



土木研究所資料

第1032号

大型振動台による模型堤防の振動実験

昭和50年4月

建設省土木研究所

土木研究所資料

第一〇三二号

大型振動台による模型堤防の振動実験

昭和50年4月

建設省土木研究所

目 次

1. ま え が き	1
2. 実 験 目 的	2
3. 大型模型堤防による振動実験	4
3.1 模型堤防の相似率について	4
3.2 大型模型堤防の概要	6
3.3 振動実験の方法	7
4. 振動実験の結果	11
4.1 堤防のり面の観測結果	11
4.2 振動時の堤防および地盤内の加速度	13
4.3 振動時の間ゲキ水圧の変化	21
5. 堤防の安定解析	27
5.1 安定解析の方法	27
5.2 安定解析に用いた諸条件	30
5.3 安定解析の結果	32
6. 振動応答解析	44
6.1 振動応答解析の方法	44
6.2 応答解析に用いた堤体および地盤の力学定数	44
6.3 応答解析の結果	47
7. む す び	54

1. ま え が き

河川堤防、道路盛土などの盛土の安定性を検討する際には、一般に地震力を考慮しないで盛土の安定性を検討する場合が多い。しかし、過去の新潟地震^{(3), (5)}や十勝沖地震などの災害例からも明らかなように、土砂で作られた河川堤防および道路盛土の地震時の安定性は必ずしも高いとはいえない。したがって、当研究室では地震時における安定性の高い盛土の設計、施工法をみいだすために、大型振動台の上に大型模型堤防を築造し、振動台に一定の加速度を加えて斜面崩壊を再現させ、振動時の盛土の安定性を検討する実験を実施してきている。特に、河川堤防や道路盛土のように高さのあまり高くない盛土では、地盤条件が地震時の盛土の安定性に著しい影響を及ぼすことが考えられるため、実験では模型砂地盤の上に築造した盛土の地盤内の地下水位を変化させて地盤条件を変えた実験を行なった。

実験は地盤条件を変えた3ケースの模型堤防について47年、48年にわたって5回の大型模型堤防の振動実験を実施した。

したがって、この報文により、それらの実験結果について述べるとともに、実験から得られた堤体に作用する加速度の大きさとその分布ならびに振動中に発生する過剰間ゲキ水圧などをを用い、円弧すべり計算法と震度法とを組合せた安定解析の方法によって堤防の安定性を検討した結果についても述べることにする。

また、堤体内の加速度の分布について有限要素法による動的応答解析を行ない、加速度計により測定した実測値と比較し検討を加えたので、その結果についても合せてここに報告する。なお、実験は科学技術庁防災センターの耐震実験室の大型振動台を利用して行なったものであり、実験を担当して下さった科学技術庁防災センター、建設省関東技術事務所の方々に謝意を表します。

昭和50年5月

土 質 研 究 室
動 土 質 研 究 室

(とりまとめ)

久 楽 勝 行
古 賀 泰 之
川 口 丸 雄

(現熊本工事々務所)

三 木 英 夫

(現北首都国道工事々務所)

2. 実験目的

47年度からの実験に先立ち、46年度に振動台の上に直接に高さ3mの実物大の模型堤防を築造し、振動実験を実施した。⁽¹⁴⁾ この実験において大きな振動入力で加振したにもかかわらず、実際の地震災害にみられるようなすべりによる堤防の破壊現象はみられず、天端付近の表層だけが剝離し、崩壊するような現象が認められた。このような振動台の上に盛土した他の実験結果からも同様な天端付近の表層が剝離したり、表層すべりを起こした報告がなされており、振動台を剛な地盤とみなすと、一般に地盤条件のよいところに築造された盛土の安定性は高いといえる。特に、河川堤防ではのりこう配がゆるく、しかもその盛土高もあまり高くないため、地盤条件のよいところに築造された堤防の安定性はいっそう高いといえる。しかし、過去の地震災害の例からも明らかに、堤防の地震時の安定は必ずしも高くなく、地震による堤防被害は依然として起こっている。しかも、その被害は天端付近の剝離や表層すべりとどまらず、基礎地盤をも含めたすべりによる大きな崩壊も起こっている。図-1は過去の地震より生じた盛土の破壊形態を示したものである。^{(2), (7)} これを大別すると、堤体そのものの崩壊と堤体を支える地盤が弱かったために崩壊したものとに分けられる。堤体の崩壊の形態には図-1の(a), (b)に示すようなり面崩壊と堤体崩壊とがあり、(a)のり面崩壊は振動台の上に築造した盛土の振動実験の結果とほぼ似ており、比較的地盤条件のよいところに築造された盛土に多いといえる。

(b)の場合も地盤条件のよいところに築造された盛土に多いと考えられるが、(a)のり面崩壊と比較して、堤体内部に弱い個所が存在し、その部分が弱点となり堤体すべりを起こす場合である。このような崩壊は、大正および昭和初期に作られた堤防などで締固めが十分なされていない堤防などに多いことが考えられる。また十勝沖地震の例では、地震の前に降雨がありシルトなどの細粒土を含む砂質土からなる堤防で、降雨の浸透により土のせん断抵抗が減少し、堤体内部が弱くなったところに地震力が加わって崩壊した例などがある。

地盤が弱いために堤防が崩壊する形態には(d)の地盤の破壊ならびに(e)の堤体沈下とがある。

(d)の地盤の破壊は、地盤が軟弱層であったり、またゆるく締まった砂質地盤で地震により地盤内の過剰間ゲキ水圧が上昇し液状化をおこしやすい地盤上に築造された盛土に多く、基礎地盤を含めた堤体の

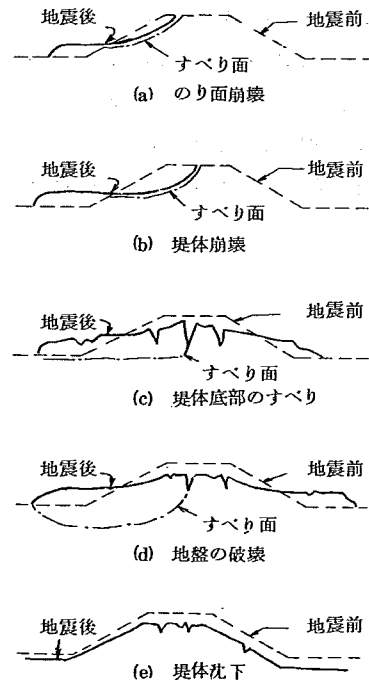


図-1 地震による盛土の崩壊形態⁽⁷⁾

すべりが起こる。また(c)の堤体の沈下はすべりこそ生じないが、堤体自体がほぼ一様に沈下するもので、(d)の地盤の崩壊の場合と同様に軟弱な地盤の上に築造された盛土に多い。

(c)の堤体底部のすべりは、堤体と地盤との境界付近が弱いためにおこるもので、基盤が傾斜した軟弱層上に築造された盛土に多いことからして、堤体底部のすべりも基礎地盤が原因していると考えられる。

したがって、崩壊形態(c)、(d)、(e)の基礎地盤が原因で崩壊する例は、ゆるい砂質地盤を含めた軟弱地盤の上に築造された盛土に多く、その被害の規模は図-1からもわかるように堤体そのものの崩壊(a)、

(b)に比べて大きい。また、河川堤防では道路盛土などに比べてのり勾配がゆるくとつてあるため、十勝沖地震のような降雨があった時などの特殊な場合を除くと、堤体そのものの崩壊は表層すべり程度でとどまる場合が多いと考えられる。また、堤体崩壊が生じたとしても堤防全体が大きく崩壊し、築堤の形跡がなくなるほど崩壊する場合は少ないと考えられる。これに対して基礎地盤が原因で崩壊する場合は、崩壊規模も大きく、築堤の形跡がなくなるほど崩壊する場合もある。したがって、防災的な観点からも基礎地盤が原因で崩壊する場合は重要な問題となる。このような見地から、地震時の安定性の高い堤防を築造するためには、堤体そのものの安定性を検討することがぜひとも必要である。そこで実験にあたって、図-2に示すような模型堤防を築造し、地盤の条件を変えた3ケースの振動実験を行ない次に示す項目について検討することを目的として実験を行なうことにした。

- (1) 基礎地盤の条件が堤体の安定性に及ぼす影響について検討を加える。
- (2) 振動時の堤体の応答特性ならびに飽和した地盤の挙動を明らかにする。
- (3) 地震時の地盤を含めた堤防の安定解析法について検討を加え、振動実験の結果と比較検討する。

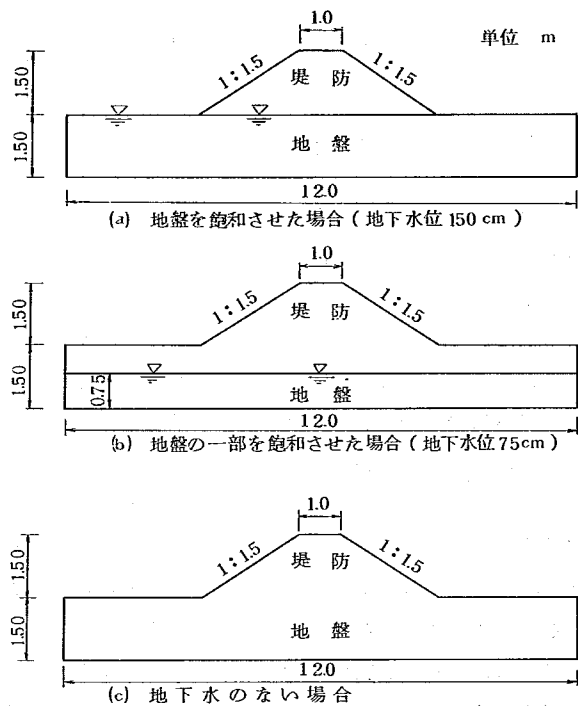


図-2 模型堤防

3. 大型模型堤防による振動実験

3.1 模型堤防の相似率について

今回の実験について、その実験方法を具体的にのべる前にまず、このような堤防の模型振動実験を行なう際の実物と模型との相似関係についてのべることにする。

土質に関する実験における模型相似率の関係を検討したものにM. Rocha, R.W. Clough and D. Pritz⁽⁹⁾、畑野らの報告があるが、これらをまとめると実物と模型との相似率は表-1に示すような関係にある。表-1においてサフィクス m および p はそれぞれ模型および原型を示し、 λ , ρ , τ , α , β , μ は相似定数である。6個の相似定数のうち、通常 $1/\beta=1$ であり、模型実験において実物のものと同一材料を使用する場合には $1/\rho=1$ である。

表-1は一般的な相似率の関係を示したものであり、今回の振動実験においてはあとで詳しくのべるような共振実験と破壊実験の2とおりの実験を実施した。したがってこれらの実験における模型実験の相似率についてここで触れることにする。共振実験の主たる目的は振動中の堤防の振動形状がどのような形であるかを明らかにすることであり、これに対する具体的な内容としては振動モード、固有振動数、増幅率、減衰定数などを求めることがあげられる。破壊実験の主たる目的は破壊の機構と強度を明らかにすることであり、簡略に言えば破壊の形状、破壊を生じさせる外力の大きさなどを明らかにすることである。さて模型実験で最も重要なことは、実物と模型との間の相似関係を明確にしておくことであるが、すべての場合について相似則を厳密に成立させることはほとんど不可能である。

したがって、ここで相似則を考察する場合に上述した共振実験と破壊実験とに分けて考えるが、どちらの場合にもそれぞれの実験においてその性状を支配する力学法則(簡単にいえば力と変形の関係)を知る必要がある。通常の土質力学の考えにしがえば、共振実験の場合の振動時の性状を記述するためには応力~ひずみ関係を与える必要がある。これに対して破壊実験の場合には、通常の破壊基準が変形には触れていない力だけの関係であるため、力の平衡についてのみ考えればよい。実験目的のところでものべたように実用的な安定計算法を提案するという意図をもつ今回のような模型実験においては、両方の実験について相似則を満足させることはできないので、破壊実験の相似則を満足させることを第一に考え、共振実験の方は諸量が換算可能であればよいと考えられる。まず、共振実験の場合には、模型振動実験結果から対象となる原型の固有周期を求めることが必要であるが、これは盛土の弾性振動性状を楔形せん断ばりと考えた松村⁽²⁾の解によって大略換算することは可能である。1次の固有周期は次式で与えられる。

$$T = 2.62 \sqrt{\gamma/G \cdot H} \dots\dots\dots (1)$$

ここに H ; 盛土高, G ; 盛土材料の剛性係数, γ ; 盛土材料の密度

また、この固有周期における天端の増幅率は次に与えられる a によって定まる。

$$a = \frac{\eta}{G} \cdot \frac{\eta}{\gamma} \frac{5.783}{4H^2} \dots\dots\dots (2)$$

表-1 一般的な模型と原型との間の相似則の関係 (岩崎による)

一般的な相似率	番号	量	相似率	備考	番号	量	相似率	備考	番号	量	相似率	備考	備考
	①	長さ	$L_m = \frac{1}{\lambda} L_p$		9	ポアソン比	$\nu_m = \nu_p$	8, 9は弾性体とした場合	17	質量	$M_m = \frac{\beta}{\lambda \alpha \tau^2} M_p$	$M = \frac{F}{a}$	m : 模型 } を示す p : 原型 } λ ρ (6個) τ 相似定数 α (○印のあるもの) β μ
	②	単重	$\gamma_m = \frac{1}{\rho} \gamma_p$	土液体 }とも	⑩	液体の透水係数	$k_m = \frac{1}{\mu} k_p$	透水を考慮の場合	18	速度	$V_m = \frac{\tau}{\lambda \beta} V_p$	$V = \frac{\delta}{t}$	
	③	時刻	$t_m = \frac{1}{\tau} t_p$		11	間グキ率	$n_m = n_p$	浮力の影響を考慮の場合	19	加速度	$a_m = \frac{\tau^2}{\lambda \alpha} a_p$	$\frac{\tau V}{\lambda \alpha} a = F$ (慣性力) から $\frac{1}{\tau} = \frac{1}{\lambda \beta}$	
	④	応力	$\sigma_m = \frac{1}{\alpha} \sigma_p$	圧力, 単位外力, 有効圧力	12	粘着力	$c_m = \frac{1}{\alpha} c_p$	$c A = F$ (粘着力) から	20	バネ係数	$K_m = \frac{\beta}{\lambda \alpha} K_p$		
	⑤	歪	$\epsilon_m = \frac{1}{\beta} \epsilon_p$	通常 $\beta = 1$ を考えることが多い	13	内部マサツ角	$\phi_m = \phi_p$	12, 13は破壊を相対した場合	21	粘性減衰係数	$\bar{c}_m = \frac{\beta}{\lambda \alpha \tau} \bar{c}_p$		
	6	変位・変形	$\delta_m = \frac{1}{\lambda \beta} \delta_p$	$\frac{\delta_m}{\delta_p} = \frac{L_m}{L_p}$ とすると $\beta = 1$	14	面積	$A_m = \frac{1}{\lambda^2} A_p$						
	7	力	$F_m = \frac{1}{\lambda^2 \alpha} F_p$		15	体積	$V_m = \frac{1}{\lambda^3} V_p$	$\gamma V = F$ (重力) から $\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\lambda \rho}$					
	8	弾性係数	$E_m = \frac{\beta}{\alpha} E_p$	$\epsilon E A = F$ (弾性力) から	16	重量	$W_m = \frac{1}{\rho \lambda^3} W_p$						
	各条件に 対相 する定 数 間 の 関 係	条 件		一般的なケース (一般的な応力・歪関係 (非線型, 塑性考慮) 間グキ水の影響考慮)				特 殊 な ケ ー ス				摘 要	
一般的なケース (非線型, 塑性考慮) 間グキ水の影響考慮				特殊なケース									
相似定数		λ, ρ, β	α	τ	μ	τ	μ	α, β, τ	μ	破 壊 現 象 c, ϕ	ϕ		
自重および慣性力の影響を考慮		$\left. \begin{array}{l} \frac{1}{\lambda} \\ \frac{1}{\rho} \\ \frac{1}{\beta} \end{array} \right\} \text{任意}$	$\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\lambda \rho}$	$\frac{1}{\tau} = \frac{1}{\sqrt{\lambda \beta}}$	$\frac{1}{\mu} = \frac{\rho}{\tau}$			「一般」と同様	$\frac{1}{\mu}$: 無関係	「一般」と同様	「一般」と同様 ※ 同一材料 $\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\lambda}$		
自重のみの影響を考慮													
自重, 慣性力のいずれも考慮せず													
	$\frac{1}{\alpha}$: 任意		$\frac{1}{\tau}$: 任意		同一材料 $\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\beta} = \frac{1}{\mu} = 1$ $\tau = \lambda^2$		同一材料 $\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\beta} = \frac{1}{\tau} = 1$		同一材料 $\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\beta} = \frac{1}{\tau} = 1$				

ここに η ; 盛土材料の内部摩擦係数

したがって、模型と原型の縮尺比、剛性係数比、密度比、内部摩擦係数比が定まれば、模型実験結果から原型の固有周期、増幅率などを求めることができる。

つぎに、破壊実験の場合の外力ならびに抵抗力について考察を加えると、表-1からも明らかに次に示すような相似則が必要であることがわかる。すなわち、幾何学的縮尺比を λ とすると、模型と原型の堤体重量の比は同一材料を使用する場合には $r_m = r_p$ であることから

$$\frac{W_m}{W_p} = \frac{1}{\lambda^3} \dots\dots\dots (3)$$

となる。また、時間および加速度の縮尺比は次のようになる。

$$t_m/t_p = \frac{1}{\tau} = \frac{1}{\sqrt{\lambda\beta}} = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \dots\dots\dots (4)$$

$$a_m/a_p = \frac{\tau^2}{\lambda\beta} = 1 \dots\dots\dots (5)$$

破壊実験において問題になる材料の強度比についてはせん断抵抗角の関係が $\phi_m = \phi_p$ であることから、粘着力について考慮する必要がある。粘着力に関する縮尺比は表-1から

$$c_m/c_p = \frac{1}{\lambda} \dots\dots\dots (6)$$

である。

したがって、模型を原型と同じ材料で造る場合には $r_m/r_p = 1$ であることからして $c_m/c_p = \frac{1}{\lambda}$ となるように模型の粘着力を原型に比べて小さくして実験する必要がある。このような縮尺比により模型を築造すれば、破壊の場合には通常円弧すべり法によって検討した安全率は原型および模型について比較的同一の値を得ることが可能であるといえる。

3.2 大型模型堤防の概要

実験は表-2に示すような科学技術庁防災センター耐震実験室の大型耐震実験装置を用いて行なった。この耐震実験装置は加振台を水平および鉛直方向に切換方式により加振することができ、また加振機は変位制御の電気-油圧サーボ方式の1機90tの加振機4台で、最大360tの加振力を得ることができるようになっている。

模型堤防は写真-1に示すような水平振動方向に長さ12m、奥行2m、最高高さ3.5mの堤防型の鉄製土槽を振動台の上に載せ、この鉄製の土槽に深さ1.5mの模型地盤を造成し、造成した地盤の中央部に高さ1.5m、天端幅1.0m、敷幅5.5m、のりこう配1割5分の台形断面の盛土を築造した。地盤および盛土に用いた材料は千葉県浅間山から採取した細砂である。この砂の粒径加積曲線を図-3に示す。同図には過去の地震の際に液状化した砂の粒度分布の例も記しており、この砂がいわゆる地震時に液状化しやすい砂の範囲に入ることがわかる。土槽の底部には給水、排水の便のために6号碎石(5~13mm)を5cm程度敷き均し、その上に荒目の織布を敷いた。地盤ならびに盛土の施工はトラクタショベルおよびバケットを用いて砂をまき出し、50cmごと

に均一になるようにビブロランマーまたは人力により締固めた。

図-4は地盤および盛土の施工管理試験の結果の1例を示したものである。模型堤防の相似率のところでものべたように地盤および盛土の強度は実物のものに比べて縮尺比(1/4程度)に応じた所定の強度につくり上げることが必要であり、そのためコーンペネトロメータによる貫入試験を実施し、コーン支持力 q_c (kg/cm^2) の値によって規制することにしたが、ビブロラ

表-2 大型耐震実験装置⁽¹⁾

加振台寸法	15 m × 15 m
重量	160 t
最大搭載重量	500 t (水平), 200 t (鉛直)
固有振動数	40 cps
最大加振機出力	360 t
加振方式	水平, 鉛直切換方式
最大振幅	± 30 mm
最大速度	37 cm/sec
加振波形	正弦波, 不規則波
周波数範囲	0.1 ~ 50 cps
駆動方式	電気油圧式
加振機台数	4 台 (水平), 4 台 (鉛直)

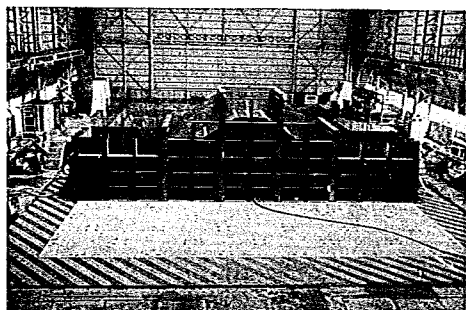


写真-1 実験土槽に築造した盛土

ンマーで締固めた場合には図-4からも明らかなように締固めエネルギーが大きいため締固め密度やコーン支持力が大きくなっている。これに対して人力で締固めた場合には締固めエネルギーが小さいために砂地盤および盛土の乾燥密度は $1.45 \sim 1.55 \text{ g}/\text{cm}^3$ で、実験前のコーンペネトロメータによる支持力も $q_c = 5 \sim 10 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 程度になっており、所定の強度に近いものが得られた。なお、砂地盤の支持力が盛土に比べて小さい値になっているが、これは地盤を水で飽和させた影響によるものと思われる。

つぎに、振動実験中の地盤および模型堤防の振動特性ならびに地盤の間ゲキ水圧の変化を調べるために、図-5に示すような加速度計27個、間ゲキ水圧計12個および表面変位計1個を地盤および盛土築造中にそれぞれ埋設または設置した。また、振動により生ずる盛土内のすべり面を調べる目的で、コーンペネトロメータのロッドの穴を利用して石灰によるパイルを土槽中心線に沿って適当な間隔をおいて打設した。振動台の加速度は図-5のA-26, A-27の加速度計により測定した。

3.3 振動実験の方法

実験は地盤の条件が堤体の安定性に及ぼす影響を調べるために、図-2に示したような地盤を飽和させた場合(地下水位150 cm)、地盤の一部を飽和させた場合(地下水位75 cm); およ

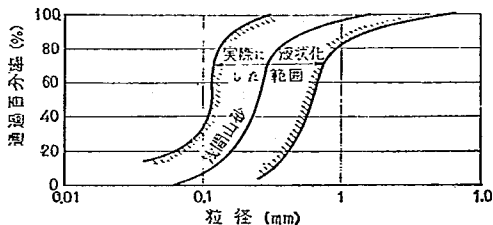
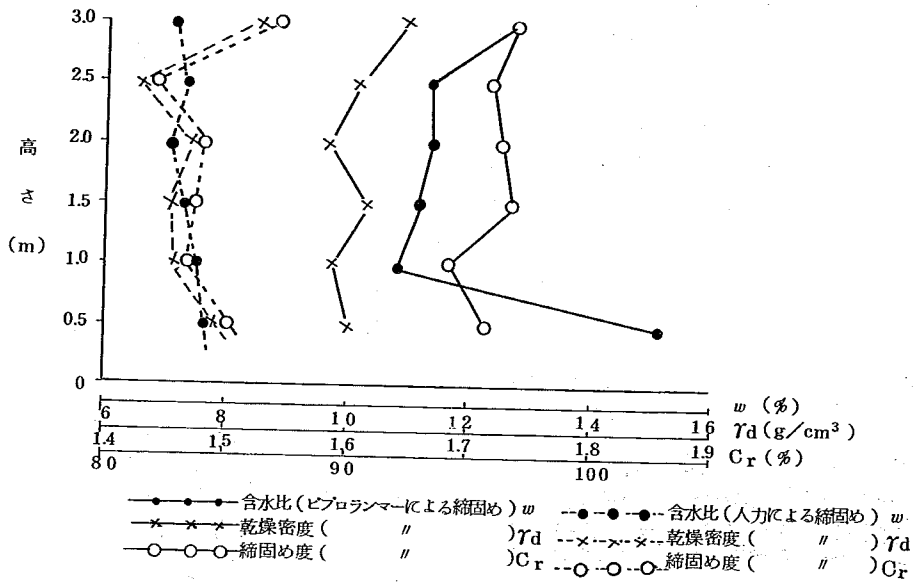


図-3 実験砂の粒径加積曲線

a) 含水比、密度および締固め度の1例



b) コーン指数の1例

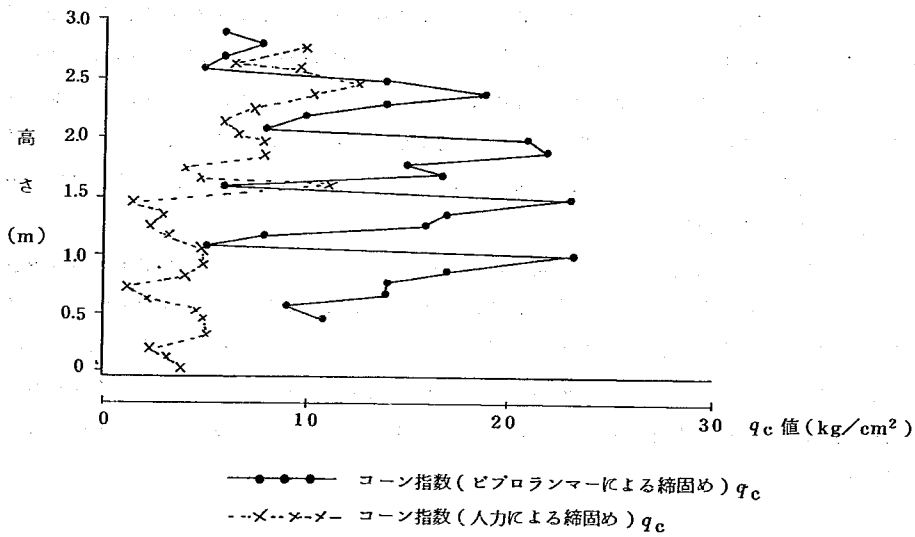


図-4 堤防および地盤の締固めと強度の1例

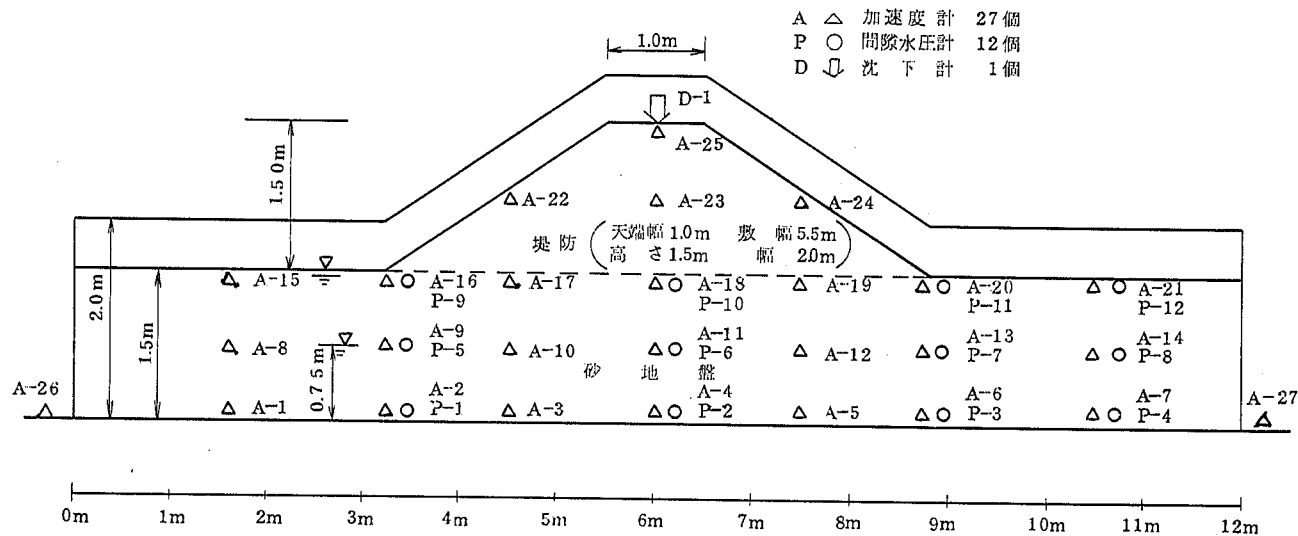


図-5 模型堤防断面図と埋設計器

び地下水がない場合の3ケースについて実験を実施した。地盤は模型堤防築造後、地盤の下方から給水を行ない所定の水位までたん水させ、振動実験を行なった。

振動実験はそれぞれのケースの模型堤防について、つぎの二通りの加振方法を採用した。すなわち弾性範囲内の地盤および模型堤防の振動特性を調べるために、堤防のり面に変状を生じない程度の小さい加速度により振動数だけを変え、模型堤防の共振曲線を求める共振実験と、共振実験の結果から推定した共振振動数で台加速度を100, 200, 400 gal とあげて堤防を破壊させる破壊実験の二通りの実験を行なった。共振実験における台加速度は20 gal, 40 gal, 60 gal とし、それぞれの台加速度において振動数を1 cpsから20 cps まで変化させた。波形は正弦波を用い、加振時間は各振動数について20～30 秒程度にした。なお、地下水のある場合には60 gal 程度の台加速度で共振実験を行なうと、のり面に変状をきたす恐れが生じたので、共振実験は40 gal までとした。破壊実験の場合も波形として正弦波のものをを用い、100 gal, 200 gal, 場合によっては400 gal まで段階を追って振動数を変えて加振し、模型堤防が崩壊するまで実験を実施した。このときの各加速度における加振時間は40～60 秒程度にした。

4. 振動実験の結果

4.1 堤防のり面の観測結果

堤防のり面の観測結果から振動時の堤防の変状について述べると、まず模型地盤に地下水がない場合には200 galの台加速度を加えても堤体内にはすべりは生ぜず、天端付近の表層が剝離するような現象が認められた。したがって、写真-1にも示したようにのり面および天端の変状を調べるために引いた石灰の白線が、天端付近の崩落土砂により消えてしまい、天端付近の表層の剝離が確認された。また、台加速度400 galについても同様に天端付近の表層の剝離がいっそう激しくなり、崩落土砂も多くなったが、堤体内のすべり現象は認められなかった。写真-2は実験終了時の天端付近ののり面の変状を示したものであり、表層の剝離により天端のり肩付近に埋設した加速度計が露出している。また写真-3は側面からみたのり面の変状を示したものである。実験前の実線で示した堤体断面に比べて、実験終了時の堤体は大きく沈下しており、しかも天端のり面付近の表層の剝離により堤体断面の形も崩れていることがわかる。

これに対して地下水位を1.5 mにした地盤を飽和させた実験では、地盤が比較的ルーズな場合には40～60 galで、密な場合には100 gal程度で天端にキ裂が生じ、台加速度がそれぞれ100 gal～200 galで完全なすべりが堤防に生じた。写真-4はすべりが生じた時の天端の状況を示したものである。写真-2の地下水のない場合と比較すると、天端にいくつかのキ裂や段差が生じていることが認められる。また、写真-5はすべりが生じた時の堤防を示したものであり、のり肩付近にはっきりとしたすべり面があらわれている。

地下水位75 cmの場合には台加速度100 galではのり面に変状は認められず、200 galで天端にキ裂が生じ、400 galで完全なすべりが地下水150 cmの場合と同様に堤防に生じた。

つぎに実験終了後、堤体および地盤を掘削し、石灰パイルによるすべり面の確認を行なった。写真-6は石灰パイルによるすべり面の位置の1例を示したものですべりを生じた地点ではっきりとした石灰パイルのずれが認められる。このような石灰パイルの変形から堤体内のすべり面を

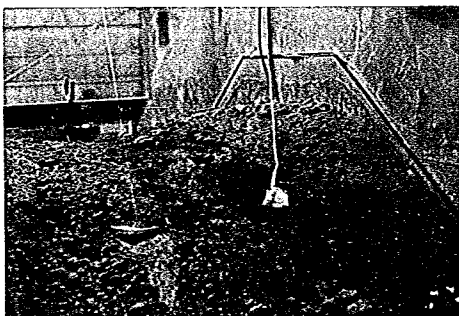


写真-2 実験終了時の天端
付近のり面の変状
(地下水のない場合)



写真-3 実験終了時の側面から
みたのり面の変状
(地下水のない場合)

求めた。

図-6は実験終了時のそれぞれの堤防の断面と石灰パイルの変形から求めた堤体内の実測すべり面を示したものである。図-6から、地下水の有無による地盤条件の違いによって堤体の安定性が異なるとともにその崩壊形態も異なることがわかる。すなわち、地下水がない場合には、すべり面の調査からも堤体にはすべり面があらわれておらず、天端付近の表層だけが剥離し崩落している。これは、地下水がないような比較的地盤条件のよい堤防の場合には地盤を通るようなすべりは生ぜず、堤体に加わる加速度、特に台加速度に比べて増幅されて天端付近で特に大きくなった加速度の影響をうけるために、そのような現象がおこるものと考えられる。

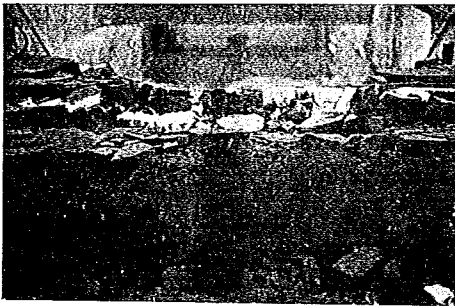


写真-4 すべりを生じた時の天端の状況
(地下水が150 cmの場合)

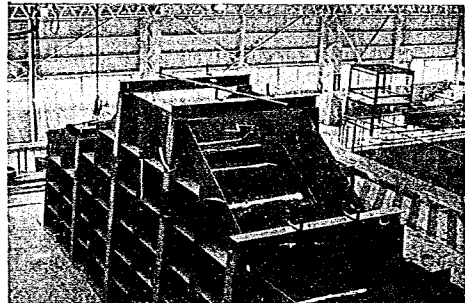


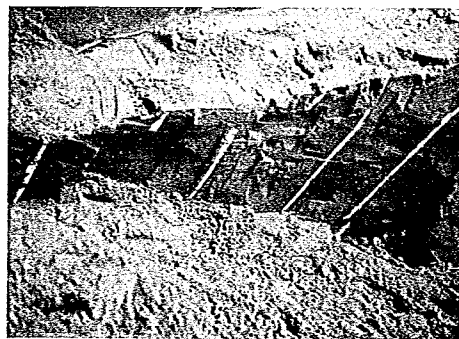
写真-5 すべりを生じた時ののり面の状況
(地下水が150 cmの場合)

振動台の上に盛土された実験結果からも同様の天端付近の表層が剥離したり、表層すべりを起こしたような報告がなされており、振動台を剛な地盤とみなすと一般に地盤条件のよいところ^{(1), (2), (3)など}に築造された盛土の地震時の安定性は比較的高いといえる。

つぎに地盤内に地下水がある場合には、地下水が75 cmおよび150 cmのいずれの場合もはっきとしたすべり面があらわれており、円弧すべりにより堤防が崩壊したことを示している。そして、すべり面はいずれの場合も地下水面以下のところを通っており、振動時の加速度の大きさ



(a)



(b)

写真-6 石灰パイルによるすべり面の確認

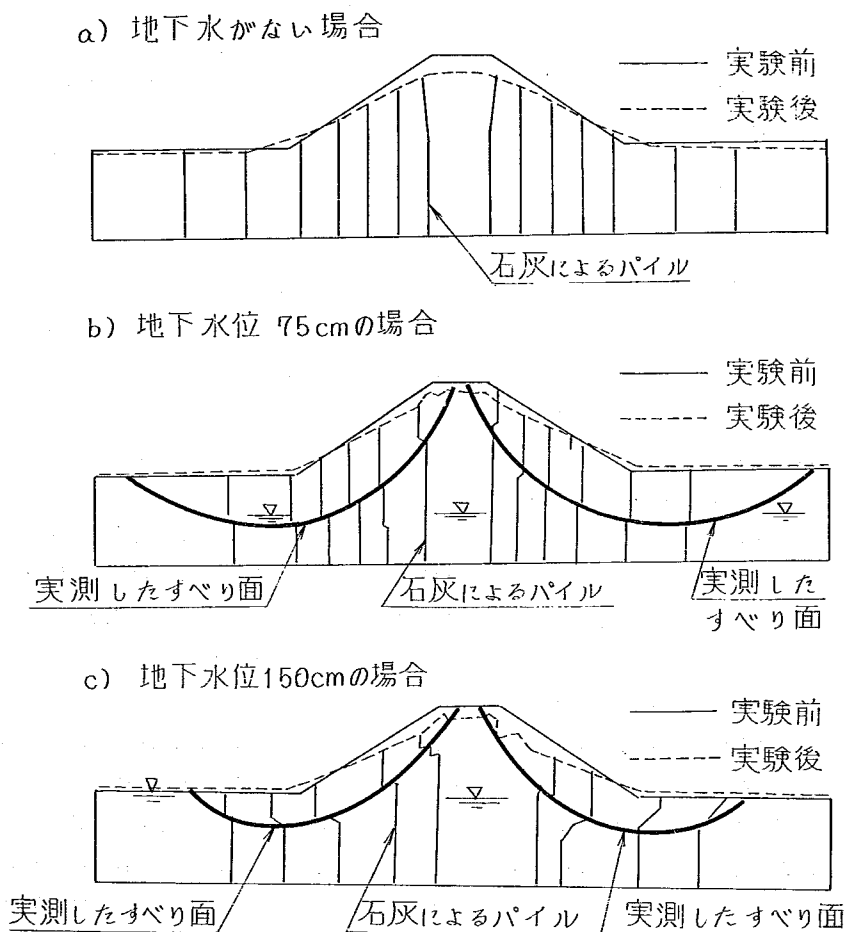


図-6 すべり面の形状

とその分布とともに、上沢らの報告にもあるように振動時の地盤内の過剰間ゲキ水圧がすべり発生⁰³の要因となっていることが推測される。

4.2 振動時の堤防および地盤内の加速度

振動時の堤防および地盤内の加速度についてまず、共振実験の結果から述べると、図-7は地下水位が150cmの場合の共振曲線の1例を示したものである。横軸に振動数を取り、縦軸に各測点の台加速度に対する測定した加速度の倍率をとり図示したものである。図から地盤内の加速度の倍率はそれほど大きくないが、堤体では高さが高くなるにしたがって倍率は大きくなっている。そして振動数が15cpsあたりで天端の加速度の倍率ももっとも大きくなっており、台加速度20galにおける共振振動数は $f_r = 15$ cps程度であるといえる。つぎに、図-8は地下水位150cmの場合の台加速度を40galにあげた時の共振曲線を示したものである。台加速度20

gal の場合と比較すると、共振曲線の形ならびに加速度の倍率についてはほぼ同様な傾向を示しているが、天端の加速度がもっとも大きくなっている共振振動数については異なった値を示している。すなわち、台加速度 40 gal の時の共振振動数は $f_r = 1.3$ cps 程度になっている。したがって台加速度が大きくなるにしたがって堤防の共振振動数は小さくなる傾向にある。

図-9 および図-10 は地下水位が 75 cm の場合および地下水がない場合のそれぞれの加速度に対する共振曲線を示したものである。一般には地盤条件が異なると堤防の振動特性も異なってくると考えられるが、今回の実験では図-7 から図-10 までの共振曲線の結果からもわかるように、地下水位の位置の違いによる堤防の振動特性の違いがあまり認められない。したがって、共振振動数についてみると地下水の有無によらず台加速度 20 gal では共振振動数は 1.3 ~ 1.5 cps の範囲にあり、40 gal では 1.25 cps ~ 1.45 cps、60 gal では 1.2 cps 程度になっている。また、共振曲線から求めた減衰定数は $h = 0.1$ 程度である。

図-11 は地下水位 150 cm の場合の地盤高における各測点の共振曲線を示したものである。図-11 において加速度の増幅率は測点 A-18、すなわち堤防中心部の地盤高のものがもっとも小さく、堤防のり尻に向かって増幅率は大きくなる傾向にある。そして堤防から離れた A-15 の測点のものがもっとも大きくなっている。この理由としては、各測点における拘束圧が影響していると考えられる。すなわち堤防中心部では堤防などの上載荷重による拘束圧がもっとも大きく、のり尻に向かうにしたがって拘束圧が小さくなるため、図-11 に示すような増幅率の違いとなってあらわれたものと考えられる。

つぎに地盤および盛土内の最大加速度分布の性状について着目し、各振動数に対する最大加速度を図示したものが図-12、図-13 である。また、図-14 は鉛直方向の増幅率に注目して盛土天端ならびに堤防中心部の地盤高における加速度の増幅率と台加速度との関係についてまとめたものである。これらの図について補足すると、台加速度 20 gal、40 gal に対する倍率は共振振動数の時の値であるが、100 gal 以上の台加速度に対応するものは推定した共振振動数で加振した破壊実験のときの値であり、必ずしも真の共振振動数とは一致していない。図-12 および図-13 のいずれの場合の台加速度に対する地盤および堤体内の加速度の倍率は鉛直方向に高さが高くなるにしたがって大きくなるような分布を示している。そして、その加速度の倍率は台加速度の大きさによって異なっており、台加速度が大きくなるにしたがって地盤および堤体内の台加速度に対する加速度の増率が小さくなる傾向にある。それを図にあらわしたものが図-14 である。堤防中心線の地盤高における加速度の倍率は台加速度が大きくなってあまり変化しない。これは地盤内の加速度の倍率がもともとあまり大きくないためで、これに対して盛土天端においては台加速度が小さい場合には大きな倍率を示している。そして台加速度が増大するにしたがいこの加速度の倍率は低下している。たとえば、天端の加速度は台加速度が 20 gal、40 gal の場合には台加速度に対して 1.0 倍程度の増幅を示しているが、台加速度 100 gal および 200 gal ではそれぞれ約 5 倍からそれ以下に低下している。これは、地盤および盛土の構成材料の砂の大きい繰返しせん断応力に対するヒステリシスループに囲まれる面積が大きく、すなわち減衰が大きくなることを示している。このように、台加速度が大きくなるにしたがい、台加速度に対する堤

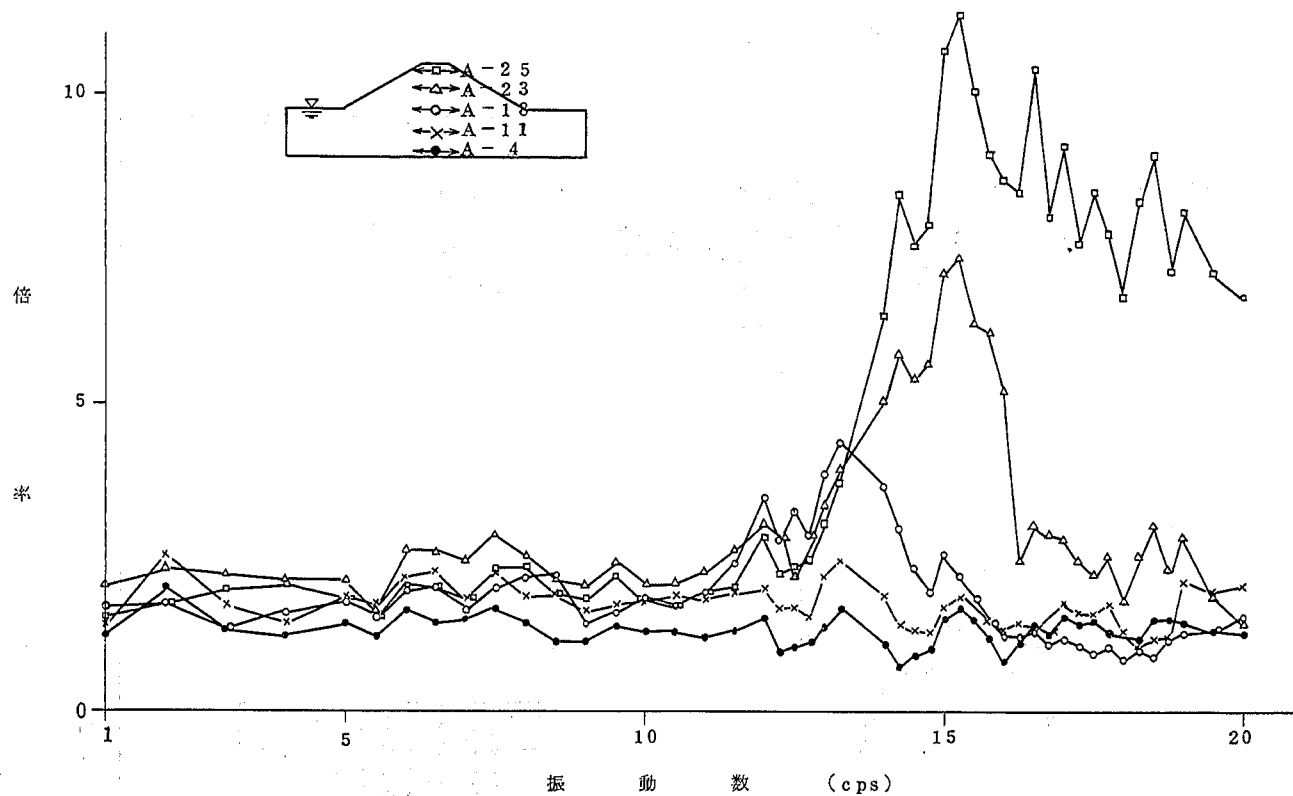


図-7 地下水位 150 cm の場合の共振曲線 (台加速度 20 gal)

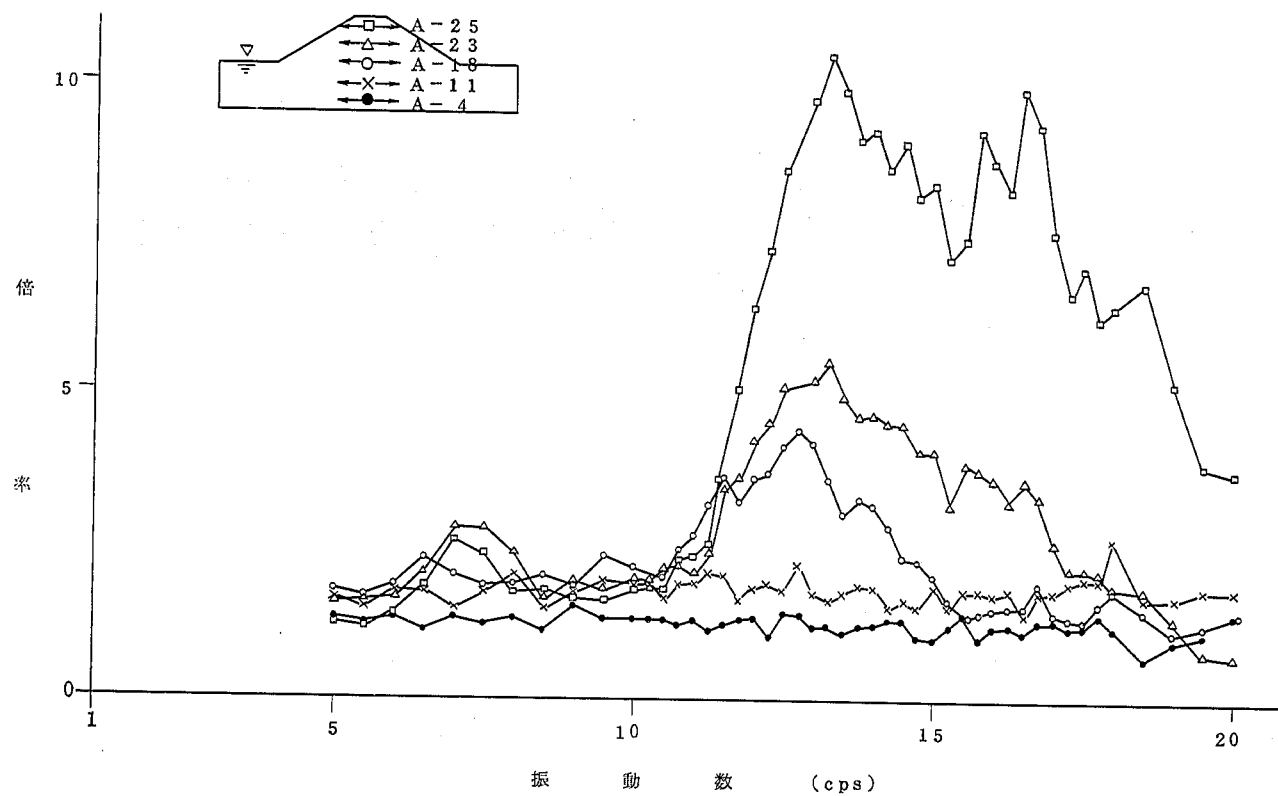


図-8 地下水位 150 cm の場合の共振曲線 (台加速度 40 gal)

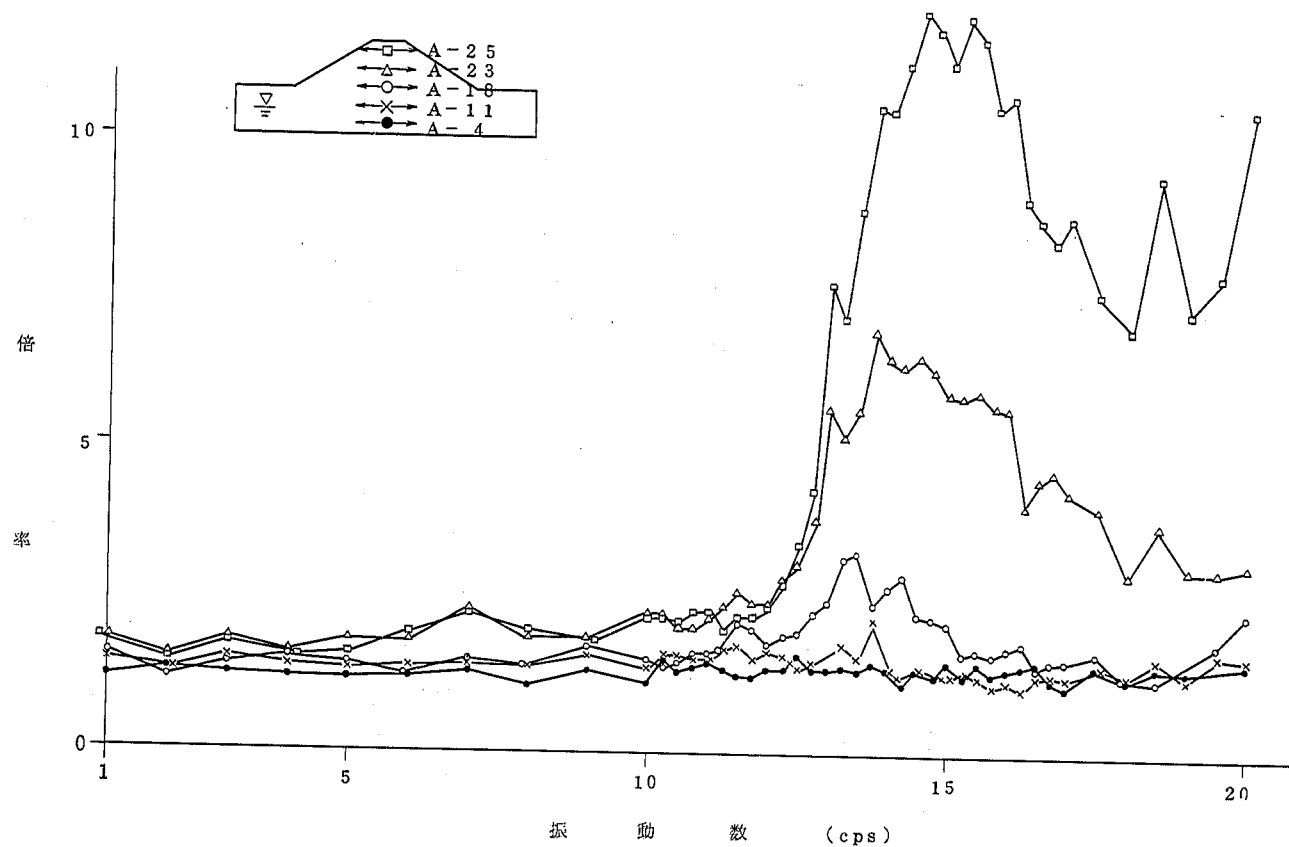


図-9 地下水位75 cmの場合の共振曲線 (台加速度 40 gal)

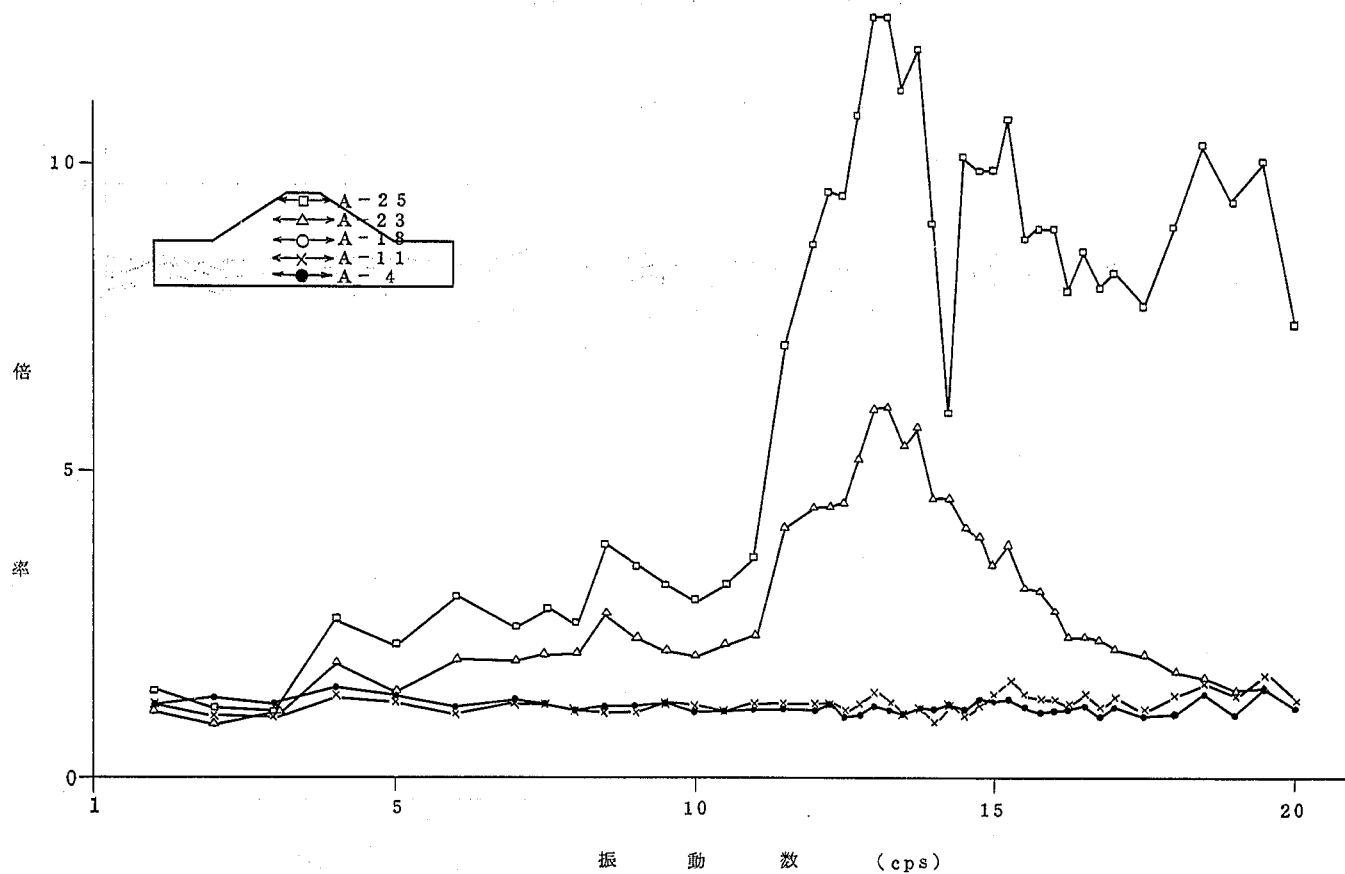


図-10 地下水のない場合の共振曲線 (台加速度 20 gal)

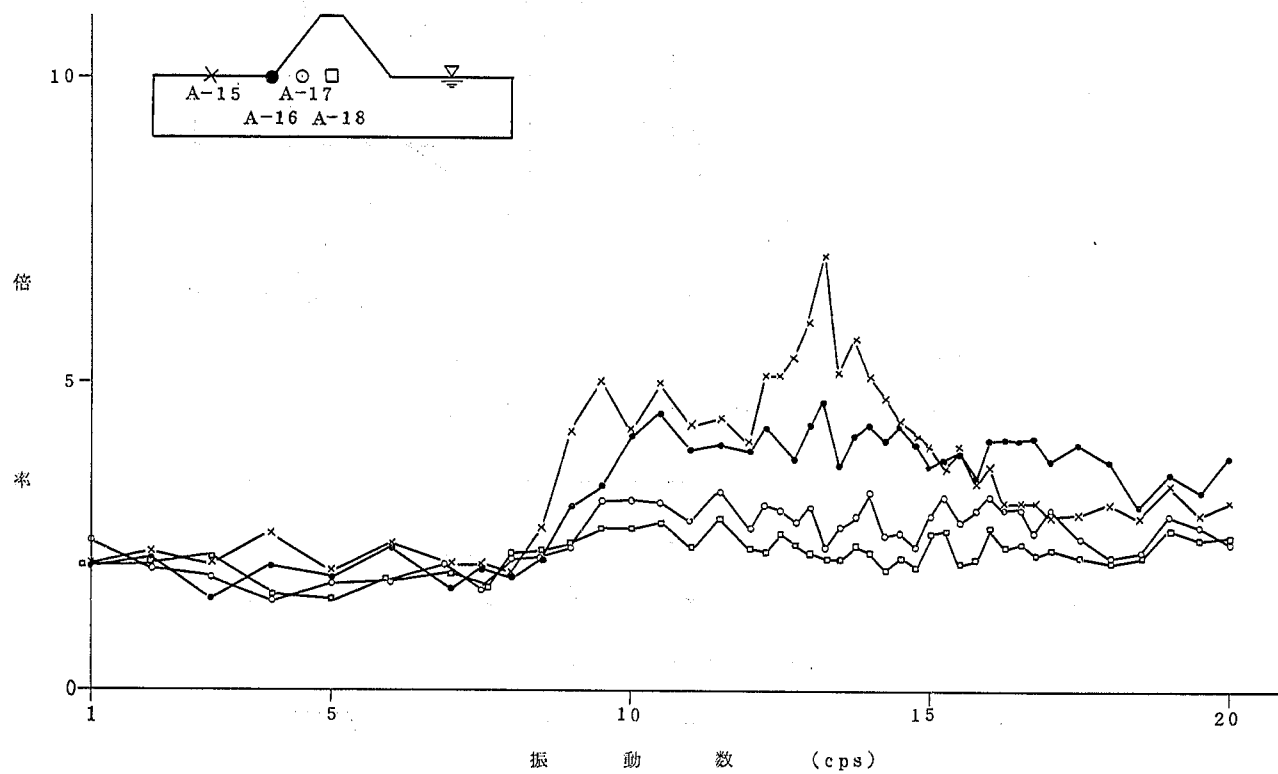


図-1 1 地盤高における各測点の共振曲線 (地下水位 150 cm の場合)

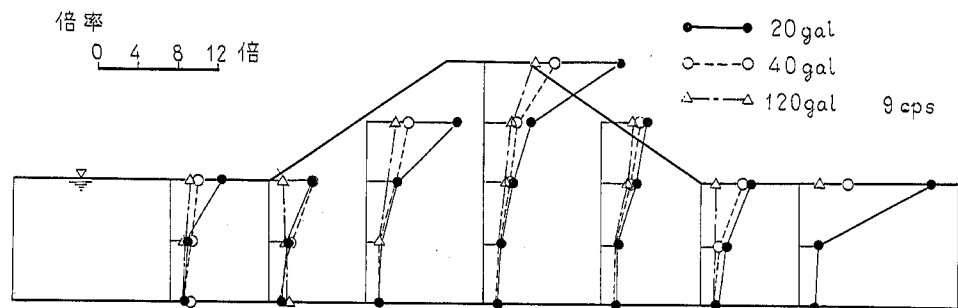


図-1 2 地盤および盛土内の加速度の分布 (地下水位 150 cm の場合)

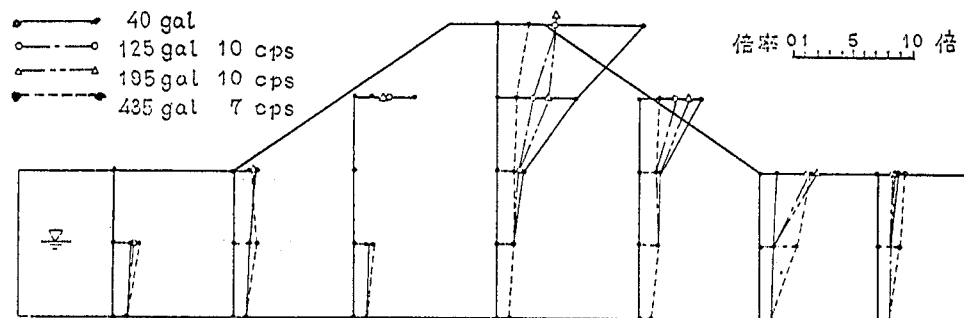


図-1 3 地盤および盛土内の加速度の分布 (地下水位 75 cm の場合)

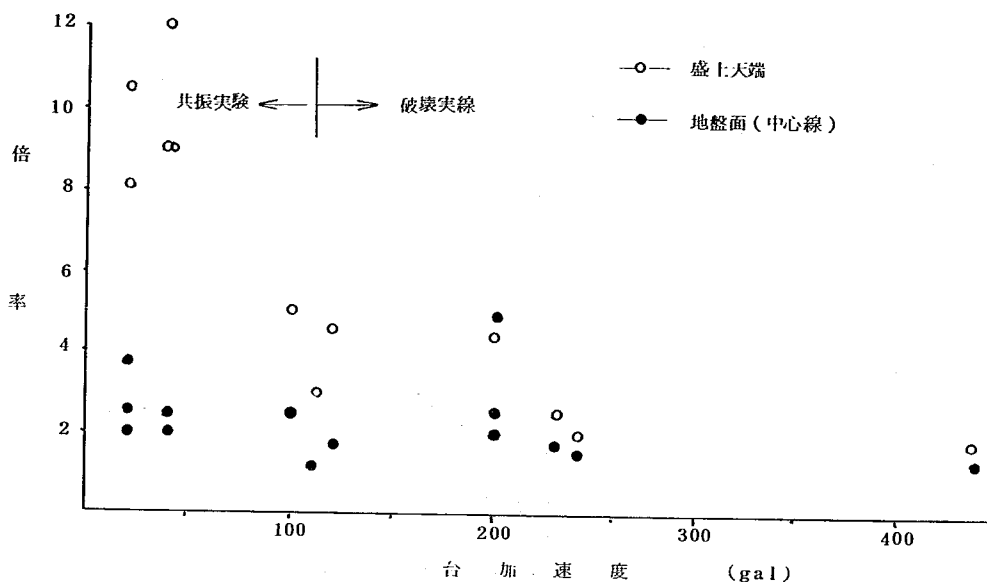


図-14 地盤および盛土の増幅率

体内の加速度の増幅率は低下する傾向にあるが、しかし台加速度 200 gal においても天端付近の倍率は 4 倍程度になっており、かなり大きな加速度が働いていることになる。したがって、地下水のない場合の振動実験ののり面観測で認められたような天端付近の剝離現象も、天端付近の増幅され大きくなった加速度によって生じたものと考えられる。また、地下水のある場合についても、地下水のない場合に比べて小さい台加速度でのりすべりが生じているが、これも小さい台加速度のものであってもその増幅率が大きいと堤体内の加速度はかなり大きい値になり、そのことが小さい加速度でのりすべりを起こした一つの原因となっていると考えられる。

以上のべた振動実験の加速度の測定から、堤体内の加速度は一様な分布のものではなく、台加速度や振動数によって増幅率は異なるが、高さ方向に増幅されて堤体内各部の加速度は台加速度に比べてかなり大きなものになり、それが堤体の安定性に大きな影響を及ぼしていることが考えられる。したがって堤体の安定性を検討する際には、地盤および堤体の加速度の分布を考慮した安定性の検討が必要であるといえる。

4.3 振動時の間ゲキ水圧の変化

振動時の地盤内の間ゲキ水圧の変化について述べる前に、過剰間ゲキ水圧の発生とのりすべりによる破壊とは密接な関係があると考えられるので、のりすべりによる堤防破壊を示すと思われる天端の沈下量についてまず述べることにする。図-15 は地下水位 150 cm で地盤が密な場合の破壊実験における天端の沈下量を示したものである。地下水位 150 cm で地盤が密な場合には台加速度 100 gal で天端にキ裂が生じすべり現象があらわれ始めたときで、したがってその影響が天端の沈下量にもあらわれている。そして台加速度を 200 gal 程度にあげた時に堤防にのりすべりが生じたため、天端の沈下量も著しく大きくなっている。また図-16 は地下水位 75 cm の

場合の天端の沈下量を示したもので、台加速度 200 gal で天端にキ裂を生じすべり現象があらわれたため、天端の沈下量はかなり大きくなっている。そして 400 gal 程度でのりすべりを生じたため、のりすべりを生じた時点では地下水位 150 cm の場合と同様に天端の沈下量は著しく大きくなっている。そして、すべり現象を示していると思われる天端の沈下はすべり現象があらわれたときおよびのりすべりが起こったときのいずれの加速度の時においても加振の初期から沈下が始まっており、加振中は沈下量は増大しつづけて、加振が終了すると沈下もおさまっている。

つぎに振動時の地盤の間ゲキ水圧の変化について述べると、図-17、図-18は地下水位 150 cm の場合および地下水位 75 cm の場合の堤防がのりすべりを起こした時のそれぞれの間ゲキ水圧の時間的変化を示したものである。図-17および図-18の場合、ともに振動を加えている間は地盤の各点の間ゲキ水圧は増加しつづけているが、特に P-5 および P-7 の地点の間ゲキ水圧が他に比べて大きくなっている。この地点はともに堤防のり尻の地盤高 75 cm の地点であり、図-6 のすべり面の形状からもわかるようにすべり面が P-5 および P-7 の付近を通っており、したがって過剰間ゲキ水圧の大きさとすべりとが深い関係にあることが予測される。

図-19は図-17の過剰間ゲキ水圧の最大値について整理し、地盤内の同一鉛直面内ならびに同一水平面内での過剰間ゲキ水圧の分布を調べたものである。図中の分割された縦軸の目盛は同一地盤高における水平方向の過剰間ゲキ水圧の分布を示すためのものであり、横軸は鉛直方向の過剰間ゲキ水圧の大きさをあらわしている。また、図中には各点の土被り厚さから簡単に計算した有効上載圧の分布が破線で示してある。まず、同一地盤高の水平方向の過剰間ゲキ水圧の分

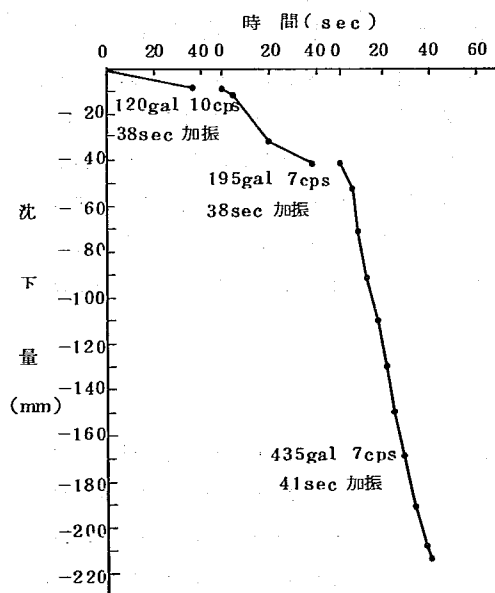


図-15 天端の沈下量
(地下水位 150 cm で地盤が密な場合)

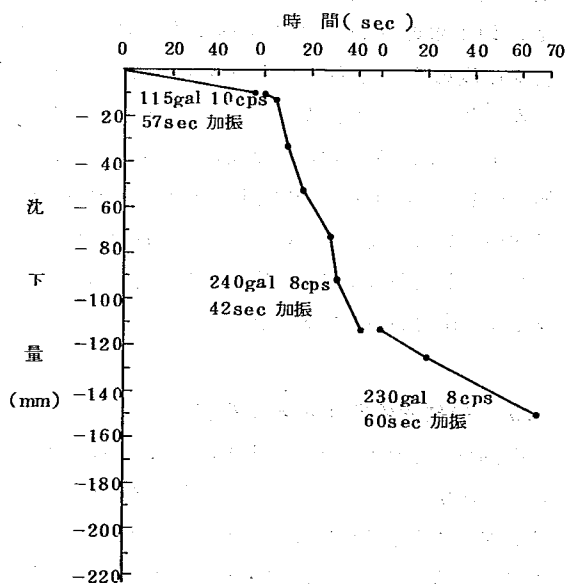


図-16 天端の沈下量
(地下水位 75 cm の場合)

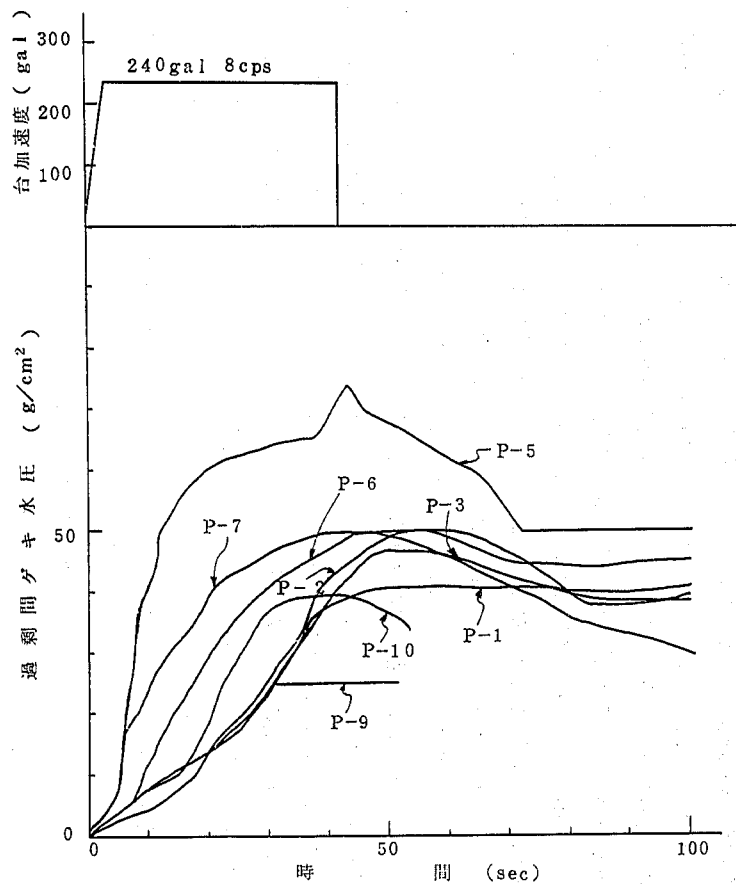


図-17 過剰間ゲキ水圧の変化
(地下水位 150 cm で地盤が密な場合)

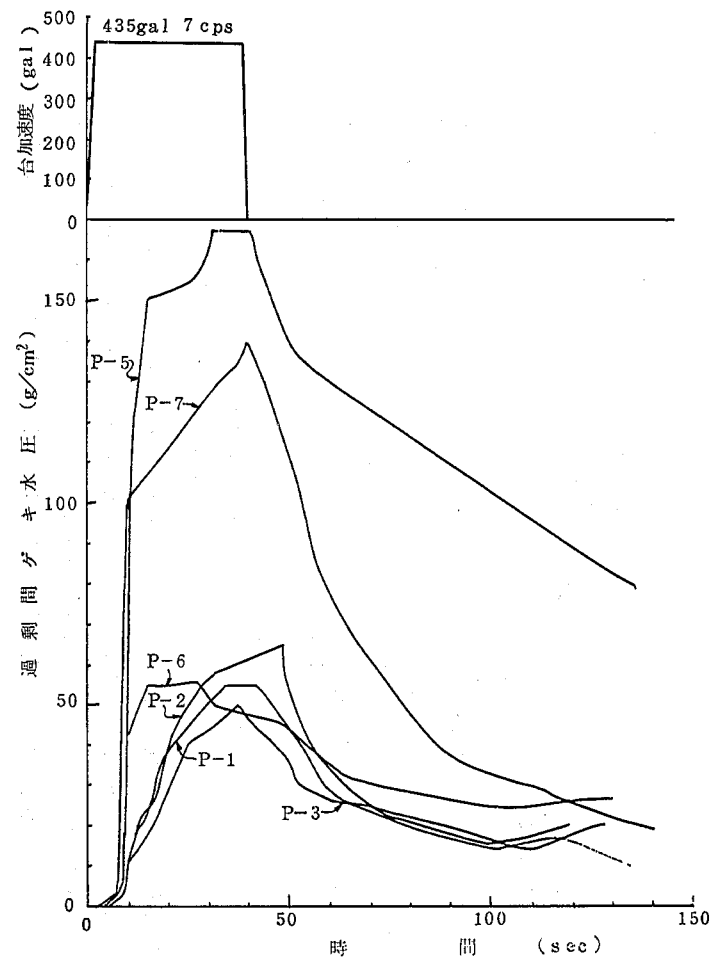


図-18 過剰間ゲキ水圧の変化
(地下水位が 75 cm の場合)

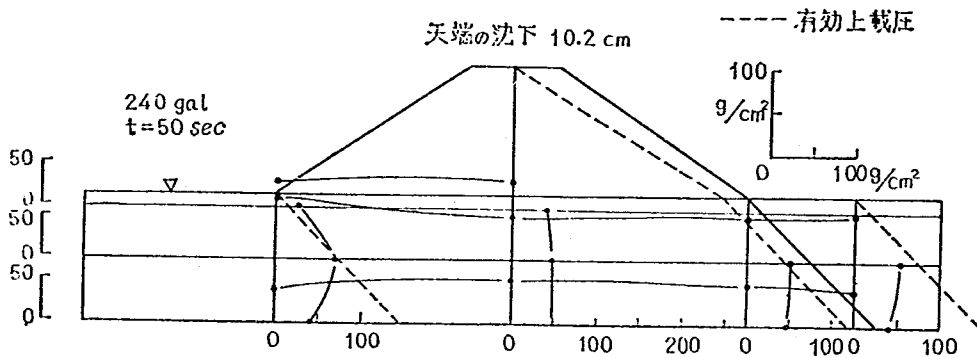


図-19 最大過剰間ゲキ水圧の分布
(地下水位150cmで地盤が密な場合)

布についてみると、地盤面、地盤中央部および地盤底面ともにほぼ全体的にみて一様に近い値を示しているが、一部堤防中心線の有効土被り圧の大きい所では過剰間ゲキ水圧が若干小さくなっている。つぎに鉛直面内の過剰間ゲキ水圧の分布についてみると、堤防中心線では有効土被り圧が大きいので、過剰間ゲキ水圧は有効土被り圧に比べてかなり小さい値を示している。これに対して、堤防のり尻部では有効土被り圧が小さいため、過剰間ゲキ水圧が土被り圧と等しいか、またはそれを越えている箇所もある。特に、地盤中心部(地盤高75cm)よりも上の部分についてこの傾向が著しい。したがってこのような部分では地盤は液状化に近い状態になっていることが推測される。このことは実験中、完全なすべりを生じた時点でのり尻部付近の地盤の一部に砂の噴き出し現象がみられたこととも一致している。なお、地盤底部の過剰間ゲキ水圧が地盤中央部のものに比べて小さい値を示しているが、これはすべりを生じた位置が地盤中央部付近にあることおよび底面に10cm程度敷設した碎石による過剰水圧の消散などが原因していると考えられる。

つぎに、図-20は地下水位150cmで地盤がルーズな場合の測定した最大間ゲキ水圧の分布を各台加速度についてまとめたものである。堤防に変状が認められなかった20galおよび40galの台加速度においては、地盤内の過剰間ゲキ水圧は 0.2 t/m^2 程度上昇しており、この値は有効上載圧に対して10~20%の値になる。そして堤体に破壊を生じた台加速度100gal程度の破壊実験では、20galおよび40galの場合と比べて、密な地盤のすべりを生じた場合と同様に地盤内の過剰間ゲキ水圧の値はかなり大きな値を示している。したがって堤防中央部を除くと過剰間ゲキ水圧が有効上載圧に等しいか、もしくは大きくなっており、地盤が液状化に近い状態になっていることが考えられる。特に、すべりを生じた堤防のり尻部の地盤高75cm付近の過剰間ゲキ水圧が大きくなっており、密な場合と同様に同じ地盤高の堤防中央部の過剰間ゲキ水圧と比べても大きくなっていることが注目される。

さらに、地盤の一部を飽和させた場合、すなわち地下水位75cmの場合について述べると、図-21は図-19の地下水位150cmの場合と同様にして過剰間ゲキ水圧の水平方向ならびに鉛

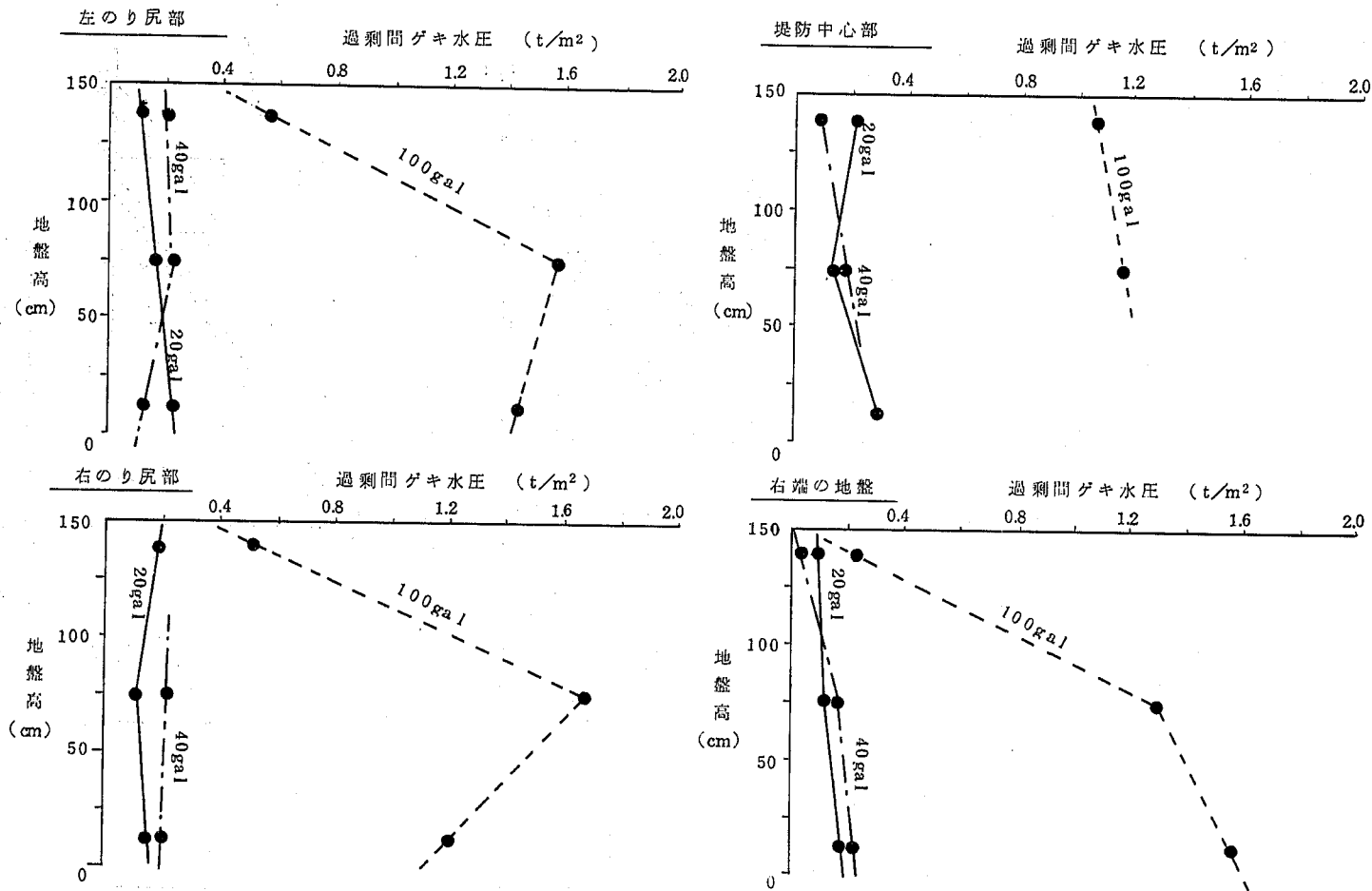
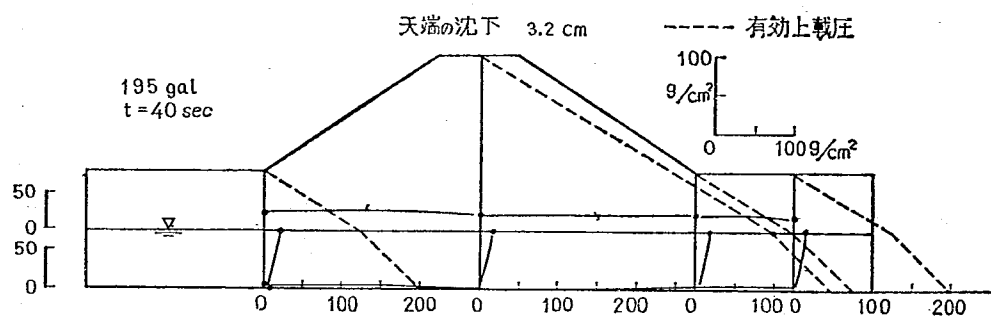


図-20 最大過剰間ゲキ水圧の分布 (地下水位150cmで地盤がルーズな場合)

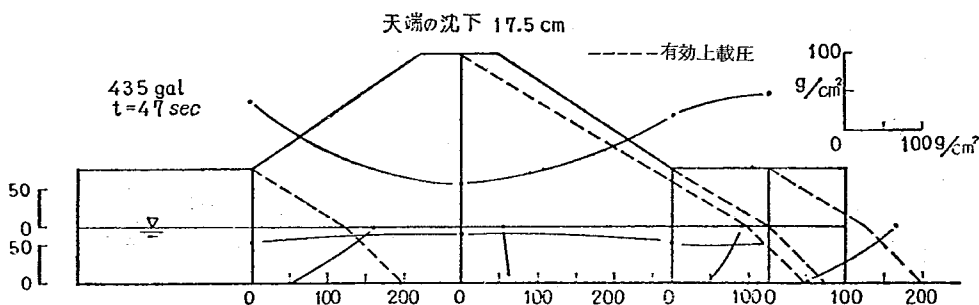
直方向の分布を示したものである。図-21(a)は天端にキ裂を生じた200gal程度の加速度の場合であり、図-21(b)はのりすべりを生じた400gal程度の台加速度の場合である。まず、図-21(a)の天端にキ裂を生じ、天端の沈下もかなり認められた台加速度200gal程度においては地盤内の過剰間ゲキ水圧は 0.2 t/m^2 程度で、台加速度が大きいにもかかわらず過剰間ゲキ水圧はあまり上昇していない。そしてこの 0.2 t/m^2 という値は図-20に示した地下水位150cmの場合の堤防にあまり変状が認められなかった台加速度20,40galの値とほぼ同じ値を示している。これに対して、完全なりのすべりを起こした400gal程度の加速度の場合には、地盤高75cm付近の過剰間ゲキ水圧は $1.4 \sim 1.6 \text{ t/m}^2$ と大きな値を示しており、堤防中央部のものとは比べても大きい値を示している。

以上のべたことより、地盤に地下水がある場合には振動により過剰間ゲキ水圧が発生する。そして天端にキ裂などが生じる破壊初期においては有効上載圧の10~20%の過剰間ゲキ水圧が発生し、堤防に完全なりのすべりが起こると、のりすべりを起こした付近では過剰間ゲキ水圧は著しく大きくなる。このような場合には地盤は完全液状化に近い状態に至る可能性が高いといえる。

なお、振動実験において発生する過剰間ゲキ水圧の大きさは、砂層の密度、有効上載圧、加振による砂層中の動的せん断応力の大きさ、加振振動数、加振時間などによって変わるものであり、その挙動はかなり複雑である。したがって、過剰間ゲキ水圧に関してはさらに詳細な検討が必要であると考えられる。



(a) 天端にキ裂を生じた台加速度200gal程度の場合



(b) のりすべりを生じた台加速度400gal程度の場合

図-21 最大過剰間ゲキ水圧の分布(地下水位75cmの場合)

5. 堤防の安定解析

5.1 安定解析の方法

地震時の堤防などの盛土の安定性を検討する方法を大別すると、つぎのようなものがあげられる。

- (1) 盛土に作用する地震力を考慮した土塊の力のつりあいのみを検討する方法
- (2) 地震動に対して盛土の各点で生じるせん断応力と抵抗力とを比較する方法
- (3) 地震による繰返し応力に基づく盛土の変位を検討する方法

これら3つの安定解析法についてその概略を簡単にのべると

(1)の方法は地震力を考慮しない平時の円弧すべりの安定計算と基本的には同じであるが、平時の安定計算においてはすべりを誘発する力として重力のみを考えるのに対して、地震時の場合、重力のほかに地震力として土塊に作用する慣性力を考慮する点が異なる。

(2)の方法はフィルダムのような土構造物の地震時の安定性を検討するために最近研究開発がすすめられている方法で、有限要素法を利用した動的解析による方法が用いられている。この動的解析により地震時の堤体内の加速度分布、応力分布および変形などを求めることができ、また堤体内の応力と材料のせん断抵抗力とを比較することによって堤体内の局所的な破壊を生ずるとと思われる危険箇所をみいだすことが可能となってきた。しかし、堤体全体の地震時の安定性を検討するまでには至っていないように思われる。

(3)の方法は盛土の安定性が失われてすべりが生じたとき、与えられた地震力のもとで、すべり土塊がどの程度の変位を起こすかという問題を検討する方法である。実際問題として、すべり破壊を生じないように設計をすることはもちろん重要であるが、それと同時に多少のキ裂や部分的なすべりはやむをえないと見なして設計せざるをえない場合であってあり得る。したがって、この場合にはすべり変位が与えられた地震力に対してどの程度であるかを推定する必要が生ずるが、すべり変位の問題に関してその基本的な考え方が提案されているにすぎず、実用にはほど遠いのが現状である。

(2)および(3)の方法は計算方法が複雑なことや安定解析法そのものに不明確な点があること、および解析に用いる力学定数の決定法が確立されていない点などから、(1)に属する安定解析法により地震時の盛土の安定性を検討することが多い。わが国のフィルダム、鉄道、道路などの分野において現在定められている盛土の地震に対する設計基準（地震時安定計算法）について調べた山村の調査結果からも、すべて(1)に属する円弧すべりと震度法とを基本にした設計法が用いられている。そこで、ここではこのような見地に立ち、通常円弧すべりと震度法とを組合せた安定解析法につぎに示すような修正を加え、今回実施した実験堤防について検討することにした。

震度法と円弧すべり法とを組合せた地震時の安定解析は、図-22に示すような円弧すべり面上の土塊に震度 K と土塊重量 W とをかけ合せた $K \cdot W$ なる水平方向の地震力が働らくと仮定して、つぎに示す(7)式から計算する。

$$F_S = \frac{\sum \{ (W \cos \theta - u \cdot l - K W \sin \theta) \tan \phi + c \cdot l \}}{\sum (W \sin \theta + K W \sin \theta)} \dots \dots \dots (7)$$

ここで F_S : 安全率

c : 土の粘着力 (t/m^2)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

W : 単位幅あたりの分割片の重量 (t/m)

K : 震度 (加速度を重力で割ったもの)

θ : 分割片とすべり面となす傾斜角 (度)

u : すべり面上の単位面積あたりの間ゲキ水圧 (t/m^2)

l : 分割片がすべり面を切る弧の長さ (m)

(7)式を用いて安定解析を行なう際に、震度および過剰間ゲキ水圧のとり方が問題となる。震度については、実験結果のところでも述べたように堤体内の加速度の分布は不規則に変化しており、したがって安定解析においても不規則に変化する加速度をそのまま導入して計算する必要があるが、そのような不規則な加速度を予測することが困難なため、一般には水平方向に一樣の最高加速度または平均的な加速度を加える方法が用いられている。また、間ゲキ水圧についても、地盤の土が飽和している場合には振動によって土中の間ゲキ水圧が上昇し、それに伴ない土を支えている有効拘束圧が減少して土のせん断抵抗力が減少するため、すべりが発生する。したがって、安定解析においてこの間ゲキ水圧の上昇を考慮して計算することが必要となるが、動的間ゲキ水圧に関する知識がじゅうぶんでなく、その推定が困難なため一般には振動による過剰間ゲキ水圧の上昇を考慮しない場合が多い。したがって、これらの点に関する実験的研究を行ない、合理的な安定計算法をみいだす研究がこれまでに^(92,99)もなされてきている。たとえば、振動実験の結果などから高さ方向に震度を変えて安定解析を行なった例がある。^(92,99)また、過剰間ゲキ水圧については振動実験の結果から得られた過剰間ゲキ水圧を用いて安定解析を行なったものに上沢らの報告がある。⁽⁹³⁾

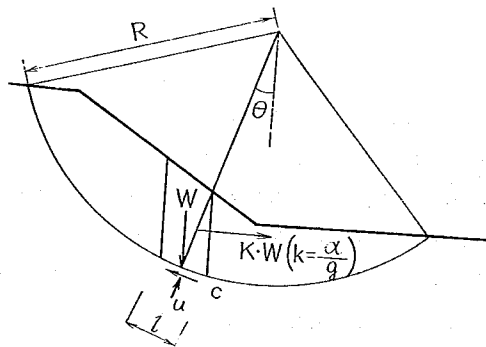


図-22 震度法と円弧すべりとを
組合せた安定解析法

本報告では、この両者を考慮した安定解析を実施し、下記に示すような項目について検討を加えた。すなわち

- (1) 各台加速度で測定した地盤および堤防内の加速度の分布をそのまま(7)式に導入して安定解析を行ない、加速度分布が一樣とした一般の計算結果と比較し、加速度分布の違いが堤体の安定性に及ぼす影響について調べる。
- (2) (1)の測定した加速度分布に、さらに振動時に地盤に発生する過剰間ゲキ水圧を考慮した安定解析を行ない、加速度分布と合せて過剰間ゲキ水圧が堤体の安定性に及ぼす影響について

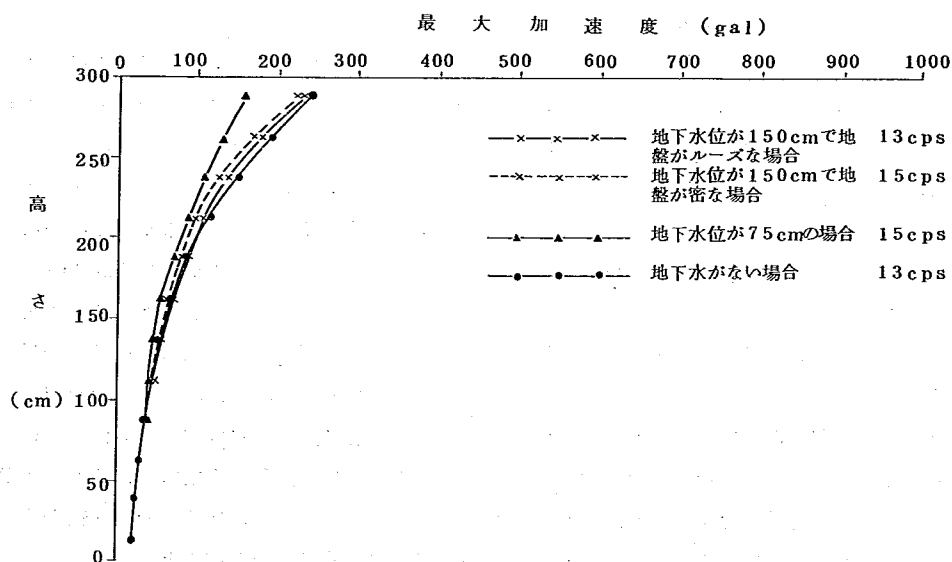


図-23 台加速度20galのときの最大加速度分布

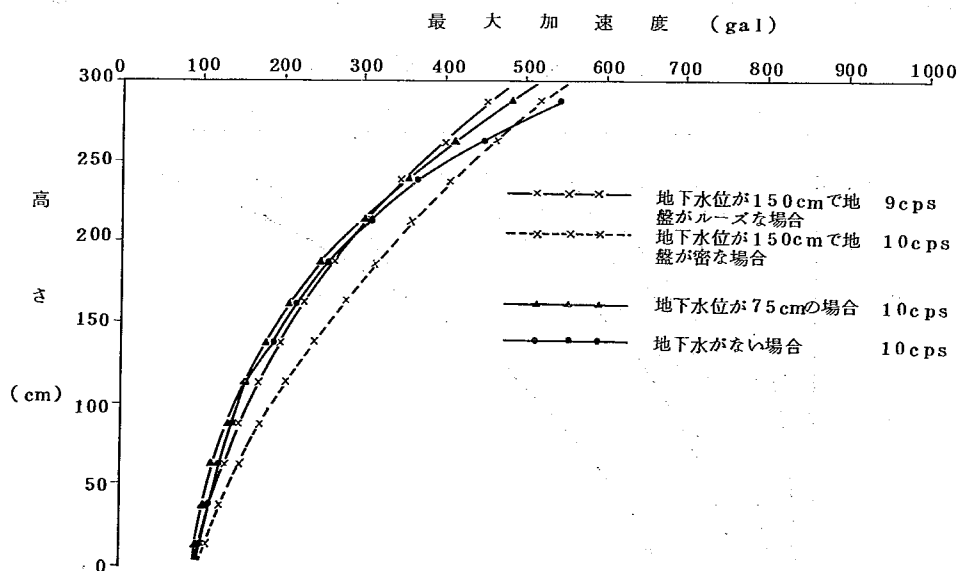


図-24 台加速度100galのときの最大加速度分布

調べる。

5.2 安定解析に用いた諸条件

安定解析の方法のところで述べた(7)式を用いて安定解析を行なう際に、まず地盤および堤体内に生ずる地震力ならびに過剰間ゲキ水圧を決める必要がある。地震力は振動実験の結果を利用してつぎのようにして決定した。すなわち、地盤条件の異なる3ケースの堤防について、これまで実施した5回の実験から得られた図-12, 図-13に示したような加速度の分布曲線をまとめて整理し、図-23, 図-24に示すような各台加速度における最大加速度分布曲線を求めた。図-23は台加速度20galの最大加速度分布を示したものであり、図-24は台加速度100galのときのものを示したものである。それぞれの図において、地盤条件および最大加速度分布を示した時の振動数なども異なり、また台加速度も厳密には実験上の問題から一様にする事ができずいくらか異なっており、それらを修正して求めたにもかかわらず、ほぼ似かよった分布曲線が得られている。したがって、それらを平均化し、各台加速度を代表する地盤および堤体内の最大加速度分布曲線を求め、その結果を図示したものが図-25である。そして地震力は地盤および堤防を水平に12等分に分割し、それぞれの分割片の中心点で図-25の加速度分布曲線から震度を求め、これに土塊重量をかけて、それぞれの高さにおける分割片の地震力とした。

つぎに、安定解析に用いる地盤内の過剰間ゲキ水圧はつぎのように考えた。図-20, 図-21の過剰間ゲキ水圧の測定結果からも明らかなように、堤体にのりすべりを生じた時と、そうでない時とでは過剰間ゲキ水圧の値に大きな相違が認められる。そこで、実験で堤防が安定を保っていた場合とすべりを生じた場合とに大別して、それぞれについて地盤内の過剰間ゲキ水圧の最大

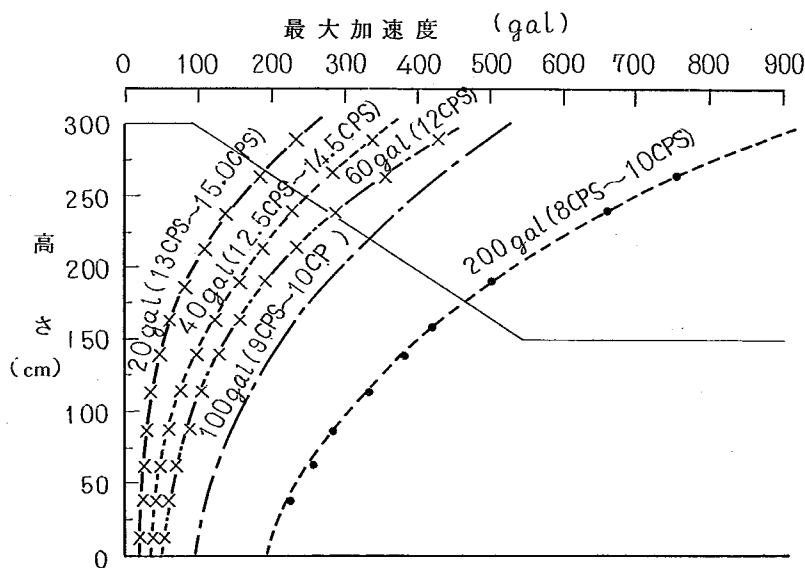


図-25 各台加速度における測定した最大加速度の分布曲線

値をまとめてみると、若干のバラツキがあるが、図-26のような分布であらわされる。なお、天端にキ裂を生じた場合の過剰間ゲキ水圧の値は堤防が安定を保っていた場合とほぼ似かよった値になっているため、堤防が安定を保った場合のなかにいれた。すべり破壊を検討する際には、破壊を生じた時の最大過剰間ゲキ水圧の値を用いるべきであるが一般には考えられるが、ここではつぎにのべるようなものを採用することにした。すなわち、すべり破壊を生じたときの過剰間ゲキ水圧は瞬間的に最大値に達したのではなく、加振するにしたがって急速に増加している。一方、堤防天端の沈下からみたすべり現象は、図-15、図-16にも示したように加振の比較的初期から生じており、振動の初期においてすでに堤防の安定性は低下していたと推定される。さらに、天端にキ裂を生じたすべりの前駆現象をあらわした台加速度においても過剰間ゲキ水圧はあまり上昇していないこと、およびすべり破壊を生じた最大過剰間ゲキ水圧の値を用いると、堤防の尻部付近の地盤は液化に近い状態のものを想定することになり、堤防の尻部を支持することができなくなる。したがって、ここでは上に述べたような理由により実験から求めた図-26の(2)の間ゲキ水圧分布のものを振動時に生じた間ゲキ水圧として安定解析に用いることにした。

堤体および地盤の単位体積重量はそれぞれ 1.76 、 2.0 t/m^3 とした。また、堤防および地盤のせん断強さは三軸圧縮試験の結果などから、つぎに示すような値を採用した。すなわち、堤体においては $\phi = 35^\circ$ 、 $c = 0.5 \text{ t/m}^2$ とし、また地盤では、地盤が飽和している場合には $c = 0 \text{ t/m}^2$ 、飽和していない場合には $c = 0.5 \text{ t/m}^2$ 、 ϕ は飽和に関係なしに 35° とした。

(7)式を用いて上に述べたような条件のもとで地下水位の異なる3ケースの堤防について、地盤および堤防を水平方向に12等分し、さらに鉛直方向についても細分割し安定計算を実施した。

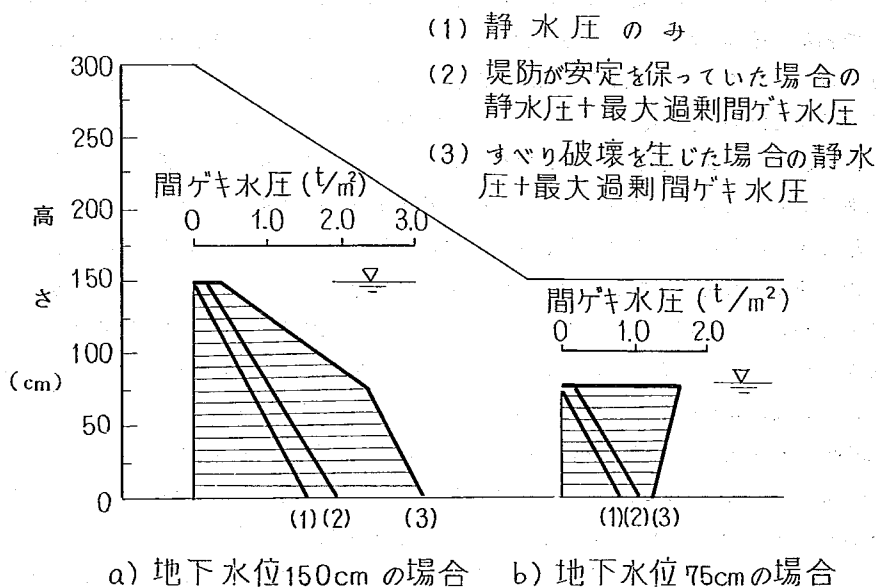


図-26 測定した過剰間ゲキ水圧の分布

また、振動時の堤防の安定性に及ぼす加速度の大きさとその分布、ならびに地盤に発生する過剰間ゲキ水圧の影響を調べるために、地盤および堤体に同一の加速度を加えた均一のもの、および間ゲキ水圧として静水圧のみを考慮したものについても(7)式を用いて同様の安定解析を行なった。したがって、安定解析は表-3に示すように地盤条件、加速度分布および間ゲキ水圧分布を変えた10ケースの堤防について実施した。

表-3 堤防の安定計算に用いた条件

地下水水位	加速度の分布	間ゲキ水圧	記号
地下水なし	均一	—	①—●—●—●—
	※測定値	—	②—●—●—●—
地下水水位 75cmの場合 (地盤の一部が飽和)	均一	静水圧のみ	③—◄—◄—◄—
		※静水圧+過剰間ゲキ水圧	④—◄—◄—◄—
	※測定値	静水圧のみ	⑤—◄—◄—◄—
		※静水圧+過剰間ゲキ水圧	⑥—◄—◄—◄—
地下水水位 150cmの場合 (地盤全体が飽和)	均一	静水圧のみ	⑦—x—x—x—x—
		※静水圧+過剰間ゲキ水圧	⑧—x—x—x—x—
	※測定値	静水圧のみ	⑨—x—x—x—x—
		※静水圧+過剰間ゲキ水圧	⑩—x—x—x—x—

※ 加速度の分布の測定値は図-25のものを、過剰間ゲキ水圧は図-26のものを使用した。

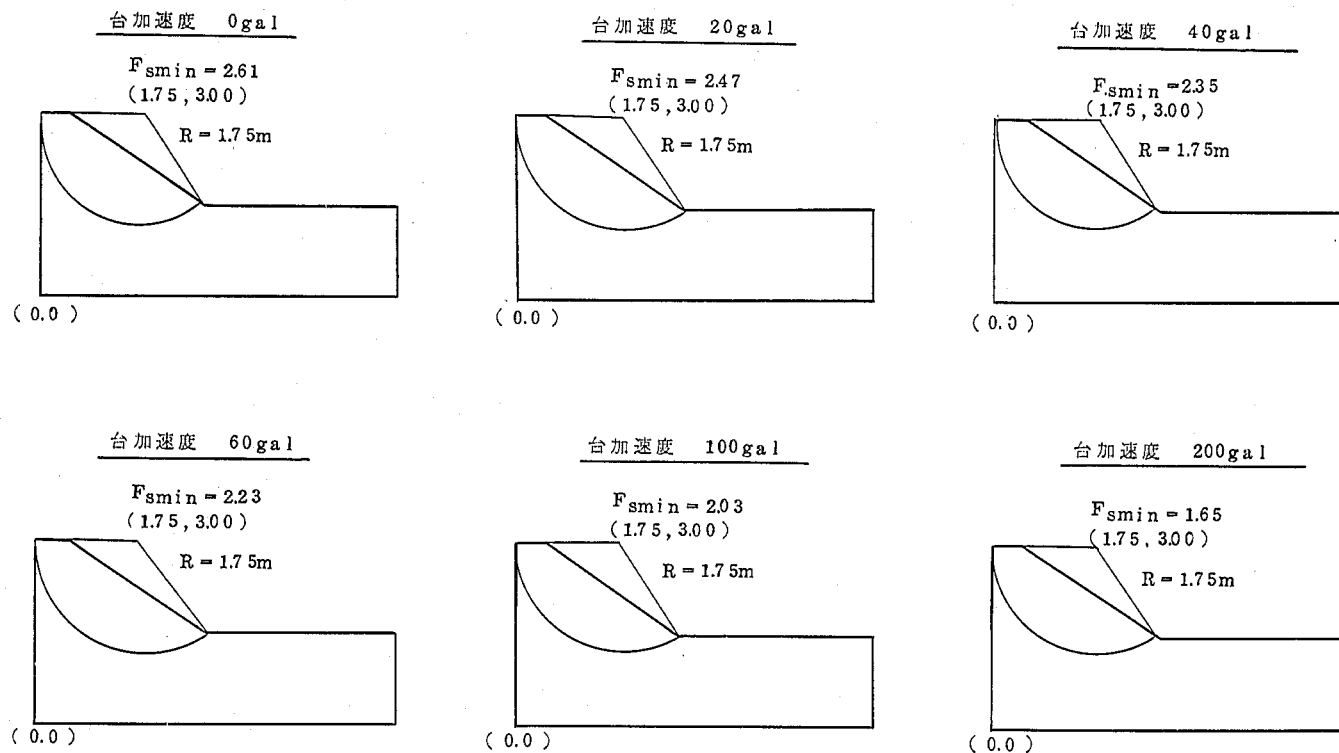
5.3 安定解析の結果

表-3に示した10ケースの堤防について安定解析を行ない、その結果を示したものが図-27～図-35である。それぞれの図には各台加速度に対する最小安全率と、最小安全率を示したときの円弧とが示されている。また、計算から求めた安全率が1を下まわったものについてはすべり面の形状を比較するために、実測したすべり面が図に合せて記入してある。

図-27および図-28は地下水がない場合の安定計算の結果を示したもので、台加速度が0のときは当然のことであるが、両者の最小安全率は F_{smin} は2.61と同じ値を示している。そして、台加速度が増加するにしたがって両者とも安全率は低下しているが、同じ台加速度に対する安全率は測定した加速度分布を用いたものの方が小さくなっている。これは測定した加速度分布として図-25の分布のものを用いているためで、地盤および堤体内の加速度が台加速度と同じ均一の加速度分布のものに比べて大きいことに起因している。加速度分布が均一のものでは、台加速度200galにおいては安全率が1を下まわることがなく堤体は安定を保っていることになるが、測定した加速度分布を用いたものでは台加速度200galで天端付近のり面で安全率が1を下まわる部分がでてくる。これは、図-25に示されているように測定された天端付近の加速度が増幅されて大きくなっているためであると考えられる。堤防のり面の観測結果のところすでに述べたように実験では、計算結果のようなはっきりとしたすべり面は認められなかったが、天端付近の表層が剝離するような現象がでており、測定した加速度分布を用いた安定計算の結果とかなりよく一致している。

つぎに、図-29～図-31は地下水位が75 cmの場合の安定計算の結果を示したものである。加速度分布が均一な場合および測定した加速度分布を用いた場合、ともに台加速度100 galまでは地下水がない場合との最小安全率とそれぞれ一致している。したがって台加速度100 galまでは地下水の影響があらわれていない。また、台加速度200 galにおいても加速度分布を均一にした場合には、地下水のない場合に比べて地下水の影響で安全率は小さくなっているが、安全率が1以下にはなっておらず、地下水のない場合と同様に堤防は安定を保っていることになっている。これに対して、測定した加速度分布を用いた場合には図-30および図-31に示すように台加速度200 galで安全率が1以下になる部分がでてくる。図-30は地盤の間ゲキ水圧として静水圧のみを考えたものであり、図-31は静水圧のほかに振動時に発生する過剰間ゲキ水圧も考慮した場合である。実験でも地下水位が75 cmの場合には台加速度200 galで堤防天端付近にキ裂が発生し、すべり現象があらわれたことから安定計算の結果とほぼ同じ結果がでているといえる。さらに、静水圧のみを考慮した図-30と振動時の過剰間ゲキ水圧を考慮した図-31とを比較すると、安定計算におけるすべりに対する両者の安全率はほぼ同じ値になっているが、すべり面の形状はかなり違っている。静水圧のみを考慮した図-30では、すべり面は地下水がない場合と同様に天端付近を通るすべり面となっており、地下水の影響がでていない。これに対して過剰間ゲキ水圧を考慮した図-31では、すべり面は地下水面以下を通るすべり面となっており、実測したすべり面に近いものとなっている。したがって、加速度の分布とともに過剰間ゲキ水圧が振動時の堤防の安定性にかなりの影響を及ぼしており、両者を考慮した安定解析を行なう必要のあることを示している。

図-32～図-35は地下水位150 cmの場合の安定解析の結果を示したものである。振動実験の結果では、地下水位150 cmで地盤がルーズな場合には40 gal～60 galの台加速度で天端にキ裂がはいり、すべり現象があらわれている。このことを安定計算の結果と比較すると、図-32および図-33に示したように加速度分布が均一な場合には、静水圧のみを考えた場合および過剰間ゲキ水圧を考慮した場合、ともに台加速度100 galにおいても安全率は1以下にならなく、堤防は安定であるという結果がでている。これに対して、測定した加速度分布を用いて計算した場合には、静水圧のみを考慮したときは台加速度60 galで $F_{smin} = 1.0$ 、また過剰間ゲキ水圧を考慮したとき台加速度40 galで $F_{smin} = 0.93$ となっており、実験結果に近い値が得られている。すべり面について比較すると、地下水位75 cmの場合のようなはっきりとした相違は認め難いが、過剰間ゲキ水圧を考慮した場合の方が実測したすべり面に近いものが得られているといえる。したがって、地下水位150 cmの場合についても、地下水位75 cmの場合と同様に加速度分布と過剰間ゲキ水圧の両者を考慮した安定解析が必要であることを示している。なお、図-36は安定計算の結果をとりまとめ、各条件における台加速度と安全率の関係を示したものである。地下水のない場合と地下水位75 cmの場合とでは台加速度に対する安全率の低下割合は同じような傾向を示しているが、台加速度200 galにおけるすべり面の形状は、前にも述べたように測定した加速度分布と過剰間ゲキ水圧を考慮した場合には異なっている。また、地下水位150 cmの場合と他の二つの場合とでは台加速度0 galにおいて安全率が異なっているが、これ



() は座標を示す

図 - 2 7 振動時の堤防の安定計算の結果
(表 - 3 の①の条件：地下水なし，均一の加速度)

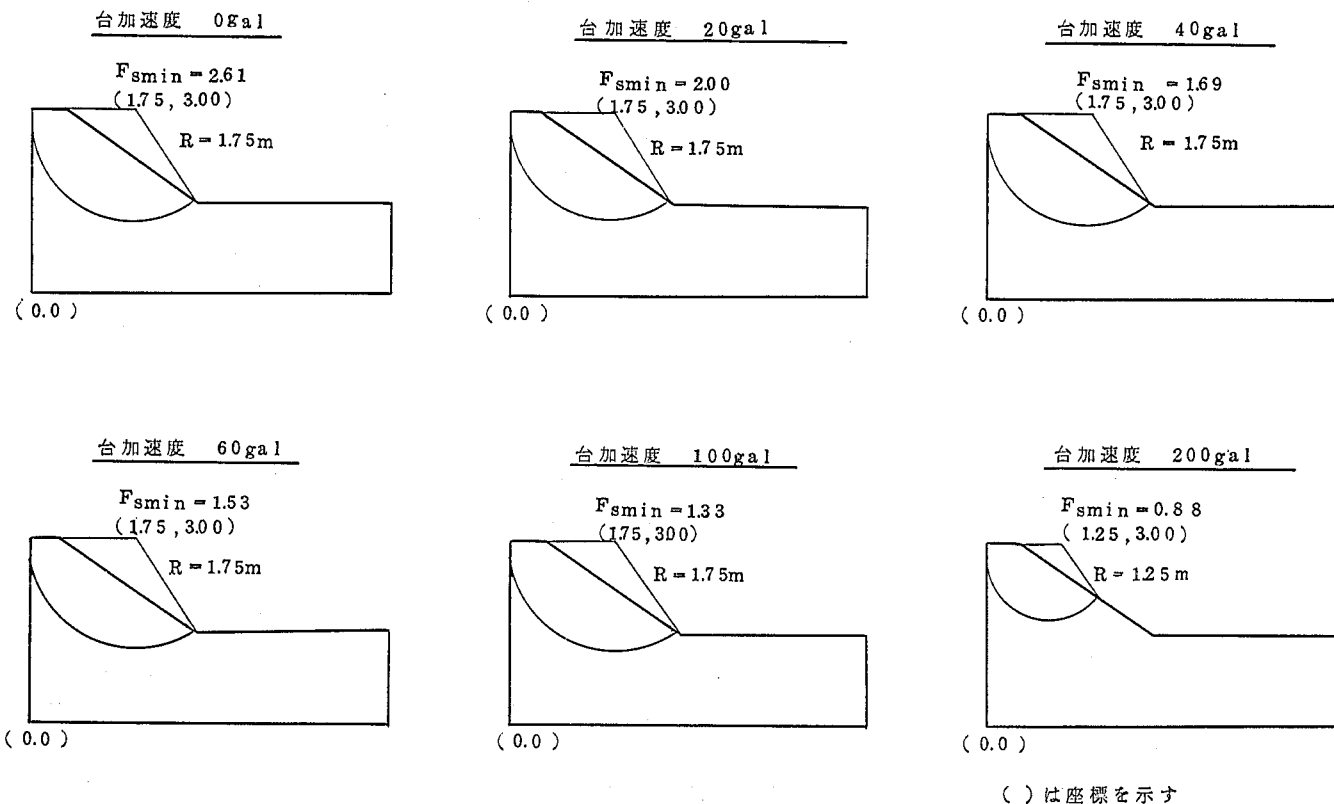


図-28 振動時の堤防の安定計算の結果
(表-3の②の条件：地下水なし，測定した加速度)

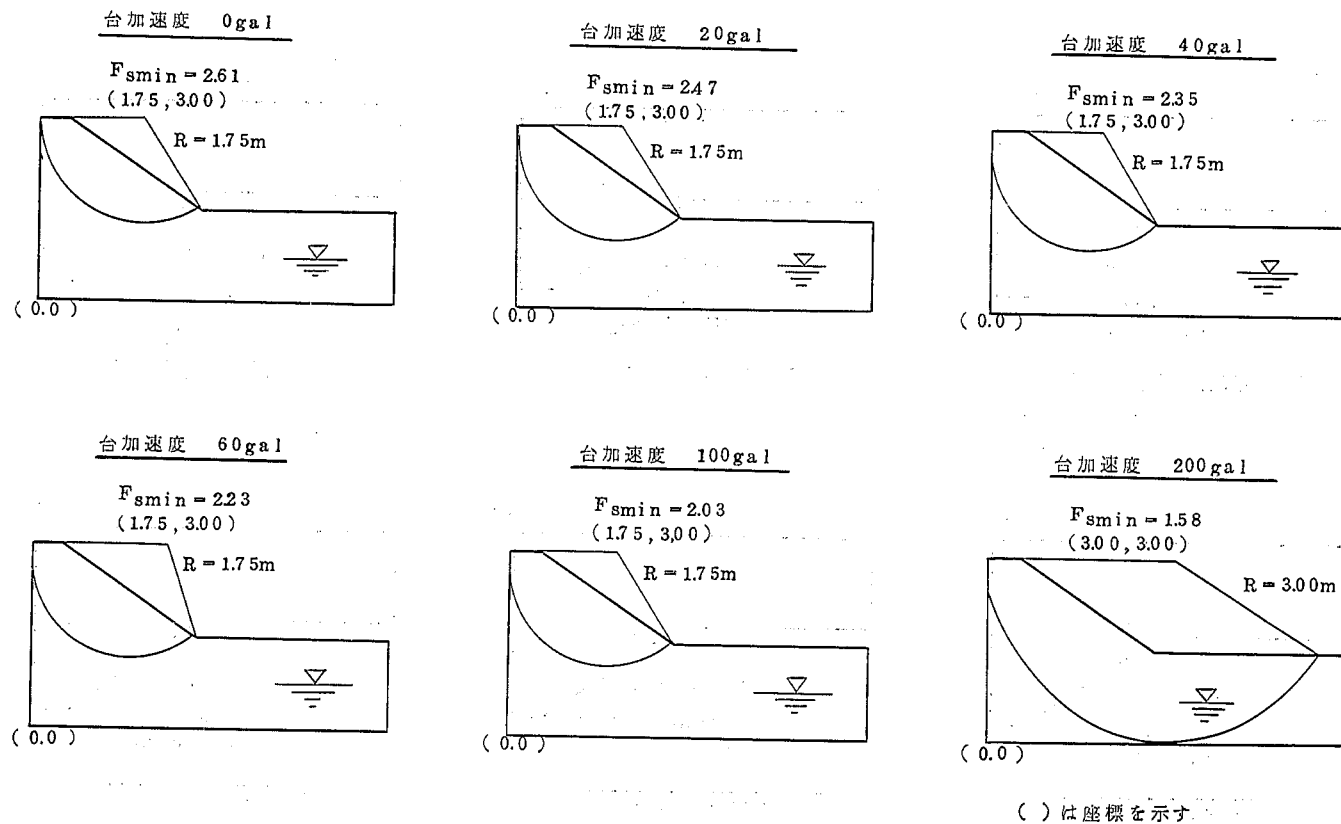
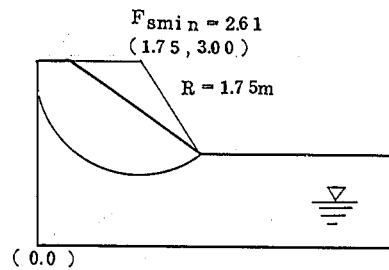
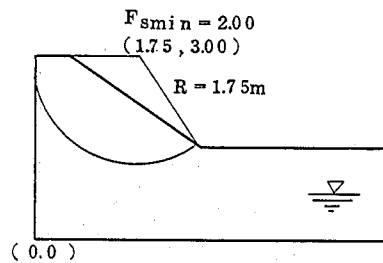


図-29 振動時の堤防の安定計算の結果

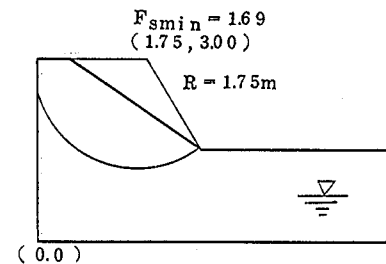
(表-3の③の条件：地下水位75cm，静水圧のみ，均一の加速度)



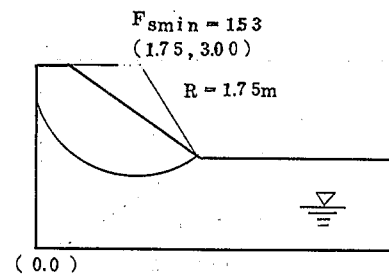
台加速度 20gal



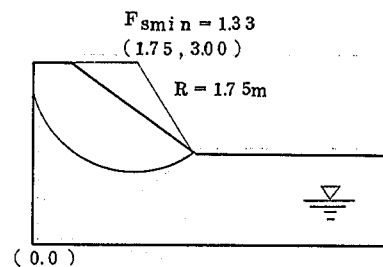
台加速度 40gal



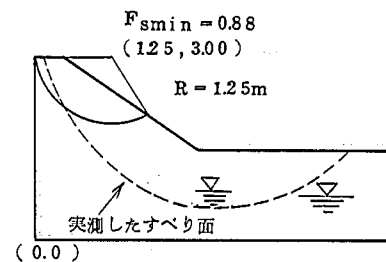
台加速度 60gal



台加速度 100gal



台加速度 200gal



() は座標を示す。

図-30 振動時の堤防の安定計算の結果

(表-3の⑤の条件：地下水位75cm，静水圧のみ，測定した加速度)

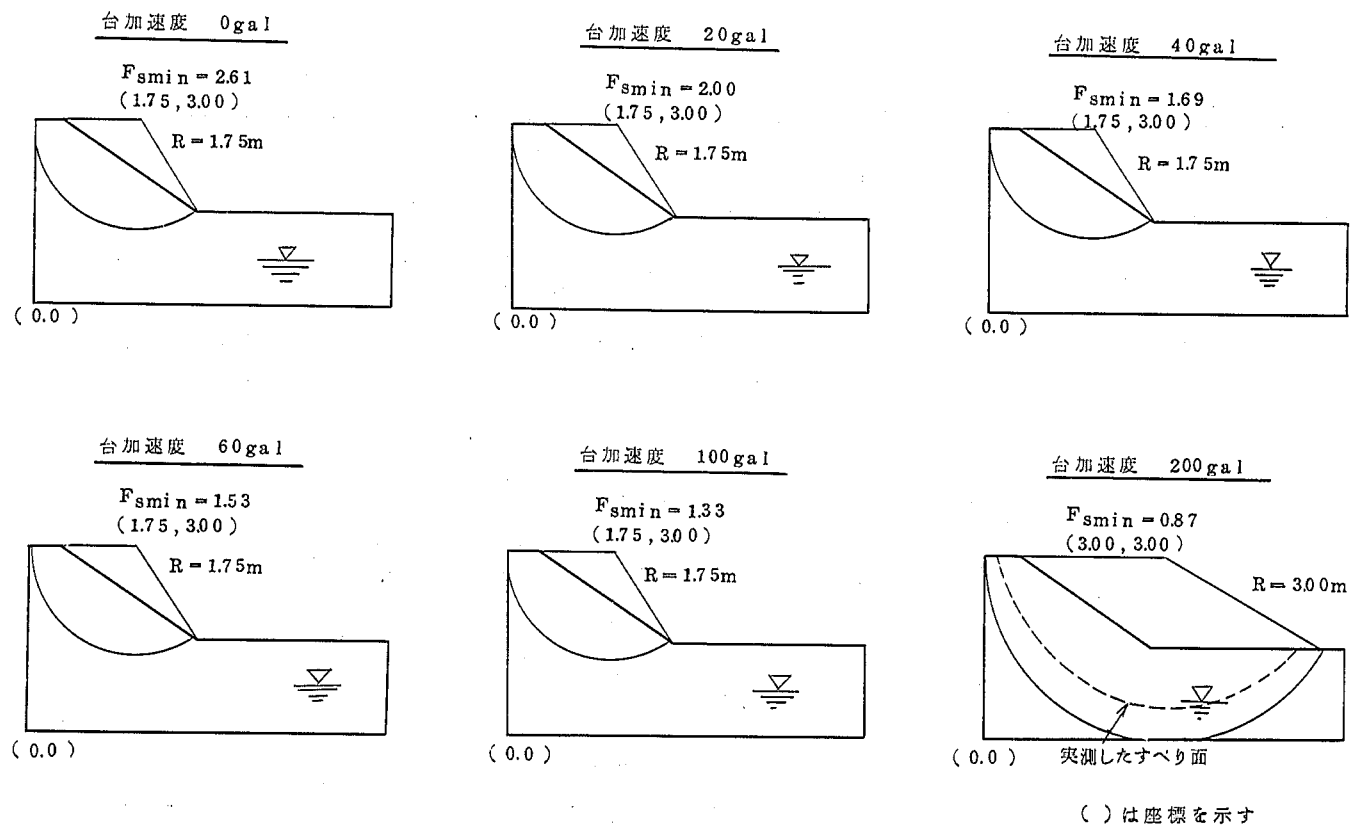


図-3.1 振動時の堤防の安定計算の結果

(表-3の⑥の条件：地下水位75cm，過剰水圧考慮，測定した加速度)

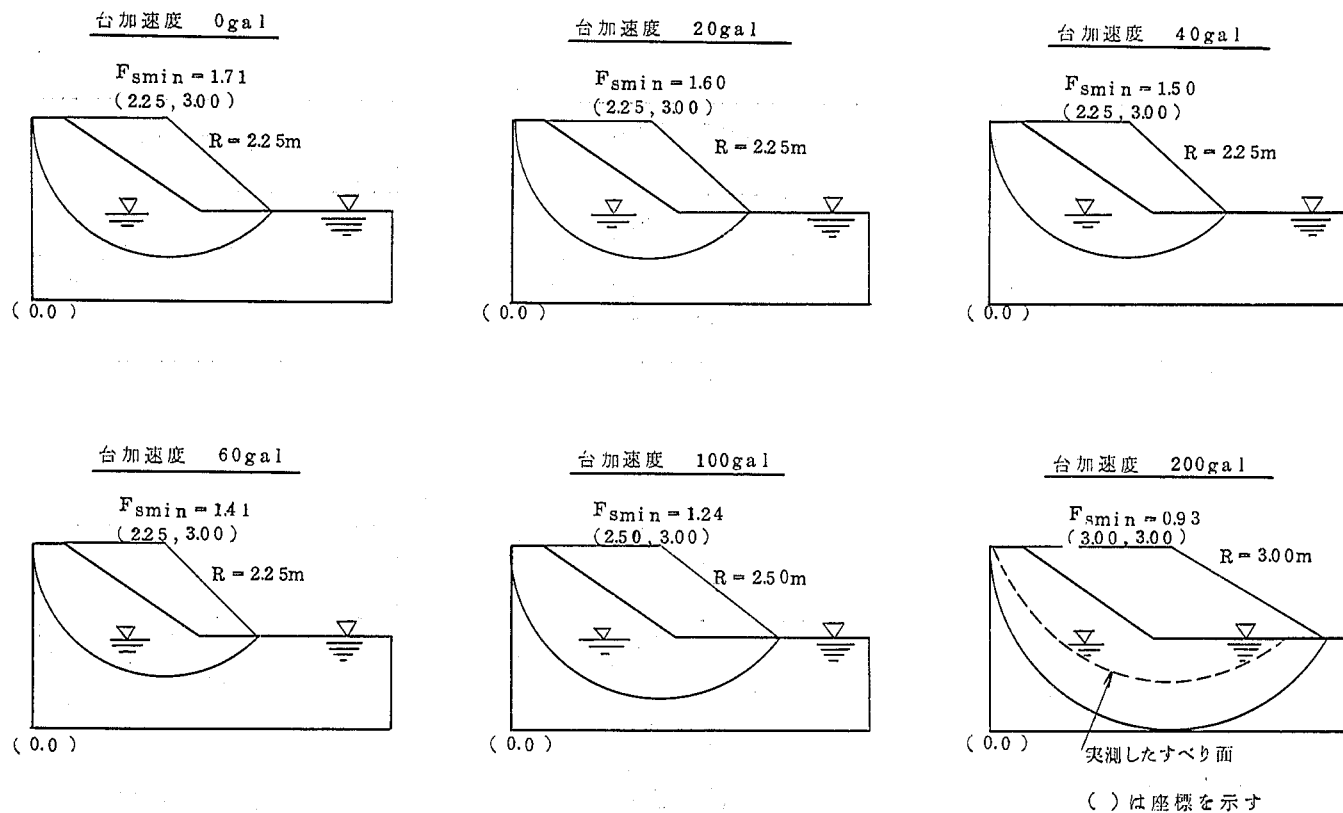


図-32 振動時の堤防の安定計算の結果

(表-3の⑦の条件：地下水位150cm，静水圧のみ，均一の加速度)

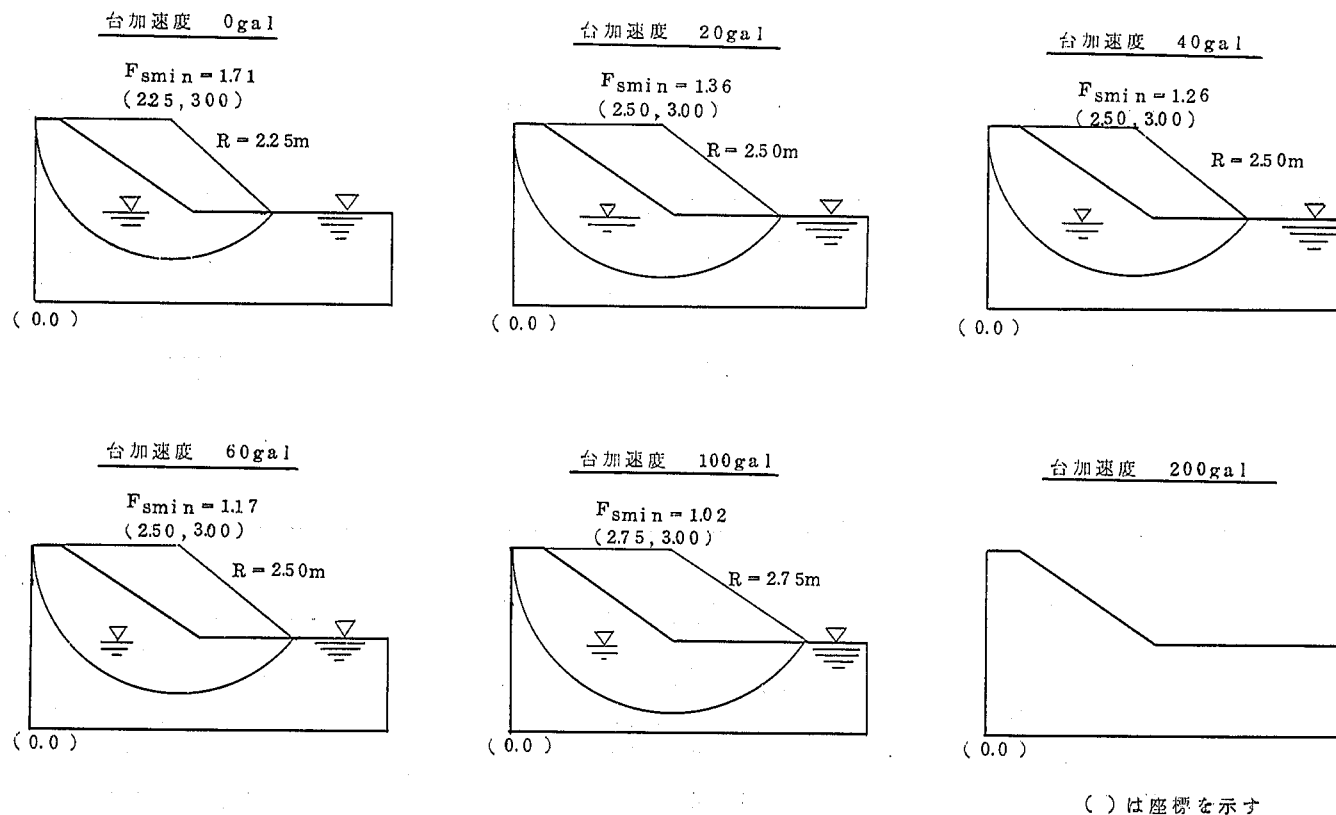
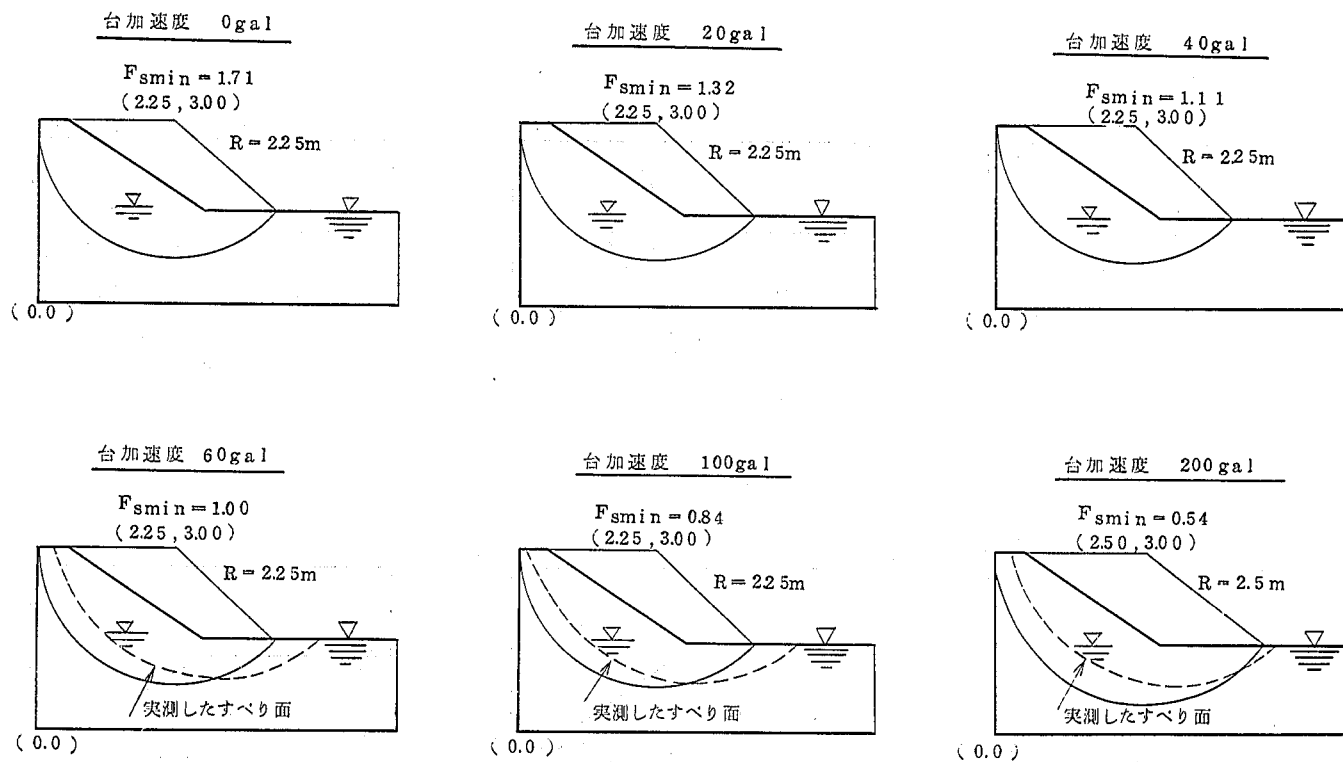


図-33 振動時の堤防の安定計算の結果

(表-3の⑧の条件：地下水位150cm，過剰水圧考慮，均一の加速度)



() は座標を示す

図-34 振動時の堤防の安定計算の結果

(表-3の④の条件：地下水位150cm，静水圧のみ，測定した加速度)

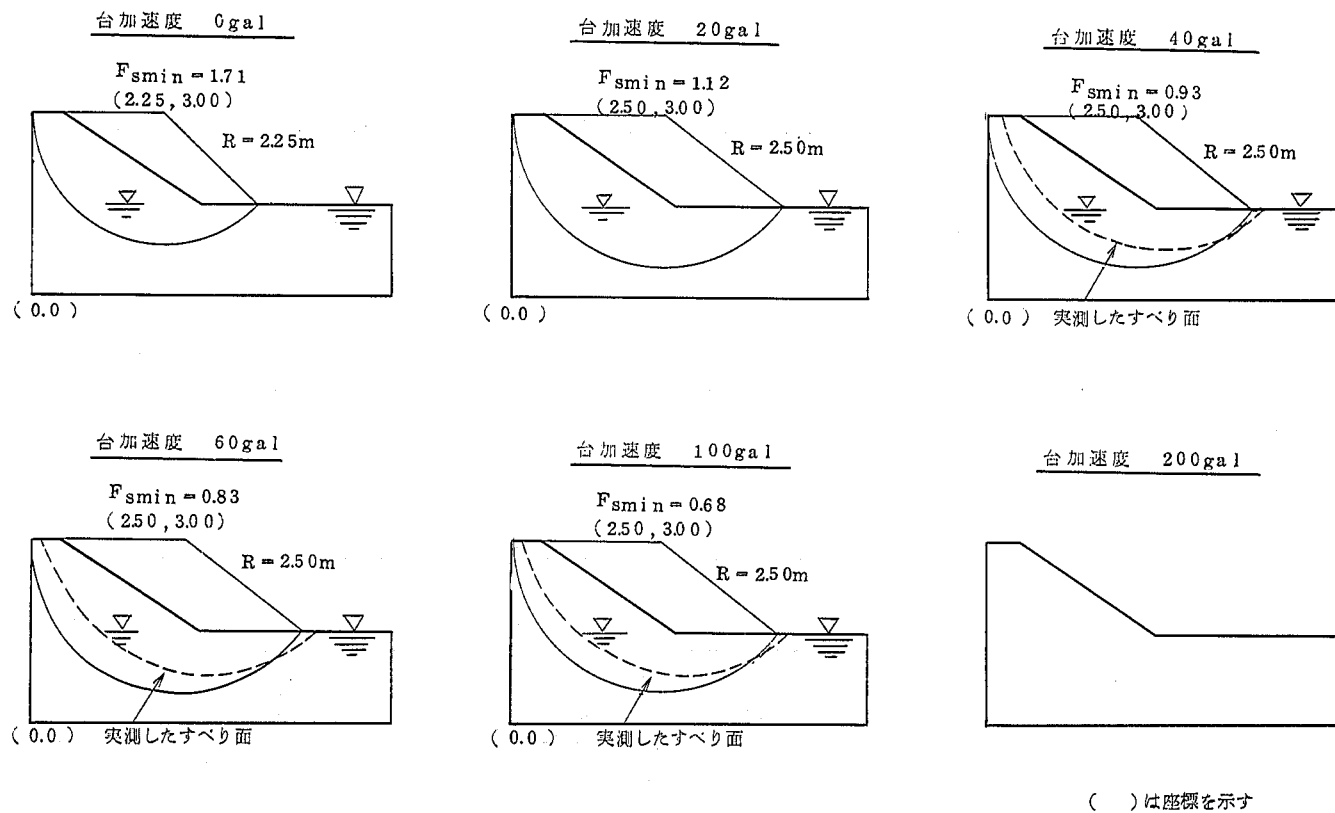


図-35 振動時の堤防の安定計算の結果

(表-3の⑩の条件：地下水位150cm，過剰水圧考慮，測定した加速度)

は地下水位150cmの場合には地下水面以下を通る円弧となっており、地下水のあるところの地盤の粘着力は0としているためである。図から一応、加速度の大きさおよびその分布ならびに過剰間ゲキ水圧が堤防の安全率に大きな影響を及ぼしていることがわかる。

以上のべたことから、(7)式を使った安定解析において、堤体および地盤の加速度の分布と過剰間ゲキ水圧を考慮して安定計算をすれば、実際のすべり現象に近い値を得ることは可能であるといえる。なお、前にも述べたようにすべり破壊を生じた場合の安定解析に加振の初期の過剰間ゲキ水圧の値を用いたが、このようにすべり破壊を生じたときの最大値に比べて比較的小さい過剰間ゲキ水圧を導入することによっても、計算上安全率は1を下まわり、すべりが生じうるといふ結果になり、実測とほぼ似た結果が得られた。しかし、振動時の過剰間ゲキ水圧のとり方については明らかでない点もあり、今後さらに検討する必要があると思われる。

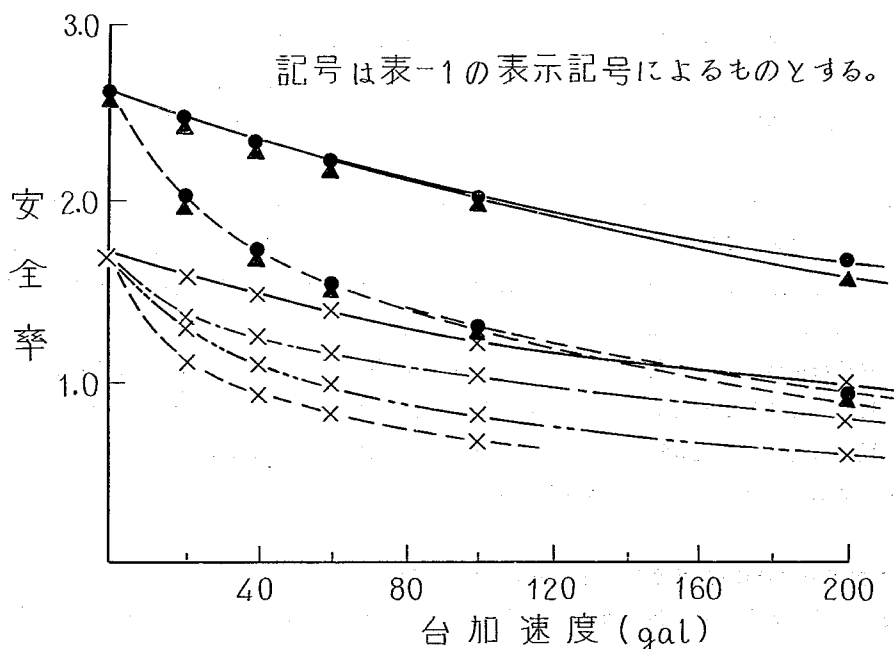


図-36 台加速度と安全率の関係

6. 振動応答解析

6.1 振動応答解析の方法

振動実験の結果ならびに安定解析の結果から、加速度の大きさとともに堤体内の加速度の分布が、地震時の堤体の安定性に大きな影響を及ぼすことが判明した。そこで、地震時の堤体の安定性を検討する際には何らかの方法で堤体内の加速度の分布を予測することが必要であり、そのため有限要素法を利用した振動応答解析を行ない、実験結果と比較しその適用性について検討を加えてみた。解析に用いたプログラムは1969年にNASAの後援のもとに完成したNASTRAN^(43,49)を使用した。NASTRANのプログラムを使用してできる解析の範囲としては、集中荷重、分布荷重、熱膨張、強制変位および慣性力などに対する静的応答解析のほかに、過渡的荷重、定常な正弦波荷重およびランダムな刺激などに対する動的応答解析を行なうこともできる。また、非線形静的応答のための段階的線形解析と、非線形動的応答のための過渡的解析など制約付きではあるが非線形問題の機能を持っており、多くの自由度をもつ大型の問題を処理するように設計されている。

このNASTRANのプログラムを用いて模型堤防の振動実験と同じ二次元模型の堤防を想定し、これを図-37に示すような74節点をもつ114の要素に分割して振動応答解析を実施した。境界条件としては地盤底面の節点は固定にし、地盤側面の節点の鉛直方向の変形は自由にした。また外力としては台加速度60galで正弦波のものを加えて解析した。

振動応答解析を行なう際に問題になることは、解析に用いる土の力学定数の与え方によって振動特性が異なってくることである。したがって解析結果と振動実験の結果を比較する際には、実際の模型堤防に近い力学定数を選定し、解析を行なうことが必要となってくる。そこで、解析に用いる力学定数は6.2で述べるような方法で求めた。

6.2 応答解析に用いた堤体および地盤の力学定数

有限要素法を用いた振動応答解析において、モデルについて与えるべき力学特性にはつぎの3種のものが挙げられる。

- (1) 質量マトリックス
- (2) 粘性減衰マトリックス
- (3) 剛性マトリックス

(1)の質量マトリックスは密度の測定結果をもとにして決めることができる。したがって、(2)、(3)に関連して地盤および堤体の弾性係数 E またはせん断弾性係数 G 、ポアソン比 μ 、減衰定数 n などを決めることが必要となる。これらの力学定数は動的試験を行なって求めることが望ましいと考えられるが、ここではこれまでに他の実験などから得られた経験式にもとづいて検討した結果について述べることにする。

E と G の間には一般に(8)式に示すような関係があるのでどちらかを求めればよいことになる。

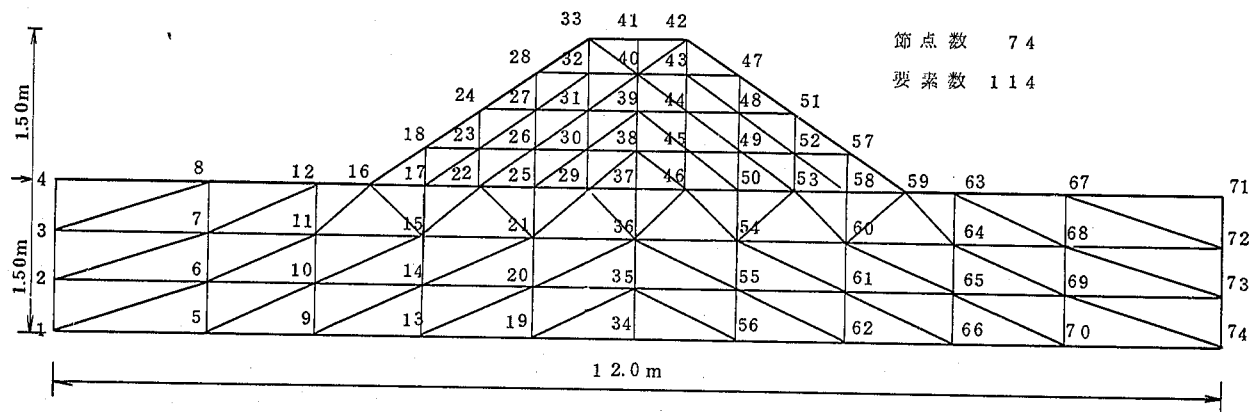


図-37 振動応答解析のための堤防断面図

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{..... (8)}$$

E , ν は体積変形特性に影響されるので、排水条件によって変化すると考える方がよいのに対し、 G は一応排水条件などには無関係であると考えてよいと思われる。したがって E のかわりにせん断弾性係数 G を求めることにするが、 G についても(9)式に示すようなせん断弾性波速度 V_S から求めることができる。

$$G = \rho V_S^2 \quad \text{..... (9)}$$

V_S を求める方法としてはつぎに示すようなものが考えられる。

(1) Richart の実験式から求める方法⁶⁹

角ばった粒径の砂の場合 ($e > 0.6$) の V_S は Richart の実験式から求めることができる。

$$V_S = (184 - 61.7 e) (\sigma_m)^{0.25} \quad \text{..... (10)}$$

ここで V_S : せん断弾性波速度 (m/sec)

e : 間げき比

σ_m : 有効土ぶり圧 (t/m^2)

(10) 式を用いて地盤および堤体の V_S を求めるとつぎのようになる。ここで堤体および地盤の密度を同じとして $\gamma_d = 1.5 t/m^3$ ($\gamma_t = 1.95 t/m^3$) の場合と $\gamma_d = 1.6 t/m^3$ ($\gamma_t = 2.00 t/m^3$) の場合について求めると $e = 0.8$ および 0.68 になる。また σ_m は土圧係数 $K_0 = 0.5$ とし、深さ方向 $Z = 1, 2, 3$ m について求めると

$$\sigma_m = \frac{(1 + 2K_0) \gamma_t Z}{3} = \frac{2}{3} Z (t/m^2) = 0.667, 1.333, 2.0 (t/m^2)$$

になる。したがって $e = 0.8$ のときの V_S は

$$V_S = (184 - 61.7 \times 0.8) (\sigma_m)^{0.25} = 122, 145, 160 (m/sec)$$

となり $e = 0.68$ のときの V_S は

$$V_S = (184 - 61.7 \times 0.68) (\sigma_m)^{0.25} = 128, 153, 169 (m/sec)$$

になる。Richart の実験式から求めた V_S の値は $150 m/sec$ 程度になる。

(2) Ambraseys の解から求める方法⁶⁴

基礎地盤を含む堤体の振動はせん断楔理論のような 1 次元的取扱いは厳密にはできないと考えられるが、図 - 38 のような形のものについて解を求めた例として Ambraseys の解がある。

Ambraseys の解法の概略を述べると、水平変位 U_1, U_2 のみを未知数におき運動方程式をたて、 $y = h_1$ における境界条件として変位とせん断応力の連続性を用いて固有値を求めて解を求めるものである。固有値を与える運動方程式はつぎのようになる。

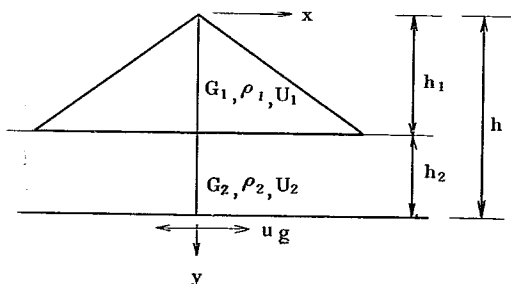


図 - 38

$$\frac{G_1 U_2}{G_2 U_1} \tan\left(\frac{q h_2}{U_2}\right) = J_0\left(\frac{q U_1}{U_1}\right) / J_1\left(\frac{q h_1}{U_1}\right)$$

ここで $q = q_n$ ($n=1, 2, 3 \dots$)

$$Z = \frac{q h_1}{U_1}, \quad \alpha = \frac{G_1 U_2}{G_2 U_1} = \frac{\rho_1 V_1}{\rho_2 U_2} \cong \frac{U_1}{U_2} \quad \text{とおくと上式は}$$

(11)式のように近似される。

$$\alpha \tan\left(\alpha \frac{h_2}{h_1} Z\right) = \frac{J_0(Z)}{J_1(Z)} \dots\dots\dots (11)$$

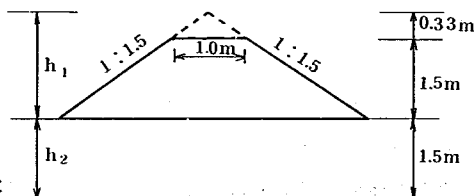
模型堤防を図-39に示すようにモデル化し、(11)式の解を求めるとつぎのようになる。

ここで $h_1 = 1.83 \text{ m}$, $h_2 = 1.5 \text{ m}$, $\alpha \cong 1$ とすると

(11)式は

$$\tan(1.22 Z) = \frac{J_0(Z)}{J_1(Z)}$$

図 - 39



になる。この方程式を満たす最小の Z の概略値は $Z = 0.9$ である。また 1 次の固有振動数 f_1 は

$$f_1 = \frac{q_1}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} Z_1 \frac{V_1}{h_1} \dots\dots\dots (12)$$

であり、 $f_1 = 12.5 \text{ cps}$, $\pi = 3.14$, $h_1 = 1.83$, $Z_1 = 0.9$ とおくと(12)式より $V_1 = 160 \text{ m/sec}$ となる。

(3) 堤防の共振実験の結果から求める方法

この方法は地盤および堤防の共振振動数に合うように V_s を選ぶ方法である。すなわち V_s , ν , h などの値を仮定し、有限要素法などを利用して地盤および堤防の固有値を求め、求めた固有値と振動実験から得られた実測値とを比較し、両者の値が異なる場合には力学定数を変えて再度固有値を計算し、試行錯誤により妥当な力学定数を求める方法である。

この方法による検討を行なう際には、最初にある力学定数を仮定をして固有値を計算する必要があり、そのため、Richartの実験式ならびにAmbraseysの解などから求めた V_s の値を用い、また減衰定数は $h = 0.1$ 程度、ポアソン比 $\nu = 0.35$ として計算を行った。そして実測値と比較しながら、振動実験の結果から得られた共振振動数に合うような力学定数を求めたものが表-4の①ケースのものである。したがって振動応答解析には表-4の値のものを用いて行なうことにした。なお、地盤条件の違いによる堤体の振動応答特性の違いを調べる目的で、表-4の②および③ケースに示すような地盤の力学定数を変えたものについても、合せて応答解析を行なった。

6.3 応答解析の結果

振動応答解析の結果を示したものが図-40～図-42である。図-40は表-4の①ケースについて振動応答解析から求めた共振曲線と実験から得られた共振曲線とを比較したものである。実測値と計算値を比較すると、共振振動数については応答解析において固有値が 12 cps 程度に

なるように力学定数を選定したため、ほぼ同じような値を示しているが、加速度の倍率は実測値と計算値とは少し異なっている。地盤では最大加速度の倍率は実測値よりも計算値の方が大きめにでているが、堤体では計算値よりもむしろ実測値の方が大きくなっている。つぎに図-41は表-4の②ケースの場合、すなわち地盤と堤体の力学定数を少し変えた場合について示したものである。堤体の力学定数は①ケースの場合と同じにして、地盤の剛性を少し高めた場合で、この場合には振動応答解析から求めた共振振動数は13 cps 程度になっており、①ケースの場合に比べて共振振動数が1 cps 程度大きくなっている。また、最大加速度の倍率は①ケースの場合に比べて堤体内では大きくなっており、したがって、堤防天端ならびに堤防中央部では計算から求めた倍率が実測値とほぼ等しくなっている。このことから、地盤の剛性が大きくなると振動数にも関係するが、堤防内での最大加速度は増幅されて大きくなるといえる。①ケースの場合には地盤および堤体の力学定数は一定であるとして応答解析を行なったものであるが、Richartの実験式などからもわかるように V_s などの力学定数は有効応力によって異なった値を示す。したがって、深さ方向に力学定数を変えた振動応答解析が必要であり、その理由からすると②ケースのような力学定数を選定して振動応答解析を行なうことの方が合理的であると考えられる。図-40、および図-41に示した振動応答解析の結果から、一応実測値に比較的近い共振曲線が得られており、今回実施したような振動応答解析から堤体内の加速度分布を予測することはある程度可能であると考えられる。

図-42は参考のために地盤の剛性を②ケースの場合よりもさらに大きくした場合の振動応答解析の結果を示したものである。これによると、堤体の共振振動数は17 cps 程度で①ケースの場合および②ケースの場合に比べてさらに大きくなっており、また堤体内の最大加速度の倍率も大きくなっている。したがって、剛性の大きい地盤上に築造された堤防ほど、共振振動数付近では堤体内の加速度は増幅されて大きくなると考えられる。

つぎに、図-43は図-40～図-42の力学定数を変えた応答解析の結果から各地点の最大加速度を求め、それを高さ方向に整理し、実測値の最大加速度と比較したものである。図-43から、共振実験の結果と合うように弾性係数、減衰定数などの力学定数を決めて行なった①ケースの応答計算では、加速度の倍率は地盤から堤体に向かって直線的に増加し、堤防天端付近で増加割合が多少小さくなるような分布を示している。これに対して、実測から求めた加速度分布は地盤から堤体に向かってしだいに増幅されて加速度の倍率が大きくなるような分布を示している。したがって、両者を比較すると、天端付近の加速度の分布はほぼ同じような値を示しているが、全体的にみて堤体では応答解析から求めた加速度分布のほうが実測から求めたものよりも少し大きくなっている。さらに地盤の力学定数を変えた応答計算の結果についてのべると、図-43に示すように共振振動数はそれぞれの場合について異なるが、地盤の弾性係数が大きくなるほど、すなわち地盤が硬くなるほど地盤内の加速度の倍率は小さくなる傾向にあるが、堤体では逆に増幅されて加速度の倍率は大きくなる傾向にある。

図-43にも示したように振動応答解析の結果と振動実験の結果とでは加速度分布曲線に多少の違いは認められるが、一応両者の結果から地震力ならびに応答計算に必要な力学定数が求まれ

ば、地震時の地盤および堤体の加速度の分布を有限要素法を利用した振動応答解析により予測することはある程度可能であるといえよう。

したがって、地震時の安定解析の方法としてSeed⁽⁴³⁾やChopra⁽⁴⁹⁾らの提案した動的震度（動的解析により求めた地震時の震度）の概念をとりいれ、動的試験などから求めた弾性係数および減衰定数などを用いて有限要素法による動的応答解析から地盤および堤体の各部に生ずる地震時の最大震度を求め、この最大震度を用いて円弧すべりによる安定解析を行なう方法が現段階では合理的な方法であると考えられる。

表-4 振動応答解析に用いた力学定数

		密度 ρ (g/cm^3)	せん断弾性係数 G (kg/cm^2)	ポアソン比 ν	弾性係数 E (kg/cm^2)	減衰定数 h
① ケース 地盤と堤体の力学定数一定	堤防	1.85	180	0.35	500	0.15
	地盤	1.85	180	0.35	500	0.15
② ケース 地盤の力学定数を変えた場合	堤防	1.85	180	0.35	500	0.15
	地盤	1.85	260	0.35	700	0.15
③ ケース 地盤が少し硬い場合	堤防	1.85	180	0.35	500	0.15
	地盤	1.85	630	0.49	1,860	0.10

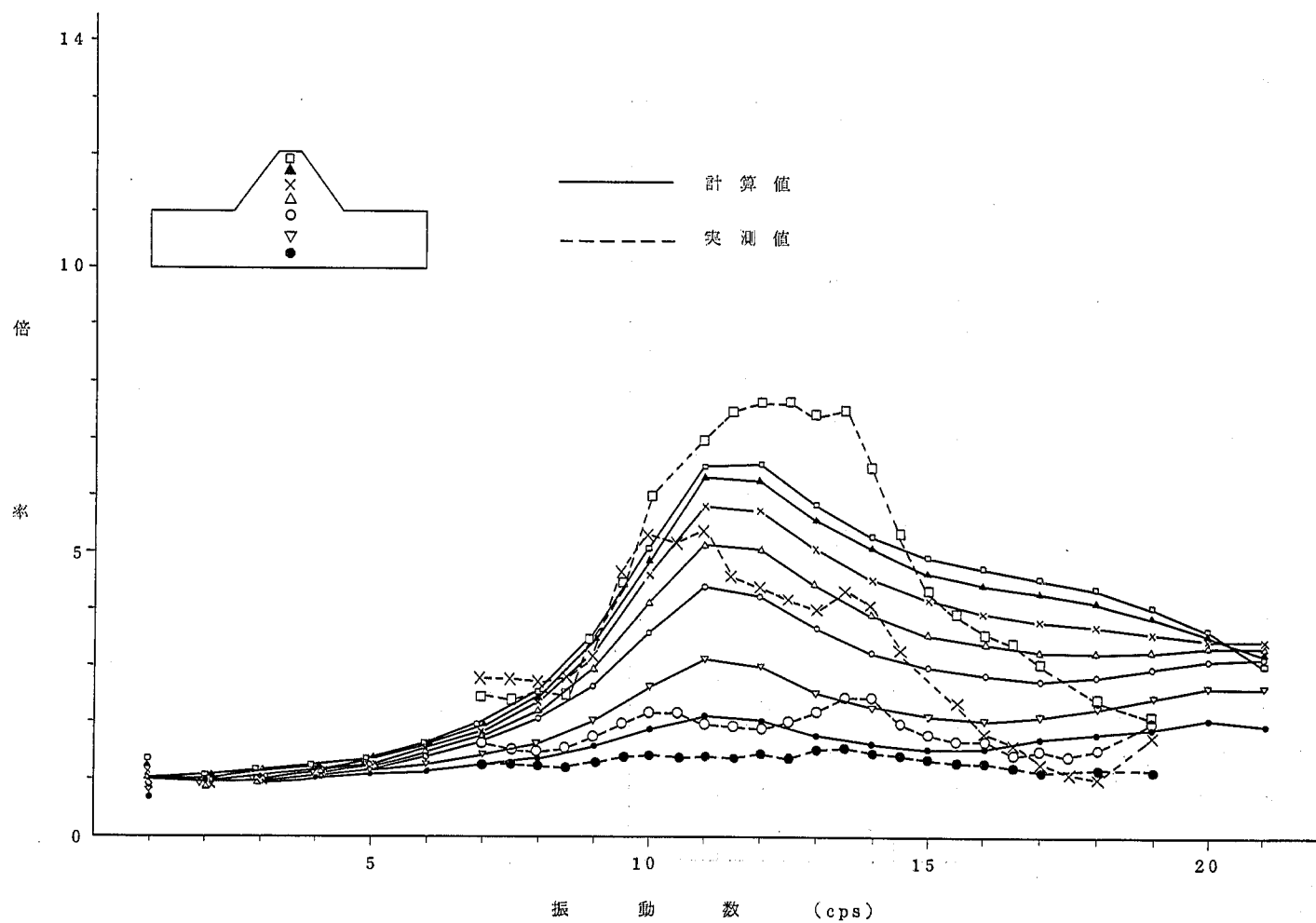


図-40 振動応答解析の結果(表-4の①ケースの場合)

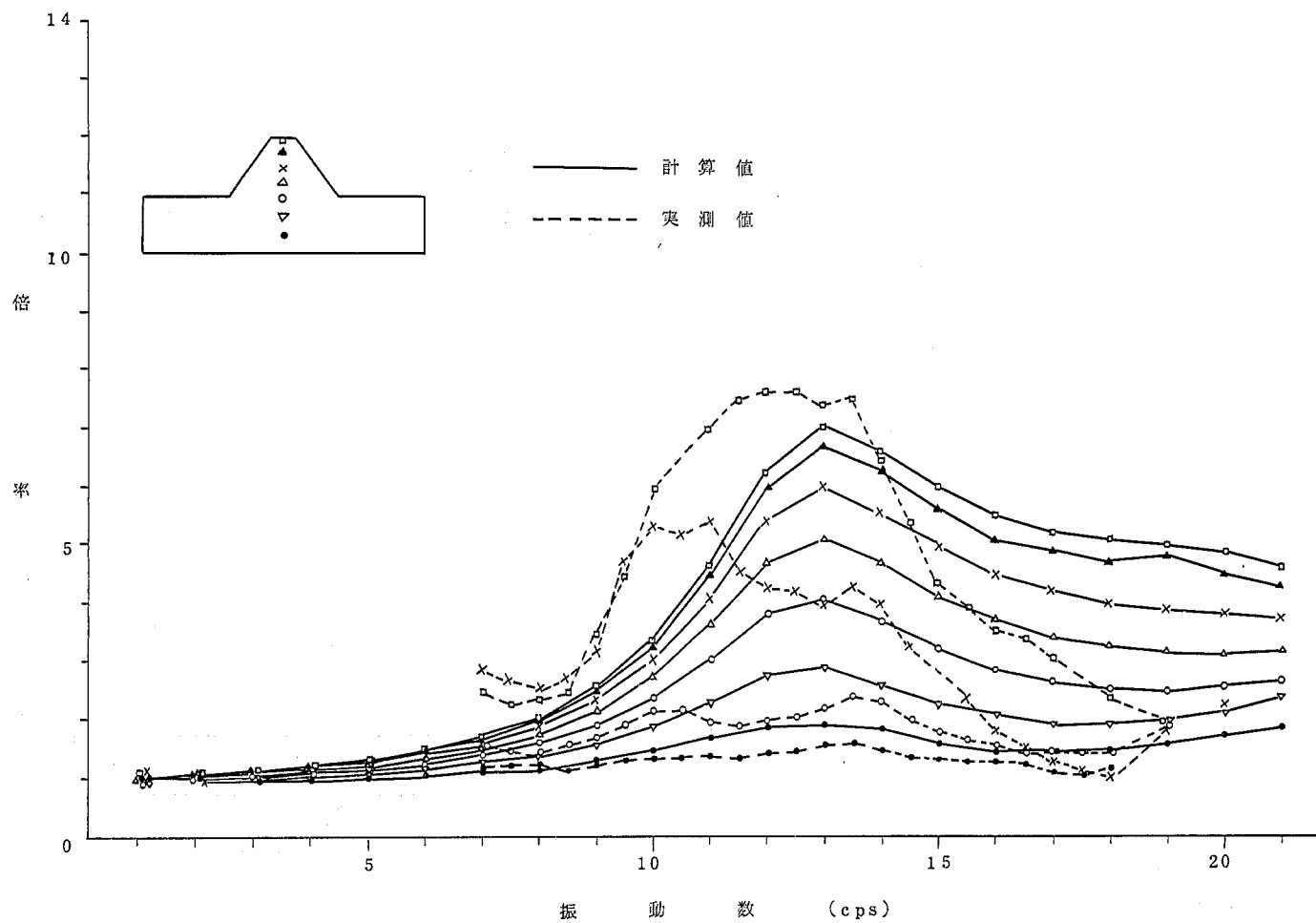


図-41 振動応答解析の結果(表-4の②ケースの場合)

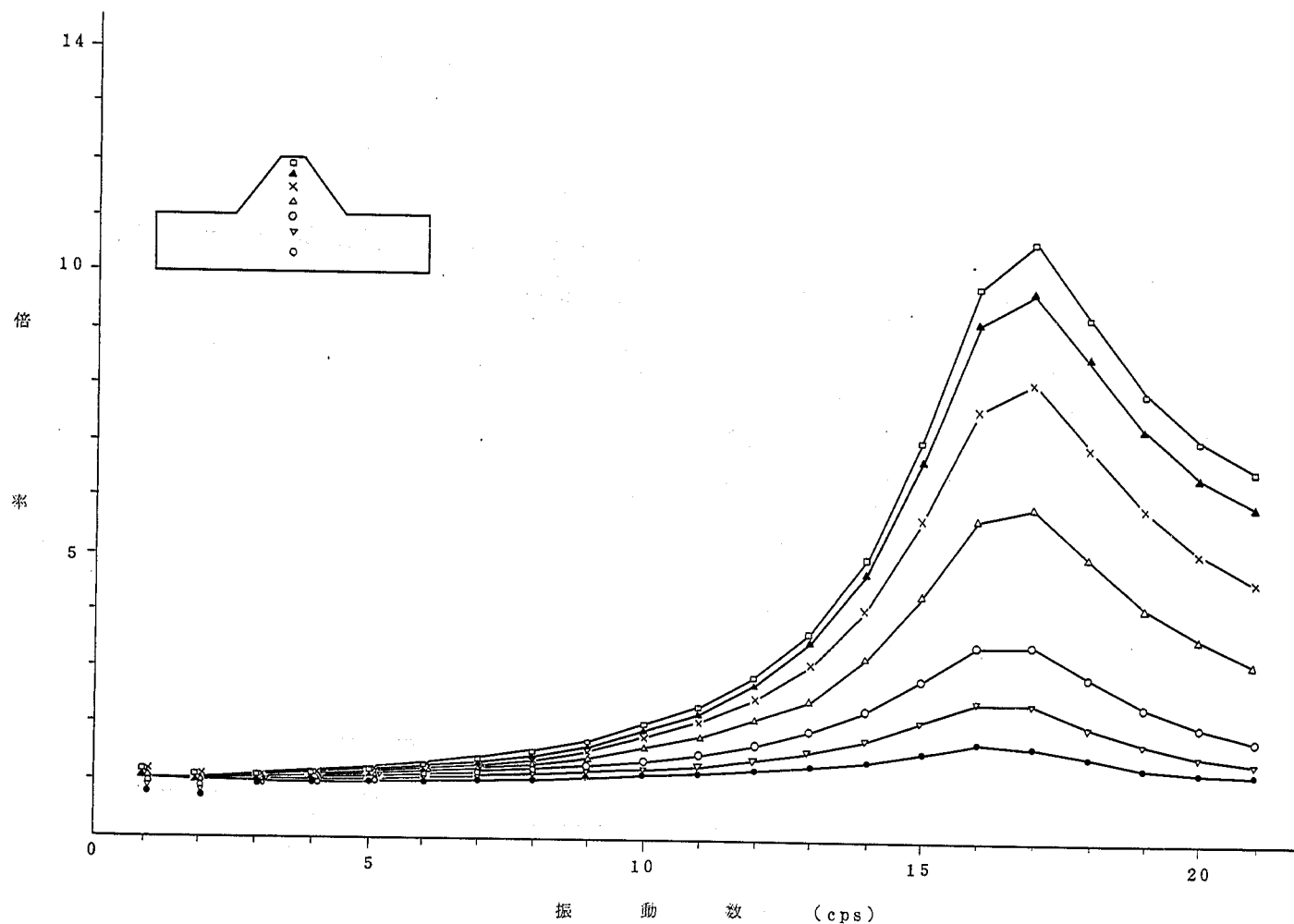


図-42 振動応答解析の結果(表-4の③ケースの場合)

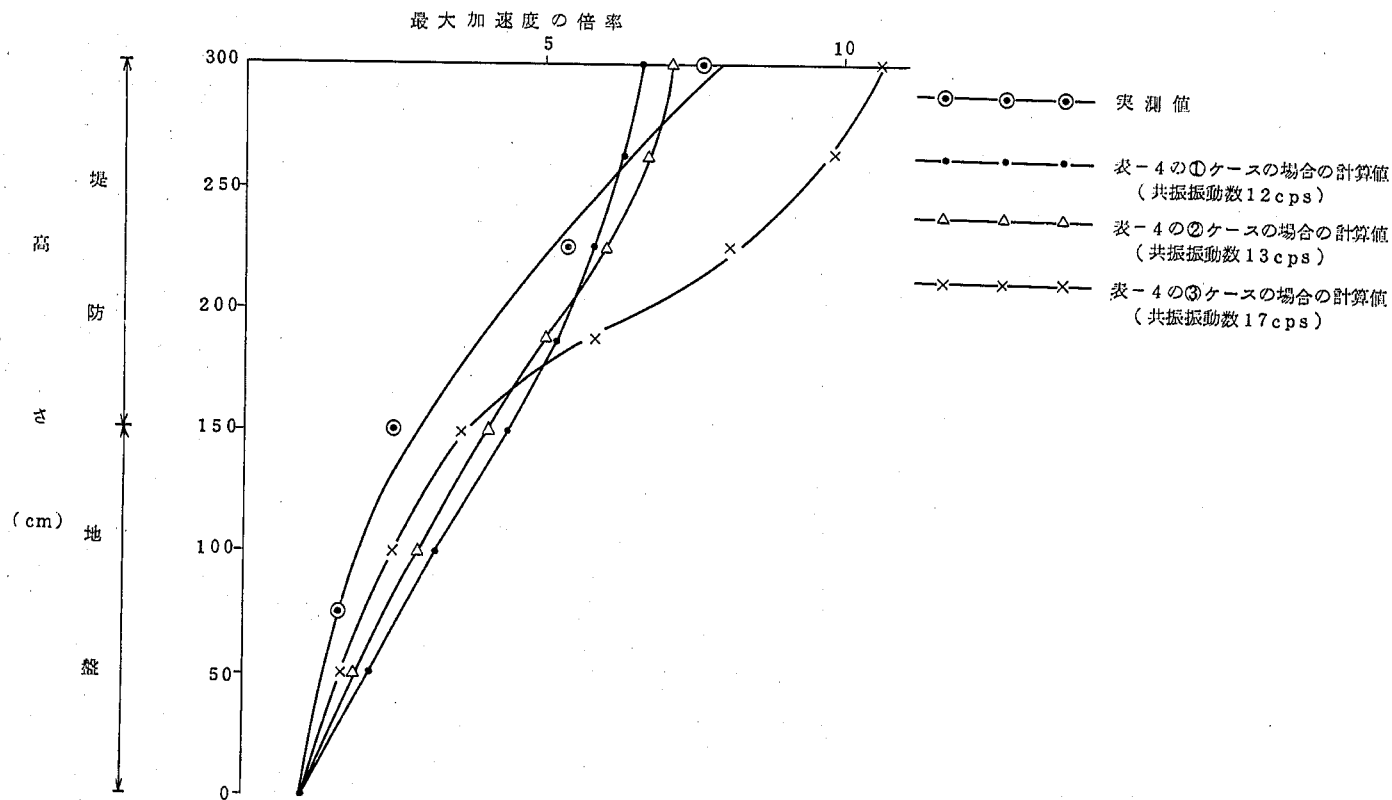


図-43 最大加速度分布の比較

7. む す び

河川堤防の破壊には堤防が完全にこわれ、あふれた水が広範囲の氾濫を生ぜしめる大規模なものから、のり面の表層の一部が滑落するごく軽い損傷程度のものまで多くの種類、形態が存在する。しかも、それらが主に豪雨や異常出水などが原因で起こる場合が多く、したがって豪雨や異常出水に対して特に注意が払われ、それらに対して安全であるように堤防を設計、施工することがなされてきている。しかし、堤防の崩壊には豪雨や異常出水が原因で起こる崩壊のほかに地震による崩壊がある。過去の災害記録をみても、関東大震災、南海地震、福井地震などによって堤体にかんりの被害が生じており、また最近あいついで起こった男鹿地震、新湯地震、十勝沖地震などによって、ゆるい砂地盤、軟弱な地盤上の堤防が予想外に地震に対して弱体なことが明らかにされている。

従来、堤防の設計には耐震に関する検討が全くなされていなかったが、防災構造物として堤防の重要性が急激に増大しているので、堤防の耐震性を考えた設計、施工を検討する時期にきていると考えられる。

このような見地にたち、地震時における安定性の高い堤防の設計、施工法をみいだすために、大型振動台を用いて大型模型堤防の振動実験を実施した。特に河川堤防のようなあまり高さの不高くない盛土では、過去の災害記録からも明らかなように地盤条件が地震時の盛土の安定性に著しい影響を及ぼすことが考えられるため、実験では模型砂地盤の上に築造した盛土の地盤内の地下水位を変化させ、地盤条件の異なる模型堤防について振動台に一定の加速度を加えて人工的に斜面崩壊を再現させる振動実験を実施した。

地盤条件を変えた一連の振動実験を通して、基礎地盤の条件によって地震時の堤防の安定性が著しく影響され、またその崩壊形態も異なることが判明した。また、地盤および堤体内に埋設した計器の観測結果から、一定の台加加速度を与えたときの地盤および堤体内に生ずる加速度の分布は一樣でなく高さ方向に増幅されて大きくなることを示した。その増幅率は台加速度の大きさならびに振動数によって異なることも示した。さらに、地盤および堤体内に生ずる加速度の大きさとその分布ならびに地盤内の過剰間ゲキ水圧が盛土の安定性に大きな影響を及ぼしていることを明らかにした。

つぎに、安定解析においては震度法と円弧すべり法とを組合せた安定解析の方法について検討を加え、従来行なわれてきた加速度分布を均一にした安定解析の方法と今回測定した加速度分布ならびに地盤内の過剰間ゲキ水圧を考慮した安定解析との違いについてのべた。そして安定解析の結果、震度法と円弧すべり法とを組合せた安定解析の方法において地盤および堤体の加速度および過剰間ゲキ水圧を考慮して安定計算を行えば、実際のすべり現象に近い値のものが得られ、地震時の堤体の安定性を検討することが可能であることを示した。さらに動的応答解析により地盤および堤体の加速度分布を予測することがある程度可能であり、地震時の安定解析を行なう際には動的解析などから求めた動的震度を用いる必要性のあることを述べた。

今後、地震時の堤体の応答解析ならびに地震時に発生する地盤の過剰間ゲキ水圧を予測する方法などについて検討する必要があると思われる。

〔 参 考 文 献 〕

- (1) 土質工学会；「土の動的性質とその応用」
- (2) 土質工学会編；「土と構造物の動的相互作用」
(災害記録に関する文献)
- (3) 建設省土木研究所；新潟地震調査報告，土木研究所報告，第125号，1965
- (4) 建設省土木研究所；1968十勝沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第141号，
1971
- (5) 鉄道技術研究所；新潟地震調査報告，鉄道技術研究所報告，№448，1964
- (6) 鉄道技術研究所；十勝沖地震調査報告，鉄道技術研究所報告，№650，1968
- (7) 日本鉄道施設協会；盛土の耐震設計に関する研究報告書，1972
(相似率に関する文献)
- (8) M. Rocha; "The Possibility of Solving Soil Mechanics Problems by the
Use of Models", IV. Intern. of SMFE
- (9) R. W. Clough, David Pirtz; "Earthquake Resistance of Rock-Fill
Dams", ASCE, Vol. 82, SM2, Apr. 1956
- (10) 畑野正；振動実験における模型相似率，中央電力技術研究所所報，第8巻，第4，5号
(模型振動実験に関する文献)
- (11) 沢田健吉，他；大型耐震実験装置，三菱重工技報，vol.8，№4
- (12) 土田肇，野田節男，倉田栄一；海岸堤防の大型模型振動実験と円弧すべり安定計算，港湾
技術研究所報告，vol.9，№2，1970
- (13) 上沢弘，他；大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究，鉄道技術研究所報告，
№882，1972
- (14) 沢田健吉，他；堤防の大型模型振動実験，土と基礎，vol.20，№7，1972
- (15) 田村重四郎，岡本瞬三，加藤勝行；ロックフィルダム模型の振動破壊実験，土と基礎，
vol.20，№7，1972
- (16) 稲葉誠一，他；大型振動台による模型堤防の振動実験（第1報），土木技術資料，
vol.15，№8，1973
- (17) 久楽勝行，古賀泰之；地震時の斜面の安定性について，第9回土質工学研究発表会，
1974.6
- (18) 建部英博，奥村哲夫，大根義夫；シラス材を用いたフィルダムの模型振動実験，第9回土
質工学研究発表会，1974.6
- (19) 沢田健吉，稲葉誠一，香川崇章；振動による斜面のすべり，第9回土質工学研究発表会，
1974.6
- (20) 久楽勝行，他；大型振動台による模型堤防の振動実験（第2報），土木技術資料，
vol.17，№1，1975

- (21) 丹羽, 森; アースおよびロックフィルダムの耐震性に関する研究, 土木学会論文集, vol. 58, 1958
- (22) 松村孫治; 地震動による土堰堤の変形, 土木研究所報告, vol. 28, 1934
- (23) J. I. Bustamante; "Dynamic Behaviour of Noncohesive Embankment Models", III WCEE, Session 1, 1965
- (24) W. O. Keightly; "Vibration Tests of Structures", California Institute of Technology Pasadena, California 1964
- (25) J. Krishina, S. Prakash; "Earth Dams Subjected to Earthquakes" III WCEE, Session 1, 1965
- (26) R. W. Clough, D. Pirtz; "Earthquake Resistance of Rockfill Dams" ASCE, SM2, April, 1956
- (27) 中島保治, 山下進; 表面しゃ水壁ロックフィルダムの耐震設計方法, 大ダム, 456, 1971
- (安定解析に関する文献)
- (28) Yamamura K.; "Earthquake Engineering Design of Earth Fills", Fifth Joint Meeting of U. S. Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, 1973
- (29) D. K. Majumdar; "Stability of Soil Slopes under Horizontal Earthquake Force" Géotechnique, Vol. 21, NO. 1, 1971
- (30) 沢田敏男, 青山威男; フィルダムの新しい安定解析法について, 農業土木学会誌, 第41巻, 第11号, 1973
- (31) S. Prakash, P. Purushothamaraj; "Seismic Analysis of Stability of Slopes" 8th, ICSMFE, 1969
- (32) Newmark, N. M.; "Effect of Earthquakes on Dams and Embankments", Géotechnique, Vol. 15, No. 1, 1965
- (33) Ellis, W., Hartman, V. B.; "Dynamic Soil Strength and Slope Stability", ASCE, Vol. 93, SM4, 1967
- (振動応答解析に関する文献)
- (34) Ambraseys, N. N.; "The Seismic Stability of Earth Dams" Proc., 2nd World Conf. on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol. 2, 1960
- (35) Clough, R. W., Chopra, A. K.; "Earthquake Stress Analysis in Earth Dams", ASCE, Vol. 92, SM2, April, 1966
- (36) Ambraseys, N. N.; "On the Seismic Behaviour of Earth Dams", Proc., 2nd World Conf. on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, Vol. 1, 1960

- (37) 渡辺啓行；フィルダムの動的解析，土と基礎，vol. 22, №3, 1974. 3
- (38) 渡辺啓行；有限要素法による粘弾性の振動解析，土木学会論文集，№198, 1972. 2
- (39) Dibaj, M., Penzien, J.; "Response of Earth Dams to Traveling Seismic Waves", ASCE, Vol. 95, SM2, 1969. 3
- (40) H. Dezfulian, H. B. Seed; "Response of Nonuniform Soil Deposits to Travelling Seismic Waves" ASCE, Vol. 97, SM1, 1971. 1
- (41) I. M. Idriss, H. B. Seed; "Response of Earth Bank During Earthquakes" ASCE, Vol. 93, SM3, 1967. 5
- (42) H. B. Seed; "Slope Stability During Earthquakes" ASCE, Vol. 93, SM4, 1967. 7
- (43) Seed, H. B., Martin, G. R., "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design" ASCE, Vol. 93, SM3, 1966. 5
- (44) Goodman, R. E., Seed, H. B.; "Earthquake-Induced Displacements in Sand Embankments", ASCE, Vol. 92, SM2, 1966. 3
- (45) A. K. Chopra; "Earthquake Responce of Earth Dams", ASCE, Vol. 93, SM2, 1967. 3
- (46) Seed, H. B.; "A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams", ASCE, Vol. 92, SM1, 1966. 1
- (47) W. D. Finn, P. M. Byrne; "Seismic Responce of Slope", 8th ICSMFE, 1969
- (48) 小峯憲一；構造解析のための「NASTRAN」プログラム(I)，橋梁，1973. 10
- (49) 小峯憲一；構造解析のための「NASTRAN」プログラム(II)，橋梁，1974. 1
- (応答解析に必要な力学定数に関する文献)
- (50) 土質工学会編；「土と構造物の動的相互作用」
- (51) 山本鎮夫；地震応答解析（その2），土と基礎，vol. 19, №11, 1971. 11
- (52) 嶋悦三；弾性波試験，土と基礎，vol. 20, №1, 1972. 1
- (53) 市原松平；土ならびに地盤の動的性質，土と基礎，vol. 20, №2, 1972. 2
- (54) 石原研而；粘性土の動的性質，土木学会第26回年次学術講演会概要集，昭和46年
- (55) Richart, F. E., J. R. Hall, R. D. Wood; "Vibration of Soil and Foundations", Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jerzey, 1970
- (Seed らの研究に関する文献)
- (56) H. B. Seed, R. W. Clough; "Earthquake Resistance of Sloping Core Dams", ASCE, Vol. 89, SM2, Feb. 1963
- (57) H. B. Seed; "A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams", ASCE, Vol. 92, SM1, Jan. 1966

- (58) 文献(44)と同じ
- (59) 文献(43)と同じ
- (60) H. B. Seed, K. L. Lee; "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading", ASCE, Vol. 92, SM6, Nov. 1966
- (61) K. L. Lee, H. B. Seed; "Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction of Sand", ASCE, Vol. 93, SM1, Jan. 1967
- (62) 文献(41)と同じ
- (63) H. B. Seed, I. M. Idriss; "Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake", ASCE, Vol. 93, SM3, May, 1967
- (64) 文献(42)と同じ
- (65) K. L. Lee, H. B. Seed; "Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sand", ASCE, Vol. 93, SM5, Sept. 1967
- (66) W. H. Peacock, H. B. Seed; "Sand Liquefaction under Cyclic Loading Simple Shear Conditions", ASCE, Vol. 94, SM3, May, 1968
- (67) I. M. Idriss, H. B. Seed; "Seismic Responce of Horizontal Soil Layers", ASCE, Vol. 94, SM4, July, 1968
- (68) H. B. Seed; "Influence of Soil Conditions on Ground Motion During Earthquakes", ASCE, Vol. 95, SM1, Jan. 1968
- (69) 文献(40)と同じ
- (70) M. L. Silver, H. B. Seed; "Deformation Characteristics of Sands under Cyclic Loading", ASCE, Vol. 97, SM8, Aug. 1971
- (71) M. L. Silver, H. B. Seed; "Volume Changes in Sands During Cyclic Loading", ASCE, Vol. 97, SM9, Sept. 1971
- (72) H. B. Seed, M. L. Silver; "Settlement of Dry Sands During Earthquakes", ASCE, Vol. 98, SM4, Apr. 1972
- (73) H. B. Seed, R. V. Whitman, H. Dezfulian, R. Dobry, I. M. Idriss; "Soil Conditions and Building Damage in 1967 Caracas Earthquake", ASCE, Vol. 98, SM7, Aug. 1972

大型振動台による模型
堤防の振動実験

土研資料第1032号
昭50年5月(1975)

キーワード 河川堤防, 振動実験, 安定解析

要旨 本報告は大型振動台による模型堤防の振動実験の結果についてのべるとともに, 実験から得られた加速度の分布ならびに過剰間ゲキ水压などを用いて, 安定解析を行ない, 堤防の安定性を検討した結果についてものべられている。

郵便はがき

は十
は四
つ切
て手
下さ

2 8 0 - □ □

建設省土木研究所
土質研究室
行

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1032号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印