

港 湾 技 研 資 料

TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 590 June 1987

液状化対策としての地盤の締め固め範囲に関する基礎的検討

井	合		進
小	泉	勝	彦
倉	田	栄	一

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. はじめに	3
2. 振動台試験	4
2.1 試験概要	4
2.2 振 動 台	4
2.3 計測項目および計測器	4
2.4 使用砂の物理的特性	7
2.5 砂層の作成	8
2.6 加振方法	11
2.7 使用砂の液状化特性に関する予備実験	11
3. 試験結果	19
3.1 試験結果概要	19
3.2 境界付近の砂層の挙動	19
3.3 過剰間隙水圧	22
3.4 加 速 度	22
3.5 沈 下	22
4. 試験結果の検討	22
4.1 締め固め部分の安定性	22
4.2 過剰間隙水圧の分布	38
4.3 過剰間隙水圧の影響	44
5. 締め固めによる地盤改良範囲について	46
5.1 非改良地盤の液状化の影響	46
5.2 種々の条件下での過剰間隙水圧の分布	46
5.3 地盤改良範囲の考え方	55
5.4 ドレーンによる過剰間隙水圧の遮蔽	59
6. 結 論	65
7. おわりに	65
参考文献	66

Basic Consideration for Designing the Area of the Ground Compaction as a Remedial Measure against Liquefaction

Susumu IAI*
Katsuhiko KOIZUMI**
Eiichi KURATA**

Synopsis

Compaction of a loosely deposited sandy ground is one of the remedial measures against liquefaction. The compaction of the ground needs a reliable design in the degree of the compaction and the extent of the compacted area. In order to determine these items, the due consideration should be given to the following questions: (1) Is it possible for the compacted ground to gradually liquefy under the influence of the liquefaction at the adjacent uncompacted ground? (2) What will be the excess pore water pressure in the compacted ground due to the seepage flow from the liquefied ground? (3) What will be the stability of the compacted ground when it is influenced by the excess pore water pressure due to the seepage flow?

These questions bring the authors to conduct shaking table tests of partly loose and partly dense saturated sands in a container of five meters in length, 1.5 meters in height and width. The results of the tests are analysed and the results of the analysis indicate several factors which should be considered for designing the compaction of the ground.

* Senior Research Engineer, Structures Division.

** Member of Earthquake Resistant Structures Laboratory, Structures Division.

液状化対策としての地盤の締め固め範囲に関する基礎的検討

井合 進*

小泉 勝彦**

倉田 栄一**

要 旨

液状化対策として締め固めによる地盤改良を実施する場合は多い。この場合の設計においては、締め固めの程度及び地盤改良範囲を決めることが必要である。これらを決める上で検討を要すると考えられる諸点は、次の諸点である。①非改良部分が液状化することにより隣接する改良部分が軟弱化し、液状化の発生する範囲が改良部分に徐々に拡大していく恐れがないか。②改良部分への浸透流によりどのような過剰間隙水圧が発生するか。③浸透流による過剰間隙水圧の影響により改良部分の安定性はどのように変化するか。

これらの点について検討を行うため、長さ5m、高さ1.5m、奥行1.5mの振動箱の中に締め固めた部分とゆるづめの部分をもつ飽和砂層を作り、その振動試験を実施した。さらに、この実験結果について検討を行い、これに基づいて、締め固めによる地盤改良の設計において考慮すべき諸点を明らかにした。

1. はじめに

地震動による砂質地盤の液状化については、1964年の新潟地震における経験を受けて以来、活発な研究が行われてきた。その結果、構造物の建設地点の地盤が想定地震動に対して液状化するかどうかを予測する方法に関しては、多くの提案がなされ、また、提案された予測法が実際の地盤の安定性の検討に適用されるようになってきた。しかし、液状化すると予測された場合の対策については、いまだに検討すべき技術課題が多く残されている。

その技術課題について触れる前に、本研究で対象とする範囲を明確にするために、液状化対策に関する技術について簡単に整理をしておくこととしたい。まず、液状化対策には大別して二通りの方法がある。一つは、液状化が予想される地盤を液状化しない地盤に改良する方法（以後、地盤改良による対策と書く。）、他の一つは、地盤に液状化が発生しても構造物の機能上支障が生じないように構造物を設計・補強する方法（以後、構造設計による対策と書く。）である。地盤改良による対策には、締め固め、ドレーン、注入固化、置換え等、種々の原理に基

づく方法がある。構造設計による対策にも多様な方法がある。これらの方法のうち、施工実績、既応の事例に基づく効果の確認（新潟地震、1978年宮城県沖地震）等の観点から見て、今後も締め固めによる地盤改良が適用されることは多いと考えられる。そこで、本研究では、締め固めによる地盤改良工法を対象として検討を行うこととした。

締め固めによる地盤改良は、文字どおり、液状化の可能性のある地盤を締めるものであり、これにより地盤を構成する土の粒子骨格が密になり土の空隙が減少する。その結果、地震動によるせん断ひずみが小さくなったり、せん断ひずみによる粒子骨格の崩壊が生じにくくなり、液状化に対する抵抗が大きくなる。工法例には、サンドコンパクションパイル工法、パイプロフローテーション工法、振動棒工法、動圧密工法、爆破などがある。

締め固めによる地盤改良の設計では、締め固めの程度及び締め固めを施す範囲を決めることが必要である。締め固めの程度については、通常は、液状化予測法を締め固め後の地盤に適用し、その地盤が想定する地震動に対して液状化しないと予測される程度に締め固めれば良い

* 構造部 主任研究官（地震動解析担当）
* * 構造部 耐震構造研究室

と考えられる。しかし、締め固め部分に隣接する非改良地盤が液状化し、その影響を締め固め部分が受けた場合にも液状化しない程度の締め固め度とはどの程度であるかについては必ずしも明らかではない。他方、締め固めの範囲としては、深さ方向の範囲と平面的な範囲とを決める必要がある。このうち、深さ方向の範囲については、液状化すると予測される最深部までを改良することが標準的であると考えられる。しかし、締め固めの平面的範囲の決定法は明らかではない。

以上のことから、締め固めの程度及び締め固めの平面的範囲の決定法を開発することが、本研究で対象とすべき技術課題であると言える。これらの課題に対し、具体的に検討を要すると思われる諸点は、次の諸点である。

① 非改良部分が液状化、改良部分は液状化していないという状態が発生したとき、両部分の境界ではどのような現象が発生するであろうか。非改良部分に発生した液状化の影響により、これに隣接する改良部分が軟弱化し、液状化の発生する範囲が改良部分に徐々に拡大していく恐れはないであろうか。

② 液状化している部分は飽和砂と同じ単位体積重量の液体と同じ挙動を示し、その結果、改良部分のうちで非改良部分と接する境界面には、液状化した砂層の過剰間隙水圧（間隙水圧から静水圧を差し引いた値）が加わる。これにより、改良部分の内部にはどのような過剰間隙水圧が発生するであろうか。

③ 改良部分の内部に発生する過剰間隙水圧の影響により、改良部分の安定性はどのように変化するであろうか。

以上の諸点について検討を行うため、振動台に設置した鋼製の箱の中に十分に締め固めた部分とゆるぎの部分をもち飽和砂層を作り、振動を与えてゆるぎの部分を液状化させ、締め固めた部分との境界付近の現象に注目して、その観察と計測を行った。本報告では、この実験結果を提示するとともに、この結果に基づいて締め固めによる地盤改良の技術的課題に対する考察を行う。

2. 振動台試験

2.1 試験概要

本研究の目的のために著者らが初めて振動台試験を実施したのは、1974年のことである。その後、ほぼ同様の振動台試験を機会あるごとに積み重ね、現在に至っている。その間に行われた試験の数は10以上にのぼる。これらの試験の結果、砂層の挙動に関してはほぼ再現性のある結果が得られた。ただし、砂層の作成方法、間隙水圧等の計測の精度等は、試験の実施ごとに少しずつ改善

されてきており、最後に実施した試験が最も満足のいくものとなっている。そこで、本報告においては、この試験を中心として報告することとする。

試験には、振動台上に設置した高さ1.5 m、長さ5 m、奥行1.5 mの鋼製の箱を用いた。この箱の長さ方向の中央に仮仕切りを設置し、片側にはゆるぎの砂層、他の側には締め固めた砂層を作り、仮仕切りを引き抜いて両部分が連続した砂層とした。

これらの砂層が相互に及ぼし合う影響について検討するためには、あらかじめそれぞれの砂層単体としての液状化に関する特性が明らかにされていなければならない。砂層単体としての特性を調べるには、一般には、振動三軸試験等の要素試験が行われることが多い。しかし、振動三軸試験等の要素試験においては、振動台試験における拘束圧力のように小さな拘束圧力の下で試験を実施することが困難である。砂の特性は拘束圧力に依存することが多いので、このような要素試験は、本研究にとっては適当ではない。そこで、本報告で報告する試験とは別に、全層ゆるぎめ、全層締め固めの砂層をそれぞれ作成して振動試験を実施し、これらの試験結果に基づいて、それぞれの砂層単体としての液状化特性をとらえることとした。

2.2 振動台

試験に用いた振動台は、電磁力により駆動される。この駆動方式は、通常、動電型駆動方式と呼ばれる。この駆動方式の振動台は、油圧駆動方式のそれに比べて、広い振動数範囲において振動波形にひずみが含まれない点ですぐれている。現在、港湾技術研究所においては、動電型駆動方式の振動台を二機所有しているが、本試験に用いたものは、地震波形振動試験装置と呼ばれている振動台である。

この振動台の加振方向は水平一方向であり、この加振方向を長手方向として、既に述べたように、長さ5 m、高さ1.5 m、奥行1.5 mの鋼製の箱が振動台に設置されている。この箱の側面のうち、長手方向に平行な一側面は強化ガラス板となっており、これにより、箱の内部の砂層の挙動が観察できるようになっている。以後、この箱のことを振動箱と書く。また、振動箱の強化ガラス板の側面のことは、振動箱の前面と書く。

本振動台の仕様は、表-1に示すとおりである。

2.3 計測項目および計測器

(1) 計測項目

本研究では、既に述べたとおり、非改良部分の液状化に伴って改良部分に発生する過剰間隙水圧を明らかにすることが主要な目的の一つである。したがって、振動台

表-1 振動台の仕様

項目	性能
振動方向	水平1方向
最大加振力 (t・G)	1.2
最大可動部重量 (tf)	2.4
振動箱内のり (m)	長さ5×幅1.5×高さ1.5
最大変位 (cm)	±5
最大速度 (cm/秒)	1.5
最大加速度 (全載荷時, G)	0.5
振動波形	任意波形
振動数範囲 (Hz)	0.2~5.0

試験において計測する項目のうちでも、過剰間隙水圧の計測には最も重点を置いた。また、地盤の振動性状を把握するため、砂層の加速度を計測した。

これらの計測項目に加え、砂層の密度を把握するために、砂の重量と体積の計量、コーン貫入試験等を実施した。

(2) 計測器の配置

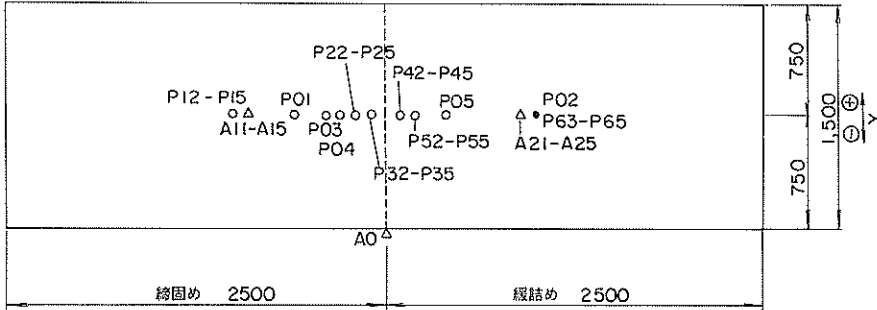
ゆるづめ及び締め固め部分の相互作用は、特に、両砂層の境界付近において著しいものと考えられる。したがって、計測器は、図-1に示すとおり、特に両砂層の境界付近において密となるように配置した。

(3) 計測器

間隙水圧計及び加速度計は、先に示したように、砂層中に設置している。この設置方法の詳細について以下に記すこととしたい。まず、間隙水圧計については、単位体積重量の調節のため、図-2(a)に示すような発泡スチロールを取り付け、その単位体積重量を飽和砂のそれに合わせた。また、間隙水圧計の位置を固定するため、テグスを用いて振動箱上部に渡したはりから図-2(b)に示すように間隙水圧計をつり下げ、テグスの下端は振動箱底面に固定した。ただし、テグスの張力は、砂層の振動に悪影響を及ぼさないように、ターンバックルにより調節した。

加速度計には、図-3に示すようなアクリル製の治具

平面図



断面図

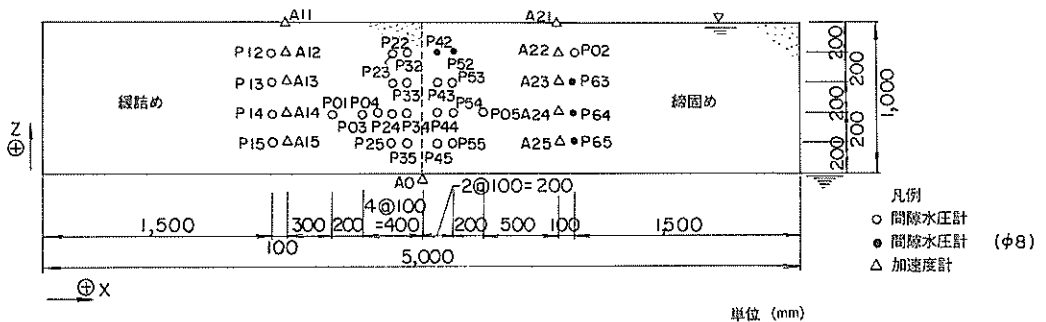
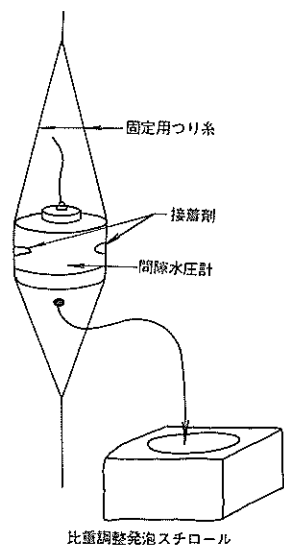
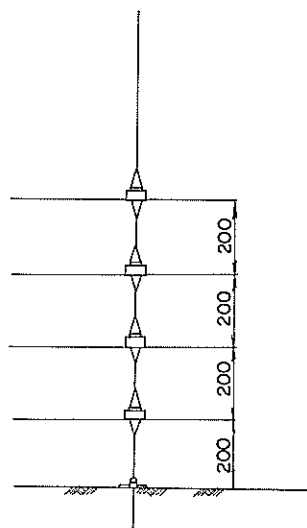


図-1 計測器配置図



(a) 詳細図



(b) 全体図

図-2 間隙水圧計設置要領

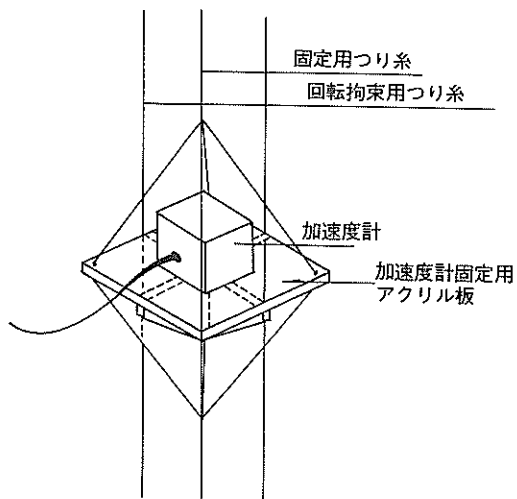


図-3 加速度計設置要領

を取り付け、これにより砂層と加速度計の振動が同一となることを期した。また、加速度計の設置においては、間隙水圧計と同様にテグスを用いた。また、加速度計の設置の最終段階として、ひずみ計を用い、微調整を行って加速度計の水平性を確保した。加速度計については、砂層完成後に、振動箱に渡したはりからつるしたテグスを切断し、テグスが与える影響を最小限とすることを期し

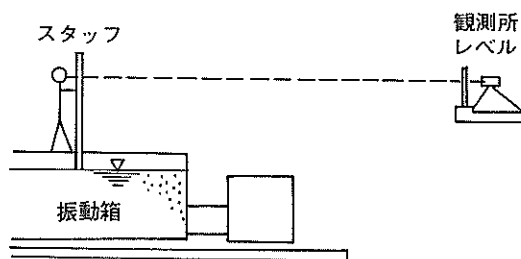


図-4 砂層表面高さ測定方法

た。

砂層の表面の高さは、図-4に示すように、スタッフを砂層表面に立て、これをトランシットで視準することにより測定した。砂層表面の測定位置には、アクリル板とピンからなる標的を設置した。測定位置は、30 cm × 30 cm の格子点とした。

計測には、この他、ロードセル、静的コーン貫入試験装置を用いた。計測に用いた計測器の仕様は、表-2に示すとおりである。

(4) 計測器の検定

測定に用いた計測器の検定は、以下のとおり慎重に行った。まず、間隙水圧計については、あらかじめ振動箱に約 1.2 m の深さに水をはっておき、この中で間隙水圧

表-2 計測器の仕様

種類	測定形式	定格容量	大きさ (mm)	重さ (gf)	感度一定振 動数範囲(Hz)	測点記号
加 速 度 計	ひずみゲージ式	± 2 G	56×61×27	200	0 - 90	A 0
	ひずみゲージ式	± 2 G	30×27×22	60	0 - 56	A11, A21
	ひずみゲージ式	± 2 G	20×14×14	25	0 - 60	A12, A13, A14, A15
	ひずみゲージ式	± 2 G	24×18×18	40	0 - 60	A22, A23, A24, A25
間 隙 水 圧 計	ひずみゲージ式	0.5 kgf/cm ²	φ30, t=21	170	0 ~ 3,000	P15, P25, P45, P55, P14 P24, P44, P54, P 01, P 02 P13, P23, P43, P12, P22
	ひずみゲージ式	0.5 kgf/cm ²	φ40, t=30	170	0 ~ 3,000	P35, P34, P 03, P 04, P 05 P33, P53, P32
	半導体式	0.5 kgf/cm ²	φ 8, t = 5	1	0 ~ 500	P65, P63, P52
	半導体式	0.5 kgf/cm ²	φ 12, t = 6	2	0 ~ 500	P64, P42
ロードセル	ひずみゲージ式	1 tf	φ68, t = 143	2,700	—	
コーン貫入 試験器	ポータブル型；単管式（鉄研I型コーン） 使用コーン；先端角30°；底面積3.23 cm ² ；逆テーパ付きコーン					

計の位置を変化させることにより行った。検定の結果は、直線性及びヒステリシスの有無について検討し、計測の対象範囲においては±1%以内の誤差となることを確認した。ただし、図-1において●印で示す測点に用いた間隙水圧計は、その他の間隙水圧計のメーカーとは異なるメーカー製のもので、ときに大きなドリフトを示すことがあった。

他方、加速度計については、傾斜台を用い重力による検定を行った。間隙水圧計及び加速度計のいずれについても、実験前後の2回検定を行い、これらの計器の安定性の確認をした。

砂の計量のために用いたロードセルについては、重錘を用いて計6回の検定を行った。その結果には、標準偏差で約0.8%程度の較正係数のばらつきが見られた。このばらつきは、後に示す砂層の相対密度において約3.5%に相当するものである。

2.4 使用砂の物理的特性

振動台試験には、秋田港外港地区から採取した砂を用いた。砂を採取した場所は、図-5に×印で示している。×印で示した地域の地盤は、昭和53年頃に、付近の海底から浚渫した砂で埋立てて造成されたものである。なお、同地区一帯では、昭和58年（1983年）日本海中部地震において液状化が発生している。

同地点より採取した砂の細粒分含有率（粒径0.074 mm

以下の成分）は5%以下である。しかし、振動台試験に先立って、その細粒分を除去した。その理由は、以下に述べるように透水性の一様性を確保するためである。後に示すように振動台試験を行うにあたっては砂を水中に投入して砂層を作成する。試みに、細粒分を除去しないまま砂を水中に投入し、その分離状況を観察したところ、細粒分が分離して水平に広がる薄層を形成しやすいことがわかった。さらに、シリンダーを利用してこのような薄層が透水性に与える影響を調べたところ、その鉛直方向の透水係数は、細粒分の薄層が形成されない場合に比べ、1/10以下となることがわかった。これに対し、細粒分を除去した砂を用いた場合には、その鉛直方向の透水係数は常に一定値を示した。実験結果の解析に当たっては、あらかじめ砂層の透水係数が把握されていないが、このことを考慮し、細粒分を除去して実験を実施することとしたものである。

このような模型地盤に対し、実際の埋立地盤は、砂の細粒分を除去せずに砂を水中落下させて造成する。砂が水中を落下する過程では、ある程度分離は生ずるものと考えられる。したがって、埋立地盤の透水係数は、本試験で対象とする模型地盤と比較すれば一様とは言えず、現実の埋立地盤とは全く異なる地盤模型を用いた試験を行ったことになるのではないかと、この疑問も生じ得よう。しかし、液状化対策としての締め固めを行うことにより、

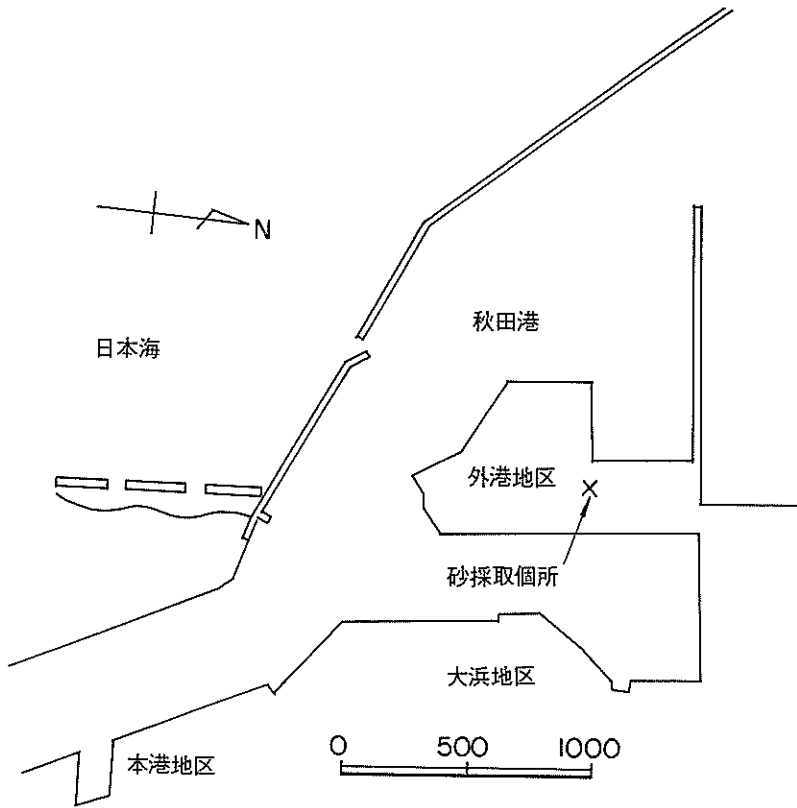


図-5 秋田港外港地区平面図及び砂採取箇所

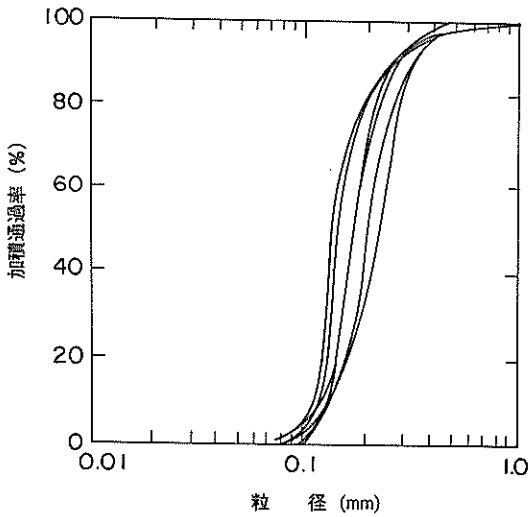


図-6 使用砂の粒径加積曲線

埋立地盤の細粒分の薄層は乱され、その結果、締め固めを行った地盤をマクロに見た場合には、その透水性はほぼ一樣になるものと考えられる。したがって、細粒分を除去した砂を用いて試験を実施したことは、問題はないと考えられる。

細粒分を除去した砂の粒径加積曲線は、図-6のとおりとなった。また、この砂の物理試験、透水試験の結果は、それぞれ、表-3及び図-7のとおりとなった。なお、最大密度・最小密度試験は、土質工学会「土質試験法」¹⁾によった。

2.5 砂層の作成

(1) 砂層の作成方法

振動台試験に当たっては、飽和砂層を以下の手順により作成した。

① 砂層の投入に先立って、振動箱の長手方向の中央に、上部を補強した厚さ2mmの鋼製の仮仕切りを設置した。同仕切りは、図-8に示すように計6か所におい

表-3 使用砂の物理試験結果

試験年月日	S59.10.18	S59.11.13	S59.11.13	S59.11.15	S59.11.15	S60.1.9	S60.1.29	平均	標準偏差	
比重 G_s	2.665	2.662	2.667	2.672	2.676	2.662	2.663	2.667	0.005	
粒度	礫	0.4	0.4	0.4	0.3	0.4	0.1	0.3	0.33	0.10
	砂	99.3	99.2	99.1	98.7	99.0	99.2	99.3	99.1	0.2
	シルト	0.3	0.4	0.5	1.0	0.6	0.7	0.4	0.56	0.2
D_{60} (mm)	0.14	0.18	0.23	0.18	0.21	0.15	0.18	0.181	0.03	
D_{10} (mm)	0.11	0.12	0.14	0.12	0.14	0.12	0.13	0.126	0.01	
均等係数 U_c	1.3	1.5	1.6	1.5	1.5	1.3	1.4	1.44	0.10	
e_{max}	1.346	1.355	1.349	1.342	1.361	1.375	1.341	1.353	0.011	
e_{min}	0.879	0.866	0.856	0.849	0.870	0.886	0.851	0.865	0.013	

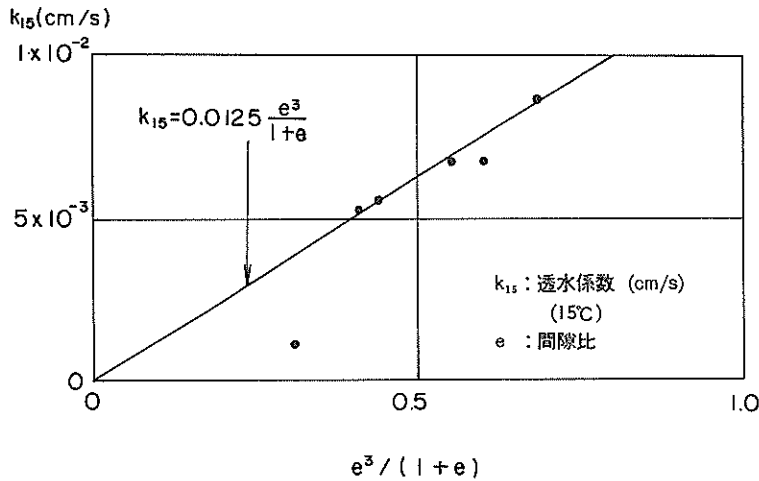


図-7 使用砂の透水係数

て角材にて保持した。保持する位置のうち、下側3か所は砂層作成の進行状況に合わせて随時上方へ移動させ、仮仕切りの水平位置及び鉛直性を確保した。

② 振動箱内にその底面から約35 cmの高さまで水を入れた。

③ 使用する砂をあらかじめ乾燥器を用いて乾燥し、このようにして得た乾燥砂をホッパー内に入れ、計量した。

④ 振動箱の上にホッパーをつらし、少量づつ連続的に砂を落下させ、振動箱内に約20 cmの砂層を作った。ホッパーの砂の投入口先端には、ふるいをとりつけ、さらに、この投入口先端を随時移動させ、砂ができるだけ均一に投入されるようにした。砂の投入口から水中に拡

散し堆積する砂の範囲は、かりに投入口の位置を一か所に保持した場合には、おおむね直径1.5 m程度の範囲であった。

⑤ ゆるづめ砂層の作成においては、可搬式の昇降台を振動台上部からつり下げ、砂層には乱れが生じないように計測器を設置した。

⑥ 締め固め砂層は、足ぶみにより締め固めを行って作成した。本報告に報告する試験より以前に行った試験においては、パイププレートを使用して締め固めを行っていた。しかし、パイププレートによる締め固めでは、仮仕切りを通じてゆるづめ砂層の均一性を乱す恐れがあった。また、計測器の近傍では、計測器の損傷に注意を払わねばならず、このことに注意を払いすぎて、十分に締め固

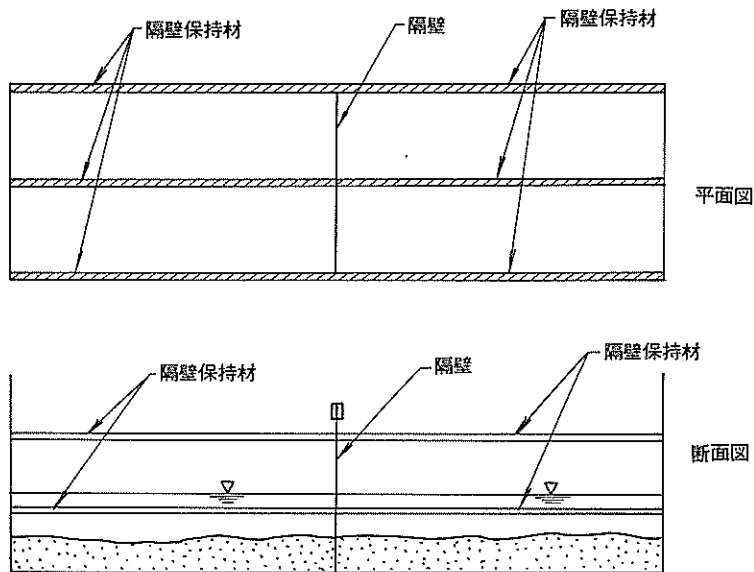


図-8 隔壁及び隔壁保持の概念図

めができない恐れもあった。このため、本報告に報告する試験では、足ぶみにより締め固めを行うこととしたものである。

当初足ぶみにより液状化対策として十分な締め固め度が得られるか否かについてはやや不安があった。そこで、長さ2m、高さ0.6m、奥行0.6mの小型の土槽を用い、予備的な検討を行った。その結果、足ぶみ1回で相対密度75%、3回では85%、5回では相対密度が90~95%に達することがわかり、このことから、足ぶみを5回程度行えば液状化対策としての締め固めとしては十分な締め固め度が得られることがわかった。そこで、砂層の締め固めにおいては、足ぶみを5回行うこととした。特に、計測器の周囲及び仮仕切り付近の砂層については、できるだけ均一な締め固めが行えるように注意を払った。

⑦ ②~⑥の手順を繰り返し、層厚100cmの砂層を作成した。

⑧ 水量を調節し、水面を砂層表面と一致させた。

⑨ 仮仕切りを保持していた角材を取り除き、仮仕切り付近の砂層を乱さないように注意しつつ、チェーンブロックを用いて仮仕切りを静かに引き上げた。仮仕切りの厚さは先に述べたように2mmあるが、仮仕切りの引き上げに伴う砂層の乱れは観察されなかった。

⑩ 砂層表面の標高を30cm角の格子点で計測し砂層の体積を求めた。さらに、投入した砂の重量と砂の体積

からゆるづめ及び締め固め砂層のそれぞれについて平均単位体積重量を求めた。

① 静的コーン貫入試験を実施し、砂層の密度の同一性を確認した。

(2) 作成した砂層の密度

砂層の体積及び重量から求めた砂層の密度は、表-4に示すとおりとなった。また、静的コーン貫入試験の結果は、図-9に示すとおりとなった。同図において、締め固め部分の深さ30cm以深においては、コーン貫入に要する人力のほぼ限界に近い貫入抵抗値を示しており、このことから、この深さ以深の貫入抵抗値は信頼度が落ちると判断される。このことをふまえて図-9をながめれば、貫入抵抗値は、ゆるづめ部分及び締め固め部分のいずれにおいても、深さ方向にほぼ直線的に増加していると判断される。一般に、砂の密度が一定であれば貫入抵抗値は深さに比例する。この逆は必ずしも成り立たないが、図-9の傾向からみて、少なくとも局部的に著しく密またはゆるい部分はないと判断される。

表-4 砂層の密度(加振前)

砂層	単位体積重量	間隙比	相対密度(%)
ゆるづめ	1.743 gf/cm ³	1.241	23
締め固め	1.852 gf/cm ³	0.954	84

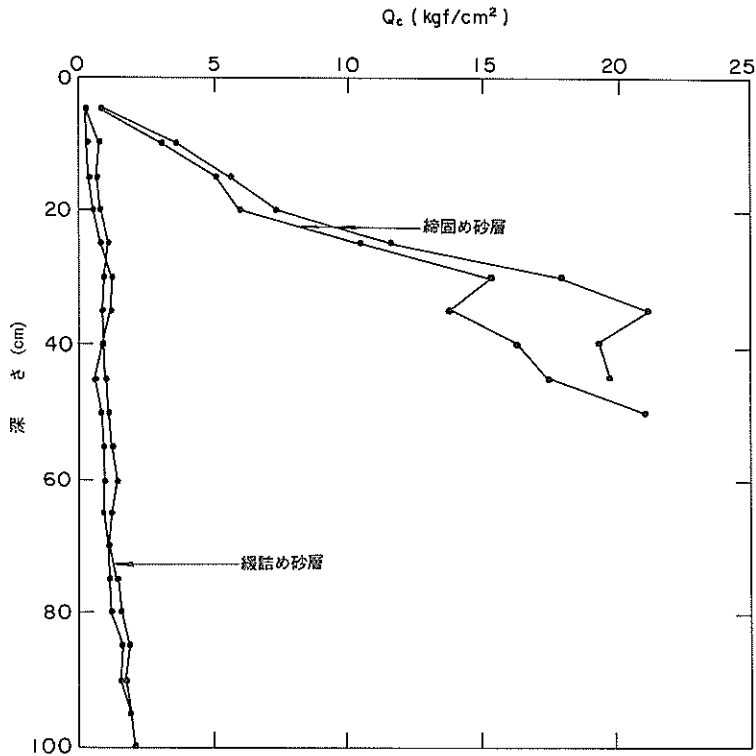


図-9 静的コーン貫入試験結果

2.6 加振方法

振動台試験においては、前節に示した手順により作成した砂層に周期 10 Hz の正弦波を加えた。振動の波数は 20 波とした。振動の加速度振幅は段階的に変化させた。各段階においては、20 波の振動終了後、過剰間隙水圧が完全に消散するまで間隙水圧等の計測を続け、完全に消散したことを確認してから、次の段階に進んだ。

第一段階の振動台の加速度振幅は、47 Gal とし、以後の段階では、120 Gal 及び 206 Gal とした。これらの加速度レベルを設定するに当たっては、後に説明するようにあらかじめ全層ゆるづめ、及び全層締め固めの砂層の振動実験を実施し、その結果を参考とした。45 Gal では、ゆるづめの砂層内で過剰間隙水圧の発生はあるが有効上載圧力には達しない状態、120 Gal では、ゆるづめ砂層内で、20 波めの加振において、過剰間隙水圧が有効上載圧力にちょうど等しくなる状態、206 Gal では、ゆるづめ砂層で、20 波より相当に小さい波数で過剰間隙水圧が有効上載圧力に等しくなる状態を発生させることをねらった。ただし、いずれの加速度レベルにおいても、締め固め砂

層単独では過剰間隙水圧の発生が無視できる程度となるように、最大の加振レベルは 206 Gal とどめた。

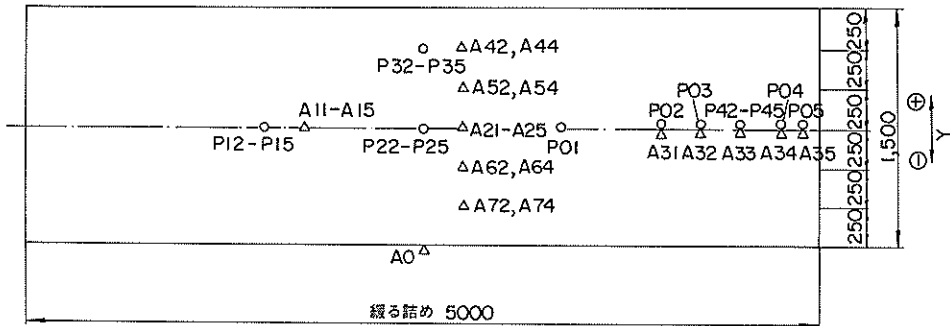
2.7 使用砂の液状化特性に関する予備実験

本報告で報告する試験とは別に、既に述べたように、全層ゆるづめ及び全層締め固めの砂層をそれぞれ作成して振動台試験を実施し、両砂層単体としての液状化特性を調べた。調査した液状化特性は、過剰間隙水圧の上昇と消散に関するものであり、具体的には、①与えられた振動台加速度の下で各砂層単体で発生する過剰間隙水圧、及び②振動台停止後の過剰間隙水圧の消散速度である。用いた振動台、計測器、使用砂、加振波形等は、これまでに述べたものに準じた。計測器の配置は、全層ゆるづめ及び全層締め固めの両砂層とも図-10のとおりとした。

(1) 過剰間隙水圧の上昇特性

全層ゆるづめ砂層の中央部において得られた加速度及び過剰間隙水圧比（過剰間隙水圧を有効上載圧力で割った値）の時刻歴は図-11に示すとおりであった。各加振段階ごとの最大加速度は、図-12に示すとおりとなり、これに対応して発生した過剰間隙水圧は、図-13に示す

平面図



断面図

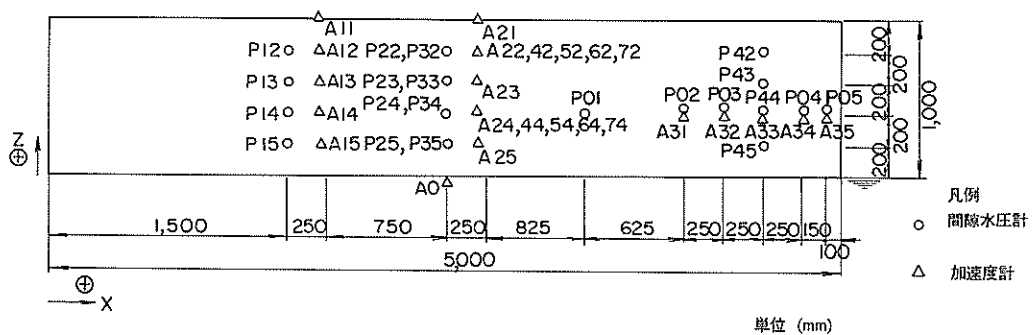


図-10 全層緩詰め及び全層締め固め砂層の計測器配置図

とおりとなった。なお、各加振直前の平均的相対密度は同図中に示した。また、砂層内の最大過剰間隙水圧の水平分布は、図-14に示すとおりとなった。これらの結果に対し、全層締め固め砂層の結果は、図-15～18に示すとおりとなった。なお、全層締め固め砂層においては、振動台加速度が300 Gal未満の場合には、過剰間隙水圧の上昇は無視しうる程度であった。

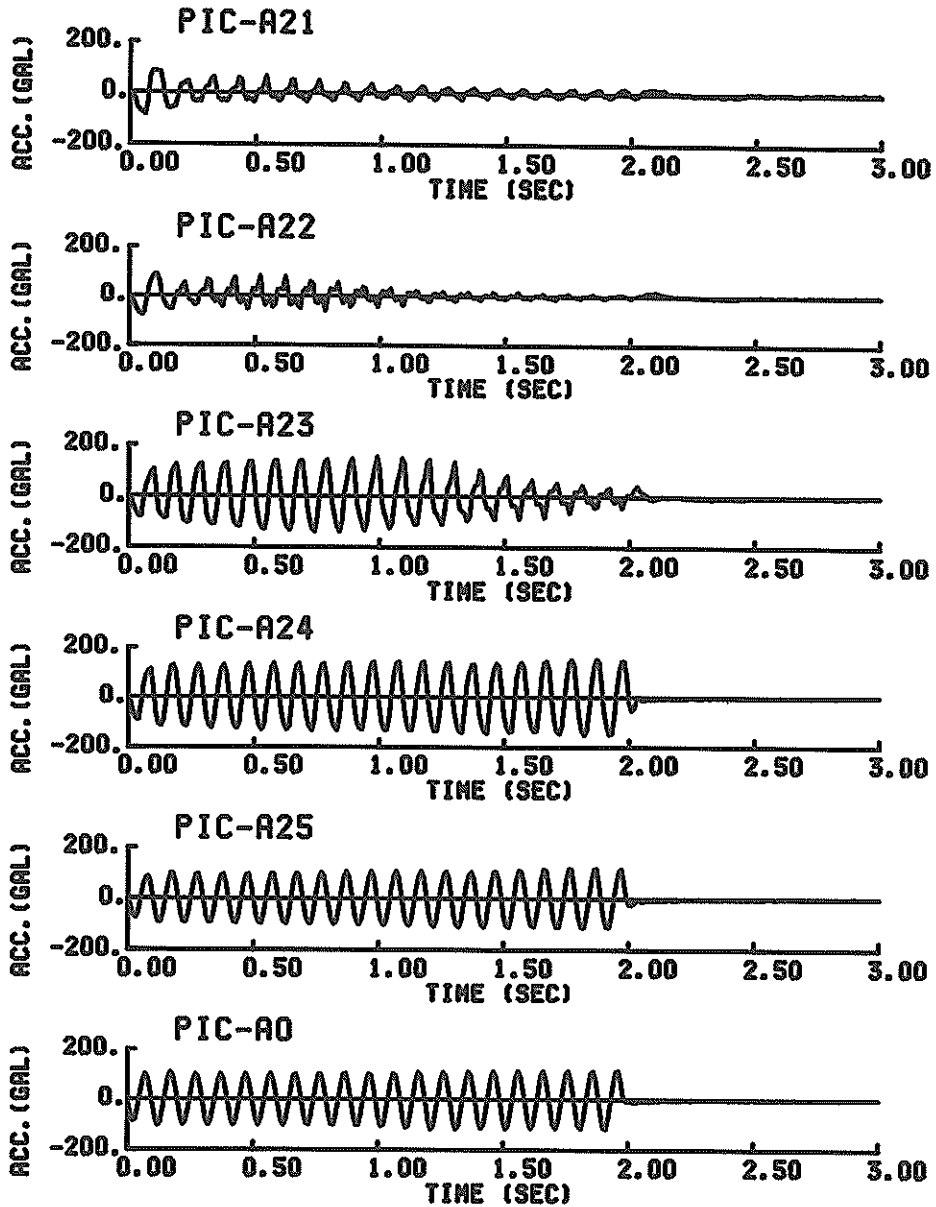
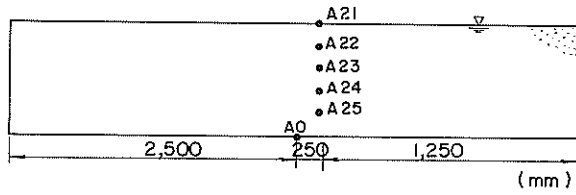
これらの結果に基づいて2.6に示した加振条件を設定した。

(2) 過剰間隙水圧の消散特性

振動停止後の過剰間隙水圧の消散過程の特徴をおおまかにとらえるため、代表として砂層中央の深さ60 cmの位置で計測した過剰間隙水圧に注目したところ、その結果は、図-19に示すとおりとなった。同図より、過剰間隙水圧の消散過程は、片対数軸上で直線で表しうると判断される。一般に、圧密現象における過剰間隙水圧の消散過程もこのような傾向を持つことが知られている。し

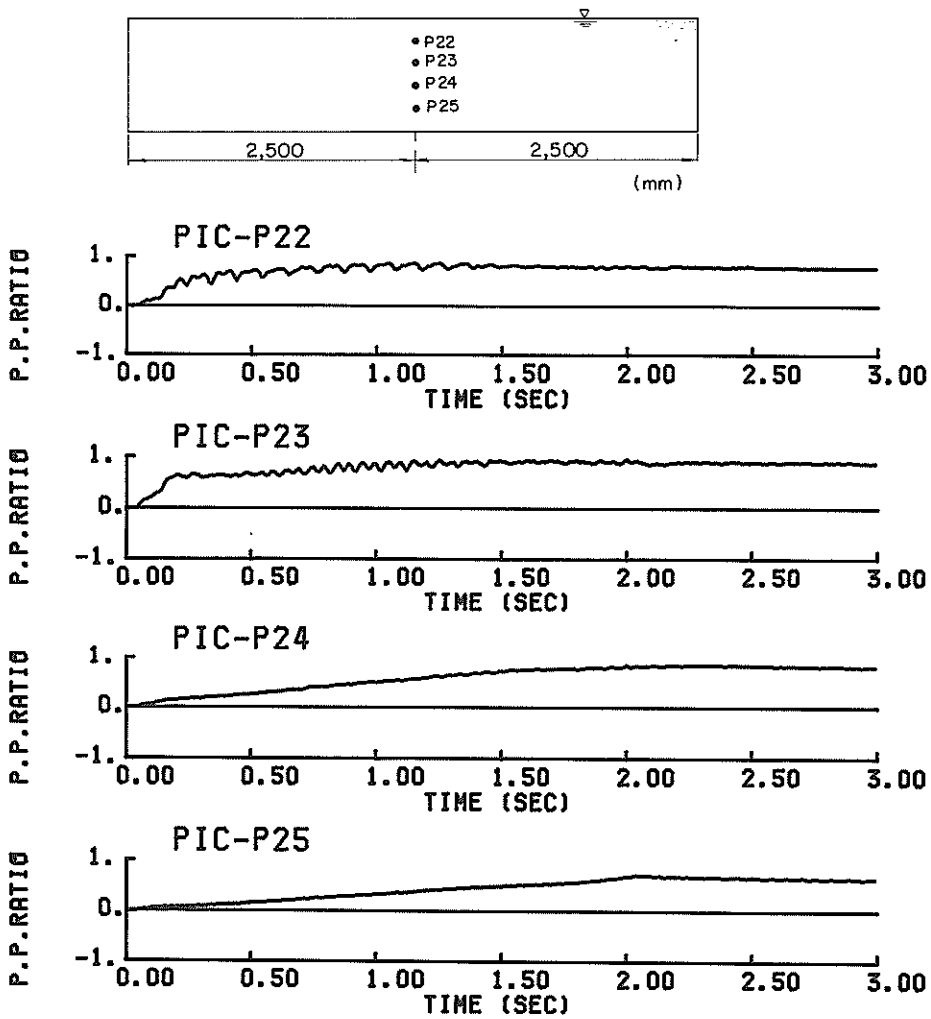
かも、飽和粘土も飽和砂も、粒子骨格と間隙水から構成されているという点では、同じである。したがって、飽和砂層における過剰間隙水圧の消散の機構は、圧密の機構と同様であると考えられる。

このことから、ゆるづめ及び締め固め砂層が隣接する場合に発生する現象も、圧密の機構を考慮した解析が必要であると考えられる。このような解析のためには、圧密に関する定数をあらかじめ求めておく必要がある。圧密に関する定数には、透水係数及び体積圧縮係数がある。このうち、透水係数は、砂層の間隙比と水温から図-7に示す回帰式を用いて求めることができる。ただし、過剰間隙水圧が有効上載圧力に近づき、導水勾配が大きくなるにつれて、砂層中の浸透流は層流から乱流に変わると考えられるので、これに応じて透水係数は低下すると考えられる。しかし、ここでは、単純化して考え、透水係数は、導水勾配に依存しない一定値として取り扱った。この条件の下で、図-19に示す実験結果から、見かけの



(a) 加速度

図-11 全層緩詰め砂層の中央部における加速度及び過剰間隙水圧の例



(b) 過剰間隙水圧比

図-11 全層緩詰め砂層の中央部における加速度及び過剰間隙水圧の例 (つづき)

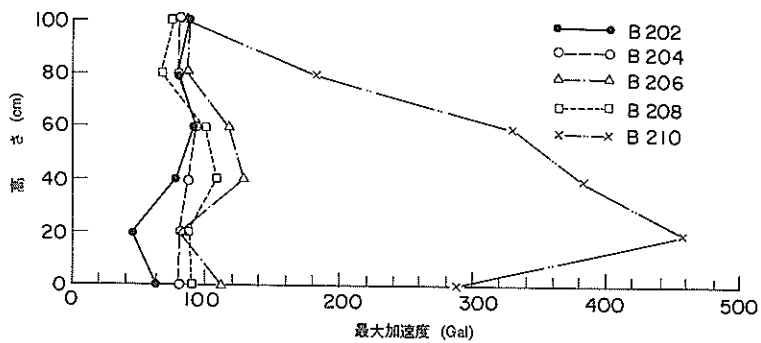


図-12 全層緩詰め砂層の中央部における最大加速度

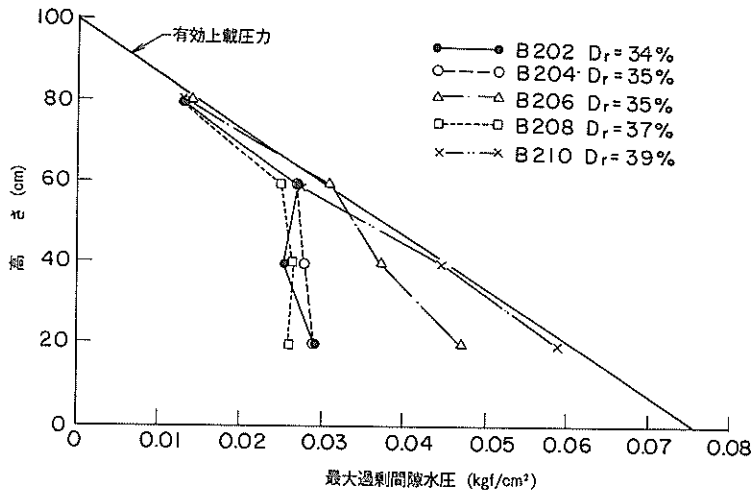


図-13 全層緩詰め砂層の中央部における最大過剰間隙水圧

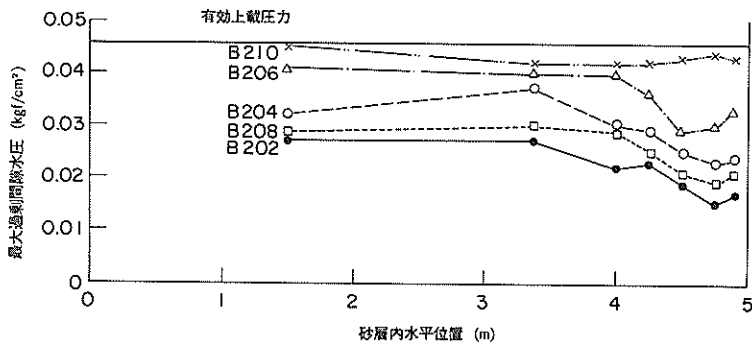
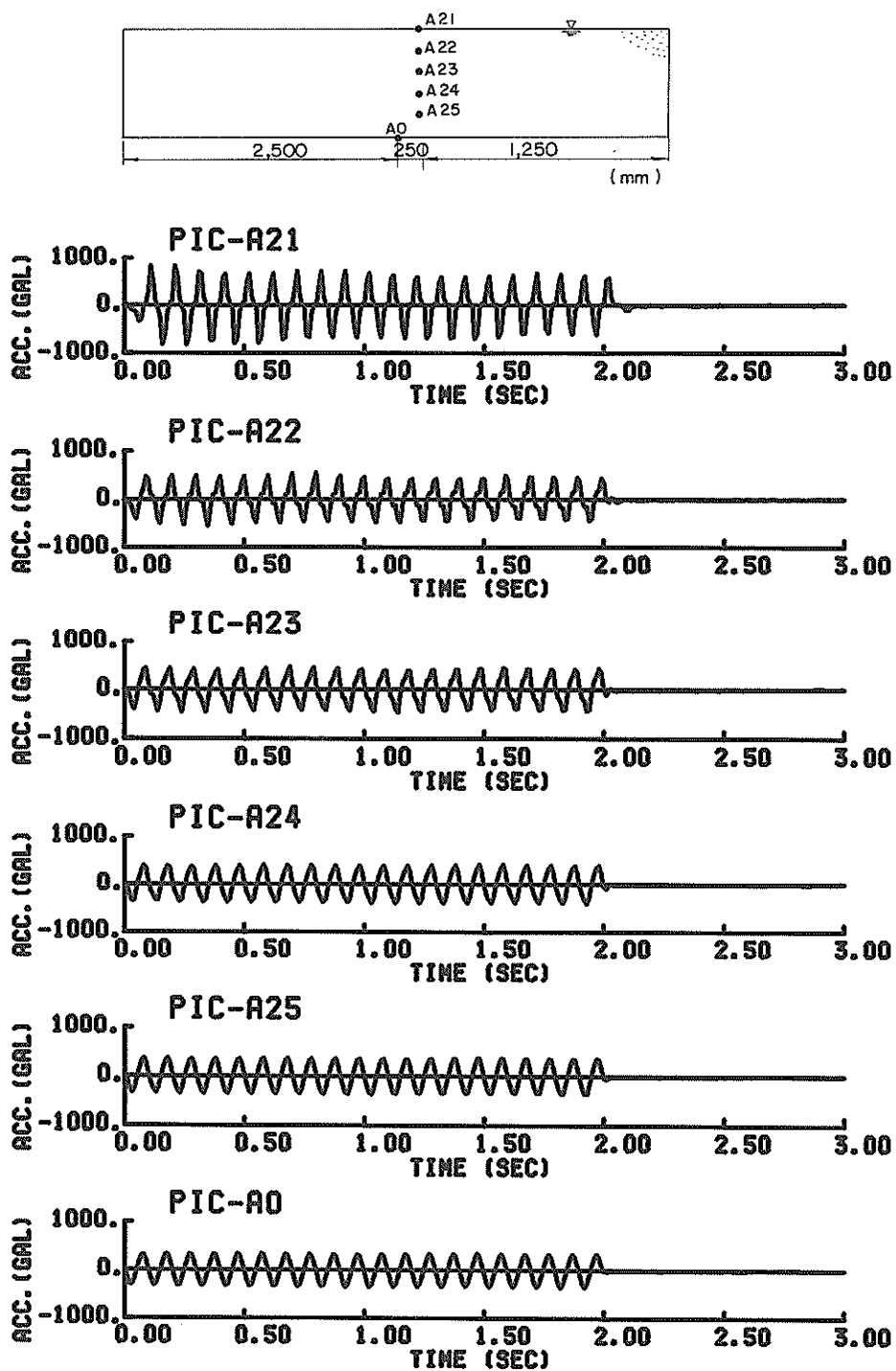


図-14 全層緩詰め砂層の深さ60cmにおける最大過剰間隙水圧の分布

体積圧縮係数を求めた。その結果、図-19において、 m_v の記号で示す値が得られた。同図に示すように、ゆるづめ砂層において最大過剰間隙水圧比が1.0となった場合(B210)には、1.0未満の場合に比べて、見かけの体積圧縮係数が相当に大きいことが特徴的である。このことは、吉見らによっても指摘されている²⁾

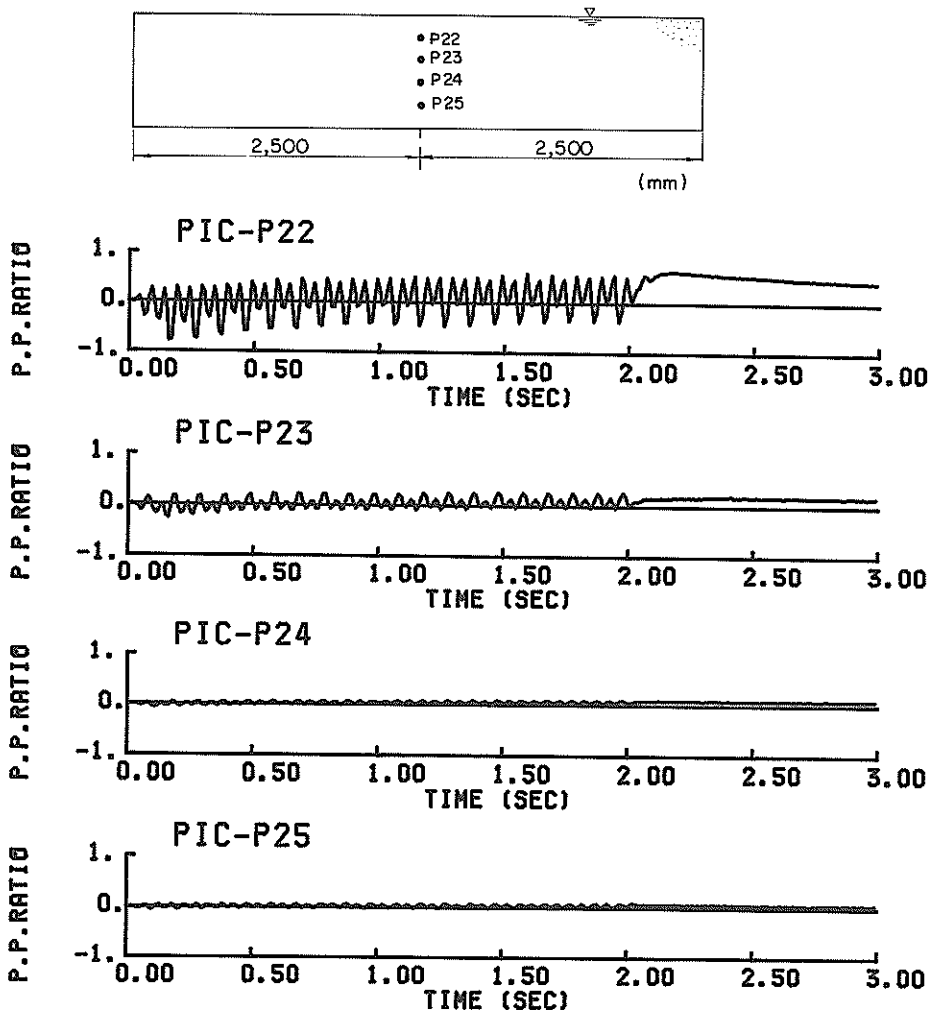
これらの結果は、砂層内の過剰間隙水圧の初期値が深さに比例すると仮定して得たものである。この仮定は、ゆるづめ砂層については、図-13に示す結果から見て、おおむね妥当であると考えられる。しかし、締め固め砂層については、図-17に示す結果から見て、必ずしも妥

当とは言えない。そこで、締め固め砂層については、あらためて、図-17に示す結果に合わせて初期条件を与え、体積圧縮係数を求めなおした。その結果、締め固め砂層の体積圧縮係数は、 $m_v = 0.02 \text{ cm}^2/\text{kgf}$ と求められた。この結果は、図-19に示す結果と若干異なるものとなったが、この相違は、試行計算の実施の都合上生じた有効数字の取り入れ方の差異によって生じたものであり、両者には、ほとんど相違がないものと判断される。なお、この結果は、後に示す実験結果の解析において用いることとする。



(a) 加速度

図-15 全層締め固めの砂層の中央部における加速度及び過剰間隙水圧の例



(b) 過剰間隙水圧比

図-15 全層締め固めの砂層の中央部における加速度及び過剰間隙水圧の例 (つづき)

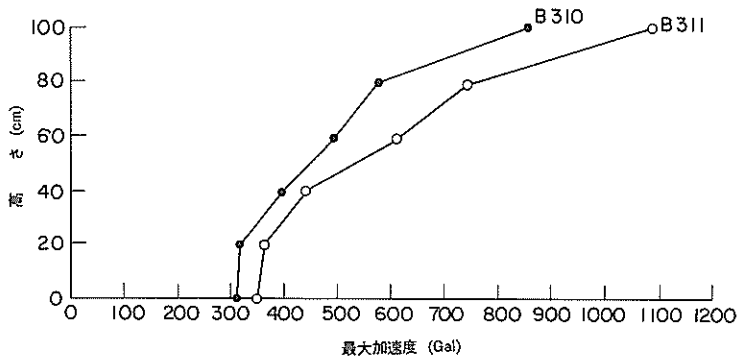


図-16 全層締め固め砂層の中央部における最大加速度

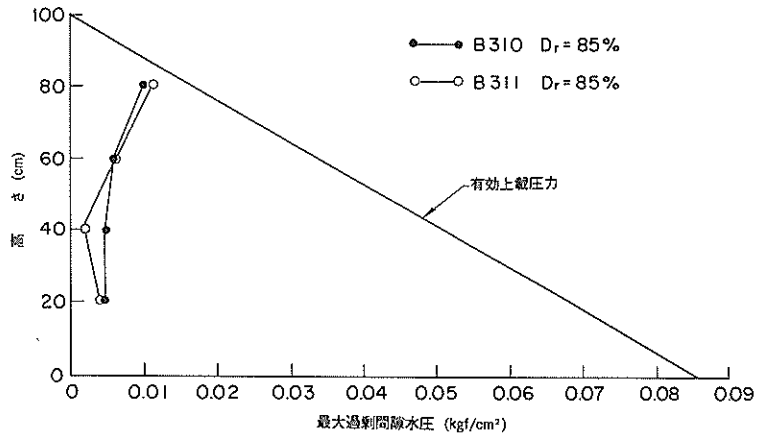


図-17 全層締め固め砂層の中央部における最大過剰間隙水圧

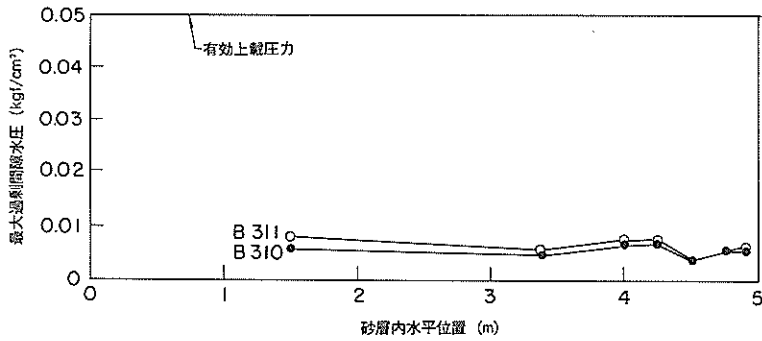


図-18 全層締め固め砂層の深さ60cmにおける最大過剰間隙水圧の分布

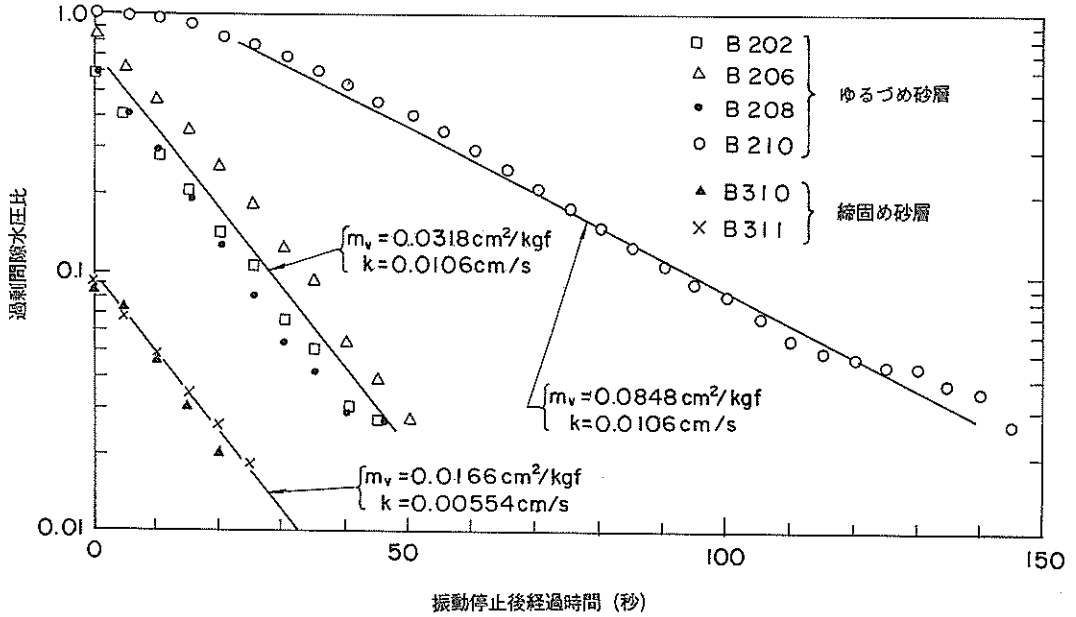


図-19 砂層中央（深さ60cm）における過剰間隙水圧の消散過程

3. 試験結果

3.1 試験結果概要

ゆるづめ及び締め固め砂層を隣接させた砂層を加振したところ、次のような結果が得られた。まず、振動台加速度 47 Gal で砂層を加振したところ、ゆるづめの砂層では過剰間隙水圧がやや上昇し、これに応じて締め固めた砂層中にもゆるづめ砂層におけるものよりもやや小さい過剰間隙水圧の上昇が見られた。その上昇は特に境界付近において著しかった。次に、振動台加速度 120 Gal で加振したところ、ゆるづめの砂層ではちょうど 20 波めの加振において、過剰間隙水圧が有効上載圧力の値にほぼ達した。これに応じて、締め固めた砂層中にも加振加速度 47 Gal のときよりもさらに大きい過剰間隙水圧の上昇が見られた。最後に、振動台加速度 206 Gal で加振したところ、ゆるづめ砂層では約 3 波めの加振において過剰間隙水圧が有効上載圧力の値にほぼ等しくなり、これに応じて締め固め砂層中にも加振加速度 120 Gal のときよりもさらに大きい過剰間隙水圧の上昇が見られた。

以上、加振中の挙動について述べたが、加振停止後には、次のような結果が得られた。まず、ゆるづめの砂層の過剰間隙水圧は、加振停止と同時に下降しはじめ、最終的には消失した。他方、締め固め砂層の過剰間隙水圧も、ゆるづめ砂層との境界付近では、これと同様の消散過程をたどった。しかし、締め固めた砂層のうちで境界からやや離れた部分の過剰間隙水圧は、振動台加速度が 120 Gal の場合には、これらの消散過程とは異なった挙動を示した。振動停止後、ゆるづめ砂層及び締め固めた砂層の境界付近では過剰間隙水圧が下降をはじめているにもかかわらず、締め固めた砂層のうちで境界からやや離れた部分では、振動停止後も過剰間隙水圧が上昇をつづけた。その後、この過剰間隙水圧は下降に転じ最終的には消失した。この興味深い現象は、後に 4.において詳述するように、締め固め砂層の境界に加えた過剰間隙水圧が同砂層内部に伝播するために有限の時間を要することを直接に示すものであると考えられる。

試験結果の概要は以上のとおりである。既に述べたように、本研究では、第一に、境界付近の砂層の安定性について、第二に、過剰間隙水圧の値について、明らかにすることを目的としている。以下に、これらの点をふまえて、試験結果を示すこととしたい。

3.2 境界付近の砂層の挙動

既に述べたように、締め固めによる地盤改良範囲を設定するに当たっては、ゆるい砂地盤の液状化が連鎖的に締め固め地盤にも及び、液状化発生範囲が締め固め地盤

に徐々に拡大していくか否かについて明らかにすることが重要である。ただし、もし締め固め砂層が連鎖的に液状化するとしても、液状化範囲が拡大していくためには、ある程度の時間はかかると考えられる。本報告でもおもに報告しようとしている試験では、既に述べたように、10 Hz、20 波の正弦波を用いてわずか 2 秒間の加振を行っているに過ぎないので、このような連鎖的な液状化が地震時に発生しないことを確認するためには、必ずしも満足すべき加振条件であるとは言えない恐れがある。これに対し、以前に実施した試験では、振動の継続時間を十分に長くし、ゆるづめ砂層の過剰間隙水圧が消散しつづいたことを確認した後に振動を停止しているのので、先に述べた点を明らかにするためには、この試験のほうが適当であると考えられる。そこで、本節においては、この試験の結果について述べることにしたい。なお、この試験の概要については、一部第 14 回地震工学研究発表会において発表している。³⁾

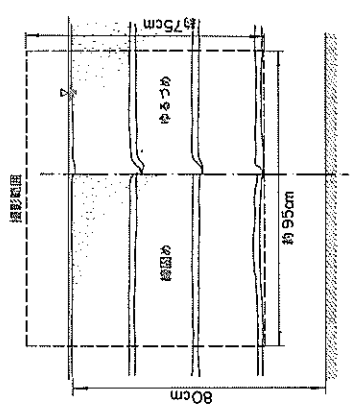
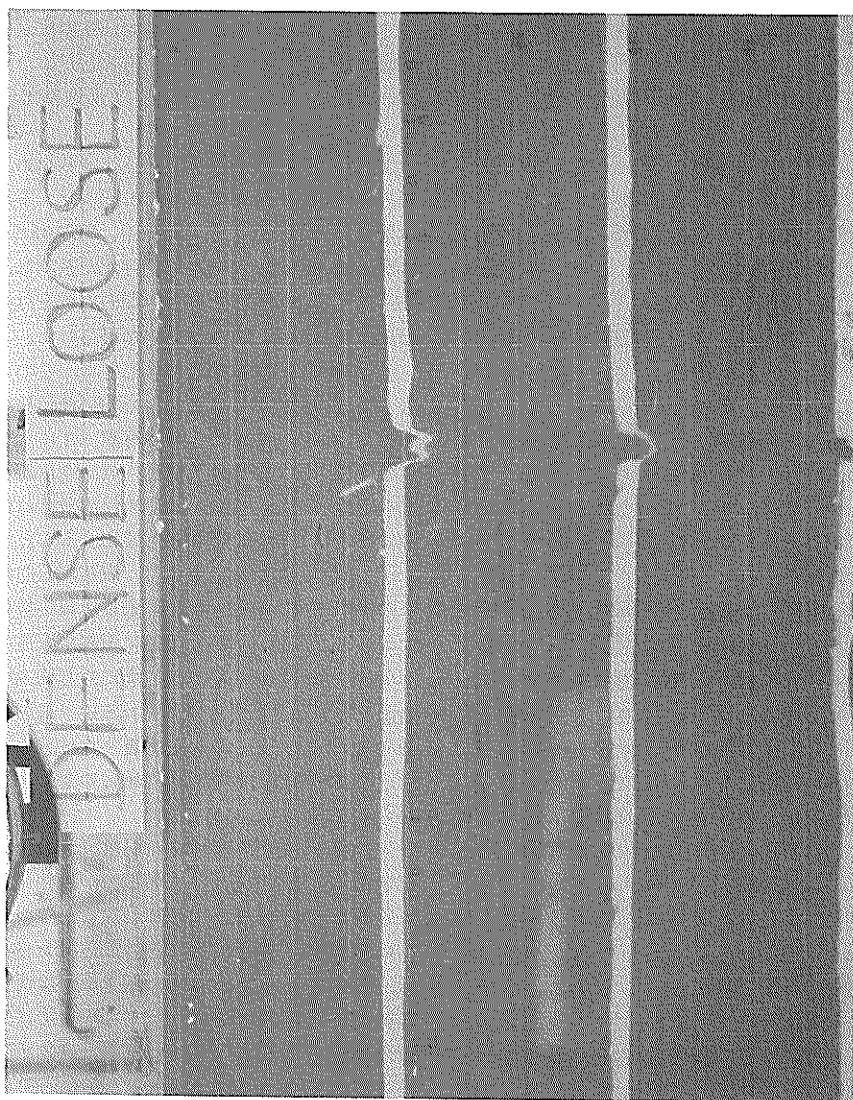
使用した砂は小名浜砂であり、ゆるづめ、締め固め砂層の間隙比は、それぞれ 0.786、0.537、また、単位体積重量は、それぞれ 1.94 gf/cm³、2.07 gf/cm³ であった。砂層の層厚は 80 cm とした。与えた振動は、3.2 Hz、227 Gal の正弦波であり、約 2 分間の加振を行った。この試験により、以下のような結果が得られた。

① ゆるづめ砂層が液状化しても、このことが引金となって締め固め砂層に連鎖反動的に液状化が発生することにはなかった。このことは、写真-1 に示すように、白色の砂を用いて振動箱前面に作成した白線が液状化した部分では消滅したが、締め固めた部分では白線がほぼそのまま残っていたことから確認することができた。

② 締め固め砂層のうちで、液状化したゆるづめ砂層に隣接する境界付近では、振動の振幅が特に大きくなっていることが観察された。特に振幅が大きくなっている部分は、境界下端を通り鉛直面に対し約 30° の傾きを持つ面と境界面とによって囲まれる逆三角形断面を持つ部分であった。このことは、写真-1 に示すように、境界付近の逆三角形断面部分の白線にやや乱れが生じたことから確認することができた。

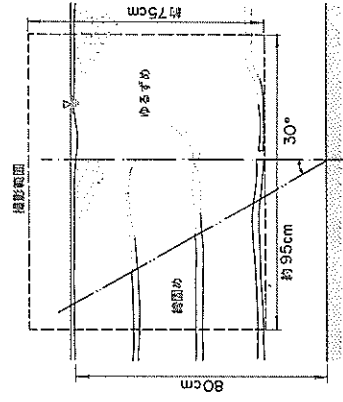
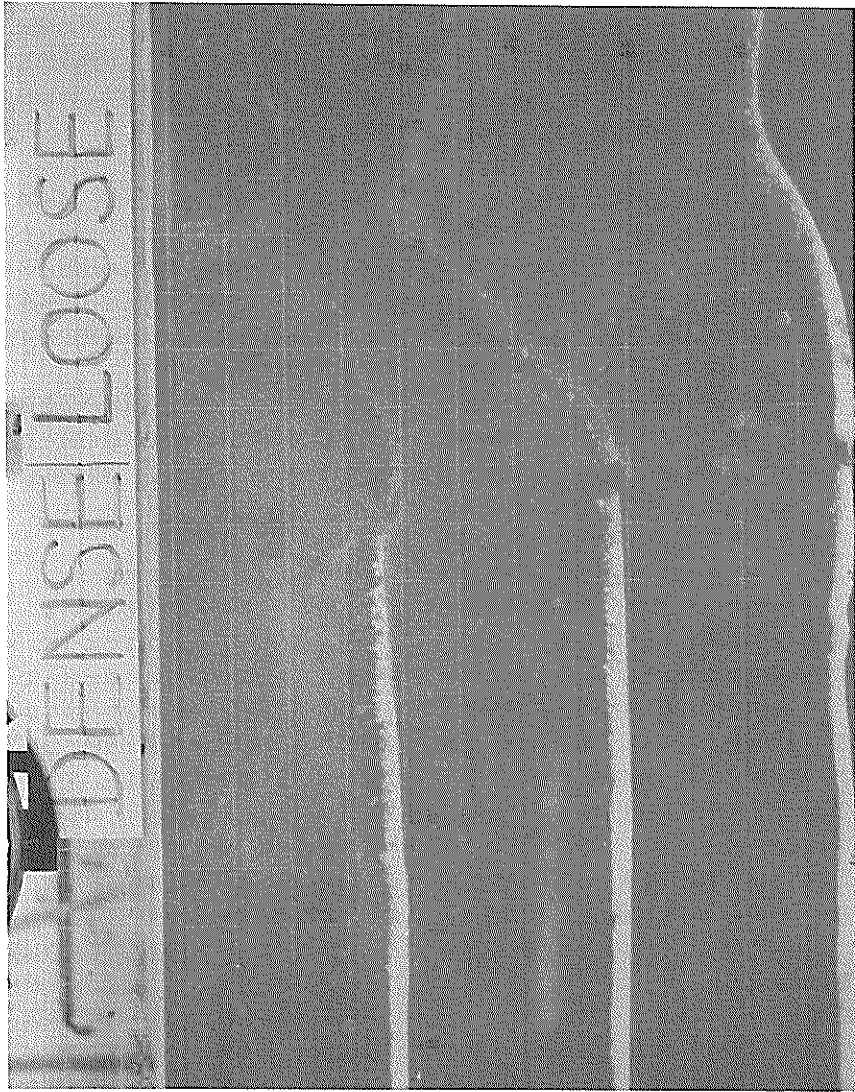
③ この逆三角形断面の部分は、おおむね常時の主働崩壊部分に相当するが、この部分が液状化しているゆるづめ部分へ崩壊していく現象は見られなかった。

以上の試験とは別に、加振の加速度レベルを特に高くし、締め固め砂層単独でも砂層上部が液状化する程度の振動を加えた実験も行った。この場合には、締め固め砂層のうち上記の逆三角形断面部分及び締め固め砂層上部は液状化に近い状態となった。しかし、液状化の範囲は、



(a) 振動前

写真-1 緩詰め及び締め固め砂層の境界付近の挙動



(b) 振動後

写真-1 線詰め及び締め固め砂層の境界付近の挙動 (つづき)

継続的な加振にもかかわらず連鎖反動的に拡大することはなかった。

これらの砂層の挙動は、砂層内に発生する過剰間隙水圧と密接な関係があると考えられる。そこで、次に、砂層中の過剰間隙水圧の計測結果を示すこととしたい。ここで、次節以後においては、3.1以前に述べた、本報告でもおもに報告する試験を対象として報告することとする。

3.3 過剰間隙水圧

(1) 過剰間隙水圧の時間的変化

各計測点において計測された過剰間隙水圧の時間的変化は図-20～22に示すとおりとなった。それぞれの図において、たて軸に示すPIC-P12等の記号は、図-1に示す計器番号に対応しており、各図の上半分、下半分に示す波形は、それぞれ締め固め砂層、ゆるづめ砂層内の過剰間隙水圧比を示している。加振時間は、既に述べたように、2秒間である。各図の(b)は、消散過程を中心に見るために、過剰間隙水圧比の軸を対数にとり、時間軸を圧縮して示したものである。

これらの結果から、3.1に述べた基本的傾向は直ちに理解される。なお、過剰間隙水圧の上昇・消散に関する定量的な検討は、4.において示すこととしたい。

(2) 過剰間隙水圧の水平分布

以上の結果は、計測された過剰間隙水圧を計測点ごとに時刻を追って示したものである。これに対し、過剰間隙水圧が、ゆるづめ・締め固め砂層の境界からの距離に応じてどのような分布となるかに重点を置いて試験結果を見ることも重要である。そこで、深さ60cmでの計測値をもとにして、計測精度が比較的良好二つのケース(加振加速度120Gal及び206Galのケース)について、試験結果を表示しなおした。これを、図-23、24に示す。ただし、同図を作成するに当たっては、図-20～22に見られる動的成分(加振振動数またはその2倍の振動数で周期的に変化する成分)は除去した。

図-23、24より、締め固め砂層においては、その境界付近において特に過剰間隙水圧の上昇が著しいことが理解される。また、締め固め砂層内で境界から離れた部分では、加振終了後もしばらくは、過剰間隙水圧が上昇することも理解される。

以上、本節においては、過剰間隙水圧について試験結果を示した。次に、これらの過剰間隙水圧に応じて、砂層の振動性状がどのように変化したかを見るため、加速度に関する試験結果を見ることとしたい。

3.4 加速度

砂層の振動性状をとらえるため、既に述べたように、加速度計を締め固め及びゆるづめ部分のそれぞれに、図

-1に示すように設置している。これらの加速度計により、図-25～27に示す計測結果が得られた。これらの結果を、図-20～22に示したPIC-P12～PIC-P15の過剰間隙水圧の時間的変化と対応して眺めると、次のことが理解される。ゆるづめ砂層においては、過剰間隙水圧の上昇に伴って砂層が軟弱化し、振動台による加振加速度が砂層上部まで伝播しにくくなる。これに対し、締め固め砂層においては、過剰間隙水圧の上昇に伴って、せん断ひずみが小さい瞬間には軟弱化した状態となるが、せん断ひずみの増加に伴って砂粒からなる骨格が体積膨張する傾向に起因する間隙水圧の低下が起り、これにより砂層は硬強度化する状態となる。周期的な振動に伴って、この二つの状態、すなわち、軟弱化した状態と硬強度化した状態とを交互に繰り返す。その結果、硬強度化した瞬間にスパイク状の大加速度が発生する。

次に、これらの振動の結果生じた砂層の沈下を示すこととしたい。

3.5 沈下

砂層を加振することによって、図-28に示すように、ゆるづめ砂層においては沈下が発生した。しかし、締め固め砂層においては、ゆるづめ砂層との境界部分が沈下したのみであり、沈下の発生はほぼ無視しう程度であった。各加振によるゆるづめ砂層の相対密度は、表-5のとおりに変化した。

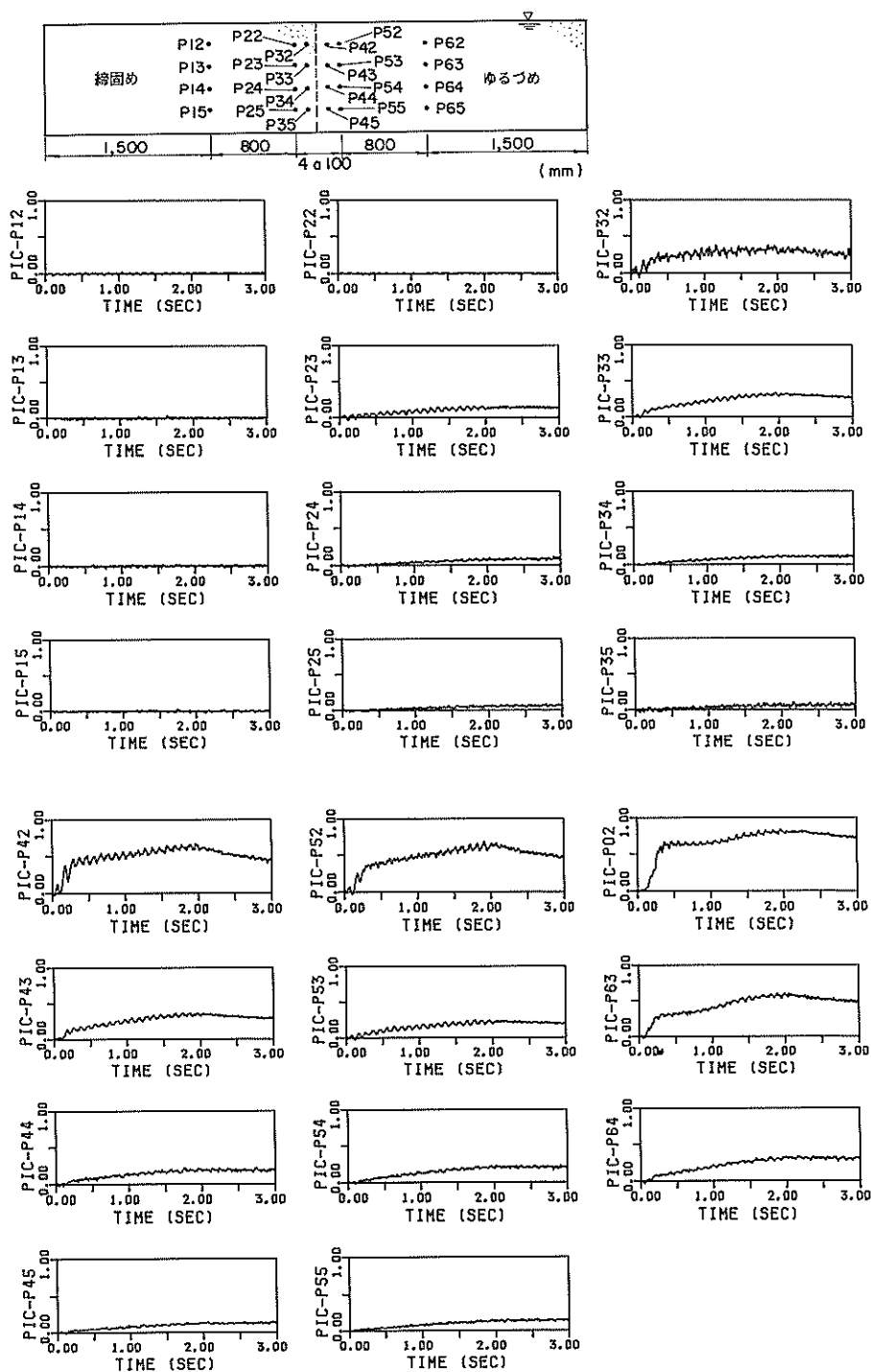
以上、本章においては、試験結果を客観的に示すにとどめ、その解釈等については最小限とした。次章において、これら試験結果について考察を加えることとしたい。

4. 試験結果の検討

4.1 締め固め部分の安定性

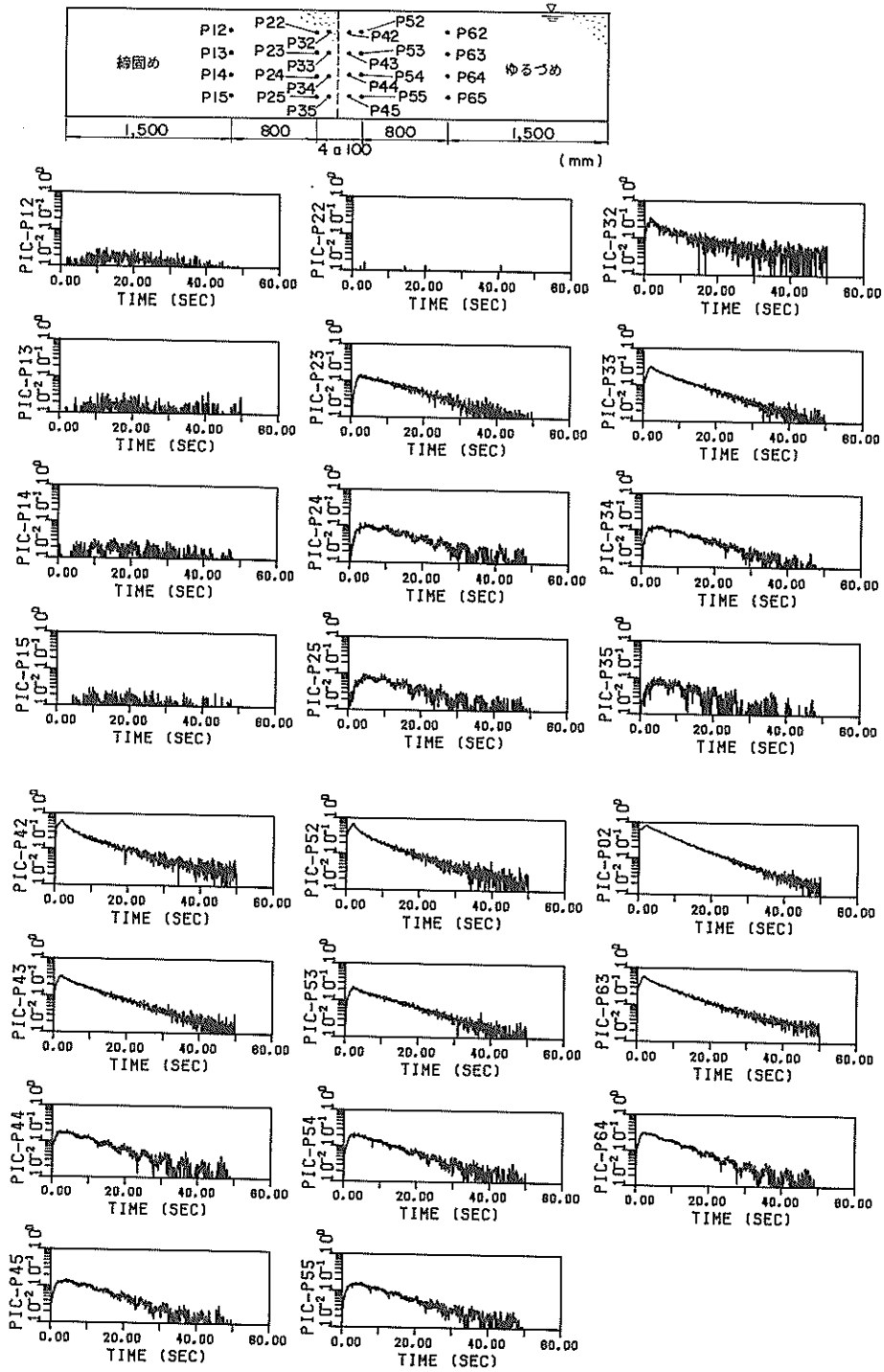
(1) 締め固め部分の液状化について

先に実験的に明らかにされたように、ゆるづめ部分が液状化しても、このことが引金となって、締め固め部分に連鎖的に液状化が発生することはなかった。締め固め部分がこのように安定を保つ機構については、おおむね次のとおりであると考えられる。まず、この機構について考察するに当たり、境界付近の砂粒子の挙動を想起することとし、これを単純化して描いたものを図-29に示す。同図の右側に示すゆるづめ砂層は、加振により液状化し、ゆるづめ砂層の砂粒子は水中に浮遊した状態となる。しかし、締め固めた砂層自身からは過剰間隙水圧はほとんど発生しないので、ゆるづめ、締め固め両部分の間隙水圧には差異が生ずる。これが原因となって、ゆるづめ部分から締め固め部分へ間隙水圧が浸透し、最終的には締め固め部分の表面へと排水される。この状態にお



(a) 上昇過程

図-20 加振加速度47Galにおける過剰間隙水圧比の時刻歴



(b) 上昇・消散過程

図-20 加振加速度 47 Gal における過剰間隙水圧比の時刻歴 (つづき)

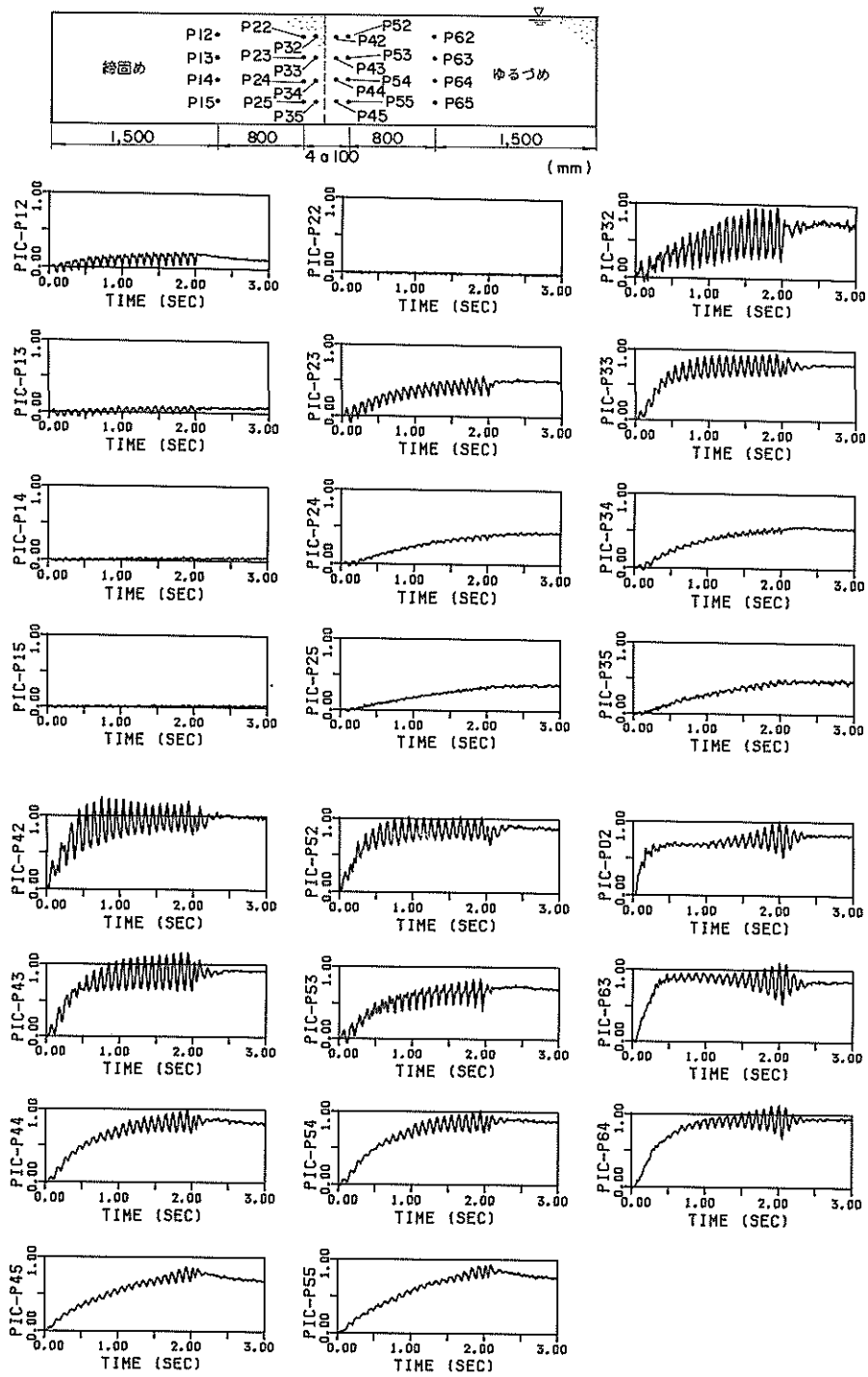
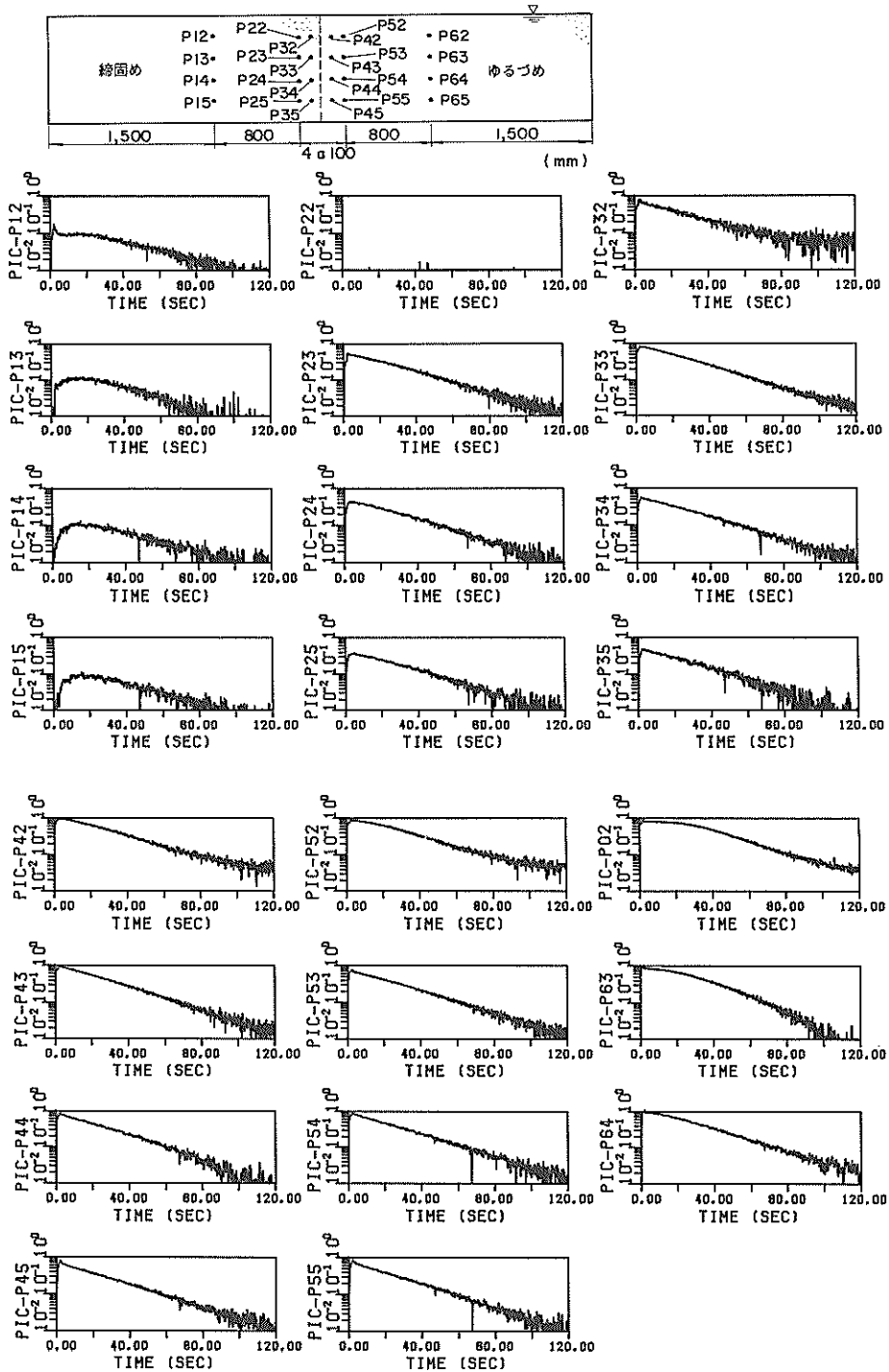
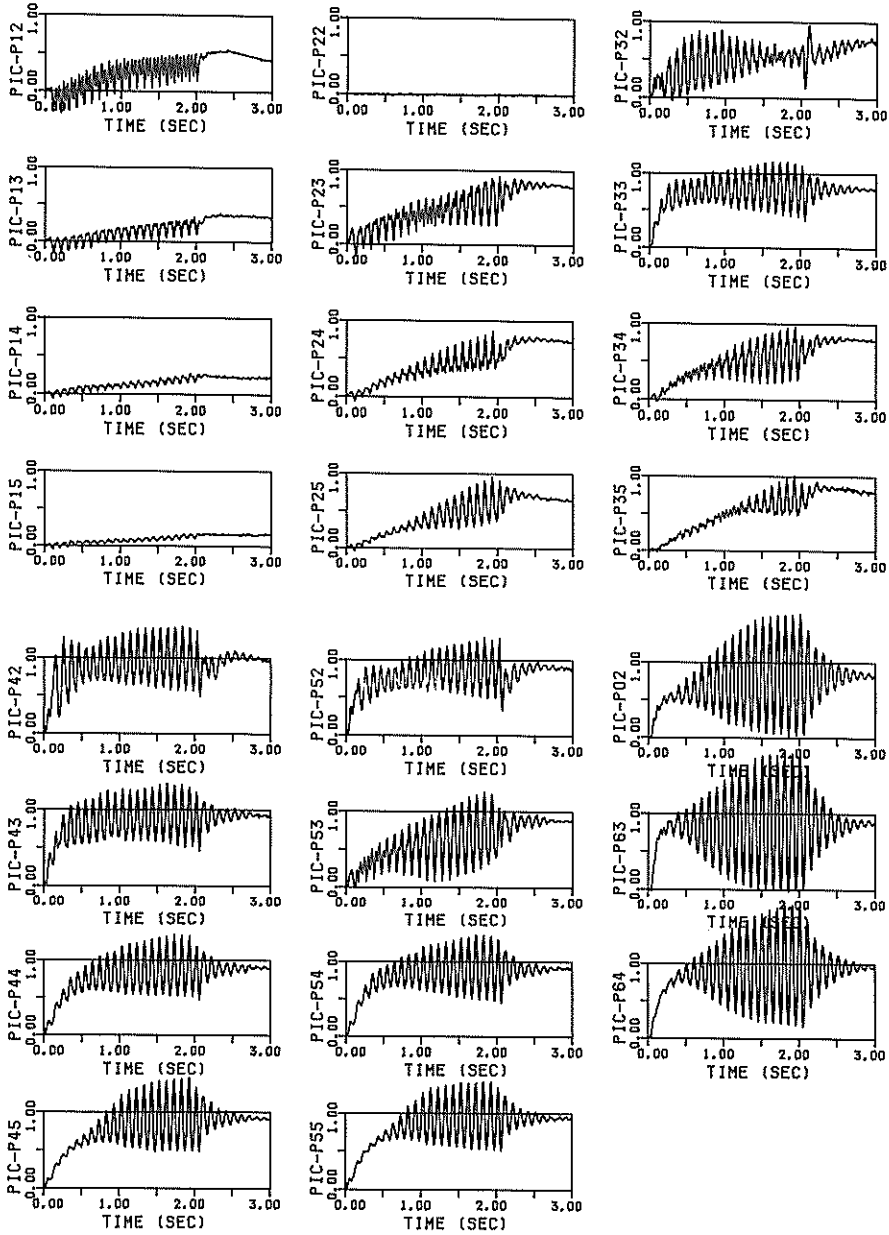
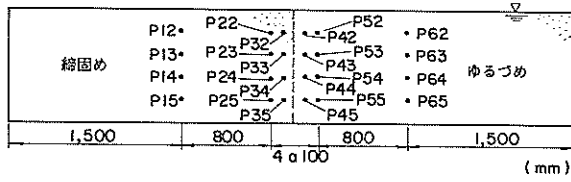


図-21 加振加速度 120 Gal における過剰間隙水圧比の時刻歴



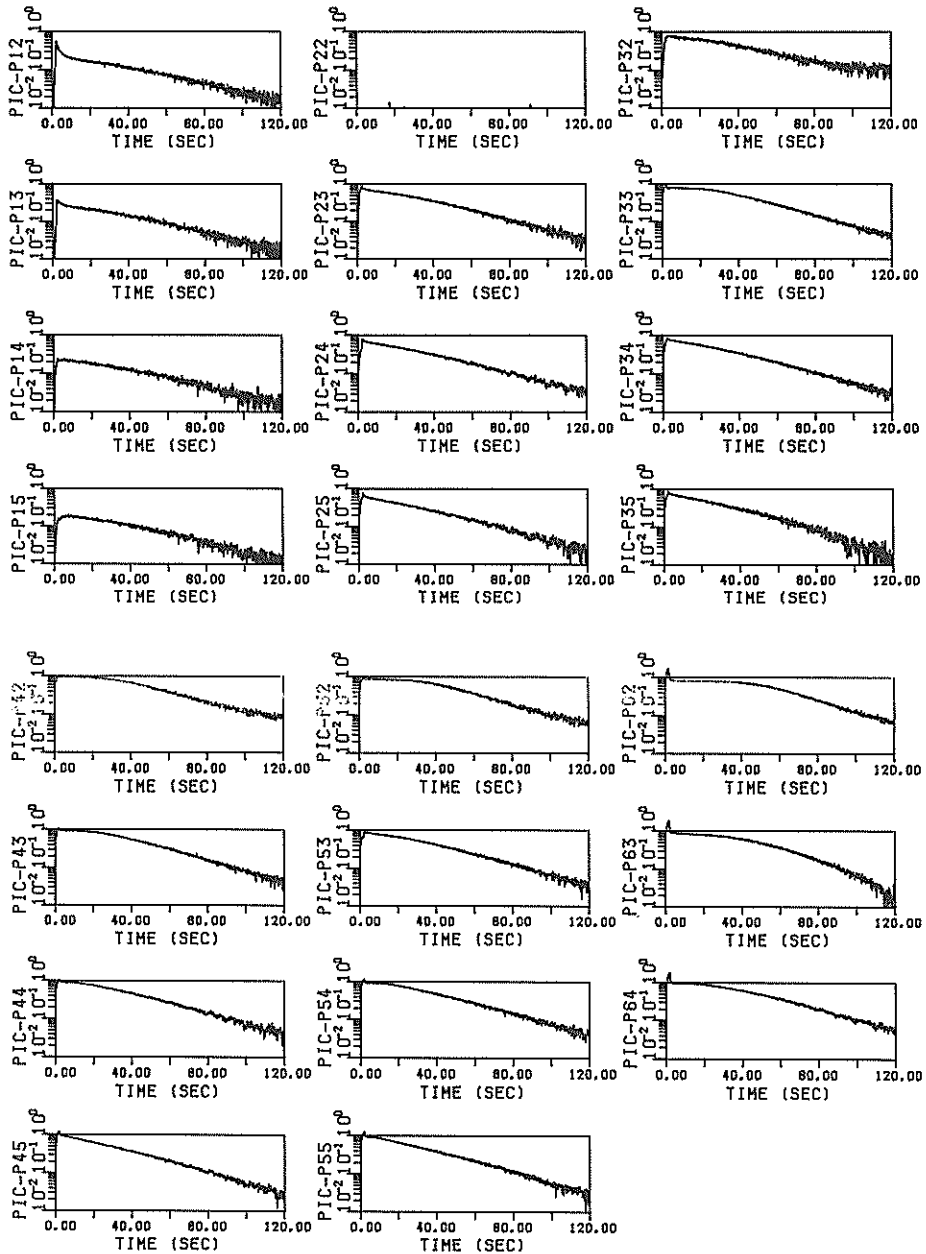
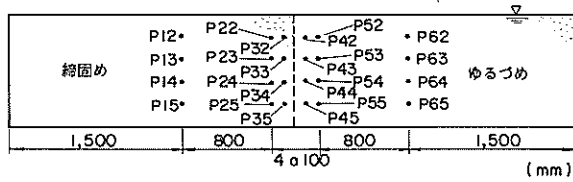
(b) 上昇・消散過程

図-21 加振加速度 120 Gal における過剰間隙水圧比の時刻歴 (つづき)



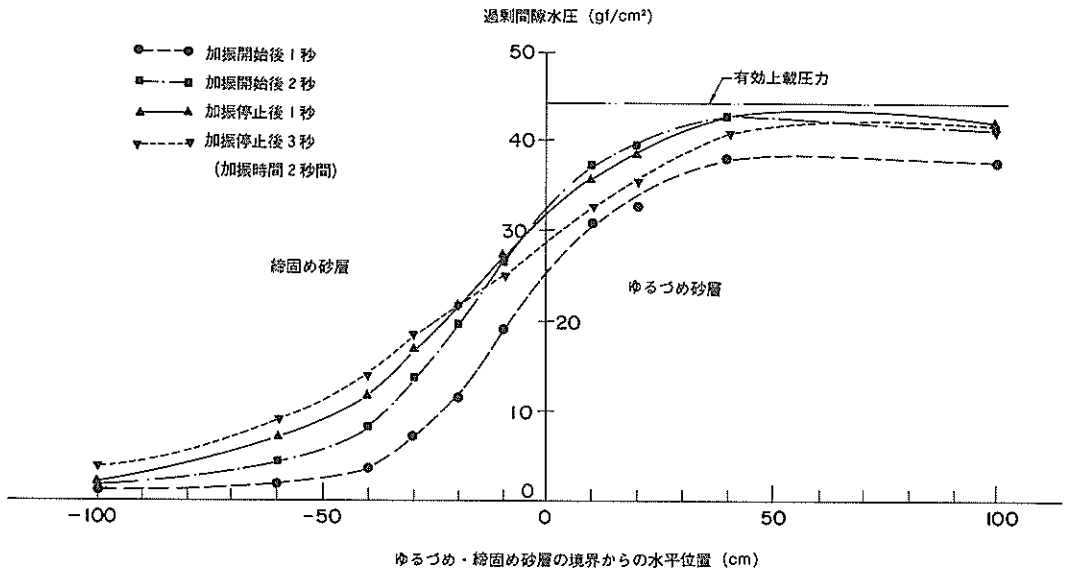
(a) 上昇過程

図-22 加振加速度 206 Gal における過剰間隙水圧比の時刻歴

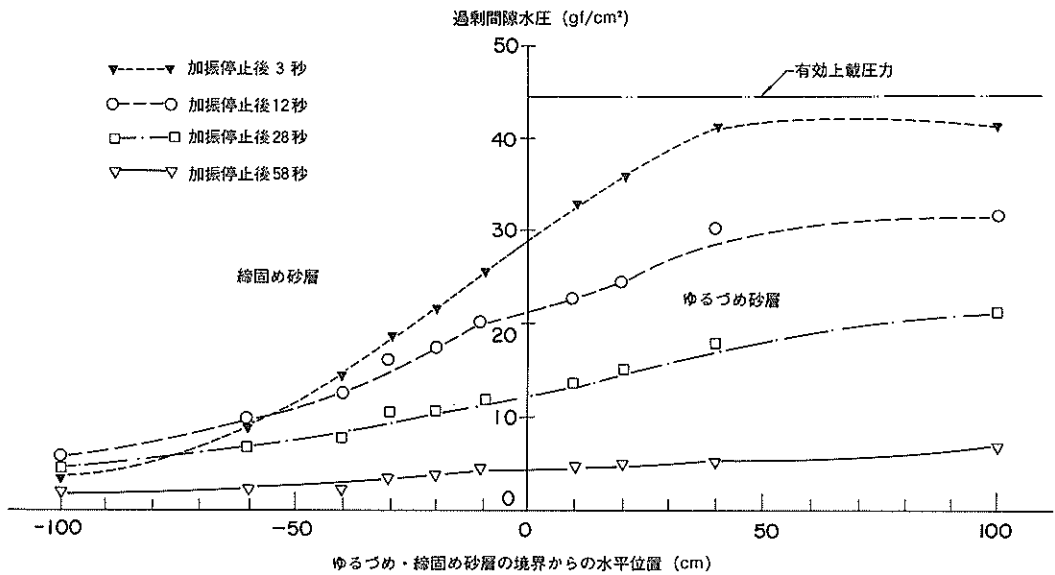


(b) 上昇・消散過程

図-22 加振加速度 206 Gal における過剰間隙水圧比の時刻歴 (つづき)



(a) 加振開始後1秒より加振停止後3秒まで

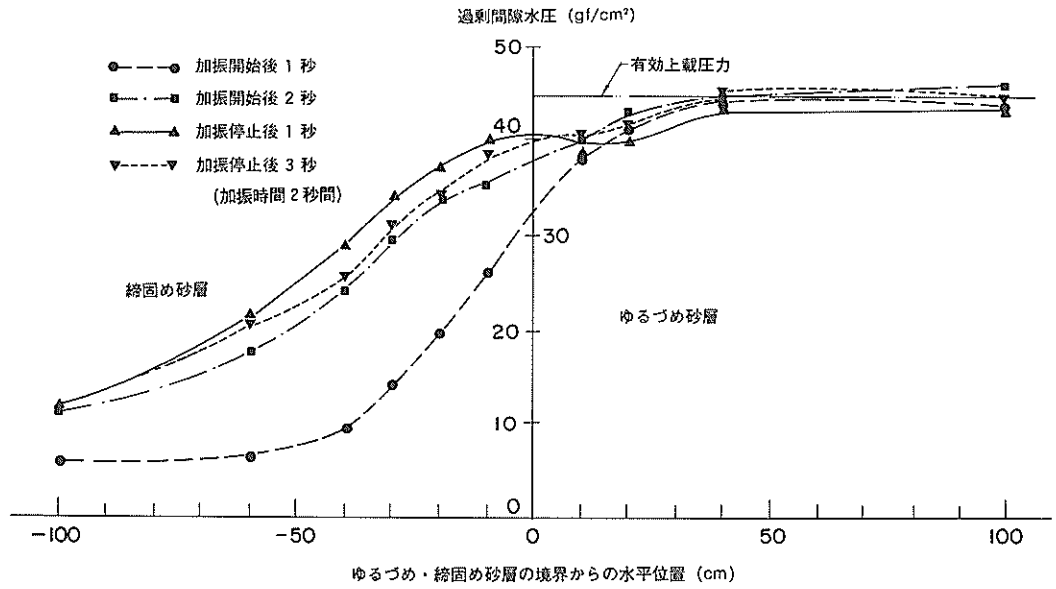


(b) 加振停止後3秒より58秒まで

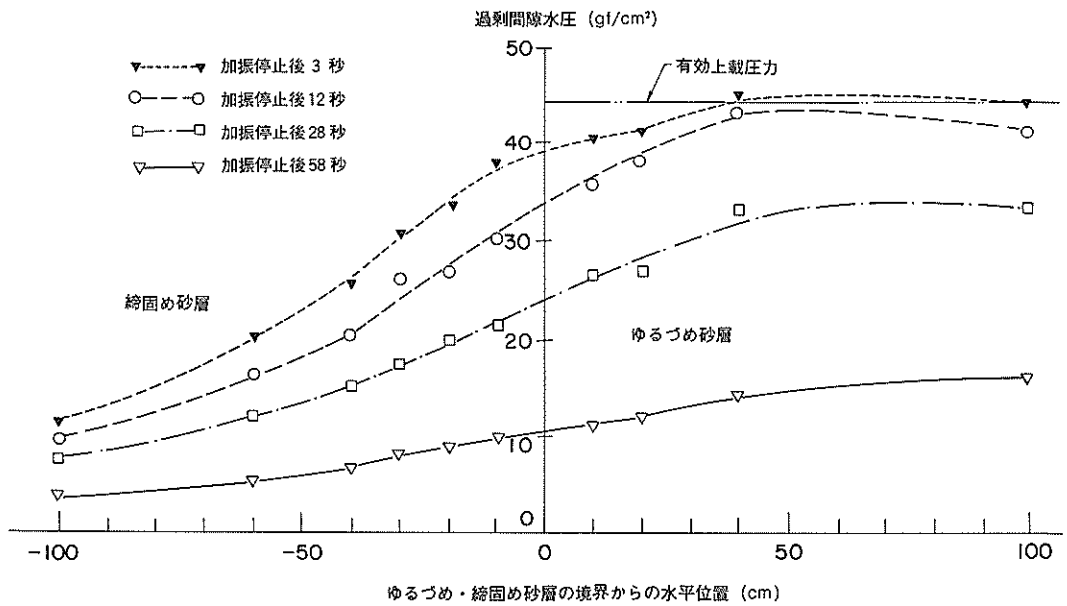
図-23 加振加速度 120 Gal における過剰間隙水圧の水平分布 (深さ60cm)

いて、もし締め固め部分が液状化することがあるとすれば、締め固め部分の粒子はボイリングに似た機構により表面へ噴出するか、または液状化したゆるづめ砂層中へはき出されて浮遊状態となるか、のいずれかである。まず、前者の可能性については、先に示した試験結果から

見て、境界部分にしかその可能性がないことが明らかである。しかし、境界に並ぶ締め固め砂層の粒子は、浸透流が境界から締め固め砂層内部へ向けて発生していることにより、締め固め砂層におしつけられる方向の浸透圧の分力を受けている。このことが原因となって、ボイリ



(a) 加振開始後 1 秒より加振停止後 3 秒まで



(b) 加振停止後 3 秒より 58 秒まで

図-24 加振加速度 206 Gal における過剰間隙水圧の水平分布 (深さ 60cm)

ングに似た機構により砂粒子が表面へ噴出することがないものと考えられる。また、先に挙げた後者の可能性についても同様の機構によりあり得ないものと言えよう。

以上の考察は、締め固め部分が十分に締め固められて

いることを前提としたものであった。次に、締め固め部分の締め固め度が中間的な場合に起こりうる現象について考察することとしたい。この場合には、浸透流によって締め固め部分に生ずる過剰間隙水圧によって締め固め

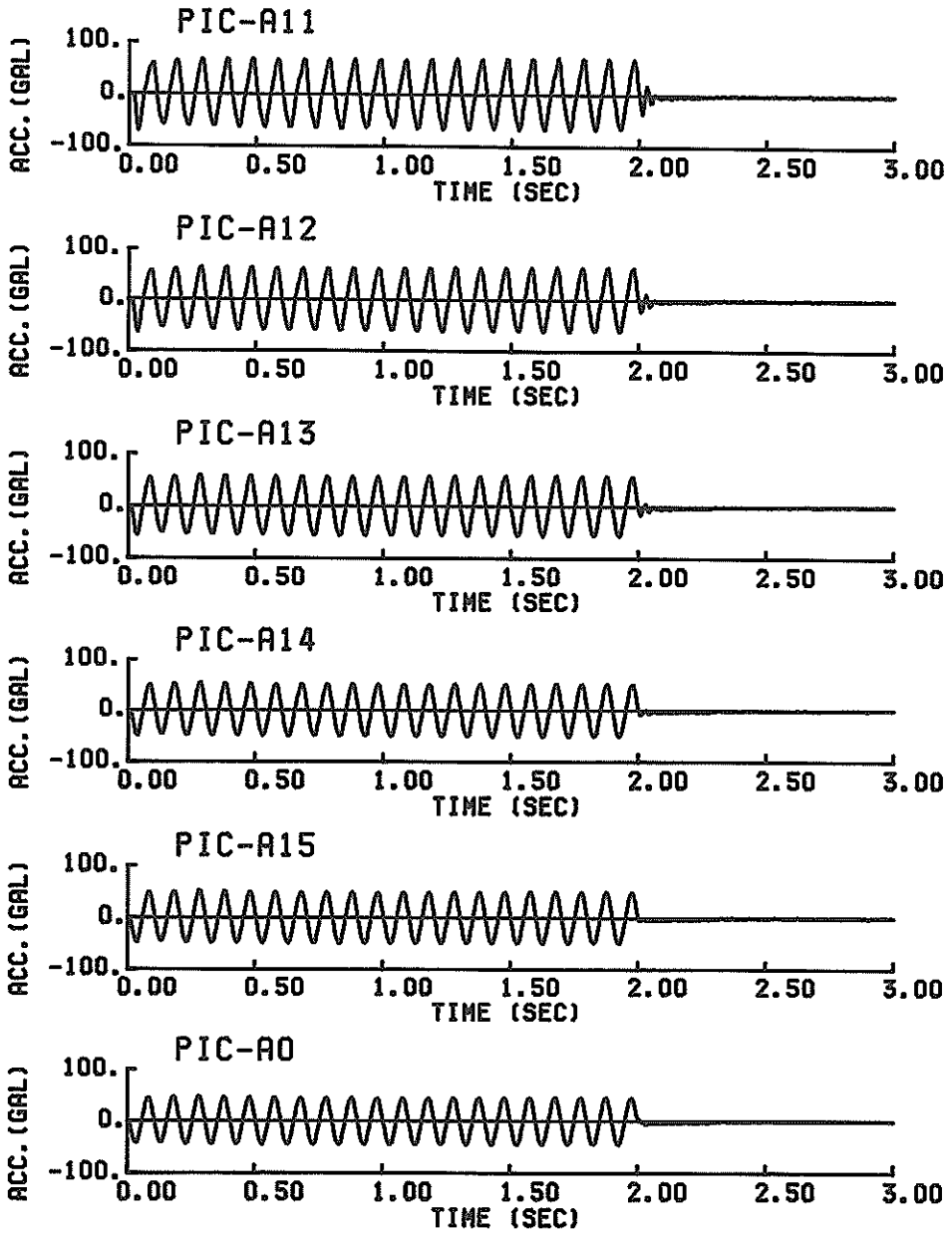
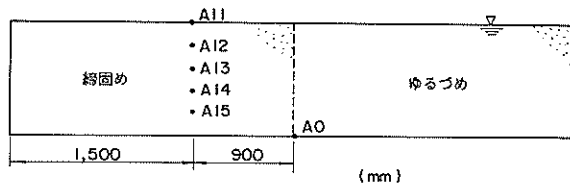


図-25 加振加速度47Galにおける砂層の加速度

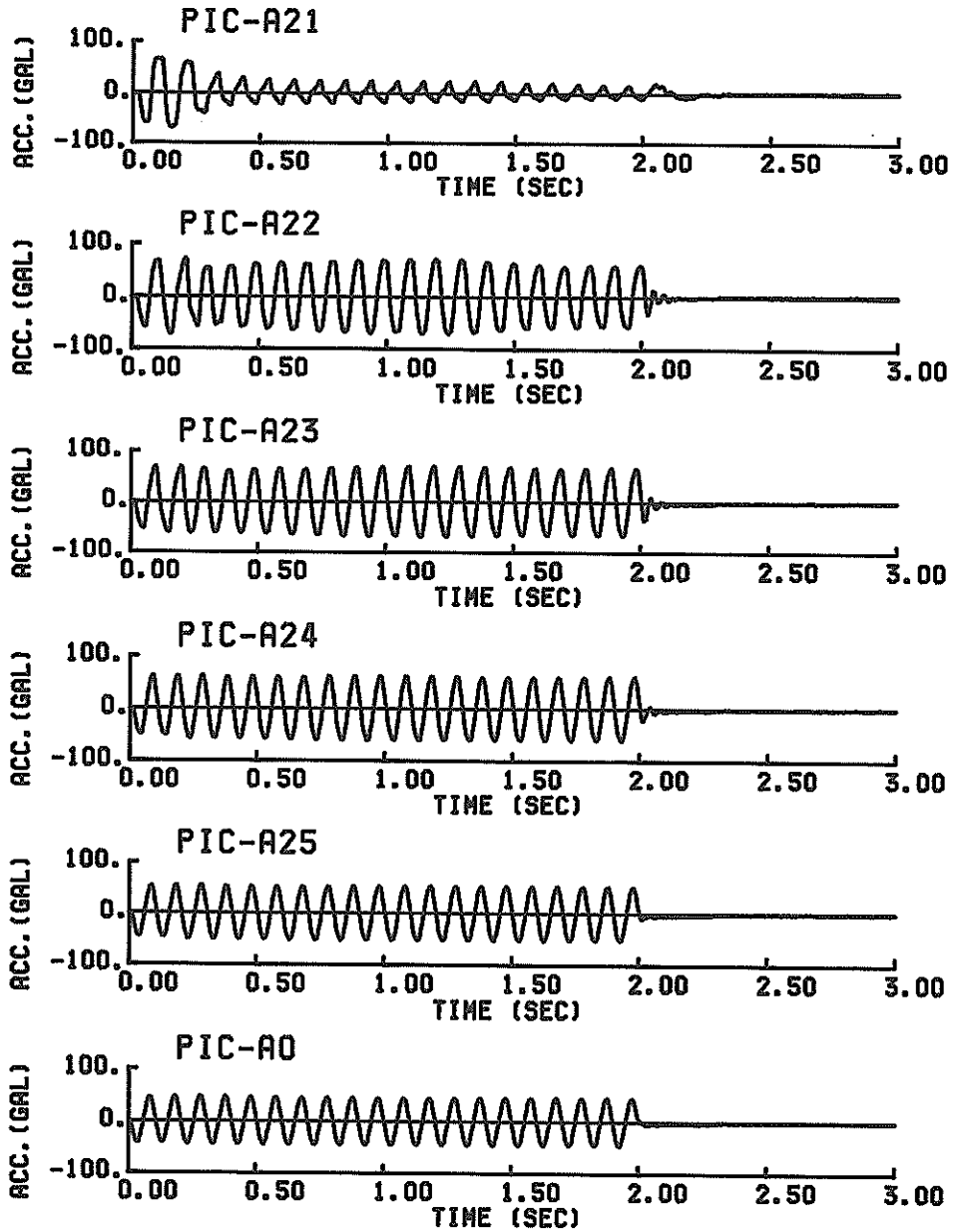
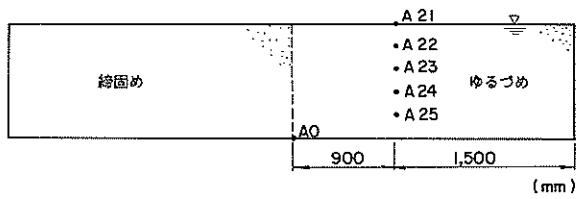


図-25 加振加速度 47 Gal における砂層の加速度 (つづき)

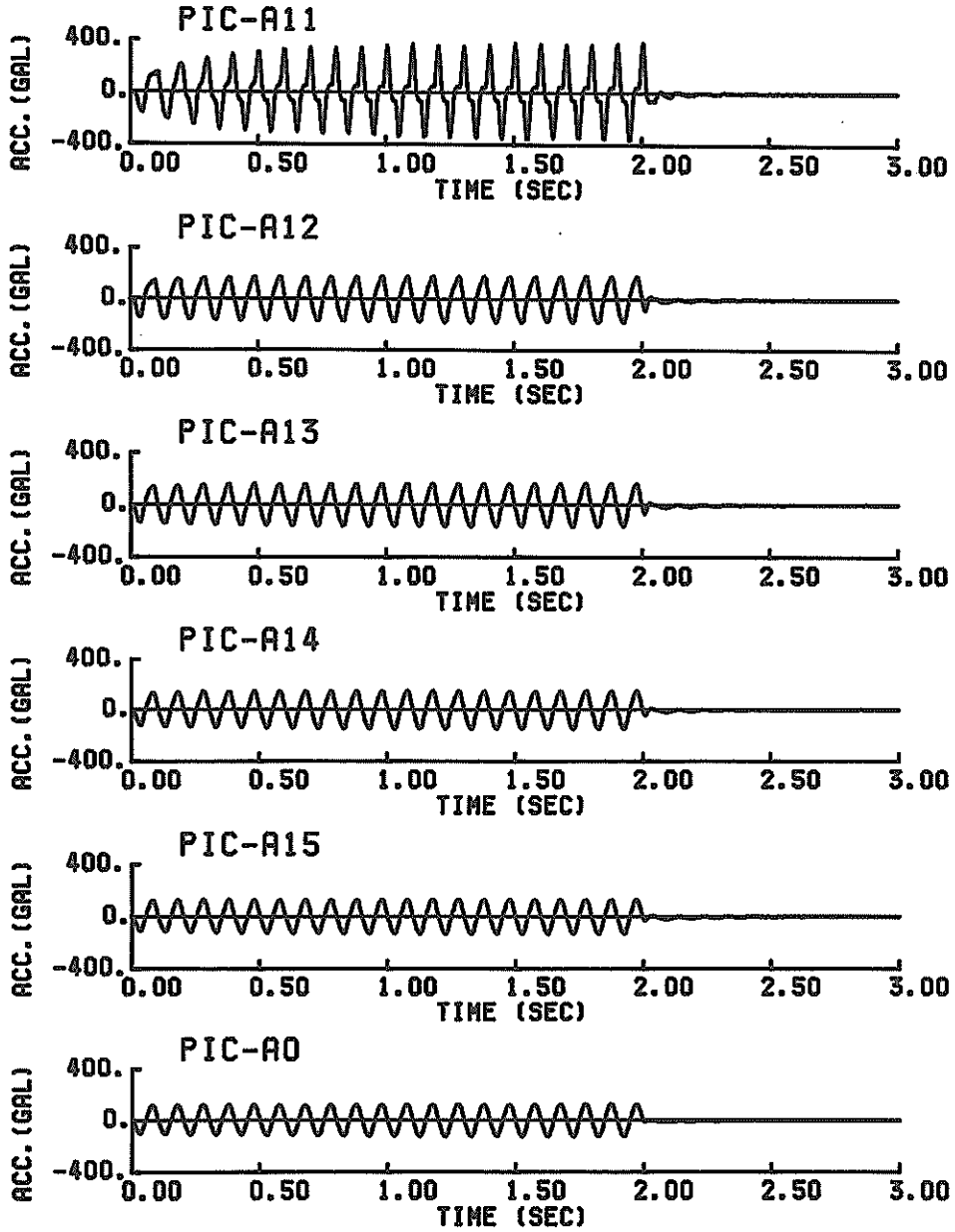
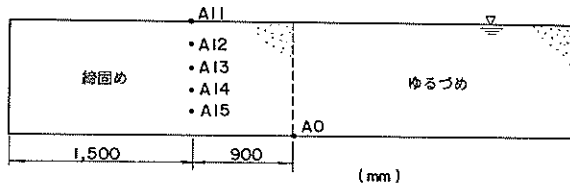


図-26 加振加速度 120 Gal における砂層の加速度

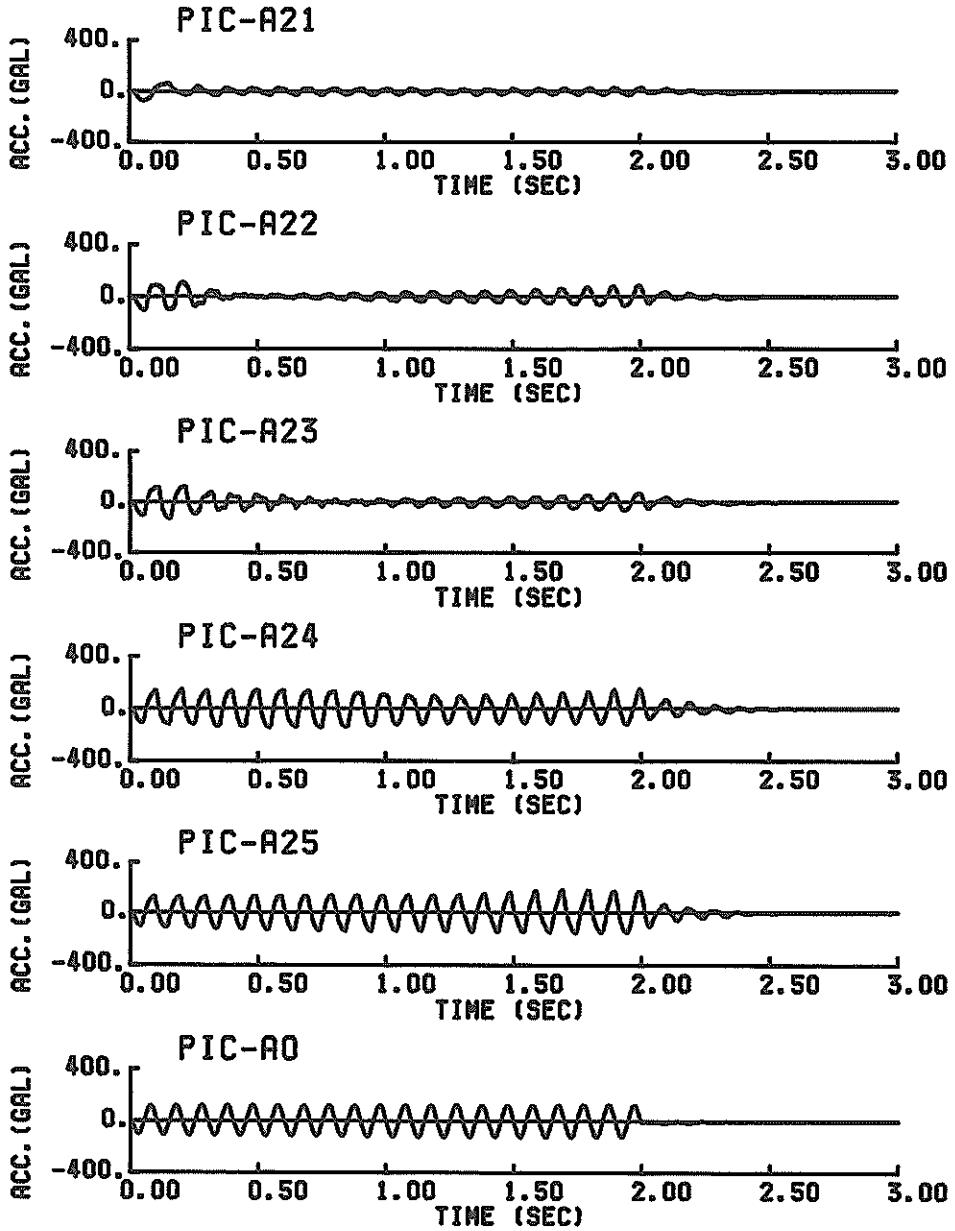
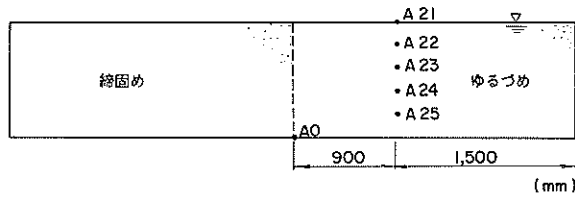


図-26 加振加速度 120 Gal における砂層の加速度 (つづき)

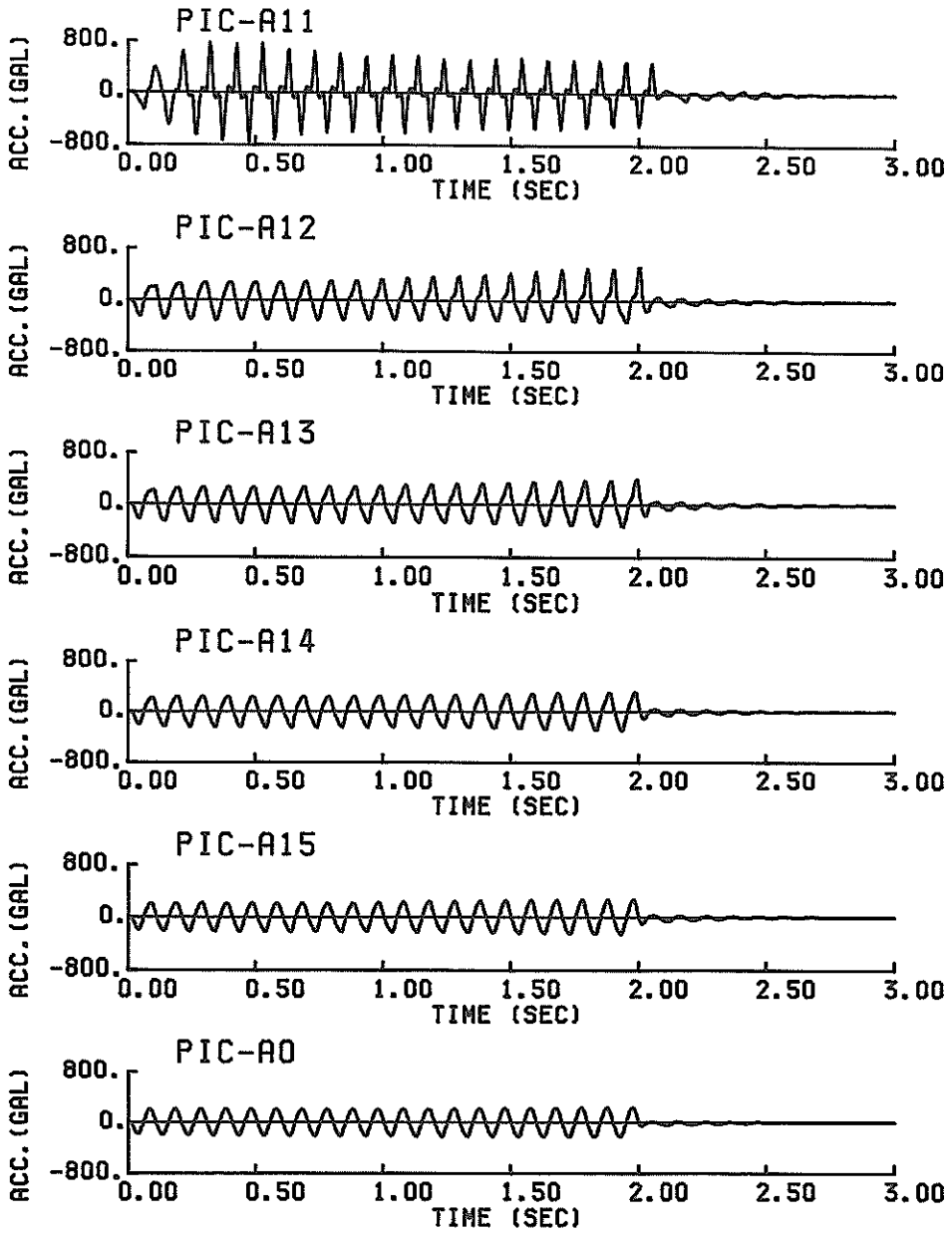
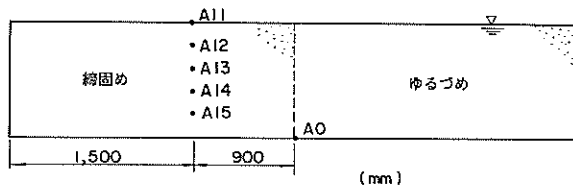


図-27 加振加速度 206 Gal における砂層の加速度

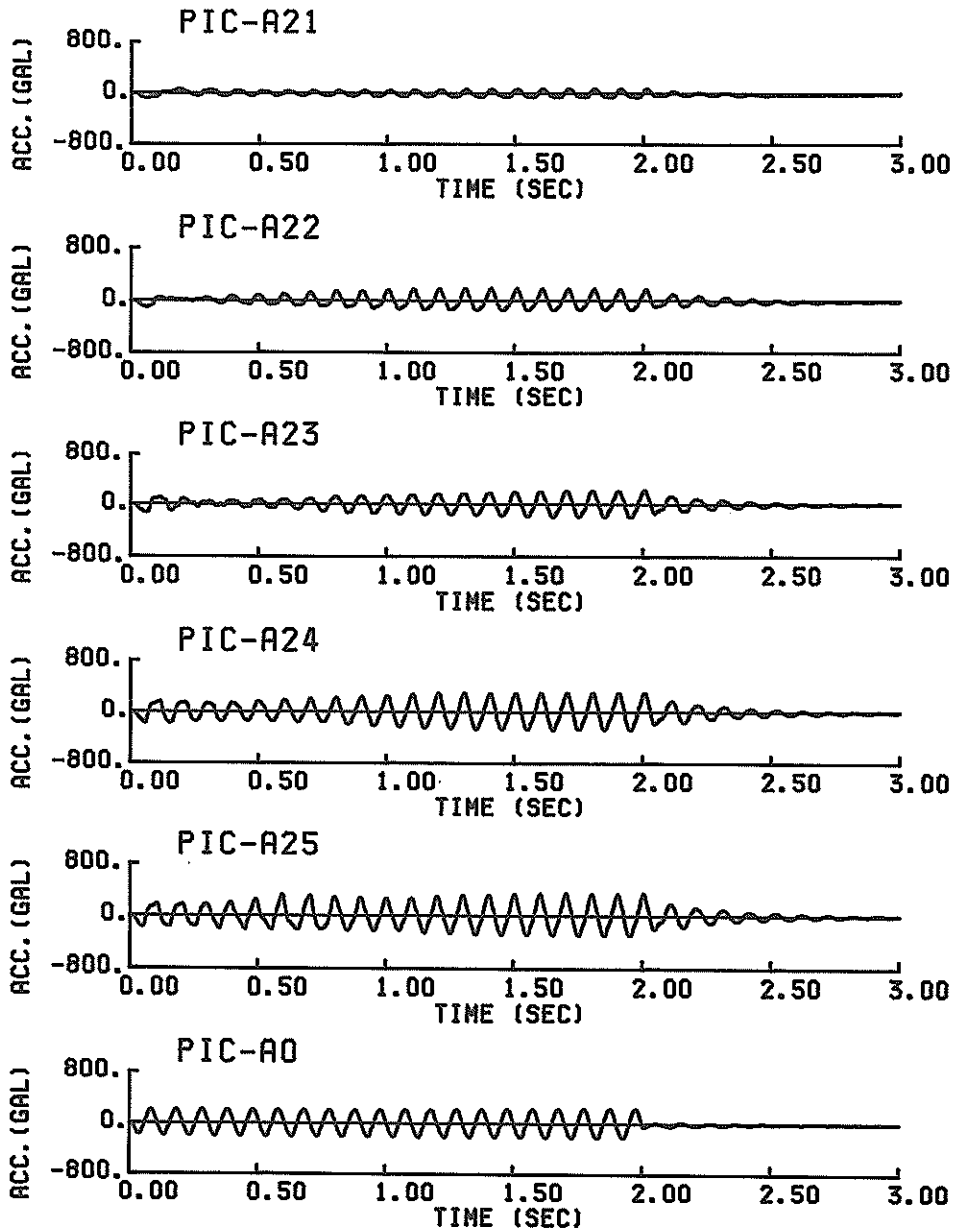
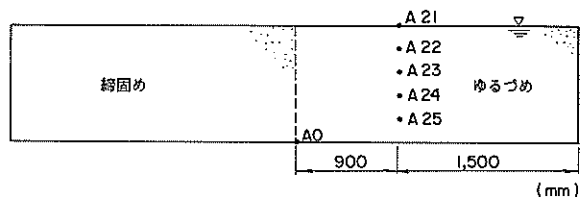


図-27 加振加速度206 Galにおける砂層の加速度(つづき)

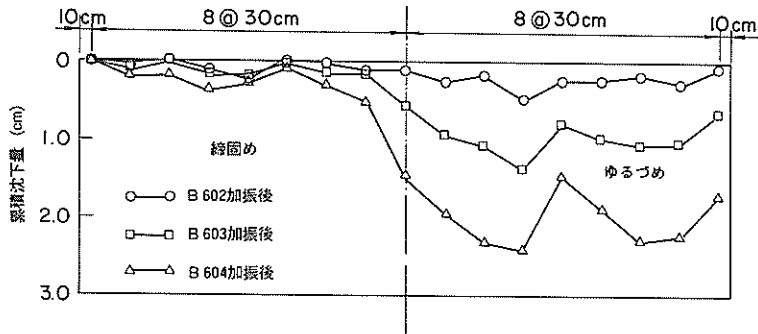


図-28 加振による砂層の沈下

表-5 加振後の緩詰め砂層の相対密度

砂層の状態	相対密度(%)
加振前	23
47 Gal 加振後	24
120 Gal 加振後	27
206 Gal 加振後	31

砂層は軟弱化し、これにより締め固め部分のせん断ひずみは大きくなる。このことにより、締め固め部分においては、浸透流の影響がない場合に比べて、締め固め部分自身の粒子が浮遊しやすくなり、この結果液状化が発生する可能性が大きい。したがって、締め固め度が十分でない場合には、連鎖的な液状化の可能性が残されていると考えられる。

ここで言う“十分な締め固め度”とはどの程度を言うかについては、一概に述べることは困難である。しかし、本試験結果によれば、少なくとも相対密度 84% であれば、“十分な締め固め度”と言える。また、既応の砂の要素試験結果⁴⁾を眺めると、ある相対密度を境として、それ以上の相対密度に対しては液状化に対する抵抗が急激に高まる傾向があることが理解される。その境界となる相対密度は、おおよそ 80% である。さらに、この研究とは独立に実施された研究では、密な砂では、繰り返し載荷力の大きさと無関係にある限界のせん断ひずみしか生じず、相対密度 80%、繰り返し載荷回数 10 回では、そのひずみは 10% にしからずないということが報告されている。⁵⁾ 以上のことから判断を下すものとすれば、これらの試験が実施された有効上載圧力 (1~2 kgf/cm² 程度以下) においては、“十分な締め固め度”とは、おおよそ相対密度 80% と判断してよいであろう。ここに、有効上載圧力 1~2 kgf/cm² 程度とは、地下水位が深さ 2

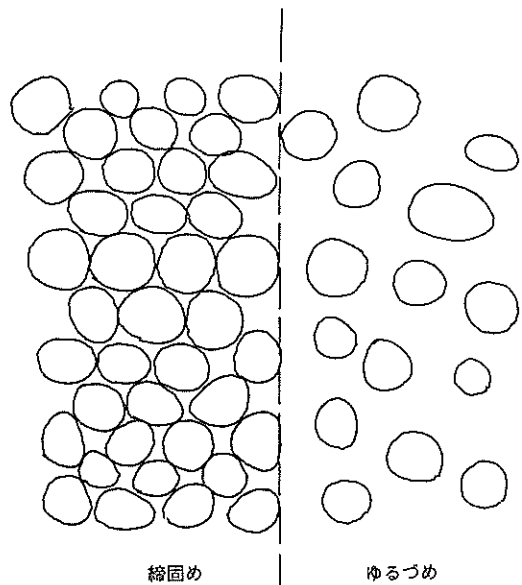


図-29 締め固め・緩詰め部分の境界における砂粒子の概念図

m 程度の地盤においては、地表からの深さが 10~20 m 程度の位置の有効上載圧力に対応するので、通常工学において対象とする多くの場合が、このような有効上載圧力に関する条件を満たすものと考えてよいであろう。

(2) 締め固め部分の端部の崩壊について

先に実験的に明らかにされたように、締め固め部分の境界付近の逆三角形断面の部分は、やや振動が著しくなるものの、ゆる詰め部分に崩壊していくことはなかった。この機構について以下に検討を行うこととした。

この検討のために、図-30 に示すように、間隙水と砂粒子骨格を合わせた全体系に対する釣合いを考える。た

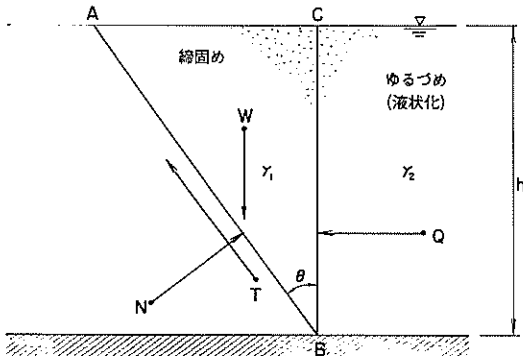


図-30 締め固め部分端部のつり合いの概念図

だし、振動により生ずる慣性力は、本試験の場合には、周期的に作用する力にすぎないので、釣合いを考える上では無視してよいと考えられる。さて、図-30において、締め固め部分の端部 $\triangle ABC$ に関する外力として液状化層から加わる全圧力による水平力 Q および $\triangle ABC$ の自重 W を考え、これに対する崩壊角 θ をなす AB 上の反力を N 、 T とすれば、つり合いの式は次式のとおりとなる。

$$\begin{cases} Q + T \sin \theta - N \cos \theta = 0 \\ -W + T \cos \theta + N \sin \theta = 0 \end{cases} \quad \dots (1)$$

これを、 T 、 N について解くと、

$$\begin{cases} N = Q \cos \theta + W \sin \theta \\ T = -Q \sin \theta + W \cos \theta \end{cases} \quad \dots (2)$$

ところで、砂層の単位体積重量を、締め固め、ゆるづめ部分のそれぞれについて、 γ_1 、 γ_2 、また、砂層の層厚を h とすれば、

$$\begin{cases} Q = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot h^2 \\ W = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot h^2 \cdot \tan \theta \end{cases} \quad \dots (3)$$

(3) 式を (2) 式に代入し、さらに、通常は、 $\gamma_1 \approx \gamma_2$ (最大間隙比と最小間隙比における砂の単位体積重量の相違は通常高々 5% である。) であることを考慮すれば、

$$\begin{cases} N \approx \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot h^2 / \cos \theta \\ T \approx 0 \end{cases} \quad \dots (4)$$

(4) 式より明らかなように、三角形 ABC の土塊は液状化層からの圧力による水平力 Q によって支えられ、土

塊をささえるためのせん断力 T がほとんど働かなくても安定を保つ。したがって、この土塊が液状化部分へ崩壊していくことはあり得ない。なお、先に述べたように、以上の検討においては振動による慣性力は考慮しなかったが、本試験のように周期的な慣性力の場合には、その影響は、土塊を周期的に振動させるだけにとどまるものと考えられる。もちろん、周期的でない場合には、場合により、土塊に残留変位を生じさせることがあろう。

以上に示した検討においては、間隙水と砂粒子骨格を合わせた全体系に対するつり合いを考えた。しかし、一般に、水で飽和された砂層は、間隙水と砂粒子骨格とからなる二相系であり、その挙動は、先に示した全体系に対するつり合いとともに、間隙水のみ挙動に関するつり合いを考えることにより、初めて完全にとらえることができる。そこで、次節においては、間隙水に関する方程式を考え、計測された過剰間隙水圧に対する解析を行うこととしたい。

4.2 過剰間隙水圧の分布

既に示したように、振動試験により、ゆるづめ部分の液状化に応じて締め固め部分にも過剰間隙水圧の上昇が見られた。この現象の機構について検討するため、以下に示すような解析を行った。なお、解析の対象としては、実測値に見られる周期的変動成分を取り除いたものを考えた。

(1) 解析モデル

飽和砂層の過剰間隙水圧の消散過程は、2.7 に示したように、圧密の機構により近似することができると考えられる。もちろん、砂層が液状化し粒子が完全に浮遊している状態は明らかに圧密の機構とは異なるが、この場合でも、圧密に関する定数を調整することにより、形式的に圧密現象として取り扱うことは可能と考えられる。そこで、以下においては、過剰間隙水圧の消散過程を圧密の機構によるものと考えて解析を行う。

周知のとおり、圧密の機構は、砂粒子骨格の圧縮または伸張に伴う間隙水の収支バランスに他ならない。したがって、圧密の機構は、必ずしも過剰間隙水圧の消散過程のみにあてはまるのみならず、一般に、間隙水の運動に関する機構そのものであると考えられる。ゆえに、液状化した部分から締め固めた部分への過剰間隙水圧の伝播の機構についても、圧密の機構により解析できると考えられる。

飽和砂層の振動試験においては、特にゆるづめの砂層において、過剰間隙水圧の伝播のみならず、砂層自身からの過剰間隙水圧の発生が起こる。したがって、飽和砂層の振動試験の解析にあたっては、過剰間隙水圧の発生

についても考慮する必要がある。このような過剰間隙水圧の発生機構は、過剰間隙水圧の伝播の機構とは全く独立したものであると考えられる。

これらのことから、本振動試験の解析モデルとしては、圧密の方程式に過剰間隙水圧の発生項を付加した次式を用いることが適当であると考えられる。⁶⁾

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{k_x}{r_w} \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{k_y}{r_w} \frac{\partial u}{\partial y} \right) \dots (5)$$

$$= m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right)$$

ここに、 k_x, k_y : x, y 方向の透水係数
 m_v : 体積圧縮係数
 r_w : 水の単位体積重量
 u : 過剰間隙水圧
 u_g : 振動により砂層自身から発生する過剰間隙水圧
 x, y, t : 水平, 鉛直, 時間の座標

過剰間隙水圧の発生項 u_g は、Seed ら⁶⁾ に従い、次式により表すこととした。

$$u_g = \sigma_{vo}' \cdot \frac{2}{\pi} \arcsin \left\{ \left(\frac{N}{N_i} \right)^{\frac{1}{2\alpha}} \right\} \dots (6)$$

ここに、 σ_{vo}' : 有効上載圧力
 π : 円周率
 N : せん断の繰返し回数
 N_i : 液状化するに要するせん断の繰返し回数
 α : 砂の性質により定まる定数

N_i は、その定義から理解されるとおり、一般に、砂層の密度が小さくて液状化しやすいほど、また、加振レベルが大きいほど、小さい値となる。また、 α の与える影響は、図-31 に示すとおりであり、一般に、 α が大きいほど早い時点での過剰間隙水圧の上昇が著しくなる。

解析に当たっては、これらの方程式を8節点アイソパラメトリック要素を用いた有限要素法により解いた。時間積分には、後退差分法を用いた。

(2) 解析モデルの定数

解析モデルの定数には、圧密に関する定数と過剰間隙水圧の発生に関する定数とがある。圧密に関する定数には式(5)に示されるように、体積圧縮係数 m_v と水平

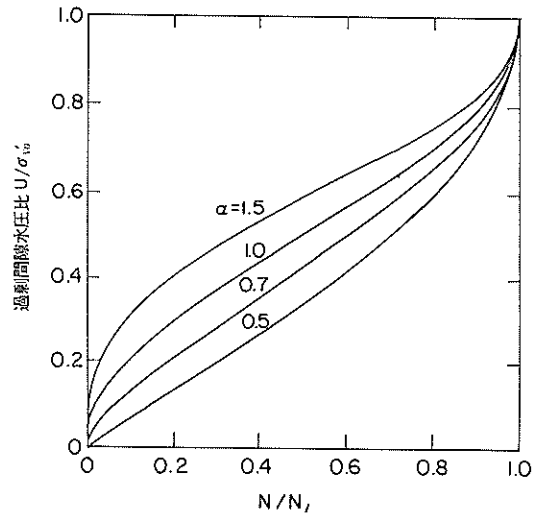


図-31 過剰間隙水圧の上昇特性

及び鉛直方向の透水係数 k_x, k_y とがある。このうち、体積圧縮係数は、2.7 に示したように、締め固め、ゆるぐめ砂層単体としての予備実験に基づいて定めた。透水係数は、2.4 に述べたように、鉛直・水平の両方向ともに同じ値であると考えられる。その値は、図-7 中に示した式により求めた。

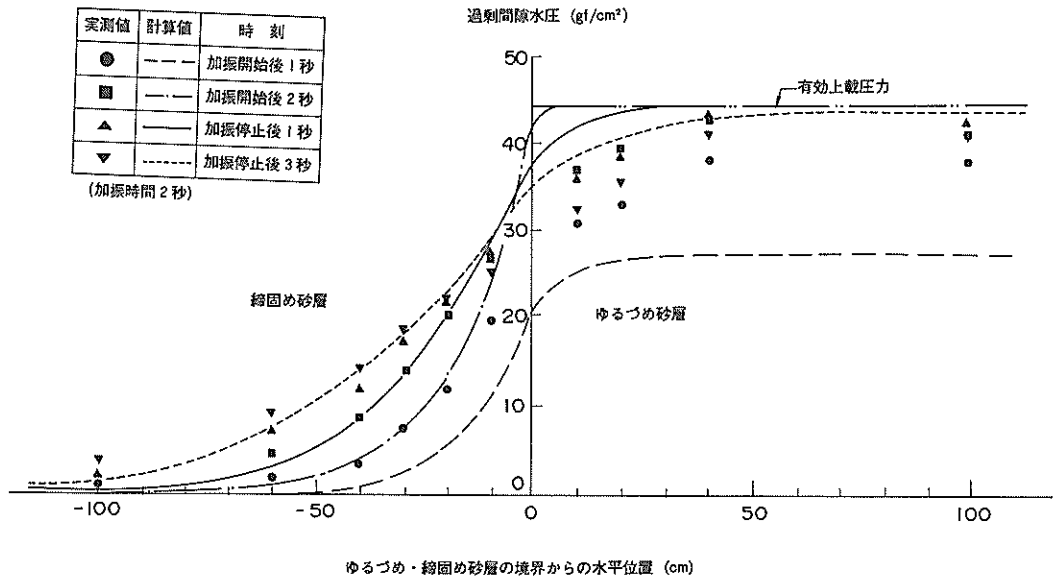
過剰間隙水圧の発生に関する定数には式(6)に示されるように、 α と N_i とがある。これらの定数は、ゆるぐめ部分に対しては、試行的に定めた。また、締め固め部分においては、過剰間隙水圧の発生が全くないように N_i を十分に大きく定めた。

以上のようにして、表-6 に示すように定数を定め、

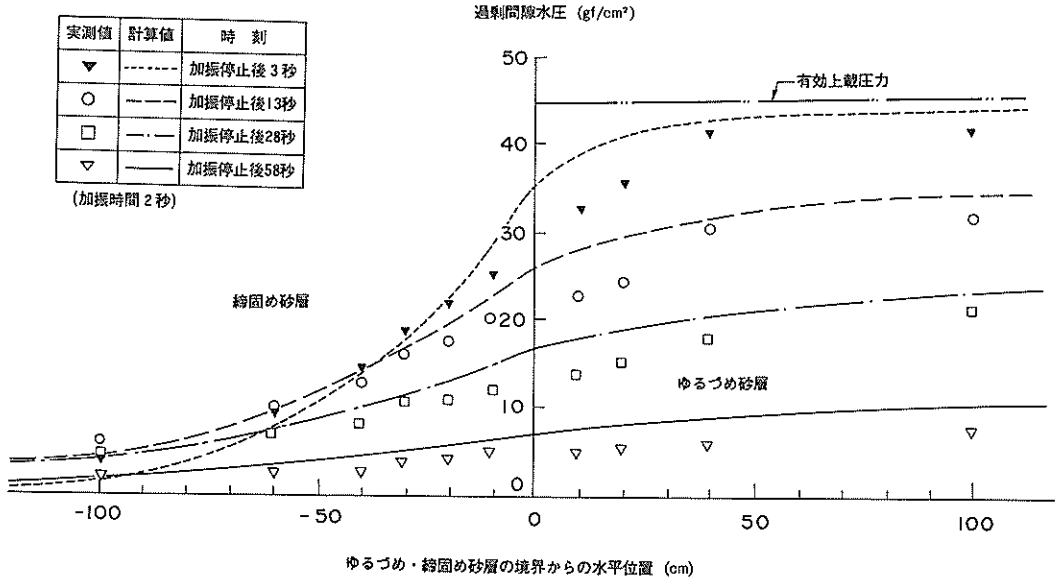
表-6 解析に用いた定数

地盤の種類	土層深さ	透水係数 (cm/s)	体積圧縮係数 (cm ² /kgf)	過剰間隙水圧発生定数	
	(cm)			N_i	α
締め固め地盤	0-20	0.00554	0.02	—	—
	20-40	"	"	—	—
	40-60	"	"	—	—
	60-80	"	"	—	—
	80-100	"	"	—	—
ゆるぐめ地盤	0-20	0.0106	0.1	15*	2.5
	20-40	"	"	"	1.9
	40-60	"	"	"	1.4
	60-80	"	"	"	0.8
	80-100	"	"	"	0.6

*加振加速度が206 Galのケースの解析においては、 $N_i = 6$ とした。



(a) 加振加速度 120 Gal の場合 (加振開始後1秒より加振停止後3秒まで)



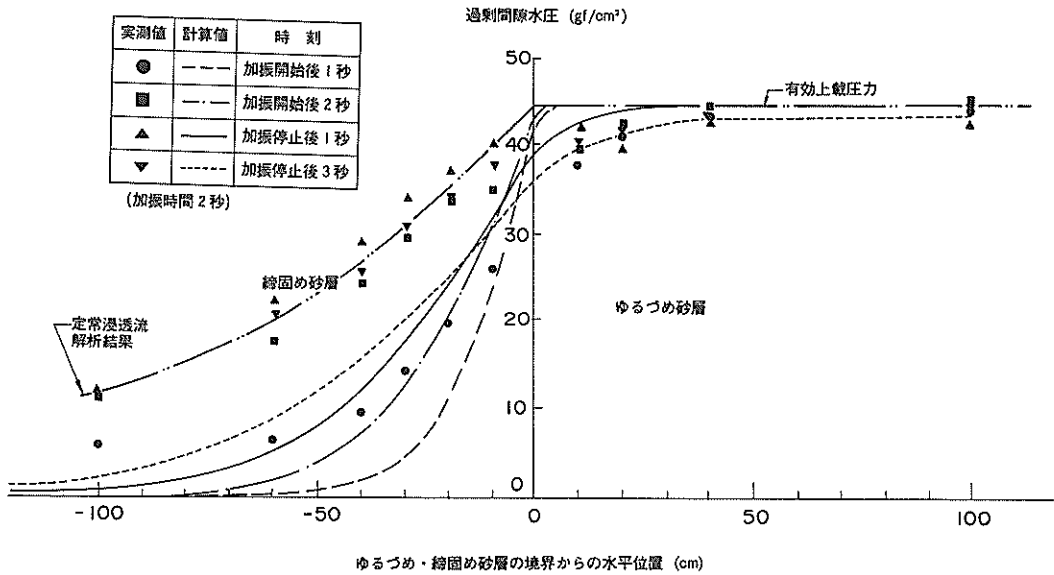
(b) 加振加速度 120 Gal の場合 (加振停止後3秒より58秒まで)

図-32 過剰間隙水圧の実測値と計算値 (深さ60cm) — 締め固め部分の体積圧縮係数を過剰間隙水圧の消散過程 (2.7 参照) から求めた場合 —

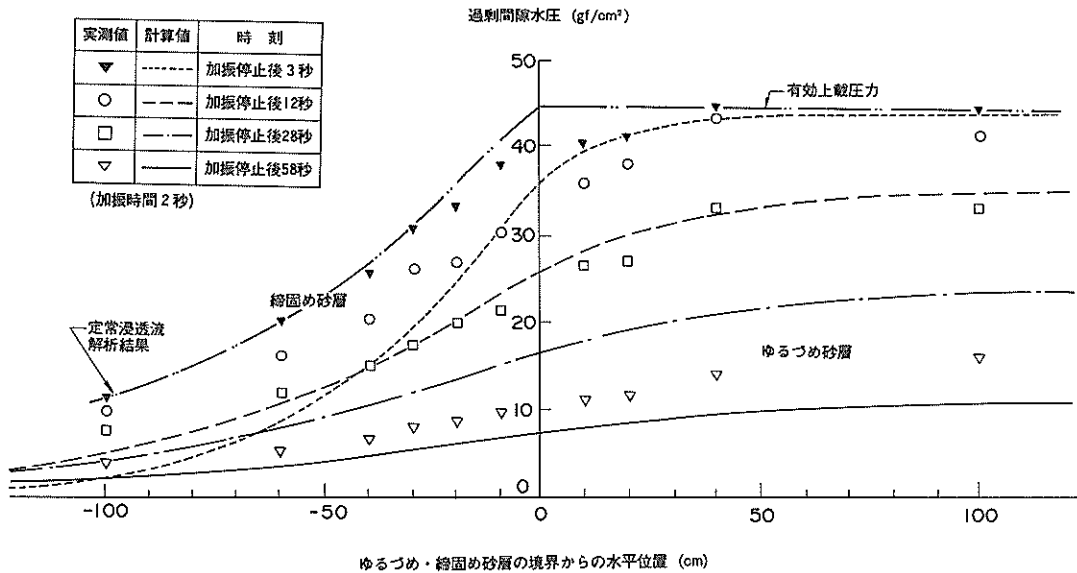
これらを用いて解析を実施した。なお、解析の対象としては、実測値の精度を考慮し、加振加速度 120 Gal 及び 206 Gal の二つのケースとした。

また、これらのケースに加えて、締め固め部分の境界

に液状化した部分の圧力が定常的に加わる場合についても解析を実施した。このような定常浸透流解析によれば、締め固め砂層内に伝播する過剰間隙水圧の上限値が得られる。なお、この場合には、体積圧縮係数の値は計算値



(c) 加振加速度 206 Gal の場合 (加振開始後 1 秒より加振停止後 3 秒まで)



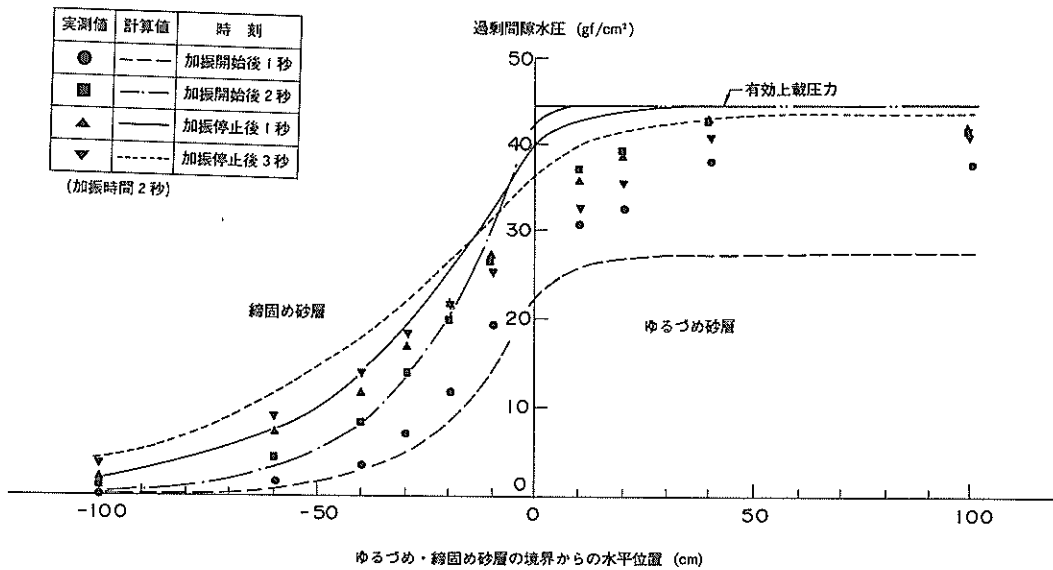
(d) 加振加速度 206 Gal の場合 (加振停止後 3 秒より 58 秒まで)

図-32 過剰間隙水圧の実測値と計算値 (深さ 60 cm) — 締め固め部分の体積圧縮係数を過剰間隙水圧の消散過程 (2.7 参照) から求めた場合 — (つづき)

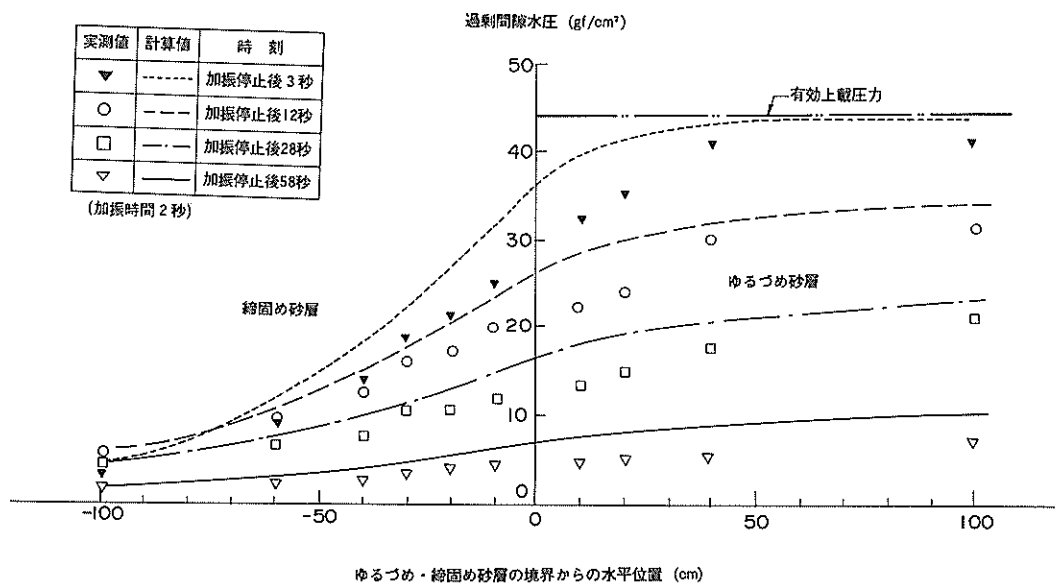
に影響を与えない。また、透水係数の値も、その値が解析対象領域において一定であるならば、過剰間隙水圧の計算値には影響を与えないことが知られている。

(3) 実測値と計算値の比較

深さ 60 cm における過剰間隙水圧について実測値と計算値とを比較したところ、図-32 に示すように、締め固め砂層内の過剰間隙水圧の計算値よりも実測値のほうが、上昇速度が速いことがわかった。そこで、試行的に締め



(a) 加振加速度 120 Gal の場合 (加振開始後 1 秒より加振停止後 3 秒まで)

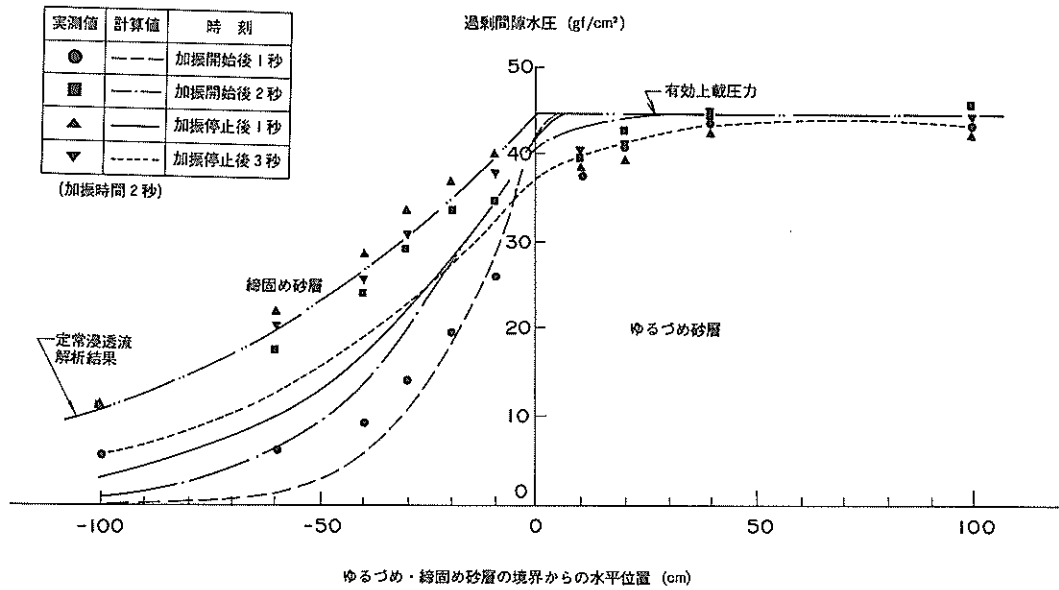


(b) 加振加速度 120 Gal の場合 (加振停止後 3 秒より 58 秒まで)

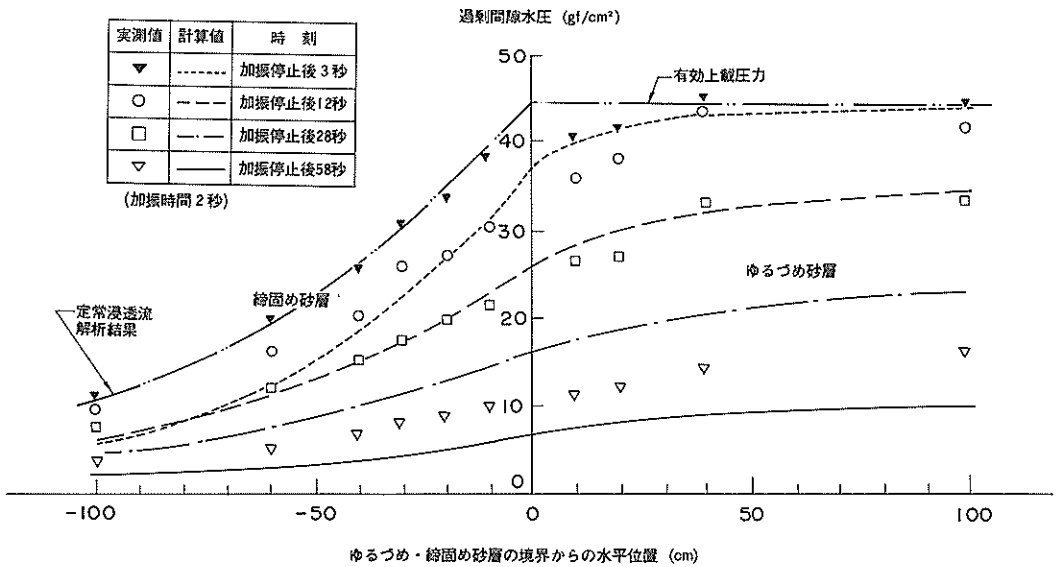
図-33 過剰間隙水圧の実測値と計算値 (深さ60cm) — 締め固め部分の体積圧縮係数を過剰間隙水圧の消散過程 (2.7 参照) から求めた値の 1/2 倍とした場合 —

固め砂層の体積圧縮係数を小さくして、実測値と計算値の比較を行ったところ、図-33 (a) (b) に示すように、加振加速度が 120 Gal のケースについては、体積圧縮係数を過剰間隙水圧の消散過程から求めた値 (2.7 参照)

の 1/2 倍とした場合に、実測値と計算値は良い一致を見た。特に、境界から離れた部分において加振停止後も過剰間隙水圧がしばらくは上昇をつづけることも計算によりうまく表現されている。また、体積圧縮係数の値が



(c) 加振加速度 206 Gal の場合 (加振開始後 1 秒より加振停止後 3 秒まで)



(d) 加振加速度 206 Gal の場合 (加振停止後 3 秒より 58 秒まで)

図-33 過剰間隙水圧の実測値と計算値 (深さ 60 cm) — 締め固め部分の体積圧縮係数を過剰間隙水圧の消散過程 (2.7 参照) から求めた値の 1/2 倍とした場合 — (つづき)

条件により数倍程度異なることは、吉見ら²⁾によっても指摘されている。これらのことから、締め固め部分の過剰間隙水圧の値は、おおまかには、圧密の機構にもとづいて予測することが可能であると結論される。

他方、加振加速度が 206 Gal のケースについては、図-33 (c) (d) に示すように、体積圧縮係数を過剰間隙水圧の消散過程から求めた値 (2.7 参照) の 1/2 倍としても、実測値の上昇速度は計算値のそれよりも速い

ことがわかった。その原因としては、締め固め砂層の透水係数が振動の影響により増大する可能性⁷⁾、締め固め砂層自身から過剰間隙水圧の発生がある可能性、等が考えられる。これらのことから、圧密の機構にもとづいて締め固め部分の過剰間隙水圧を予測するに当たっては、圧密に関する常数等に関し慎重な検討が必要であることが理解される。しかし、過剰間隙水圧の上限値は、図-33(c)、(d)に示すように、液状化した部分の圧力が境界に定常的に加わる場合の計算値にはほぼ一致する。このことから、締め固め部分の過剰間隙水圧の上限値は、おおまかには、定常浸透流解析により予測が可能であると結論される。

以上の検討により、締め固め部分の過剰間隙水圧の上昇の機構及びその程度については明らかになった。しかし、このような過剰間隙水圧が締め固め部分の安定性にどのような影響を与えるかについては必ずしも自明ではない。そこで、次節において、この点について若干の考察を行うこととしたい。

4.3 過剰間隙水圧の影響

過剰間隙水圧が上昇すると有効応力が減少する。これに応じてせん断強度が低下する。低下したせん断強度 τ_f は、次式により表される。

$$\tau_f = \left(1 - \frac{u}{\sigma'_o}\right) \tau_{fo} \quad \dots (7)$$

- ここに、 τ_f : 過剰間隙水圧 u が作用するときのせん断強度
 u : 過剰間隙水圧
 σ'_o : 過剰間隙水圧 $u = 0$ のときのせん断面上の有効直応力
 τ_{fo} : 過剰間隙水圧 $u = 0$ のときのせん断強度 ($\tau_{fo} = \sigma'_o \tan \phi'$, ここに、 ϕ' : 内部まさつ角)

この式は、砂の排水せん断強度によって安定が定まるような条件下、すなわち、設計における常時のように外力が静的に作用する条件下、において、定常浸透流などにより過剰間隙水圧が発生している場合に、直接に適用することができる。

これに対し、地震時のように外力が地盤の透水性に比べて急速に加わる条件下においては、地盤・構造物の安定は、砂の非排水せん断強度によって定まる。この場合にも、有効応力の変化に応じてせん断強度が変化するという、式(7)により表される関係は確かに成り立つ。しかし、この場合には、過剰間隙水圧 u として、浸透流に起因するもののみならず、せん断に伴って砂粒子骨格

が体積膨張しようとする傾向(正のダイレイタンス)に起因する過剰間隙水圧の低下を考慮する必要があるのである。例えば、図-21, 22に示す密な砂地盤のPIC-P12~PIC-P15の過剰間隙水圧の時刻歴においても、せん断に伴って過剰間隙水圧の低下が生じ、その瞬間には有効応力が増大して砂層が硬く、かつ強くなる現象が表れている。このような現象を単純な形で定量的に表すことは、現在のところ困難である。

以上の考察は、せん断破壊を対象としたものであったが、地震時においては、これとは別に、残留変形の観点からの考察も必要である。すなわち、地震のように、非排水の繰り返し荷重を受けた砂地盤は、せん断破壊が生じなくても、残留変形が生ずる。その変形量が設計上許容し得ない大きさとなることも多い。

以上のことから考えて、式(7)に示す関係を用いて密な砂地盤の地震時安定性に対する過剰間隙水圧の影響を検討するという方法には、いくつかの解決困難な問題が含まれていることがわかる。そこで、本研究においては、過剰間隙水圧の影響を、ややマクロな視点からとらえることとする。

まず、このような視点から検討するに当たり、浸透流のみによって生ずる過剰間隙水圧 u と有効上載圧力 σ'_o の比 u/σ'_o に注目することとする。過剰間隙水圧比 u/σ'_o は、式(7)における u/σ'_o と同様の指標であり、先に述べたようにやや解決困難な問題が残されているとは言え、砂地盤の地震時の安定性を検討する上において基本的な指標となりうることは、まちがいないと考えられるからである。

さて、前節における検討により、締め固め部分の過剰間隙水圧のうち周期的に変動する成分を取り除いた成分の上限値は定常浸透流解析法により求められることが明らかにされている。そこで、この解析法により、振動試験を実施した締め固め部分について、過剰間隙水圧比 u/σ'_o を求めた。その結果、図-34に示す結果が得られた。

同図に示す結果と、4.1に述べた締め固め部分の端部の安定性が低下した逆三角形断面の部分とを比較すると、おおむね、この逆三角形断面の部分は、過剰間隙水圧比 $u/\sigma'_o > 0.5$ の部分に含まれる。もちろん、安定性が低下したことの原因には、振動による慣性力の作用等もあるものと思われるが、白砂による白線に乱れが生じる程度に安定性を低下させた最大の原因は、過剰間隙水圧の上昇であると考えられる。このことから、過剰間隙水圧比 $u/\sigma'_o = 0.5$ 程度を目安として、これより過剰間隙水圧比が大きい部分では砂層の安定性の低下が著しくなるが、これより小さい部分ではその安定性は保たれる

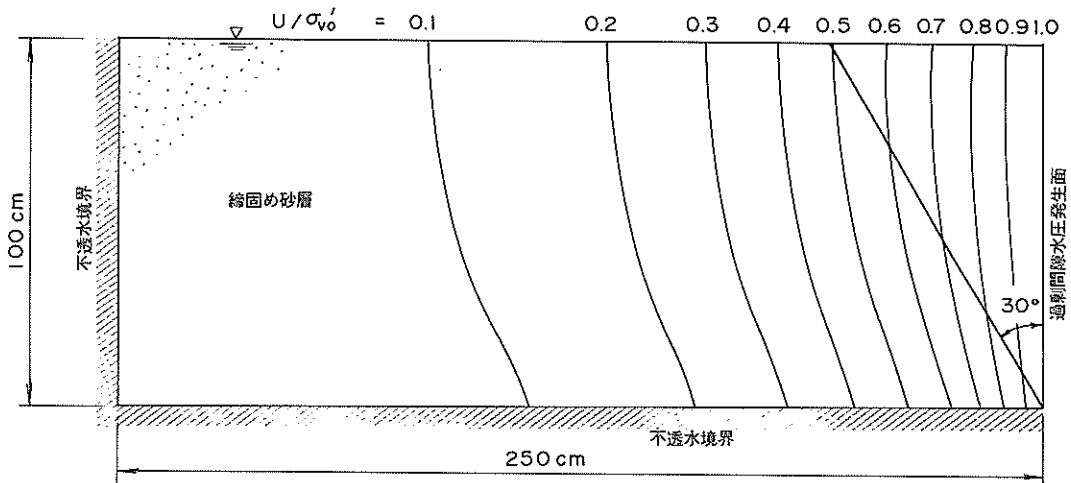


図-34 締め固め改良範囲に発生する過剰間隙水圧比 u/σ'_{v0} (定常浸透流解析による。)

ものと判断される。このような傾向は、土の要素試験結果にも表れており、⁴⁾ おおまかには、 $u/\sigma'_{v0} = 0.5$ 程度を一つの目安として、これより過剰間隙水圧比が大であるか小であるかにより、発生するせん断ひずみが工学上無視できない大きさとなるか否かの相違が表れている。

これらの点をふまえて、締め固めた部分に対する過剰間隙水圧の影響について一つの判断を示すとすれば、次のとおりとなろう。すなわち、浸透流によって生ずる過剰間隙水圧比 $u/\sigma'_{v0} = 0.5$ を一つの目安として考え、この過剰間隙水圧比に対応する位置を境界として、過剰間隙水圧の影響により地盤の安定性が低下すると見なすべき範囲と低下しないと見なしてよい範囲とに分けて考えることが適当であると考えられる。

なお、地盤の安定性が低下しない範囲、すなわち、液状化の恐れのない地盤、に建設される構造物に対しては、現在、その耐震設計において震度法または修正震度法を用いることが多い。これらの設計法においては、常時の設計において用いている地盤の定数(例えば、内部まさつ角)をそのまま用い、外力として地震力を上乘せすることにより構造物の安定を検討することが行われている例が多い。しかし、先に述べたように、物理現象としての飽和砂地盤の安定は、常時は排水せん断に関する性質により、また地震時には非排水せん断に関する性質により定まるので、常時と地震時の地盤の挙動は著しく異なる場合も多いものと考えられる。

このように、現在用いられている設計法は、必ずしも物理現象との対応が良いとは言えないのが現状である。

しかし、設計法全体としての妥当性は、設計震度や安全率等の決定において、これまでに蓄積されてきた経験を生かすことにより、確保されているものと考えられる。また、既応の砂の要素試験結果⁴⁾を眺めると、相対密度が80%程度であれば、砂の非排水繰返し載荷試験におけるせん断強度に相当する値が、おおむね、砂の排水せん断強度を前後する値に達する傾向も読みとれる。したがって、地盤の安定性が低下しない範囲、すなわち液状化の恐れのない改良範囲、に建設される構造物に対して現在用いられている設計法を適用し、これにより地盤改良範囲の妥当性を検討することは、ある程度の妥当性を有するものであると判断される。

以上の考察は、地震による振動が著しい状態に対するものであった。これに対し、地震による振動が停止した後の安定性についても若干の考察を行う必要があるものと考えられる。地震後も、過剰間隙水圧はある程度の時間は残留する。このような過剰間隙水圧により地盤・構造物の安定が失われることがあるとすれば、その機構は排水せん断によることになる。したがって、この場合の地盤・構造物の安定性は、式(7)により検討することが妥当であろう。ただし、地震動停止後には、液状化した地盤の過剰間隙水圧は消散を開始する。したがって、式(7)を適用するに当たって、定常浸透流解析法により与えられる過剰間隙水圧の値をそのまま用いてよいかについては必ずしも明らかではない。この点については、いずれあらためて検討を行うこととしたい。

5. 締め固めによる地盤改良範囲について

5.1 非改良地盤の液状化の影響

これまで示した実験及びその結果の検討により、締め固めた部分が非改良部分の液状化に伴って示す挙動について、いくつかのことが明らかにされた。その中から、締め固めによる地盤改良範囲を決定する上で考慮すべきと考えられる項目をまとめれば、以下のとおりとなる。

① 締め固め部分の液状化

締め固め部分の密度が十分に高ければ、非改良部分の液状化に伴って、締め固めた部分が液状化する恐れはない。ここでいう「十分に高い」密度とは、工学において通常想定すべき地震動レベルにおいて、しかも工学において通常対象とする有効上載圧力のレベル（ $1 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$ 程度以下）においては、おおよそ相対密度80%である。

② 過剰間隙水圧

非改良部分の液状化に伴って、締め固め部分には、浸透流により過剰間隙水圧が上昇する。特に、液状化した非改良地盤との境界付近において著しい上昇が見られる。このような過剰間隙水圧の上昇・消散過程は、圧密型の方程式により予測できる。また、この過剰間隙水圧の上限値は、定常浸透流解析法により予測できる。

③ 締め固め部分の端部の安定性

液状化した非改良地盤との境界面と境界下端から境界面に対し約 30° をなす平面で囲まれる逆三角形断面の部分は、その他の締め固め部分と比べて安定性が特に低いと判断される。これは、締め固め部分の端部における振動等の影響とともに、浸透流により伝播された過剰間隙水圧の影響によるものと考えられる。さらに、これ以外の範囲においても、浸透流による過剰間隙水圧によって、おおまかには、過剰間隙水圧比 $u/\sigma'_{vo} > 0.5$ なる範囲においては、砂層の安定性がやや低下するものと判断される。

次に、既述の研究⁹⁾により明らかにされた点ではあるが、締め固め範囲を考える上において考慮すべき点として、以下の④、⑤が挙げられる。

④ 液状化した砂層による圧力

液状化した非改良地盤との境界には、飽和砂層の単位体積重量を持つ液体の圧力が作用する。この圧力は、土圧係数 $K = 1.0$ に相当する静的成分とその他の動的成分とからなる。その他の動的成分は、おおまかには、ウェスターガードの式により表わされる。

⑤ 液状化した砂層のせん断強度

液状化した非改良地盤のせん断強度は、工学的観点か

ら見て、全く期待できないと判断される。

最後に、本研究により明らかにされた点で、やや注意を払うべき点として、以下の点が挙げられる。

⑥ 締め固め部分の振動性状の変化

締め固め部分には、先に述べたように過剰間隙水圧の上昇があり、しかも、振動前には固体であった非改良地盤が液体状となることにより、振動性状の変化が起こる。

これらの項目をふまえて地盤改良範囲を決定するに当たり、まず、項目②に示す過剰間隙水圧の分布が、種々の条件下においてどのようになるかを、ある程度まで把握しておく必要があると考えられる。そこで、次節においては、いくつかの典型的な場合について過剰間隙水圧の分布を求め、これについての検討を行うこととしたい。

5.2 種々の条件下での過剰間隙水圧の分布

(1) 過剰間隙水圧の上限値の分布

過剰間隙水圧の伝播は、先に述べたように、圧密の機構に従って行われるが、砂層の透水性等から見て、通常多くの場合には、地震動により、締め固め砂層中の過剰間隙水圧はその上限値に達するものと思われる。そこで、まずはじめに、過剰間隙水圧の上限値の分布をいくつかの典型的な条件下において定常浸透流解析法により求めることとする。なお、砂層の透水性が特に低い場合については、次項において示すこととしたい。

a) く形断面の場合

まず、最も標準的な場合として、図-35に示すように、左端及び下端が不透水境界で、右端境界に液状化した砂層の過剰間隙水圧が定常的に加わる場合について検討することとする。このような条件での検討結果は、本研究で行った振動試験に適用されるのみならず、図-36に示すように、浅い基礎、根入れのある基礎、杭基礎、岸壁、埋設構造物等、極めて広い適用範囲を有している。なお、図-36において破線により示す四角形 $a b c d$ の範囲が、図-35の条件での解析結果を適用すべき範囲を

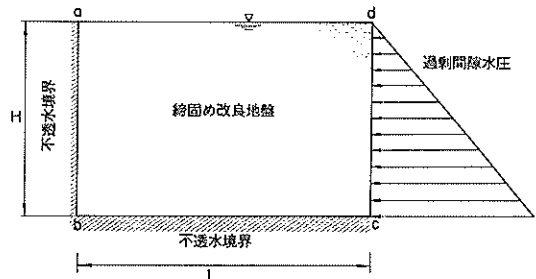
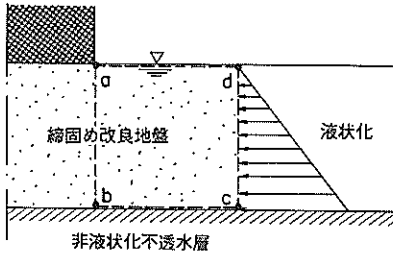
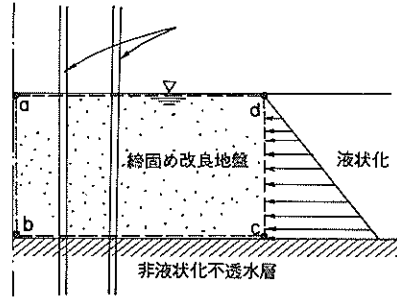


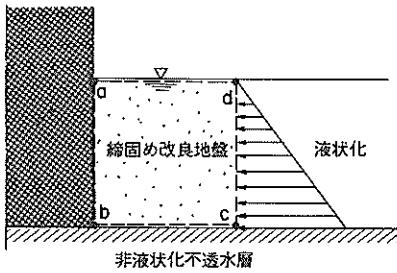
図-35 く形断面における過剰間隙水圧の上限値の解析条件



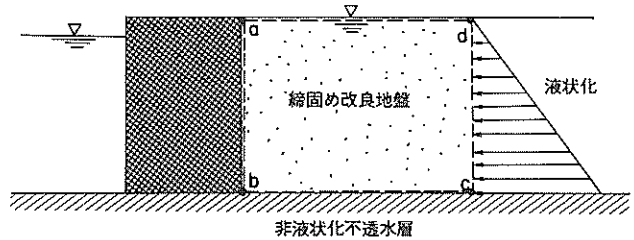
(a) 浅い基礎



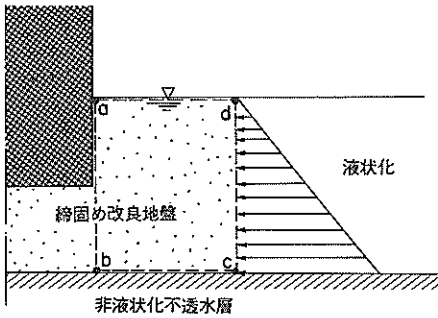
(d) 杭基礎 (海洋構造物)



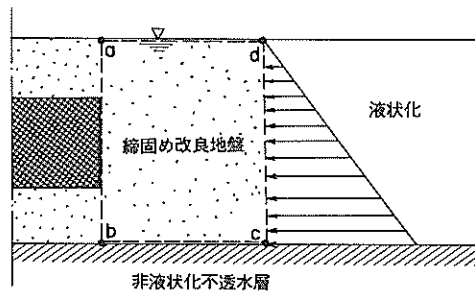
(b) 根入れのある基礎 (下端は非液状化不透水層)



(e) 岸壁, 護岸



(c) 根入れのある基礎 (下端も液状化)



(f) 埋設構造物

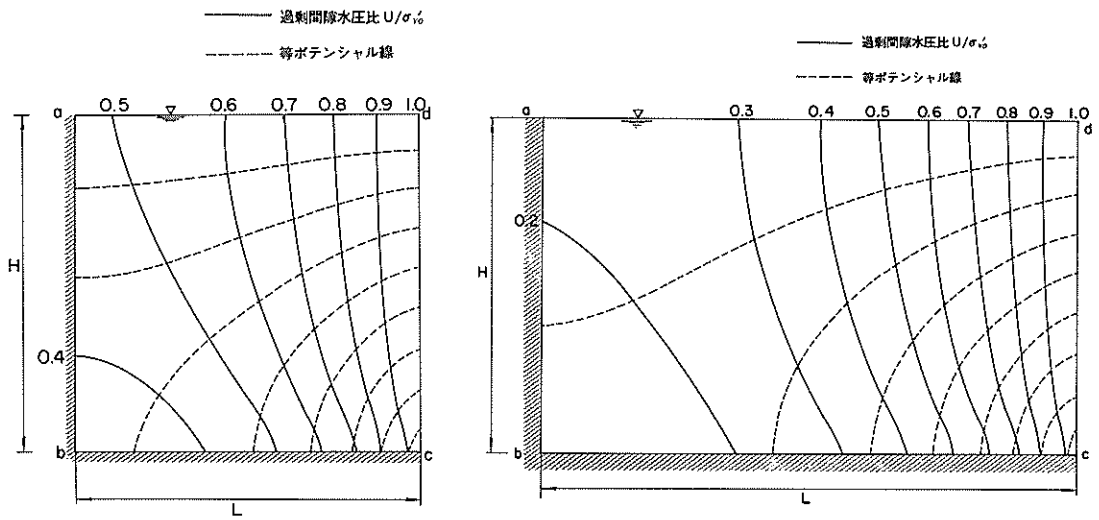
図-36 く形断面の解析結果の適用例

示している。

解析の結果、図-37に例示するような結果が得られた。この結果から、過剰間隙水圧比の分布は、く形断面のプロポーション L/H (ここに、 L 、 H は図-35に示すとおり。)により決定されることが理解される。さて、4.3に示したように、浸透流による過剰間隙水圧により地盤の安定性の低下を考慮すべきと判断される範囲は、過

剰間隙水圧比 $u/\sigma_{vo}' > 0.5$ なる範囲である。このことをふまえ、く形断面形状が過剰間隙水圧比の分布に与える影響を以下のようにして検討した。

まず、過剰間隙水圧比 $u/\sigma_{vo}' = 0.5$ の位置に注目し、 L/H をパラメタとしていくつかの計算を行った。その結果は、図-38に示すとおりとなった。この結果から、 L/H が約1.2以上であれば、(すなわち、左端の不透水



(a) $L/H = 1.0$ の場合

(b) $L/H = 1.6$ の場合

図-37 く型断面の締め固め改良地盤に発生する過剰間隙水圧比の例

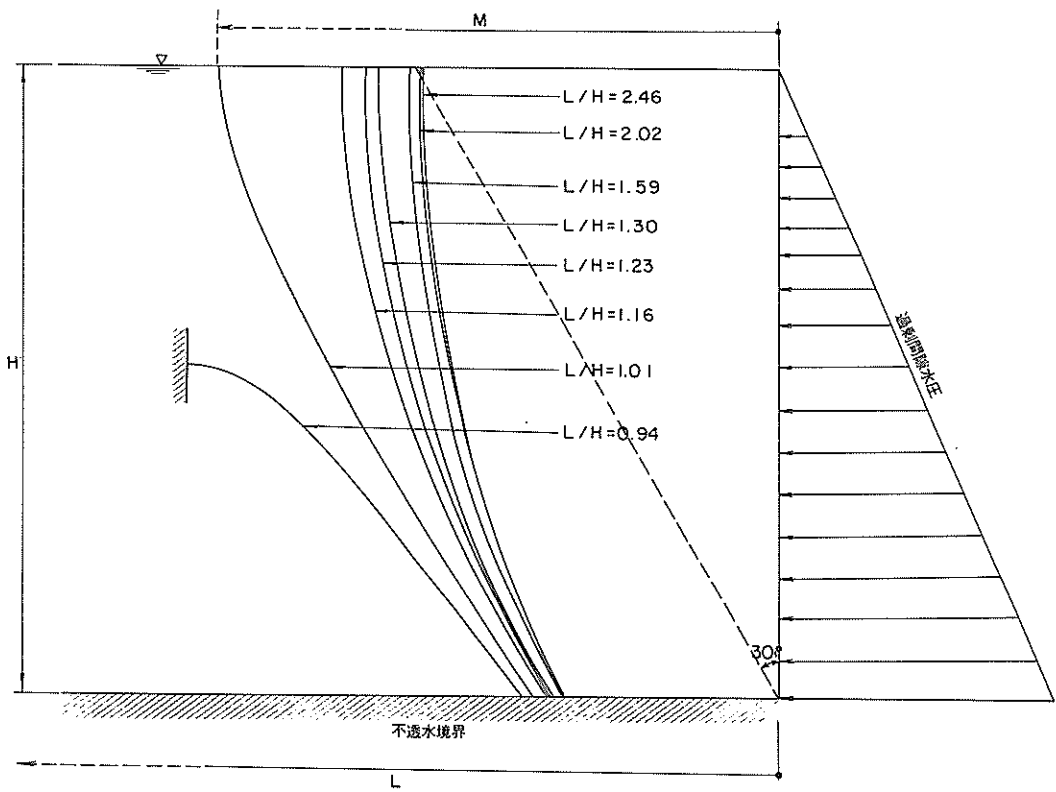


図-38 過剰間隙水圧比 $u/\sigma_{v0}' = 0.5$ の位置

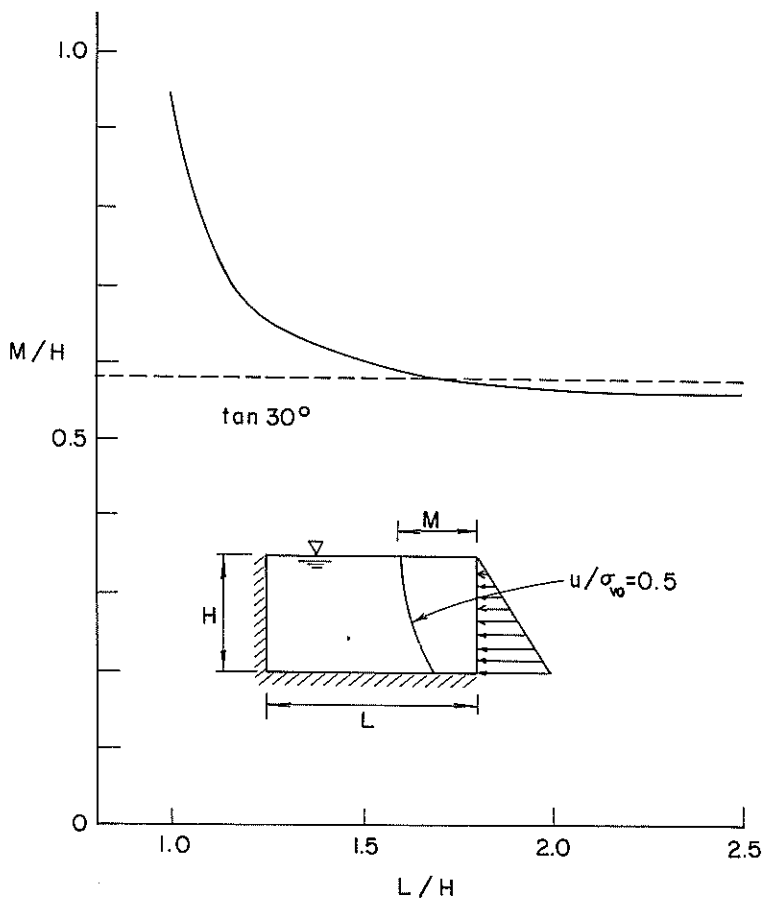


図-39 地表における過剰間隙水圧比が0.5となる位置 M/H とく形断面形状 L/H の関係

境界が深さの1.2倍以上右端の境界より離れていれば、) 同図において左端の不透水境界が過剰間隙水圧比 $u/\sigma'_{vo} = 0.5$ の位置に与える影響は、ほぼ無視しうると判断される。また、この場合、地表において $u/\sigma'_{vo} = 0.5$ となる位置 M は、おおむね境界下端から鉛直面と30度をなす角度で立ち上げた直線と地表との交点に位置する。これらの結果を、さらに明確に示すため、図-39には、 M/H と L/H の関係を、また、図-40には、境界から $H \tan 30^\circ$ 離れた位置における過剰間隙水圧比 u/σ'_{vo} と L/H との関係を示した。

これらの結果を、図-36のような各種の構造物に適用するに当たっては、若干注意を要する場合がある。それは、有効拘束圧力に関するものであり、図-36 (a) のような条件下においては、構造物により加えられる荷重が分散し、その荷重は四角形 a b c d の範囲にも一部及

ぶこととなる。したがって、このような場合、先に検討した過剰間隙水圧比の結果を直接に用いて構造物の安定性を評価すると、やや安全側の誤差を含む可能性がある。このような誤差を許容できない場合には、別途有効拘束圧力の値を評価し、過剰間隙水圧比を求めなおす必要があろう。

以上は、く形断面の下端の非液状化層が透水性を有しない場合であった。通常は、このような場合が多いと思われるが、場合により、く形断面の下端の非液状化層が砂層のように透水性を有することもあろう。そこで、次に、このような場合の過剰間隙水圧比について、若干の検討を行うこととしたい。

b) く形断面の下端の非液状化層が砂層の場合
く形断面の下端にある非液状化層が砂層の場合について、非液状化層の透水性がどのような影響を与えるかを

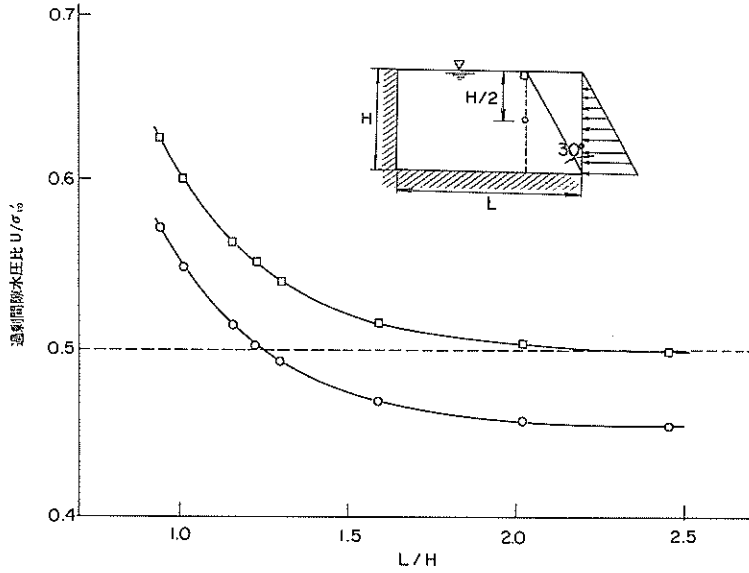


図-40 境界から $H \tan 30^\circ$ 離れた位置における過剰間隙水圧比 u / σ'_{vo} とく形断面形状 L/H の関係

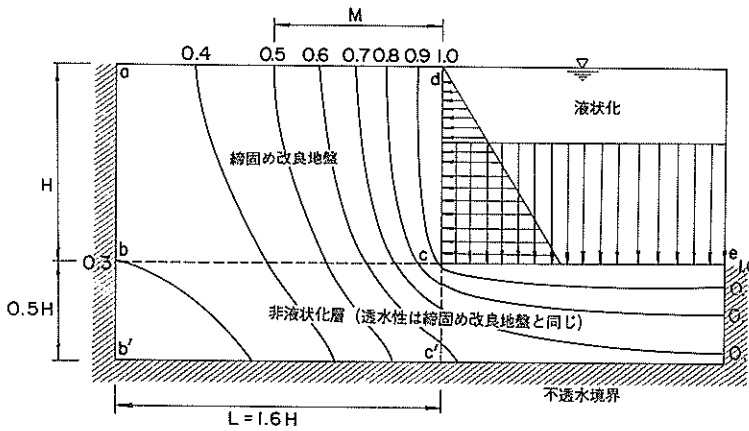


図-41 液状化層の下の非液状化層が砂層の場合の過剰間隙水圧比の例 ($L/H = 1.6$, 非液状化砂層厚が $0.5H$ の場合)

見るために、図-41に示すように、非液状化層のうちで砂層の部分の厚さが、液状化層の厚さ H の半分の場合について、過剰間隙水圧比を求めて見た。この結果を、図-39に示す結果と比較すると、以下のことが言えよう。過剰間隙水圧比 $u / \sigma'_{vo} = 0.5$ となる地表での位置 M は、四角形 $a b c d$ を図-35の条件で解析した場合の M と、四角形 $a b' c' d$ を図-35の条件で解析した場合の M との中間的な値となる。図-41の条件では、 $M = 0.84L$ で

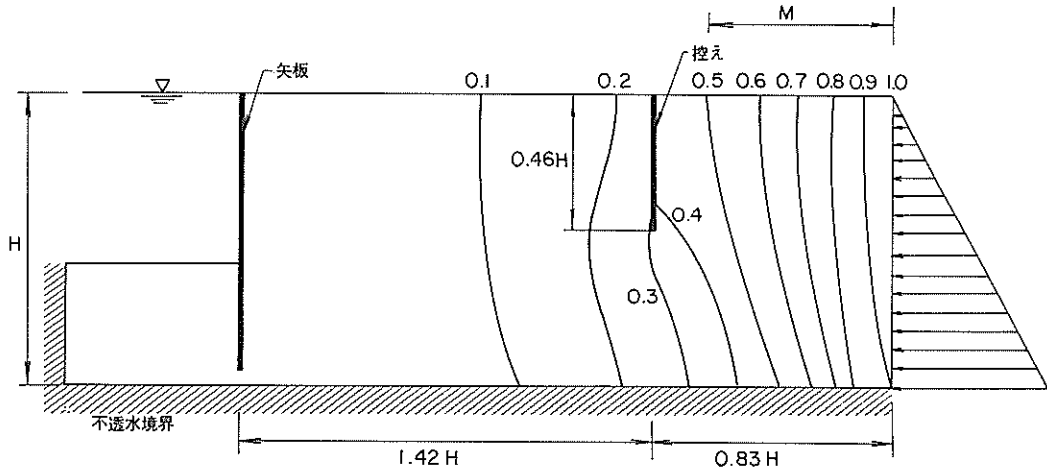
あり、非液状化層が不透水性の場合の M ($= 0.58L$) と比較して、約5割ほど大きくなってはいるが、図-41において、境界 cd から水平距離が $0.58L$ での地表での過剰間隙水圧比は $u / \sigma'_{vo} \approx 0.6$ にすぎない。4.3における考察から知れるように、 $u / \sigma'_{vo} = 0.5$ という目安は、ややおおまかな目安にしか過ぎないという点を考慮すれば、非液状化層が砂層の場合と不透水性の場合とでは、必ずしも重大な差異があるとは判断できない。

以上は、非液状化層の透水性が締め固め改良地盤の透水性と等しいとした場合であるが、非液状化層が礫層のように、締め固め改良地盤よりも特に大きな透水性を持つ場合については、次のように考えられる。この場合には、図-41において、液状化層から下向きに同図のceに加わる過剰間隙水圧が減衰せず、ほぼceにおける値を保ったまま、境界面bcに向かって上向きに加わることとなる。したがって、締め固め改良地盤においては、その下端の土層b'b'c'c'が液状化した場合に近いボイリング状態が発生すると考えられる。したがって、このような場合には、後に、5.4において検討するように、ドレーン等の設置も必要となるものと考えられる。

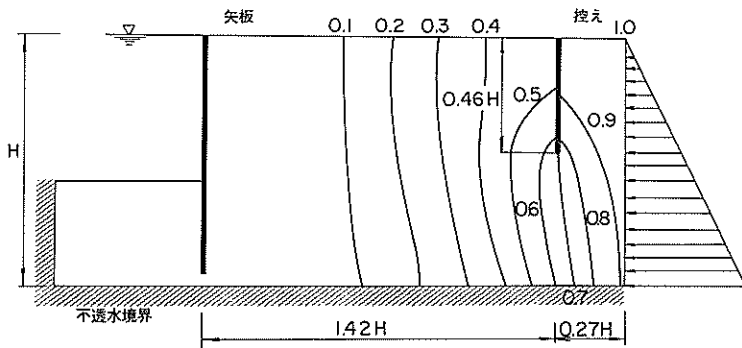
c) 控え版、控え矢板を有する矢板式岸壁の場合

矢板式岸壁においては、控えに杭を用いる場合には、a) b) に示す結果が適用できるが、控えとして版や矢

板のように止水性を有するものを用いる場合には、その影響を若干考慮する必要があるものと考えられる。この点について検討を行うため、図-42に示すような断面について浸透流解析を実施した。これらの結果から見て、控え版、控え矢板等は、その近傍の過剰間隙水圧分布に影響を与えるのみであって、控え版等の長さ程度以上に離れた部分に対しては、その影響は小さいものと判断される。例えば、図-42(a)の場合には、過剰間隙水圧比 $u/\sigma_{vo}' = 0.5$ となる地表の位置 M は、 $0.64H$ であり、控え版等がない場合の $M = 0.58H$ とほぼ同様となっており、この場合には、控え版等の影響は小さいものと判断される。また、控え版等の影響は、基本的には、同図に向かって、控え版等の左側の過剰間隙水圧比を小さくするものの、右側の過剰間隙水圧比を増大させる傾向を持



(a) 改良範囲が広い場合



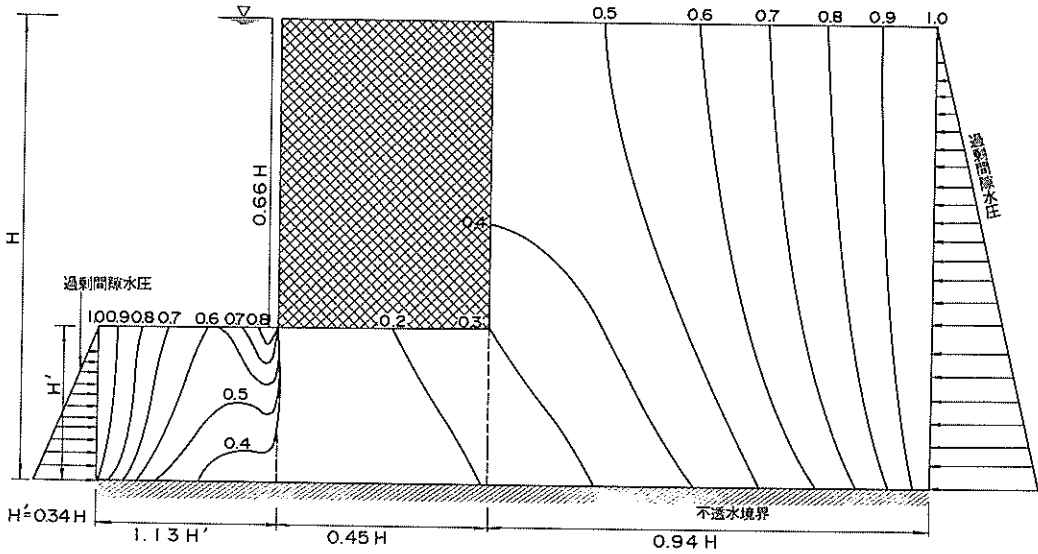
(b) 改良範囲がせまい場合

図-42 控え版、控え矢板を有する場合の過剰間隙水圧比の例

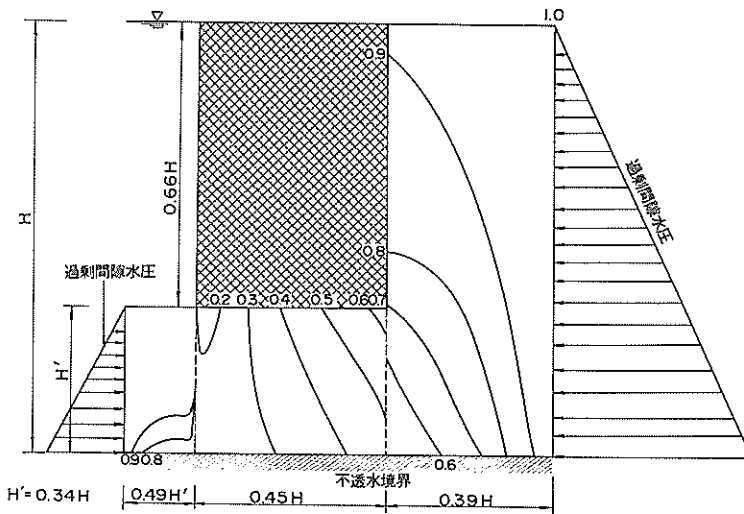
つことが理解される。

d) 重力式岸壁の海側と陸側の両方が液状化する場合
 重力式岸壁の背後のみが液状化する場合には、図-36
 (e) に示すように、く形断面の場合の解析結果が適用で
 ける。しかし、重力式岸壁の海側と陸側の両方が液状化
 する場合には、く形断面の場合の解析結果が適用できる

か否かについて必ずしも明らかではない。特に、重力式
 構造物直下の砂層を通過する浸透流の影響が明らかでは
 ない。この点について検討を行うため、図-43に示すよ
 うな四つの断面について解析を行った。同図においては、
 簡単のため、重力式構造物による荷重分散はないものと
 し、これによる有効上載圧力の変化は破線に示す範囲の



(a) 改良範囲が広い場合 (その1)



(b) 改良範囲がせまい場合 (その1)

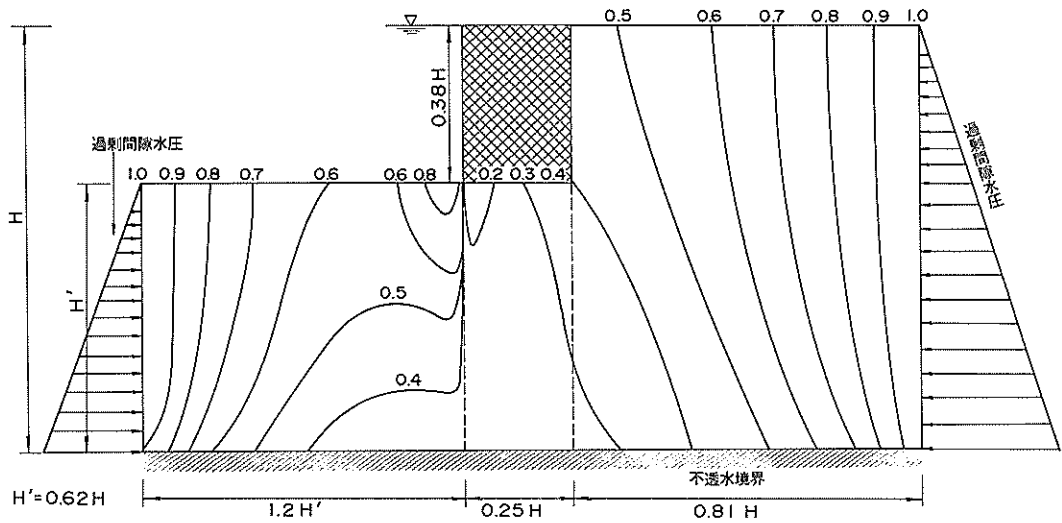
図-43 重力式岸壁の前後が液状化する場合の過剰間隙水圧比

みであるとして求めた有効上載圧力を用いて過剰間隙水圧比を求めた。同図より理解されるとおり、基本的には、a) で検討したく形断面の結果が、それぞれ陸側及び海側に適用できると判断される。ただし、注意を要するのは、重力式構造物の海側下端付近において、陸側からの浸透流の影響により、著しく大きい過剰間隙水圧比となる部分が現れる点である。この部分は、構造物の安定性にとって比較的重要な働きを受け持っている部分であり、この部分の安定性の低下は、構造物の安定性の低下につながる恐れがある。

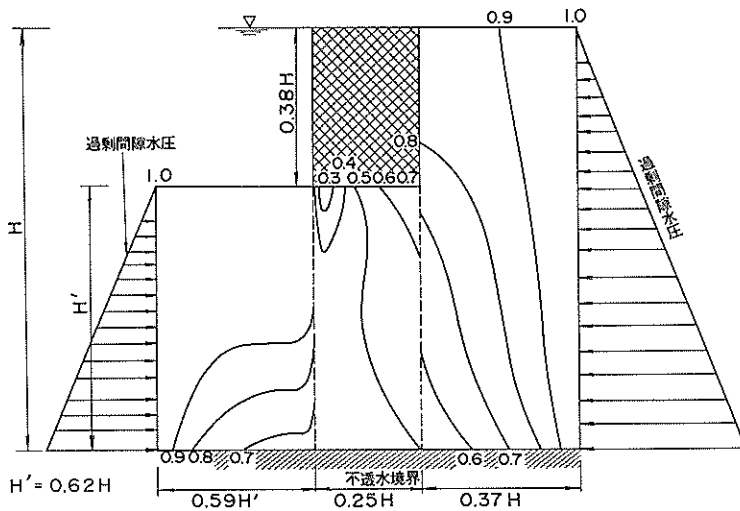
以上に検討したのは、構造物が直接に砂地盤に建設される場合であった。これに対し、港湾構造物においては、通常、重力式構造物の直下に、捨石等の透水性の高いマウンドを設けることが多い。この場合には、構造物直下の砂層を透過する浸透流は、マウンドを透過することとなるので、図-43に示すように、構造物の海側下端付近において著しく高い過剰間隙水圧比が発生することはないものと考えられる。

e) 裏込めの影響

岸壁においては、栗石のように透水性の高い材料を用



(c) 改良範囲が広い場合 (その2)



(d) 改良範囲がせまい場合 (その2)

図-43 重力式岸壁の前後が液状化する場合の過剰間隙水圧比 (つづき)

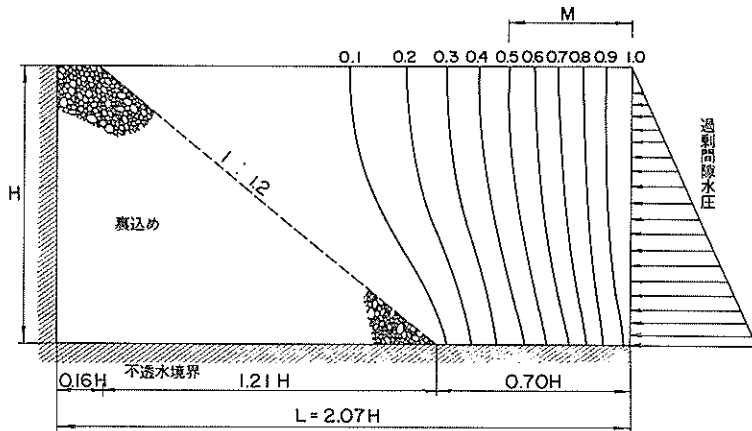


図-44 裏込めがある場合の過剰間隙水圧比の例

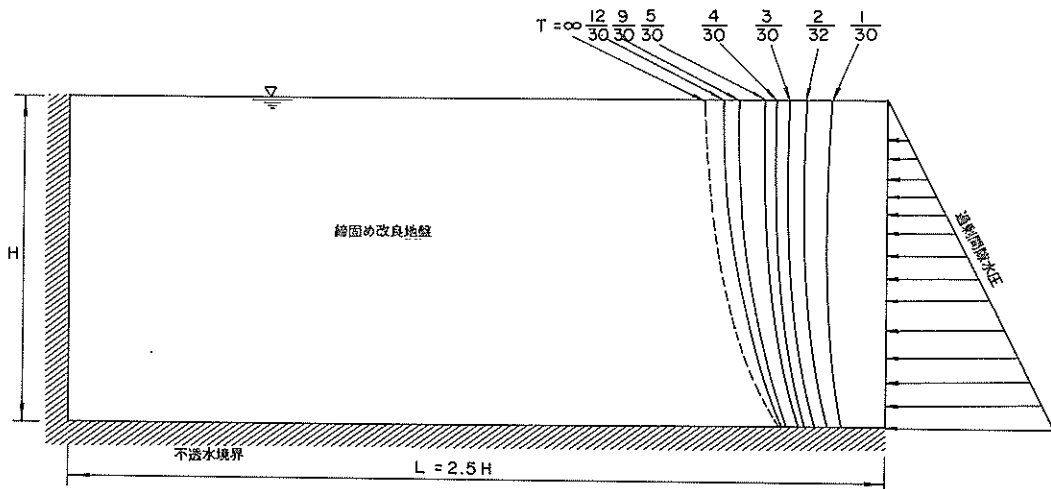


図-45 過剰間隙水圧比 $u/\sigma_{v0}' = 0.5$ なる位置の時間的变化 (T : 時間係数)

いて図-44のような裏込めを施工する場合も多い。この場合、裏込めとその背後の砂層との間に透水性が確保されていれば、裏込めの排水効果により、その背後の砂層の過剰間隙水圧が低減されることが期待される。そこで、図-44に示す断面を例にとって解析を行った。しかし、その結果は、裏込めの排水性とその背後の砂層の過剰間隙水圧比の分布に与える効果は極めて著しいとは判断できない結果となった。同図における過剰間隙水圧比 $u/\sigma_{v0}' = 0.5$ となる位置 M は $0.44H$ にすぎず、裏込めが全くない場合の M が $0.57H$ であるのに比べ、わずか2割減程度にとどまった。なお、裏込めは、その排水性から見れば、一種のドレーンと考えることができる。このようなドレーンが果たす効果についての一般的な検討は、5.4において示すこととしたい。

以上、本項に示してきた検討結果によれば、過剰間隙水圧比 $u/\sigma_{v0}' > 0.5$ となる範囲は、若干の例外はあるが、ほぼ、a) に示したく形断面の結果が適用でき、この結果によれば、 $L/H > 1.2$ であれば、 $u/\sigma_{v0}' > 0.5$ なる範囲は、おおむね境界から $H \tan 30^\circ$ の距離までの範囲であると判断される。

(2) 締め固め砂層の透水性が低い場合

これまでの検討では、過剰間隙水圧の上限値が、地震時に生ずる場合を対象として検討を行ってきた。通常は、このような場合が多いと思われるが、透水性が低い細砂やシルトまじり砂の場合には、間隙水圧の伝播に時間がかかり、地震動が比較的大きい時間中には、先に求めた過剰間隙水圧の上限値にまで達しない可能性もある。そこで、このように透水性が低い場合に砂層内に発生する

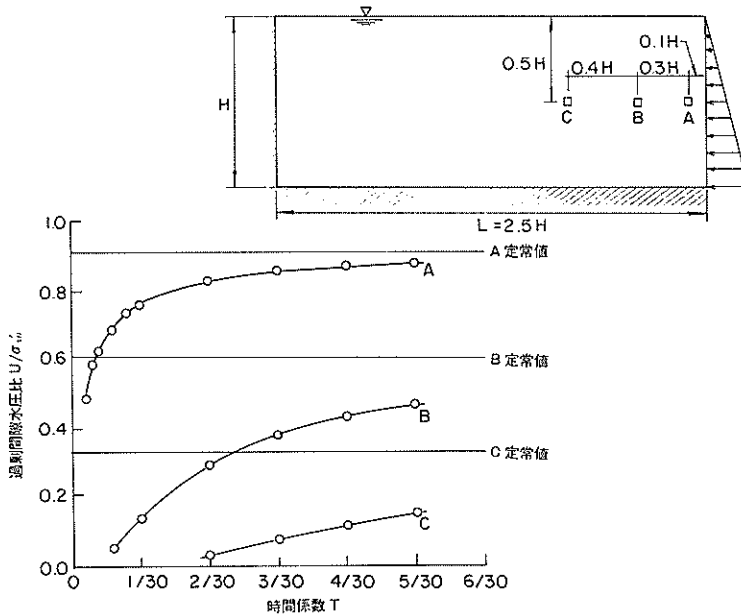


図-46 締め固め砂層中の過剰間隙水圧比の時間的変化

過剰間隙水圧の時間的変化について考察することとした。

このため、図-45に示すような形断面について、右端境界に液状化した砂層の過剰間隙水圧が急に加えられた瞬間以後の過剰間隙水圧の挙動を、圧密の方程式により解析した。圧密の解析において良く知られているように、無次元量として時間係数 $T = (k \cdot t) / (m_v \cdot \gamma_w \cdot H^2)$ を用いれば、その結果は圧密の定数によらず一般化されたものとなる。(ここに、 k : 透水係数、 t : 時間、 m_v : 体積圧縮係数、 γ_w : 水の単位体積重量、 H : 砂層の厚さ、である。そこで、時間係数 T を用いて、まず、過剰間隙水圧比 $u / \sigma'_{v0} = 0.5$ となる位置の時間的変化を求めた。その結果は図-45に示すとおりとなった。また、砂層の深さ方向の中央に位置する三点で、境界からの水平距離がそれぞれ深さ H の 0.1, 0.4, 0.8 倍にある A, B, C 点について、過剰間隙水圧比の時間的変化を求めた。その結果は、図-46に示すとおりとなった。

これらの結果から見て、やや安全側ではあるが、おおむね時間係数 $T = 5/30$ 程度以後の過剰間隙水圧比は、ほぼ、定常浸透流解析によって評価してよいものと判断される。このようなやや安全側の判断をする理由は、次のとおりである。すなわち、これまでの解析においては、締め固め砂層自身から生ずる過剰間隙水圧はないものとしてきたが、実際には、地震動に応じて多少の過剰間隙

水圧は生ずるものと思われる。また、過剰間隙水圧比 $u / \sigma'_{v0} = 0.5$ という目安は、既に述べたように、あくまでもややおおまかな目安にし過ぎない。

さて、時間係数 $T = 5/30$ を、実時間に換算するには、透水係数 k 、体積圧縮係数 m_v 、及び層厚 H を与えればよい。たとえば、層厚 $H = 10\text{m}$ 程度の液状化を対象とする場合、その有効上載圧力は 1kgf/cm 程度と考えられる。この有効上載圧力における砂層の過剰間隙水圧の消散過程の体積圧縮係数は、既応の室内試験⁹⁾の結果を参考とすれば、 $m_v = 3 \times 10^{-3}\text{cm}^2/\text{kgf}$ 程度と思われる。さらに、4.2における結果から見て、ここでの検討では、これより1オーダー小さい値を考えることが適当であると考えられる。したがって、時間係数 $T = 5/30$ は、砂層の透水係数が、 10^{-1}cm/s 、 10^{-2}cm/s 、 10^{-3}cm/s のとき、それぞれ実時間 $t = 0.5\text{s}$ 、 5s 、 50s に対応する。このことから、層厚 10m 程度の液状化を対象とする場合には、透水係数が 10^{-3}cm/s 程度より小さい砂層においては、地震動の影響と定常浸透流解析法により求まる過剰間隙水圧の影響とを同時に考慮する必要はないものと判断される。

5.3 地盤改良範囲の考え方

これまでの検討により、非改良地盤の液状化の影響が明らかにされ、そのうちの一つである過剰間隙水圧の分布についてはやや詳細な検討がなされた。そこで、これ

らに基づいて、液状化対策として締め固めを行う場合の地盤改良範囲の考え方をいくつかの例を交えながら示すこととしたい。

① 改良地盤の締め固め度

まず、地盤改良範囲を考えるに先だて、改良地盤が非改良地盤の液状化に伴って連鎖的に液状化しない程度に改良地盤の締め固め度を十分高いものとするのが前提となる。この締め固め度の目安は、工学において通常想定すべき地震動レベルにおいて、しかも工学において

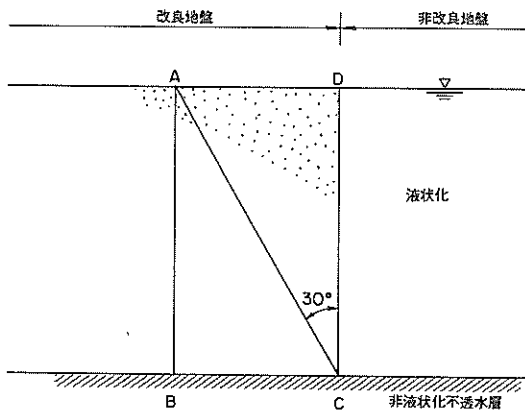
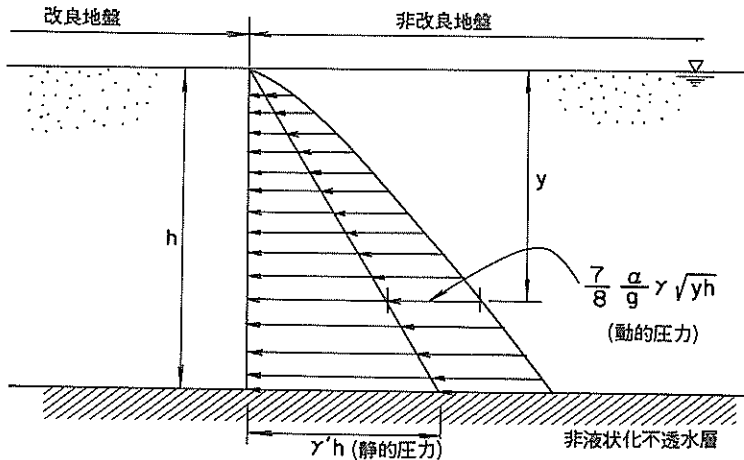


図-47 改良地盤が軟化する範囲

通常対象とする有効上載圧力のレベル (1~2 kgf/cm²程度以下) においては、おおよそ相対密度80%である。これは、液状化予測に関する研究¹⁾によれば、等価N値(有効上載圧力 0.66 kgf/cm²に換算したN値)16に相当する。

② 改良地盤の軟化

十分に締め固めた改良地盤であっても、改良地盤に隣接する非改良地盤が液状化すると浸透流によって過剰間隙水圧が改良地盤に伝達される。その上限値は、5.2に示すとおりである。この過剰間隙水圧の影響は、おおまかには、次のとおりと考えられる。まず、過剰間隙水圧比 $u / \sigma_{v0}' < 0.5$ の場合には、室内での動的非排水せん断試験等によれば、そのひずみは極めて小さい傾向があることから、過剰間隙水圧の影響は考慮する必要はない。他方、 $u / \sigma_{v0}' > 0.5$ の場合には、そのひずみは大きく、工学上過剰間隙水圧の影響を無視することはできない。 $u / \sigma_{v0}' > 0.5$ なる範囲は、前節の検討結果をふまえて判断すれば、おおまかには、図-47に示す四角形ABCDで表される。このうち、三角形ACDの部分は、振動試験において特に不安定な振動性状を示しているので、構造物の安定の検討においては、この部分の強度は期待できないと判断される。他方、三角形ABCの部分は、ある程度の安定性は保っていると判断されるので、構造



- α : 最大加速度
- g : 重力加速度 (980 Gal)
- γ : 飽和砂層の単位体積重量
- γ' : 飽和砂層の水中単位体積重量

図-48 改良地盤の境界に加わる圧力

物の安定性の検討においては、ある程度の強度は期待できよう。しかし、先にも述べたように、この部分については、何らかの強度低下は考慮せねばならないものと判断される。

③ 液状化した砂層による圧力

液状化した非改良地盤との境界には、図-48に示すように、土圧係数 $K = 1.0$ に相当する静的な圧力及びウェスターガードの式により表される動的な圧力が作用する。これに対し、岸壁のような構造物においては、図-49に示す構造物背後EFにおいて、主働土圧に相当する土圧が働くと考えて設計することが多い。したがって、境界CDに加わる圧力に対しては、この圧力に抵抗するに十分なせん断力が受働崩壊面GCにおいて発揮されるか否かの確認を行うことが必要であると考えられる。

④ 液状化した砂層のせん断強度の消失

液状化した非改良地盤のせん断強度は、設計上ゼロと考えるべきである。このこと、及び②に述べた逆三角形断面の部分のせん断強度を期待しないこと、を合わせて考慮すれば、図-50に示すようないくつかの基礎の場合については、実線EFG及びHIにより示した部分のせん断強度のみによって十分な支持力が得られるように改良範囲を定めるべきこととなる。ただし、この場合にも、液状化した砂層からの圧力は働くので、図-50に示すように、土圧係数 $K = 1.0$ に相当する静的な圧力からウェスターガード式により表される動的な圧力を差し引いた圧力は、構造物の安定性に寄与する要因として考慮してよいものと判断される。この場合、これらの圧力の寄与する面は、便宜上、GG'面またはII'面と考えてよいであろう。なお、図-50には、三つの場合の例示のみにとどめたが、これらの例から、杭基礎等、その他の基礎についても、同様の考え方が適用できると思われる。

⑤ 締め固め部分の振動性状の変化

締め固め部分には、過剰間隙水圧及び非改良地盤の液状化の影響により振動性状に変化が生じ、この結果、締め固め部分に加わる慣性力が変化する。しかし、その程度、及びそれによる締め固め部分及び構造物の安定性への影響の度合を評価するためには、別途詳細な検討が必要であり、本研究の範囲で確定的な結論を導くことは困難である。しかし、過剰間隙水圧比が0.5以上となる範囲が改良範囲全体に比べて小さく、しかも、改良範囲全体の断面形状が比較的へんこ扁平であれば、締め固め部分の振動性状の変化は小さいものと思われる。したがって、このような場合には、締め固め部分の振動性状の変化を考慮する必要はないであろう。

液状化対策としての地盤の締め固め範囲を決定するに当たっては、以上のような考え方に従う必要があるものと考えられる。なお、以上のような考え方に従って具体的に地盤改良範囲を決定するに当たっては、砂の内部まざつ角、設計震度、及び安定解析の手法が必要となる。これらについては、4.3において述べたように、現在のところ、必ずしも物理現象と良い対応を示すものとはなっていない場合が多いのが現状である。しかし、各種構造物に対してそれぞれ経験的に妥当性を有すると判断される定数及び手法の組み合わせが得られている場合は多いので、それを参考とするのも一つの妥当性を有する方法であると考えられる。

さて、ここに示した方法は、上記の諸点のうち、②に示す過剰間隙水圧等の影響に対して、締め固めの範囲を広げることにより対応するものであった。これに対し、止水壁やドレーンを用いて過剰間隙水圧の伝播を防止するという、やや積極的な対応も考えられる。この場合には、②に示す点に対する考慮は必要がなくなるので、改

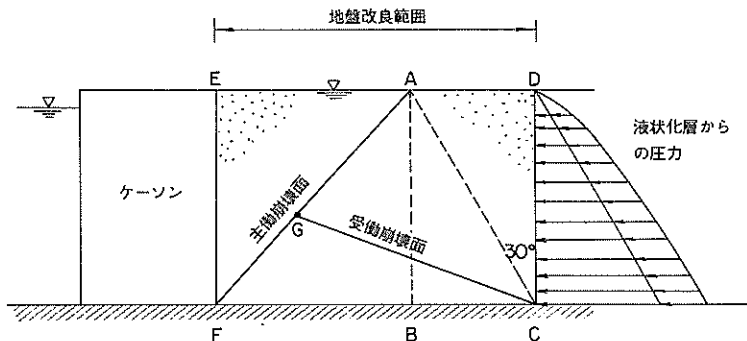
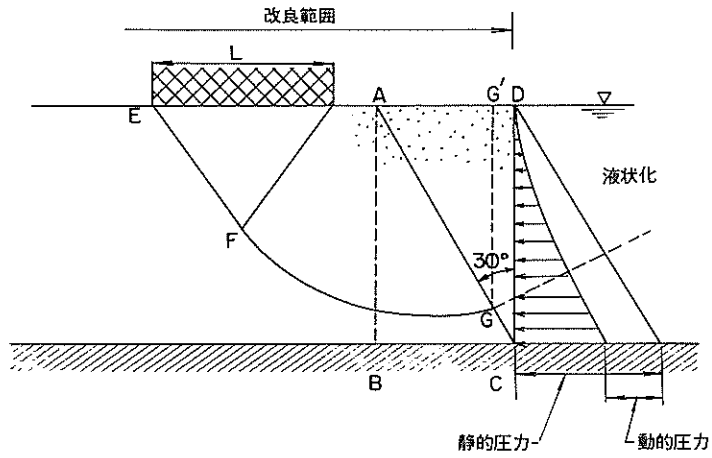
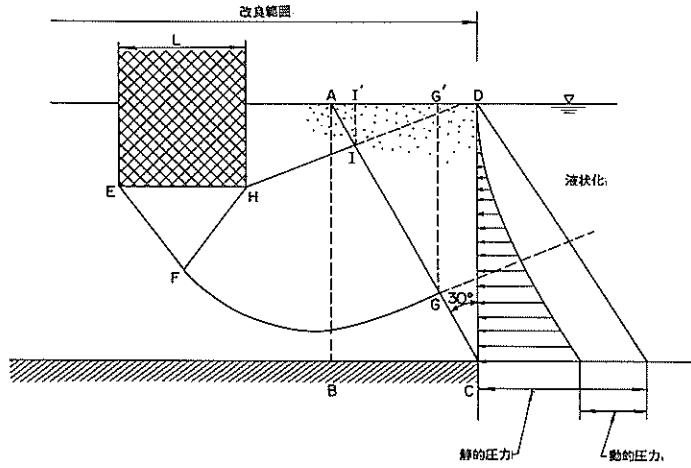


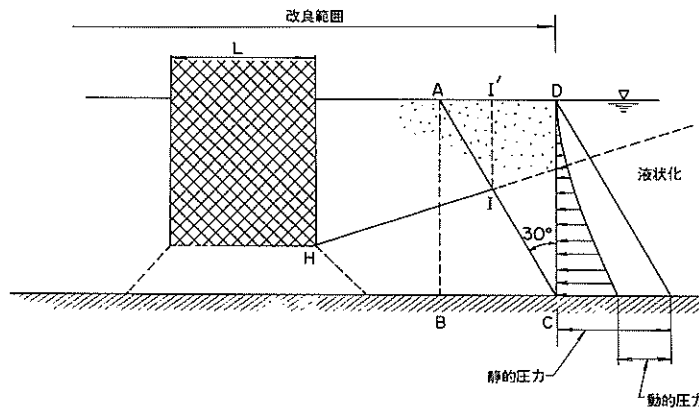
図-49 液状化した砂層から加わる圧力に対する安定性の確認の概念図



(a) 浅い基礎（液状化層厚が基礎幅 L に比べて十分に大きい場合）



(b) 根入れのある基礎（液状化層厚が基礎幅 L に比べて十分に大きい場合）



(c) 根入れのある基礎（液状化層厚が基礎幅 L に比べて十分に小さい場合）

図-50 基礎の改良範囲の検討法の概念図

良範囲をややせばめることができるものと考えられる。このような積極的な対応方法のうち、矢板のような止水壁を用いる場合には、特に技術的に検討を要する点はないものと考えられる。しかし、ドレーンを過剰間隙水圧の遮蔽のために用いる場合には、いくつかの検討すべき課題があると考えられる。そこで、この課題及びその検討結果を次節に示すこととした。

なお、厳密に言えば、ドレーンによる過剰間隙水圧の遮蔽という研究課題は、本研究で対象としている締め固め範囲に関する研究課題の枠からややはずれるものである。しかし、締め固めによる液状化対策と特に深い関連を持つ課題であり、しかも、解析手法としては、本研究で用いてきた浸透流解析法がそのまま用いられることとなるので、本報告において報告することがふさわしいと

判断したものである。

5.4 ドレーンによる過剰間隙水圧の遮蔽

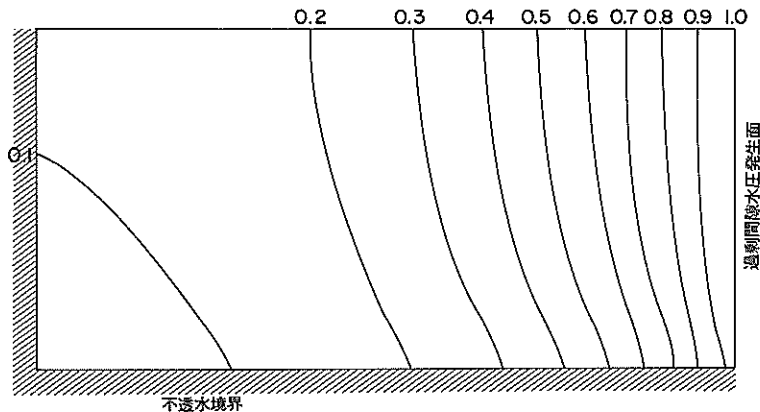
非改良地盤の液状化に伴って改良地盤へ伝播する過剰間隙水圧を砕石等を用いたドレーンにより遮蔽する上で技術的に検討すべき事項には、以下のものがある。

① ドレーンの打設位置

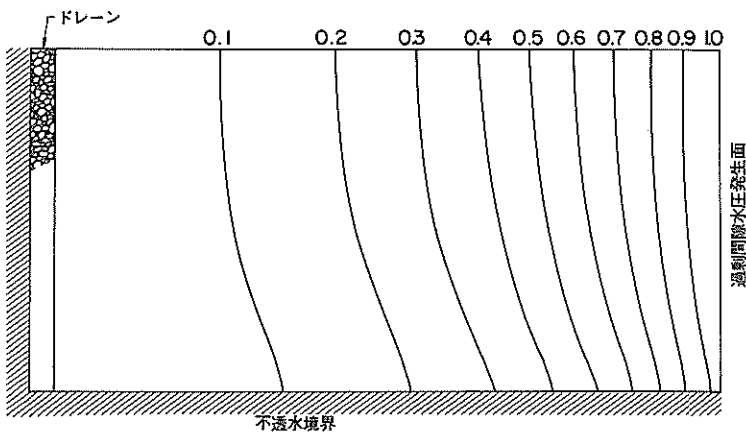
ドレーンの打設位置を、締め固めによる改良地盤内のうちのどの位置とするのが適当であろうか。構造物を直接とりまくように設置するのが適当であろうか。それとも、締め固め部分と非改良部分との境界付近に設置するのが適当であろうか。

② ドレーンの材料の透水係数とドレーンの大きさ

ドレーンの材料の透水係数はどの程度とすればよいであろうか。また、ドレーンを壁状に打設する場合にその



(a) ドレーンがない場合



(b) ドレーン左端の場合

図-51 壁状ドレーン（透水性が十分大）の設置位置による過剰間隙水圧比の変化

厚さをどのようにしたらよいであろうか。また、ドレーンを柱状に打設する場合には、その打設間隔とドレーンの径をどのようにしたらよいであろうか。

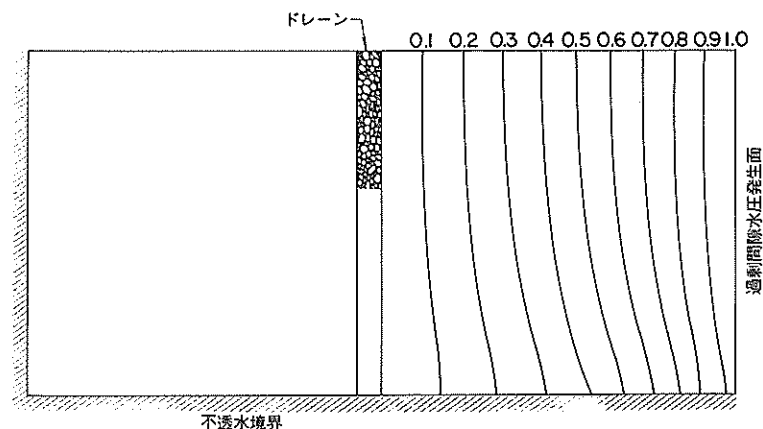
これらの点に関して検討を行うため、定常浸透流解析法を用いていくつかの計算を実施した。

(1) ドレーンの打設位置

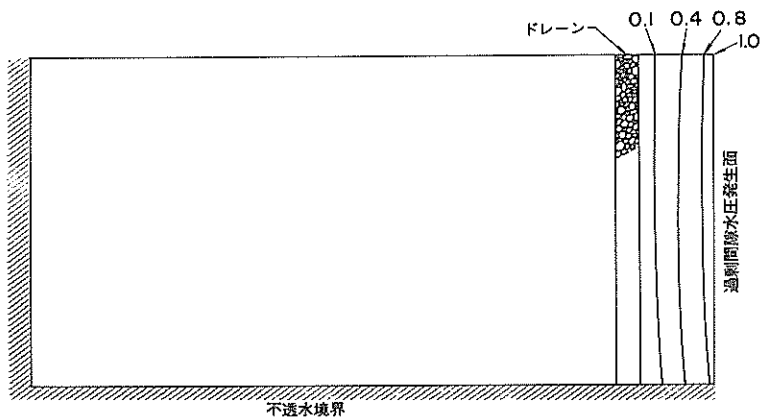
まず、ドレーンの打設位置について検討を行うため、ドレーンの透水性が砂層の透水性に比べて十分に高い場合について、ドレーンの打設位置が締め固め砂層内の過剰間隙水圧比の分布に与える影響を検討した。ドレーンの形状は壁状とした。その結果は、図-51に示すとおりとなり、これらの結果から、ドレーンの効果は、あくまでも過剰間隙水圧の伝播を遮断するのみであって、それ

以上の著しい効果、例えば、ドレーンの周囲の相当に広い範囲の過剰間隙水圧比を低下させる効果、はないものと判断される。特に、ドレーンの打設位置を裏込めのように構造物の直背後とする同図(b)の場合には、ドレーンを全く設置しない同図(a)の場合と比較して、その効果はほとんどないことが理解される。したがって、一般には、ドレーンを締め固め改良地盤と非改良地盤との境界付近に打設することが適当であると判断される。ただし、ドレーンが非改良地盤に直接に接するような打設方法では、非改良地盤の液状化に伴ってドレーンの目づまりが生ずる可能性が高いため、ドレーンは締め固め改良地盤内に含まれるように打設すべきと考えられる。

(2) 壁状ドレーンの透水係数と厚さ



(c) ドレーン中央の場合



(d) ドレーンが境界に近い場合

図-51 壁状ドレーン(透水性が十分大)の設置位置による過剰間隙水圧比の変化(つづき)

一般に、ドレーンの持つ排水能力の限界は、ウェルレジスタンス係数により表されることが知られている。¹¹⁾ ドレーンを壁状に打設する場合には、ウェルレジスタンス係数は、次式で表される。

$$R_{2D} = \frac{k_s}{k_d} \cdot \left(\frac{h}{c} \right)^2 \quad \dots (8)$$

ここに、 R_{2D} ：2次元解析でのウェルレジスタンス係数

k_s ：砂の透水係数

k_d ：ドレーンの透水係数

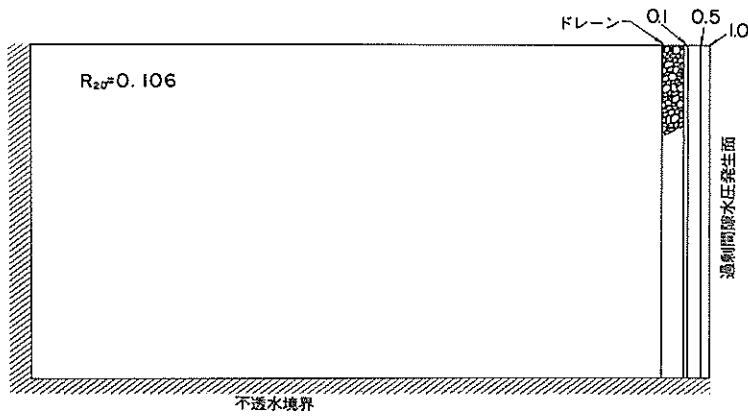
h ：ドレーンの長さ

c ：ドレーンの厚さ

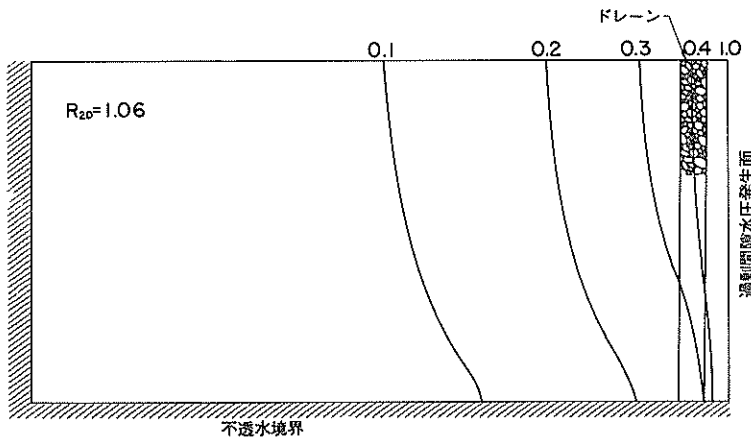
ウェルレジスタンス係数 R_{2D} の値により、締め固め砂層内の過剰間隙水圧比がどのように変化するかを検討するため、ドレーンの設置位置を境界から $0.072h$ (h は液状化層の層厚) とした場合について浸透流解析を行った。この結果は、図-52のとおりとなり、おおまかに見て、ウェルレジスタンス係数 R_{2D} が1以下となるようにドレーンを設計しないと、過剰間隙水圧の遮蔽効果は保証されないと判断される。

(3) 柱状ドレーンの透水係数と杭径

壁状ドレーンに対するものと同様の検討を、柱状ドレーンについても実施した。定常浸透流解析は、20節点ア



(a) $R_{2D} = 0.106$ の場合



(b) $R_{2D} = 1.06$ の場合

図-52 壁状ドレーンのウェルレジスタンスによる過剰間隙水圧比の変化

イソパラメトリック要素を用いた有限要素法により行った。用いた要素数は、 20^2 (よこ) $\times 5^2$ (たて) $\times 3^2$ (奥行) である。ドレーンの杭間を通る断面について過剰間隙水圧を求めた。ウェルレジスタンス係数は、柱状のドレーンに対しては、次式で表される。)

$$R_{ax} = \frac{8}{\pi^2} \cdot \frac{k_s}{k_d} \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2 \quad \dots (9)$$

ここに、 R_{ax} : 柱状のドレーンに対するウェルレジスタンス係数

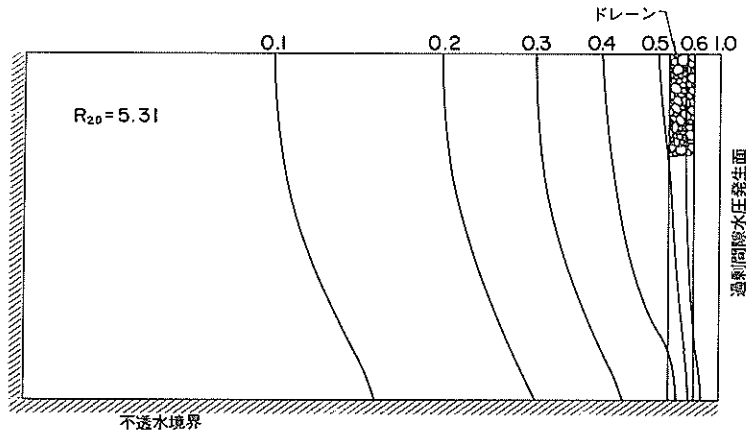
k_s : 砂の透水係数

k_d : ドレーンの透水係数

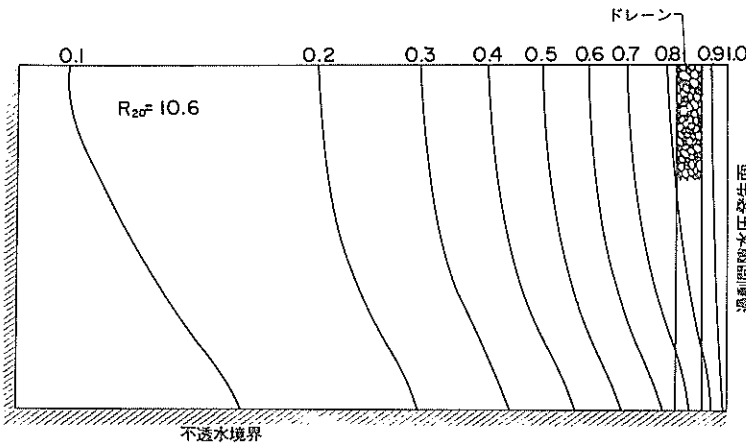
h : ドレーンの長さ

a : ドレーンの半径

ウェルレジスタンス係数 R_{ax} の値により、締め固め砂層内の過剰間隙水圧比がどのように変化するかを検討するため、杭径比 $a/b = 0.3$ (ここに、 b はドレーンの有効円の半径) とした場合で、しかも境界から $0.15h$ (h は液状化層の厚さ) の位置にドレーンの中心が位置するようにした場合について浸透流解析を行った。この結果は、図-53のとおりとなり、この結果から見ても、おおまかには、ウェルレジスタンス係数 R_{ax} を 1 以下とすることが、過剰間隙水圧の遮蔽効果を確保するための条件であると判断される。また、 R_{ax} が 1 以上の場合でも、ドレーンの打設を 2 列にすることによって、図-53(d) の程度には遮蔽効果が改善されることがわかる。

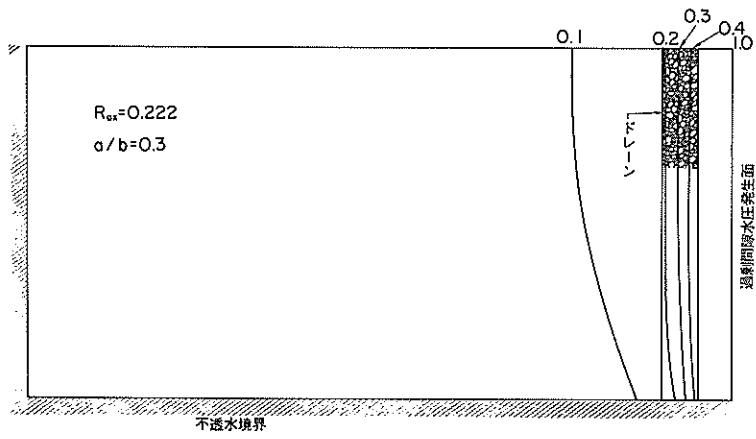


(c) $R_{20} = 5.31$ の場合

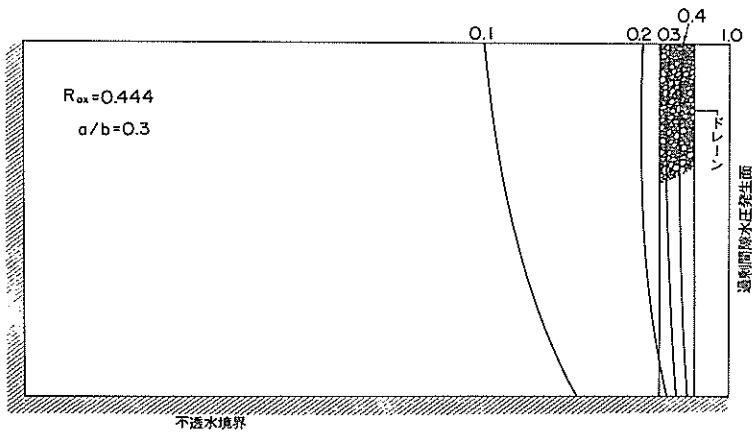


(d) $R_{20} = 10.6$ の場合

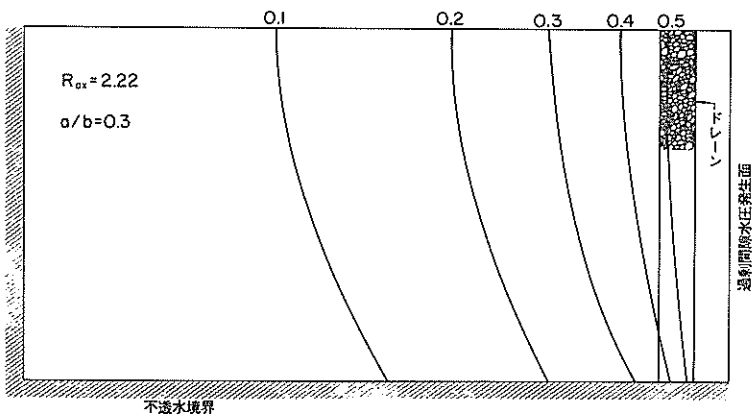
図-52 壁状ドレーンのウェルレジスタンスによる過剰間隙水圧比の変化 (つづき)



(a) $R_{ax} = 0.222$ の場合

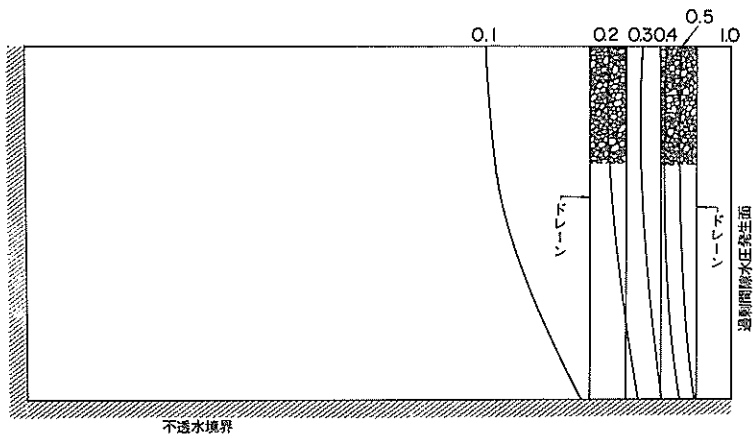


(b) $R_{ax} = 0.444$ の場合



(c) $R_{ax} = 2.22$ の場合

図-53 柱状ドレーンのウェルレジスタンスによる過剰間隙水圧比の変化 ($a/b = 0.3$)



(d) $R_{ax} = 2.22$ かつドレーンが2列の場合

図-53 柱状ドレーンのウェルレジスタンスによる過剰間隙水圧比の変化 ($a/b = 0.3$) (つづき)

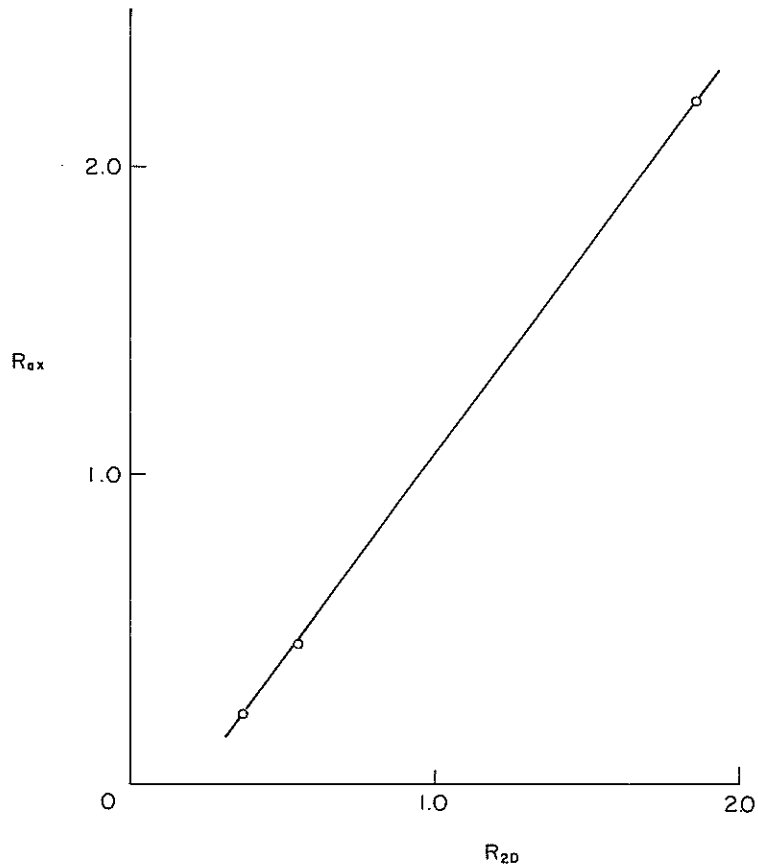


図-54 壁状ドレーンと柱状ドレーン ($a/b = 0.3$)
のウェルレジスタンス係数の関係

以上の検討は、先に述べたように三次元解析によるものである。しかし、一般に、このような三次元解析を実施するのは、計算時間等の点で制約が多い。したがって、一般には、三次元解析を実施する代わりに、二次元解析を実施し、これによって三次元解析を近似することがのがぞましい。そこで、先に示した $a/b = 0.3$ なるケースについて、二次元解析と三次元解析の結果を比較した。この結果、図-54に示すようなウェルレジスタンス係数の対応を考慮すれば、 $a/b = 0.3$ の場合の三次元解析は二次元解析によって実用上十分な精度で近似できることがわかった。

6. 結論

液状化対策として締め固めによる地盤改良を実施する場合は多い。この場合の設計においては、締め固めの程度及び地盤改良範囲を決めることが必要である。これらの点について検討を行うため、長さ5m、高さ1.5m、奥行1.5mの振動箱の中に締め固めた部分とゆるぎめの部分をもつ飽和砂層を作り、振動を与えてゆるぎめの部分を液状化させ、締め固めた部分との境界付近の現象に注目して、その観察と計測を行った。また、振動試験の結果得られた過剰間隙水圧の伝播について圧密型方程式を用いて解析を行った。これらと平行して、既述の液状化に関する研究の成果⁸⁾の一部について、本研究の観点から新たに考察した。この結果、締め固めによる地盤改良の設計において考慮すべき諸点として、以下のことが明らかにされた。

① 締め固め部分の密度が十分に高ければ、非改良部分の液状化に伴って締め固めた部分が液状化する恐れはない。その密度の目安は、工学において通常想定すべき地震動レベルにおいて、しかも工学において通常対象とする有効上載圧力のレベル ($1 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$ 程度以下) においては、おおよそ相対密度80%、等価 N 値 (有効上載圧力 0.66 kgf/cm^2 に換算した N 値²⁾) で16である。

② 十分に締め固めた改良地盤であっても、これに隣接する非改良地盤が液状化すると浸透流によって過剰間隙水圧が伝達される。その上限値は、定常浸透流解析法により求められる。通常の透水性を持つ砂層では、地震中にこの上限値に達する過剰間隙水圧が伝達されるものと判断される。

③ このような浸透流による過剰間隙水圧の影響及び非改良地盤の振動性状の変化の影響の両者により、液状化した非改良地盤との境界面と境界下端から境界面に対し約30°をなす平面で囲まれる逆三角形断面の部分は、その他の締め固め部分と比べて安定性が特に低くなるもの

と判断される。さらに、これ以外の範囲においても、浸透流による過剰間隙水圧比 (有効上載圧力 σ_{v0}' に対する過剰間隙水圧 u の比) $u/\sigma_{v0}' > 0.5$ の範囲では、安定性がやや低下するものと判断される。

④ 液状化した非改良地盤との境界には、飽和砂層の単位体積重量を持つ液体の圧力が作用する。この圧力は、土圧係数 $K = 1.0$ に相当する静的成分とウェスターガードの式により表される動的成分とからなる。⁸⁾

⑤ 液状化した非改良地盤のせん断強度は、設計上、全く期待できないと判断される。⁸⁾

⑥ 締め固め部分には、先に述べたように過剰間隙水圧の上昇があり、しかも、振動前には固体であった非改良地盤が液体状となることにより、締め固め部分の振動性状が変化する。しかし、過剰間隙水圧比が0.5以上となる範囲が改良範囲全体に比べて小さく、しかも、改良範囲全体の断面形状が比較的扁平であれば、締め固め部分の振動性状の変化は小さいものと思われる。

⑦ 過剰間隙水圧の伝播を遮蔽することは、地盤改良範囲をやや小さくするために有効であると考えられる。この遮蔽のためにドレーンを設置する場合には、本報告に示すようにその透水性等に関し適切な設計が必要である。

7. おわりに

本研究は、プロジェクト研究“液状化対策に関する総合的研究”の一つとして実施したものである。本報告中にも述べたとおり、密な飽和砂地盤の地震時安定性に関しては解明すべき点が数多く残されている。現在、引きつづき、同プロジェクト研究において、この点に関する詳細な検討を実施中である。このような研究途上とも言うべき時点において、あえて本報告をとりまとめることとしたのは、現在早急に液状化対策を実施すべき施設に対し最新の技術情報を提供することが重要であり、この意味では、本報告の範囲だけに限っても、地盤改良範囲を考える上で考慮すべき基本的な点はかなり明らかにされたと考えられるからである。本報告に対する関係各位の御意見・御批判を賜わり、今後の検討を進めていくこととした。(1987年3月31日受付)

謝 辞

本研究は運輸省港湾技術研究所土田 肇次長 (当時、構造部耐震構造研究室長) により開始されたものである。振動実験の実施においては、五洋建設 (株) 山本 徹氏 (昭和59年4月より昭和60年3月まで構造部耐震構造研究室研修生として研究) の御協力を得た。数値計算にお

いては、五洋建設(株)荒若誠一氏(昭和60年4月より昭和61年3月まで同研究室研修生として研究)の御協力を得た。解析に用いた有限要素法による数値解析プログラムの開発は、土質部土性研究室小林正樹室長にお願した。ここに記して謝意を表したい。

参考文献

- 1) 土質工学会：土質試験法，第2編土の物理的性質の試験，1979年，pp.25～188
- 2) Y. Yoshimi, F. Kuwabara, and K. Tokimatsu : One Dimensional Volume Change Characteristics of Sands under Very Low Confining Stresses, *Soils and Foundation*, Vol.15, No.3, September 1975, pp.51～60
- 3) 土田 肇, 井合 進, 倉田栄一：液状化対策としての締め固めの施工範囲について，第14回地震工学研究発表会講演概要，1976年7月，pp.9～12
- 4) F. Tatsuoka, M. Muramatsu, and T. Sasaki : Cyclic Undrained Stress-Strain Behavior of Dense Sands by Torsional Simple Shear Test, *Soils and Foundation*, Vol. 22, No. 2, June 1982, pp.55～70
- 5) P. De Alba, H.B. Seed, and C. K. Chan : Sand Liquefaction in Large - Scale Simple Shear Tests, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.102, No.GT 9, September1976, pp.909～927
- 6) H.B. Seed and J.R. Booker : Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Grave Drains, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.103, No.GT 7, July1977, pp.757～768
- 7) 市原松平：土の動的性質，最上武雄編土質力学，技報堂，1969年，p.707
- 8) 土田 肇：砂質地盤の流動化の予測と対策，昭和45年度港湾技術研究所講演会講演概要，1970年12月，pp.(3) - 1 ～ (3) - 33
- 9) K.L. Lee and A. Albaisa : Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.100, No.GT 4, April 1974, pp.387～406
- 10) 井合 進, 小泉勝彦, 土田 肇：粒度とN値による新しい液状化予測法，港湾技術研究所報告，第25巻，第3号，1986年9月，pp.125～234
- 11) H. Yoshikuni and H. Nakanodo : Consolidation of Soils by Vertical Drain Wells with Finite Permeability, *Soils and Foundation*, Vol.14, No. 2, June 1974, pp.35～46

港湾技研資料 No. 590

1987.6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 阿部写真印刷株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.