潟地震(1964)の場合を考えてみる。(25)

図3.27~3.29は新潟地震(1964)によって流動化現象がみられた、新潟市内の信濃川に架かる昭和大橋地点における地盤調査結果を示したものである。図3.27は地震時前(2ヶ所)および地震後(4ヶ所)に実施されたボーリング調査による土質柱状図、図3.28は土粒子の粒径と均等係数の深さ方向の変化、また図3.29は、推定地盤図である。

この附近一帯は新潟地震によって流動化した地域である。流動化した深さは場所によってかなり異なり、橋梁被害の大きかった河心より左岸側のボーリングNo.1地点で5m以上、No.2地点で8~10m、No.3地点で約10m、また被害の軽微であった右岸側のNo.4地点では3m程度であったと報告されている。

この地点につき前項(c)で示した流動化の簡易判定法を適用してみる。結果を図3.27の一点鎖線で示す。この限界N値が実測のN値より大きい部分は流動化発生の危険性があることを示している。

ここでの仮定は

- 1) 地盤深さ l は限界N値の $N=40$ を一応の基準とし、No.1, 2, 3, 4, 地点でそれぞれ、20m, 20m, 20mおよび10mとする。

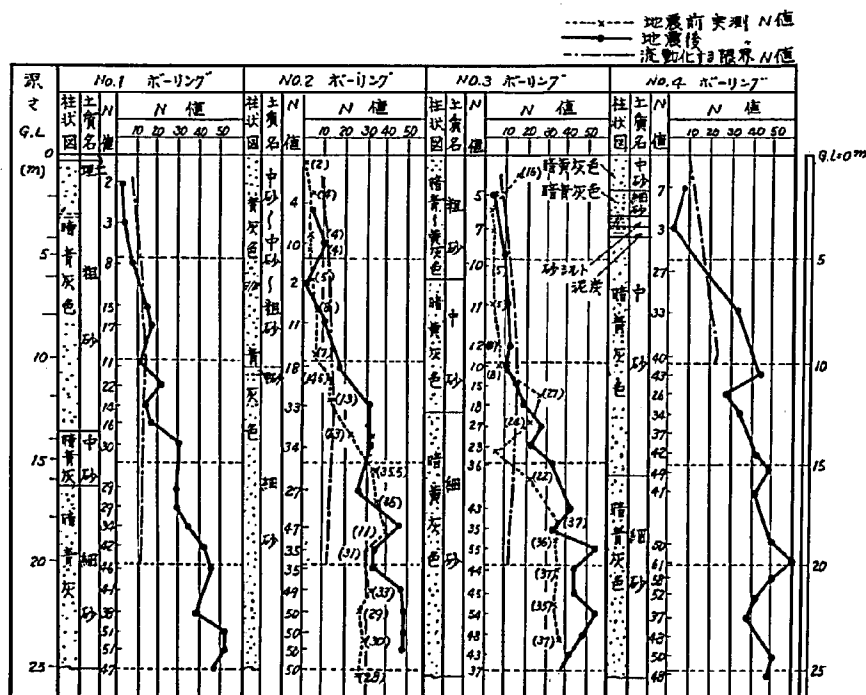


図 3.27 昭和大橋ボーリング柱状図

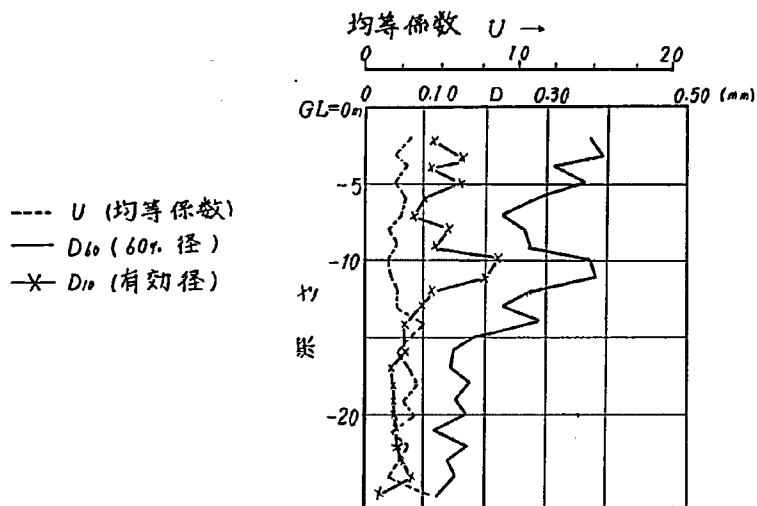


図3.28 深さに伴う粒度変化

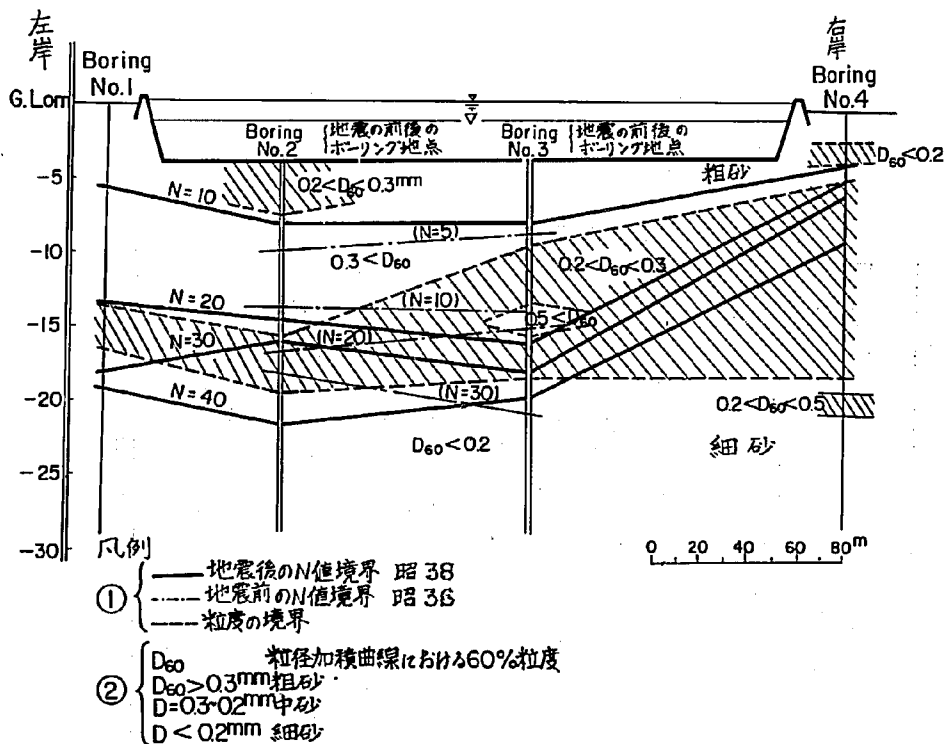


図3.29 昭和大橋地盤図

2) せん断波速度 V_s は、いずれの場合においても平均的に $V_s \approx 70 \text{ m/sec}$ とする。これは式(2.10)で $N = 1.9$ に相当する。

3) 基礎における最大異度は $K_{\text{max}} = 0.2$ とする。

4) 減衰定数は $h = 0.1$ 。

図3.2.7から、簡易判定法が実際の流動化の発生状況を比較的良好に説明していることが判る。

以上の計算では簡単なため V_s は深さ方向に一定と仮定したが、実際は図3.2.7で判るように、深さ方向に変化(砂地盤の場合は一般に三角形分布に近い)する。このような場合を想定して検討すれば更によい結果が得られるものと思われる。

3.5 流動化の防止対策と構造物設計上の考慮

前項までに述べてきた研究成果から、流動化に対する積極的な防止対策として有効と思われる事項を指摘してみる。

① 土の締め固めを行い、相対密度を高める。

② 地表上に密度の高い礫などを堆積し、下層地盤の有効載荷圧を高める。

などが挙げられる。

つぎに、流動化が予想される地盤に構造物を計画する場合には、前項までに示した方法などを参考に十分流動化の発生の有無を検討することが必要である。その結果発生危険性が高いことが予測される場合には、地震時における地盤(流動化が予想される部分)の水平抵抗を無視した上で構造物の安全性を検討するのがよい。特に重要な構造物に対しては、さらに流動化した土層の動的荷重効果をも見込む必要がある。この場合の荷重の算定には、現状としては地震時動水圧の等定式(Westergaard式など)を準じて用いるのがよいとされている(この際流動化した液状土層の密度を用いる)。

3.6 今後必要とされる研究

砂の流動化に関する最近の研究を中心に、流動化の発生を予測する比較合理的な方法につき報告したが、まだ多くの未解決の問題が残されていることはいうまでもない。本章に述べた方法における問題として、

① 試験試料内の応力状態が、必ずしも地震時に実際の地盤がうける応力状態を忠実に表現していない。

② 試料がうけるひずみ量の検討が必要である。低剛性の材料では応力が小さくてもひずみ量が大きくなり強度が低下することが考えられる。

③ 試料は、繰返し応力をうけ、振動加速度そのものはうけないが、このことの影響を検討する必要がある。

④ 小さなサンプル試験のため、実際の地盤に予想される各条件の局地的変化の影響は無視される。

⑤ 試験は、非排水状態で行われているが、排水状況は、個々の現地条件によって異なる。

⑥ 現地における地盤条件を正しく把握するのが困難である一とくに相対密度とせん断弾性係数(またはせん断波速度)の推定がむずかしい。

⑦ 地震時における地盤内の応力状態の解析を精度よく行うことは容易でない。

などが挙げられる。

このため、更に高度な試験法の確立を目指しての研究が、わが国や米国をはじめとする多くの研究者によって実施されており、今後さらに精度よく流動化現象が予測できるようになることが期待される。土質試料に対する高精度の試験法の確立のほか、今後さらに残された研究課題としては、

- ① 地盤および地盤-構造物系に対する地震応答解析法の高度化と実用による検証
- ② 地盤の諸定数の算定方法
- ③ 流動化防止の積極策とその効果
- ④ 砂以外のシルトあるいは粘性土の流動化に対する強度
- ⑤ 不完全飽和砂の流動化に対する強度
- ⑥ 流動化した土砂が構造物に及ぼす影響

などが指達されよう。

4 沈埋トンネルの耐震設計における土質力学的検討

(1) 概 説

沈埋トンネルの耐震設計については、現在までのところ確固たる手法はない。これは、地震多発地域において、この種の構造物の建設経験が小さいことを考えれば、やむを得ないことであり、そのような地域に沈埋トンネルを建設する場合には、その都度、耐震設計上の配慮がなされるべきであろう。例えば、最近完成した米国のBARTトンネルに関しては、各種の耐震設計上の検討がなされ、すでに報告されている。

以下ではBARTトンネルの耐震設計に関連して実施された土質学をはじめとする各種の調査結果^{(4) (5)}を紹介するとともに、沈埋トンネルの耐震設計に関して多少の考察を施す。

(2) BARTトンネルの概要

このトンネルは米国カリフォルニア州サンフランシスコ地域に、最近完成した沈埋トンネルで、57個のプレキャスト鉄筋コンクリートエレメントからなるサンフランシスコとオークランドを結ぶ全長約6 kmの海底鉄道トンネルである。

図4.1は建設位置を、図4.2は本トンネルの概要(縦断面、チューブの断面)を示したものである。また図4.3は一部の土質断面を示したものである。

このトンネルでは、

- ① 図4.1に示すように、サンアンドレアス断層およびヘイワード断層に近接する地震多発地域に位すること。
- ② 図4.3の土質断面図に示されるように、サンフランシスコ側ではベイマッドと称する厚い軟弱粘性土中を通過し、中間のエルバ・ブエナ島附近では軟弱層は薄くなっているが、オークランド側では厚いベイマッドまたはその上に堆積した砂質地盤中を通過していること、などのため、耐震性に関する配慮は重要視され、以下に示す各種の検討がなされた。

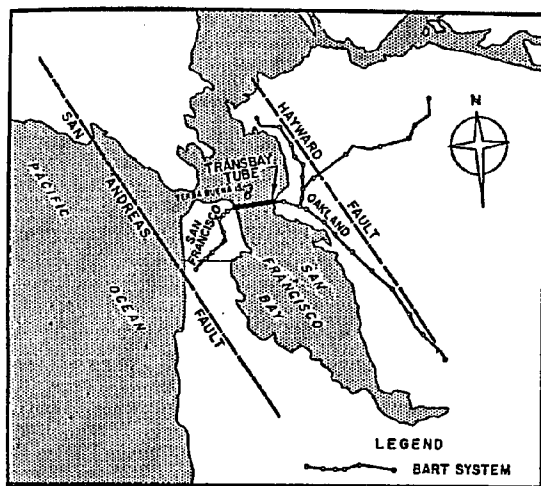


図4.1 -- Location map of Transbay Tube showing its relation to the San Andreas and Hayward faults.

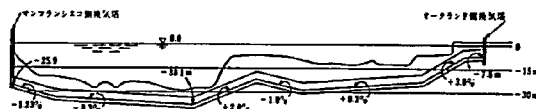


図4.2 (A) 縦断面

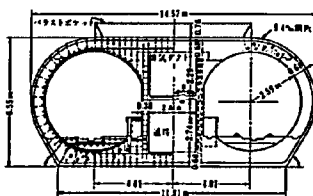


図4.2 (B) 沈埋かん断面図

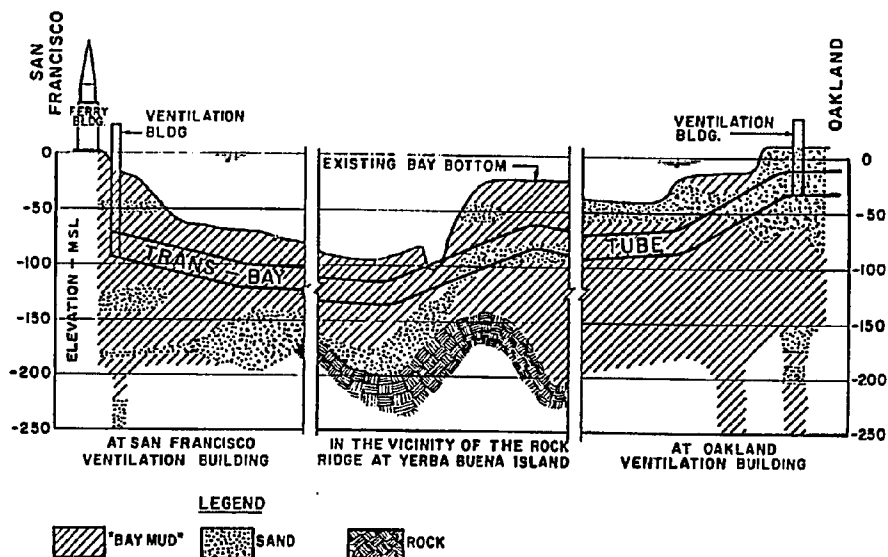


図 4.3 -- Schematic soil profile at representative sections of Transbay Tube.

(3) 設計に考慮する地震

この地域では、1906年のサンフランシスコ地震（マグニチュード8.25）による震害の経験がある。本トンネルの設計に考慮する地震としては、サンアンドレアス断層上の、トンネルから最も近い地点でマグニチュード8.6の地震を考慮することとしている。これによる建設地点での水平加速度は、岩盤および浅い堆積土中で0.3g、厚い堆積土中では0.5gと推定され、また鉛直加速度は水平加速度の2/3を考慮としている。

(4) 断層による地変

建設地点はサンアンドレアス・ヘイワード両断層にはさまれた地点である。従って、この地域に地震が起こった場合を想定すると、この両断層に沿って地変が起こることが予想され、両断層にはさまれた地域であるトンネル建設地点では断層は発生せず、またそれによる地変は起こらないと判断している。

(5) 地盤の強度の損失

地震時には、ゆるい砂質土は流動化現象を起こし、また鋭敏な粘性土はこねかえし現象（remolding）を起こし、ともにその強度が大巾に低下する可能性がある。

現地から採取された土質試料に対する室内試験の結果から、設計で考慮する地震に対しては砂質土の流動化現象や粘性土のこねかえし現象は起こらないものと結論された。しかしこの点に関しては、特に重要課題であると認識し、さらに今後の調査研究に待つ所が大きいとしている。

(6) 地盤の変形により沈埋函に作用する荷重

地震時には、地盤は振動し当然変形を起こす。従って地盤上あるいは地盤中にある構造物は、地盤変形による荷重をうける。沈埋函のような、地中の長い構造物では、特に地盤変形の影響を考慮する必要がある。

トンネル軸直交方向の振動としては、水平方向と鉛直方向の曲げ荷重が考えられるが、解析法としては弾性床上のはりとしてトンネルの挙動を把握することができる。一方、トンネル軸方向の振動としては、軸方向に圧縮あるいは伸張させようとする荷重について検討する必要がある。

以上の地盤の変形による荷重と同時に、振動している物体の質量に比例して働く慣性力についても当然考慮しなければならない。

地盤変形としては、図4.4のような状態を考え、変位量として図4.5に示す値(変位量Aは波長Lによって異なる)を、また表層地盤における深さ方向の変形状態としては図4.6を定めている。

上記の地盤変形による荷重を、静的作用力に対して設計された沈埋面に作用させた結果、沈埋面に生ずる各種の応力はいずれも許容以下であったという。

(7) 換気塔と沈埋面の相対運動

構造物の規模が著しく異なる換気塔(トンネル軸方向の長さ37.1m×巾20.7m×高さ32.8mの大型ケースン)と沈埋面(長さ約6km×巾14.6m×高さ7.3m)の間では、地震時に相対的な運動が起こることが予想される。この相対運動を考慮して、両者の間にユニバーサル・ジョイント(水平方向10cm、鉛直方向5cmの相対変位可能)を設けている。このジョイントは検査および補修が容易に出来るように設計されている。

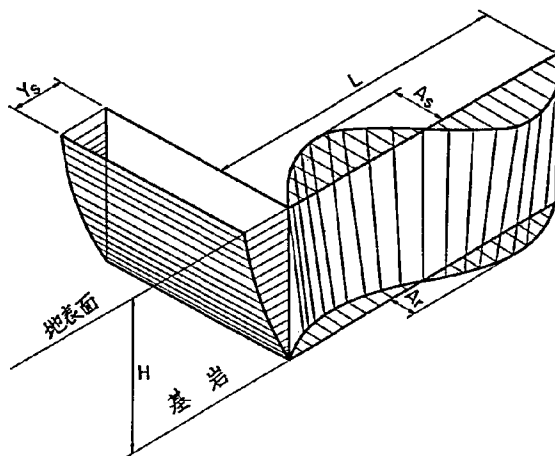


図4.4 地盤の地震剪断波

(8) 地震・地質・土質などに関する調査

以上(3)~(7)に述べた各項は、次に示す地震、地質、土質などに関する調査

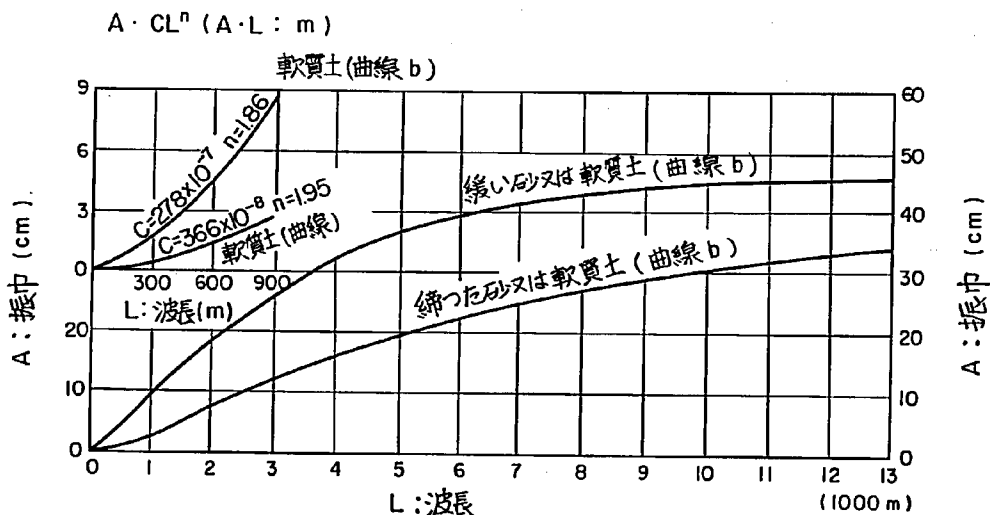


図4.5 地盤の水平方向の変位スペクトル(図4.4参照)

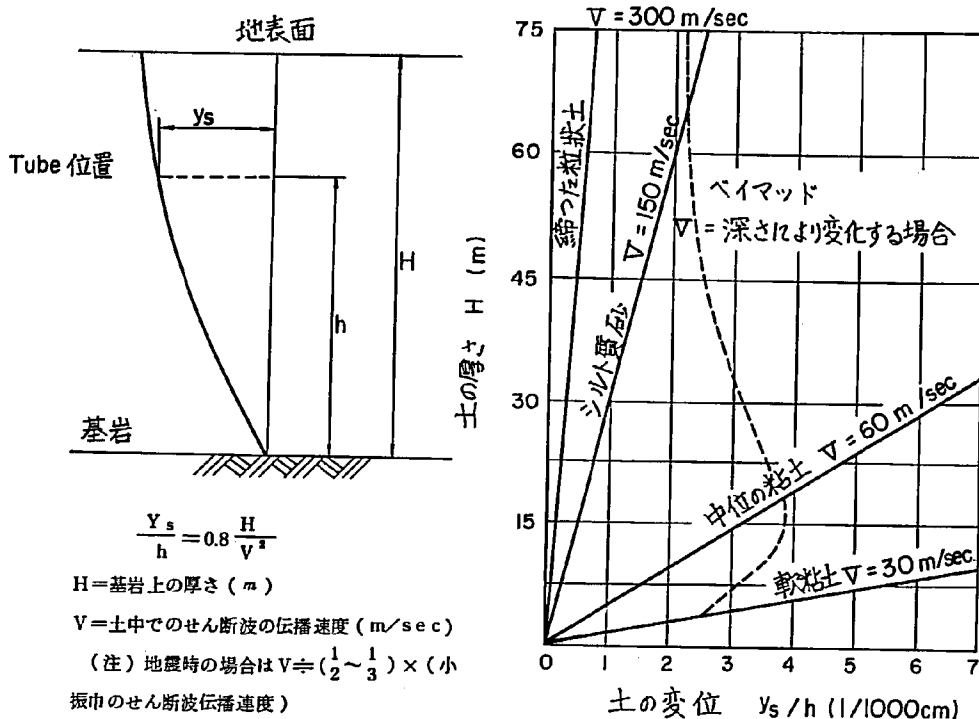


図4.6 地盤の剪断変形

の結果から、結論づけられたものである。

(A) 現地における地質調査

(I) ボーリング調査 (予備ボーリングと本ボーリング) — 地盤の土質力学的性質の把握

(II) スーパーカー調査 — 基礎の深さ・各層の厚さの判定

(III) サンプル調査 (オスターベルク・ピストン, ピッチャー・コア・パレル, スエーデン式フォイル・サンブラー等) — 室内実験用の乱されない試料採取

(IV) 地震探査 (爆薬利用) — S波・P波の測定を行い、ポアソン比, せん断弾性定数, ヤング率等を推定。

(B) 地中における地震観測

基盤 (頁岩), 砂-粘土層およびベイマッドの3層に地中地震計を埋設し, 地震観測を行っている。現在までのところ, 微少振幅の記録 (マグニチュード6, 震央距離420 kmの地震によるものが最大) しか得られていないが, それらによると基盤に対するベイマッドでの振幅は4~5倍, ベイマッドにおける卓越周期は (ベイマッドの1次固有周期) 0.6~1.0秒である。大振幅になると, 周期は1.5~2秒に延びるだろうと推定している。またこの固有周期は, 地盤の弾性定数を推定するのに用いられている。

(C) 室内土質試験

(I) 動的単純せん断試験

Converse が開発した動的単純せん断試験機 (図4.7参照) を用いての実験である。荷重条件としては①振動数3 c/s, ひずみ0.1% (小ひずみ), 継続時間1分と②振動数0.33 c/s, ひずみ1% (中ひずみ), 継続時間5分の2種を考えている。②の荷重条件では, ひずみをさらに大きく (静的試験による破壊歪の半分ま

で、但し5%以下)した場合についても実験している。

(II) 動的三軸圧縮試験

(I)と同様な荷重条件のもとに、現地における上載圧の75%に圧密された試料について動的な三軸圧縮試験を実施している。図4.8および4.9は実験結果の一例である。

また図4.10は同種試料に対する動的三軸および動的単純せん断試験の結果を対比したものである。単純せん断試験では実際の弾性定数より小さな値が、また三軸試験では大きな値が得られている。

(I)と(II)の動的試験の結果、設計に考慮する地表に対しては、砂質土の完全な流動化現象、粘性土の全体的なこねかえし現象はともに起らないであろうと結論づけている。

(III) 標準的な静的試験

動的試験の結果と比較するため、標準的な静的一軸圧縮試験を、上載圧の75%に圧密した試料を用いて実施している。

図4.11は動的と静的の圧縮試験の結果を比較したものである。静的試験の結果と2~50サイクルに対する動的試験の結果とが、非常によく一致している。

(IV) 土の動的力学定数

上記で実施した各種の地質および土質に関する試験調査から、土のせん断弾性定数とする試験調査から、土のせん断弾性定数とし

て、図4.12に示す結果が得られた。この図は、爆薬を用いた地盤探査、実地震の観測、および室内における動的三軸圧縮試験(約0.1%の小さいひずみの場合と約1%の中程度のひずみの場合)について、深さ方向のせん断弾性定数の変化を示している。

表4.1はせん断弾性定数の変化の様子を、地盤探査による値を基準として示したものである。せん断弾性定数がい

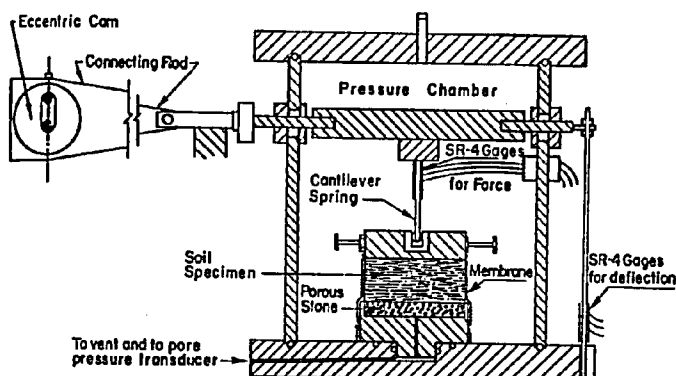


図4.7 -- Schematic drawing of dynamic simple shear test apparatus.

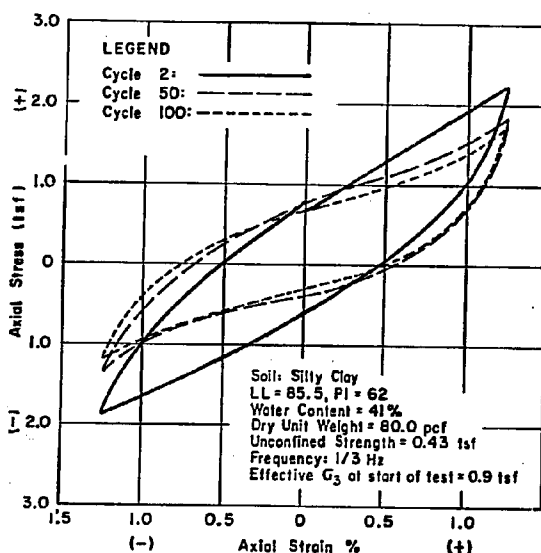


図4.8 -- Typical stress-strain cycle for a dynamic triaxial compression test.

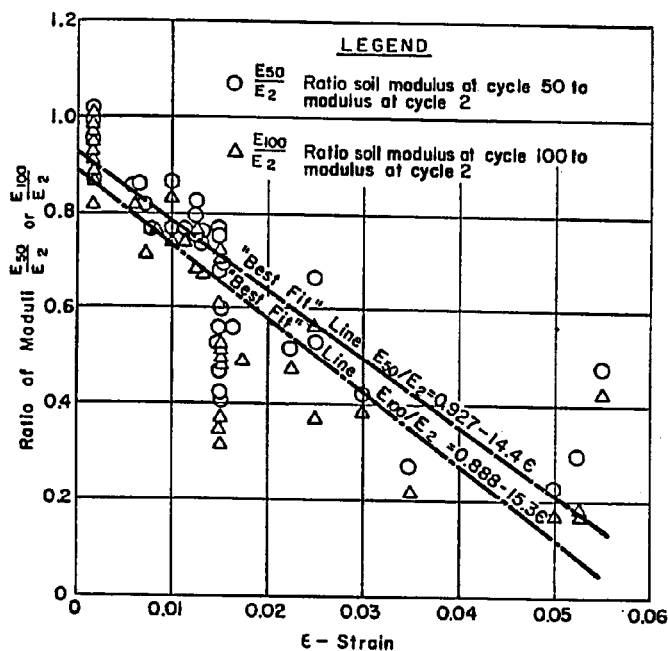


Fig. 4.9 -- Relationship of soil moduli from dynamic triaxial compression tests for cycles 2, 50, and 100 for various strains.

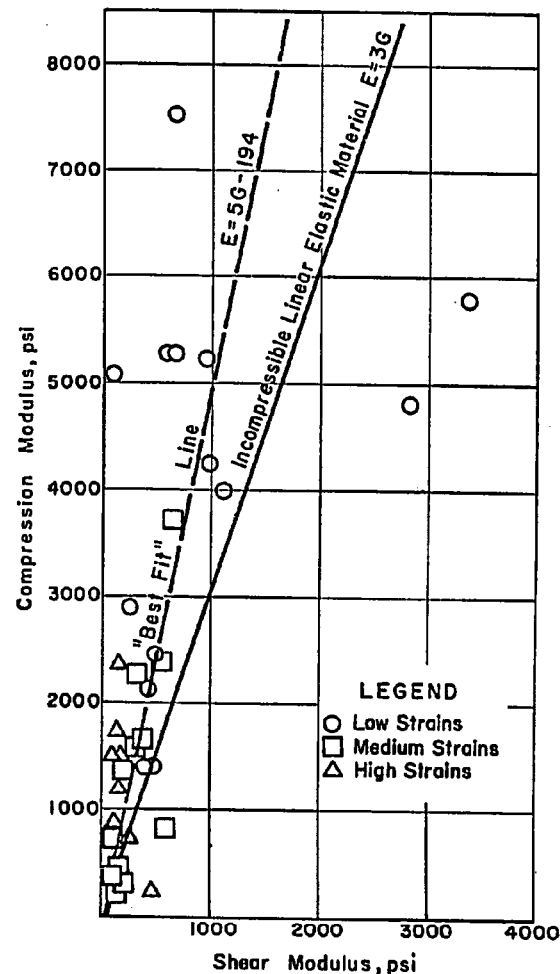


Fig. 4.10 -- Relationship between compression moduli, E , from dynamic triaxial compression tests with shear moduli, G , from dynamic simple shear tests.

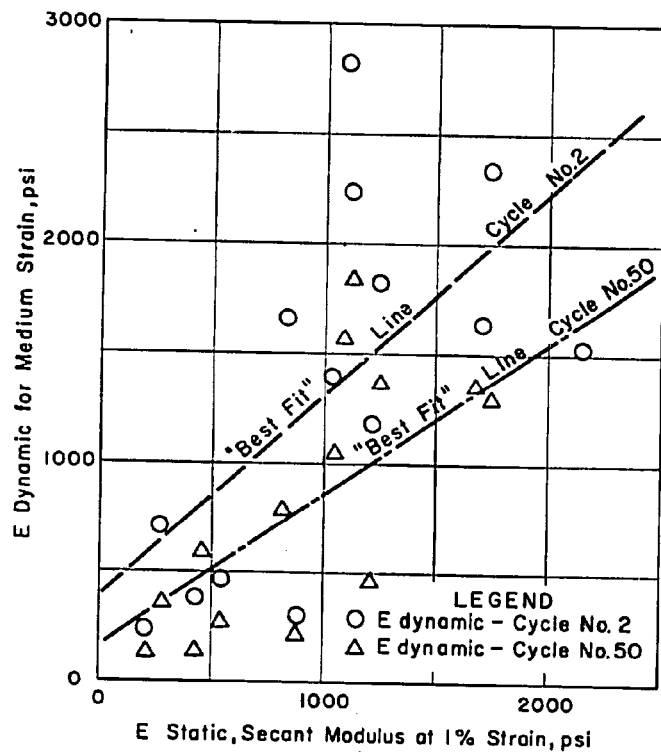


Fig. 4.11 -- Compression moduli, E , from dynamic and static compression tests.

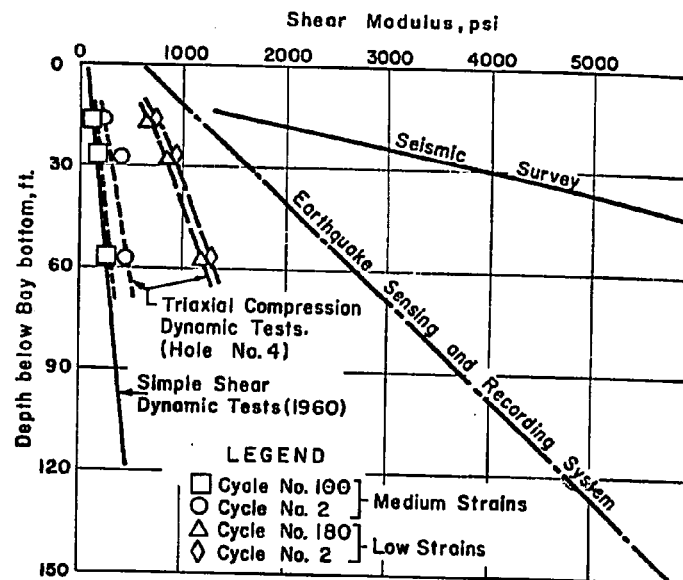


Fig. 4.12 -- Shear moduli, G , as obtained by geophysical and dynamic test methods versus depth below Bay bottom, 3000 ft away from the San Francisco shore.

表 4.1 セン断弾性定数のひずみに対する変化

Method	Ratio of Rate of Increase of Shear Moduli to that for Seismic Survey	Estimated Strain Level
Seismic survey	1.00	10^{-6}
Earthquake record	0.30	10^{-5}
Dynamic tests—low strains	0.09	10^{-3}
Dynamic tests—medium strains	0.043	10^{-2}

かにひずみレベルによって変化するかを示している。このように土の変形特性は、土の非弾性的性質のため、変形の振幅によって大きく変化することに注意する必要がある。構造物の耐震設計に際してはせん断波の伝播速度は砂質土に対しては、微小振幅で測定した伝播速度の約 $1/2$ を、また粘性土に対しては約 $1/3$ を採用することがよいとしている。

表 4.2 地震波 (せん断波) の伝播速度 (設計用)

土の分類	伝播速度 (m/sec)
締った粒状土	300
シルト質砂	150
中位の粘土	60
軟かい粘土	30

次に表 4.2 は各種土質に対するせん断波の伝播速度を示したもので、これは設計に用いることを考慮して定められた値である。

(D) 地盤の地震応答解析

次の各種の仮定のもとに表層地盤の地震応答計算を実施している。

- ① 地盤は等厚で無限の広がりをもつものとし、計算モデルは 1 次元の弾性体とみなす。
- ② 構造物の存在は無視する。
- ③ 計算方法としては、モーダル・アナリシスを採用し、応答スペクトルを用いて各モードの応答を求め、平方和の平方根をとって各モードを合成する。
- ④ 減衰定数 (臨界減衰に対する比) は 1, 2 および 3 次のモードに対してそれぞれ 10, 20 および 30 % とする。

この応答計算の結果は、図 4.6 に反映されている。

(9) 考 察

前項までにわたって、BART 沈埋トンネルに関連して実施された各種の耐震上の調査と検討結果の概略を記述した。これらの調査は、実に多方面にわたっており、多くの貴重な資料を提供している。今後、地震多発地域に同種の構造物を計画するさい、耐震性の面からなすべき調査の種類と方法について、非常に参考になることはまちがいない。

BART トンネルでは、各種の現地試験、室内試験ならびに理論的検討の結果、沈埋トンネルと換気塔との間に可

動継手を設けることが、実際にとられた唯一の構造上の耐震性の配慮となっている。この点を除いては、静的荷重に対して設計されたBART沈埋トンネルは、地震時においても、十分安全であるとの最終判断が下されている。

しかし、わが国でこの種の構造物を建設する場合には、下記の諸点については特に慎重な検討が望まれるものと思われる。

(A) 流動化に関する検討

BARTトンネルでは、震央距離約15 kmの地点に起こるマグニチュード8.6の地震が与える加速度として岩盤で0.3 g、軟弱地盤で0.5 gの地震動を考慮し、これに対して一応砂質地盤の流動化は起こらないとしている。しかし、3.に紹介したSeedらの動的室内試験の結果(BARTトンネル地点の土質を直接対象にしている訳ではない)等を見るかぎり、大地震に際しては、余程良好な地盤でない限り、飽和砂質地盤あるいは埋もどし砂において流動化現象の発生が予想されるものと推定できる。

建設地点の地震動、地盤の条件(土質堆積状況、粒度分布、密度、締り具合)などを詳しく調査して、流動化に対する検討を行う必要がある。検討の手法としては3.に述べた方法が参考となろう。

(B) 地盤変形の影響(特に地盤条件が変化する部分において)

BARTトンネルでは、平面的に波長による変位スペクトル(図4.5)を与えて地盤変形の影響を考慮しているが、この波長による変位スペクトルは、平面的に一様な地盤(層厚、剛性とも)を対象として算定されたものと推定される。実際には軟弱層の厚さ、または剛性は比較的近距离においてもかなり変化する場合のあることが予想される。図4.3からも、このことが推察できる。このような地点の付近では、近距离の2点間においても、かなりの相対変形が起こり、沈埋面に与える地盤変形の影響は大きくなることが予想される。

例えば図4.13は、傾斜する基盤上の堆積層の紙面内の地震応答^(a)を示すもので、1次元解析とFEMによる2次元解析の結果である。グラフの縦軸は基盤に単位加速度の入力を考えたときの、地表面における最大加速度の値を示している。このFEMの解析によると、約100 mはなれたA、BまたはB、Cの2地点間に、かな

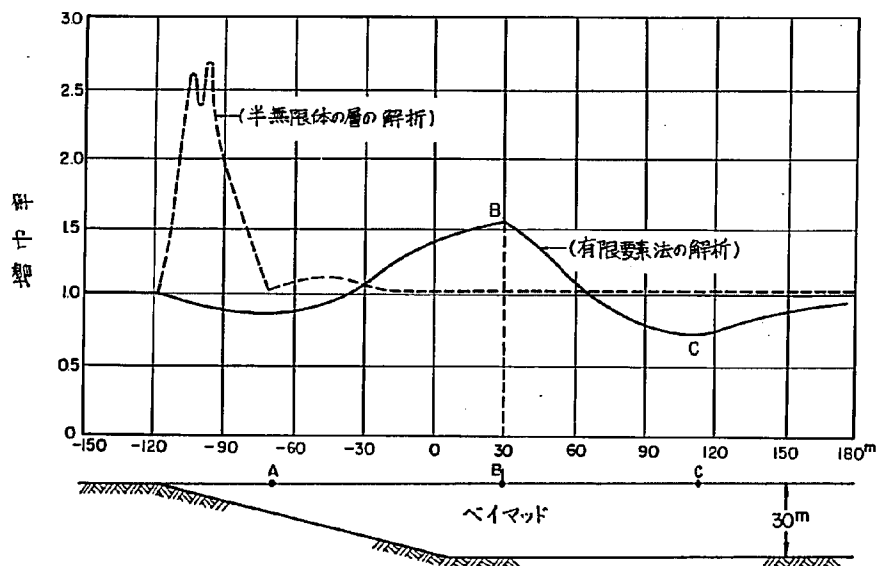


図4.13 傾斜した基盤上の地盤の応答解析結果

りの相対運動が起こることが判る。もし基盤に0.3 gの加速度を考慮すると、2点間の加速度の差は0.2 g程度となり、周期が2秒程度であると仮定すると100m程離れた2点間で数10 cmの相対変形が発生することが予想される。一方図4.5からは波長 $L=200$ mの場合の振幅は $A=2$ cmとなり、上記に比べるとかなり小さい。

このように、地盤変形の影響については、個々の建設地点に応じて、地震動、地盤条件(少なくとも二次元的)を考慮して、有限要素法などによる地震応答解析または、模型振動実験などを実施して変形量を算定するのが望ましいといえる。

(c) 地盤-構造物系の地震応答の解析と模型実験

以上では、地盤のみの応答を考えてきたが、実際には沈埋トンネル、換気塔などの構造物がある訳であり、全体としての応答を解析、実験を通じて把握しておくことは重要であろう。この場合、地盤条件が変化する付近および構造物の規模が変化する付近での挙動には、特に留意する必要がある。

(d) 耐震設計法

確固たる耐震設計法が確立されていない現在、当面は、適当な震度をもつ静的震度法で設計することが考えられる。設計対象構造物については、実際の地盤条件などの諸数値を入れて上記の各種の検討を加え、安全性を検証していくことが望ましい。そして必要に応じて構造物の諸元を修正する。この種の検討を積重ねていくことによって、より合理的な耐震設計法へと改良していく方向がとられよう。

5 米国における地震工学研究の現況

筆者が米国滞在中視察する機会を得た諸機関および面会することのできた研究者の一覧を表5.1に、またそれらの機関における地震工学に関する研究の現況を表5.2に示す。表5.2において◎印を付した研究はすでに成果の報告がなされており、わが国の地震工学の分野に反映させて重要な意義をもつものと考えられる。これらの研究成果のうちの一部はすでに、前項までに紹介した。

各研究機関の視察を通じて特徴的に感じたことは

- ① 研究の環境は非常に整備されている。実験設備の高度化、熟練技能者の確保、研究情報の能率的な処理等に、特に配慮がなされている。
- ② 外国との共同研究に力を入れている。M. I. T. ではメキシコ大学と、またカリフォルニア大学(ロサンゼルス)ではテリー大学と、それぞれ現地地震観測計画、研究員の交換、情報の共同利用を主体とした共同研究を実施中である。特に地震の多い中南米における現地観測を積極的に進めている模様である。
- ③ 地中における地震動、表層地盤の地震応答および地震時における地盤と構造物の相互作用に関する研究が広範囲に実施されている。
- ④ 橋梁・ダム・土質構造物などの土木構造物を対象とした研究は比較的少なく、建築構造物を対象としたものが多い。
- ⑤ 大型のアクチュエーター・振動台など大規模の施設を利用した実験的研究が構造工学の分野で進展している。しかし、土質力学に関連する地震工学上の大型実験は少なく、カリフォルニア大学(バークレー)にある実物のロックフィルダムに用いられる材料に対する静的な大型三軸試験装置を見たにすぎない。このため土質力学専用の大型振動台を必要とする声強い。
- ⑥ 飽和砂の流動化に関する研究については、カリフォルニア大学(バークレー)のSeed教授らの研究によって一段の進展をみたが、多くの土質力学の研究者は、まだこの問題が完全に解決されたとは見ておらず、実際の現象により忠実な精度の高い実験法の確立を目指した研究が行われている。
- ⑦ 全体的にみて、研究の内容と豊富さがわが国に比して特に優れているとはいえないが、結果の発表方法の巧妙さと、また研究成果を現場の設計へ反映させていく態度が感じられた。このことを換言すれば、問題を抱える現場技術者にとって研究者が実施する研究の目的と手法が理解しやすく、さらに研究の成果が現場の問題解決に利用しやすい形に整理されているといえることができる。

List of Institutions Visited by T. Iwasaki (1970)

	Institution 機 関	Investigator 研 究 者	Date 期 日	Information 入 手 資 料
1	Harvard University Division of Engineering and Applied Physics Soil Mechanics Lab.	A. Casagrande	July 9	Report 1
2	Massachusetts Institute of Technology Dept. of Civil Engineering Soil Mech. and Structures Div.	R.V. Whitman* R. Dobry J.M. Roesset	July 9	Report 9 文献リスト — 1
3	Purdue University Center of Applied Stochastics	J.L. Bogdanoff A.J. Schiff	July 27	Report 1 Catalog 1 大学案内 1 式
4	Univ. of Illinois Dept. of Civil Engineering	N.M. Newmark* N.N. Nielsen S. Otani	July 28	Report 1 大学案内 1 式
5	U.S. Dept. of Interior Bureau of Reclamation Division of Research	H.J. Gibbs W. Ellis M.A. Howard	August 10	Report 2 組織概要 1 式
6	Univ. of Calif., Los Angeles School of Engineering and Applied Science	C.M. Duke	August 13	Report — 1 大学案内 — 1
7	U.S. Dept of the Navy U.S. Naval Civil Engineering Lab.	W.A. Show* J.R. Allgood C.R. White	August 14	—
8	Calif. Inst. of Tech. Thomas Lab.	G.W. Housner D.E. Hudson P.C. Jennings	August 14	Report 5 文献リスト — 1 SMAカタログ — 1
9	U.S. Dept. of Commerce U.S. C.G.S., ESSA Seismological Field Survey	W.K. Cloud	August 17	UBC.1970 — 1
10	Parsons Brinckerhoff-Tudor-Bechtel BART Tunnel	J. Murphy	August 17	PR — 1 式
11	Univ. of Calif., Berkeley Dept. of Civil Engineering; and Richmond Field Station	H.B. Seed J. Penzien	August 18	Report — 3 大学紹介 — 4
12	U.S. Dept. of Interior Geological Survey National Center for Earthquake Research	W.B. Joyner* J.F. Eaton* D.J. Stuart	August 19	Report — 6 News — 2 案内 — 1
13	U.S. Dept. of Transportation Office of Research and Development BPR, FHA	C.F. Scheffey	May 13	
14	U.S. Dept. of Commerce National Bureau of Standards U.S. Dept.	E.O. Pfrang R.D. Marshall	May 13-15	案内

* The persons with * were out.

* 連絡を取ったが会えなかった。

表5.2 米国主要大学における地震工学に関する研究課題

大学	研究課題	大学	研究課題
カリフォルニア工科大学	1. 津波——発生・伝播・海岸への影響 2. 地震動に及ぼす層状地盤の影響 3. 流動化 4. 地盤の振動解析 5. 強震計の開発——現計器の改良・MT強震計の開発・観測網の充実 6. 建造物の応力—変特性(履歴) 7. ⑥非線型建造物の応答解析 8. ⑥強震記録の処理 9. 模擬地震動 10. 建物の振動 11. 地盤——建造物の相互作用 [施設] 振動検定台, 強震記録処理装置	カリフォルニア大学 (ロサンゼルス)	1. 強震動に対する局地条件の影響 2. ⑥土の強度(流動化), 弾性定数, 減衰 3. 土建造物の被害 4. 地盤—建造物の相互作用 5. 建物振動実験 6. 統計手法の利用 7. 高層建物の応答解析 [施設] 起振機, 動土質実験
	MIT	イリノイ大	1. RC建造物の耐震設計 1) 梁—柱接手部の実験 2) 模型建造物の実験 2. 強震動の統計モデル 3. 設計用の応答スペクトル値 4. 多自由度系の応答 [施設] 地震波振動台(34t; 3.6m×3.6m)
カリフォルニア大学 (バークレー)	1. 局地的土質条件が地震に及ぼす影響 2. 土の性質の評価(せん断波速度と減衰) 3. 地盤——建造物の相互作用 4. 統計解析—地震危険度・模擬地震	パデュー大学	1. 強震計の設計(MT利用) 2. 多自由度系の応答に及ぼす減衰の影響 3. 模擬地震動 4. 地盤—基礎—建造物の相互作用 [施設] 小型振動台
	1. ⑥局地的地質・土質条件が地震動に及ぼす影響 1) 地盤動の応答解析法 2) 基礎における地震動 3) 実験・解析の対比 4) 土建造物の応答解析(FEM) 5) 傾斜基礎の影響 2. ⑥土の動的性質と地盤—建造物系の挙動に及ぼす影響 1) 土の応力—変関係と減衰 2) 流動化 3) 土壌の模型振動実験 4) 地盤および土建造物の地震時破壊に対する事例解析 3. 構造用鋼のエネルギー吸収 4. 初期降伏による減衰 5. 実建造物の振動実験 6. コンクリートダムに対する地震の影響 7. アーチダムの振動実験 8. 海洋掘さく装置の地震応答 9. 地盤・基礎と建物の相互作用 10. 繰返し交番荷重をうける梁—柱部材の動的挙動の実験 [施設] アクチュエーター(23t・2台) 地震波振動台(36t, 6m×6m), 動土質実験, ロックの大型三軸試験	ミシガン大学	1. ⑥剛体基礎の振動 2. ⑥土の動的性質(共振法による弾性定数, 減衰の測定) 3. 梁の非線型応答 4. 斜材をもつラーメンの非線型応答 5. 液体容器の応答 6. 高層ラーメンの地震時安定解析 7. せん断壁をもつラーメンの挙動(FEM) 8. 高いRC煙突の応答 [施設] 地盤模型実験装置, 共振法土質実験
		その他	ワシントン大……断層・歪の観測 リーハイ大……実物大模型に対する繰返し交番荷重試験 ライス大……非線型建造物の応答 ハーバード大……流動化に関する実験 USCGS(ESSA)—強震観測 NCER(USGS)—地震学一般, 地中地震測定 NBS(USDC)—建築構造の動的実験 FHRC(BPR)—実橋の振動特性, 橋梁構造の動的実験[施設] アクチュエーター

む す び

1年という短い期間であったが、ミシガン大学における基礎的知識の吸収、その後の主要大学の訪問、さらに各国の学生との親交、多くの地元の家族との親しい交際等の機会を得たことは貴重なものであった。筆者の滞米中知人となった米人家族のうち2組が日本を訪問したが、帰米したとき異口同音に「日本の経済の成長と技術の水準には目を見はるものがある。また自然は美しく、それに囲まれた日本人の美的観念は高い。日本に行ってみてはじめて日本の良さ、日本人が素晴らしい国民であることが判った。」と語り、筆者は鼻高々にこれを聞いた。ところが、自分自身が帰国し、首都高速道路から都内の喧騒を見るやいなや、彼等が東京・大阪・新幹線・万国博等に近代国家の日本を感じ、これらとは全く異なる場所である日光・京都・金沢等に自然の美を発見していたことに気づいたのである。われわれの生活の場に、美しいものを見出すことは難しくなっている。生活環境の整備に力を入れるべきことを痛感するのである。これと共に、われわれ技術者は自らがなした仕事をきちんとまとめ上げ、外に向ってPRすることに努力する必要性を強調したい。貴重な成果も、人々に知られないと正しい評価は与えられないのが通常であろう。

最後に、留学の機会を与えてくれた日本政府、科学技術庁、建設省の関係者の方々に感謝の意を表したい。さらに、受入機関のミシガン大学の関係者、特にアドバイザーであったRichard教授に対して謝意を表したい。

付録〔A〕 参 考 文 献

本報告書作成にあたって、参考とした文献のうち主要なものを掲げる。番号は引用の順につけられており、本文中の番号と一致している。

- (1) F.E.Richert Jr., J.R.Hall Jr., R.D.Woods, "Vibrations of Soils and Foundations" Prentice-Hall Inc, Englewood Cliffs, New Jersey, 1970
- (2) R.V.Whitman, "Massachusetts Institute of Technology, in Report on NSF-UCEER Conference on Earthquake Engineering Research," Prepared by University Council for Earthquake Engineering Research, May, 1969
- (3) H.B.Seed, Soil Dynamics-Specialty Conference, "Preprint of State of the Art Lecture on the Influence of Local Soil Conditions on Earthquake Damage, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, August, 1969
- (4) E.G.Aisiks, I.W.Tarshansky, "Soil Studies for Seismic Design of San Francisco Transbay Tube, "Vibration Effects of Earthquakes on Soil and Foundations, ASTM Special Technical Publication 450, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa., 1968
- (5) T.R.Kuesel, "Earthquake Design Criteria for Subways," Journal, Structure Division, Proceedings, ASCE, 1969
- (6) 金井清, 「地震工学」, 彰国社, 1968
- (7) 吉村正義, 内山成和, 今井常雄, 「弾性波速度と土の性質について」, 第5回土質工学研究発表会, 1970.6
- (8) 柴田徹, 「地盤内横波速度と標準貫入試験のN値の関係」, 第5回土質工学研究発表会 1970.6
- (9) A.Casagrande, ' Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills,' Journal, Boston Society of Civil Engineers, January, 1936
- (10) 土田肇, 「砂質地盤の流動化の予測と対策」, 運輸省港湾技術研究所 1970.10
- (11) N.N.Maslov, "Questions of Seismic Stability of Submerged Sandy Foundations and Structures, "Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1957
- (12) G.W.Housner, "The Mechanism of Sand Blows," Bulletin, Seismological Society of America, Vol.48, No.2, April, 1958
- (13) V.A.Florin, P.L.Ivanov, "Liquefaction of Saturated Sandy Soils," Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1961
- (14) N.Ambraseys, S.Sarma, "Liquefaction of Soils Induced by Earthquakes", Bulletin, Seismological Society of America, Vol.59, No.2, April, 1969

- (15) H.B.Seed, K.L.Lee, "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading, "Journal, ASCE, Vol.92, No.SM6, November, 1966
- (16) W.H.Peacock, H.B.Seed, "Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Conditions, "Journal, ASCE, Vol.94, No.SM3, May, 1968
- (17) H.B.Seed, I.M.Idriss, "An Analysis of Soil Liquefaction in the Niigata Earthquake, "Journal, ASCE, Vol.93, No.SM3, May, 1967
- (18) H.B.Seed, K.L.Lee, I.M.Idriss, "Analysis of Sheffield Dam Failure", Journal, ASCE, Vol.95, No.SM6, November, 1969
- (19) K.L.Lee, J.A.Fitton, "Factors Affecting the Cyclic Loading Strength of Soil, "Vibration Effects of Earthquakes on Soil and Foundations, ASTM Special Technical Publication 450, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, Pa., 1968
- (20) 吉見吉昭, 大岡弘, 河合稔, 桑原文夫, 「動的ネジリせん断試験機による砂の液状化実験」, 第5回土質工学研究発表会, 1970.6、
- (21) H.J.Gibbs, W.G.Holtz, "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Tests", Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1957, Vol.1, pp.35-39
- (22) G.G.Meyerhof, "Discussion of Gibbs and Holtz Paper", Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1957, Vol.III, P.110
- (23) B.S.Coffman, "Estimating the Relative Density of Sands", Civil Engineering, October, 1960
- (24) 高田孝信, 大久保忠良, 栗林栄一, 「橋梁の耐震設計に関する研究1)-地震応答スペクトル, 1964」, 土木研究所報告第128号, 建設省土木研究所1966.4
- (25) 建設省土木研究所, 「新潟地震調査報告」土木研究所報告125号, 昭和40年1月
- (26) 建設省土木研究所, 「沈埋トンネル設計法に関する研究報告書」昭和44年度

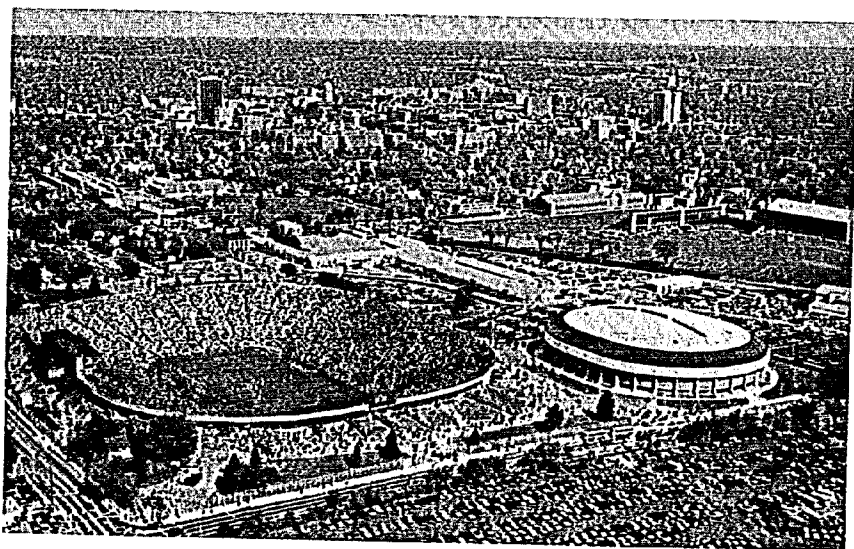
付録〔B〕 試験研究遂行に役立った試験研究機関の設備環境等

(1) ミシガン大学とアンアーバー

ミシガン州は合衆国中西部の五大湖地域に位置し、ミシガン湖に架かる壮麗なマキナック吊橋によって上ミシガンと下ミシガンに分たれ、北の湖上の州境はカナダに接している。下ミシガンの南部は自動車工業で有名なデトロイトで代表され、五大湖工業地帯の重要な一端をになう。上ミシガンおよび下ミシガンの北部は農産物・鉄鉱の産地であるが、夏季には快適な森と湖の避暑地となり多くのキャンパーが各州より訪れ、長期のレジャーを楽しむ。

150年余の歴史をもつミシガン大学(The University of Michigan)は現在その主要部をデトロイトの西50 km、人口10万余の小都市アンアーバーに置き(写真参照)、18の学部と48の付属研究所を擁し学生数38,000、教授・職員数2,000の米国有数の総合州立大学の一つである。この大学はすでに19世紀より日本を含む東洋諸国から学生を迎え、卒業生を送り出してきており、大学関係者のみならず一般市民も東洋人に対して強く親しみを感じている。現在世界70余国から全学生の2.5%にあたる約1,000人の留学生が学んでいる。この中ではカナダ人に次いで中国人および日本人が多いとされ、教授・職員を加えると日本人は200人を起す。したがってここで学ぶ日本人にとって同胞の多いことは便利ではあるが、一方そのために同国人から離れて米国人や諸外国の人々と接近する機会がややもすると少なくなりがちである。

このマンモス大学の中央キャンパスを市の中心部に、さらに林と芝生に囲まれた広大な北キャンパスを市の北部にかかえ、米国中西部の研究学園都市を自称するアンアーバー市当局は大学と緊密な連絡をもちつつ高い文化的環境の樹立、留学生を含む学生およびその家族へのサービス、静かな自然環境の保持に懸命である。充実した研究施設と恵まれた自然環境のせいか、この小都市にあまりにも多くの学生研究者が詰めかけ地元の収容能力を越す結果となり、最近では生活費とくに住居費が高騰しニューヨークにつぐ住居難だとさえいわれる。大学も住宅問題には真剣に取り組んでおり、独身者用はもちろんのこと家族用のアパートは約1000世帯分を持ち、比較的低廉な宿舎を提供して



いる。といってもここも大きな木々と広々としたきれいな芝生に囲まれた設備の良いアパートで、家賃は市価の約2/3ぐらいで、独身者用は約50ドル、家族用は100～150ドルである。しかし数の不足は補えず、多くの学生は高家賃の町のアパートで生活している。当市で大学周辺に建つ新しい高層建物のほとんどが学生相手のアパートという現象がみられている。このように、この町は勉学・研究の環境としては申し分ないが、物価の面からはすこぶる住みにくい町となっている。

(2) 学生生活

筆者は土木研究所の諸先輩の助言に従い、大学院の正規学生として入学許可を得ていた。しかし英語に関しては日本で受験した実力テストの結果は満足なものでなく、アンダーバー到着後、秋学期(9～12月)の始まる前に、再び英語のテストを受験させられたが、これまた条件付きとなった。すなわち留学生のための英語を週4時間受講するという条件つきで正規学生の3/4にあたる3科目(各々週3時間)の専門課目の受講が許可され、大学卒業以来9年ぶりの学生生活が始まった。次の各学期(1～4月)は英語の授業からやっと解放され、専門6科目(各々週3時間)をとり、春学期(5、6月)は2科目(各々週6時間)を受講し、修士課程のための規定の単位数を修得して学生生活を終えた。

宿題の多量なことは先輩の語に聞いたとおりで、短時間ではこなし得ない場合が多かった。また試験回数が多く、一学期間に3、4回が普通である。講義の内容は一部をのぞきさほど程度の高いものでなく、言葉の障害があるにもかかわらず理解に苦しむことは少なかった。これは講義の仕方が順序だちすぎていることによると感じられた。

宿題は教室での講義を理解するための計算例というのが多く、やたらと時間がかかる。多量の宿題に対処するため、数人がグループを作って互いに分担し合い時間の節約をはかる要領のよい学生がみられた。こんな要領のよい者を除けば学生は土・日の連休といえども図書館で宿題に明け暮れる。図書館は日曜の午前中を除き、毎日早朝から深夜まで開館されており多くの学生が利用する。教授は宿題をていねいにてんさくと採点をして次の時間に学生に返す。

学生は各教授の宿題の量や採点のあまさをよく調べており、比較的安易に良い成績が得られる科目を選びたがる。しかし各学生は専攻分野により分かれており(土木では建設、測量、道路、水理、水文、都市、鉄道、衛生、構造、土質、交通、公共事業行政、水資源)、それぞれの分野のアドバイザーと面談の上どの科目を履修するかを決定し、アドバイザーのサインを得て始めて正式に受講できるので必ずしも安易な道は選べない。

学生は異常なほど学課の成績を意識する。成績は非常に細かくつけられ、個々の科目としてはパスしても全科目の平均点が基準以上ないと卒業できない。また一学期でも平均点が基準をわると警告が与えられ、2回警告が続くと自動的に退学という。退学させられるとまもなく兵役の義務を負わされるケースもある。また博士課程に進むのは高い平均点を要求される。試験や宿題が採点されて各学生に返えされると、しばらく沈黙の間があり、次に正解に対する質問が起こり、時には点数の是正を要求する声が起こるときさえある。

試験中の監督官は「何人からも援助を受けず、何人にも援助を与えなかった」という誓約文を答案用のノートの表紙に書いてサインすることを学生に命じた後、通常は試験場から退場する。学生がこれほど成績に執着するにもかかわらず、カンニングの現象を一度も見なかった。このことをある学生に聞いてみると、カンニングをすれば他の学生の告げ口で判明し特別の会議にかけられ、明確な証言が得られれば退学というシステムが確立しているため、カンニングはまずないということであった。

米国の大学生一特に大学院学生はよく勉強するといわれているが、これは上記のような状況の下で勉強させられているといった方がよいのかもしれない。

修士課程では個人の才能を発揮させる研究的な方向はとられず、基礎知識を確実に修得させることに重点がかけられている。修士論文を提出することは一般に要求されない。リサーチというレポート形式の一選択科目があるが、これ

も選択希望者が少なく、修士学生の大半は実験や研究の経験をもたず講義を10科目程度(30単位以上)履修し卒業する。

大学の授業料は決して安いものでなく大学院学生で州外出身者の場合は通常月額200ドル(州内出身者はこの約1/3)であり、わが国の私立大学の年額分に近い。大学の年間一般予算1億9百万ドルのうち、州からの支給金6千7百万ドルについて授業料が3千万ドル(学生一人平均約800ドル)の多きを占めている。大学院学生の多くは奨学金を得ているが学内あるいは学外で定期的に働いている。土木関係の研究室においても60人を越す学生がパートタイム(通常週20時間)で働いている。しかしこれによる収入は授業料程度にしかならず、生活費の分は家族(といっても普通は妻)の働きによるか、5~8月の夏季に集中的に労働することによって得ている様子である。両親に負担をかける場合は少なく、もしその場合でも借金の形をとり、卒業後の返済を約しているという学生すらいた。

修士を得ると就職の条件がかなり良くなり、さらに博士を得ると社会や職場での地位は一段と高くなり、報酬も大幅に高くなる。したがって学士で就職していた者が数年後に退職して大学院に入学し、修士やさらに博士を目指すものが多く、妻は夫の将来の高い地位と収入に期待をかけて、子供があるにもかかわらず、働きに出たり、多くの子供を預かるなどして一生懸命夫を助けている。

(3) 研究その他

試験研究遂行上、特に有益であったものとして、図書館の充実、大型電子計算機の整備、実験用機器の整備等があげられる。図書館は図書資料の豊富さのほかに、希望図書の検索が容易かつ短時間でできるシステムが確立していることが特色であろう。大型計算機は連日ほとんど24時間作動しており、各研究室にあるターミナルと中央計算センターとが結ばれ、計算は必要に応じ昼夜無関係に即座に可能である。(但し計算を実施するには、研究者・学生ともあらかじめ、予算の裏付けをもって登録していることが必要で、その予算の範囲内でのみ計算出来るようになっている)。実験室で用いられる機器がよく整備されていることも注目された。特殊な装置は別にして、多くの研究室において利用される共通機器は、そのための専門職員が一括して保管しており、各研究室の要求に応じて借し出すシステムがとられている。そして日頃の整備ももちろんのこと、故障時の修理もその専門家を通して行われるため、機器の状態が非常に良好である。また特殊な実験施設を工作するための専門家(スタッフ)と工作場(ショップ)を備えているのも好都合である。

以上のほかに大学と市によるキャンパス内外の自然環境の保全、運動レクリエーション施設の整備、さらに外国留学学生およびその家族のための大学の国際センターの活躍と地域住民の協力、各学生に適切な指導を行うためのアドバイザー制度等は注目に値するものであり、これらも試験研究を効果的に行う上にみのがせないものであった。

付録〔C〕 今後在学研究を行う者に参考になる事項

科学技術庁長期在外研究員制度のもとに在外研究を行うとする場合、大学または研究機関の訪問研究員になるか、大学院の学生になるかの選択が重要である。筆者はほとんどの期間を大学院の正規学生として過ごしたが、接した教授の意見では、研究者が研究拡充のために米国の大学で新たな知識を吸収する場合、博士課程を修了するまでは、学生の立場で勉強するのが最も効果的であるとのことであった。

自分の希望する具体的な研究課題に関して、適切な指導者が受入機関にあり、その指導が得られるかあるいは、研究遂行に必要な諸施設が備わっており、その利用が可能である等の場合を除いて、一般には学生の立場で在外研究を行う方が効果的であると考えられる。

学生の立場で勉強する場合には、語学力が重要なことはいうまでもないが、新学期である9月から開始することが望ましい。このためには、大学によっては相当早目に手続きを行う必要があるので注意を要する。

大学院の正規学生を希望する人への参考までに、筆者がミシガン大学へ入学するまでにとった大学との連絡の主要事項を示すと下記のとおりである。

1968年11月22日 当方から土木工学科主任教授（筆者が特に研究希望する土の動的問題の権威者であった）に対して、留学希望（1968年8月から1970年7月までの一年間、大学院学生として研究したい旨）の第一信。履歴書、在外研究計画、自著論文、研究所の概要パンフレットを同封。

1968年12月 3日 土木主任教授より、歓迎するので早速正式応募せよとの書信。（1969年9月入学の場合の応募期限1969.2.1）応募用紙、応募規定同封。

1969年 1月21日 大学院学長に対して、正式応募。
応募用紙、高校・大学の卒業・成績証明書類同封。

1969年 3月 3日 大学院より、土木工学科で推選されたので英語能力試験を至急受験せよとの書信。

1969年 3月14日 英語受験（於国際キリスト教大学）

（1969.3月末～4月始）科学技術庁在外研究員の試験および合格者発表）

1969年 5月19日 大学院より正式入学許可入手。健康診断をうけること。

1969年 6月26日 大学国際センターより留学生への注意事項。

1969年 8月24日 現地到着。

1969年 9月 2日 英語能力試験。

1969年 9月 5日～12月20日 秋学期

1970年 1月 8日～ 4月26日 冬学期

1970年 5月 6日～ 6月26日 春学期

つきにミシガン大学の大学院入学のための手続きと英語能力試験について、秋学期（9月）入学の場合を想定して簡単にふれておく。

（1）まず、1月末までに応募用紙、卒業・成績証明書類をそえて、大学院に正式応募する（応募用紙、規定はあらかじめとっておく必要がある。）（2）大学院の担当教室は書類選考を行なう。推薦されれば指示に従い、国内で第1回目の英語試験（TOEFLまたはMichigan Test）をうける。その結果は直接入学希望する大学当局と専門学科の教室に送られ、再度選考される。このさい、英語の成績と同時に先に提出した書類（応募用紙、および高校・大学の卒業・成績証明書）を参考にして、可否を決めるという。

合格には無条件合格と条件付合格がある。条件付きの場合、大学に到着し、第一前期の始まる直前に、再度英語の試験を受験する。そして、その結果により、第一前期の専門科目受講数に制限がつく。即ち、良成績であれば無条件となるが、中程度（80～85%）であれば、一時学期の3/4までの受講数が許され、英語受講が義務づけられる。成績が、中程度以下の場合、第1学期は英語に専念することを義務づけられ、専門科目の受講が正式に許されない。条件付きとなった学生は、第一学期の終る頃に再度受験し、第2学期の立場が決められる。

小生の場合は、第1学期は3/4に条件付となったが、第2学期以降は無条件となった。

一度無条件になれば安心かという点必ずしもそうでなく、専門科目の成績の如何によっては、語学力不十分とみなされる場合がある。現に、第一学期に無条件入学となったが、専門科目の成績があまり良好でなかったため、アドバイザーの指示で、第2学期に英語の授業をとるようになった日本人留学生もいた。

上記のように、必ずしも会話力があるというのではなく、文法、語いの基礎的な学力とともに読解力、作文力（特にそのスピード）が重要視される。長文の概要を如何に速かにつかむという点が重要視される。

自分の専門分野の論文の他、新聞雑誌など内容の予備知識がないものでも、早く要旨を読みとれる訓練をしておくことが重要と思われる。

付録 [D] 取得資料一覽

Publications Collected in the United States by Toshio Iwasaki

(September, 1969 to August, 1970)

- 1 The University of Michigan, "General Information," 1970-71, (C)
- 2 The University of Michigan, "College of Engineering," 1970-71, (C)
- 3 The University of Michigan, "School of Graduate Studies," 1968-69, (C)
- 4 The University of Michigan, "University Research Units," May, 1969, (C)
- 5 The University of Michigan, "Research and Scholarship, A Survey" July, August, 1965, (C)
- 6 The University of Michigan, "Research" 1962, (C)
- 7 George H. Workman, "The Inelastic Behavior of Multistory Braced Frame Structures Subjected to Earthquake Excitation," The University of Michigan, September, 1969, (P)
- 8 Amin M. Almuti, "Post-Elastic Response of Mild Steel Beams to Static and Dynamic Loading," The University of Michigan, June, 1970, (P)
- 9 Structural Engineers Association of California, "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary," Seismology Committee, Oct. 13, 1969, (R)
- 10 "Uniform Building Code Earthquake Regulations," Intern'l Conf. of Building Officials, Pasadena, Calif, 1970, (R)
- 11 E.G. Aisiks and I.W. Tarsharsky, "Soil Studies for Seismic Design of San Francisco Transbay Tube," American Society for Testing Material, 1968, (P)
- 12 K.L. Lee and J.A. Fitton, "Factors Affecting the Cyclic Loading Strength of Soil," American Society for Testing Material, 1968, (P)
- 13 Gonzalo Castro, "Liquefaction of Sands," Harvard Univ., January, 1969, (P)
- 14 MIT, "Publications of the Soil Mechanics Division," March, 1970, (C)
- 15 Karl Rocker, Jr., "The Liquefaction Behavior of Sands Subjected to Cyclic Loading," MIT, June, 1968, (P)
- 16 J.M. Roesset, M.A. Sarrazin, E.H. Vanmarcke, "The Use of Amplification Functions to Derive Response Spectra Including the Effect of Local Soil Conditions," MIT, July, 1969, (P)
- 17 Hasan Kamil and Jose M. Roesset, "Hysteretic Damping in Inelastic One Degree of Freedom Systems," MIT, August, 1969, (P)
- 18 Freddy Garcia and Jose M. Roesset, "Influence of Damping on Response Spectra," MIT, (P)

- 19 Ricardo Dobry, "Damping in Soils: Its Hysteretic Nature and The Linear Approximation," MIT, January, 1970,(P)
- 20 Thomas J.Jones, Jr.Jose M.Roesset, "Soil Amplification of SV and P Waves," MIT, January, 1970,(P)
- 21 Raymond W.Latona, Jose M.Roesset.V, "Analysis of Building Frames for Natural Frequencies and Natural Mode Shapes," MIT, August, 1969,(P)
- 22 Stavros A.Anagnostopoulos, "A Computer System for Approximate Analysis of Multistory Buildings under Earthquake Loads," MIT, January, 1970,(P)
- 23 Edmund C.D.Sixsmith, Jose M.Roesset V, "Statistical Properties of Strong Motion Earthquakes," MIT, January, 1970,(P)
- 24 College of Engineering, "Engineering Experiment Station Catalog, A Listing of Engineering Publication, 1969," University of Illinois, 1969,(C)
- 25 C.Martin Duke, "Linear System Theory and Strong Earthquake Motion," University of California, Los Angeles, June, 1970,(P)
- 26 "Earthquake Engineering Research Laboratory, Dynamics Laboratory, (A Listing of Publication)," Calitech, January, 1970,(C)
- 27 "UCEER Information Report," Universities Council for Earthquake Engineering Research, June, 1966,(P)
- 28 "Report on NSF-UCEER Conference on Earthquake Engineering Research March 10-11, 1967," Universities Council for Earthquake Engineering Research, May, 1967,(P)
- 29 Nien-Chien Tsai, "Influence of Local Geology on Earthquake Ground Motion," Calitech, 1969,(P)
- 30 M.D.Trifunac, "Low Frequency Digitization Errors and A New Method for Zero Baseline Correction of Strong-Motion Accelerograms," Calitech, September, 1970,(P)
- 31 M.D.Trifunac, D.E.Hudson, "Laboratory Evaluations and Instrument Corrections of Strong-Motion Accelerographs," Calitech, August, 1970,(P)
- 32 W.O.Keightley, "A Strong-Motion Accelerograph Array with Telephone Line Interconnections," Calitech, September, 1970,(P)
- 33 D.E.Hudson, "Strong Motion Earthquake Accelerograms, Digitized and Plotted Data Vol.1, Part A," Calitech, July, 1969,(P)

- 34 D.E.Hudson, "Strong Motion Earthquake Accelerograms, Digitized and Plotted Data, Vol.1, Part B," Calitech, October, 1970,(P)
- 35 "Report on NSF-UCEER Conference on Earthquake Engineering Research, March 27-28, 1969,(P)
- 36 "Earthquake Engineering Research at Berkeley," EERC, UC at Berkeley, January, 1969,(P)
- 37 Marshall L.Silver, H.Bolton Seed, "The Behavior of Sands under Seismic Loading Conditions," EERC,UC at Berkeley, December, 1969,(P)
- 38 Mostafa Dibaj, Joseph Penzien, "Nonlinear Seismic Response of Earth Structures," EERC, UC at Berkeley, January, 1969,(P)
- 39 A.K.Malhotra, Joseph Penzien, "Stochastic Analysis of Offshore Tower Structures," EERC,UC at Berkeley, May, 1969,(P)
- 40 Environmental Science Services Administration, "Earthquake Investigation in the United States," U.S.Department of Commerce,(C)
- 41 Office of Chief Engineer, "Publications for Sale," United States Department of the Interior, January, 1970,(C)
- 42 Ellis L.Armstrong, "Answering Your Questions about Reclamation," U.S. Department of the Interior, 1970,(C)
- 43 Bureau of Reclamation, "Hoover Dam," U.S.Department of the Interior, 1968.(C)
- 44 Willord Ellis, M.ASCE, and V.B.Hartman, "Dynamic Soil Strength and Slope Stability," J of SM, ASCE, July, 1967,(P)
- 45 W.G.Holtz, H.J.Gibbs, Office of Chief Engineer, Bureau of Reclamation United States Department of the Interior Denver, Colorado U.S.A., "Research Related to Soil Problems of the Arid Western United States," A Paper for the Third Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Caracas, Venezuela, July 8-15, 1967,(P)
- 46 H.J.Gibbs and C.T.Coffey, "Application of Pore Pressure Measurements to Shear Strength of Cohesive Soils. Report No.EM-761," U.S.Department of the Interior, Bureau of Reclamation, June, 1969,(P)
- 47 William K.Cloud, "Seismological Field Survey, U.S.Coast & Geodetic Survey, Strong-Motion Program," U.S.Department of Commerce ESSA,(P)
- 48 R.P.Maley, "Criteria for the Development of a Model Strong-Motion Seismograph Network in Southern California," Association of Engineering Geologists National Meeting, October 21-25, 1969,(P)

- 49 Ad Hoc Interagency Working Group for Earthquake Research, "Proposal for A Ten-Year National Earthquake Hazards Program, "Federal Council for Science and Technology, December, 1968,(P)
- 50 J.H.Healy, W.W.Rubey, D.T.Griggs, and C.B.Raleigh, "The Denver Earthquakes," The American Association for the Advancement of Science, 1969,(P)
- 51 R.M.Hamilton, F.A.Mckeown, J.H.Healy, "Science," The American Association for the Advancement of Science, 1969,(P)
- 52 J.P.Eaton, W.H.K.Lee, and L.C.Pakiser, "Use of Microearthquakes in the Study of the Mechanics of Earthquake Generation Along the San Andreas Fault in Central California," U.S.Geological Survey, National Center for Earthquake Research, Menlo Park, Calif.(U.S.A.) December 17, 1969,(P)
- 53 J.H.Healy, R.M.Hamilton, C.B.Raleigh, "Earthquakes Induced by Fluid Injection and Explosion," U.S.Geological Survey, National Center for Earthquake Research, Menlo Park, December 17, 1969,(P)
- 54 U.S.Atomic Energy Commission, "Use of Seismic Intensity Data to Predict the Effects of Earthquakes and Underground Nuclear Explosions in Various Geologic Settings," U.S.Department of the Interior, 1969,(P)
- 55 Geological Survey Bulletin 1258-D, "Stability of the West Slope of Government Hill Port Area of Anchorage, Alaska, "U.S.Department of the Interior, 1969,(P)
- 56 Geological Survey, "U.S.Geological Survey," U.S.Department of the Interior, 1969,(C)
- 57 Dorothy H.Rad Bruch, "Geologic Quadrangle Maps of the United States," Department of the Interior United States Geological Survey, 1969,(P)
- 58 "USGS OERCS," 1969-70,(C)
- 59 Stewart L.Vdall, Floyd E.Dominy, "The Engineering Laboratories," U.S.Department of the Interior, 1967,(C)
- 60 "Information on BART, nine copies," August, 1970,(C)
- 61 Federal Highway Administration, "Highway Research & Development Studies," U.S.Department of Transportation, July 1, 1969,(C)
- 62 Pamphlet of The National Weather Records Center (C)

- 63 Corps of Engineers, "Summary of Capabilities," U.S. Army Engineer
Waterways Experiment Station, 1969, (C)
- 64 U.S. Army Corps of Engineers, "Summary of Capabilities," Coastal
Engineering Research Center, July, 1968, (C)
- 65 UJNR, 2nd Meeting, "Wind and Seismic Effects," Washington, D.C.
May, 1970, (P)
- 66 "Selected Appollo Photographs," May, 1970, (O)

REMARKS:

- (C): Catalog
- (P): Paper
- (R): Regulation
- (O): Others