



土 木 研 究 所 資 料

第 1 0 6 3 号

水浸砂層の液状化沈下現象に関する振動実験

昭和 5 0 年 8 月

建 設 省 土 木 研 究 所
動土質研究室

目 次

概 要	1
1. まえがき	2
2. 実験目的	4
3. 実験条件	6
(1) 振動台	6
(2) 土槽及び砂層の寸法	6
(3) 模型トンネルの寸法	6
(4) 砂層の砂の性質	7
(5) 埋戻し材	8
(6) 砂層条件	8
4. 実験方法	10
(1) 砂層の築造方法	10
(2) 測定項目・計測方法	11
(3) 加振方法	11
5. 実験結果	12
(1) 品質管理試験の結果	12
(2) 計測器の配置	12
(3) 共振実験の結果	16
(4) 液状化実験の結果	19
(5) 埋設模型の挙動	27
6. 実験結果の解析	32
(1) 概 説	32
(2) 砂層の振動性状	32
(3) 砂層の液状化および沈下性状	35
7. 結 論	43

付 録	4 4
(1) 土槽内の砂層の振動解析	4 4
(2) 振動による地盤内の間げき水圧	5 5
(3) 振動による沈下解析	5 6
(4) 埋戻し材に関する検討	6 2
(5) 砂層飽和度の推定	6 3
(6) 参考文献	6 5

概 要

地震時の砂質地盤の液状化及び沈下現象を予測する手法を確立するために実施した大型振動台を用いた模型水浸砂層の振動実験結果をとりまとめたものである。内容として、大型水浸砂層の振動による液状化・沈下現象に対する考察及び解析結果を含む。解析手法としては、土槽中の砂層の振動を1次元せん断振動としてとり扱い、別途行った同じ砂の繰返し三軸試験の結果等を用いて実験結果を追跡する方法をとった。なお、砂層のせん断ひずみの推定には、測定した砂層の振動加速度を用いた。この結果として、実験結果の内、間げき水圧及び沈下性状をかなりよく説明する事ができた。

なお、この実験は土木研究所と科学技術庁防災センター、関東技術事務所の共同研究として行ったものであり、実験を担当された多くの方々に謝意を表する次第である。

昭和50年7月

動土質研究室

(とりまとめ)

古 賀 泰 之

間 三 男

三 木 英 夫

(現北首都国道工事々務所)

神 保 広 光

(現日本大学学生)

熊 崎 光 吉

(現相武国道工事々務所)

1. ま え が き

地下水位の浅いゆい砂質地盤において地震時にいわゆる液状化現象が発生し、構造物に多大の被害をもたらした例は数多く挙げる事ができる^{1) 2) 3)}。砂質地盤の液状化による被害としては、地盤支持力の低下による構造物の不等沈下や構造物基礎に作用する土圧の増加と水平方向の抵抗力の減少による構造物の変形および破壊、盛土等のすべり破壊・沈下、広い範囲にわたる地盤の沈下・移動、地下埋設物の浮上などがある。その他に、田畑などで生じたもの以外ではそれ自体は被害とはいえないが、液状化現象を示すものとして噴砂・噴水などがある。このような液状化現象は、地震動その他に起因する衝撃あるいは振動によって砂粒子が互のかみ合せによって形成している構造骨格が急激に崩壊する事によって生ずるものである。液状化現象についての初期の室内研究（主として60年代中頃まで）は、小型土槽に詰めた飽和砂層を一つの縮小された模型地盤と考えて振動台で加振しそのときの砂層の性状を観察し、液状化の発生の有無と加振加速度とを直接的に結びつける事を試みたものか⁴⁾あるいは液状化発生後の安定化過程に着目したものであった。これらの研究によって、砂層がゆる詰め⁵⁾かあるいは加振力が十分大きいときには振動によって過剰間げき水圧が急激に発生しその結果支持力が急激に低下する、この過剰間げき水圧はその後次第に逸散し砂層は圧縮し安定化する事が明らかにされた。しかし、これらでは、いずれも砂槽の寸法の影響や加振外力が砂の構造骨格にもたらす力学的意味などについて定量的な考察に不十分であったため汎用性のある結果を得るには至らなかった。その後の研究（60年代後半から現在まで）では、試験機器の開発・整備も伴って、地盤内のある位置の土要素を想定した供試体について室内試験機により繰返しせん断試験を行うようになっている。これは、地震時に土中に卓越する波がせん断波である事を明確に意識したもので、さらにこれらの試験では、地震の作用時間が短い事から非排水条件として行うのが通例である。このような非排水繰返しせん断試験（方法としては、三軸⁶⁾、単純せん断⁷⁾、ねじりせん断⁸⁾など）の結果として、理想化された状態での砂の要素としての液状化特性はかなり明らかになってきたといえよう。また、これらの室内試験結果を実際の被害例に適用したものが二三あり^{9) 10) 11)}、いずれも十分な精度で現象が説明できたとされており、基本的にはこのような考え方（地震中の応力状態を非排水せん断状態とし過剰間げき水圧の発生過程に注目する方法）が誤まりでない事を示していると考ええる。しかし、このような室内実験結果を現地に適用する場合の問題点として次のような項目が挙げられよう。

- ① 現地盤での応力条件（ K_0 圧密など）と室内せん断試験（とくに三軸）での応力条件の差異の影響
- ② 地盤内の地震時応力の推定
- ③ 不規則な地震動の影響と一定繰返しせん断試験結果の関連
- ④ 現地盤での密度の推定（液状化の可能性があるようなゆるい砂質土は乱さない状態でのサンプリングがとくに困難）
- ⑤ 地盤上あるいは地盤中に建設された構造物の影響（単純に上載荷重として考えてよいのか、排

水面積の減少効果，構造物の振動が地盤振動と連成する影響などはないか）

- ⑥ 地盤が（完全に，あるいは部分的に）液状化した場合に構造物に及ぼす影響（地中埋設物の浮上や基礎水平移動・沈下など）
- ⑦ 地盤は全体としてせん断試験の供試体となるような土要素の集合であるが，それぞれの間の影響（液状化進行過程において地盤内のある部分の間げき水圧が上昇すれば当然隣接する部分の水圧にも影響するはずである）
- ⑧ 従来の液状化解析法は，地盤中に生じる地震時せん断応力と液状化を生じるせん断応力の比較によって液状化が生ずるかどうかの判定であった（もちろん，解析に用いた諸元の誤差を考えて，液状化の可能性が少ない，少しある，大きいなどの3段階程度に区分してはいるが¹²⁾）。しかし，このような方法によって液状化の可能性が少ないと判定されても，地盤内には完全液状化に至らないまでも（すなわち支持力が完全にゼロにならないまでも）若干の過剰間げき水圧が発生し，すなわち有効応力が低下して支持力が一時的に低下する可能性がある。したがって，このような場合，たとえばこの地盤に盛土が築造されていたとすると，地盤支持力の低下のために盛土がすべり破壊をする事は十分考えられる。したがって，All or Nothing という考え方ではなく，液状化過程中の過剰間げき水圧の挙動に注目する必要がある。
- ⑨ ⑧と同じように，地震動によって地盤が液状化に至らなくとも若干の過剰間げき水圧が発生した場合，間げき水は一部流出する事によって過剰間げき水圧を逸散させる。この流出によって当然地盤は圧縮されるはずであり，地表面には沈下量となって現われる。沈下量が大きい場合には，一般に不同沈下も大きくなり構造物に悪影響を与えるので，このような沈下量も推定する必要がある。

これらの問題点のうち①～④はこれまでもたびたび指摘されているが，⑤～⑨は案外検討されていないように考えられる。これらの事を念頭においた場合，地盤中の土の一つの要素について考える繰返しせん断試験の結果と地盤全体を曲りなりにも模した砂槽の振動実験とを比較検討する事が必要と考えられる。このような意図から，当研究室が行った大型土槽中の砂層の振動実験の結果をここにまとめて報告する。

なお，この振動実験は，土木研究所（動土質研究室），関東技術事務所（工務課，工作課），科学技術庁国立防災技術センター（耐震実験室）の共同研究によるものである。

2. 実験目的

実験の一般的な目的は1.で既に述べた項目のいくつかを明らかにする事であるが、この実験はその他にも次のような特殊な背景を有している。

東京湾環状道路計画の一環として、神奈川県川崎と千葉県木更津とを結ぶ東京湾横断道路の計画があるが、この計画は、航路・空航路などの制限から、現在のところ橋梁・沈埋トンネル・人工島の複¹³⁾合案からなっている。それぞれの組合せ方・大きさなどについては、まだ種々の案の得失が論議されている段階で決定されたものはない。このような各工法について、この実験に関連する問題点として次のようなものが挙げられる。

(1) 沈埋トンネル区間：沈埋トンネル工法は、軟質で支持力の小さい河底あるいは海底にトンネルを建設するための工法として用いられているもので、これは建設区域を掘削して、そこにあらかじめ製作したエレメントを曳航してきて沈設し、その後に周囲を粗粒材料で埋戻すものである。このような工法ではトンネルの比重が水と同程度であり、静的な地盤支持力という点では余り問題はない。地震時について考えてみると、現海底地盤の浅層部は全体的に見て粘性土あるいは砂質シルトが多く、粒度分布から見て通常の液状化現象が生じる可能性はあまりないと考えられる。しかし、沈埋トンネル周囲の埋戻し材料や基礎のための敷砂については次のような問題点がある。敷砂はトンネル基礎地盤の均一化のために施工するが、一般に十分な締固めは困難でゆるので材料・施工法によっては液状化の可能性がある。埋戻し材料はトンネルエレメントの防護のために施工されるものであるが、この他に周辺地盤が液状化した場合に発生する過剰間げき水圧を速かに逸散させトンネルに作用する異常な外力を軽減し安定を保持するという意義があると考えられる。したがって埋戻し材料自体が液状化しては不都合なので、細かい粒度のものは避けなければならない一方、過剰間げき水圧の逸散と材料自体の液状化防止のみから材料を過度に粗粒にすると、とくに(2)の人工島区間に該当すると考えられるが、周辺地盤が液状化した場合に周囲の砂が流入して埋戻し材に目詰まりを生じ、その後の液状化時に過剰間げき水圧を速かに逸散させるという効果が減少する可能性がある。このような見地からも埋戻し材料の適当な選定基準が必要であらう。

(2) 人工島区間：人工島の形式としてはいくつかの形式のものが考えられているが、いずれも基本的には大量に入手可能な盛土材料で海中に人工盛土を築造しこの上に沈埋トンネル区間と同形式のトンネルを建設するものである。現在この盛土材料として用いられる可能性の高い土は、千葉県木更津付近の浅間山から採取される砂である。この砂は、採取場所によって若干異なるが、既往の震害結果から見ていわゆる液状化を生じる可能性の高い粒度分布をしている。トンネル周辺の盛土材が液状化した場合、異常な水平移動や沈下などが生じトンネルに異常な応力を生じる事は明らかである。したがって、このような液状化を防止するためには、どの程度砂を締固めればよいかという基準や設計上どの程度の沈下を予想すればよいかという事が必要になる。

このような特殊な（具体的な）問題点（浅間山砂の液状化特性と埋戻し材料）および1.で述べた一般的な問題点のうちとくに⑤～⑨について室内実験と合わせて検討する事が目的である。

3. 実験条件

(1) 振動台

振動台は、筑波学園都市の科学技術庁国防防災科学技術センター耐震実験室の大型振動台を用いた。この振動台の概略の仕様は表-1のようである。

表-1 大型耐震実験装置

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

(2) 土槽および砂層の寸法

実験に用いた土槽は写真1に示すような補強材を有する直方体の鉄製土槽である。その寸法(加振方向長さ, 加振直角方向奥行長さ, 深さ)は8m×2m×5m(それぞれ内りの長さ)である。砂層厚は、毎回約4mである。

(3) 模型トンネルの寸法

既に述べたように、この実験では沈埋トンネル周辺の埋戻材の効果や周辺地盤液状化時の沈埋トンネルの挙動を調べる事を一つの目的としていたので、沈埋トンネルに相当する模型として中空コンクリート鋼板貼りの直方体の模型を製作・埋設した。寸法・重量などは次のとおりである。寸法(加振方向長さ, 高さ, 奥行長さ): 1m×1m×1.8m, 総重量: 1910Kg, 見かけ比重: 1.06。この比重は実際の沈埋トンネルの比重が水より若干重い1.05~1.1程度となっている実情を考慮したものである。実際の沈埋トンネルの横断面寸法は車線数などによっても異なるが、高さが6~10m, 幅が10~



写真 1

30mという幅広く、また延長も長いものであるが、ここでは路線方向の挙動ではなくある横断面における定性的な挙動を観察する意味で（土槽の制限もあり）、特に実際構造物との相似性は満たされていない。

なお、土槽および模型トンネルの製作は関東技術事務所工作課によって行われた。

(4) 砂層の砂の性質

砂層の砂は、千葉県浅間山から採取したものを用いた。砂の物理試験結果および突固め特性を表-2および図-1に示す。

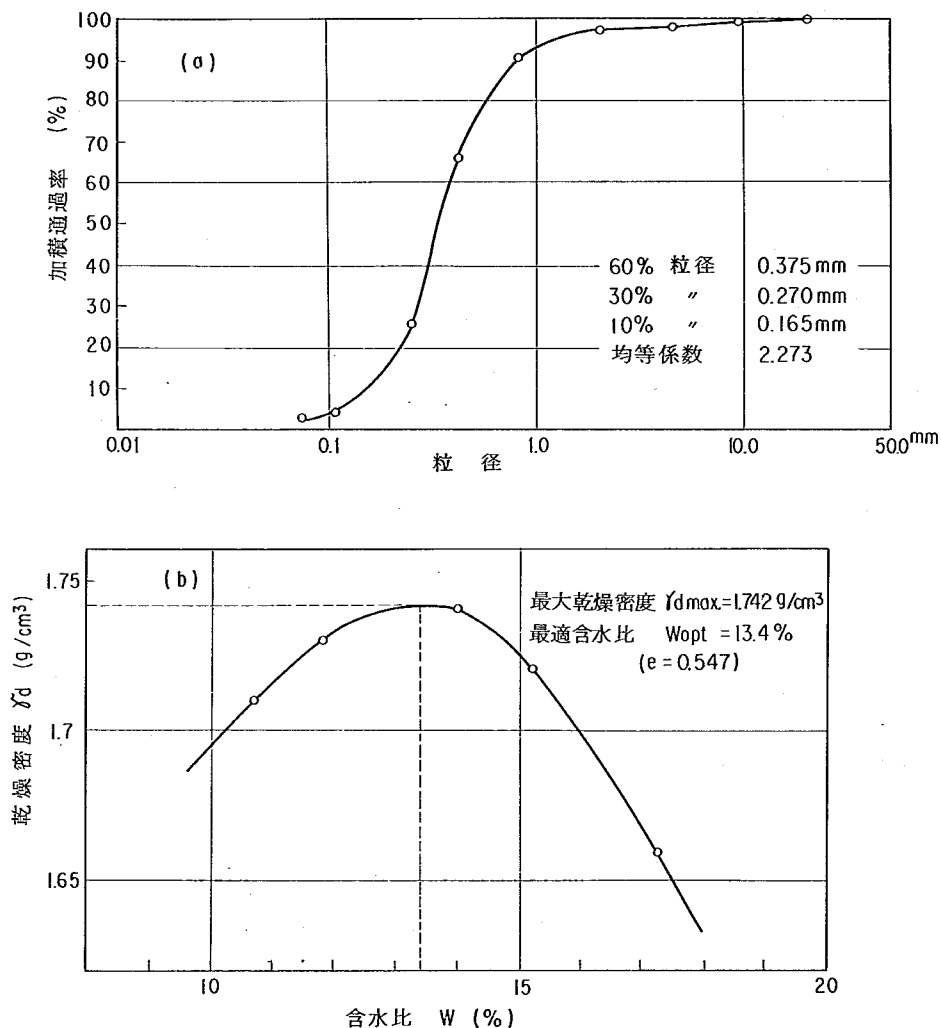


図-1 砂の物理試験結果

表 - 2 砂の物理試験結果

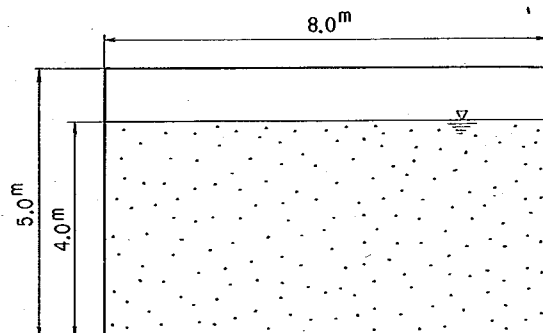
項 目	値	備 考
真 比 重 (G_s)	2.694	
最大間げき比(e_{max})	0.902	シュルツェームス法によって行った
最小間げき比(e_{min})	0.484	$\gamma_{dmin} = 1.416 \text{ g/cm}^3$, $\gamma_{dmax} = 1.815 \text{ g/cm}^3$
内 部 摩 擦 角 (ϕ_d)	35.0°	含水比(w)=10.8%, $e=0.522\%$
透 水 係 数 (k)	0.01 (cm/sec)	突固め試験による(γ_{dmax}, W_{opt})試料

(5) 埋戻し材

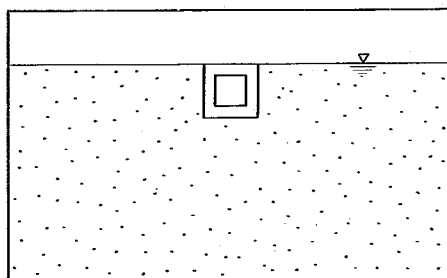
埋戻し材として用いたのは、6号碎石 (5 ~ 13 mm) であった。この材料を含むいくつかの粗粒材のフィルターとしての予備的検討結果については、付録 4. に示す。

(6) 砂層条件

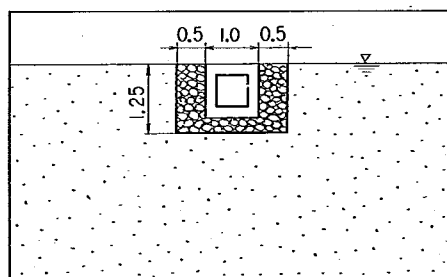
実施した実験の砂層厚および模型設置条件等は図 - 2 に示すとおりである。



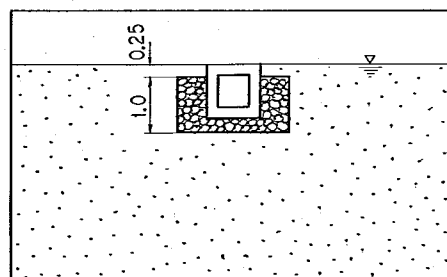
(a) 第 1, 2, 3 回



(b) 第 4 回



(c) 第 5 回



(d) 第 6 回

図 - 2 砂層及び模型条件

4. 実験方法

(1) 砂層の築造方法

砂層の築造方法は次のとおりである。土槽の底部には砂層に給水するための直径約 5 cm の有効給水パイプを振動方向に 1 本設置し、この給水パイプ周囲には給水パイプ上面と同じ高さ（約 10 cm）まで 6 号碎石を敷き詰め、さらにはその上に荒目の透水性の合成織布を敷いた。この給水パイプは実験土槽外部の貯水槽から導かれている。土槽内へ投入した砂は屋外に放置した湿潤状態のものであり、この砂の運搬・投入にはトラクタショベル、入力、ベルトコンベヤ、天井走行クレーン、バケットを用いた。各実験における締固め方法は表-3 の備考欄に記した。砂層の築造に並行して給水パイプから徐々に砂層下方から給水し砂層表面まで浸水させてできるだけ砂層内部の空気を追い出すことを目的とした。この砂層の各層締固め段階で、コアカッター押込みによる試料採取を行い含水比、乾燥密度などを測定した。後述するような数段階の 1 回の実験によって砂層は密になるので、土槽から砂を取り出して、再び同じ方法で砂層を築造し直した。砂を取り出すときにも、実験前と同様の方法で含水比・密度測定を行った。これらは、関東技術事務所工務課によって行われた。

表-3 実験条件

実験 番号	共振実験	液 状 化 実 験				備 考	
	-1	-2	-3	-4	-5	初期間 けき比	締固め方法
1	6.6~12.5 gal 1~20%	37 gal * 12 % 74 sec **	61 11 76	138 10 84	274 9 92	0.826	50 cm 層厚ごと 整地
2	計測不良	57 12 69	100 11 72	195 10 81	330 9 78	0.735	50 cm 層厚ごと 足踏み
3	6.9~18.5 gal 1~20	66 12 93	99 11 88	200 10 103	365 9 85	0.680	30 cm 層厚ごと ビブロ締固め
4	22.1~42.2 gal 1~22	61 12 62	126 11 72	228 10 73	483 9 74	0.758	50 cm 層厚ごと 足踏み
5	18.2~54.5 gal 1~24	74 12 75	131 11 68	230 10 68	490 9 82	0.789	"
6	19.4~65.7 gal 1~20	84 12 65	140 11 67	230 10 70	455 9 72	0.741	"

* 台加速度の定常値

** 全加振時間

(2) 測定項目・測定方法

実験に関連して測定した項目は次のとおりである。

- (i) 振動台・砂層・埋設模型の振動加速度
- (ii) 砂層中および模型に発生・作用する間げき水圧
- (iii) 土槽壁および模型に作用する動土圧
- (iv) 砂層の層別沈下量および模型の沈下・浮上量
- (v) 砂層の単位体積重量・含水比（実験の前後）
- (vi) 砂層の貫入抵抗（実験の前後）

各項目について測定方法・機器は表-4のとおりである。記録方法としてはデータレコーダおよび電磁オシログラフ、ペンレコーダを使用した。原則的に加速度・間げき水圧はデータ・レコーダに記録し、実験後にペンレコーダに再生させて読み取った。

表 - 4 測 定 項 目

項 目	計 器	製造業者	方 式	容 量
加 速 度 (A)	加 速 度 計	共 和	ひずみゲージ式	1 G, 2 G
間げき水圧 (P)	間げき水圧計	坂 田	差動トランス型	1 Kg/cm ²
土 圧 (E)	土 圧 計	共 和	ひずみゲージ式	1 Kg/cm ²
沈 下 量 (D)	沈 下 計	坂 田	摺動抵抗式	最小 0.2mm 最大 20mm×n(回)
単位体積重量(γ_d) 含 水 比 (w)	打込式カッター		J I S A 1203 - 1970	1 0 0 0 cm ³
貫 入 抵 抗	単管式ポータブルコーンペネトロメータ			

(3) 加振方法

加振方法としては次の二通りで行うことを原則とした。一つは、比較的小さい一定台加速度を振動数を変えて与えて砂層の共振曲線（振動数応答曲線）を求める実験である（共振実験と称した）。この場合の加振条件は台加速度目標値 20 gal 前後、振動数範囲 1 ~ 20 cps の正弦波で、加振時間は各振動数とも 20 ~ 30 秒程度とするのを標準とした。次に、砂層に液状化が生じる可能性のあるような加振方法として、先の共振実験から推定した共振振動数付近で大きな台加速度を与える実験を行った（液状化実験と称した。但し、すべての実験で液状化が生じたわけではない。）。この場合の加振条件は台加速度 50, 100, 200, 400 gal を目標値として段階的に変化させ、振動数は上記の推定共振振動数の正弦波で、加振時間は各台加速度とも 60 秒程度を標準とした。各実験の加振条件は表-3のとおりである。

5. 実験結果

(1) 品質管理試験の結果

各実験において砂層施工中及び実験後に測定した砂層乾燥密度やコーン指数の例を図-3にまとめた。各深度の値はそれぞれ2~4個の測定値の平均値である。砂層の状態を密度から見ると、各回とも平均的には砂層の上下部に渡ってほぼ一様に築造されているが、測点ごとのばらつきもかなりある事がわかる。例えば、第1回の場合、測定密度は $1.38 \sim 1.54 \text{ g/cm}^3$ であった。実験前後の密度変化は見出せない。次に、コーン指数で見た場合、ビブロランマーで締固めた第3回において特に深さごとのばらつきが大きい事がわかる。これは、締固めた各層の上部・下部で締固め度のばらつきが大きい事を示している。密度測定の場合も、各層について深さ方向にいくつか試料採取をすれば、この事が見出されるであろう。実験後には、大体において実験前よりコーン指数は増加しており、間接的に密度が増大した事を推定させる。さらに砂層上部においてコーン指数が大きくなっており、密度増加の割合が砂層上部ほど大きい事を示している。

(2) 計測器の配置

各実験において砂層内に配置した計測器の位置を図-4に示す。

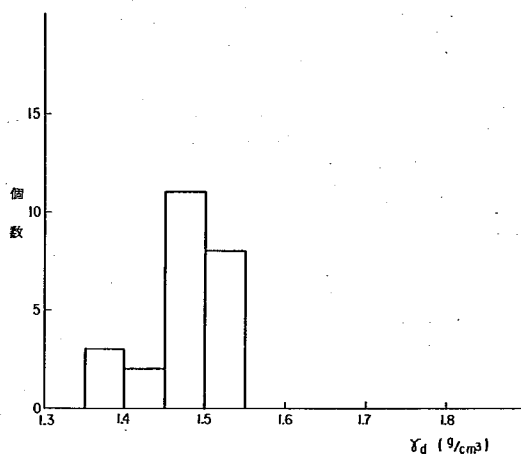
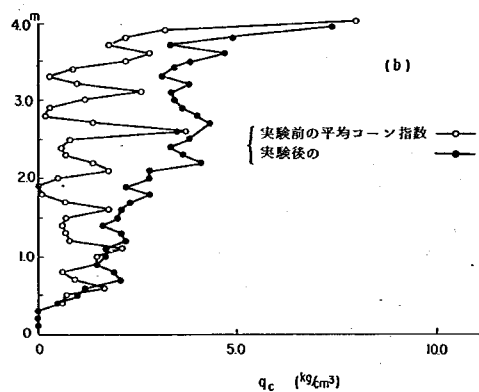
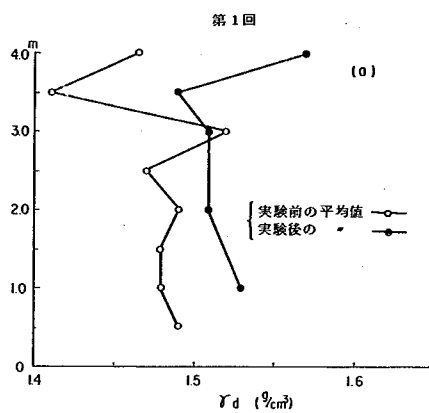


図-3 砂層の品質管理結果例

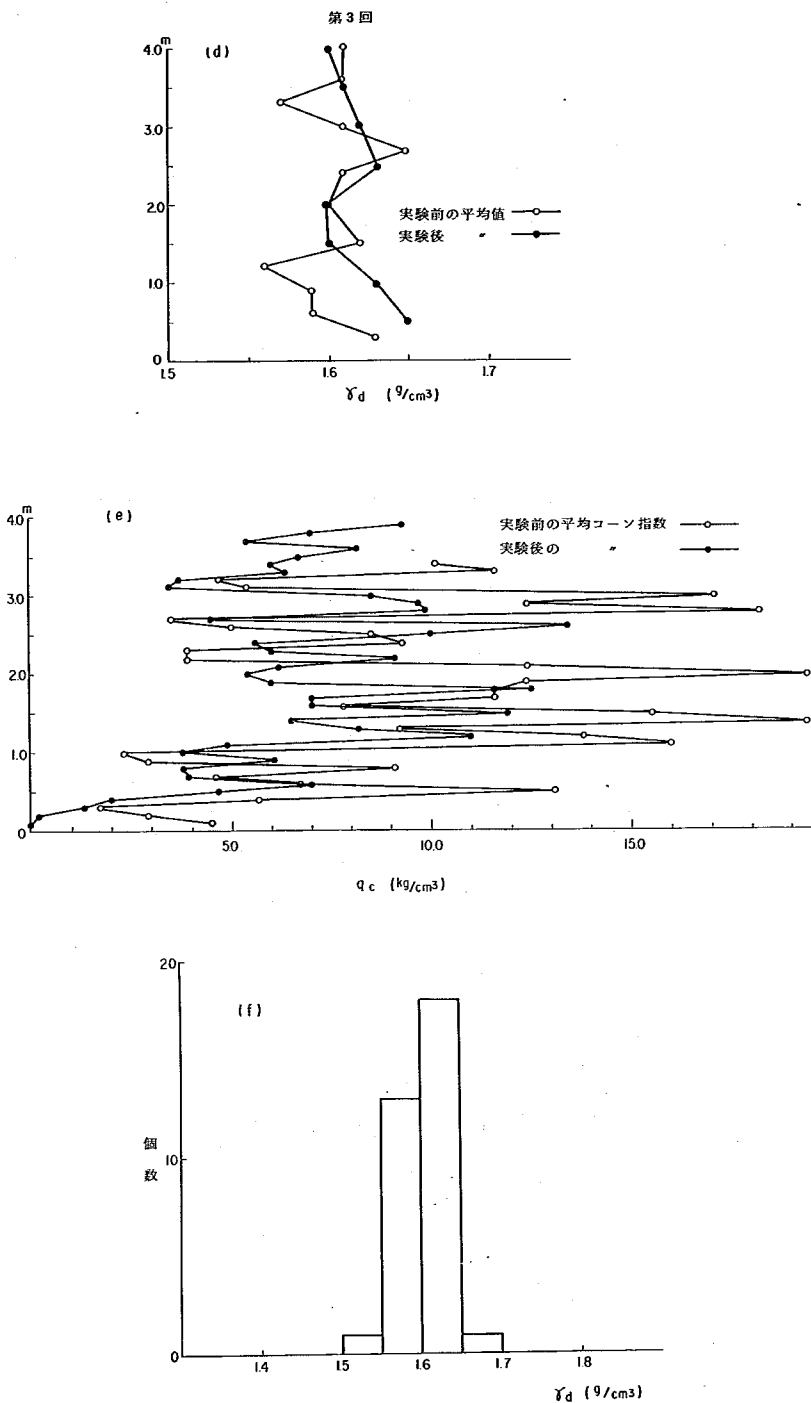


図 - 3 砂層の品質管理結果例

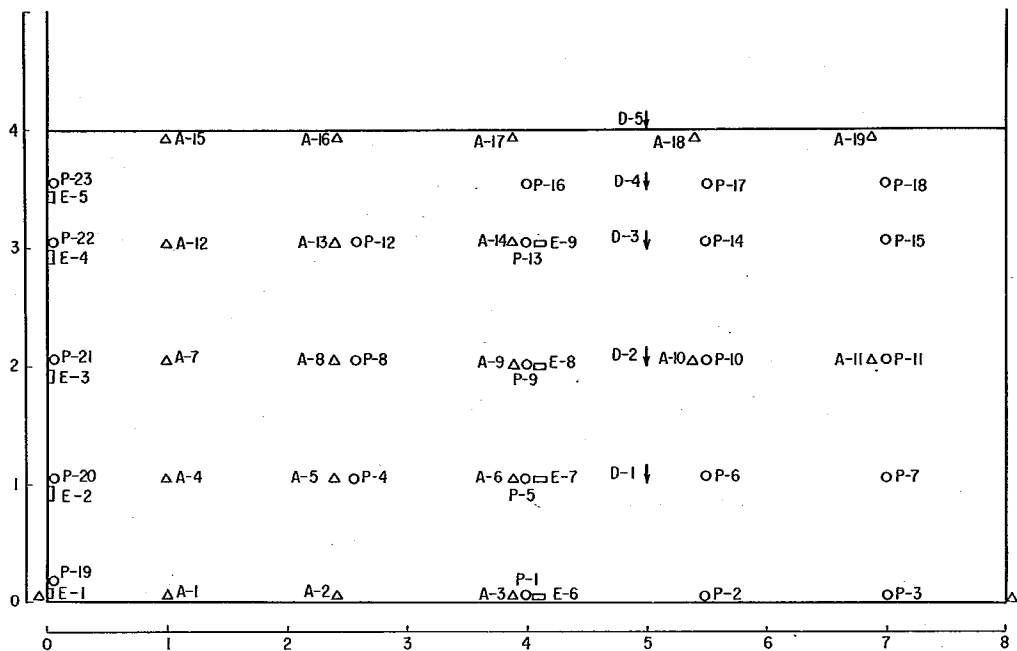


図 - 4 (a) 計測器配置 (第 1 ~ 3 回)

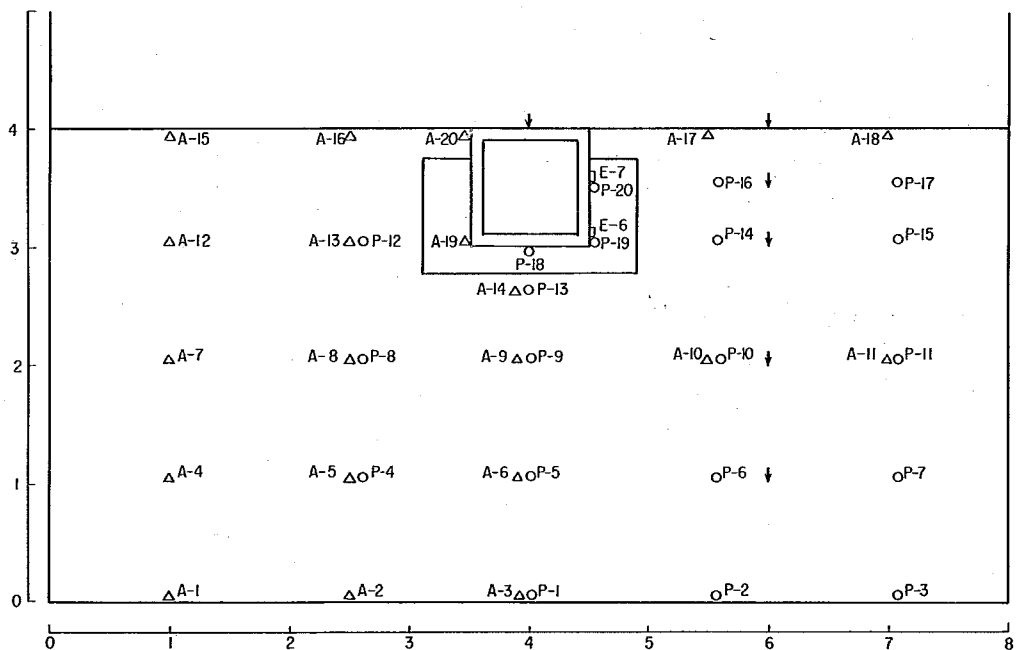
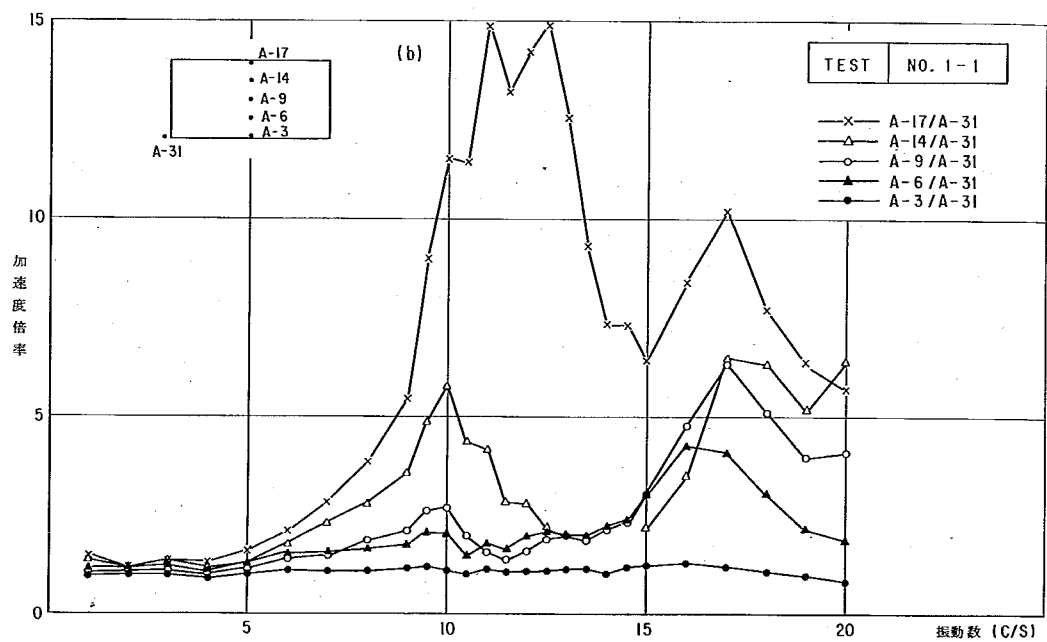
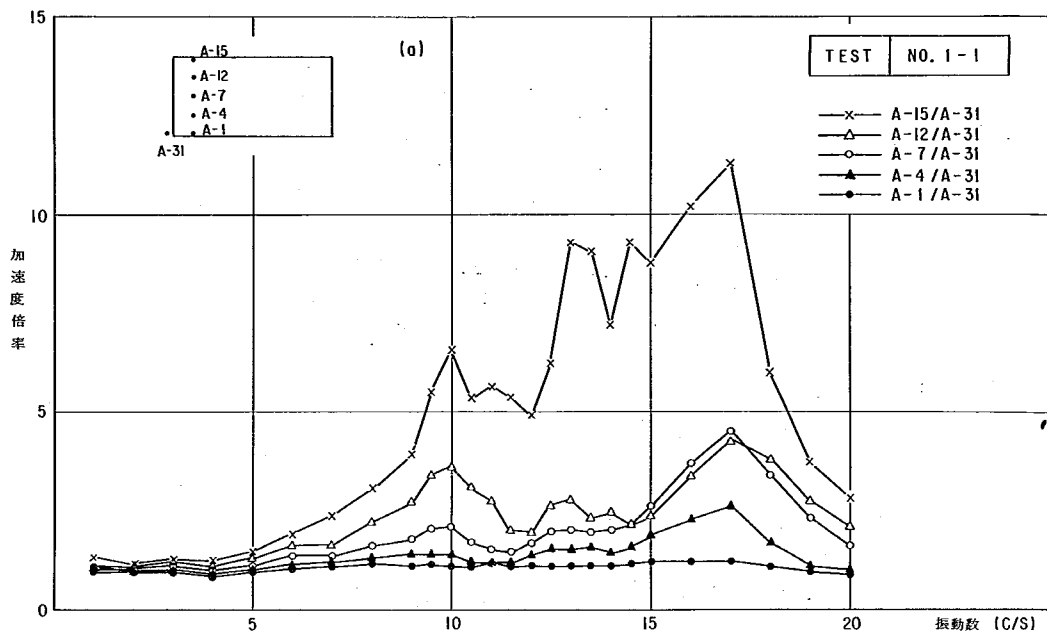


図 - 4 (b) 計測器配置 (第 4 ~ 6 回)

(3) 共振実験の結果

共振実験時に計測した諸量の中では原則的には加速度記録のみを読みとり整理した。砂層加速度に対する加振振動数の影響を見るために、砂層加速度の台加速度に対する比をとり振動数との関係を調べたもの（共振曲線）の例を図-5、6に示す（但し、各振動数、各実験について台加速度が一定でないので良好な共振曲線とはいえない）。これらの結果から、砂層中に模型が埋設されていない場合には今回の実験振動数の範囲内（1～20%）に共振振動数が2個存在し、小さい方（10～11%）は1次の共振振動数、大きい方（17%）は2次の共振振動数である。それぞれの共振振動数における倍率を見ると、砂層の中央部では、1次共振振動数における倍率の方が2次共振振動数における倍率より大きい、土槽の端壁に近いところでは逆に、2次共振振動数における倍率の方が大きくなっている。模型トンネルが埋設された場合には、実験振動数の範囲では砂層全体に渡って一定の明確な共振振動数は見出しにくい。第4回実験の例では14～17%に倍率の低いピークが見られるが、これは1次の共振点と考えられる。このように、模型のない場合に比べて、共振振動数がやや大きく、倍率の小さいのは、砂層の振動に対して模型トンネルによる拘束があるためと考えられる。なお、一般的に砂層浅層部での共振曲線は倍率の大きいところでかなり乱れているが、これには加速度倍率が大きくせん断ひずみの大きい浅層部では過剰間げき水圧が若干発生し強度が低下している事が原因であろうと推定される。次に、1次共振点における砂層内の各点での加速度倍率の分布性状を図示した例が図-7である。この図から、特徴的な事として、土槽端面からの距離が離れるにつれて倍率が大きくなる事と、砂層浅層部での倍率が非常に大きい事がある。第1点は、この土槽内の砂層の振動が1次元的なものではない事を示している。第2点は、砂層浅層部では土被りが小さく、砂層の剛性率が深層部に比べて小さいためである。このような共振振動数の大きさ、加速度倍率等から、この土槽内の砂層の動力学特性を推定する事ができるが、これについては、6.実験結果の解析で再び触れる。



台加速度 (gal)

10.2	12.2	13.2	11.4	11.2	10.7	9.7	8.1	8.6	9.7	6.6	9.0	8.1	10.0	12.5	11.0	8.3	9.0	10.3	10.2	
								8.6	9.4	9.7	9.4	10.7	10.0							

図 - 5 共振曲線の例 (模型のない場合)

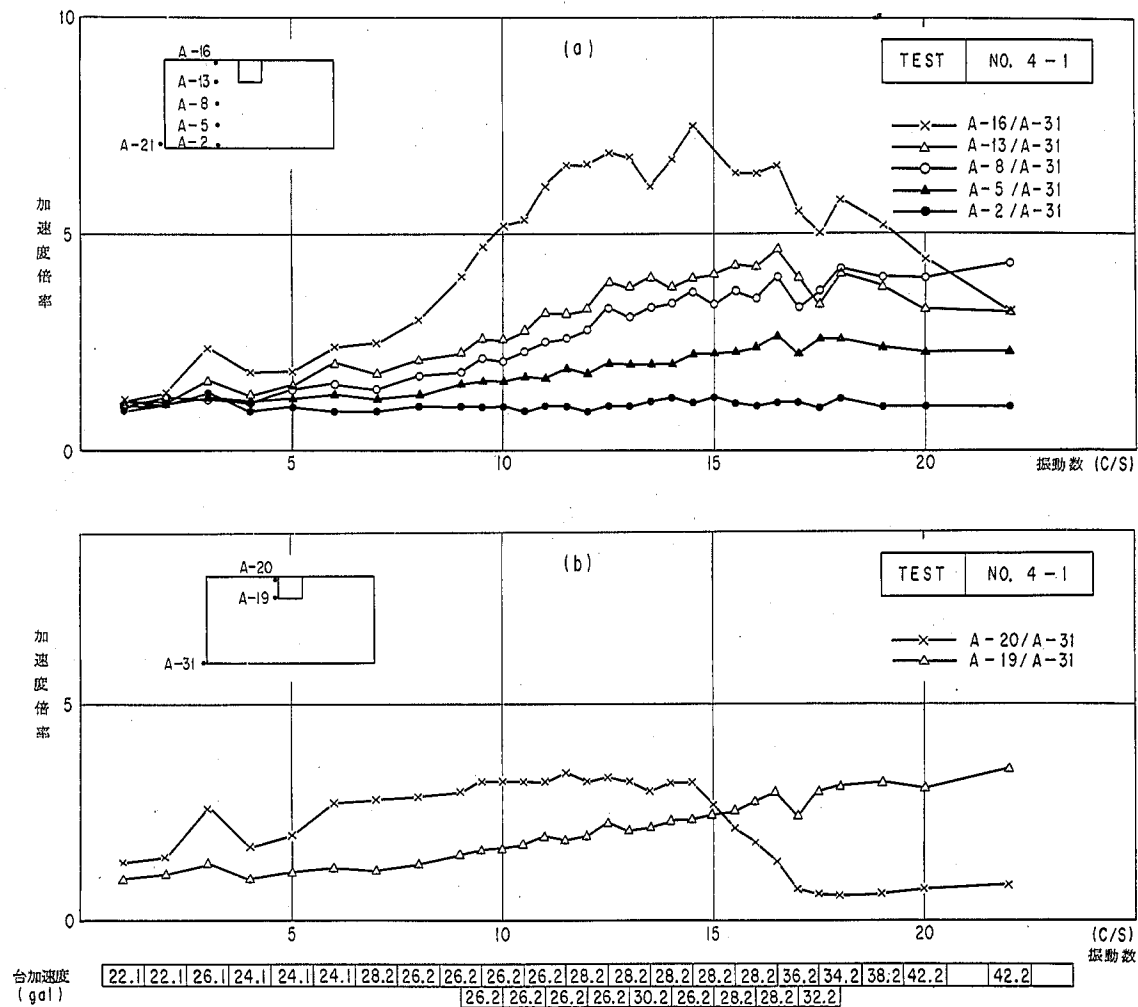


図 - 6 共振曲線の例 (模型のある場合)

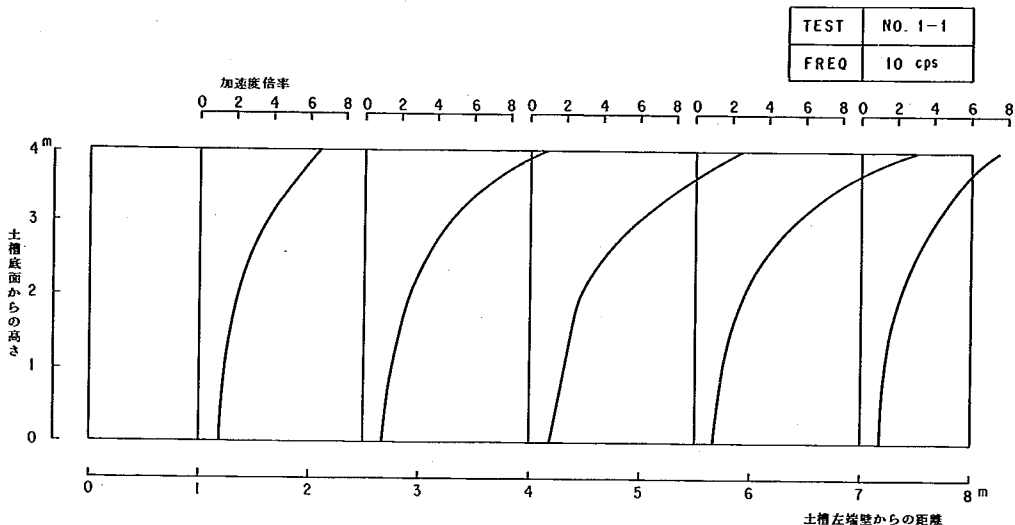


図 - 7 加速度倍率分布

(4) 液状化実験の結果

液状化実験においては、台加速度が大体 40 gal 以上であり、一般的には振動による間げき水圧の増加が生じ、それに伴ない砂層の加速度の変化や砂層の沈下、模型トンネルの移動等が生じる。砂層の加速度、間げき水圧、砂層および模型の沈下量の変化の測定例を図-8～11に示す。土槽壁及び模型に作用する土圧は、(5)で述べる。加速度及び間げき水圧は測点が多いので原則として両者とも砂層中央または土槽端壁と模型との中間点の値を示している。間げき水圧については、 $\delta 1-4$ について、同一深度の間げき水圧をまとめて包絡したものをも示し、同一深度における間げき水圧性状の差異について見やすくした。これらの図から次のような事がわかる。

① 浅いところでは間げき水圧の増加速度は大きく、深いところでは小さい。このような砂層の深度方向の間げき水圧の増加性状の差はこれまでに行われてきた小さい土槽の振動実験では見られなかったところである。この深度方向の差というのは後述するように、振動によって発生する動的せん断応力と有効拘束圧との応力比の差に基因するものである。ただし、図-9(d)から見られるように、砂層内の同一深度では砂層中央部と端壁近くでの間げき水圧の差は明確ではない。これは全く同一の挙動を示しているという事ではなく、個々のデータを見ていくと必ずしも砂層中央部での値が大きいという事ではなく逆の事もある。これには、砂層の各部でかなり間げき比の差がある事を考えれば当然生ずべきものとも考えられる。いずれの深度においても、振動によって増加した間げき水圧はある最大値に達すると振動の継続にもかかわらずほぼ一定値を保つ。この一定最大値はほぼその点の有効上載圧に等しく、有効上載圧はほとんど0になる。この状態がいわゆる完全液状化状態である。

② 模型トンネルがある場合、その影響を受けている事が顕著に見出されるのは、模型直下の間げき

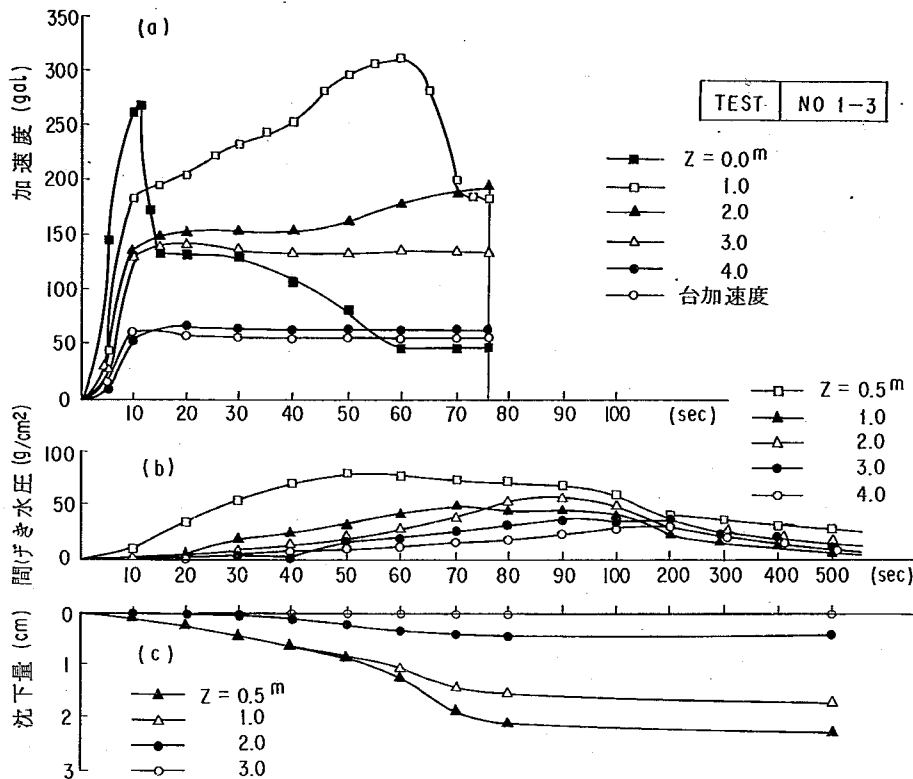


図-8 加速度・間げき水圧・沈下量測定結果例

き水圧 (P-13) のみである。この定常最大値は、どの実験においても $60 \sim 70 \text{ g/cm}^2$ で、上部全体が砂層とした場合の値よりはるかに小さい。これは、この上部にある模型の単位体積重量が約 1.06 g/cm^3 と砂よりはるかに小さい事によるものである。その他の模型周囲の間げき水圧 (P-12, 14, 16) は、埋戻し材がある場合に上昇量が小さいという事もなく、埋戻し材の有無には余り影響を受けていないようである。なお、模型に取付けた間げき水圧計の挙動については、(5)で述べる。

③ ①で述べた間げき水圧の増加速度を台加速度および間げき比との関係から見るため、各実験における砂層底面での間げき水圧の平均増加速度を台加速度に対して整理したものが図-12である。この図から、かなりばらつきはあるが、台加速度が大きく間げき比が大きいほど過剰間げき水圧が発生しやすい事がわかる。

④ 次に砂層加速度について顕著な点は、ほとんどすべての実験において砂層上部の加速度は一旦ピークに達した後、急に低下するという性状を示している事である。これは、台加速度が大きいほどその傾向・深さとも著しく、上述した過剰間げき水圧の発生と密接な関係がある。すなわち、砂層上部における過剰間げき水圧の増加が相対的に大きいため、過剰間げき水圧がある値より増加すると有

効拘束圧の低下による砂層の剛性の低下（すなわち変形性の増加）が生じその結果として砂層加速度の増大現象となるが、過剰間げき水圧がさらに増加するとその層及びその層より深い部分の層のせん断強度が低下し、下方からの振動を上方に伝えなくなり、砂層加速度の急低下現象が生ずるものと考えられる。また、この他の理由として砂層の剛性の部分的変化による砂層全体の振動数応答特性の変化、加速度計を支える周辺砂層のばね特性の低下による埋設物体としての加速度計の運動低下等が考えられる。この第3点の現象を考慮すると、液状化時に測定した砂層内加速度の信頼性ははなはだ低い事になる。なお、上述したように砂層加速度の急低下現象は発生過剰間げき水圧の値と密接な関係

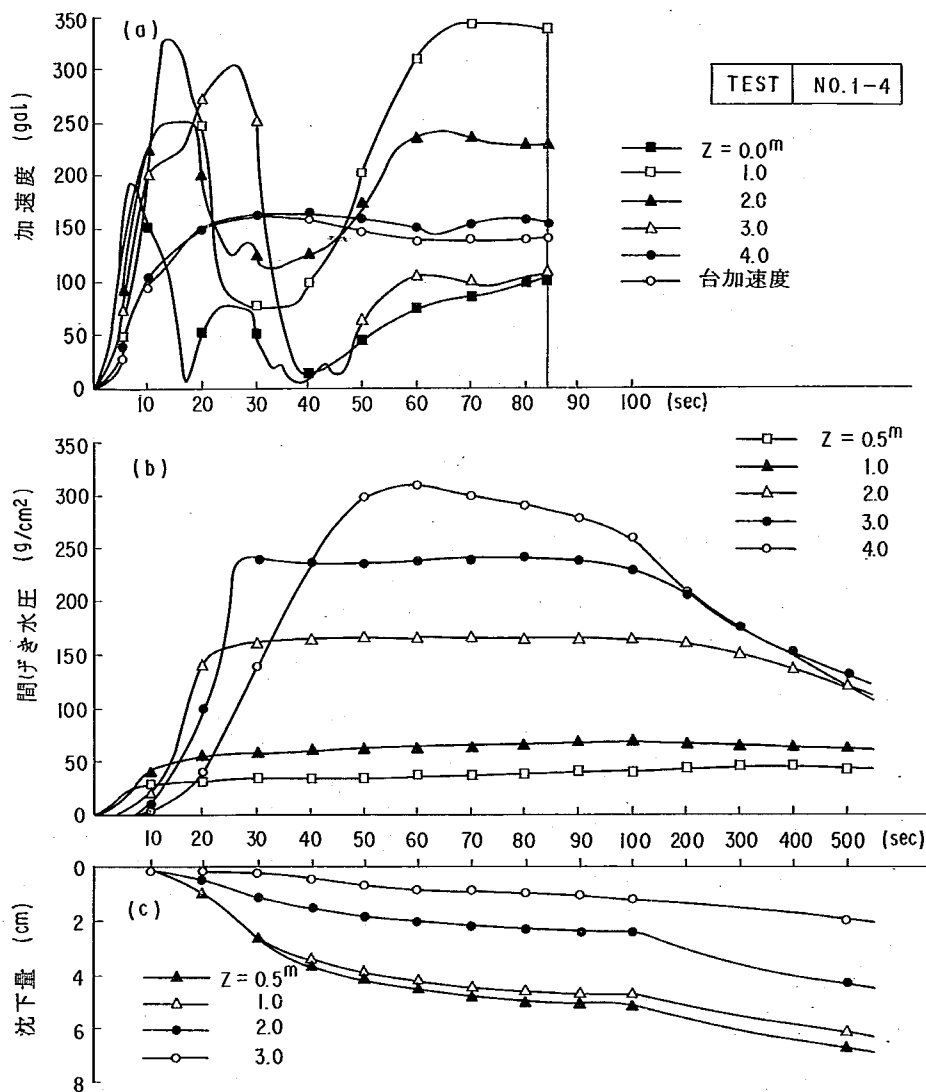


図-9 (a)加速度, (b)間げき水圧, (c)沈下量測定結果例

があると考えられるが、そのような過剰間げき水圧の限界値を求める事は次のような理由で断念した。すなわち、4.(2)測定項目・計測方法でも述べたが、この実験においては、加速度・間げき水圧はデータ・レコーダにより磁気テープに記録して実験後に再生して読み取ったわけであるが、この再生に用いた記録器は8チャンネルのペン書レコーダであり、全測定記録は当然分割して再生せざるをえない。したがって、別の記録紙に再生された測点については、完全に時間スケールが合致しているとはいえず、すべての記録について最大1sec未満の誤差がある。このような間げき水圧の限界値を求める場合、加速度と間げき水圧の時間的対応の1sec近いずれは大きな影響を有し、一部整理を試みた結果はかなりばらついたものとなった。

⑥ 次に砂層沈下の内、砂層表面の最終沈下量を台加速度と対応させて整理したものが図-13である。但し、台加速度は各実験において立上り速度継続時間ともまちまちなので、図のように台加速

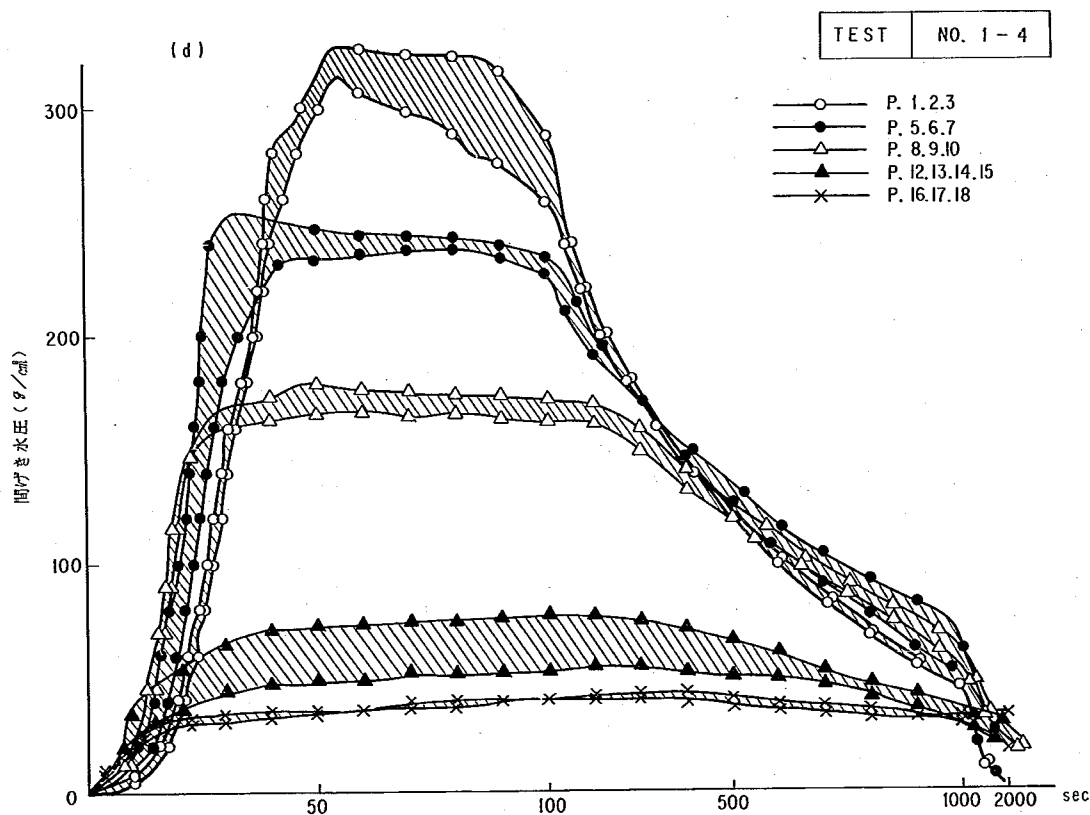


図-9 (d)間げき水圧測定例

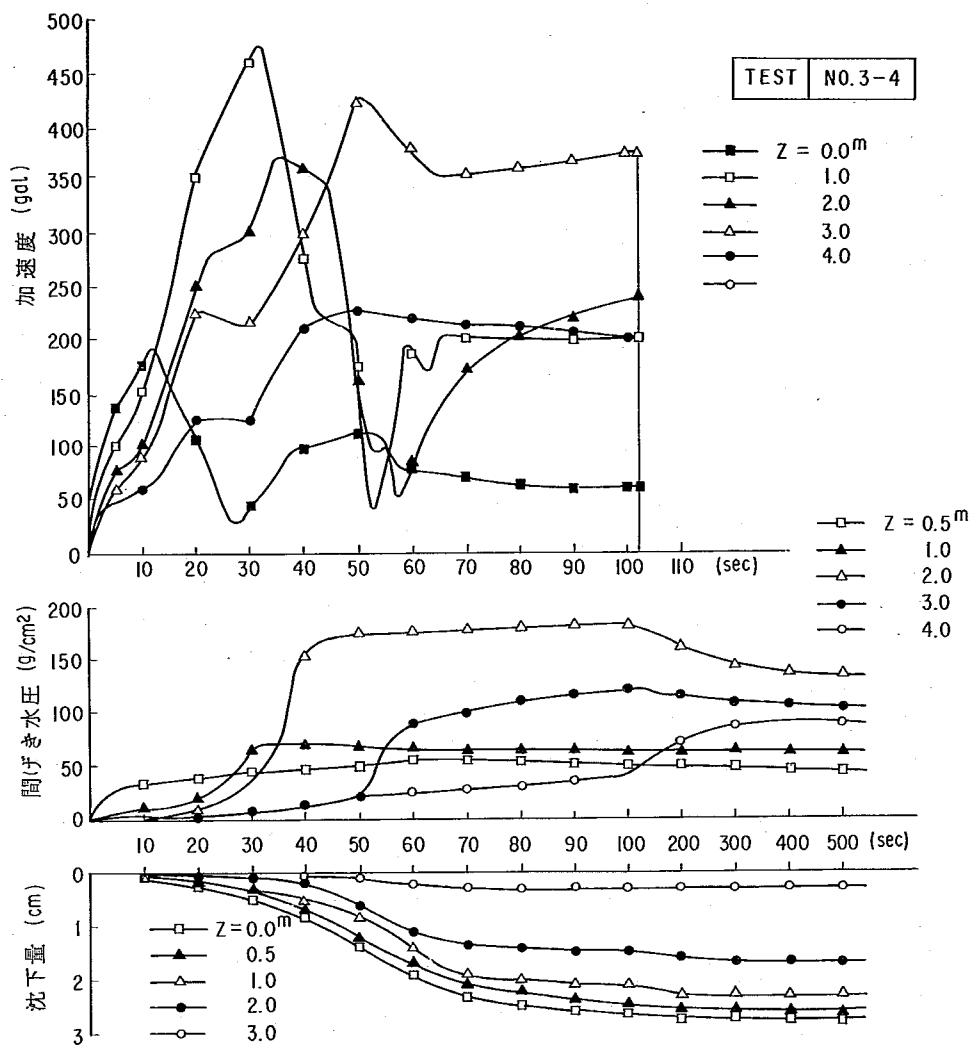


図-10 加速度・間ひき水圧・沈下量測定結果例

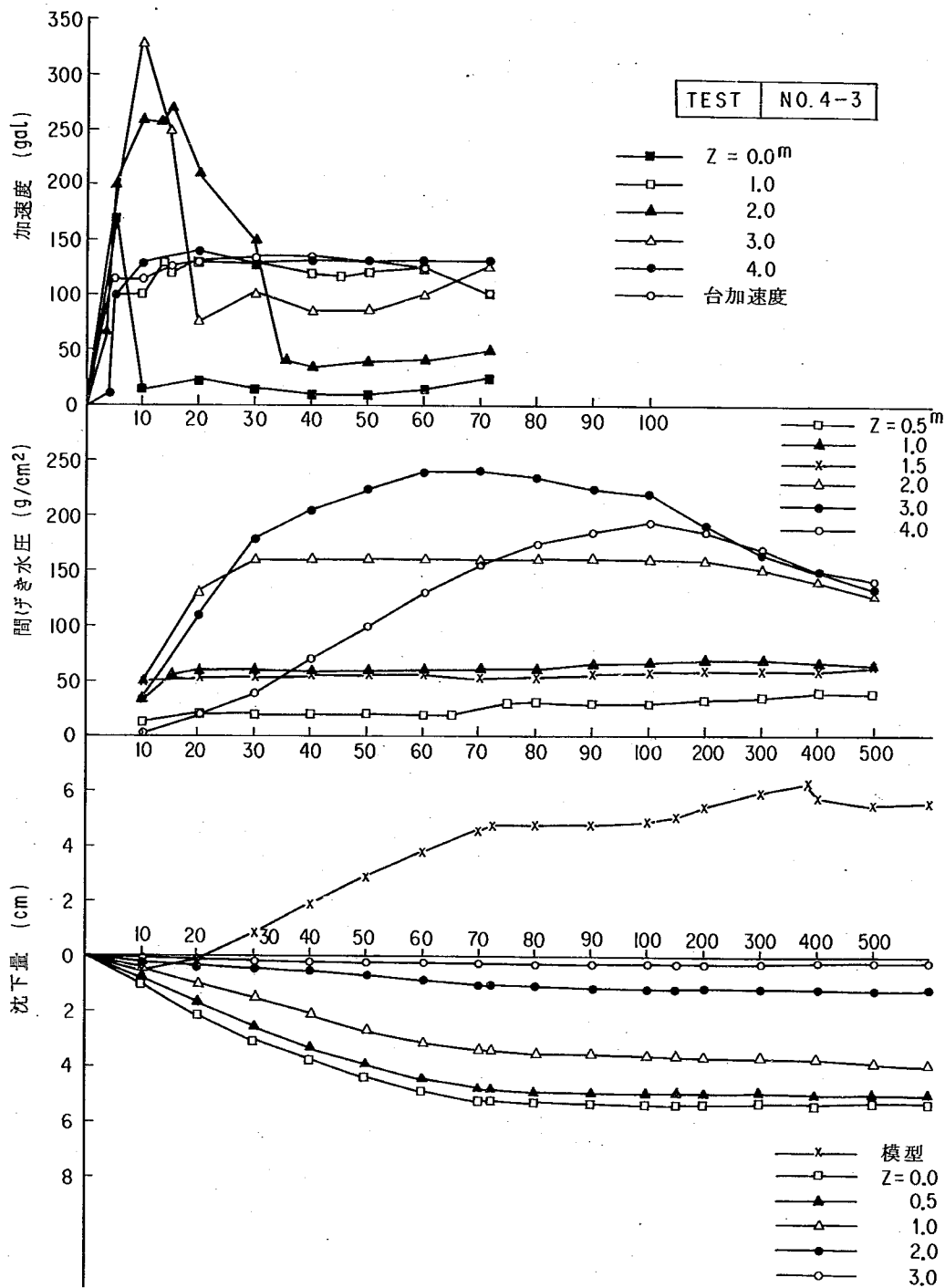


図-11 加速度・間げき水圧・沈下量測定結果例

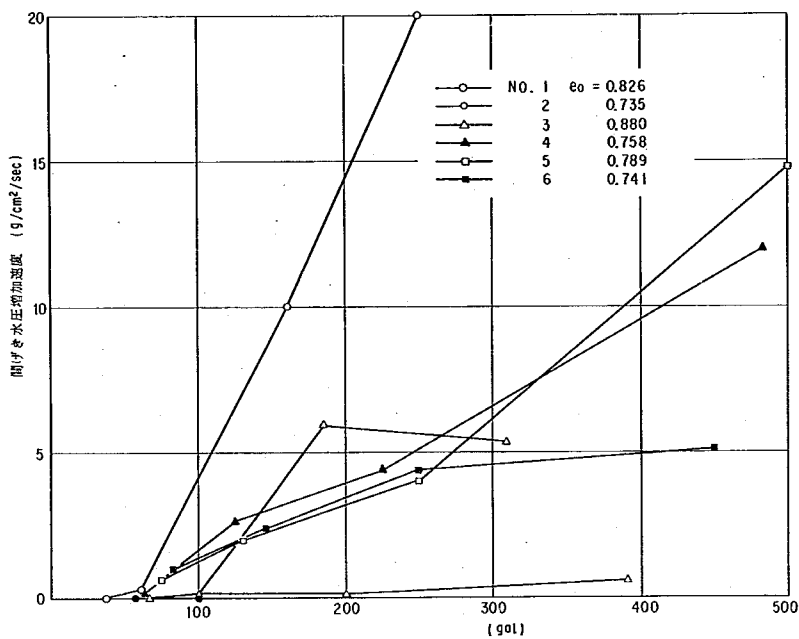


図 - 1 2 台加速度と間げき水圧増加速度の関係

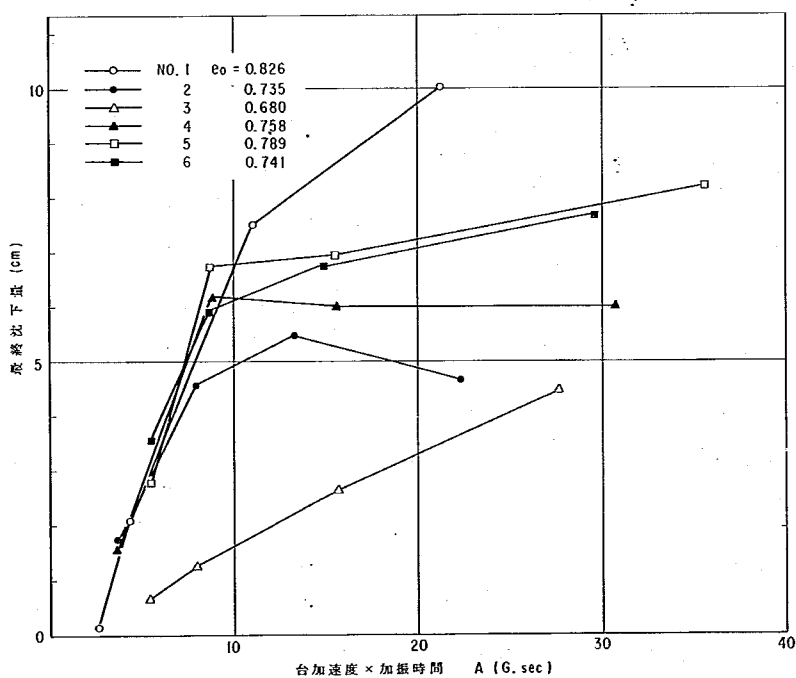
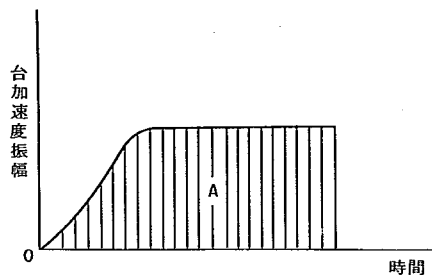


図 - 1 3 加振条件と最終沈下量の関係

度振幅を加振時間に渡って積分した値 A を振動の大きさに対する指標として用いた。また砂層表面の沈下量が計測不良の場合は、表面から 50 cm のところの最終沈下量で代用した。この図から過剰間げき水圧の場合と同じく、台加速度 (A) が大きく間げき比が大きいほど最終沈下量は大きくなっている。なお、この最終沈下量を砂層厚で除して圧縮ひずみを求めると、各回の実験において $0.5 \sim 2.5\%$ 、累積で最大 5% である。



一方、これまで報告された小型土槽の振動実験によって得られたデータ^{*)}では、1回の実験で 8% 程度のものも見られかなりの違いがある。これについては、次のような理由が考えられる。1つには、このような大きな土槽実験では、小型実験の場合のように全体的に *very loose* な状態には作りにくい事が考えられる。他の1つとして、模型の大きさと加振時間のスケールによる影響が考えられる。振動によって過剰間げき水圧が発生した場合、小型模型では排水距離が短いために、相対的に速くその振動に対して安定な間げき比に達するが、大模型では相対的に遅い。したがって、安定間げき比に達する前に加振を終了した場合にも、小型土槽の方が相対的に間げき比変化は大きい結果を示すと考えられる。

⑥ 次に沈下過程と過剰間げき水圧との関係を見るために、1例として図-9(b)の過剰間げき水圧の時間変化を鉛直分布性状に書き直したものが図-14である。この図と対応する時間～沈下量関係図-9(c)とを比べて興味深い点は、例えば $0 \sim 40\text{ sec}$ 間は底面から 1 m の位置における過剰間げき水圧勾配は下向きで間げき水は下層に流入する傾向にあり、したがってこの位置では沈下よりむしろ上昇が生ずるはずであるが、図-9(c)のようにこの間にかなり沈下が進行している。これは、砂層が完全に飽和していなかったために過剰間げき水圧の発生によって、間げき中の気泡が圧縮されたためと考えられる。この事は、

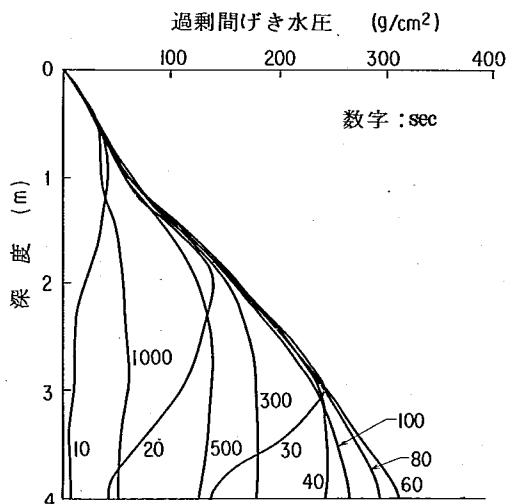


図-14 過剰間げき水圧の鉛直分布性状

*)

- 1) 陶浪¹⁴⁾: 層厚 51.9 cm で沈下量 4.5 cm 、圧縮ひずみ 8.7%
- 2) 尾島・古賀¹⁵⁾: 層厚 23.4 cm で沈下量 1.6 cm 、圧縮ひずみ 6.8%
- 3) 首都高速道路協会¹⁶⁾: 層厚 28 cm で圧縮ひずみ 8%

加振終了後に砂層表面の水面が加振前より数cm以上低下し、その後再びもとの位置まで回復している事が観察されている事からも裏付けられる。なお、砂層の間げき水の飽和度は実験時には直接測定できなかったもので、別途に実験砂層築造法に似せて小型の容器内に詰めた不飽和の砂層の下方から徐々に水を浸透させるという方法で水浸させた後、重量測定法及びコンクリートの空気量測定に用いるエアメータによってこのような方法で築造した砂層の初期飽和度を75～85%と推定した(付録-5)。間げき内空氣の圧縮性と間げき水の流出入を考慮した解析は、6.で述べる。

(5) 埋設模型の挙動

砂層中に埋設した模型トンネルは前述したように見かけの比重が1.06に製作してあるので、周辺の砂層が液状化して間げき水圧が増加すると浮力が増加し抵抗力(周辺摩擦力)とのバランスが失われると浮上することになる。実験4, 5, 6における模型の連続的な移動量の例は図-11(c)に示したとおりである。また、各回における模型の最終移動量を測定した結果を図-15に示す。これらの結果から模型の移動量の軽減に模型周辺の埋戻し材の効果があると考えられる。第4回と第5回における現象の差は、透水性の大きい砕石が存在することによって振動による模型周辺の過剰間げき水圧の蓄積を妨げていると考えれば定性的な説明はできる。第6回の場合は、表面付近の比較的透水性の低い砂の存在によって模型周囲の過剰間げき水圧は第4回と余り変わらないにもかかわらず、浮上量ははるかに少ない。したがって、当然のことではあるが、模型の移動には模型と周辺地盤の間の摩擦による拘束の影響があり、このような摩擦力は細粒の砂より砕石の方が大きいと考えられる。また、実験後の砂排出時に砕石を調べたところ、周辺砂層が液状化したにもかかわらず、ほとんど砂は砕石中に流入しておらず、この場合の砕石が埋戻し材として十分な効果を有していた事がわかる。なお、この砕石の選定に先立つ予備実験の結果は付録-4に述べた。

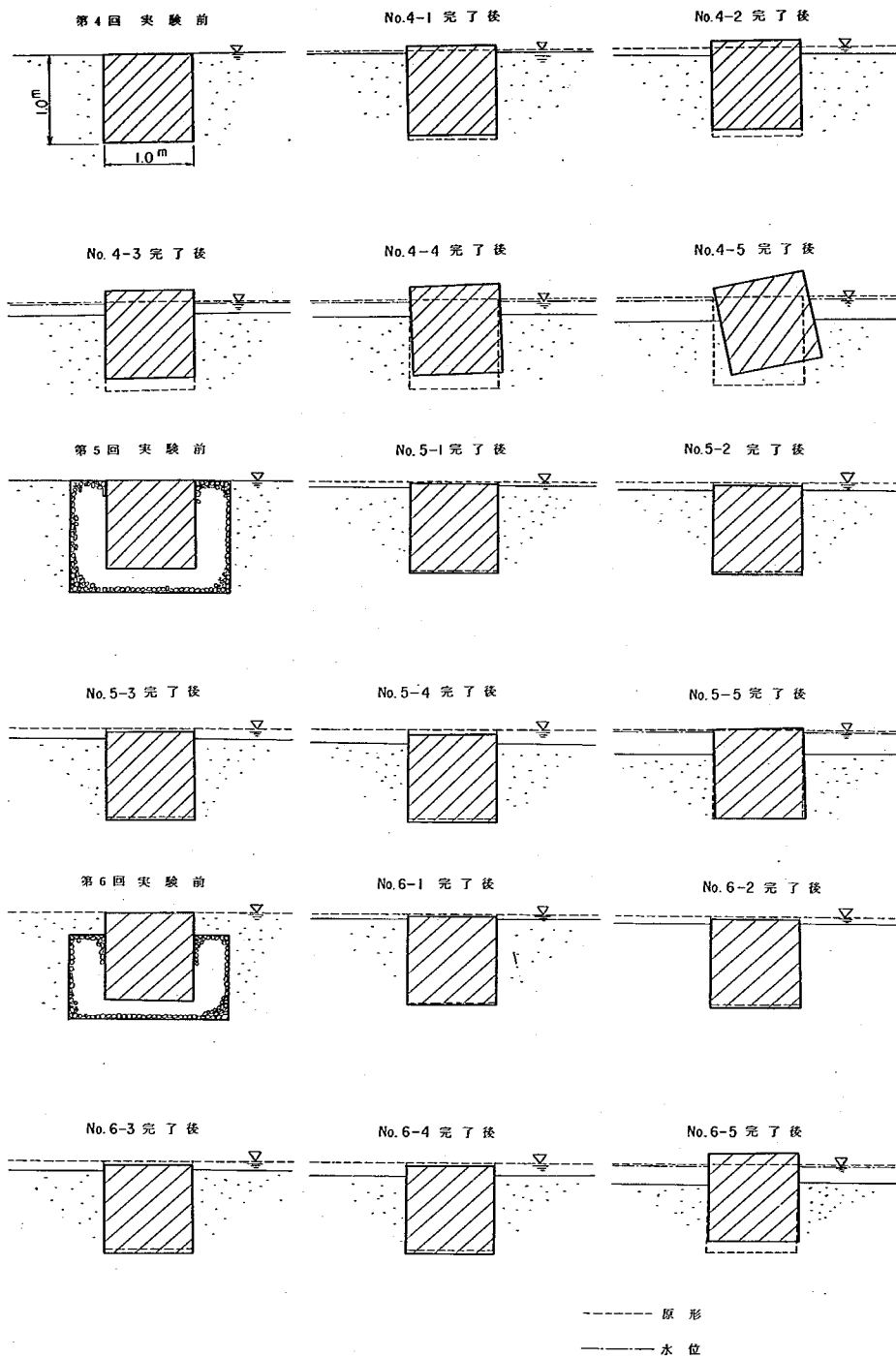


図 - 15 埋設模型の移動

次に、この模型トンネルの振動挙動と作用する動土圧の計測例を示す。共振実験時の模型加速度の例は、図-6(b)に示した。液状化実験時の模型加速度は、良好な結果が得られなかった。液状化実験時の動土圧は図-16に示す。なお、ここに図示した動土圧は、加振前の静土圧を基準としたいわば過剰土圧である。動土圧は、この図のE-6のように、振動しながら増加する方向へ変動する場合が多いが、常にそうでもなく、このE-7のように負の方向に変動する場合もある。土圧の計測値は過剰間けき水圧の増分と土圧計受圧部と前面の砂との相対変位に基づく増分との和からなっており、複雑な挙動を示している。

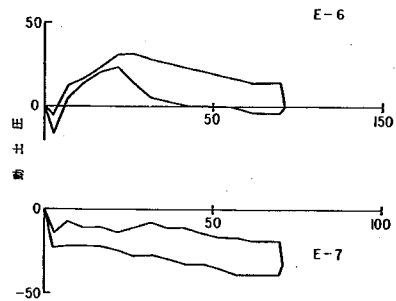


図-16 動土圧計測例

さらに、土槽壁に作用する動土圧の性状についても述べる。土槽壁はそれ自体大きな模型壁と考えることもできる。液状化実験時の結果の1例を図-17に示した。動土圧の鉛直分布を図-18に示した。なお、図-18には土田の提案する¹⁷⁾ように、砂層を砂を懸濁した流体として Westergaard の動水圧公式により動土圧振幅を計算した結果を記したが、この式により動土圧振幅はかなり近く求める事ができるようである。

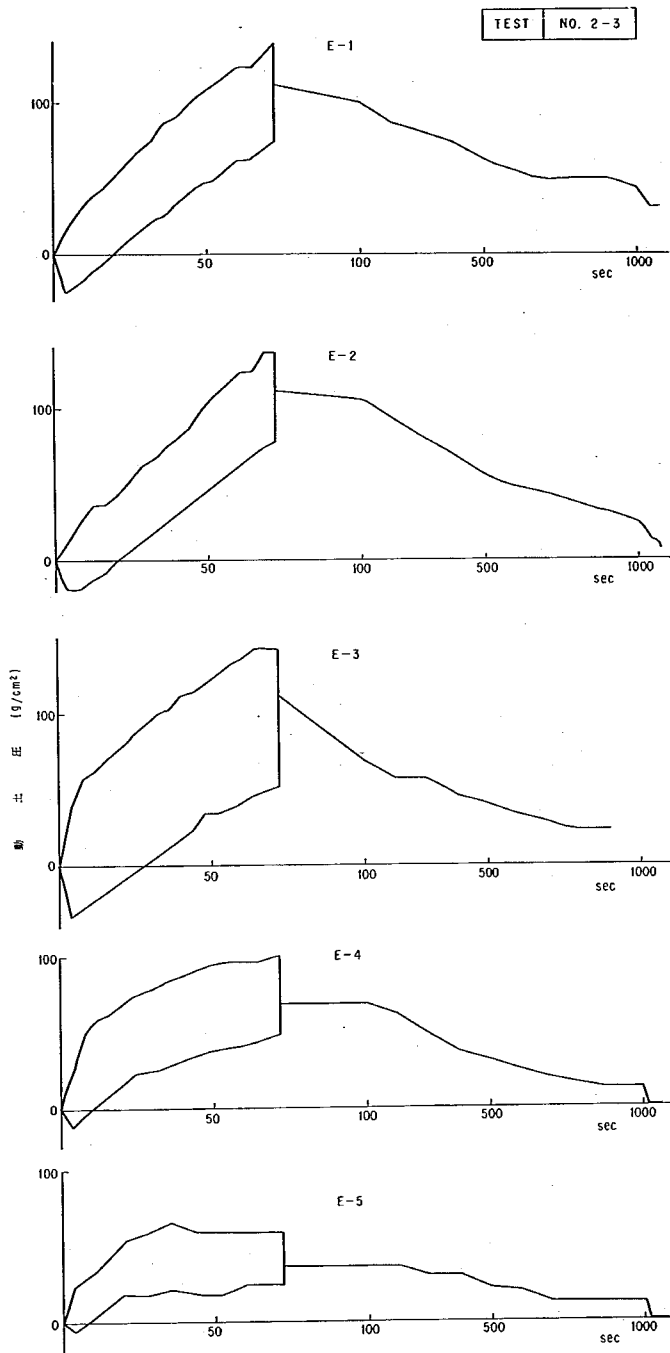


図-17 土槽壁に作用する動土圧

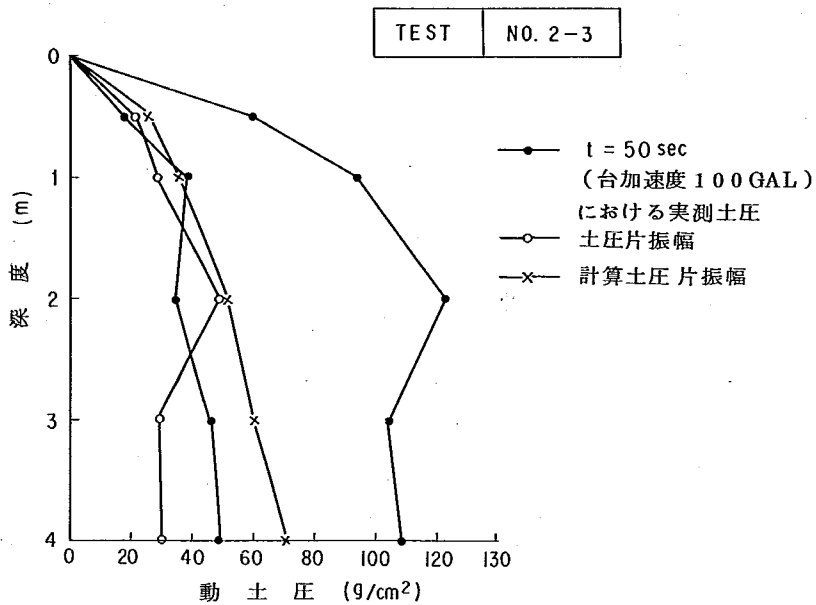


図 - 18 動土圧分布

6. 実験結果の解析

(1) 概 説

実験時に計測した諸量はそれぞれ広い意味で実験砂槽を加振した場合の応答量であり、供試体である実験砂層の有する力学特性の現われである。したがって、この計測諸量をもとに砂層の力学特性を逆に推定することおよびより小さな室内試験の結果と関連づけて考察し解釈することがここにいる解析の意味である。ここでは砂層（主として模型の埋設されていない場合）の振動挙動を図-19のような流れのもとにとらえ、解析することを試みた。図について補足説明をすると次のとおりである。

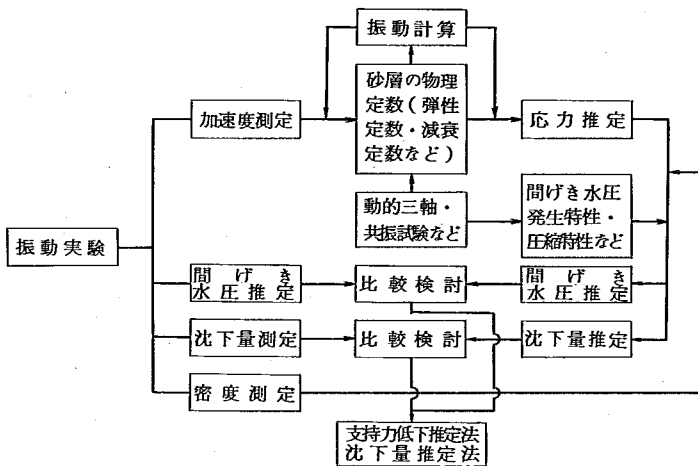


図 - 19 振動実験解析方針

- ① 加速度の測定結果から砂層の振動特性すなわち弾性定数や減衰定数を求める。この場合、砂層の振動性状を何らかのモデル化することが必要である。
- ② ①の振動モデルおよび砂層の力学特性を用いて砂層中の応力状態を推定する。
- ③ ②による砂層の応力状態と砂層の密度測定結果および小型動的のせん断試験結果とを組合わせて砂層中の間げき水圧の発生性状について測定結果と比較検討する。
- ④ 間げき水圧の発生量および逸散過程と沈下量測定結果の関連について砂の圧縮実験と合わせて検討する。
- ⑤ 以上を総合して、振動に伴う砂層の支持力推定法および沈下量推定法について検討する。

(2) 砂層の振動性状

砂層の振動性状、特に共振曲線について香川（防災センター）による有限要素法プログラムLUSHにより解析を行い、実測結果と比較した。このプログラムの特徴は次のとおりである。

- ① 平面ひずみ状態を対象とした2次元振動応答解析プログラムである。

② 材料の非線型性を等価線型法を用いてせん断定数，（履歴）減衰定数をひずみレベルの関数として表わし，反復法によりひずみレベルに適合するこれらの定数を決定する事により，近似的に導入する事ができる。材料の物性を各要素ごとに変える事ができる。

③ 非定常入力の場合，全要素について物性を仮定して全過程に対する各要素の最大せん断ひずみを算出しこの最大せん断ひずみがある比率で低減させたせん断ひずみレベルに対する物性を用いて応答解析をやり直すという方法により，各要素について全過程に共通な物性を求める。

解析に用いたモデルは図-20のとおりである。なお，表面以外は固定境界とした。その他の計算条件は次のとおりである。

水平砂層

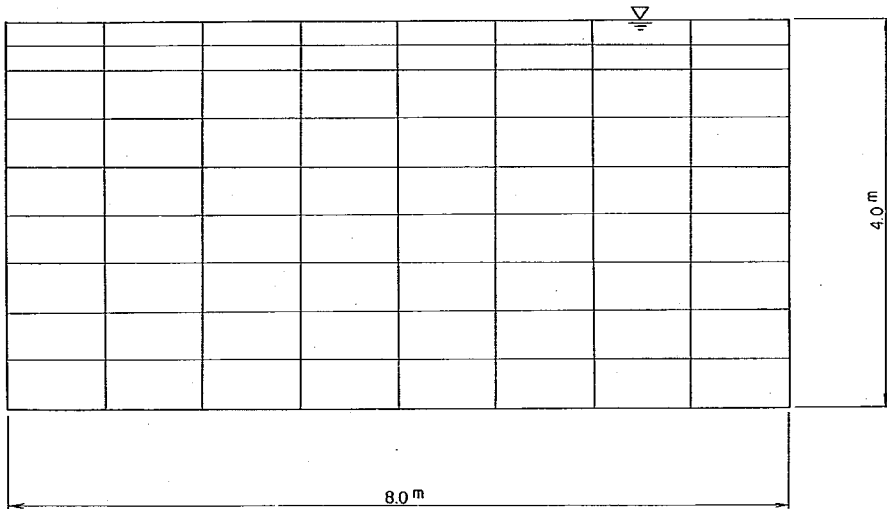


図-20 砂層モデル

$$\textcircled{1} \quad \frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad \gamma_r = \frac{\sigma_v' \tan \phi}{G_{\max}} \quad 18)$$

$$G_{\max} = \frac{1032(2.97e)^2}{1+e} (\sigma_v')^{0.5} \quad 19)$$

$$\sigma_v' = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma_v' , \quad K_0 = 0.5$$

$$\textcircled{2} \quad \frac{h}{h_{\max}} = 1 - \frac{G}{G_{\max}} \quad 18) , \quad h_{\max} = 0.33$$

$$\textcircled{3} \quad a_{\max} = 20 \text{ gal}$$

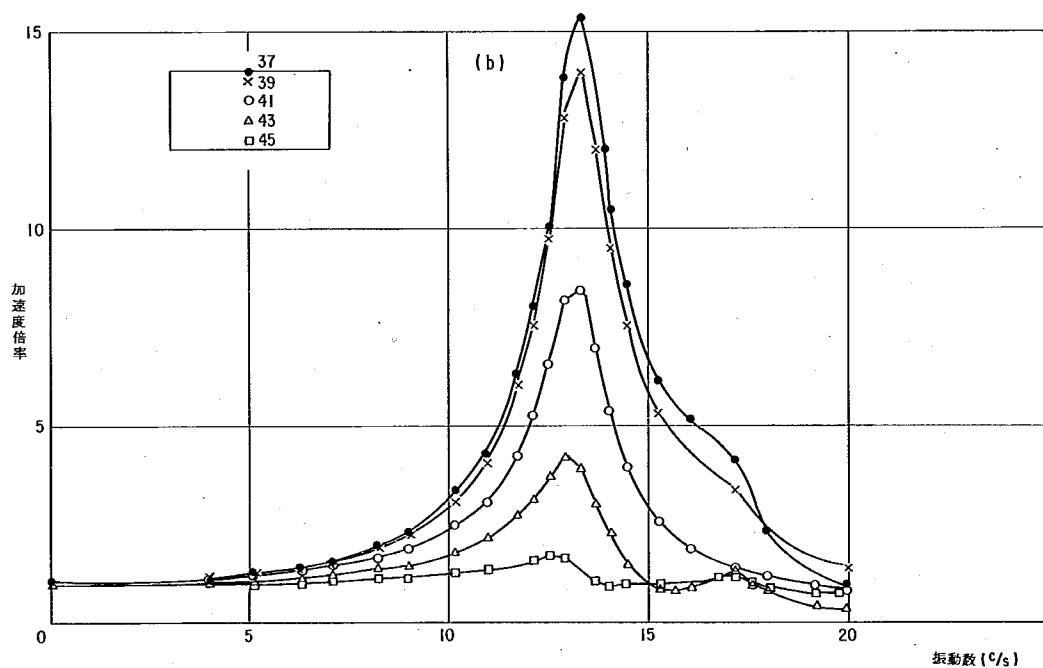
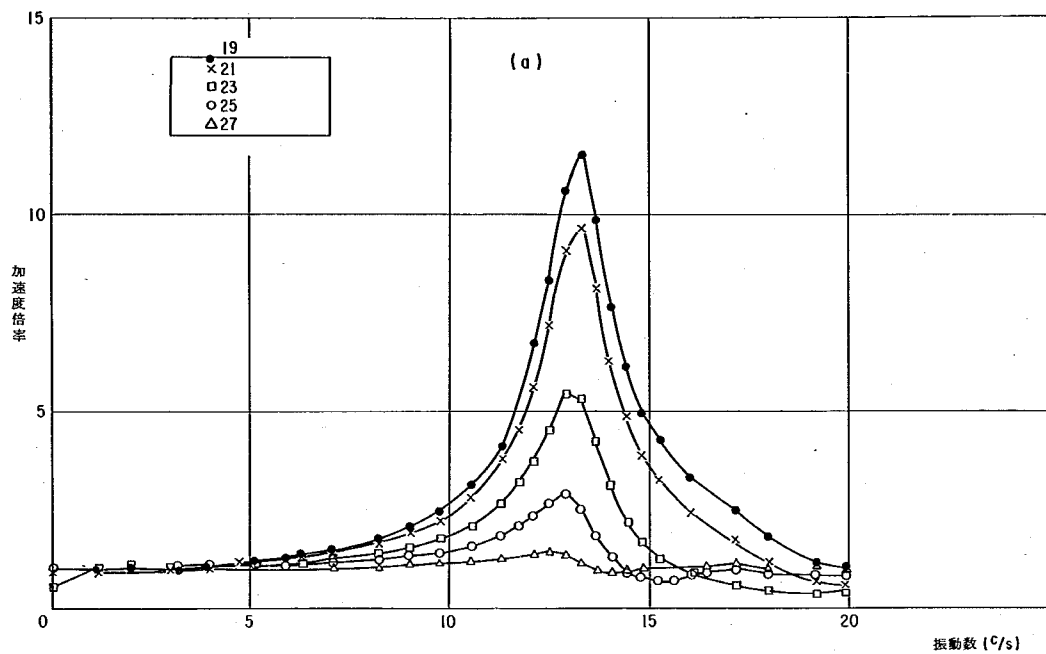


図-21 共振曲線の計算例

③ 入力：地震波

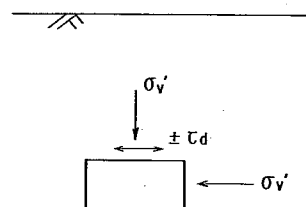
このような条件で得られた共振曲線を図-21に示す。これらの形状を実測結果（たとえば図-5(b)）と比較した場合、計算共振動数の方が実測値よりやや大きい事及び砂層表面付近での増幅率は実測値の方がはるかに大きい事がわかる。前者の大きな原因は、 G_{max} の妥当性及び境界拘束条件の過大等にあると考えられる。後者は、 G のひずみレベルによる低減の度合がここに与えた式では不十分である事を意味している。このひずみレベル依存性に関する関係式はいろいろな応力状態について調べられたものではあるが、砂層表面近くの拘束圧が非常に小さいところでは確認されたものではないから、今後実験値の集積が必要である。また、さらに考えられる理由として振動による砂層表面近くの水の運動によって、有効拘束圧が静水圧分以上に低下する事も考えられる。さらに、ここに求めた共振曲線は、実験時のように各振動数において定振幅正弦波を与えて応答を調べたものではなく、不規則入力に含まれる各種振動数に対する系の伝達率を求めたものであり、不規則入力の最大加速度と振動実験の場合の一定台加速度の値との関係は未だ明らかではない。今後、実験と類似した条件により共振曲線を求め比較してみる必要がある。このような解析が実測共振曲線を十分よく説明できるようになれば砂層内の動的せん断応力を求める事ができるであろう。

なお、このプログラムでは平面ひずみ条件が前提となっているが、土槽の3次元拘束効果について付録-1において砂層を線型Voigtモデルとして考察を加えた。

(3) 砂層の液状化及び沈下性状

振動による飽和砂層の液状化現象は、砂層中の過剰間げき水圧によって探ることができ、また沈下現象はその過剰間げき水圧の逸散現象と不可分に結びついていると考えられる。この意味で振動による過剰間げき水圧の発生・逸散性状を詳細に検討する必要がある。

振動時あるいは振動終了後の砂層中の過剰間げき水圧の変化は、砂層中の一つの砂の要素が振動という攪乱（動的なせん断応力といってもよい）を受けることによって内部的に発生するものと、隣接する要素中の間げき水圧との差によって間げき水が流出入することによって増減するものがある。前者は対象砂要素をとりあげ、隣接要素との影響を仮想的に隔離した形での性状、すなわち非排水繰返しせん断時の間げき水圧の特性と関連があり、また後者はたとえば粘土層の圧密時の間げき水圧のように、隣接する要素間の間げき水圧の影響、間げき水の流出入を考慮することによって検討することができよう。この間げき水の流出入が、砂層全体としては沈下量（圧縮量）と密接な関係を有する。次に、この両者の特性を個々に検討し最終的には両者を組合わせて考える。なお、厳密に言えば土槽の中の砂層の振動挙動及びそれに伴う変形は3次元的なものであるが、測定した過剰間げき水圧は同じ深度では端壁からの距離には余り関係なくほぼ同様の挙動をなしている事から、沈下量はこの実験砂層についてほぼ1次元的なものと推定される。また、多次



元の変形を扱う事は現段階では困難である事と、実際の問題に適用する場合、1次元的な沈下量が推定できれば十分である事が多い事から、ここでは図のように近似的に実験砂層を半無限に広がる水平地盤の一部としてとり扱い液状化及び沈下過程の解析を行った。

解析に用いた考え方の概略は次のとおりである。なお、諸式の詳細な誘導過程は、付録2、3に述べた。

① 通常の圧密理論のように、砂層の変形は間げき水の流出入によって生じる。但し、この場合、砂層築造の状態を考え、間げき中には空気が残存し不飽和の状態にあるとし、さらにこの空気は間げき水に結びつき一緒に流れるものとする。すなわち、間げき水は圧縮性としたことに相当する。

② 間げき水の流れを生じる過剰間げき水圧は、繰返しせん断によって一様にかつ滑らかに発生する。

③ 間げき水の流れには、平均的な間げき水圧分布に基いたダルシー則が適用される。

これらの仮定から、微小時間間隔 Δt 間の砂層内の過剰間げき水圧及び間げき比の変化 Δu 、 Δe は次式で表わされる。

$$\Delta u = B \cdot f\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vo}}, e, K_o\right) \cdot \sigma'_{vo} \cdot \frac{\Delta t}{T} + \frac{B}{C} \cdot \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} \cdot \Delta t \quad (1)$$

$$\Delta e = -(1-B)(1+e)C \cdot f\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vo}}, e, K_o\right) \cdot \sigma'_{vo} \cdot \frac{\Delta t}{T} + B(1+e) \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} \cdot \Delta t \quad (2)$$

ここに、

$$B : \text{間げき圧係数} \quad \frac{1}{1 + e C_f / (1 + e) C} \quad (3)$$

C : 砂の圧縮係数

$$C_f : \text{間げき水(空気を含む)の圧縮係数} \quad \frac{1 - (1-H) S_{r_1}}{p_1 + \Delta u} \quad (4)$$

H : ヘンリーの溶解係数

S_{r_1} : 飽和度

p_1 : 絶対間げき圧(大気圧及び静水圧を加えた値、間げき水圧及び間げき空気圧に等しい値としている)

f : 繰返しせん断による間げき水圧発生関数(後述)

τ_d : 繰返しせん断応力

σ'_{vo} : 間げき水圧発生関数に用いる有効上載圧

e : 間げき比

K_o : 水平静止土圧係数

σ'_{vo} : 初期有効上載圧

Δt : 微小時間間隔

T : 振動の1周期

k : 透水係数

γ_w : 水の単位体積重量

Z : 深度

繰返しせん断による間げき水圧発生関数 f の意味は次のとおりである。飽和、非排水条件の場合に、1 サイクル載荷すると、(1)式から $C_f = 0$, $B = 1$, $k = 0$, $\Delta t = T$ において、次式のようになる。

$$\Delta u = f \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vo}}, e, K_o \right) \cdot \sigma'_{vo} \quad \} \quad (5)$$
$$\Delta e = 0$$

したがって、 $f \cdot \sigma'_{vo}$ は、上のような条件下で1サイクルあたりに発生する間げき水圧を表わす。これは、これまでに報告されているいくつかの非排水繰返し単純せん断試験の結果等を参考にしたものである。この間げき水圧発生関数 f を次のような仮定・方法に基いて求めた。

(a) 繰返しせん断を受ける地盤内の過剰間げき水圧の増加は、繰返しせん断による増分と、側方変位が拘束されている事による側圧増加による増分との和である。²⁰⁾

したがって、地盤内で繰返しせん断1サイクルあたりに発生する過剰間げき水圧 Δu は次式で与えられる。

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_{vo}} = f_1 \left(\frac{3}{1 + 2K_o} \cdot \frac{\tau_d}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (6)$$

ここに、 f_1 は等方圧密繰返し三軸により求まる。

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_{30}} = f_1 \left(\frac{\sigma_d}{2 \sigma'_{30}} \right) \quad (7)$$

σ'_{30} : 初期有効側圧, σ_d : 繰返し軸圧

(b) 間げき水圧発生関数 f_1 を既往の繰返し三軸試験結果から求める場合、載荷応力と発生間げき水圧とを直接整理して報告したものは少なく、また実験結果は一般にかなりばらつくので、通常の液状化実験の整理法である $\sigma_d / 2 \sigma'_{30} \sim n_L$ 関係図から平均的な関係を次式により推定する。²¹⁾

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_{30}} = \left(1 - \frac{\sigma_d}{2 \sigma'_{30}} \frac{1}{\sin \phi_L} \right) / n_L \quad (8)$$

ここに、

ϕ_L : 初期液状化を生じるときにモビライズされる内部摩擦角

n_L : 初期液状化を生ずる載荷回数

この $\sigma_d / 2 \sigma'_{30} \sim n_L$ 関係として、この実験に用いた砂についての関係(図-2.2)を用いる。

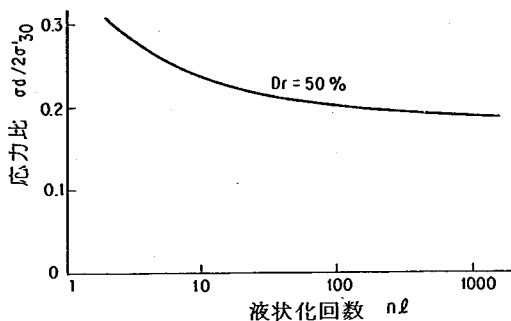


図-22 実験砂の液状化特性

(c) 一般的な密度についての関係は、液状化を生ずる応力比についての次式の関係を用いる。

$$\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_{30} D_r} \right) = \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_{30} D_r = 50\%} \right) \cdot \frac{D_r}{50} \quad (9)$$

これらの仮定の下に地盤内での間げき水圧発生関数を推定したものが図-22である。この関数を前出の式(1)(2)中の f として用いる。

過剰間げき水圧及び間げき比の変化量 Δu , Δe は式(1)(2)により、互に密接な関係があり、模式的

に図示すると図-23のような関係がある。

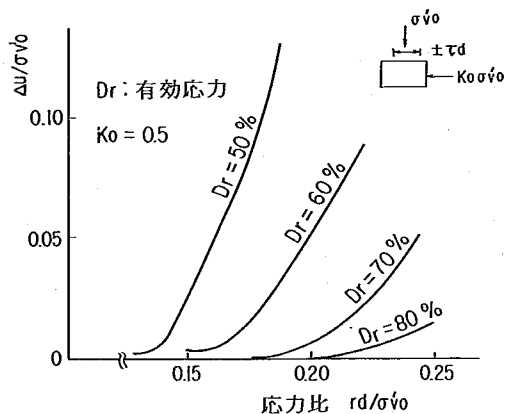


図-23 過剰間げき水圧の発生関数

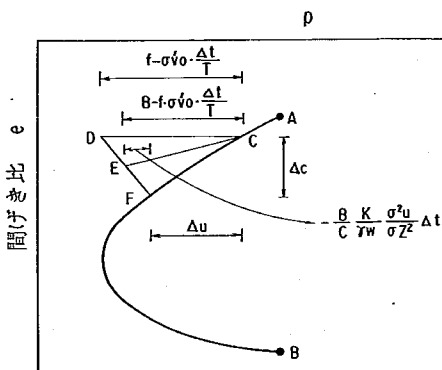


図-24 振動による間げき比と有効応力変化の模式図

この図は次のように解釈できる。径路 AB は砂層が振動を受け過剰間げき水圧が発生して有効応力が減少すると同時に間げき水の流出等により間げき比の変化を生じ、最終的には過剰間げき水圧がすべて逸散し安定するという全過程を示している。CF はその内の微小時間間隔 Δt 間の変化径路である。この径路を $\vec{CF} = \vec{CE} + \vec{EF}$ と分解すると、 $\vec{CE}$ は式(1)(2)のそれぞれ第 1 項に対応するものであり、言い換えれば第 2 項 = 0、すなわち非排水条件の場合の変形径路であり、次に、排水状態にしたときに生ずる変形径路が $\vec{EF}$ である。すなわち、微小時間における不飽和砂の排水条件における変形は、不飽和砂の非排水条件における変形とその後の排水条件における変形の和として得られる。

式(1)(2)に含まれる砂の圧縮係数 C は次のようにして求めた。径路 $\vec{EF}$ における圧縮係数を求めるために、飽和砂について、非排水繰返しせん断によって過剰間げき水圧を発生させ、その後排水させて再圧縮過程における圧縮係数を求めた。このような実験結果の例を図-25に示す。図中にはこの砂の静的処女圧縮曲線をも示した。この結果から、次の事がいえる。

(a) 初期液状化点を越えるまでは、再圧縮過程における圧縮係数は処女圧縮過程の圧縮係数より小さい。

(b) 初期液状化点を越えて、再圧縮するとその再圧縮開始点を通る処女圧縮曲線にほぼ近い圧縮性を示す。

但し、(a)は有効応力の大きいところではそれほど明確なものではなく、さらにデータの集積が必要である。

液状化・沈下過程の数値解析

以上の事から、後述する液状化・沈下過程の数値解析においては、次の仮定をおいた。

(a) 初期液状化点を越える過剰間げき水圧が発生して圧縮が進行する場合には、処女圧縮曲線を用いる。

(b) 過去の最小間げき比より、さらに密になる過程では処女圧縮曲線を用いる。

(c) (a)(b)以外の変形径路では、除荷乃至は再圧縮曲線を用いる。

(d) 過剰間げき水圧発生関数 f において、過剰間げき水圧が初期液状化点までは、 $\sigma'_{vc} = \sigma'_{v0}$ 、初期液状化点を越えた場合には、 $\sigma'_{vc} = \sigma'_v$ (σ'_v はその時点の有効上載圧) とし、また作用せん断応力も破壊包絡線に接する形で低下する。

砂層内のせん断応力の算定には、現在のところ過剰間げき水圧の増加に伴う砂層の物性の変化をとり入れた砂層の振動解析が困難なので次のような方法を用いた。

(a) 液状化実験時の砂層の振動モードを1次のモードと仮定して、測定加速度の振幅から変位振幅を求めこれからせん断ひずみ分布を定する。このとき、台加速度レベルが大きくなると、既に図で見たように砂層上部では、過剰間げき水圧の発生等により、加速度が低下しせん断ひずみも算定しがたいので、ここではこのような強度低下がないものとして、個々の台加速度レベルに応じた標準せん断ひずみ分布を推定する。

(b) 次に、砂の微小ひずみにおけるせん断弾性係数に対する Richart の実験式¹⁹⁾にひずみレベル¹⁸⁾による低減効果をいれたせん断弾性係数を、上述した標準せん断ひずみ分布に乗じてせん断応力分布を算定し、初期液状化点を越す過剰間げき水圧が生じた場合にはこのせん断応力を破壊包絡線に接する形で低減させる。

以上のような方法で、実験時の台加速度変化に対して過剰間げき水圧及び沈下量の微小時間ごとの

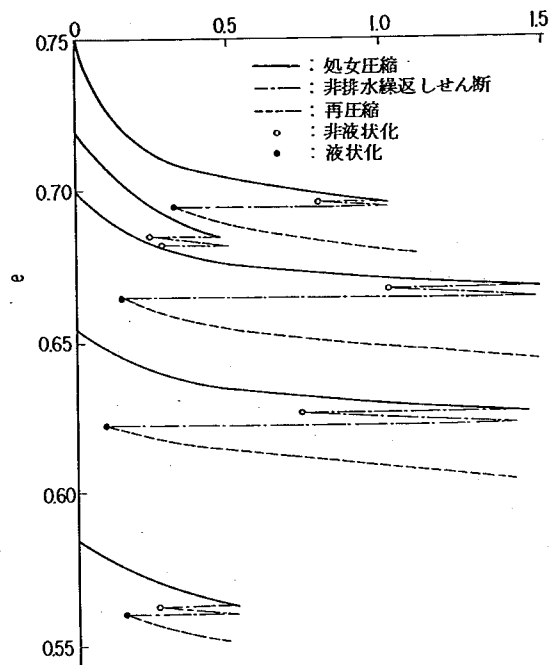


図 - 2 5 実験砂の圧縮特性

変化を求め、さらに全過程の時間経過を算定した例を図-26, 27に示す。対応する実験は、図中に記したとおり、 No. 1-3 , $1-4$ であり、それぞれ図-8, 9に示した結果と対応している。

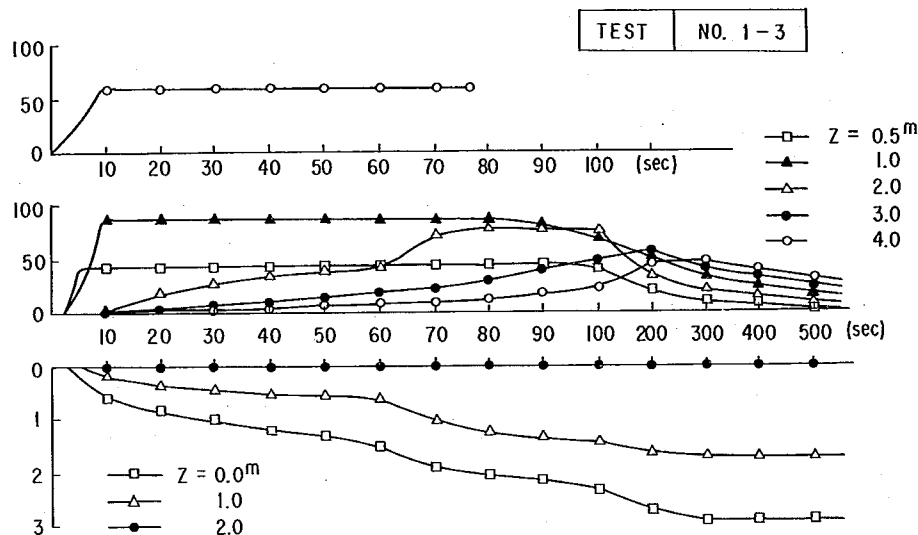
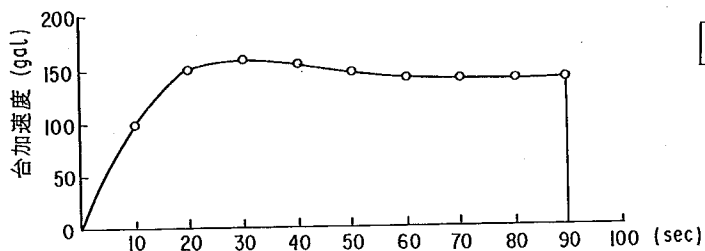


図-26 間げき水圧・沈下量の計算結果例

No. 1-3 に対する計算結果によれば砂層上部 ($Z = 0.5, 1.0$ m)の間げき水圧の上昇がかなり速くその結果として振動初期に沈下量がやや大きくなっている。また、砂層中央部 ($Z = 2.0$ m)で実測値より大きい過剰間げき水圧が発生しており、そのため最終的な沈下量も計算値の方が大きくなっている。実験 No. 1-4 に対する計算結果によれば砂層下部 ($Z = 3.0, 4.0$ m)の過剰間げき水圧の上昇が若干遅くなっているが、全体的な沈下の性状は実測結果とほぼ一致する。これらの例で過剰間げき水圧の変化について実験結果と計算結果とが深さによって若干異なる性状を示している原因としてはいろいろ考えられるが、計算上の種々の仮定は別として、砂層のせん断ひずみの推定上の誤差や前段階の振動による締固めの影響等も大きな原因として挙げられよう。なお、砂層の沈下性状を全体的に見れば、実験結果と計算結果はかなりよく一致すると言えよう。

さらに、他の実験例についてもこれまでに得られた計算沈下量と実測沈下量とを比較したものが図-28である。この結果から見ると、種々の誤差要因が相殺している可能性もあるが、両者はかなりよく一致しており、ここに示した液状化・沈下解析法は、この模型砂層振動実験に対して有効であったといえよう。



TEST	NO. 1-4
------	---------

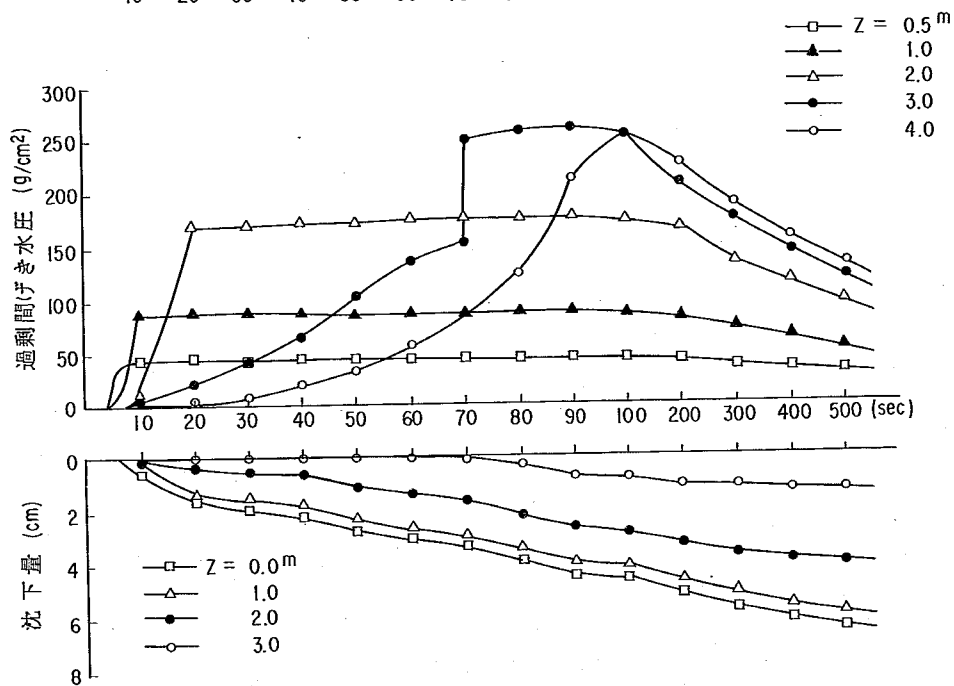


図-27 間げき水圧・沈下量の計算結果例

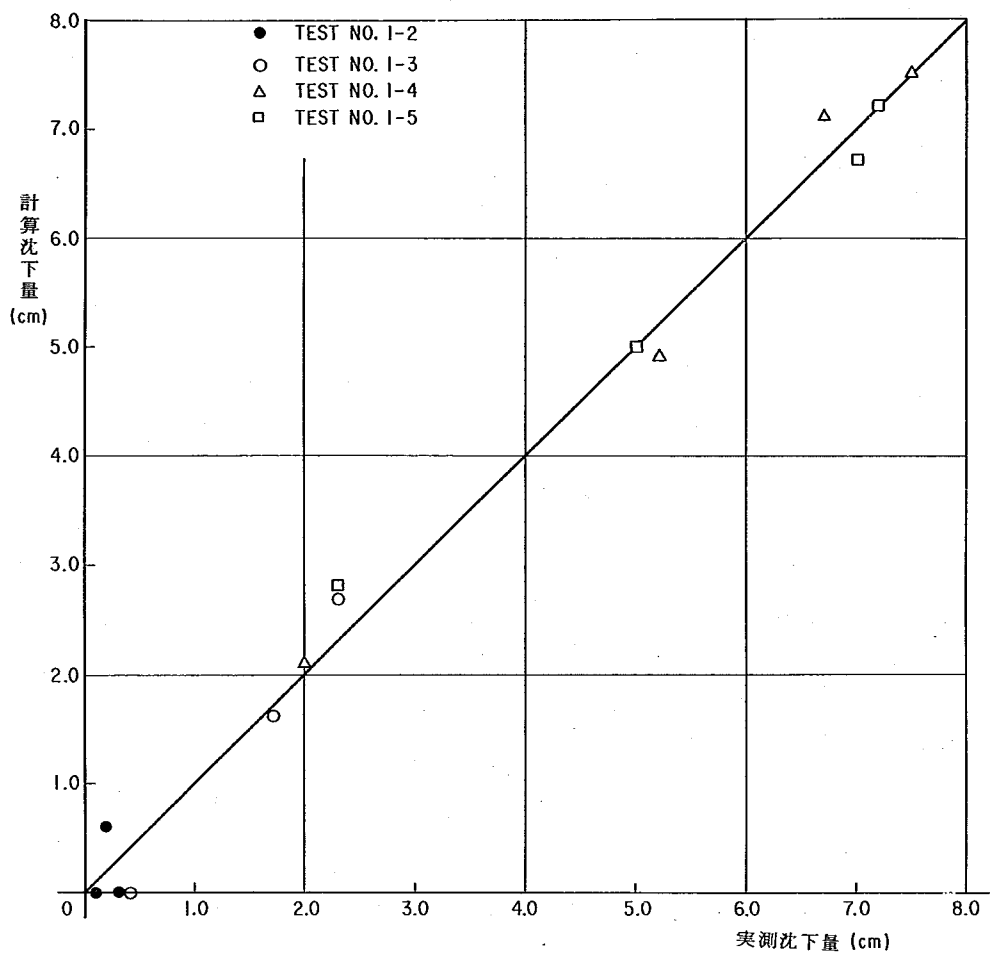


図-28 実測沈下量と計算沈下量の比較

7. 結 論

既に述べた実験結果及び解析結果を要約しまた今後の課題を列挙して結論とする。

(1) このような土槽内の砂層の振動には土槽の拘束効果のため水平半無限地盤とはかなり異なった挙動を示している。

(2) 模型重量は砂層に比べればわずかなものであるが、砂層の振動特性にかなり影響を与える。

(3) 液状化実験の場合、砂層の加速度倍率は過剰間げき水圧がある値より大きくなると一旦増加してその後急に低下する。

(4) 台加速度が大きく間げき比が大きい程、発生過剰間げき水圧、沈下量とも大きい。

(5) 砂層の沈下には間げき中の空気の圧縮現象が大きく寄与している。

(6) ここに提案した解析法により実験結果を追跡した結果、実験結果との対応は現段階では満足すべきものである。

(7) 液状化による軽い埋設物の浮上軽減に対して粗粒材による埋戻しは効果が大きい。

(8) ここに提案した手法により現場の砂地盤の地震時沈下量を推定するために用いる場合、この実験では直接・間接に求める事のできた地盤の密度及びせん断応力の推定を合理的に行う事が重要な事である。また、この手法の前提としたいいくつかの仮定の検討と、用いた力学定数値の普遍性の検討さらに実地震波（不規則波）への拡張等が今後の大きな課題である。

(9) なお、一般にある目的で実施した土構造物・地盤の模型振動実験結果を、簡単に現場に適用するためには、原型と模型の間の物理関係を結びつける相似則が必要である。物性が線型弾性体とか剛塑性体のように単純な場合には、相似則もさほど難しいものではないが、土のようにその変形性が応力やひずみレベルに強く依存するものについてはこのような相似則については未だ検討されていない。必要模型寸法を定める条件ともなるので、今後大いに検討すべき課題である。

付 録

1. 土槽内の砂層の振動解析 (線型 Voigt モデルとしての取扱い)

(1) 座標軸及び記号説明

対象とする土槽内の砂層及び座標軸を図のように

定める。

(2) 砂層の運動方程式

砂層の運動方程式は次のとおりである。

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial p_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial p_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial p_{zx}}{\partial z}$$

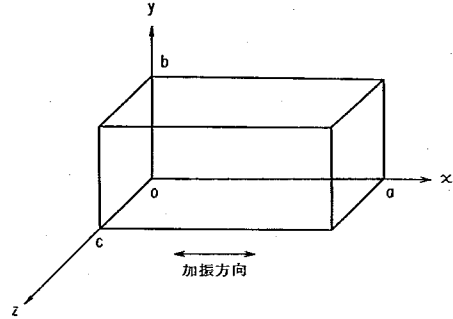
$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial p_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial p_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial p_{zy}}{\partial z}$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \frac{\partial p_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial p_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial p_{zz}}{\partial z}$$

(1-1)

l

(1-3)



u, v, w : x, y, z 方向への変位

$p_{xx}, p_{xy}, \dots$: 砂層の微小要素に作用する応力, ここでの取扱いにおいて, 砂層の砂・水を分割せずにひとまとめにして考えているため, p_{xx}, p_{yy}, p_{zz} は全応力で考えるべきである。

$p_{xx}, p_{xy}, \dots$ は, 線型弾性体の場合, Lamé の定数 λ, μ を用いて次式で与えられる。

$$p_{xx} = \lambda \theta + 2\mu \frac{\partial u}{\partial x}, \quad p_{xy} = p_{yx} = \mu \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)$$

$$p_{yy} = \lambda \theta + 2\mu \frac{\partial v}{\partial y}, \quad p_{yz} = p_{zy} = \mu \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right)$$

$$p_{zz} = \lambda \theta + 2\mu \frac{\partial w}{\partial z}, \quad p_{zx} = p_{xz} = \mu \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right)$$

$$\text{ここに, } \theta = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \quad \text{体積ひずみを表わす}$$

これに, ひずみ速度に比例する粘性減衰を考えて, 次式のように Voigt 型粘弾性体に拡張する。

$$p_{xx} = \lambda\theta + 2\mu \frac{\partial u}{\partial x} + \lambda' \frac{\partial \theta}{\partial t} + 2\mu' \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)$$

$$p_{yy} = \lambda\theta + 2\mu \frac{\partial v}{\partial y} + \lambda' \frac{\partial \theta}{\partial t} + 2\mu' \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)$$

$$p_{zz} = \lambda\theta + 2\mu \frac{\partial w}{\partial z} + \lambda' \frac{\partial \theta}{\partial t} + 2\mu' \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right)$$

(2-1)~(2-6)

$$p_{xy} = p_{yx} = \mu \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \mu' \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)$$

$$p_{yz} = p_{zy} = \mu \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) + \mu' \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right)$$

$$p_{zx} = p_{xz} = \mu \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \mu' \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right)$$

ここで、式(2)を式(1)に代入して適当な境界条件の下に解けばよいが、一般には困難であるので次の3つの場合について近似解を求める。

CASE 1. 加振方向(x方向)の変位 u が、加振方向に直角方向の変位 v , w に比べて卓越する場合。この場合、 v , w は省略して、 u のみを未知数とする。

CASE 2. CASE 1に加えてさらに奥行き方向に変位 u が一様(平面ひずみ)の場合。この場合 $\partial u / \partial z = 0$

CASE 3. CASE 2に加えてさらに加振方向に変位 u が一様(一次元状態)の場合。

CASE 1の条件を式(2)に代入すると次式を得る。

$$p_{xx} = \left(\lambda + \lambda' \frac{\partial}{\partial t} \right) \frac{\partial u}{\partial x} + 2 \left(\mu + \mu' \frac{\partial}{\partial t} \right) \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$p_{yy} = \left(\lambda + \lambda' \frac{\partial}{\partial t} \right) \frac{\partial u}{\partial x}$$

(3-1)~(3-6)

$$p_{zz} = \left(\lambda + \lambda' \frac{\partial}{\partial t} \right) \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$p_{xy} = \left(\mu + \mu' \frac{\partial}{\partial t} \right) \frac{\partial u}{\partial y}$$

$$p_{yz} = 0$$

$$p_{zx} = \left(\mu + \mu' \frac{\partial}{\partial t} \right) \frac{\partial u}{\partial z}$$

運動方程式はそれぞれ次のようになる。

CASE 1 式(3)を式(1-1)に代入して

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = & (\lambda + \lambda' \frac{\partial}{\partial t}) \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + 2(\mu + \mu' \frac{\partial}{\partial t}) \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + (\mu + \mu' \frac{\partial}{\partial t}) \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \\ & + (\mu + \mu' \frac{\partial}{\partial t}) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \end{aligned} \quad (4)$$

上式を簡略化するため次のように記号を定める。

$$\frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \equiv V_p^2, \quad \frac{\mu}{\rho} \equiv V_s^2, \quad \frac{\lambda' + 2\mu'}{\rho} \equiv V_p^2 \eta_1^2, \quad \frac{\mu'}{\rho} \equiv V_s^2 \eta_2^2$$

式(4)から

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = & V_p^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \\ & + \frac{\partial}{\partial t} (V_p^2 \eta_1^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + V_s^2 \eta_2^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + V_s^2 \eta_2^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}) \end{aligned}$$

この u は絶対変位であるが、これを台変位 u_0 との相対変位 u とに分割する。上式の u を $u_0 + u$ とおきかえ、また台変位 u_0 が正弦的に変化する場合として $u_0 = a_0 \sin pt$ とすると、上式は次式のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - & (V_p^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}) \\ & - \frac{\partial}{\partial t} (V_p^2 \eta_1^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + V_s^2 \eta_2^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + V_s^2 \eta_2^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}) = a_0 p^2 \sin pt \end{aligned} \quad (4')$$

CASE 2

同様にして運動方程式として次式を得る。

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - (V_p^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2}) - \frac{\partial}{\partial t} (V_p^2 \eta_1^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + V_s^2 \eta_2^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2}) = a_0 p^2 \sin pt \quad (5)$$

CASE 3

運動方程式は次のとおりである。

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - V_s^2 \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} - V_s^2 \eta_2^2 \frac{\partial}{\partial t} (\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}) = a_0 p^2 \sin pt \quad (6)$$

(3) 運動方程式の解

CASE 1

この場合の境界条件として、土槽が剛なものとし土槽壁面及び底面において台変位に対する砂層の相対変位がないものとして、次式を得る。

$$\begin{aligned} x=0, u=0 ; x=a, u=0 & ; \\ y=0, u=0 ; y=b, p_{yy}=p_{xy}=p_{yz}=0 & ; \quad (7-1) \sim (7-6) \\ z=0, u=0 ; z=c, u=0 & \end{aligned}$$

式(7-4)を変位 u に関する条件に書換えて

$$y=b, \quad \partial u / \partial y = 0 \quad (7-4')$$

式(4'), (7-1 ~ 3, 4', 5, 6) を満たす解 u を次のように仮定する。

$$u(x, y, z, t) = \sum_{ijk} X_i Y_j Z_k \phi_{ijk} \quad (8)$$

ここに $X_i, Y_j, Z_k, \phi_{ijk}$ はそれぞれ x, y, z, t のみの関数である。

境界条件式(7)から X_i, Y_j, Z_k は次のようになる。

$$\begin{aligned} X_i &= \sin \frac{i\pi x}{a} \quad (i=0, 1, 2, \dots) \\ Y_j &= \sin \frac{(2j+1)\pi y}{b} \quad (j=0, 1, 2, \dots) \\ Z_k &= \sin \frac{k\pi z}{c} \quad (k=0, 1, 2, \dots) \end{aligned} \quad (9)$$

この X_i, Y_j, Z_k を用いて式(4')の右辺を次のように展開する。

$$a_0 p^2 \sin pt = \sum_{ijk} X_i Y_j Z_k \psi_{ijk}(t) \quad (10)$$

式(8), (10)を $E q(4')$ に代入して

$$\begin{aligned} \sum_{ijk} [X_i Y_j Z_k \frac{d^2 \phi_{ijk}}{dt^2} - (V_p^2 \frac{d^2 X_i}{dx^2} Y_j Z_k \phi_{ijk} + V_s^2 X_i \frac{d^2 Y_j}{dy^2} Z_k \phi_{ijk} \\ + V_s^2 X_i Y_j \frac{d^2 Z_k}{dz^2} \phi_{ijk}) - (V_p^2 \eta_1^2 \frac{d^2 X_i}{dx^2} Y_j Z_k + V_s^2 \eta_2^2 X_i \frac{d^2 Y_j}{dy^2} Z_k \\ + V_s^2 \eta_2^2 X_i Y_j \frac{d^2 Z_k}{dz^2}) \frac{d \phi_{ijk}}{dt}] = \sum_{ijk} X_i Y_j Z_k \psi_{ijk} \end{aligned} \quad (11)$$

式(11)は次式に分解できる。

$$\begin{aligned} & \frac{d^2 \phi_{ijk}}{dt^2} - \left(V_p^2 \eta_1^2 \frac{1}{X_i} \frac{d^2 X_i}{dx^2} + V_s^2 \eta_2^2 \frac{1}{Y_j} \frac{d^2 Y_j}{dy^2} + V_s^2 \eta_2^2 \frac{1}{Z_k} \frac{d^2 Z_k}{dz^2} \right) \frac{d \phi_{ijk}}{dt} \\ & - \left(V_p^2 \frac{1}{X_i} \frac{d^2 X_i}{dx^2} + V_s^2 \frac{1}{Y_j} \frac{d^2 Y_j}{dy^2} + V_s^2 \frac{1}{Z_k} \frac{d^2 Z_k}{dz^2} \right) \phi_{ijk} - \Psi_{ijk} = 0 \end{aligned} \quad (12)$$

式(9)から

$$\begin{aligned} \frac{1}{X_i} \frac{d^2 X_i}{dx^2} &= -\left(\frac{i\pi}{a}\right)^2 \\ \frac{1}{Y_j} \frac{d^2 Y_j}{dy^2} &= -\left(\frac{(2j+1)\pi}{2b}\right)^2 \\ \frac{1}{Z_k} \frac{d^2 Z_k}{dz^2} &= -\left(\frac{k\pi}{c}\right)^2 \end{aligned} \quad (13)$$

式(13)を式(12)に代入して

$$\begin{aligned} & \frac{d^2 \phi_{ijk}}{dt^2} + \left\{ V_p^2 \eta_1^2 \left(\frac{i\pi}{a}\right)^2 + V_s^2 \eta_2^2 \left(\frac{(2j+1)\pi}{2b}\right)^2 + V_s^2 \eta_2^2 \left(\frac{k\pi}{c}\right)^2 \right\} \frac{d \phi_{ijk}}{dt} \\ & + \left\{ V_p^2 \left(\frac{i\pi}{a}\right)^2 + V_s^2 \left(\frac{(2j+1)\pi}{2b}\right)^2 + V_s^2 \left(\frac{k\pi}{c}\right)^2 \right\} \phi_{ijk} - \Psi_{ijk} = 0 \end{aligned} \quad (14)$$

一方、式(10)を満たす $\Psi_{ijk}(t)$ は、 X_i , Y_j , Z_k それぞれの直交性から次式のように求まる。

$$\Psi_{ijk} = \frac{64 a_0 p^2}{(2i+1)(2j+1)(2k+1)\pi^3} \sin p t \quad (i, j, k=0, 1, 2, \dots) \quad (15-1)$$

$$= A_0 p^2 \sin p t \quad (15-2)$$

$$A_0 = \frac{64 a_0}{(2i+1)(2j+1)(2k+1)\pi^3} \quad (15-3)$$

式(14)は次式のように書き換える。

$$\frac{d^2 \phi_{ijk}}{dt^2} + 2 \epsilon_{ijk} \frac{d \phi_{ijk}}{dt} + n_{ijk} \phi_{ijk} = A_0 p^2 \sin p t \quad (14')$$

式(14')の定常解 $\phi_{ijk}(t)$ を求める。以上の結果をまとめて書くと次のとおりである。

相対変位 $u(x, y, z, t)$ は次式で与えられる。

$$u = \sum_{i,j,k=0}^{\infty} \sin \frac{(2i+1)\pi x}{a} \sin \frac{(2j+1)\pi y}{2b} \sin \frac{(2k+1)\pi z}{c} \cdot \phi_{ijk}(t) \quad (16-1)$$

$$\phi_{ijk}(t) = A_{ijk} \sin(p t - \delta_{ijk}) \quad (16-2)$$

$$A_{ijk} = \frac{A_0}{\sqrt{(u_{ijk}^2 - 1)^2 + 4 h_{ijk}^2 u_{ijk}^2}} \quad (16-3)$$

$$\tan \delta_{ijk} = \frac{2 h_{ijk} u_{ijk}}{u_{ijk}^2 - 1} \quad (16-4)$$

$$A_0 = \frac{64 a_0}{(2i+1)(2j+1)(2k+1)\pi^3} \quad (16-5)$$

$$u_{ijk} = \frac{n_{ijk}}{p} \quad h_{ijk} = \frac{\varepsilon_{ijk}}{n_{ijk}} \quad (16-6, 7)$$

$$n_{ijk} = \left[V_p^2 \left(\frac{(2i+1)\pi}{a} \right)^2 + V_s^2 \left(\frac{(2j+1)\pi}{2b} \right)^2 + V_s^2 \left(\frac{(2k+1)\pi}{c} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (16-8)$$

$$\varepsilon_{ijk} = \frac{1}{2} \left[V_p^2 \eta_1^2 \left(\frac{(2i+1)\pi}{a} \right)^2 + V_s^2 \eta_2^2 \left(\frac{(2j+1)\pi}{2b} \right)^2 + V_s^2 \eta_2^2 \left(\frac{(2k+1)\pi}{c} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (16-9)$$

CASE 2

式(10)において $c = \infty$ において若干の修正をすればこの場合の解が得られる。修正点のみを記す。

サフィックスは i, j のみ。

$$A_0 = \frac{16 a_0}{(2i+1)(2j+1)\pi^2}$$

CASE 3

式(10)において $a = c = \infty$ において若干の修正をすればこの場合の解が得られる。修正点のみを記す。

サフィックスは j のみ。

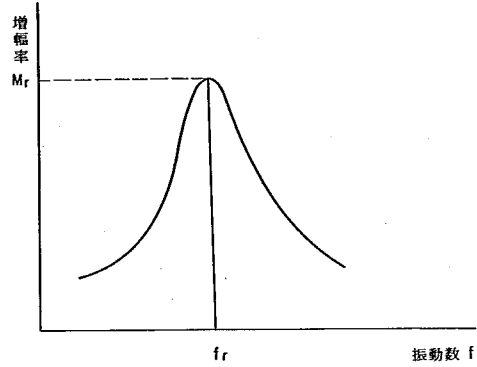
$$A_0 = \frac{4 a_0}{(2i+1)\pi}$$

(4) 解の考察

以上導いた砂層の運動方程式の解の特性と実験的に得られた砂層の振動特性とを比較する。実験的

に得られる砂層の振動特性は共振曲線で代表されるので、振動解についても共振特性を第一に調べる。次に、砂層の振動特性に及ぼす土槽の寸法効果についても述べる。

以上の諸式から砂層の振動性状を調べるためには砂層の力学定数として V_p , V_s , c_1 , c_2 の4個が必要である。この内、 V_p , V_s はポアソン比を仮定すれば一定の関係があるので、実際に未知となるのは3個である。振動実験によって得られる共振曲線から容易に得られるものは、共振振動数 f_r 、共振振動数における砂層振動の増幅率 M_r 、及び各点の振動を1質点系と仮定した場合の減衰定数等である(図参照)。



この内、1次共振振動数 f_r 、共振時増幅率 M_r は、振動解から次式のように求める事ができる。砂層の共振曲線は対象点によって異なるが、今は砂層表面の中央点について着目する。共振曲線を求めたのは加速度計の測定値、すなわち絶対加速度である。絶対加速度 $\partial^2 U / \partial t^2$ は次式で与えられる。

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - a_0 p^2 \sin p t \quad (17)$$

$\partial^2 u / \partial t^2$ に式(16-1)を用いて、砂層表面中央点の条件 $x = a/2$, $y = b$, $z = c/2$ を代入すると、加速度増幅率 M として次式を得る。

$$M = \frac{\left(\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} \right)_{\max}}{(a_0 p^2 \sin p t)_{\max}} = \frac{1}{a_0 p^2} \left(\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} \right)_{\max}$$

$$= \left[\sum_{ijk} (-1)^{i+j+k} \frac{A_{ijk}}{a_0} \sin(p t - \delta_{ijk}) + \sin p t \right]_{\max}$$

式(16-3)(16-5)を用いると、

$$= \left[\sum_{ijk} \frac{(-1)^{i+j+k} 64}{(2i+1)(2j+1)(2k+1)\pi^3 \sqrt{(u_{ijk^2} - 1)^2 + 4h_{ijk^2} u_{ijk^2}}} \sin(p t - \delta_{ijk}) + \sin p t \right]_{\max} \quad (18-1)$$

第1近似として Σ の第1項、すなわち $i = j = k = 0$ のみをとると、

$$M = \left[\frac{64}{\pi^3 \sqrt{(u_{000}^2 - 1)^2 + 4 h_{000}^2 u_{000}^2}} \sin(pt - \delta_{000}) + \sin pt \right]_{\max} \quad (18-2)$$

1次共振となるのは近似的に $\delta_{000} = \pi/2$, $u_{000} = 1$ のときである。したがって,

$$M_r = \left[\frac{64}{\pi^3 \cdot 2 h_{000}} \sin \left(pt - \frac{\pi}{2} \right) + \sin pt \right]_{\max} \quad (18-3)$$

$$= \sqrt{\left(\frac{32}{\pi^3 h_{000}} \right)^2 + 1}$$

この関係式により、共振時の増幅率 M_r と1次減衰定数 h_{000} とが結びつけられる。一方、 h_{000} は (16-7)(16-8)(16-9) によって次式で与えられる。

$$h_{000} = \frac{1}{2} \left[\frac{4 \eta_1^2 \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 \left(\frac{b}{a} \right)^2 + \eta_2^2 \left\{ 1 + 4 \left(\frac{b}{c} \right)^2 \right\}}{4 \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 \left(\frac{b}{a} \right)^2 + \left\{ 1 + 4 \left(\frac{b}{c} \right)^2 \right\}} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (19-1)$$

仮に $\eta_1 = \eta_2 = \eta$ とすると

$$h_{000} = \frac{\eta}{2} \quad (19-2)$$

別の仮定として $\eta_1 = 0$, $\eta_2 = \eta$ とすると,

$$h_{000} = \frac{\eta}{2} \left[\frac{1 + 4 \left(\frac{b}{c} \right)^2}{4 \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 \left(\frac{b}{a} \right)^2 + \left\{ 1 + 4 \left(\frac{b}{c} \right)^2 \right\}} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (19-3)$$

次に、共振振動数 f_r は (16-6)(16-8) から次式により与えられる。

$$f_r = \frac{p}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \frac{n_{000}}{u_{000}} = \frac{1}{2\pi} n_{000}$$

$$= \frac{V_s}{4b} \left[1 + 4 \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 \left(\frac{b}{a} \right)^2 + 4 \left(\frac{b}{c} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (20)$$

式(18-3), (19), (20) は、砂層の特性と増幅率、共振振動数を結びつける式である。これらに含まれる (V_p/V_s) はポアソン比 ν と次のような関係がある。

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (21)$$

したがって、ポアソン比を仮定すれば、 V_p/V_s は定まる。

具体的な計算例として、次の計算条件の下で、砂層の物性を逆算してみる。

$$a = 8 \text{ m}, \quad b = 4 \text{ m}, \quad c = 2 \text{ m}$$

$$\{ \nu = 0.3 \quad (22)$$

$$f_r = 12 \%, \quad M_r = 10$$

これから、次の値を得る。

$$\{ \begin{aligned} V_s &= 42.4 \text{ m/sec} \\ h_{000} &= 0.104 \end{aligned} \quad (23)$$

V_s はやや小さいようである。この最大の理由は、境界条件として与えた土槽壁面での相対変位が0という条件が過大拘束状態にあるためと考えられる。例えば、この境界で変位が自由、すなわちCASE 3に相当する場合に同様の手法で V_s を逆算すると $V_s = 19.2 \text{ m/sec}$ を得る。この値は大きすぎる。実際には、土槽は有限の剛性をもって内部の砂層と連成振動しているのであろう。したがって、以上で導いた諸式により砂層の振動特性を調べるためには何らかの補正が必要である。しかし、土槽の寸法・形状が砂層の振動に及ぼす影響や砂層内の場所による振動の差等を推定する事には用いられよう。そのような結果の例を図-1, 2に示す。

図-1は、土槽の寸法により共振振動数と増幅率がどのように影響を受けるかを調べたものである。基準値としてはそれぞれ層厚 b の半無限砂層の場合の値をとっている。この結果から、砂層表面中央での共振振動数 f_r と共振時の増幅率 M_r が、半無限砂層の場合と20%の誤差範囲内にあるためには $c/b \geq 4$, $a/b \geq 8$ なる事が必要である事がわかる。

図-2は、図中に記した条件下で計算して求めた共振曲線の1例である。この結果は、余り滑らかなものではないが、全体的な傾向は実験結果と類似している。細かく見ると、砂層の浅いところでの増幅率が相対的に小さい事や、特に砂層の深いところで1次、2次共振点間での増幅率の低下が小さい事等が実験結果と異なる。前者は砂層の剛性の応力依存性のためである。この応力依存性やひずみレベル依存性を考慮した解析を有限要素法によって行った結果は本文中に述べた。

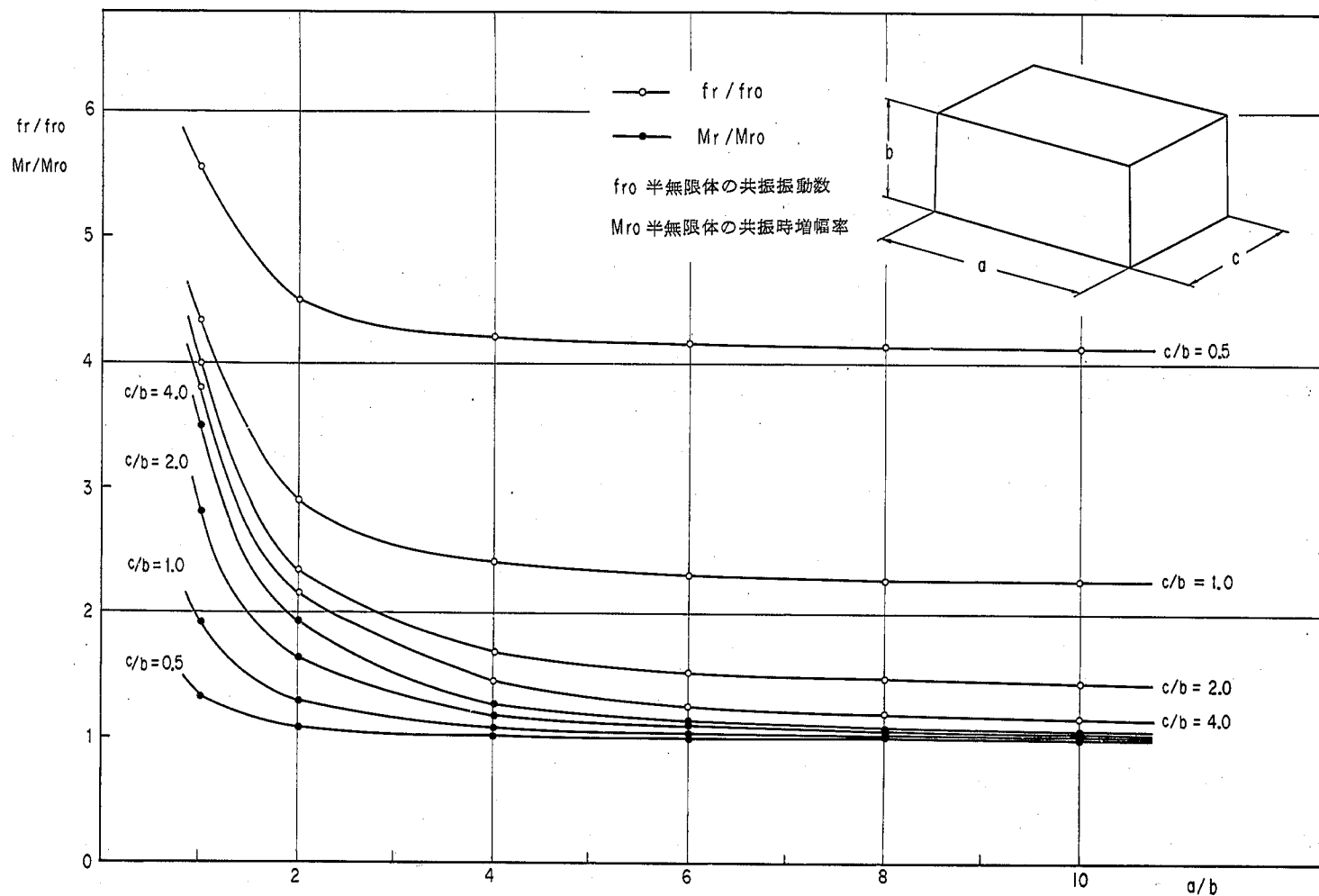


図-1 砂層の振動特性に及ぼす土槽側壁の影響

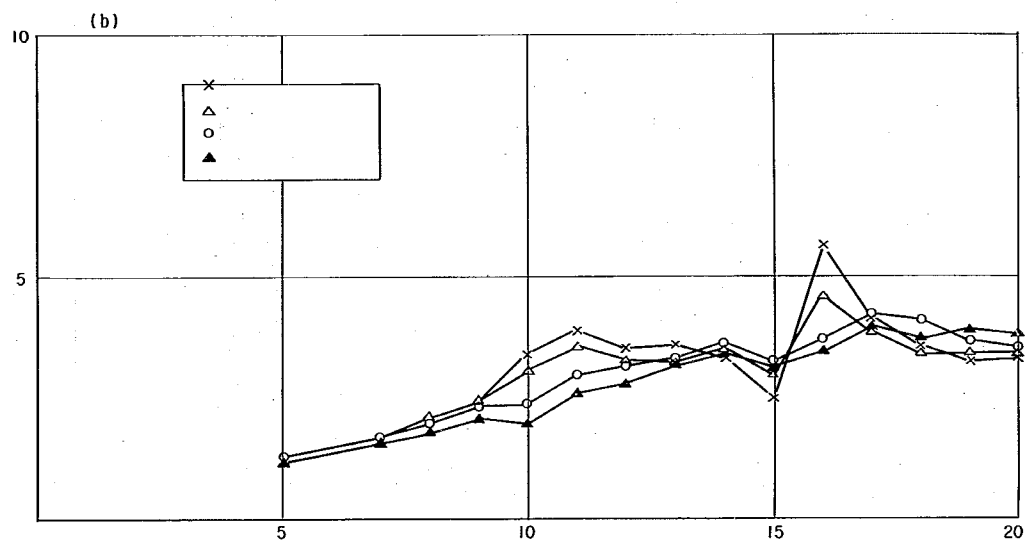
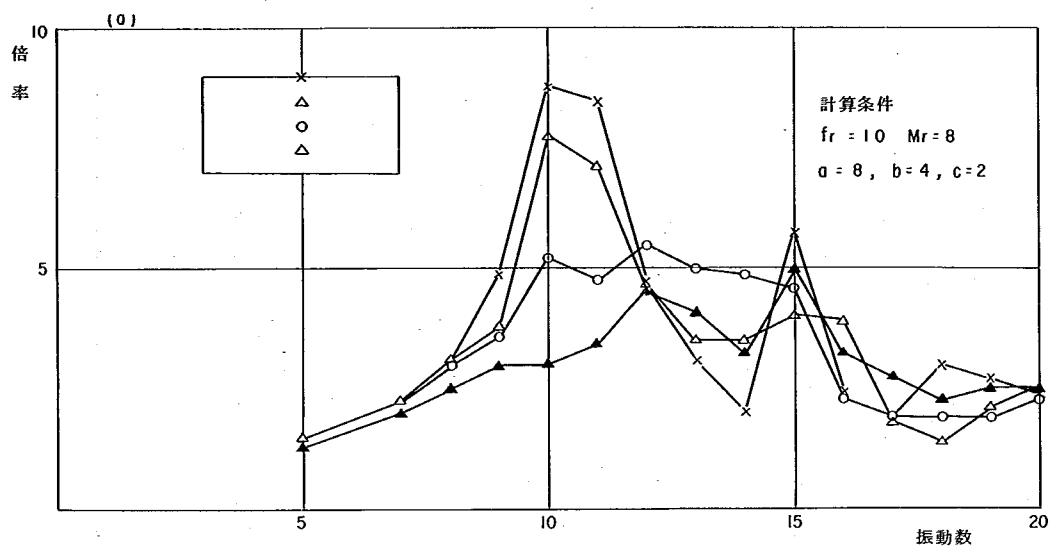
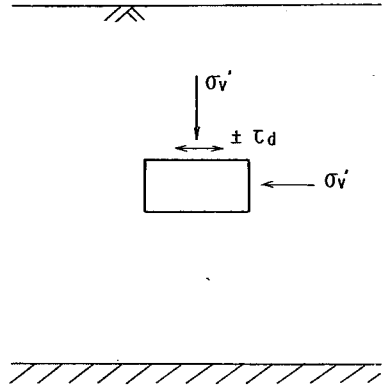


図-2 土槽内の砂層の共振曲線

2. 振動による間げき水圧の発生

地震時における地盤内の応力状態がどのようなものであるかを実測する事はできないが、遠距離地震を対象とした場合、地震時の地盤内応力状態は図のように理想化されるので、まず、このような応力状態での間げき水圧の性状を調べる事が必要である。



図のように水平地盤内の応力・ひずみ状態を模式化する。液化化過程を考える場合、通常は非排水状態で考えており、体積変化はないものとしている。さらに地盤内状態で付加される条件として、側方ひずみの拘束条件がある。この条件に特に注目して発生間げき水圧の検討を行ったのは石原・李²⁰⁾である。この研究の結果として次の事が得られている。

液化化に至る過程で、側方拘束条件により側方圧が増加し、完全液化化時には初期有効上載圧に等しくなる。このような側方拘束状態での間げき水圧の発生原因は、繰返しせん断応力によるものと側方圧の増加に基く平均主応力の増加によるものとに分けて考える事ができる。したがって、側方拘束状態での液化化の全過程を図のように①非排水状態で側方圧を初期有効上載圧まで増加させる過程および②その後に繰返しせん断を与える過程とに分ける事ができる。①の過程で発生する間げき水圧 u_k は $u_k \doteq 2(1-K_0)\sigma'_{v0}/3$ で与えられる。したがって①の過程の前後で平均主応力 q'_m は $q'_{m0} = (1+2K_0)\sigma'_{v0}/3$ と変化しない。なお、②の過程は、主応力方向の回転の影響は小さいから、③のような繰返し三軸状態で近似できるとした。さらに、有効応力で表わした土圧係数は液化化の過程で一定値 K_0 を保つ。

以上の結果を液化化の微少過程について書き直す。

1 サイクルの τ_d により、 $\Delta u = \Delta u_d + \Delta u_k$ が発生する。 (1)

ここに、 Δu_d : 繰返しせん断による間げき圧増分

Δu_k : 側圧の増加による間げき圧増分

Δu_d は等方圧密繰返し三軸により求まる。これを次式で表わす。

$$\Delta u_d = f_n \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{m0}} \right) \cdot \sigma'_{m0} \quad (2)$$

有効応力による土圧係数一定条件から

$$\frac{\sigma'_2}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_v} = K_0 \quad (3)$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_{20} + \Delta \sigma_2 - u = K_0 \sigma'_{v0} + \Delta \sigma_2 - u$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_{30} + \Delta\sigma_3 - u = K_0 \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_2 - u$$

$\Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$: 側圧の増分

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} - u$$

$$\therefore \frac{K_0 \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_2 - u}{\sigma'_{v0} - u} = K_0$$

$$\therefore \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = (1 - K_0) u$$

したがって、1 サイクルあたりについて

$$\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = (1 - K_0) \Delta u$$

$$\therefore \Delta\sigma_m = \frac{2 \Delta\sigma_2}{3} = \frac{2(1 - K_0) \Delta u}{3} \quad (4)$$

飽和非排水の場合、 $\Delta u_k = \Delta\sigma_m$ となるから (1)(2)(4) より

$$\Delta u = f_n \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{m0}} \right) \cdot \sigma'_{m0} + \frac{2(1 - K_0) \Delta u}{3} \quad (5)$$

$$\therefore \frac{(1 + 2K_0) \Delta u}{3} = f_n \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{m0}} \right) \cdot \sigma'_{m0}$$

$$\therefore \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} = f_n \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{m0}} \right) \quad (6)$$

したがって、(2)で与えた等方圧密繰返し三軸条件による間げき水圧の発生性状が分れば、地盤内応力条件下の間げき水圧の挙動が分る。

3. 振動による沈下解析

地盤の1次元的な沈下現象の間げき水の流出入現象として取扱い定式化したものに、Terzaghiの圧密方程式がある。これは、土粒子と間げき水を非圧縮性として、土層の体積変化と間げき水の流出入量とを等置したものである。以下に展開する考え方も、基本的にはこのような考えによるものであるが、今回の実験における砂層の築造方法によれば、砂層中にかなりの量の空気が残存したものと考えられるので、この間げき中の空気も考慮して、間げき水の流出入と砂層の体積変化の関係について定式化を試みた。

間げき中の空気を考慮した場合に問題となるのは、その圧縮性とどのように移動するかという事である。不飽和粘土中の水と空気がどのように移動するかについては、次のように飽和度によって異なる²²⁾とされている。

(i) $S_r < 0.9$

空気間けきは全部つながっていて、水は流れずに空気の流れが生ずる。

(ii) 最適含水比付近, $S_r \doteq 0.9$

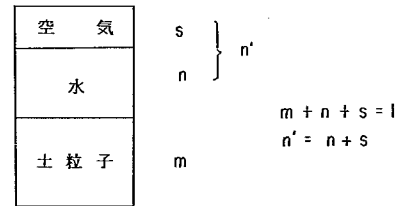
水も空気も別々の流体として流出する。

(iii) $S_r \doteq 1.0$

空気は水中の気泡として存在する。これらの気泡は排水に際して水のように流動しないで空けきに残留する。

ここでは、後述するように $S_r \geq 0.8$ である事と砂層中に水の流れが生じるのは過剰間けき水圧が発生した場合、すなわち土粒子間の有効接触圧が低下した場合である事から、空気は土粒子に付着したままというより間けき水と共に流れるものと仮定して考察した。すなわち、通常の圧密理論では非圧縮性と考える間けき水にとじこめられた空気も含めて間けき流体を圧縮性と考える事になる。

砂層の内、微小要素を取り出し右図のような成分から成るものとする。



(i) 流体部分の連続式

$$\frac{\partial(\rho v)}{\partial z} + \frac{\partial(\rho n')}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

ρ : 流体の密度

v : 流体のみかけの速度 (単位時間に砂層の単位面積を通して流れる流体の体積)

(ii) 土粒子の連続方程式 (土粒子は非圧縮性とする)

$$\frac{\partial v_s}{\partial z} + \frac{\partial m}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

v_s : 土粒子のみかけの速度

(iii) 流体の運動則 (Darcy 則に土粒子の運動効果を補促)

$$v - e v_s = -\frac{K}{\gamma_f} \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{K}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (3)$$

u : 過剰間けき流体圧 (≡ 間けき空気圧 u_a ≡ 間けき水圧 u_w) (静止流体圧 (静水圧) 分は除去)

K : 透水係数

γ_f : 流体の単位体積重量 (≡ 水の単位体積重量 γ_w)

(iv) 流体の応力～ひずみ関係

$$\frac{\Delta \rho}{\rho} = C_f \cdot \Delta u$$

C_f : 流体の体積圧縮係数

$$C_f = \frac{1 - (1-H) S_r}{p + \Delta u} \quad * \quad (5)$$

p : 初期状態における絶対間げき流体圧 (大気圧も付加)

Δu : 間げき流体圧

H : ヘンリーの空気の溶解係数

(M) 土の応力～ひずみ関係

$$-\frac{\Delta V}{V} = C \cdot \Delta \sigma'_m + D \cdot \Delta \tau \quad (6)$$

C : 土の体積圧縮係数

D : 土のせん断に基く体積圧縮係数

$\Delta \sigma'_m$: 平均有効主応力の増加, τ : せん断応力

* C_f は次のようにして導かれる。

間げき流体圧と土要素の体積を (p, V) とし 2 つの状態をサフィックス 1, 2 で表わす。

ボイル・マリオットの法則から

$$p_1 V_1 (s_1 + H n_1) = p_2 V_2 (s_2 + H n_2) \quad (1)$$

間げき水と土粒子を非圧縮性とする

$$n_1 V_1 = n_2 V_2 \quad (m_1 V_1 = m_2 V_2) \quad (2) \quad (3)$$

(この(3)式は、本質的に無関係)

C_f は次式により定義される。

$$C_f = -\frac{1}{p_2 - p_1} \cdot \frac{(n_2 + s_2) V_2 - (n_1 + s_1) V_1}{(n_1 + s_1) V_1} \quad (4)$$

(1)(2)を用いて、 V_1, V_2 を消去すると

$$C_f = \frac{1}{p_2} \cdot \frac{s_1/n_1 + H}{s_1/n_1 + 1}$$

s, n と s_r には次の関係がある

$$s/n = (1 - S_r) / S_r \quad (5)$$

$$\therefore C_f = \frac{1 - (1-H) S_{r1}}{p_2} = \frac{1 - (1-H) S_{r1}}{p_1 + \Delta u} \quad (6)$$

流体圧の増加 Δu によって、飽和度 S_r が変化するので(6)は Δu の余り大きな範囲まで用いる事はない。 Δu によって変化した新しい S_{r2} は次式により求められる。

$$S_{r2} = \frac{p_1 + \Delta u}{p_1 + \Delta u (1-H) S_{r1}} \quad (7)$$

間げき比で表わせば

$$\frac{\Delta e}{1+e} = -C \cdot (\Delta \sigma - \Delta u) - D \cdot \Delta \tau \quad (7)$$

(V) 幾何学関係

$$m = \frac{1}{1+e}, \quad m + n' = 1, \quad n' = \frac{e}{1+e} \quad (8)$$

(1)を展開し, $v \partial \rho / \partial z$ を他の項に比べ小さいとして無視すると

$$\rho \frac{\partial v}{\partial z} + n' \frac{\partial \rho}{\partial t} + \rho \frac{\partial n'}{\partial t} = 0 \quad (9)$$

(4)から

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = \rho C_f \frac{\partial u}{\partial t} \quad (10)$$

(9)に代入して

$$\frac{\partial v}{\partial z} + n' C_f \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial n'}{\partial t} = 0 \quad (11)$$

(2)を加えて

$$\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial v_s}{\partial z} + n' C_f \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad (12)$$

(3)を z で微分し, $v_s \partial e / \partial z$ および $\partial k / \partial z \cdot \partial u / \partial z$ を微小として無視すると

$$\frac{\partial v}{\partial z} - e \frac{\partial v_s}{\partial z} = - \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (13)$$

(12)と合わせて $\partial v / \partial z$ を消去すると

$$(1+e) \frac{\partial v_s}{\partial z} + n' C_f \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (14)$$

(2), (8)により

$$(1+e) \frac{\partial v_s}{\partial z} = -(1+e) \frac{\partial m}{\partial t} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (15)$$

(14)に代入して

$$\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} + n' C_f \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{r_m} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (16)$$

$\partial e / \partial t$ 式(7)を用いて

$$\frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = -C \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t} \right) - D \cdot \frac{\partial \tau}{\partial t} \quad (17)$$

(16), (17)を合わせて次式を得る。

$$\left(C + \frac{e}{1+e} C_f \right) \frac{\partial u}{\partial t} = C \frac{\partial \sigma}{\partial t} + D \frac{\partial \tau}{\partial t} + \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (18)$$

この式が、圧縮性間けき流体の流出入を考慮して間けき圧の変化を求める式である。さらに(18)又は(17)によって、間けき比の変化をも求める事ができる。(18)を次のように書き換える。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{1 + \frac{e}{1+e} \frac{C_f}{C}} \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} + \frac{D}{C} \frac{\partial \tau}{\partial t} \right) + \frac{1}{1 + \frac{e}{1+e} \frac{C_f}{C}} \frac{k}{C r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

この $1 / \left(1 + \frac{e}{1+e} \frac{C_f}{C} \right)$ は通常間けき圧係数 B と表わしているものである。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = B \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} + \frac{D}{C} \frac{\partial \tau}{\partial t} \right) + \frac{B k}{C r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (19)$$

この $\partial u / \partial t$ を(18)に代入すると

$$\begin{aligned} \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} &= -\frac{e}{1+e} C_f \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \\ &= -\frac{e}{1+e} C_f B \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} + \frac{D}{C} \frac{\partial \tau}{\partial t} \right) - \frac{e}{1+e} C_f \frac{B k}{C r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \end{aligned}$$

B の定義から次式を得る。

$$\frac{e C_f B}{C} = (1-B)(1+e)$$

$$\begin{aligned}\therefore \frac{\partial e}{\partial t} &= -(1-B)(1+e)C \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} + \frac{D}{C} \frac{\partial \tau}{\partial t} \right) - (1-B)(1+e) \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + (1+e) \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \\ &= -(1-B)(1+e)C \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} + \frac{D}{C} \frac{\partial \tau}{\partial t} \right) + B(1+e) \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\end{aligned}\quad (20)$$

(19)(20)により、間げき圧および間げき比の変化を追跡する事ができる。ただし、(7)で与えた土の応力～ひずみ関係は単調載荷の場合で、ここに適用したい振動時すなわち繰返しせん断時には直接的には用いにくいものである。

したがって、次に繰返しせん断による間げき圧、間げき比の変化過程に適用できるように式を書き換える。

(19)を飽和土の非排水せん断状態に適用すると次式を得る。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial \sigma}{\partial t} + \frac{D}{C} \frac{\partial \tau}{\partial t} \quad (21)$$

すなわち、飽和土の非排水状態での間げき水圧の変化は全応力（平均主応力）の変化による増分とせん断応力の変化による増分との和で与えられる。これを水平地盤内繰返しせん断応力状態に適用した結果が、前述した付録2の(6)である。ただし、これはせん断応力1サイクルについての表現であるから、その間での水圧変化が滑らかとすれば、任意の微小時間間隔 Δt について、次式のように表わす事ができよう。

$$\Delta u = \left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} + \frac{D}{C} \frac{\partial \tau}{\partial t} \right) \Delta t = f_n \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{m_0}} \right) \cdot \sigma'_{vo} \cdot \frac{\Delta t}{T} \quad (22)$$

ここに、 T : 1サイクルの周期

(22)を(19)(20)に用いると、

$$\frac{\partial u}{\partial t} = B f_n \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{m_0}} \right) \cdot \sigma'_{vo} \cdot \frac{1}{T} + \frac{Bk}{Cr_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (23)$$

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -(1-B)(1+e)C f_n \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{m_0}} \right) \sigma'_{vo} \frac{1}{T} + B(1+e) \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (24)$$

(23)(24)により、繰返しせん断応力及び流入出を考慮した液状化過程を解析する事ができる。

完全に飽和している場合

$$\frac{\partial u}{\partial t} = f_n \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{m_0}} \right) \cdot \sigma'_{v_0} \frac{1}{T} + \frac{k}{c \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (25)$$

$$\frac{\partial e}{\partial t} = (1+e) \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (26)$$

4. 埋戻し材に関する検討

(1) 目的

沈埋トンネルの周囲の埋戻し材料には種々の目的があろうが、その一つには周辺地盤が液状化した場合に発生する過剰間げき水圧を速かに逸散させるということがあると考えられる。したがって、埋戻し材料については次のような条件が必要である。①材料そのものが液状化しないこと。②過剰間げき水圧を速かに逸散せうること。③周辺地盤が液状化した場合にその土粒子が流入しないこと。①の条件からは粒径はある限界より大きいこと、あるいは粘着性を有するほど小さいことが必要である。しかし後者のようなことは施工上などの制限から実際にはありえない。②の条件からも粒径は大であることが必要である。③の条件からは逆に粒径は周辺地盤粒径に比べある限界より小さいことが必要である。これらのことから埋戻し材の粒径はある範囲にあることが必要である。

(2) 実験方法

図-1のように、透明アクリル合成樹脂板で作った二つの箱をホースで結びつけて砂層の中にクイックサンド現象を生じさせるようにした。砂層の下には砂層に水が均一に流れるように碎石を用いてフィル

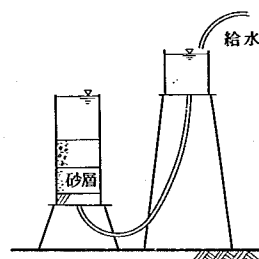


図-1 実験装置

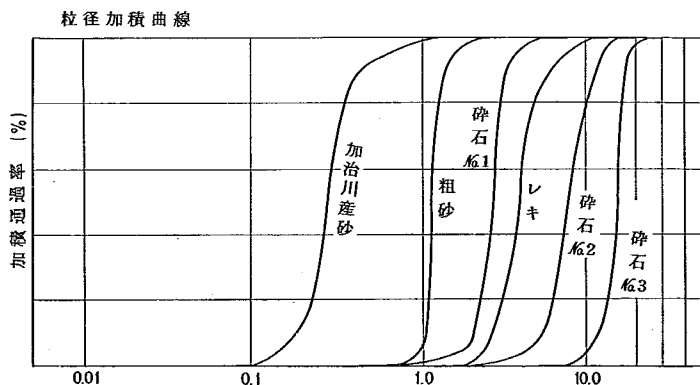


図-2 実験試料

ターを作った。砂層の上には試験用の埋戻し材を入れてこの埋戻し材に砂がどのように影響するかを埋戻し材を変えて調べてみた。

(3) 実験材料

実験に用いた材料は表-1、図-2のとおりである。

(4) 実験結果及び考察

実験結果を簡略に表-2にまとめる。

先に述べたような埋戻し材の条件と同様の条件があるものに地下排水溝のフィルター材があり、これについては Bertram の基準が次のように提案されている。

表-1 材 料 条 件

	材 料 名	分 類	有効径 D_{10} mm	均等係数 $\frac{D_{60}}{D_{10}}$
砂層	加治川砂	砂	0.19	1.63
埋戻し材	粗 砂	砂	1.10	1.14
	砕石 No. 1	7号砕石	2.2	1.32
	レ キ	レ キ	2.8	1.50
	砕石 No. 2	6号砕石	5.2	1.61
	砕石 No. 3	5号砕石	12.4	1.29

$$\frac{D_{15}(\text{フィルター})}{D_{85}(\text{土})} < 4 \sim 5 < \frac{D_{15}(\text{フィルター})}{D_{15}(\text{土})}$$

表-2 実 験 結 果

埋戻し材	実 験 観 察	D_{15}^{mm}	$\frac{D_{15}(\text{埋戻し材})}{D_{85}}$	$\frac{D_{15}(\text{埋戻し材})}{D_{15}}$	備 考
			(砂)	(砂)	
粗 砂	埋戻し材の中に砂が入らない	11.5	2.95	5.2	砂について
砕石 No. 1	僅か入る	2.3	5.9	8.5	$D_{15}=0.22\text{mm}$
レ キ	徐々に入る	3.0	7.7	13.6	$D_{85}=0.39\text{mm}$
砕石 No. 2	かなり入る	5.5	14.0	25	
砕石 No. 3	瞬間的に入る	13.0	33	59	

この基準により実験結果を検討してみたところ同じく表-2のようになり、実験および基準により、この実験の砂に対しては粗砂あるいは砕石 No. 1 が適当ということになった。また、異なった砂についても Bertram の基準により埋戻し材を選定することができそうである。

5. 砂層飽和度の推定

(1) 概 要

模型砂層振動実験の結果、砂層中に残存した空気存在を考慮する必要がある事が明らかになったため、砂層築造時と同様の方法で別途小型容器内に砂層を作り2通りの試験方法で砂層内の空気量の推定を行なった。

(2) コンクリート用エアメータによる試験

① 試験方法

測定器は、図-1に示すようなワシントンエアーメーターで、容器下部に2 cm位の厚さで7号碎石を敷き、その上に実験に用いた砂を徐々に詰め込み、その後砂層下部からビニルホースで水を一定速度で注入しながら、容器上部までの砂を水浸させた。これに対して JISA 1128 に準じて試験を行い砂層中の空気量を測定した。

② 測定結果

試験は同様の方法で詰めた砂層について3回及びやや密に詰めた砂層について1回合計4回行った。この結果、測定空気量として、6.8%、6.5%、7.1%、8.0%と求まった。密な場合にやや多くの空気量が残存するという結果になった。なお、この測定空気量 A を飽和度 S_r には次のようにして換算される。

$$A = \frac{T - W}{T}$$

W : 砂層の単位体積重量, T : 空気がまったくないものとして計算した砂層の単位体積重量

図を参照して

$$W = (G_s V_s + V_w) / V$$

$$T = (G_s V_s + V_w + V_a) / V$$

$$A = \frac{V_a}{G_s V_s + V_w + V_a} = \frac{1 - V_w / V_v}{G_s V_s / V_v + 1}$$

$$S_r = V_w / V_v, \quad e = V_v / V_s$$

$$\therefore A = \frac{e(1 - S_r)}{G_s + e}$$

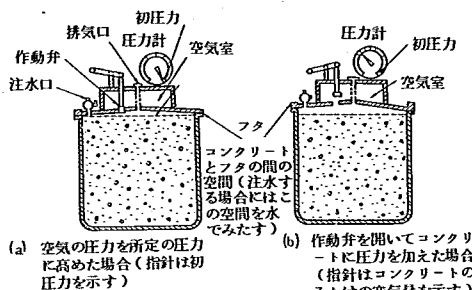
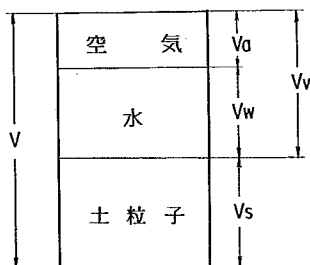


図-1 エアメータ



試算条件として、 $G_s = 2.7$ 、 $e = 0.75$ とすると $A = 6.5\%$ 、 8.0% に対して $S_r = 71\%$ 、 64% を得た。

(3) 重量測定法による試験

① 試験方法

測定器は、図-2に示すような透明アクリライト製の2水槽である。供試体は、容器下部に2 cm位の厚さで7号碎石を敷き、その上に口紙を敷き飽和させた後、実験に用いた砂を入れ、その後水を下部からゆるやかに浸水させた。この供試体について各回コックのところでホースをはずして容器の重量を測定し、単位体積を測定し、またこの供試体の一部に

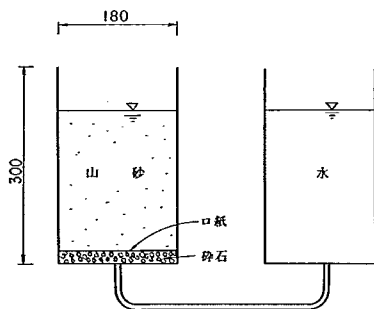


図-2 測定装置

ついて含水比を求める事により飽和度を求めた。測定結果は表-1にまとめた。

表 - 1

実験 番号	G_s	$\gamma_d(g/cm^3)$	e	$w(\%)$	$S_r(\%)$
①	2.694	1.316	1.048	30.2	77.7
②	"	1.526	0.765	20.9	73.6
③	"	1.633	0.650	18.1	75.1
④	"	1.567	0.729	26.7	84.6

①では水浸する前には $\gamma_d=1.111g/cm^3$ であったが、水浸により沈下し $\gamma_d=1.316g/cm^3$ となった。層厚は16cmであった。

②は①より密に締固めた場合である。層厚は14.2cmであった。③は②の測定後、

振動を加えた場合である。④は③と同様に締固めたものであるが、水浸を急速に行い約2分で砂層表面まで水浸させたものである。この結果、砂層がゆるい場合や静的にまた振動により水圧勾配を高くした場合に飽和度は高くなる事がわかる。

6. 参考文献

- 1) 土木学会(1966): 新潟地震震害調査報告
- 2) 土質工学会震害調査委員会(1968): 1968年十勝沖地震による地盤震害調査概報, 土と基礎, Vol. 16, No. 9, 127号
- 3) Seed, H. B. et al(1967): The Turnagain Heights Landslides: Anchorage, Alaska, Proc. ASCE, Vol. 93, SM4.
- 4) 土田肇(1970): 砂質地盤の流動化の予測と対策, 港湾技術研究所, 第21回直技研報資料
- 5) Tanimoto, K. et al(1968): Study of Settlement Associated with Liquefaction of Sand Subjected to Impact Loads, Trans. JSCE, No. 152.
- 6) Seed, H. B. and Lee, K. L. (1966): Liquefaction of Saturated Sand during Cyclic Loading, Proc. ASCE, Vol. 92, SM6.
- 7) Peacock, W. H. and Seed, H. B. (1968): Sand Liquefaction under Cyclic Loading Simple Shear Conditions, Proc. ASCE, Vol. 94, SM3.
- 8) 吉見吉昭, 他(1971): リングねじりせん断試験機による飽和砂の液状化実験, 第16回土質工学シンポジウム
- 9) Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1967): Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquakes, Proc. ASCE, Vol. 93, SM3.
- 10) Seed, H. B., Lee, K. L. and Idriss, I. M. (1969): Analysis of the Scheffield Dam Failure, Proc. ASCE, Vol. 95, SM6.
- 11) Seed, H. B., Lee, K. L., Idriss, I. M. (1971): Preliminary Report on the Lower San Fernando Dam Slide During the San Fernando Earthquake of Feb. 9, 1971.
- 12) Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971): Simplified Procedures for Evalua-

ting Soil Liquefaction Potential, Proc. ASCE, Vol. 97, SM9.

- 13) 日本道路協会東京湾横断道路技術調査特別委員会(1975): 東京湾横断道路技術調査報告書
- 14) 陶浪貞彦(1965): 不安定飽和砂の振動時性状, 建築学会論文報告集, 114号.
- 15) 尾島勝, 古賀泰之(1971): 飽和砂層の液状化に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 191号.
- 16) 首都高速道路協会(1973): 砂層の流動化に関する研究報告書.
- 17) 土田肇(1968): 振動により流動化した砂層が壁体に及ぼす圧力, 土と基礎, Vol. 16, No. 5.
- 18) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972): Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, Proc. ASCE, Vol. 98, SM7.
- 19) Richart, F. E. Jr, et al (1970): Vibrations of Soils and Foundations.
- 20) Ishihara, K. and Li, S. (1972): Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test, Soils and Foundations, Vol. 12, No. 2.
- 21) 柴田徹(1971): 飽和砂の液状化現象, 第16回土質工学シンポジウム.
- 22) 最上武雄編(1969): 土質力学, 技報堂, p. 458~460.

水浸砂層の液化沈下現象に関
する振動実験

土研資料第1063号
昭50年8月(1975)

建設省土木研究所動土質研究室

キーワード 砂層、振動実験、液状化現象

要 旨

本報告は大型振動台による模型砂地盤の振動実験結果について
のべるとともに、実験から得られた加速度分布、過剰間げき水圧
発生特性などを用いて、振動に対する液状化、沈下解析を行なっ
た結果についても述べている。



郵便はがき

十円切手
をはって
下さい

2 8 0 - □ □

建設省土木研究所
動土質研究室 御中

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1063号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

