029

マイクロフィルム用資料

ISSN 0386 － 5878
土木研究所資料 第3688号

土 木 研 究 所 資 料

法先固化改良による盛土の耐震対策効果に関する動的遠心模型実験報告書

平成12年3月

建 設 省 土 木 研 究 所
耐震技術研究センター動土質研究室

Copyright © (2000) by P. W. R. I.
All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の本書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3688号 2000年3月

法先固化改良による盛土の耐震対策効果に関する動的遠心模型実験報告書

動土質研究室　室　　長　松尾　修
主任研究員　岡村　未対
研　究　員　田本　修一

要　旨

過去の地震において河川堤防は天端がメートルオーダーの沈下を生じるような大きな被害をしばしば受けてきた。近年では堤防の耐震対策が進められているが、そこで用いられている対策工設計法は堤防の沈下量を照査するものではなく、円弧滑り法に代表される力の釣り合いに基づいた方法で設計されている。

動土質研究室では平成10年度から基礎地盤の液状化時における盛土の挙動と対策工の効果について一連の遠心模型実験を行ってきた。そこでは、地震時に盛土が大きく沈下する挙動を模型内で再現すること、対策工の規模を種々変えた実験を行い、盛土天端沈下量に及ぼす影響を調べること、詳細な地盤調査、土質試験を合わせて行い詳細な変形予測解析の検証材料となり得る実験データを得ることを主な目的とした。本報告書は、無対策盛土の動的遠心模型実験と、固化対策を施した盛土の動的遠心模型実験についてとりまとめたものである。

キーワード：盛土、液状化、耐震対策、深層混合処理工法、遠心模型実験

目　次

1. はじめに …… 1

2. 実験方法 …… 3
2.1 実験方法 …… 3
2.1.1 非液状化層を密な砂層とした模型の作成（モデルA～H） …… 3
2.1.2 非液状化層を粘土層とした模型の作成（モデルI，J） …… 7
2.1.3 固化体模型 …… 8
2.1.4 遠心模型実験 …… 9
2.2 試料の特性 …… 9

3. 実験条件と加振前の地盤状況 …… 11
3.1 実験条件 …… 11
3.1.1 実験条件 …… 11
3.1.2 板叩き法によるP波速度 …… 30
3.1.3 不飽和江戸崎砂の含水比と一軸強度 …… 31
3.2 加振直前の地盤条件 …… 31
3.2.1 遠心加速度上昇時の沈下量 …… 31
3.2.2 粘土層の含水比分布と非排水強度の推定 …… 37
3.2.3 S波速度 …… 38

4. 実験結果と考察 …… 40
4.1 無対策盛土 …… 40
4.1.1 過剰間隙水圧 …… 40
4.1.2 応答加速度 …… 44
4.1.3 地盤の変形状況 …… 49
4.1.4 盛土の沈下量及び加振中の沈下速度 …… 49
4.1.5 間隙流体の影響 …… 62
4.1.6 入力地震波形の影響 …… 66
4.1.7 地下水位の影響 …… 68
4.2 固化対策を施した盛土 …… 69
4.2.1 過剰間隙水圧 …… 69
4.2.2 応答加速度 …… 78
4.2.3 地盤の変形状況 …… 88

4.2.4　盛土の沈下量 …… 88
4.2.5　盛土下地盤の体積収支 …… 95
4.2.6　固化体の挙動 ……100
4.2.7　液状化マニュアルとの比較 ……114

5. まとめ ……120
5.1　無対策盛土 ……120
5.2　洗先を固化改良した盛土……120

6. 付録 ……123
6.1　参考文献 ……125
6.2　土質試験結果 ……131
6.3　代表地点における模型の応答計測結果……177

1. はじめに

河川堤防や道路盛土などの盛土構造物は、過去の地震によってしばしば天端の沈下やクラック発生などの被害を受けてきた。河川堤防であれば治水機能を保持するためには堤体天端の沈下量が許容値以下であれば良く、また道路盛土でも路面の健全度は盛土天端の沈下量が指標になることから、盛土の被害程度は天端の沈下量を一つの尺度としてはかることができる。多くの河川堤防がそうであるように、盛土法面勾配が比較的緩く、のり面崩壊が生じないような盛土の場合、天端の天端沈下量が数十 cm を越えるような比較的大きな被害のほとんどは基礎地盤が液状化し支持力を失うことによって生じていることが報告されている（河川構造物地震対策技術検討委員会(1996)）。

基礎地盤が液状化した場合の盛土構造物の安定性は、これまでは円弧滑り面を仮定した安定計算によって評価されてきたが、安全率と沈下量の相関は決して高いものではない（河川構造物地震対策技術検討委員会(1996)）。円弧滑り計算法は力の釣り合いに基づいて安全率を算定する方法であり、力の釣り合いがどの程度の余裕を持って保たれているのかを判定するものである。従って安全率が１を下回ることは力の釣り合いが崩れることを意味するものであり、その結果生じる変形量については直接的な評価を与えるものではない。河川堤防に対して行われている耐震対策工の設計においても、破壊のメカニズムを仮定し地震時に対策工に作用する力の釣り合いを破らないように設計されており（松尾・島津(1995)、建設省土木研究所(1998)）、変形量の照査は行われていない。盛土の耐震性評価、並びに対策工の設計において、本来はその機能保全の見地からして地震時の変形量を定量的に評価するべきであり、そのため被害の程度を予測する手法が望まれている。

緩い砂地盤上の盛土の地震時挙動、変形予測や耐震対策工に関する研究はこれまでに多くなされてきている。それら研究を大別すると次のようになろう。

①物理モデル実験を行い、盛土構造物の地震時挙動を調べると共に設計法や変形予測手法の妥当性を検証する材料とする。

②現象を単純化して表現した力学モデルや有限要素法に代表されるような数学モデルによる解析手法の開発。

③過去の地震被害事例や模型実験結果を対象とした解析を行うことにより、解析手法の妥当性を検証する。

①については、重力場における振動台実験や遠心模型実験がこれまでに数多く行われ、それにより盛土の地震時挙動がかなりの程度解明されつつある（古賀(1990)、荒川ら(1983)、Schofield and Ventor(1984)、古賀ら(1988)、古賀ら(1994)）。これらの実験は、模型内の間隙水圧や加速度応答、変形などを詳細に計測し、基礎地盤の液状化による盛土変形のメカニズムの解明に大きく貢献してきた。しかしながらこれら実験の多くは重力場振動台実験であり、模型内の応力レベルが極めて低い。極低拘束圧下の土の力学特性を要素試験などで調べることは困難であり地盤材料物性の決定が難しいことなどから、重力場振動台実験は③の解析手法の妥当性検証材料としては必ずしも適当でない。また既往の地震では提体高さの半分以上の沈下が生じた被害事例が幾つも報告されているが、古賀ら(1994)

の遠心模型実験を含め、多くの実験で観察された盛土沈下量はかなり小さなものであった。

また耐震対策を施した堤防の耐震性については、地盤固化改良工法、部分的な締固め工法、矢板締切り工法の効果について実験が行われている（建設省土木研究所他(1987、1988、1989、1991)、Takeuchi ら(1991)、島津ら(1993)、鷲田ら(1993)、布川ら(1995、1997)、Adalier ら(1998)）。これらの研究でも対策効果が発現するメカニズムの解明に模型実験は大いに貢献したが、無対策盛土の実験と比べて数が少なく、幅や深さといった対策工の規模と天端沈下量低減効果の関係など対策工設計法の構築に必要となる実験データは十分蓄積されたとは言い難い状況にある。

このような背景から、土木研究所動土質研究室では平成 10 年度から基礎地盤の液状化時における盛土の挙動と対策工の効果について一連の遠心模型実験を行ってきた。そこでは、地震時に盛土が大きく沈下する挙動を模型内で再現すること、対策工の規模を種々変えた実験を行い、これが盛土天端沈下量に及ぼす影響を定量的に調べること、詳細な地盤調査、土質試験を併せて行い詳細な変形予測解析の検証材料となり得る実験データを得ることを主な目的とした。本資料は、平成 10 年度、11 年度に行った無対策盛土の動的遠心模型実験と、固化対策を施した盛土の動的遠心模型実験についてとりまとめたものである。

2. 実験方法

2.1 実験方法

実験に用いた試料は茨城県稲敷郡江戸崎町で採取した山砂（江戸崎砂）、7号硅砂及び寒水砕石（共に東北硅砂工業㈱）、カオリン粘土(ASP-100、土屋カオリン工業㈱)である。

本研究で作成した模型地盤は、図2-1-1に示すように厚さ1cmの排水層、密な硅砂あるいは粘土で作成した非液状化層（支持層）と緩い江戸崎砂層から成り、この上に高さ10cmの盛土が築かれている。模型地盤は、非液状化層の土質、地下水位、固化改良体の有無、間隙流体の種類によって分類することができる。本節では模型の作成方法を中心に述べる。なお本資料では、特に断らない限り長さ、力、時間などの量について遠心模型実験の相似則に従った原型スケールへの変換は行わず、模型スケールで表すことを原則とする。しかしながら、加振加速度の大きさを既往の研究と比較する場合には、原型スケールに換算した加速度で表示した方が理解しやすいので、加速度は模型スケールの場合にはG(重力加速度)を単位とし、また原型スケールの場合にはgalを単位として表記する。

2.1.1 非液状化層を密な砂層とした模型の作成（モデルA～H)

本研究では全ての模型を内寸で幅150cm、奥行30cm、深さ50cmの剛性土槽内に作成した。土槽の側面（底面を除く4面全体）には摩擦の低減を図るためにごく薄くグリース（信越化学工業製、KS63G）を塗布した。非液状化層を密な砂層とした模型（図2-1-1のモデルA～H）は以下のように作成した。まず、気乾状態の砕石を容器底面上に1.0cmの厚さに締め固めながら敷き詰め、排水層とした。直径4cm、長さ30cmの真鍮パイプ内部に砕石を充填したドレーンパイプを容器側面の砕石層上にガムテープで固定した（写真2-1-1)。このドレーンパイプは、後述する地盤飽和の際に間隙流体をここから流し込むために設置したものである。

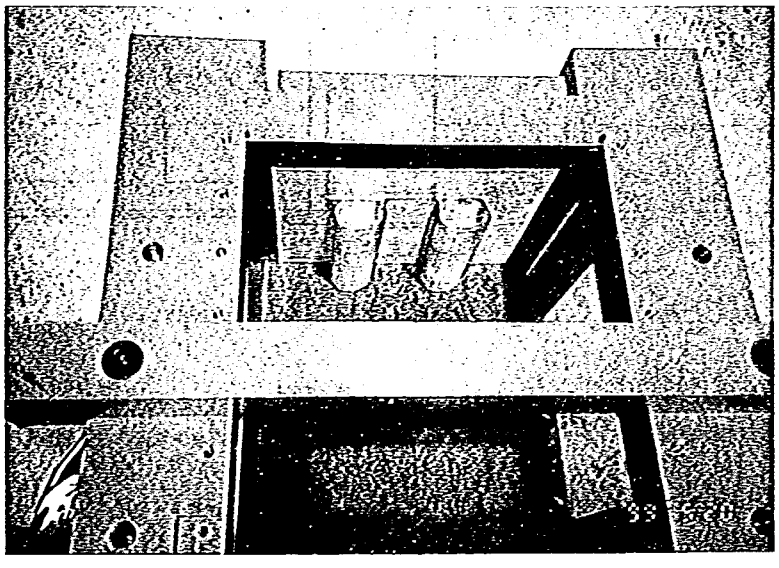


写真2-1-1　土槽側面に設置したドレーンパイプ

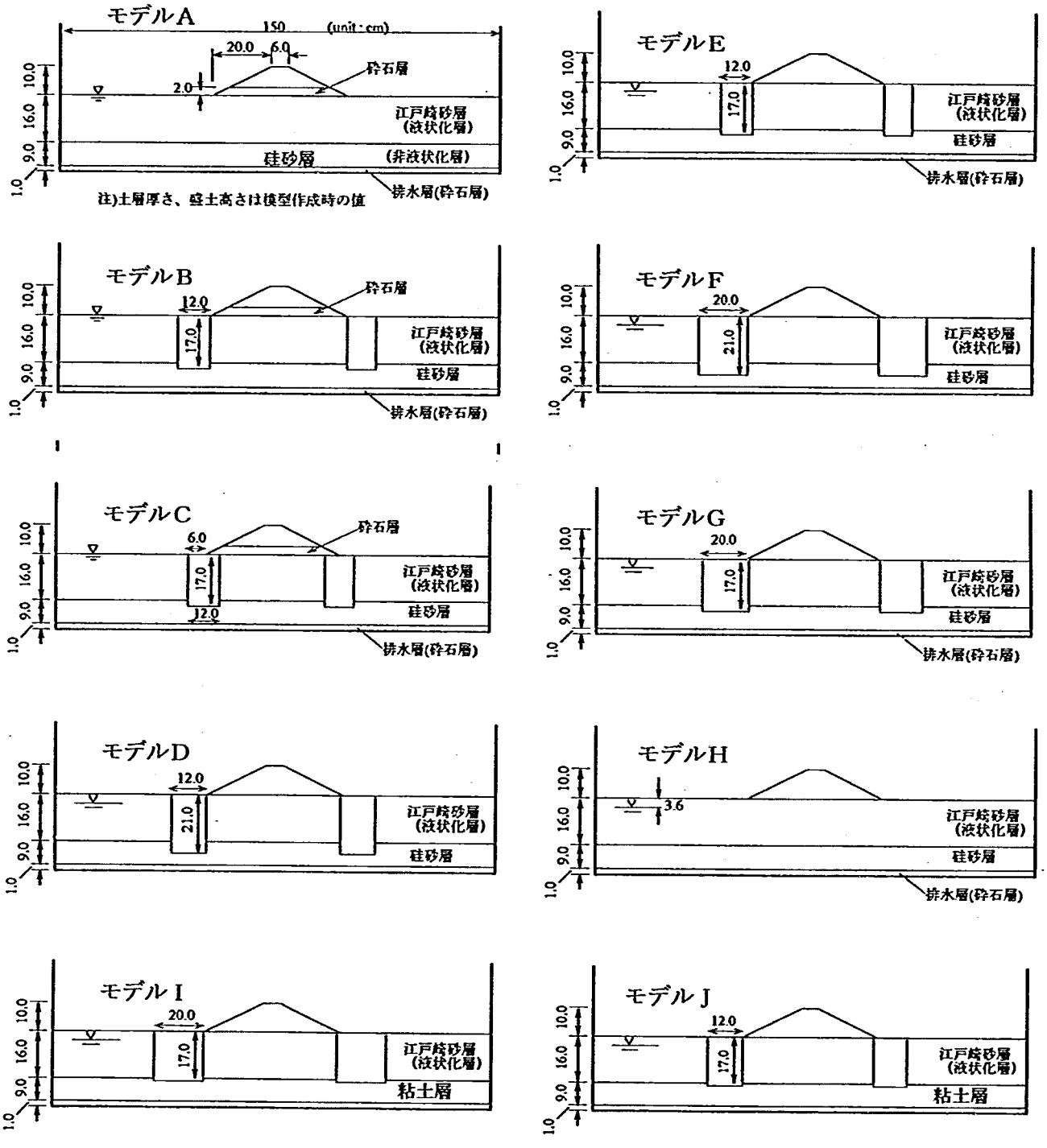

モデルA
150 (unit:cm)
20.0
6.0
2.0
砕石層
江戸崎砂層
(液状化層)
硅砂層
(非液状化層)
排水層(砕石層)
10.0
16.0
9.0
1.0
注)土層厚さ、盛土高さは模型作成時の値
モデルB
12.0
17.0
モデルC
6.0
12.0
モデルD
21.0
モデルE
モデルF
20.0
モデルG
モデルH
3.6
モデルI
粘土層
モデルJ

図 2·1·1　模型概要図

砕石層の上にろ紙を敷き、その上に層厚 9.0cm の硅砂層を作成した。硅砂層は気乾状態の 7 号硅砂を層厚 2cm ずつ撒きだし、各層を木製の突固め板で突き固め、相対密度 Dr が 90%となるようにした。さらに硅砂層の上に層厚 16cm の江戸崎砂層を作成した。江戸崎砂は予め含水比を 20%に調整しておき、これを仕上がり層厚で 2.0cm となる量ずつ撒きだし、突固め板を所定の高さから所定の回数だけ落下させて締め固めた(写真 2-1-2)。

各締固め層の上面はナイフで細かく傷を付けるとともに、所定の位置に間隙水圧計と加速度計を設置した。実験で使用したセンサーを表 2-1-1 に示す。江戸崎砂層の作成終了後、土槽を真空槽内に移動し、真空槽内に約−94kPa の負圧を与え、約−90kPa の負圧を与えたタンク内の液体を、シンフレックスチューブで土槽内に引き込み、片側のドレーンパイプに流し込んで地盤全体をゆっくりと飽和させた(図 2-1-2)。ドレーンパイプは、飽和中に地盤に過度の動水勾配が作用しボイリングすることを防ぐため地盤上に 5.0cm だけ突出している。飽和に要した時間は、間隙流体に水を用いた場合には約 10 時間、動粘性係数が約 50cSt のメトローズ水溶液（㈱信越化学工業製）を用いた場合には約 40 時間であった。メトローズを用いた場合にはドレーンパイプ内の水位が目視で確認できたが、水の場合には透水係数が大きいために注水中にドレーンパイプ内の水位は確認できなかった。単位時間当たり

表 2-1-1　実験で使用したセンサー一覧

年度	センサー	製造元、品番等	備考
H10 年度	間隙水圧計	DRUCK 社製 PDCR81(ひずみｹﾞｰｼﾞ方式)	容量：300kPa
	加速度計	ENDEVCO 社製 2250A-10(圧電素子方式)	液状化層 16 個,容量：500G
		山一電機㈱社製 111BW(圧電素子)	盛土直下地盤 2 個,容量：500G
		㈱共和電業社製 ASM-200BA(ひずみｹﾞｰｼﾞ方式)	盛土内 2 個,容量：200G
	変位計	㈱ｷｰｴﾝｽ社製 LB-300(ﾚｰｻﾞｰ方式)	盛土天端 2 個,容量：±100mm
		㈱ｷｰｴﾝｽ社製 LB-080(ﾚｰｻﾞｰ方式)	盛土法肩 2 個,容量：±15mm
H11 年度	間隙水圧計	DRUCK 社製 PDCR81	容量：300kPa,700kPa
	加速度計	㈱共和電業社製 ASM-200BA(ひずみｹﾞｰｼﾞ方式)	容量：200G
	変位計	㈱ｷｰｴﾝｽ社製 LB-300(ﾚｰｻﾞｰ方式)	容量：±100mm
	変位計	MIDORI PRECISIONS 社製 LP-50FP(ﾎﾟﾃﾝｼｮ方式)	固化体 2 個,容量：50mm
	土圧計	㈱SSK 社製 P310-S1(ひずみｹﾞｰｼﾞ方式)	容量：100kPa,200kPa,500kPa

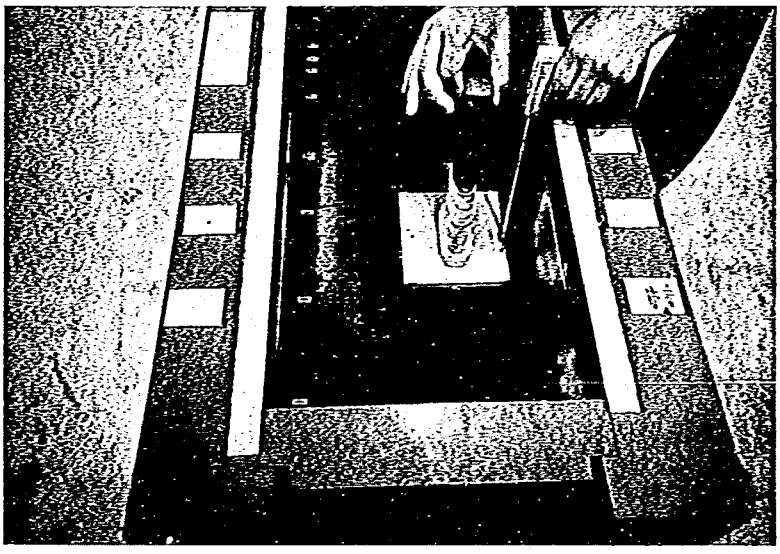


写真 2-1-2　江戸崎砂の締固め

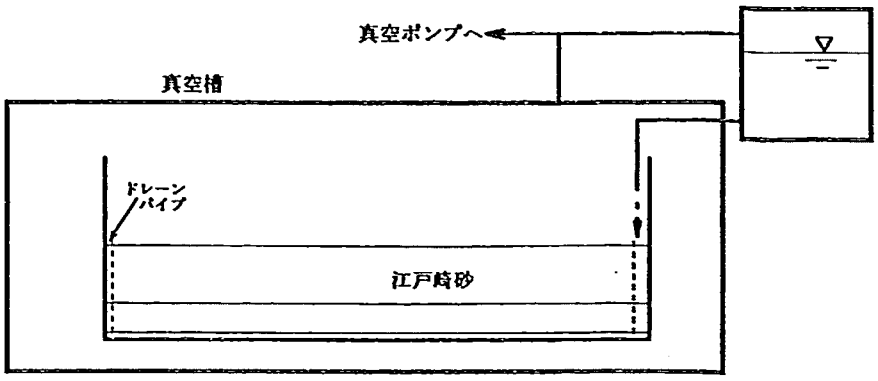


図 2-1-2　模型地盤の飽和

の注水量を増やして飽和時間を短縮することもできたが、この飽和作業は夕方から翌朝にかけて行ったので時間を短縮する必要がなかったため、ゆっくりと注水した。

地下水位面が地表面－3.6cm のケース（モデル D～J）では、下部排水層と連結したスタンドパイプ３本の頭部を地盤表面下 3.6cm の高さに固定し、地盤内の余剰水をスタンドパイプからオーバーフローさせて排出した。このスタンドパイプは遠心載荷中も取り付けたまま実験を行ったので、地下水位面は常に同じ高さに保たれていた。遠心実験中はスタンドパイプが繋がれていた模型底面の排水層は排水条件であったが、スタンドパイプとして用いたのが比較的細いシンフレックスチューブ（外径 1/4 インチ）であったので、加振中に排水条件が保たれていたかどうかについては明らかではない。

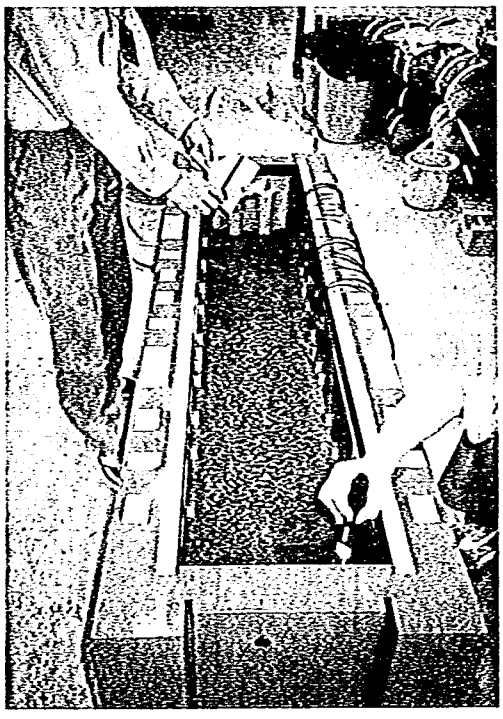


写真 2-1-3　変形観察用メッシュの作成

地盤を飽和した後、負圧を解除し土槽を真空槽から取り出した。地盤表面中央部に盛土底面の沈下量を測定するために直径 2cm のアクリル板に固定された直径 2mm の真鍮棒（フリクションカットを目的としたストローを真鍮棒に被せてある）（写真 2-1-4）を置いた後、地盤中央部に盛土を築造した。盛土築造後、真

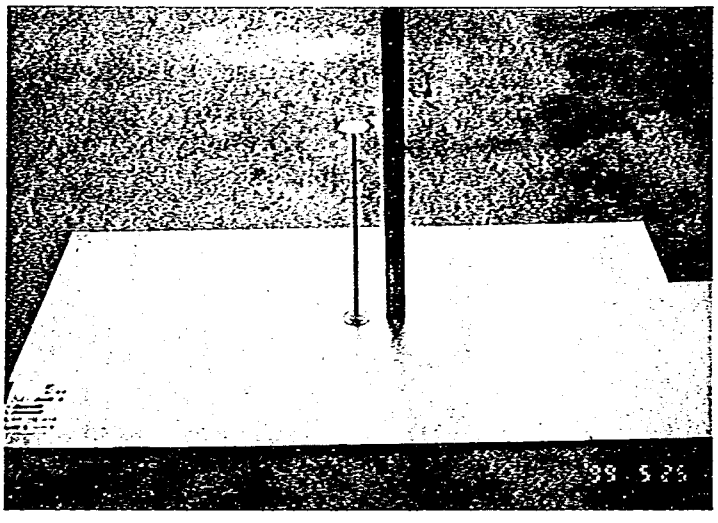


写真 2-1-4　盛土底面沈下量測定のためのプレート

鍾棒の先端に鉛直変位計を取り付け、盛土底面での沈下を測定した。盛土の材料は含水比を20%に調整した江戸崎砂であり、これを指で押し固め、最後に法面勾配1:2、天端幅6.0cm、盛土高さ10cmとなるようにストレートエッジで整形した。

地下水位面が地表面と一致しているケース（モデル A～C）では地盤表面の余剰水を取り除き、厚さ2.0mの砕石層とその上の締め固めた江戸崎砂層からなる盛土を作成した。砕石層は、盛土が飽和した地盤から吸水するのを防ぐことを目的に設置した。

地盤の変形状況を観察するために、地盤中のガラス面側に着色砂のメッシュを、盛土にはアルミ製リベット標点(φ5mm)を設置した。水平方向のメッシュは、へらを用いてガラス面近傍に着色砂を水平に、また着色砂を充填したU字型アルミ棒を鉛直に設置し、地盤作成後それを引き抜くことによって作成した（写真2-1-3)。

2.1.2 非液状化層を粘土層とした模型の作成（モデルI、J)

気乾状態の砕石を容器底面上に1.0cmの厚さに締め固めながら敷き詰め排水層とし、この上に濾紙を敷いた。ここに水を張り、その中に液性限界の約2倍の含水比に調整したカオリン粘土スラリーを所定の量だけ投入した後、土槽全体を真空層に移動し、約－94kPaの負圧を実時間で約30分間保ち粘土を脱気した。

粘土の脱気後、粘土表面に濾紙と載荷板（アルミ製、多数の水抜き小穴を有する）を載せ、さらにゴムバッグと蓋を被せた後にゴムバッグに空圧を供給して地盤を両端排水の状態で圧密した（図2-1-3)。圧密は圧力を少しずつ増加させ、4段階に分けて行った。第3圧密段階（圧力98kPa）終了後、一旦ゴムバッグと濾紙を取り除いて粘土中の所定の位置に間隙水圧計と加速度計を設置し、その後さらに200kPaの圧力で圧密した。最終段階では排水量を測定し、3tの時間が経過するまで圧密した。なお、"3t"とは、沈下量－log$t$曲線の再急勾配部の接線を時間軸方向に3倍平行移動した直線に、沈下量－log$t$曲線が到達した時刻である。

圧密終了後、ゴムバッグ、載荷板及び濾紙を取り除き、粘土層表面に乾燥防止のためのシリコンオイルを薄く塗布した。また土槽側面にドレーンパイプを、その下端が粘土層表面上2cmの位置となるように設置した。固化体は固化体設置位置の粘土を1.0cm削って根入れした。江戸崎砂層はこの粘土層上に前述した方法で作成した。

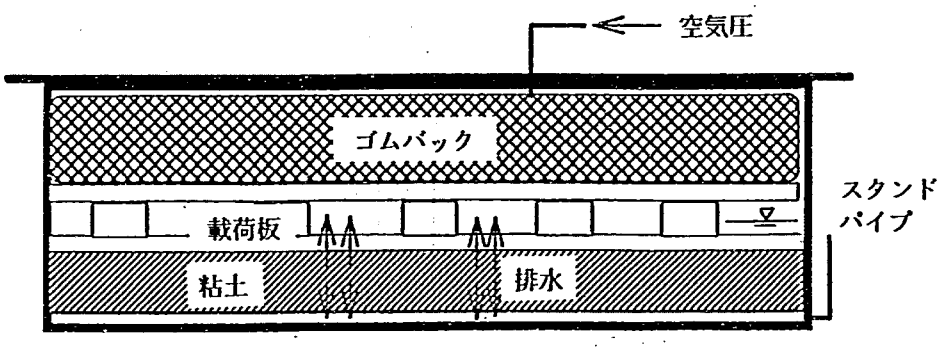


図2-1-3 粘土層の圧密（モデルI,J)

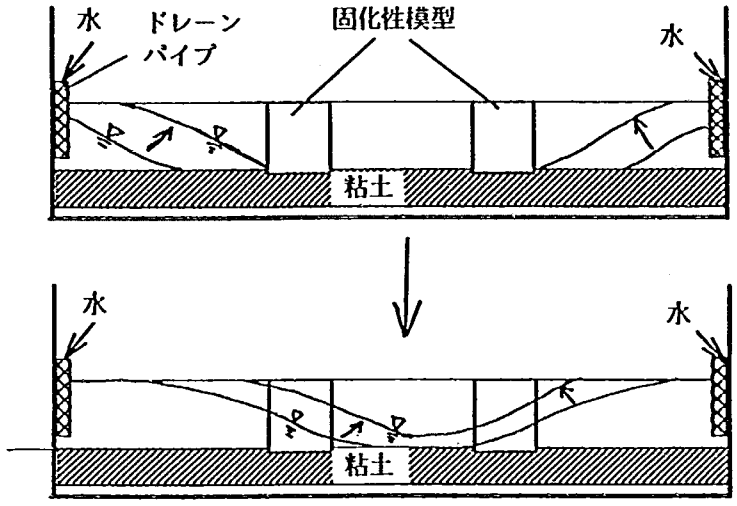


図 2-1-4　モデル I,J での江戸崎砂層の飽和

江戸崎砂層完成後、土槽を再び真空層内に移動し、ドレーンパイプから水を注入した。固化体を設置した模型では、固化体に挟まれた江戸崎砂層を飽和するために、約 30 時間かけて極めてゆっくりと水を注入した。このとき、固化体と土槽壁面（ガラス面）間の約 1mm の隙間を通して水を中央の領域に流入させた（図 2-1-4）。

2.1.3　固化体模型

改良体模型は厚さ 10mm のアクリル板を張り合わせたものであり（図 2-1-5）、固化体模型全体の密度を江戸崎砂層の飽和密度に合わせるように鉛散弾を混ぜた 7 号硅砂を密詰めにした。この模型の中

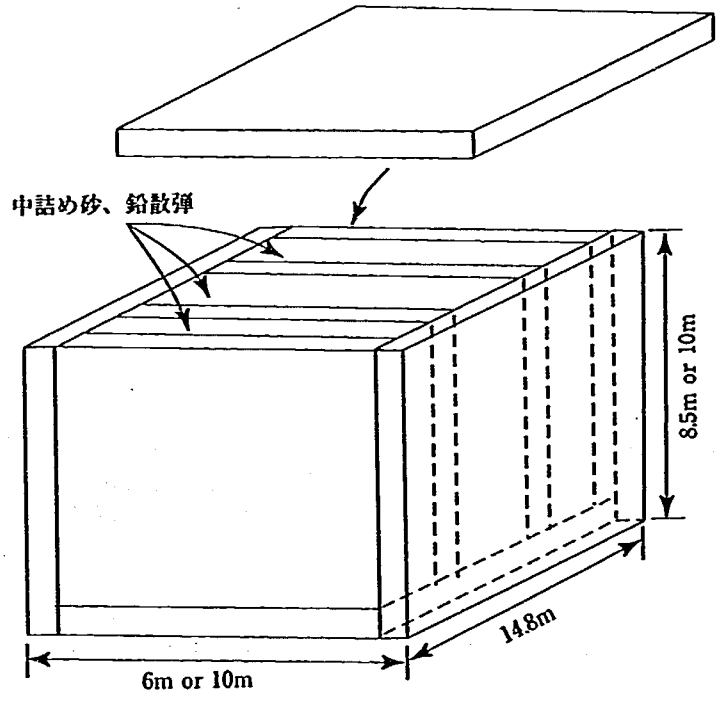


図 2-1-5　固化体模型

詰めがない状態（アクリルを組み合わせた模型）の弾性定数は約 750MPa であり、液状化層の砂の剛性と比べて十分に大きい。

この模型の奥行は、土槽の奥行よりも 2mm 小さくなっており、ガラス面と固化体模型の隙間に砂が入り込むのを防ぐためにスポンジ付きのテープ（隙間テープ）を貼り付けた。

2.1.4 遠心模型実験

模型地盤完成後、地盤表面の鉛直変位を測定するためのレーザー変位計を設置し、遠心模型実験装置に取り付けた振動台に土槽を固定した。遠心装置を始動する前に、幾つかのケースでは地盤の飽和度を調べることを目的として水平地盤部にて板叩き法で P 波速度(Vp)の測定を行った。その後、遠心加速度上昇中に過剰間隙水圧が発生しないことを間隙水圧計で確認しながら、5G/min の割合で遠心加速度を上昇させた。

遠心加速度が 50G に到達した後、非液状化層が粘土のケースでは圧密度が $\sqrt{t}$ 法で 100%に達するまで遠心圧密を行った。地盤の沈下が収まったことを確認したところで、ピーク加速度 1～3 G（実物換算 20～60gal）、卓越周波数がおよそ 500Hz の微小加振を行い、地盤内の応答加速度を 50kHz のサンプリングレートで計測して地盤中のせん断波速度(Vs)を求めた。

続いて本加振を行い、2.0kHz のサンプリングレートで 30 秒間各センサーの出力値を記録すると共に、加振前後の模型を写真撮影した。また遠心加速度上昇中、及び加振終了後の遠心加速度下降中にも記録した。さらに、遠心装置停止後にも板叩き法による Vp の測定を再度行った。

2.2 試料の特性

江戸崎砂、7 号硅砂の物理特性、主な試験結果をまとめて表 2-1-2 に示す。なお各試験結果の詳細については付録を参照されたい。カオリン粘土の特性は、既往の報告(Takemura ら, 1999)によれば表 2-1-3 に示す通りである。ただし、粘土の購入時期が異なるため（本実験で使用したものは 1999 年に購入、Takemura らの粘土は 1991～1995 年に購入したもの）、多少は特性が異なることも考えられるので、注意が必要である。

表 2-1-2　江戸崎砂と 7 号硅砂の諸特性

地盤材料			江戸崎砂			7 号硅砂		
物理特性	土粒子の密度(g/cm3)		2.684			2.642		
	粒度	レキ分(%)	0			0		
		砂分(%)	89.2			99.3		
		シルト分(%)	4.9			0.7		
		粘土分(%)	5.9			0		
		均等係数 Uc	4.24			1.59		
		平均粒径 D50(mm)	0181			0.169		
	最大最小密度 (g/cm3)	最大乾燥密度	1.522			1.627		
		最小乾燥密度	1.145			1.256		
	締固め	最大乾燥密度	1.567					
		最適含水比(%)	14.3					
力学特性	CD 試験	相対密度 Dr(%)				50	60	70
		乾燥密度(g/cm3)	1.27	1.35	1.43			
		ϕ' (°)		34.01	34.1	42.6	44.2	45.2
		c' (kPa)		0.02	0.04	0	0	0
	せん断剛性 E0(MPa)	σc'=98kPa		109	122			
		σc'=49kPa					411	
	繰り返し三軸強度比 σd/2σc'		0.10	0.115	0.13		0.163	
	透水試験(cm/s)			3.9×10^{-3}	1.7×10^{-3}			

表 2-1-3　カオリン粘土の諸特性

土粒子比重	2.61
液性限界	77.5%
塑性限界	30.3%
塑性指数	47.2
圧縮指数(Cc)	0.65
膨潤指数(Cs)	0.10
圧密圧力 100kPa 時の間隙比(e_0) (正規圧密)	1.66
K_0 (正規圧密)	0.6
強度増加率 c_u/p (三軸圧縮試験)	0.24
限界状態線の勾配 M	1.0
透水係数 (正規圧密、98kPa)	2.0×10^{-9} m/sec

3. 実験条件と加振前の地盤状況

3.1 実験条件

3.1.1 実験条件

本報告書の実験は平成 10 年度と 11 年度の 2 カ年に亘って行ったものである。10 年度には無対策盛土の地震時挙動を、11 年度には固化対策工を施した盛土の挙動を調べることを主な目的として実験を行った。実験条件をまとめて表 3-1-1、3-1-2 に示す。実験ケース名には先頭に年度を表す数字を付けてある。前節で述べたように、何れの模型も層厚 1cm の砕石層、密な硅砂あるいは粘土で作成した支持層(9cm)、緩い江戸崎砂層(16cm)、及び盛土からなっており、硅砂層と盛土の密度は全ケースで同じである。また盛土は全てのケースで高さ 10cm、天端幅 6cm、法面勾配 1:2 である。また全ての実験は 50G の遠心加速度場にて行った。

表 3-1-1　平成 10 年度に行った実験

Case	地盤作成時 乾燥密度(gf/cm³)	モデル図	入力加速度振幅(G)	
			主要動	余震
10-1	1.10	A	20	—
10-2	1.10	A	10	3.5
10-3	1.10	A	5	3.5
10-4	1.27	A	20	3.5
10-5	1.33	A	7.5	3.5
10-6	1.34	A	7.5	3.5

遠心加速度 50G

加振周波数は 50hz、主要動は正弦波 7 波、余震は正弦波 4 波を 3 回入力

表 3-1-2　平成 11 年度に行った実験

ケース No.	模型図	入力波形	最大入力加速度(G)	地下水位(cm)	固化体幅(cm)	支持層根入れ深さ	支持層の土質	備考
11-1	A	正弦波	13.3	0	0	0	砂	メトローズ
11-2	A		7.5		0	0		
11-3	A	神戸波 20	19.3		0	0		
11-4	B	正弦波	7.4		12	1.0		
11-5	C		7.4		12	1.0		
11-6-1	E		6.9	-3.6	12	1.0		改良体幅の影響を検討
11-6-2	E		24.4		12	1.0		
11-7	H		24.8		0	1.0		
11-8	G		23.8		20	1.0		
11-9	I		23.7		20	1.0	粘土	支持層土質
11-10	F		24.0		20	5.0	砂	根入れ深さの影響を検討
11-11	D		23.2		12	5.0		
11-12	J		21.4		12	1.0	粘土	支持層土質
11-13	E		12.6		12	1.0	砂	入力加速度レベルが異なる実験
11-14	H		12.5		0	0		
11-15	D		12.6		12	5.0		

(1)ケース 10-1～10-6

ケース 10-1～10-6 は無対策盛土の実験であり、これらのケースではメトローズ水溶液（20° C にて約 50cSt）で地盤を飽和した。ただし、江戸崎砂は地盤の作成段階で含水比 20%に調整されており、この水分量を考慮すると飽和後の間隙流体の動粘性係数は約 40cSt である。　地下水位面は地表面に一致しており、盛土は地盤から水を吸い上げ、軟弱化するのを防止する目的で下部 2cm を砕石層とした（図 2-1-1、モデル A）。

これらの実験では江戸崎砂層の密度と入力加速度レベルの影響を調べた。ケース 10-1～10-3 は江戸崎砂層の密度を ρ_d=1.10g/cm^3、10-4 では 1.27g/cm^3、10-5～10-6 では 1.34g/cm^3 とし、それぞれ入力加速度レベルを変化させて実験を行った。入力加速度を図 3-1-1 に示す。周波数 50Hz のサイン波 7 波の主要動と、それに続く周波数 50Hz、加速度振幅 3.5G の正弦波（余震部）からなる。主要動の加速度振幅は実験毎に異なるが、余震部については全ケースで同一とした。主要動に続く余震は、主要動によって液状化した地盤に及ぼす小さな振動の影響を調べるために付加したものである。ただし 10-1 では正弦波 10 波から成る主要動のみの加振とした。

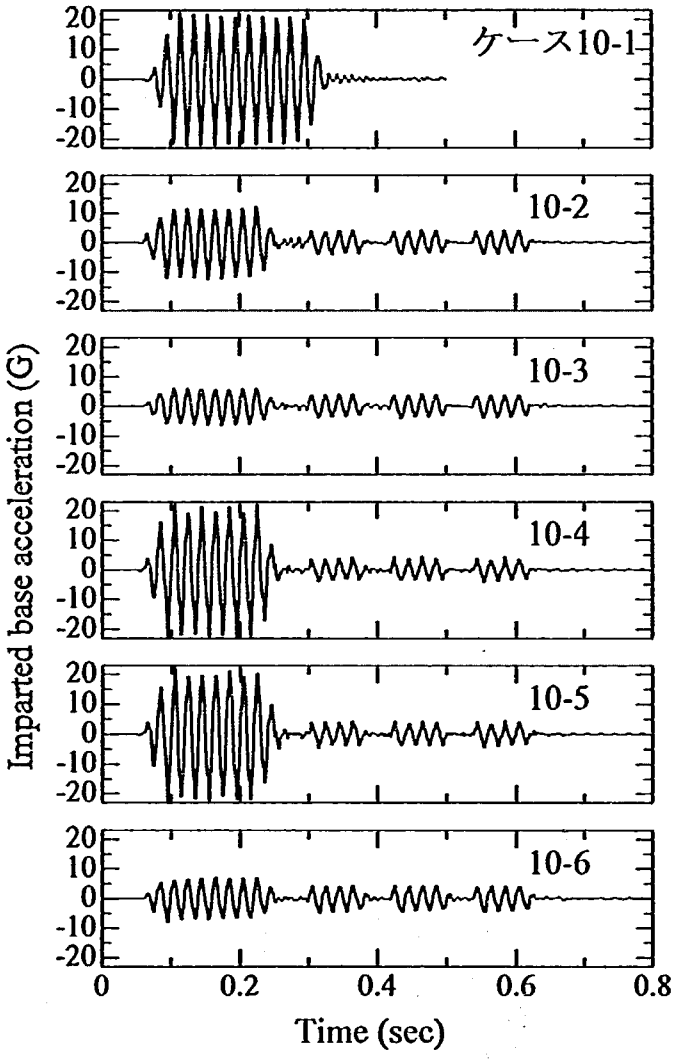


図 3-1-1　入力加速度波形（ケース 10-1～10-6）

江戸崎砂は細粒分を約11%含む材料のため相対密度Drという指標を用いて土の詰まり具合を表現するのは適当ではないが、江戸崎砂の最大、最小密度試験結果から求めた相対密度を参考までに求めると、ρ_d=1.10g/cm^{3}ではDr≒－10%、1.34g/cm^{3}ではDr≒50%となる。

(2)ケース 11-1～11-15

平成11年度に行った実験では、江戸崎砂層の密度は全てのケースでρ_d=1.34g/cm^{3}とした。入力加速度は10年度と同じく主要動の加速度レベルのみを実験によって変化させ、余震部は同一の波形を用いた。ただし、11-3だけは神戸海洋気象台で観測された波形(N-S成分)を振幅調整して入力した。また、飽和時間を短縮するために間隙流体は11-1以外全て水とした。

ケース11-1～11-3（図2-1-1 モデルA）は無対策盛土に対して間隙流体の粘性、すなわち透水係数の影響と入力加速度波形、加速度レベルの影響を調べた実験であり、地下水位は地表面と一致している。11-2は入力加速度レベルが若干異なること以外は10-6と同一条件の実験であり、実験の再現性を見たものである。

11-2、11-4～11-5(モデルA,B)は地下水位が高い(地表面と一致)場合の改良効果を調べたもので、主要動の加速度振幅は約7.5Gである。なお地下水位が高いケース（11-1～11-5）では、盛土が地盤から水を吸い上げ、軟弱化するのを防ぐ目的で盛土の底部を砕石としている。

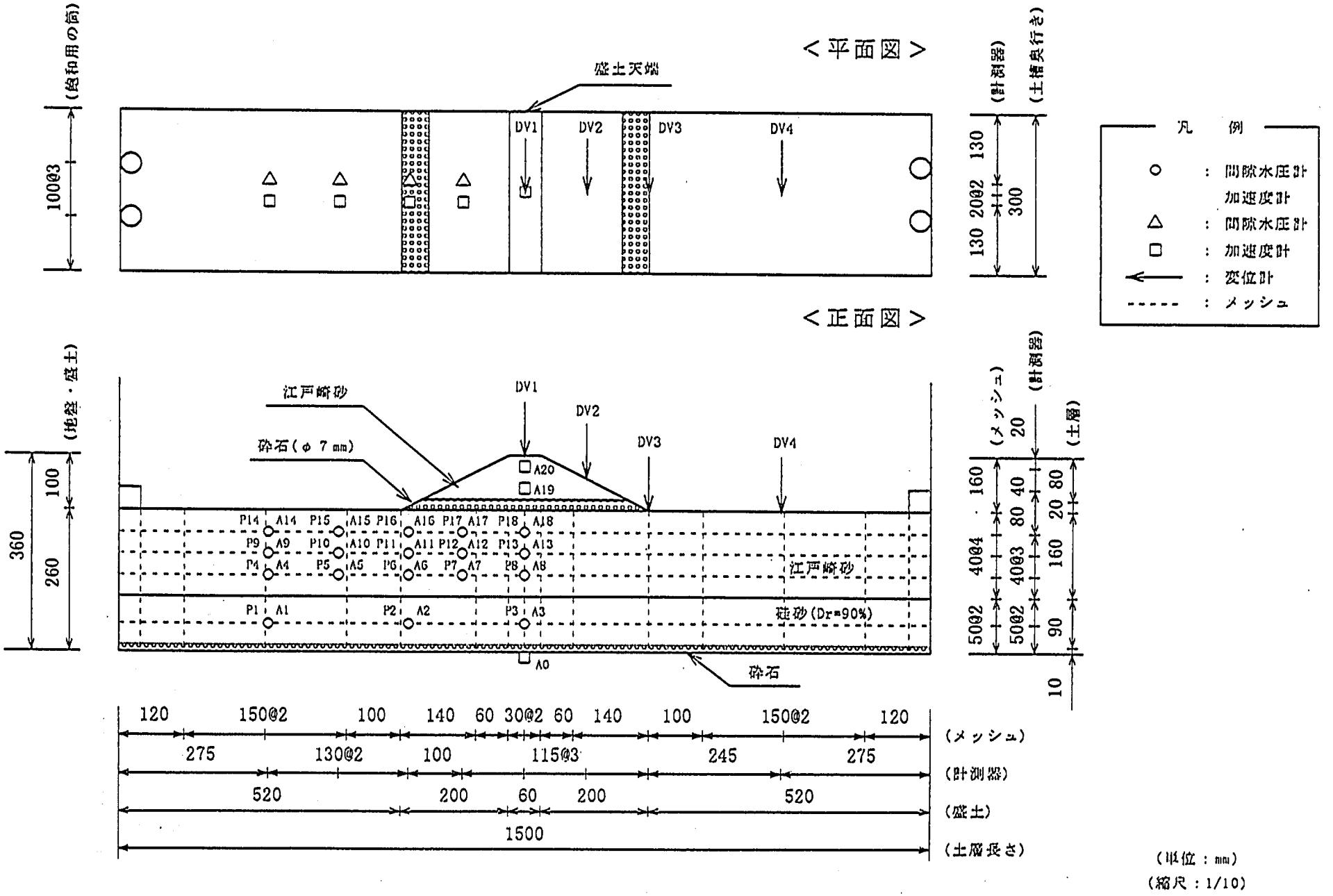
11-6～11-15では何れも地下水位を地表面下3.6cmとした。11-6ではそれまでの実験と同じ主要動の加速度振幅が約7.5Gの加振（step1）を行ったが、地盤が液状化せず、盛土の沈下もほとんど生じなかったため、これに続いて加速度振幅を20Gとした加振（step2）を行った。11-7～11-12の主要動加速度振幅は約20G、ケース11-13～11-15は12.5Gとした。

ケース11-6～11-8(モデルE,H,G)は改良体幅の影響を調べる実験であり、何れも硅砂層への根入れ深さは1.0cmである。ケース11-9、11-12(モデルI,J)は非液状化層を粘土としたケースであり、何れも粘土層への根入れが1.0cmで、固化体幅が異なるケースである。

ケース11-13、11-15（モデルE,D）は固化体の根入れ深さが異なる模型に対して入力加速度レベルを中程度（約12.5G）に設定した実験である。

図3-1-2は模型作成時における各種センサー配置図である。実験では間隙水圧計、加速度計、変位計及び土圧計を設置し計測した。使用したセンサーの特性は表2-1-1に示したとおりである。

- 間隙水圧計：非液状化層内の3～5カ所、江戸崎砂層内の15カ所で計測。
- 加速度計：間隙水圧計の設置位置に加え、入力加速度、盛土内の加速度、及び固化体の加速度を計測。
- 変位計：盛土表面、水平地盤表面及び盛土底面の沈下量を非接触型変位計で計測。T1は盛土底面の沈下計であり、盛土天端直下の地盤面上に設置した後に盛土を作成した。また固化体上面で水平変位と鉛直変位(2カ所)を測定した。
- 土圧計：対策工模型を入れたケースでは、対策工模型周面に土圧計を取り付けて全土圧を測定した。



(単位：mm)
(縮尺：1/10)

図 3-1-2(a)　模型作成時におけるセンサー配置図　ケース 10-1～10-6

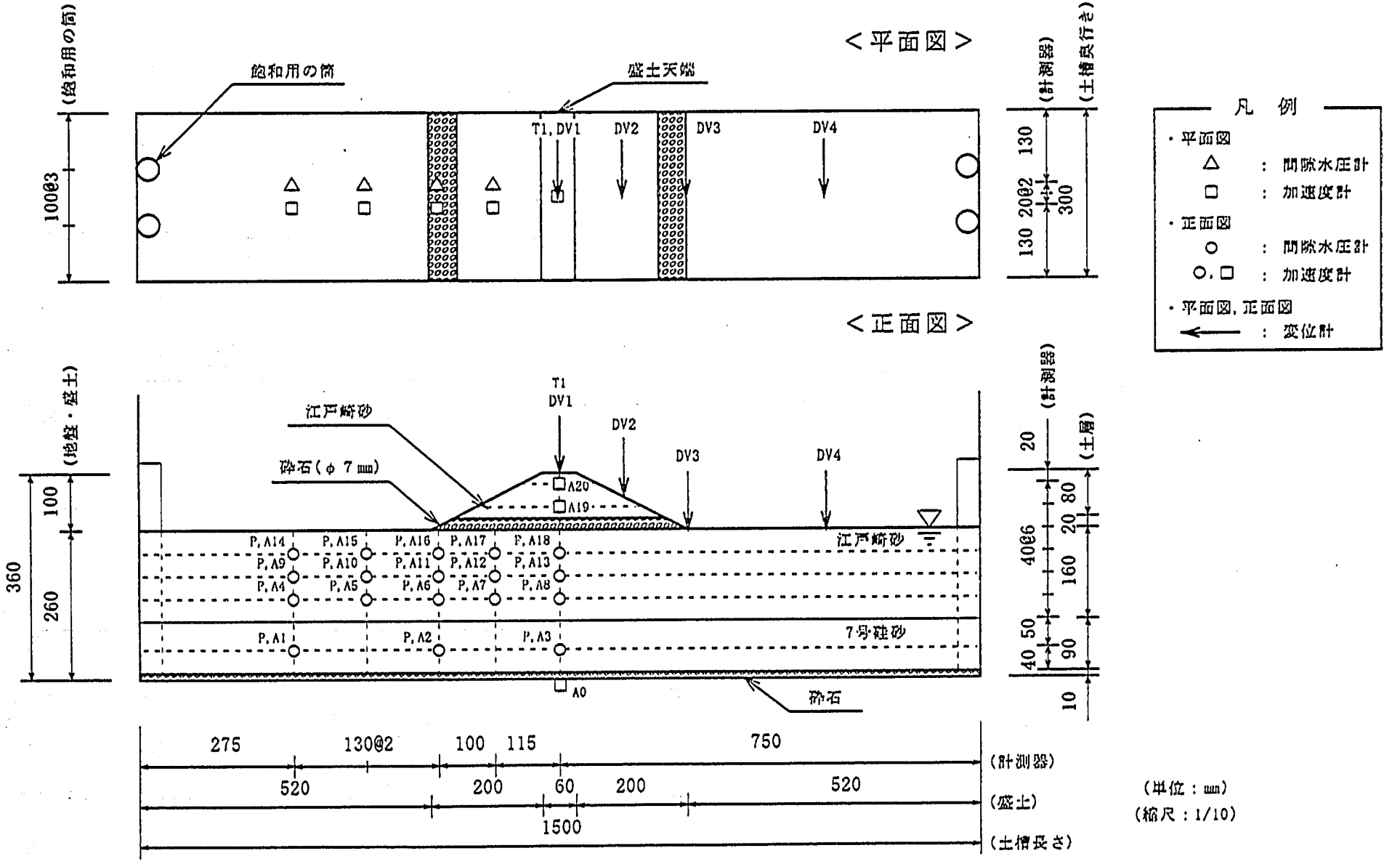


図 3-1-2(b) 模型作成時におけるセンサー配置図 ケース 11-1～11-3

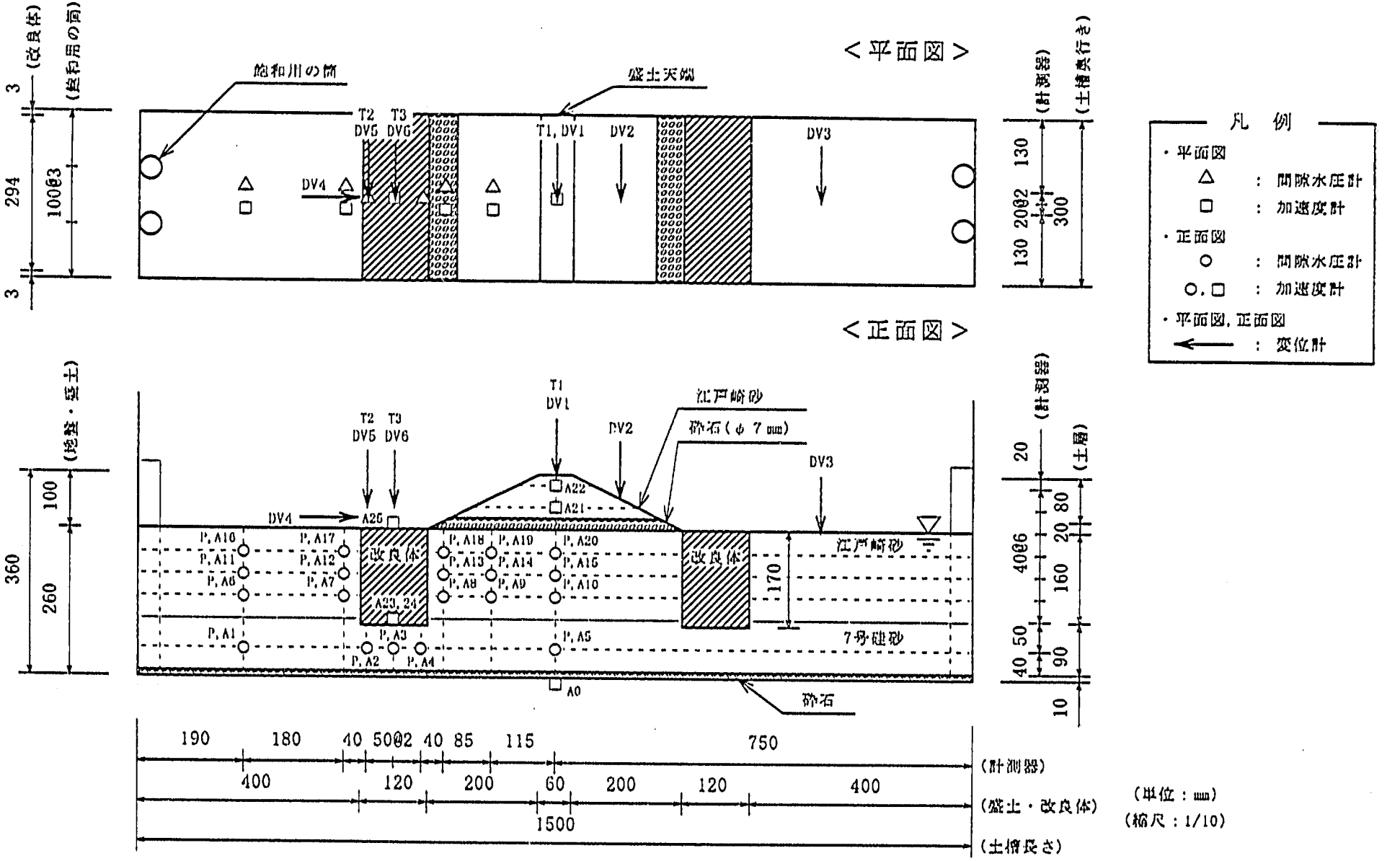


図 3·1·2(c) 模型作成時におけるセンサー配置図 ケース 11-4

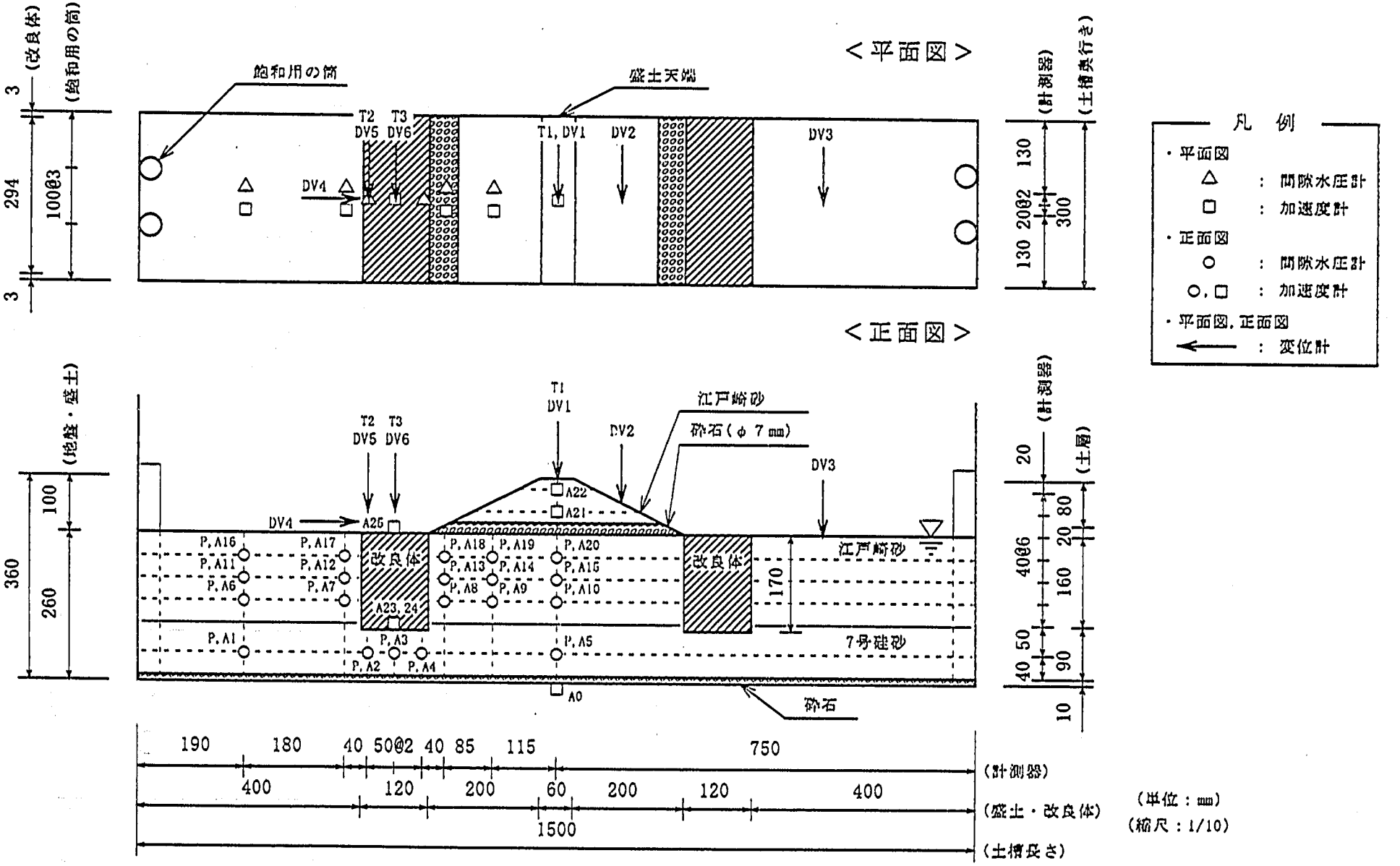


図 3-1-2(c) 模型作成時におけるセンサー配置図 ケース 11-4

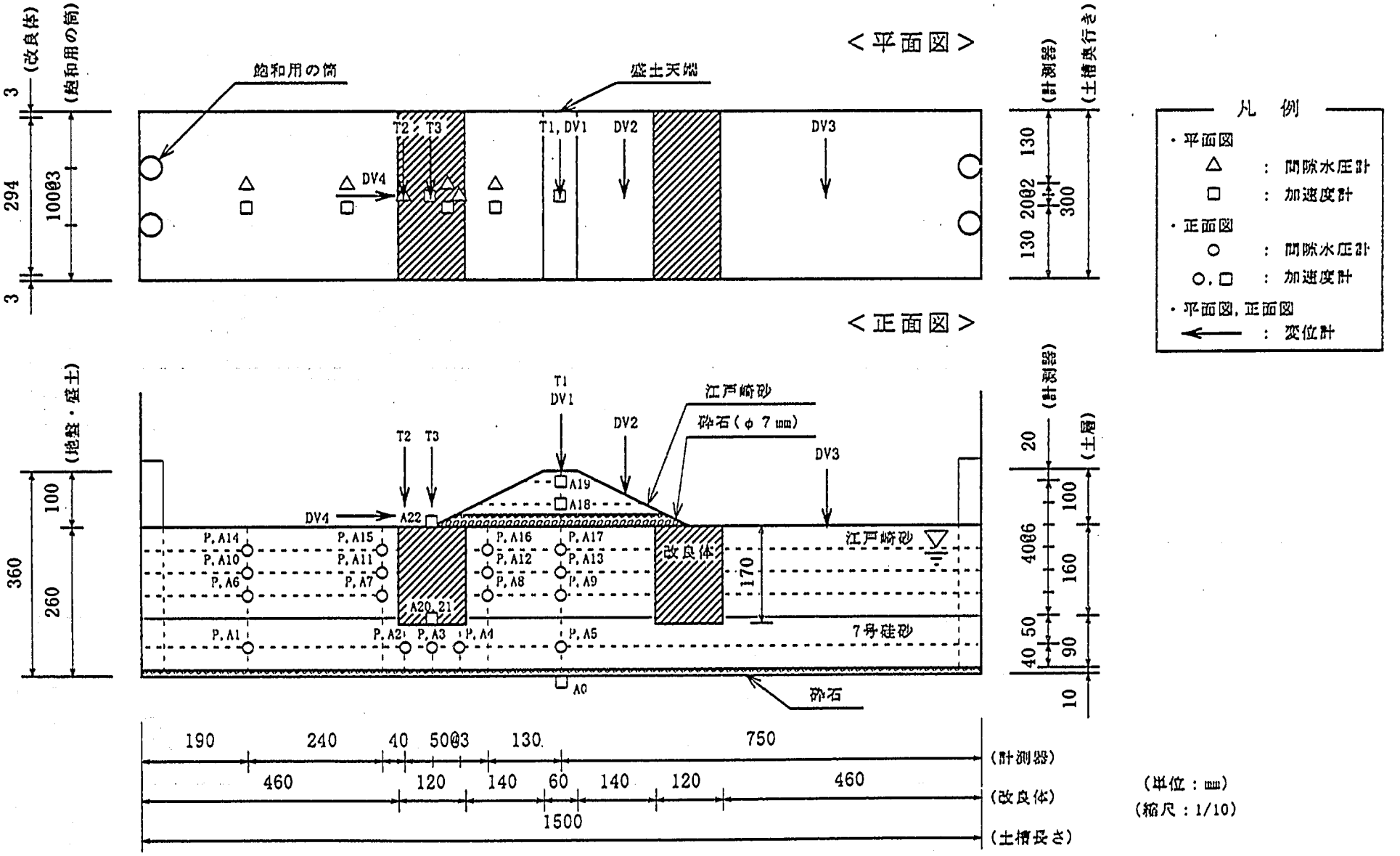


図 3-1-2(d)　模型作成時におけるセンサー配置図　ケース 11-5

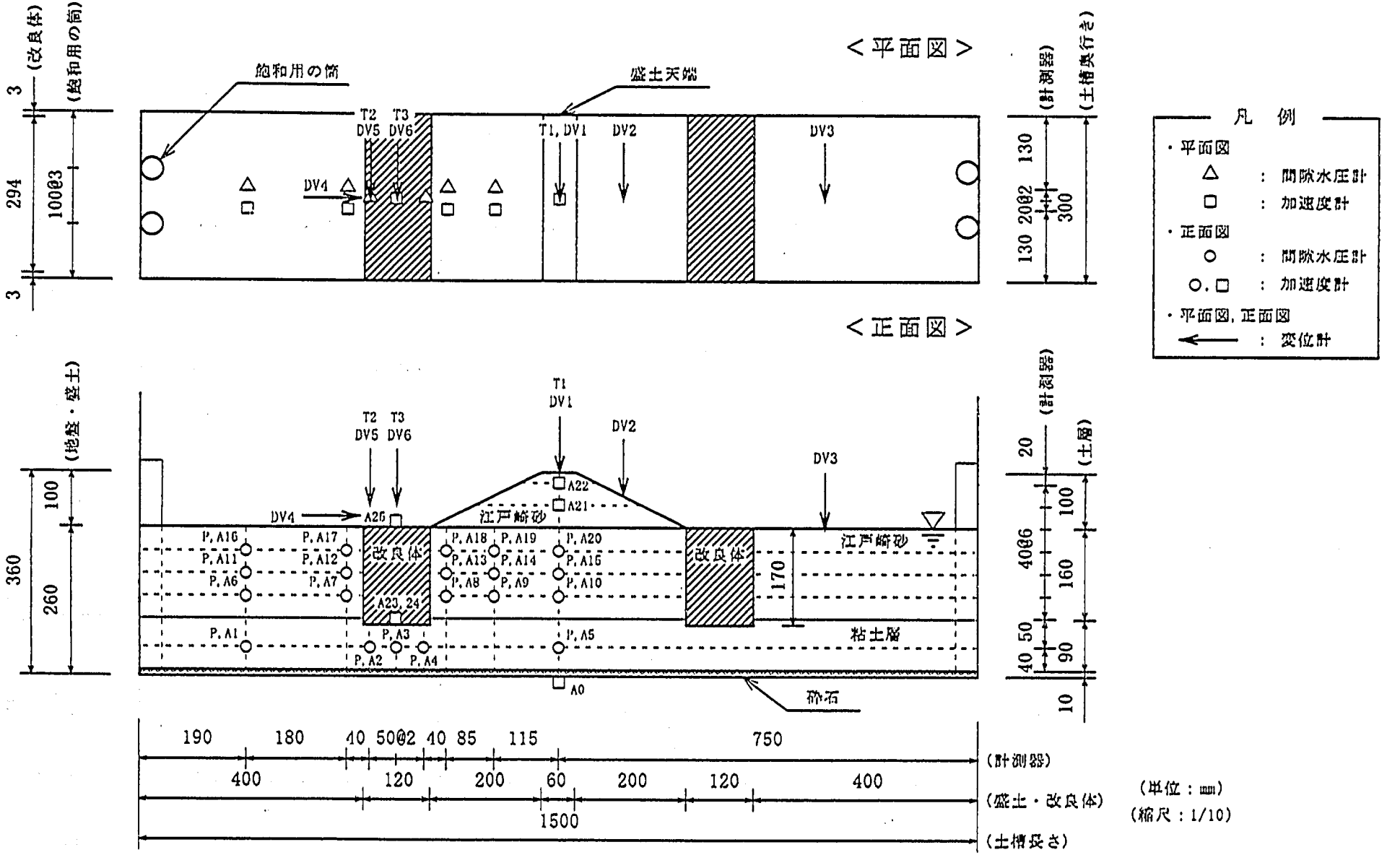


図 3-1-2(e) 模型作成時におけるセンサー配置図 ケース 11-6

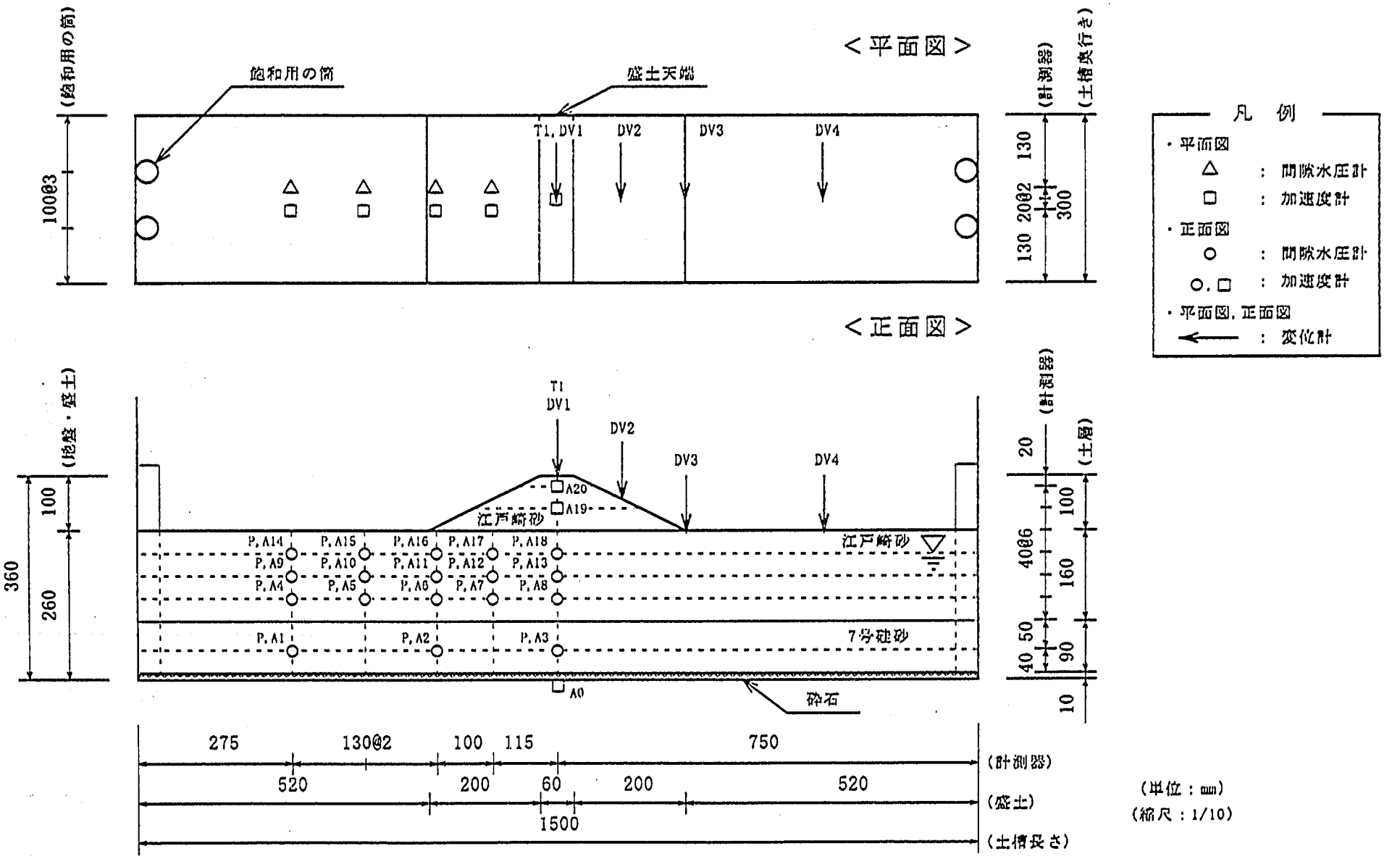


図 3-1-2(f)　模型作成時におけるセンサー配置図　ケース 11-7

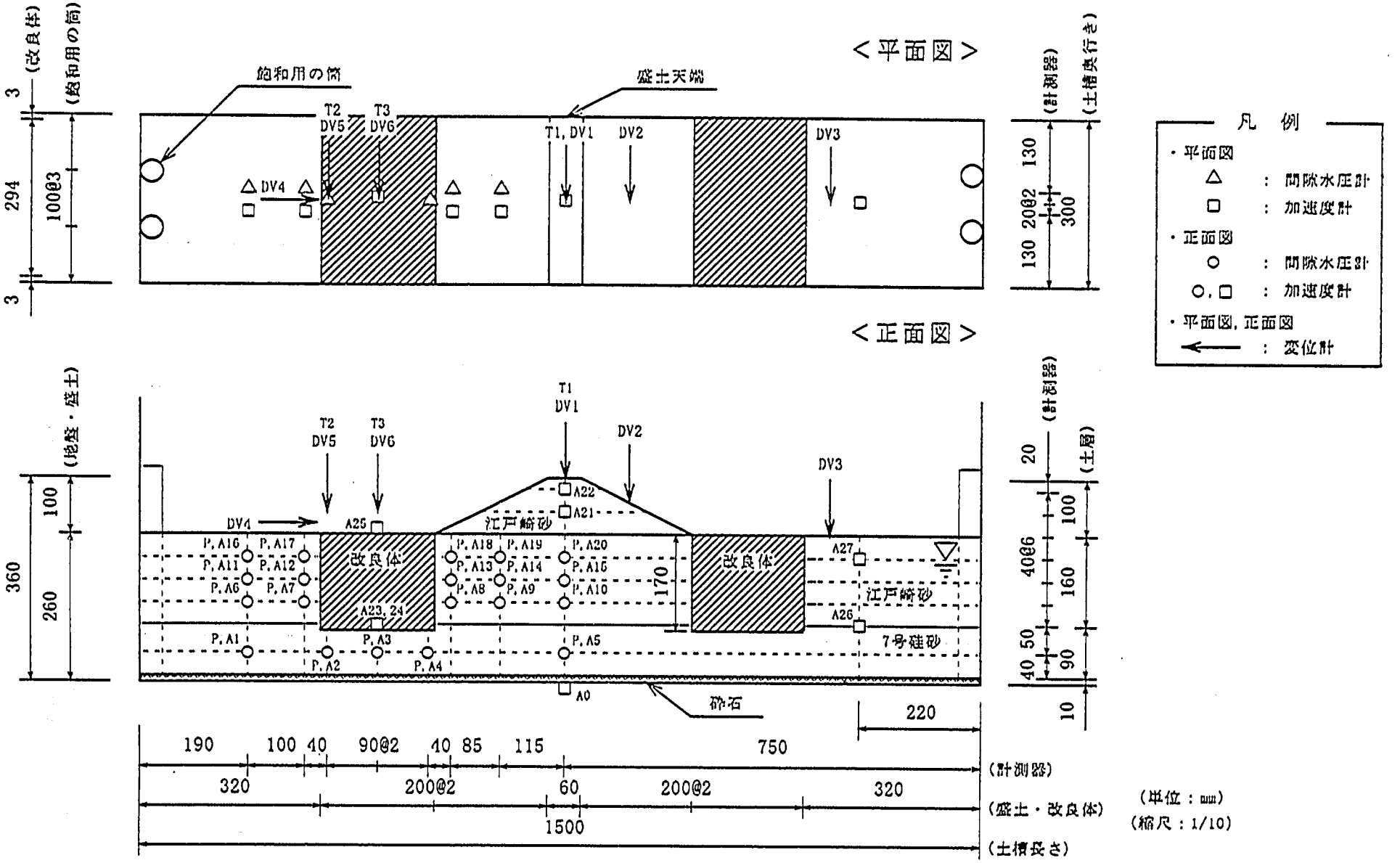


図 3-1-2(g)　模型作成時におけるセンサー配置図　ケース 11-8

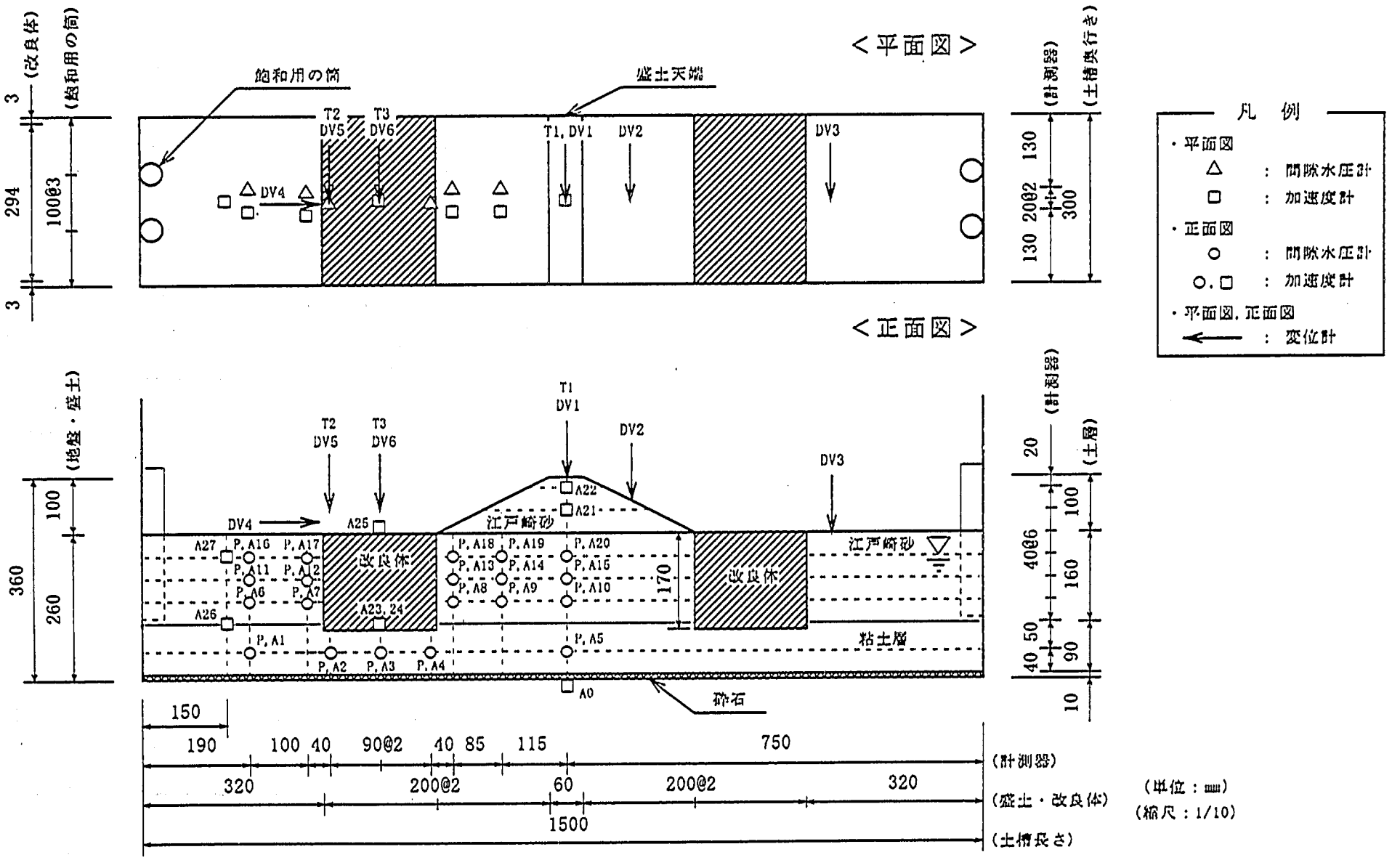


図 3-1-2(h)　模型作成時におけるセンサー配置図　ケース 11-9

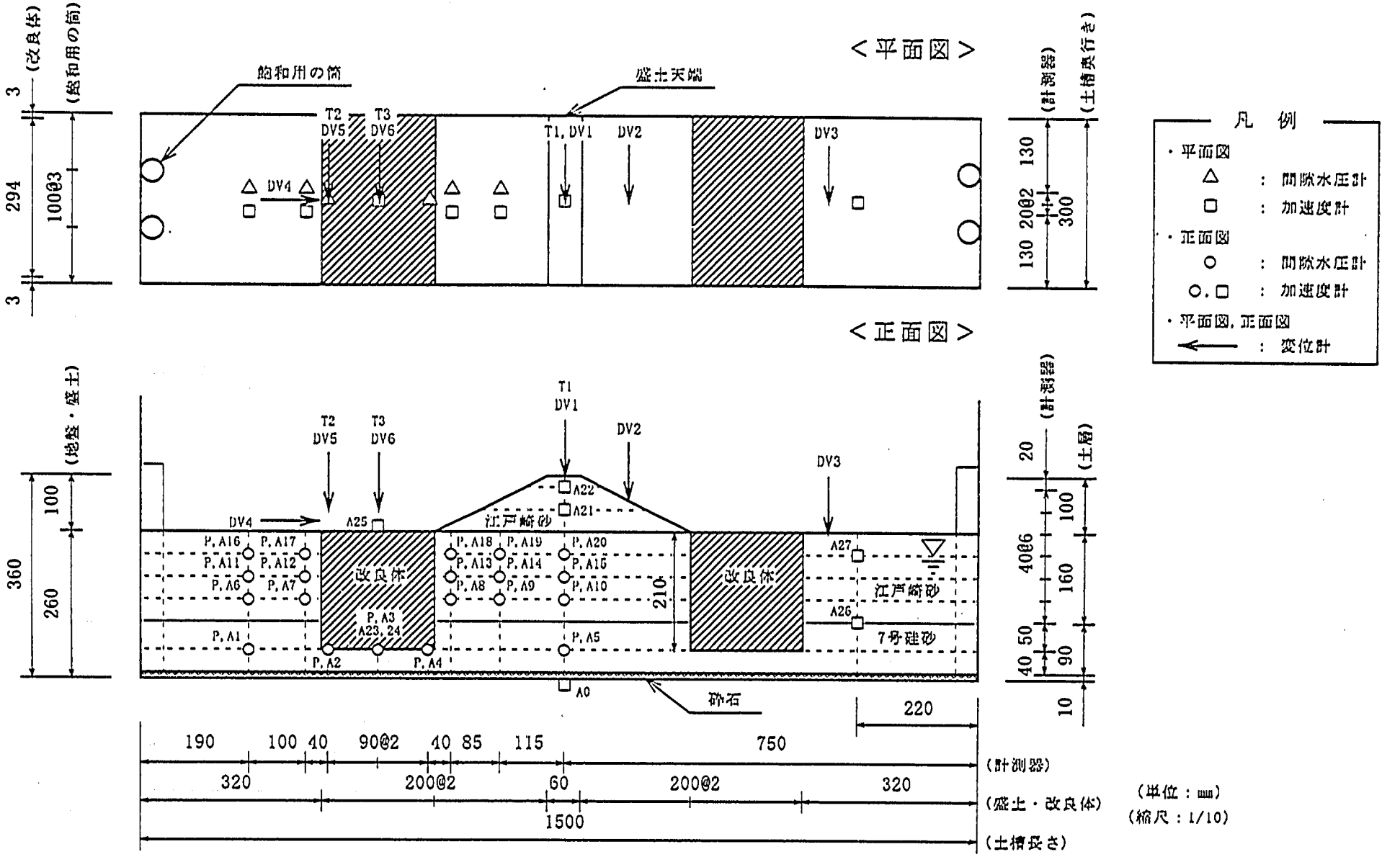


図 3-1-2(i)　模型作成時におけるセンサー配置図　ケース 11-10

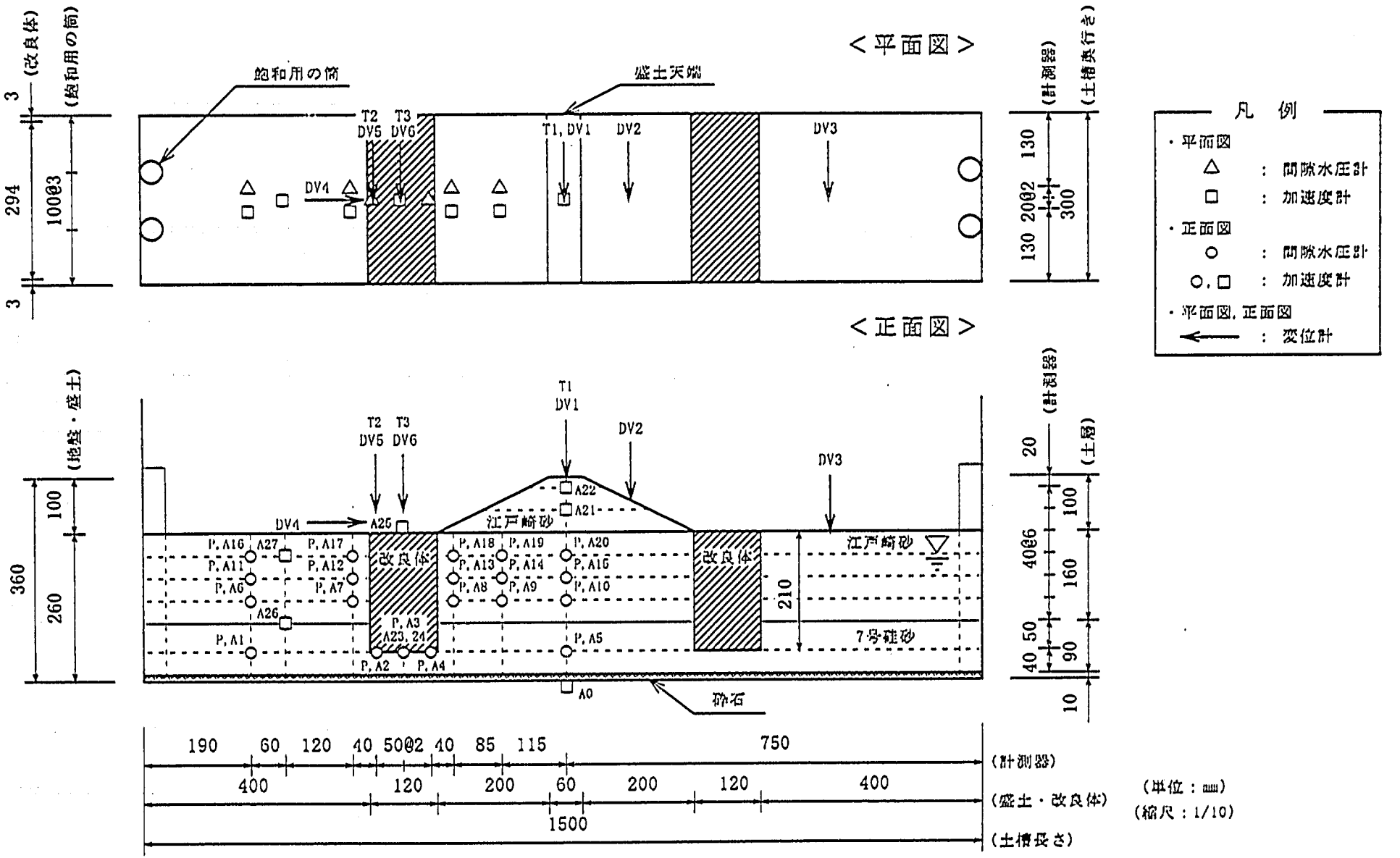


図 3-1-2(j) 模型作成時におけるセンサー配置図 ケース 11-11

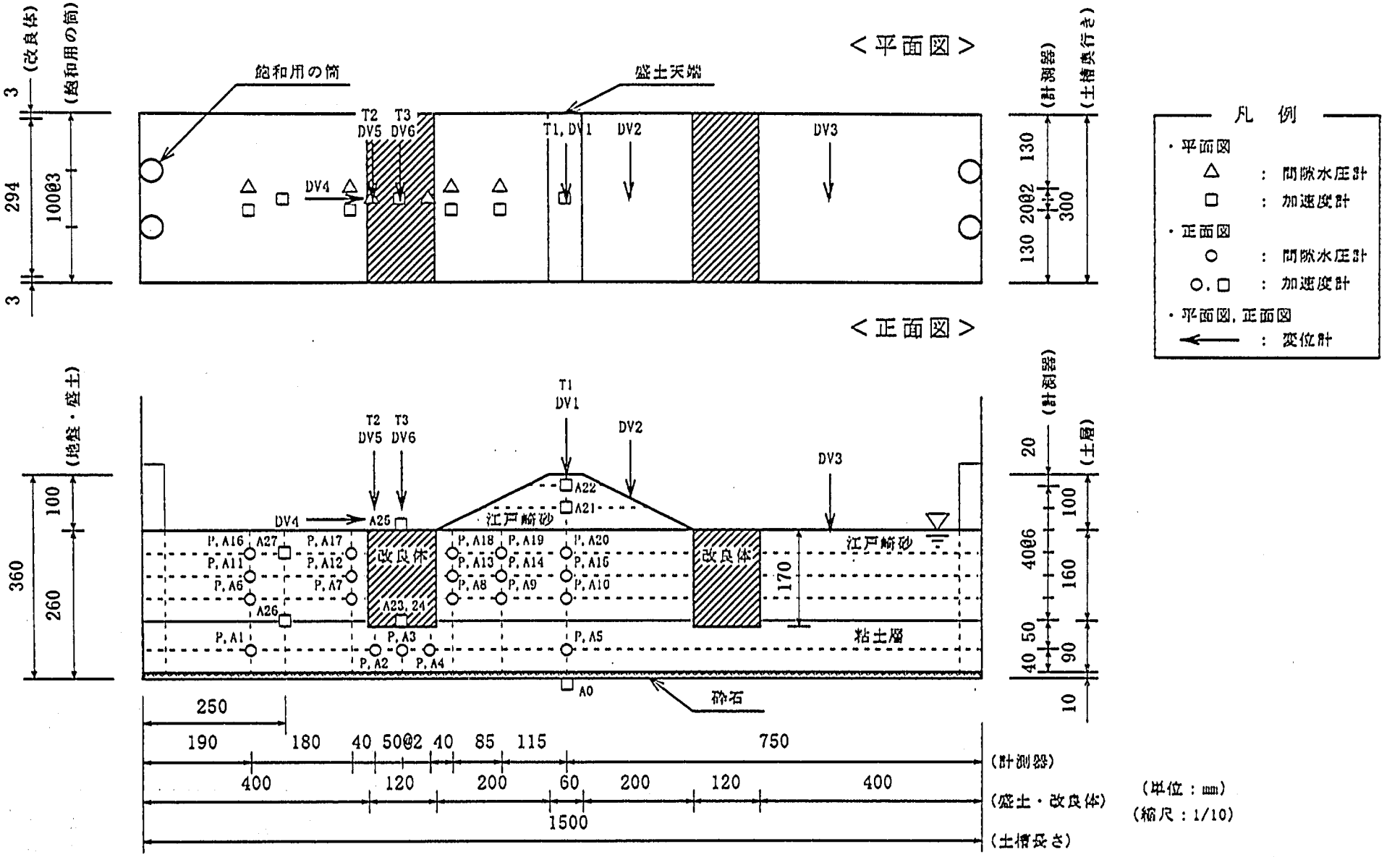


図 3-1-2(k)　模型作成時におけるセンサー配置図　ケース 11-12

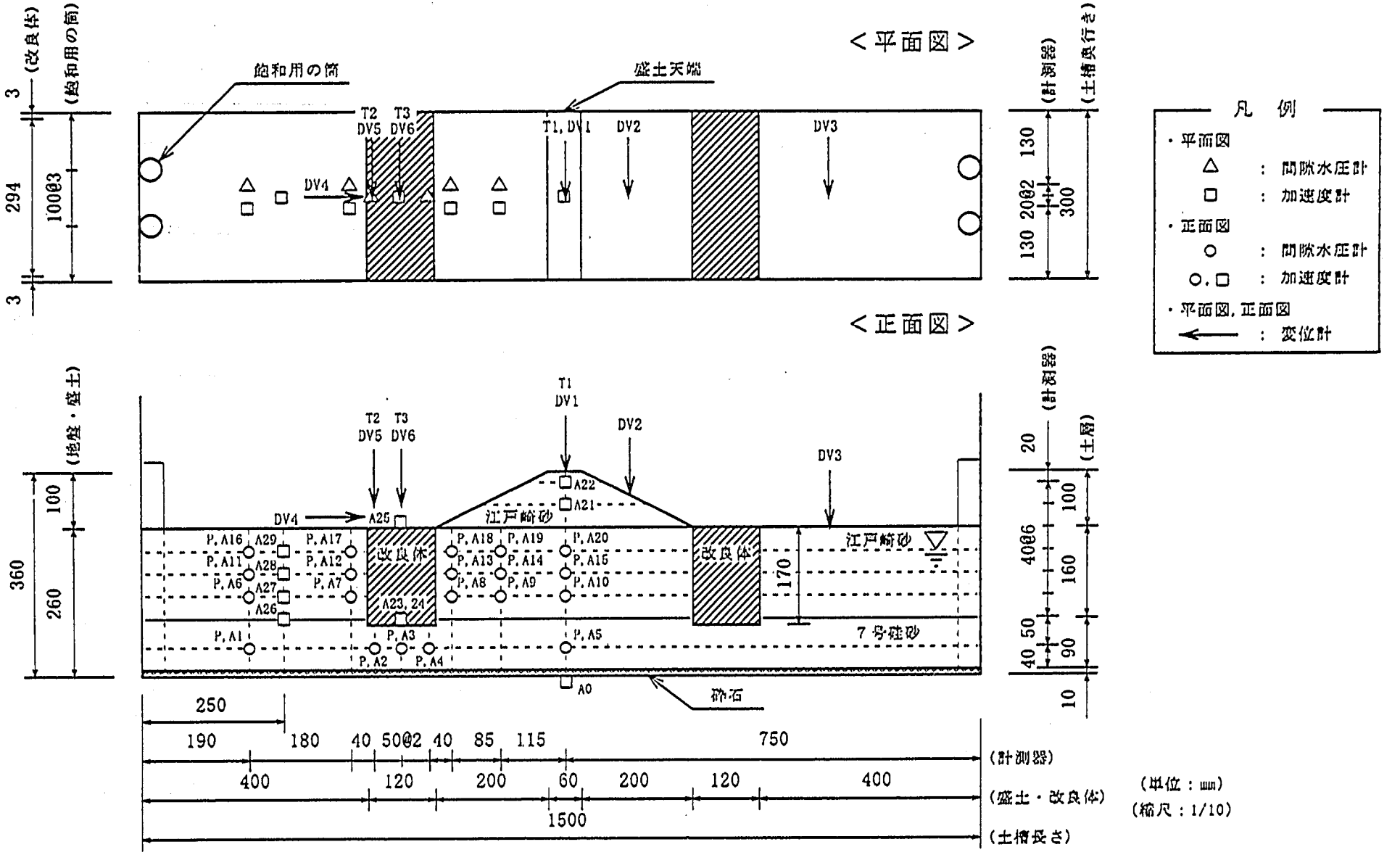


図 3-1-2(1)　模型作成時におけるセンサー配置図　ケース 11-13

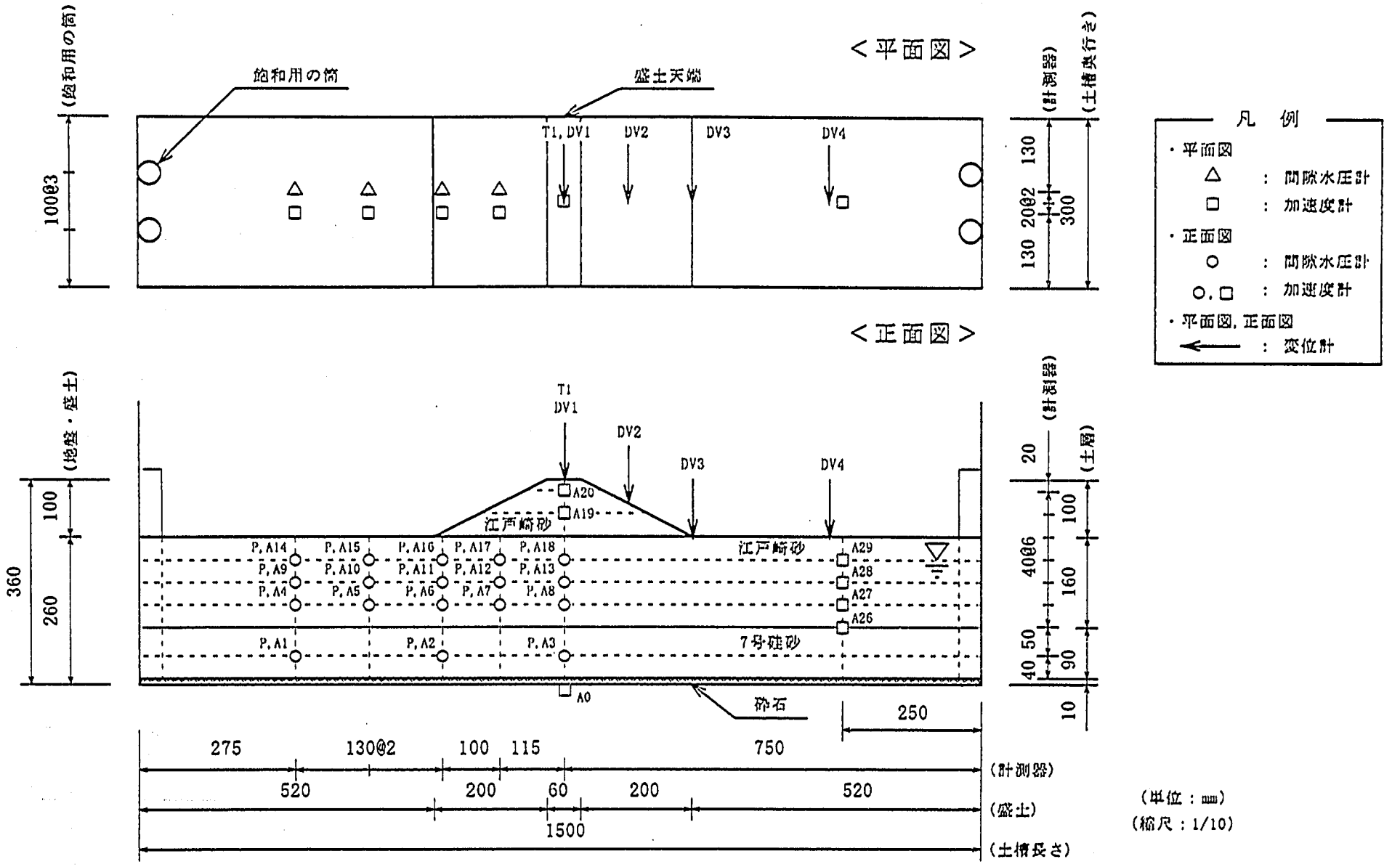


図 3-1-2(m)　模型作成時におけるセンサー配置図　ケース 11-14

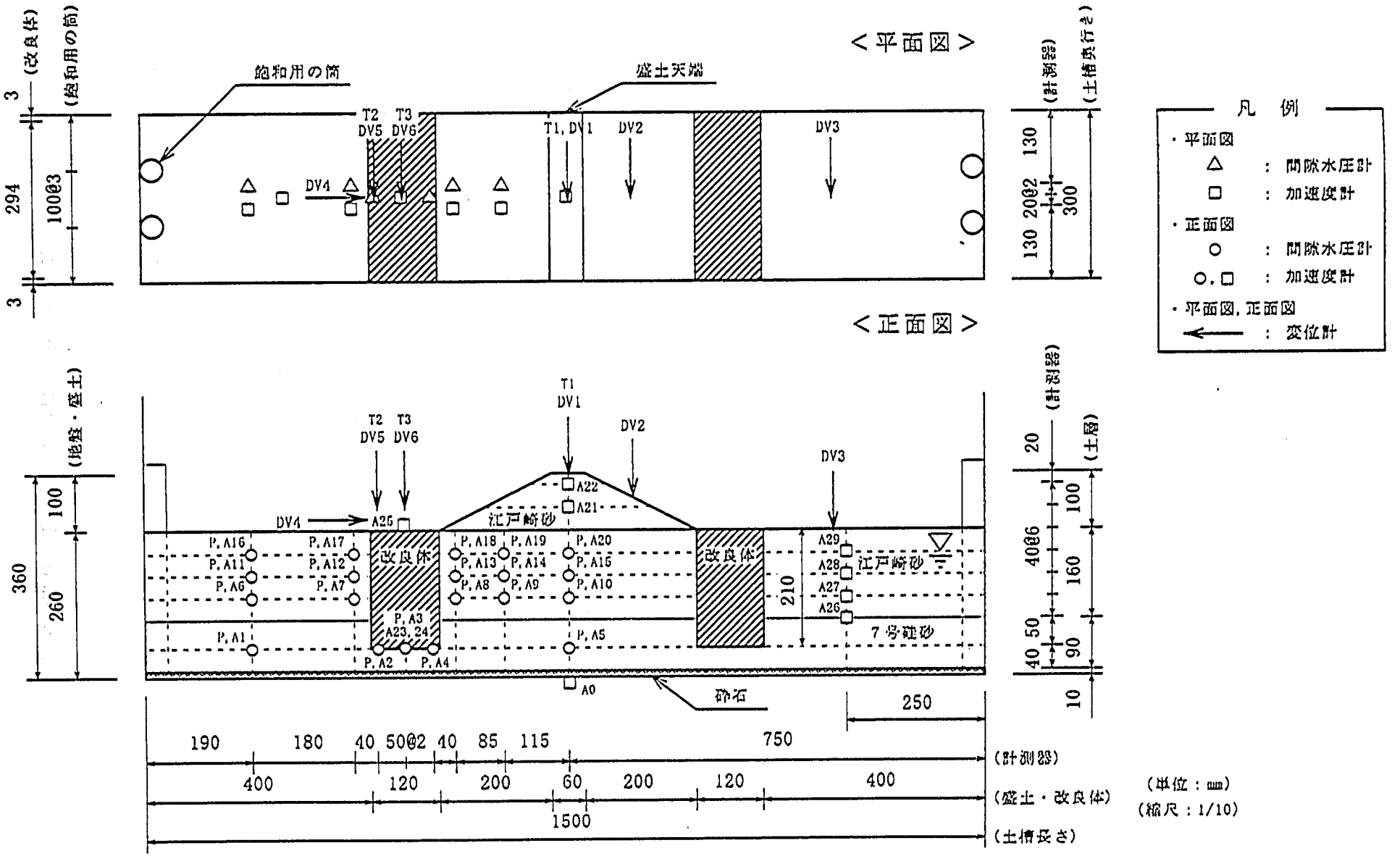


図 3-1-2(n) 模型作成時におけるセンサー配置図 ケース 11-15

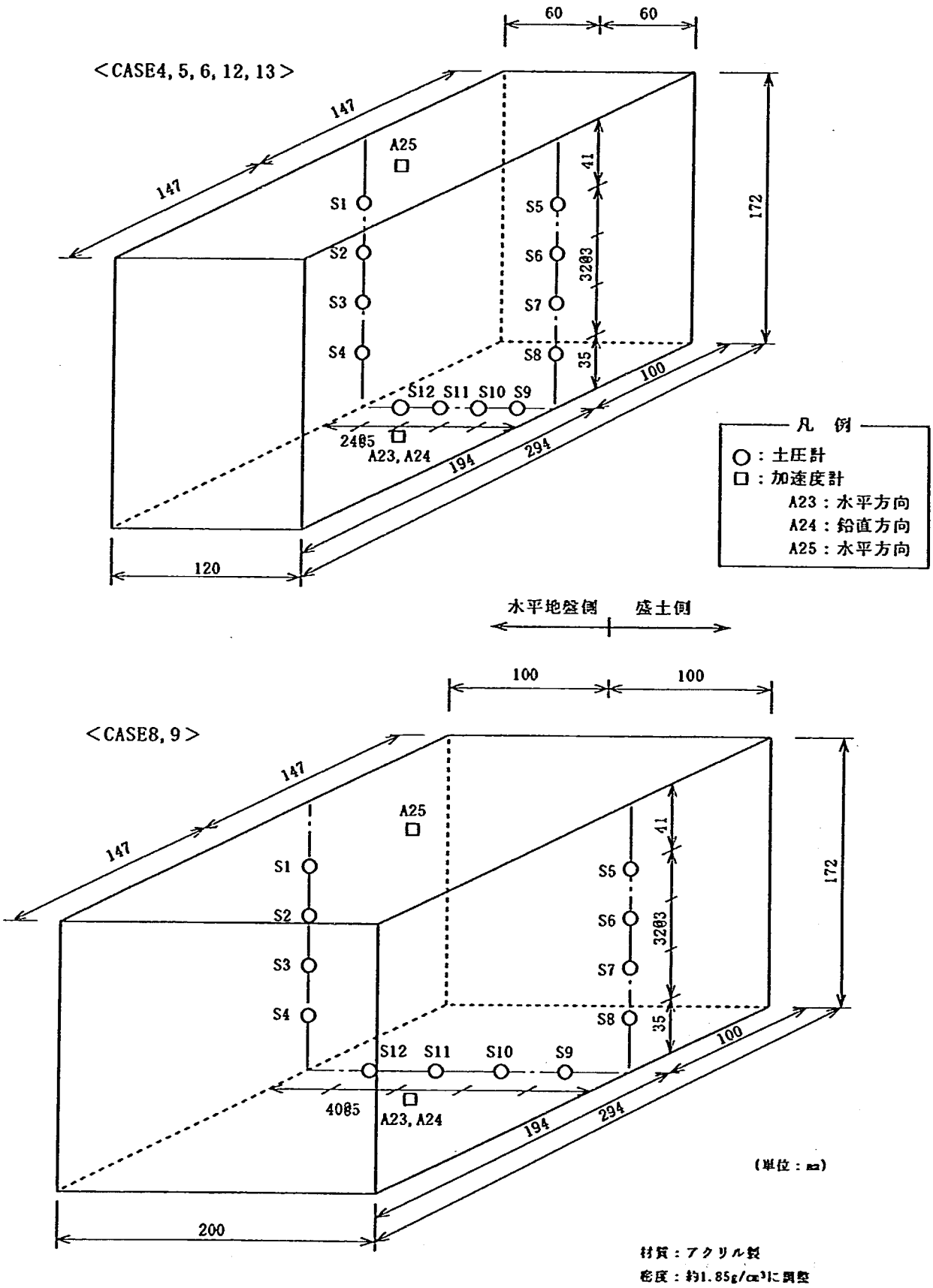


図 3-1-3(a)　改良体に取り付けた土圧計配置図

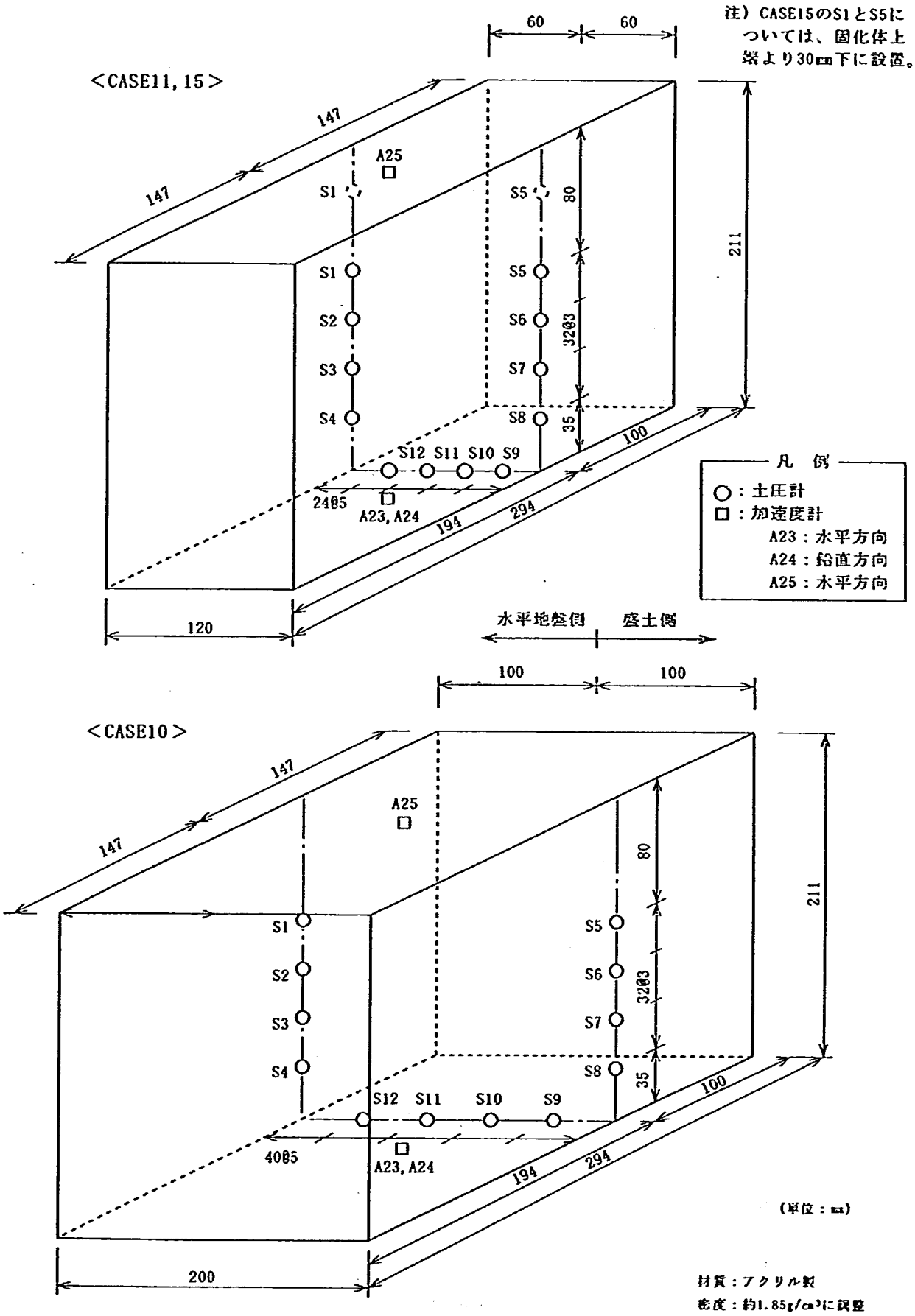


図 3-1-3(b)　改良体に取り付けた土圧計配置図

3.1.2 板叩き法によるP波速度

ケース 11-14、11-15 では、遠心実験の前後に水平地盤部に直径 40mm、厚さ 15mm の金属板を設置し、その上に約 50g の鉄球を 20cm の高さから落下させ、直下に設置した加速度計によりP波の伝播速度を重力場にて測定した（図 3-1-4）。

測定結果の一例を図 3-1-5 に示す。加速度計の間隔が 4cm と狭いので、P波の到達時刻の僅かな読みとり誤差が大きなP波速度の違いとなる。P波速度は、波の立ち上がり時刻（図 3-1-4 の①）の差から求めることが多いが、この時刻を正確に読みとることは困難であったため、ピークの時刻（②）からP波速度を計算した。

得られたP波速度を表 3-1-3 に示す。なお、実験前と後では得られたP波に明確な差は見られなかった。

多孔質弾性理論（石原(1976)、黄ら(1998)）によれば、このP波速度に対応する B 値は約 0.92（飽和度 99.99%）以上である。

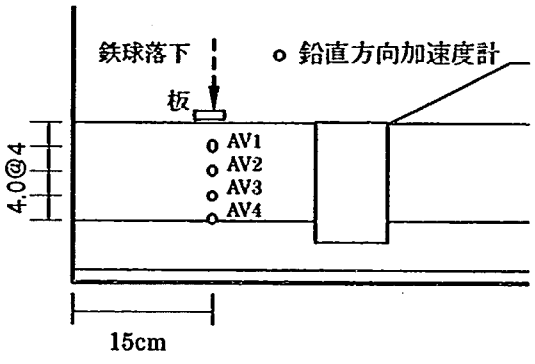


図 3-1-4　P波速度の測定

表 3-1-3　P波速度の測定結果

実験ケース	P波速度 (m/sec)
11-14	1080
11-15	1400

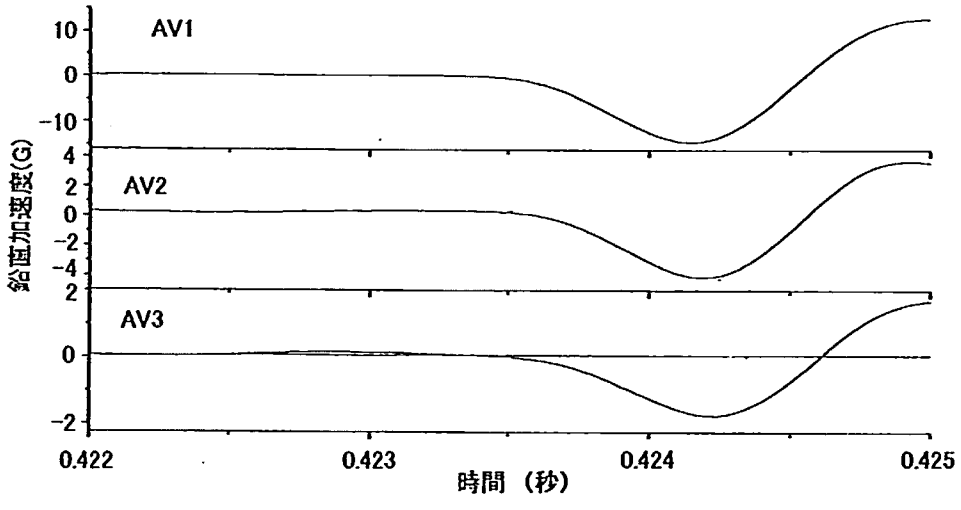


図 3-1-5　ケース 11-14 で得られた走時曲線

3.1.3 不飽和江戸崎砂の含水比と一軸強度

盛土は含水比が約20%の江戸崎砂を締め固めて作成したが、50Gの遠心加速度を与えることにより若干脱水される。別途行った試験によると、50G場で脱水された江戸崎砂の含水比は15～16%であった。

ケース11-6～11-15での盛土は不飽和状態の江戸崎砂である。この状態における江戸崎砂の見かけの粘着力を調べることを目的に、一軸圧縮試験を行った。地表面付近の江戸崎砂の試験では、模型地盤と同様にしてプラスチックモールド内に作成したρ_d=1.43g/cm^{3}の供試体を50Gの遠心場で脱水し、モールドから脱型して一軸試験を行った。一軸圧縮強度は5.6kPaであった。得られた応力－ひずみ曲線を図3-1-6に示す。

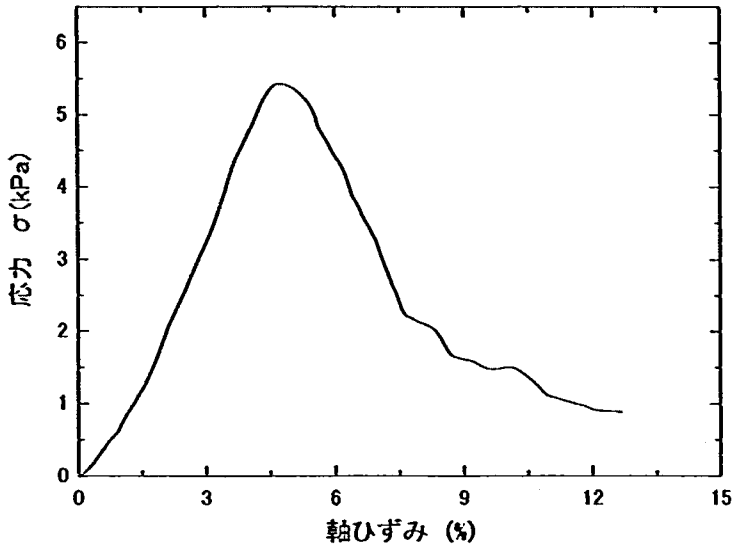


図3-1-6 不飽和江戸崎砂の一軸試験結果

3.2 加振直前の地盤条件

3.2.1 遠心加速度上昇時の沈下量

飽和中には地表面の沈下は生じなかったが、遠心加速度増加中には地盤が圧縮し、模型地盤の表面は沈下した。盛土築造後の遠心加速度増加による沈下量は盛土直下で最も大きく、水平地盤部では小さかった。飽和後の江戸崎砂層密度と、飽和後から50G到達時までの地表面沈下量を表3-2-1に示す。また、地盤作成時（飽和前）における各層の乾燥密度を表3-2-2に示す。なお、表中の変位計（DV1、DV2など）の位置は図3-1-2を参照されたい。

表3-2-1 遠心加速度増加中（1→50G）の地表面沈下量

ケース	1→50Gでの沈下量（mm）		
	天端 DV1	法面中央 DV2	水平地盤部 DV3
10-1	25	16	3
10-2	26	16	12
10-3	28	17	7.5
10-4	28	18	5.8
10-5	12	7.8	2.5
10-6	13	8.2	2.8
11-1	7.2	3.5	2.0
11-2	6.5	3.8	1.7
11-3	8.5	5.2	3.5
11-4	9.3	7.8	4.2
11-5	11	7.5	3.2
11-6	7.2	4.4	2.0
11-7	8.5	6.0	2.5
11-8	9.2	6.0	4.5
11-9 (*)	15	11	7.2
11-10	7.5	6.1	3.6
11-11	7.7	5.7	2.9
11-12(*)	17	11	6.3
11-13	10	5.4	4.4
11-14	8.6	5.8	2.4
11-15	7.1	4.4	1.9

(*) 粘土の圧密終了時までの沈下量

表中には目標とした乾燥密度、実測乾燥密度、相対密度並びに締め固め度も示してある。江戸崎砂は細粒分を約11%含むので、土の最大・最小密度試験法の適用外となるが、参考までに行った最大・最小密度試験の結果より計算した相対密度も表中に示してある。ケース10-1～10-3では地盤の乾燥密度は1.10gf/cm^3（相対密度は約－10%）と極めて緩い状態であり、10-5、10-6では相対密度が約55%と中密の状態である。

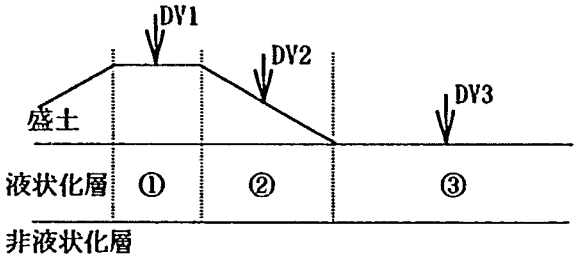


図 3·2·1　乾燥密度を計算した３つの領域

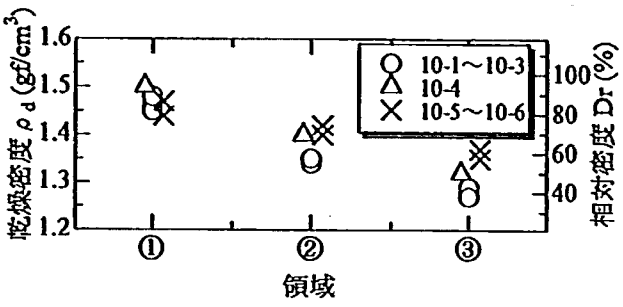


図 3·2·2　加振前の江戸崎砂乾燥密度

飽和中には不飽和状態でサクションを持つ江戸崎砂層が飽和することによってコラプスを起こすこと、また遠心加速度上昇中には土被り圧が増加することによる圧縮が生じることにより、模型地盤の表面は沈下する。飽和時に生じる沈下は、模型全体でほぼ一様であるが、盛土築造後の遠心加速度増加による沈下量は場所によって異なる。そこで、図 3·2·1 に示すように江戸崎砂層を３つの領域に分け、加振直前（50G 到達後）の乾燥密度を以下の仮定を用いて算定した。すなわち、

・変位計 DV1、DV2、DV3 で測定した遠心加速度上昇中の沈下量は各領域で一次元的に生じた。

・地盤作成後に生じた地表面沈下は全て江戸崎砂層の圧縮による。

算定した乾燥密度を図 3·2·2 に示す。何れの領域においても沈下が生じたが、初期乾燥密度の小さなケースほど沈下量は大きいので、50G 到達後の乾燥密度にみられるケース毎の違いは地盤作成時よりも小さなものとなっている。特に領域①では全てのケースで概ね等しい乾燥密度となっている。領域①では、遠心加速度上昇中には鉛直変位のみならず水平変位も生じているので、一次元的な変形を仮定した今回の計算結果は乾燥密度を実際よりも大きめに評価することになる。また、実験ケース毎に飽和中の沈下量と遠心加速度上昇中の沈下量も異なるので、図 3·2·2 から盛土直下の密度が全ケースでほぼ同じであると結論することは出来ないが、上述したように 50G 到達後の乾燥密度にみられるケース毎の違いは、特に盛土下地盤で地盤作成時よりもかなり小さなものと言えよう。

表 3-2-2(a) 模型作成時の地盤密度 (ケース 10-1～10-6)

①江戸崎砂の物性	最大最小密度	ρ_{dmax}	1.522	(g/cm³)	ρ_{dmin}	1.145	(g/cm³)	ρ_s	2.684	(g/cm³)	
	締固め	ρ_{dmax}	1.567	(g/cm³)	ω_{opt}	14.26	(%)				
②7号硅砂の物性	最大最小密度	ρ_{dmax}	1.627	(g/cm³)	ρ_{dmin}	1.256	(g/cm³)	ρ_s	2.645	(g/cm³)	
③水とメトローズの物性	密度	・水	1.000	(g/cm³)	・メトローズ	1.006	(g/cm³)				
④実験土槽の仕様	寸法	・長さ	150.00	(cm)	・奥行き	CASE1	29.70764 (cm)		CASE2～6	29.76961 (cm)	

CASE	土層	地盤材料	土層の沈下量 (cm)	土層厚さ (cm)	土層の体積 (cm³)	乾燥重量 地盤部 (kgf)	乾燥重量 メッシュ (kgf)	湿潤密度 ρ_t (g/cm³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm³)	相対密度 Dr (%)	締固め度 D (%)	間隙比 e	飽和単位体積重量 γ_{sat} (g/cm³)	水中単位体積重量 γ' (g/cm³)
10-1	盛 土	江戸崎砂	0	8.00	5229	7.884	0.000	1.810	1.508	97.2	96.2	0.78	1.949	0.943
		砕石	0	2.00	2495	4.110	0.000	-	1.647	-	-	-	-	-
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	71298	77.799	0.445	-	1.097	-17.5	70.0	1.45	1.692	0.686
	支持層	7号硅砂	0	9.00	44561	70.065	0.120	-	1.575	88.8	-	0.68	1.982	0.976
		砕石	0	1.00	4456	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10-2	盛 土	江戸崎砂	0	8.00	5239	7.970	0.000	1.823	1.521	99.8	97.1	0.76	1.957	0.951
		砕石	0	2.00	2501	3.850	0.000	-	1.540	-	-	-	-	-
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	70648	77.464	0.445	-	1.103	-15.5	70.4	1.43	1.695	0.689
	支持層	7号硅砂	0	9.00	39740	62.640	0.140	-	1.580	89.9	-	0.67	1.985	0.979
		砕石	0	1.00	4465	6.175	0.000	-	1.383	-	-	-	-	-
10-3	盛 土	江戸崎砂	0	8.00	5239	8.059	0.000	1.861	1.538	103.2	98.2	0.74	1.968	0.962
		砕石	0	2.00	2501	3.360	0.000	-	1.344	-	85.7	-	-	-
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	70648	77.176	0.435	-	1.099	-17.1	70.1	1.44	1.693	0.687
	支持層	7号硅砂	0	9.00	39740	62.560	0.150	-	1.578	89.5	-	0.68	1.984	0.978
		砕石	0	1.00	4465	5.985	0.000	-	1.340	-	-	-	-	-
10-4	盛 土	江戸崎砂	0	8.00	5239	7.485	0.000	1.707	1.429	80.1	91.2	0.88	1.899	0.893
		砕石	0	2.00	2501	3.850	0.000	-	1.540	-	-	-	-	-
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	70648	89.481	0.385	-	1.272	40.3	81.2	1.11	1.801	0.795
	支持層	7号硅砂	0	9.00	39740	62.430	0.160	-	1.575	88.8	-	0.68	1.982	0.976
		砕石	0	1.00	4465	5.850	0.000	-	1.310	-	-	-	-	-
10-5	盛 土	江戸崎砂	0	8.00	5239	7.569	0.000	1.734	1.445	83.7	92.2	0.86	1.909	0.903
		砕石	0	2.00	2501	3.850	0.000	-	1.540	-	-	-	-	-
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	70648	94.218		-	1.334	57.1	85.1	1.01	1.840	0.834
	支持層	7号硅砂	0	9.00	39740	63.095	0.135	-	1.591	92.4	-	0.66	1.992	0.986
		砕石	0	1.00	4465	5.850	0.000	-	1.310	-	-	-	-	-
10-6	盛 土	江戸崎砂	0	8.00	5239	7.452	0.000	1.700	1.422	78.7	90.8	0.89	1.895	0.889
		砕石	0	2.00	2501	3.850	0.000	-	1.540	-	-	-	-	-
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	70648	94.477	0.345	-	1.342	59.3	85.7	1.00	1.845	0.839
	支持層	7号硅砂	0	9.00	39740	62.630	0.160	-	1.580	89.9	-	0.67	1.985	0.979
		砕石	0	1.00	4465	5.850	0.000	-	1.310	-	-	-	-	-

表 3-2-2(b)　模型作成時の地盤密度　(ケース 11-1～11-5)

①江戸崎砂の物性	最大最小密度	・ρ_{dmax}	1.522	(g/cm³)	・ρ_{dmin}	1.145	(g/cm³)	・ρ_s	2.684	(g/cm³)	
	締固め	・ρ_{dmax}	1.567	(g/cm³)	・ω_{opt}	14.26	(%)				
②7号硅砂の物性	最大最小密度	・ρ_{dmax}	1.627	(g/cm³)	・ρ_{dmin}	1.256	(g/cm³)	・ρ_s	2.645	(g/cm³)	
③水とメトローズの物性	密度	・水	1.000	(g/cm³)	・ﾒﾄﾛｰｽﾞ	1.006	(g/cm³)				
④実験土槽の仕様	寸法	・長さ	150.00	(cm)	・奥行き	29.28	(cm)	・ｽﾀﾝﾄﾞﾊﾟｲﾌﾟの断面積	12.566	(cm²)	
⑤改良体の仕様	寸法	・長さ	12.10	(cm)	・奥行き	29.4	(cm)	・高さ	17.2	(cm)	CASE4, 5

CASE	土層	地盤材料	土層の沈下量 (cm)	土層の厚さ (cm)	改良体の体積 (cm³)	ｽﾀﾝﾄﾞﾊﾟｲﾌﾟの体積 (cm³)	土層の体積 (cm³)	乾燥質量 地盤部 (kg)	乾燥質量 メッシュ (kg)	湿潤密度 ρ_t (g/cm³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm³)	相対密度 Dr (%)	締固め度 D (%)	間隙比 e	飽和単体 γ_{sat} (kN/m³)	水中単体 γ' (kN/m³)
11-1	盛　土	江戸崎砂	0	8.00	-	-	5153	8.074	0.000	1.886	1.567	108.7	100.0	0.71	19.471	9.606
		砕石	0	2.00	-	-	2460	3.850	0.000	-	1.565	-	-	-	-	-
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	-	201	70071	94.767	0.615	1.628	1.361	64.1	86.9	0.97	18.211	8.346
	支持層	7号硅砂	0	9.00	-	113	39415	61.990	0.170	-	1.577	89.3	-	0.68	19.677	9.812
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.850	0.000	-	1.332	-	-	-	-	-
11-2	盛　土	江戸崎砂	0	8.00	-	-	5153	7.564	0.000	1.759	1.468	88.8	93.7	0.83	18.838	9.031
		砕石	0	2.00	-	-	2460	3.850	0.000	-	1.565	-	-	-	-	-
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	-	201	70071	96.212	0.660	1.645	1.382	69.4	88.2	0.94	18.313	8.506
	支持層	7号硅砂	0	9.00	-	113	39415	62.190	0.180	-	1.582	90.5	-	0.67	19.687	9.880
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.850	0.000	-	1.332	-	-	-	-	-
11-3	盛　土	江戸崎砂	0	8.00	-	-	5153	7.503	0.000	1.892	1.456	86.2	92.9	0.84	18.765	8.958
		砕石	0	2.00	-	-	2460	3.850	0.000	-	1.565	-	-	-	-	-
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	-	201	70071	94.221	0.625	1.610	1.354	62.2	86.4	0.98	18.135	8.328
	支持層	7号硅砂	0	9.00	-	113	39415	61.785	0.185	-	1.572	88.2	-	0.68	19.623	9.817
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.850	0.000	-	1.332	-	-	-	-	-
11-4	盛　土	江戸崎砂	0	8.00	-	-	5153	7.591	0.000	1.767	1.473	89.9	94.0	0.82	18.870	9.063
		砕石	0	2.00	-	-	2460	3.850	0.000	-	1.565	-	-	-	-	-
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	11384	201	58687	78.793	0.480	1.609	1.351	61.5	86.2	0.99	18.118	8.311
	支持層	7号硅砂	0	9.00	854	113	38561	61.850	0.180	-	1.609	96.1	-	0.64	19.850	10.044
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.850	0.000	-	1.332	-	-	-	-	-
11-5	盛　土	江戸崎砂	0	8.00	-	-	5153	7.561	0.000	1.755	1.467	88.7	93.6	0.83	18.834	9.028
		砕石	0	2.00	-	-	2460	3.565	0.000	-	1.449	-	-	-	-	-
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	11384	201	58687	78.378	0.545	1.598	1.345	60.0	85.8	1.00	18.081	8.274
	支持層	7号硅砂	0	9.00	854	113	38561	60.885	0.185	-	1.584	90.7	-	0.67	19.695	9.888
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.850	0.000	-	1.332	-	-	-	-	-

表 3-2-2(c) 模型作成時の地盤密度 （ケース 11-6～11-10）

①江戸崎砂の物性	最大最小密度	・ρ_{dmax}	1.522	(g/cm³)	・ρ_{dmin}	1.145	(g/cm³)	・ρ_s	2.684	(g/cm³)	
	締固め	・ρ_{dmax}	1.567	(g/cm³)	・ω_{opt}	14.26	(%)				
②7号硅砂の物性	最大最小密度	・ρ_{dmax}	1.627	(g/cm³)	・ρ_{dmin}	1.256	(g/cm³)	・ρ_s	2.645	(g/cm³)	
③カオリン粘土の物性		・ρ_s	2.61	(g/cm³)							
④水とメトローズの物性	密度	・水	1.000	(g/cm³)	・ﾒﾄﾛｰｽﾞ	1.006	(g/cm³)				
⑤実験土槽の仕様	寸法	・長さ	150.00	(cm)	・奥行き	29.28	(cm)	・ｽｸﾘｭｰﾊﾟｲﾌﾟの断面積	12.566	(cm^2)	
⑥改良体の仕様	寸法	・長さ	12.10	(cm)	・奥行き	29.4	(cm)	・高さ	17.2	(cm)	CASE6
		・長さ	20.00	(cm)	・奥行き	29.4	(cm)	・高さ	17.2	(cm)	CASE8, 9
		・長さ	20.00	(cm)	・奥行き	29.4	(cm)	・高さ	21.1	(cm)	CASE10

CASE	土層	地盤材料	土層の沈下量 (cm)	土層の厚さ (cm)	改良体の体積 (cm^3)	ｽｸﾘｭｰﾊﾟｲﾌﾟの体積 (cm^3)	土層の体積 (cm^3)	乾燥質量 地盤部 (kg)	乾燥質量 メッシュ (kg)	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	相対密度 Dr (%)	締固め度 D (%)	間隙比 e	飽和単体 γ_{sat} (kN/m^3)	水中単体 γ' (kN/m^3)
11-6	盛　土	江戸崎砂	0	10.00	-	-	7613	10.815	0.000	1.701	1.421	78.3	90.7	0.89	18.548	8.741
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	11384	201	58687	78.403	0.380	1.600	1.342	59.4	85.7	1.00	18.066	8.260
	支持層	7号硅砂	0	9.00	854	113	38561	60.780	0.175	-	1.581	90.1	-	0.67	19.676	9.870
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.850	0.000	-	1.332	-	-	-	-	-
11-7	盛　土	江戸崎砂	0	10.00	-	-	7613	10.814	0.000	1.698	1.421	78.3	90.7	0.89	18.547	8.740
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	-	201	70071	93.828	0.605	1.601	1.348	60.7	86.0	0.99	18.099	8.292
	支持層	7号硅砂	0	9.00	-	113	39415	62.235	0.190	-	1.584	90.8	-	0.67	19.695	9.889
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.100	0.000	-	1.161	-	-	-	-	-
11-8	盛　土	江戸崎砂	0	10.00	-	-	7613	10.828	0.000	1.705	1.422	78.7	90.8	0.89	18.558	8.752
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	18816	201	51255	67.898	0.450	1.588	1.333	57.1	85.1	1.01	18.011	8.205
	支持層	7号硅砂	0	9.00	1411	113	38004	60.205	0.215	-	1.590	92.1	-	0.66	19.733	9.926
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.100	0.000	-	1.161	-	-	-	-	-
11-9	盛　土	江戸崎砂	0	10.00	-	-	7613	11.051	0.000	1.732	1.452	85.3	92.6	0.85	18.738	8.932
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	18816	201	51255	68.218	0.450	1.588	1.340	58.7	85.5	1.00	18.050	8.243
	支持層	粘土	0	9.00	1411	0	38117	-	-	-	-	-	-	1.50	16.127	6.320
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.100	0.000	-	1.161	-	-	-	-	-
11-10	盛　土	江戸崎砂	0	10.00	-	-	7613	11.019	0.000	1.735	1.447	84.4	92.4	0.85	18.713	8.906
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	18816	201	51255	67.947	0.450	1.589	1.334	57.3	85.2	1.01	18.017	8.211
	支持層	7号硅砂	0	9.00	5998	113	33417	53.020	0.135	-	1.591	92.3	-	0.66	19.738	9.931
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.100	0.000	-	1.161	-	-	-	-	-

表 3-2-2(d) 模型作成時の地盤密度 (ケース 11-11～11-15)

①江戸崎砂の物性	最大最小密度	・ρ_{dmax}	1.522	(g/cm³)	・ρ_{dmin}	1.145	(g/cm³)	・ρ_s	2.684	(g/cm³)
	締固め	・ρ_{dmax}	1.567	(g/cm³)	・ω_{opt}	14.26	(%)			
②7号硅砂の物性	最大最小密度	・ρ_{dmax}	1.627	(g/cm³)	・ρ_{dmin}	1.256	(g/cm³)	・ρ_s	2.645	(g/cm³)
③カオリン粘土の物性		・ρ_s	2.61	(g/cm³)						
④とメトローズの物性	密度	・水	1.000	(g/cm³)	・ﾒﾄﾛｰｽﾞ	1.006	(g/cm³)			
⑤実験土槽の仕様	寸法	・長さ	150.00	(cm)	・奥行き	29.28	(cm)	・ｽﾀﾝﾄﾞﾊﾟｲﾌﾟの断面積	12.566	(cm²)
⑥改良体の仕様	寸法	・長さ	12.10	(cm)	・奥行き	29.4	(cm)	・高さ	21.1	(cm) CASE11, 15
		・長さ	12.10	(cm)	・奥行き	29.4	(cm)	・高さ	17.2	(cm) CASE12, 13
		・長さ		(cm)	・奥行き		(cm)	・高さ		(cm)

CASE	土層	地盤材料	土層の沈下量 (cm)	土層の厚さ (cm)	改良体の体積 (cm³)	ｽﾀﾝﾄﾞﾊﾟｲﾌﾟの体積 (cm³)	土層のの体積 (cm³)	乾燥質量 地盤部 (kg)	乾燥質量 メッシュ (kg)	湿潤密度 ρ_t (g/cm³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm³)	相対密度 Dr (%)	締固め度 D (%)	間隙比 e	飽和単体 γ_{sat} (kN/m³)	水中単体 γ' (kN/m³)
11-11	盛 土	江戸崎砂	0	10.00	-	-	7613	10.755	0.000	1.695	1.413	76.5	90.2	0.90	18.499	8.693
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	11384	201	58687	78.981	0.350	1.614	1.352	61.8	86.3	0.99	18.124	8.317
	支持層	7号硅砂	0	9.00	3629	113	35786	56.780	0.160	-	1.591	92.4	-	0.66	19.741	9.934
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.100	0.000	-	1.161	-	-	-	-	-
11-12	盛 土	江戸崎砂	0	10.00	-	-	7613	10.783	0.000	1.706	1.416	77.4	90.4	0.89	18.522	8.715
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	11384	201	58687	78.783	0.515	1.617	1.351	61.6	86.2	0.99	18.120	8.314
	支持層	粘土	0	9.00	854	0	38674	-	-	-	-	-	-	1.52	16.068	6.261
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.100	0.000	-	1.161	-	-	-	-	-
11-13	盛 土	江戸崎砂	0	10.00	-	-	7613	10.700	0.000	1.689	1.406	74.8	89.7	0.91	18.455	8.648
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	11384	201	58687	79.013	0.300	1.608	1.351	61.7	86.2	0.99	18.122	8.315
	支持層	7号硅砂	0	9.00	854	113	38561	61.620	0.200	-	1.603	95.0	-	0.65	19.816	10.010
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.100	0.000	-	1.161	-	-	-	-	-
11-14	盛 土	江戸崎砂	0	10.00	-	-	7613	10.830	0.000	1.705	1.423	78.8	90.8	0.89	18.560	8.753
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	0	201	70071	94.168	0.615	1.611	1.353	62.0	86.3	0.98	18.130	8.323
	支持層	7号硅砂	0	9.00	0	113	39415	62.685	0.210	-	1.596	93.4	-	0.66	19.770	9.963
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.100	0.000	-	1.161	-	-	-	-	-
11-15	盛 土	江戸崎砂	0	10.00	-	-	7613	10.870	0.000	1.702	1.428	80.0	91.1	0.88	18.592	8.785
	液状化層	江戸崎砂	0	16.00	11384	201	58687	78.533	0.350	1.595	1.344	59.8	85.8	1.00	18.077	8.270
	支持層	7号硅砂	0	9.00	3629	113	35786	57.200	0.155	-	1.603	94.9	-	0.65	19.813	10.007
		砕石	0	1.00	-	-	4392	5.100	0.000	-	1.161	-	-	-	-	-

3.2.2 粘土層の含水比分布と非排水強度の推定

非液状化層が粘土である 11-9、11-12 の実験終了後、遠心装置を直ちに停止し粘土層から粘土試料を採取し含水比を測定した。試料は 6 カ所から採取し、採取した試料は深さ方向に 4 分割して含水比を計測した。加振終了後から遠心装置停止までに要した時間は約 15 分、装置停止後から含水比測定までの時間はおよそ 20 分程度であった。試料採取位置と得られた含水比分布を図 3-2-3、3-2-4 に示す。図 3-2-4 中の線は、応力履歴から求めた含水比と深さの関係である。なお、盛土下の含水比の計算には、直上の盛土厚さから鉛直圧密圧力を算定した。盛土下と水平地盤部の含水比の差は、実測値の方が計算値よりもやや大きくなっているが、その他の全体的な傾向は良く合っている。

粘土層は全層にわたり過圧密状態にあるため、応力履歴から求めた等価圧密圧力（Atokinson and Bransby(1978)）より非排水強度を算定した。すなわち、図 3-2-5 に示す $e-\log p$ 関係図において、実験室にて 200kPa で圧密された粘土が除荷され、遠心場で再圧密された状態（点 B）での非排水強度は、同じ間隙比を有する正規圧密粘土（圧力 p_e、点 C）と等しいものと考え、次式によって計算した。

点 B での非排水強度 $=c_u/p \times p_e$

その結果、三軸圧縮に対応する粘土の非排水強度は、水平地盤部粘土層表面、固化体底面、及び盛土天端下粘土層表面でそれぞれ 41、42、47kPa となる。

粘土層表面での鉛直有効応力は、盛土荷重を考慮せず層厚 16cm の江戸崎砂層のみの有効重量から

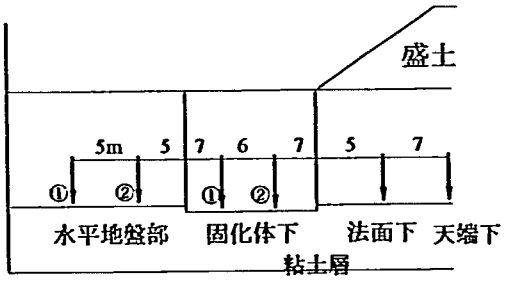


図 3-2-3 粘土試料採取位置

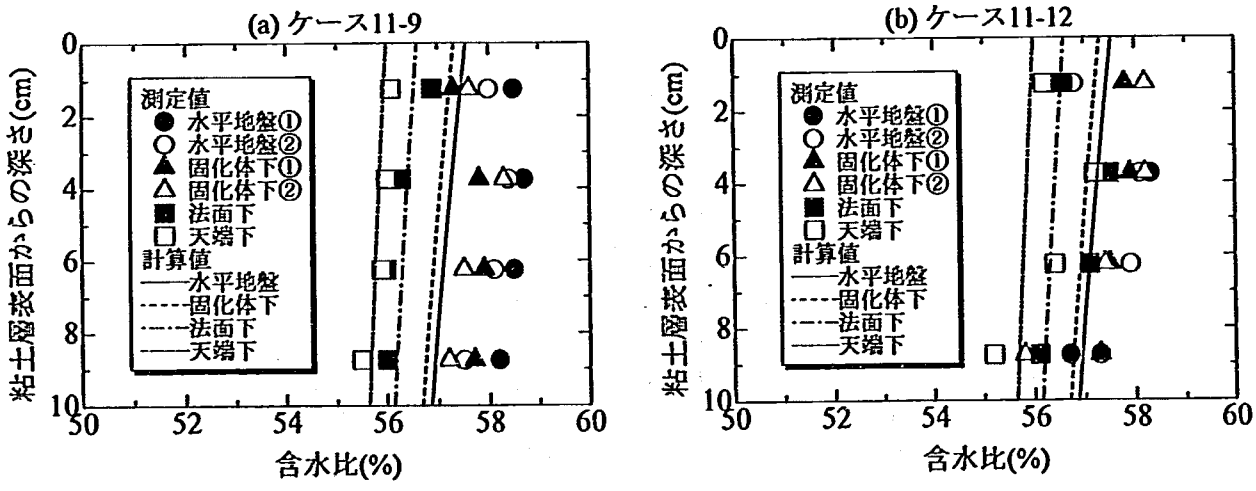


図 3-2-4 粘土の含水比分布

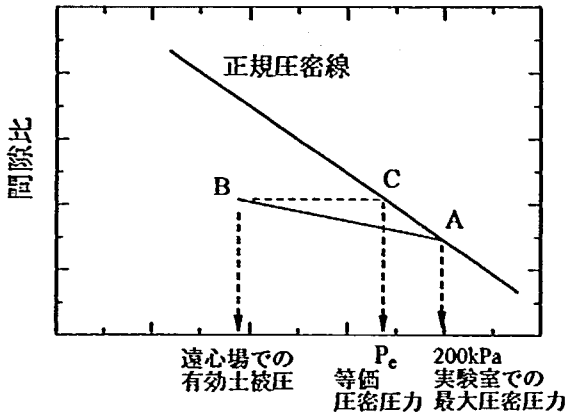


図 3-2-5　等価圧密圧力

求めると約 90kPa である。日本の沿岸部に分布する沖積粘土の強度増加率 c_u/p は概ね 0.35～0.45 程度である。この上載圧に対応する c_u/p=0.45 の軟弱な正規圧密粘土の強度は 41kPa となる。従って、本実験での粘土強度は強度増加率が約 0.45 である正規圧密状態の軟弱粘土のそれにほぼ対応するものである。

3.2.3　S波速度

平成 11 年度の実験では、本加振に先立ち 50G 場で行った微小加振による応答加速度波形の一例を図 3-2-6 に示す。図 3-2-6(f)～(j)は(a)～(e)の時間軸を拡大したものである。第 1 波目のピーク時刻の差と加速度計間の距離とから Vs を求めた。各ケースの Vs を表 3-2-3 にまとめて示す。

後述する江戸崎砂の動的変形試験では、ρ_d=1.35g/cm^3、有効拘束圧 98kPa の条件での E_0 は約

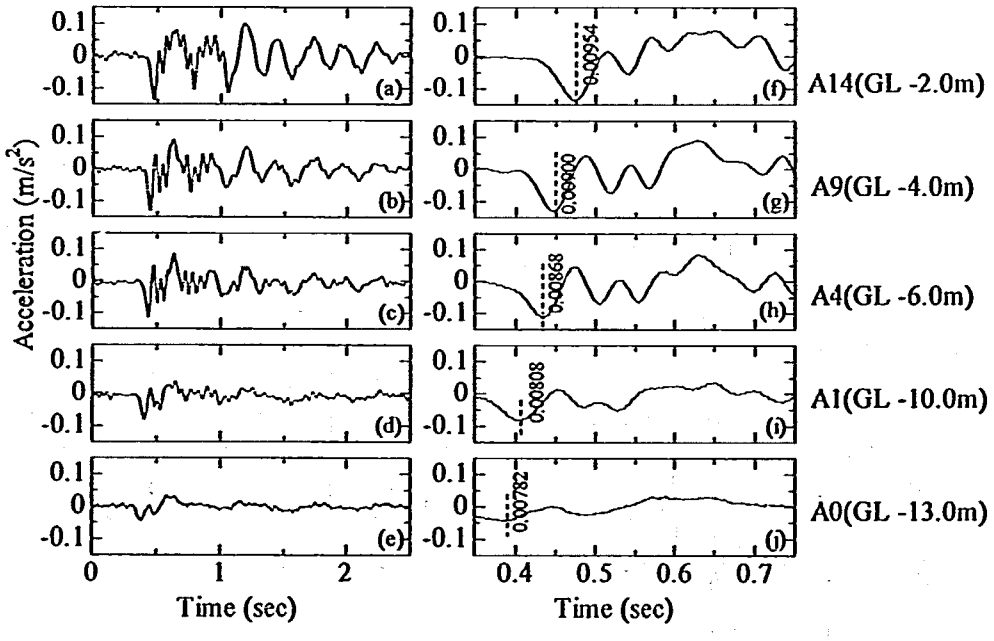


図 3-2-6　50G 場での微小加振で得られた応答加速度波形

表 3-2-3　50G 場での Vs

(単位：m/s)

位置	深度	11-10	11-11	11-12	11-13	11-14	11-15
盛土	A19−A20 間	210	167	−		167	167
水平地盤	A9−A14 間	84	98	95	91	95	111
	A4−A9 間	118	143	111	167	117	143
	A1−A4 間	182	133	125	167	166	143

位置	深度	11-1	11-2	11-3	11-4	11-5	11-6	11-7	11-8	11-9
盛土	A19−A20 間	−	200	167	222	222	222	167	167	−**
水平地盤	A9−A14 間	−	84	90	90	67	91	95	100	95
	A4−A9 間	−	134 *	117	133	142	133	117	125	111
	A1−A4 間	−		14	182	148	182	167	173	148

*：ケース 11-2 は A4 加速度計が不調のため、A1～A9 間の速度

**：ケース 11-9、11-12 は盛土内の Vs 測定失敗

110MPa であり、これらから A9−A14 間、A4−A9 間の Vs を計算するとそれぞれ 95m/s、110m/s となる。遠心場で測定された Vs は計算値と概ね一致している。ただしここでの Vs の計算では K_0 は 0.5、ポアソン比は 0.3 とした。

4. 実験結果と考察

4.1 無対策盛土

4.1.1 過剰間隙水圧

間隙水圧挙動の例として、ケース 10-2 で測定した過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比の時刻歴を図 4-1-1 に示す。ただしここでの過剰間隙水圧比は、過剰間隙水圧を直上の土の厚さから一次元的な応力状態を仮定して求めた初期有効鉛直応力で除したものである。

相対密度が約 90%の硅砂層は最大過剰間隙水圧比が 0.7 程度で、液状化していない。加振初期の過剰間隙水圧が急激に上昇する時間（およそ 0.1～0.2 秒）では硅砂層の水圧がやや低いが、硅砂層内の P1、P2、P3 で測定された過剰間隙水圧は、それぞれ直上の江戸崎砂層下部（P4、P6、P8）と同程度まで上昇している。硅砂層は相対密度が大きく、また土被圧が大きいので通常の FL 判定法などによっても江戸崎砂層よりも液状化しにくく、従って繰返しせん断によって発生する水圧は小さいものと考えられる。しかしながら、繰返しせん断によって硅砂層内に発生する水圧が小さくても、加振中に硅砂層が非排水条件を保っていれば、直上の江戸崎砂層下端部と同じ水圧まで上昇する。これは既往の実験においても観察されている（Dobry ら(1995)、古賀ら(1994)）。さらに、加振加速度が大きな

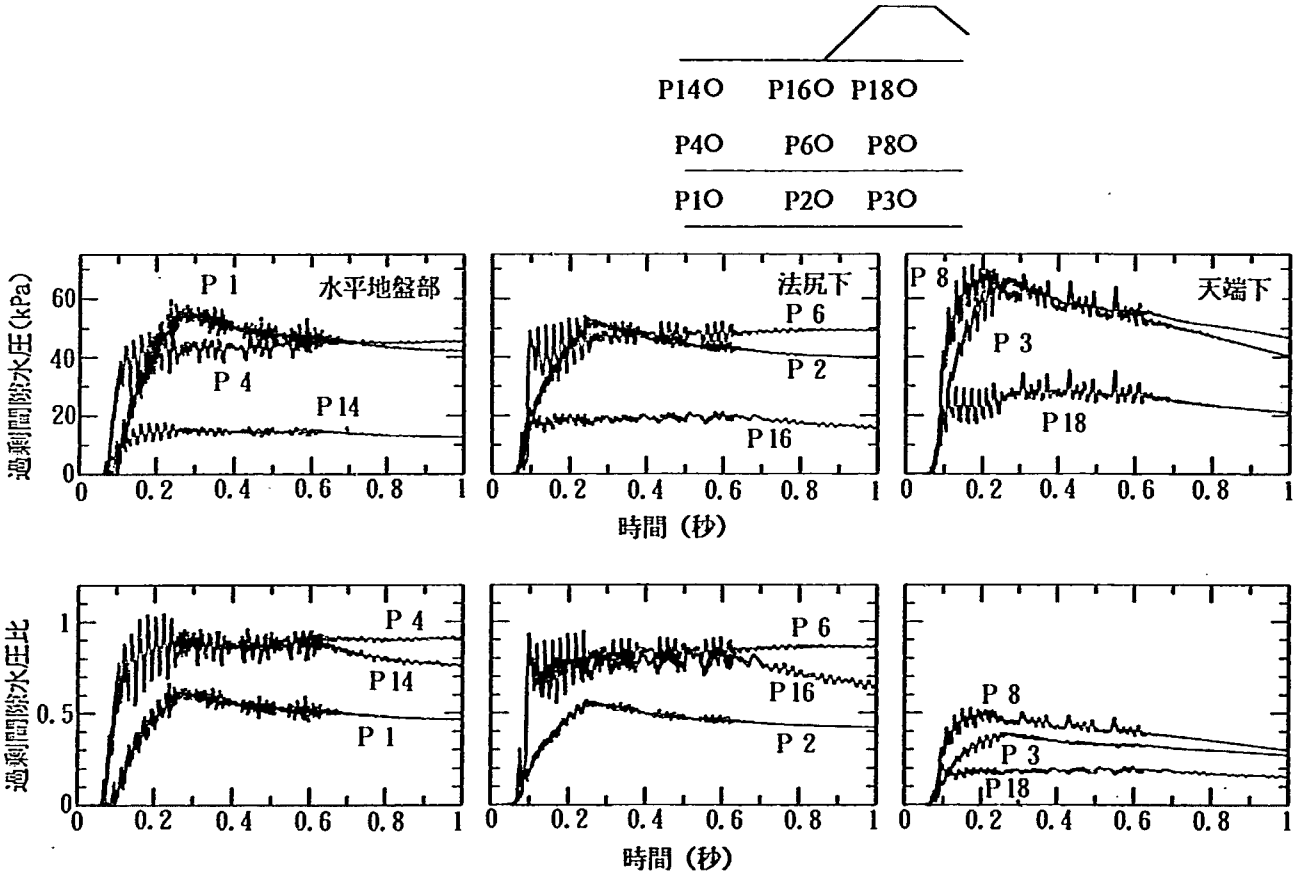


図 4-1-1 地盤の過剰間隙水圧（ケース 10-2）

場合には硅砂層でも大きな過剰間隙水圧が発生するため、江戸崎砂層下部よりも水圧は上昇する（例えばケース 10-1、10-4、10-5、11-7)。また後述するように下部を粘土層としたケース 11-9、11-12 でも直上の江戸崎砂層下部での水圧と同程度まで上昇したことが観察されている。従って、水圧が急激に上昇する時間を除き、非排水条件が満足される場合には、液状化層下に存在する非液状化層の上部での過剰間隙水圧は、少なくとも直上の液状化層下部での過剰間隙水圧程度までは上昇し得ることがわかる。

江戸崎砂層の水平地盤部では、P4、P14 共に最大過剰間隙水圧比が 1 に達し、液状化している。法先下ではやや深い P6 で過剰間隙水圧比が 0.9 を越えほぼ液状化しているが、浅い P16 では初期せん断応力比が大きいために最大過剰間隙水圧比は約 0.8 とやや低くなっている。盛土天端直下では盛土底面近くの P18 で過剰間隙水圧比が最も低く、江戸崎砂層内では深さと共に過剰間隙水圧比も増加してゆく。また水平方向の分布を見ると、江戸崎砂層下部の水圧は、盛土直下が最も大きく水平地盤部に向かって低くなっている。間隙水圧は鉛直方向だけではなく水平方向にも伝播するが、今回の模型では水平方向に長く、水平方向の動水勾配が鉛直方向よりも小さいため硅砂層の過剰間隙水圧は直上の江戸崎砂層内の過剰間隙水圧の影響を強く受ける結果となったものと考えられる。

図 4-1-2 は盛土下江戸崎砂層内の平均過剰間隙水圧比の経時変化を示したものである。ここでの平均過剰間隙水圧とは、過剰間隙水圧比の一波毎の最大値を盛土下江戸崎砂層内に設置した 9 つの間隙水圧計について平均したものである。盛土下地盤の平均的な過剰間隙水圧には、ケース毎の差は明確に見られず、平均的に見れば何れのケースでも盛土下の有効応力状態には大きな差がないことがわかる。

図 4-1-3～4-1-8 は各ケースの代表地点における過剰間隙水圧比の時刻歴を示したものである。まず始めにケース 10-1～10-3 の結果を比較・考察する。まず水平地盤部の P4、P14 では、振幅には差が見られるもののトレンドにはほとんど差がない。これは、最も入力加速度が小さな 10-3 でも水平地盤部を液状化させるには十分に大きな入力振動であったため、最初の 2～3 波で間隙水圧が上昇しきってしまい、入力加速度の違いによる間隙水圧挙動の差が明確に生じなかったものと考えられる。次に法尻下及び天端下を見ると、江戸崎砂層深部の P6、P8 の過剰間隙水圧は入力加速度が大きなケース

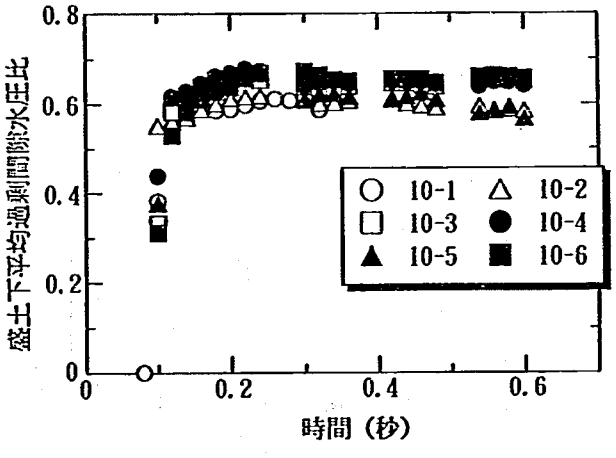


図 4-1-2　盛土直下地盤の平均過剰間隙水圧比

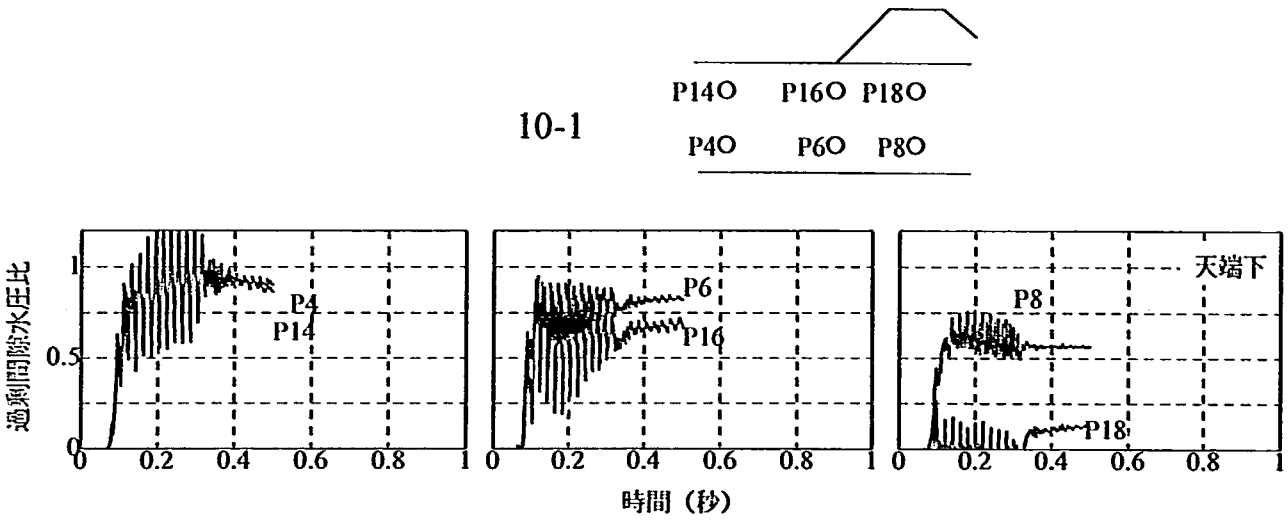


図 4·1·3　江戸崎砂層内の過剰間隙水圧比（10·1）

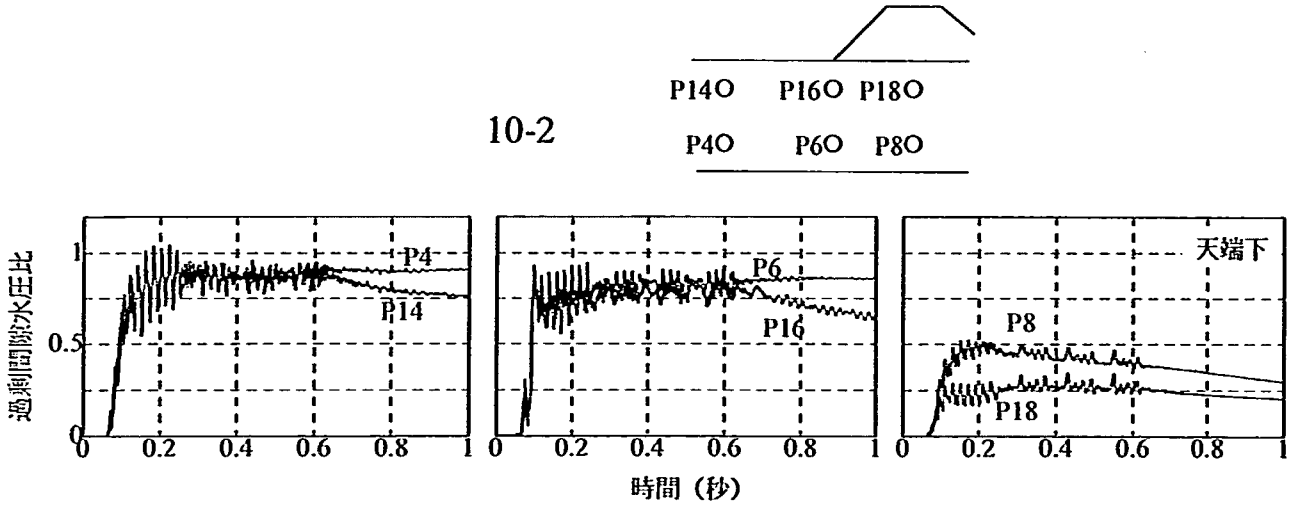


図 4·1·4　江戸崎砂層内の過剰間隙水圧比（10·2）

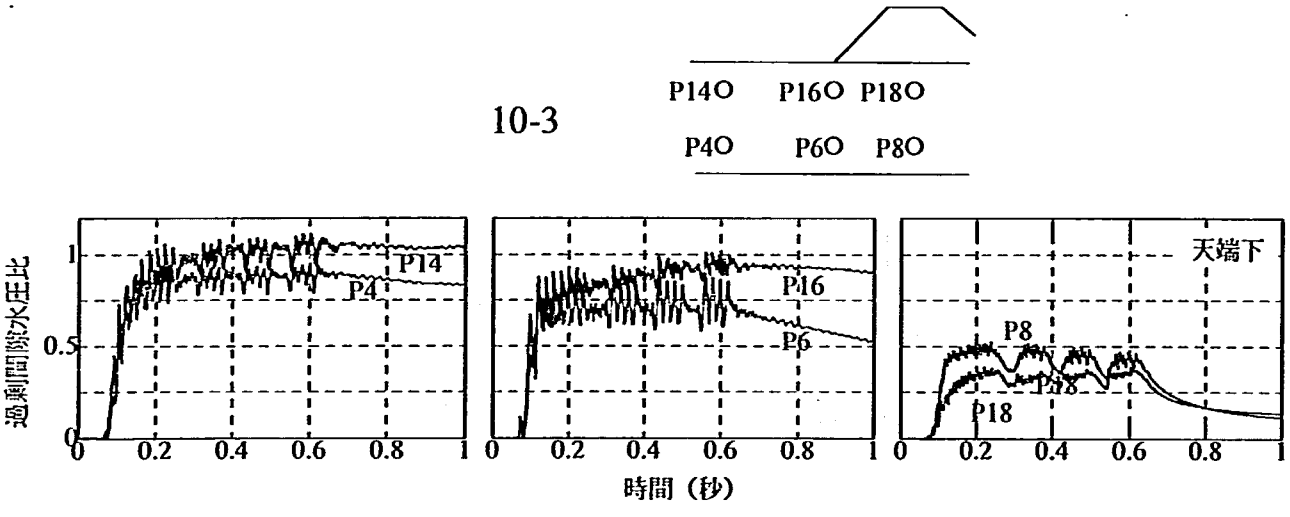


図 4·1·5　江戸崎砂層内の過剰間隙水圧比（10·3）

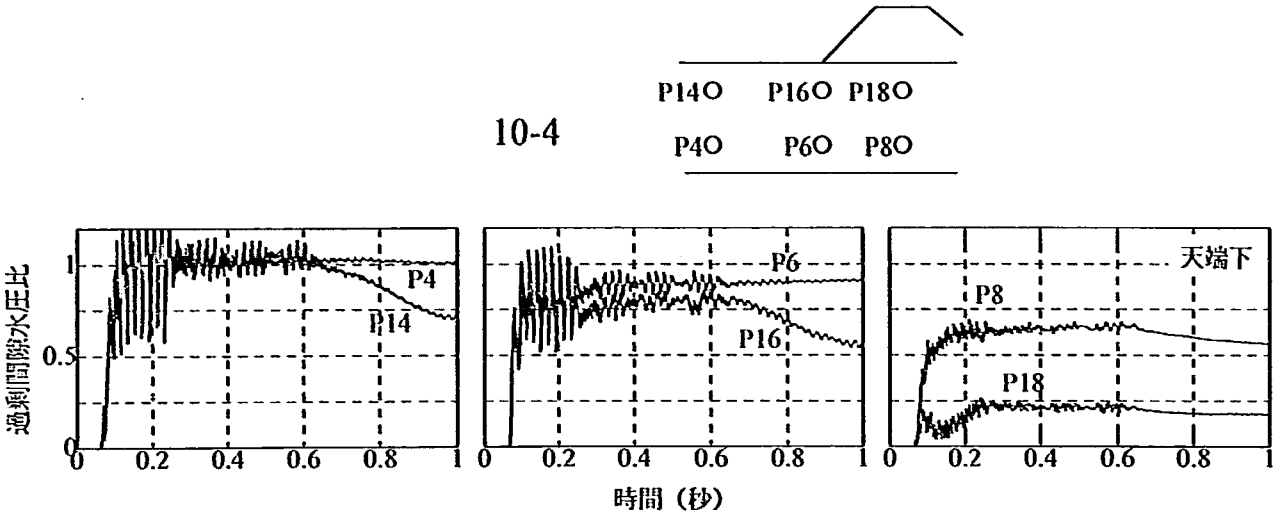


図 4-1-6　江戸崎砂層内の過剰間隙水圧比（10-4）

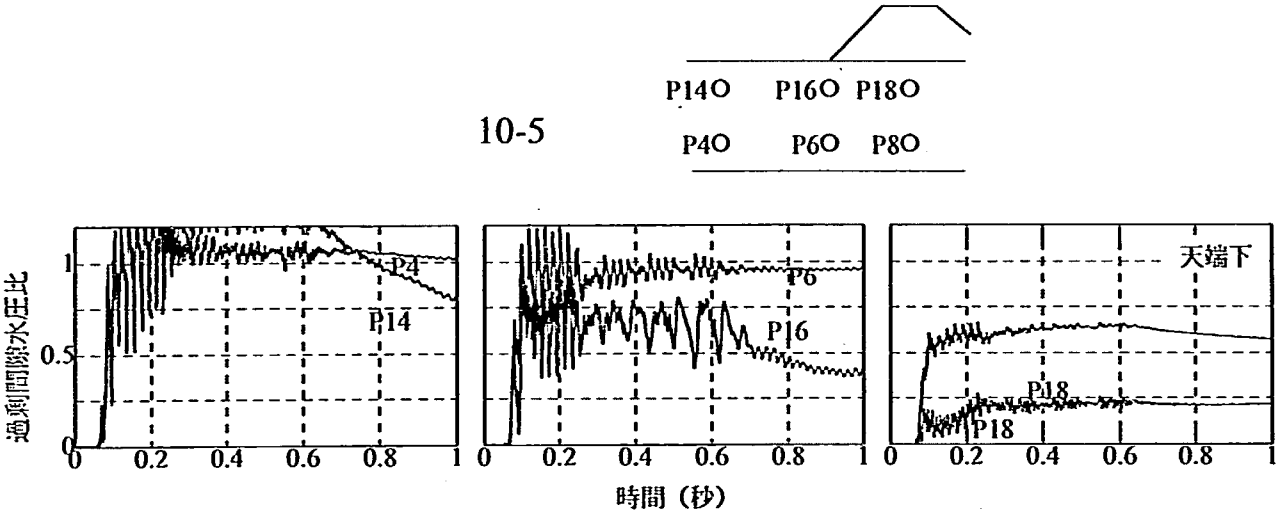


図 4-1-7　江戸崎砂層内の過剰間隙水圧比（10-5）

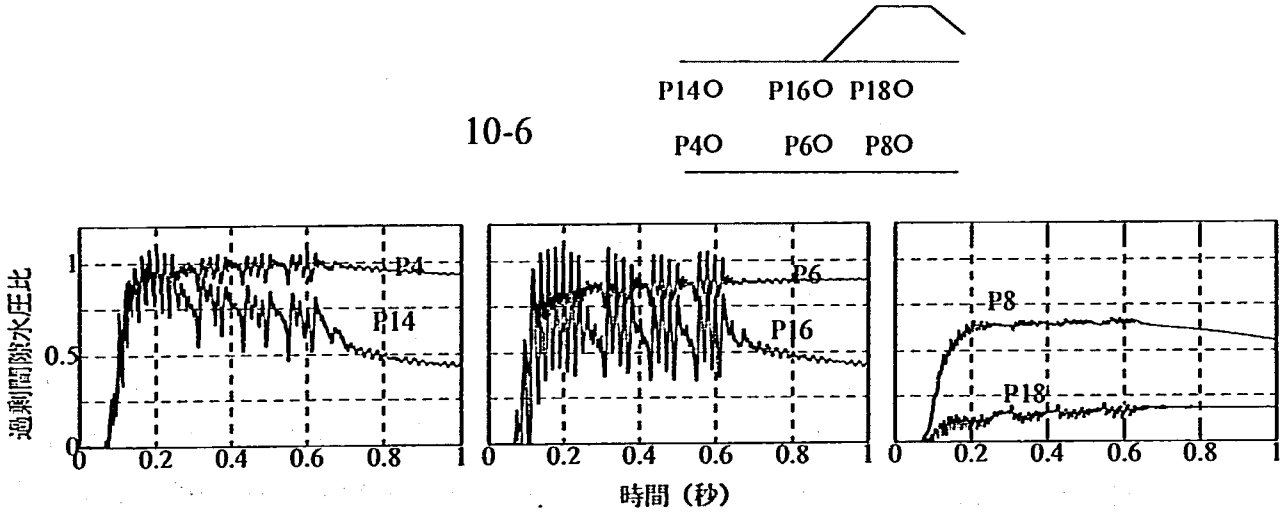


図 4-1-8　江戸崎砂層内の過剰間隙水圧比（10-6）

ほど大きくなっている。これは、盛土下地盤では初期せん断力と盛土荷重の存在により水平地盤部よりも液状化抵抗が大きく、そのために入力加速度が大きいほど間隙水圧が大きくなったのであろう。一方、盛土下の浅い部分の間隙水圧（P16、P18）は、深部とは逆に入力加速度の大きなケースで小さくなっている。

10-4～10-6でも概ね上述した傾向が見られるが、盛土下では入力加速度の大きなケースほど深部の水圧が高く浅部の水圧が低くなる傾向が必ずしも見られない。この点は更なる検討が必要であろう。

4.1.2 応答加速度

過剰間隙水圧と同様に、地盤内の応答加速度の例として、ケース10-2で測定した応答加速度の時刻歴を図4-1-9に示す。なお加速度は図3-1-2において右向きを正としている。硅砂層中の加速度A1、A3は、入力加速度波形と比較して若干増幅している。A1ではセンサーのドリフトが見られるが、これを除けばほとんど波形の乱れはなく、極端な有効応力の低下が生じていないことがわかる。水平地盤部表面付近のA14では、2波目まではほぼ入力波形に追随しているが、それ以降は急激に減衰しほとんど応答しておらず、液状化によって地盤の剛性が失われたことがわかる。またA4では3波目以降にスパイク状の大きな加速度が発生している。これは砂が大きなせん断ひずみを受けたとき、dilativeな体積変化特性により急激に有効応力が回復することによって生じるものであり、このスパイク状の加速度が発生する時刻はP4の過剰間隙水圧が急激に低下する時刻と一致している。これらの挙動は法先下のA11、16でも見られている。A4とA11に見られるスパイク状の加速度は、プラス側（模型の側壁から離れ中心に向かう方向）のみに生じている。水平地盤の液状化実験では、液状化した土が左右両方向に変位し加速度の正負両方向にスパイク状の応答が見られるが（例えばZeng and Arulanandan(1993)）、本実験では盛土が存在するために地盤が盛土から離れ側壁へ向かう方向に流動し、このため加速度の正側のみにスパイクが現れたものと考えられる。

盛土天端下のA19、A13では、2波目までは入力加速度に追随しているが、3波目以降は減衰しており、間隙水圧の上昇によって地盤剛性の低下したものと考えられる。しかしながらA14で見られたように応答加速度がほぼ0となることはなく、完全には液状化していないことがわかる。以上の応答加速度挙動は図4-1-1で述べた間隙水圧挙動に対応したものとなっている。

図4-1-10～4-1-15は地盤内の応答加速度の時刻歴を実験ケース毎に示したものである。入力加速度がそれぞれ約20G、10Gの10-1、10-2（図4-1-10、4-1-11）を約6Gの10-3（図4-1-6）と比較すると次のことがわかる。すなわち、

- ケース10-1、10-2では水平地盤部の地表面付近(A14)において地盤が液状化したために応答加速度が非常に小さくなっている。また水平地盤部の深部(A4)では加速度のプラス側に大きなスパイクが見られる。正のダイレータンシーの効果は土のひずみが比較的大きくなってから発揮されることを考えると、各振動サイクル中に大きなせん断ひずみ振幅が生じているものと考えられる（6.2節に示した江戸崎砂の液状化試験結果からわかるように、この材料はサイクリックモビリティーによって強度回復するまでに大きな軸ひずみ振幅が必要である）。法尻下(A16、A11、A6)でも水平地盤部と同様の傾向が見られるが、浅部A16では振動後半においても小さいながら数Gの応答加速度を

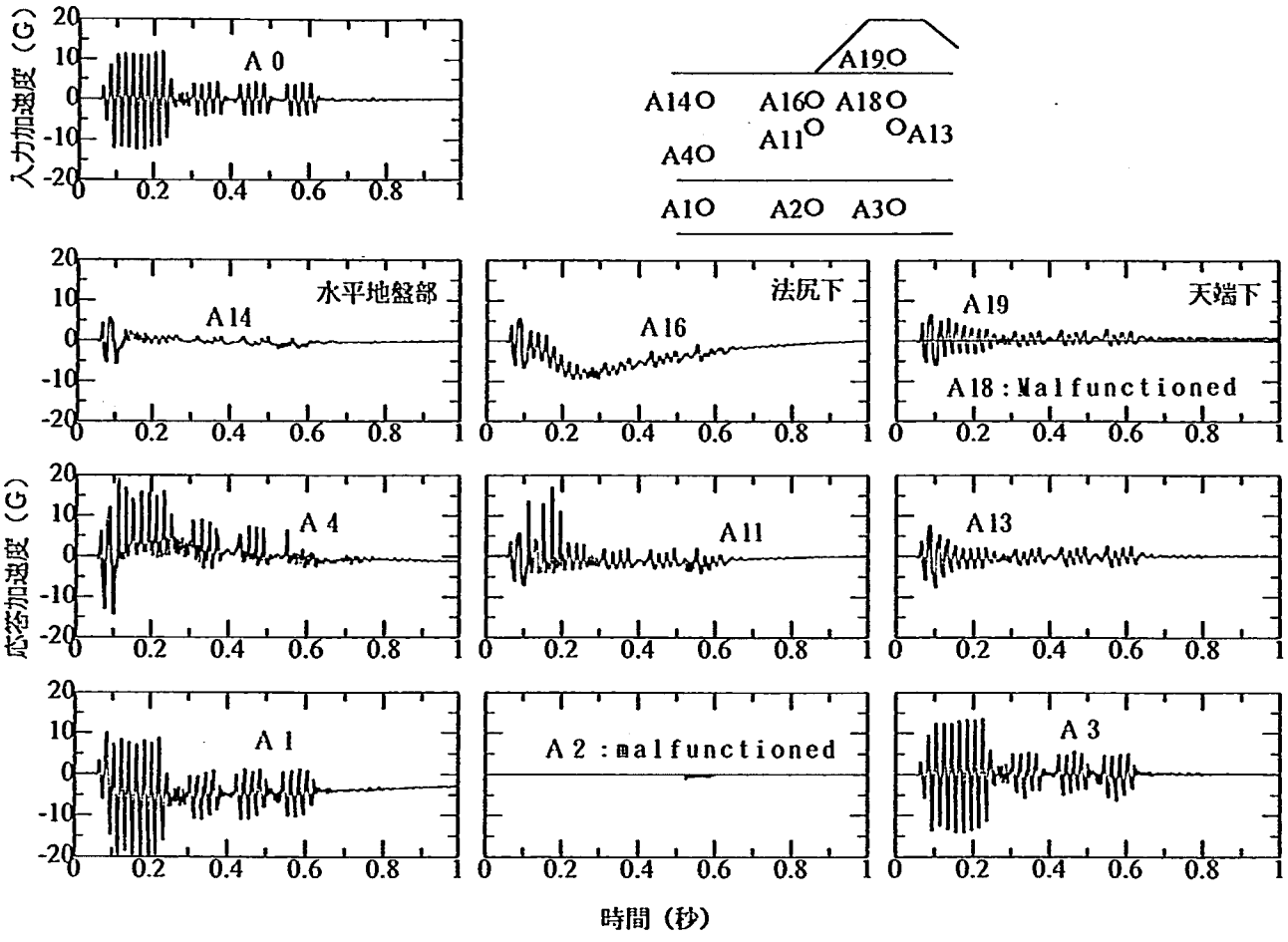


図 4-1-9　地盤内の応答加速度（ケース 10-2）

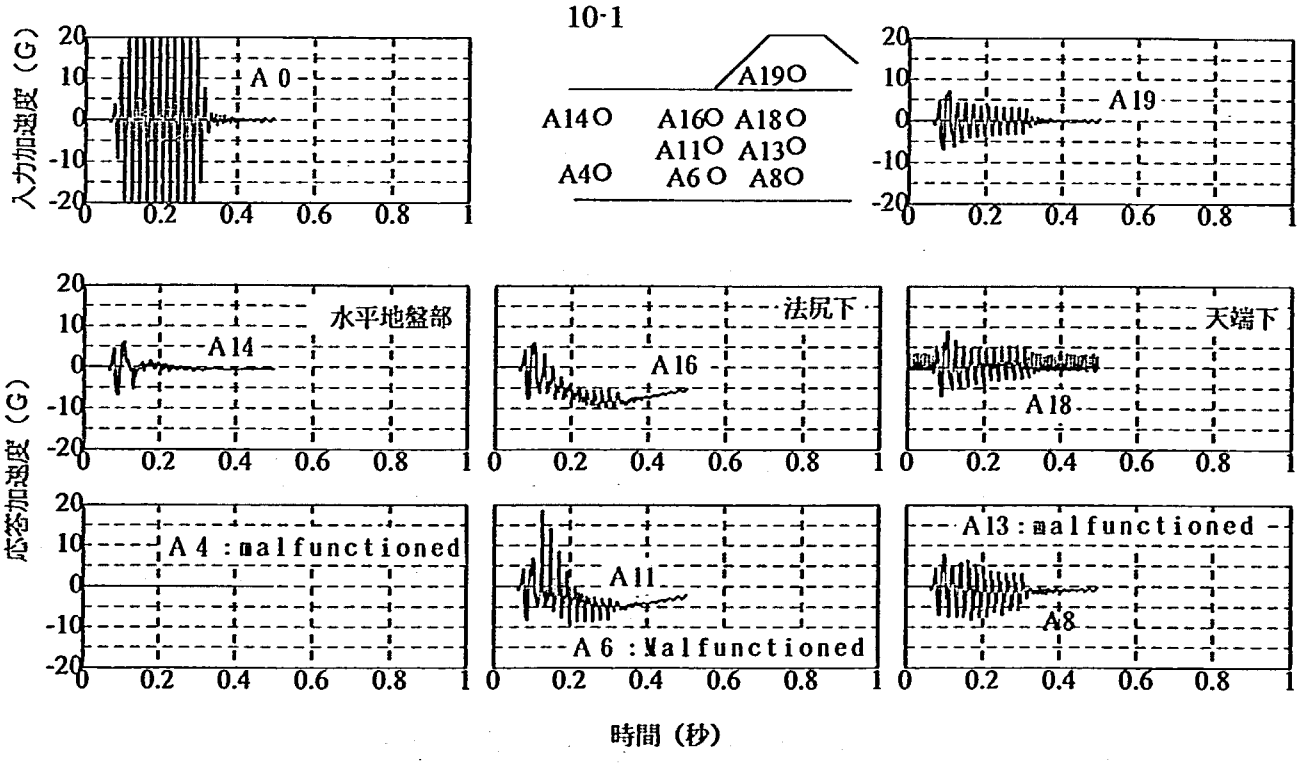


図 4-1-10　江戸崎砂層内の応答加速度（10-1）

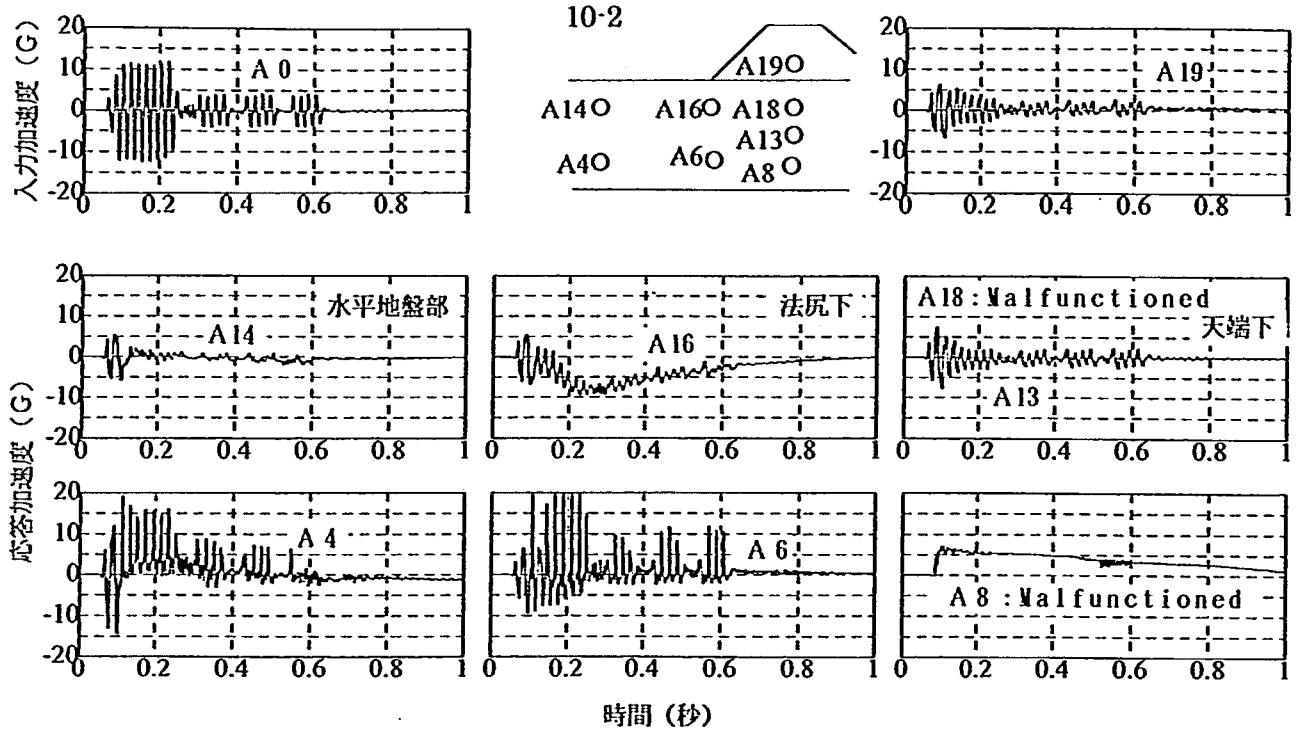


図 4-1-11　江戸崎砂層内の応答加速度（10-2）

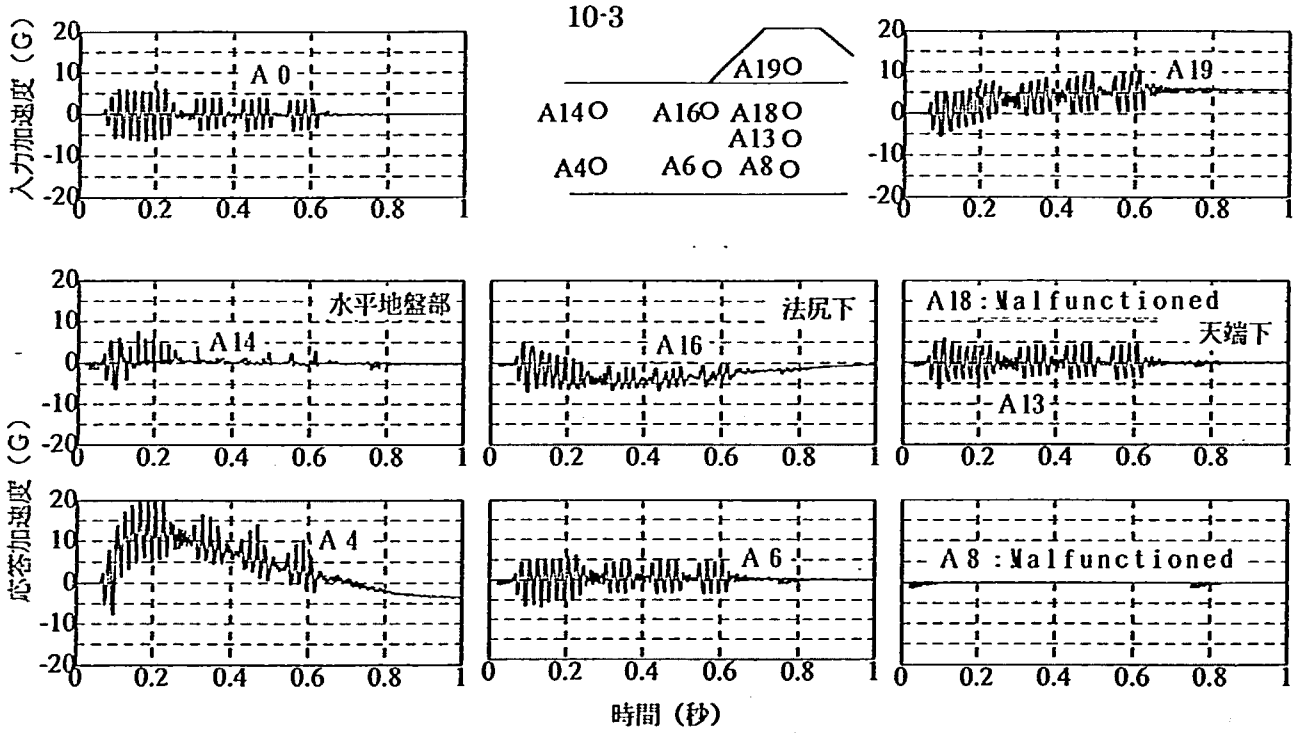


図 4-1-12　江戸崎砂層内の応答加速度（10-3）

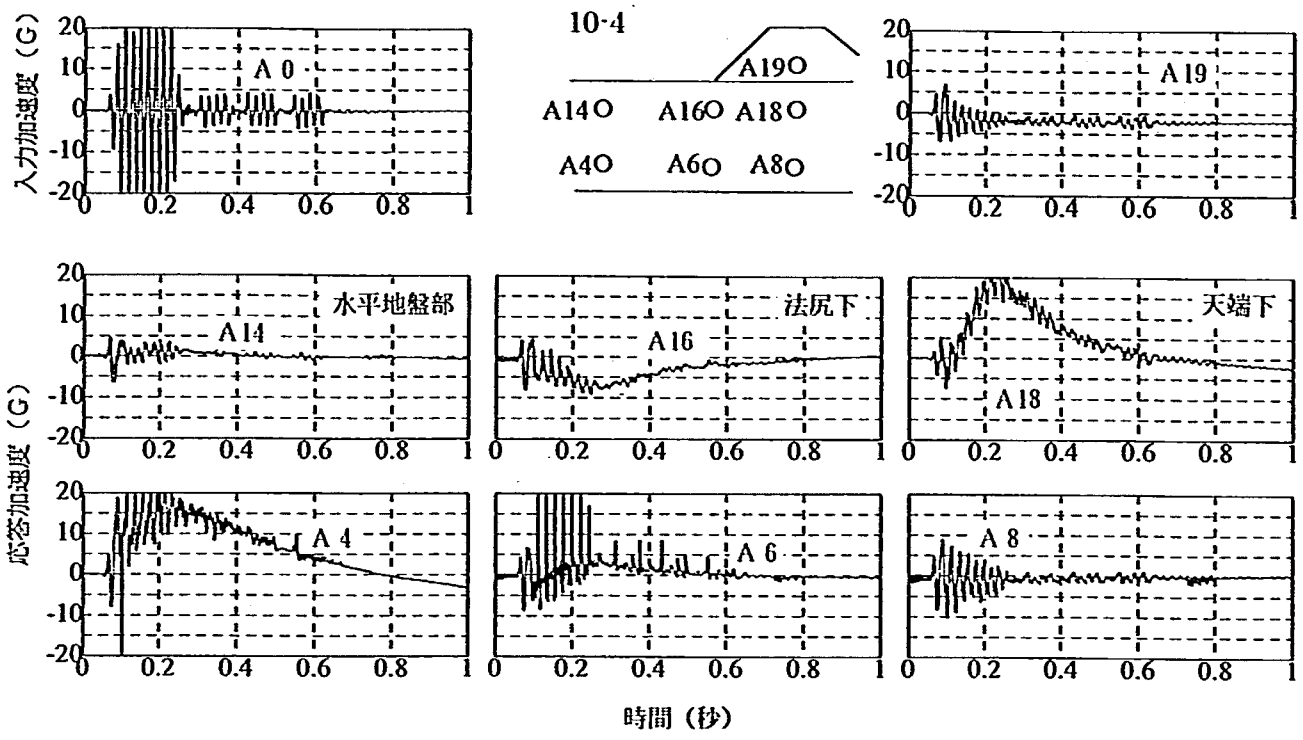


図 4-1-13　江戸崎砂層内の応答加速度（10-4）

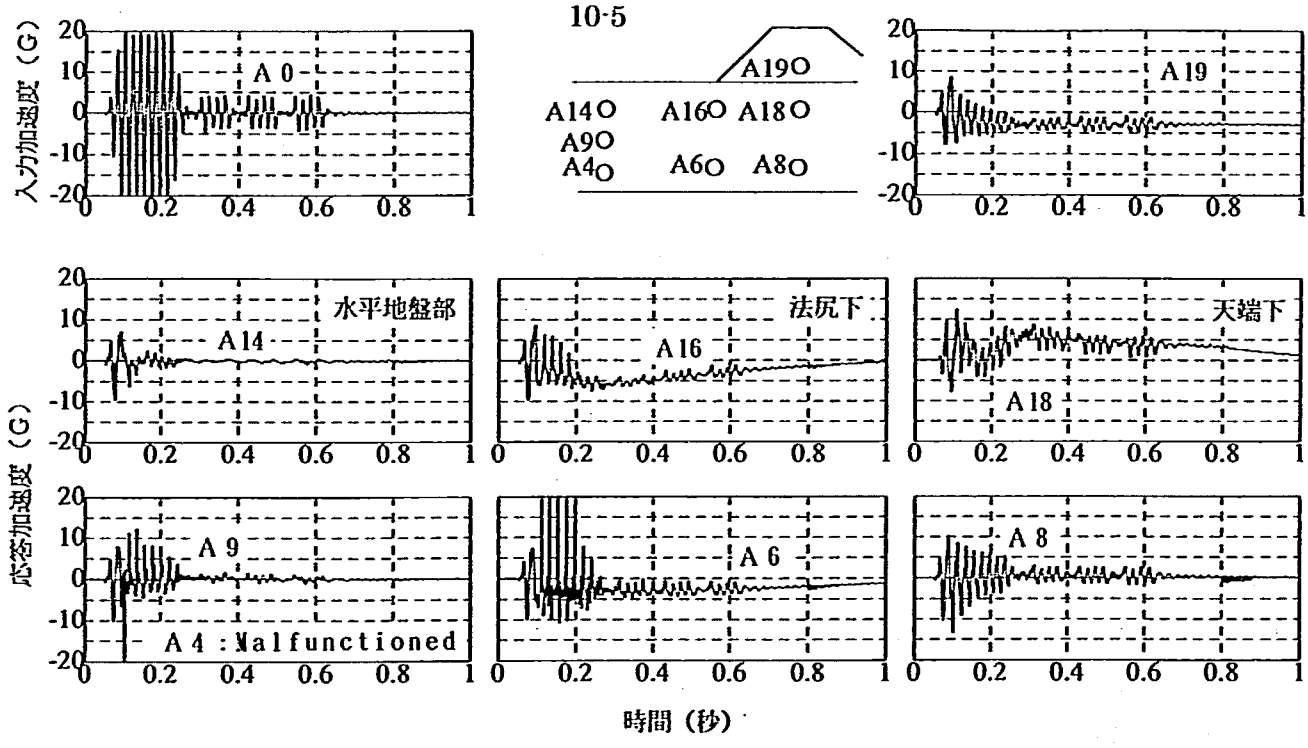


図 4-1-14　江戸崎砂層内の応答加速度（10-5）

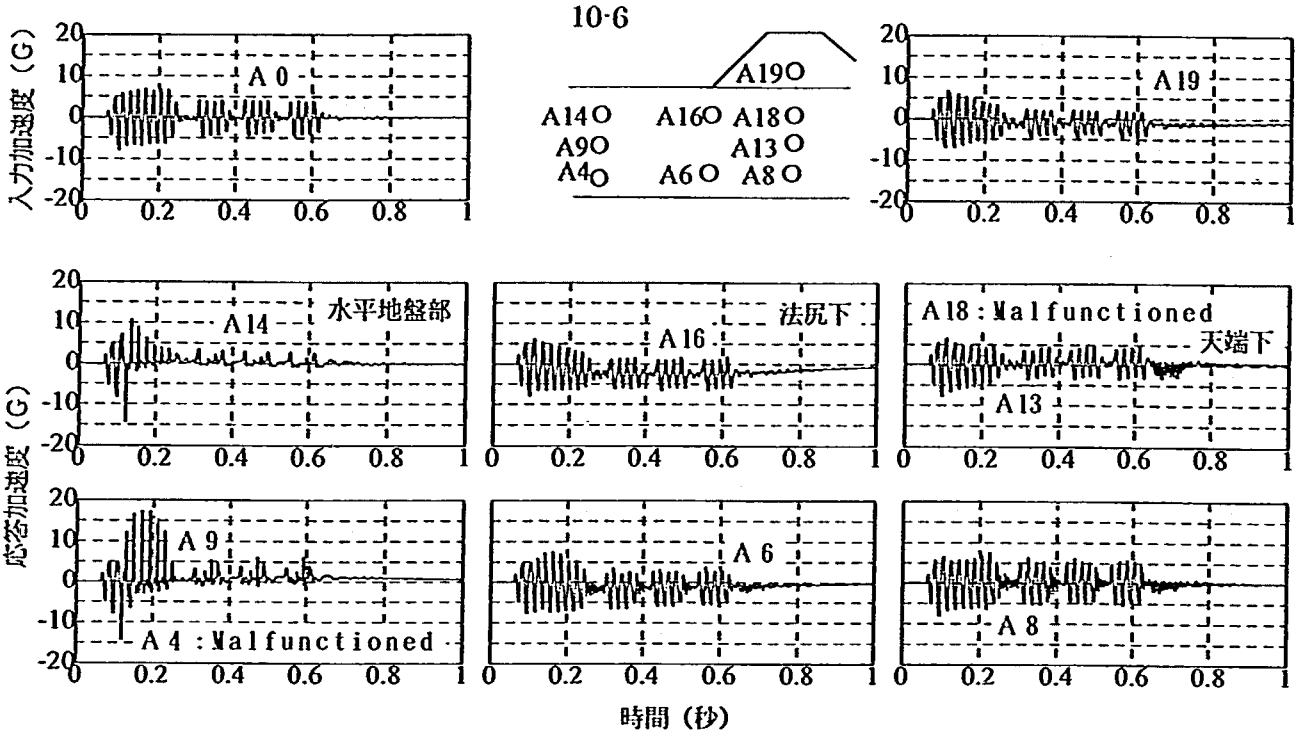


図 4-1-15　江戸崎砂層内の応答加速度（10-6）

・示している。盛土(A19)及び盛土天端直下(A18、A13、A8)では時間と共に応答加速度が急激に減少しているが、加振後半においても数 G 程度の応答加速度が見られる。

・入力加速度の小さな 10-3 では、水平地盤部表面(A14)にスパイク状の応答が見られ、また深部(A4)では応答加速度が時間と共に極端に減衰することはない。法尻下の浅部(A16)では時間と共に振幅が小さくなっているが、減衰の程度は 10-1、10-2 と比較して小さい。また深部 A6 ではほとんど減衰していない。盛土中及び天端直下においても 10-1、10-2 と比較して時間に伴う振幅の減少の程度は小さく、あるいはほとんど生じていない。

既往の模型実験の結果によると、大きなスパイク状の応答加速度が観察されるのは液状化フロント（液状化した土としていない土の境界）付近であり、せん断ひずみ振幅及び残留ひずみは液状化フロント付近で大きくなる(例えば Dobry ら(1995))。本実験では、大きなスパイクが観察された位置は入力加速度が小さくなると浅くなっており、Dobry らの実験結果と対応したものとなっている。

これらのことは、江戸崎砂層の密度が大きなケース 10-4～10-6(10-4、10-5 は入力加速度 20G、10-6 は 7.5G)においても同様に観察された。

4.1.3 地盤の変形状況

加振前後の地盤の変形状況を図 4-1-16～4-1-21 に示す。これらの図は遠心装置回転中の加振直前と直後に撮影した写真を基に作成したものである。何れのケースも変形は主に江戸崎砂層において生じ、硅砂層の変形は小さい。加振加速度が大きな 10-1、10-2、10-4、10-5 での盛土下の水平変位分布を見ると、江戸崎砂層の中央部付近で最大、江戸崎砂層の上・下面付近では小さくなっており、盛土荷重により上下に押しつぶされ水平方向に絞り出されるように変形したことがわかる。水平地盤部では、盛土直下で見られたような地表面付近での水平変位の減少はみられず、深度の減少と共に水平変位が単調に増加している。このような水平変位分布の違いは、不飽和状態にある盛土はごく小さいながらも引っ張り抵抗を有していること、及び盛土直下の浅い部分は過剰間隙水圧比が低く加振中も剛性が大きくは失われないことによるものと考えられる。

一方、加振加速度の小さな 10-3、10-6 では、盛土直下でも水平変位が深さと共に単調に減少しており、加振加速度の大きなケースで見られたような樽形の変形状況とはなっていない。図 4-1-22 は加振により生じた盛土直下地盤の水平ひずみである。これは図 4-1-16～4-1-21 からメッシュ交点の座標を読みとり、そこから計算したものである。地盤内の変位量分布は離散的にメッシュ交点においてのみ与えられているので、ひずみの計算においては 1 次の形状関数によって変位分布を補間して求めた。盛土底面に接した部分では、平均的に－10～－30%程度の引張りひずみが生じている。加振加速度の大きなケースと小さなケースの間に顕著な違いが見られるのは、江戸崎砂層の中央深さより深部である。

図 4-1-22 と同様に加振前後のメッシュ座標から求めた最大せん断ひずみ γ_{max} の分布を図 4-1-23 に示す。最大入力加速度が 10G 以上の 10-1、10-2、10-4、10-5 では天端直下の江戸崎砂中と江戸崎砂層深部（下部硅砂層近く）で特に大きなせん断ひずみが生じていることがわかる。このせん断ひずみが特に大きな領域は、図 4-1-10～4-1-15 で述べた加速度時刻歴において大きなスパイク状の加速度応答が見られた領域であり、既往の実験で報告されているように液状化フロント付近で大きな残留ひずみが発生することがここでも確認できる。これに対して入力加速度の小さな 10-3、10-6 では江戸崎砂層深部のせん断ひずみは小さくなっており、盛土下地盤の応答加速度に対応した変形状況となっていることがわかる。

図 4-1-24 は盛土内に設置した標点の移動を示した変位ベクトル図である。入力加速度の大きな 10-1 と 10-5 では盛土中央付近の沈下量が大きく、法先に近づくに従って沈下量が減少してゆき、盛土底面はすり鉢状になっているが、入力加速度の小さな 10-3、10-6 では盛土底面が比較的一様に沈下しているのがわかる。これも盛土天端直下地盤の軟化の度合いが入力加速度によって大きく異なり、入力加速度が大きなケースでは天端直下部の地盤の軟化の程度が大きいことに対応した変形形状となっている。

4.1.4 盛土の沈下量及び加振中の沈下速度

各ケースの盛土天端沈下量の時刻歴を図 4-1-25 示す。何れのケースにおいても加振を開始し地盤が液状化した後、時間と共に沈下量が増加し、加振を停止すると約 0.1 秒後に天端沈下も止まった。主要動と余震及び余震と余震の間の入力加速度は完全に 0 ではなく、1～2G 程度（実物換算 20～40gal）

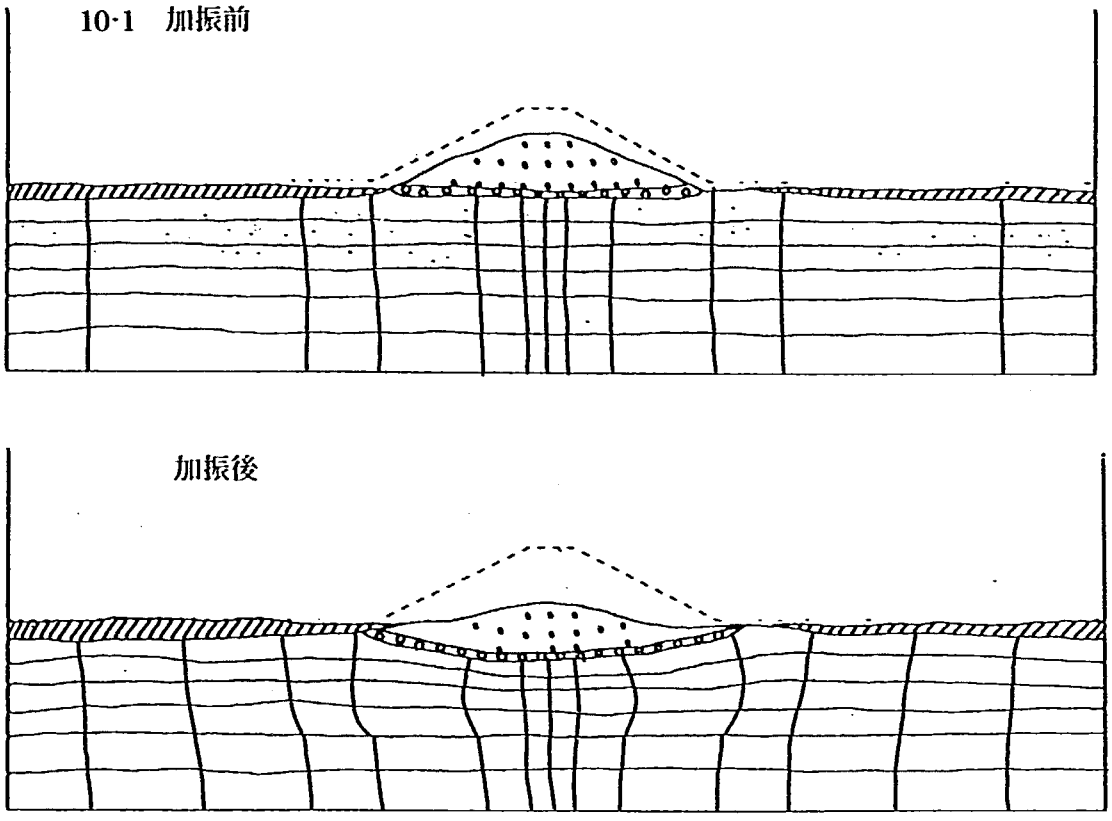


図 4-1-16　加振前後のメッシュのスケッチ（10-1）

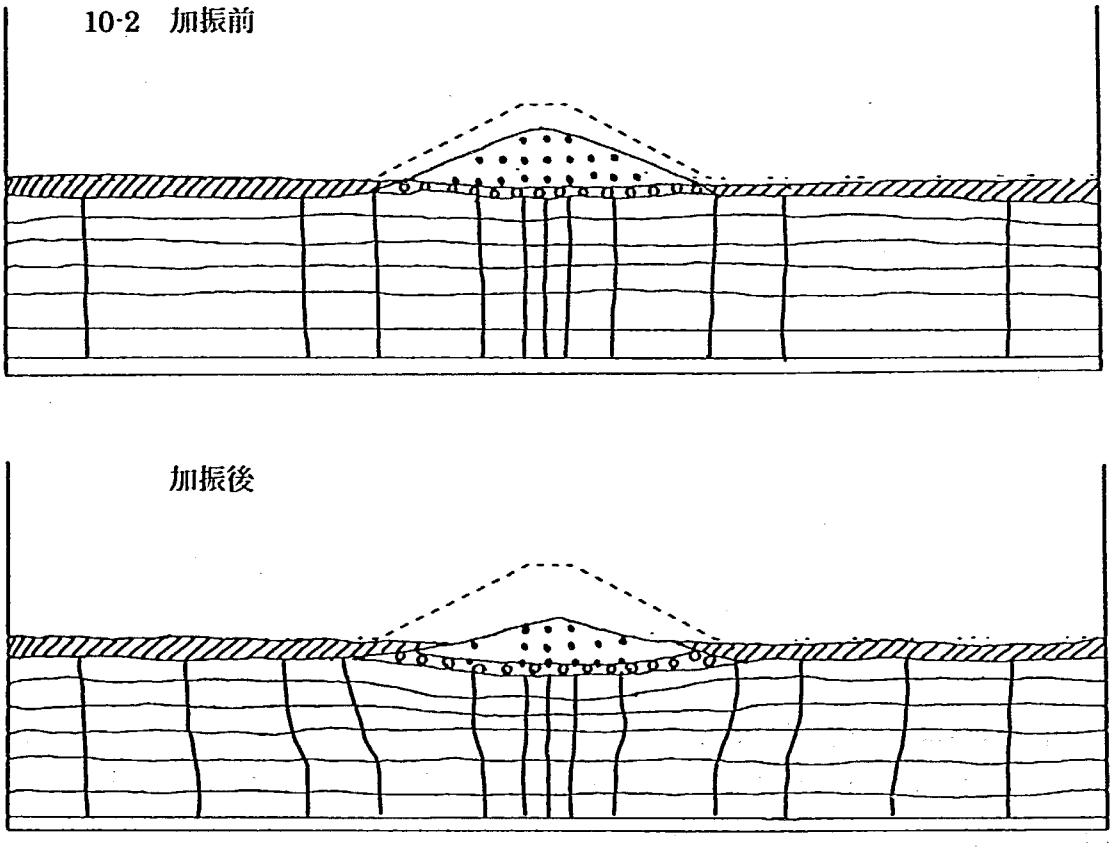


図 4-1-17　加振前後のメッシュのスケッチ（10-2）

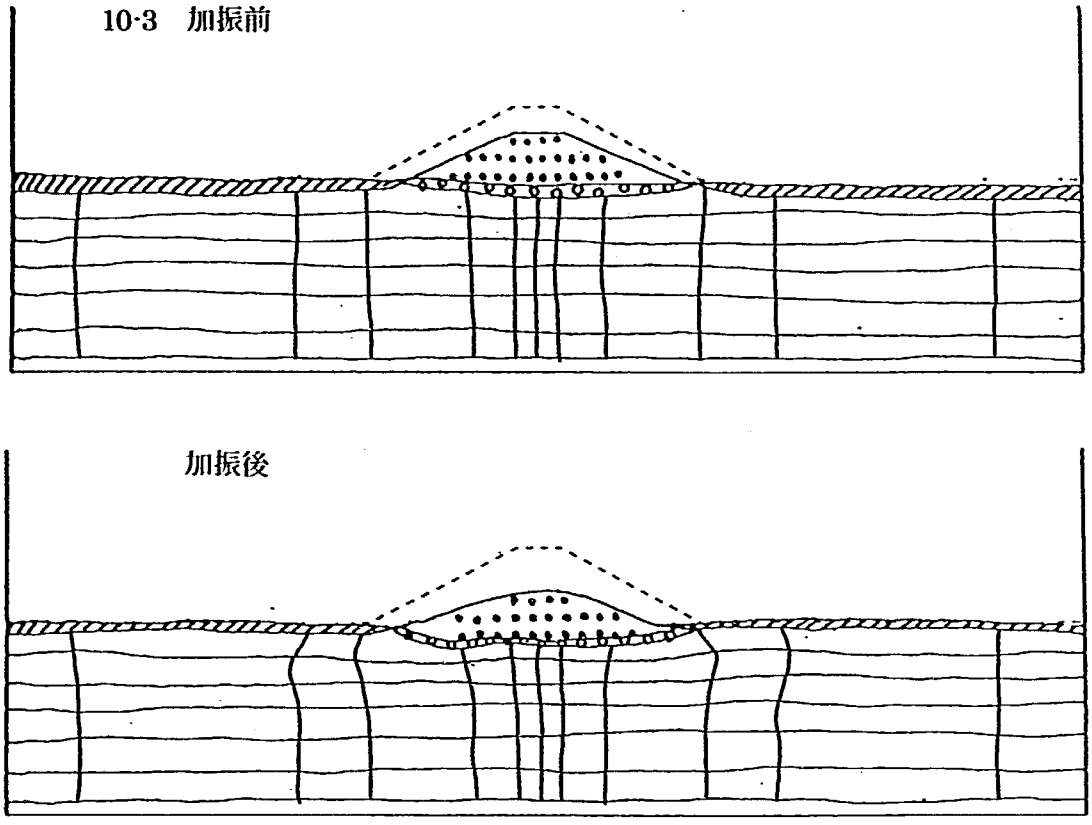


図 4-1-18　加振前後のメッシュのスケッチ（10-3）

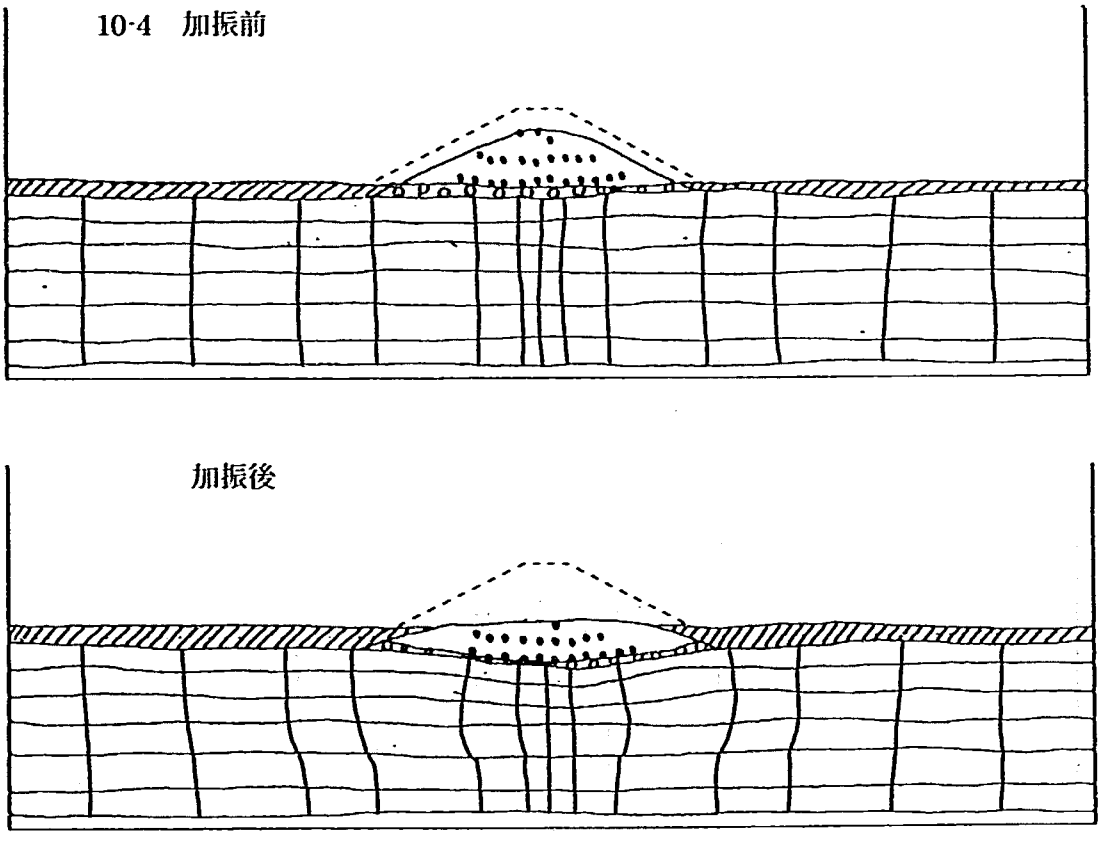


図 4-1-19　加振前後のメッシュのスケッチ（10-4）

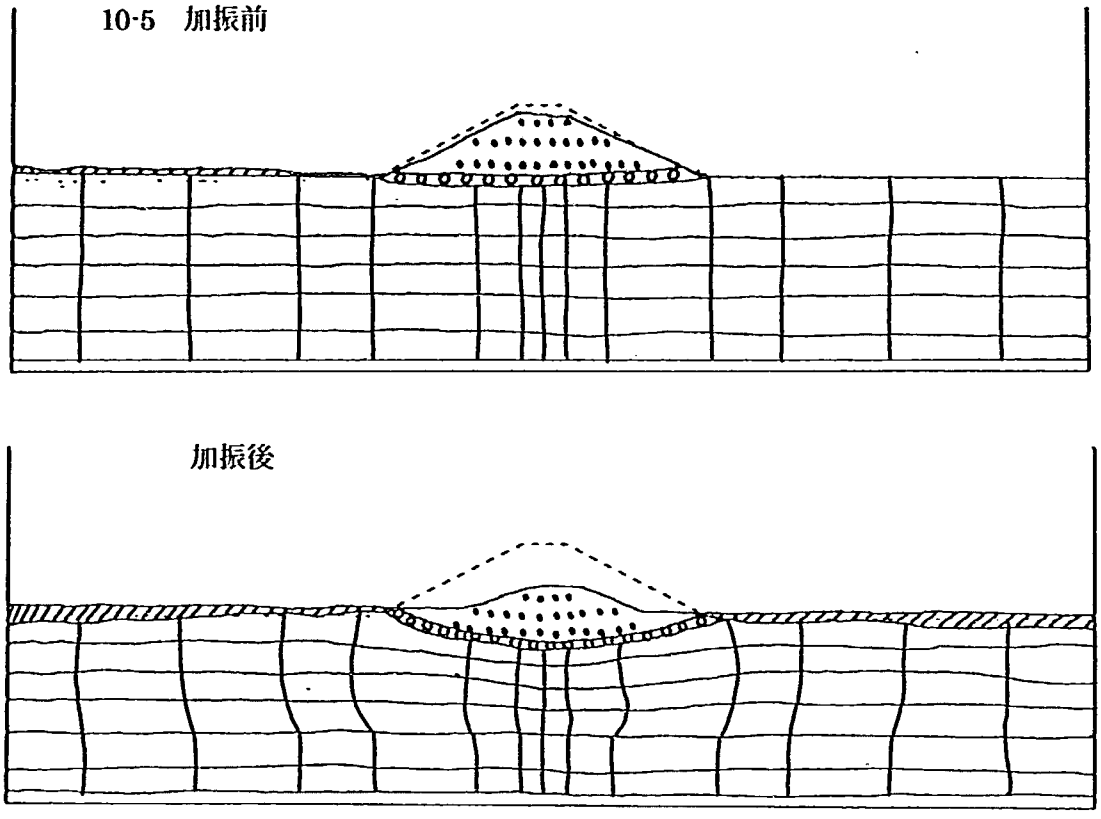


図 4-1-20　加振前後のメッシュのスケッチ（10-5）

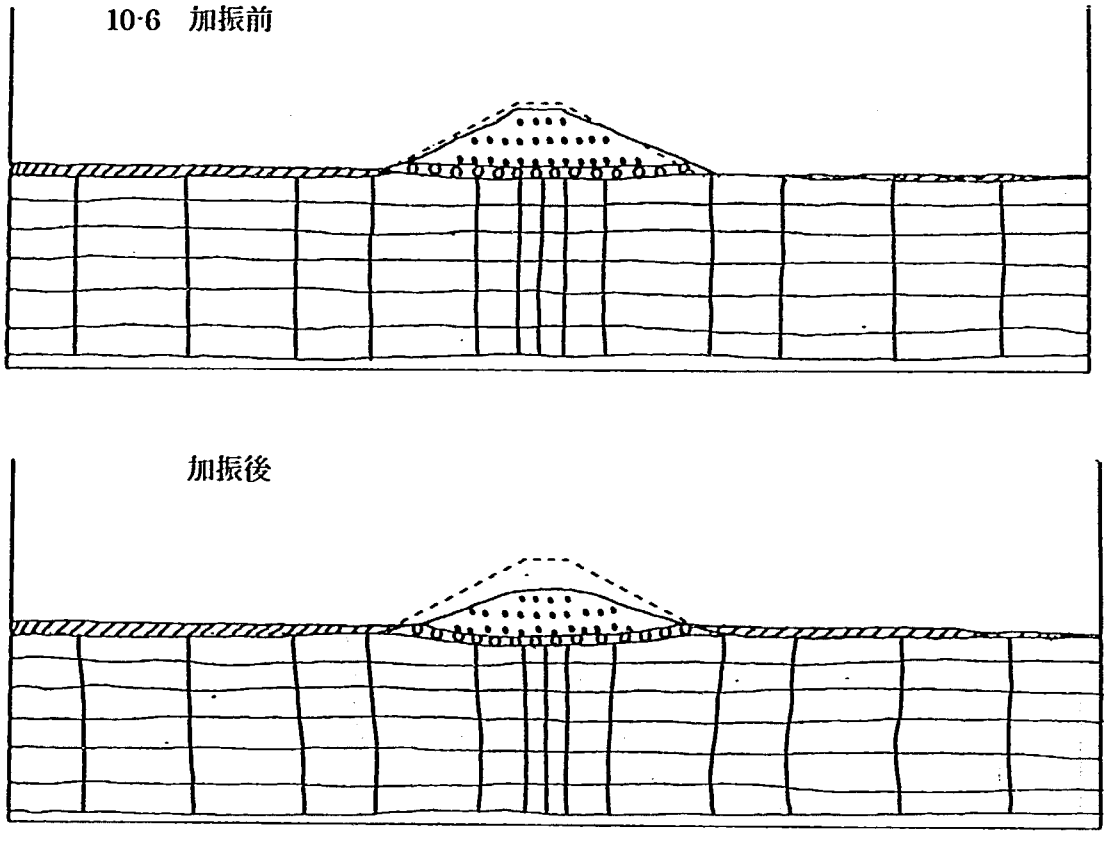


図 4-1-21　加振前後のメッシュのスケッチ（10-6）

〈横方向ひずみ　ε_x〉　(a)10-1

-2.6	-8.9	-14.1	-15.0	-23.3	-10.7	-11.5	-4.5
3.2	-9.8	-17.7	-18.7	-30.6	-25.2	-8.2	8.0
6.4	-9.5	-21.6	-13.7	-44.2	-25.5	-5.0	13.8
2.7	-4.7	-21.4	-8.5	-47.3	-18.3	3.9	-4.5
2.9	-2.5	-5.1	-17.2	-32.9	-11.5	10.8	2.6
4.0	-1.8	3.3	-19.4	-10.8	-4.9	8.3	0.0

〈横方向ひずみ　ε_x〉　(b)10-2

16.4	-23.4	-15.9	-1.7	-9.1	-4.0	-12.0	2.7
11.8	-20.0	-17.8	1.7	-5.8	-9.0	-9.6	3.7
7.4	-12.1	-17.5	-3.8	-8.0	-10.4	-8.0	6.2
3.5	-3.6	-5.8	-21.6	-4.6	-0.7	-6.7	6.6
0.0	-0.7	7.6	-33.3	-1.6	5.5	-3.3	4.0
-1.0	-0.7	8.7	-26.2	-6.9	5.5	-2.5	2.0

〈横方向ひずみ　ε_x〉　(c)10-3

20.4	-4.7	-3.2	-21.7	-3.6	-5.3	2.9	-10.9
9.2	-5.7	-1.8	-17.3	-7.1	2.3	-8.3	-1.5
6.0	-4.3	-0.1	-12.5	-7.1	6.9	-5.8	1.9
6.9	-2.1	-3.4	-15.1	-5.4	8.4	-2.9	4.6
5.7	0.4	-5.3	-15.1	-0.1	8.3	-5.3	5.2
5.2	-0.7	-5.3	-9.1	5.2	7.6	-8.5	5.2

注)・単位：(%)

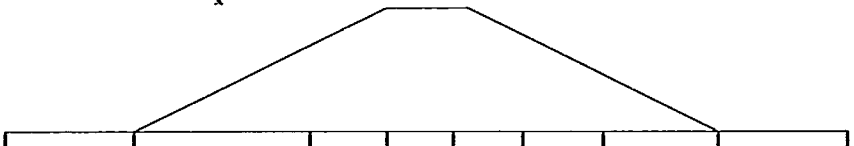
図 4·1·22(a)　加振により生じた盛土下地盤の水平ひずみ（10·1～10·3）

〈横方向ひずみ　ε_x〉　(d)10-4



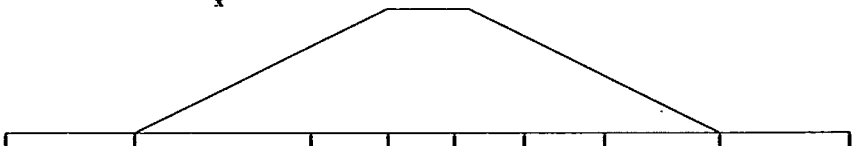
10.0	−14.8	−16.0	−23.8	−3.2	−14.5	−10.4	3.6
9.0	−10.4	−25.1	−32.5	5.6	−28.7	−11.2	11.6
6.0	−4.7	−31.8	−39.0	6.9	−36.2	−8.5	11.1
7.2	−1.1	−28.3	−51.6	−0.2	−20.9	−5.2	5.6
9.0	−0.7	−12.7	−57.6	3.0	0.8	−3.7	0.5
7.7	−1.8	−5.0	−30.6	−4.5	2.5	−2.9	−1.5

〈横方向ひずみ　ε_x〉　(e)10-5



2.0	−10.1	−11.4	−12.7	−12.5	−27.6	−7.0	3.6
4.0	−11.4	−14.9	−27.2	−0.5	−41.4	−8.9	10.1
6.5	−8.5	−17.5	−39.3	4.5	−51.9	−3.0	11.0
4.0	0.0	−12.5	−25.0	−6.1	−36.2	−0.7	6.5
−0.5	4.2	−3.3	−7.1	−17.6	−11.9	−1.0	1.5
−1.5	3.2	0.0	−3.6	−13.3	−6.9	−0.4	−0.5

〈横方向ひずみ　ε_x〉　(f)10-6



2.4	−2.8	−15.4	3.1	7.9	−18.2	−4.6	0.0
2.0	0.0	−14.3	3.3	7.9	−14.5	−3.5	−2.2
1.5	1.4	−11.8	6.7	6.2	−10.1	−3.9	−4.8
1.0	3.1	−9.5	5.1	16.7	−12.2	−4.3	−3.7
1.0	2.8	−7.8	−1.8	25.3	−11.3	−2.1	−7.3
2.0	2.1	−8.6	−7.1	19.4	−5.6	−0.4	−9.5

注)・単位：(%)

図 4·1·22(b)　加振により生じた盛土下地盤の水平ひずみ（10·4～10·6)

· 10·1
γ max

	19.4	33.8	26.7	28.4	31.1	30.7	
	18.6	30.9	31.7	40.2	47.5	23.7	
	7.1	24.6	14.6	25.9	14.8	15.1	
	55.3	33.4	23	29.9	16.5	46.5	
	13.1	8.8	14.8	28.6	18.9	15.7	
	10.7	7.9	6.4	3.6	9.1	13.8	

注)· 単位 :(%)

· 10·2
γ max

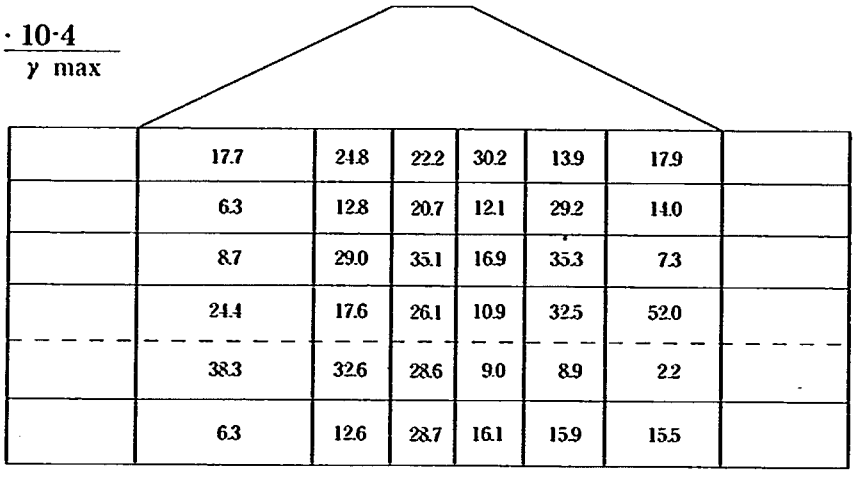
	22.7	10.5	2.0	6.7	13.9	22.0	
	31.5	21.4	10	22.7	23.9	11.6	
	22.8	30.2	20	13.9	13.6	7.2	
	42.4	21.6	3.8	8.6	21.4	31.8	
	6.3	6.4	20.2	5.7	4.7	8.3	
	12.4	9.1	24.6	14.1	8.1	11.9	

· 10·3
γ max

	21.1	30	31.2	28	39.0	12.4	
	37.4	18.7	1.6	3.5	11.3	26.0	
	14.5	17.6	19.7	15.1	3.2	17.0	
	5.5	9.6	5.7	6.7	10.1	14.4	
	6.3	7.0	13.2	4.0	3.0	0.7	
	9.0	11.8	19.0	22	19.0	11.2	

図 4·1·23(a) 加振により生じた盛土下地盤の最大せん断ひずみ (10·1～10·3)

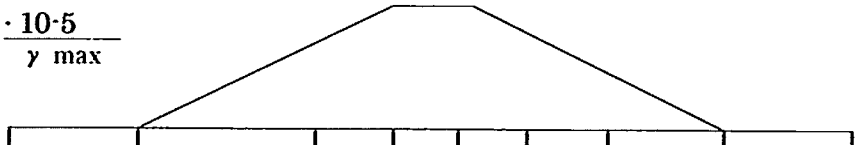
$\cdot \frac{10^{-4}}{\gamma_{max}}$



	17.7	24.8	22.2	30.2	13.9	17.9	
	6.3	12.8	20.7	12.1	29.2	14.0	
	8.7	29.0	35.1	16.9	35.3	7.3	
	24.4	17.6	26.1	10.9	32.5	52.0	
	38.3	32.6	28.6	9.0	8.9	2.2	
	6.3	12.6	28.7	16.1	15.9	15.5	

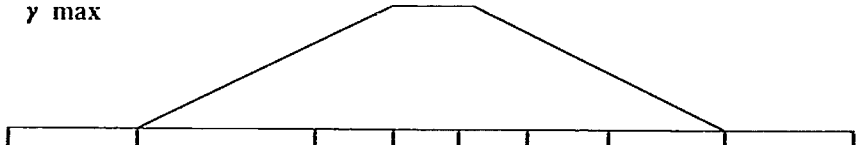
注)・単位：(%)

$\cdot \frac{10^{-5}}{\gamma_{max}}$



	15.6	18.7	39.4	25.8	33.0	38.6	
	15.5	23.7	30.4	12.4	25.1	6.2	
	5.5	15.3	32.7	15.5	41.1	12.2	
	50.1	29.0	22.1	10.5	33.1	42.0	
	4.0	2.8	4.5	11.8	13.8	16.8	
	6.8	8.0	9.9	10.5	9.5	4.3	

$\cdot \frac{10^{-6}}{\gamma_{max}}$



	8.3	27.6	18.8	24.0	21.9	10.4	
	25.0	12.6	20.8	16.2	7.4	3.2	
	13.2	5.3	7.6	8.3	5.1	3.5	
	6.0	2.7	7.6	9.4	14.1	12.0	
	6.0	7.5	12.0	12.8	7.9	3.6	
	14.6	15.9	3.0	12.9	6.3	9.9	

図 4·1·23(b)　加振により生じた盛土下地盤の最大せん断ひずみ（10·4～10·6）

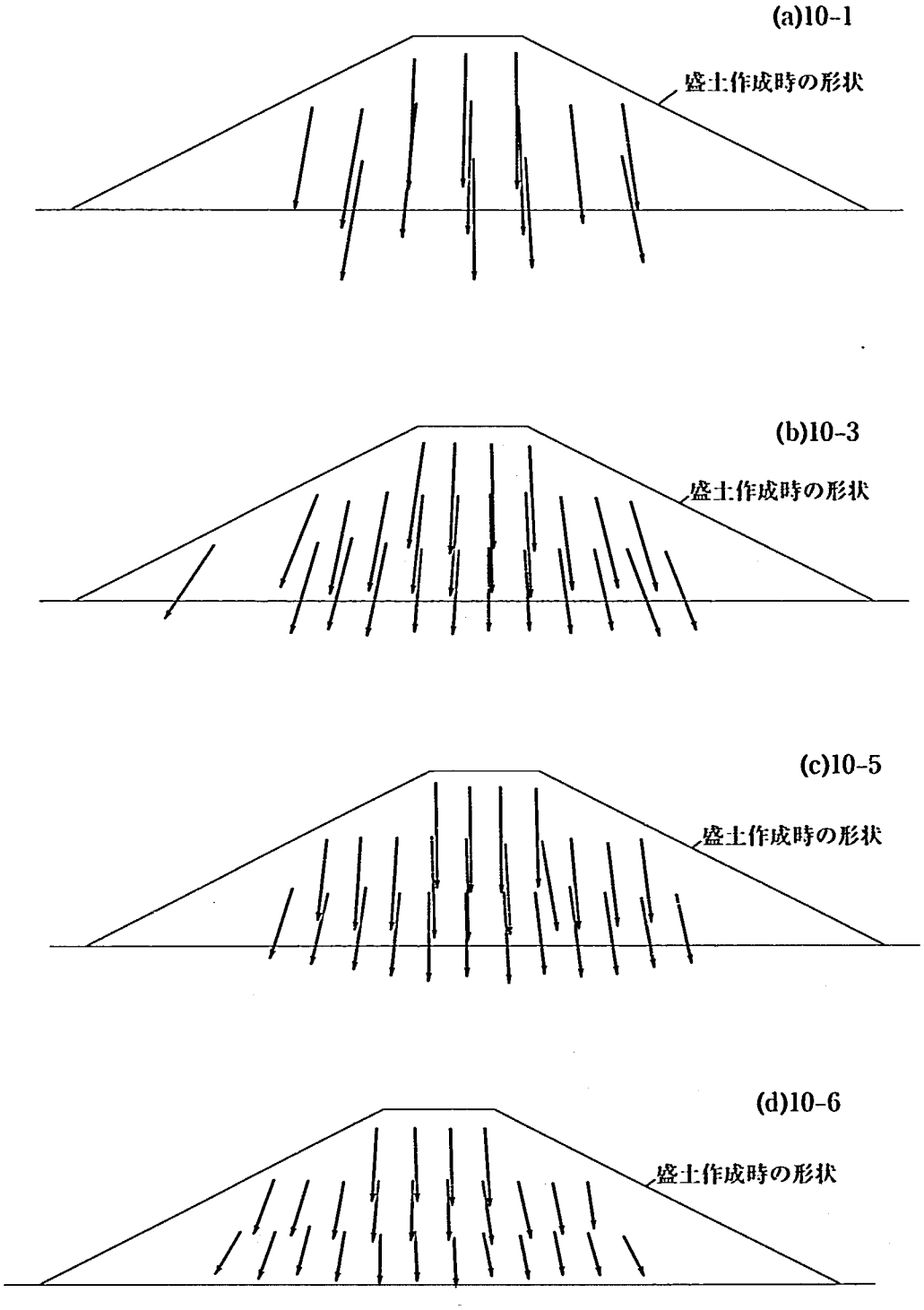


図 4-1-24　盛土の変位ベクトル図

の加速度振幅で振動していたが、この程度の振動では盛土の沈下はほとんど生じなかった。これより盛土の沈下が進行するためには、地盤中の過剰間隙水圧が上昇し有効応力が低下すること、及びある程度以上の加速度レベルの振動による外乱が加わること、の２つが必要であるものと言える。小さな振幅の繰り返しせん断応力をという外乱を与えることによりせん断強度の発現が大幅に低減することは中空ねじり試験によっても確かめられている（Meneses ら(1998)）。

図 4-1-26 は盛土天端沈下量と最大加速度振幅の関係である。ただし縦軸は DV1 で計測した盛土天端の沈下量を加振直前の盛土高さで正規化してある。主要動終了後の関係を示した図 4-1-26(a)では、

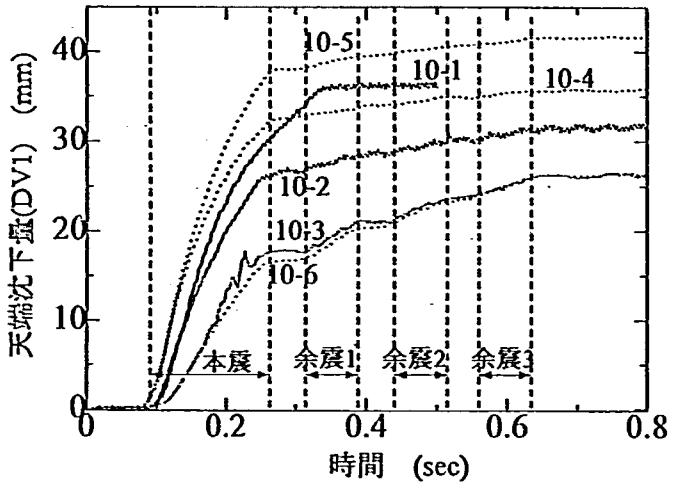


図 4-1-25　天端沈下量の時刻歴

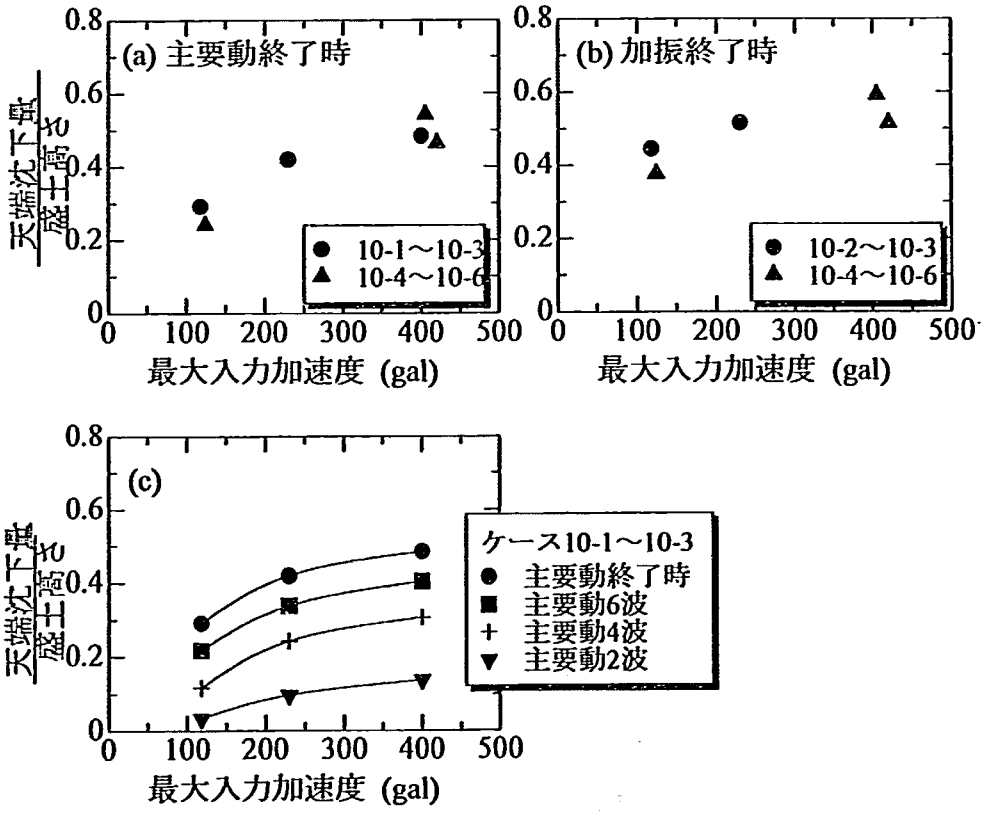


図 4-1-26　天端沈下比と最大入力加速度の関係

加振加速度が大きいほど沈下量が大きくなっている。また加振加速度が同じで江戸崎砂層の初期密度が異なるケースの沈下量の差は小さいことがわかる。なお、ケース 10-1 では他のケースと主要動の波数が異なるため、他のケースの主要動終了までの波数と同じ 10 波目での沈下量をプロットしてある。

余震終了後の関係を示した図 4-1-26(b)でも加振加速度が大きいほど正規化した沈下量も大きくなっているが、加振加速度による沈下量の差は小さくなっている。そこで沈下量と加振加速度の関係の経時変化を見るために、10-1～10-3 について 2 波目、4 波目、6 波目及び主要動終了時点の関係をプロットしたのが図 4-1-26(c)である。4 波目までは加振加速度が大きいほど沈下量の増加割合が大きいが、その後の沈下量増分はほとんど加振加速度によらず、図中の曲線が上方に平行移動している。これより沈下量には上限値があり、加振加速度が大きなケースでは主要動後に沈下量がこの上限値に近づいており、その後の余震中の沈下量が極めて小さくなったものと推測される。

またどの時点においても曲線形状は上に凸であり、加速度が大きくなるに従って、加速度の大きさが沈下量に及ぼす影響は小さくなってゆく。

盛土天端の沈下速度の例を図 4-1-27 に示す。ここで沈下速度は DV1 の測定値に含まれる振動成分を除去するため、1 波毎の平均値を求めて各波毎にプロットした。図中には比較のために入力加速度及び沈下量の時刻歴も示してある。主要動が始まり、地盤が液状化した 0.1 秒付近から沈下速度が急増し、ピークを示した後減少し、主要動終了からおよそ 0.1 秒後にはほぼ 0 となっている。また余震によっても同様に沈下速度が増減するが、3 回の余震ではほぼ同じ入力加速度を与え、加振中の地盤

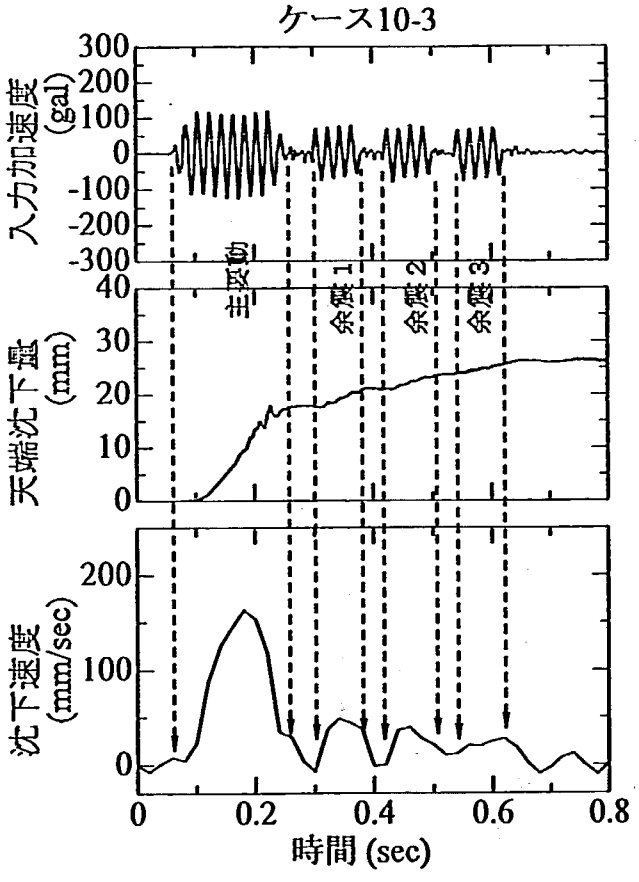


図 4-1-27　天端沈下速度の時刻歴

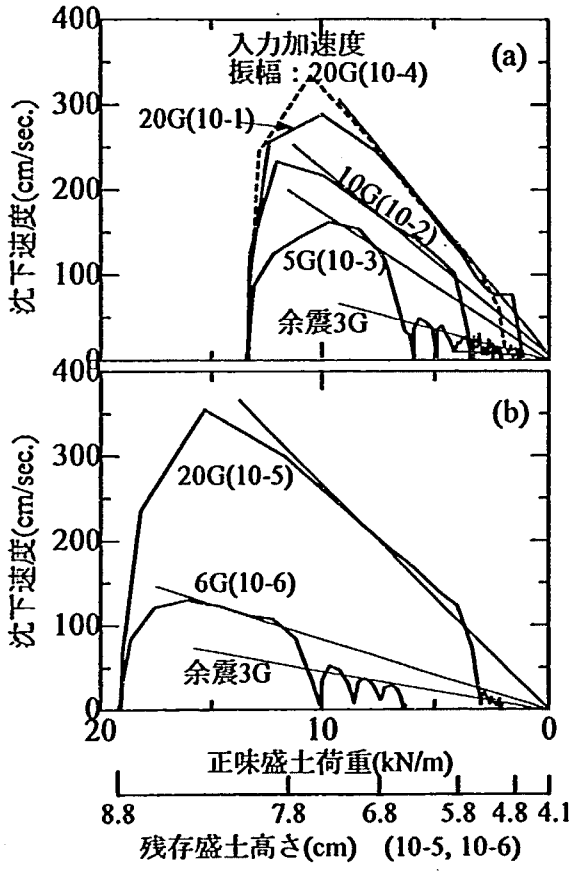


図 4-1-28　天端沈下速度と盛土正味荷重の関係

の平均的な有効応力はほぼ一定に保たれている（図 4-1-2 参照）にも関わらず沈下速度は減少してゆくことがわかる。この理由としては沈下の進行に伴い盛土荷重が減少することが考えられる。そこで盛土天端沈下速度を盛土の正味荷重に対してプロットしたのが図 4-1-28 である。ここで盛土の正味荷重とは、基礎地盤中に没した盛土部分が受ける浮力を加振前の盛土の重量から差し引いたものである。浮力の算定にあたっては、次の仮定を設けた。

・加振は約 0.5 秒程度の極めて短い時間で終了することから、水没しても盛土の湿潤単位体積重量が変化することは無い。
・地盤中に没した部分が受ける浮力は、盛土下地盤である江戸崎砂層が γ sat の単位体積重量を持つ液体であるとして求める。実験で測定された盛土下地盤の間隙水圧分布は単位体積重量が γ sat の液体の静水圧とは異なっていたが、第一次近似としてこの仮定を用いた。
・盛土が沈下することによる水位の上昇を考慮し、地盤表面上かつ水位面下の部分については水の単位体積重量を用いて浮力を算定した。
・盛土は台形のまま沈下し、その沈下量は DV1 と DV2 の平均値で与えられる。

図 4-1-28 に示した沈下速度は、加振中に正味荷重にほぼ比例して減少している。この比例定数、すなわち図中の直線の傾きは加振加速度が大きいほど大きく、地盤密度が小さな 10-1～10-4 では 10-5、10-6 よりも若干大きくなっている。また何れのケースでも同じ振動を与えた余震中の比例定数は、地盤の初期密度が同じであれば、ほぼ同じとなっていることがわかる。なお、今回の実験では、盛土の沈下速度の変化率すなわち沈下加速度は最大でも約 5G であり、遠心加速度に比べて十分小さい。今回の実験結果では荷重と沈下速度がほぼ比例していることから、一定の外乱力の下で荷重と沈下速度が比例するという意味において地盤が Newton 流体的な性質を持つものと理解できる。図 4-1-29 は入力加速度と沈下速度/正味荷重の関係をプロットしたもので、本実験の余震中のデータと既往の実験結果（古賀ら(1994)）も示してある。古賀らの実験は、層厚 120mm の豊浦砂地盤（初期相対密度 60% 或いは 30%）上に法面勾配 1:1.5、高さ 70mm の盛土を設置し、30G 場にて 60Hz の正弦波加振を行ったものである。今回の実験と既往の実験とでは模型の原型寸法等が異なるが、あえて両者の結果を

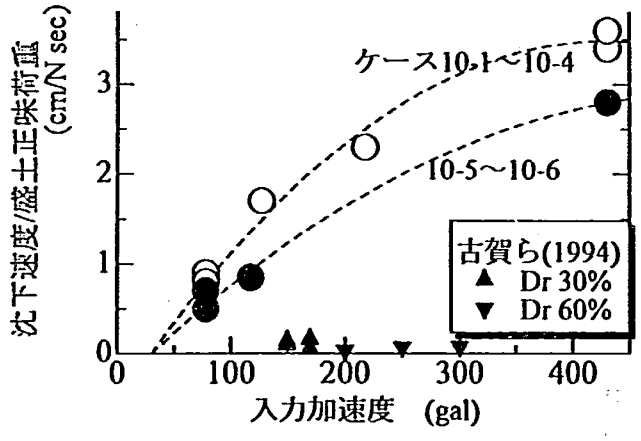
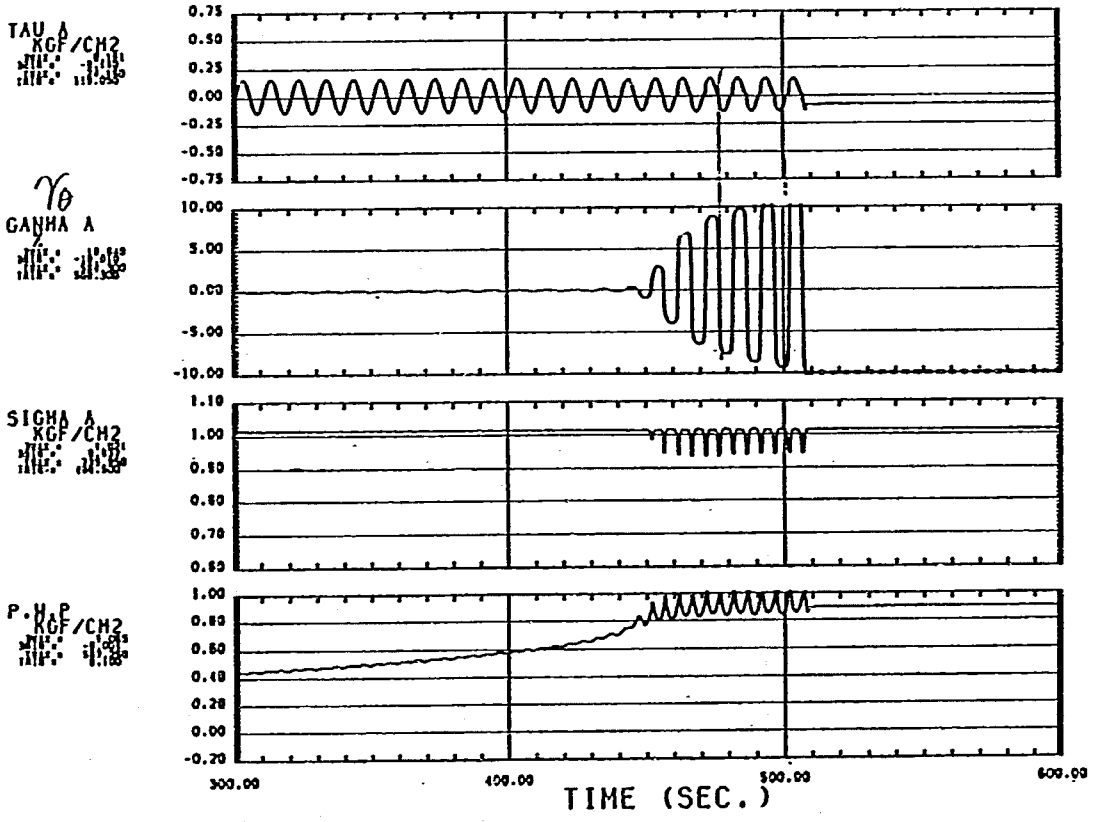


図 4-1-29　沈下速度と盛土正味荷重の比

比較すれば、既往の実験では沈下速度/荷重の比が1オーダー以上小さくなっている。これには模型寸法も影響しているものと思われるが、地盤の物性が支配的な要因となっていることが想定される。図4-1-30は豊浦砂の非排水繰返しせん断試験結果（山根(1995)）である。江戸崎砂の繰返し三軸試験から得られた応力ひずみ曲線(6-2 節参照)と比較して豊浦砂は液状化後の軸ひずみの伸びが緩やかであり、いわゆる粘り強い材料であることがわかる。この粘り強さの違いが沈下速度/荷重比の違い、そして盛土沈下量の違いに大きく影響するものと考えられる。

図4-1-31は盛土直下地盤に作用する静的なせん断力τ_sと動的なせん断力τ_cの模式図である。盛土直下では盛土荷重による静的なせん断力の方向と、加振による繰返しせん断力の作用方向は異なる。このような応力状態下での要素の挙動を調べるために Boulanger ら（1991)は2軸単純せん断試験機を開発し、鉛直方向のひずみ＝0 の条件で砂の非排水繰返し載荷試験を行った。そこでは図4-1-32(d)に示すように鉛直に初期有効拘束圧σ_{vc}'、K_0=0.4、水平方向にせん断応力τ_sを作用させ、τ_sと直交する方向に振幅τ_cの繰り返しせん断応力を作用させた。図4-1-33は相対密度35%のサクラメント砂にτ_s/σ_{vc}'=0.3 の静的せん断応力とτ_c/σ_{vc}'=0.07 の繰返し応力を加えた試験の結果である。過剰間隙水圧比は0.4程度で頭打ちとなり、その後τ_sに平行な方向にほぼ一定速度でひずみが蓄積していることがわかる（図4-1-33(c)中の破線）。彼らが行ったτ_s/σ_{vc}'とτ_c/σ_{vc}'を変えた一連の試験では、τ_sに平行な方向のひずみ速度は何れの試験中も大きくは変化していない。



D_r=55.7%　σ_s'=1.015kgf/cm²　σ_r'=1.009kgf/cm²　$\tau_s/\sigma m'$=0.010　$\tau_d/\sigma m'$=0.150

図4-1-30　豊浦砂の非排水中空ねじりせん断試験結果（山根(1995)）

本実験の盛土下の土もこのように挙動しているとすると、もし盛土の沈下開始後あるいは地盤の液状化後、地盤内の応力状態（過剰間隙水圧、盛土荷重、応答加速度）が一定であるとすれば沈下速度は繰返し回数によらず一定となるはずである。しかしながら、実際の盛土下地盤では、本実験及び既往の実験で観察されたように、

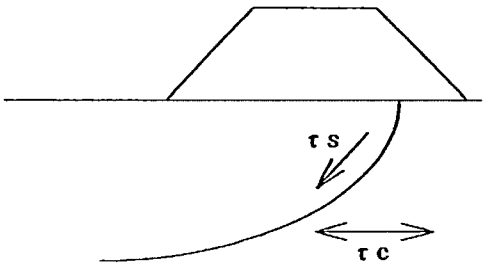


図 4-1-31　盛土下地盤に作用するせん断力の概念図

① 加振中の盛土下地盤の有効応力は経時的に変化すること

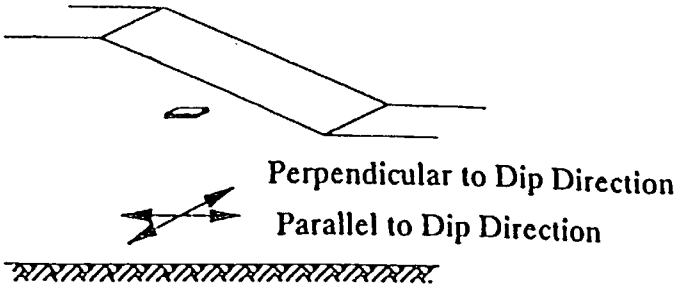
② 応答加速度の減衰（作用するせん断力（外乱としての繰り返しせん断応力）の低下）などによって沈下速度/荷重比が一定とはならないものと推測される。

図 4-1-34 は K_0=0.4 で圧密した供試体に τ_s/σ_{vc}'=0.1 または 0.2 の静的せん断力を与えた後に一定振幅の繰返しせん断応力比 τ_c/σ_{vc}'を与えた試験において、過剰間隙水圧がほぼ頭打ちとなった後の一波毎のせん断ひずみ増分（静的せん断応力作用方向のせん断ひずみ）$\Delta\gamma$/cycle を示したものである。ここで特筆すべきことは、相対密度 Dr が 35%の供試体と 55%の供試体では一波毎のせん断ひずみ増分がおよそ 10 倍異なることである。この 2 つの密度の供試体の液状化強度（20 回の繰返し載荷で DA5%）はそれぞれ 0.13 と 0.15 と比較的小さな差しかないにも関わらず、軟化後の変形特性には極めて大きな差が見られる。

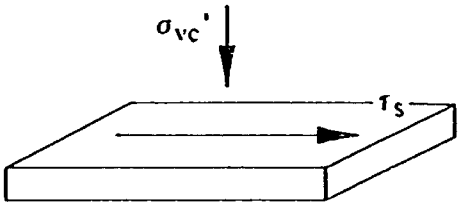
このことから、簡便法として実用に供されているいわゆる円弧滑り法の Δu 法（松尾、島津(1995)）による沈下量評価は極めて困難であり、地盤の F_L 値だけでなく軟化後の変形特性と入力地震動特性を考慮することが正確な盛土沈下量予測を行う上で必要であることがわかる。従って、有効応力法による FEM 解析はこの 2 点を考慮できるという意味で最も有力な手法と言える。ただし地盤の物性を N 値から決定するなど、軟化後の土の変形特性に関する情報を与えないで解析を行えば、入力する地盤物性のレベルは Δu 法と同様のものとなり、種々の応力－ひずみ関係を表現しうる構成式のポテンシャルを捨て去った解析を行うことになってしまう。

4.1.5　間隙流体の影響

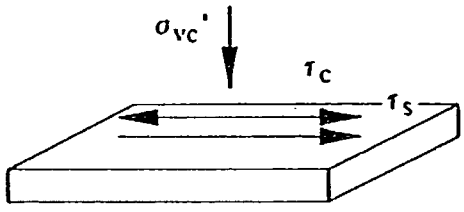
平成 10 年度に行った実験(10-1～10-6)と 11 年度の 11-1 は間隙流体にメトローズ水溶液を使用し、11-2～11-15 は水道水を間隙流体として使用した。本研究での実験結果の解釈にあたり、メトローズで飽和した砂の力学特性と水で飽和した砂のそれは、透水係数が異なること以外は同じであるものと仮定している。Dewoolkar ら(1999)、Zeng ら（1998)は、メトローズやシリコンオイルで飽和した砂供試体の三軸圧縮試験及び非排水繰返し三軸圧縮試験を行ったところ、得られた応力ひずみ曲線は水で飽和した砂供試体のそれとほぼ同じであったことを報告している。しかしながら、例えば同一間隙比の乾燥砂と水で飽和した砂の内部摩擦角は乾燥砂の方がやや大きいとの三軸試験結果（藤井(1974)）も報告されている。間隙流体の性質が飽和砂の力学特性に及ぼす影響に関する詳細な検討については強度特性のみならず減衰特性（Ellis ら(2000)）についても今後の研究に期待したい。



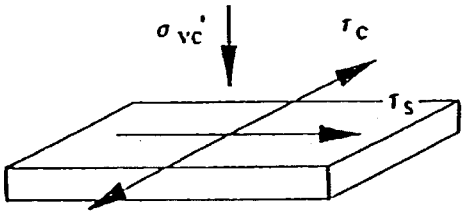
(a) Orthogonal Components of Seismic Loading of Sloping Ground



(b) Static Stress Conditions on Horizontal Planes Prior to Seismic Loading



(c) Dynamic Stress Conditions on Horizontal Planes for Seismic Loading Parallel to the Dip Direction of the Slope



(d) Dynamic Stress Conditions on Horizontal Planes for Seismic Loading Perpendicular to the Dip Direction of the Slope

図 4-1-32 盛土下地盤で想定される応力状態 (Boulanger ら(1991))

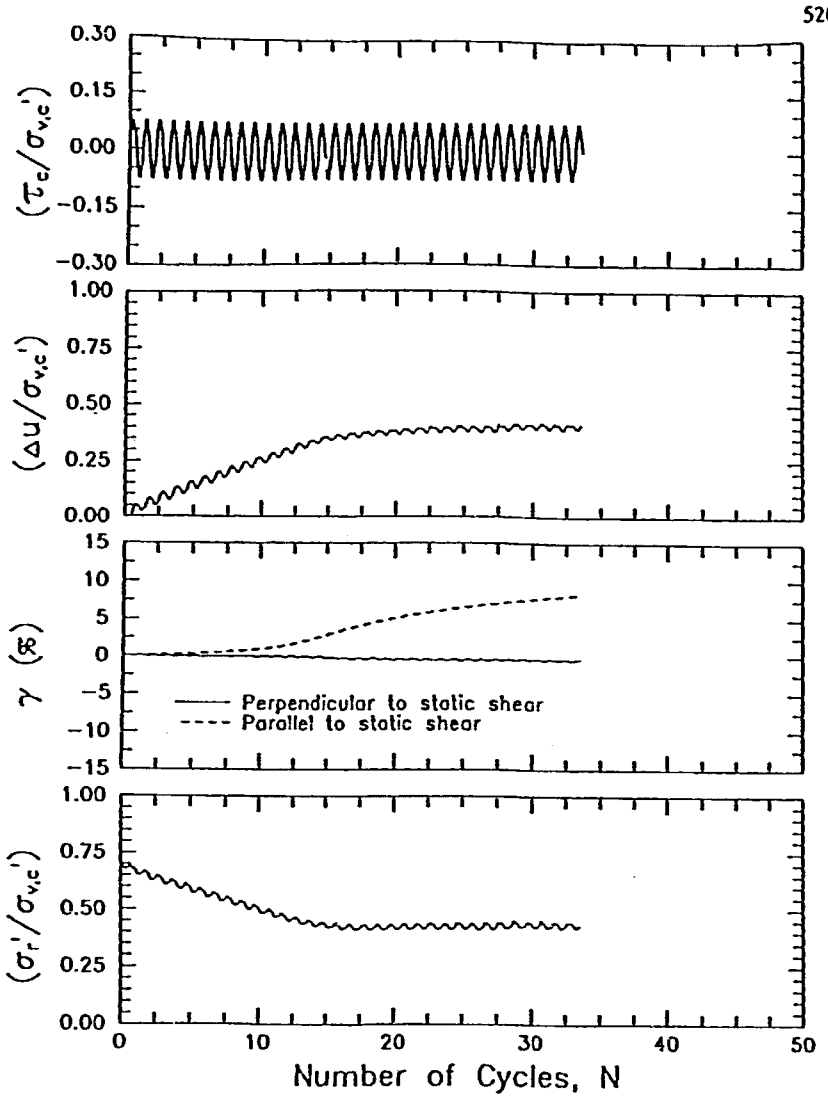


図 4-1-33　初期せん断力と直交する方向に繰り返しせん断応力を加えた試験結果
(Boulanger ら(1991))

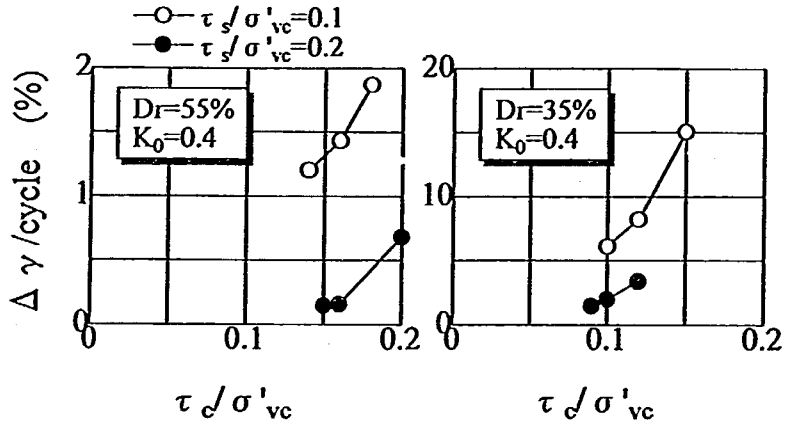


図 4-1-34　液状化後のせん断ひずみ増分と繰返しせん断応力比の関係
(Boulanger ら(1991)の結果を再プロット)

図 4-1-35 は間隙流体がメトローズ水溶液（ケース 10-6）と水(ケース 11-2)のケースでの間隙水圧の時刻歴を比較したものである。これらの実験では主要動の最大加速度振幅がそれぞれ 140gal、150gal とわずかに異なること以外、ほぼ同一条件の実験である。水平地盤部の過剰間隙水圧をみると、10-6（メトローズ）では液状化後は水圧がほぼ一定のレベルに保たれているのに対し、11-2（水）では P4 が途中から多少減少しており、11-2 では排水の影響が伺えるが、これら二つのケースで極端な差違は認められない。盛土下では、主要動と余震、及び余震と余震の間の間隙水圧に次のような違いが見られる。すなわち 10-6（メトローズ）ではほぼ非排水状態が保たれているものと考えられるが、11-2（水）では間隙水圧が急減し排水の影響が見られる。

図 4-1-36 はこれら 2 ケースの天端沈下量の時刻歴である。主要動の間には 11-2（水）の沈下量は 10-6（メトローズ）よりも若干大きいが、その後余震中の沈下量増分は小さくなっており、加振後半における地盤内の排水とそれによる有効応力回復の影響が現れたものと考えられる。

地盤の透水係数が約 50 倍異なることの影響は、本実験シリーズの条件では天端沈下量でおよそ 1 割程度である。境界値問題において、地盤の透水係数が十分小さな場合は非排水状態が満たされ、逆に透水係数が十分大きな場合には排水条件が満たされ、その中間的な透水係数の場合に透水係数の値が結果に大きく影響する部分排水状態となる。この部分排水現象が起きる透水係数の範囲は比較的狭く、図 4-1-37 に示すようにおよそ 10 の 2 乗程度の範囲であることが報告されている（例えば Kimura

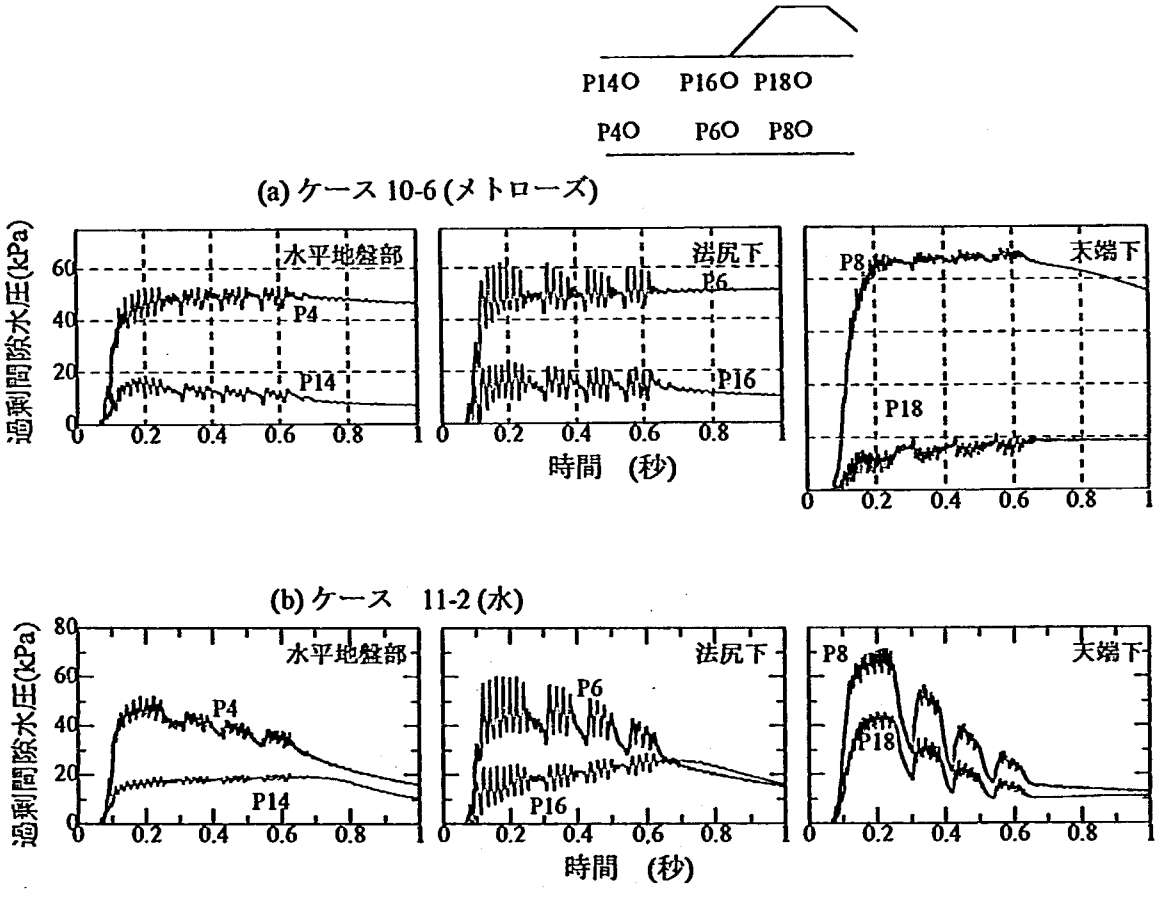


図 4-1-35 間隙流体の異なる実験における江戸崎砂層中の過剰間隙水圧の比較

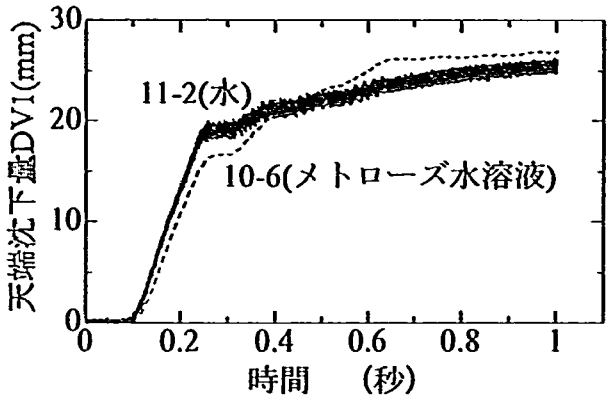


図 4-1-36　間隙流体の異なる実験における天端沈下量の比較

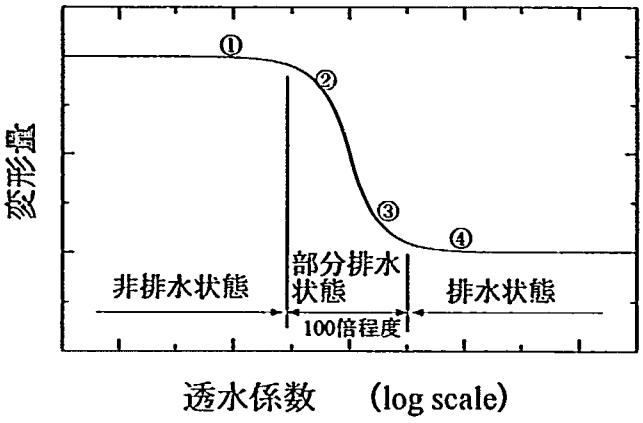


図 4-1-37　地盤の透水係数が変形量に与える影響

ら(1994))。本研究で行った実験が非排水状態に近い範囲の実験であったのか（図中の①、②に相当するような実験)、あるいは部分排水状態の中で 50 倍透水係数を変化させた実験（②、③に相当するような実験）であったのかは明らかでないので、透水係数を 50 倍変化させてもさほど沈下量が変化しないというここで得られた実験結果が一般的な結果でないことに注意しなければならない。

4.1.6　入力地震波形の影響

図 4-1-38 は正弦波加振の 11-2 と地震波加振の 11-3 の天端沈下速度、入力加速度、さらに加速度を一回積分して求めた入力速度の時刻歴である。4.1.4 節で述べたように、入力加速度が 0 になった後

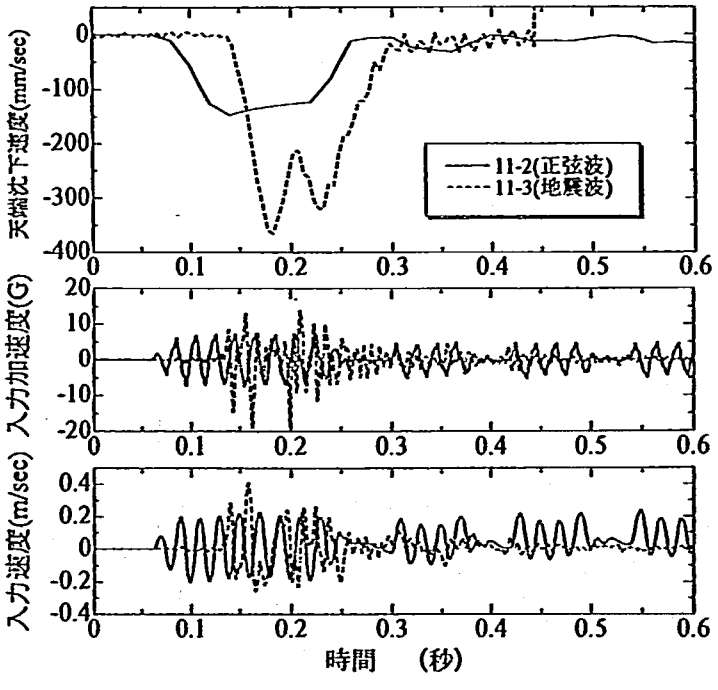


図 4-1-38　天端沈下速度と入力加速度、入力速度の時刻歴

も盛土天端は 0.05～0.1 秒間沈下し続けるので、地震波入力の実験ではどの加速度の波、あるいはどの速度の波が沈下速度に寄与しているのかが判別し難いという欠点がある。あえて２つの実験を比較すれば、11-3（地震波）での 0.18 秒と 0.23 秒付近の大きな天端速度のピークが現れている時点では、沈下速度は 11-2 の 3 倍程度であり、この大きな差は入力速度の違いでは説明が付かず、むしろ入力加速度と良い対応を示しているようである。

図 4-1-39 は天端最終沈下量と入力加速度の最大値の関係を示したものである。11-3 と地盤条件が同じで正弦波入力のケースを●印で示している。11-3（地震波）と同じ天端沈下量を生じさせる正弦波の最大加速度は約 14.5G であり、等価化係数は 14.5/20=0.73 である。図 4-1-40 は古賀ら(1988)の重力場振動台実験から得られた等価化係数である。これによると衝撃型の地震波は振動型よりも等価化係数は小さく、また盛土の破壊基準を増加させると等価化係数は小さくなる。図中には本研究の実

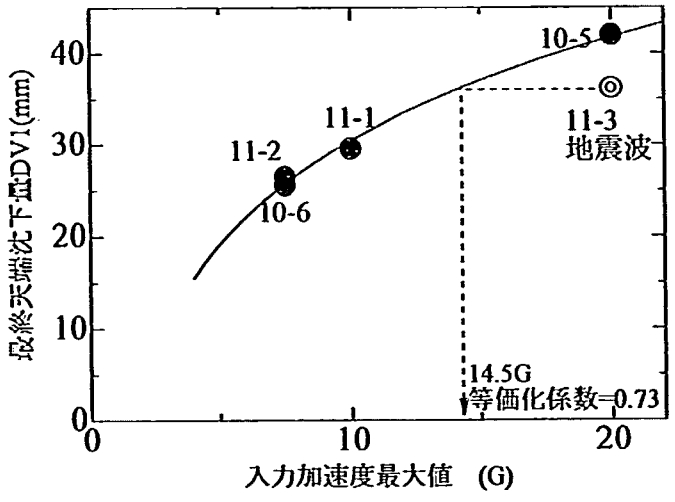


図 4-1-39　加振終了後の天端沈下量と最大入力加速度の関係

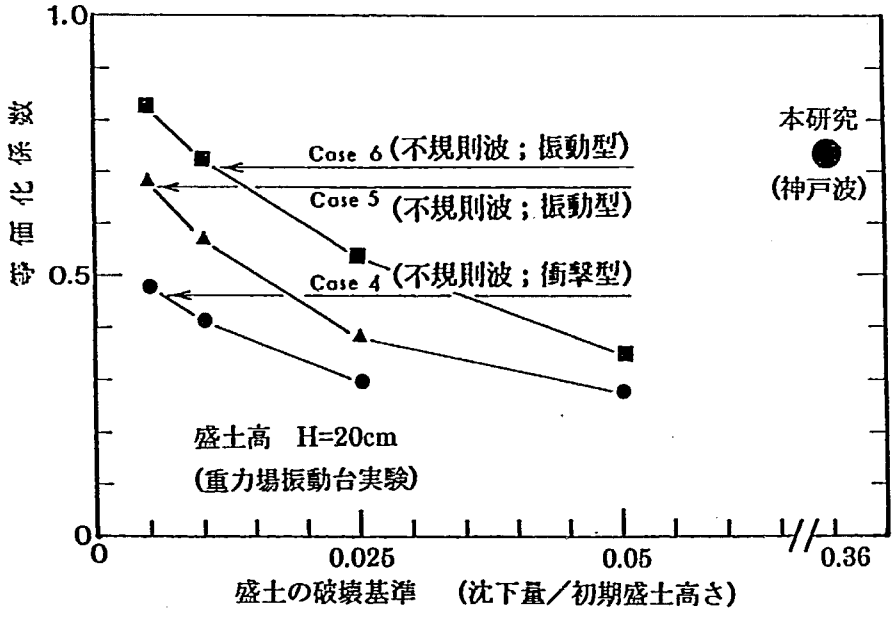


図 4-1-40　盛土の破壊基準と等価化係数の関係（古賀ら(1988)に加筆・修正）

験結果をプロットしてある。本研究ケース 11-3 の沈下量が盛土高さの約 36%と大きいのに等価化係数が 0.73 と大きく、古賀らの結果と比べると大きな差が認められる。この原因としては、古賀らの等価化係数は正弦波 20 波の加振と同じ沈下量を生じさせる不規則波の最大加速度であるのに対し、本実験の等価化係数は正弦波 7 と余震からなる加振を基準とするものであることが挙げられる。

4.1.7 地下水位の影響

図 4-1-41 は地下水位が地表面と一致しているケース(GL 0)と地表面下 3.6cm(GL−3.6)のケースに分けて天端最終沈下量と入力加速度の最大値の関係を示したものである。盛土天端直下の浅い部分では、GL0 のケースでも過剰間隙水圧が低く、加振中もある程度の強度を保持しているので、GL−3.6 のケースと強度は大差ないものであったと考えられる。法先から水平地盤にかけては GL−3.6 のケースの地下水位以浅の不飽和部分の強度は GL0 のケースと比較して明らかに大きい。しかしながら今回の実験では地下水位が異なっても天端沈下量には明確な差が見られなかった。

また図中に●で示した GL0 のケースには、間隙流体がメトローズのケースと水のケースが含まれているが、前節で述べたように天端沈下量には透水係数の影響はほとんど見られない。

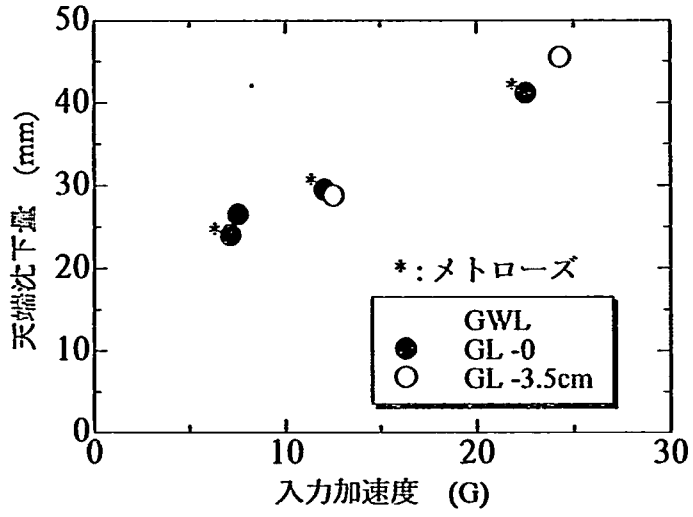


図 4-1-41 天端沈下量に与える地下水位の影響

4.2 固化対策を施した盛土

4.2.1 過剰間隙水圧

図 4-2-1 はケース 11-1～11-15 の過剰間隙水圧の最大値の分布を示したものであり、図中の破線は有効上載圧である。無対策のケース（10-1～10-6、11-1～11-3、11-7、11-14）で共通に見られる傾向としては次のようなものが挙げられる。

① 水平地盤部の上部江戸崎砂層では何れのケースでも過剰間隙水圧は有効上載圧まで達し、液状化が生じているものと考えられる。

② 水平地盤部の下部硅砂層では、加振加速度が 20G と大きなケースでは有効上載圧に達しているが、加振加速度がそれ以下のケースでは何れも液状化までには至っていない。

③ 法先下においても上記①②と同様の傾向が見られる。

④ 法面下の江戸崎砂層では、加振加速度が大きなケースでも有効上載圧までには達していない。ただし、加振加速度が大きなケースでは、最深部の間隙水圧計の位置では有効上載圧にほぼ等しくなっている。

⑤ 盛土天端直下では過剰間隙水圧は上載圧付近まで達することはない。

過剰間隙水圧の最大値は法先下地盤では水平地盤部と概ね同じであり、法面下、天端下地盤では過剰間隙水圧比の最大値は天端下に近づくほど低くなる。これに対し、固化体のあるケースでは次のような特徴がある。

⑥ 水平地盤部では、固化対策を施したケースと無対策とでは顕著な違いは見られない。

⑦ 法先下地盤の地表付近を除いた位置では過剰間隙水圧が上載圧以上となっており、この部分の有効応力は無対策のケースと比較してかなり低下している。

⑧ 法先下地盤では、無対策のケースよりも水圧が若干高めになっている。

⑨ 天端下地盤では過剰間隙水圧の大きさには対策の有無による明確な違いは見られない。

これより、対策工の有無による過剰間隙水圧の最大値の違いは、主に対策工の盛土側近くに現れ、対策工を入れることによりそこでの過剰間隙水圧が高くなることがわかる。無対策盛土の法面下付近では水平地盤が液状化することにより側方への変位拘束が失われるため、常に鉛直応力が水平応力よりも大きく液状化して等方状態に至ることはない。しかし固化対策工を入れるとこの部分での水平方向の拘束が高まり過剰間隙水圧の上昇につながるものと考えられる。

密な硅砂層内（非液状化層内）の過剰間隙水圧に着目すると、最大入力加速度が約 400gal のケース（11-6、～11-8、11-9～11-11）では水平地盤部での過剰間隙水圧は有効上載圧にほぼ等しくなっており、相対密度が 90%と密な砂でも液状化していることがわかる。これに対して支持層が粘土のケース 11-9、11-12 及び入力加速度が中程度のケース 11-13～11-15 では硅砂層内の過剰間隙水圧は液状化層下端部の過剰間隙水圧とほぼ等しくなっている。これは入力加速度が約 120gal と小さなケース 11-2、11-4、11-5 についても言えることである。4.1.1 節でも述べたように、液状化層直下の非液状化層の

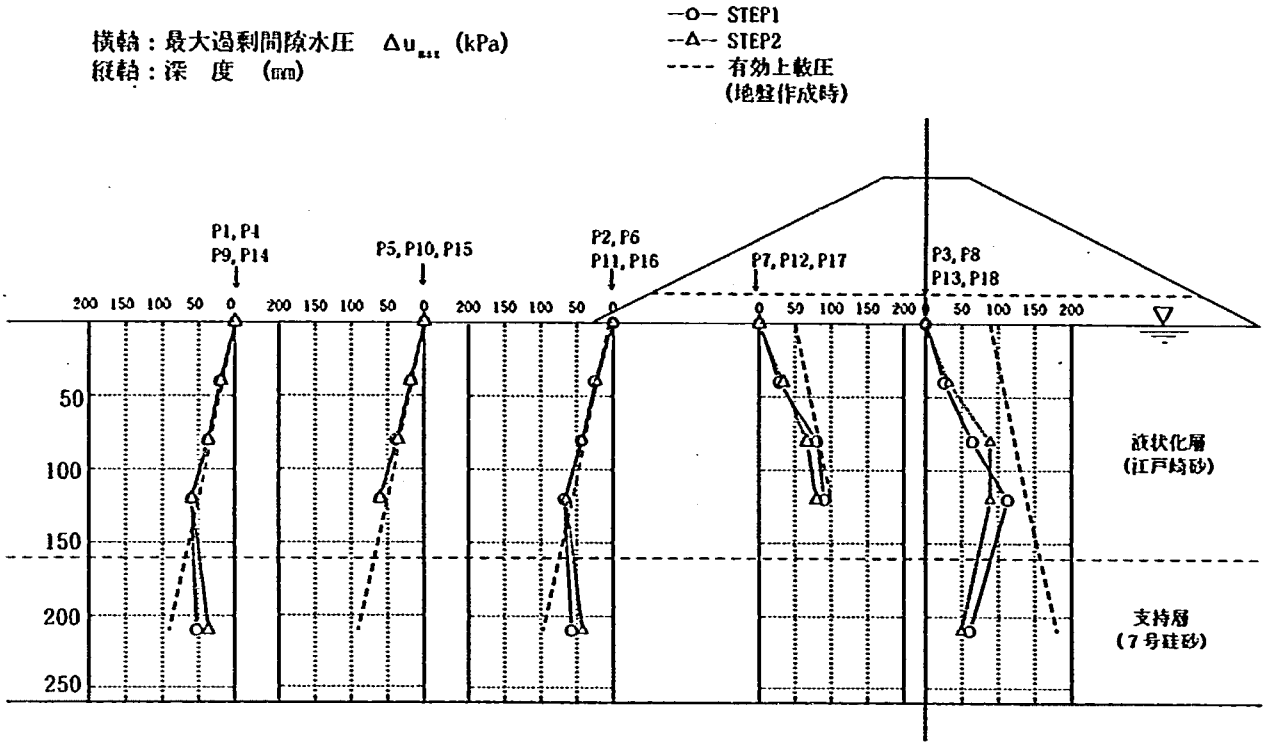


図 4·2·1(a)　最大過剰間隙水圧の分布（11·1）

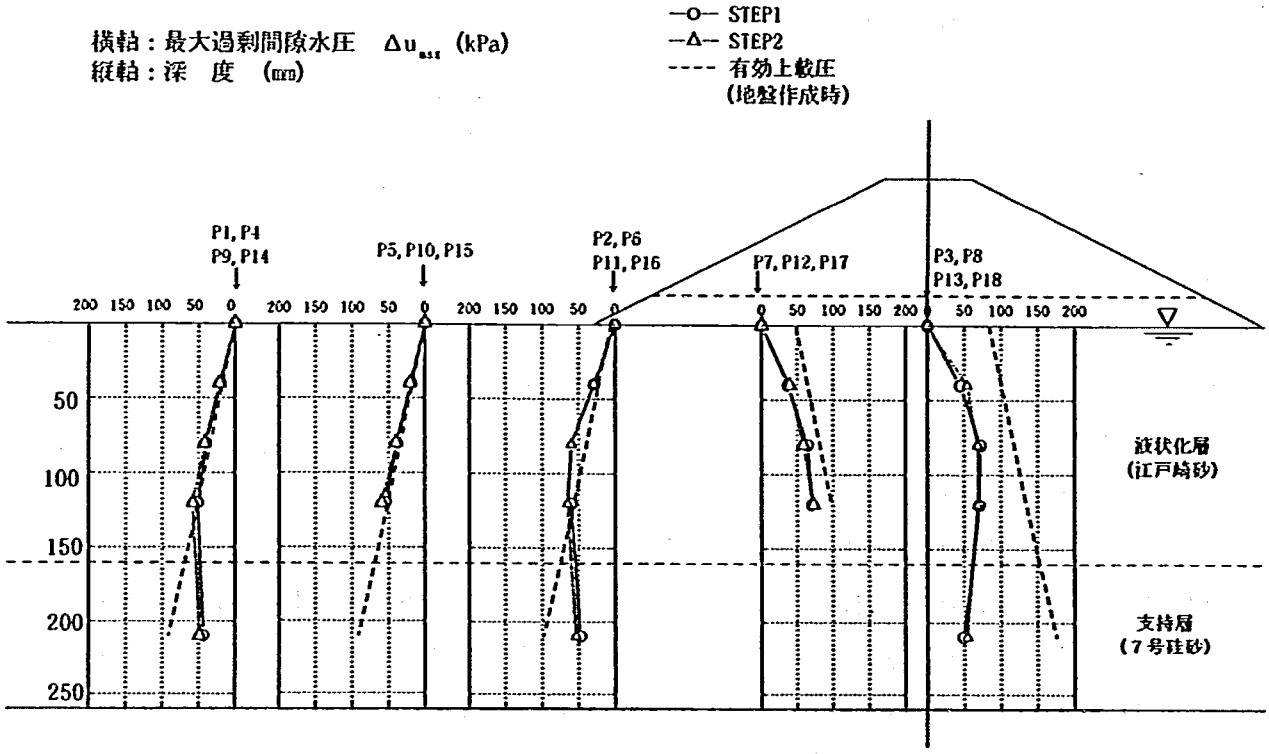


図 4·2·1(b)　最大過剰間隙水圧の分布（11·2）

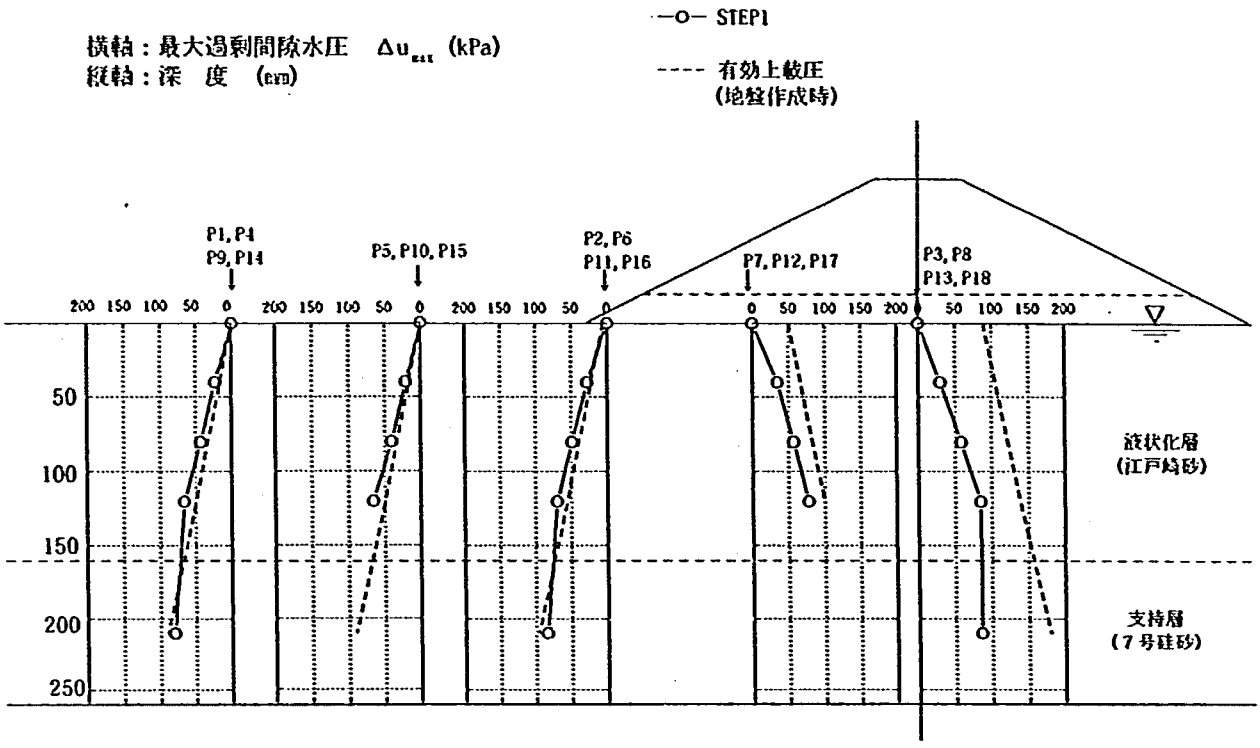


図 4·2·1(c)　最大過剰間隙水圧の分布（11·3）

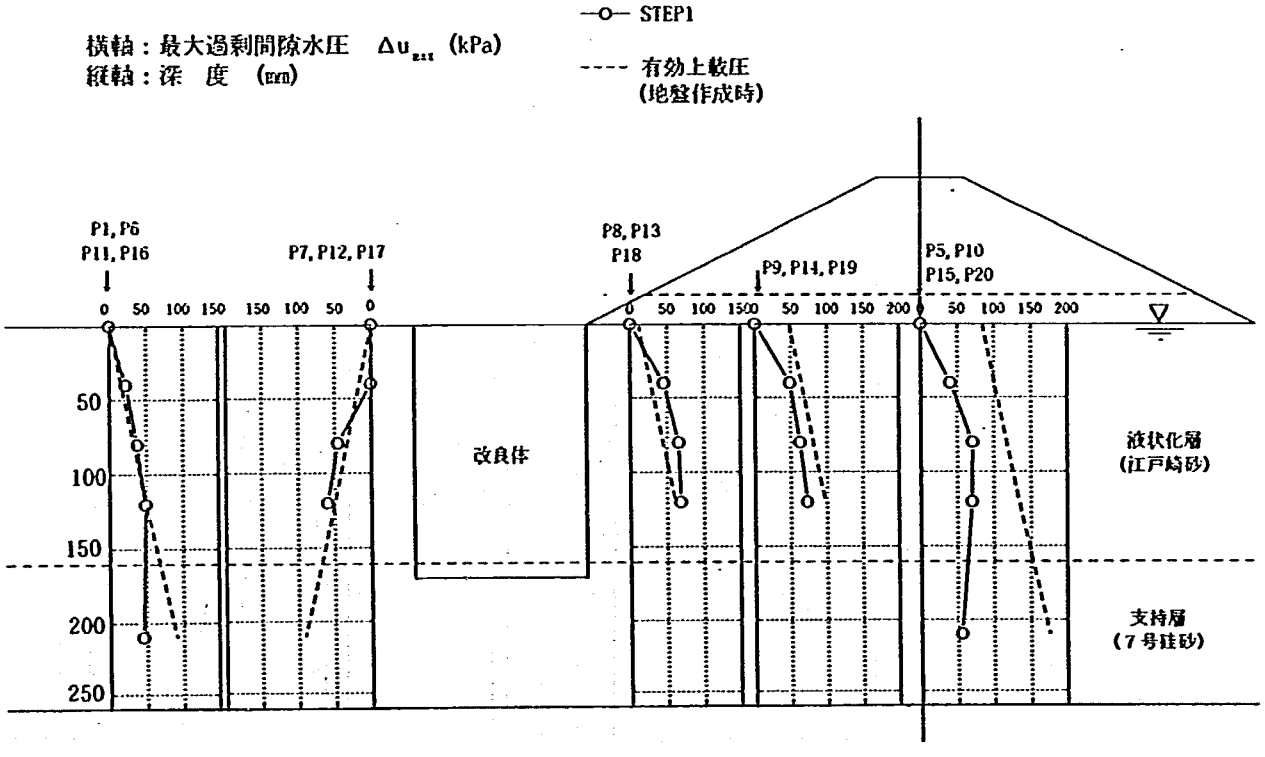


図 4·2·1(d)　最大過剰間隙水圧の分布（11·4）

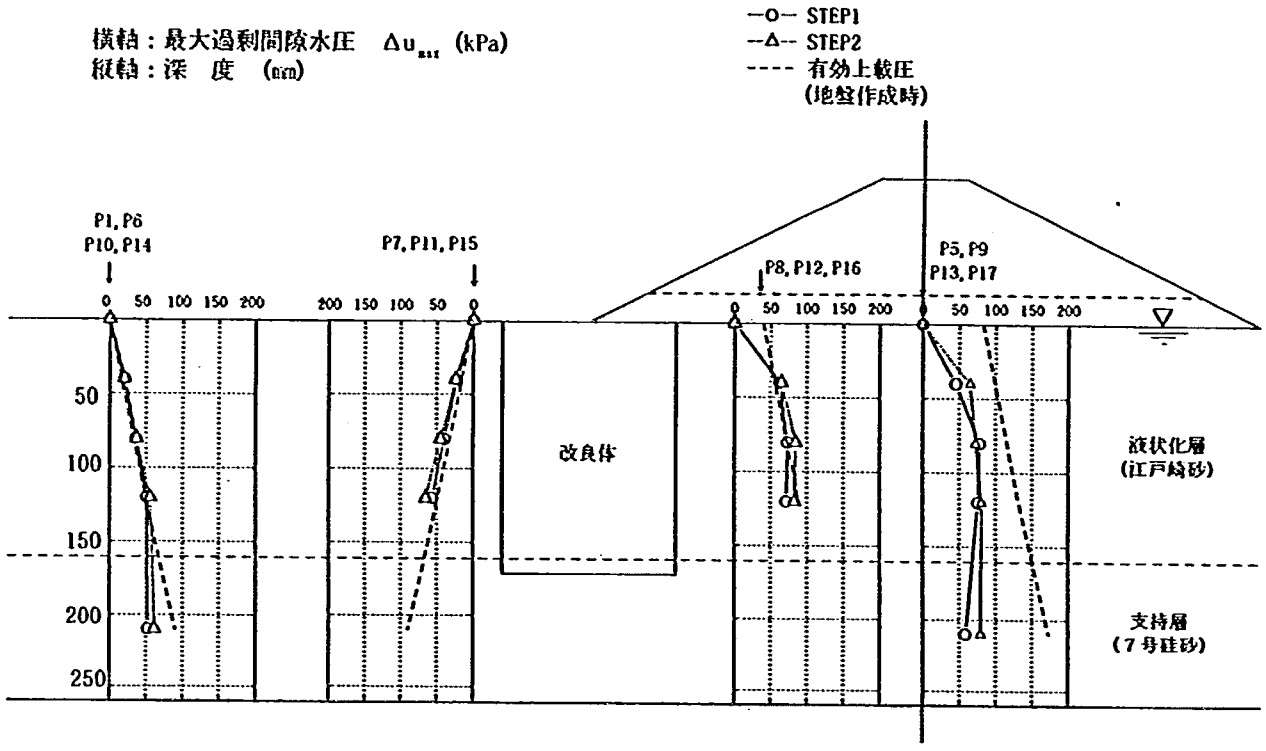


図 4-2-1(e)　最大過剰間隙水圧の分布（11-5）

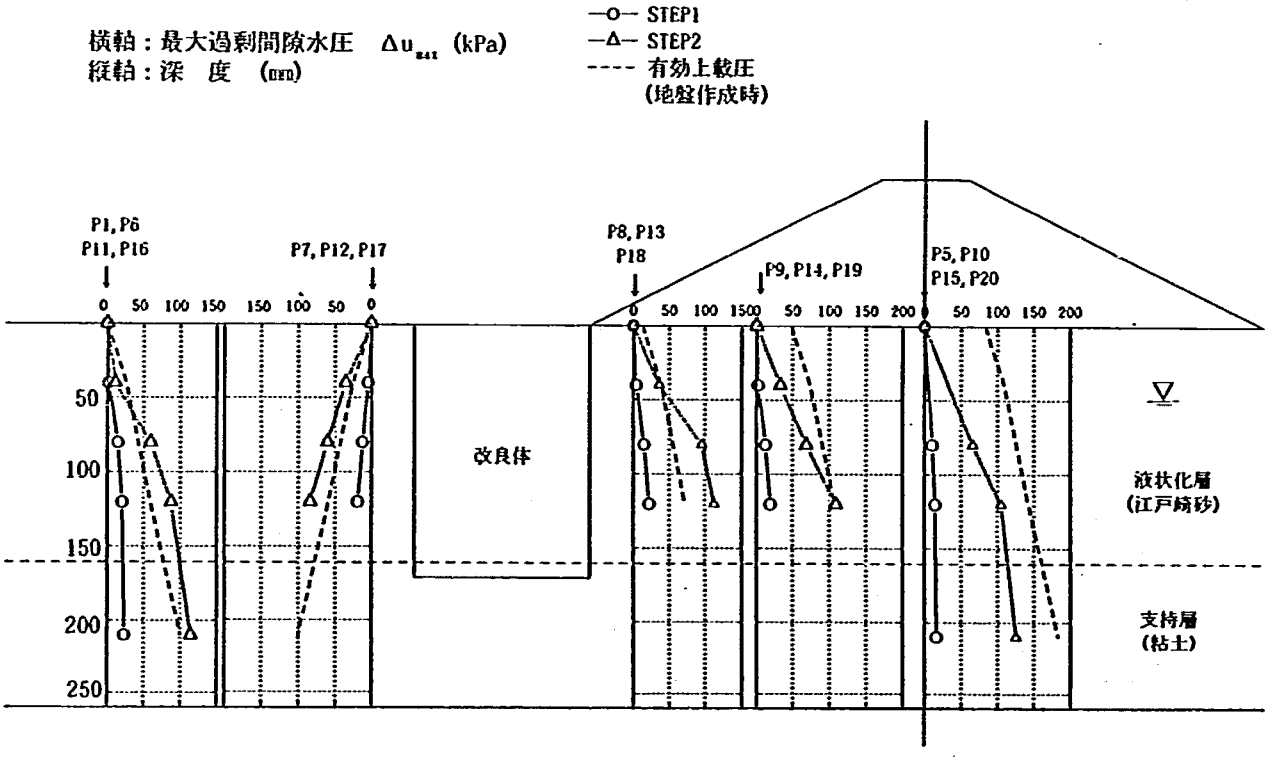


図 4-2-1(f)　最大過剰間隙水圧の分布（11-6 step2）

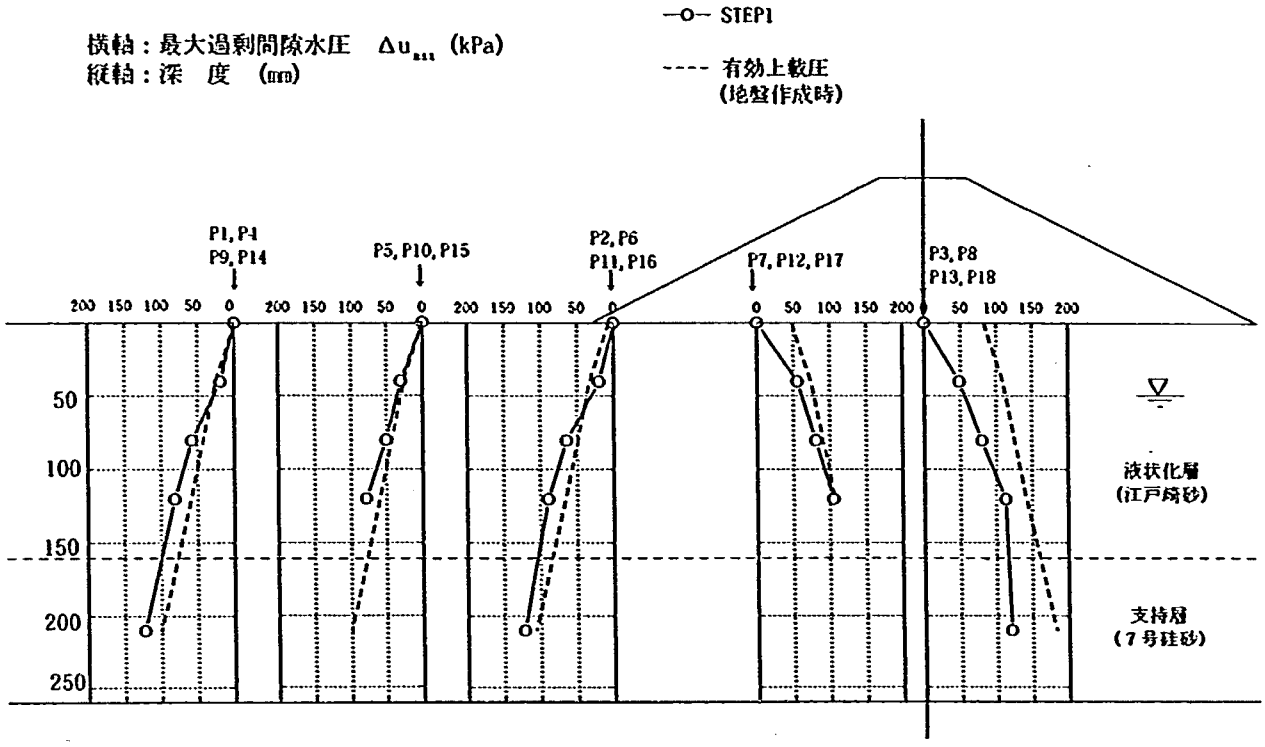


図 4-2-1(g)　最大過剰間隙水圧の分布（11-7）

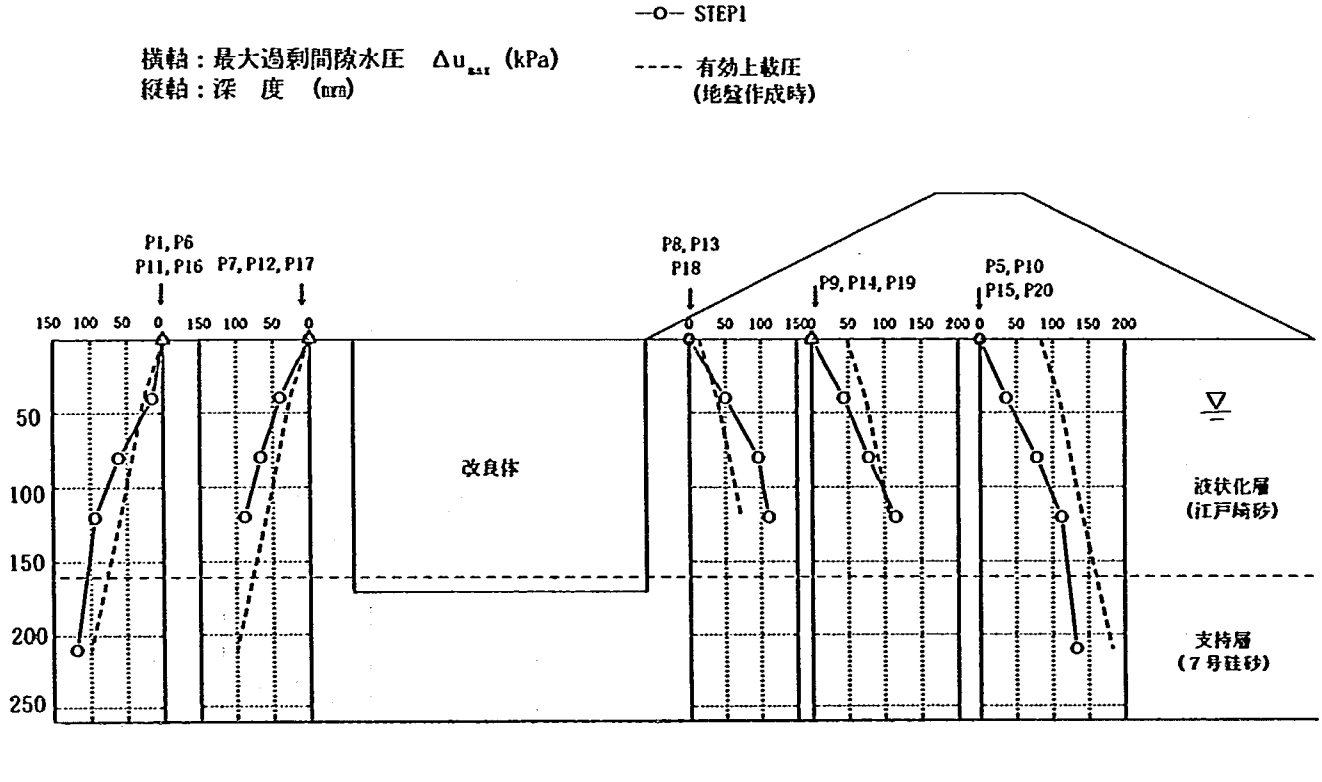


図 4-2-1(h)　最大過剰間隙水圧の分布（11-8）

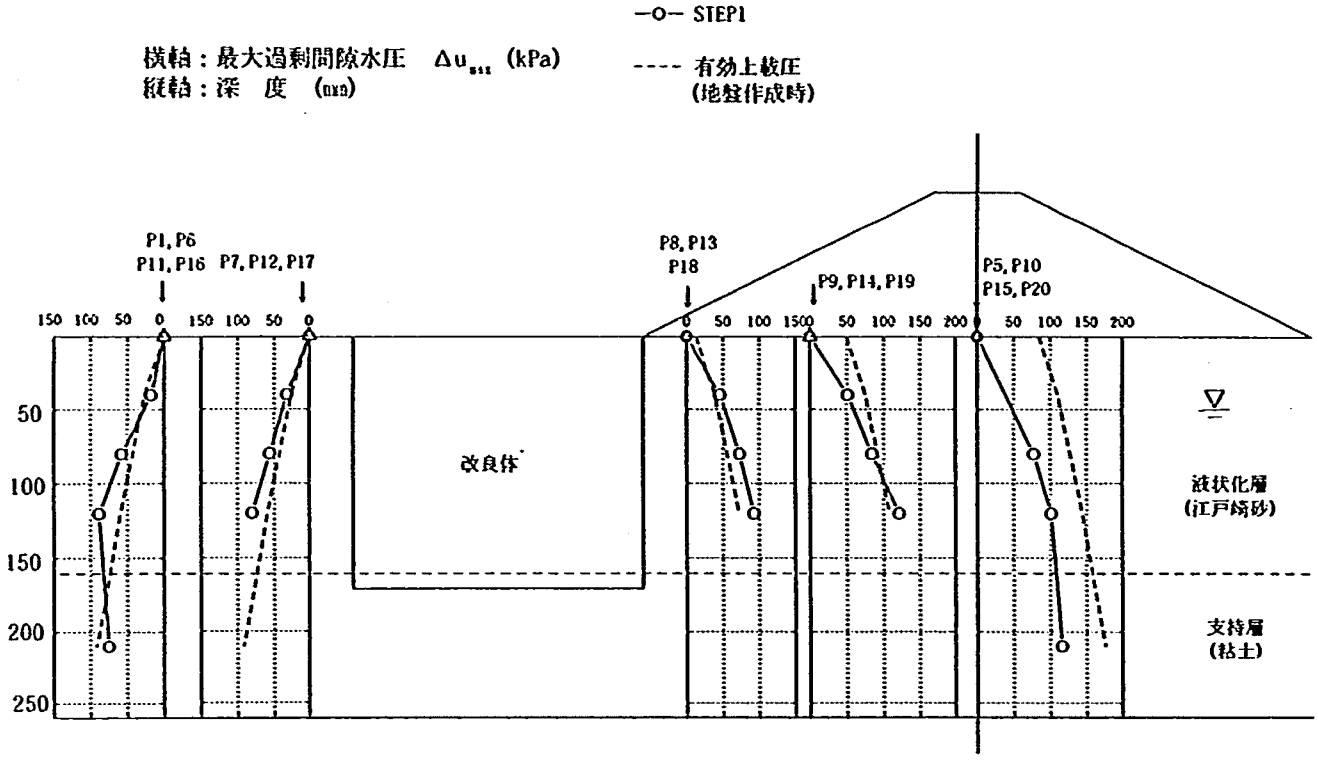


図 4-2-1(i)　最大過剰間隙水圧の分布（11-9）

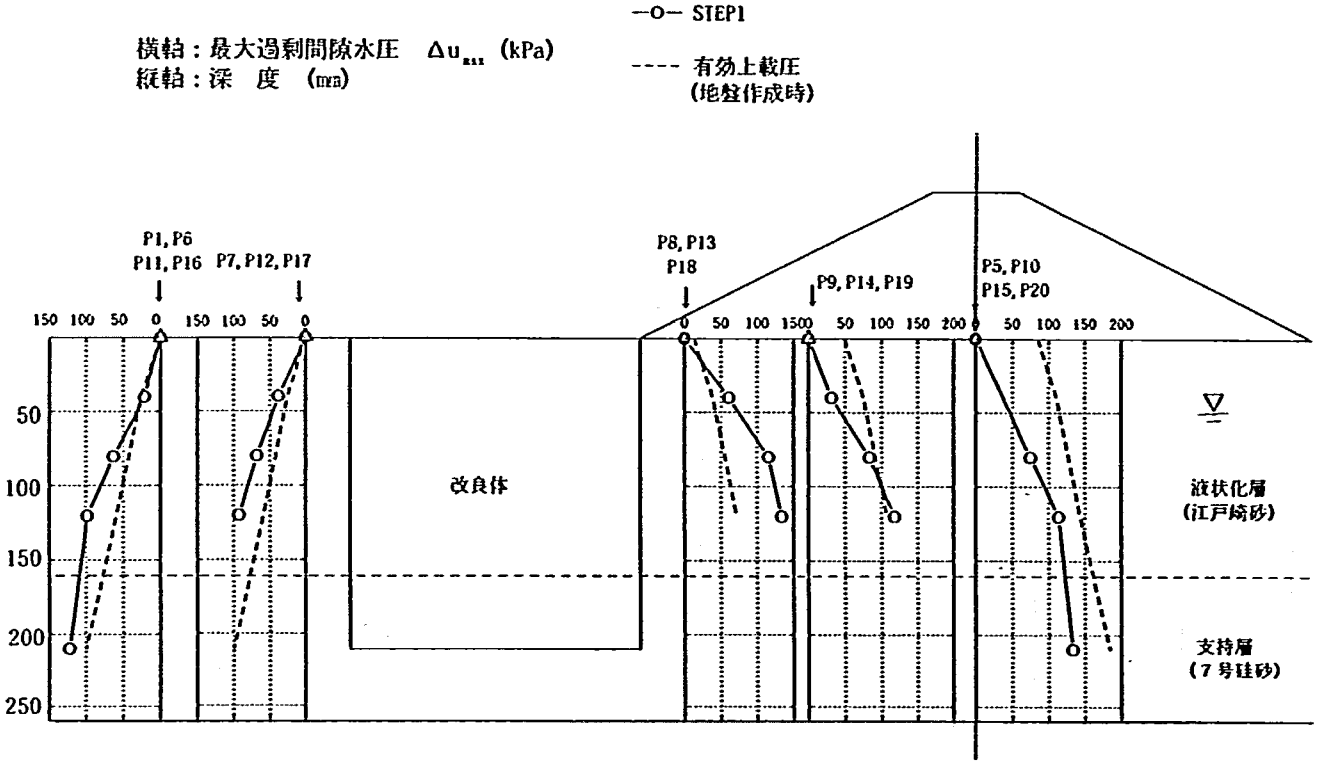


図 4-2-1(j)　最大過剰間隙水圧の分布（11-10）

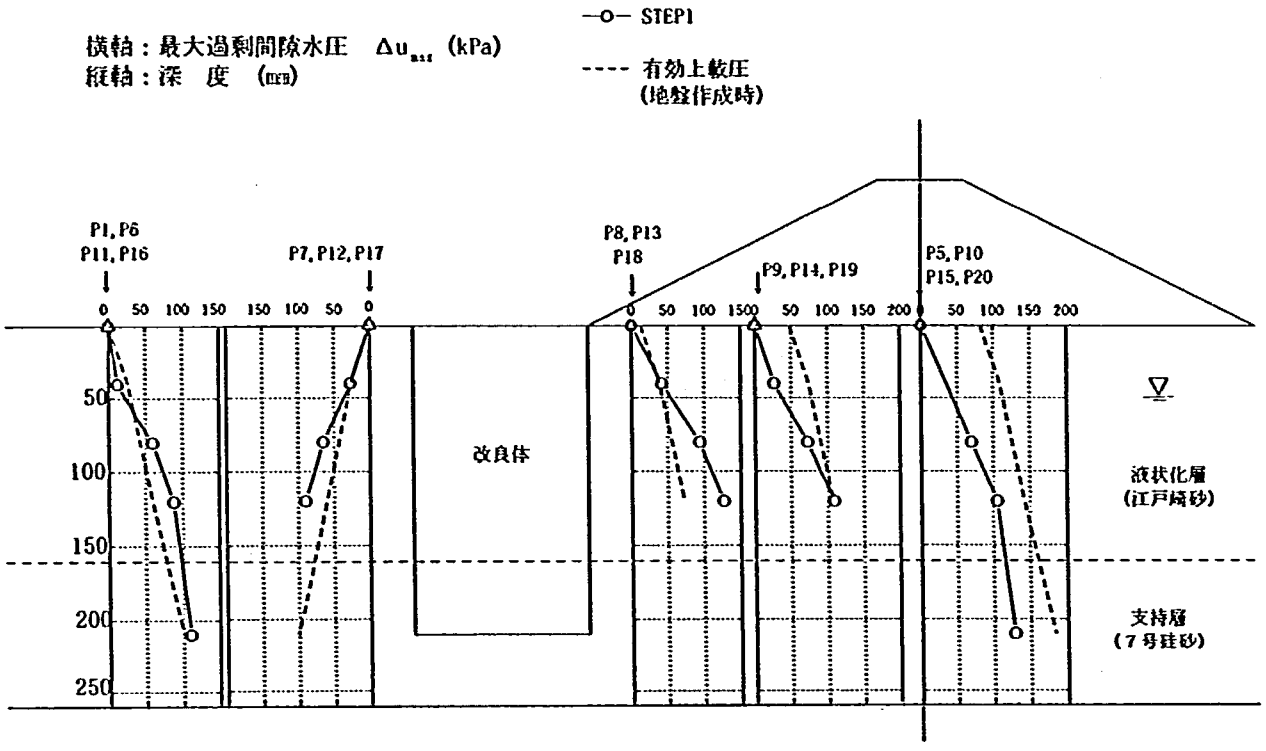


図 4·2·1(k)　最大過剰間隙水圧の分布（11·11）

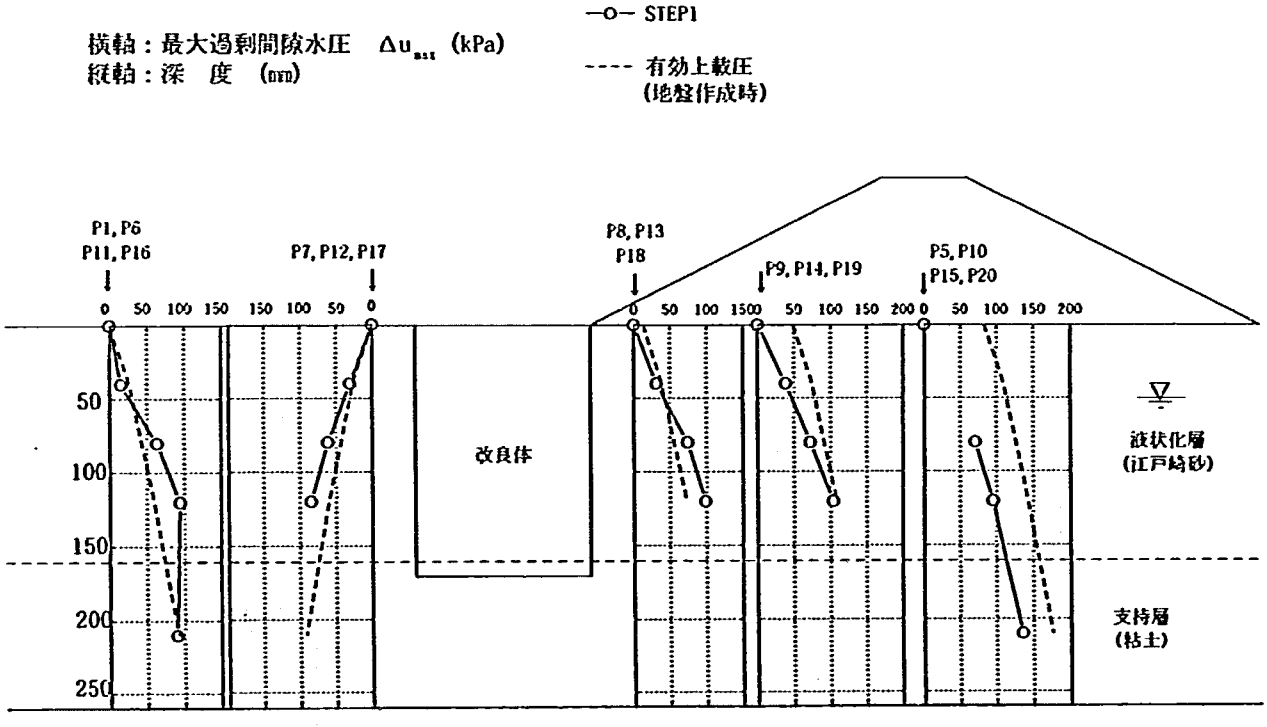


図 4·2·1(l)　最大過剰間隙水圧の分布（11·12）

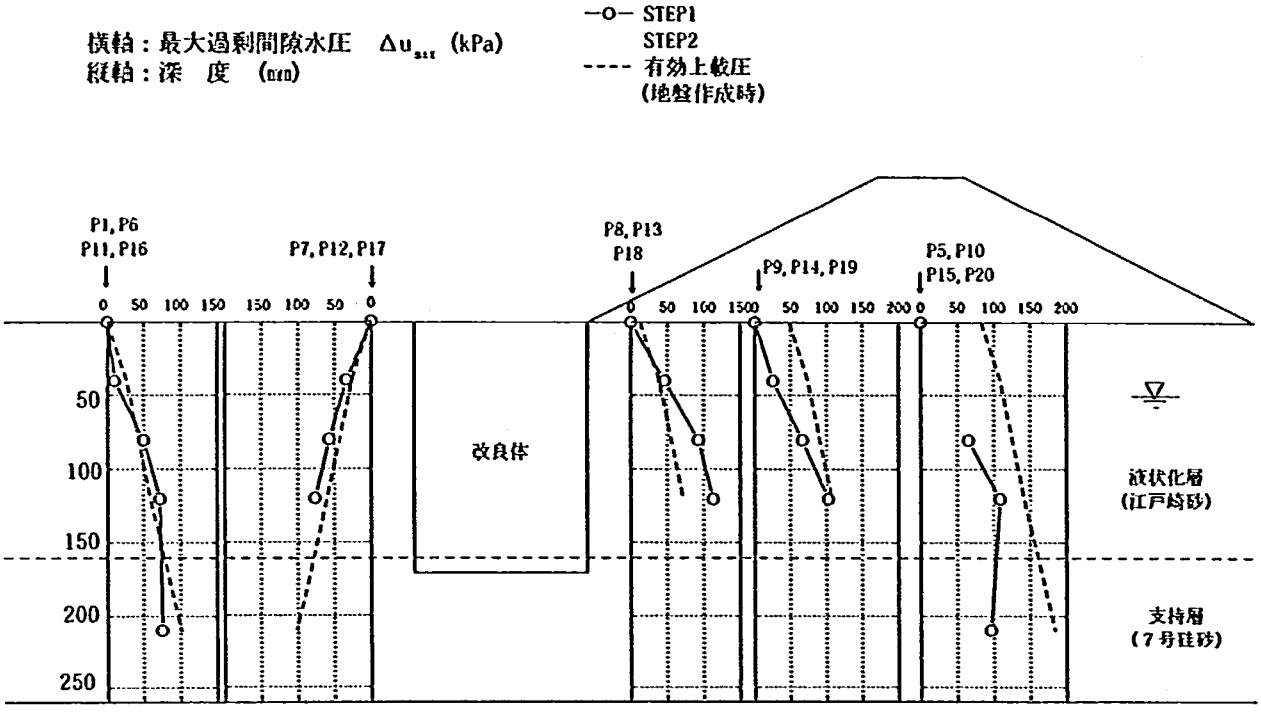


図 4·2·1(m)　最大過剰間隙水圧の分布（11-13）

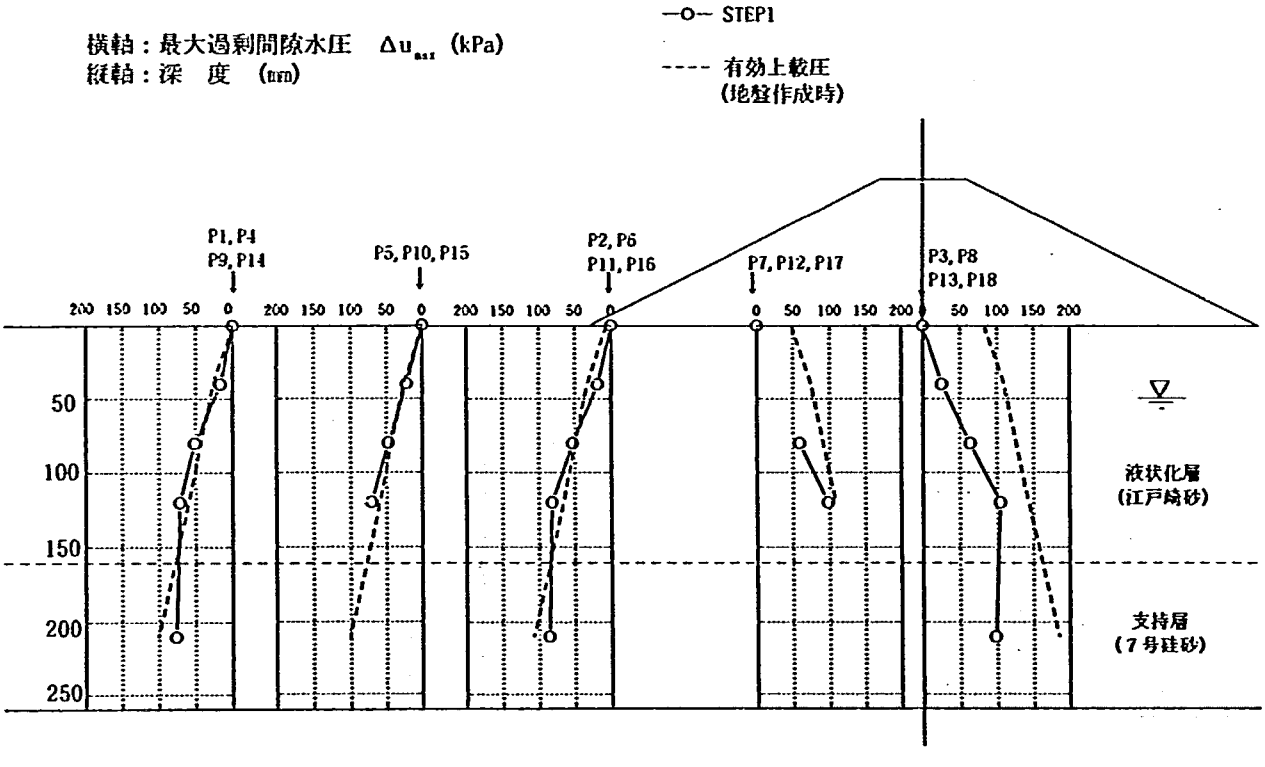


図 4·2·1(n)　最大過剰間隙水圧の分布（11-14）

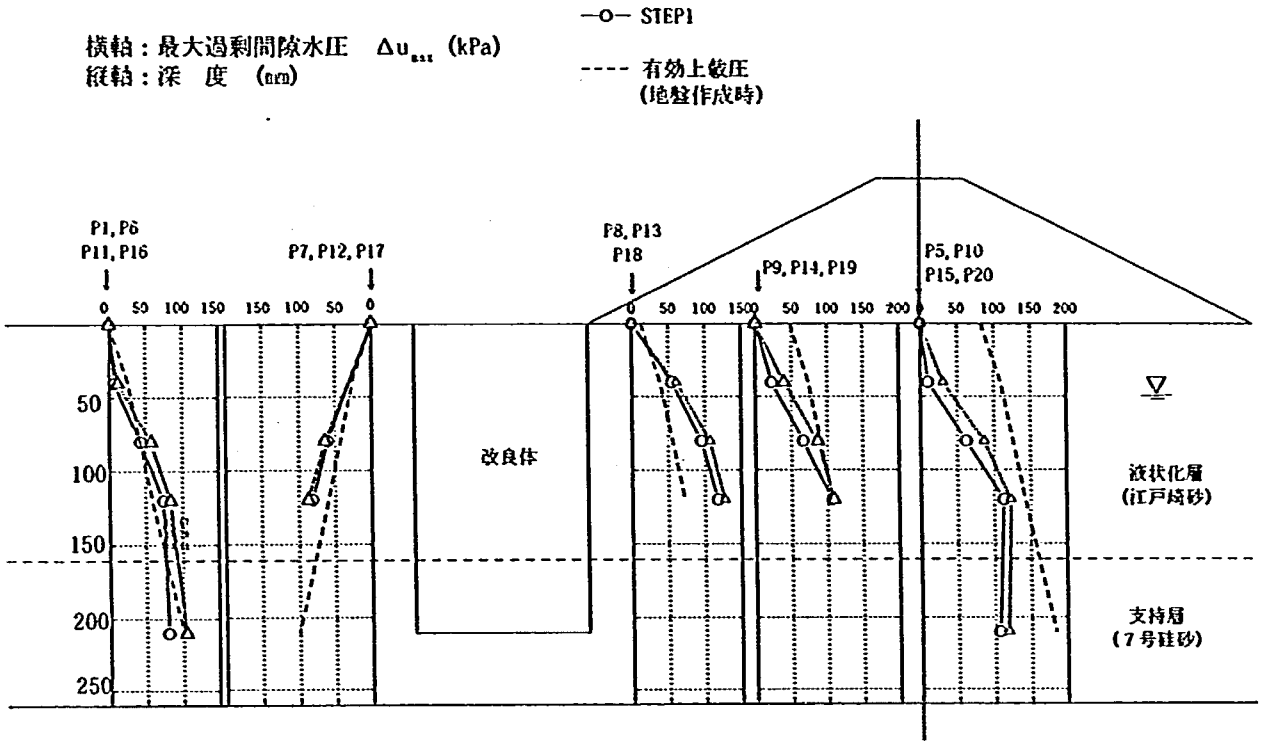


図 4-2-1(o)　最大過剰間隙水圧の分布（11-15）

間隙水圧は排水による水圧消散が生じない限りその密度や土質によらず、直上の液状化層内の過剰間隙水圧と同程度かそれ以上まで上昇することを示している。

図 4-2-2 はケース 11-14、11-15 での代表地点における地盤内過剰間隙水圧の時刻歴を示したものである。無対策のケース 11-14 では、硅砂層内の間隙水圧 P1、P2 は前述したように液状化層下部の間隙水圧（P4、P6）ほぼ同程度まで上昇している。また固化体を入れたケース 11-15 では、固化体下の過剰間隙水圧（P3）が水平地盤部（P1）や盛土直下(P5)よりも高くなっている。これは固化体下の間隙水圧が盛土下地盤からの回り込みによって上昇したのではなく、固化体から大きなせん断力が底面付近の地盤に作用した結果、水圧が上昇したものと考えられる。固化体の変位を考える上で固化体下地盤の強度特性の評価は重要であり、この部分の過剰間隙水圧は水平地盤を想定し深度方向に加速度を低減する通常の F_L 法ではなく、固化体からより大きなせん断力が作用することを考慮する必要があるものと考えられる。

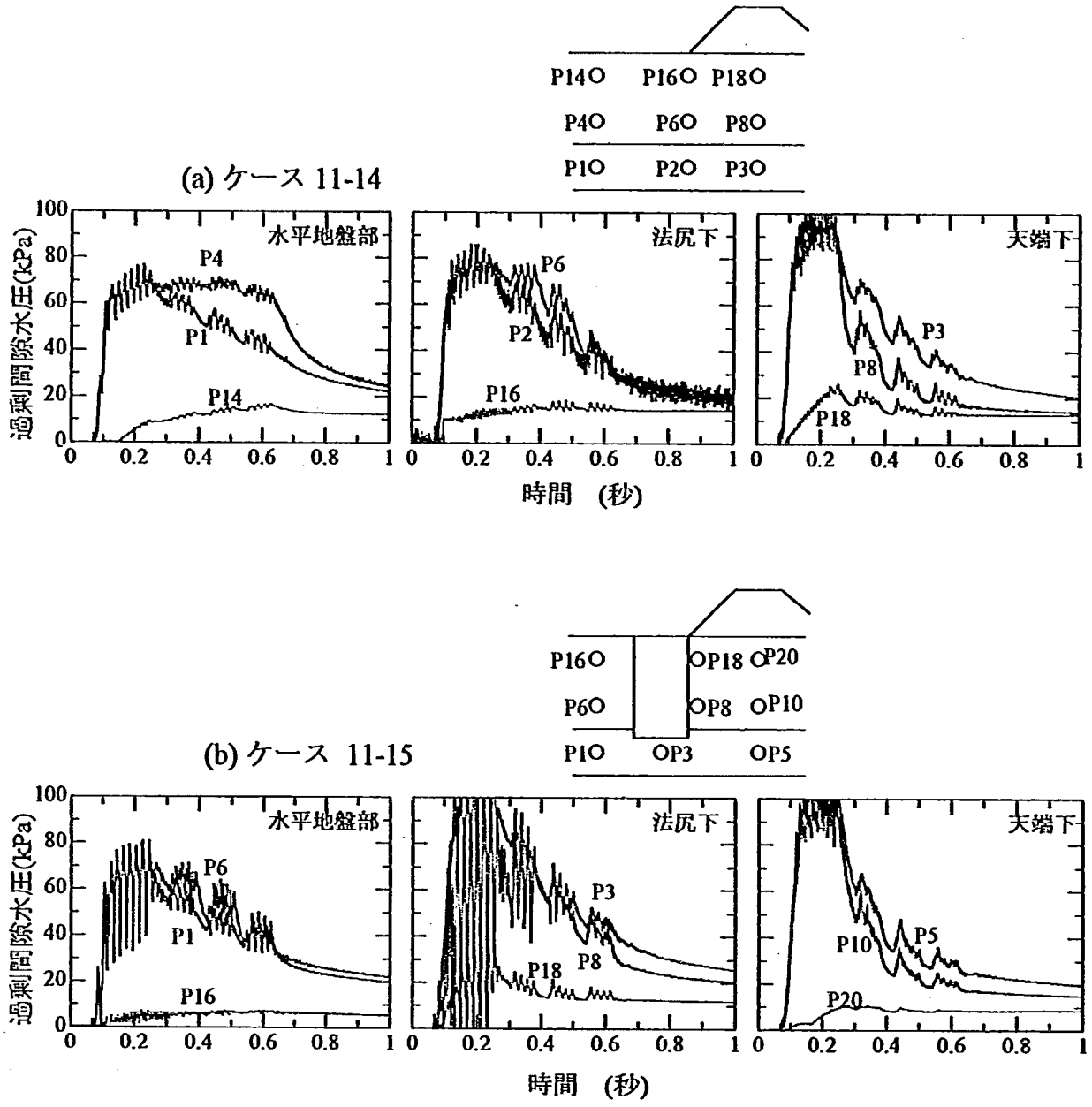
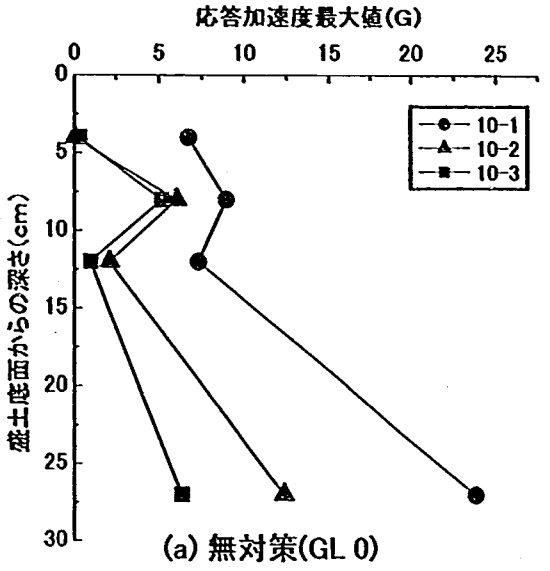


図 4-2-2 固化体あるケース無無対策のケースでの地盤内過剰間隙水圧の比較

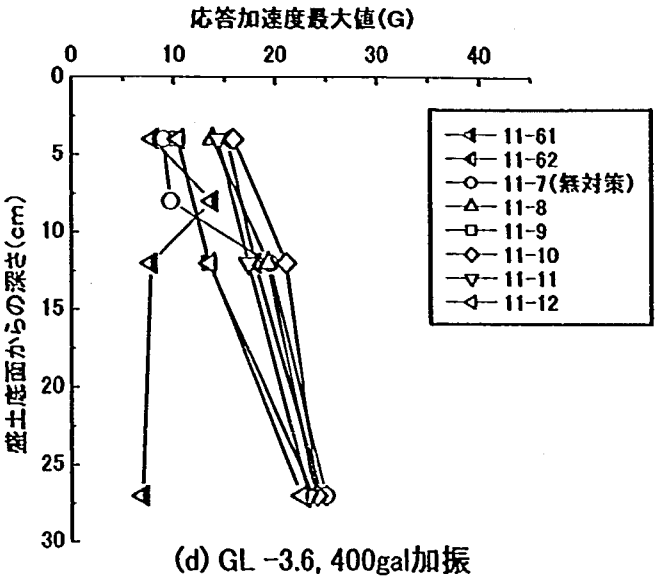
4.2.2 応答加速度

図 4-2-3 は盛土の中心線上の加速度計で計測した地盤内応答加速度の最大値であり、(a)は液状化層密度が小さく無対策、(b)は液状化層密度が大きく地下水位が GL0 で無対策、(c)は地下水位が高い対策効果に関するケース、(d)は地下水位が低く 400gal、(e)は同じく地下水位が低く 250gal 加振のケースである。

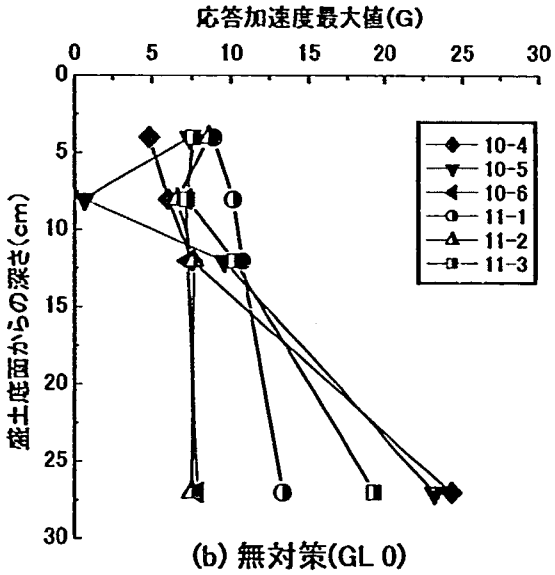
無対策のケース(b)では、入力加速度の大きさや波形、液状化層の密度といった条件が変わっているのにも関わらず、盛土の応答加速度の最大値は 4～11G と変化が比較的小さい。また、入力加速度が大きいほど江戸崎砂層内の応答加速度は小さくなる傾向が見られる。入力加速度が大きくなると応答加速度倍率が低下するのは既往の実験（古賀ら(1994)）においても報告されている。



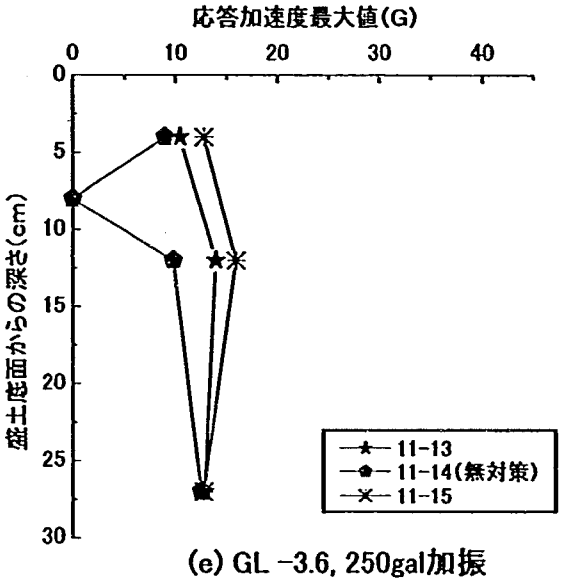
(a) 無対策(GL 0)



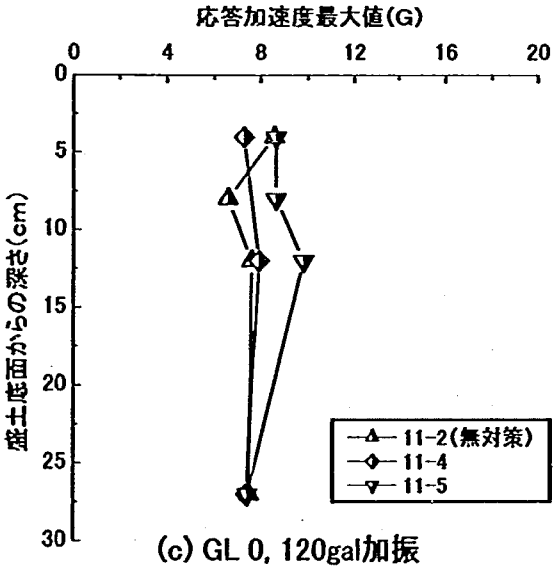
(d) GL -3.6, 400gal加振



(b) 無対策(GL 0)



(e) GL -3.6, 250gal加振



(c) GL 0, 120gal加振

図 4-2-3 盛土中心線上での最大応答加速度の分布

図 4-2-4 は地盤内の最大応答加速度を示したものである。対策工のあるケースでは無対策のケースと比較して盛土の応答加速度が大きくなっている。この傾向は、改良体幅の広いケース、改良体根入れ深さの大きなケースで特に顕著である。改良体を入れたケースでも地下水位の高い 11-4、11-5 では盛土の応答加速度に無対策のケースとの大きな差は見られない。また、固化体の応答加速度は何れのケースにおいても概ね入力加速度と同程度である。固化体が入力と同程度の加速度で振動することを考えると、固化体と非液状化層で三方を囲まれた盛土下地盤は無対策のケースよりも加速度が大きくなるが、固化体を入れることにより特に固化体近傍での過剰間隙水圧が上昇し有効応力が低下するため固化体の振動が盛土まで伝わりにくくなる。その結果地下水位が高く地表面まで液状化するケースでは盛土の応答加速度が無対策のケースと比較して顕著に増加することはない。しかしながら地下水位が低く地表に不飽和層があるケースでは、固化体の振動がこの不飽和層を通じて直接盛土に伝わるため、盛土の応答加速度は大きくなるものと考えられる。多くの場合、地下水位は地表面以下であることを考えると、固化改良を行うことによって盛土の応答加速度は対策前よりも増加することが想定される。

改良体の応答加速度に着目すると、支持層が硅砂のケースでは改良体の応答加速度倍率は何れのケースでも 1 より大きくなっているのに対し、粘土のケース（11-9、11-12）では応答加速度倍率は 0.5～0.8 と小さくなっている。また、改良体幅の小さなケースの方が幅広のケースよりも応答倍率が大きくなっており、幅の小さなケースでは改良体のロッキング運動により加速度が増幅していることがわかる。

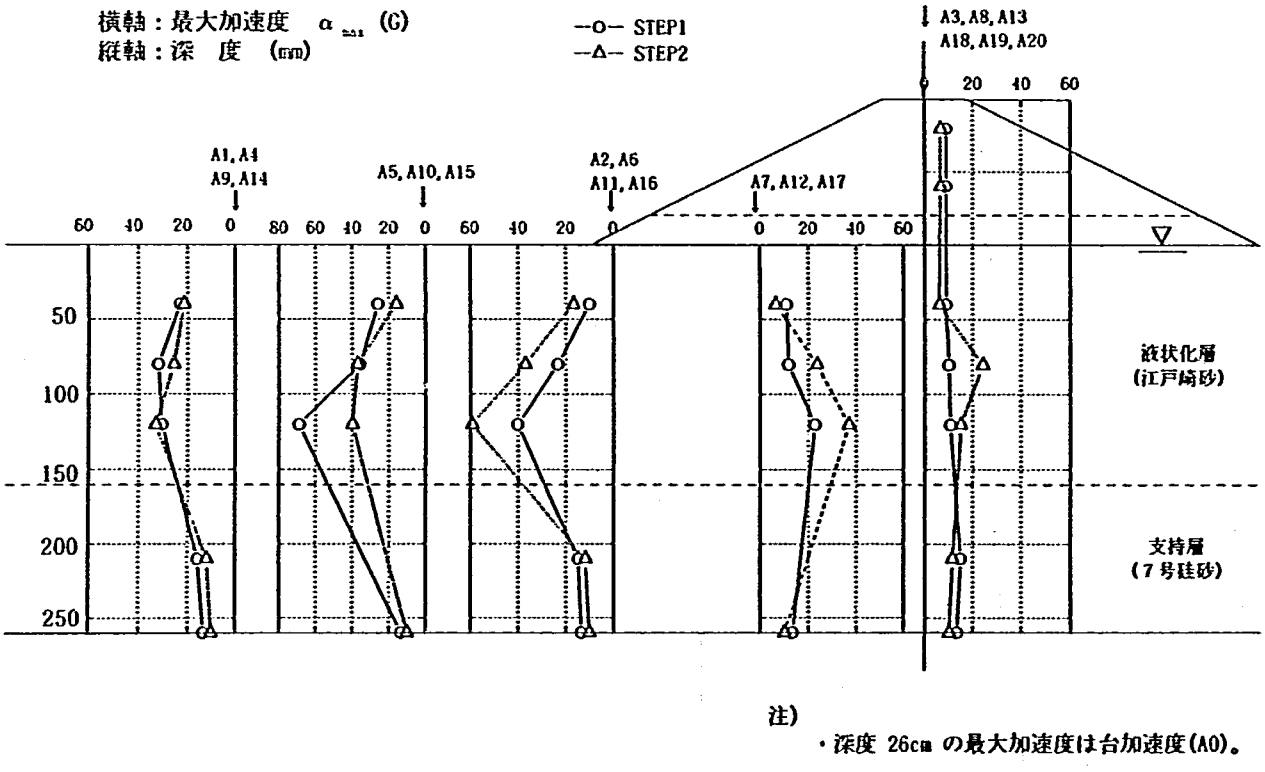
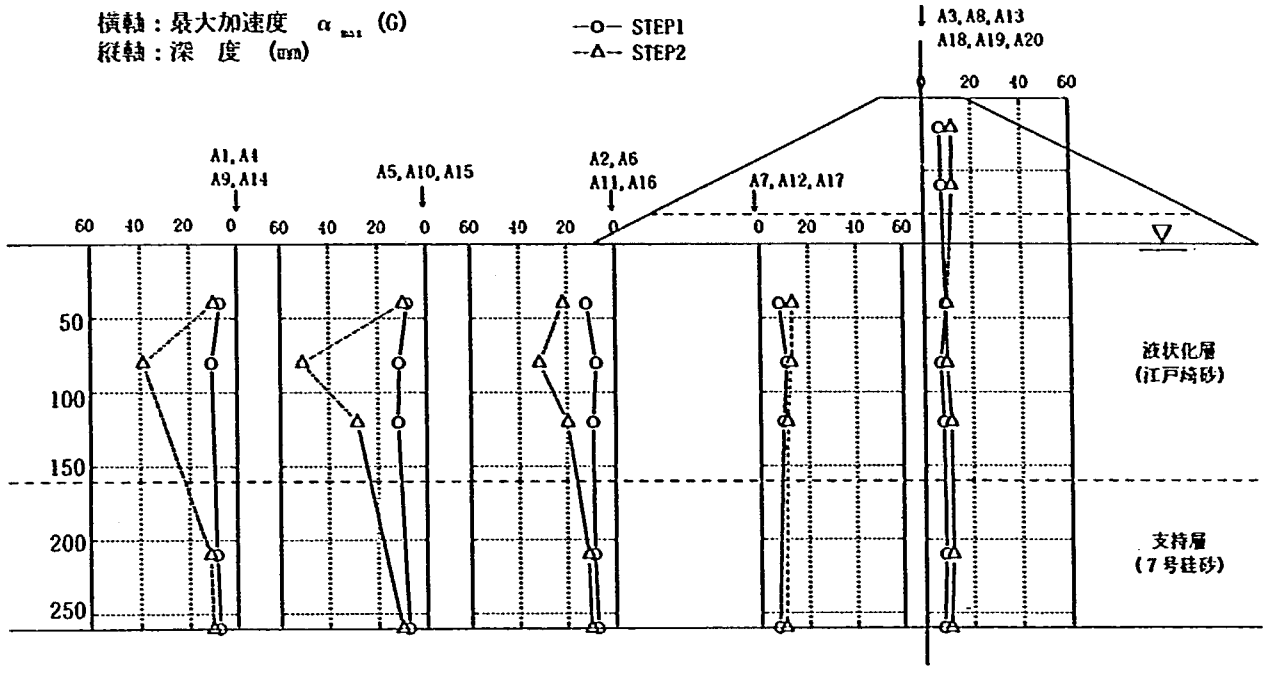


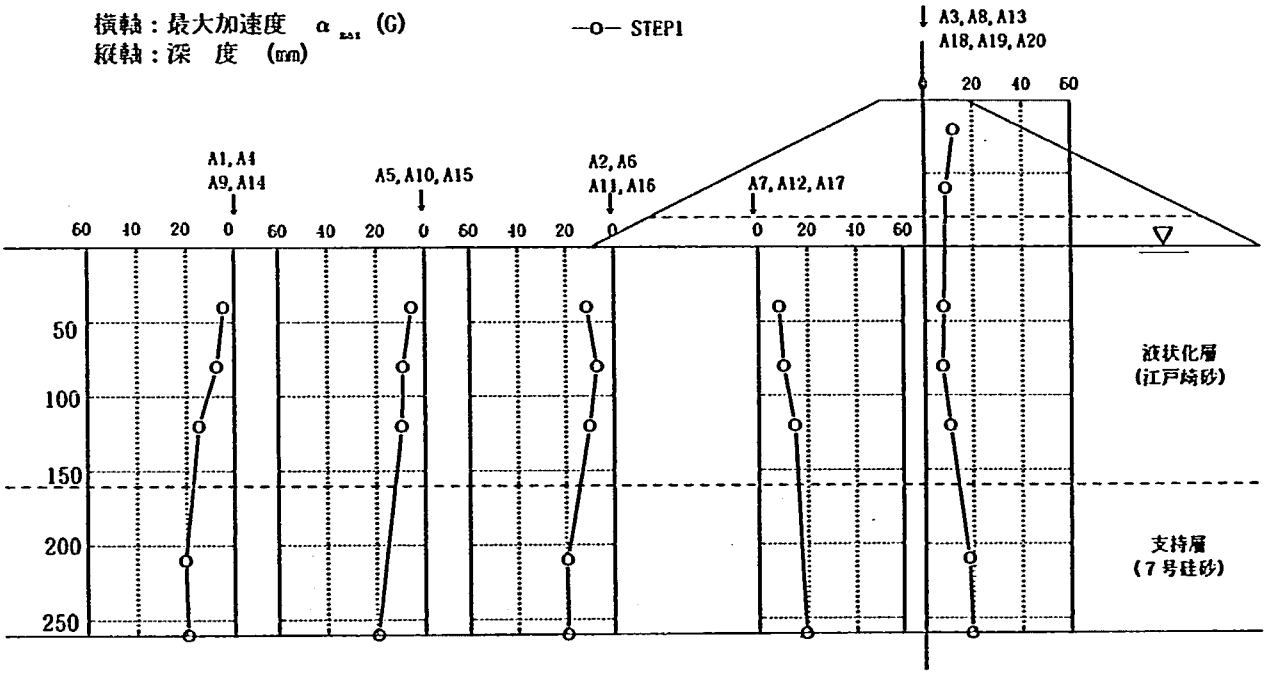
図 4-2-4a) 最大加速度の分布（11-1）

＜最大加速度分布＞



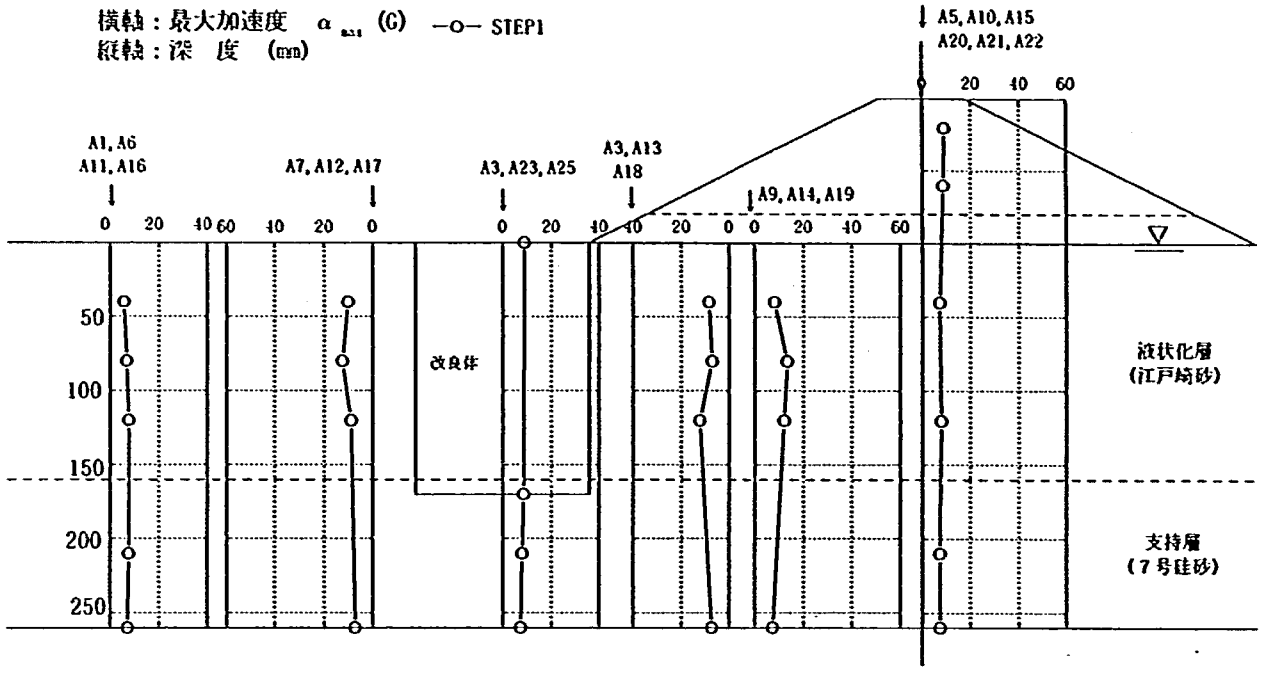
注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4-2-4(b) 最大加速度の分布 (11-2)



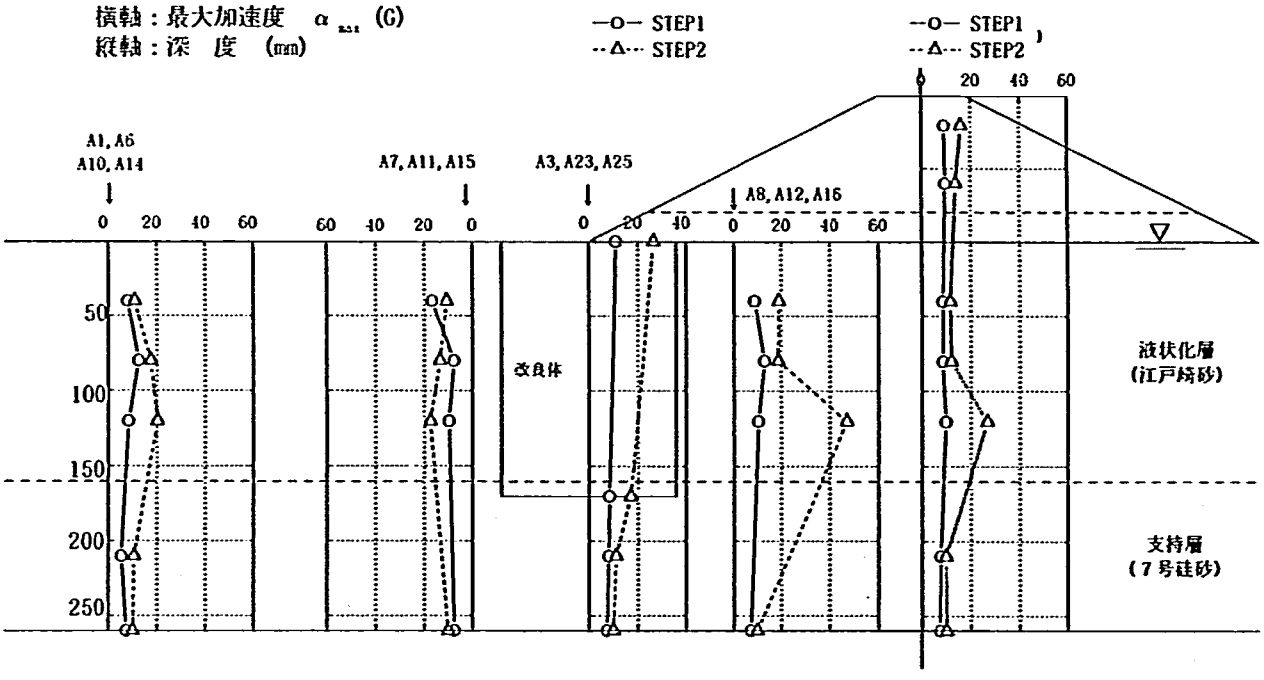
注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4-2-4(c) 最大加速度の分布 (11-3)



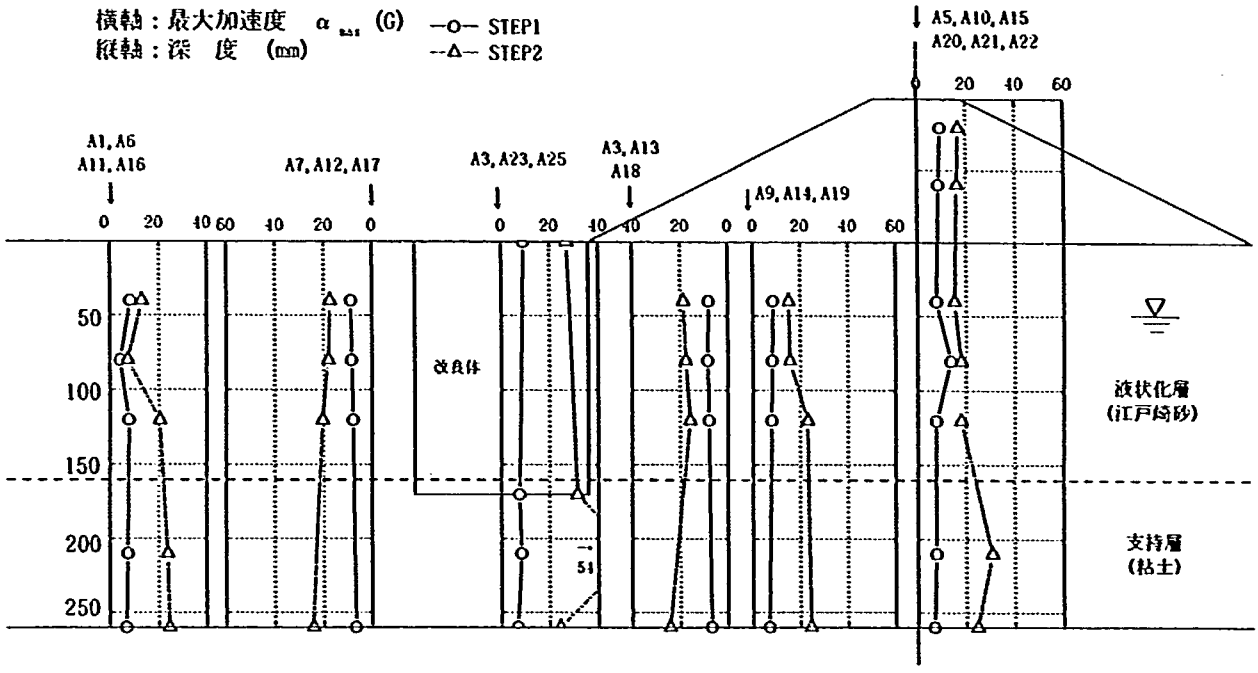
注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4-2-4(d) 最大加速度の分布 (11-4)



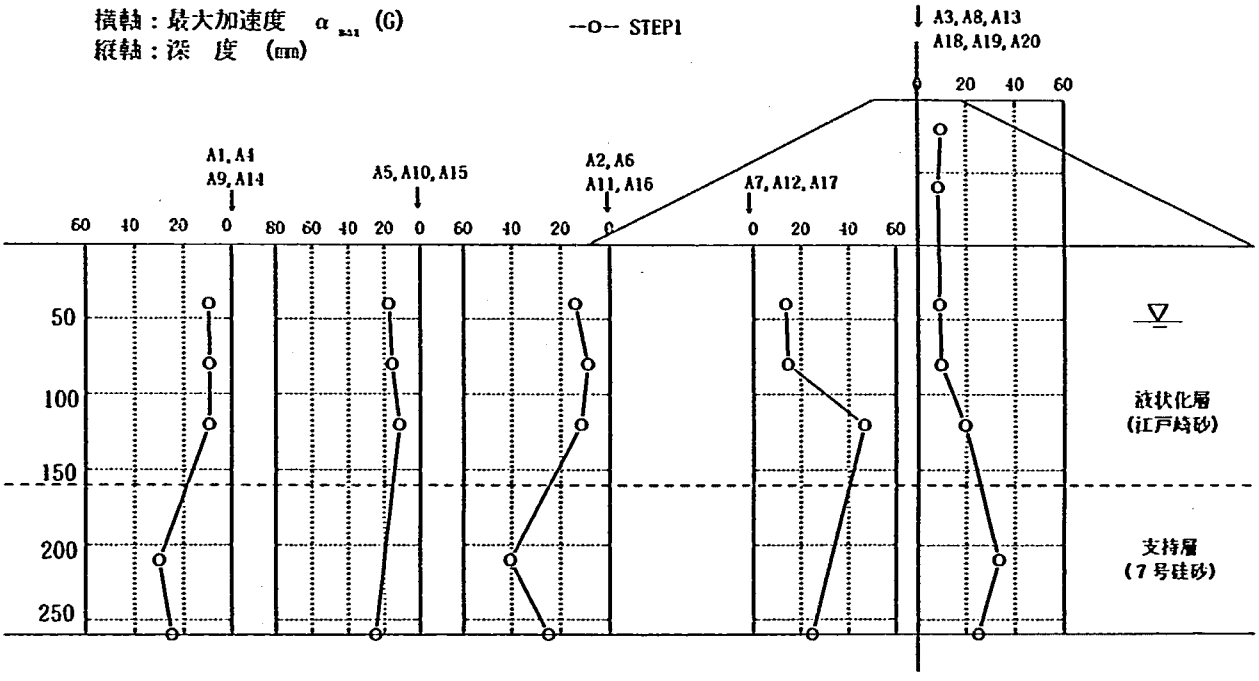
注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4-2-4(e) 最大加速度の分布 (11-5)



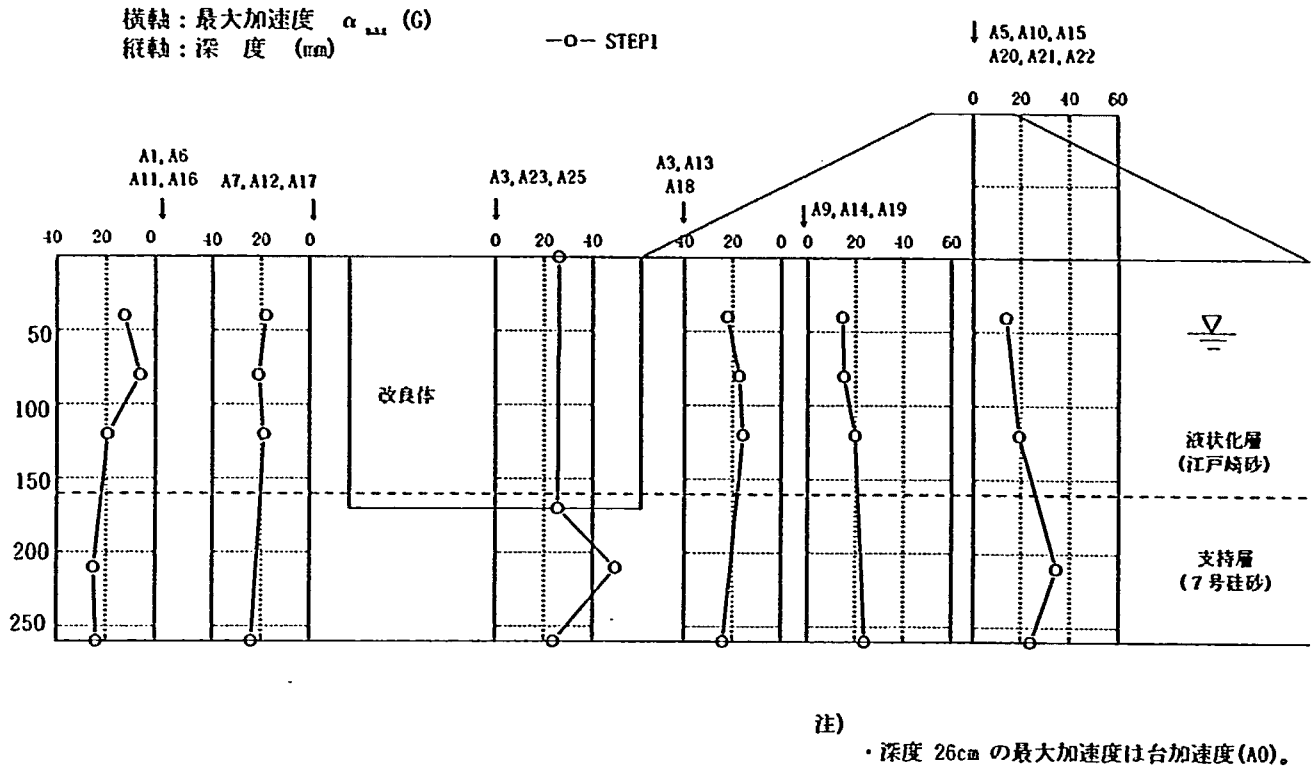
注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4·2·4(f) 最大加速度の分布 (11·6 step2)



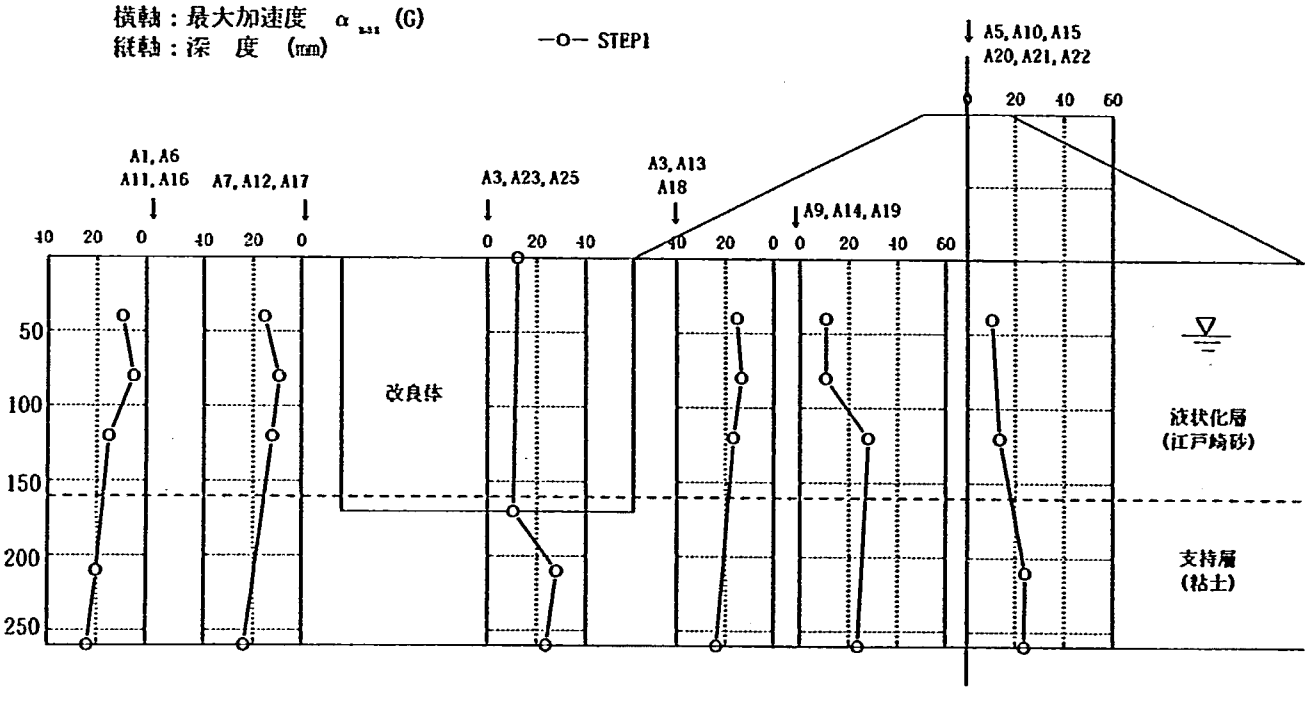
注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4·2·4(g) 最大加速度の分布 (11·7)



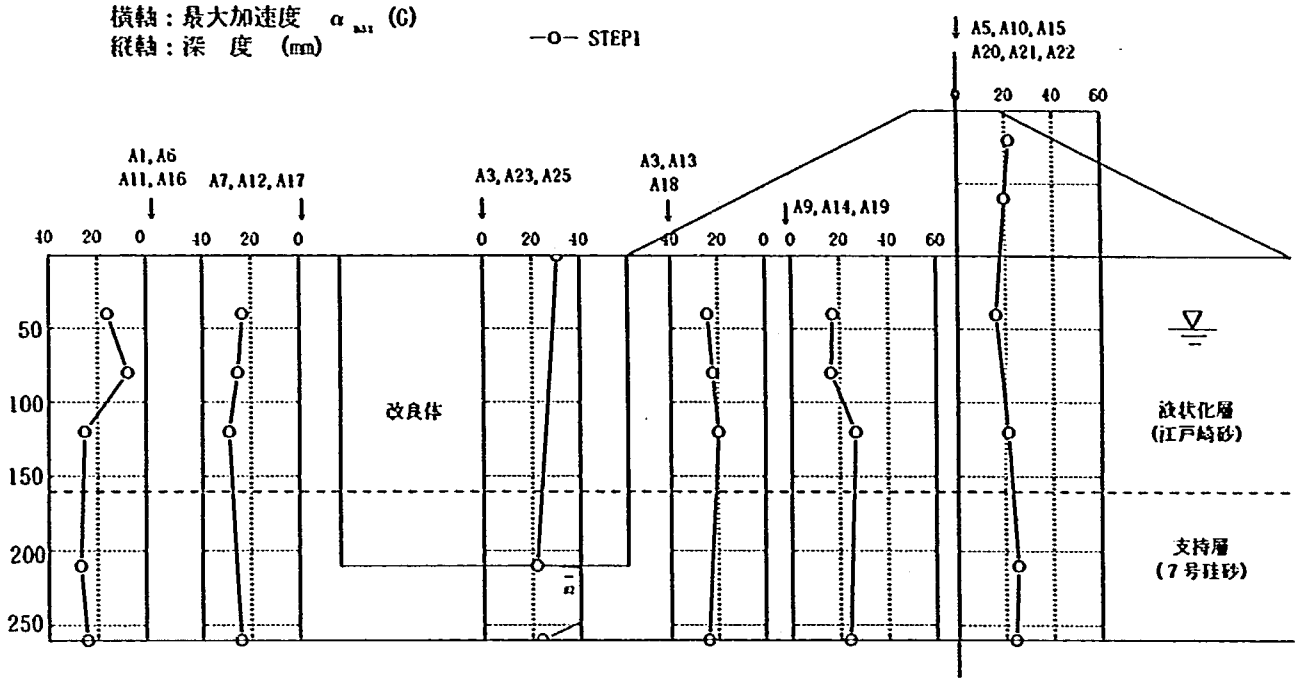
注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4·2·4(h) 最大加速度の分布 (11·8)



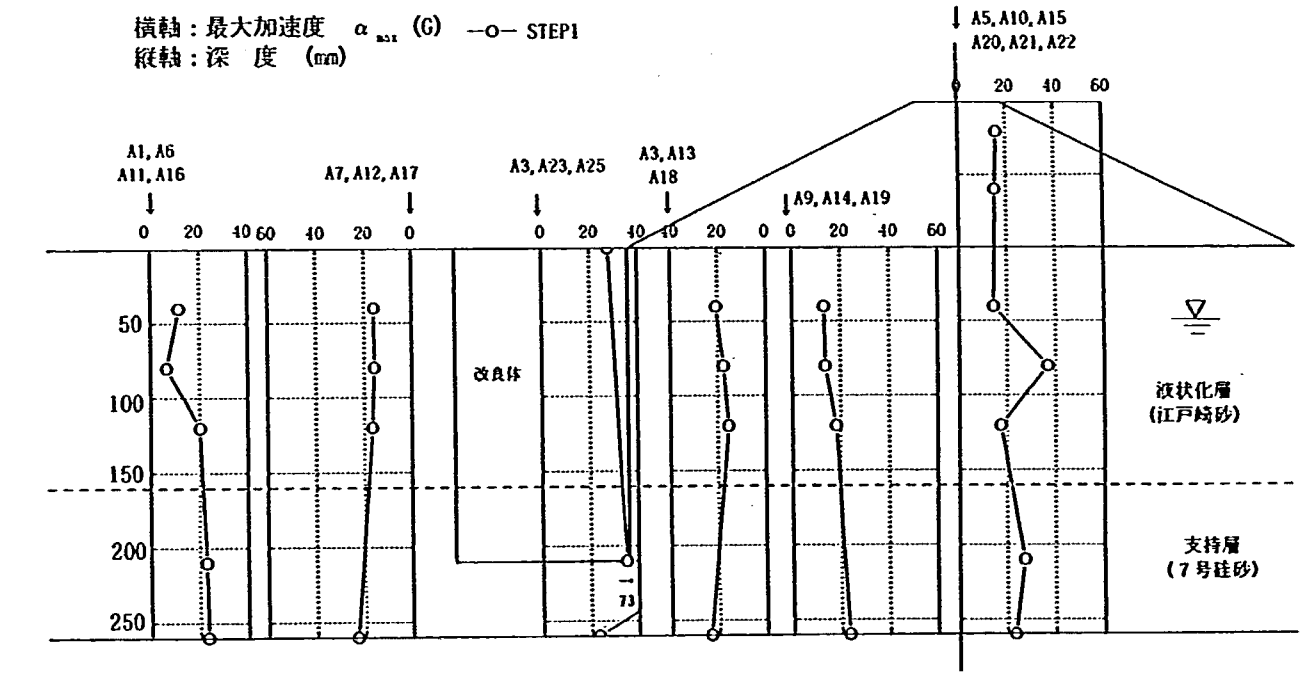
注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4·2·4(i) 最大加速度の分布 (11·9)



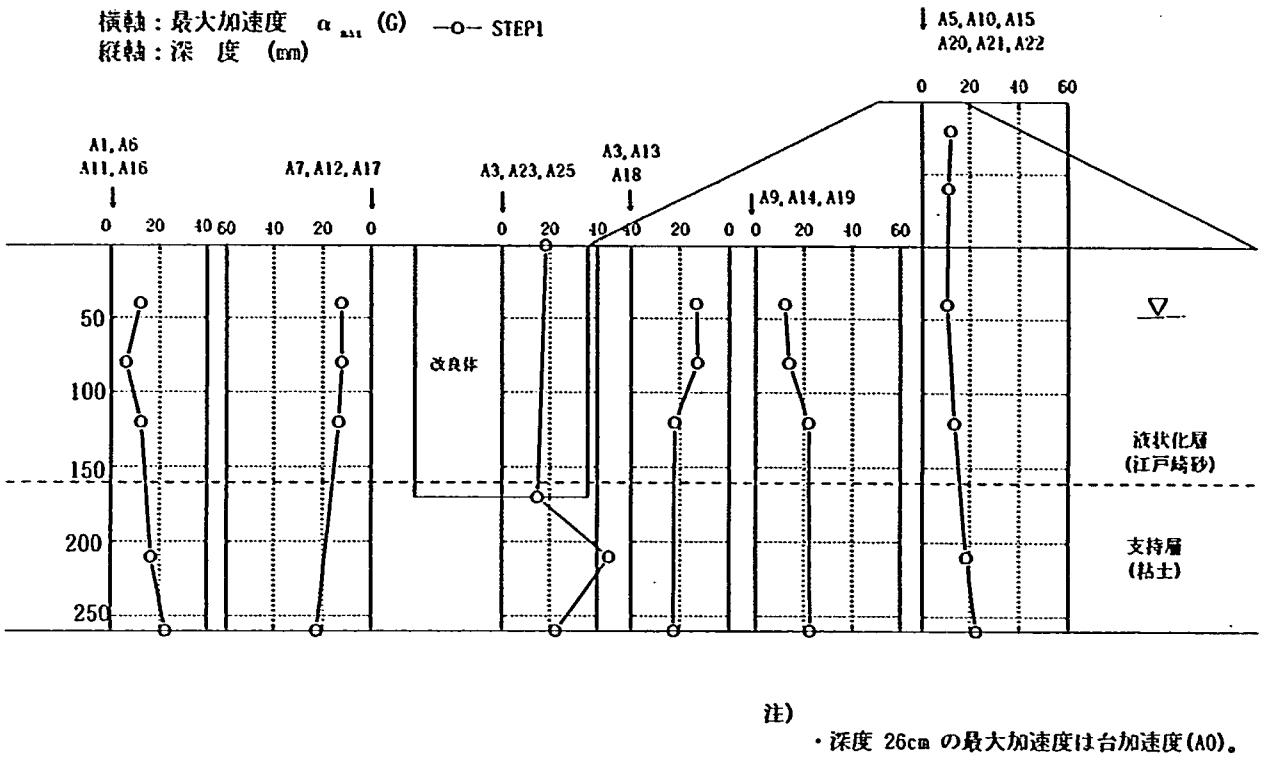
注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4·2·4(j) 最大加速度の分布 (11·10)



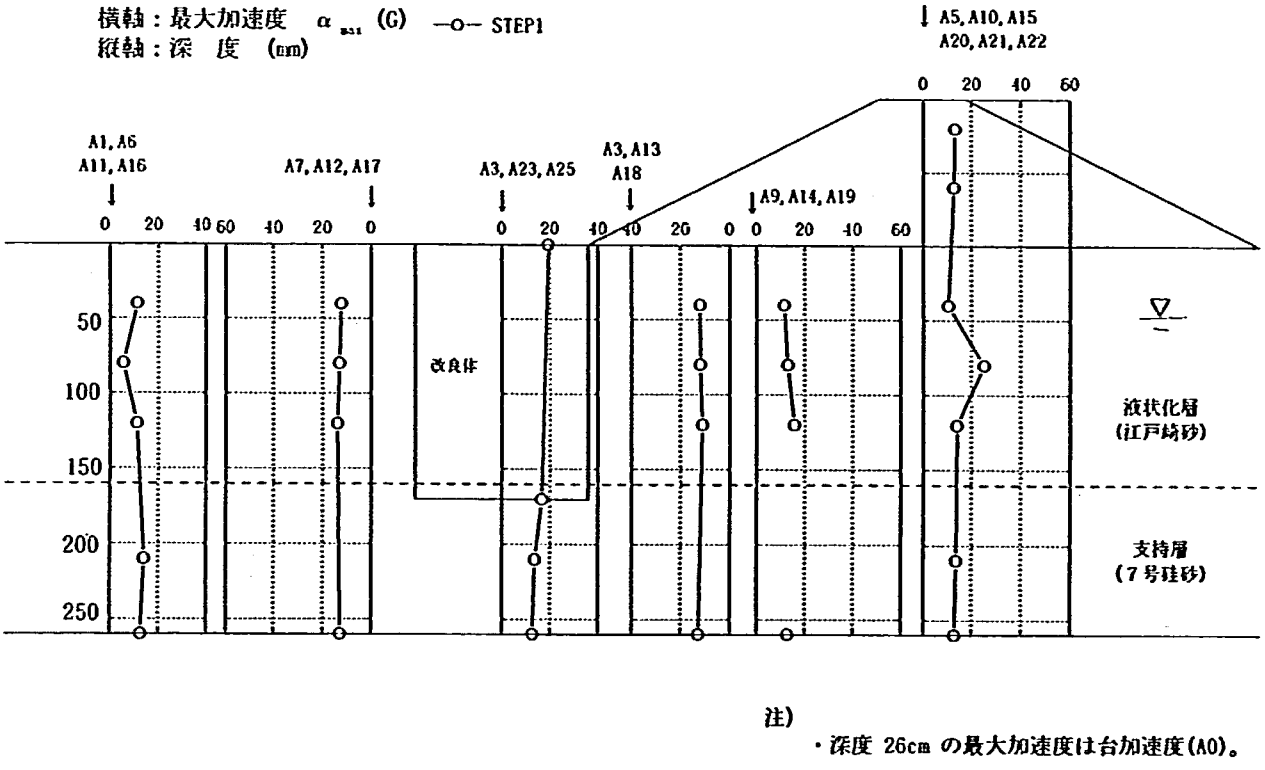
注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4·2·4(k) 最大加速度の分布 (11·11)



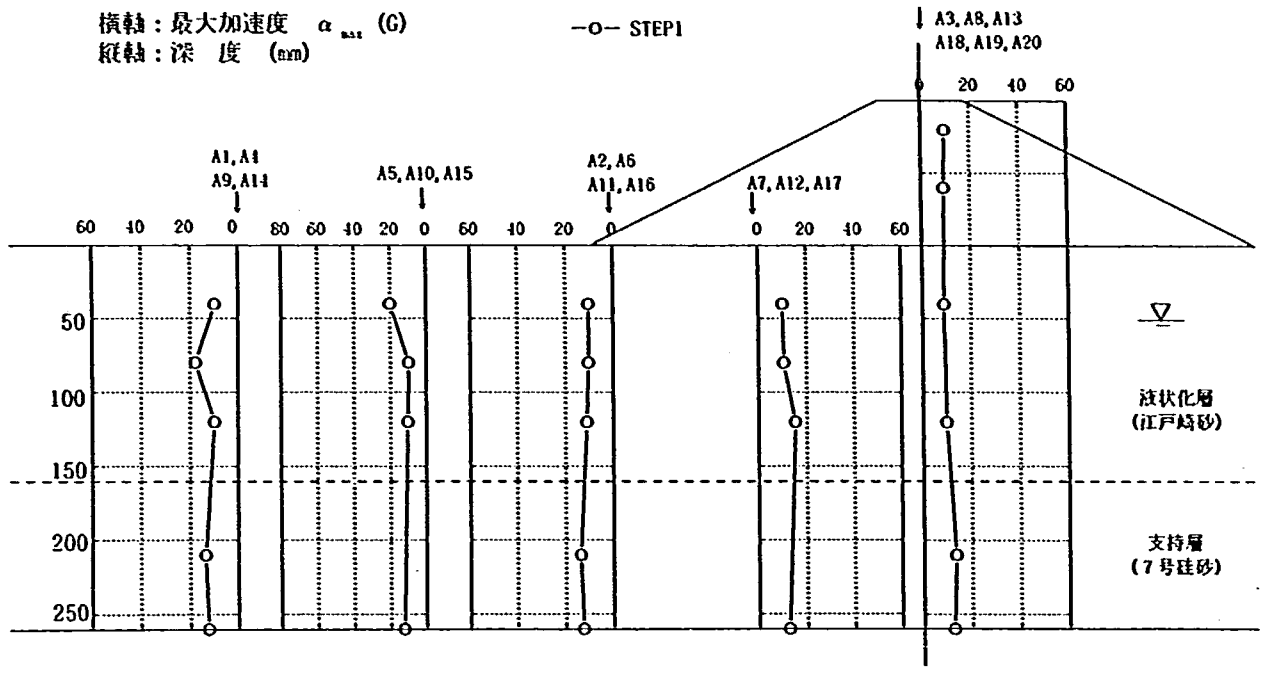
注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4-2-4(l) 最大加速度の分布 (11-12)



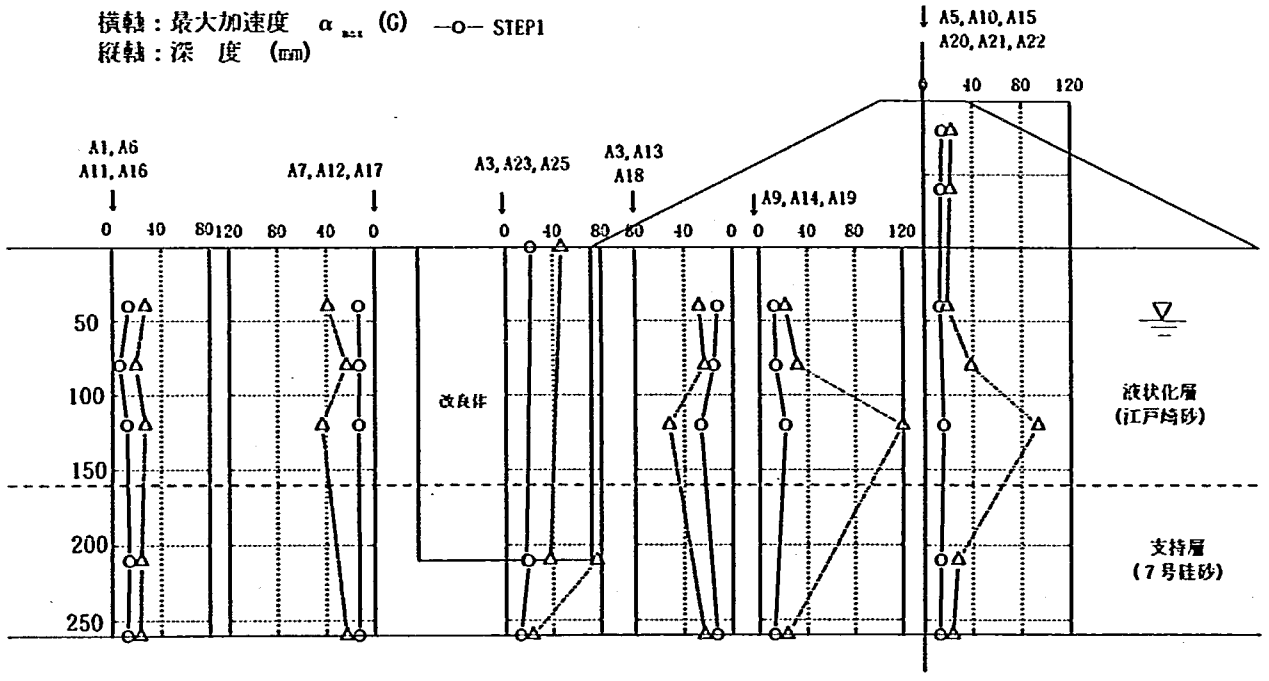
注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4-2-4(m) 最大加速度の分布 (11-13)



注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4-2-4(n) 最大加速度の分布 (11-14)



注)
・深度 26cm の最大加速度は台加速度(A0)。

図 4-2-4(o) 最大加速度の分布 (11-15)

4.2.3 地盤の変形状況

加振前後のメッシュのスケッチを図 4-2-5 に示す。図の(d)は地下水位が高く法先に固化体を設置した 11-4、(e)は法面下に設置した 11-5、(f)は地下水位が低く法先に設置した 11-6 の変形状況である。前述したように、固化体を入れることにより固化体内側付近で過剰間隙水圧が上昇し、特に地盤浅部の有効応力が低下し弱部となる。地下水位の高い 11-4、11-5 ではこの弱部付近が盛り上がるように変形している。これらのケースでは固化体が側方変位を拘束しても土がこの弱部から押し出されてしまうので、固化体による変形拘束の効果は大きくない。実際、次節で述べるように 11-2（無対策）と 11-4、11-5 の３ケースでは、盛土の天端沈下量には明確な差は見られなかった。11-5 では改良体を盛土内側に設置し、盛土の上載圧による弱部での盛り上がり変形抑制効果が現れることを期待したが、明確な効果は見られなかった。

地下水位が低い 11-6 では地表面に不飽和層が存在するので、固化体内側の法先下部分に弱部が生じることはなく、法先下地盤が盛り上がるような変形は生じていない。

地下水位以外の地盤条件が同じで、入力加速度の大きさが異なるケース 11-4 と 11-6 の地盤の変形状況を比較すると、4-1-3 節で無対策のケースについて述べた次のことが固化体を入れたケースでも言える。すなわち、加振加速度が小さなケースでは地表面付近のせん断変形が卓越し、江戸崎砂層の深部での変形は小さいが、加振加速度が大きくなるとせん断変形の大きな領域は江戸崎砂層深部に集中する。

4.2.4 盛土の沈下量

各ケースの盛土の沈下量を図 4-2-6 に示す。図中には盛土天端、のり面中央、盛土中央底面、及び水平地盤部の沈下量が示してあり、何れも加振直前の盛土高さで正規化してある。

地下水位が高く 120gal 加振のケース 11-2（無対策）、11-4、11-5（固化体有り）の天端地下量を比較すると、法先に固化体を設置した 11-4 では無対策と天端の沈下量がほぼ等しく、天端沈下量の低減を目的とした対策の効果が全く現れていない。また、法面下に固化体を設置した 11-5 でも天端沈下量は約 20%程度減少しただけであり、対策の効果は小さい。これは固化体を入れることによって盛土直下地盤の過剰間隙水圧が増加し、特に固化体内側の地盤浅部が弱部となって変形しやすくなるためである。

Adalier ら(1998)は法先をセメント固化改良した模型、あるいは矢板を打設し矢板頭部をタイロッドで結んだ模型の遠心模型実験を行い、基礎地盤の液状化による盛土の沈下抑制効果について調べている。彼らの実験でも地下水位は地表面と一致していた。側方流動をほぼ完全に押さえたタイロッド付き矢板でも盛土天端沈下量は無対策の約 55%低減しただけであり、固化改良した模型では約 12%の沈下低減効果しか見られず、本実験結果と大差のない程度の対策効果であった。また法先改良を模し、法先に鉄製のブロックを設置した重力場での振動台実験（動土質研究室(1994)）では、法先改良した３ケースのうち２ケースが無対策の実験よりも天端沈下量が大きくなり、改良による沈下低減効果はほとんど見られなかったことが報告されている。この実験でも地下水位は地表面と一致していた。これより地下水位が高い場合には、法先改良改良では大きな対策効果は期待できない可能性が高いこと

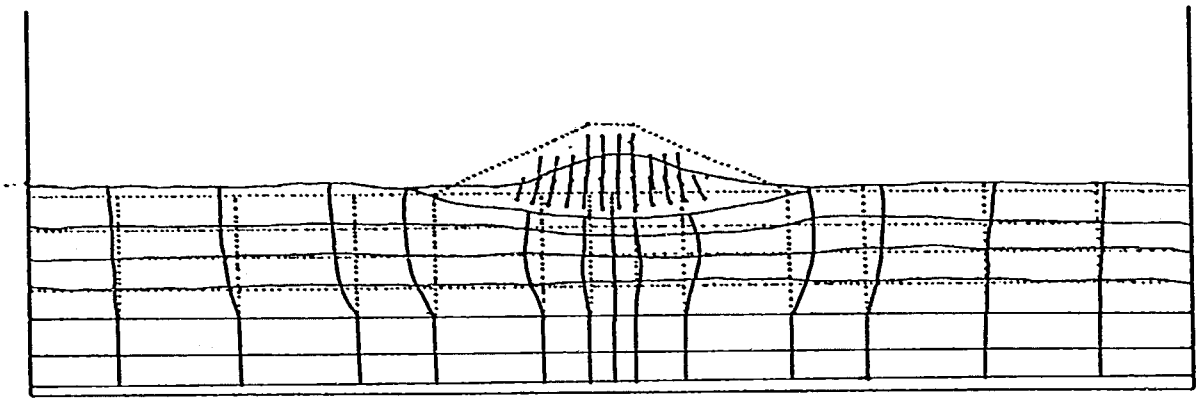


図 4·2·5(a)　加振前後のメッシュのスケッチ（11·1）

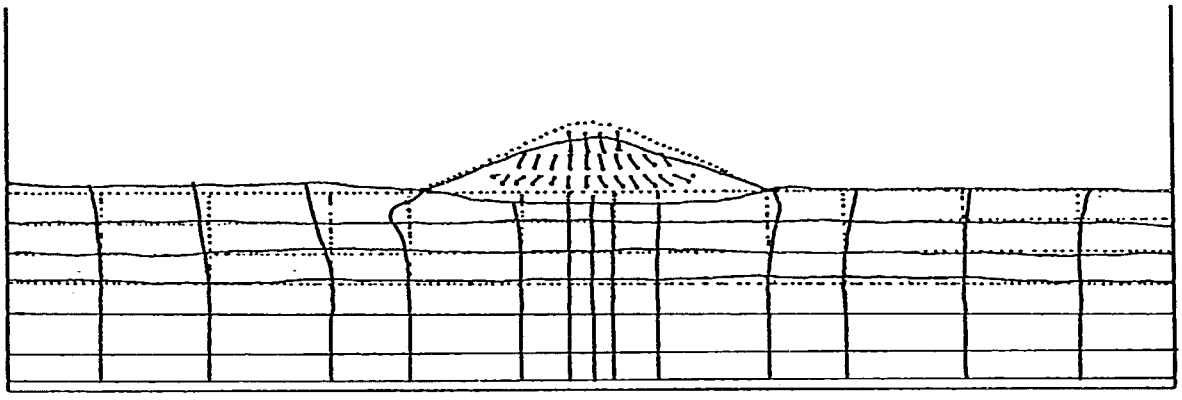


図 4·2·5(b)　加振前後のメッシュのスケッチ（11·2）

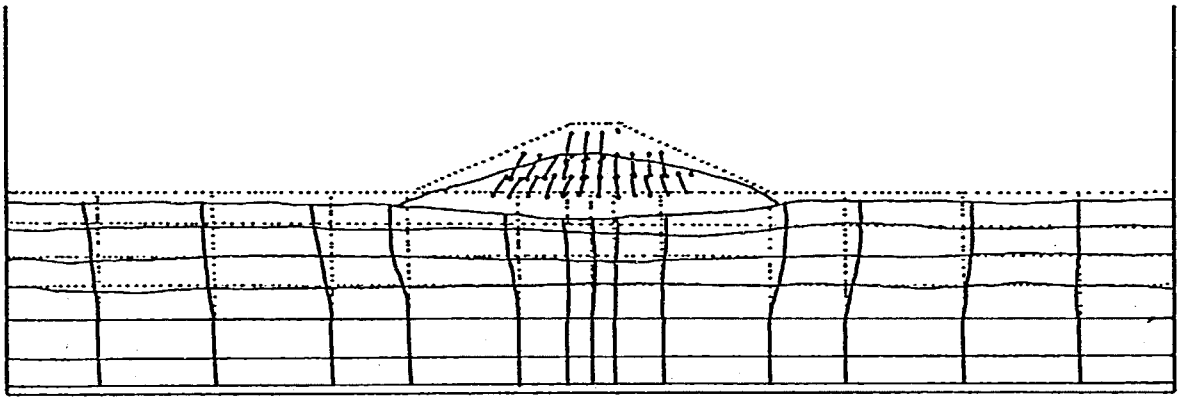


図 4·2·5(c)　加振前後のメッシュのスケッチ（11·3）

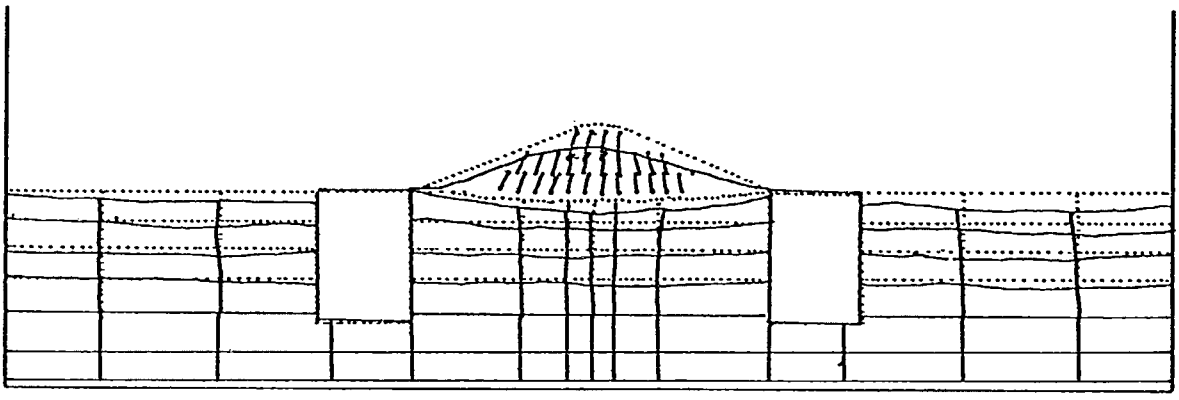


図 4·2·5(d)　加振前後のメッシュのスケッチ（11·4)

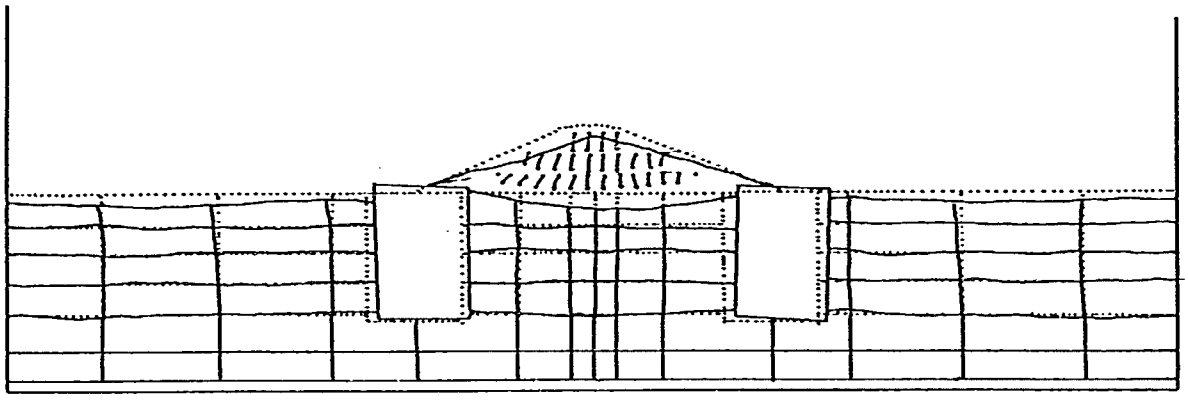


図 4·2·5(e)　加振前後のメッシュのスケッチ（11·5)

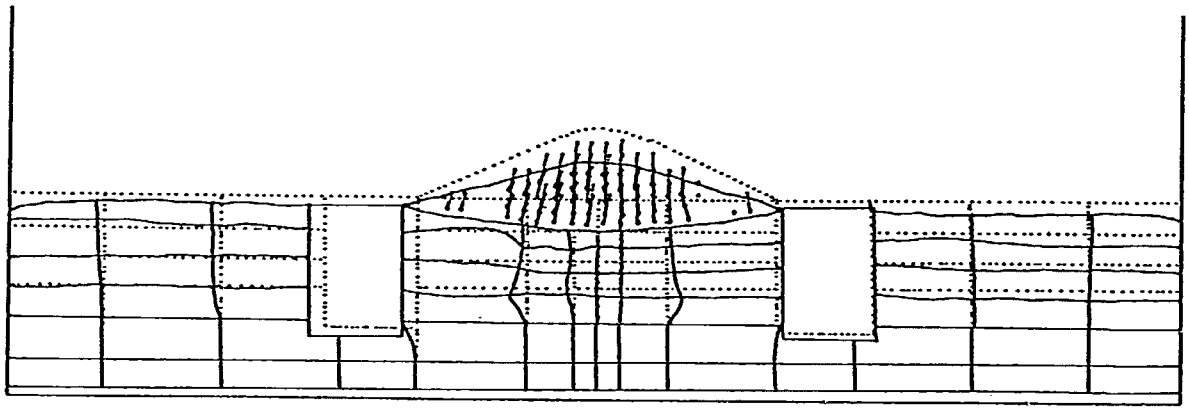


図 4·2·5(f)　加振前後のメッシュのスケッチ（11·6 step2)

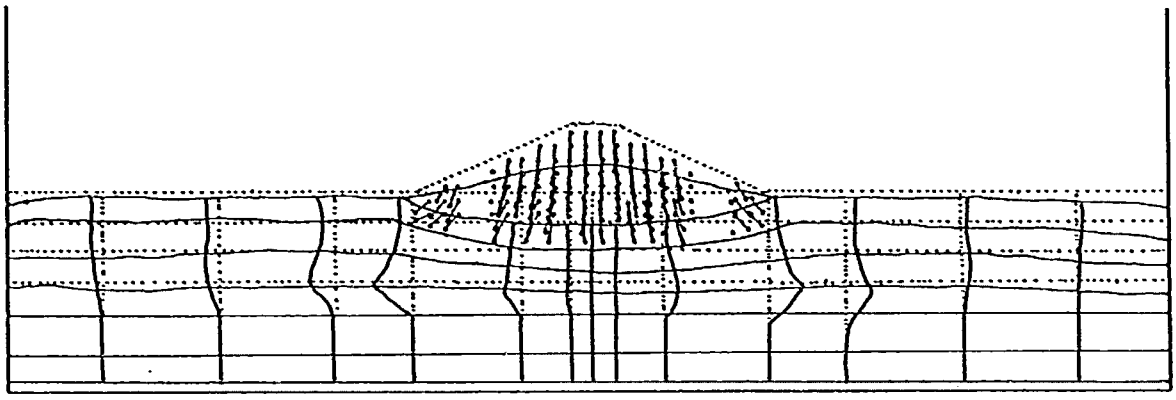


図 4·2·5(g)　加振前後のメッシュのスケッチ（11·7）

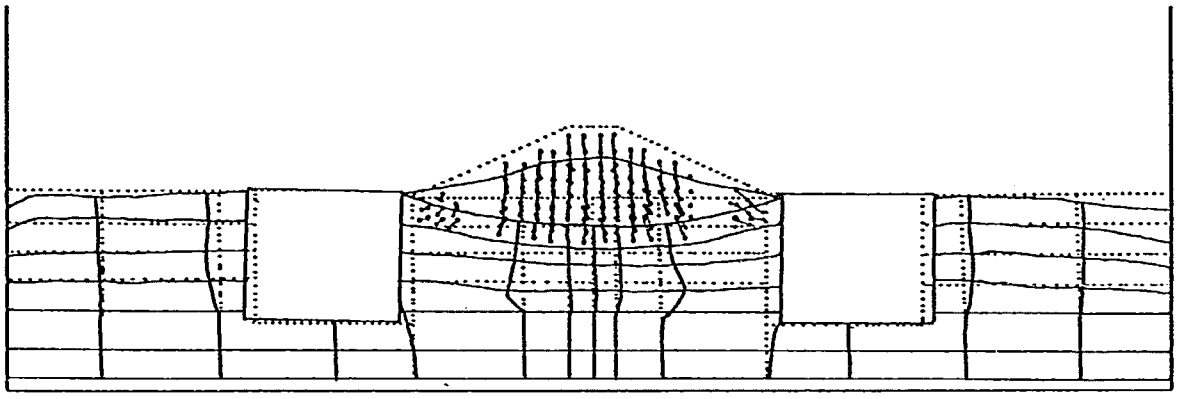


図 4·2·5(h)　加振前後のメッシュのスケッチ（11·8）

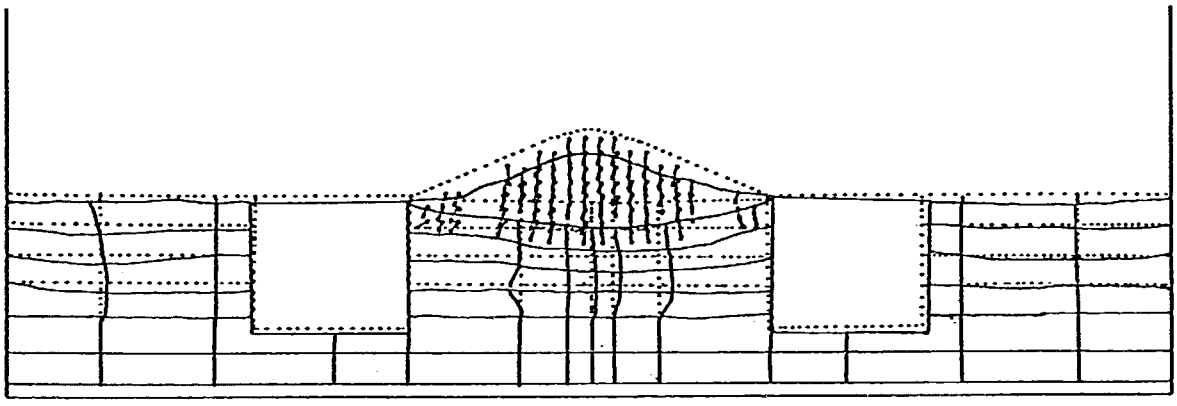


図 4·2·5(i)　加振前後のメッシュのスケッチ（11·9）

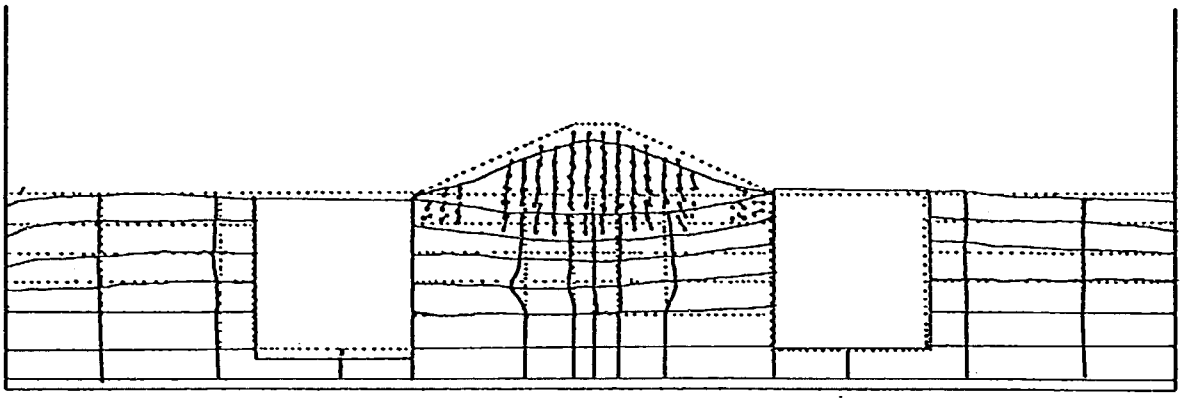


図 4·2·5(j)　加振前後のメッシュのスケッチ（11·10)

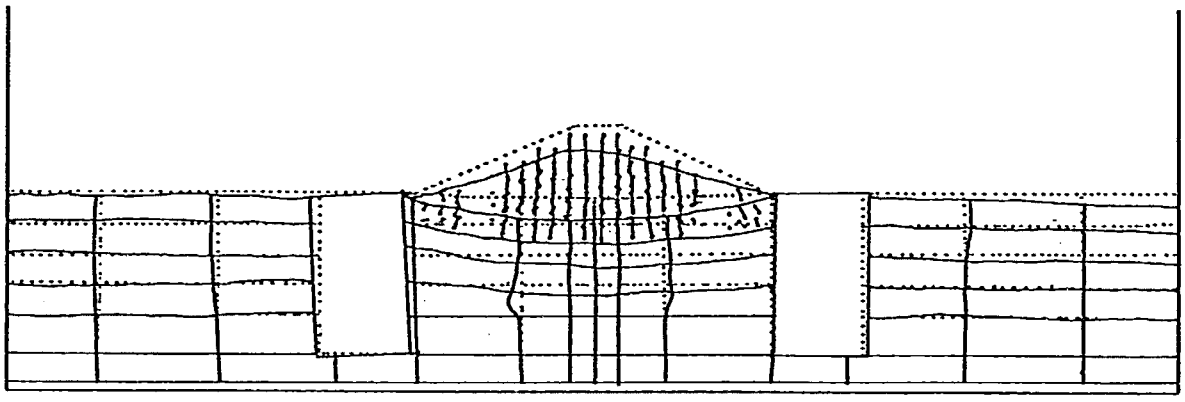


図 4·2·5(k)　加振前後のメッシュのスケッチ（11·11)

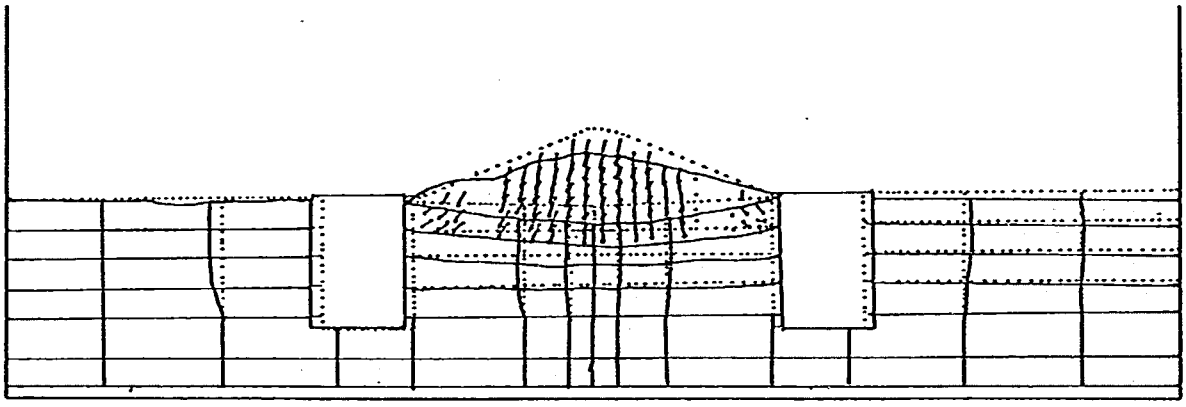


図 4·2·5(l)　加振前後のメッシュのスケッチ（11·12)

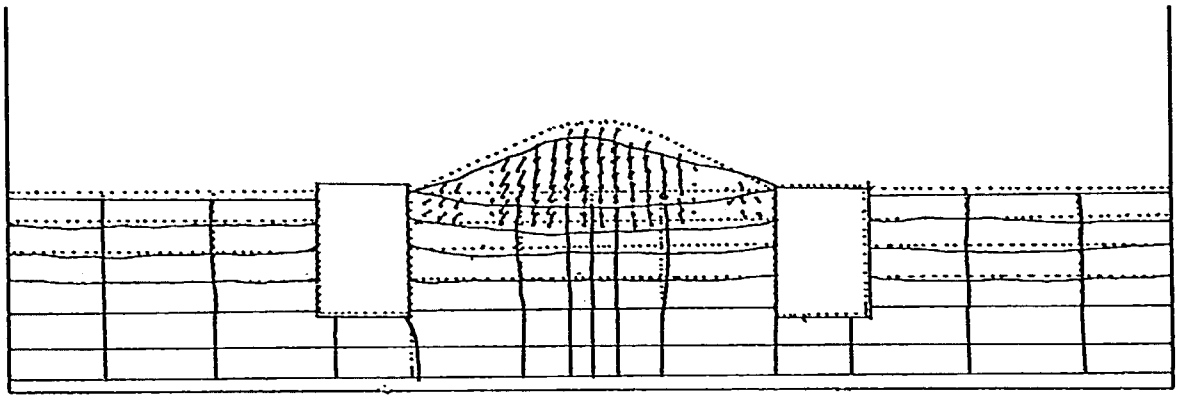


図 4-2-5(m)　加振前後のメッシュのスケッチ（11-13）

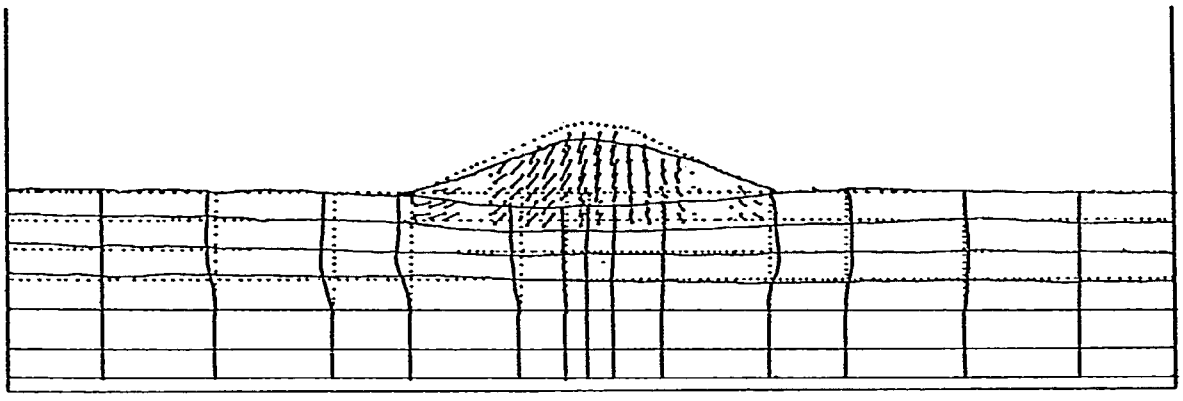


図 4-2-5(n)　加振前後のメッシュのスケッチ（11-14）

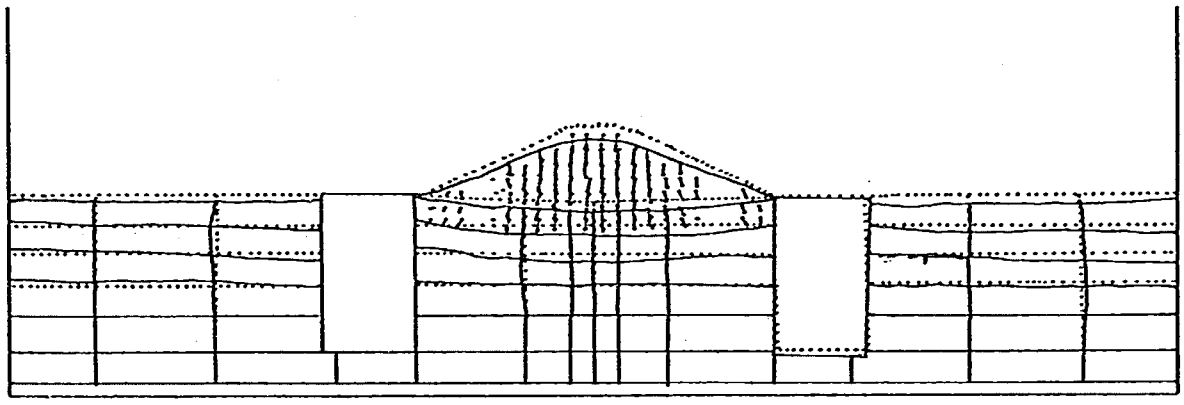


図 4-2-5(o)　加振前後のメッシュのスケッチ（11-15）

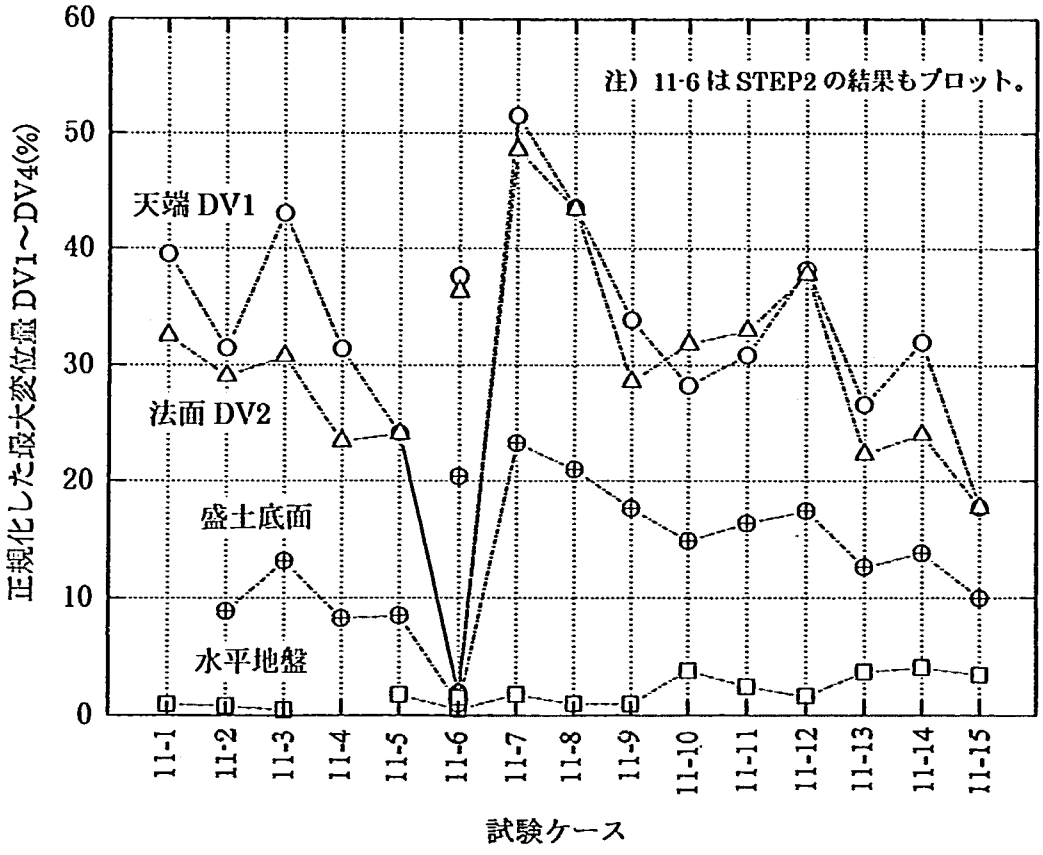


図 4-2-6　各ケースでの盛土の沈下量（ケース 11-1～11-15）

がわかる。

次に、地下水位が低く加振加速度が大きな 11-6～11-12 を比較・考察する。ここでも無対策(11-7)の沈下量を基に、対策による天端沈下量の減少率を対策効果として評価する。硅砂への根入れが小さな 11-6（改良体幅狭）、11-8（幅広）ではそれぞれ約 30%、20%の効果が見られる。硅砂層への根入れが小さく改良体幅の狭い 11-5 で効果がほとんどなかったことを鑑みると、改良条件が同じでも地下水位が低いことにより改良効果が高まることがわかる。なお、幅の狭い 11-6 の方が幅広の 11-8 よりも沈下量が小さくなっているが、この理由としては 11-6 での Step1 加振（加振加速度 7G で地盤は液状化せず、盛土の沈下量は約 1.5mm であった）の影響で地盤が若干密実化したことが考えられる。支持層への根入れが大きなケース（11-10、11-11）及び支持層が粘土のケース（11-9、11-12）ではおよそ 30～45%と、本実験の中では高い改良効果が見られた。

同様に地下水位が低く入力加速度が中程度の 11-13～11-15 を、無対策の 11-14 を基に比較する。改良体幅が狭く根入れの小さな 11-13 での改良効果は約 20%、幅が狭く根入れの大きな 11-15 では約 55%であり、対策効果は加振加速度レベルの影響を強く受けるものではないことがわかる。

盛土のり面の沈下量を見ると、何れのケースも天端と同じか、あるいはやや小さい沈下量となっている。これに対して盛土底面の沈下量は、入力加速度レベルに強く依存している。すなわち、入力加速度の小さな 11-3～11-5 では底面沈下量は天端沈下量の 1/3 程度であり、入力加速度が大きな 11-5～11-12 では天端沈下量の 1/2 程度となっている。これは、地盤の変形モードが大きく影響した結果

である。入力加速度が小さな地盤表面付近の変形（水平変位）が大きなケース（入力加速度が小さいケース）では盛土が水平方向に引き延ばされるような変形状況となっているために、盛土自体の変形による大きな天端沈下が生じ、盛土底面沈下量が天端沈下量に占める割合が小さくなっているためであろう。

4.2.5 盛土下地盤の体積収支

盛土天端の沈下量は、図 4-2-7 に示すように盛土自体の変形によるものと、盛土下地盤すなわち盛土底面の沈下によるものに分けることができる。前者は、②盛土の体積変化によるものと、①盛土下地盤及び底面が水平変位をすることによって盛土が左右に引き延ばされること（盛土のせん断変形）によるものである。また後者は、④盛土下地盤の体積圧縮によるものと、③盛土下地盤が側方に流動することによるものである。以下、これら要因のそれぞれについて影響度合いを述べる。

(1) 盛土自体の変形による天端の沈下量（要因①、②）

前述したように、盛土内には変位計測用のターゲットを設置した。加振前後におけこれらの座標から求めた盛土の水平ひずみ分布の一例を図 4-2-8 に示す。図中の×印がターゲットの初期位置、数字がターゲット間の水平ひずみ(%、圧縮を正)である。加振後の盛土の形状は、底面が下に凸となっており、従って盛土底面で伸びひずみが大きく、天端に近づくとやや小さくなる傾向にあることが想定されるが、図より盛土内のひずみは比較的一様であることがわかる。そこで、加振前後の盛土底面長さの変化を写真から読みとり、盛土の代表的な水平ひずみとした。また、遠心装置回転中し撮影した加振前後の写真から盛土の面積を読みとり、盛土全体の平均的な体積ひずみを求めた。

水平方向のひずみを εx、鉛直方向を εy とすると、$\varepsilon x + \varepsilon y = \varepsilon v$（体積ひずみ）であるから、

盛土の体積圧縮による沈下量＝εv×盛土高さ　　……(4-2-1)

盛土のせん断変形による沈下量＝εy×盛土高さ

＝εx×盛土高さ　　……(4-2-2)

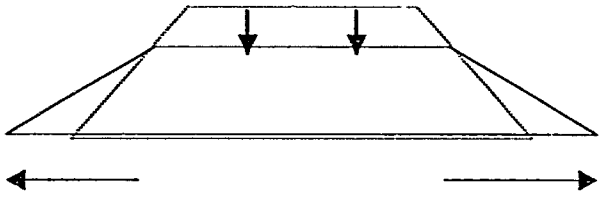
となる。先に求めた εx と εv から式（4-2-1)、(4-2-2）を用いて求めた盛土天端沈下量を図 4-2-9 に示す。

(2) 盛土下地盤の変形による沈下量（③、④）

加振前後に撮影した写真から、側方流動面積と盛土直下地盤の体積ひずみを求めた。ここでいう盛土直下地盤とは、無対策のケースでは法先に設置した鉛直グリッド線と盛土底面に囲まれた江戸崎砂層、固化体を入れたケースでは左右の固化体と盛土底面に囲まれた江戸崎砂層である。側方流動面積変化は、法先のグリッド線あるいは固化体が水平方向に移動した面積とした。加振によって生じた体積圧縮量および側方流動面積を盛土の底部の長さで除したものをそれぞれ③、④として図 4-2-9 に示す。

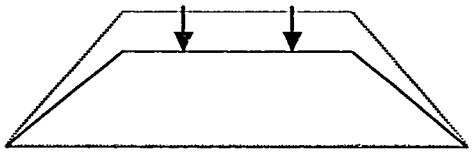
図中には変位計で測定した盛土天端の沈下量も示してある。写真から読みとって求めた①～④の沈下量は、盛土底面が一様に沈下すると仮定していること、及び体積圧縮や側方流動量を写真から読み

①盛土自体のせん断変形による天端の沈下

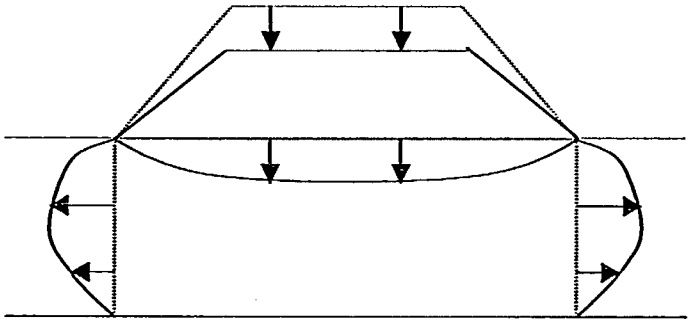


盛土が水平方向に引き延ばされる

②盛土自体の体積圧縮による沈下



③盛土下地盤のせん断変形（側方流動）による沈下量



④盛土下地盤の体積圧縮による沈下量

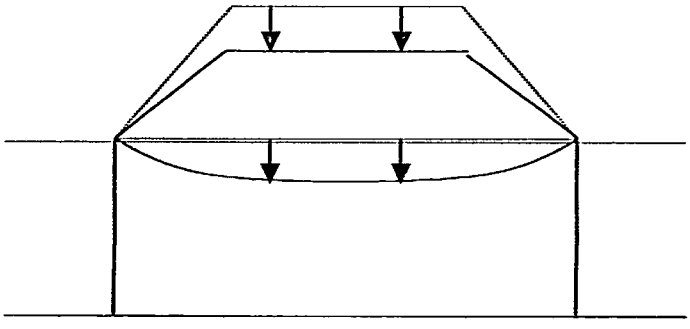


図 4-2-7　盛土天端沈下の要因

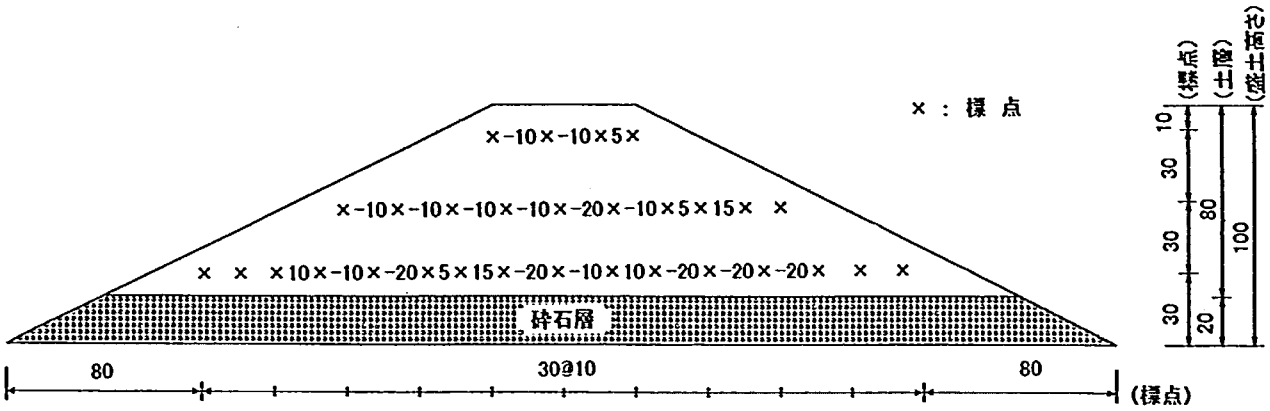


図 4·2·8　盛土の水平ひずみ

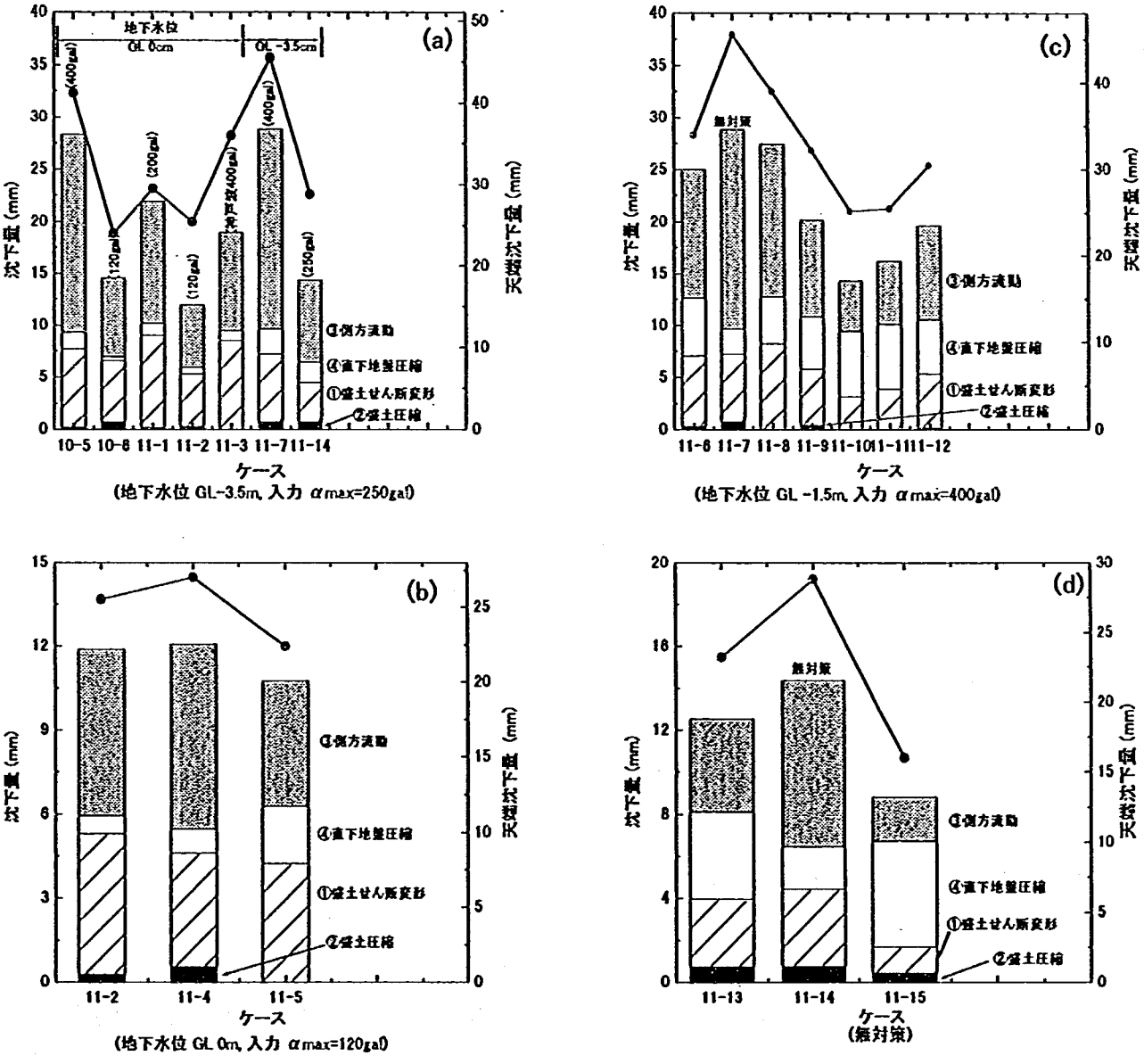


図 4·2·9　天端沈下量に占める各影響要因の度合い

とる際に生じる誤差などにより、天端沈下量と一致するものではないが、棒グラフの高さである①から④の合計沈下量は天端で計測した各ケースの沈下量の大小関係と対応したものとなっている。

図より何れのケースにおいても盛土の体積圧縮による天端の沈下はほとんど生じていないことがわかる。今回の実験では盛土の密度は高く、さらに不飽和状態で見かけの粘着力を有しており、体積ひずみは最も大きなケースでも0.8%であった。

図 4-2-9(a)に示した無対策盛土のケースでは、全体的に直下地盤の側方流動が盛土の沈下量に及ぼす影響が大きいことがわかる。盛土沈下量の約50～70%が側方流動によるものである。これに次いで盛土の天端沈下量に寄与する割合の大きなものは盛土のせん断変形である。盛土直下地盤の圧縮による天端沈下は全体的に小さいが、加振加速度が大きなケース(11-7:400gal、11-14:250gal)では多少大きくなる傾向が見られる。無対策のケースでの直下地盤の体積ひずみは 0.2～1.3%であり、全ケースの平均は0.8%であった。無対策盛土のケースでは側方流動と盛土のせん断変形が天端沈下の大部分を占めているので、法先を固化改良し側方流動を押さえると同時に盛土のせん断変形（水平ひずみ）も小さくすれば盛土の沈下量が大幅に減少することが想定される。しかしながら、今回の実験の範囲では固化体を入れても最大で45%程度の天端沈下量の低減に留まった。以下にその原因を考察する。

図 4-2-9(b)は地下水位が地表面と一致していたケースについて示したものである。無対策のケース 11-2 と法先改良のケース 11-4 を比較すると、盛土のせん断変形は若干減少しているが流動面積には有意な差が見られない。これは前述したように改良体を入れたことにより法先下地盤の強度が低下し、この部分が盛り上がるように変形したためである。のり面下に固化体を入れたケース 11-5 では、側方流動はやや減少している。

地下水位が－3.6cm で最大加振加速度が 400gal のケースを図 4-2-9(c)に、また地下水位が－3.6cm で加速度が 250gal のケースを図 4-2-9(d)に示す。固化体を入れることにより側方流動と盛土のせん断変形は減少し、天端沈下量も減少しているが、対策効果の大きなケースほど基礎直下地盤の圧縮が大きくなっている。例えばケース 11-10 や 11-15 は天端沈下量が 4 割以上減少した対策効果が大きかったケースであり、これらのケースでは側方流動と盛土せん断変形の和が無対策のケースの 7 割以上減少したが、盛土下地盤の圧縮が大幅に増加したために天端沈下量は約 45%減少しただけに留まった。固化体を入れたケースで直下地盤の体積圧縮量が大きくなることの原因としては、固化体を入れると側方変位が抑制され土の逃げ場が無くなること、直下地盤内の過剰間隙水圧が増加すること、及び盛土の応答加速度が大きくなり盛土直下の加速度振幅、せん断ひずみ振幅が大きくなることが考えられる。

固化体を入れたケースでの盛土直下の体積ひずみは最大で 3.9%(ケース 11-10、11-11)、平均で 3.0%であった。既往の繰返しせん断試験結果(Tatsuoka ら(1984)、Tokimatsu and Seed(1987)、Ishihara(1996))によると液状化した土の液状化後の体積圧縮ひずみは繰返し載荷中に受けたひずみレベルに強く依存し、およそ 5%程度以下である。このような試験結果から考えると、本実験での完全には液状化していない盛土直下地盤の体積ひずみはやや過大であるようにも思える。本実験で使用した江戸崎砂で作成した中空供試体に対して単調非排水せん断試験を行い、せん断ひずみが約 30%となったところで載荷を終了し排水させたところ約 3%の体積圧縮が生じた。また、6.2 節に示す江戸崎砂の CD 試験では、乾燥密度が 1.35g/cm^3 の供試体ではせん断中に最大 3%の圧縮ひずみが生じている。

相対密度が 40～50%のゆる詰め豊浦砂の CD 試験で生じる圧縮ひずみはおよそ 0.5%程度（例えば Fukushima and Tatsuoka (1984)）であることと比較すると、本実験で使用した江戸崎砂はせん断により大きな体積圧縮を生じうる材料であることがわかる。

布川ら(1997)は無対策盛土及び頭部をタイロッドで結んだ矢板対策盛土の遠心模型実験を行い、盛土直下地盤の体積圧縮量を報告している。彼らの模型は相対密度が 45%の豊浦砂で液状化層を作成されたものであり、加振条件は原型スケールで 2Hz の正弦波 20 波、加振加速度は約 200gal と 260gal の二種類、であった。無対策盛土直下地盤の体積ひずみは 0.5～0.7%、タイロッド付き矢板締切りでは 1.8～2.1%であり、本実験で観察された体積ひずみよりは小さいものの、中密の豊浦砂としては大きな体積ひずみが生じたことが報告されている。また、対策工により側方流動を押さえると直下地盤の体積ひずみが増加する傾向は本実験の結果と対応したものである。

図 4·2·10(a)は盛土の底面沈下量と側方流動面積の関係である。この図の縦軸は盛土底部変位計(T1)の沈下量である。地下水位が低いケースでは高いケースよりも盛土底面沈下量が大きくなっているが、これは地下水位が低いケースで盛土直下地盤体積圧縮量が大きいためである。全体的に流動面積が小

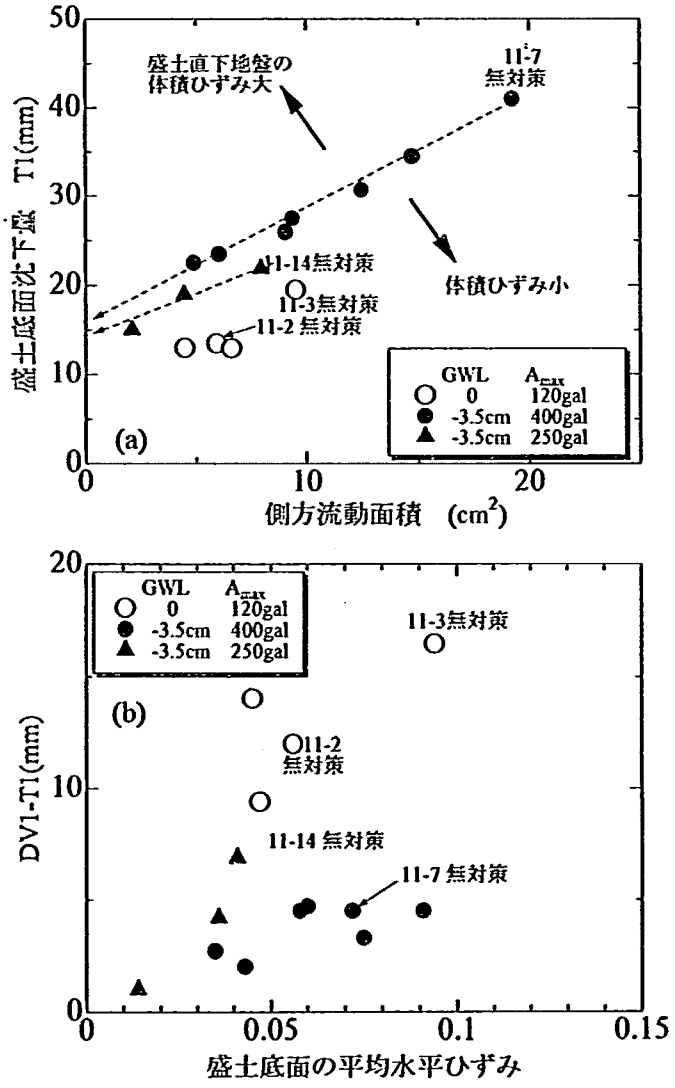


図 4·2·10　盛土底面沈下量と側方流動面積の関係

さいほど盛土底面沈下量も小さくなるが、仮に十分大きな対策工を設置して側方流動面積を0としても10～16mm程度の盛土底面沈下量が生じることが予想される。また図4-2-10(b)は盛土自体の高さの変化（DV1－T1）と盛土底面の平均水平ひずみの関係である。ここで平均水平ひずみとは、加振前後の盛土法先間の水平距離の変化を初期の水平距離で除したものである。全体的に平均水平ひずみが大きくなると盛土自体の高さ変化（DV1－T1）も大きくなっている。地下水位が高いケースと低いケースでは（DV1－T1）の増加傾向に明確な差が見られ、地下水位が高いケースでは平均ひずみの増加により急激に盛土高さが減少することがわかる。この地下水位による違いは盛土の変形メカニズムの違いによるものと考えられる。地下水位の高いケースと低いケースの盛土の変位ベクトルを比較すると（図4-2-5(a)～(e)と図4-2-5(f)～(o)）、地下水位の高いケースでは盛土がほぼ一様に左右に引き延ばされるように変形しているのに対し、地下水位の低いケースでは盛土の法先付近に水平変位が集中し天端下付近では水平方向のひずみが小さくなっている。盛土及び地盤表面近くの不飽和層はφ材（あるいはc-φ材）の砂であり、有効応力が大きいほどその強度も大きい。従って大きな上載圧が作用する盛土天端直下では土の強度剛性が大きく、法先では小さい。このことが地下水位の低いケースで盛土中央部付近の水平ひずみが小さくなったことの一因であると考えられる。

以上の考察より、盛土法先の固化改良により大きな対策効果が期待できる条件として次のことが挙げられる。すなわち、

・地表面に層厚がある程度大きいか、あるいは強度の大きな不飽和層があり、これによって法先部分に顕著な盛上がり変形が生じないこと。
・固化改良体の水平及び回転変位が小さく、これによって直下地盤の流動変形と盛土のせん断変形が小さくなること。
・地盤液状化層の層厚が大きくないか、あるいは液状化しても土の体積圧縮量が小さいこと。

4.2.6 固化体の挙動

固化体の周囲には一つの面に4個ずつ、計12個の小型土圧計を設置し、土圧（全応力）の測定を行った。図4-2-11(ケース11-9)は固化体を入れたケースで1Gから50Gの遠心加速度上昇時、及び実験終了後の50Gから1Gへの下降時において測定された土圧増分の一例を示したものである。固化体水平地盤側には静水圧、全土被り圧及びK_0=0.5とした場合の水平全土圧の深度分布を、固化体底面には静水圧と全土被り圧を破線で示してある。水平地盤側の土圧はK_0=0.5の線にほぼ乗っており、盛土側の土圧は盛土荷重の影響で水平地盤側よりもやや大きくなっている。他の実験ケースにおいても、遠心加速度上昇時と下降時では土圧増分に大きな違いは見られなかった。図4-2-11は支持層が粘土のケースについて示したものであり、固化体底面には全上載圧にほぼ等しい土圧が測定されている。しかしながら、支持層が砂のケースでは遠心加速度上昇・下降時の土圧変化量が水圧の変化量に相当する分しか計測されなかったケースが多かった。これは土圧計の受圧面が固化体模型底面よりも僅かに（0.5mm程度）引っ込んでおり、そのために受圧面と土粒子のコンタクトが十分でなかったことが原因として考えられる。

図4-2-12は水平地盤側4個と盛土側4個の土圧を積分して求めた、固化体に作用する土圧合力の時

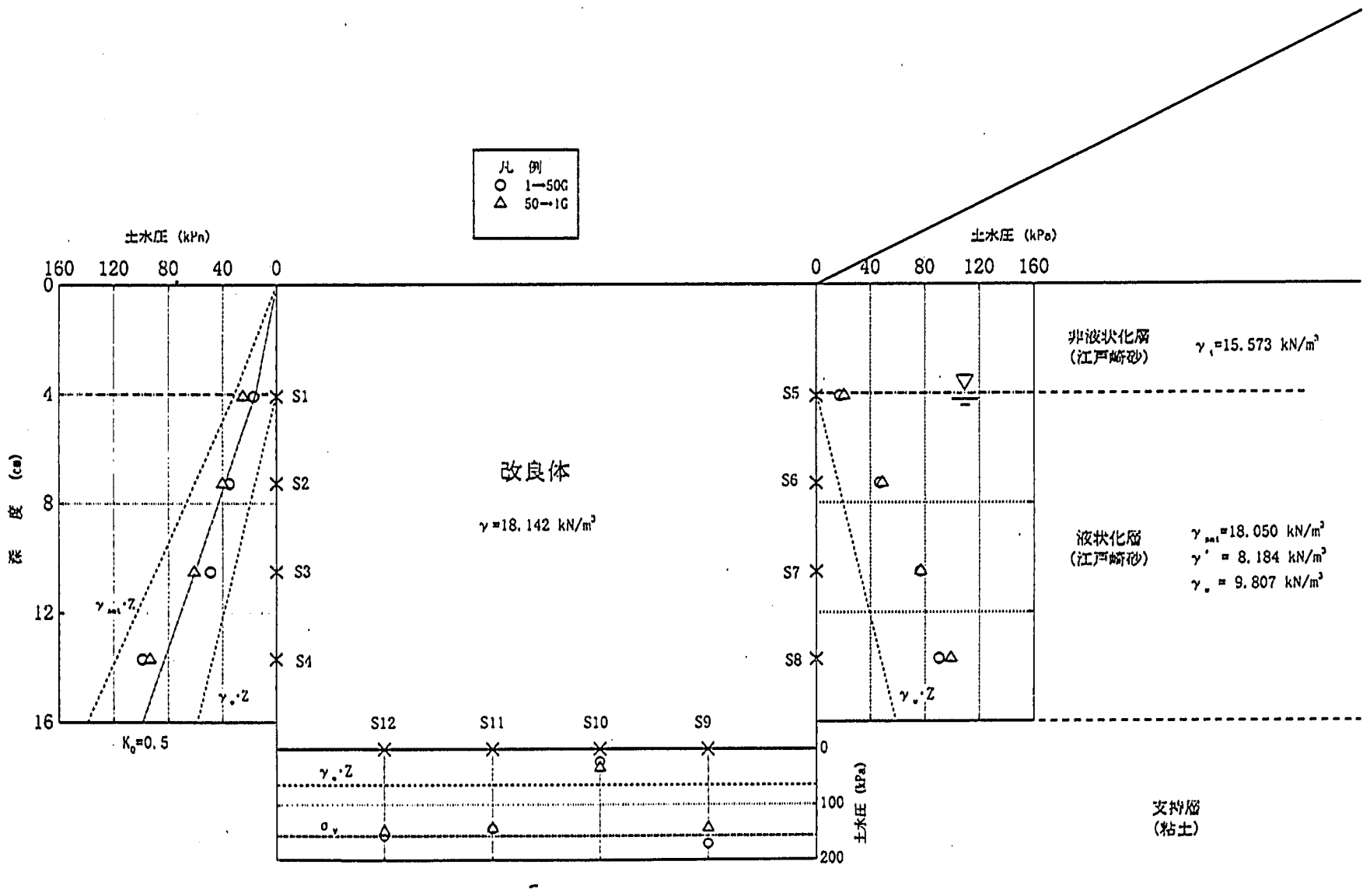


図 4-2-11　遠心加速度上昇時・下降時に改良体に作用する土圧変化量の分布

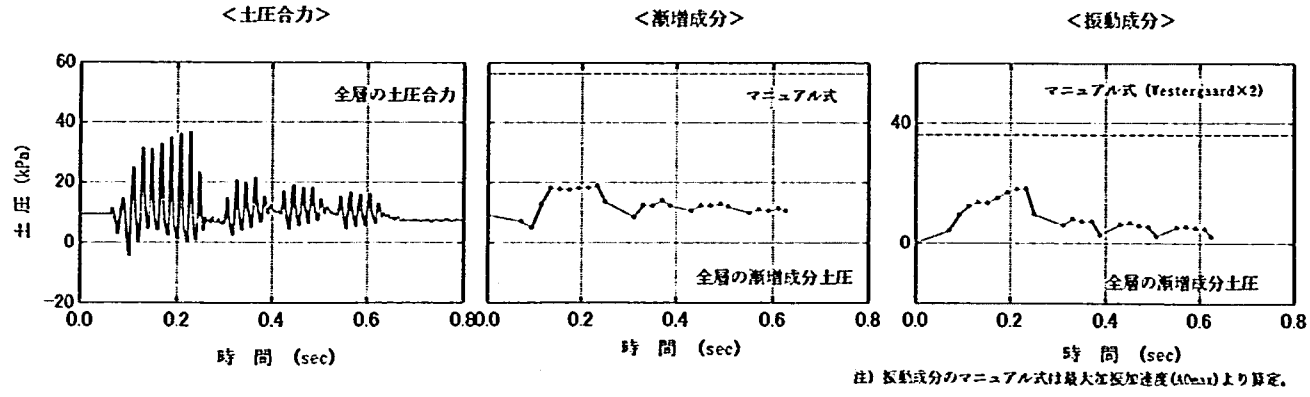


図 4-2-12(a)　改良体に作用する土圧の実測値と現行設計法での土圧の比較（11-4）

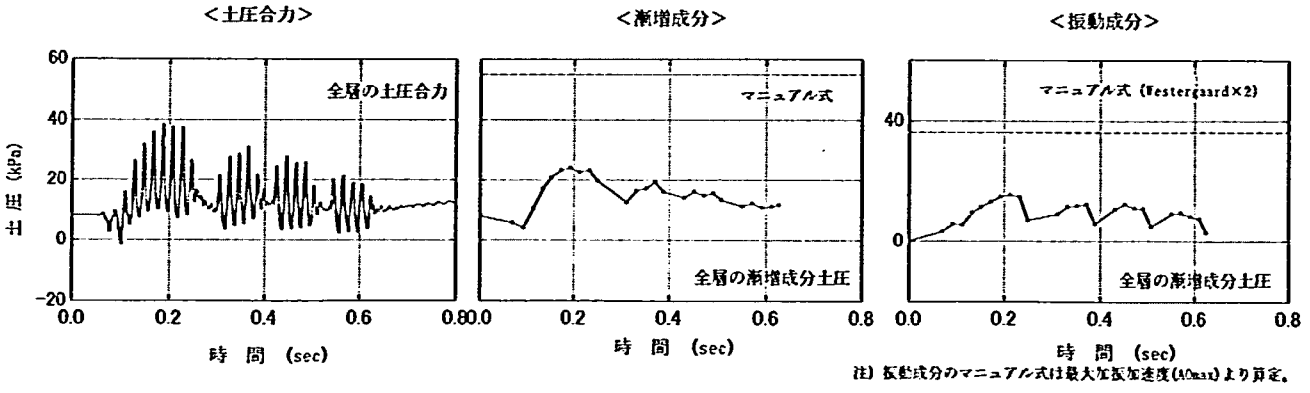


図 4-2-12(b)　改良体に作用する土圧の実測値と現行設計法での土圧の比較（11-5）

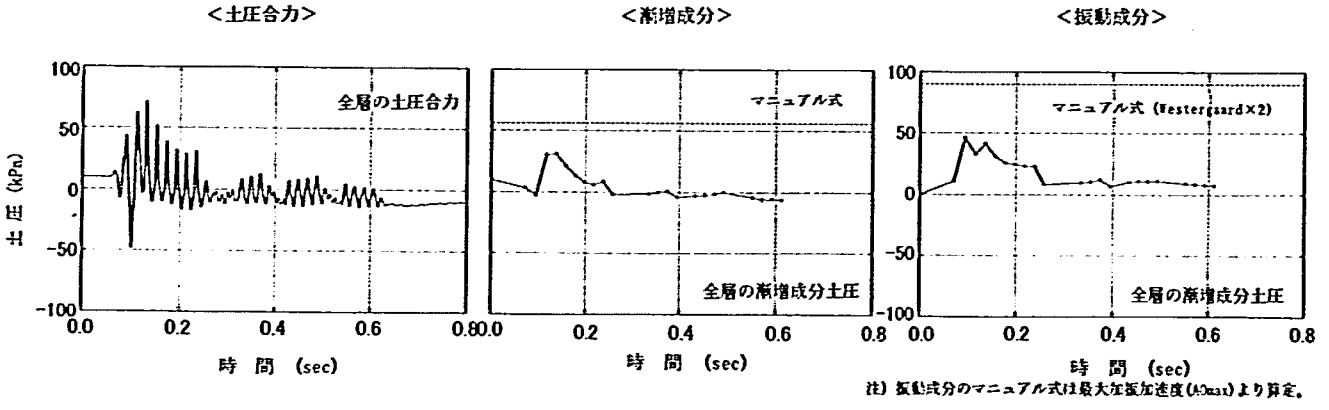


図 4-2-12(c)　改良体に作用する土圧の実測値と現行設計法での土圧の比較（11-6 step2）

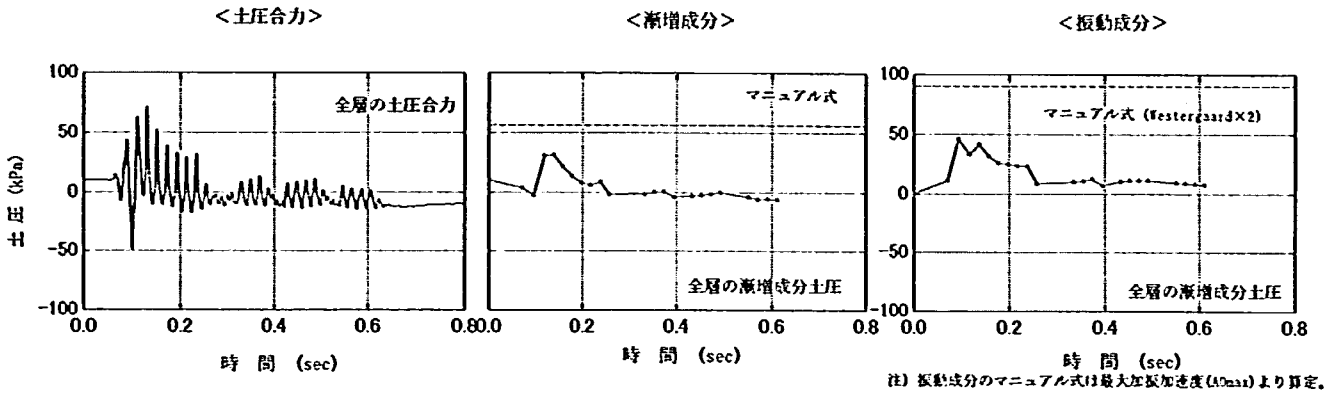


図 4-2-12(d) 改良体に作用する土圧の実測値と現行設計法での土圧の比較（11-8）

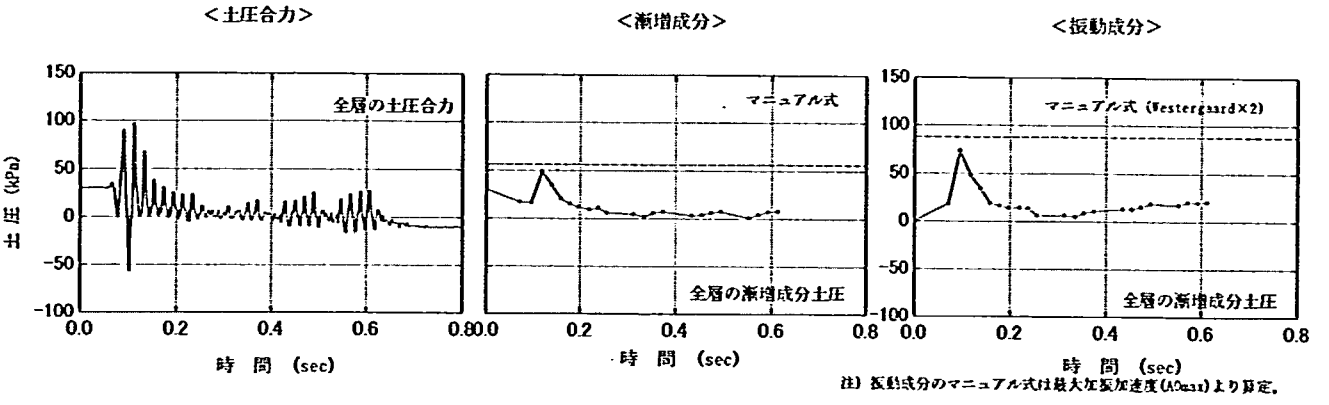


図 4-2-12(e) 改良体に作用する土圧の実測値と現行設計法での土圧の比較（11-9）

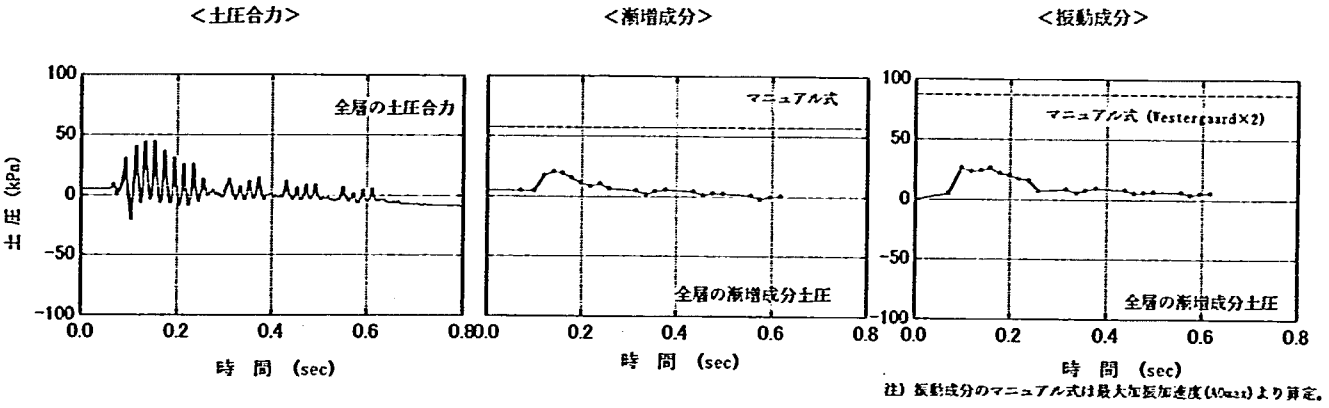


図 4-2-12(f) 改良体に作用する土圧の実測値と現行設計法での土圧の比較（11-10）

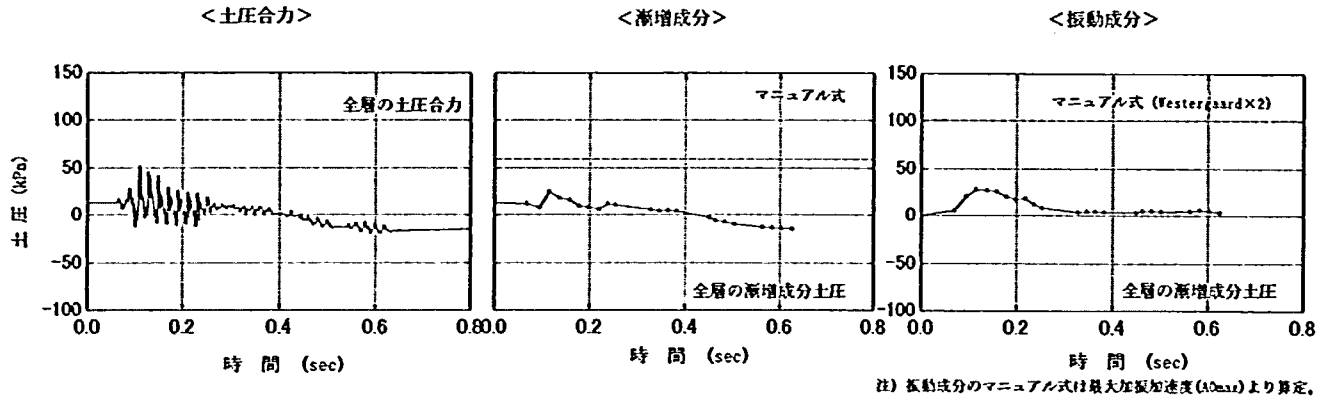


図 4-2-12(g)　改良体に作用する土圧の実測値と現行設計法での土圧の比較（11-11）

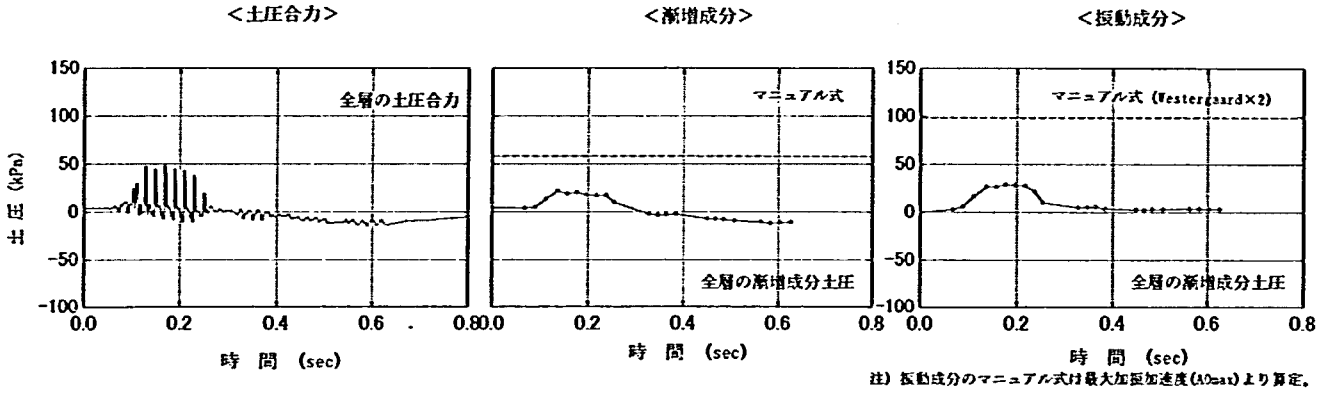


図 4-2-12(h)　改良体に作用する土圧の実測値と現行設計法での土圧の比較（11-12）

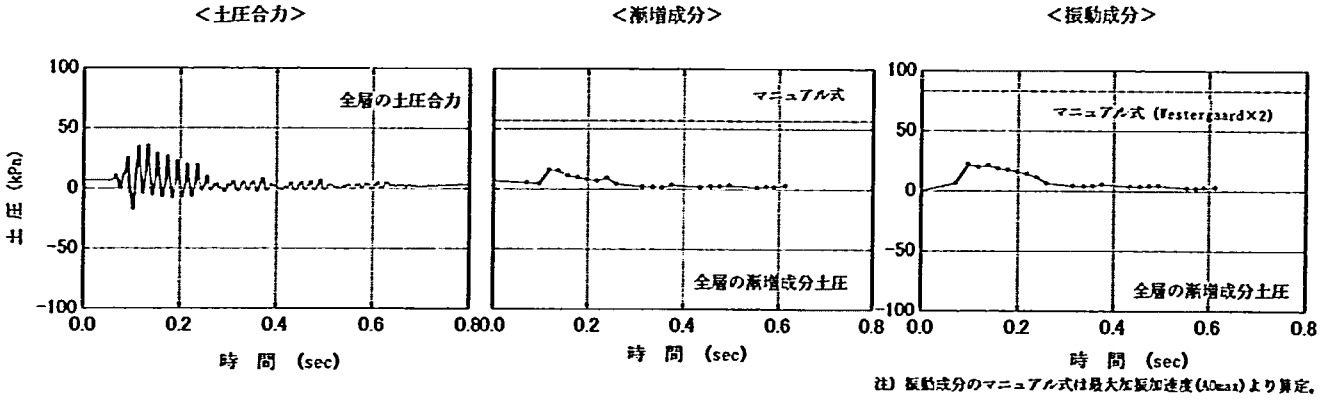


図 4-2-12(i)　改良体に作用する土圧の実測値と現行設計法での土圧の比較（11-13）

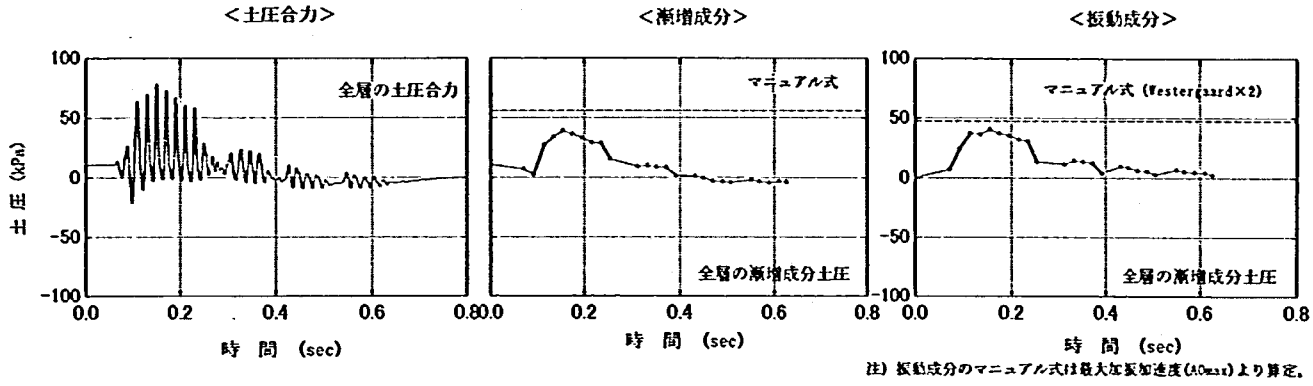


図 4-2-12(j)　改良体に作用する土圧の実測値と現行設計法での土圧の比較（11-14）

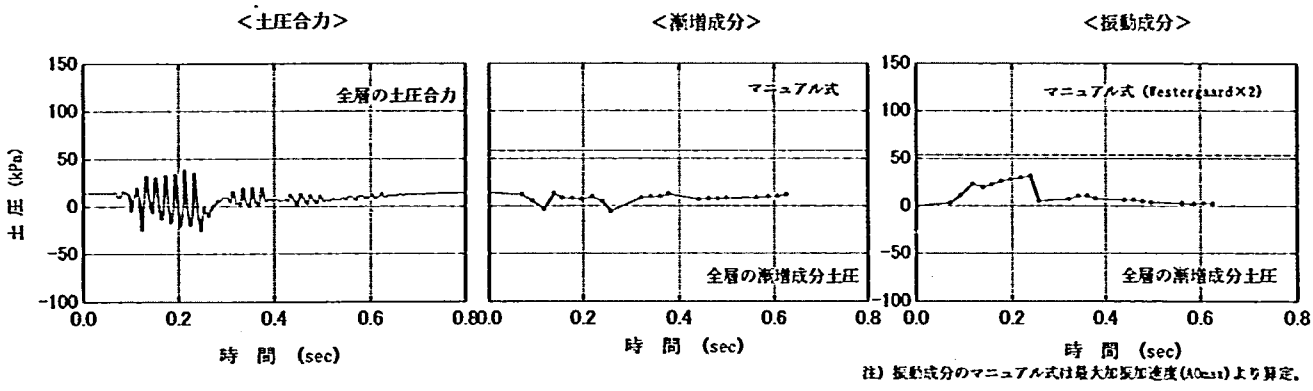


図 4-2-12(k)　改良体に作用する土圧の実験値と現行設計法の土圧の比較（11-15）

刻歴である。この図において盛土から水平地盤側に向かう向きの土圧を正としている。土圧の積分にあたっては表面の非液状化層を特に考慮せず、図 4-2-13 に示すように土圧を補間して求めた。図 4-2-12 には各波形の山と谷の平均値である漸増成分と振幅である振動成分の時刻歴も示してある。何れのケースにおいても振動成分は加振加速度が大きいケースほど大きく、また主要動中の方が余震中よりも大きくなっていることがわかる。液状化した土の動土圧を実務設計ではしばしば拡張した Westergaard 式で評価するが、Westergaard 式で得られる動水圧が震度に比例するという点において

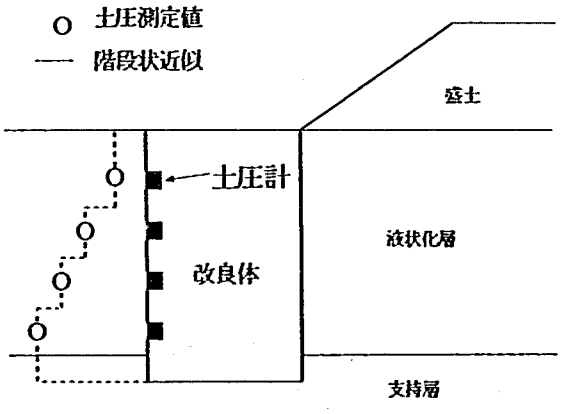


図 4-2-13　側面土圧合力を算定するための補間

はその妥当性が認められる。ただし、実測土圧合力の振動成分は図中に破線で示したWestergaard動水圧×2のおよそ1/2程度であり、定量的には過大であることがわかる。今回の実験においても個々の土圧計で測定された土圧振幅はWestergaard動水圧と比較的良い対応を示したが、深さ方向の土圧の位相差により合土圧の振幅はWestergaardの土圧式から求まるものよりも小さくなる。これは重力場での振動台実験（松尾ら,1998）においても観察されている。

漸増成分についてこのような整理を行うと、加振によって漸増成分が増加しているように見えるが、土圧合力の波形を見ると正の土圧のみ大きくなっている、いわゆる“片振れ”のような波形になっているものと思われ、主要動と余震の間の土圧漸増成分は加振前の土圧漸増成分（盛土の偏載荷重によって生じる静的な状態での土圧差）と大きな差がないことから、地盤が液状化しただけでは水平土圧が大きく変化することはなく、振動によって生じる土圧変動が主であると思われる。

図 4-2-14 は固化体底面のせん断応力～水平変位の関係を固化体のあるケースについて示したものである。図中には、固化体の滑動を引き起こす外力として①水平土圧合力によって生じる平均的な固化体底面せん断力、②固化体の水平加速度に起因する慣性力による底面平均せん断力、及び③これら二つの合力をそれぞれ縦軸に、横軸には固化体底面の水平変位をとったものである。①のグラフは土圧合力を固化体幅で除し、固化体底面での平均的なせん断力を示している。固化体の非液状化層への根入深さが1cmのケースでは、最深部の土圧計を含む全ての土圧計が液状化層内に位置するために、根入れ部で発揮される大きな土圧が反映されていない。このように本実験では深度方向の測定点数が十分ではないので、①の土圧はある程度の誤差を含んだものとして捉えるべきである。

②の固化体慣性力は、固化体底部と頂部に取り付けた加速度計の測定値を平均し、重心高さでの水平加速度を求め、それに固化体質量を乗じて慣性力を計算し、さらに固化体幅で除すことによって慣性力に起因する平均せん断力とした。すなわち、

②の底面せん断力＝（固化体重心位置での加速度）×(固化体質量)／固化体底面積

である。

また、同図には固化体底面でのせん断応力～鉛直有効応力の関係も示してある。縦軸には③のせん断力を、横軸の鉛直有効応力は、基礎底面での初期有効土被り圧から固化体直下の３つの間隙水圧計（p2～p4）で測定された過剰間隙水圧の平均値を引いたものである。

固化体底面の水平、鉛直、及び回転変位は、固化体に取り付けた３つのレーザー変位計（頂部２カ所の鉛直変位と頂部水平変位）によって求めることができるはずである。しかしながら、実験時にレーザー変位計の「Response」スイッチをLowにセットしたために、8Hz以上の周波数帯において変位計の出力が低下し、50Hzでは10dB以上低下することが実験後に明らかとなった。従って、これらレーザー変位計のデータでは、トレンドの値は信頼できるものの振幅の値は10倍以上実際よりも小さくなっている可能性がある。また、スイッチをLowにセットしたために、今回の実験の約1/4波長に相当する4.4～5.2msの時間遅れが生じることがわかった。そこで固化体底面の変位を求めるにあたっては、次のようにレーザー変位計と加速度計の記録を用いて加振中の固化体の変位を計算した。

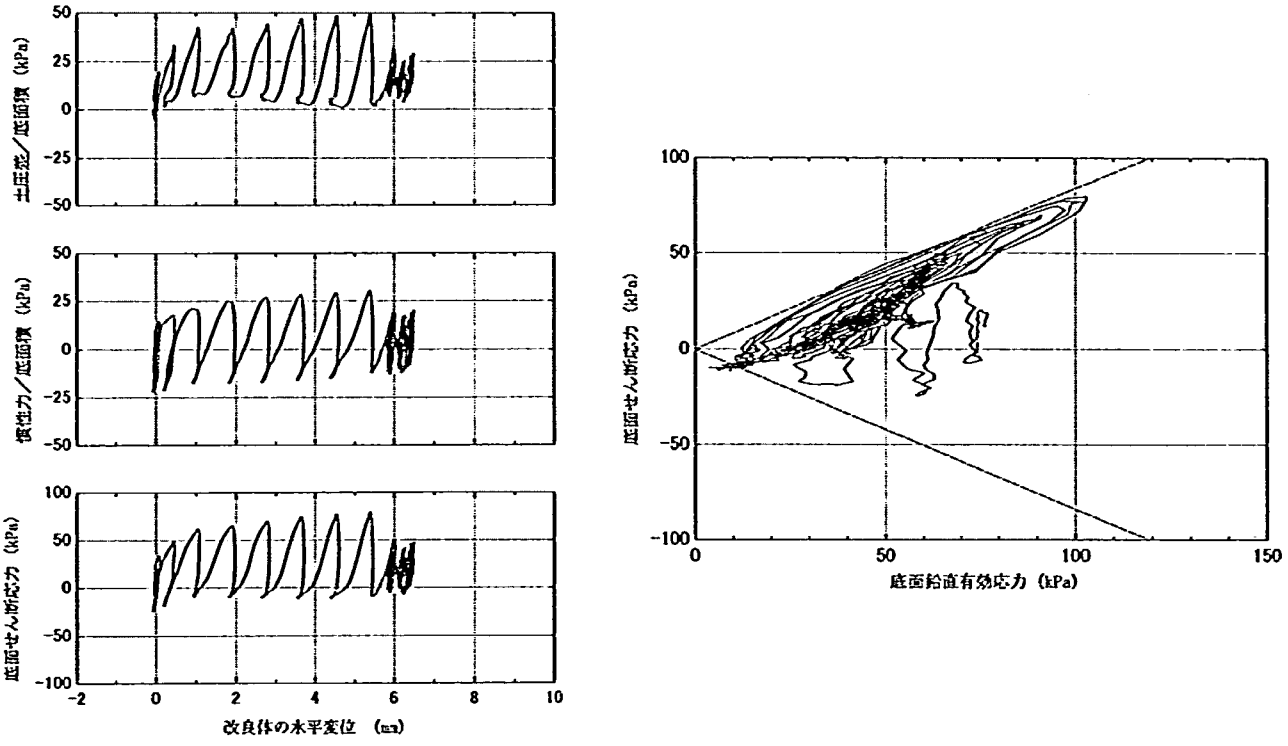


図 4-2-14(a)　改良体底面でのせん断応力－変位－有効応力の関係（11-4）

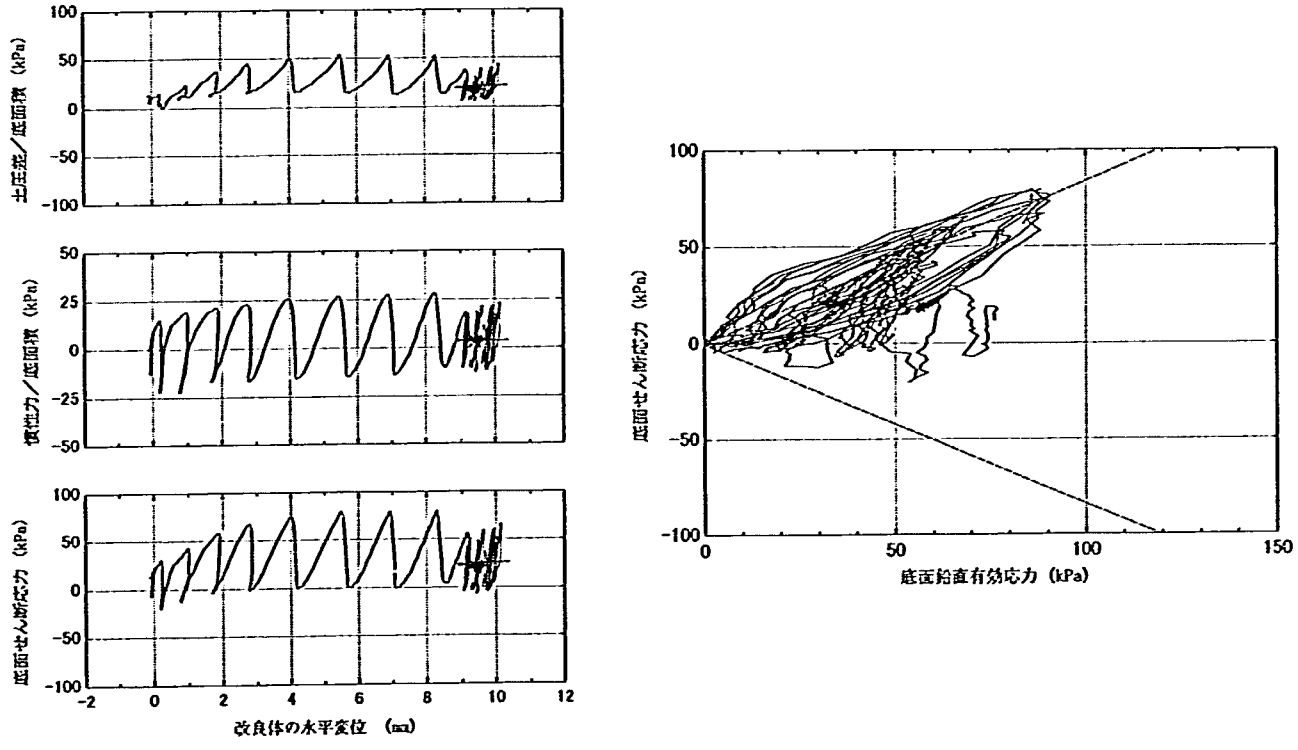


図 4-2-14(b)　改良体底面でのせん断応力－変位－有効応力の関係（11-5）

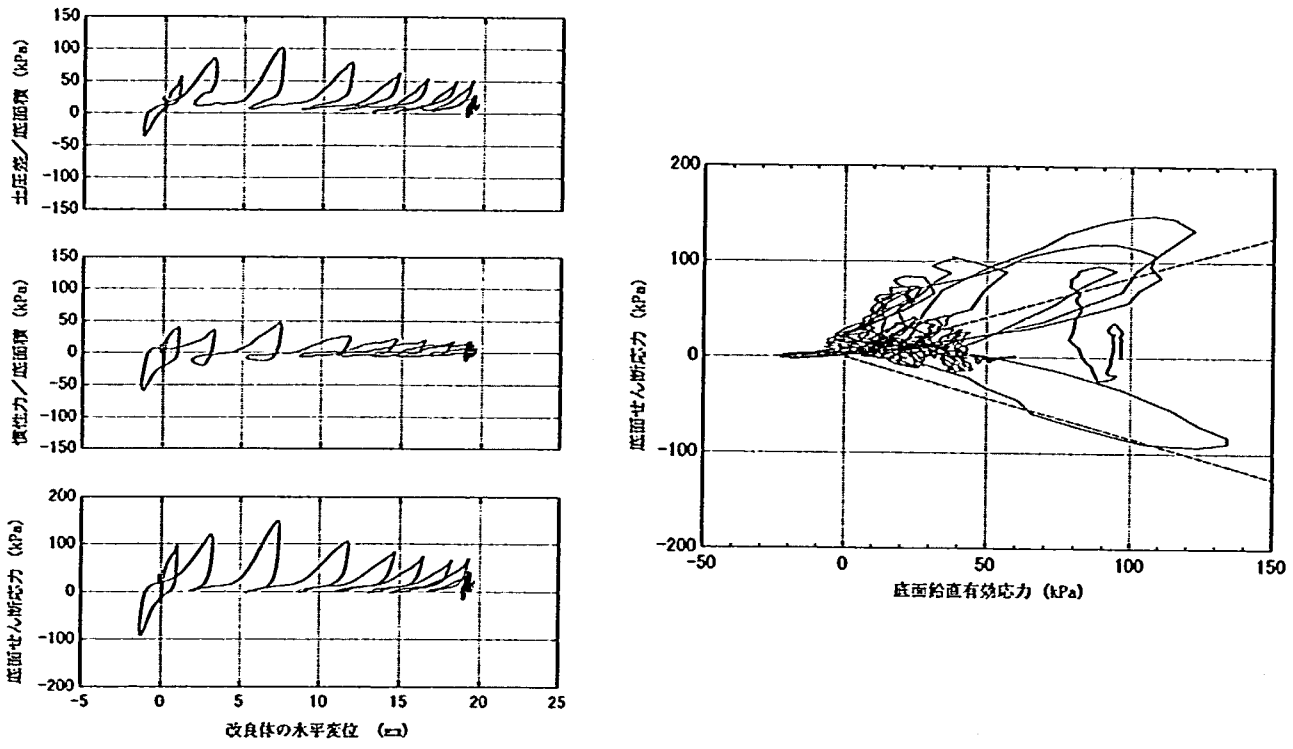


図 4·2·14(c)　改良体底面でのせん断応力－変位－有効応力の関係（11·6 step2）

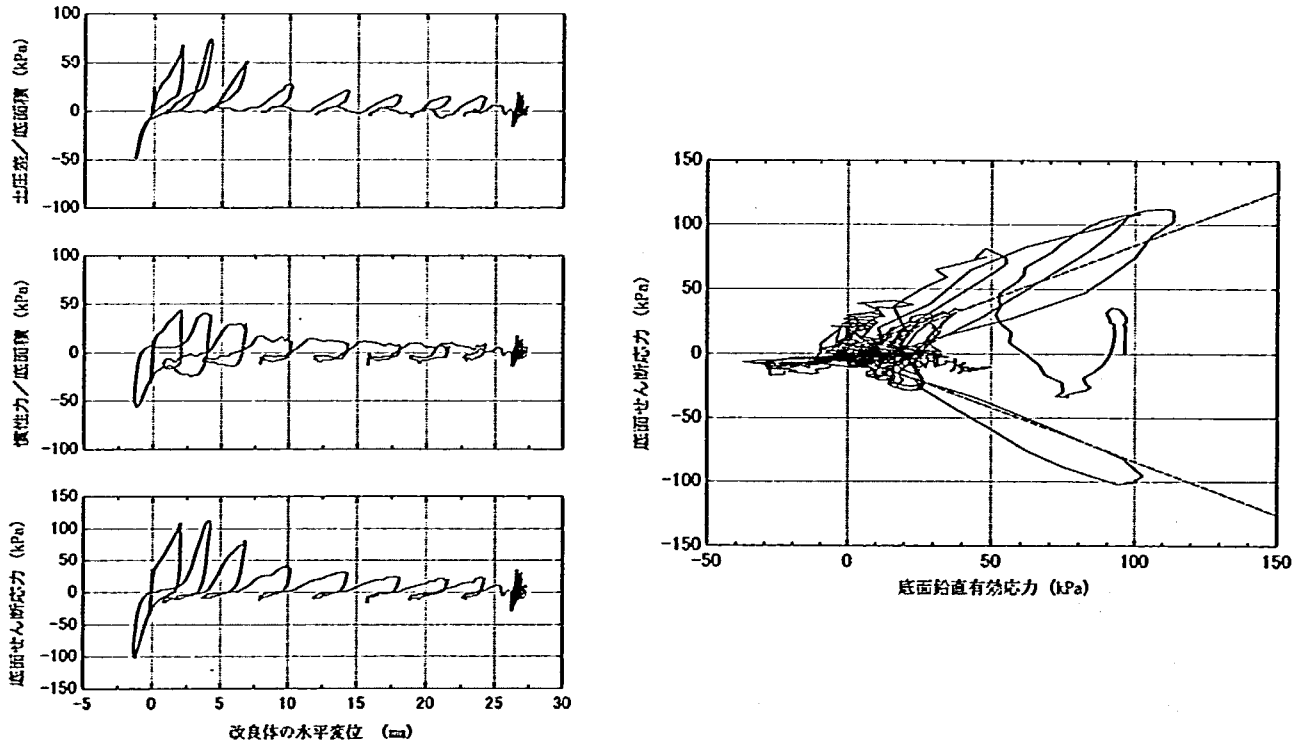


図 4·2·14(d)　改良体底面でのせん断応力－変位－有効応力の関係（11·8）

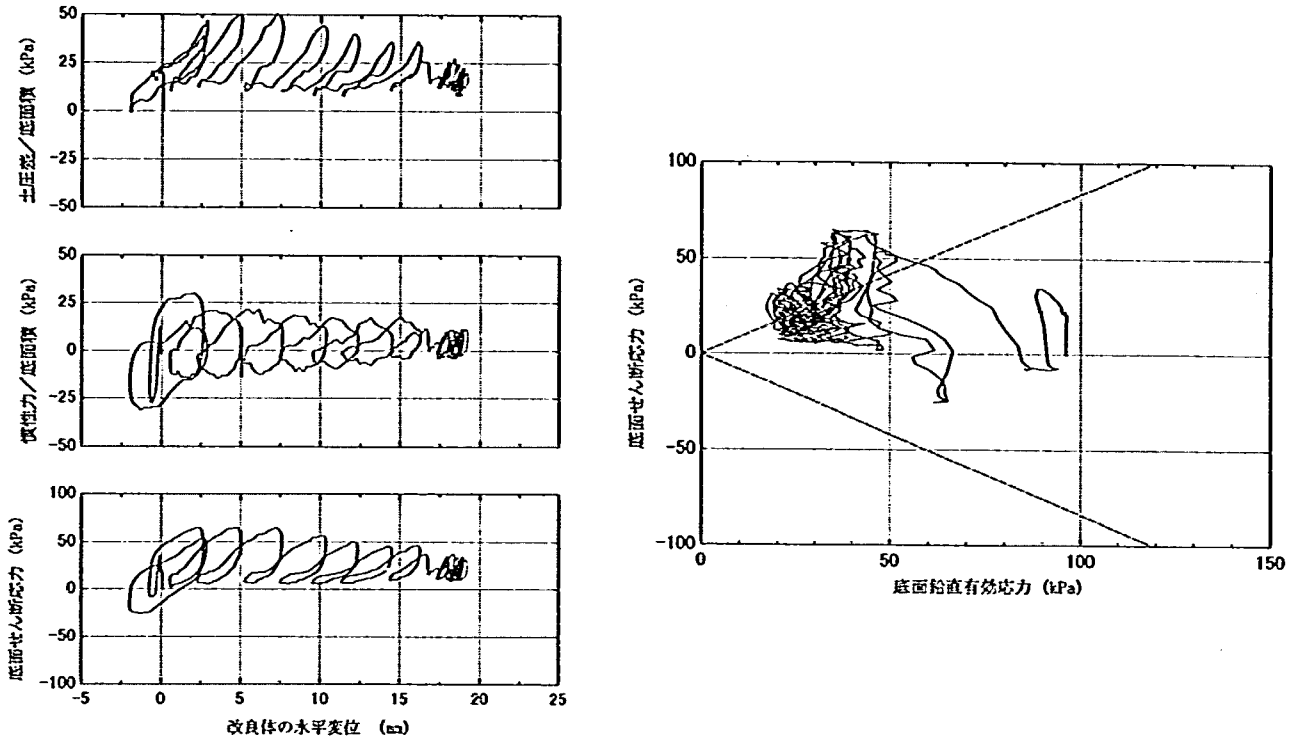


図 4·2·14(e)　改良体底面でのせん断応力－変位－有効応力の関係（11·9）

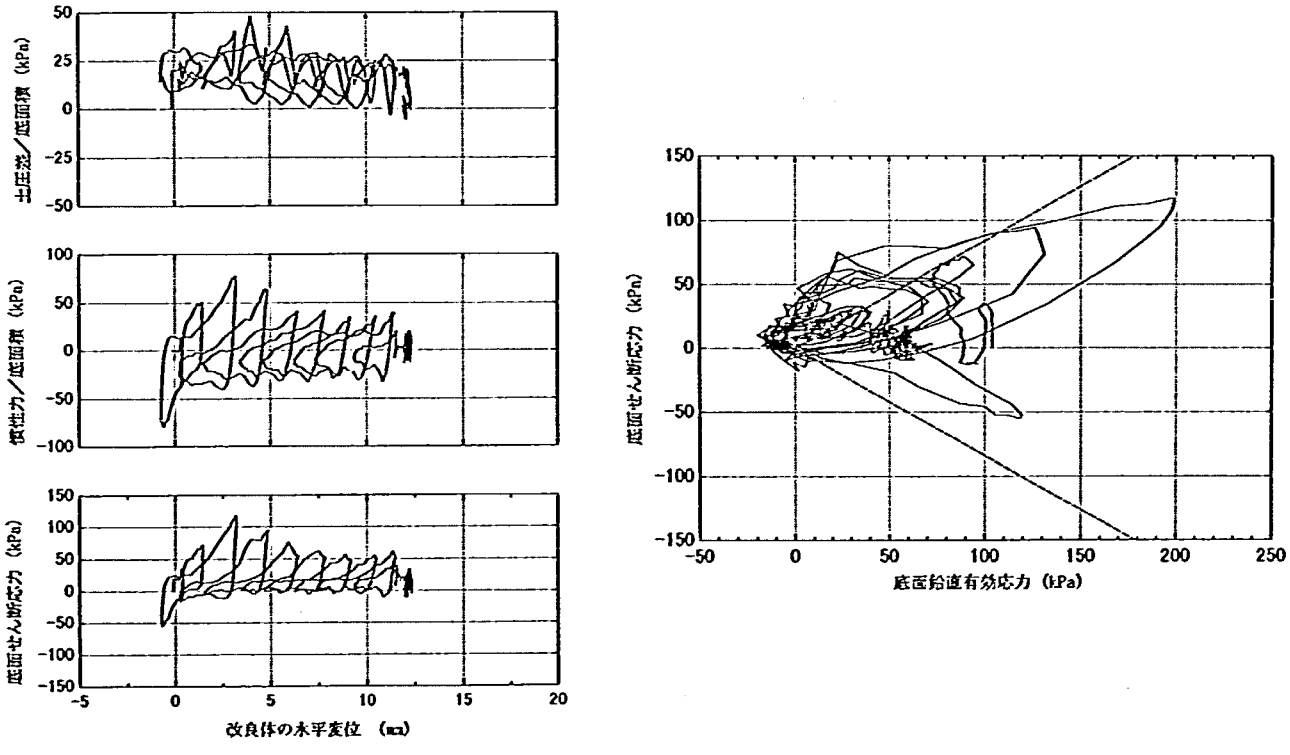


図 4·2·14(f)　改良体底面でのせん断応力－変位－有効応力の関係（11·10）

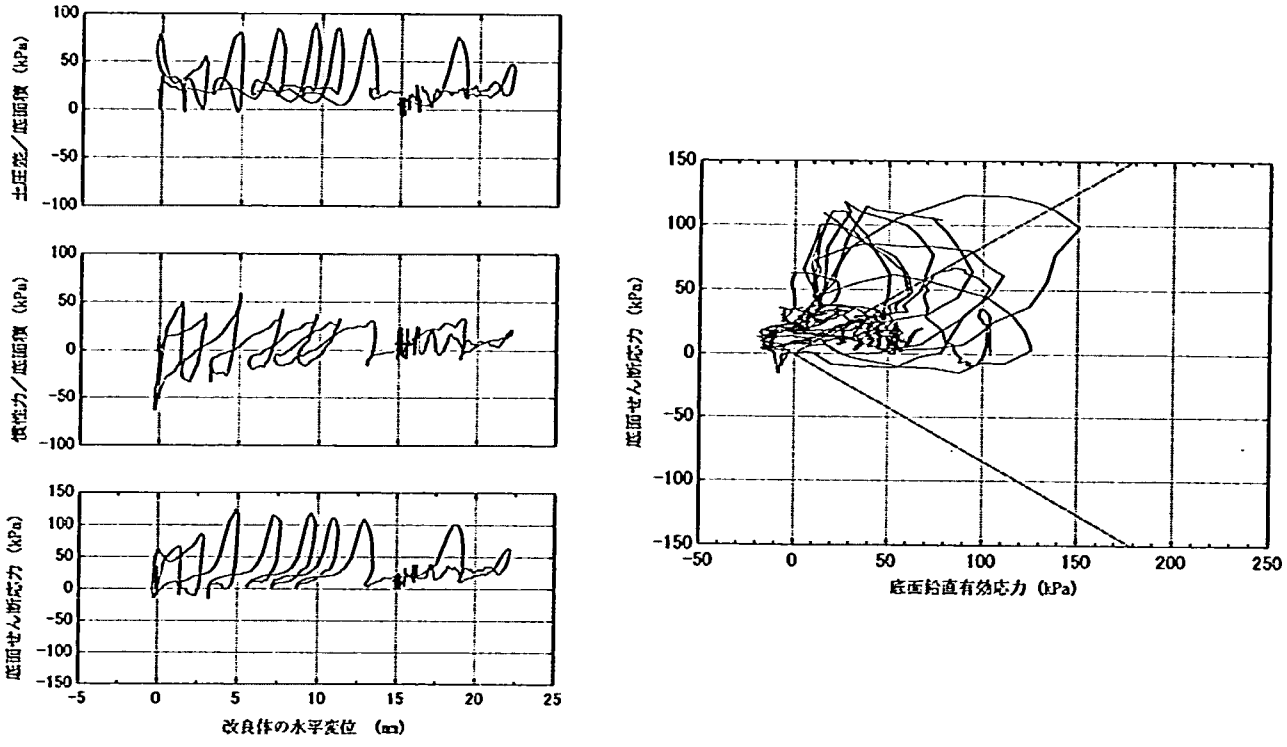


図 4·2·14(g)　改良体底面でのせん断応力－変位－有効応力の関係（11·11）

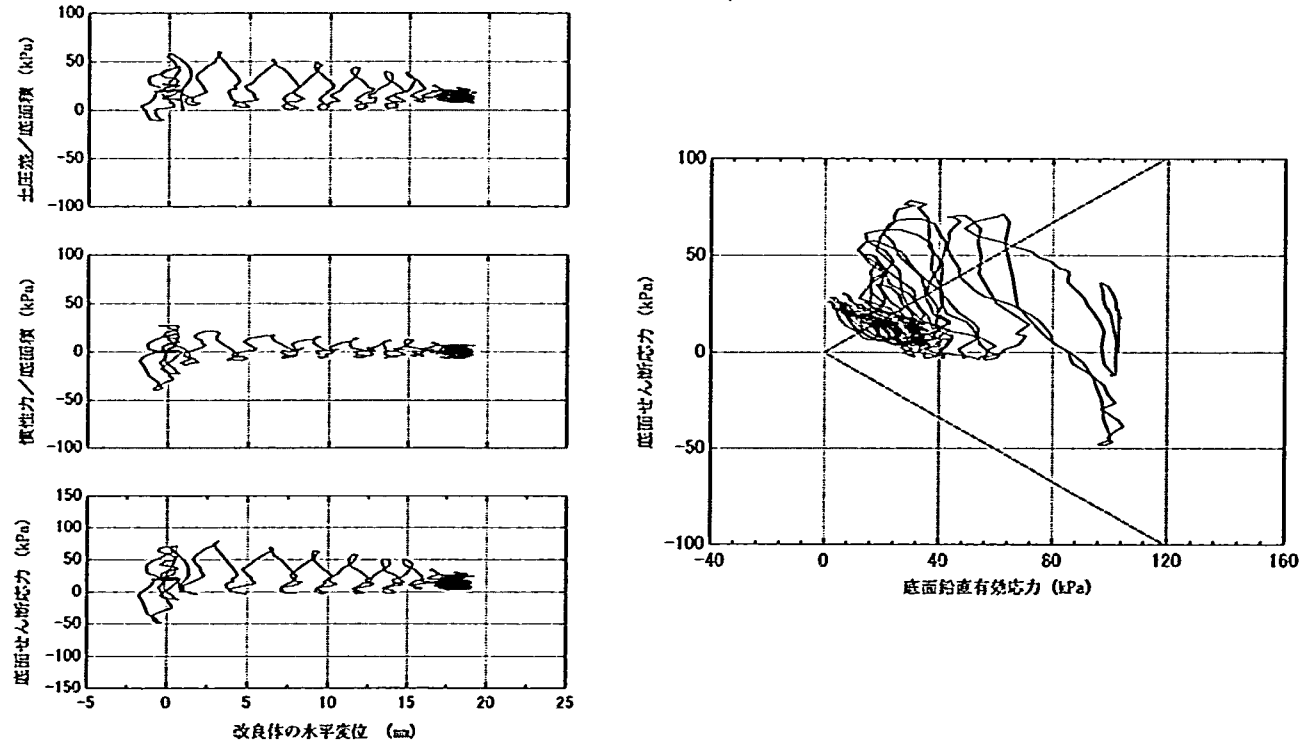
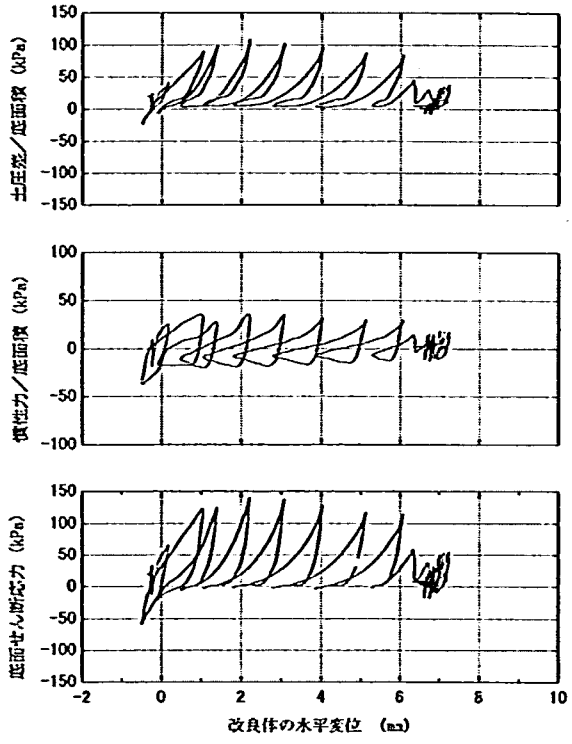


図 4·2·14(h)　改良体底面でのせん断応力－変位－有効応力の関係（11·12）



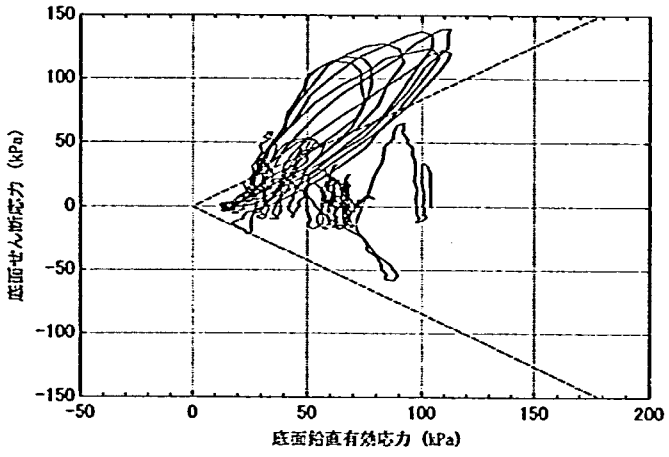
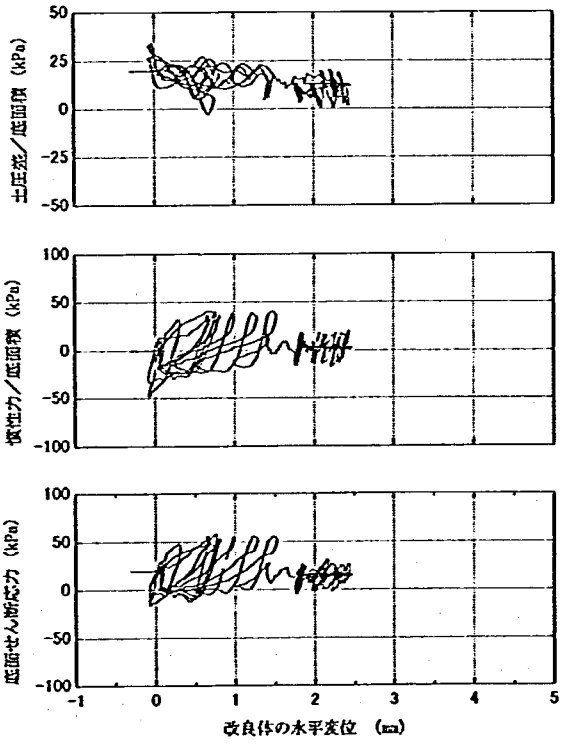


図 4-2-14(i)　改良体底面でのせん断応力－変位－有効応力の関係（11-13）



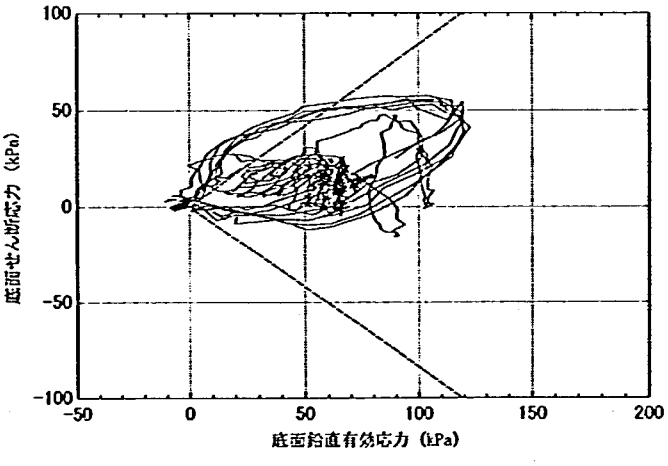


図 4-2-14(j)　改良体底面でのせん断応力－変位－有効応力の関係（11-15）

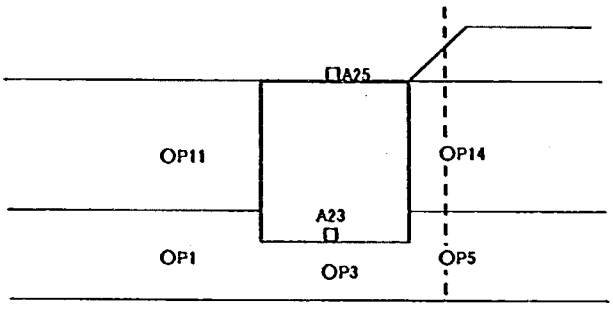
a) 変位のトレンドは、レーザー変位計の測定データの隣接平均をとってスムージングし、さらに48msの時間遅れを考慮して求めた。

b) 変位の振動成分は、固化体底部と頂部の加速度計の記録を二階積分して求める。この際、振動成分のみを抽出すれば良いことを考慮し、加速度記録、これを積分して求めた速度の時刻歴、さらにこれを積分して求めた変位時刻歴にそれぞれ 10Hz のローパスフィルターを掛けて変位振幅を計算し、a)で求まった変位のトレンドとたしあわせて固化体底面水平変位とした。

典型的な底面せん断力～改良体水平変位の関係について 11-13（図 4-2-14(j)）を例にとって説明する。加振初期においては底面せん断力及び水平変位は正側、負側の両方に振れているが、加振の進行と共に剛性が低下し水平変位が蓄積する。各加振サイクルにおいて水平変位の増加と共に底面せん断力が急増している。これらは密な砂の応力ひずみ曲線と類似のものである。このケースのせん断応力と底面有効応力の関係でも加振の進行と共に有効応力が減少し、図中の破線で示した破壊線（ϕ'=40°）に達した後はサイクリックモビリティーを示している。固化体のロッキング運動が顕著でなく固化体底面の鉛直応力が比較的一様に分布するような入力加速度レベルが小さなケースでは、このような密な砂の繰返しせん断試験に近い挙動が見られる。しかしながら入力加速度の大きな 11-6～11-12 では固化体のロッキング運動が顕著となり、固化体底面の盛土側と水平地盤側では間隙水圧の応答が大きく異なる（ほぼ逆位相となる）ことから、特に有効応力パスの形状は大きく崩れたものとなった。

また、固化体底面に発生するせん断応力は、固化体側面に作用する土圧合力の寄与が大きく、固化体慣性力の寄与は何れのケースにおいても大きくないことが図 4-2-14 からわかる。今回の実験では概ね 1/3 が慣性力によるもの、2/3 が土圧によるものであったが、固化体幅が大きくなるほど土圧の占める割合は小さくなる。

今回の実験の多くのケースでは、非液状化層は相対密度が約 90%の硅砂層であったが、固化体底面の過剰間隙水圧比は何れのケースでも 1 に達し、これによって固化体に比較的大きな水平変位が生じた。図 4-2-15 はケース 11-13 における 7 号硅砂層、江戸崎砂層の過剰間隙水圧比、及び固化体の応答加速度の時刻歴である。水平地盤部及び盛土直下では過剰間隙水圧比は 1 まで達していないが、固化体底部ではほぼ 1 に達している。これは固化体側面に土圧が作用すること、液状化層の土の応答加速度は極端に減衰するが固化体の加速度はほとんど減衰しないこと、により固化体底面には加振中に大きな繰返しせん断力が作用し続け、厳しい条件で繰返し載荷されていることによるものである。現行の設計法（例えば、松尾・島津(1997)）では通常の液状化判定を行い、F_Lが 1 ないし 1.3 以上の層を支持層とし、そこでの過剰間隙水圧はゼロと仮定して安定計算を行っている。しかしながら固化体底面に作用する繰返しせん断力は液状化判定で想定するものよりも大きくなるので、固化体底面で発生する繰返しせん断応力を適切に想定した液状化判定を行い、それによって非液状化層と判定される層を支持層とする必要がある。また、F_Lが十分に大きくても、非液状化層上部の過剰間隙水圧は直上の液状化層下部での水圧と同程度までは上昇するので、支持層が砂質土で根入れ深さが小さい場合には、水圧上昇による有効応力の低下を適切に考慮する必要がある。



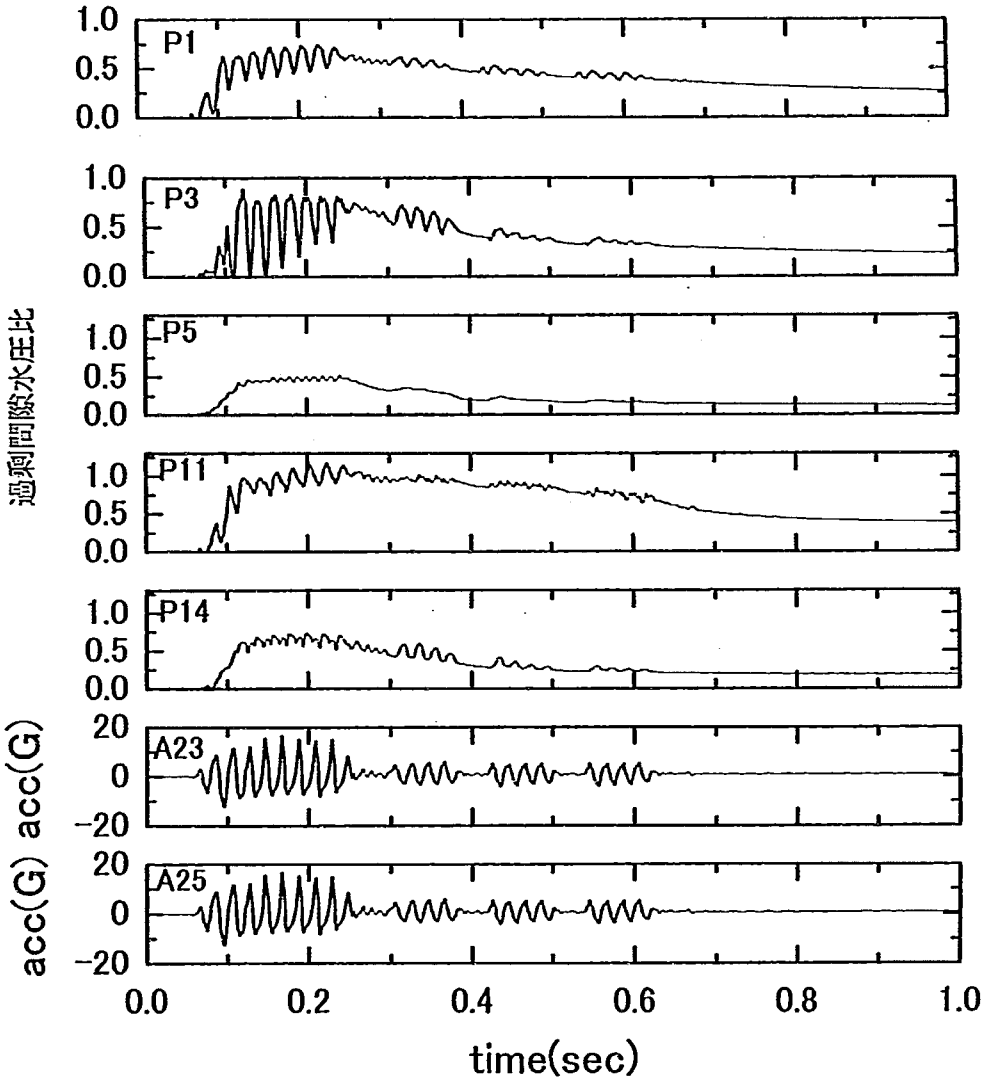


図 4·2·15　改良体の応答加速度及び周囲の過剰間隙水圧(11·13)

4.2.7　液状化マニュアルとの比較

ここでは現行設計法の妥当性を検討することを目的とし、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」によって各ケースにおける模型の滑動安全率と転倒安全率を算出した。現行設計法での安定検討の模式図を図 4-2-16 に示す。固化体に作用する滑動力としては、土圧漸増成分、振動成分、固化体慣性力であり、抵抗力としては根入れ部の受働土圧と改良体底面のせん断力である。土圧漸増成分は、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）設計編　鋼材を用いた対策工法」に従って算定し、改良体の相対剛性に関する係数 $\alpha 2$ は 1.0（剛体）とした。また、支持層には過剰間隙水圧が発生しないものと仮定し、その土質定数としては 7 号硅砂のケースでは $\phi'=40°$、粘土のケースでは cu=42kPa とした。また固化体の慣性力の算定には、各ケースの入力最大加速度と固化体重心位置の最大応答加速度を用いた 2 通りの計算を行った。

滑動安全率と改良体の加振終了時の水平変位量の関係を図 4-2-17 に示す。図中の丸で囲んだ根入れの深いケースと粘土のケース（11-9、11-12）を除くと、安全率が小さいほど水平変位量が大きくなっており、両者にはある程度の相関が見られる。根入れのあるケースは安全率が 2 前後と大きいにも関わらず大きな水平変位が生じている。現行設計法では支持層の間隙水圧は上昇しないものと仮定しているのに対し、実験では過剰間隙水圧が上昇し、固化体付近の支持層内の砂の強度がかなり低下し、現行法で仮定しているような根入れ部受働土圧が発揮されていないことが原因として考えられる。図 4-2-18 は支持層が硅砂で、固化体の根入れが大きなケース（11-10、11-11）での根入れ部に位置する土圧計 S4、S8 の時刻歴である。この深度の有効上載圧は 90kPa、$\phi'=40°$ とすると Rankine 受働土圧係数＝4.6 であるから、過剰間隙水圧が発生しないとすると設計上は 414kPa の受働土圧が期待できることになる。しかしながら実験では 200kPa 程度の土圧しか発揮されていない。

支持層が砂のケースでは、固化体の応答加速度倍率は 1 あるいはそれよりやや大きな値であり、滑動安全率は入力加速度で計算しても固化体の応答加速度で計算しても大きな差はない。支持層が粘土

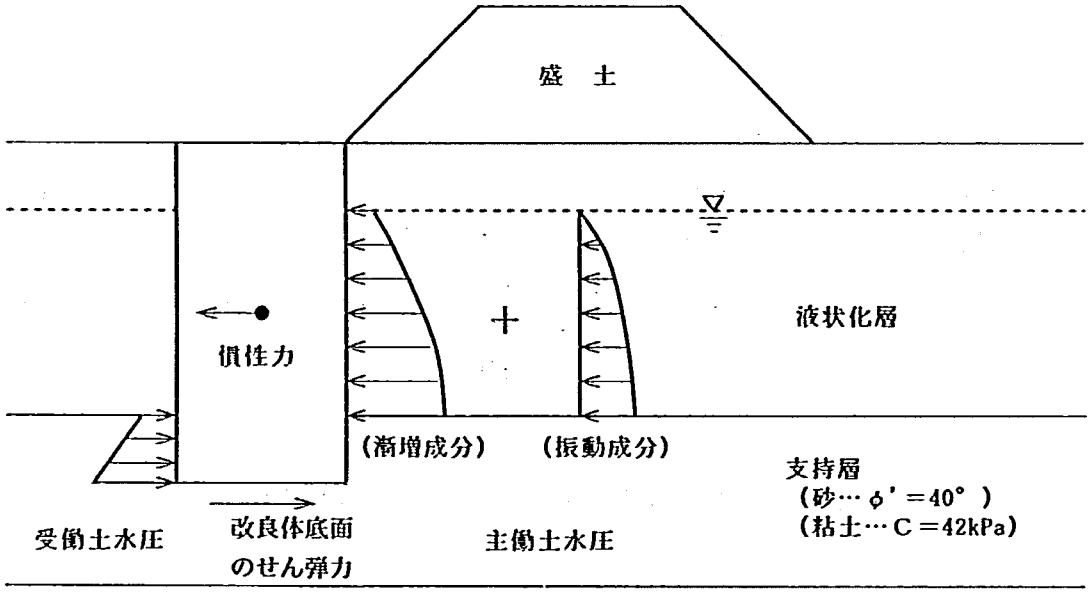
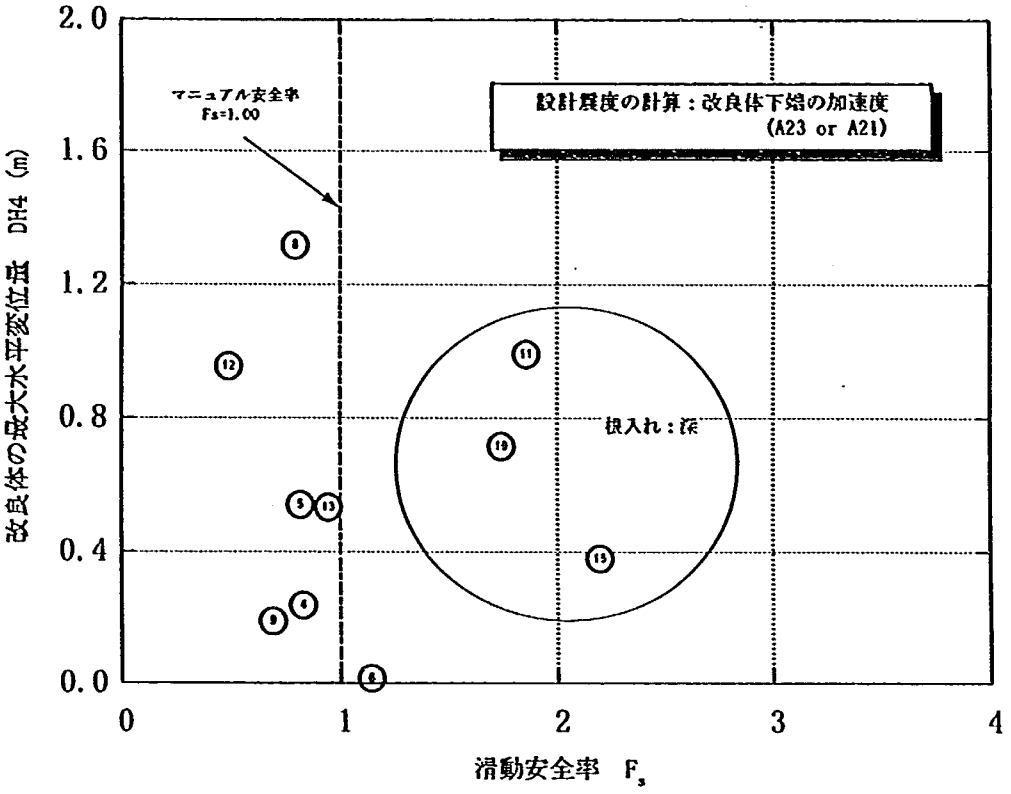


図 4-2-16　液状化対策マニュアルによる改良体の外的安定評価



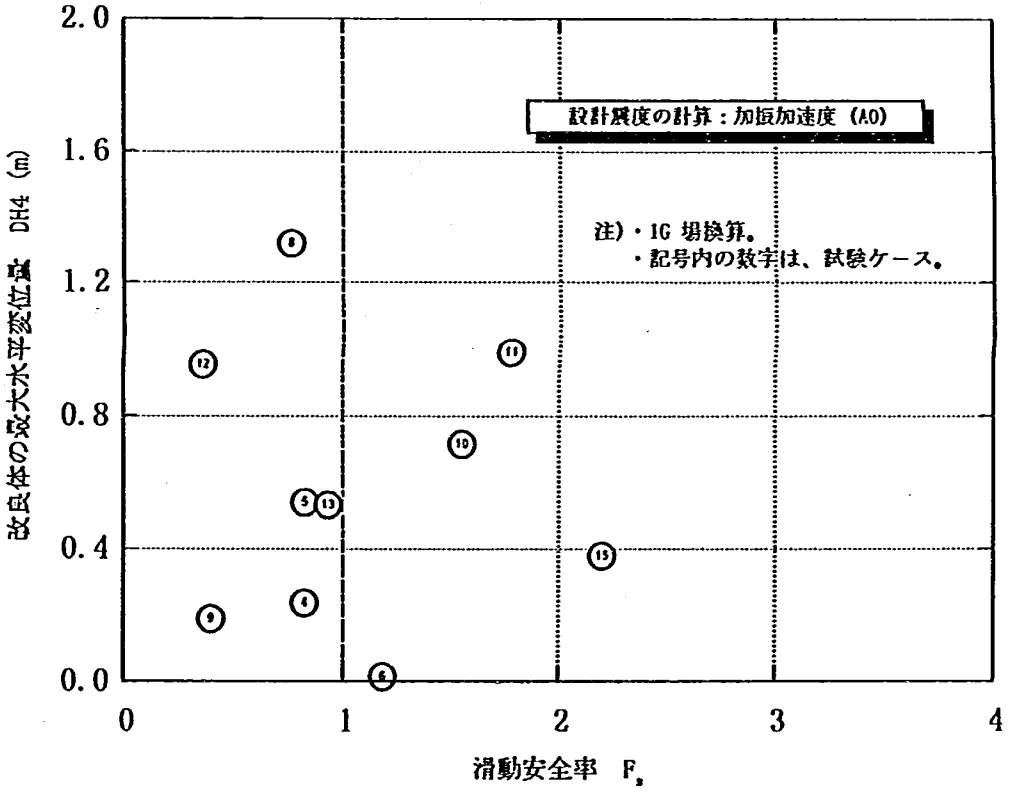


図 4·2·17　滑動安全率と実測残留水平変位量の関係

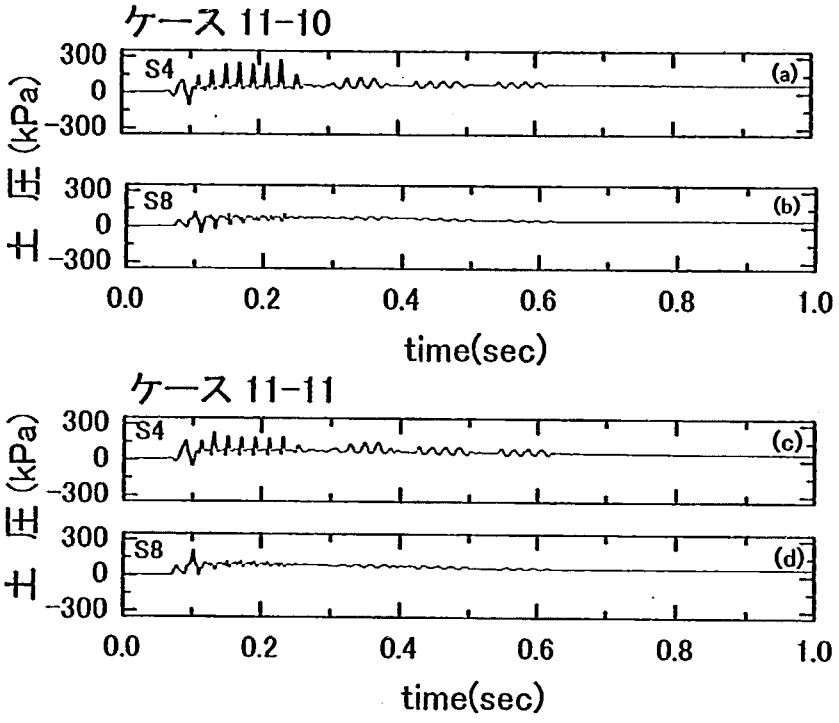
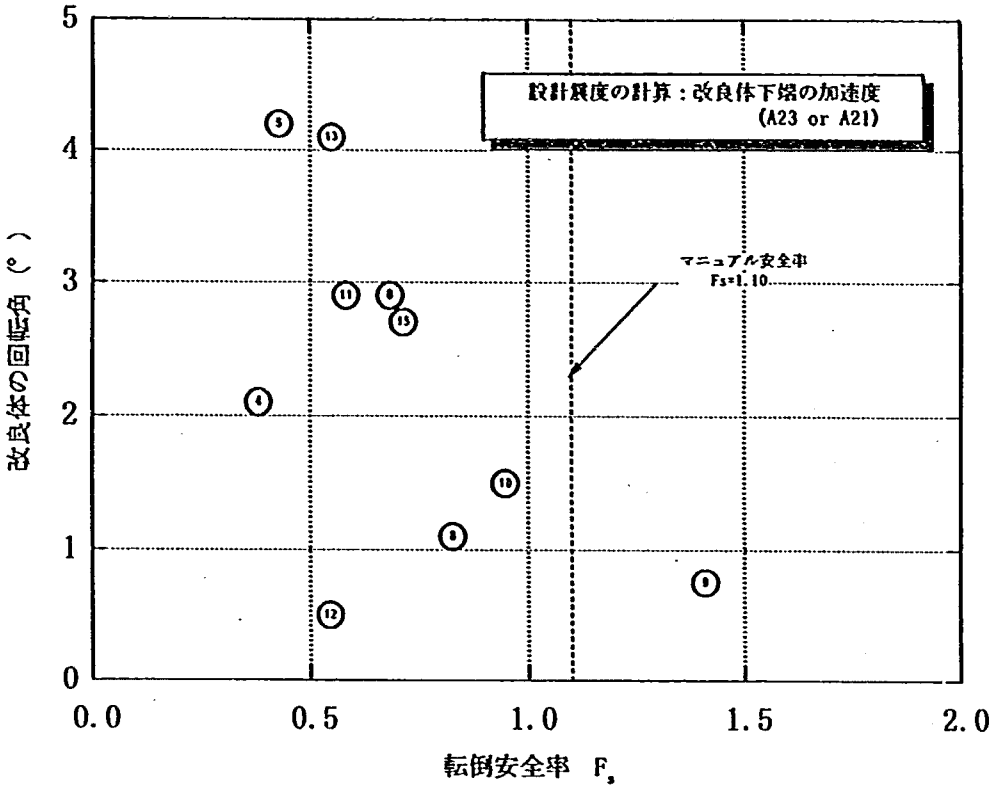


図 4-2-18　固化体根入部の水平土圧

のケース（11-9、11-12)、特に 11-9 では応答加速度倍率が約 0.5 と小さいために、入力加速度を用いて計算すると安全率を過小に評価する可能性がある。

本研究で行ったような比較的幅の狭い改良体で大きな加振加速度の実験においても回転角が大きくならないことは、回転の照査が不要であることを示唆するものである。改良体の転倒に関する安全率と回転角の関係を図 4-2-19 に示す。ここでの改良体の回転角は加振前後に撮影した写真から読みとったもので、多少の読みとり誤差を含んでいる。全体的に見ると転倒安全率が小さいほど回転角が大きくなっており、両者にはある程度の相関が見られる。また、転倒安全率が 0.4 と小さくなっても改良体の回転角は約 4° とそれほど大きくない。写真 4-2-1 は加振後に撮影した改良体底部付近の写真である。改良体底部直下地盤の水平地盤側では端部支持力破壊が生じており、盛土側では改良体底部が浮き上がることにより砂を吸い込んでいることがわかる。図 4-2-20 は 11-13 での改良体底面に設置した土圧計により測定された土圧の時刻歴である。水平地盤側の土圧（S12）がピークに達する瞬間に盛土側（S9,S10）では大きな負圧が生じており、この負圧が固化体の回転抑制に寄与している。支持層が砂の場合は現行設計法では固化体の安定を排水状態の支持力問題として取り扱っているため盛土側底面で発生する負圧は考慮していない。



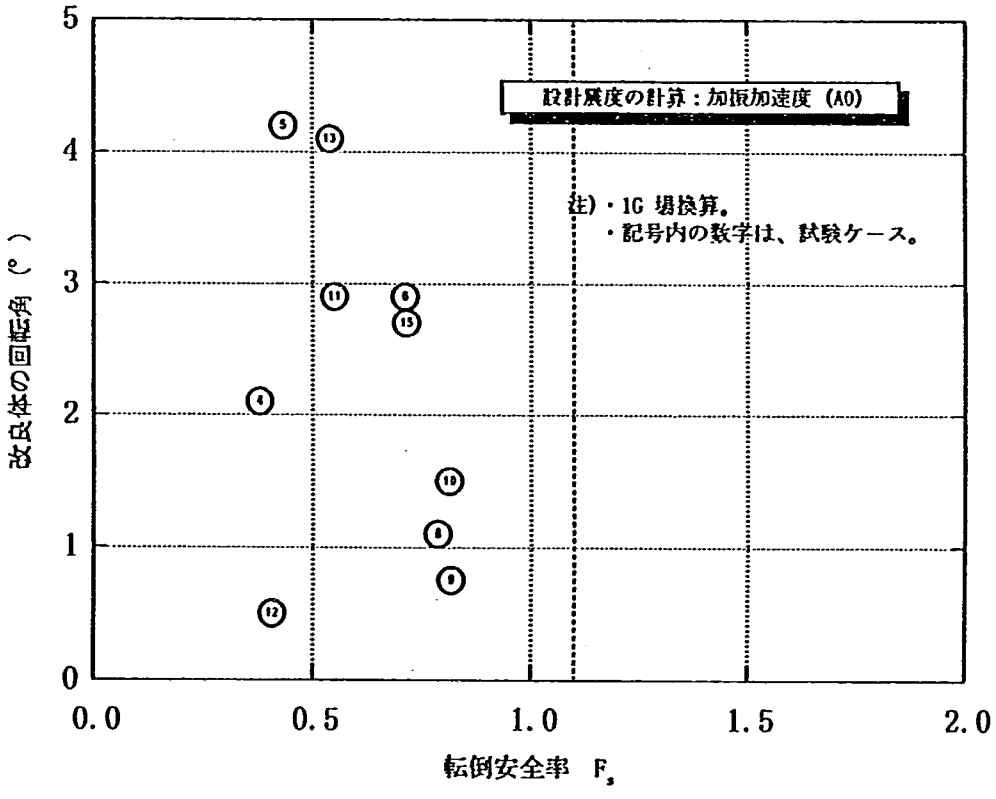


図 4·2·19　転倒安全率と実測残留回転角の関係

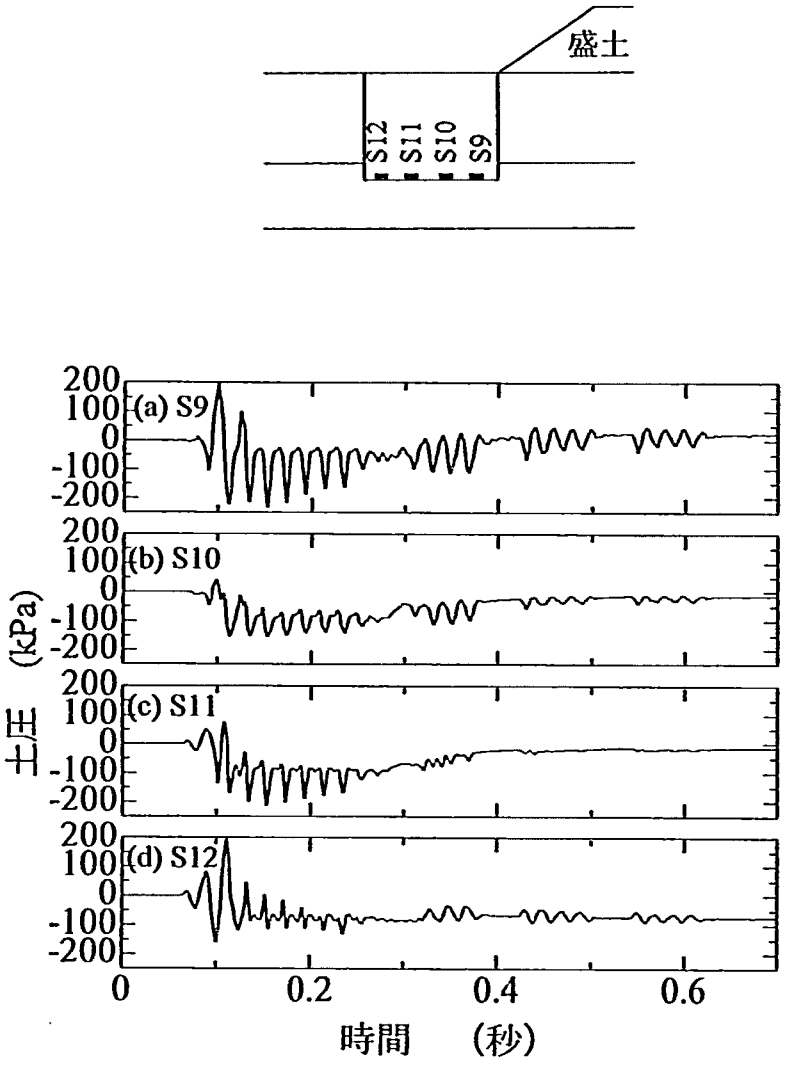


図 4-2-20　固化体底面全土圧の時刻歴（11-13）

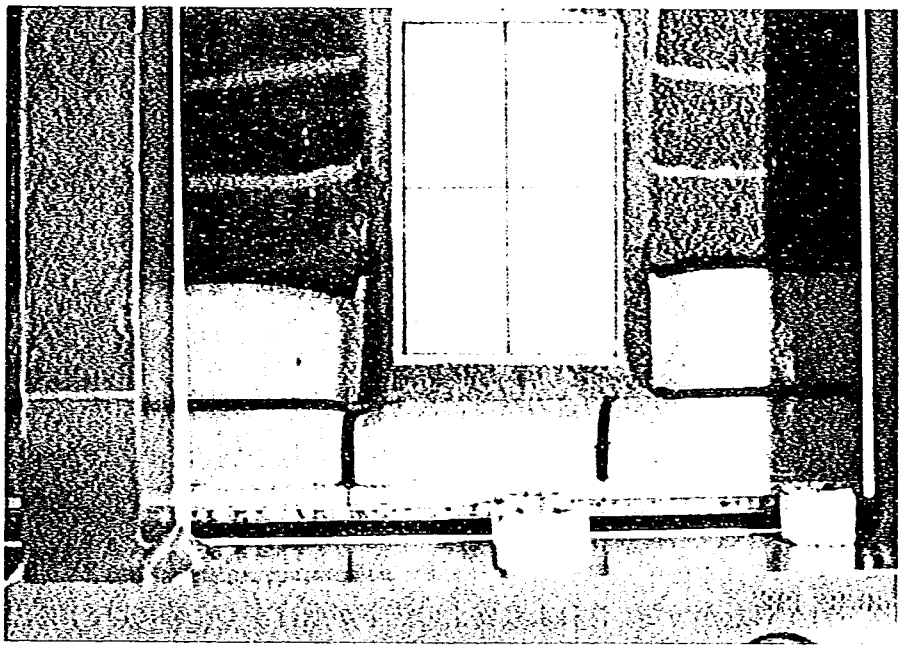


写真 4·2·1(a)　実験後の改良体模型（11·15、左側）

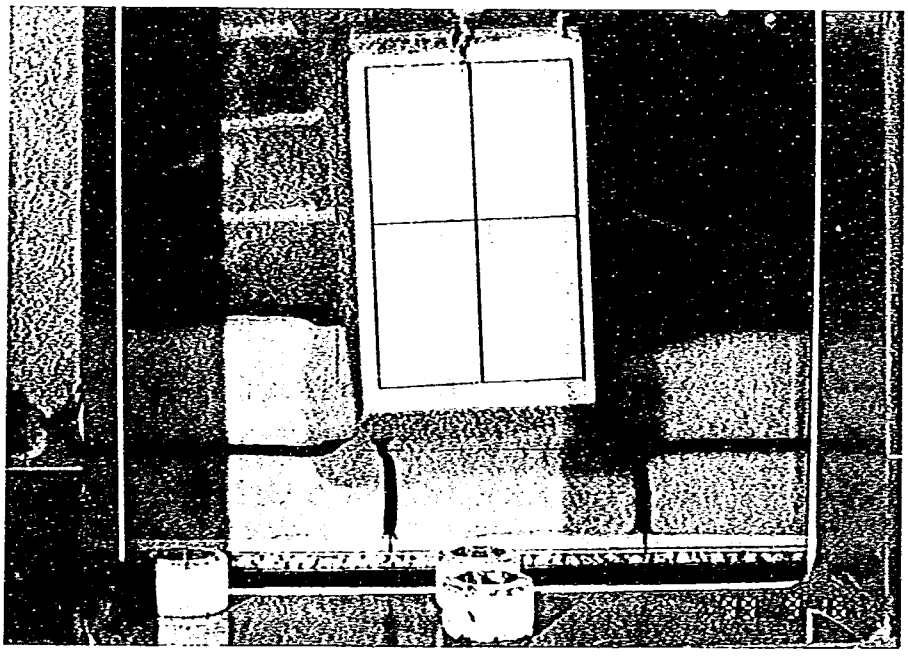


写真 4·2·1(b)　実験後の改良体模型（11·15、右側）

5．まとめ

本研究では緩い飽和砂地盤上の盛土の動的遠心模型実験と、法先に固化改良体を模したブロックを設置した模型の動的遠心模型実験を行った。以下に無対策盛土と固化改良による対策効果に分けて得られた主な知見を述べる。

5.1 無対策盛土

(1) 無対策盛土の実験では、基礎地盤の密度、入力加速度、間隙流体の粘性、及び地下水位面の高さを変えた実験を行った。何れのケースにおいても加振を開始し地盤が液状化した後、時間と共に沈下量が増加し、加振を停止すると天端沈下も止まった。余震中(加速度は実物で約70gal)は天端の沈下も進行したが、主要動と余震及び余震と余震の間の20～40galの加速度振幅では盛土の沈下は生じなかった。これより盛土の沈下が進行するためには、地盤中の過剰間隙水圧が上昇し有効応力が低下すること、及びある程度以上の加速度レベルの振動による外乱が加わること、の2つが必要であるものと考えられる。

(2) 盛土天端の沈下速度は、盛土正味荷重にほぼ比例して減少し、また加振加速度が大きいほど大きい。沈下速度を既往の遠心実験結果と比較したところ1オーダー以上の差が見られ、主な原因の一つとして液状化した後の土のひずみの伸び方が挙げられる。

(3) 無対策盛土の実験では、間隙流体として水と水の約40倍の粘性を持つメトローズを使用した。水で飽和した模型地盤は、メトローズで飽和した地盤と比較して透水係数が40倍大きく、粗砂程度の透水係数を持つ地盤に対応する。これら模型の水平地盤部の過剰間隙水圧挙動には顕著な差が見られなかったが、過剰間隙水圧が上がりきらない盛土直下地盤では水で飽和したケースでは加振中にも水圧の消散が見られた。また天端の沈下量に及ぼす地盤の透水係数の影響はほとんど見られなかった。

(4) 地下水位が地表面と一致しているケース(GL 0)と地表面下3.6cm(GL－3.6)の実験を行った。表面に不飽和層が存在し、その層厚や強度が大きいほど天端の沈下量が減少するものと考えられるが、今回の実験の範囲では地下水位が異なっても天端沈下量に明確な差が見られなかった。

5.2 法先を固化改良した盛土

(5) 固化対策した盛土の実験では、地下水位の異なる2種類の地盤に対し、対策工の大きさと入力加速度を変えて実験を行った。過剰間隙水圧は、水平地盤部では、固化対策を施したケースと無対策とでは顕著な違いは見られなかった。固化改良体の盛土側、すなわち法先下地盤では過剰間隙水圧の最大値が上載圧以上となっており、この部分の有効応力は無対策のケースと比較してかなり低下することが観察された。また、天端下地盤では過剰間隙水圧の大きさには対策

の有無による明確な違いは見られなかった。これより、対策工の有無による過剰間隙水圧の違いは主に対策工の盛土側近くに現れ、対策工を入れることによりそこでの過剰間隙水圧が高くなることがわかった。

(6) 非液状化層内の過剰間隙水圧は、排水による水圧消散が生じない限りその密度や土質によらず直上の液状化層内の過剰間隙水圧と同程度かそれ以上まで上昇しうることが確認された。また固化体直下の非液状化層内の過剰間隙水圧は水平地盤部下の非液状化層内のそれよりも高くなる。固化体の外部安定を考える上では固化体下地盤の強度特性の評価は重要であり、この部分の過剰間隙水圧の評価に際しては固化体から大きなせん断力が作用することを考慮する必要がある。

(7) 天端沈下量に及ぼす固化改良効果については、地下水位が高い場合は、法先に固化体を設置したケースでは無対策のケースと天端の沈下量がほぼ等しく、天端沈下量の低減を目的とした対策の効果がみられなかった。また、法面下に固化体を設置したケースでも天端沈下量は約 20% 程度減少しただけであり、対策の効果は小さかった。これは固化体を入れることによって盛土直下地盤の過剰間隙水圧が増加し、特に固化体内側の地盤浅部が弱部となって変形しやすくなるためである。

(8) 地下水位が地表面下 3.6cm のケースでは天端沈下量に関してより大きな対策効果が見られた。また、固化体幅を増加するよりも根入れ深さを増加させた方が対策の効果が大きくなることが観察された。さらに同じ固化体寸法の場合、根入れ部が密な硅砂よりも軟弱粘土のケースの方が対策効果が大きいことがわかった。これは粘土は繰り返しせん断を受けても強度がほとんど低下しないのに対し、砂は密であっても繰り返しせん断によって過剰間隙水圧が上昇し強度や剛性が低下するためである。

(9) 盛土天端の沈下を引き起こす要因として、盛土の体積圧縮、盛土のせん断変形、盛土直下地盤の体積圧縮、直下地盤のせん断変形が挙げられる。これら 4 要因の寄与割合を加振前後に撮影した写真から求めた結果、直下地盤のせん断変形と盛土のせん断変形が支配的な要因であることが明らかとなった。また対策工を入れることによってこれら 2 要因は減少するが、直下地盤の体積圧縮が逆に増加することがわかった。盛土法先の固化改良により大きな対策効果が期待できる条件として次のことが挙げられる。すなわち、

- 地表面に層厚がある程度大きいか、あるいは強度の大きな不飽和層があり、これによって法先部分に顕著な盛上がり変形が生じないこと。
- 固化改良体の水平及び回転変位が小さく、これによって直下地盤の流動変形と盛土のせん断変形が小さくなること。
- 地盤液状化層の層厚が大きくないか、あるいは液状化しても土の体積圧縮量が小さいこと。

(10) 実験では固化改良体模型の周囲に合計 12 個の小型土圧計を設置し、固化体に作用する土圧を計測した。その結果、土圧の振動成分は加振加速度が大きいケースほど大きく、また主要動中の方が余震中よりも大きくなった。液状化した土の動土圧を実務設計ではしばしば拡張した Westergaard 式で評価するが、Westergaard 式で得られる動水圧が震度に比例するという点

においてはその妥当性が認められる。しかし、実測土圧の振動成分は Westergaard 動水圧のおよそ 1/2 程度であり、定量的には過大である。個々の土圧計で測定された土圧振幅は Westergaard 動水圧と比較的良い対応を示したが、深さ方向の土圧の位相差により合土圧の振幅は Westergaard の土圧式から求まるものよりも小さくなる。

(11) 固化体周面に作用する土圧合力と固化体の加速度から算定した固化体の慣性力、さらにこれらを足し合わせた固化体底面のせん断力を求めた。固化体底面に生じるせん断応力のうち固化体側面に作用する土圧合力の占める割合が大きく、固化体慣性力の寄与は何れのケースにおいても大きくないことがわかった。今回の実験では概ね 1/3 が慣性力によるもの、2/3 が土圧によるものであったが、固化体幅が大きくなるほど土圧の占める割合は小さくなる。

(12) 現行の設計法である「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案)」に従って計算した滑動安全率と改良体の水平変位量の関係を調べた。全体的に安全率が小さいほど水平変位量が大きくなっており、両者の間には比較的良い相関が見られる。

(13) 根入れのあるケースは滑動安全率が約 2 と大きいにも関わらず大きな水平変位が生じている。現行設計法では支持層の間隙水圧は上昇しないものと仮定しているのに対し、実験では過剰間隙水圧が上昇し、固化体付近の支持層内の砂の強度がかなり低下し、現行法で仮定しているような根入れ部受働土圧が発揮されていないものと考えられる。

(14) 同様にして転倒安全率と固化体の回転量の関係を調べた。転倒安全率が小さいほど回転角が大きくなっており、両者には良い相関が見られる。また、転倒安全率が 0.4 と小さくなっても改良体の回転角は約 4° と小さなものに留まっている。固化体の盛土側底面には大きな負圧の発生が観察され、この負圧が固化体の回転抑制に寄与していることが確認された。

6．付　　録

6.1 参考文献

6.1 参考文献

1) 荒川直士、木全俊雄、近藤益男、林博明(1983): 地震時における道路盛土の振動特性に関する研究－（その１）飽和砂質地盤上の道路盛土模型の加振振動実験、土木研究所資料第 1999 号

2) 石原研而(1976): 土質動力学の基礎、鹿島出版会

3) 河川構造物地震対策技術検討委員会報告書(1996)

4) 黄、土屋、石原(1998): 三軸装置を用いる砂の弾性波速度の測定、第 33 回地盤工学研究発表会、pp.705-706

5) 古賀泰之、松尾修、唐沢安秋、武藤正人(1988): 盛土・斜面の簡易動的安定解析法に関する実験的研究報告書（第１報)、土木研究所資料第 2542 号

6) 古賀泰之(1990): 土構造物に及ぼす地震時液状化の影響に関する研究、土木研究所資料第 2811 号

7) 古賀泰之、松尾修、古関潤一、高橋晃浩、山根行弘(1994): 盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する実験的検討、土木研究所資料第 3264 号

8) 島津多賀夫、古賀泰之、古関潤一、高橋晃浩、田上博彰(1993): 締め固め工法により補強した盛土の耐震性について、第 28 回土質工学研究発表会発表講演集、pp.1207-1210

9) 竹内幹雄、増井仁、坂上明、石原研而(1990): 薄い細粒分層を有する砂質地盤の地震時挙動、土木学会第 45 回年次学術講演会講演集、pp.666-667

10) 土木研究所動土質研究室(1998): 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）設計編 鋼材を用いた対策工法

11) 土木研究所動土質研究室(1994): 平成５粘土振動混合処理工法の耐震補強効果に関する振動台実験業務報告書

12) 鷲田修三、古賀泰之、古関潤一、堀井克己、西原聡(1993): 液状化性地盤上の盛土に対する矢板締め切り工法について、第 28 回土質工学研究発表会発表講演集、pp.2483-2486

13) 布川修、広岡明彦、桑野二郎、竹村次朗、龍田、原田(1995): 砂地盤上の既設盛土の液状化対策に関する研究、第 30 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1013-1014

14) 布川修、大春宏一郎、高橋章浩、竹村次朗(1997): 地震時盛土締め切り鋼矢板の挙動、第 32 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1015-1016

15) 濱田政則、若松加寿江(1998): 液状化による地盤の水平変位の研究、土木学会論文集 No.596/III-43、pp.189-208

16) 藤井斉昭(1974): 砂地盤上の浅基礎の支持力機構に関する研究、東京工業大学学位論文

17) 松尾修、島津多賀夫(1995): 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案)、建設省土木研究所資料第 3513 号

18) 松尾修、岡村未対、堤達也、斉藤由紀子(1998): 液状化対策としての矢板締め切り工法に関する振動台実験報告書、土木研究所資料第 3539 号

19) 山根行弘(1995):平成3～5年度に実施した直営の室内土質試験及び有限要素解析、建設省土木研究所動土質資料 No.75

20) Schofield, A. N. and Ventor, K. (1984):Earthquake induced pore pressures in the foundation of a sea dyke, Proc.Int. Symp. Geotechnical Centrifuge Model Testing, pp.157-163

21) Boulanger, R., Seed, R., Chan, C., Seed, H. and Sousa, J. (1991): Liquefaction behavior of saturated sands under uni-directional and bi-directional monotonic and cyclic simple shear loading, Report No. UCB/GT/91-08, Dept. of Civil Engrg., University of California Berkeley

22) Adalier, K., Elgamal, A.-W. and Martin G. (1998): Foundation liquefaction countermeasures for earth embankments, Proc. ASCE, J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engrg., Vol.124, No.6, pp.500-517

23) Takeuchi, M., Yanagihara, S. and Ishihara, K. (1991): Shaking table tests on model dikes founded on sand deposits with compacted zone, Proc. GEO-COAST '91, pp509-514

24) Takemura, J. et al. (1999): Centrifuge model tests on double propped wall excavation in soft clay, S&F, Vo.39, No.3, pp.75-88

25) Atokinson, J.H. and Bransby, P.L. (1978): The mechanics of soils, McGraw-Hill, London

26) Ishihara, K. (1996): Soil behaviour in earthquake geotechnics, Clarendon Press, Oxford

27) Dobry, R., Taboada, V. and Liu, L. (1995): Centrifuge modeling of liquefaction effects during earthquake, Proc. First Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, IS-TOKYO'95, Vol.3, pp.1291-1324

28) Dewoolkar, M., Ko H.-Y., Stadler, A. and Astaneh, M.(1999): A substitute pore fluid for seismic centrifuge modeling, Geotechnical Testing Journal, Vol.22, No.3, pp.196-210

29) Meneses, J., Ishihara, K. and Towhata, I. (1998): Effects of superimposing cyclic shear stress on the undrained behavior of saturated sand under monotonic loading, Soils and Foundations, Vol.38, No.4, pp.115-127

30) Zeng, X. and Arulanandan, K. (1993): Seismic response of stratified soil layers — Experimental results of models No.4a and 4b, Proc. Int. Conf. Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction problems, Vol.2, pp.1457-1468

31) Zeng, X. Wu, J. and Young, B. (1998): Influence of viscous fluids on properties of sand, Geotechnical Testing Journal, Vol.21, No.1, pp.45-51

32) Kimura, T., Takemura, J., Hirooka, A. and Okamura, M. (1994): Mechanical Properties of intermediate soil, Proc. Int. Conf. Centrifuge 94, pp.13-24

33) Tatsuoka, F., Sasaki, T. and Yamada, S. (1984): Settlement in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear, Proc. 8th World Conf. Earthquake Engrg., San Francisco, pp.95-102

34) Tokimatsu, K. and Seed H.B. (1987): Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking, Proc. ASCE, J. of Geothechnical Engineering, Vol.113, No.8, pp.

35) Fukushima, S. and Tatsuoka, F. (1984): Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures, Soils and Foundations, Vol.24, No.4, pp.30-48

36) Ellis, E., Soga, K., Bransby M. and Sato, M. (2000): Resonant column testing of sands with different viscosity pore fluids, Proc. ASCE, J. of Geothechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.126, No.1, pp.10-17

6.2 土質試験結果

6.2 土質試験結果

江戸崎砂、7 号硅砂の物理特性、主な試験結果をまとめて表 6-2-1 に示す。なお、各試験結果の詳細については以下の節において述べる。

表 6-2-1 江戸崎砂、7 号硅砂の主な特性

地盤材料			江戸崎砂			7 剛硅砂		
物理特性	土粒子の密度(g/cm3)		2.684			2.642		
	粒度	レキ分(%)	0			0		
		砂分(%)	89.2			99.3		
		シルト分(%)	4.9			0.7		
		粘土分(%)	5.9			0		
		均等係数 Uc	4.24			1.59		
		平均粒径 D50(mm)	0181			0.169		
	最大最小密度 (g/cm3)	最大乾燥密度	1.522			1.627		
		最小乾燥密度	1.145			1.256		
	締固め	最大乾燥密度	1.567					
		最適含水比(%)	14.3					
力学特性	CD 試験	相対密度 Dr(%)				50	60	70
		乾燥密度(g/cm3)	1.27	1.35	1.43			
		ϕ' (°)		34.01	34.1	42.6	44.2	45.2
		c' (kPa)		0.02	0.04	0	0	0
	せん断剛性 G0(MPa)	σc'=98kPa		1088	1215			
		σc'=49kPa					411	
	繰り返し三軸強度比 σd/2σc'		0.10	0.115	0.13		0.163	
	透水試験							

6.2.1 粒度、最大・最小密度、締め固め試験

江戸崎砂、7 号硅砂の粒径過積曲線、及び江戸崎砂の締固め曲線を図 6-2-1、6-2-2 に示す。

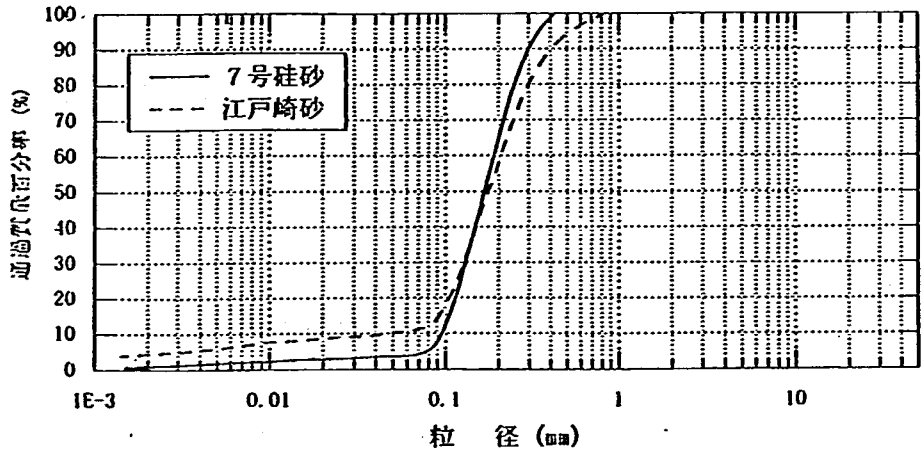


図 6-2-1 粒径過積曲線

試験方法	A-b		土質名称					
試料の準備方法	乾燥法 ~~湿潤法~~		ランマー質量 kg		2.5	土粒子の密度 ρ_s g/cm³		2.684
試料の使用方法	~~繰返し法~~ 非繰返し法		落下高さ cm		30	試料調整前の最大粒径 mm		0.850
含水比 試料分取後 w_0 %			突固め回数 回/層		25	モールド	内径 cm	10.00
含水比 乾燥処理後 w_1 %	3.45		突固め層数 層		3		高さ cm	12.73
試験No.	1	2	3	4	5	6	7	8
平均含水比 w %	3.45	8.69	14.26	19.25	25.15	28.61		
乾燥密度 ρ_d g/cm³	1.485	1.536	1.567	1.550	1.494	1.442		

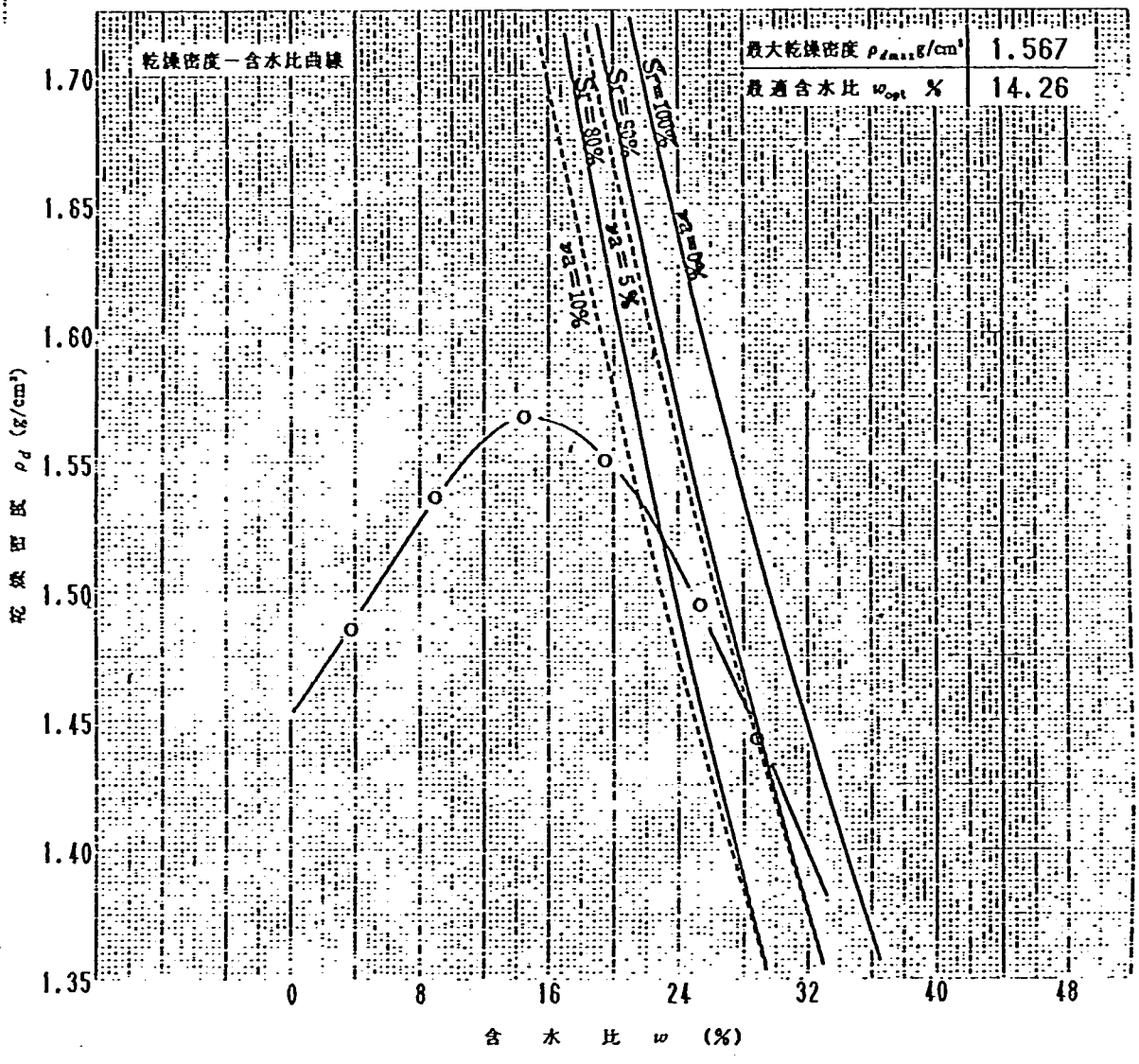


図 6·2·2　江戸崎砂の締固め曲線

6.2.2 透水試験(江戸崎砂)

ρ_d=1.35 と 1.43 g/cm^{3}の２種類の密度に調整した供試体を通水し飽和した後、変水位試験を行った。試験結果を図 6-2-3、6-2-4 に示す。

					試験前	試験後
供試体寸法	供試体 No.	1	供試体の状態	(供試体+透水円筒) 質量 m_1 g	1952.01	2033.01
	直径 D cm	6.95		供試体質量 $m=m_1-m_2$ g	606.41	692.41
	断面積 A cm^2	37.9		湿潤密度 $\rho_t=m/V$ g/cm^3	1.598	1.825
	長さ L cm	10.01		乾燥密度 $\rho_d=\rho_t/(1+w/100)$ g/cm^3	1.353	1.352
	体積 V cm^3	379.4		間隙比 $e=(\rho_s/\rho_d)-1$	0.953	0.955
				飽和度 $S_r=w\rho_s/(e\rho_w)$ %	50.2	96.9

測定 No.		1	2	3	4	5
測定開始時刻	t_1	10:01:00	10:02:00	10:03:00	10:04:00	
測定終了時刻	t_2	10:02:00	10:03:00	10:04:00	10:05:00	
測定時間	t_2-t_1 s	60.0	60.0	60.0	60.0	
変水位 時刻t_1における水位差	h_1 cm	178.33	168.43	159.53	151.03	143.33
変水位 時刻t_2における水位差	h_2 cm	168.43	159.53	151.03	143.33	
変水位 T℃に対する透水係数	k_T cm/s	4.97E-3	4.72E-3	4.76E-3	4.55E-3	
測定時の水温	T ℃	23	23	23	23	
温度補正係数	η_T/η_{15}	0.819	0.819	0.819	0.819	
15℃に対する透水係数	k_{15} cm/s	4.07E-3	3.87E-3	3.90E-3	3.73E-3	
代表値	k_{15} cm/s	3.89E-3				

図 6-2-3　透水試験結果(ρ_d=1.35)

					試験前	試験後
供試体寸法	供試体 No.	1	供試体の状態	(供試体+透水円筒) 質量 m_1 g	1985.5	2054.5
	直径 D cm	6.96		供試体質量 $m=m_1-m_2$ g	640.24	709.24
	断面積 A cm^2	38.0		湿潤密度 $\rho_t=m/V$ g/cm^3	1.685	1.866
	長さ L cm	10.00		乾燥密度 $\rho_d=\rho_t/(1+w/100)$ g/cm^3	1.427	1.495
	体積 V cm^3	380.0		間隙比 $e=(\rho_s/\rho_d)-1$	0.852	0.842
				飽和度 $S_r=w\rho_s/(e\rho_w)$ %	56.1	94.2

測定 No.		1	2	3	4	5
測定開始時刻	t_1	10:03:00	10:09:00	10:15:00	10:21:00	
測定終了時刻	t_2	10:09:00	10:15:00	10:21:00	10:27:00	
測定時間	t_2-t_1 s	360.0	360.0	360.0	360.0	
変水位 時刻t_1における水位差	h_1 cm	174.53	150.13	129.33	111.83	
変水位 時刻t_2における水位差	h_2 cm	150.13	129.33	111.83	96.93	
変水位 T℃に対する透水係数	k_T cm/s	2.18E-3	2.16E-3	2.10E-3	2.07E-3	
測定時の水温	T ℃	24	24	24	24	
温度補正係数	η_T/η_{15}	0.800	0.800	0.800	0.800	
15℃に対する透水係数	k_{15} cm/s	1.74E-3	1.73E-3	1.68E-3	1.66E-3	
代表値	k_{15} cm/s	1.70E-3				

図 6-2-4　透水試験結果(ρ_d=1.43)

6.2.3 CD 試験(江戸崎砂、7 号硅砂)

(1)江戸崎砂の CD 試験

模型作成時には、江戸崎砂層の乾燥密度はおよそ ρ_d=1.35g/cm^3 であったが、その後飽和中や遠心加速度増加中に密度の増加が生じた。そこで、ρ_d=1.35 と 1.43 g/cm^3 の 2 種類の密度に調整した供試体について、29.4 及び 98.0kPa の拘束圧下で CD 試験を 2 本づつ行った。応力－ひずみ曲線を図 6-2-5～6-2-6 に、軸差応力最大時のモール応力円を図 6-2-7～6-2-8 に、試験条件及び試験結果を表 6-2-2 に示す。

拘束圧が 98.0kPa の試験では、e-log$p$ 関係を調べるために 9.8kPa 毎に加圧して等方圧密すると共に、除荷も 2 回行った。圧密過程での載荷ステップを図 6-2-9 に、e-log$p$ 関係を図 6-2-10、表 6-2-3 に示す。

供試体の作成にあたっては、模型の江戸崎砂層と出来るだけ条件をそろえるために、模型作成時と同じ 18%に含水比調節した試料を締め固めて三軸供試体とした。

(2)7 号硅砂の CD 試験

模型の非液状化層に用いた 7 号硅砂は、相対密度が約 90%であった。この密度の供試体に対する CD 試験は行っていないが、相対密度が 50～70%の供試体の CD 試験結果を参考までに図 6-2-11～6-2-13 に示す。

6.2.4 液状化試験(等方圧縮時の e-log$p$ 関係を含む)

(1)江戸崎砂の液状化試験

CD 試験と同様にして作成した ρ_d=1.35 と 1.43 g/cm^3 の供試体を 98.0kPa で等方圧密した後、液状化試験を行った。なお、ここでも等方圧密中に e-log$p$ 関係を調べた。等方圧密、除荷過程での載荷ステップは CD 試験と同じく図 6-2-9 に示すとおりである。

試験条件及び試験結果の一覧を表 6-2-4 に、液状化強度曲線を図 6-2-14～6-2-16 に、また応力ひずみ曲線、有効応力経路などを図 6-2-17～6-2-28 に示す。さらに、等方圧密中の e-log$p$ 関係を図 6-2-29～6-2-31、表 6-2-5 に示す。

(2)7 号硅砂の液状化試験

相対密度が約 90%の 7 号硅砂の液状化試験結果を図 6-2-32～6-2-36、表 6-2-6 に示す。

6.2.5 動的変形試験(等方圧縮、膨潤時の e-log$p$ 関係を含む)

(1)江戸崎砂の動的変形試験

CD 試験と同様にして作成した ρ_d=1.35 と 1.43 g/cm^3 の供試体を 98.0kPa で等方圧密した後、

動的変形試験を行った。なお、ここでも等方圧密中にe-log$p$関係を調べた。等方圧密、除荷過程での載荷ステップはCD試験と同じく図6-2-9に示すとおりである。

試験条件及び試験結果の一覧を表6-2-7に、試験結果を図6-2-37～6-2-38に示す。また、等方圧密中のe-log$p$関係を図6-2-39、表6-2-3に示す。

(2)江戸崎砂の動的変形試験

CD試験と同様にして作成したDr=90%の供試体を98kPaで等方圧密した後、動的変形試験を行った。試験条件を表6-2-6に、試験結果を図6-2-40、表6-2-8に示す

表 6-2-2　江戸崎砂の CD 試験一覧

試料番号			CD03135	CD10135	CD03143	CD10143
物理特性	土粒子の密度 ρ_s (g/cm³)		2.684			
	含水比 w (%)		18.0			
	粒度特性	レキ分 (%)	0.0			
		砂分 (%)	89.2			
		シルト分 (%)	4.9			
		粘土分 (%)	5.9			
		均等係数 U_c	0.1814			
初期状態	湿潤密度 $\rho_{t\,ini}$ (g/cm³)		1.593	1.593	1.687	1.687
	乾燥密度 $\rho_{d\,ini}$ ※1 (g/cm³)		1.347	1.350	1.429	1.429
	間隙比 e_{ini}		0.993	0.988	0.878	0.878
圧密後	湿潤密度 ρ_{tc} ※2 (g/cm³)		1.594	1.602	1.688	1.693
	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm³)		1.353	1.371	1.430	1.442
	間隙比 e_c		0.984	0.958	0.877	0.861
圧密圧力 σ_c' (kgf/cm²)			0.3	1.0	0.3	1.0
ひずみ速度 (%/min)			0.1			
主応力差最大時	圧縮強さ $(\sigma^1-\sigma^3)_{max}$ (kgf/cm²)		0.82	2.60	0.9	2.69
	軸ひずみ ε_f (%)		14.8	14.70	10.88	13.52
	体積ひずみ v_f (%)		2.14	3.03	0.09	1.19
	間隙比 e_f		0.942	0.929	0.876	0.839
C_d (kgf/cm²)			0.02		0.04	
ϕ_d (度)			34.0		34.1	
備考						

注)　※1 : $\rho_{d\,ini}=\rho_{t\,ini}/(1+W/100)$　※2 : $\rho_{tc}=\rho_d+(1-\rho_d/\rho_s)\cdot S_r$　(S_r=100%)

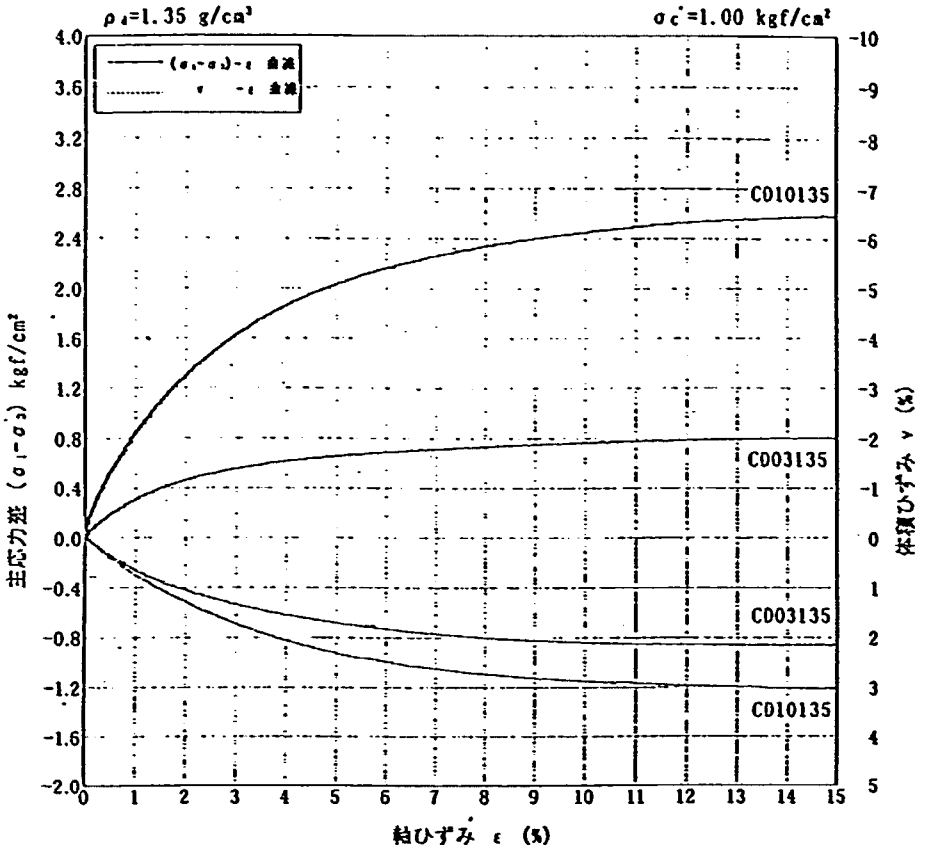


図 6·2·5　江戸崎砂 CD 試験の応力－ひずみ曲線(ρ_d=1.35)

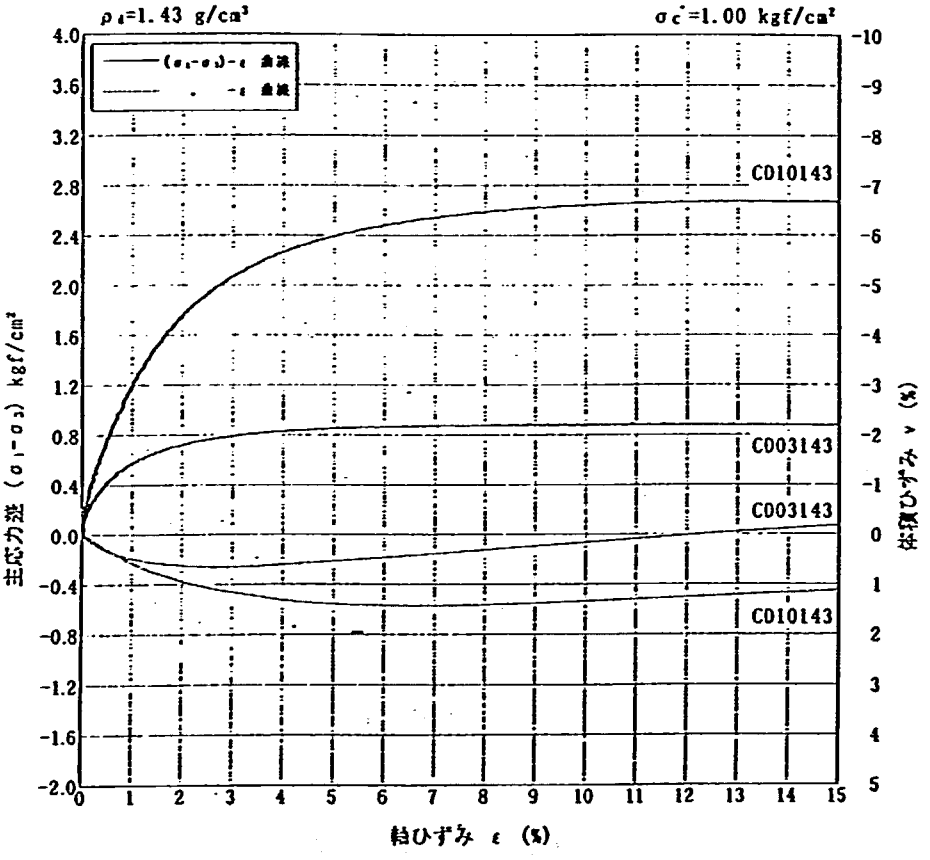


図 6·2·6　江戸崎砂 CD 試験の応力－ひずみ曲線(ρ_d=1.43)

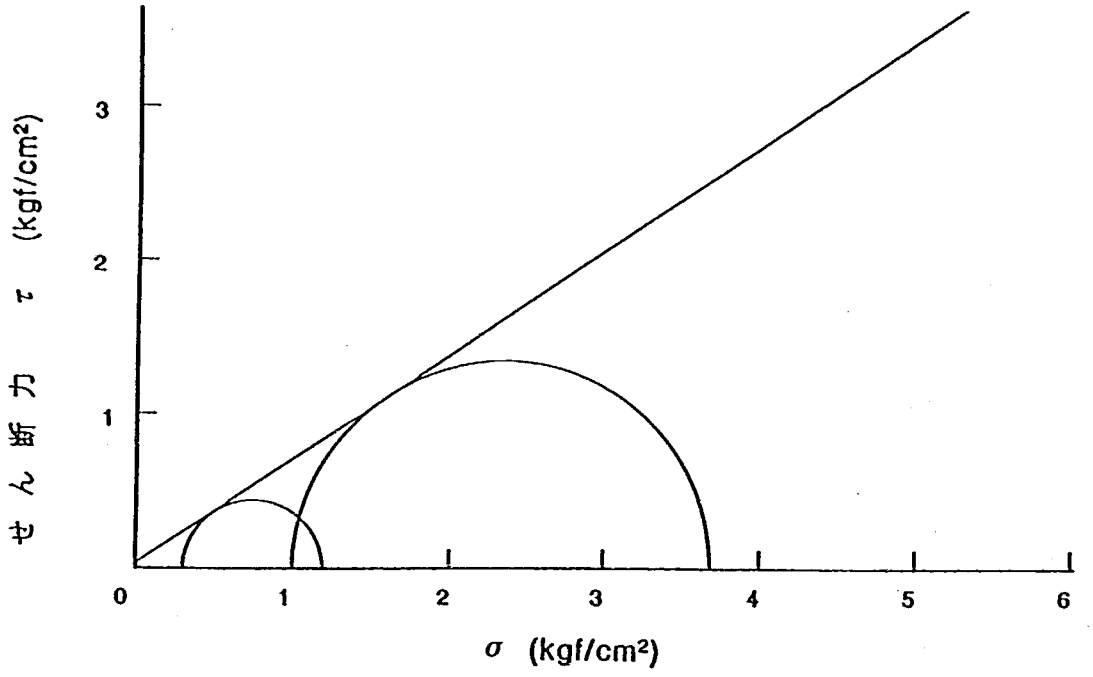


図 6-2-7　江戸崎砂 CD 試験　モールの応力円(ρ_d=1.35)

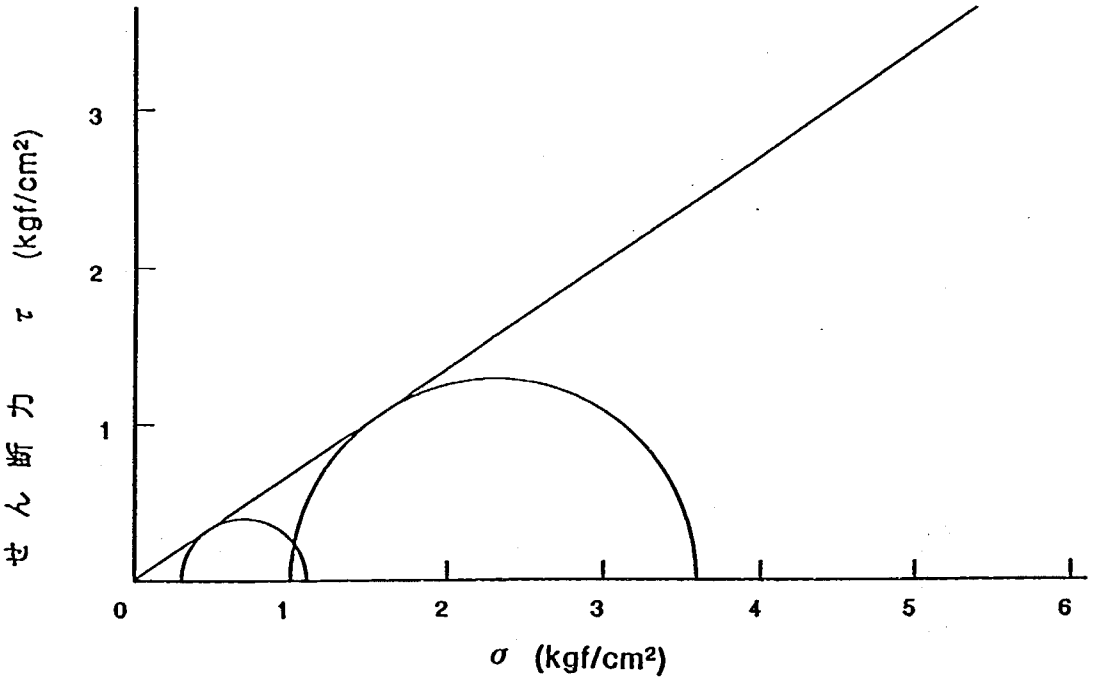


図 6-2-8　江戸崎砂 CD 試験　モールの応力円(ρ_d=1.43)

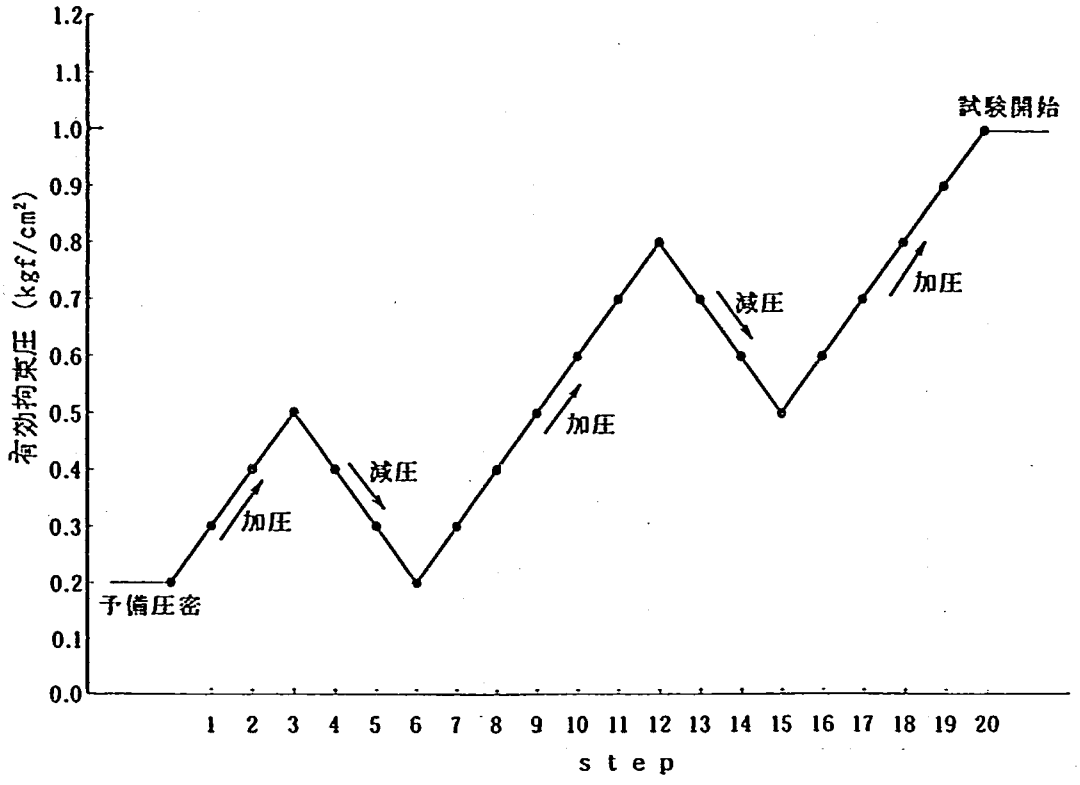
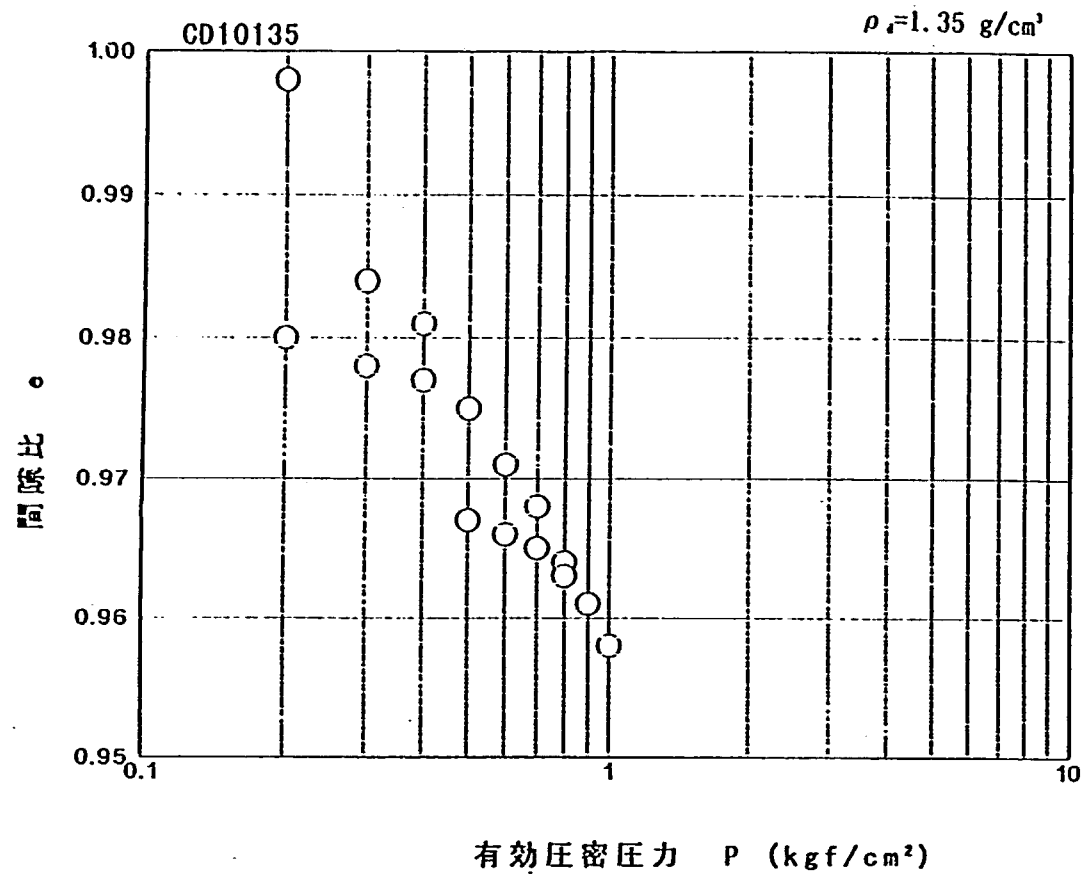


図 6·2·9　等方圧密、除荷の載荷ステップ

表 6·2·3　江戸崎砂 CD 試験、動的変形試験における圧密・除荷過程における間隙比と圧密圧力の関係

有効圧密圧力 kgf/cm²	間隙比 e			
	CD10135	CD10143	E-DY-135	E-DY-143
0.2	0.998	0.877	0.981	0.877
0.3	0.984	0.874	0.976	0.873
0.4	0.981	0.872	0.971	0.870
0.5	0.975	0.869	0.966	0.866
0.4	0.977	0.871	0.967	0.867
0.3	0.978	0.873	0.969	0.868
0.2	0.980	0.874	0.971	0.870
0.3	0.978	0.873	0.969	0.869
0.4	0.977	0.871	0.967	0.867
0.5	0.975	0.870	0.965	0.865
0.6	0.971	0.868	0.962	0.864
0.7	0.968	0.867	0.959	0.861
0.8	0.964	0.865	0.954	0.859
0.7	0.965	0.866	0.955	0.860
0.6	0.966	0.867	0.956	0.861
0.5	0.967	0.868	0.958	0.862
0.6	0.966	0.866	0.956	0.860
0.7	0.965	0.866	0.955	0.859
0.8	0.963	0.865	0.954	0.858
0.9	0.961	0.863	0.952	0.856
1.0	0.958	0.861	0.948	0.854



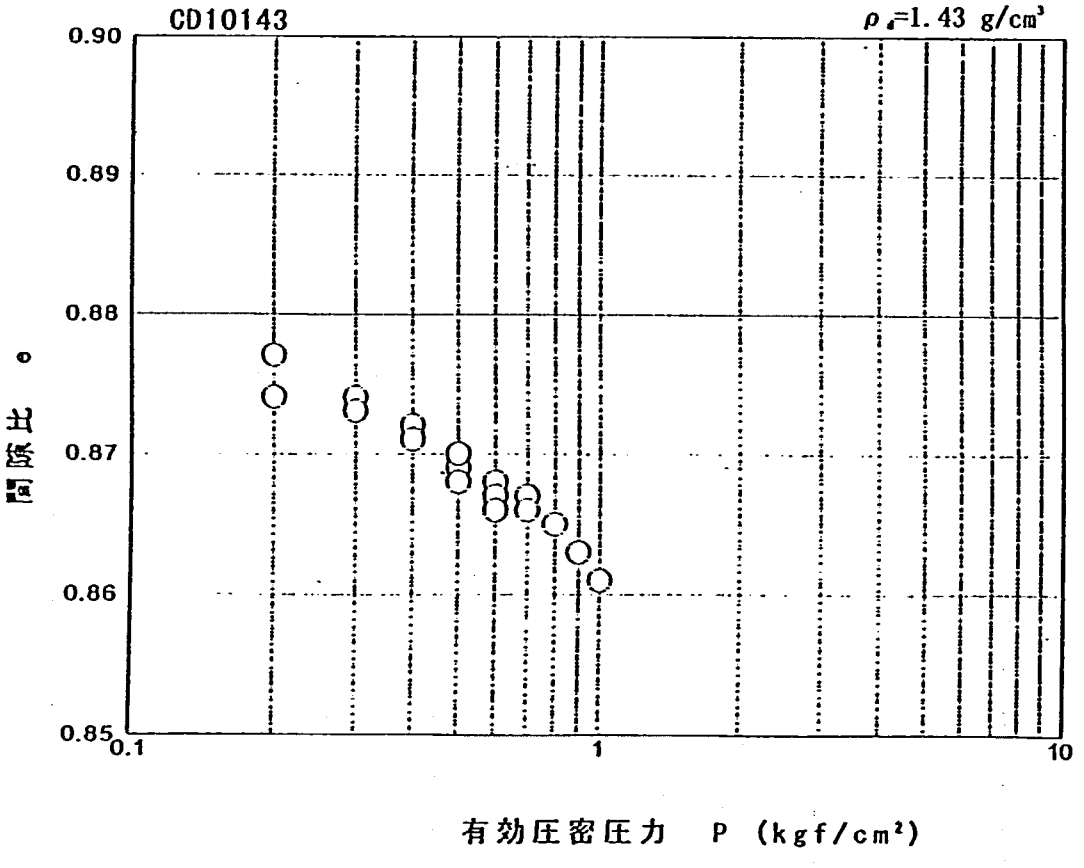


図 6·2·10 等方圧密、除荷時の間隙比と有効拘束圧の関係

試料番号（深さ）Dr=50%　　試験者

土質名称		供試体No.		1		
荷重計容量 kgf	200	圧密応力 kgf/cm²		0.5		
間隙水圧計容量 kgf/cm²		主応力差最大時	圧縮強さ $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ kgf/cm²	2.091		
ひずみ速度 %/min	0.10		軸ひずみ ε_f %	5.74		
特記事項		CU	間隙水圧 Δu_f kgf/cm²			
			σ'_{3f} kgf/cm²			
			σ'_{1f} kgf/cm²			
		CD	体積ひずみ v_f %	-1.111		
			間隙比 e_f	~~1.000~~		
供試体の破壊状況						

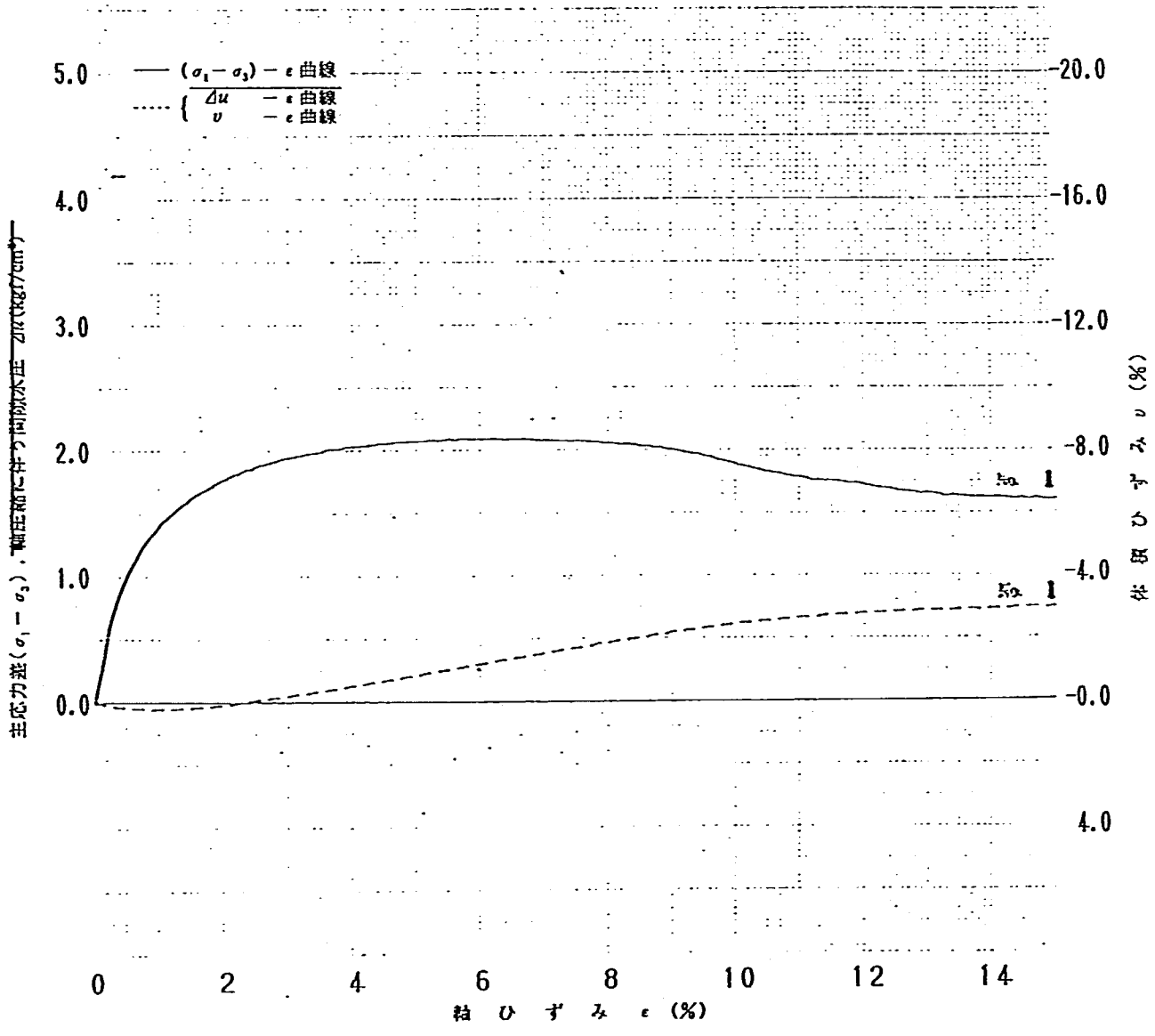


図 6·2·11　7号硅砂の CD 試験での応力－ひずみ曲線　(Dr=50%)

試料番号（深さ）Dr=60%　　試験者

土質名称		供試体 No		1		
荷重計容量 kgf	200	圧密応力	kgf/cm²	0.5		
間隙水圧計容量 kgf/cm²		主応力差最大時 圧縮強さ $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$	kgf/cm²	2.304		
ひずみ速度 %/min	0.10	主応力差最大時 軸ひずみ ε_f	%	4.50		
特記事項		$\overline{CU}$ 間隙水圧 Δu_f	kgf/cm²			
		$\overline{CU}$ σ_{3f}'	kgf/cm²			
		$\overline{CU}$ σ_{1f}'	kgf/cm²			
		CD 体積ひずみ v_f	%	-1.035		
		CD 間隙比 e_f		~~-1.000~~		
		供試体の破壊状況				

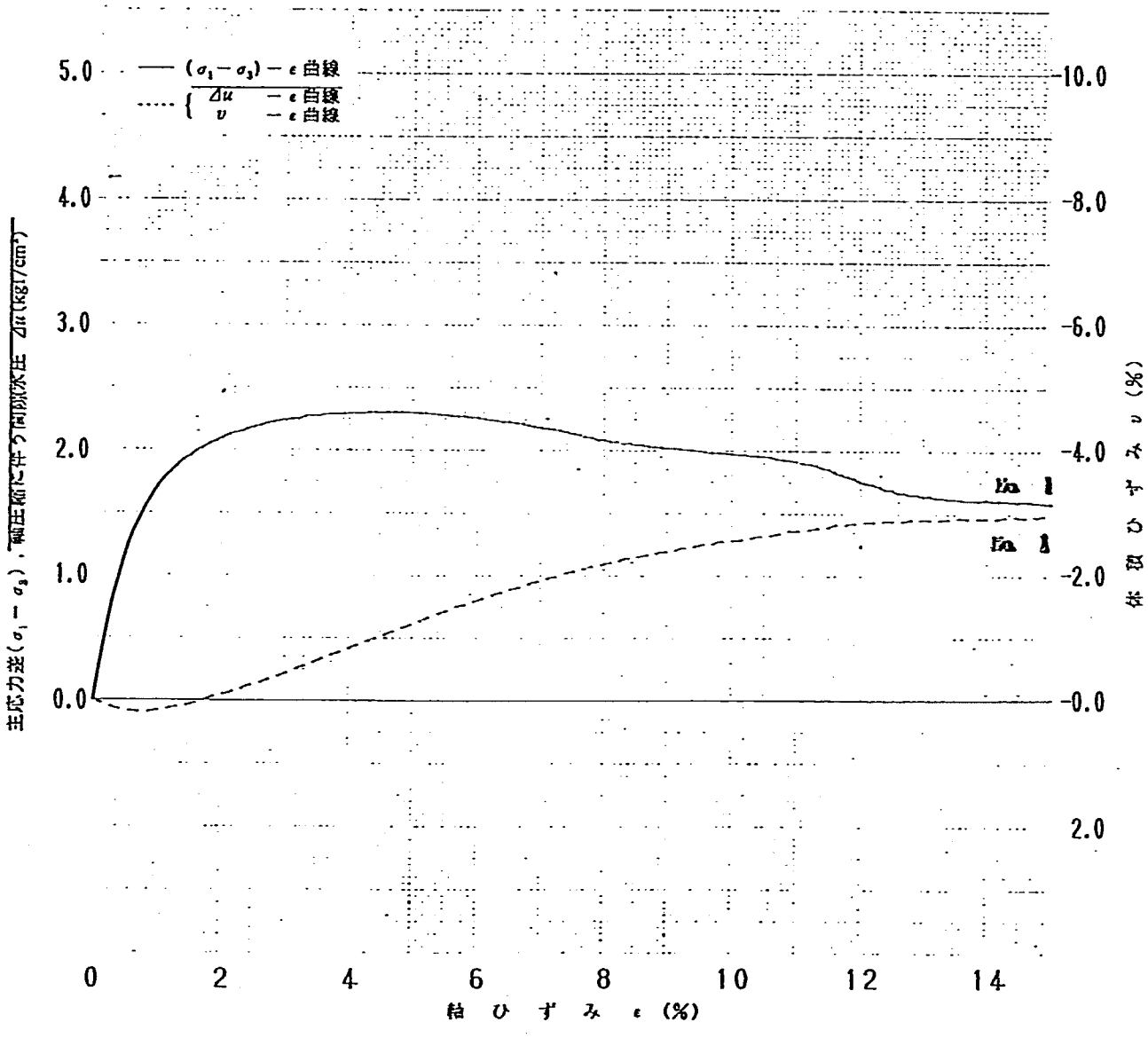


図 6-2-12　7号硅砂の CD 試験での応力－ひずみ曲線　(Dr=60%)

試料番号（深さ）Dr=70%　　試験者

土質名称			供試体 No.		1	
荷重計容量 kgf	200		圧密応力 kgf/cm²		0.5	
間隙水圧計容量 kgf/cm²		主応力差最大時	圧縮強さ $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ kgf/cm²		2.443	
ひずみ速度 %/min	0.10		軸ひずみ ε_f %		4.21	
特記事項			$\overline{CU}$	間隙水圧 Δu_f kgf/cm²		
				σ'_{3f} kgf/cm²		
				σ'_{1f} kgf/cm²		
			CD	体積ひずみ v_f %	-1.617	
				間隙比 e_f	~~-1.000~~	
		供試体の破壊状況				

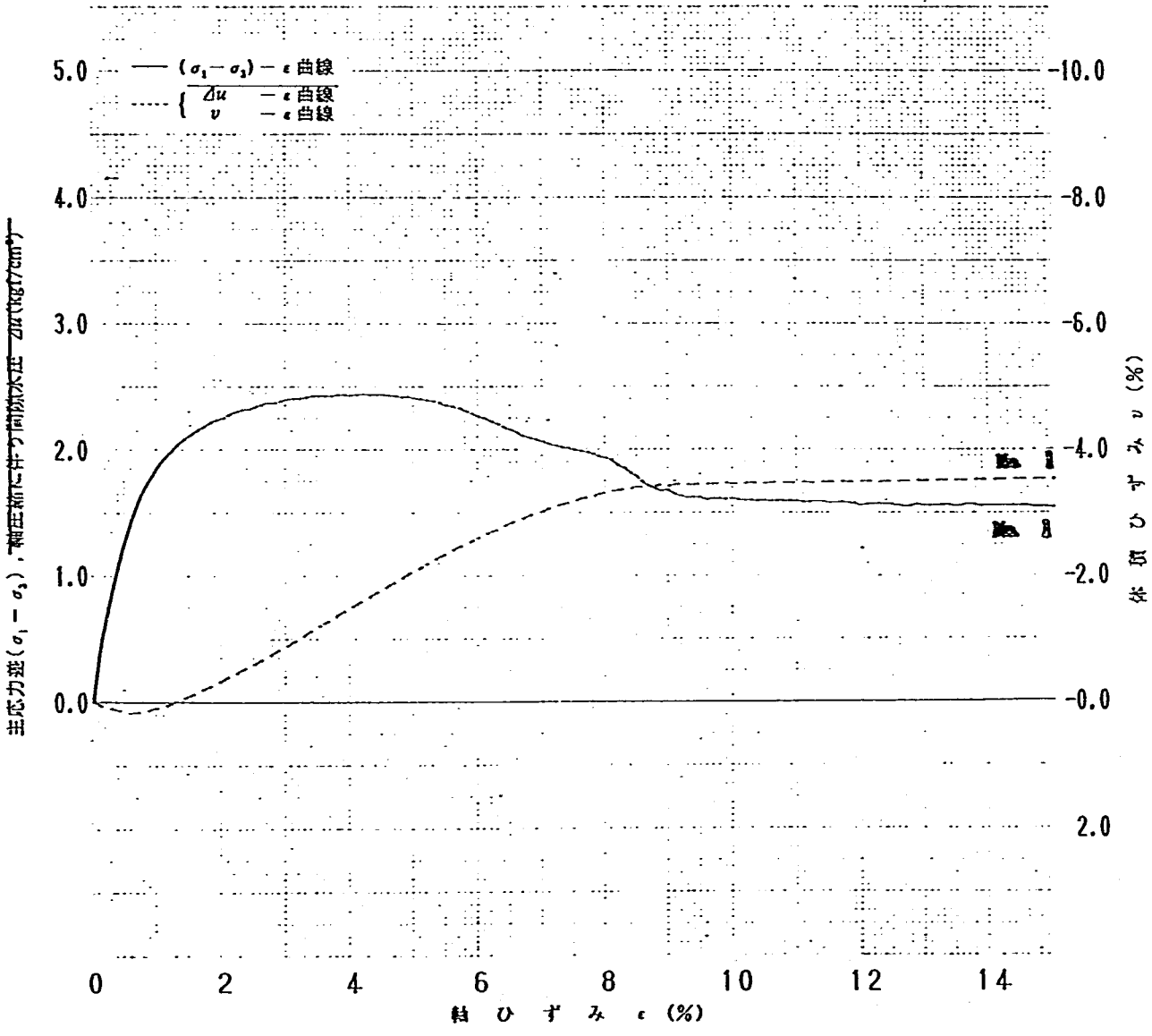


図 6·2·13　7号硅砂の CD 試験での応力－ひずみ曲線　(Dr=70%)

表 6·2·4(a)　江戸崎砂の液状化試験(ρ_d=1.27、1.35 g/cm³)

試料番号				E-127				E-135			
供試体番号				1	2	3	4	1	2	3	4
物理特性	土粒子の密度 ρ_s (g/cm³)			2.684				2.684			
	含水比 w (%)			18.0				18.0			
	粒度特性	レキ分 (%)		0.0				0.0			
		砂分 (%)		89.2				89.2			
		シルト分 (%)		4.9				4.9			
		粘土分 (%)		5.9				5.9			
		平均粒径 D_{50} (mm)		0.1814				0.1814			
		均等係数 U_c		4.24				4.24			
最大乾燥密度 ρ_{dmax}				1.522				1.522			
最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm³)				1.145				1.145			
初期状態	湿潤密度 ρ_{tini} (g/cm³)			1.500	1.498	1.498	1.499	1.584	1.585	1.583	1.584
	乾燥密度 ρ_{dini} ※1 (g/cm³)			1.270	1.269	1.270	1.270	1.342	1.343	1.342	1.342
	間隙比 e_{ini}			1.114	1.108	1.114	1.113	1.000	0.999	1.000	1.000
	相対密度 D_{rini} (%)			39.7	40.7	39.6	39.8	59.3	59.5	59.3	59.3
圧密後	湿潤密度 ρ_{tc} ※2 (g/cm³)			1.813	1.814	1.818	1.815	1.865	1.863	1.859	1.859
	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm³)			1.295	1.298	1.304	1.299	1.379	1.375	1.369	1.369
	間隙比 e_c			1.073	1.068	1.058	1.066	0.946	0.952	0.960	0.961
	相対密度 D_{rc} (%)			46.8	47.6	49.3	47.9	68.5	67.5	66.2	66.0
圧密圧力 σ_c' (kgf/cm²)				1.00				1.00			
B値				0.98	0.98	1.00	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
試験結果	せん断応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$			0.1	0.14	0.12	0.08	0.2	0.15	0.1	0.12
	繰返し回数 N	両振幅軸歪	1.0 %	21	1.5	5.5	73	0.1	1.5	42	11
			2.0 %	21	1.5	5.5	73	0.2	1.5	42	12
			5.0 %	21	1.5	5.5	74	0.4	1.5	42	12
			10.0 %	21	1.5	5.5	74	0.8	1.5	42	12
		間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_c'$=0.95		21	---	5.5	74	---	---	42	12
備考											

注)　※1：$\rho_{dini}=\rho_{tini}/(1+W/100)$　　※2：$\rho_{tc}=\rho_d+(1-\rho_d/\rho_s)\cdot S_r$　(S_r=100%)

表 6-2-4(b)　江戸崎砂の液状化試験(ρ_d=1.43 g/cm³)

試料番号				E-143							
供試体番号				1	2	3	4				
物理特性	土粒子の密度 ρ_s (g/cm³)			2.684							
	含水比 w (%)			18.0							
	粒度特性	レキ分 (%)		0.0							
		砂分 (%)		89.2							
		シルト分 (%)		4.9							
		粘土分 (%)		5.9							
		平均粒径 D_{50} (mm)		0.1814							
		均等係数 U_c		4.24							
最大乾燥密度 ρ_{dmax}				1.522							
最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm³)				1.145							
初期状態	湿潤密度 ρ_{tini} (g/cm³)			1.687	1.687	1.687	1.688				
	乾燥密度 ρ_{dini} ※1 (g/cm³)			1.430	1.430	1.430	1.430				
	間隙比 e_{ini}			0.877	0.877	0.877	0.877				
	相対密度 D_{rini} (%)			80.4	80.5	80.5	80.5				
圧密後	湿潤密度 ρ_{tc} ※2 (g/cm³)			1.910	1.908	1.905	1.907				
	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm³)			1.450	1.447	1.442	1.446				
	間隙比 e_c			0.851	0.855	0.861	1.856				
	相対密度 D_{rc} (%)			84.9	84.2	83.2	84.0				
圧密圧力 σ_c' (kgf/cm²)				1.00							
B 値				0.95	0.98	0.98	0.97				
試験結果	せん断応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$			0.15	0.18	0.13	0.16				
	繰返し回数 N	両振幅軸歪	1.0 %	17	1.5	36	5				
			2.0 %	17	1.5	36	5.5				
			5.0 %	18	1.5	37	6				
			10.0 %	19	1.5	38	6.5				
		間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_c'$=0.95		18	---	37	6.5				
備考											

注)　※1：$\rho_{dini}=\rho_{tini}/(1+W/100)$　　※2：$\rho_{tc}=\rho_d+(1-\rho_d/\rho_s)\cdot S_r$　(S_r=100%)

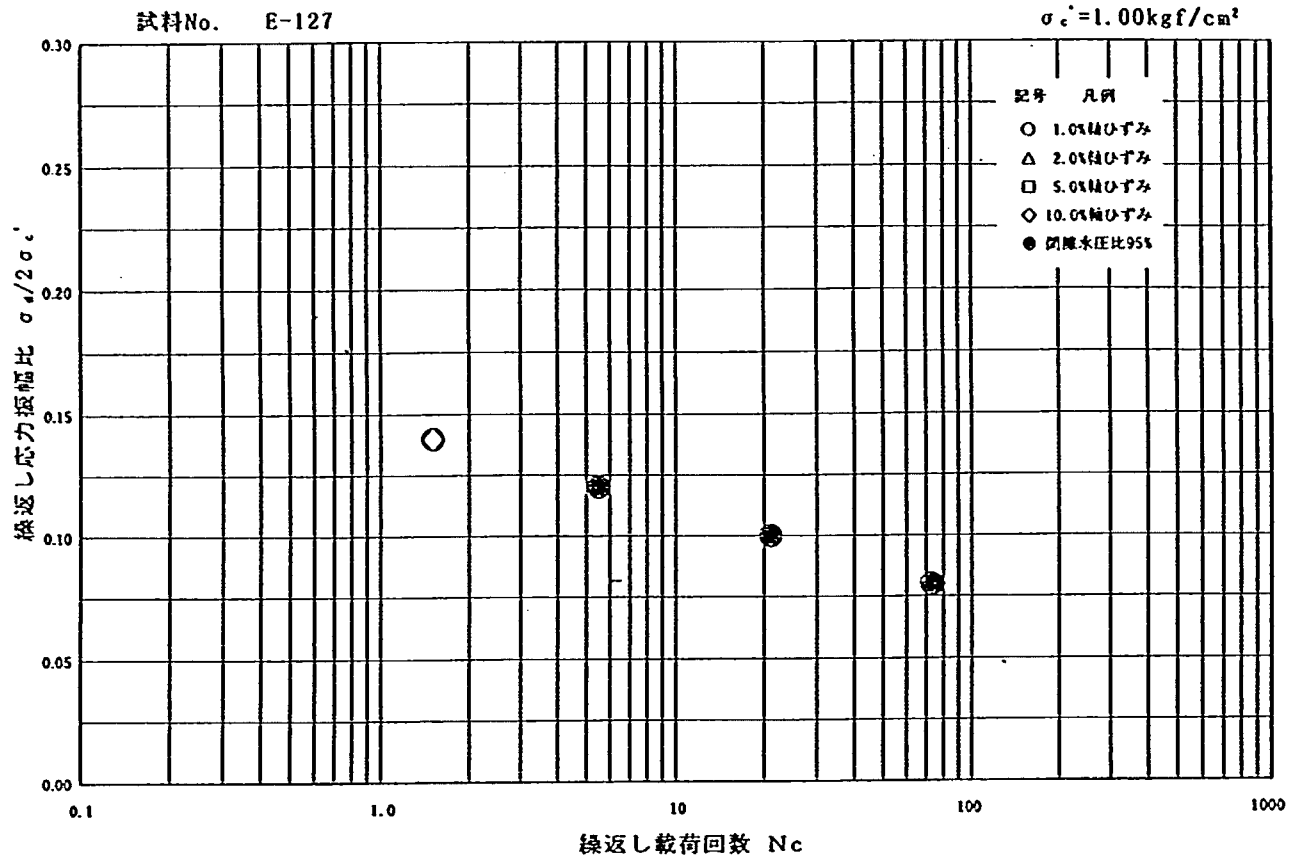


図 6·2·14　液状化強度曲線　(ρ_d=1.27 g/cm³)

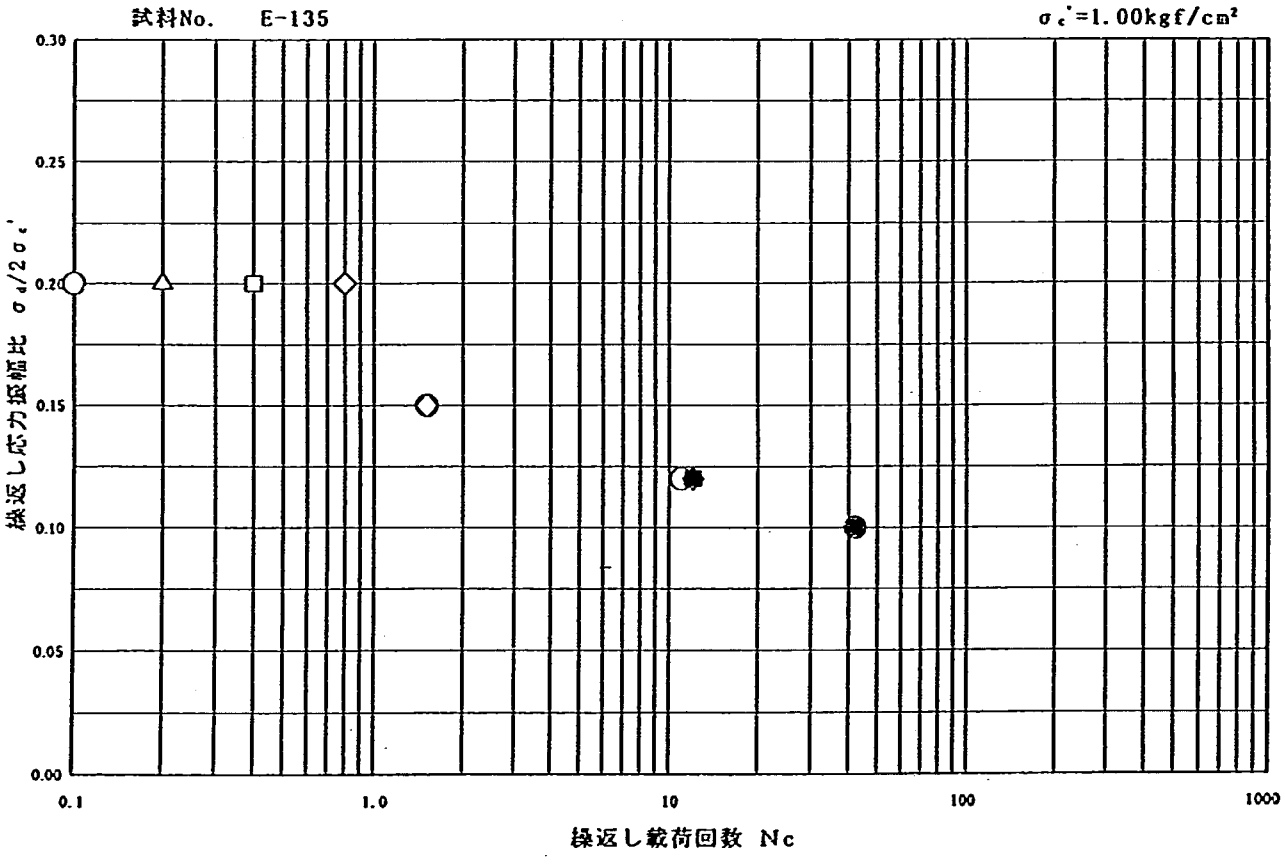


図 6·2·14　液状化強度曲線　(ρ_d=1.35 g/cm³)

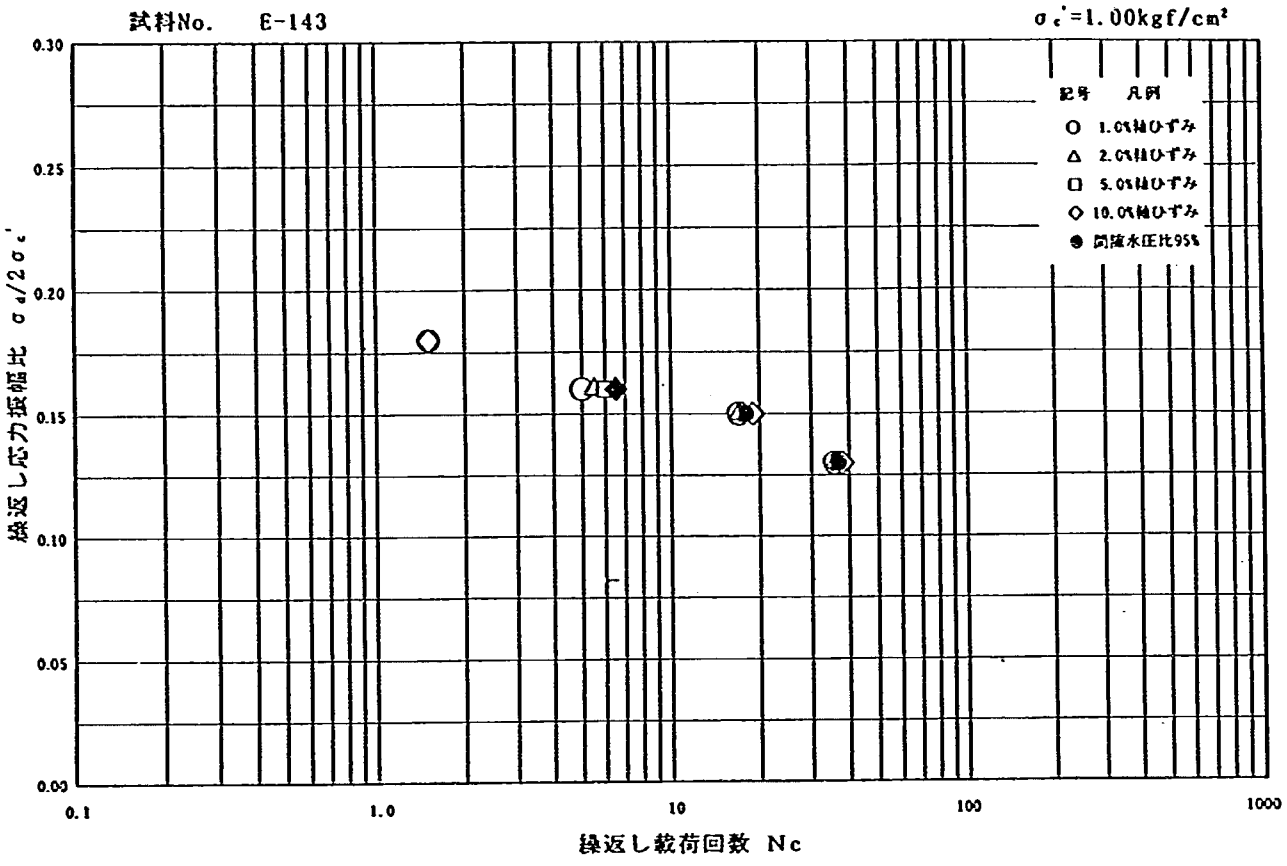


図 6-2-16　液状化強度曲線　(ρ_d=1.43 g/cm³)

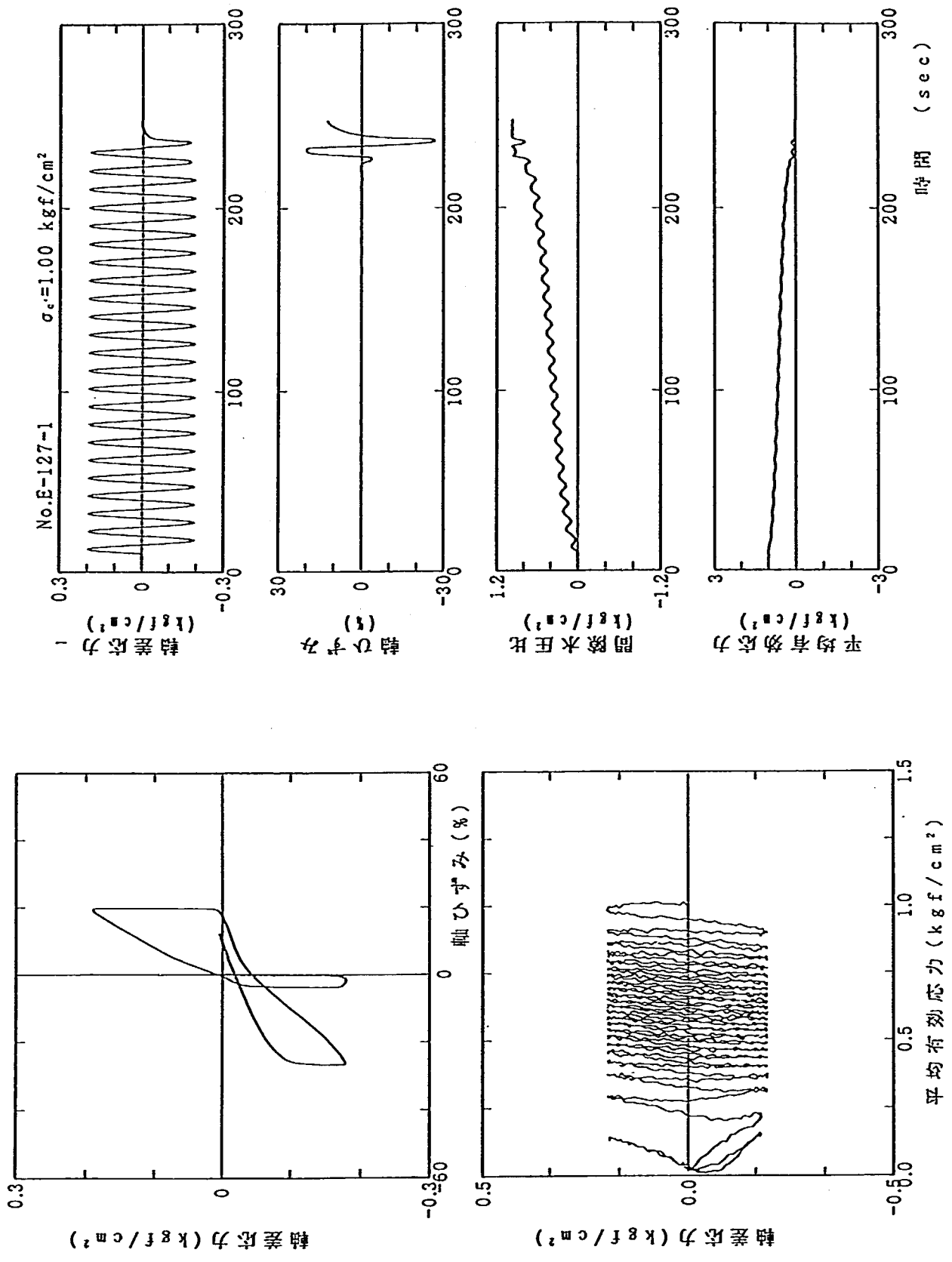
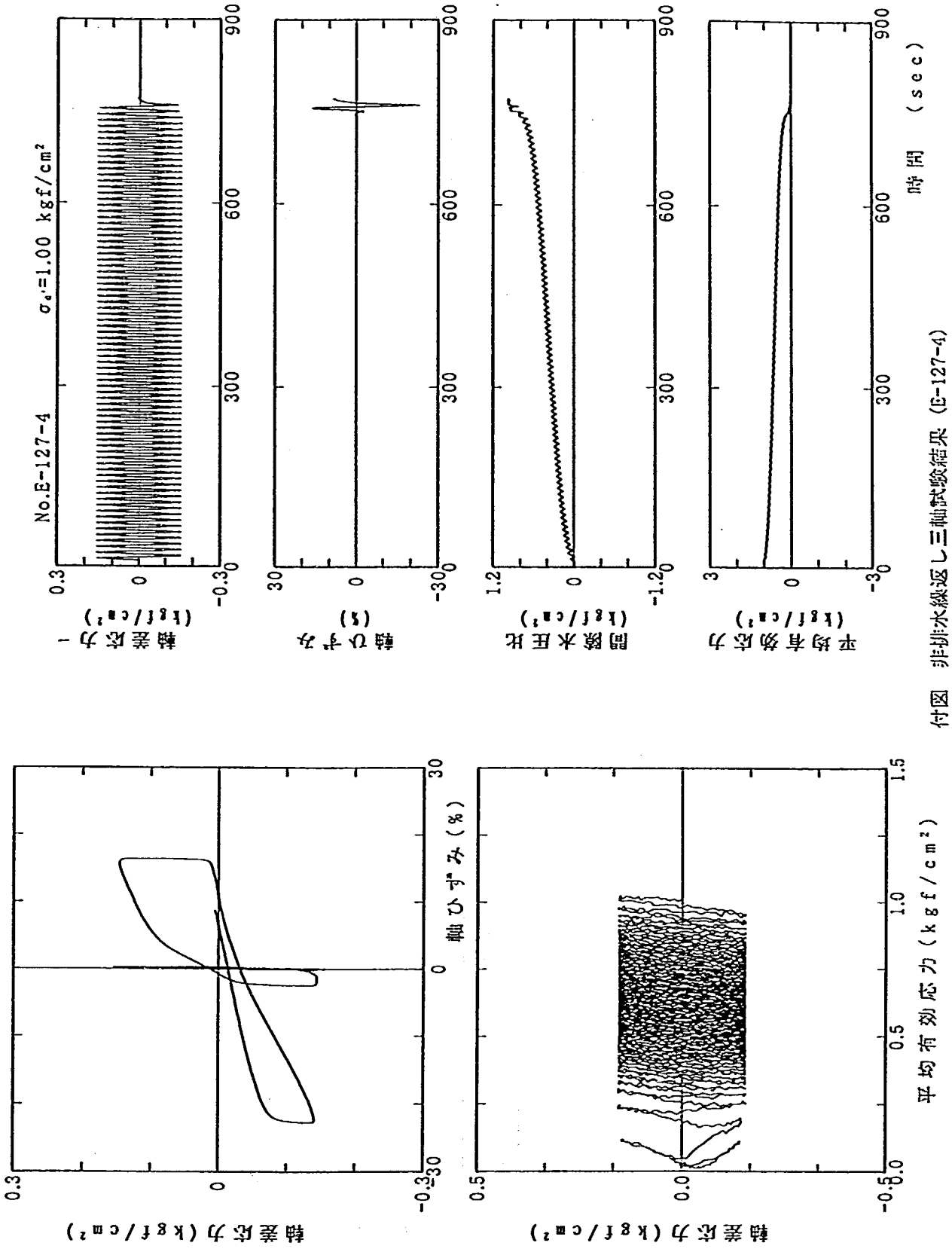


図 6-2-17　液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力－ひずみ曲線　(E-127-1)

図 6·2·18 液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力－ひずみ曲線 (E·127·2)

付図　非排水繰返し三軸試験結果（E-127-3）

図 6·2·19　液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力－ひずみ曲線　(E-127-3)



付図 非排水繰返し三軸試験結果 (E-127-4)

図 6·2·20 液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力－ひずみ曲線 (E·127·4)

図 6·2·21 液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力－ひずみ曲線 (E·135·1)

図 6·2·22 液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力－ひずみ曲線 (E·135·2)

図 6-2-23　液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力－ひずみ曲線　(E-135-3)

付図　非排水繰返し三軸試験結果 (E-135-3)

図 6·2·24 液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力－ひずみ曲線 (E-135-4)

付図 非排水繰返し三軸試験結果 (E-135-4)

図 6-2-25 液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力－ひずみ曲線 (E-143-1)

図 6-2-26 液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力－ひずみ曲線 (E-143-2)

図 6-2-27 液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力－ひずみ曲線 (E-143-3)

図 6-2-28 液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力－ひずみ曲線 (E-143-4)

表 6·2·5　江戸崎砂の液状化試験等方圧密中の圧密圧力と間隙比

有効圧密圧力	間隙比　e			
kgf/cm^2	E-127-1	E-127-2	E-127-3	E-127-4
0.00	1.114	1.115	1.114	1.113
0.30	1.108	1.108	1.103	1.106
0.40	1.102	1.099	1.092	1.099
0.50	1.097	1.092	1.085	1.091
0.60	1.091	1.087	1.079	1.086
0.70	1.085	1.081	1.074	1.081
0.80	1.081	1.077	1.068	1.076
0.90	1.078	1.072	1.064	1.072
1.00	1.073	1.068	1.058	1.066

有効圧密圧力	間隙比　e			
kgf/cm^2	E-135-1	E-135-2	E-135-3	E-135-4
0.00	1.000	1.000	1.000	1.000
0.30	0.976	0.980	0.990	0.990
0.40	0.971	0.975	0.984	0.986
0.50	0.965	0.971	0.980	0.981
0.60	0.961	0.967	0.975	0.976
0.70	0.957	0.963	0.971	0.972
0.80	0.953	0.960	0.967	0.969
0.90	0.950	0.956	0.964	0.965
1.00	0.946	0.952	0.960	0.961

有効圧密圧力	間隙比　e			
kgf/cm^2	E-143-1	E-143-2	E-143-3	E-143-4
0.00	0.877	0.877	0.877	0.877
0.30	0.875	0.873	0.875	0.873
0.40	0.872	0.870	0.873	0.870
0.50	0.870	0.867	0.871	0.868
0.60	0.867	0.865	0.868	0.865
0.70	0.863	0.862	0.866	0.863
0.80	0.856	0.860	0.865	0.861
0.90	0.854	0.858	0.863	0.859
1.00	0.851	0.855	0.861	0.856

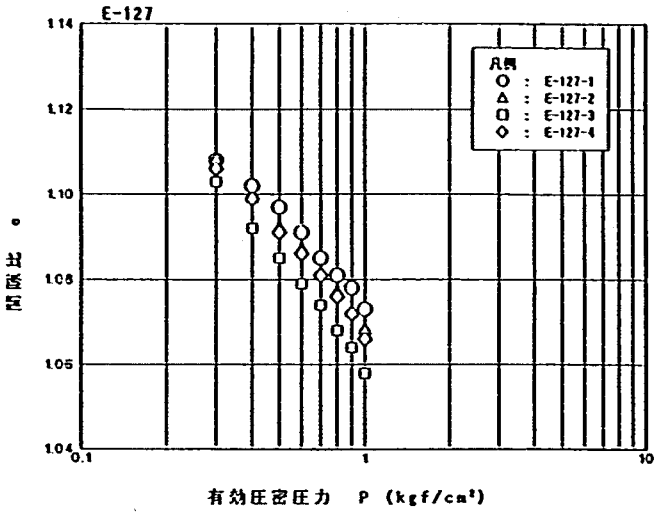


図 6·2·29　圧密中の e·log$p$ 曲線　(ρ_d=1.27 g/cm³)

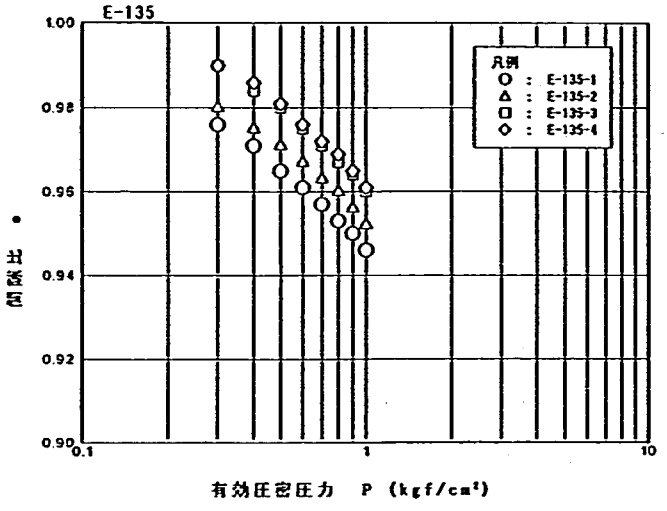


図 6·2·30　圧密中の e·log$p$ 曲線　(ρ_d=1.35 g/cm³)

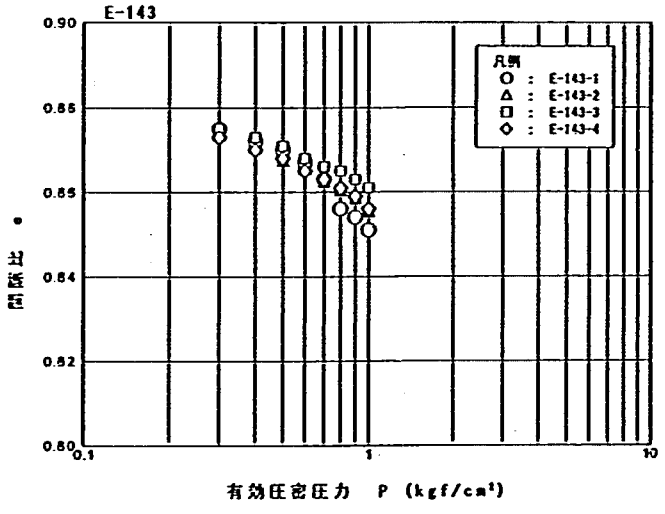


図 6·2·31　圧密中の e·log$p$ 曲線　(ρ_d=1.43 g/cm³)

表 6·2·6　7 号硅砂の液状化試験・動的変形試験

試験結果一覧表

試料番号				K_LIQ					K_DY
供試体番号				1	2	3	4	5	1
物理特性	土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)			2.645					2.645
	粒度特性	レキ分 (%)							
		砂分 (%)							
		シルト分 (%)							
		粘土分 (%)							
		平均粒径 D_{50} (mm)							
		均等係数 U_c							
最大乾燥密度 $\rho_{d\,max}$ (g/cm^3)				1.627					1.627
最大乾燥密度 $\rho_{d\,min}$ (g/cm^3)				1.256					1.256
圧密前	乾燥密度 $\rho_{d\,ini}$ (g/cm^3)			1.576	1.589	1.572	1.568	1.576	1.584
	間隙比 e_{ini}			0.678	0.665	0.683	0.687	0.678	0.670
	相対密度 Dr_{ini} (%)			89	92	88	87	89	91
圧密後	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm^3)			1.581	1.593	1.577	1.572	1.580	0.588
	間隙比 e_c			0.673	0.660	0.677	0.683	0.674	0.666
	相対密度 Dr_c (%)			90	93	89	88	90	92
圧密圧力 σ_c' (kPa)				100					100
B 値				0.98	0.95	0.95	0.98	0.95	0.95
液状化試験結果	せん断応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$			0.20	0.25	0.35	0.40	0.30	−
	繰返し回数 N	両振幅軸歪	1.0 (%)	34	3.0	0.5	0.4	1.0	−
			2.0 (%)	36	6.0	0.9	0.8	4.0	−
			5.0 (%)	49	36	8.0	5.0	17	−
			10.0 (%)	98	−	67	34	66	−
		過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_c'$=0.95		36	9.0	3.0	3.0	9.0	−
備　考									

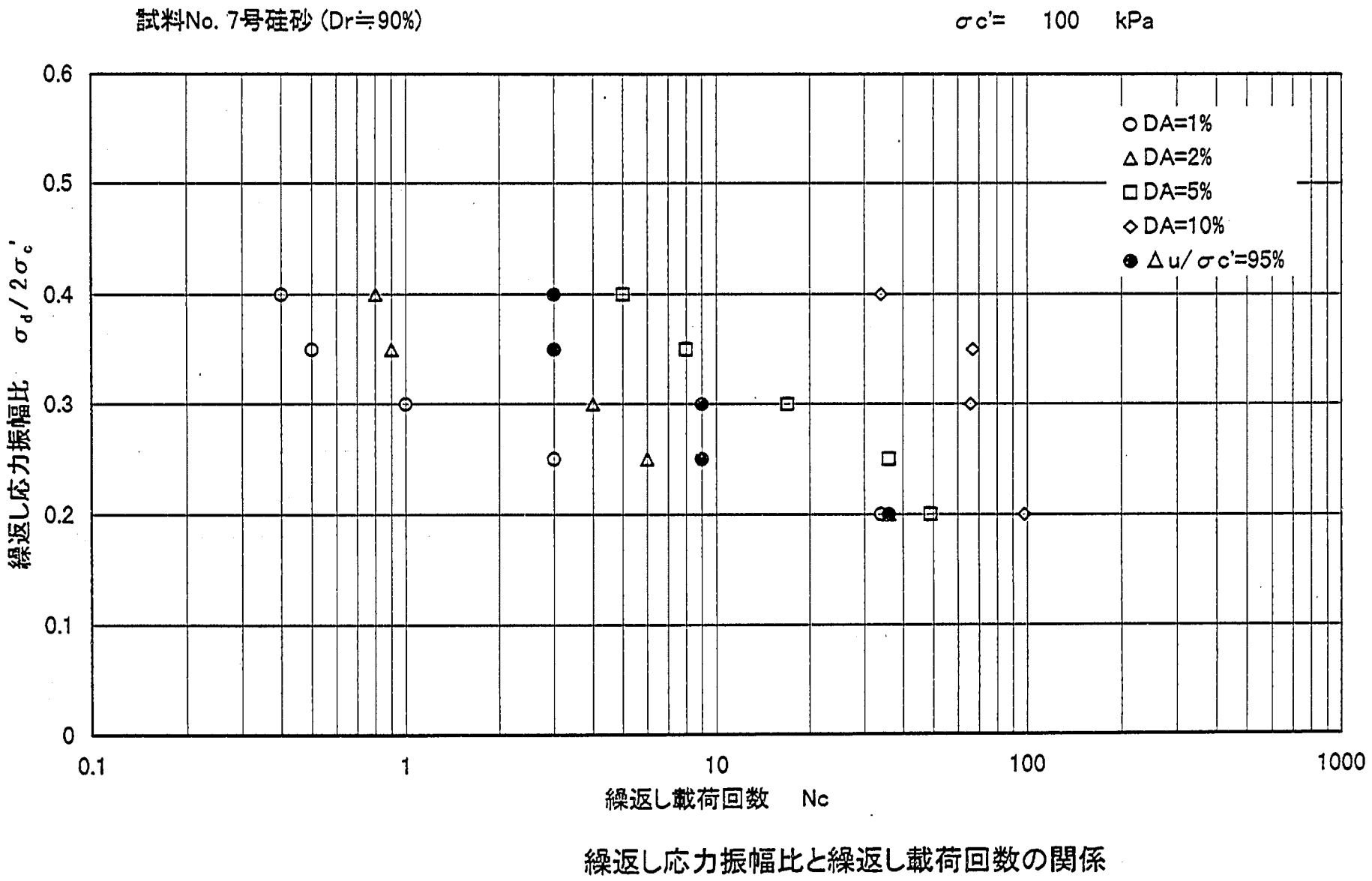


図 6-2-32 7 号硅砂(Dr=90%)の液状化強度曲線

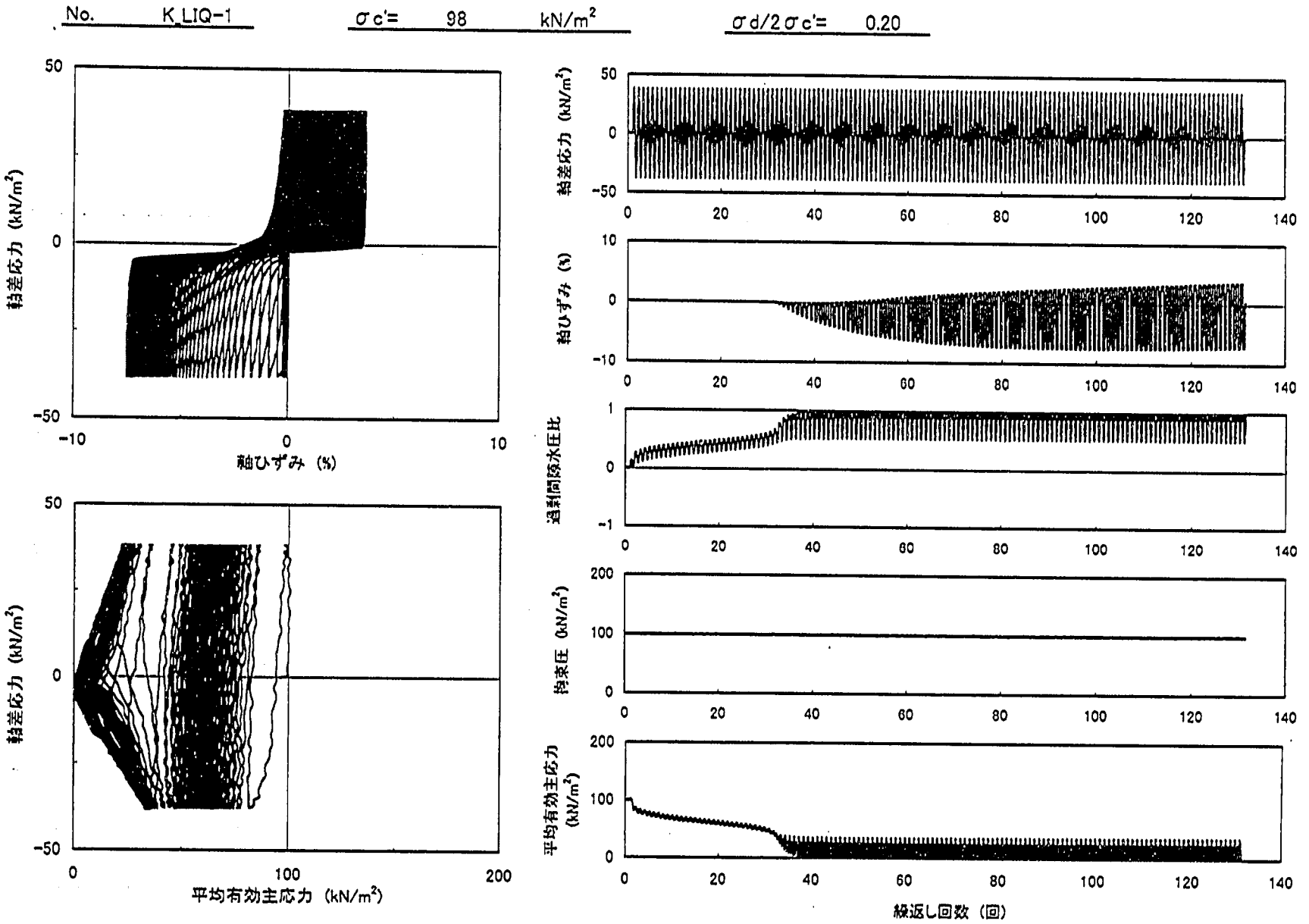


図 6-2-33 液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力ーひずみ曲線（7 号硅砂 K-LIQ1）

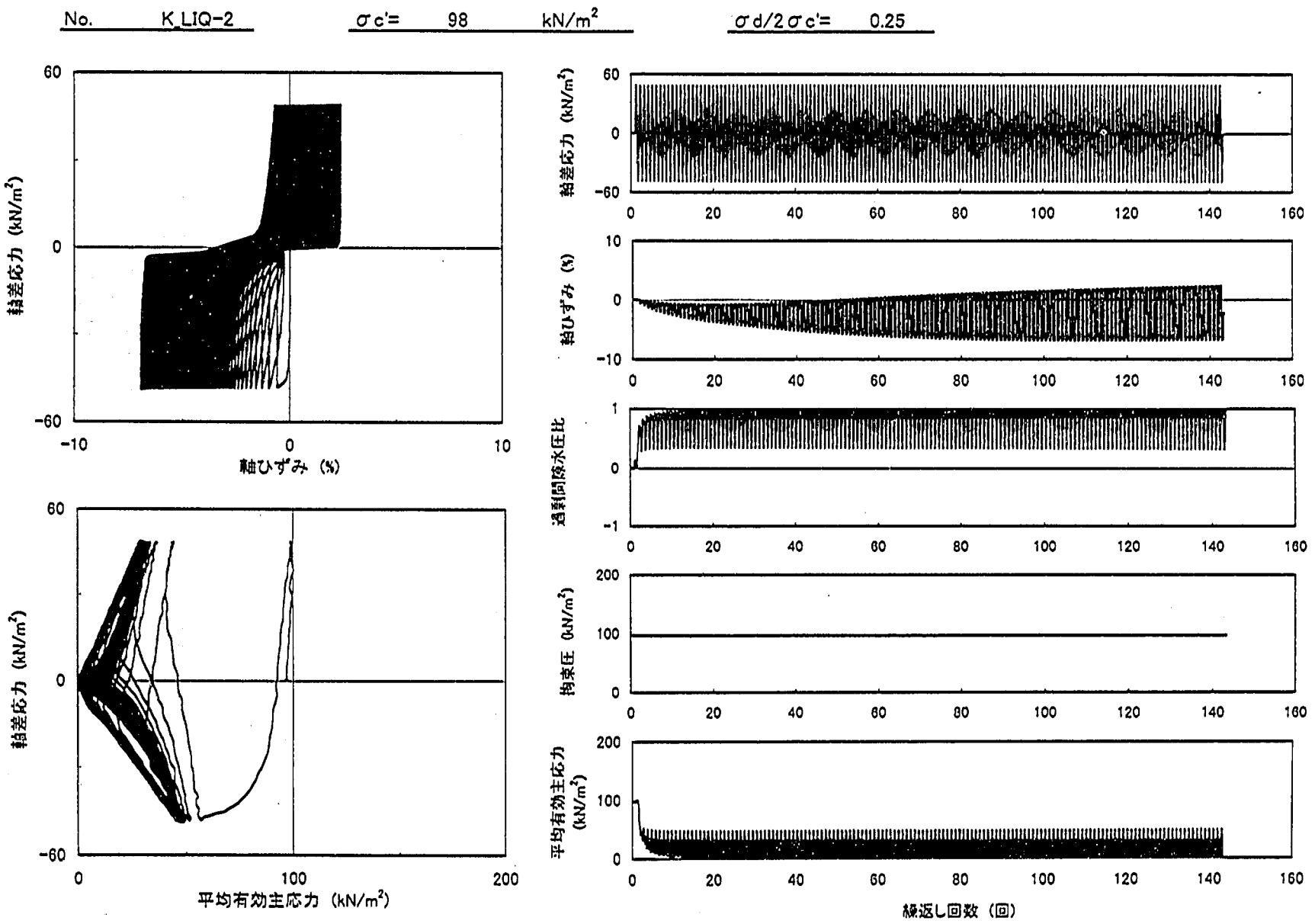


図 6-2-34 液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力ーひずみ曲線（7 号硅砂 K-LIQ2）

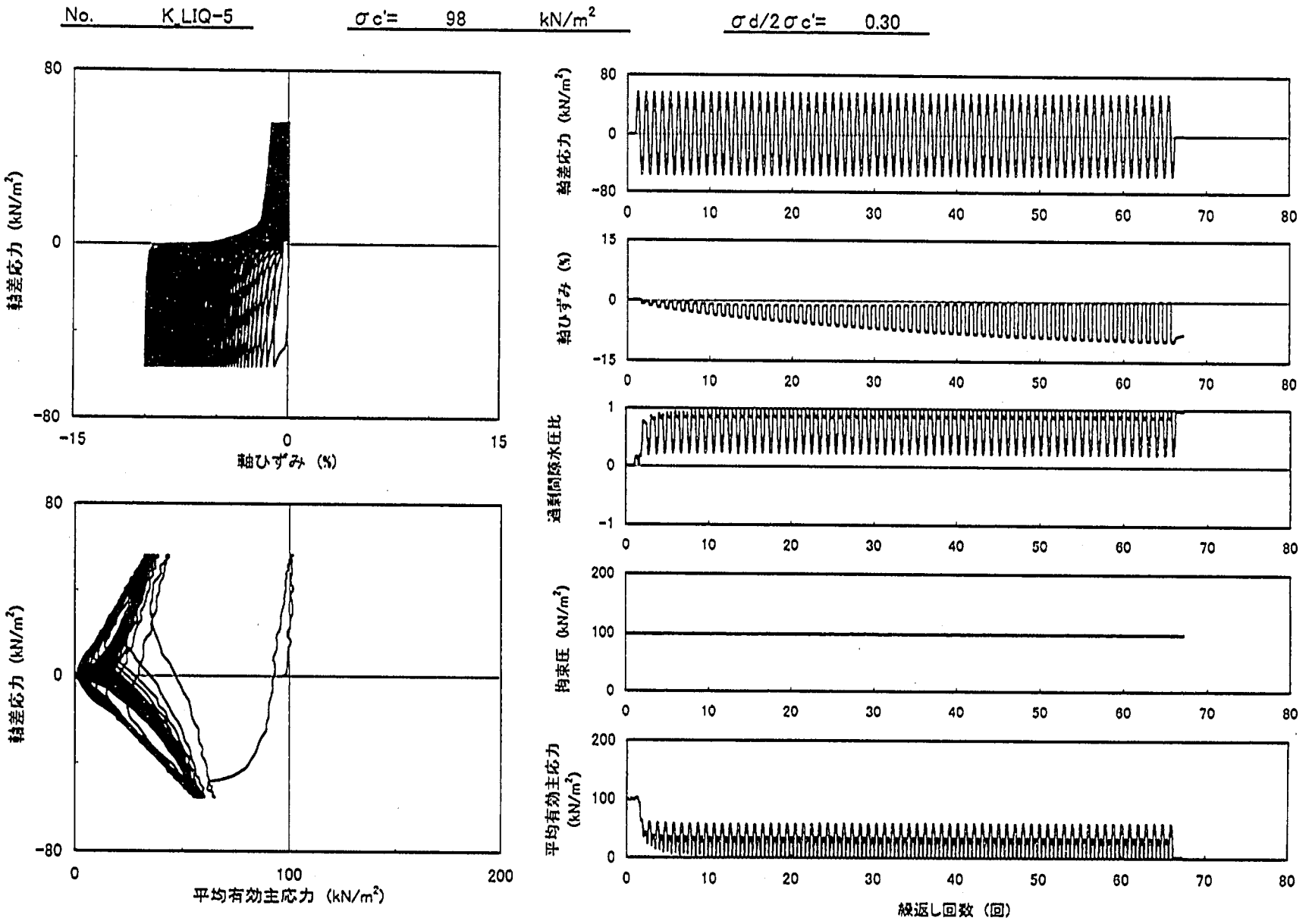


図 6-2-35　液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力ーひずみ曲線（7 号硅砂　K-LIQ3）

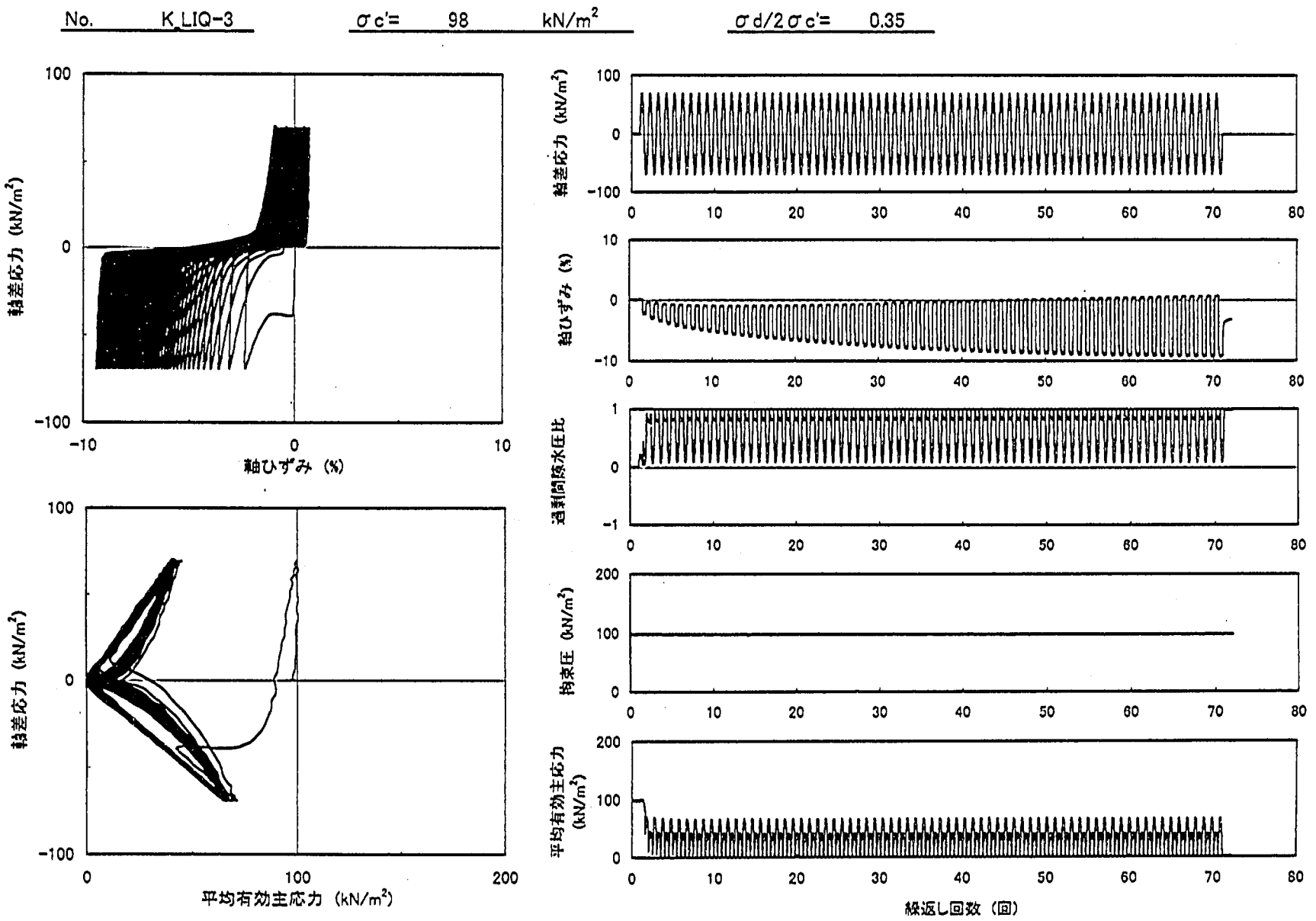


図 6-2-36　液状化試験の時刻歴、有効応力経路、応力ーひずみ曲線（7 号硅砂　K-LIQ4）

6-2-7　土の変形特性を求めるための繰返し三軸試験結果一覧表

試料番号			E-DY-135	E-DY-143
物理特性	土粒子の密度 ρ_s (g/cm³)		2.684	
	含水比 w (%)		18.0	
	粒度特性	レキ分 (%)	0.0	
		砂分 (%)	89.2	
		シルト分 (%)	4.9	
		粘土分 (%)	5.9	
		均等係数 U_c	0.1814	
初期状態	湿潤密度 ρ_{tini} (g/cm³)		1.599	1.687
	乾燥密度 ρ_{dini} ※1 (g/cm³)		1.355	1.430
	間隙比 e_{ini}		0.981	0.877
圧密後	湿潤密度 ρ_{tc} ※2 (g/cm³)		1.609	1.696
	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm³)		1.378	1.448
	間隙比 e_c		0.948	0.854
圧密圧力 σ_c' (kgf/cm²)			1.0	
せん断剛性 G_0 ※3 (kgf/cm²)			1110	1240
備考				

注)　※1：$\rho_{dini}=\rho_{tini}/(1+W/100)$　※2：$\rho_{tc}=\rho_d+(1-\rho_d/\rho_s)\cdot S_r$　($S_r=100\%$)

※3：$G_0=G_{sin}$

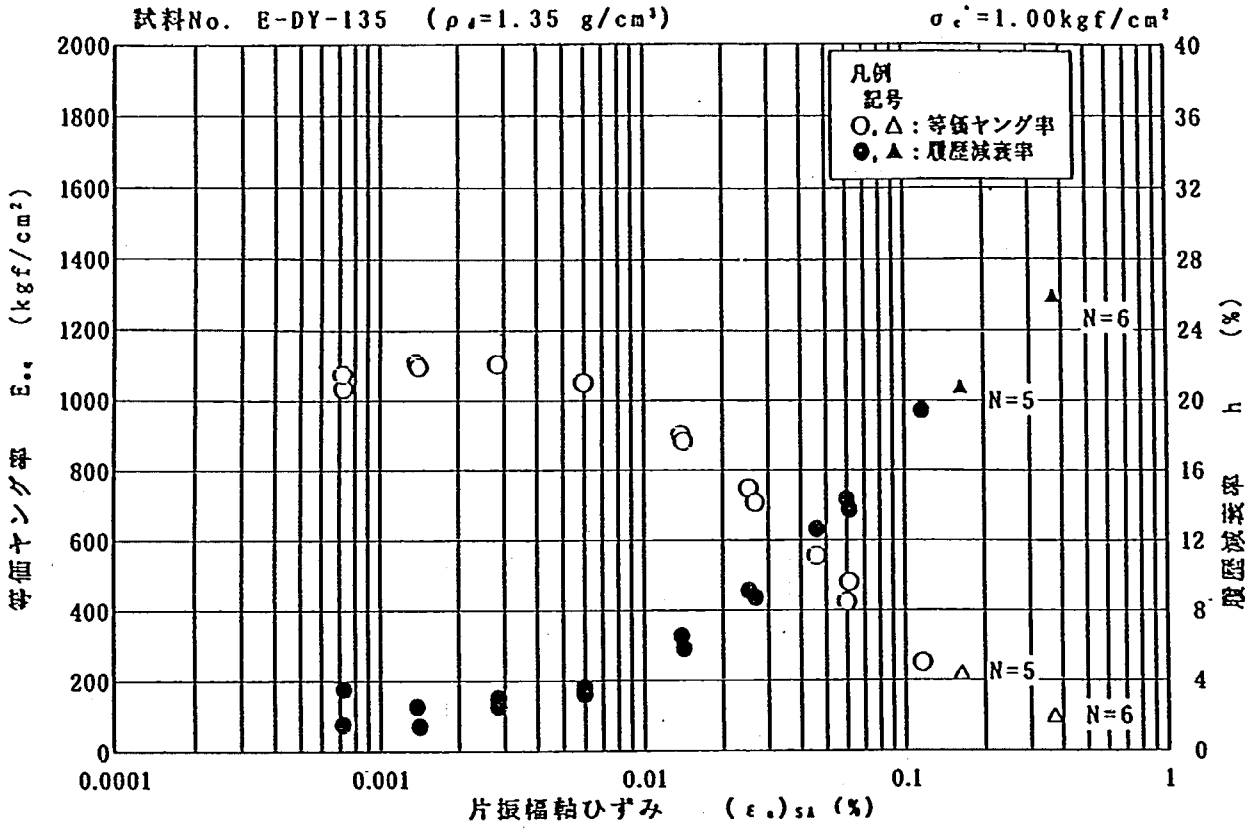


図3.1-1 片振幅軸ひずみと等価ヤング率,履歴減衰率の関係 (E-DY-135)

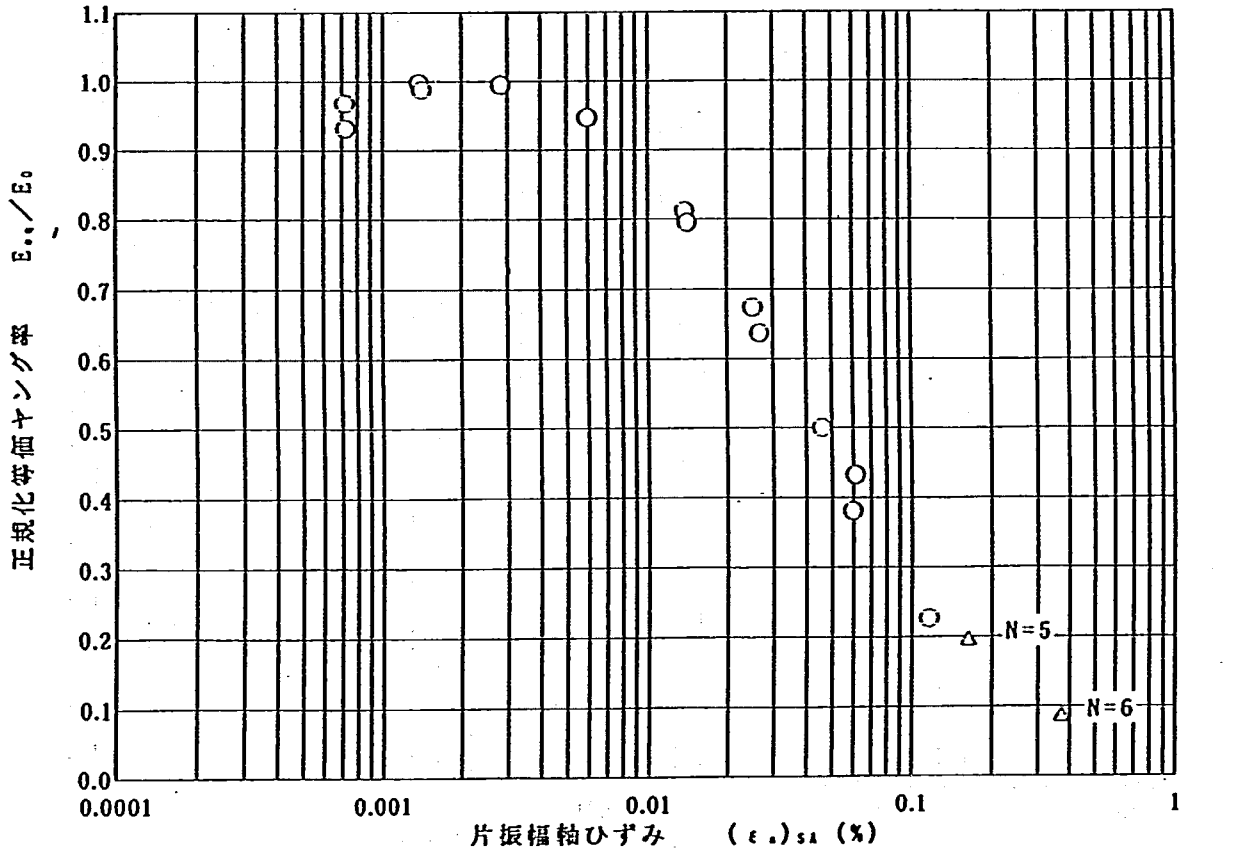


図 6·2·37 江戸崎砂のG～γ、h～γ曲線 (ρ_d=1.35 g/cm³)

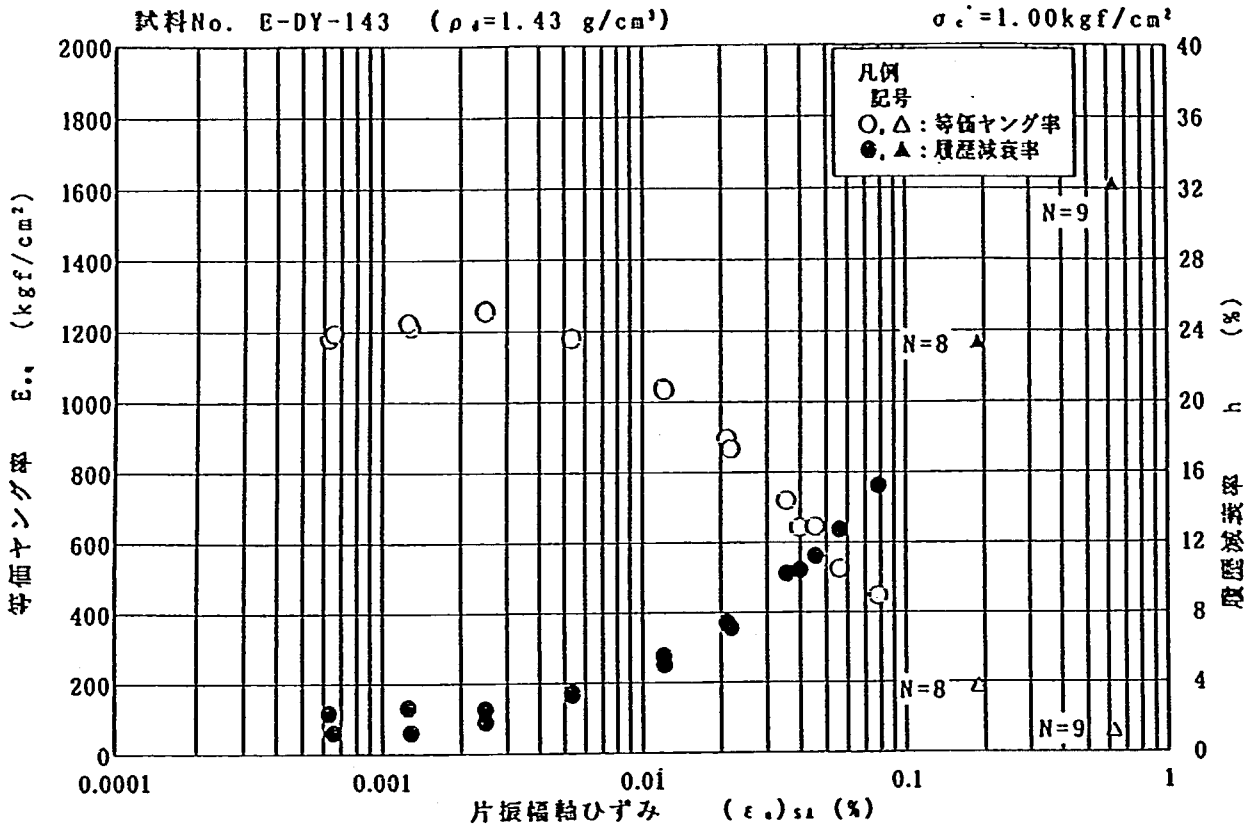


図3.1-3 片振幅軸ひずみと等価ヤング率,履歴減衰率の関係 (E-DY-143)

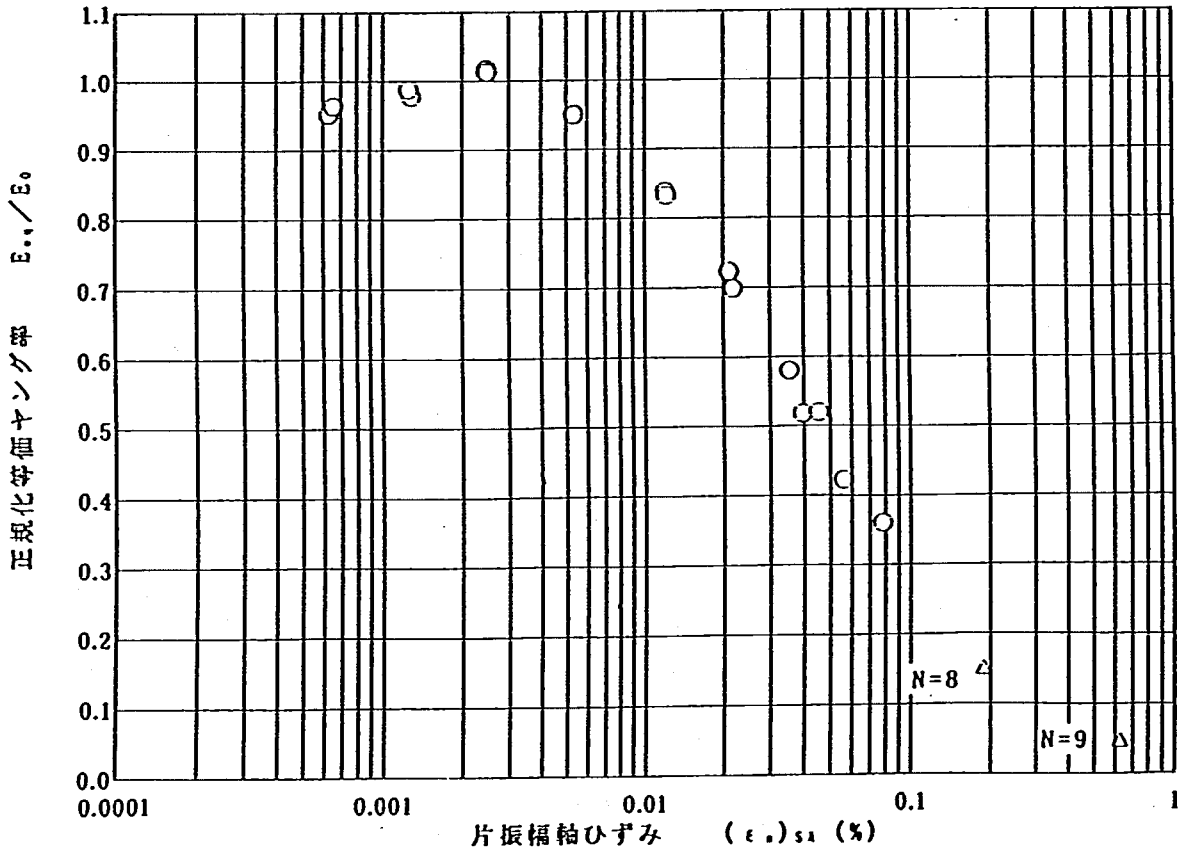
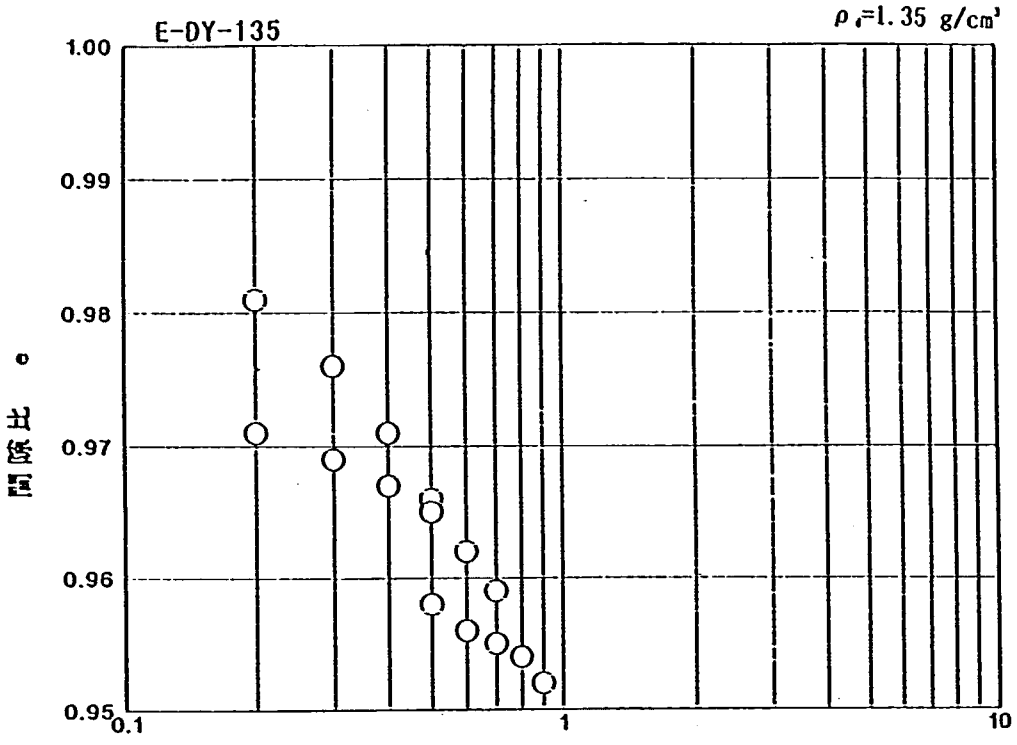


図 6·2·38 江戸崎砂のG～γ、h～γ曲線 (ρ_d=1.43 g/cm³)



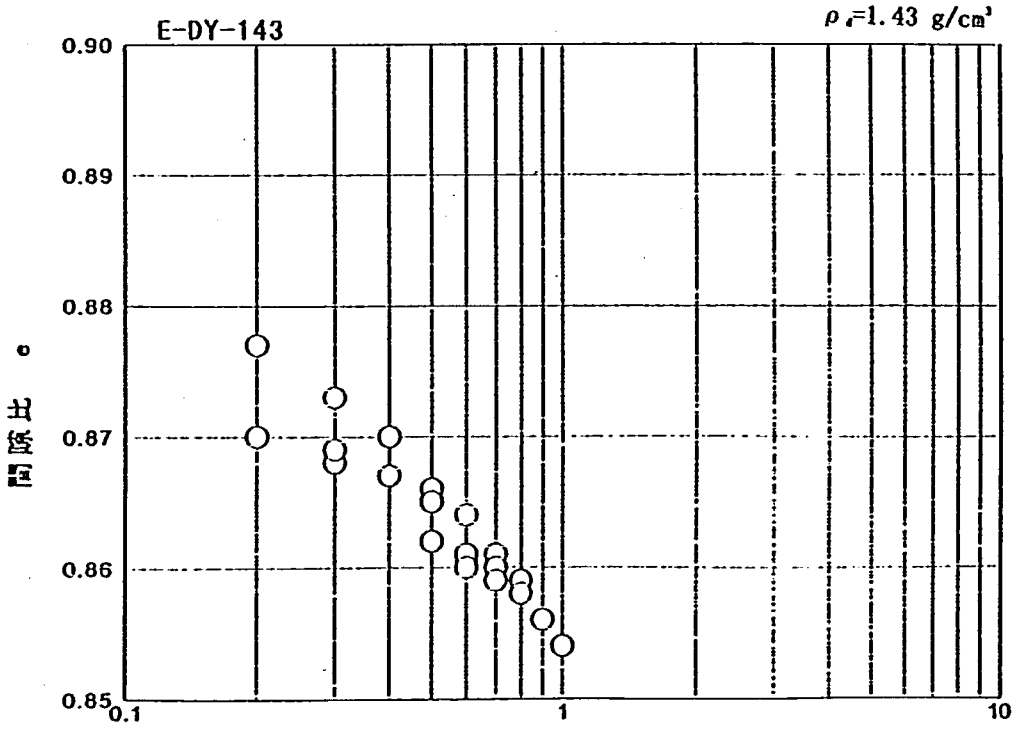


図 6·2·39 圧密中の e·log$p$ 曲線

表 6·2·8　7 号硅砂の動的変形試験結果

7号硅砂による動的変形試験

供試体番号		K DY	
有効拘束圧	$\sigma c'$=	100	(kPa)
初期ヤング率	E_0=	2.29E+05	(kPa)

試験結果数値一覧

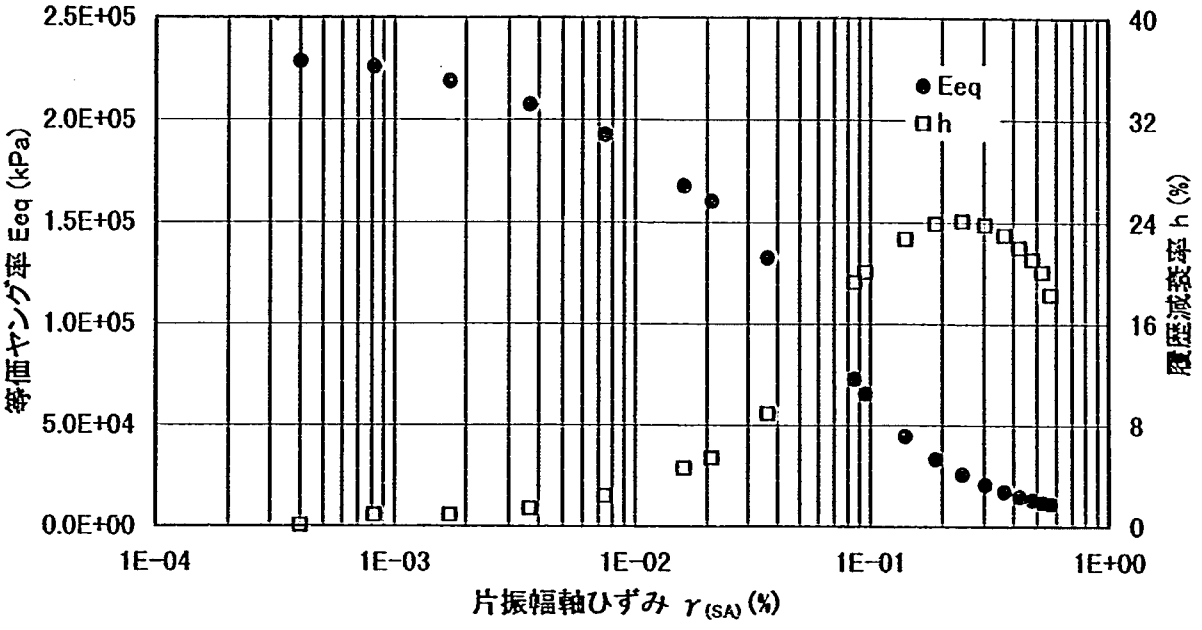
Step	波数番号	片振幅軸ひずみ $\gamma_{(SA)}$ (%)	等価ヤング率 Eeq (kPa)	履歴減衰率 h (%)	Eeq / E_0
1	2～10 (ave.)	4.0E-04	2.29E+05	0.1	1.00
2	2～10 (ave.)	8.2E-04	2.26E+05	0.9	0.99
3	2～10 (ave.)	1.7E-03	2.19E+05	0.9	0.96
4	2～10 (ave.)	3.7E-03	2.08E+05	1.4	0.91
5	2～10 (ave.)	7.5E-03	1.93E+05	2.4	0.84
6	2～10 (ave.)	1.6E-02	1.68E+05	4.6	0.73
7	2～10 (ave.)	2.1E-02	1.60E+05	5.4	0.70
8	2～10 (ave.)	3.6E-02	1.33E+05	8.9	0.58
9	1	8.6E-02	7.28E+04	19.3	0.32
9	2	9.5E-02	6.55E+04	20.1	0.29
9	3	1.4E-01	4.46E+04	22.7	0.20
9	4	1.9E-01	3.33E+04	23.9	0.15
9	5	2.4E-01	2.57E+04	24.1	0.11
9	6	3.0E-01	2.06E+04	23.8	0.09
9	7	3.7E-01	1.71E+04	23.0	0.07
9	8	4.2E-01	1.47E+04	22.0	0.06
9	9	4.8E-01	1.30E+04	21.1	0.06
9	10	5.3E-01	1.19E+04	20.1	0.05
9	11	5.7E-01	1.10E+04	18.3	0.05

*1 11波載荷時にひずみが一定の場合、2波～10波の平均値を用いた
*2 11波載荷時にひずみが成長する場合、1波ごとの値を用いた

7号硅砂による動的変形試験

供試体番号　　K_DY

有効拘束圧 σc'=　　100　　(kPa)



Eeq、h ～ $\gamma_{(SA)}$関係

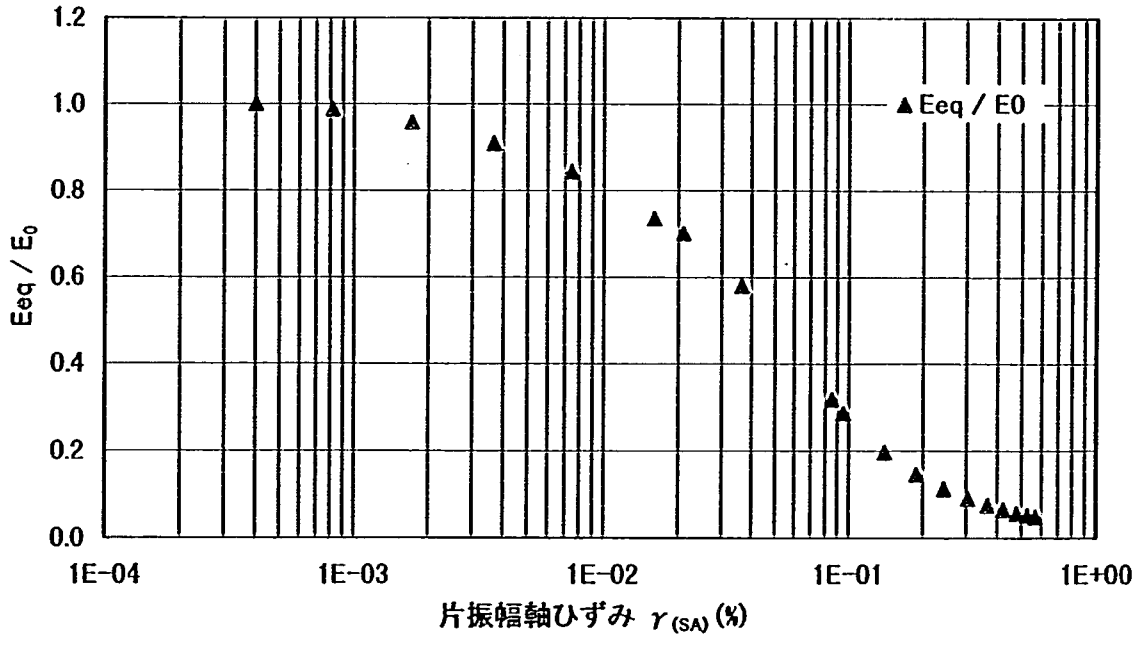
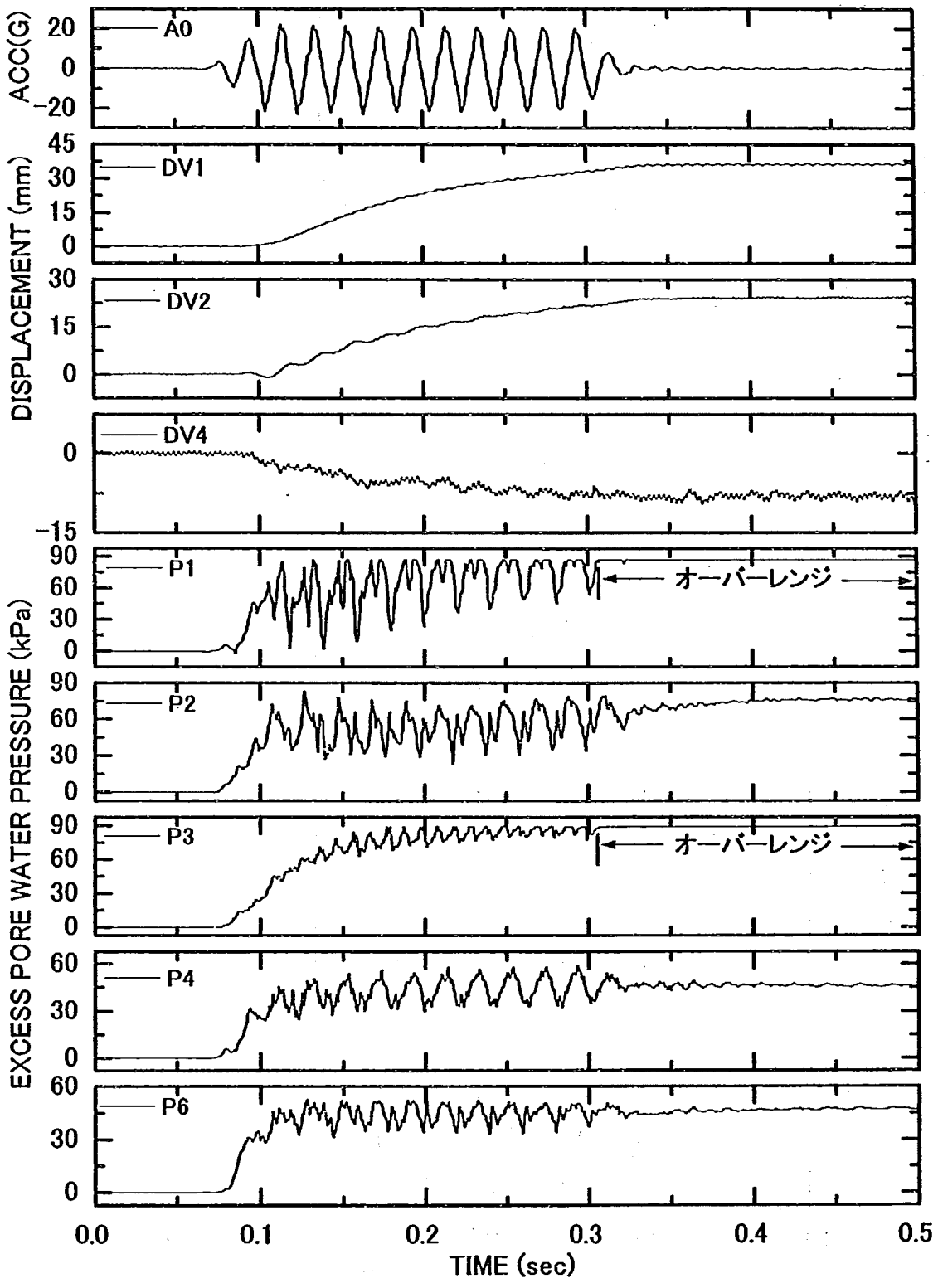


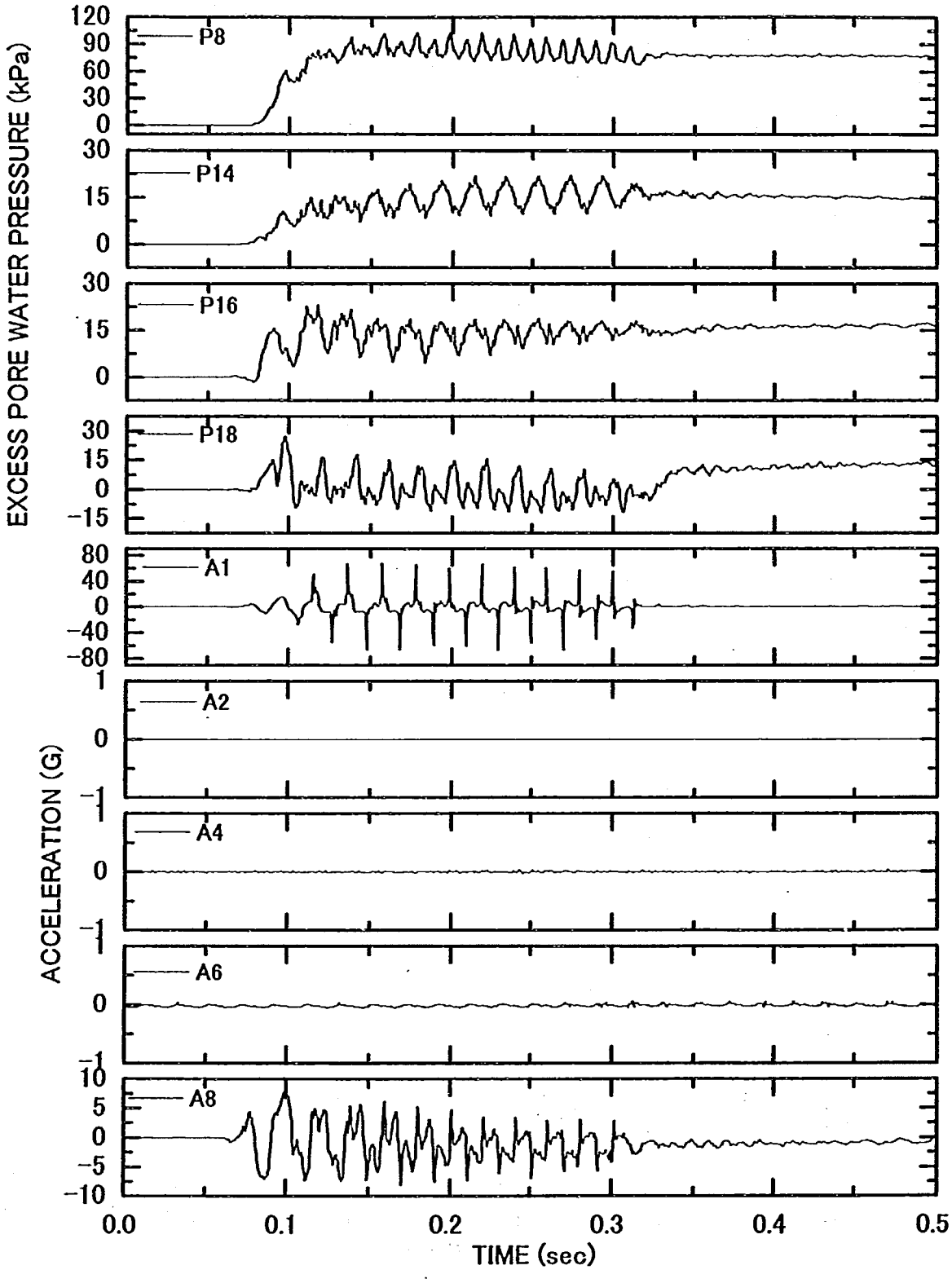
図 6·2·40　7 号硅砂のG～γ、h～γ曲線

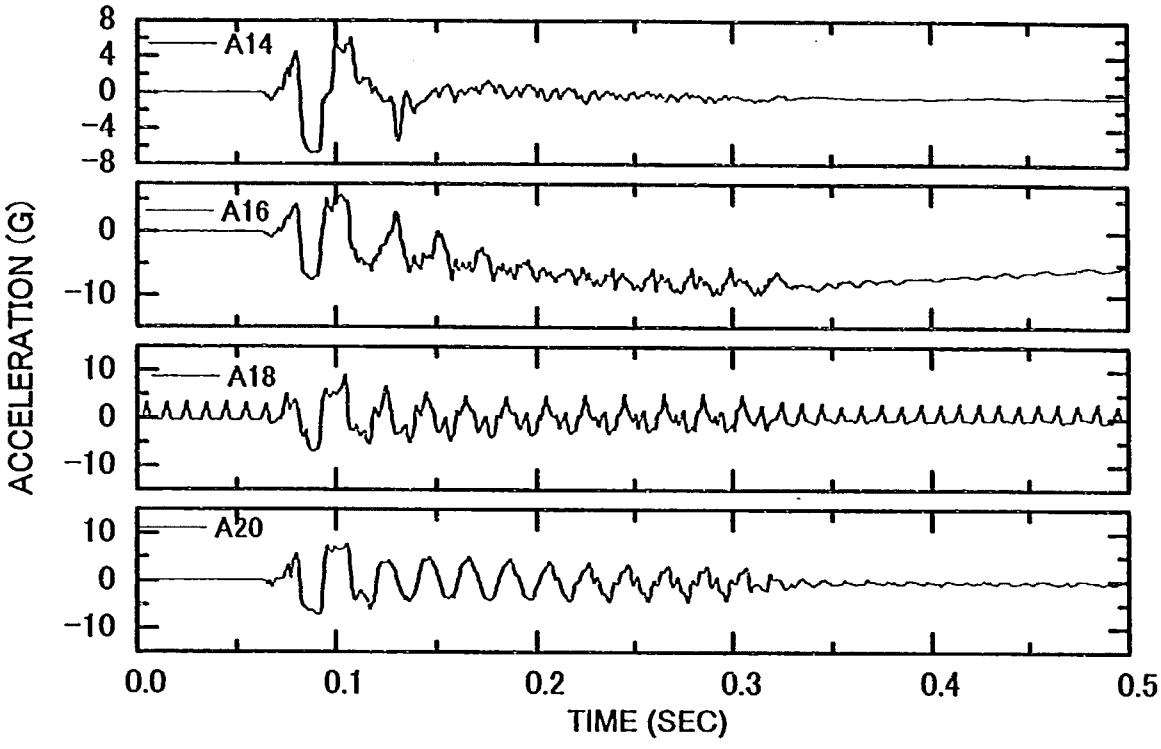
6.3　代表地点における模型の応答計測結果

ケース 10-1
<平面図>
盛土天端
DV1
DV2
DV3
DV4
100@3
(飽和用の箇)
130 2@2 130
300
(計測器)
(土槽奥行き)
<正面図>
江戸崎砂
砕石(φ 7 mm)
A20
A19
P14 A14 P15 A15 P16 A16 P17 A17 P18 A18
P9 A9 P10 A10 P11 A11 P12 A12 P13 A13
P4 A4 P5 A5 P6 A6 P7 A7 P8 A8
P1 A1 P2 A2 P3 A3
江戸崎砂
硅砂(Dr=90%)
A0
砕石
360
260
100
(地盤・盛土)
5@2 4@4 5@2
160 40 80 40 160 20 80
90
10
20
(メッシュ)
(計測器)
(土層)
120 150@2 100 140 60 30@2 60 140 100 150@2 120
(メッシュ)
275 130@2 100 115@3 245 275
(計測器)
520 200 60 200 520
(盛土)
1500
(土層長さ)
凡 例
○ : 間隙水圧計
加速度計
△ : 間隙水圧計
□ : 加速度計
: 変位計
----- : メッシュ

(単位 : mm)
(縮尺 : 1/10)


ACC(G)
20
0
-20
A0
DISPLACEMENT (mm)
45
30
15
0
DV1
30
15
0
DV2
0
-15
DV4
EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
90
60
30
0
P1
オーバーレンジ
P2
P3
オーバーレンジ
60
30
0
P4
P6
0.0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
TIME (sec)


EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P8
P14
P16
P18
ACCELERATION (G)
A1
A2
A4
A6
A8
TIME (sec)


A14
A16
A18
A20
8
4
0
-4
-8
0
-10
10
0
-10
10
0
-10
ACCELERATION (G)
0.0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
TIME (SEC)

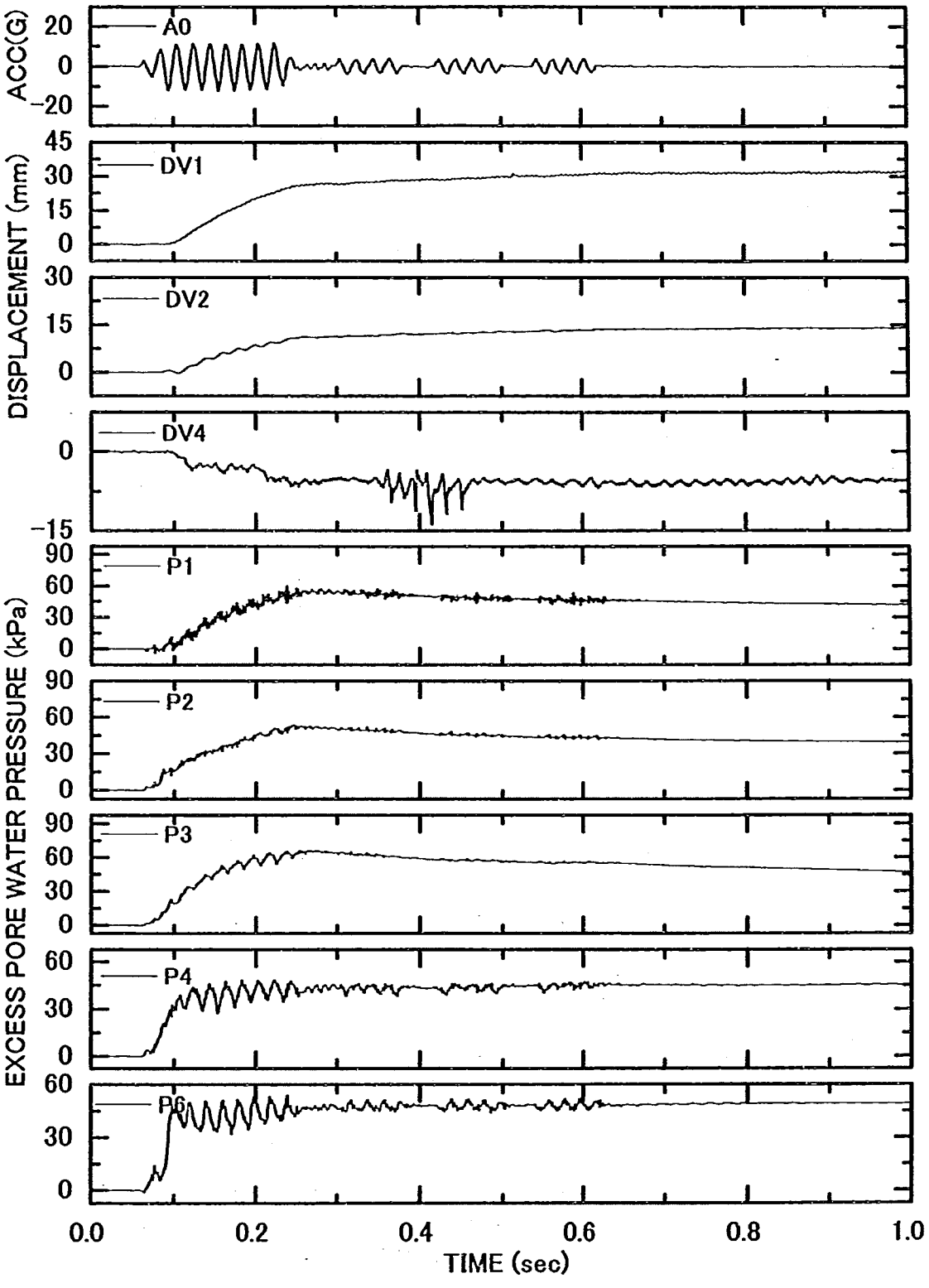
ケース 10-2

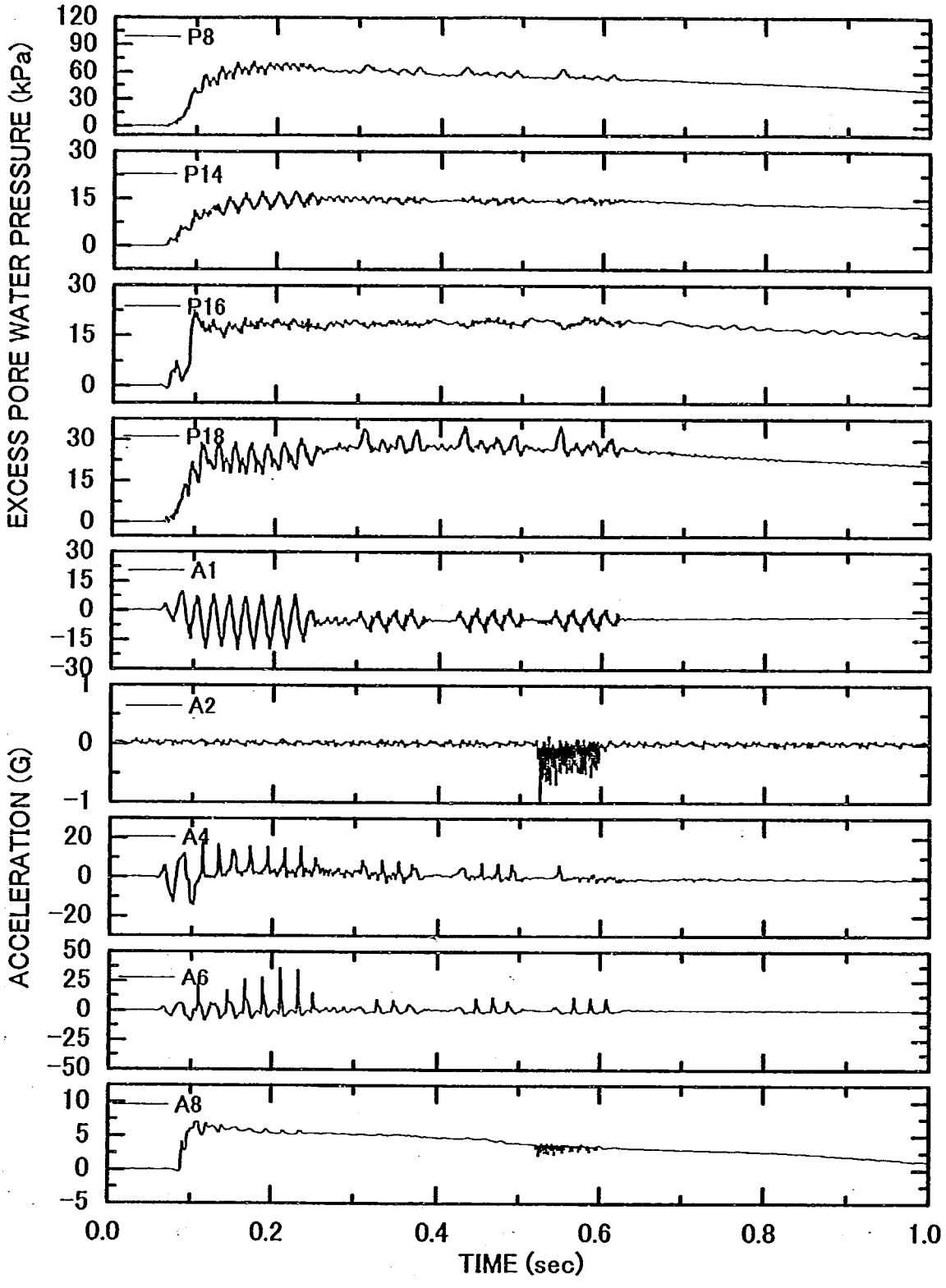
<平面図>

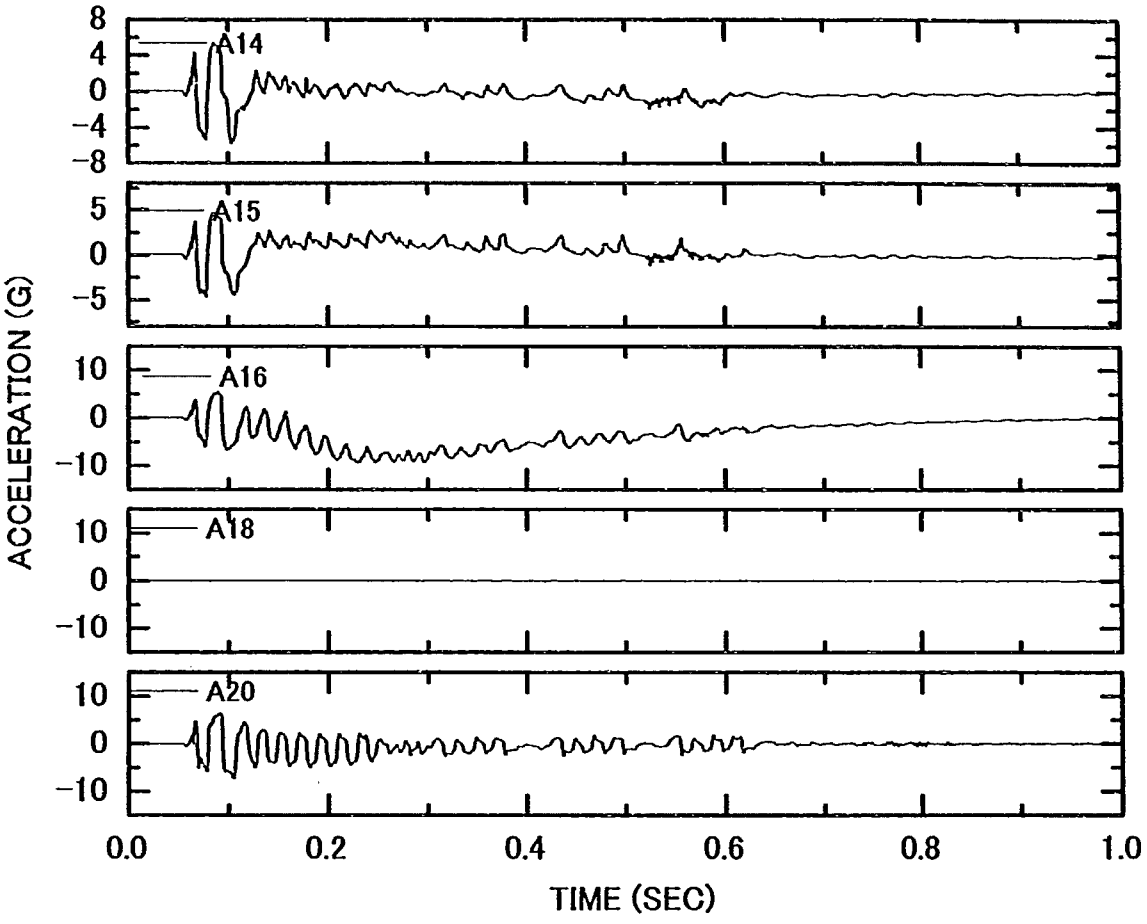
<正面図>

凡例
- ○ : 間隙水圧計
- 加速度計
- △ : 間隙水圧計
- □ : 加速度計
- ← : 変位計
- ----- : メッシュ

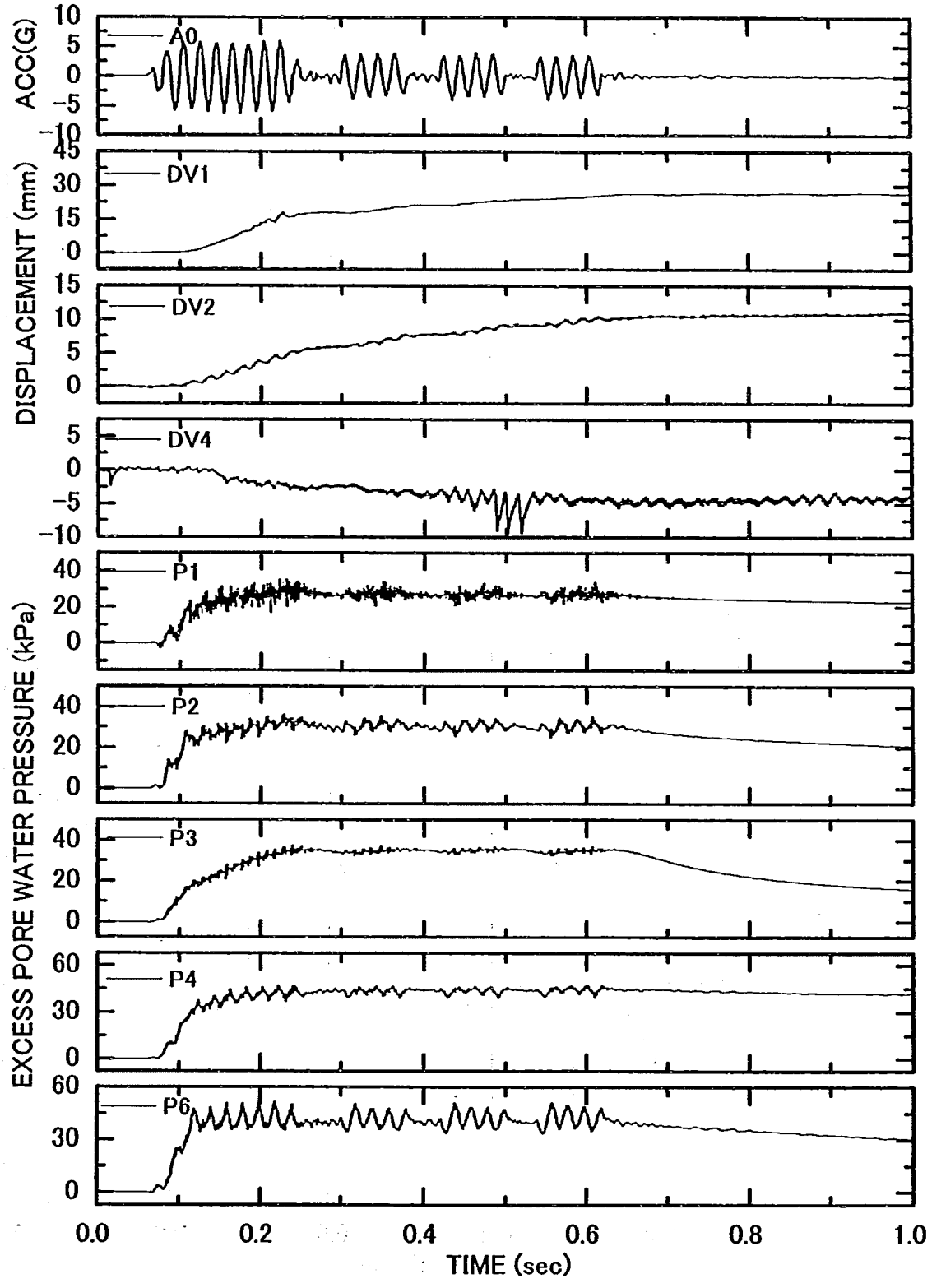
（単位：mm）
（縮尺：1/10）

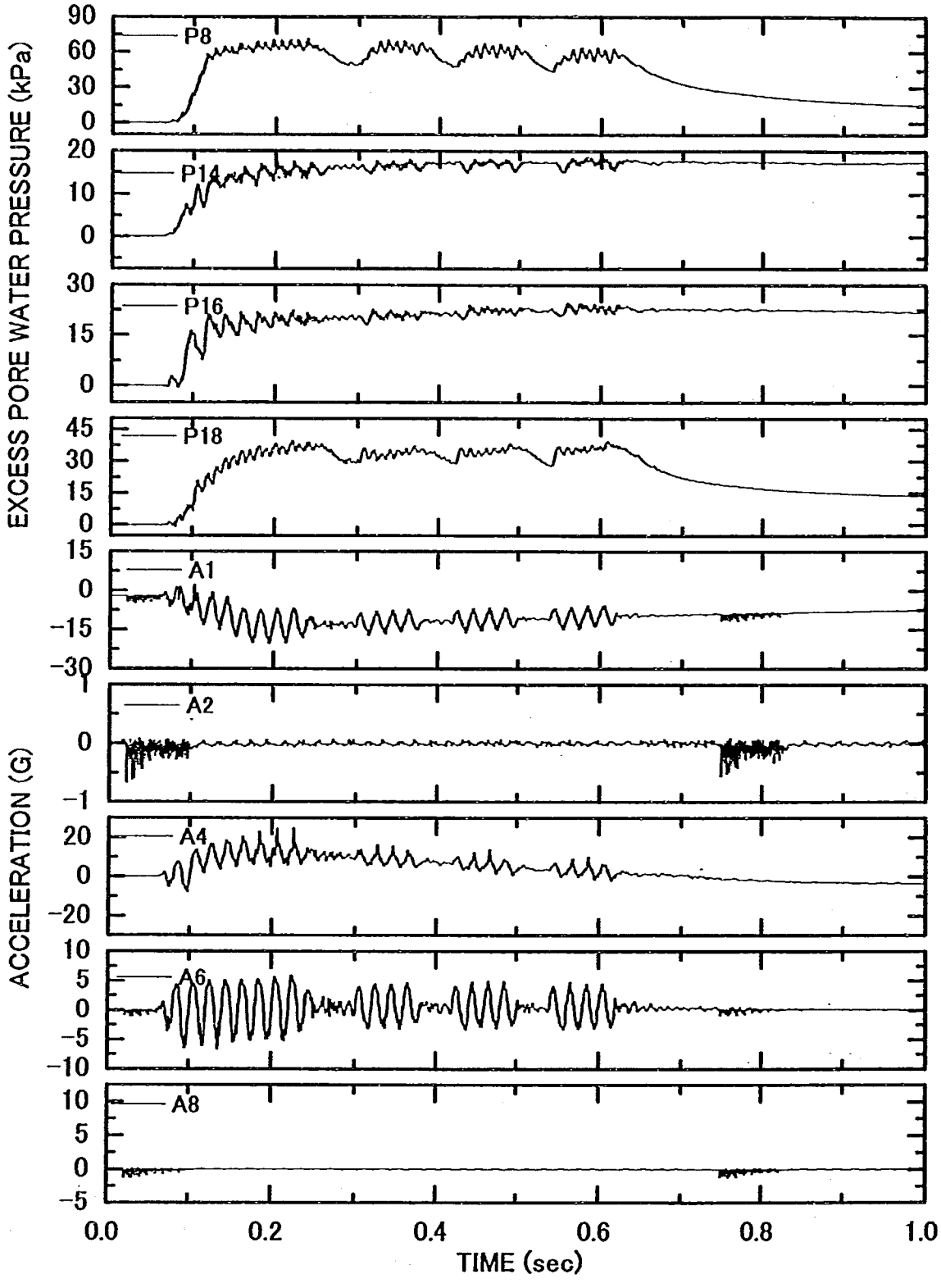

ACC(G)
20
0
-20
A0
DISPLACEMENT (mm)
45
30
15
0
DV1
30
15
0
DV2
0
-15
DV4
EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
90
60
30
0
P1
P2
P3
60
30
0
P4
P6
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

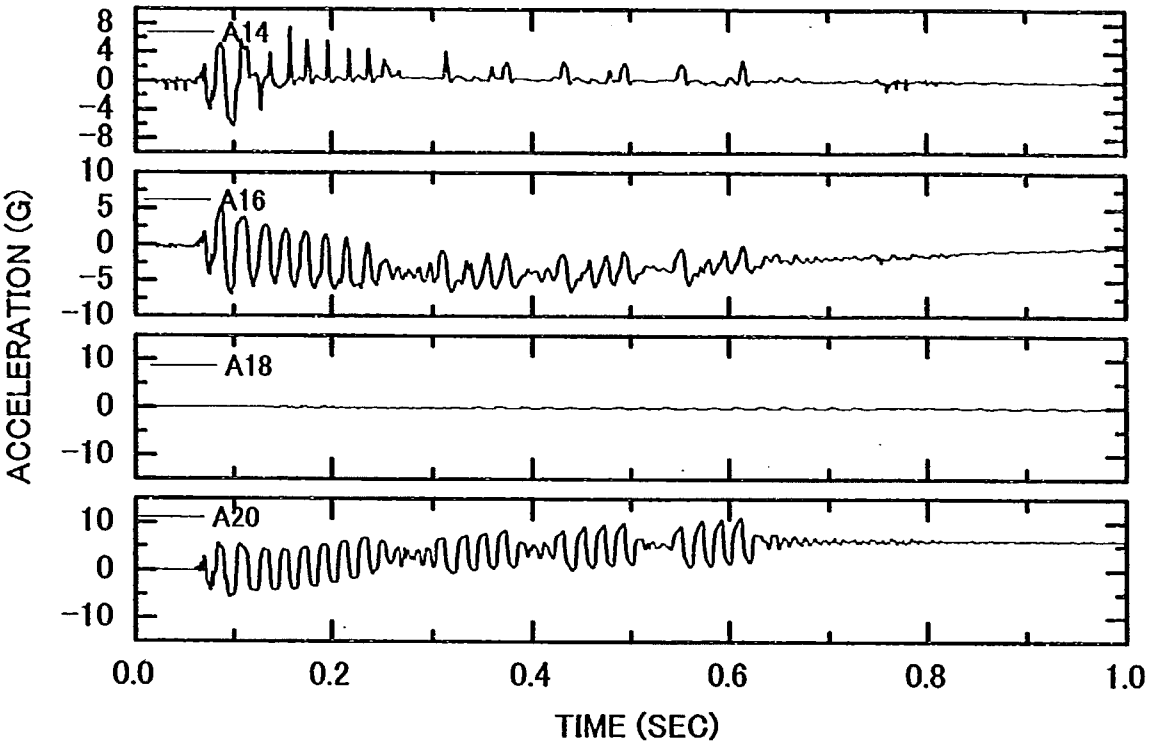

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
ACCELERATION (G)
P8
P14
P16
P18
A1
A2
A4
A6
A8
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0


A14
A15
A16
A18
A20
8
4
0
-4
-8
5
0
-5
10
0
-10
10
0
-10
10
0
-10
ACCELERATION (G)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (SEC)

ケース 10-3
凡　例
○ ： 間隙水圧計
加速度計
△ ： 間隙水圧計
□ ： 加速度計
← ： 変位計
----- ： メッシュ
＜平面図＞
盛土天端
DV1
DV2
DV3
DV4
100@3
(飽和用の筒)
130
130 20@2 130
300
(計測器)
(土槽奥行き)
＜正面図＞
江戸崎砂
砕石(φ 7 mm)
DV1
DV2
DV3
DV4
A20
A19
P14 A14 P15 A15 P16 A16 P17 A17 P18 A18
P9 A9 P10 A10 P11 A11 P12 A12 P13 A13
P4 A4 P5 A5 P6 A6 P7 A7 P8 A8
P1 A1 P2 A2 P3 A3
江戸崎砂
硅砂(Dr=90%)
A0
砕石
360
100
260
(地盤・盛土)
20
160
40 80 20 80
40@4 40@3 160
50@2 50@2 90
10
(メッシュ)
(計測器)
(土層)
120 150@2 100 140 60 30@2 60 140 100 150@2 120
(メッシュ)
275 130@2 100 115@3 245 275
(計測器)
520 200 60 200 520
(盛土)
1500
(土層長さ)
(単位：mm)
(縮尺：1/10)

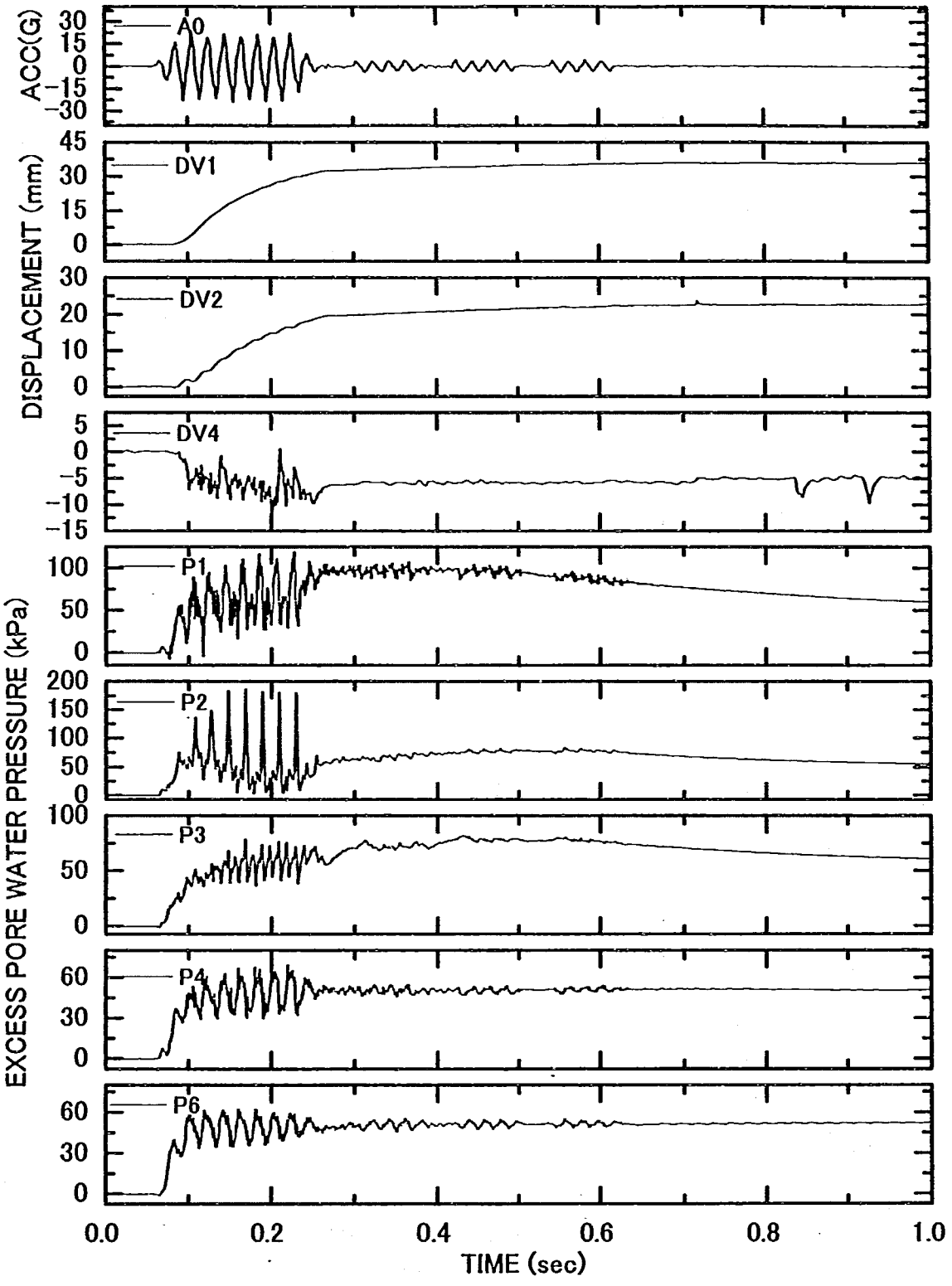

ACC(G)
A0
DISPLACEMENT (mm)
DV1
DV2
DV4
EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P1
P2
P3
P4
P6
TIME (sec)

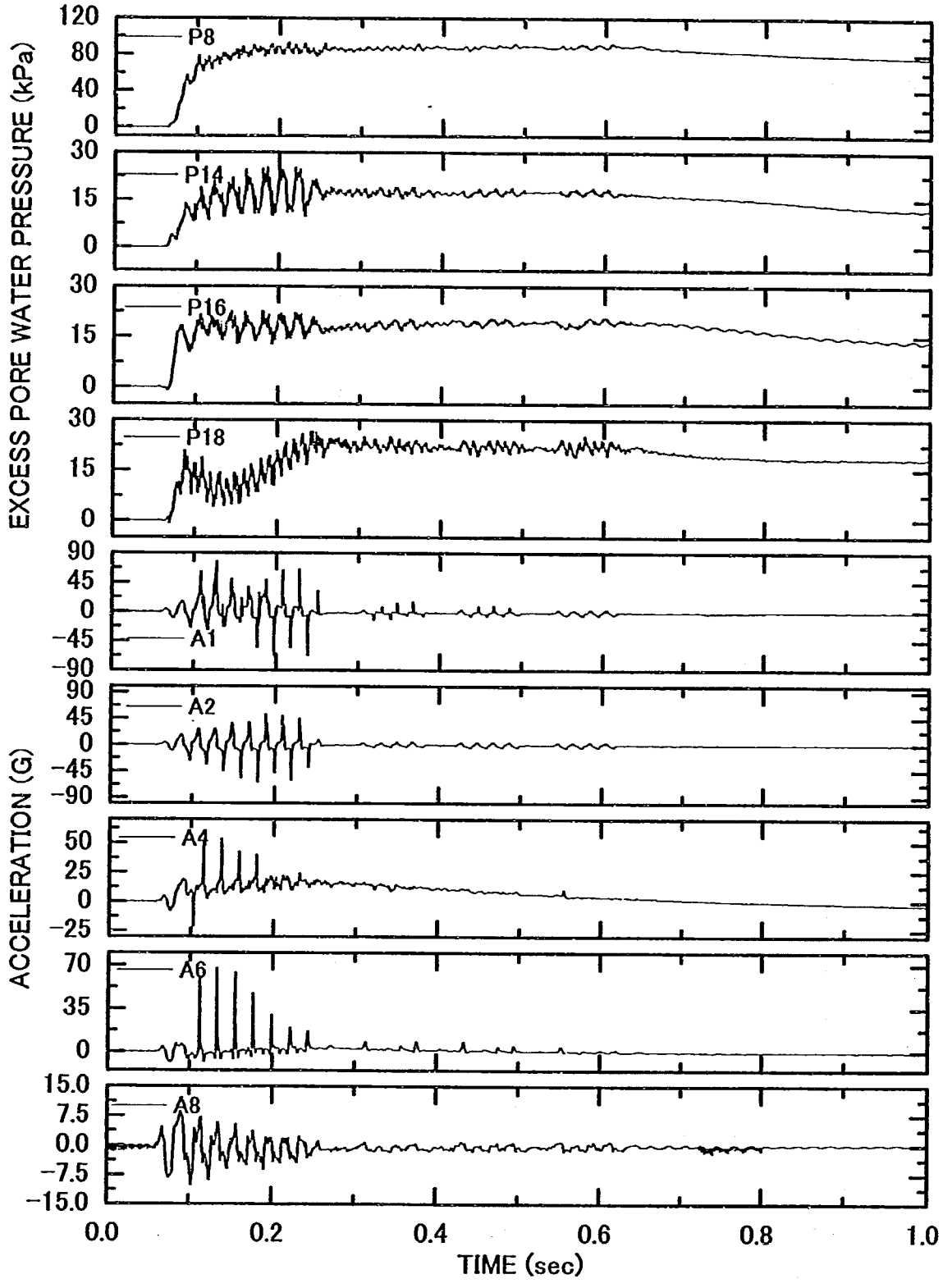

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P8
P14
P16
P18
ACCELERATION (G)
A1
A2
A4
A6
A8
TIME (sec)

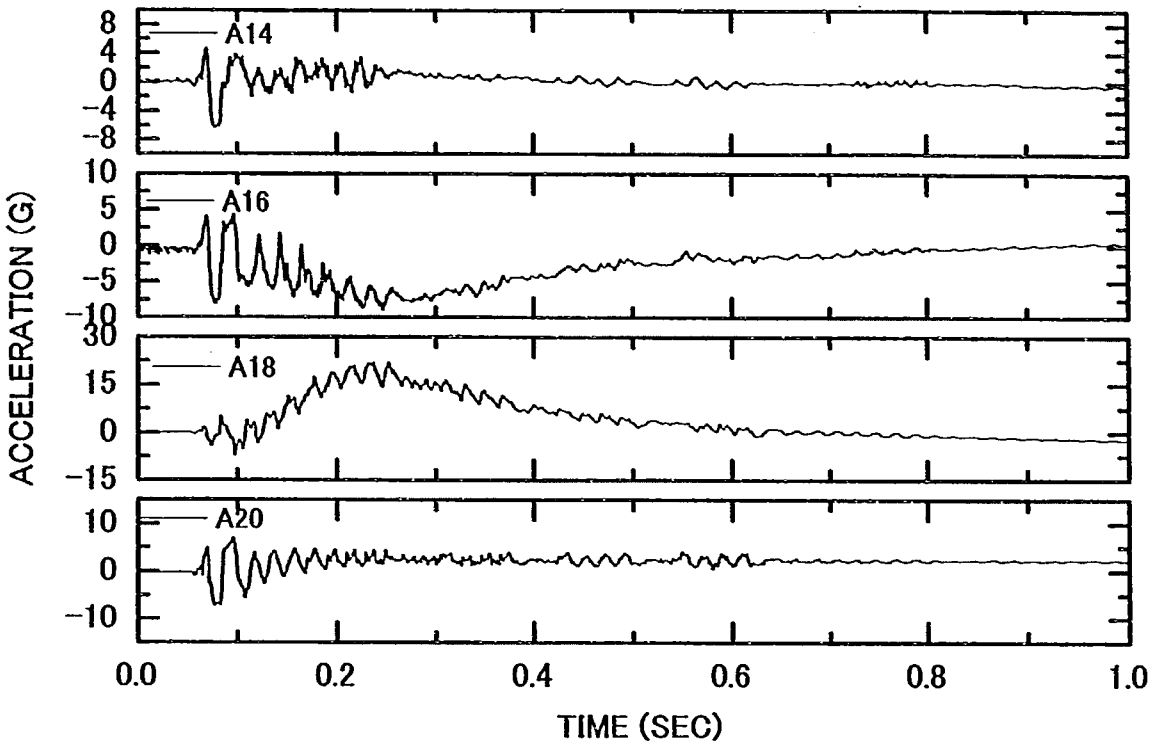

A14
A16
A18
A20
8
4
0
-4
-8
10
5
0
-5
-10
10
0
-10
10
0
-10
ACCELERATION (G)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (SEC)

ケース 10-4

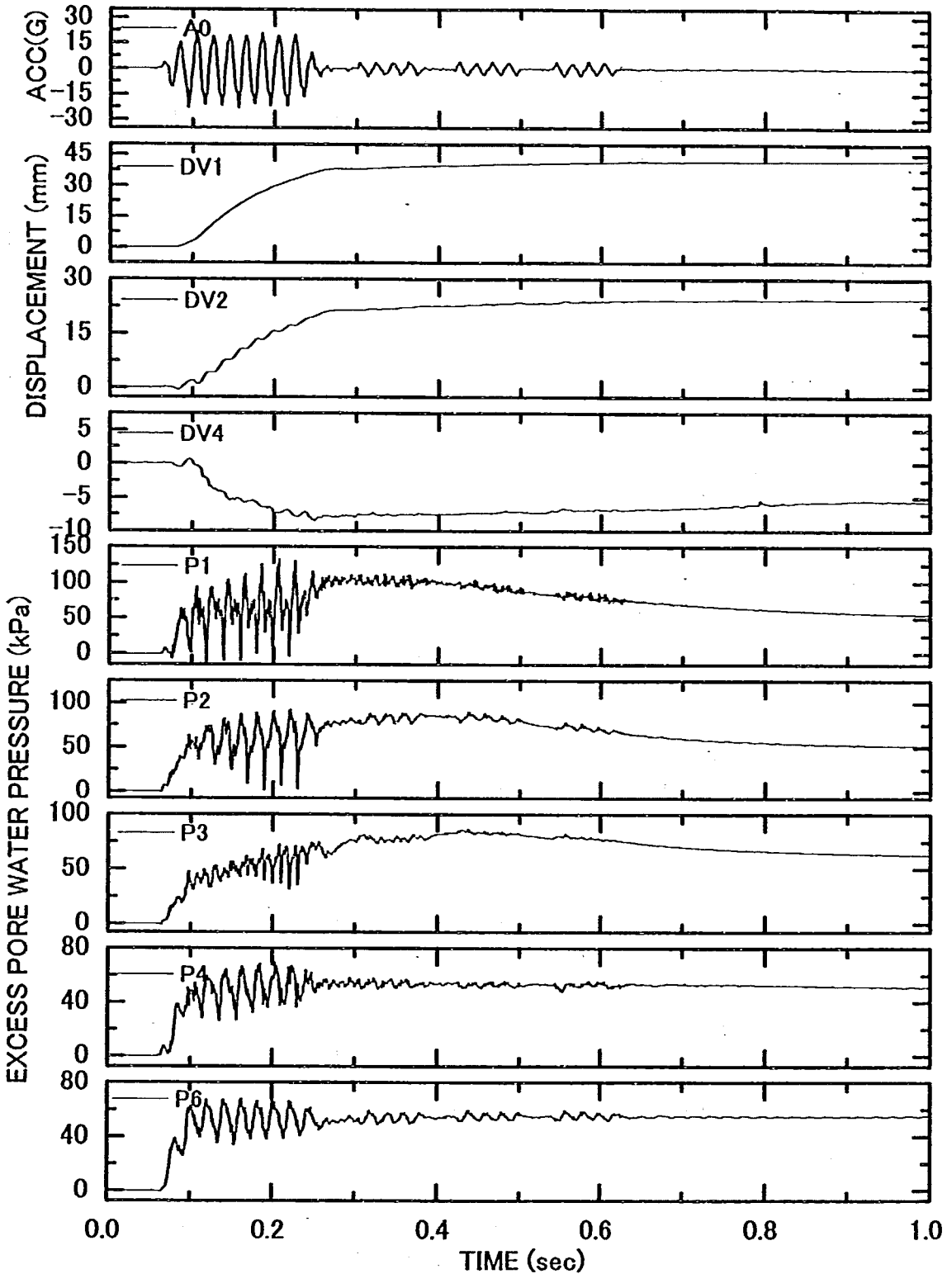
(単位 : mm)
(縮尺 : 1/10)

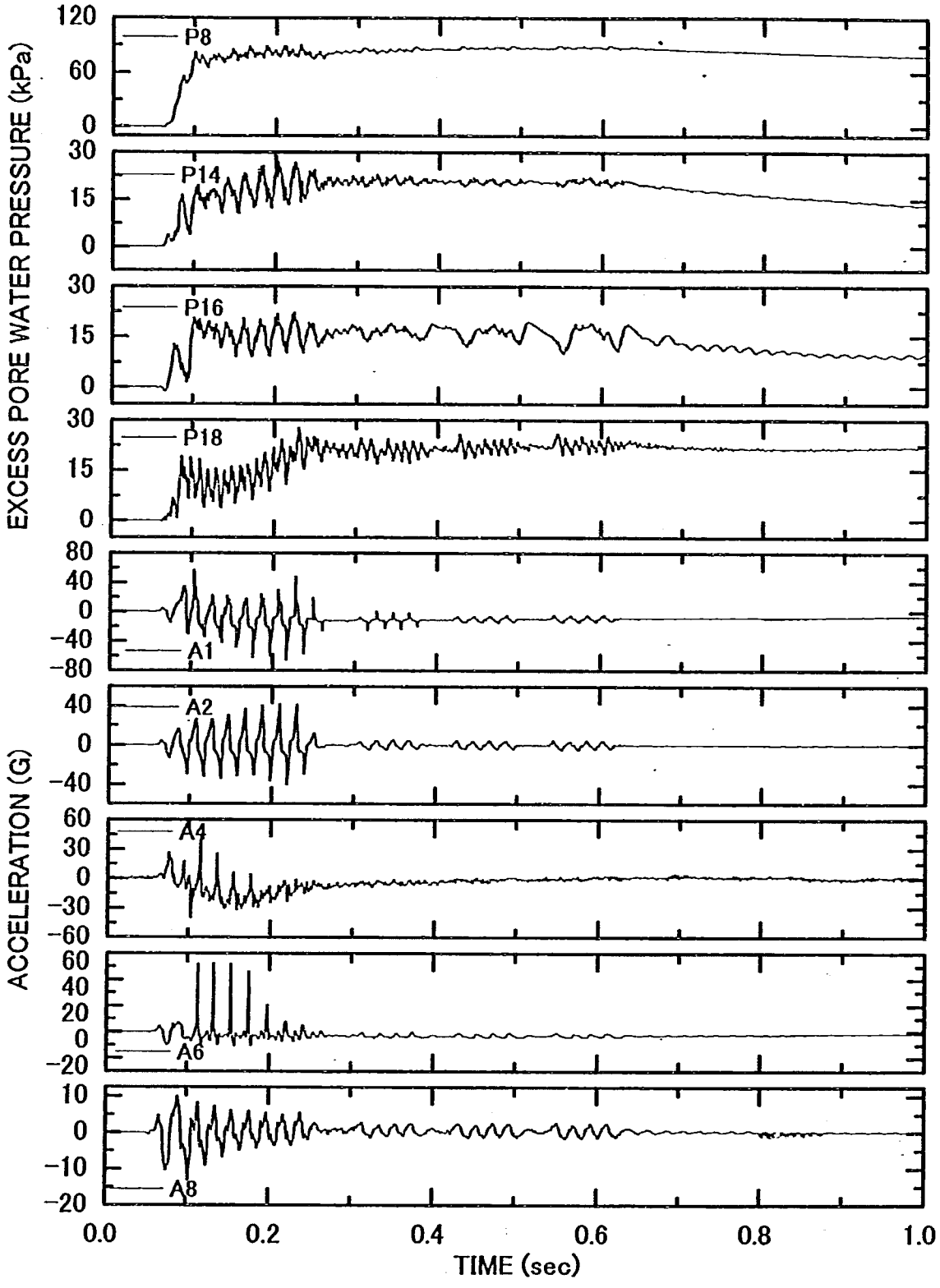

ACC(G)
A0
30
15
0
-15
-30
DISPLACEMENT (mm)
DV1
45
30
15
0
DV2
30
20
10
0
DV4
5
0
-5
-10
-15
EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P1
100
50
0
P2
200
150
100
50
0
P3
100
50
0
P4
60
30
0
P6
60
30
0
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

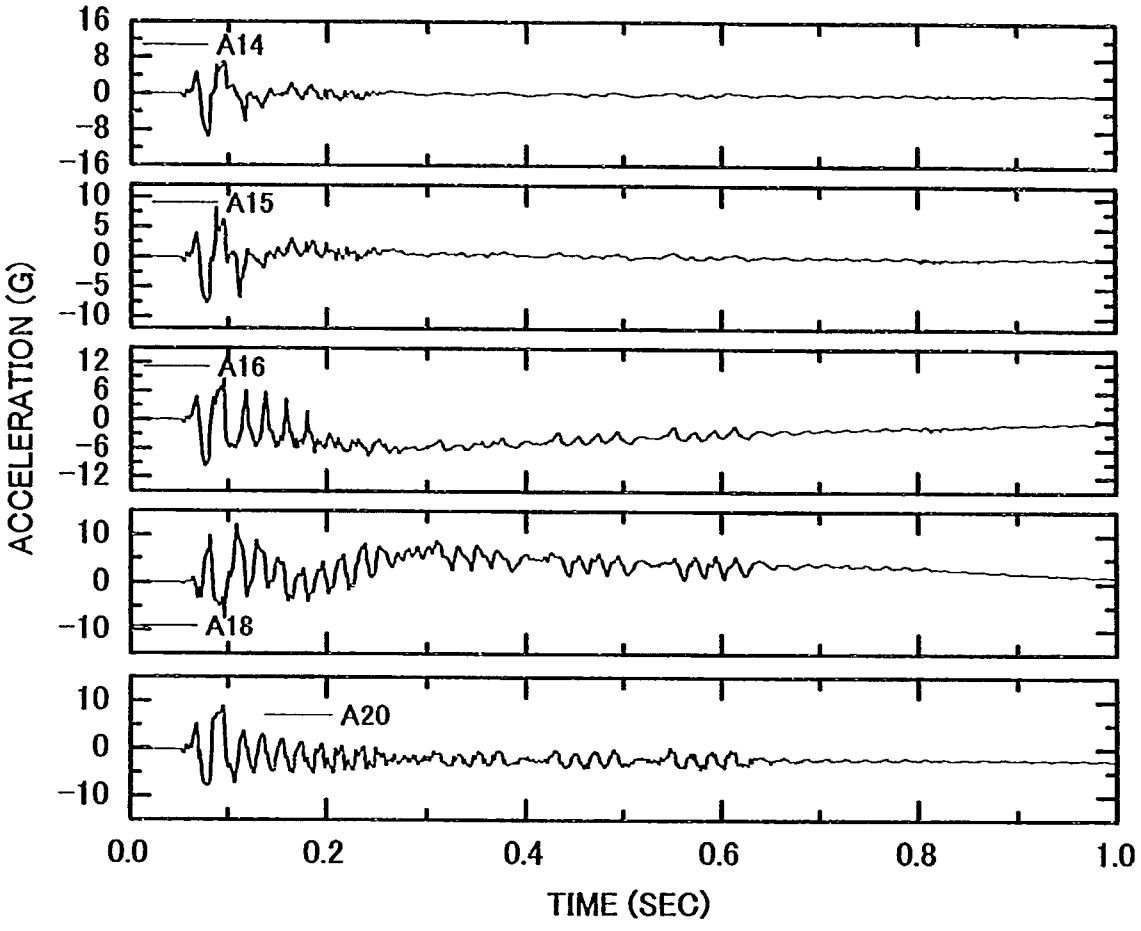

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
120
80
40
0
P8
30
15
0
P14
30
15
0
P16
30
15
0
P18
ACCELERATION (G)
90
45
0
-45
-90
A1
90
45
0
-45
-90
A2
50
25
0
-25
A4
70
35
0
A6
15.0
7.5
0.0
-7.5
-15.0
A8
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)


A14
A16
A18
A20
8
4
0
-4
-8
10
5
0
-5
-10
30
15
0
-15
10
0
-10
ACCELERATION (G)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (SEC)

ケース 10-5
凡　例
○ ： 間隙水圧計
加速度計
△ ： 間隙水圧計
□ ： 加速度計
← ： 変位計
----- ： メッシュ
＜平面図＞
盛土天端
DV1
DV2
DV3
DV4
100@3
(飽和用の高)
130
2002
130
300
(計測器)
(土槽奥行き)
＜正面図＞
江戸崎砂
砕石(φ 7 mm)
DV1
DV2
DV3
DV4
A20
A19
P14 A14 P15 A15 P16 A16 P17 A17 P18 A18
P9 A9 P10 A10 P11 A11 P12 A12 P13 A13
P4 A4 P5 A5 P6 A6 P7 A7 P8 A8
江戸崎砂
P1 A1 P2 A2 P3 A3
硅砂(Dr=90%)
A0
砕石
360
260
100
(地盤・盛土)
160
4004
4003
5002
5002
20
80
40
80
160
20
80
90
10
(メッシュ)
(計測器)
(土層)
120 150@2 100 140 60 30@2 60 140 100 150@2 120
(メッシュ)
275 130@2 100 115@3 245 275
(計測器)
520 200 60 200 520
(盛土)
1500
(土層長さ)
(単位：mm)
(縮尺：1/10)

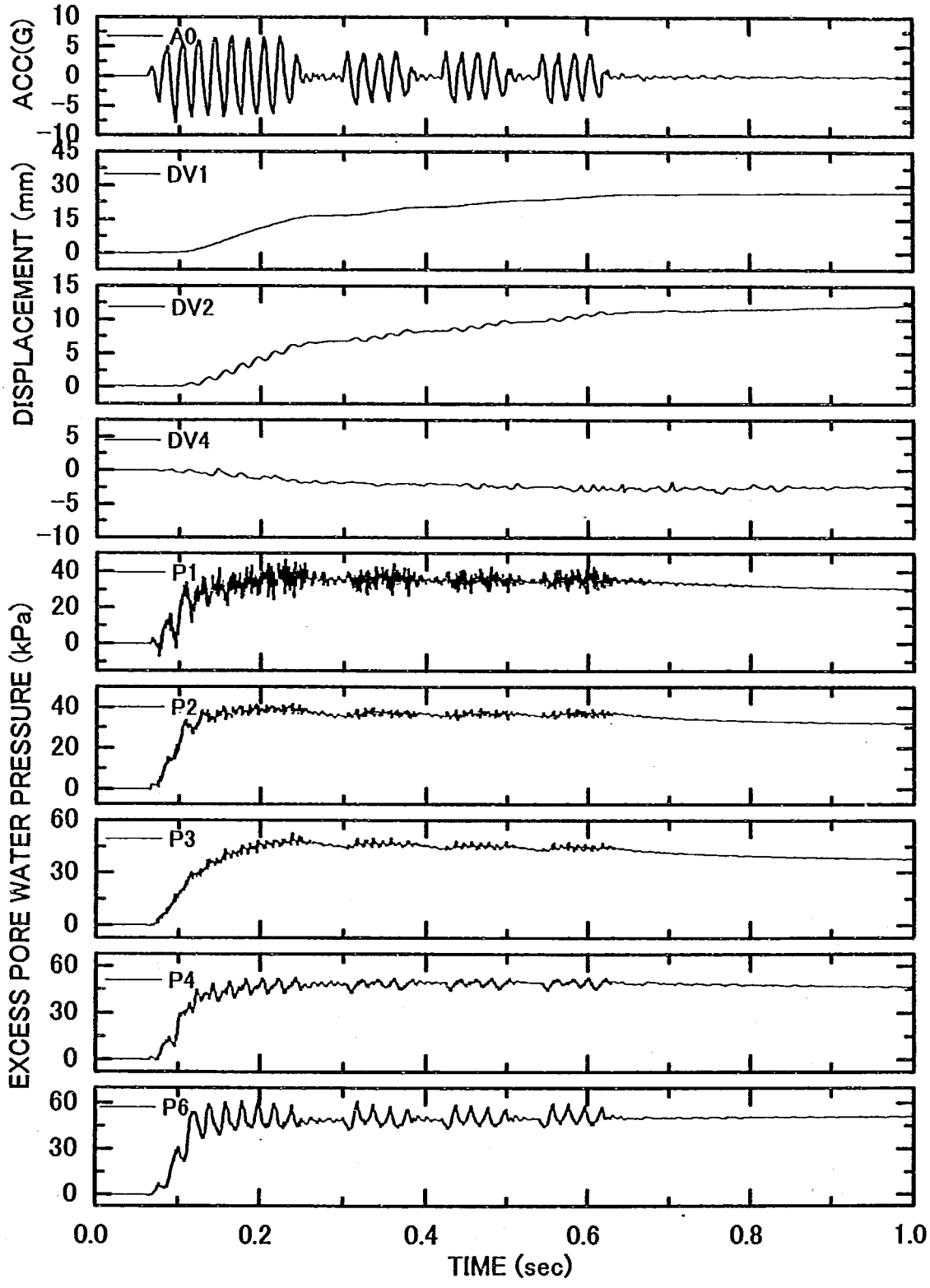

ACC(G)
A0
DISPLACEMENT (mm)
DV1
DV2
DV4
EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P1
P2
P3
P4
P6
TIME (sec)

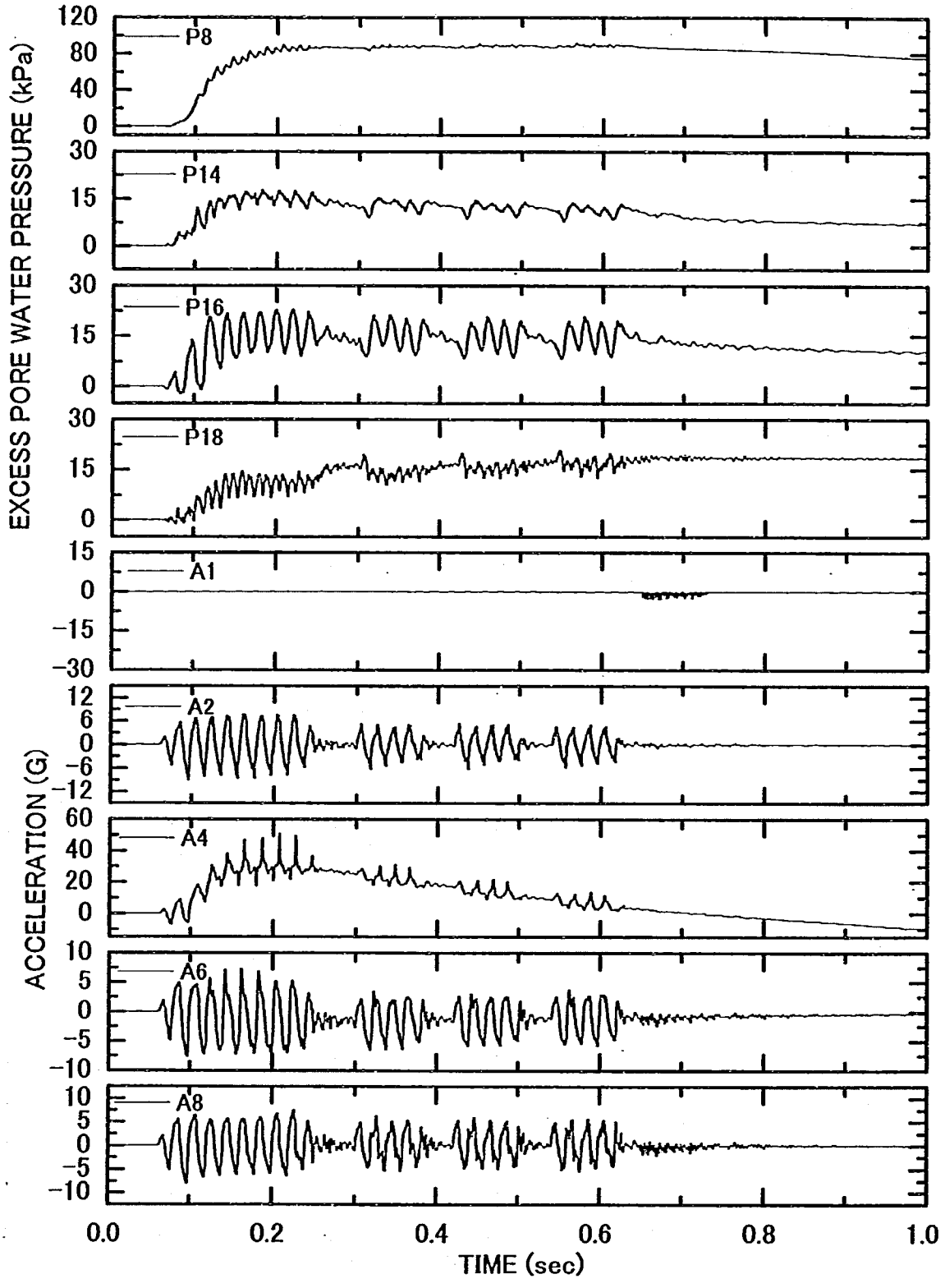

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
ACCELERATION (G)
P8
P14
P16
P18
A1
A2
A4
A6
A8
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

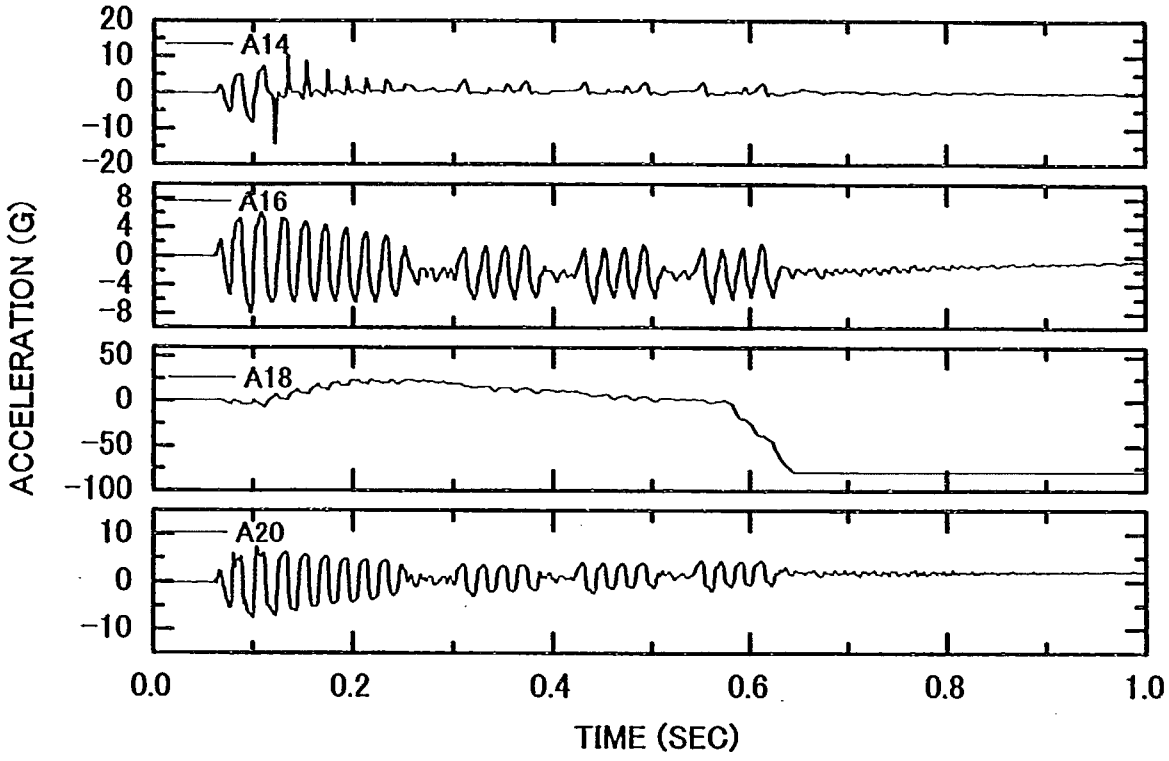

A14
A15
A16
A18
A20
ACCELERATION (G)
TIME (SEC)
16
8
0
-8
-16
10
5
0
-5
-10
12
6
0
-6
-12
10
0
-10
10
0
-10
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

ケース 10-6

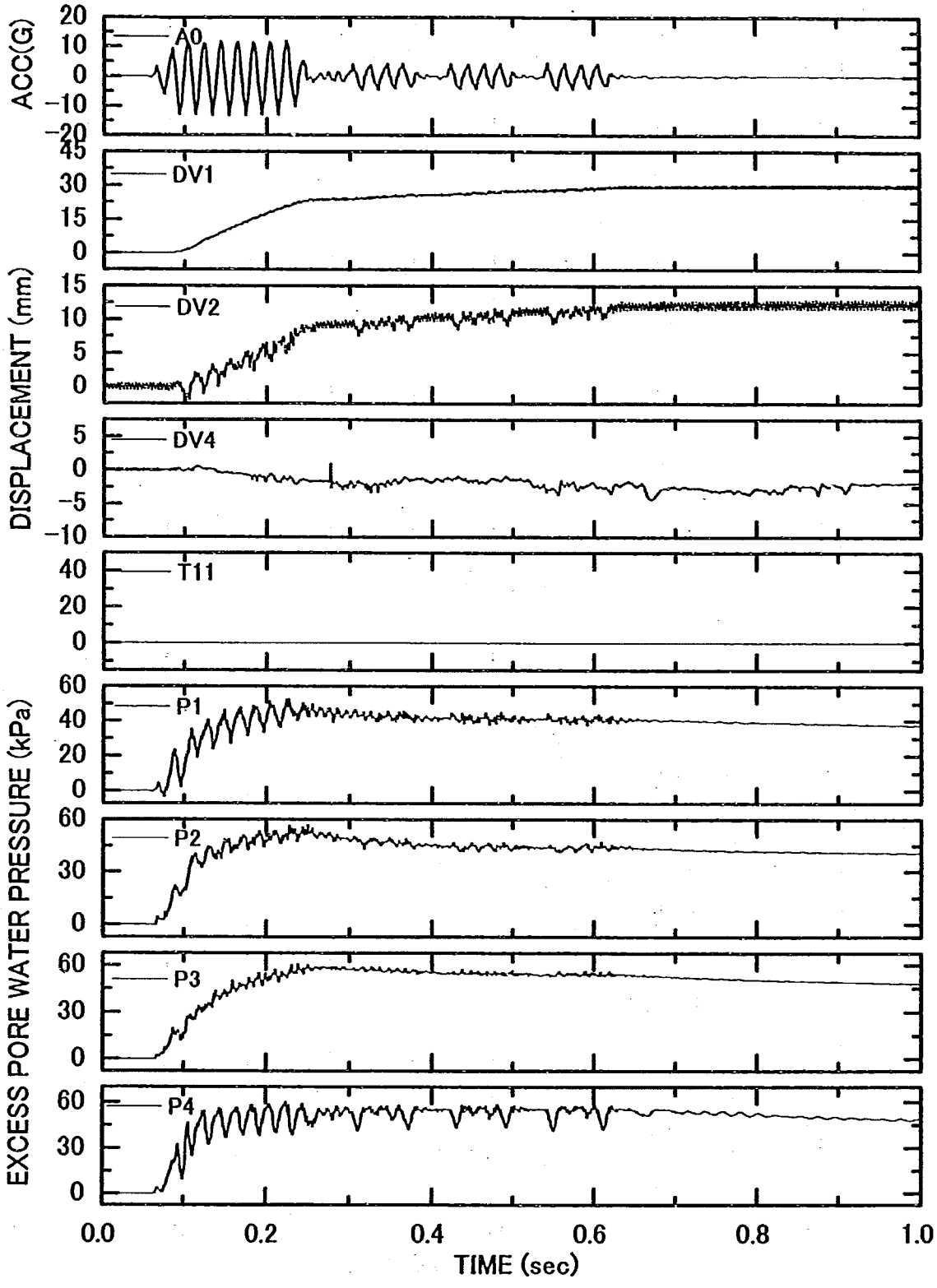
(単位：mm)
(縮尺：1/10)

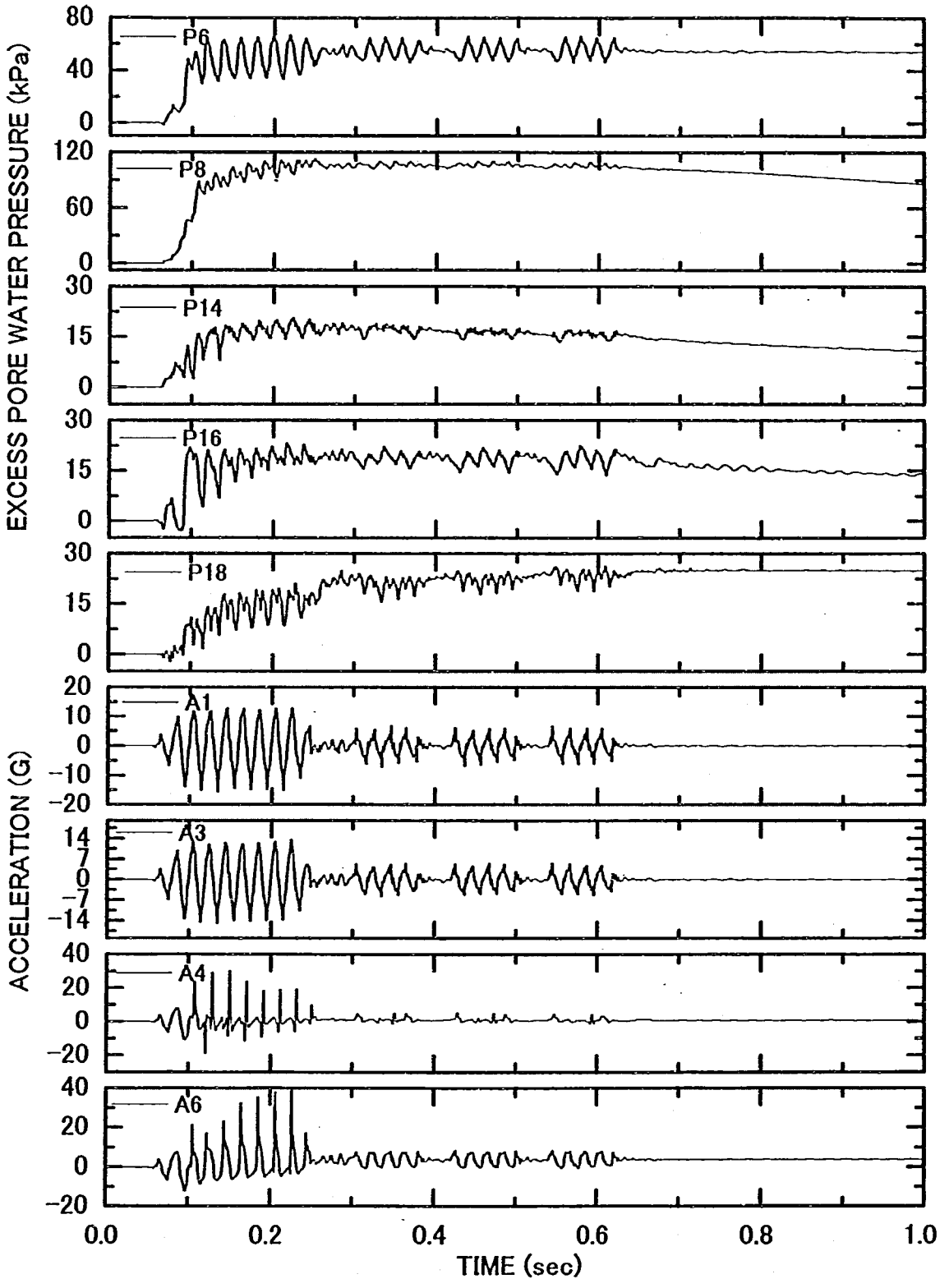

ACC(G)
A0
DISPLACEMENT (mm)
DV1
DV2
DV4
EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P1
P2
P3
P4
P6
TIME (sec)

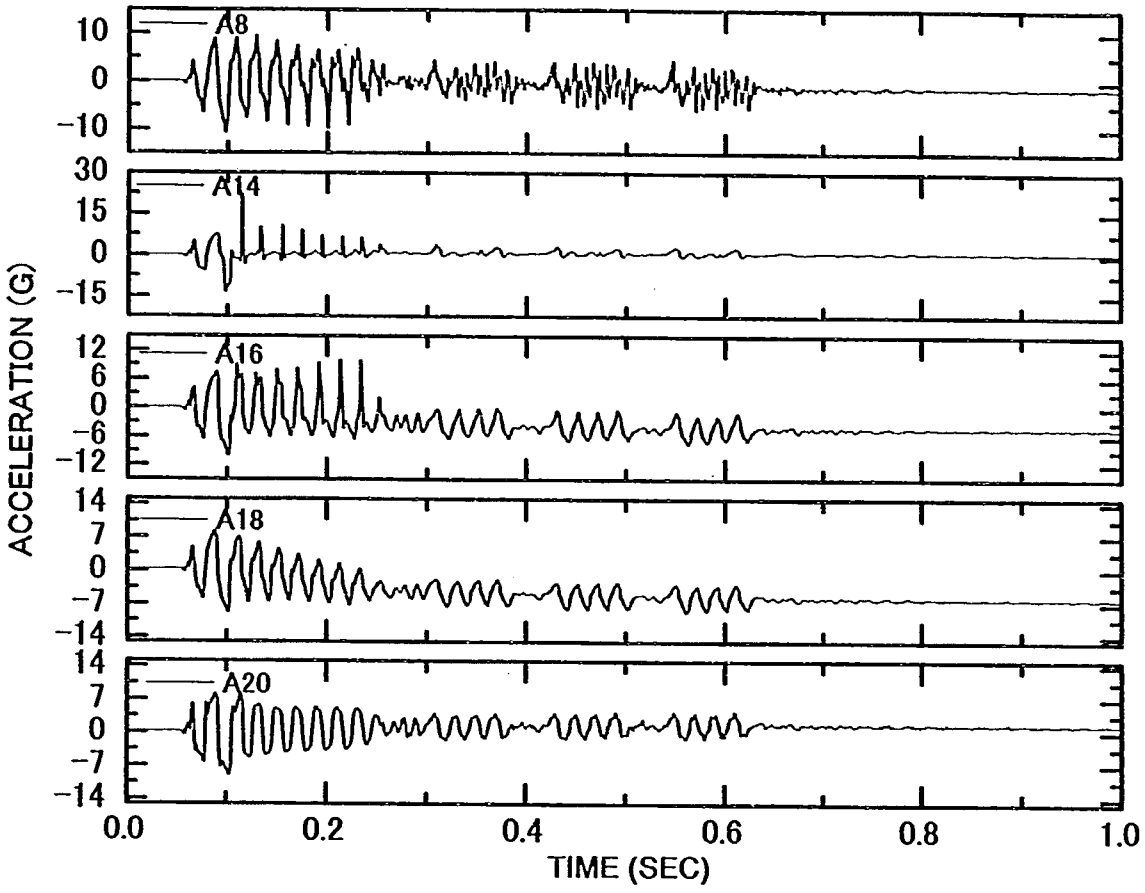

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P8
P14
P16
P18
ACCELERATION (G)
A1
A2
A4
A6
A8
TIME (sec)


A14
A16
A18
A20
20
10
0
-10
-20
8
4
0
-4
-8
50
0
-50
-100
10
0
-10
ACCELERATION (G)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (SEC)

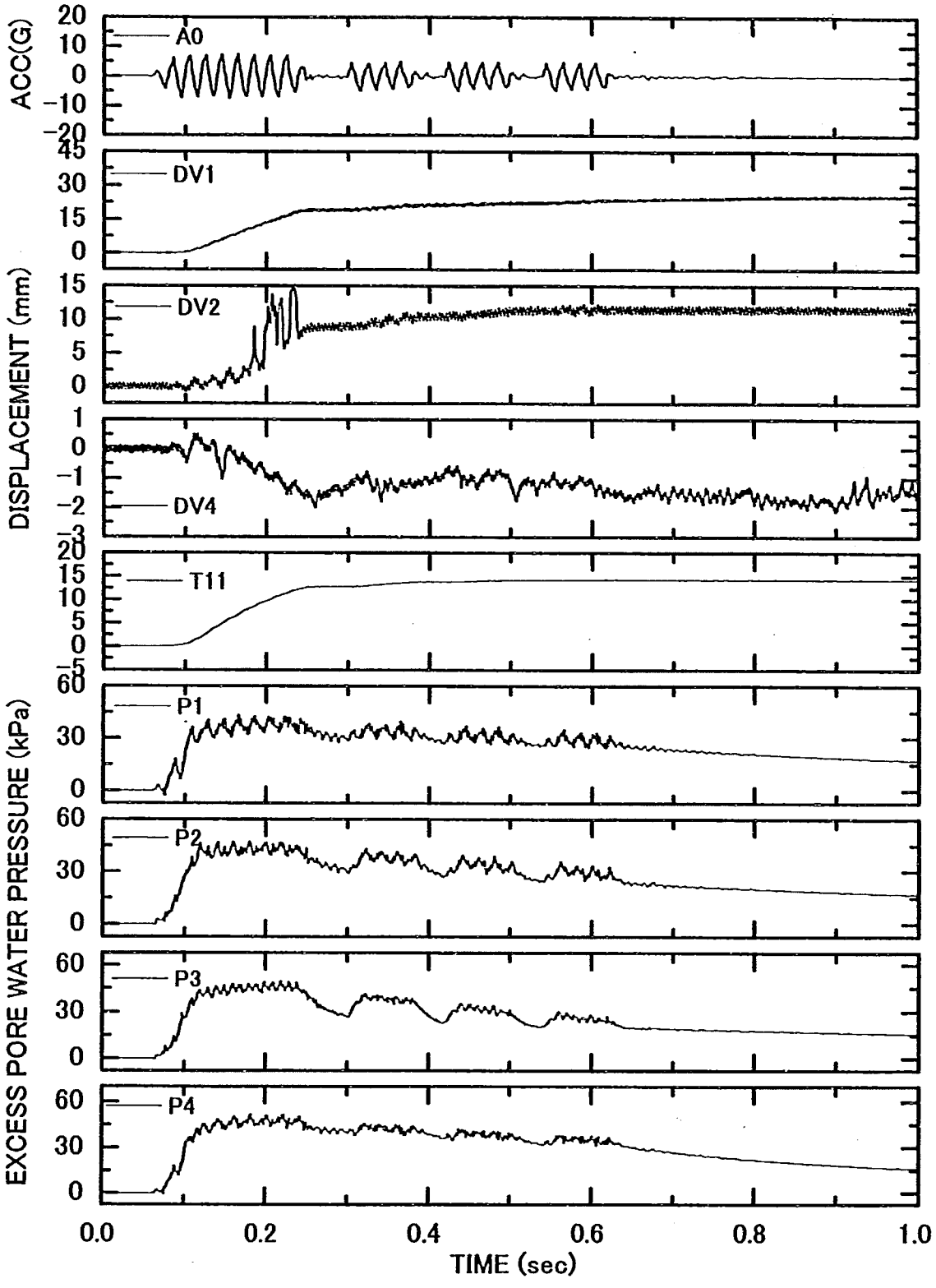
ケース 11-1
凡 例
・平面図
△ : 間隙水圧計
□ : 加速度計
・正面図
○ : 間隙水圧計
○, □ : 加速度計
・平面図, 正面図
← : 変位計
<平面図>
飽和用の筒
盛土天端
T1, DV1
DV2
DV3
DV4
100@3
(飽和用の筒)
130
2@2
300
130
20
(計測器)
(土槽奥行き)
<正面図>
江戸崎砂
砕石(φ 7 mm)
T1
DV1
DV2
DV3
DV4
A20
A19
A0
砕石
江戸崎砂
7号硅砂
P, A1
P, A2
P, A3
P, A4
P, A5
P, A6
P, A7
P, A8
P, A9
P, A10
P, A11
P, A12
P, A13
P, A14
P, A15
P, A16
P, A17
P, A18
360
100
260
(地盤・盛土)
20
40@6
40
50
90
10
(土層)
(計測器)
275
130@2
100
115
750
520
200
60
200
520
1500
(計測器)
(盛土)
(土槽長さ)
(単位 : mm)
(縮尺 : 1/10)

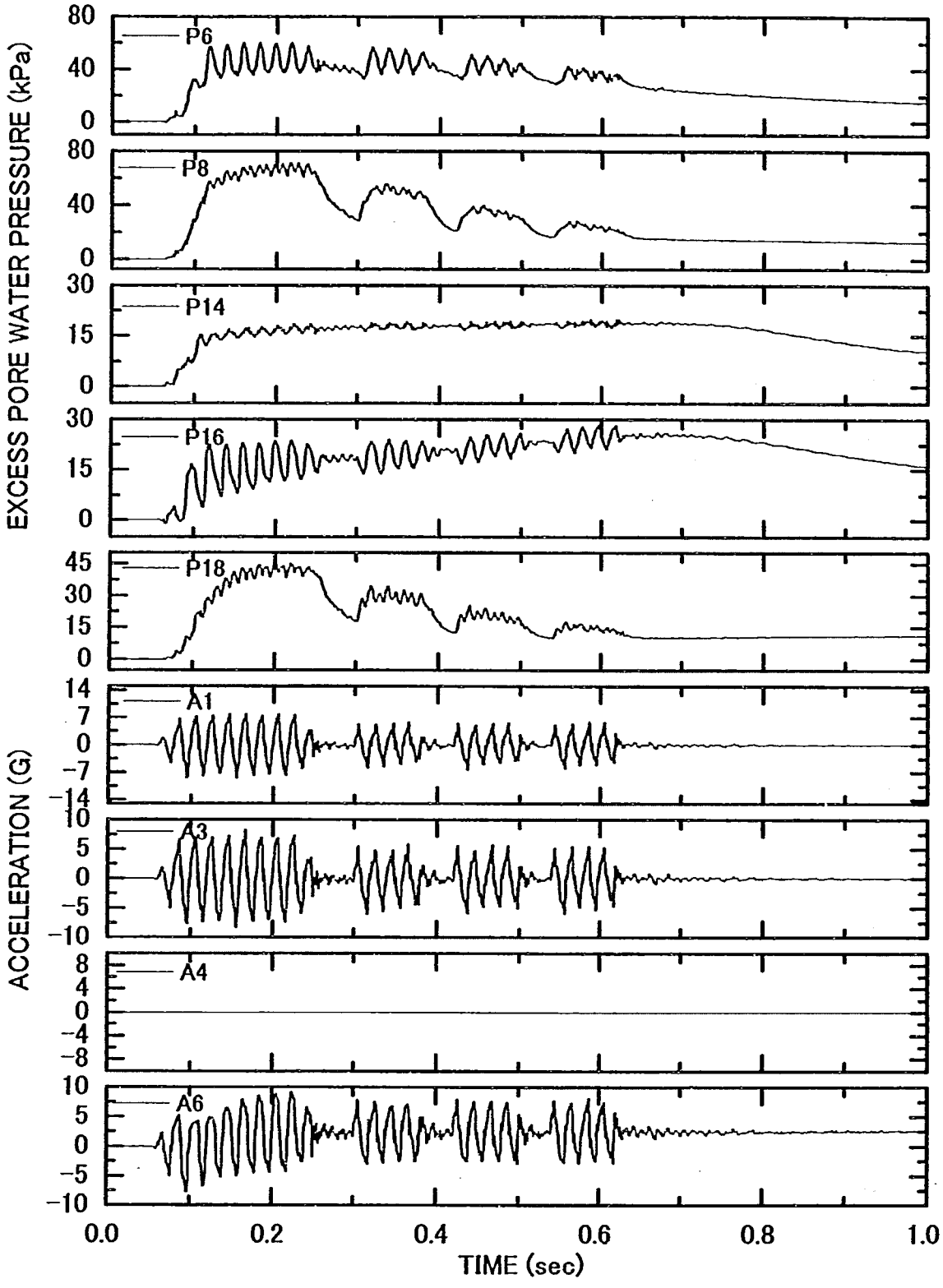

ACC(G)
A0
DISPLACEMENT (mm)
DV1
DV2
DV4
T11
EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P1
P2
P3
P4
TIME (sec)

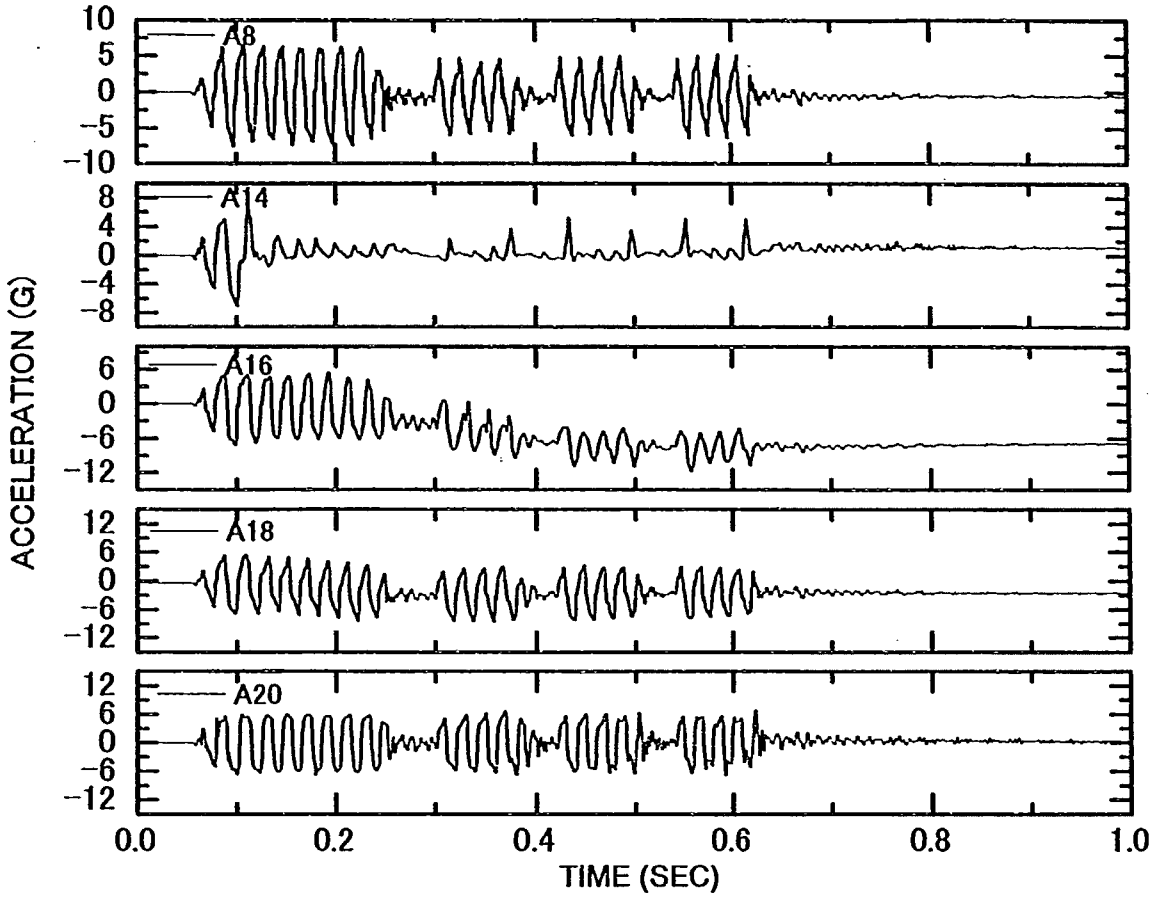

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
ACCELERATION (G)
P6
P8
P14
P16
P18
A1
A3
A4
A6
80
40
0
120
60
0
30
15
0
30
15
0
30
15
0
20
10
0
-10
-20
14
7
0
-7
-14
40
20
0
-20
40
20
0
-20
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)


A8
A14
A16
A18
A20
10
0
-10
30
15
0
-15
12
6
0
-6
-12
14
7
0
-7
-14
14
7
0
-7
-14
ACCELERATION (G)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (SEC)

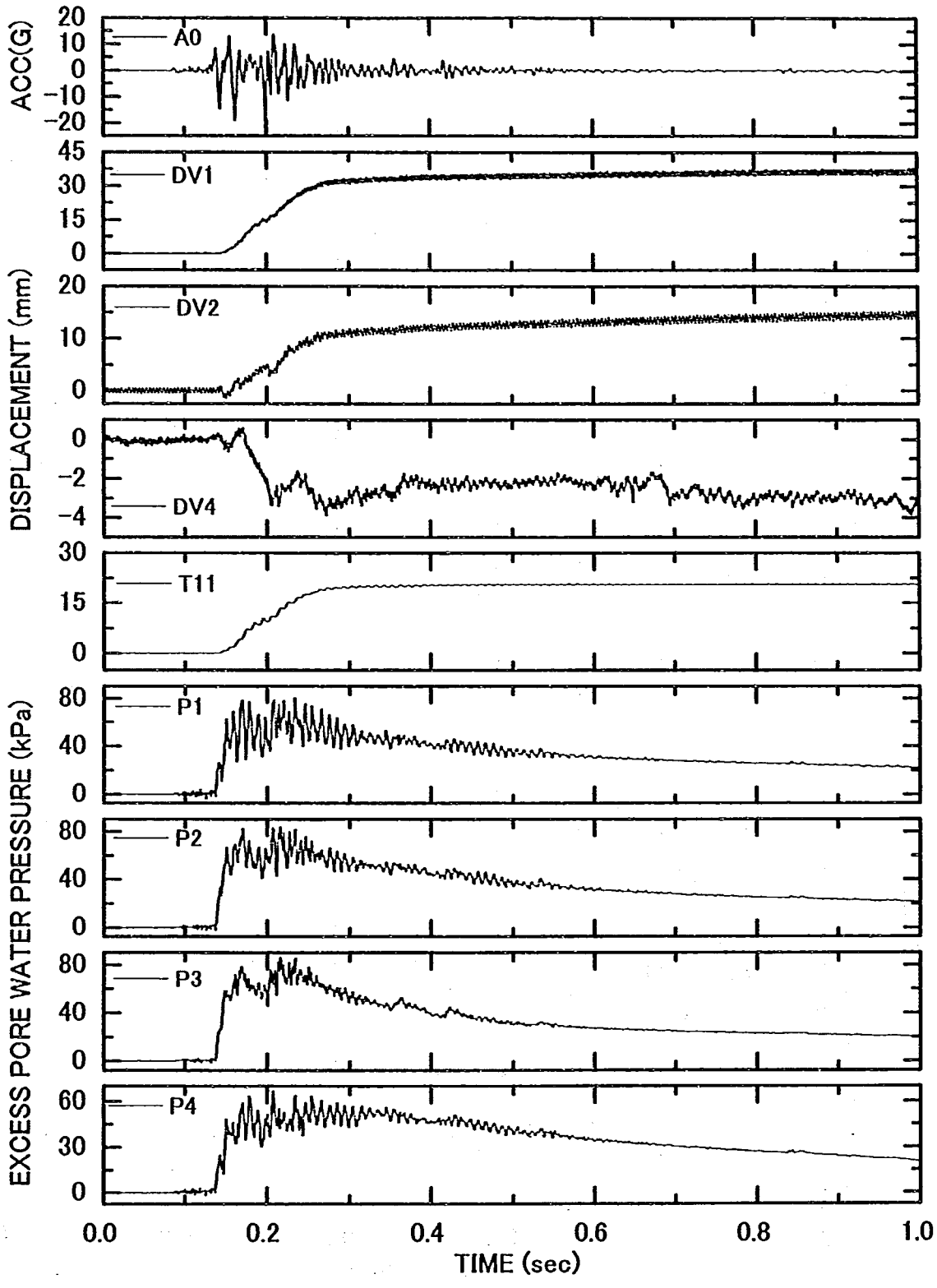
ケース 11-2
凡 例
・平面図
△ : 間隙水圧計
□ : 加速度計
・正面図
○ : 間隙水圧計
○, □ : 加速度計
・平面図, 正面図
← : 変位計
<平面図>
飽和用の筒
盛土天端
T1, DV1
DV2
DV3
DV4
100@3
(飽和用の筒)
130
130 20@2
300
(計測器)
(土槽奥行き)
<正面図>
T1
DV1
DV2
DV3
DV4
江戸崎砂
砕石(φ 7 mm)
A20
A19
A0
砕石
江戸崎砂
7号硅砂
P, A14
P, A15
P, A16
P, A17
P, A18
P, A9
P, A10
P, A11
P, A12
P, A13
P, A4
P, A5
P, A6
P, A7
P, A8
P, A1
P, A2
P, A3
360
100
260
(地盤・盛土)
20
40@6
40
50
90
10
(計測器)
(土層)
275
130@2
100
115
750
520
200
60
200
520
1500
(計測器)
(盛土)
(土槽長さ)
(単位 : mm)
(縮尺 : 1/10)

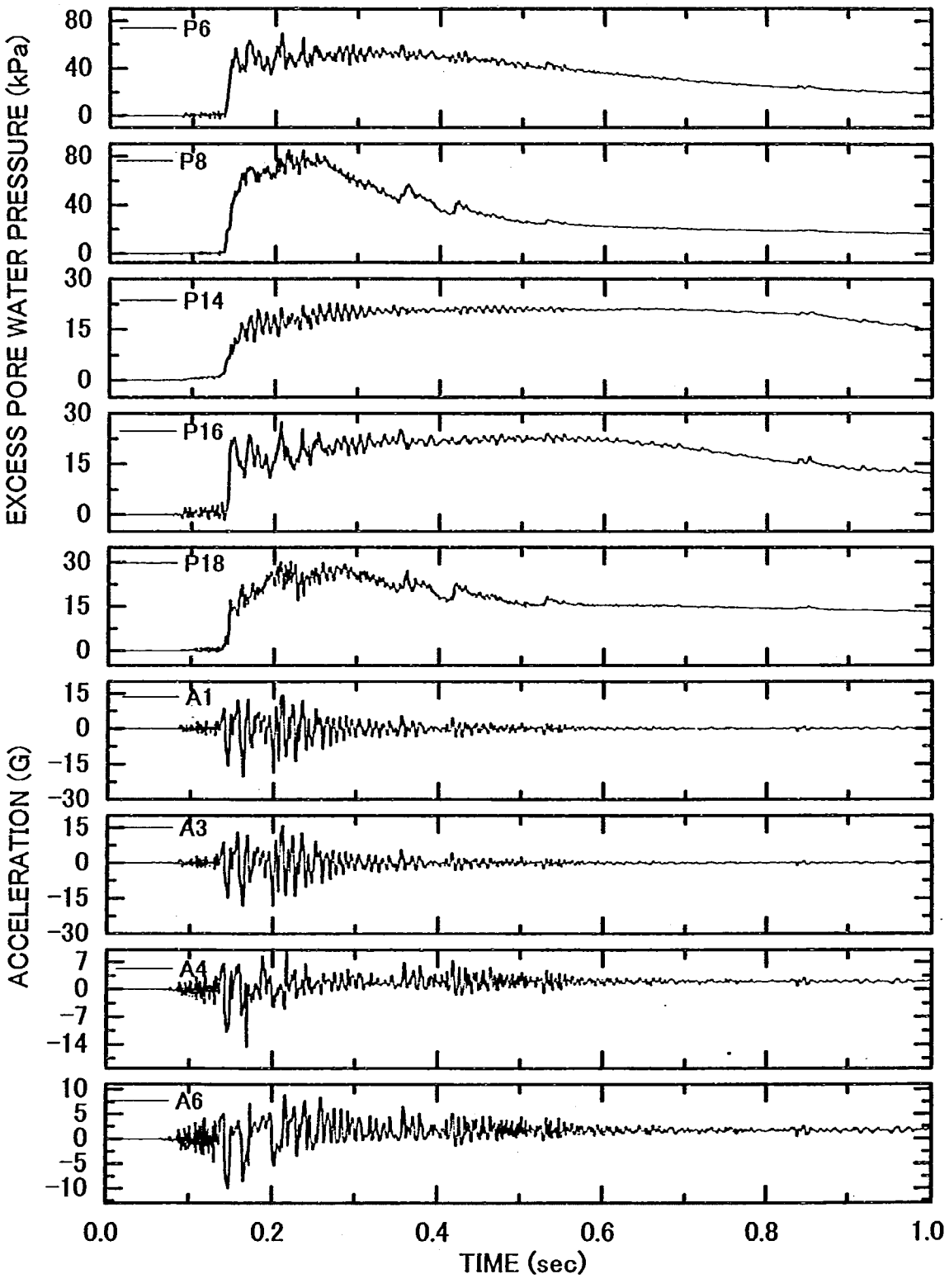

ACC(G)
A0
DISPLACEMENT (mm)
DV1
DV2
DV4
T11
EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P1
P2
P3
P4
TIME (sec)

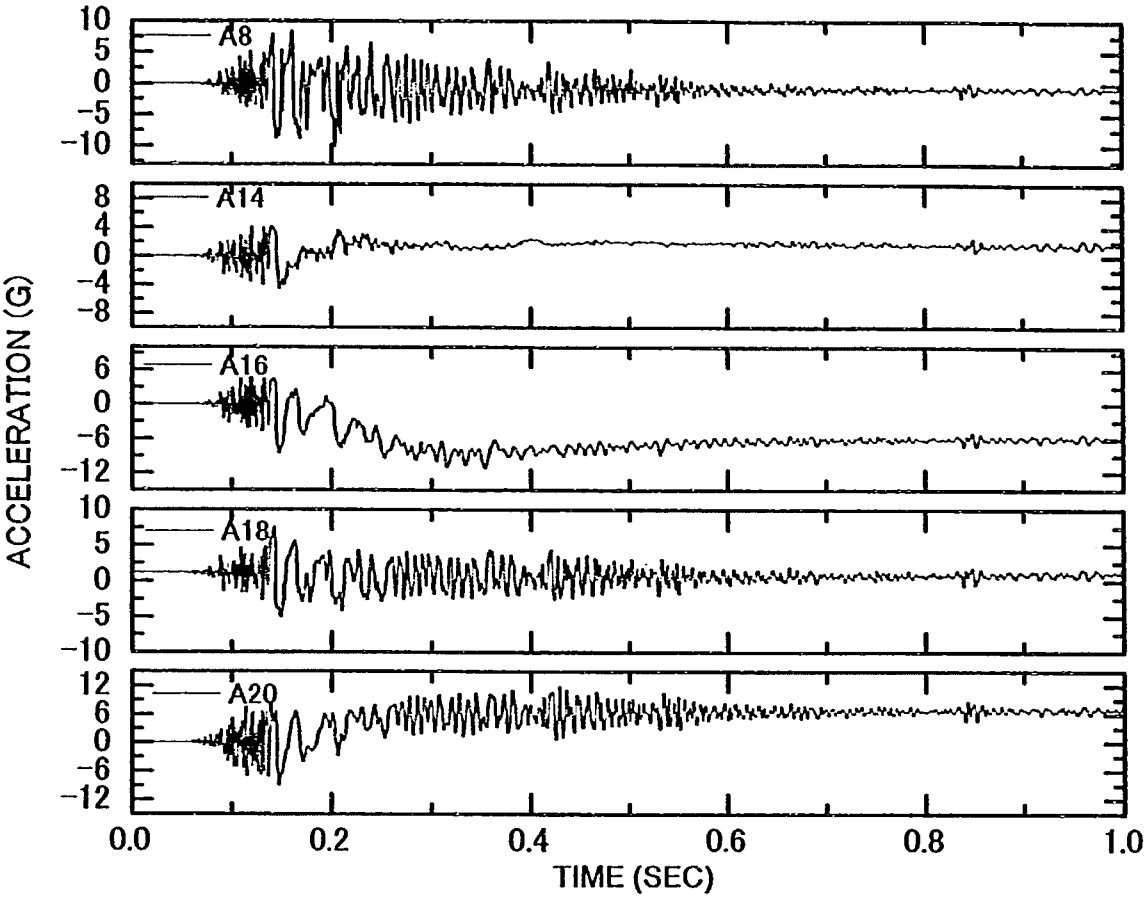

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P6
P8
P14
P16
P18
ACCELERATION (G)
A1
A3
A4
A6
TIME (sec)


A8
A14
A16
A18
A20
ACCELERATION (G)
TIME (SEC)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

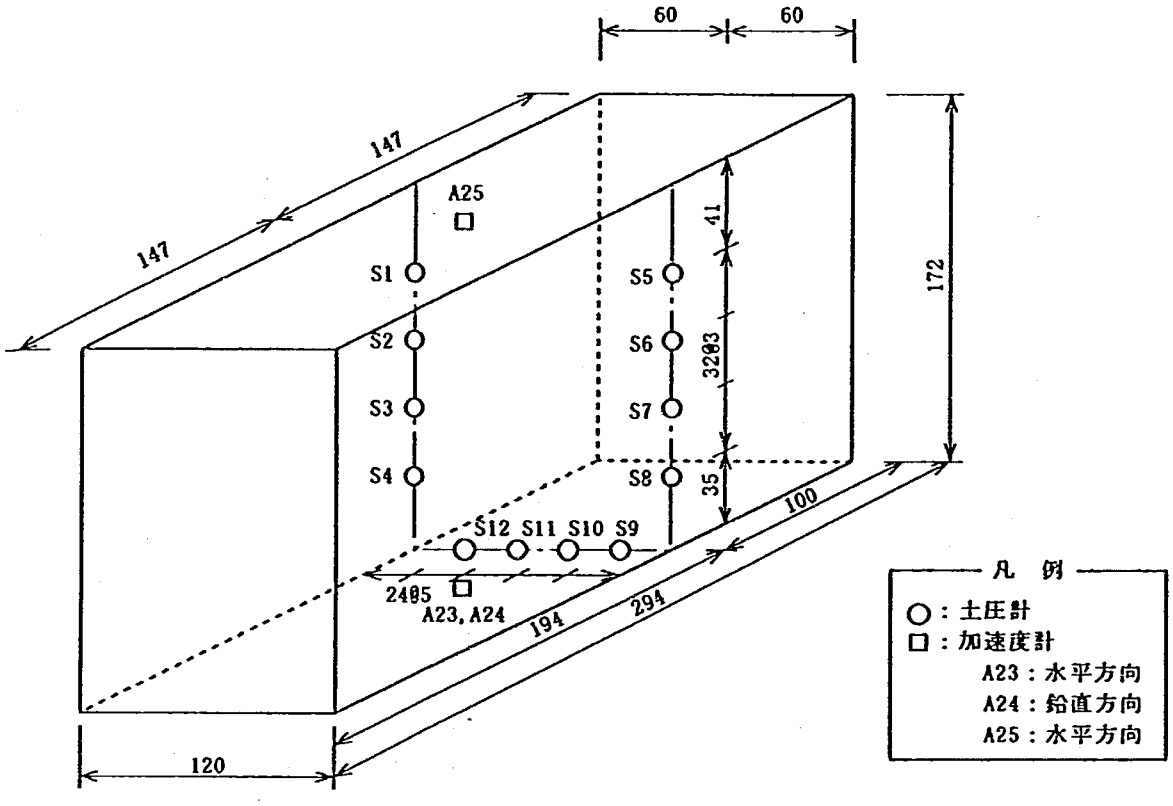
ケース 11-3
凡 例
・平面図
△ : 間隙水圧計
□ : 加速度計
・正面図
○ : 間隙水圧計
○, □ : 加速度計
・平面図, 正面図
← : 変位計
<平面図>
飽和用の筒
盛土天端
T1, DV1
DV2
DV3
DV4
100@3
(飽和用の筒)
(計測器)
(土槽奥行き)
130
130
20@2
300
130
<正面図>
江戸崎砂
砕石(φ 7 mm)
T1
DV1
DV2
DV3
DV4
A20
A19
A0
P, A14
P, A15
P, A16
P, A17
P, A18
P, A9
P, A10
P, A11
P, A12
P, A13
P, A4
P, A5
P, A6
P, A7
P, A8
P, A1
P, A2
P, A3
江戸崎砂
7号硅砂
砕石
360
100
260
(地盤・盛土)
20
(計測器)
(土層)
80
20
40@6
160
50
90
40
10
275
130@2
100
115
750
520
200
60
200
520
1500
(計測器)
(盛土)
(土槽長さ)
(単位 : mm)
(縮尺 : 1/10)

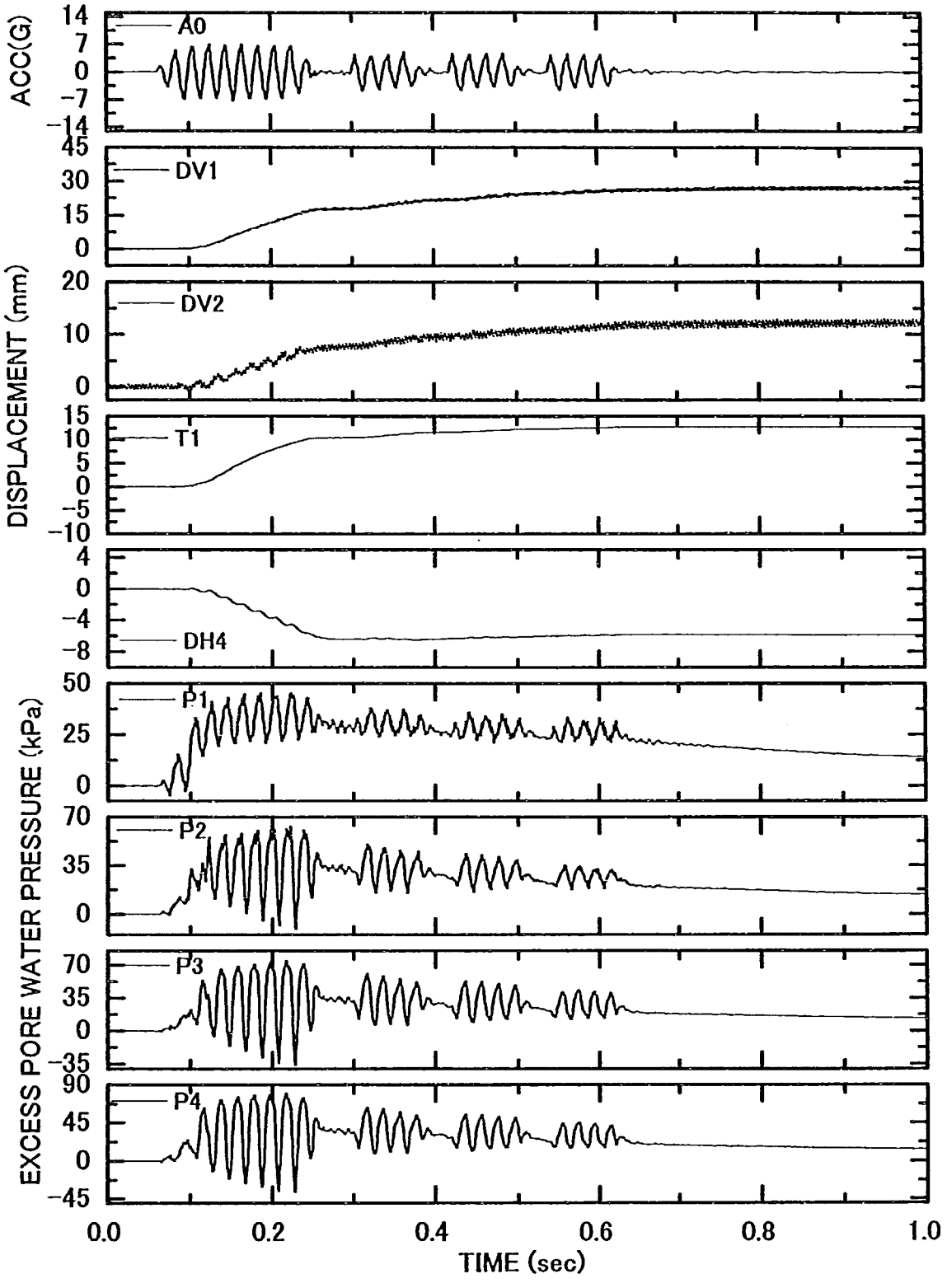

ACC(G)
20
10
0
-10
-20
A0
DISPLACEMENT (mm)
45
30
15
0
DV1
20
10
0
DV2
0
-2
-4
DV4
EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
30
15
0
T11
80
40
0
P1
80
40
0
P2
80
40
0
P3
60
30
0
P4
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

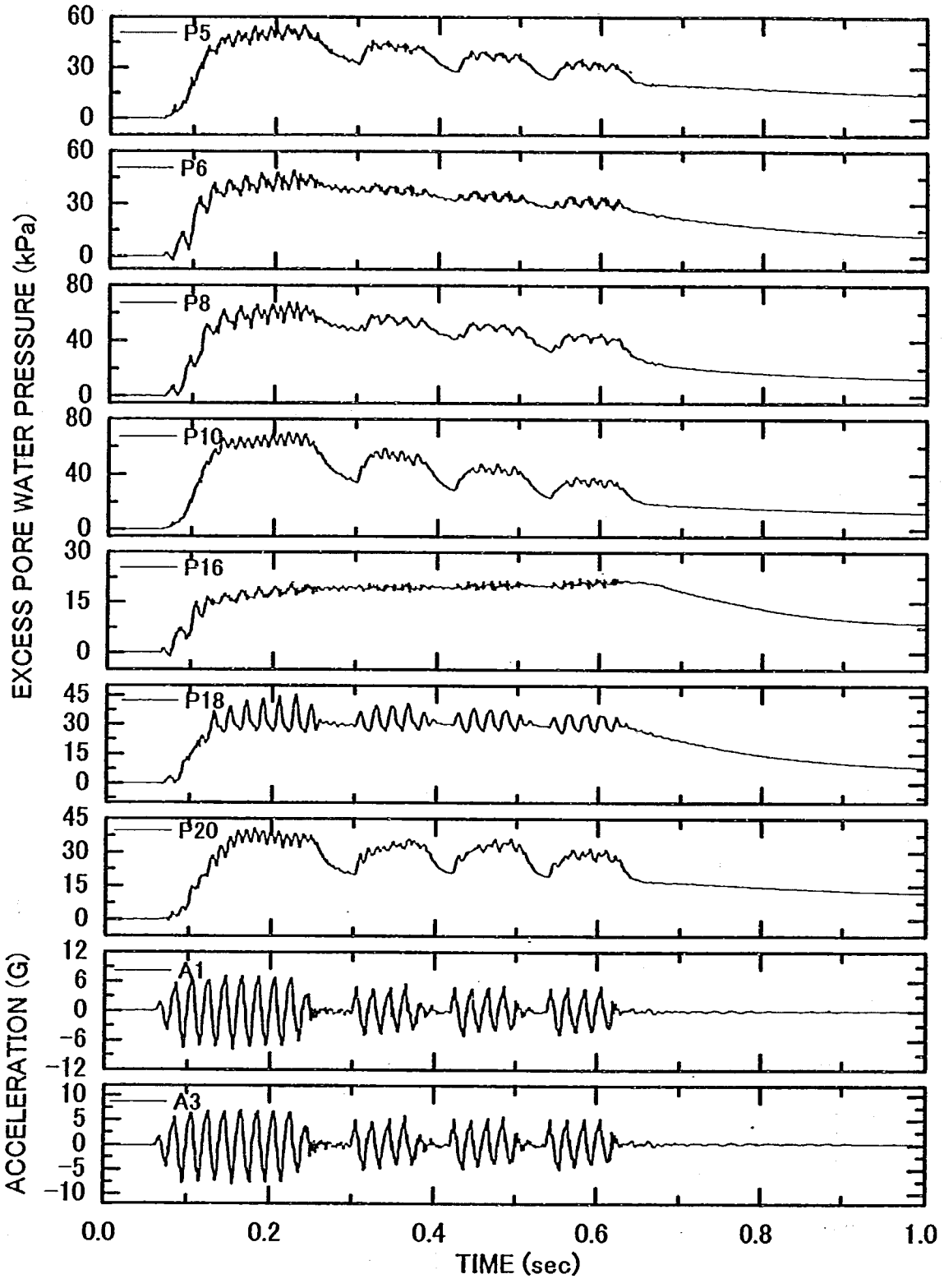

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
80
40
0
P6
80
40
0
P8
30
15
0
P14
30
15
0
P16
30
15
0
P18
ACCELERATION (G)
15
0
−15
−30
A1
15
0
−15
−30
A3
7
0
−7
−14
A4
10
5
0
−5
−10
A6
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

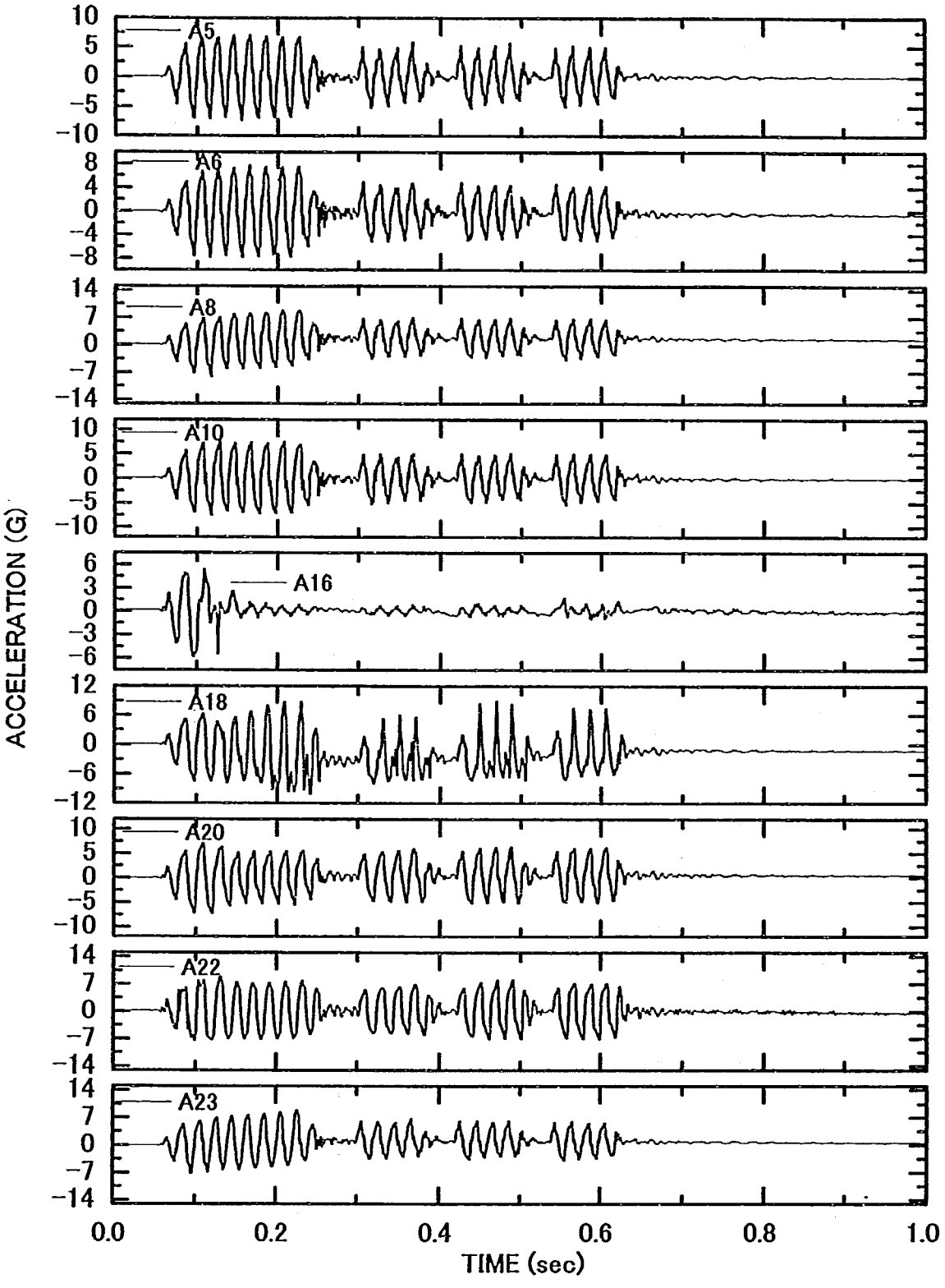

A8
A14
A16
A18
A20
ACCELERATION (G)
TIME (SEC)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

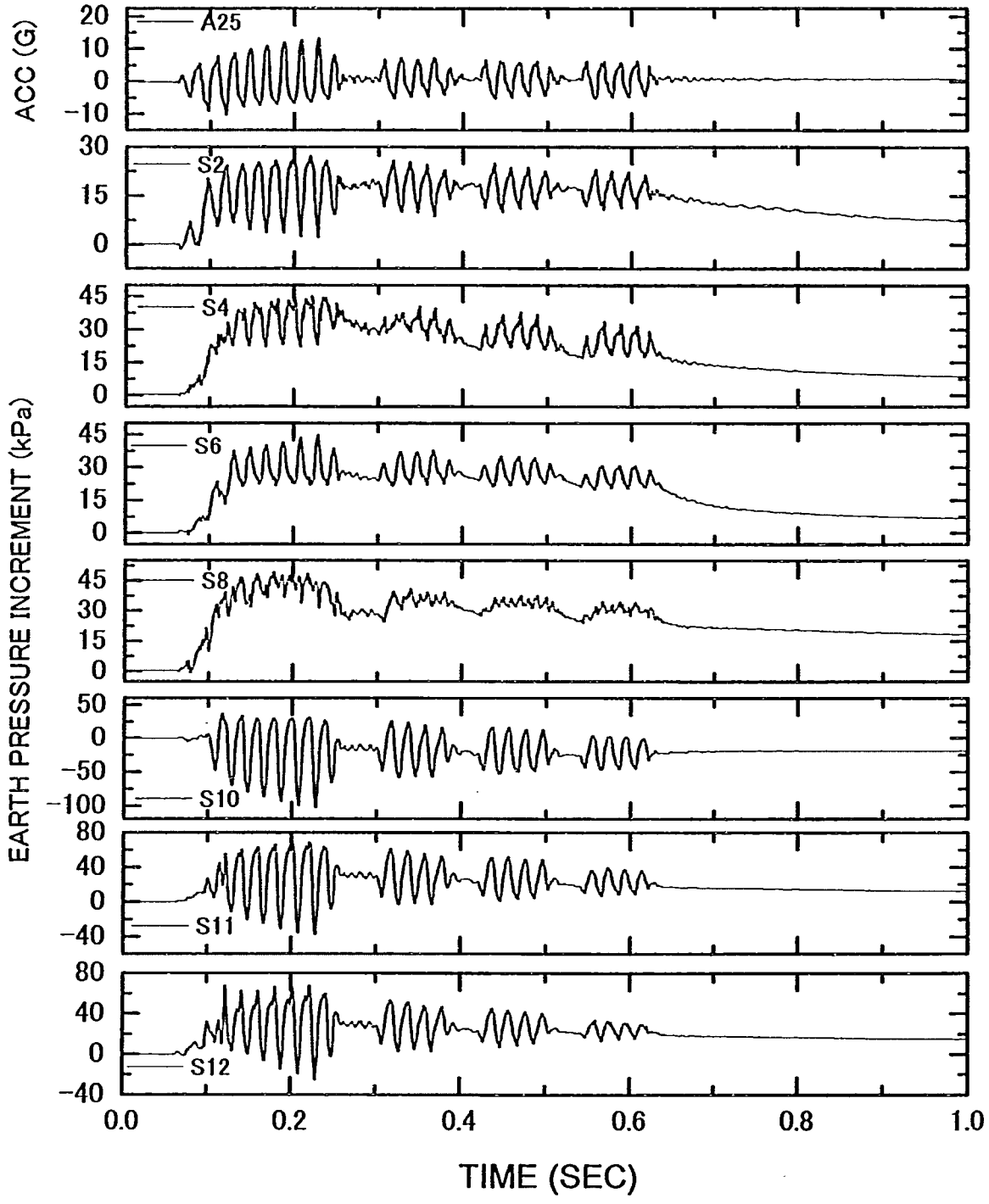
ケース 11-4
凡 例
・平面図
△ : 間隙水圧計
□ : 加速度計
・正面図
○ : 間隙水圧計
○, □ : 加速度計
・平面図, 正面図
← : 変位計
<平面図>
飽和用の筒
盛土天端
T2 T3
DV5 DV6
T1, DV1
DV2
DV3
DV4
(改良体)
(飽和用の筒)
(計測器)
(土槽奥行き)
<正面図>
T1
DV1
T2 T3
DV5 DV6
DV2
江戸崎砂
砕石(φ 7 mm)
DV3
DH4
A25
A22
A21
A23, 24
A0
P, A16
P, A17
P, A18
P, A19
P, A20
P, A11
P, A12
P, A13
P, A14
P, A15
P, A6
P, A7
P, A8
P, A9
P, A10
P, A1
P, A2
P, A3
P, A4
P, A5
改良体
改良体
江戸崎砂
7号珪砂
砕石
(地盤・盛土)
(計測器)
(土層)
190 180 40 50@2 40 85 115 750
400 120 200 60 200 120 400
1500
(計測器)
(盛土・改良体)
(土槽長さ)
(単位 : mm)
(縮尺 : 1/10)


60
60
147
147
A25
S1
S2
S3
S4
S5
S6
S7
S8
41
3203
35
172
S12 S11 S10 S9
2405
A23, A24
194
294
100
120
凡 例
○：土圧計
□：加速度計
A23：水平方向
A24：鉛直方向
A25：水平方向

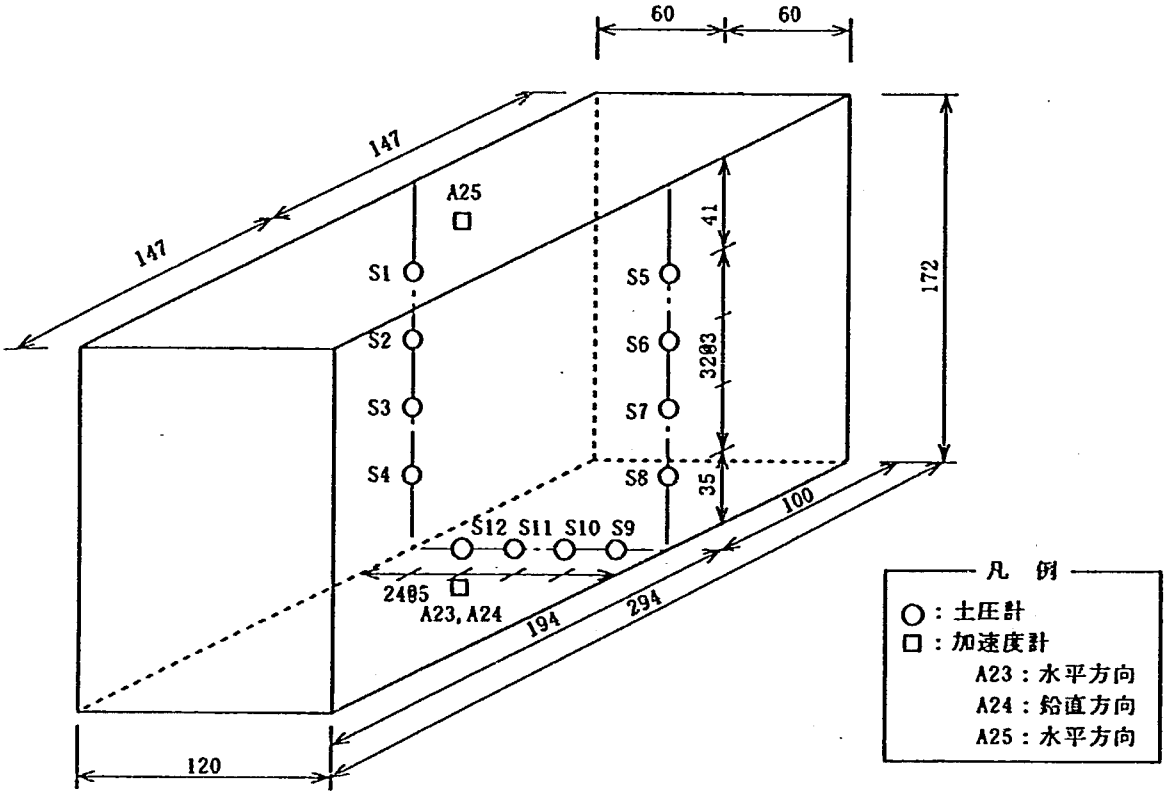

ACC(G)
14
7
0
-7
-14
A0
DISPLACEMENT (mm)
45
30
15
0
DV1
20
10
0
DV2
15
10
5
0
-5
-10
T1
4
0
-4
-8
DH4
EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
50
25
0
P1
70
35
0
P2
70
35
0
-35
P3
90
45
0
-45
P4
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

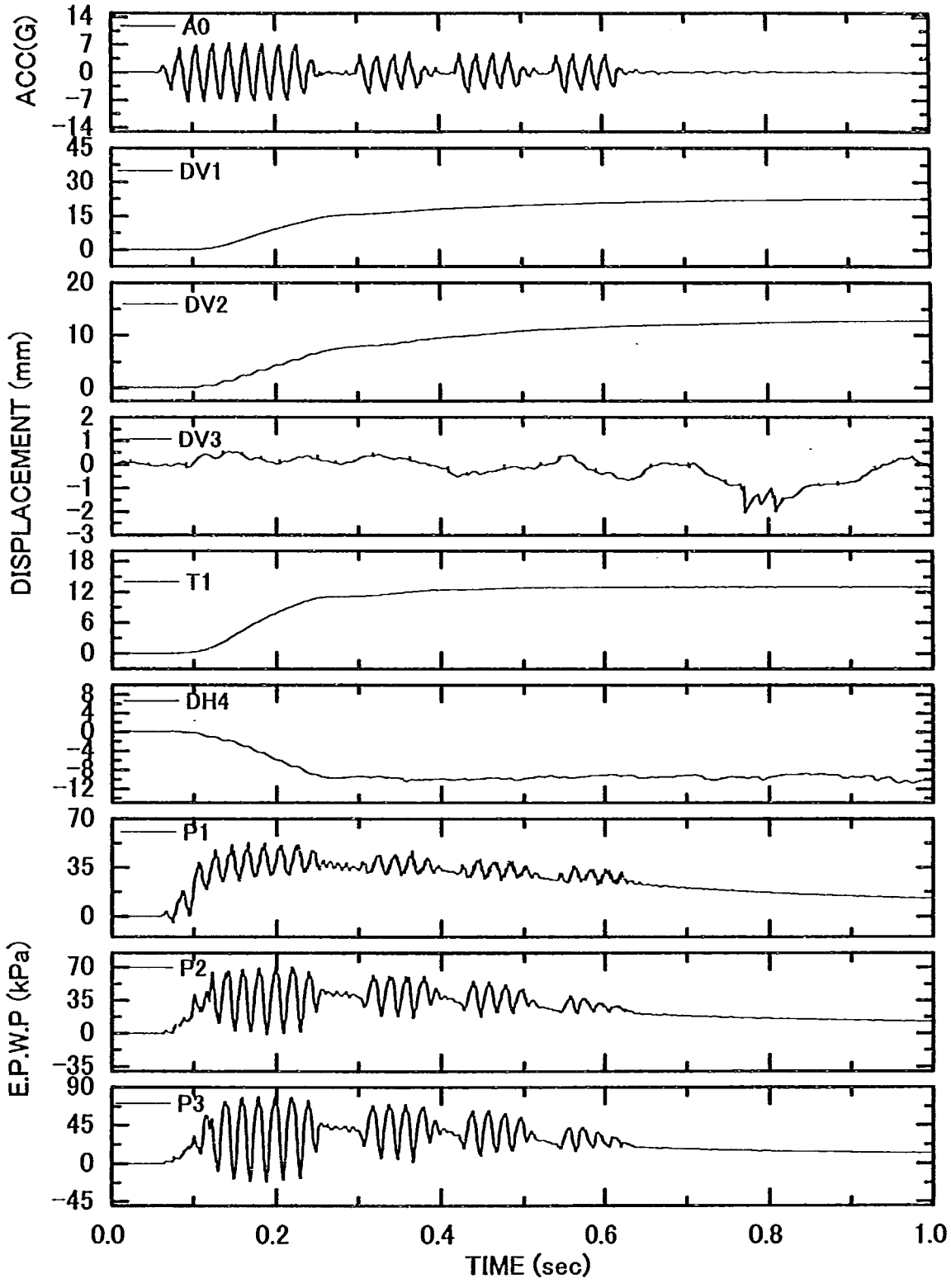

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P5
P6
P8
P10
P16
P18
P20
ACCELERATION (G)
A1
A3
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

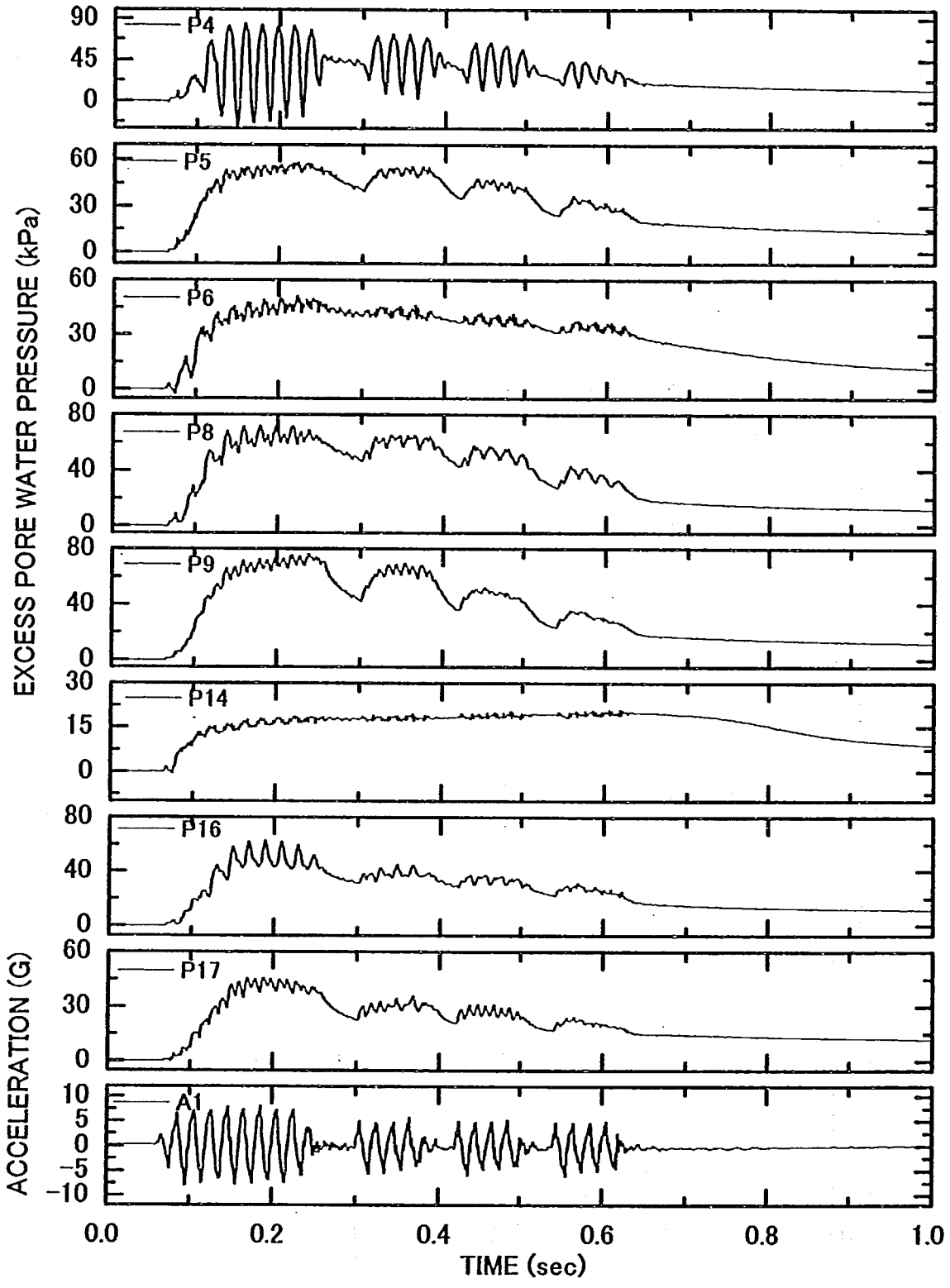

A5
A6
A8
A10
A16
A18
A20
A22
A23
ACCELERATION (G)
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

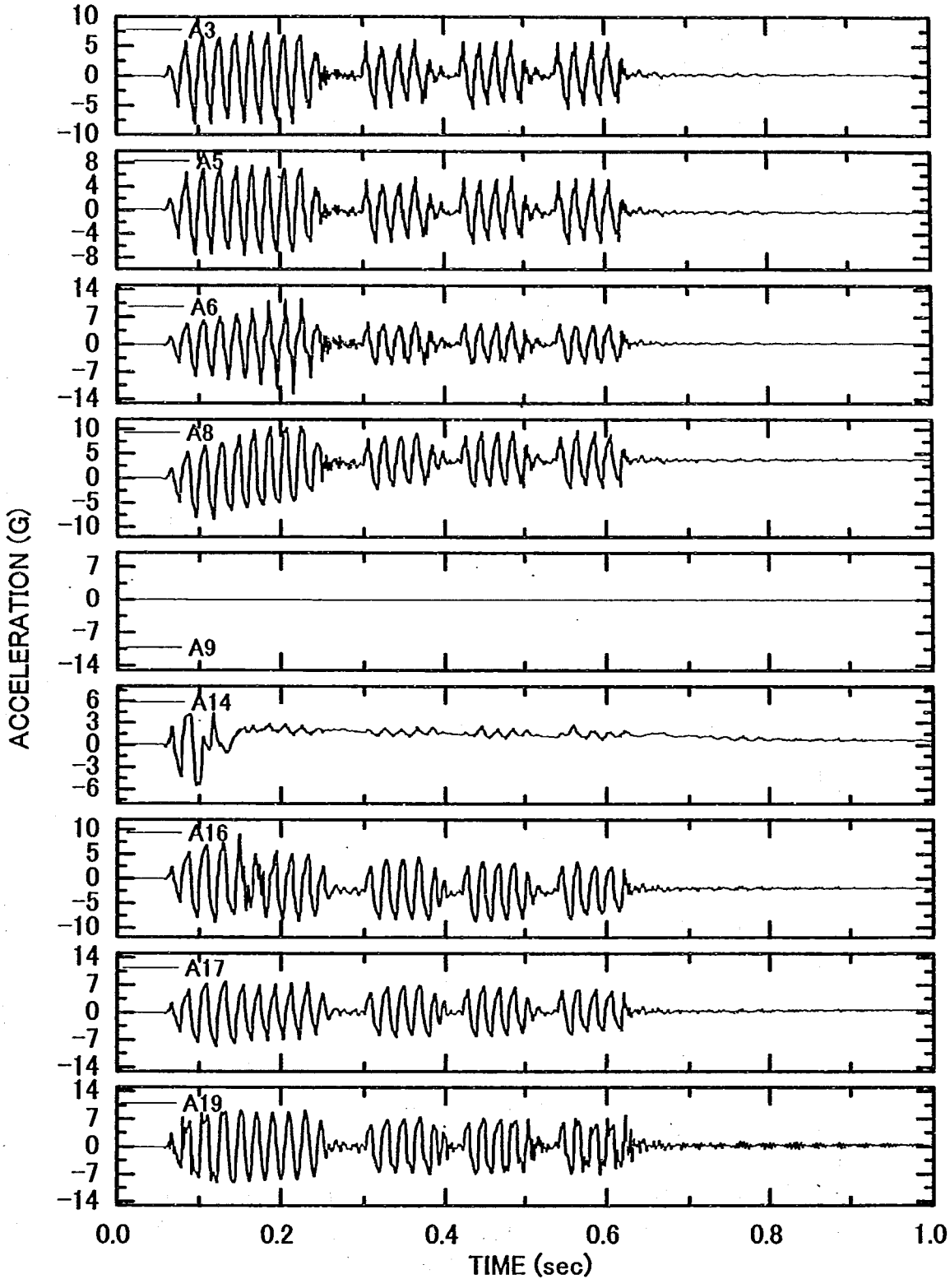

ACC (G)
A25
20
10
0
-10
EARTH PRESSURE INCREMENT (kPa)
S2
30
15
0
S4
45
30
15
0
S6
45
30
15
0
S8
45
30
15
0
S10
50
0
-50
-100
S11
80
40
0
-40
S12
80
40
0
-40
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (SEC)

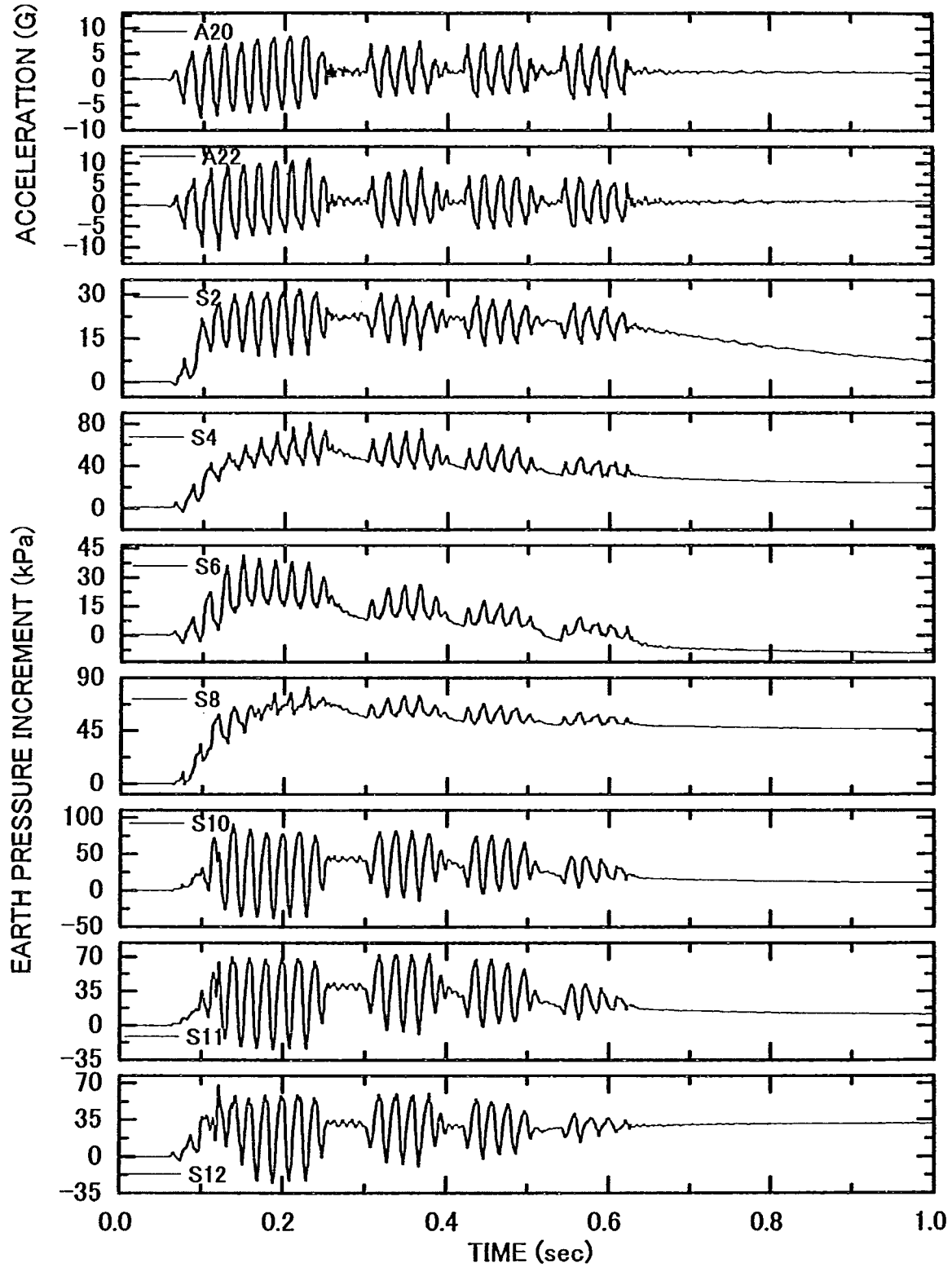
ケース 11-5
凡 例
・平面図
△ : 間隙水圧計
□ : 加速度計
・正面図
○ : 間隙水圧計
○,□ : 加速度計
・平面図,正面図
← : 変位計
<平面図>
飽和用の筒
盛土天端
T2
T3
T1, DV1
DV2
DV3
DV4
3
294
100@3
3
(改良体)
(飽和用の筒)
130
20@2
130
300
(計測器)
(土槽奥行き)
<正面図>
T1
DV1
T2
T3
DV2
DV3
DH4
A22
江戸崎砂
砕石(φ 7 mm)
A19
A18
P, A14
P, A10
P, A6
P, A15
P, A11
P, A7
P, A16
P, A12
P, A8
P, A17
P, A13
P, A9
A20, 21
改良体
170
江戸崎砂
P, A1
P, A2
P, A3
P, A4
P, A5
7号硅砂
A0
砕石
360
100
260
(地盤・盛土)
20
40@6
100
160
50
90
40
10
(計測器)
(土層)
190
240
40
50@3
130
750
460
120
140
60
140
120
460
1500
(計測器)
(改良体)
(土槽長さ)
(単位 : mm)
(縮尺 : 1/10)


60
60
147
147
A25
S1
S2
S3
S4
S5
S6
S7
S8
41
3283
35
172
S12 S11 S10 S9
2485
A23, A24
194
294
100
120
凡 例
○：土圧計
□：加速度計
A23：水平方向
A24：鉛直方向
A25：水平方向


ACC(G)
14
7
0
-7
-14
A0
DISPLACEMENT (mm)
45
30
15
0
DV1
20
10
0
DV2
2
1
0
-1
-2
-3
DV3
18
12
6
0
T1
8
4
0
-4
-8
-12
DH4
E.P.W.P (kPa)
70
35
0
P1
70
35
0
-35
P2
90
45
0
-45
P3
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)


EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P4
90
45
0
P5
60
30
0
P6
60
30
0
P8
80
40
0
P9
80
40
0
P14
30
15
0
P16
80
40
0
P17
60
30
0
ACCELERATION (G)
A1
10
5
0
-5
-10
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)


A3
A5
A6
A8
A9
A14
A16
A17
A19
ACCELERATION (G)
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0


ACCELERATION (G)
A20
A22
EARTH PRESSURE INCREMENT (kPa)
S2
S4
S6
S8
S10
S11
S12
TIME (sec)

ケース 11-6
<Step 1>

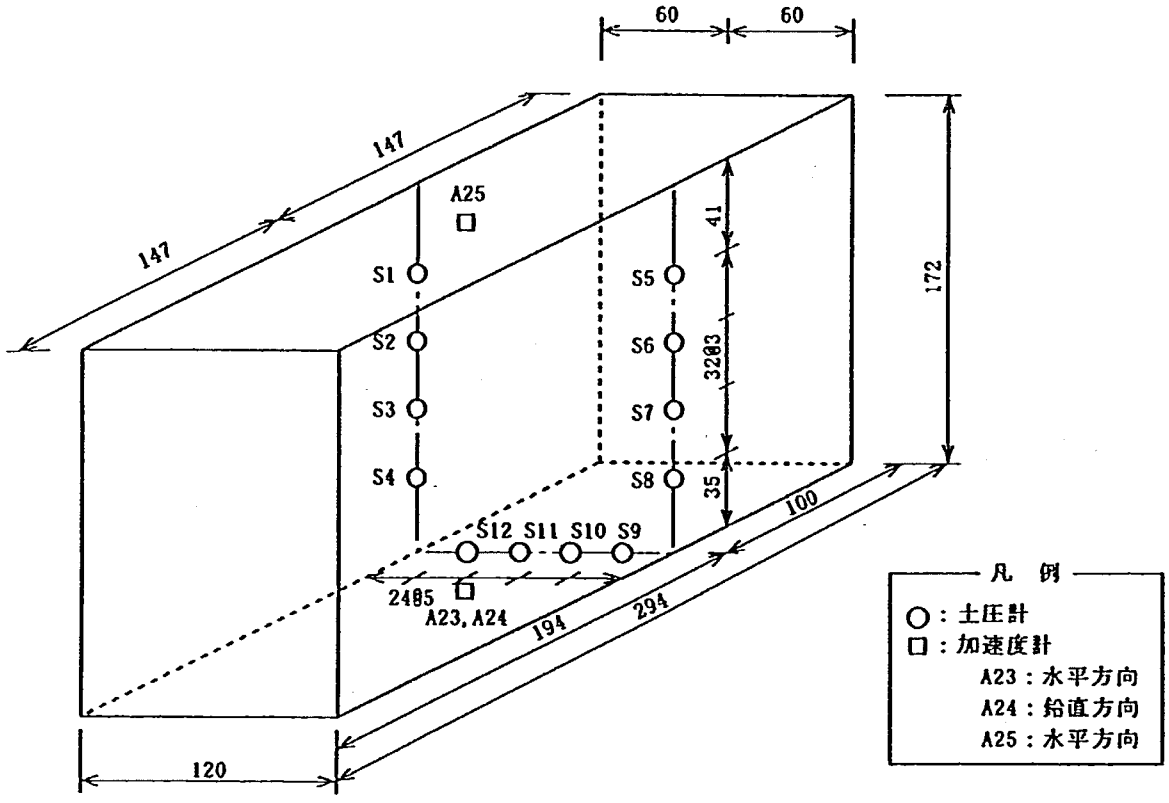
凡　例

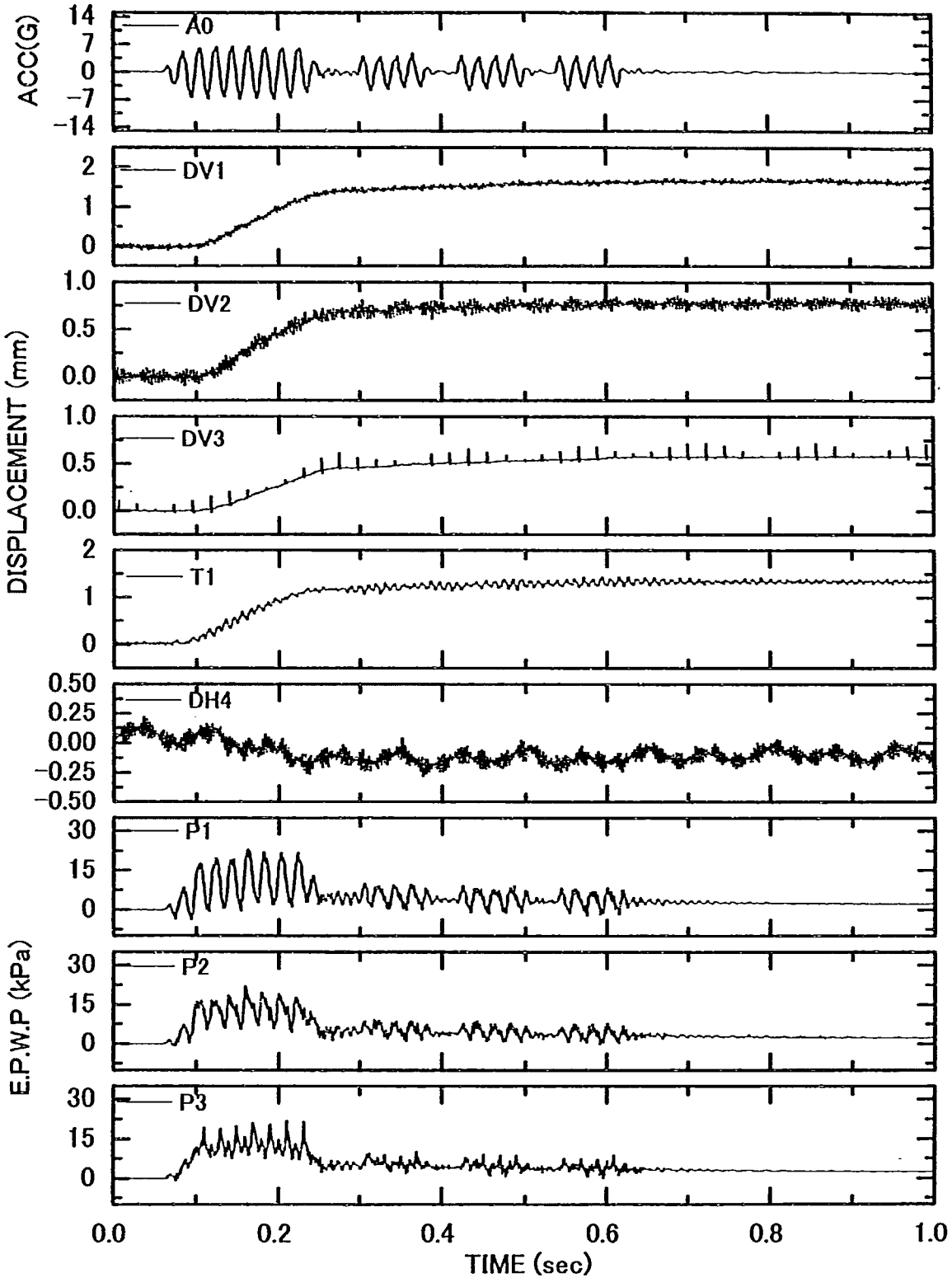
- ・平面図
  - △ ： 間隙水圧計
  - □ ： 加速度計
- ・正面図
  - ○ ： 間隙水圧計
  - ○, □ ： 加速度計
- ・平面図, 正面図
  - ← ： 変位計

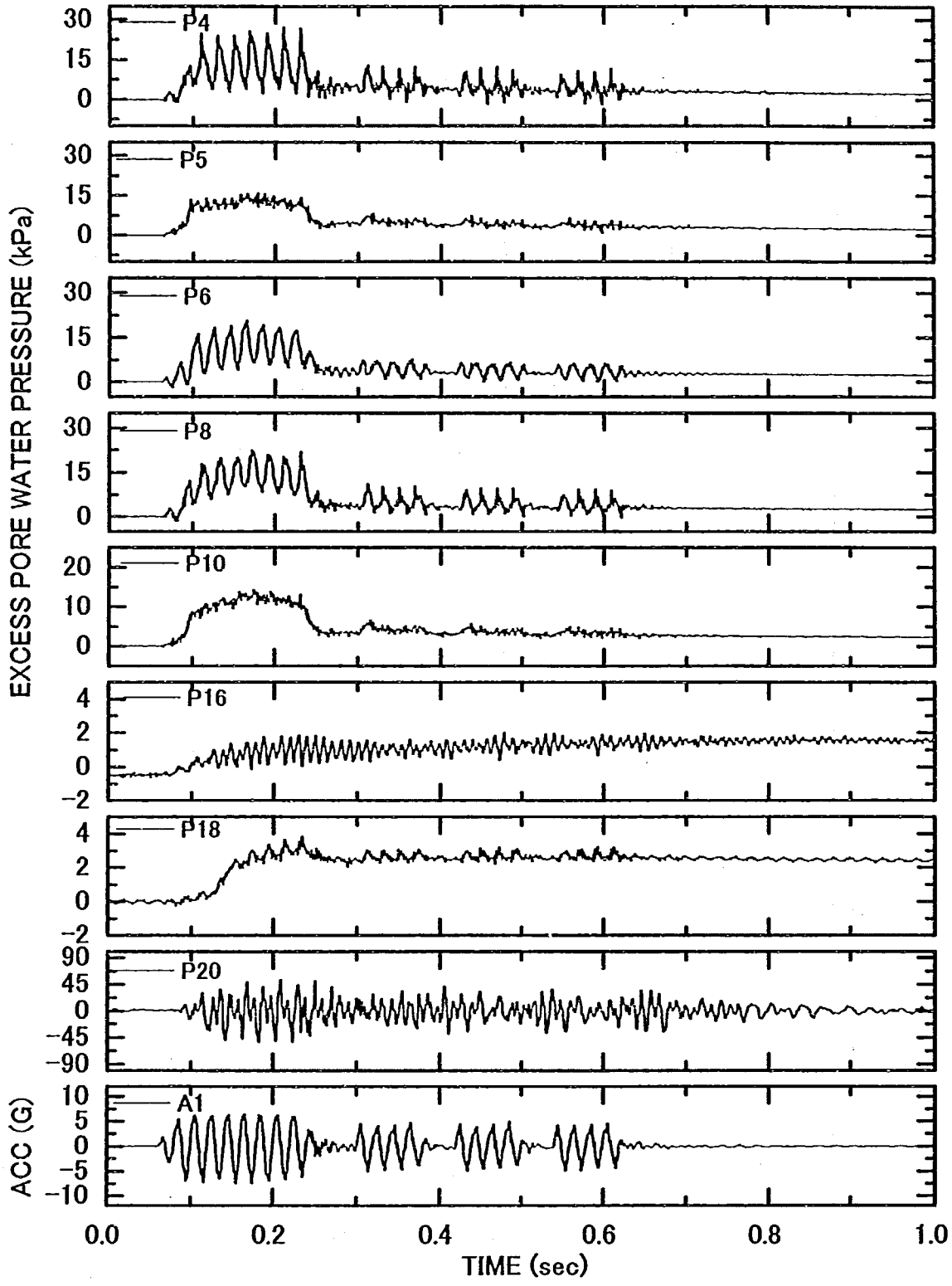
<平面図>

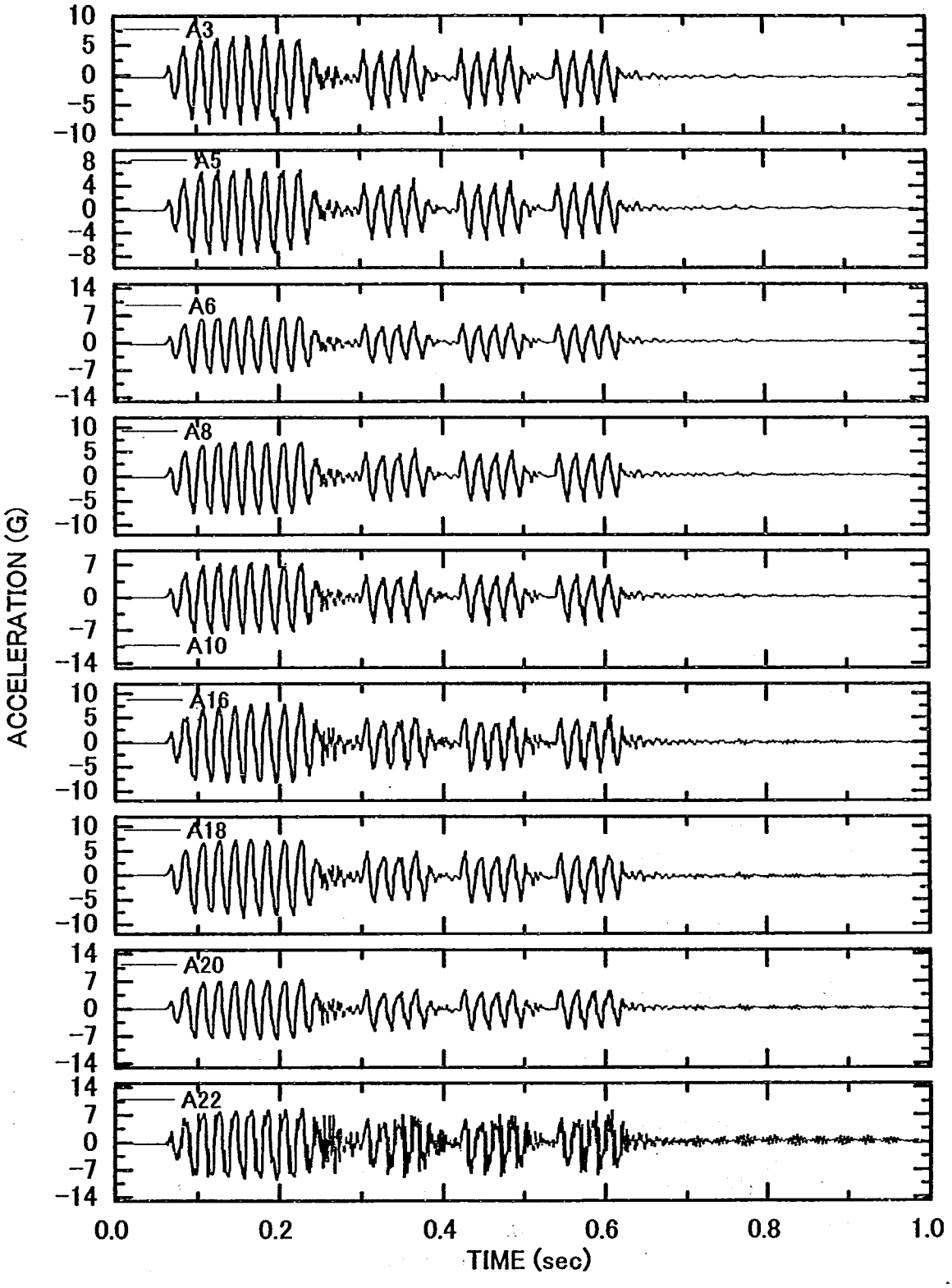
<正面図>

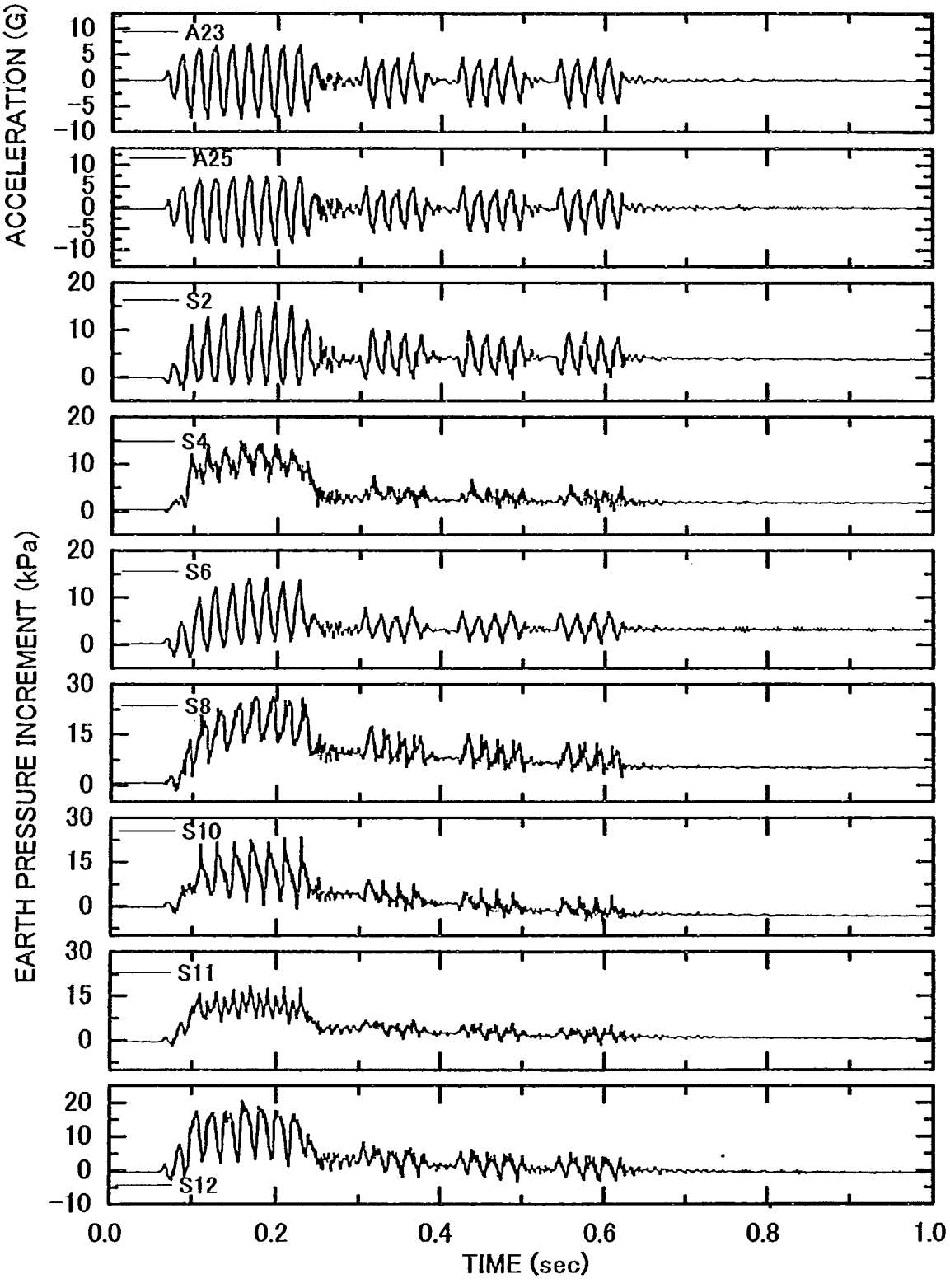
（単位：mm）
（縮尺：1/10）


60
60
147
147
A25
S1
S2
S3
S4
S5
S6
S7
S8
S9
S10
S11
S12
41
3283
35
172
100
294
194
2485
A23, A24
120
凡 例
○：土圧計
□：加速度計
A23：水平方向
A24：鉛直方向
A25：水平方向


ACC(G)
14
7
0
-7
-14
A0
DISPLACEMENT (mm)
2
1
0
DV1
1.0
0.5
0.0
DV2
1.0
0.5
0.0
DV3
2
1
0
T1
0.50
0.25
0.00
-0.25
-0.50
DH4
E.P.W.P (kPa)
30
15
0
P1
30
15
0
P2
30
15
0
P3
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)


EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P4
P5
P6
P8
P10
P16
P18
P20
A1
ACC (G)
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0


A3
A5
A6
A8
A10
A16
A18
A20
A22
ACCELERATION (G)
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0


ACCELERATION (G)
A23
A25
EARTH PRESSURE INCREMENT (kPa)
S2
S4
S6
S8
S10
S11
S12
TIME (sec)

ケース 11-6
<Step 2>

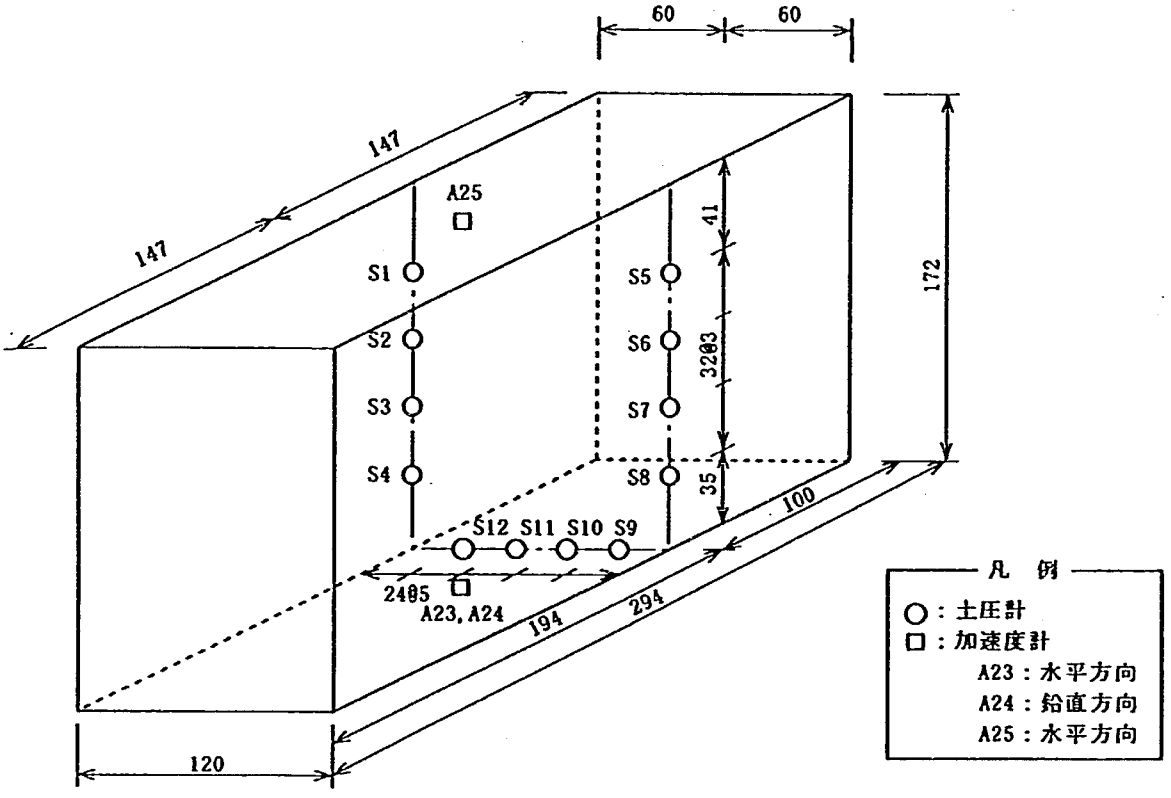
凡　例

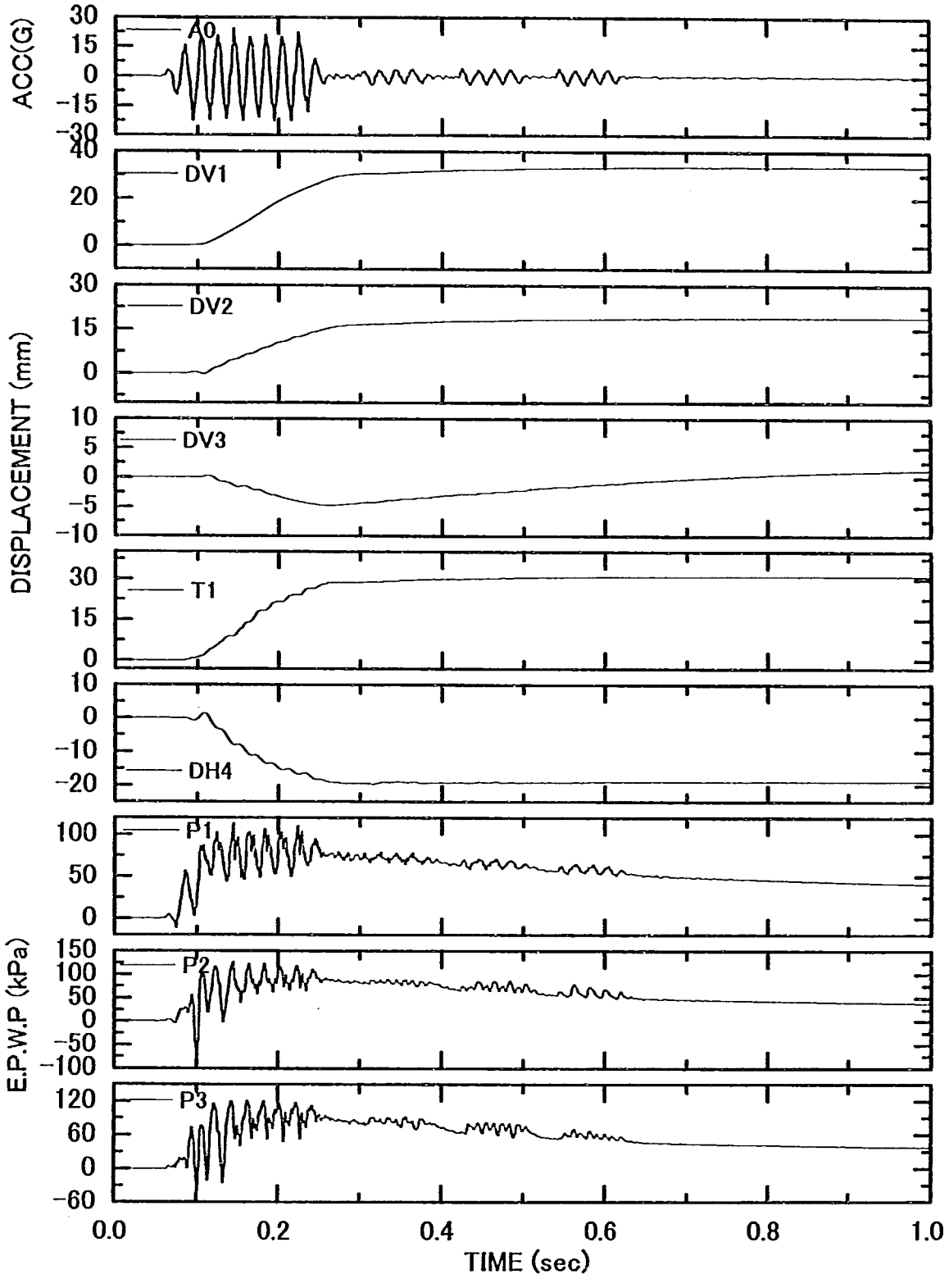
- ・平面図
  - △ ： 間隙水圧計
  - □ ： 加速度計
- ・正面図
  - ○ ： 間隙水圧計
  - ○，□ ： 加速度計
- ・平面図，正面図
  - ← ： 変位計

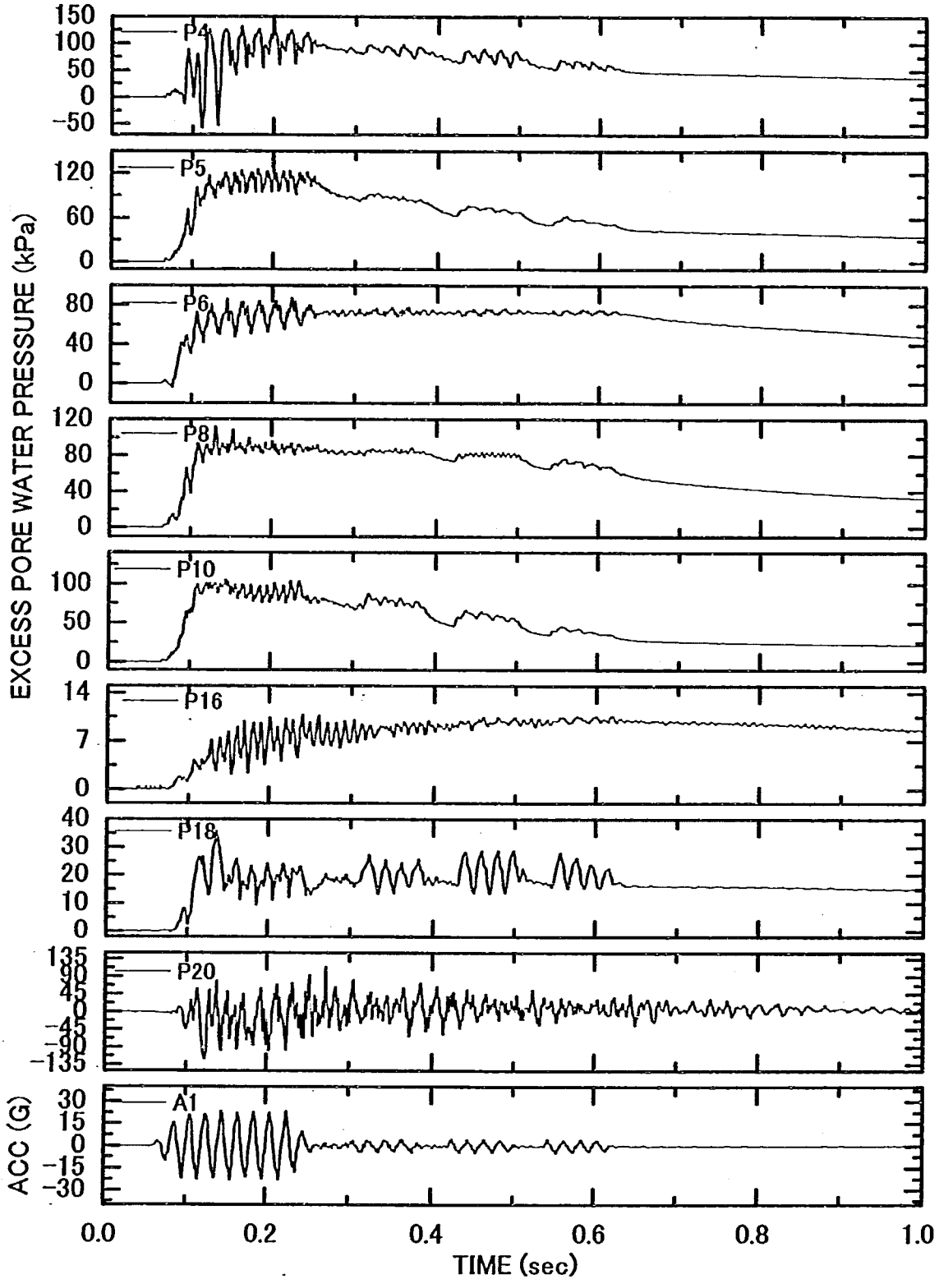
<平面図>

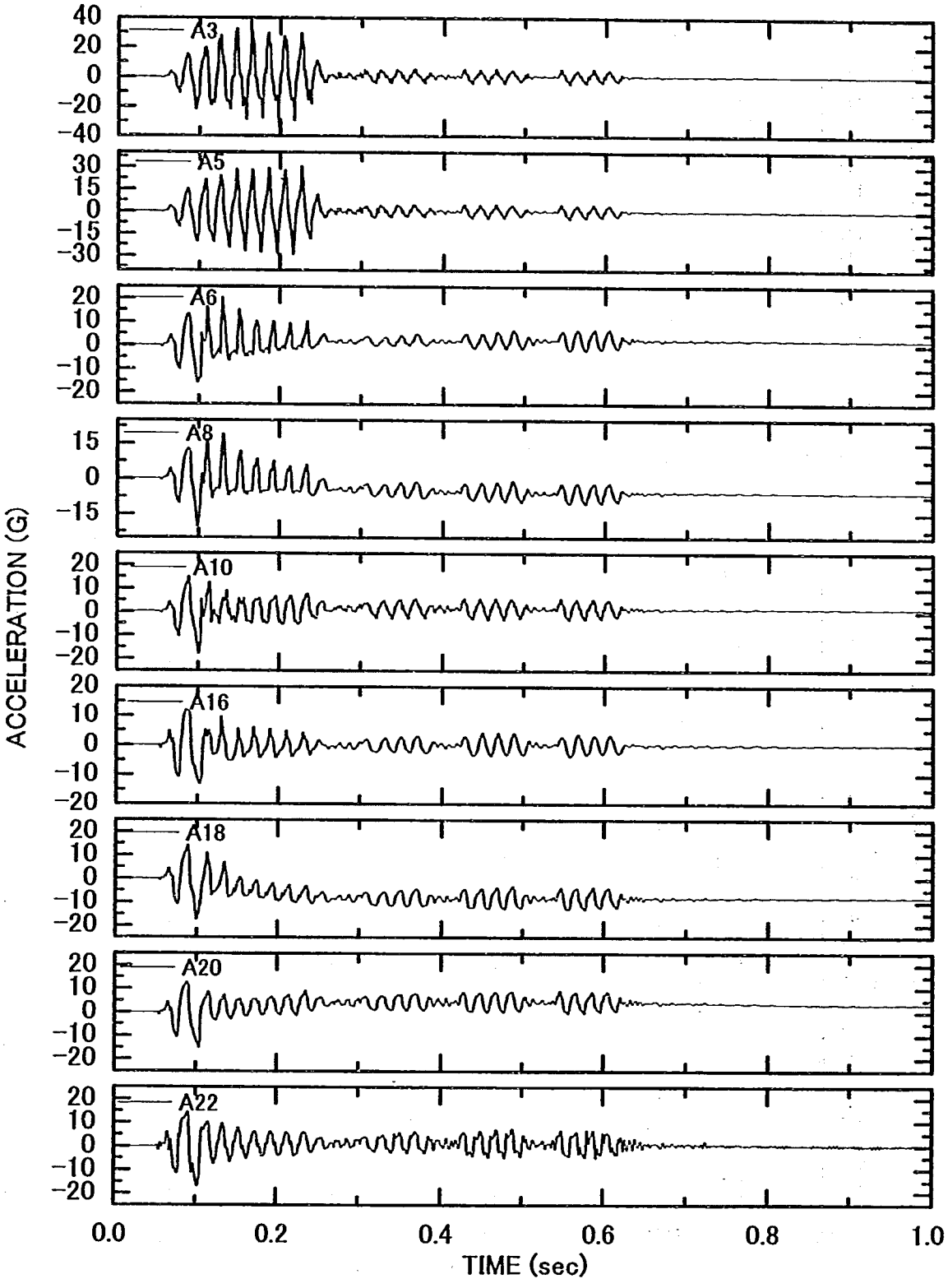
<正面図>

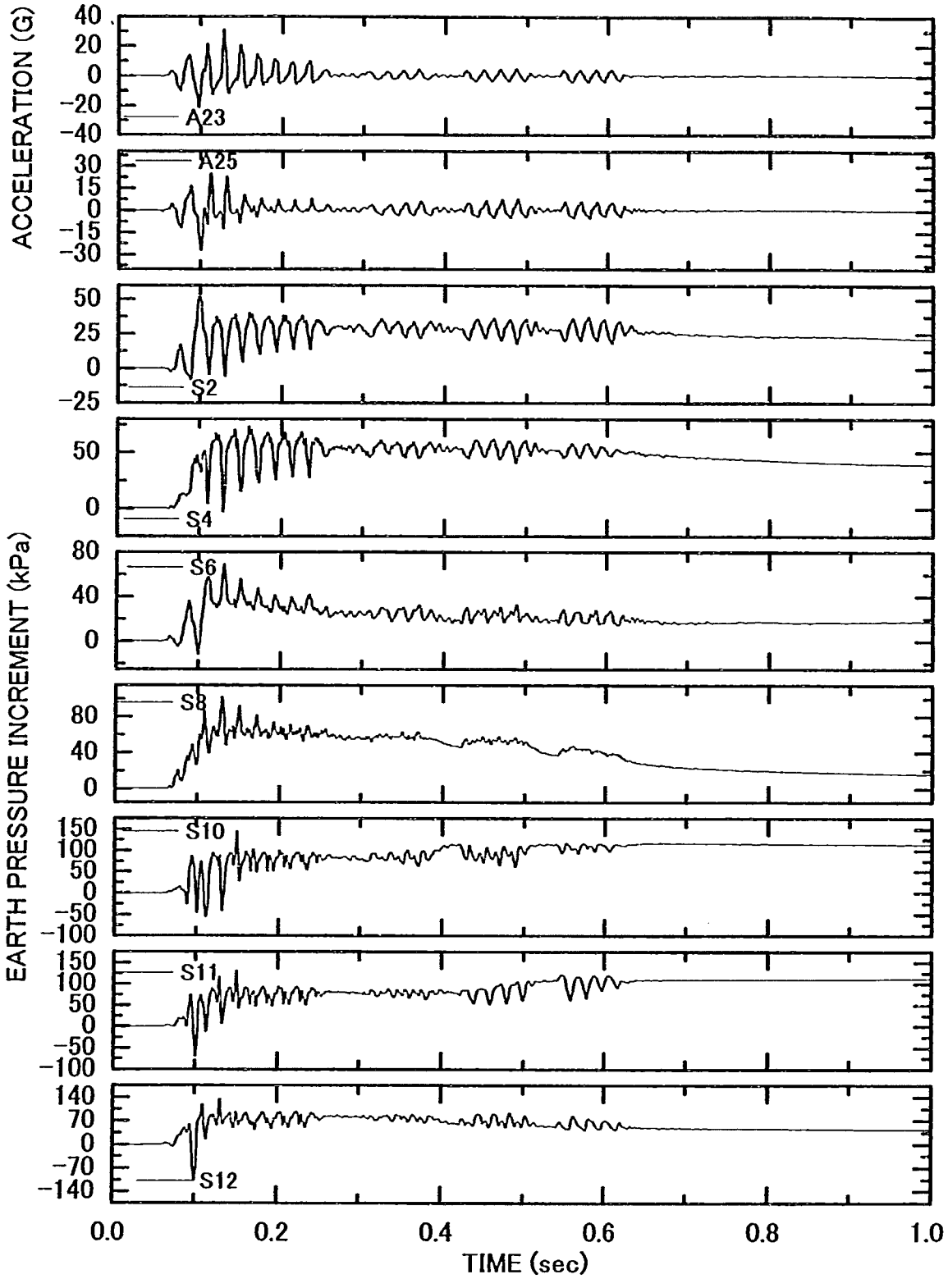
(単位：mm)
(縮尺：1/10)


60
60
147
147
A25
S1
S2
S3
S4
S5
S6
S7
S8
41
3283
35
172
S12 S11 S10 S9
2485
A23, A24
194
294
100
120
凡 例
○：土圧計
□：加速度計
A23：水平方向
A24：鉛直方向
A25：水平方向

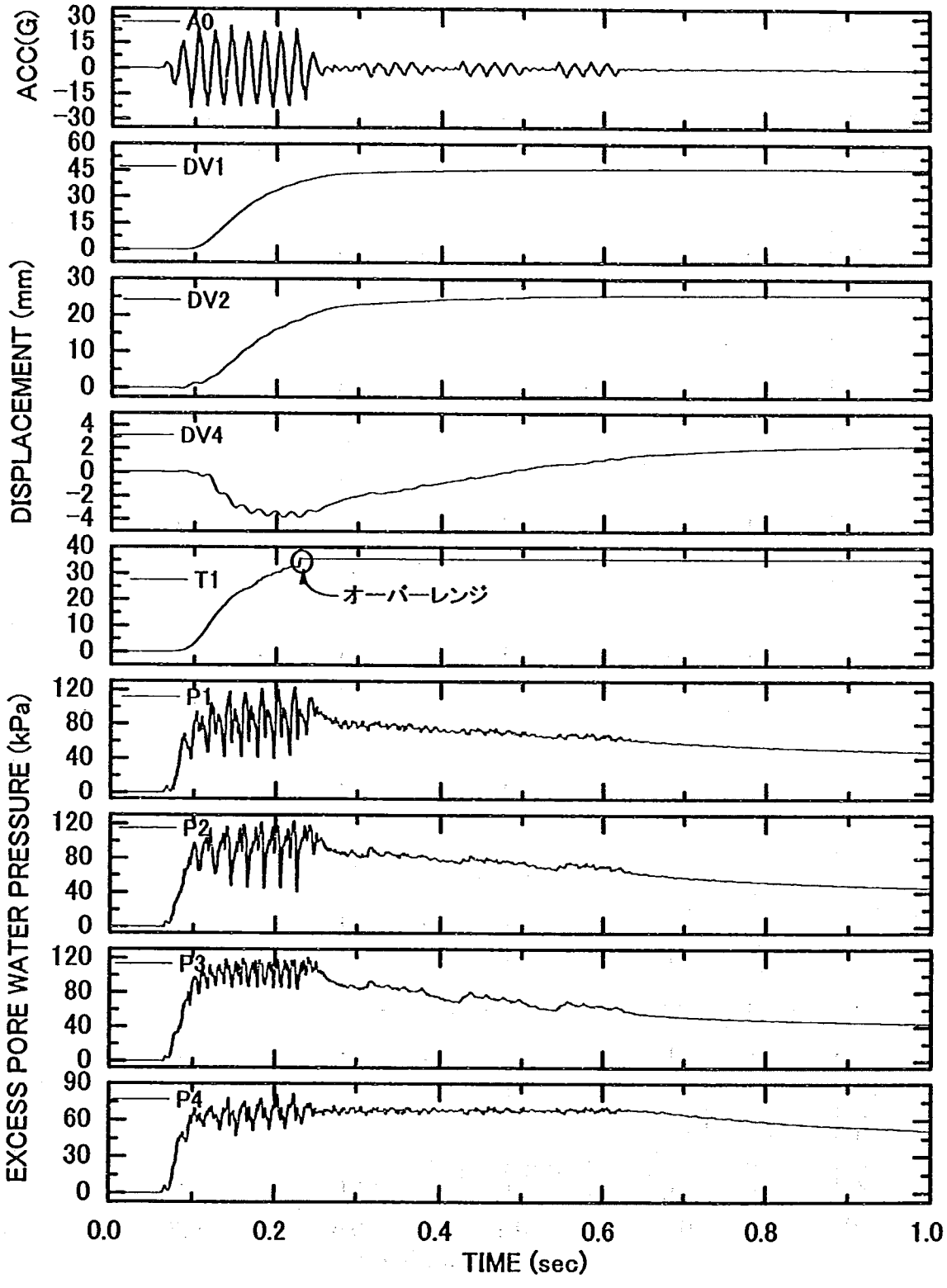

ACC(G)
A0
DISPLACEMENT (mm)
DV1
DV2
DV3
T1
DH4
E.P.W.P (kPa)
P1
P2
P3
TIME (sec)

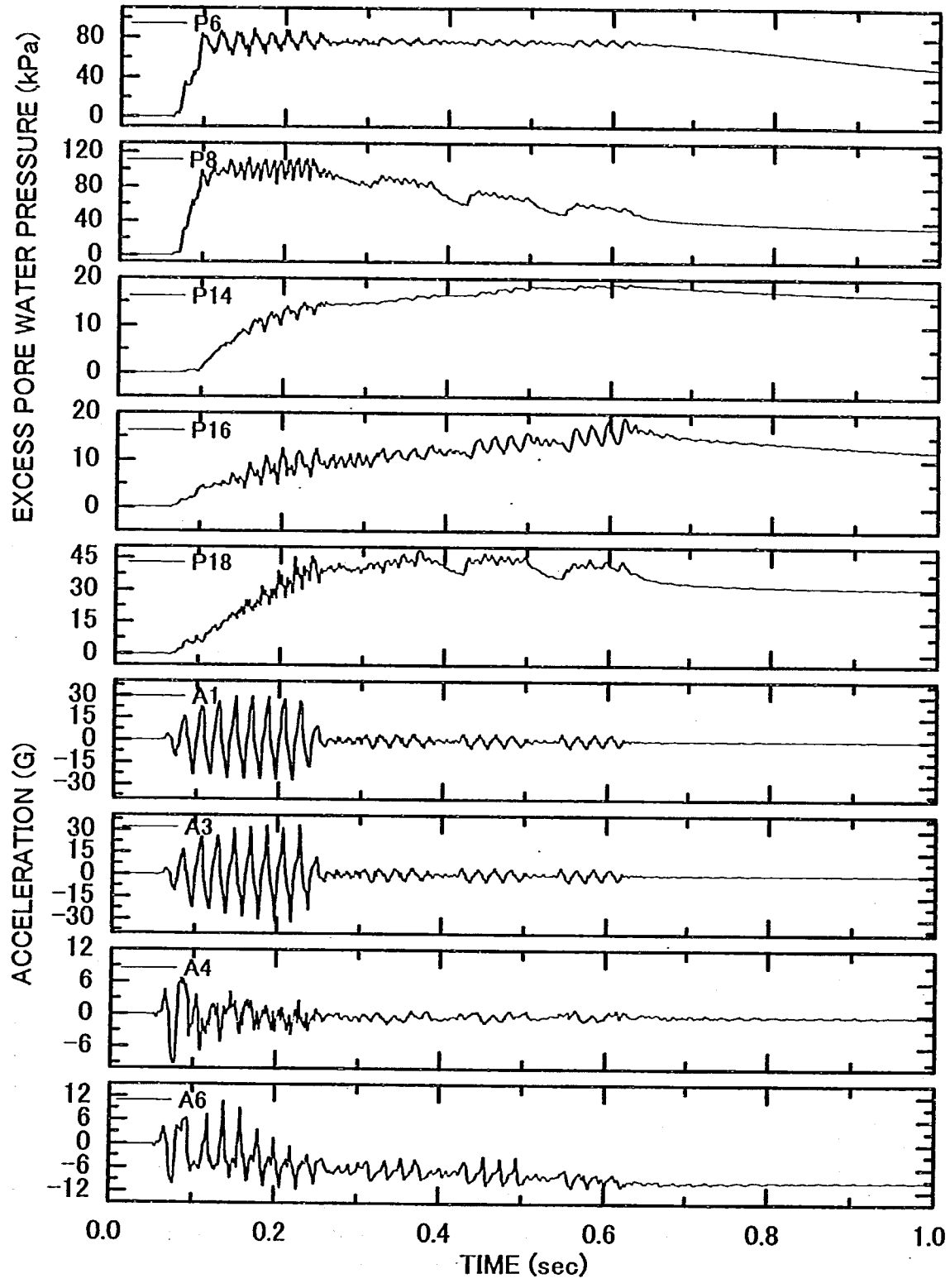

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P4
P5
P6
P8
P10
P16
P18
P20
A1
ACC (G)
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

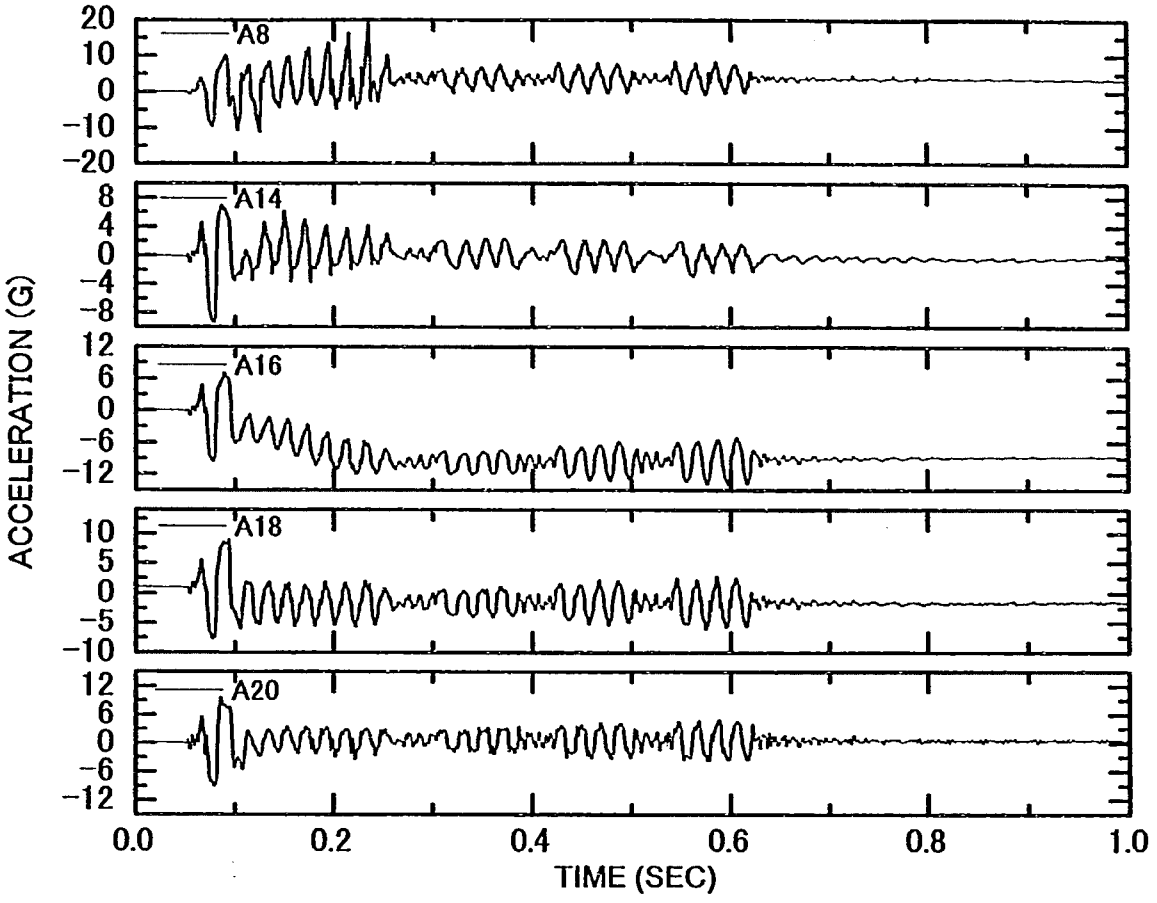

A3
A5
A6
A8
A10
A16
A18
A20
A22
ACCELERATION (G)
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0


ACCELERATION (G)
40
20
0
-20
-40
A23
30
15
0
-15
-30
A25
EARTH PRESSURE INCREMENT (kPa)
50
25
0
-25
S2
50
0
S4
80
40
0
S6
80
40
0
S8
150
100
50
0
-50
-100
S10
150
100
50
0
-50
-100
S11
140
70
0
-70
-140
S12
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

ケース 11-7
凡 例
・平面図
△ : 間隙水圧計
□ : 加速度計
・正面図
○ : 間隙水圧計
○, □ : 加速度計
・平面図, 正面図
← : 変位計
<平面図>
飽和用の筒
盛土天端
T1, DV1
DV2
DV3
DV4
100@3
(飽和用の筒)
(計測器)
(土槽奥行き)
130
20@2
300
<正面図>
T1
DV1
DV2
DV3
DV4
A20
A19
江戸崎砂
P, A14
P, A15
P, A16
P, A17
P, A18
P, A9
P, A10
P, A11
P, A12
P, A13
P, A4
P, A5
P, A6
P, A7
P, A8
P, A1
P, A2
P, A3
7号硅砂
A0
砕石
360
100
260
(地盤・盛土)
20
40@6
50
90
10
(土層)
275
130@2
100
115
750
520
200
60
200
520
1500
(計測器)
(盛土)
(土槽長さ)
(単位 : mm)
(縮尺 : 1/10)

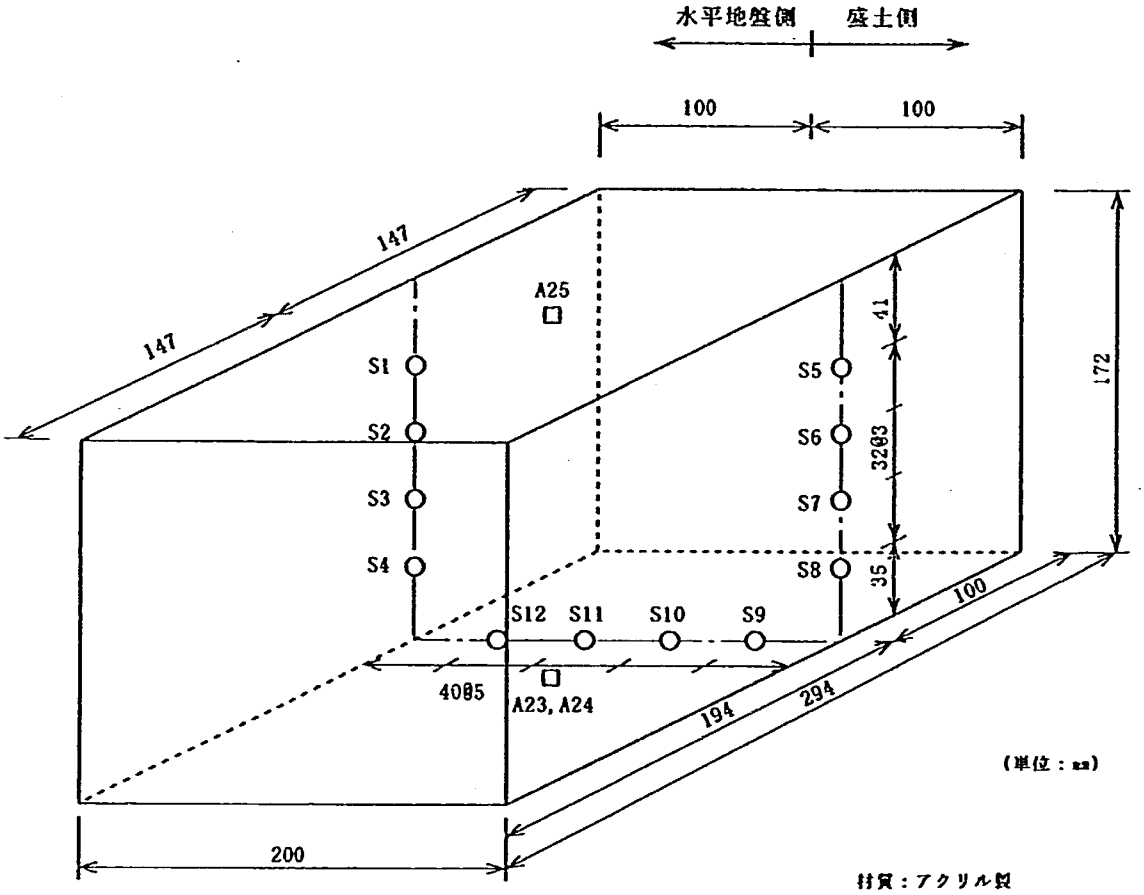

ACC(G)
A0
30
15
0
−15
−30
DISPLACEMENT (mm)
DV1
60
45
30
15
0
DV2
30
20
10
0
DV4
4
2
0
−2
−4
T1
40
30
20
10
0
オーバーレンジ
EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P1
120
80
40
0
P2
120
80
40
0
P3
120
80
40
0
P4
90
60
30
0
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

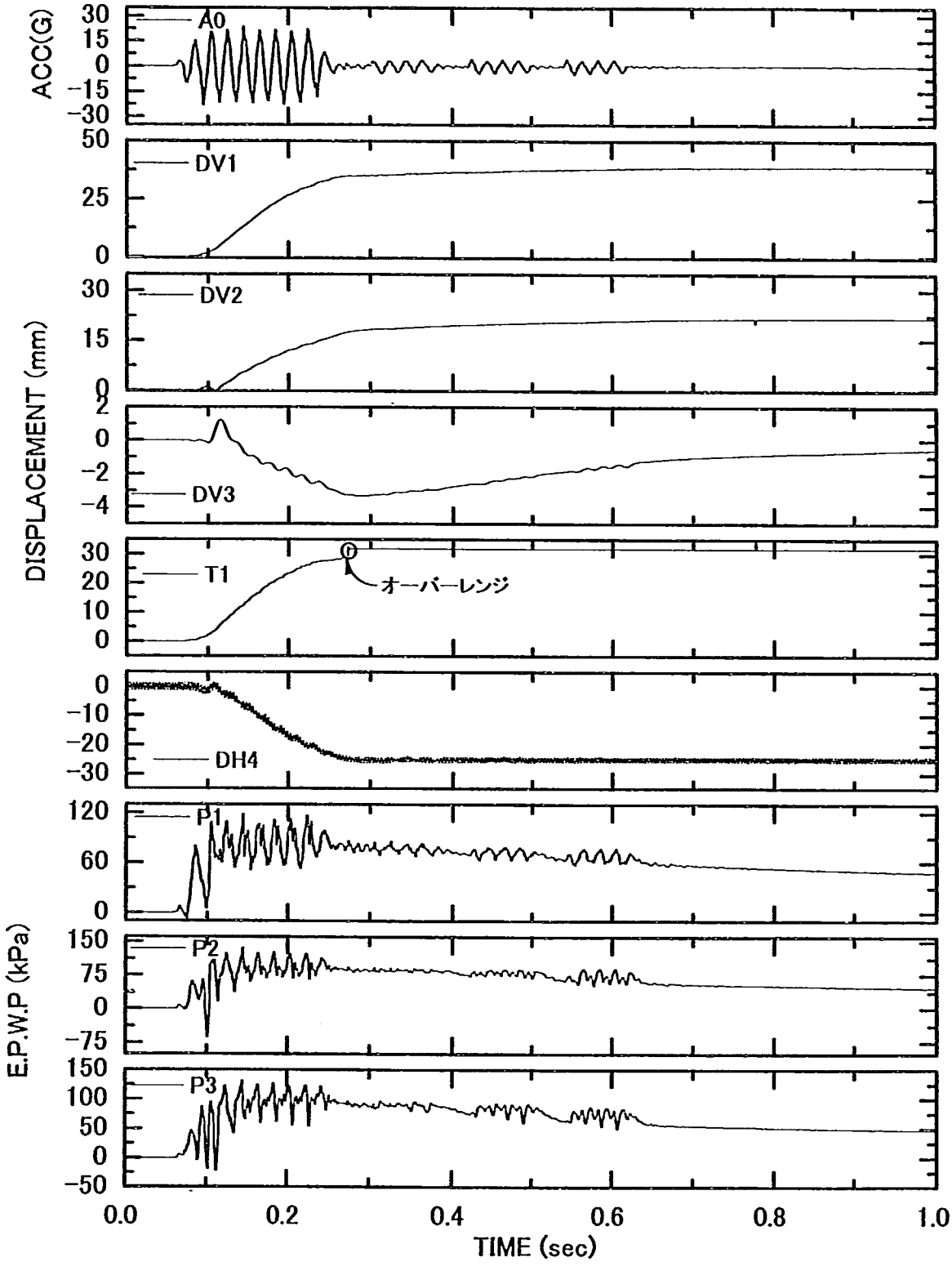

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P6
80
40
0
P8
120
80
40
0
P14
20
10
0
P16
20
10
0
P18
45
30
15
0
ACCELERATION (G)
A1
30
15
0
-15
-30
A3
30
15
0
-15
-30
A4
12
6
0
-6
A6
12
6
0
-6
-12
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

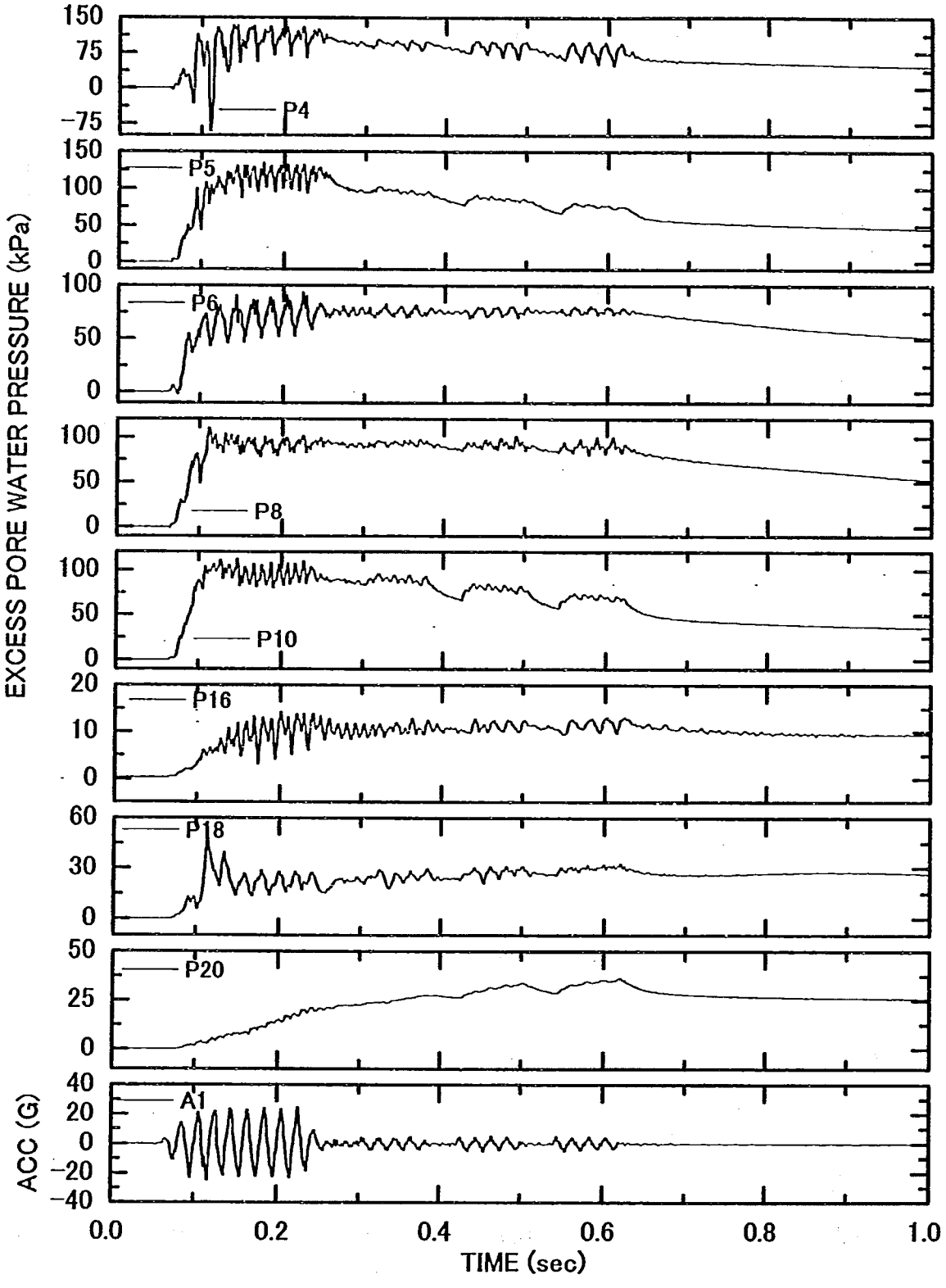

A8
A14
A16
A18
A20
ACCELERATION (G)
TIME (SEC)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

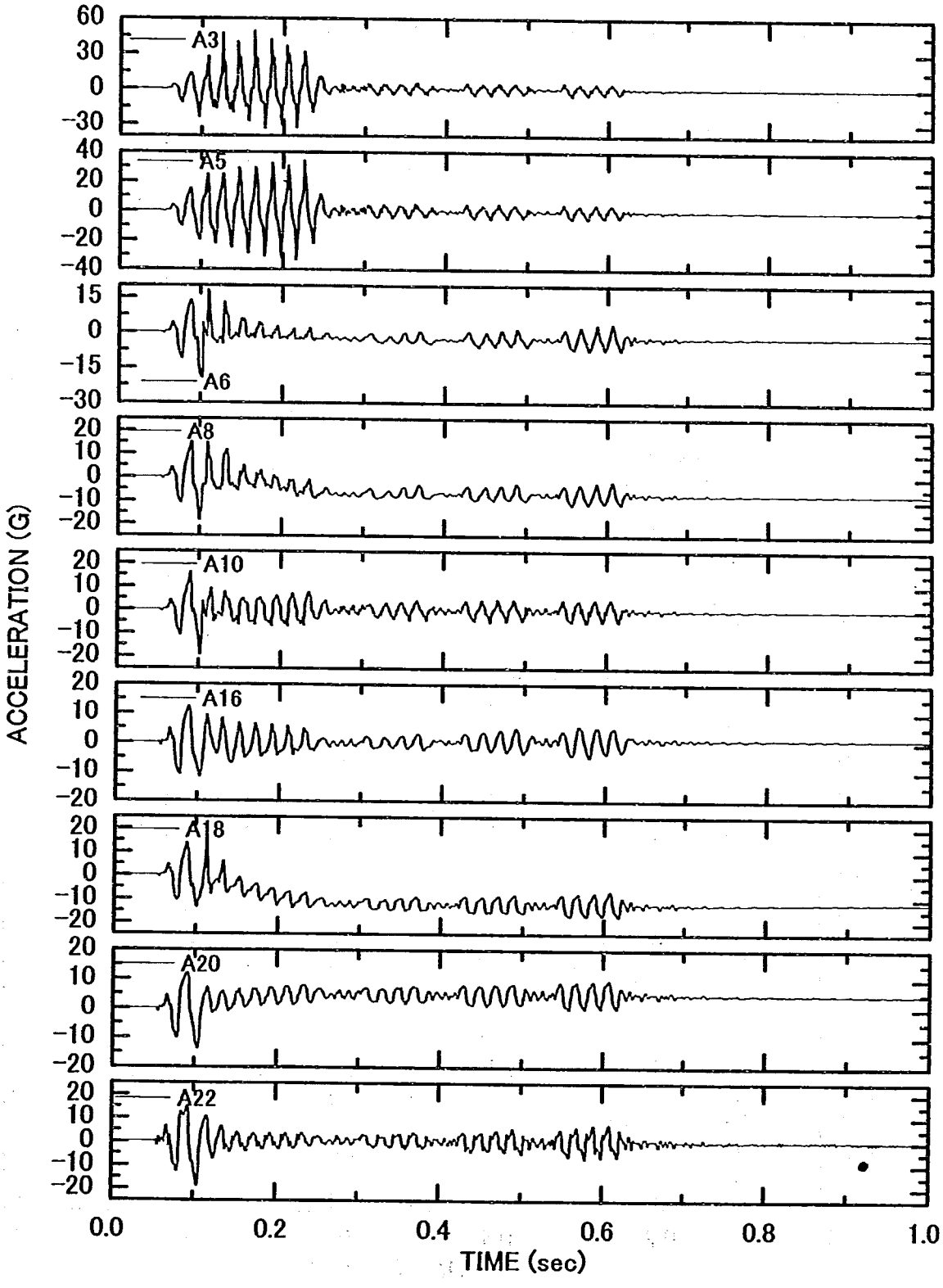
ケース 11-8

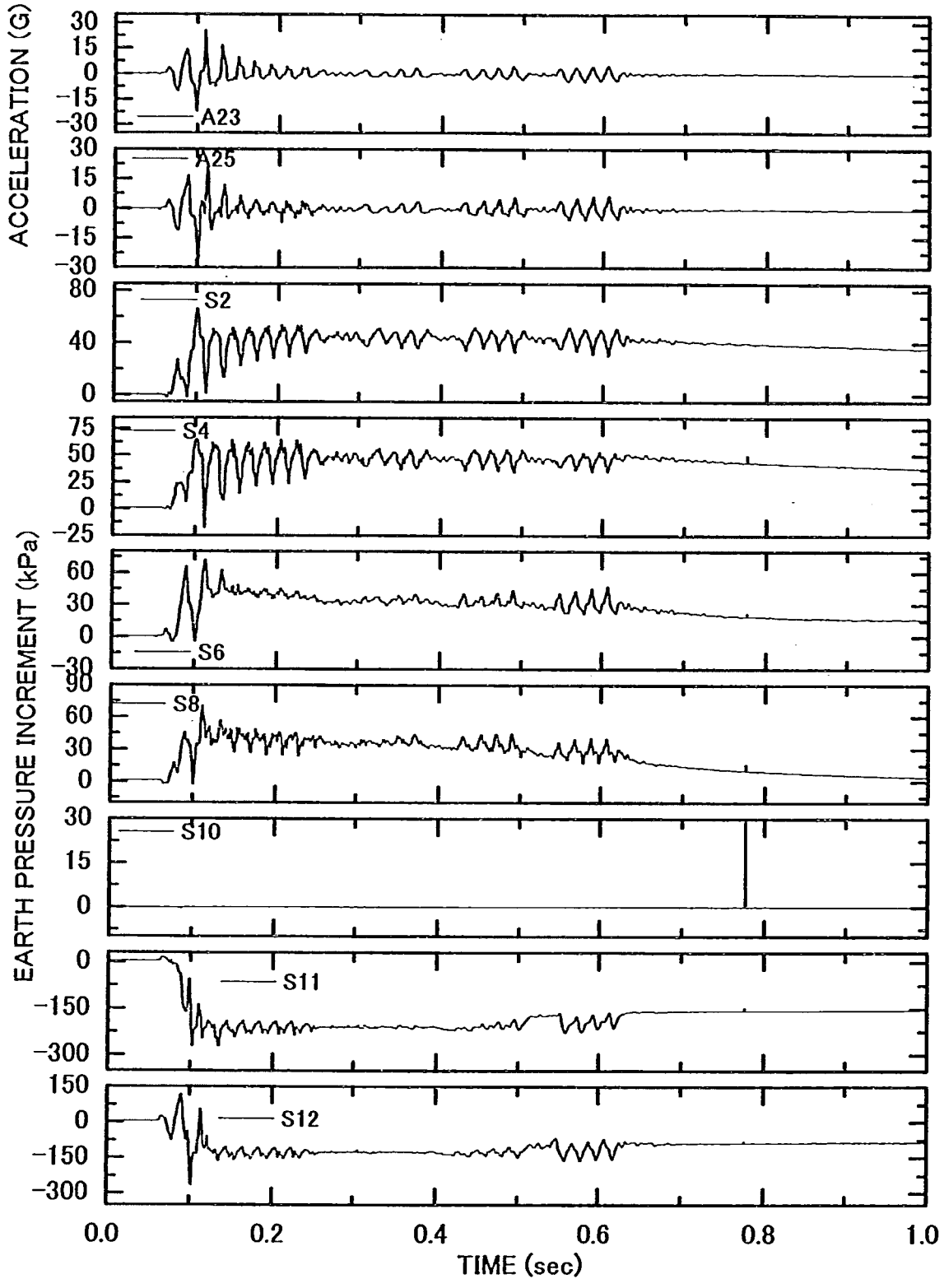
凡 例
・平面図
△ : 間隙水圧計
□ : 加速度計
・正面図
○ : 間隙水圧計
○, □ : 加速度計
・平面図, 正面図
← : 変位計
<平面図>
飽和用の筒
盛土天端
T2 DV5
T3 DV6
T1, DV1
DV2
DV3
DV4
3 (改良体)
294
100@3
(飽和用の筒)
130
20@2
130
300
(計測器)
(土槽奥行き)
<正面図>
T1 DV1
T2 DV5
T3 DV6
DV2
DV3
DH4
A25
江戸崎砂
改良体
改良体
A22
A21
A27
江戸崎砂
A26
7号硅砂
A23, 24
A0
砕石
P, A16 P, A17
P, A11 P, A12
P, A6 P, A7
P, A18 P, A19 P, A20
P, A13 P, A14 P, A15
P, A8 P, A9 P, A10
P, A1
P, A2
P, A3
P, A4
P, A5
360
100
260
170
(地盤・盛土)
20
(計測器)
(土層)
100
40@6
160
40
50
90
10
220
190 100 40 90@2 40 85 115 750
(計測器)
320 200@2 60 200@2 320
(盛土・改良体)
1500
(土槽長さ)
(単位 : mm)
(縮尺 : 1/10)


水平地盤側
盛土側
100
100
147
147
A25
S1
S2
S3
S4
S5
S6
S7
S8
S12
S11
S10
S9
41
32@3
35
172
100
4@85
A23, A24
194
294
200
(単位：mm)
材質：アクリル製
密度：約1.85g/cm³に調整


ACC(G)
A0
30
15
0
-15
-30
DISPLACEMENT (mm)
DV1
50
25
0
DV2
30
15
0
DV3
2
0
-2
-4
T1
オーバーレンジ
30
20
10
0
DH4
0
-10
-20
-30
E.P.W.P (kPa)
P1
120
60
0
P2
150
75
0
-75
P3
150
100
50
0
-50
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

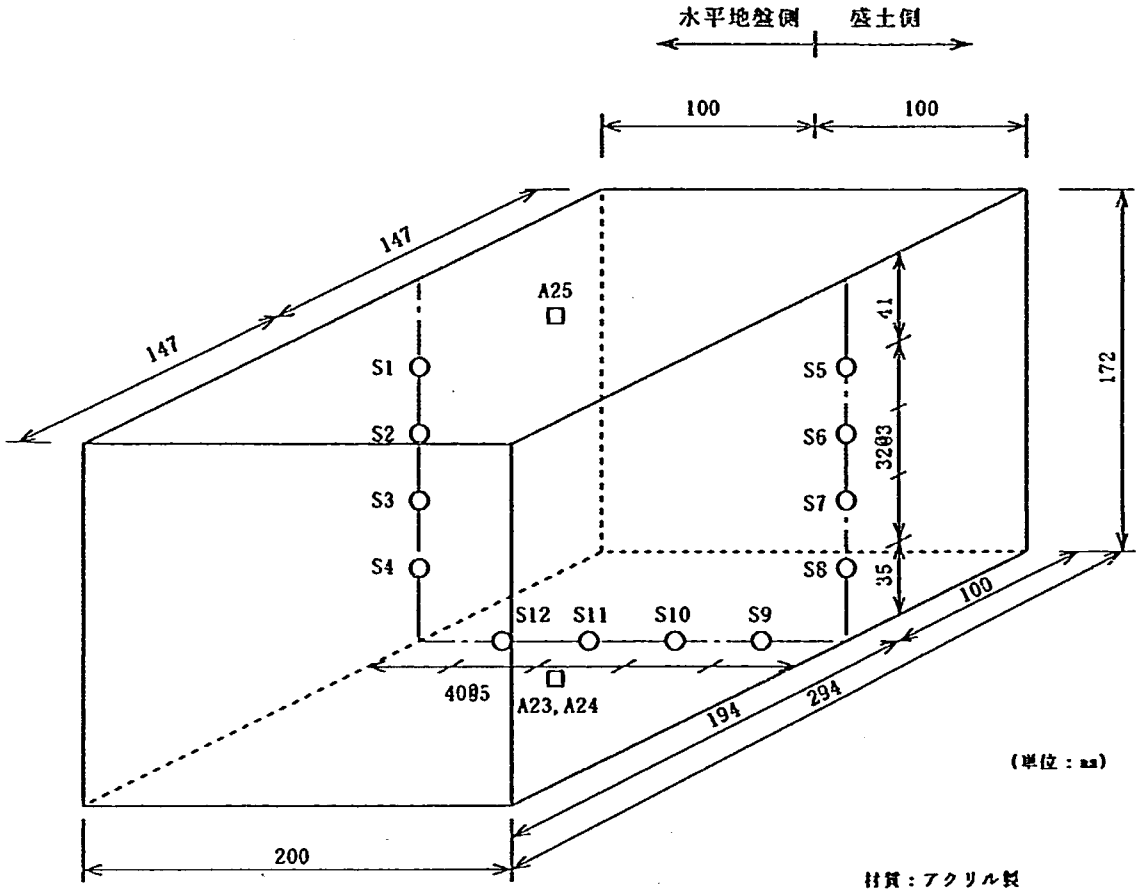

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
150
75
0
−75
P4
150
100
50
0
P5
100
50
0
P6
100
50
0
P8
100
50
0
P10
20
10
0
P16
60
30
0
P18
50
25
0
P20
ACC (G)
40
20
0
−20
−40
A1
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

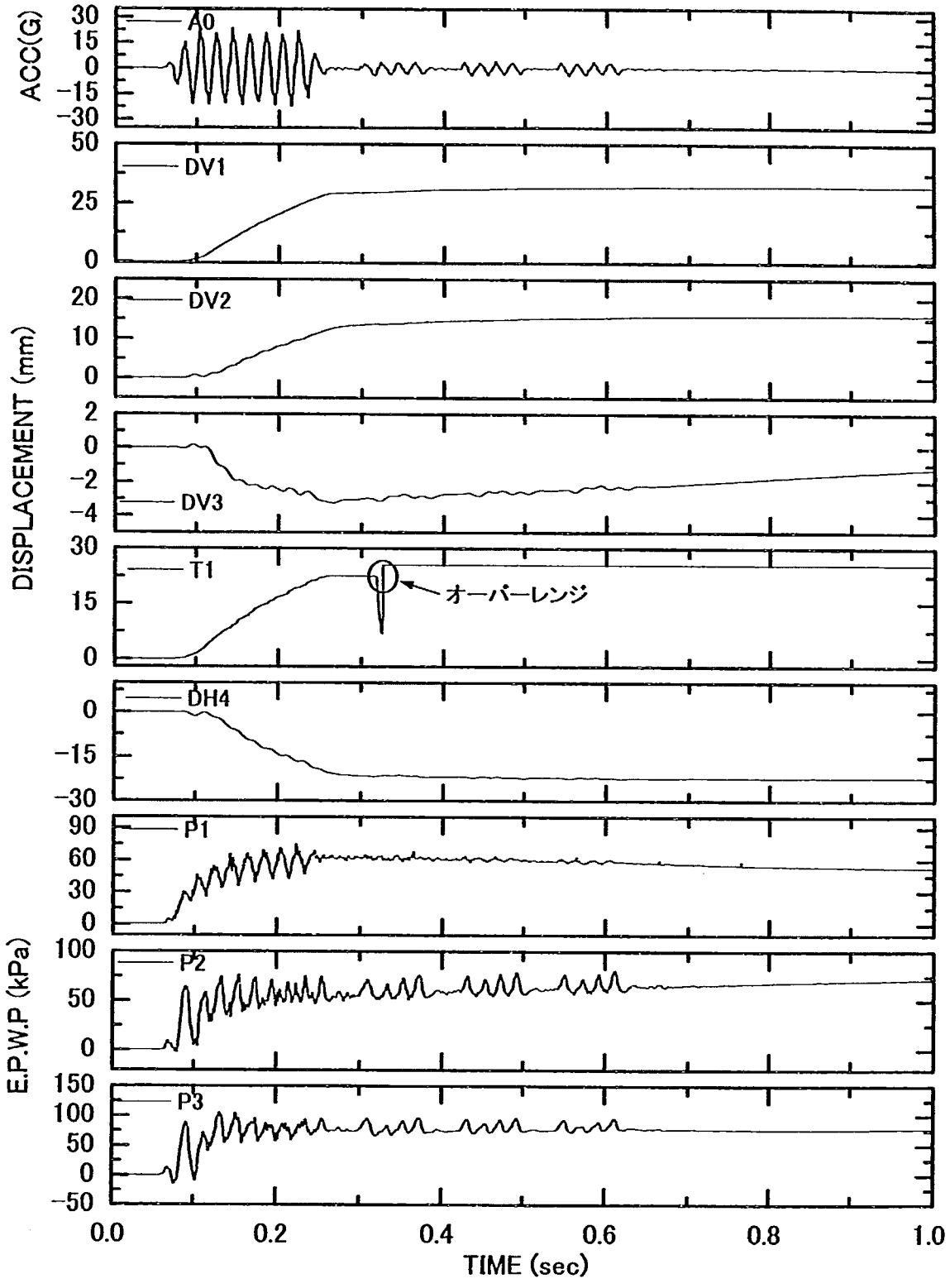

A3
A5
A6
A8
A10
A16
A18
A20
A22
ACCELERATION (G)
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

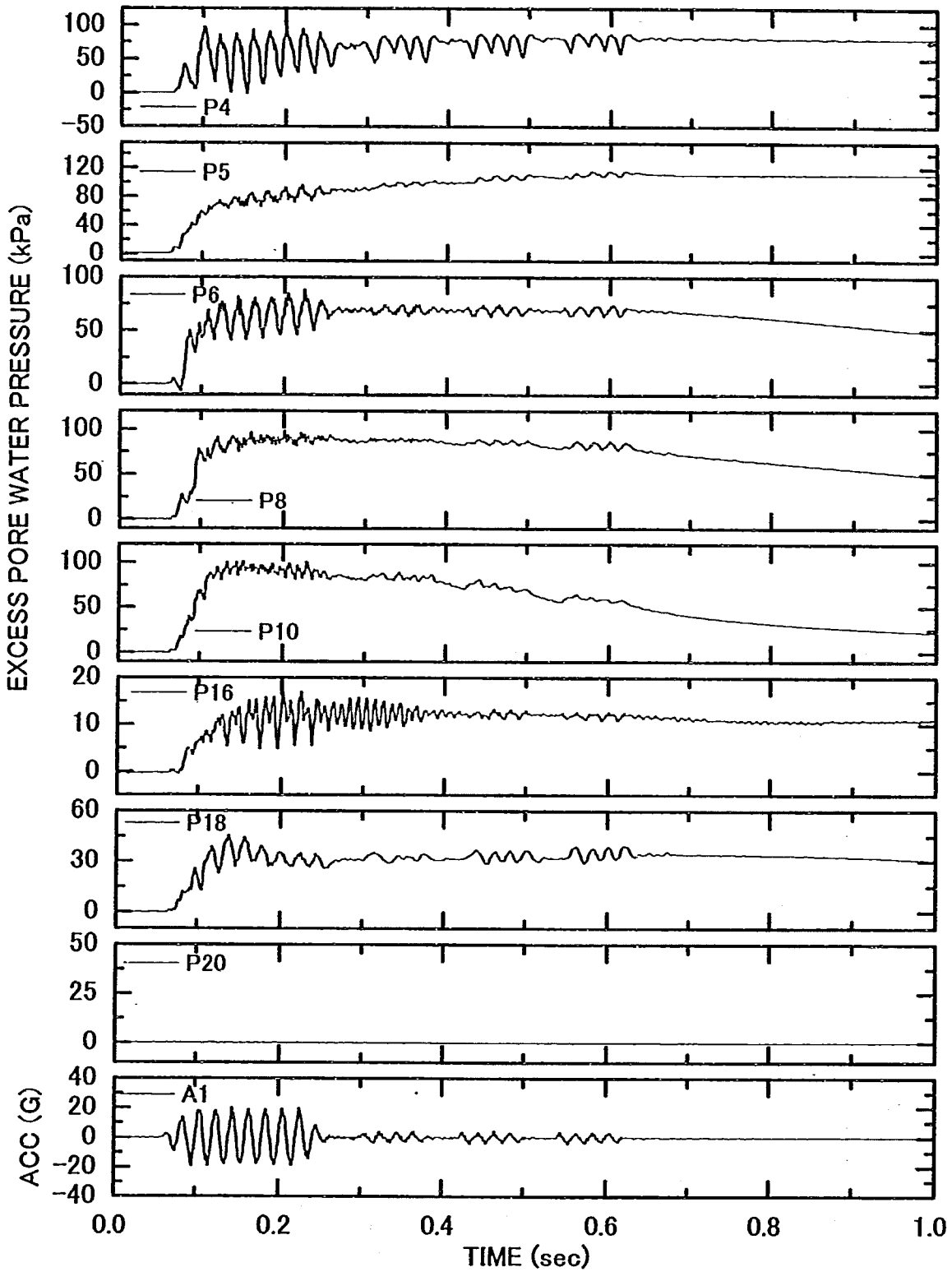

ACCELERATION (G)
30
15
0
-15
-30
A23
A25
80
40
0
S2
75
50
25
0
-25
S4
EARTH PRESSURE INCREMENT (kPa)
60
30
0
-30
S6
90
60
30
0
S8
30
15
0
S10
0
-150
-300
S11
150
0
-150
-300
S12
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

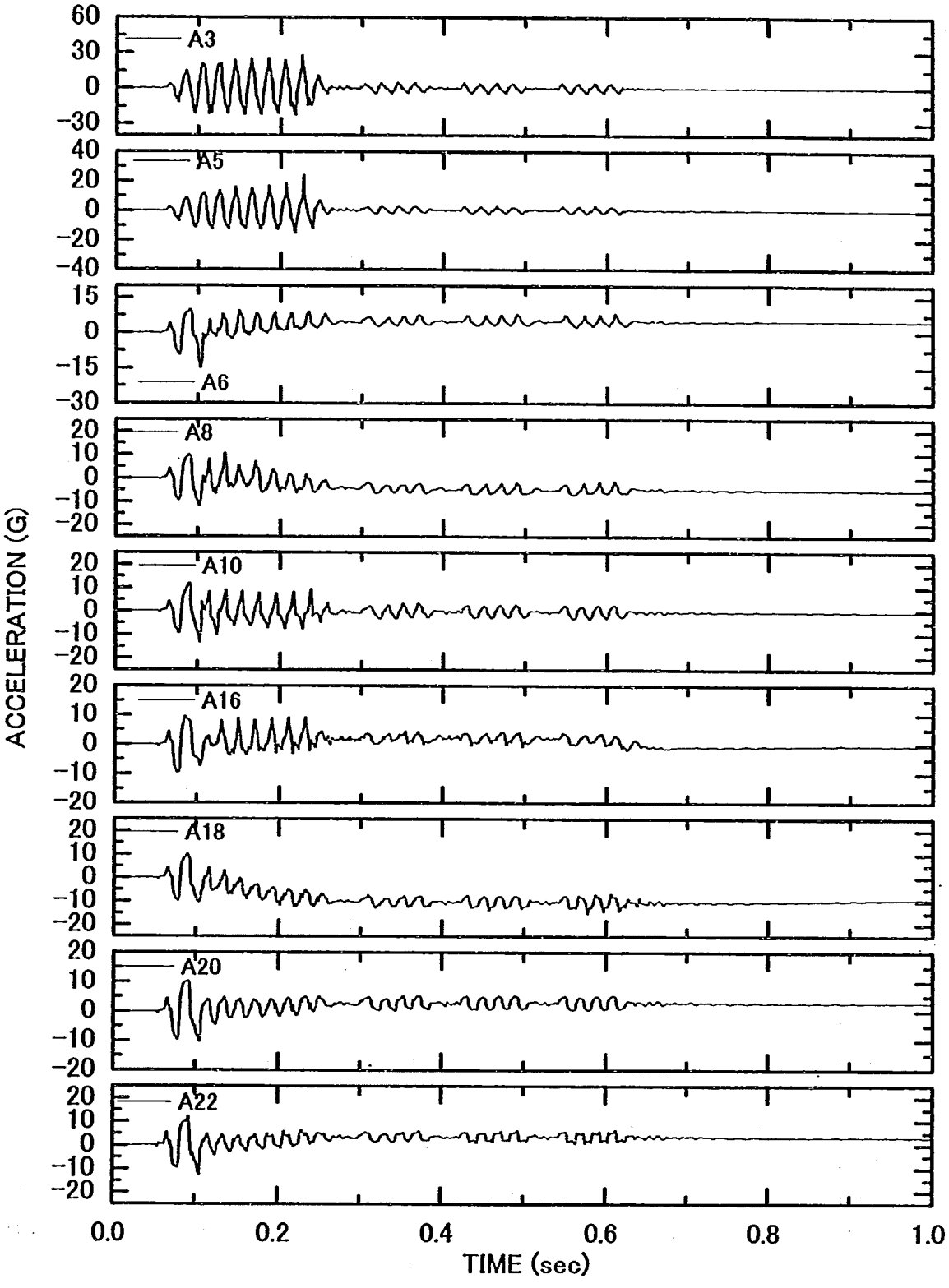
ケース 11-9

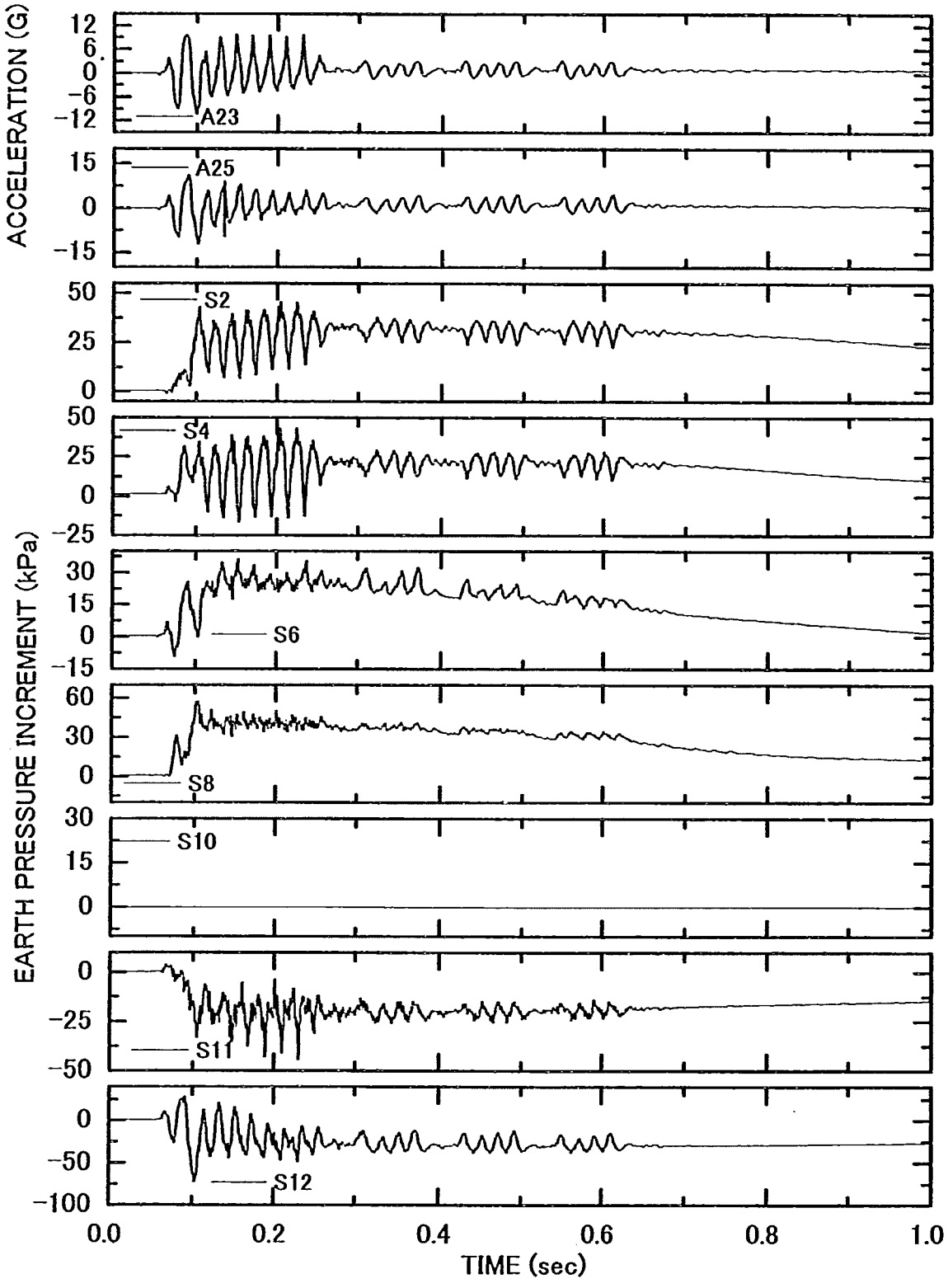
(単位：mm)
(縮尺：1/10)


水平地盤側
盛土側
100
100
147
147
A25
S1
S2
S3
S4
S5
S6
S7
S8
S12
S11
S10
S9
41
3203
35
172
100
4085
A23, A24
194
294
200
(単位：mm)
材質：アクリル製
密度：約1.85g/cm³に調整

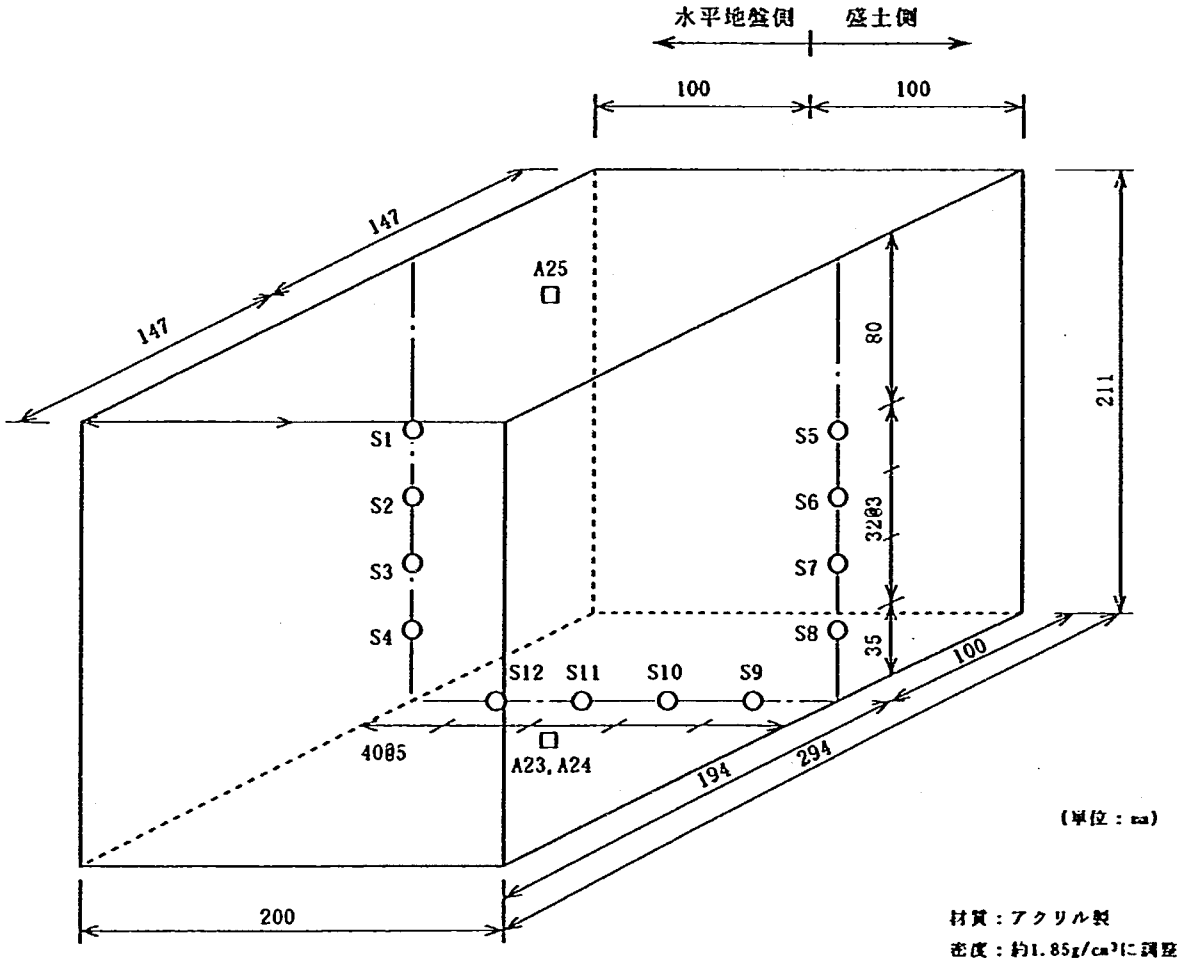

ACC(G)
A0
30
15
0
-15
-30
DISPLACEMENT (mm)
DV1
50
25
0
DV2
20
10
0
DV3
2
0
-2
-4
T1
30
15
0
オーバーレンジ
DH4
0
-15
-30
E.P.W.P (kPa)
P1
90
60
30
0
P2
100
50
0
P3
150
100
50
0
-50
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

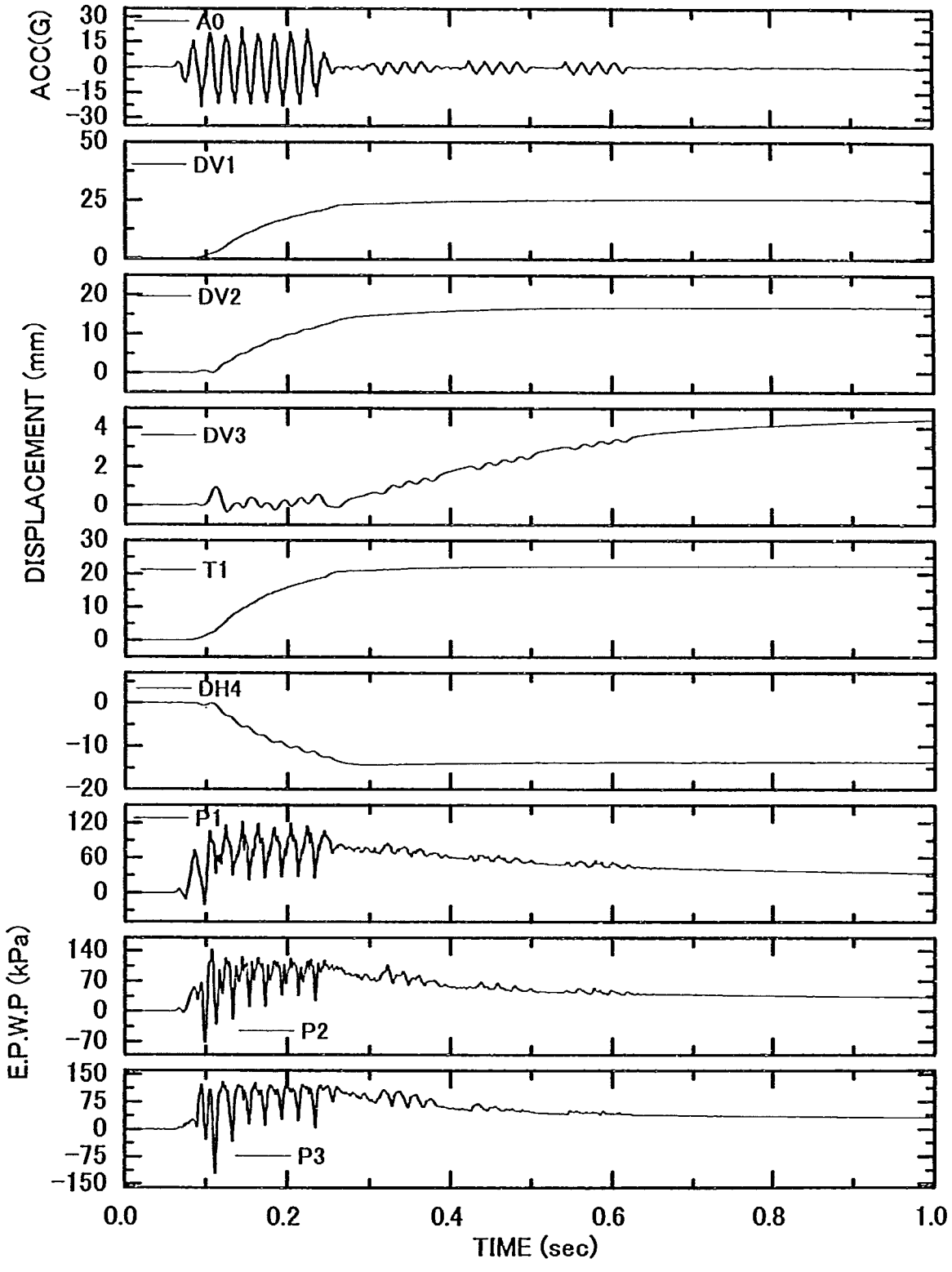

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
100
50
0
−50
P4
120
80
40
0
P5
100
50
0
P6
100
50
0
P8
100
50
0
P10
20
10
0
P16
60
30
0
P18
50
25
0
P20
40
20
0
−20
−40
A1
ACC (G)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

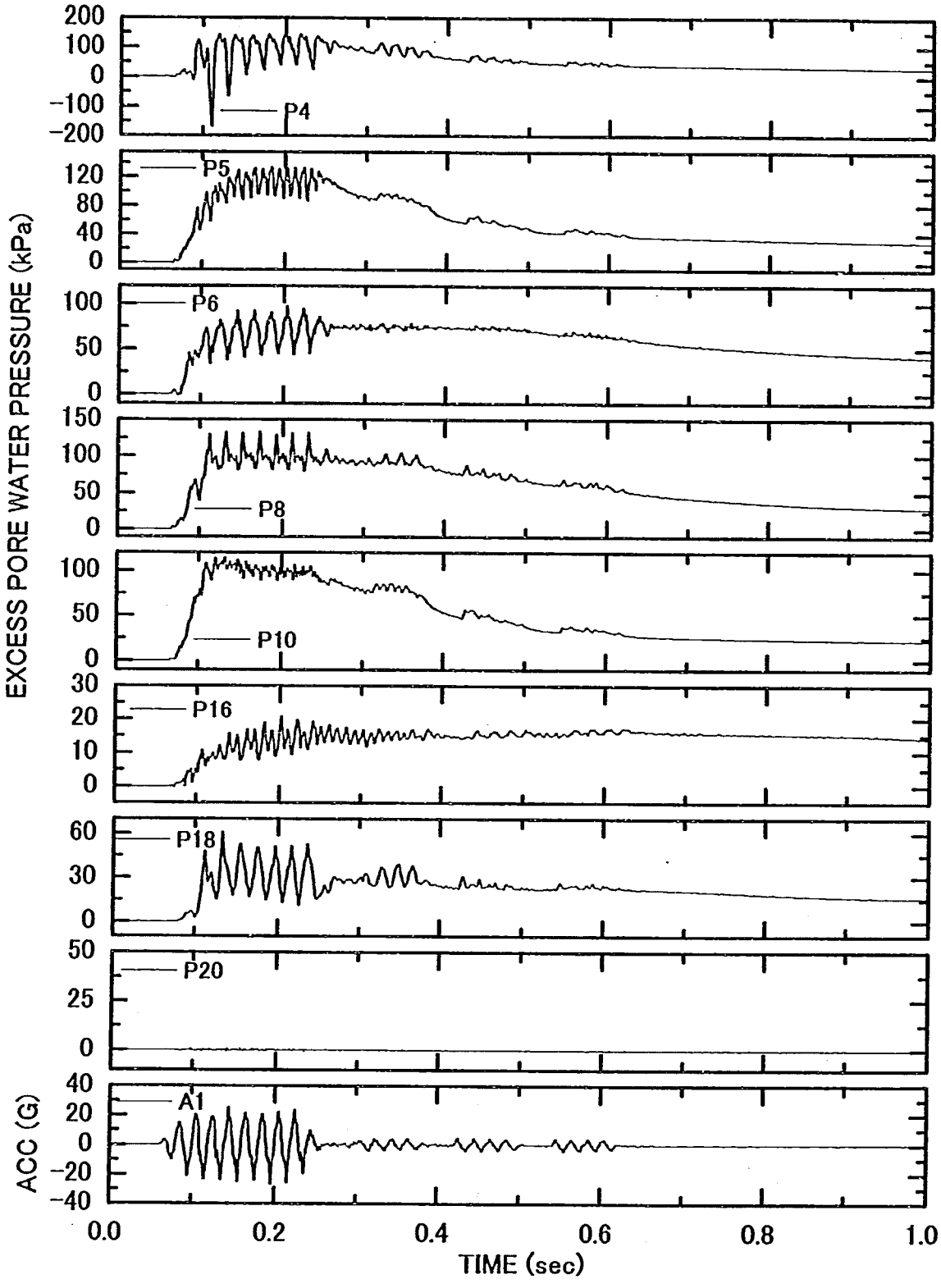

A3
A5
A6
A8
A10
A16
A18
A20
A22
ACCELERATION (G)
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

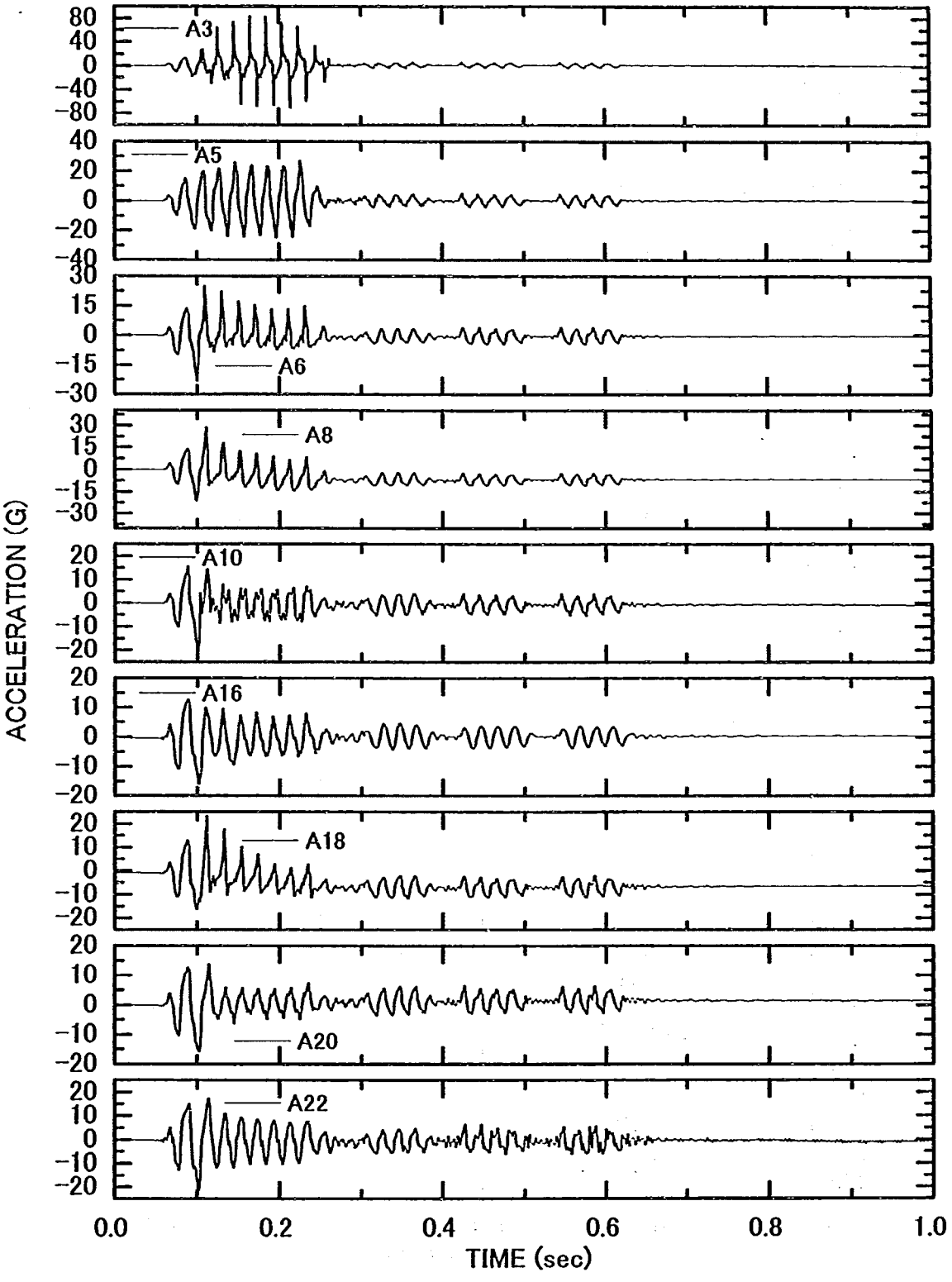

ACCELERATION (G)
12
6
0
-6
-12
A23
15
0
-15
A25
50
25
0
S2
50
25
0
-25
S4
EARTH PRESSURE INCREMENT (kPa)
30
15
0
-15
S6
60
30
0
S8
30
15
0
S10
0
-25
-50
S11
0
-50
-100
S12
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

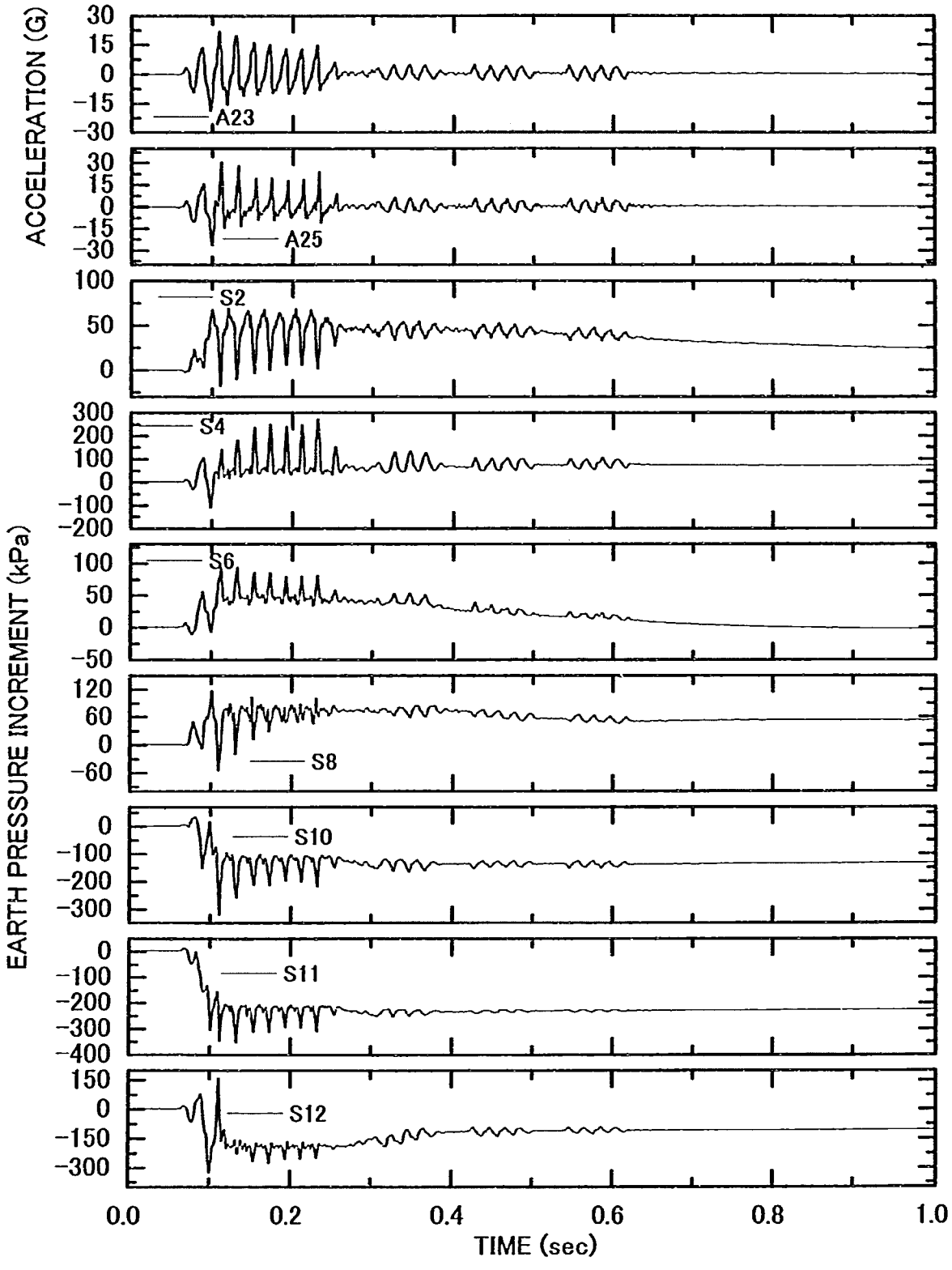
ケース 11-10
凡 例
・平面図
△ : 間隙水圧計
□ : 加速度計
・正面図
○ : 間隙水圧計
○, □ : 加速度計
・平面図, 正面図
← : 変位計
<平面図>
飽和用の筒
盛土天端
T2 DV5
T3 DV6
T1, DV1
DV2
DV3
DV4
3
294
100@3
3
(改良体)
(飽和用の筒)
130
20@2
130
300
(計測器)
(土槽奥行き)
<正面図>
T1 DV1
T2 DV5
T3 DV6
DV2
DV3
DH4
A25
江戸崎砂
A22
A21
P, A16
P, A17
P, A11
P, A12
P, A6
P, A7
P, A18
P, A19
P, A20
P, A13
P, A14
P, A15
P, A8
P, A9
P, A10
改良体
改良体
210
A27
江戸崎砂
A26
7号硅砂
P, A3
A23, 24
P, A1
P, A5
P, A2
P, A4
A0
砕石
360
100
260
(地盤・盛土)
20
100
40@6
160
50
40
90
10
(計測器)
(土層)
220
190
100
40
90@2
40
85
115
750
(計測器)
320
200@2
60
200@2
320
(盛土・改良体)
1500
(土槽長さ)
(単位 : mm)
(縮尺 : 1/10)


水平地盤側
盛土側
100
100
147
147
A25
S1
S2
S3
S4
S5
S6
S7
S8
S12
S11
S10
S9
80
32@3
35
211
100
4@85
A23, A24
194
294
200
(単位：cm)
材質：アクリル製
密度：約1.85g/cm³に調整


ACC(G)
A0
30
15
0
-15
-30
DISPLACEMENT (mm)
DV1
50
25
0
DV2
20
10
0
DV3
4
2
0
T1
30
20
10
0
DH4
0
-10
-20
E.P.W.P (kPa)
P1
120
60
0
P2
140
70
0
-70
P3
150
75
0
-75
-150
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

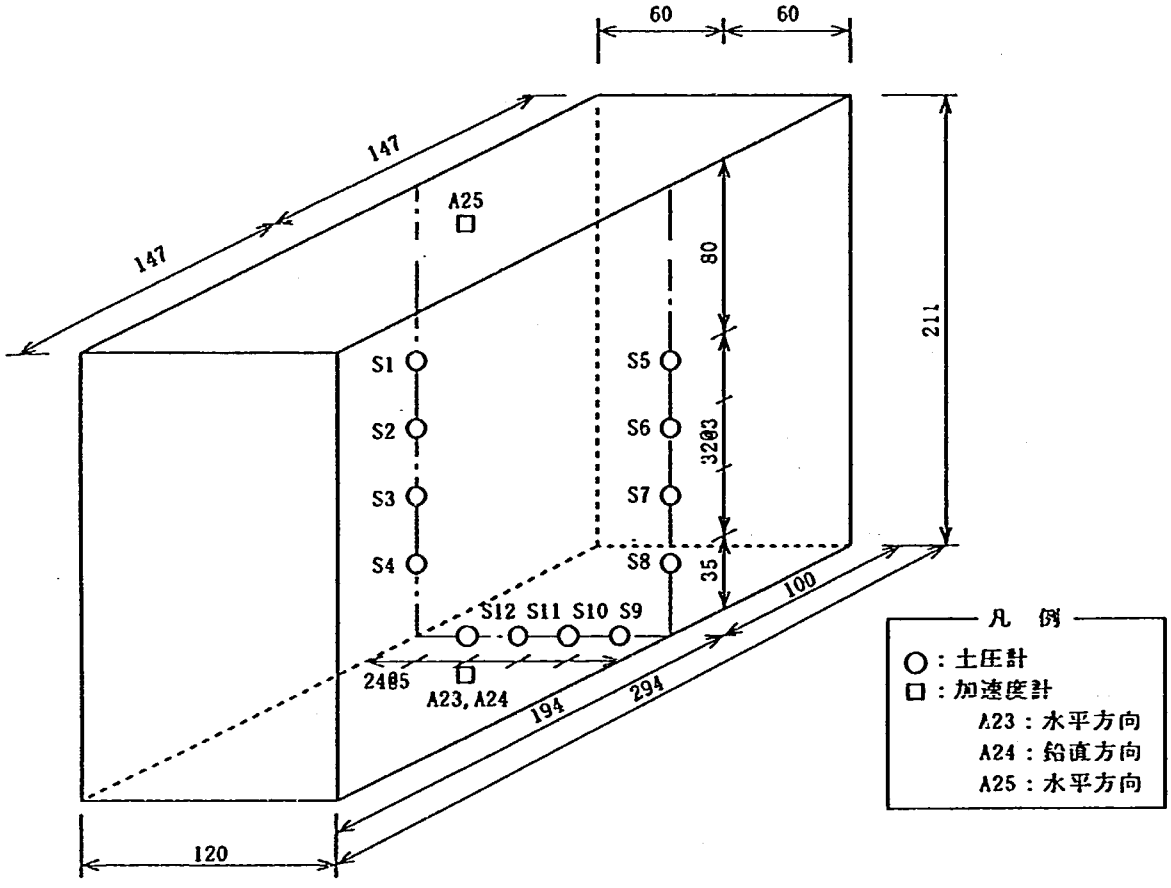

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
200
100
0
−100
−200
P4
120
80
40
0
P5
100
50
0
P6
150
100
50
0
P8
100
50
0
P10
30
20
10
0
P16
60
30
0
P18
50
25
0
P20
40
20
0
−20
−40
A1
ACC (G)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

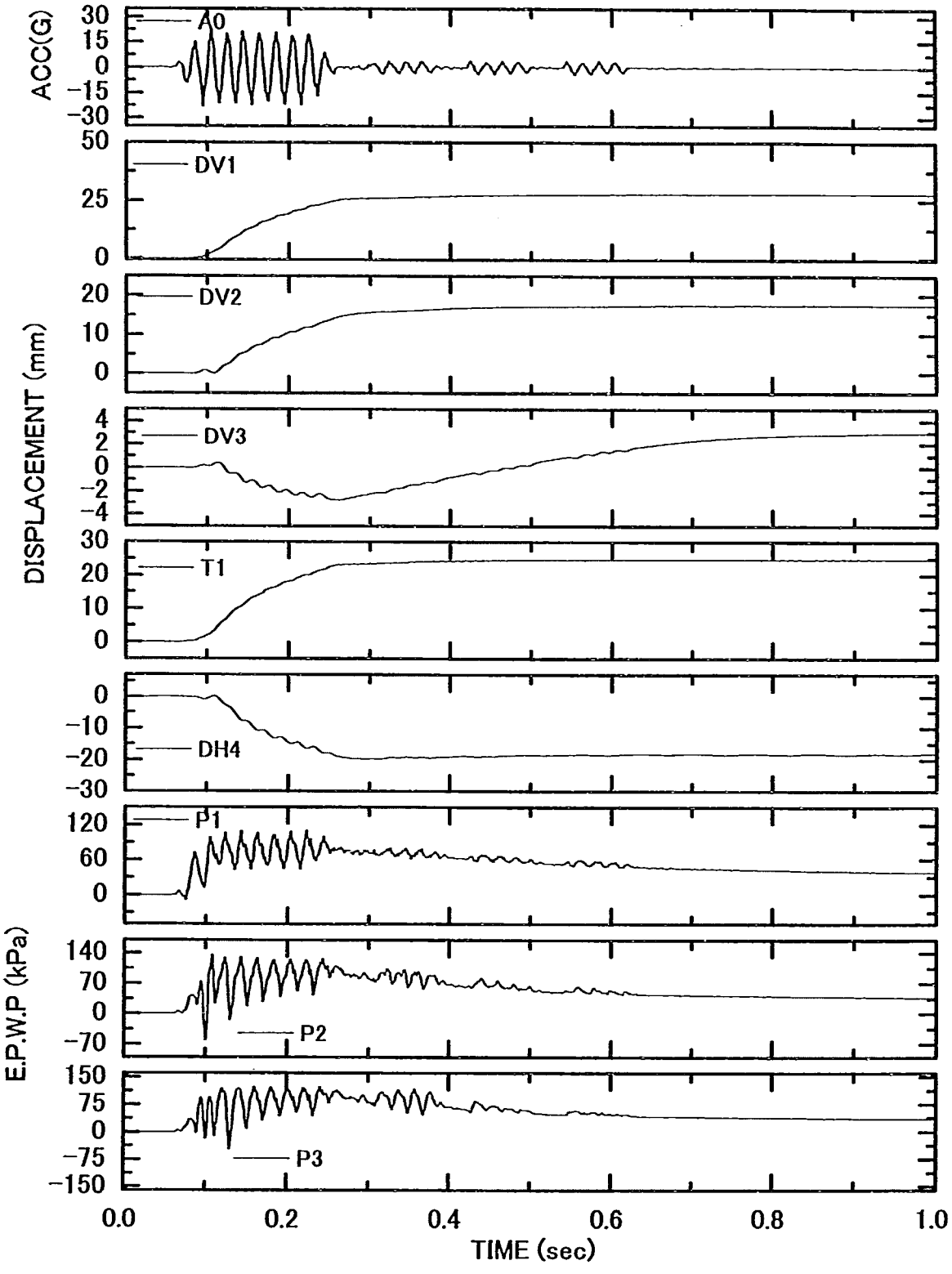

A3
A5
A6
A8
A10
A16
A18
A20
A22
ACCELERATION (G)
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

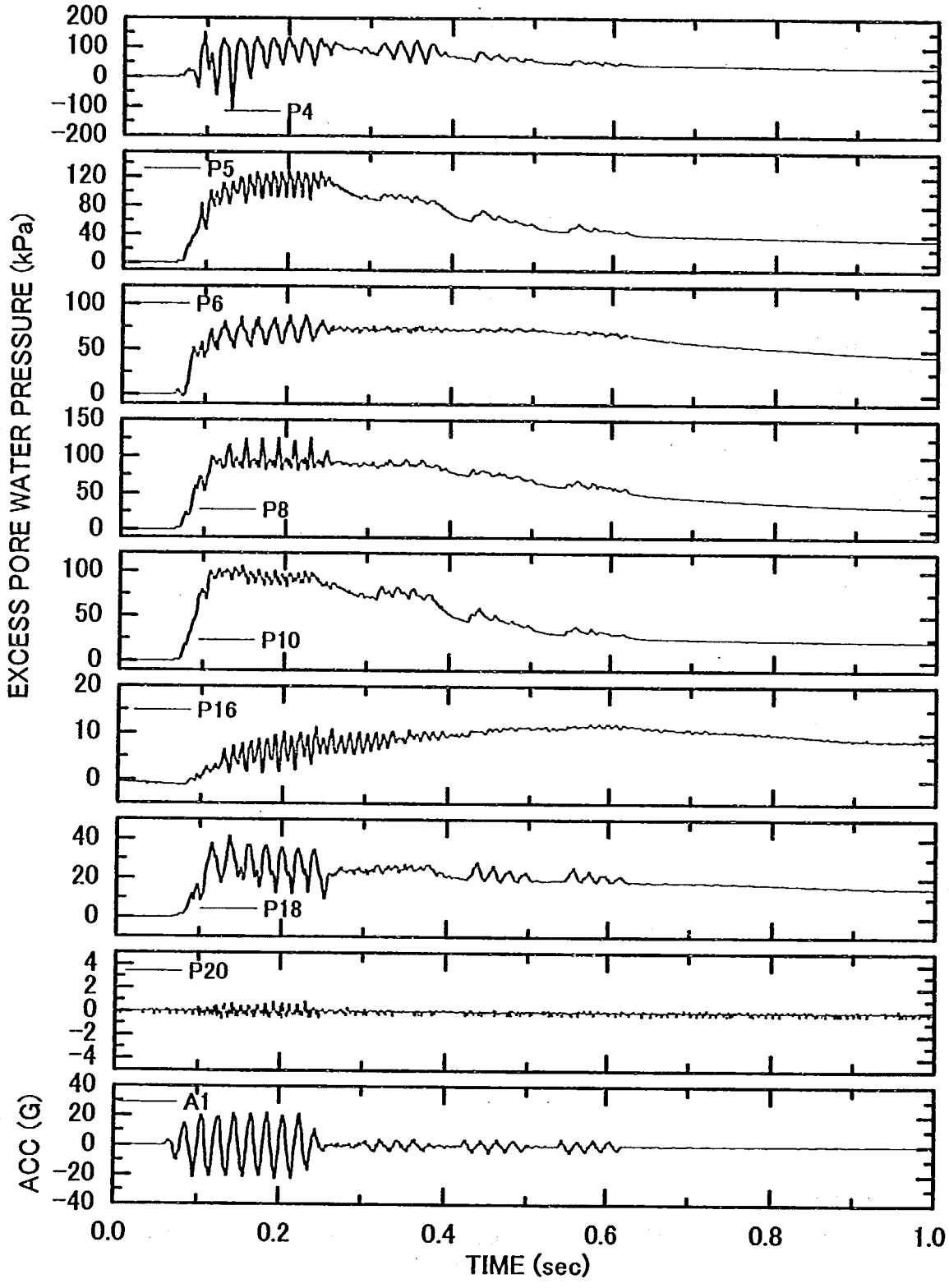

ACCELERATION (G)
30
15
0
-15
-30
A23
A25
EARTH PRESSURE INCREMENT (kPa)
100
50
0
S2
300
200
100
-100
-200
S4
-50
S6
120
60
-60
S8
-300
S10
-400
S11
150
-150
S12
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

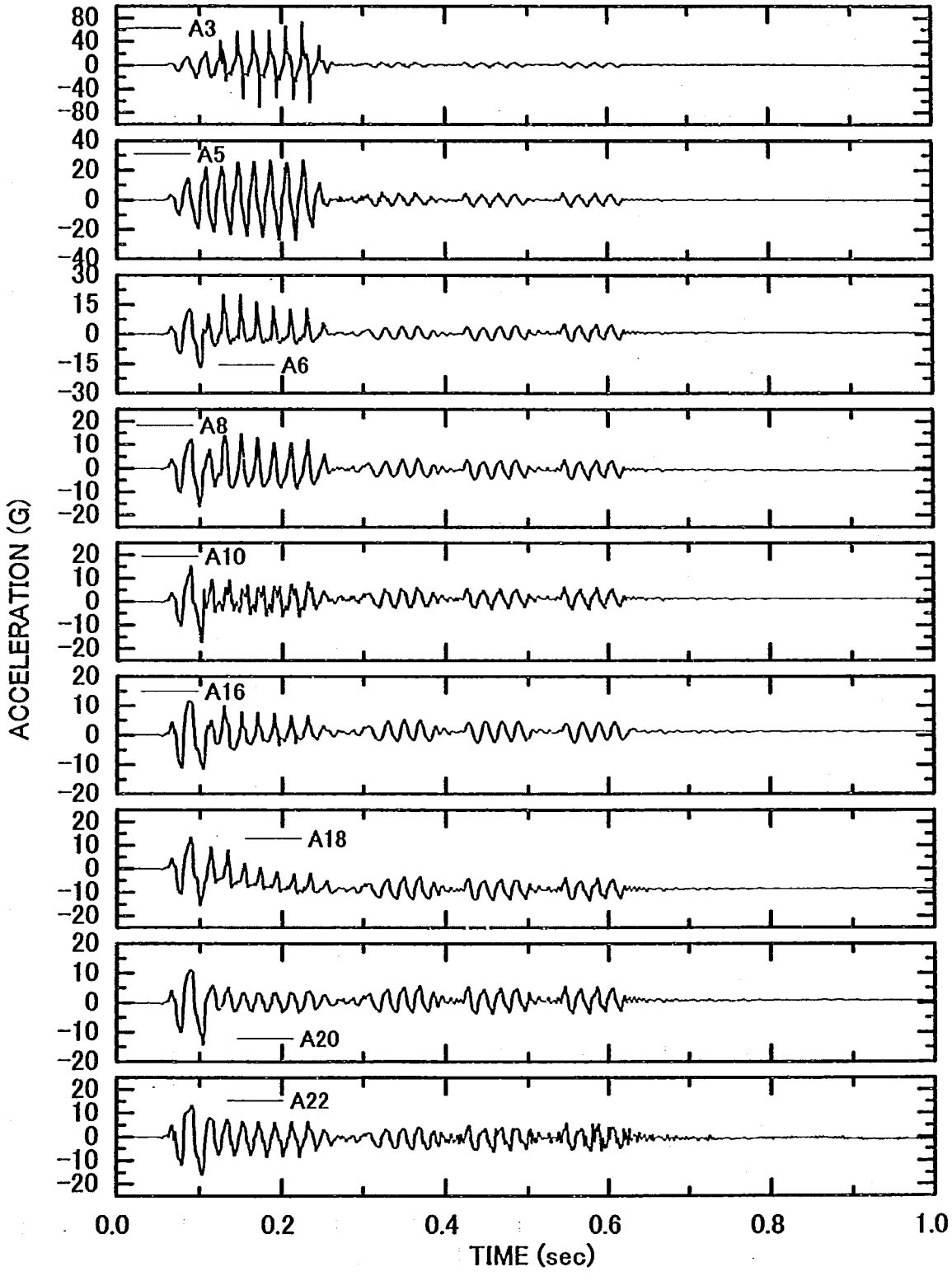
ケース 11-11

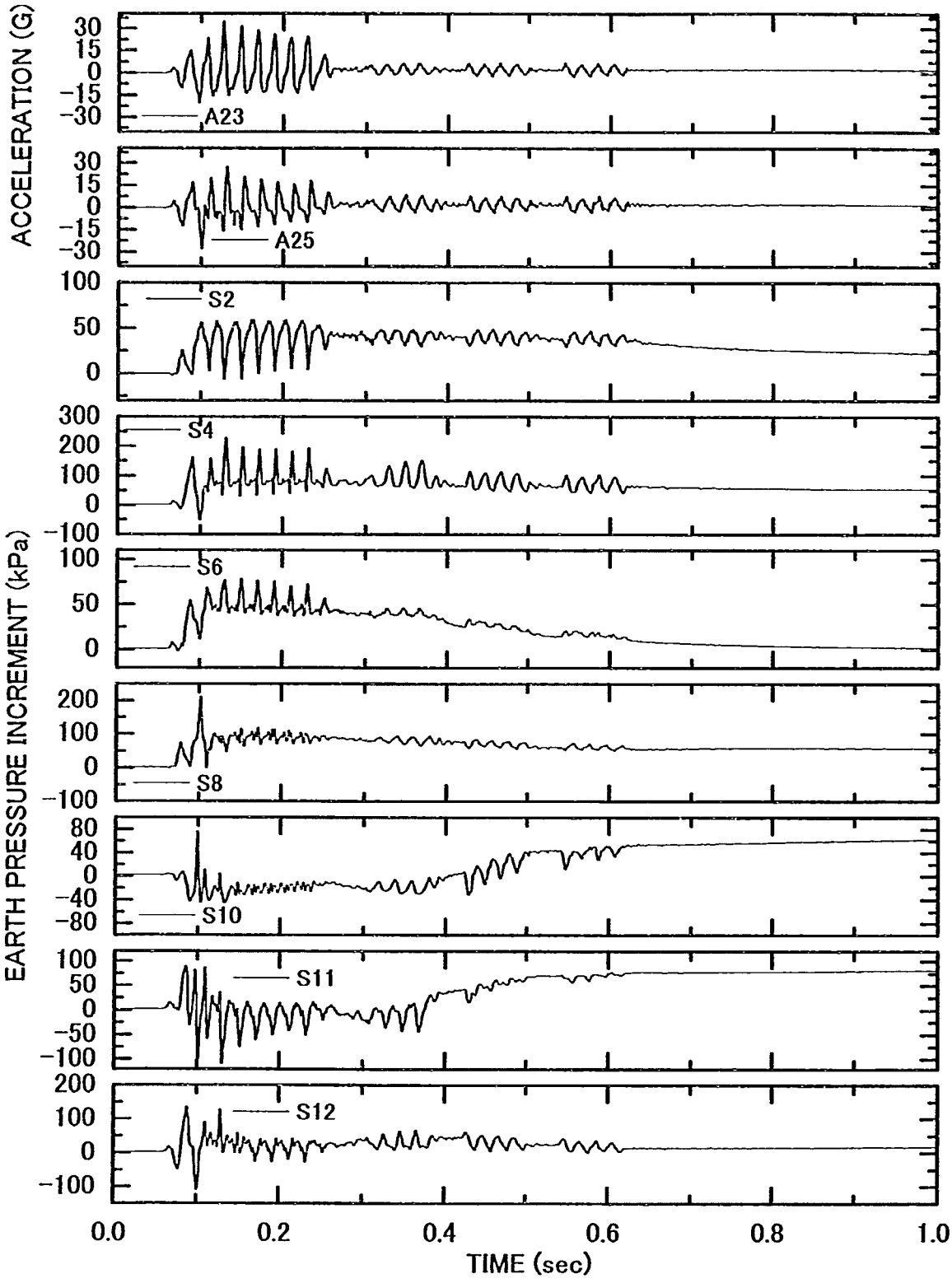
凡 例
・平面図
△ : 間隙水圧計
□ : 加速度計
・正面図
○ : 間隙水圧計
○, □ : 加速度計
・平面図, 正面図
← : 変位計
<平面図>
飽和用の筒
盛土天端
T2 T3
DV5 DV6
T1, DV1
DV2
DV3
DV4
(改良体)
(飽和用の筒)
(計測器)
(土槽奥行き)
3
294
100@3
3
130
20@2
300
130
<正面図>
T1
DV1
T2 T3
DV5 DV6
DV2
DV3
DV4
A26
江戸崎砂
A22
A21
改良体
改良体
江戸崎砂
7号硅砂
P. A16 A27 P. A17
P. A11 P. A12
P. A6 P. A7
A26
P. A1
P. A3
A23, 24
P. A2 P. A4
P. A18 P. A19 P. A20
P. A13 P. A14 P. A15
P. A8 P. A9 P. A10
P. A5
A0
砕石
(地盤・盛土)
360
100
260
210
(計測器)
(土層)
20
100
40@6
160
50
90
40
10
190 60 120 40 50@2 40 85 115 750
(計測器)
400 120 200 60 200 120 400
(盛土・改良体)
1500
(土槽長さ)
(単位：mm)
(縮尺：1/10)


60
60
147
147
A25
80
211
S1
S2
S3
S4
S5
S6
S7
S8
320
35
S12 S11 S10 S9
100
240
A23, A24
194
294
120
凡 例
○：土圧計
□：加速度計
A23：水平方向
A24：鉛直方向
A25：水平方向


ACC(G)
30
15
0
-15
-30
A0
50
25
0
DV1
20
10
0
DV2
4
2
0
-2
-4
DV3
DISPLACEMENT (mm)
30
20
10
0
T1
0
-10
-20
-30
DH4
120
60
0
P1
140
70
0
-70
P2
E.P.W.P (kPa)
150
75
0
-75
-150
P3
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

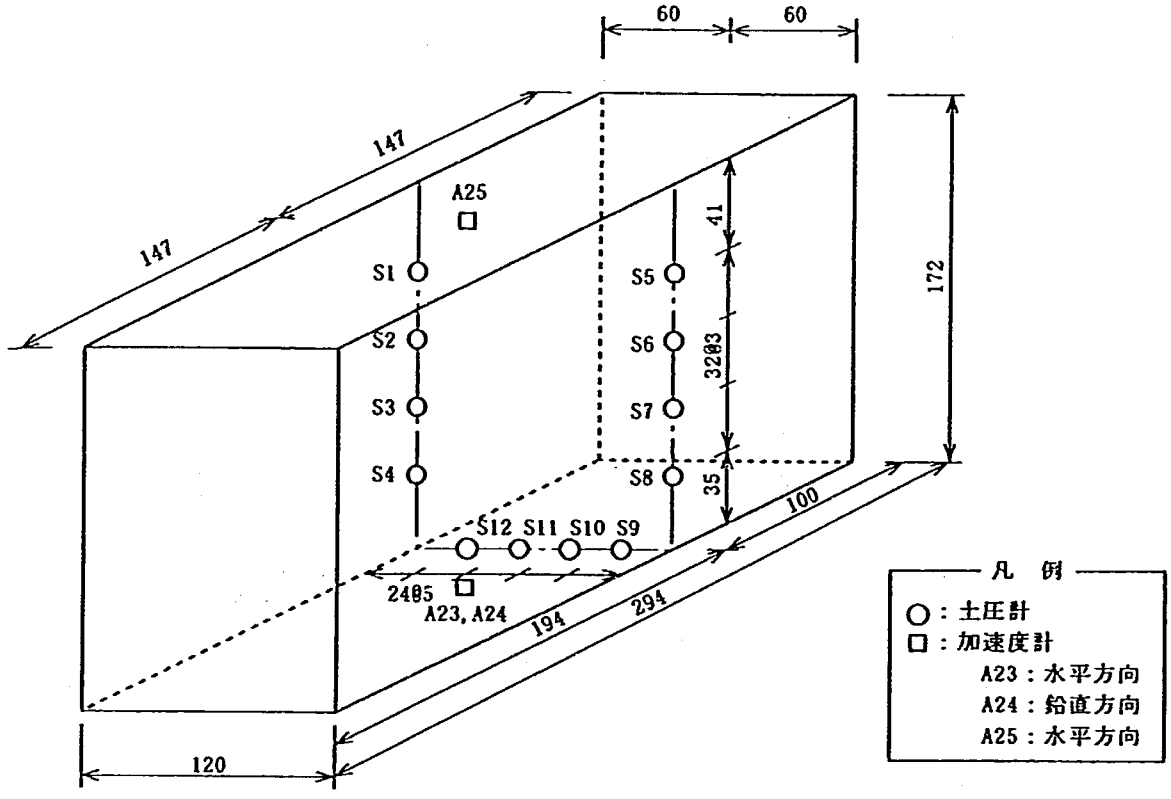

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
200
100
0
−100
−200
P4
120
80
40
0
P5
100
50
0
P6
150
100
50
0
P8
100
50
0
P10
20
10
0
P16
40
20
0
P18
4
2
0
−2
−4
P20
40
20
0
−20
−40
A1
ACC (G)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

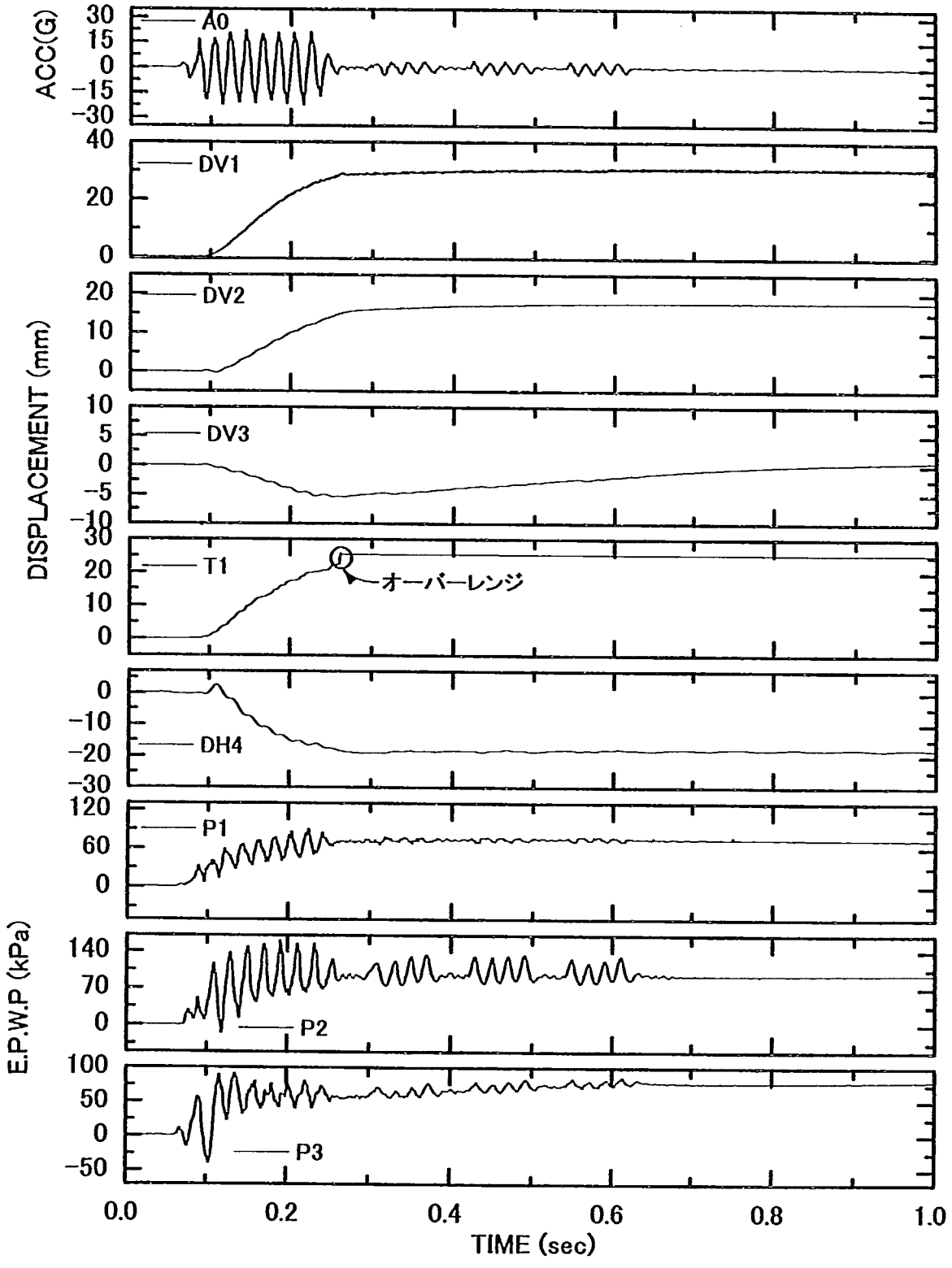

A3
A5
A6
A8
A10
A16
A18
A20
A22
ACCELERATION (G)
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

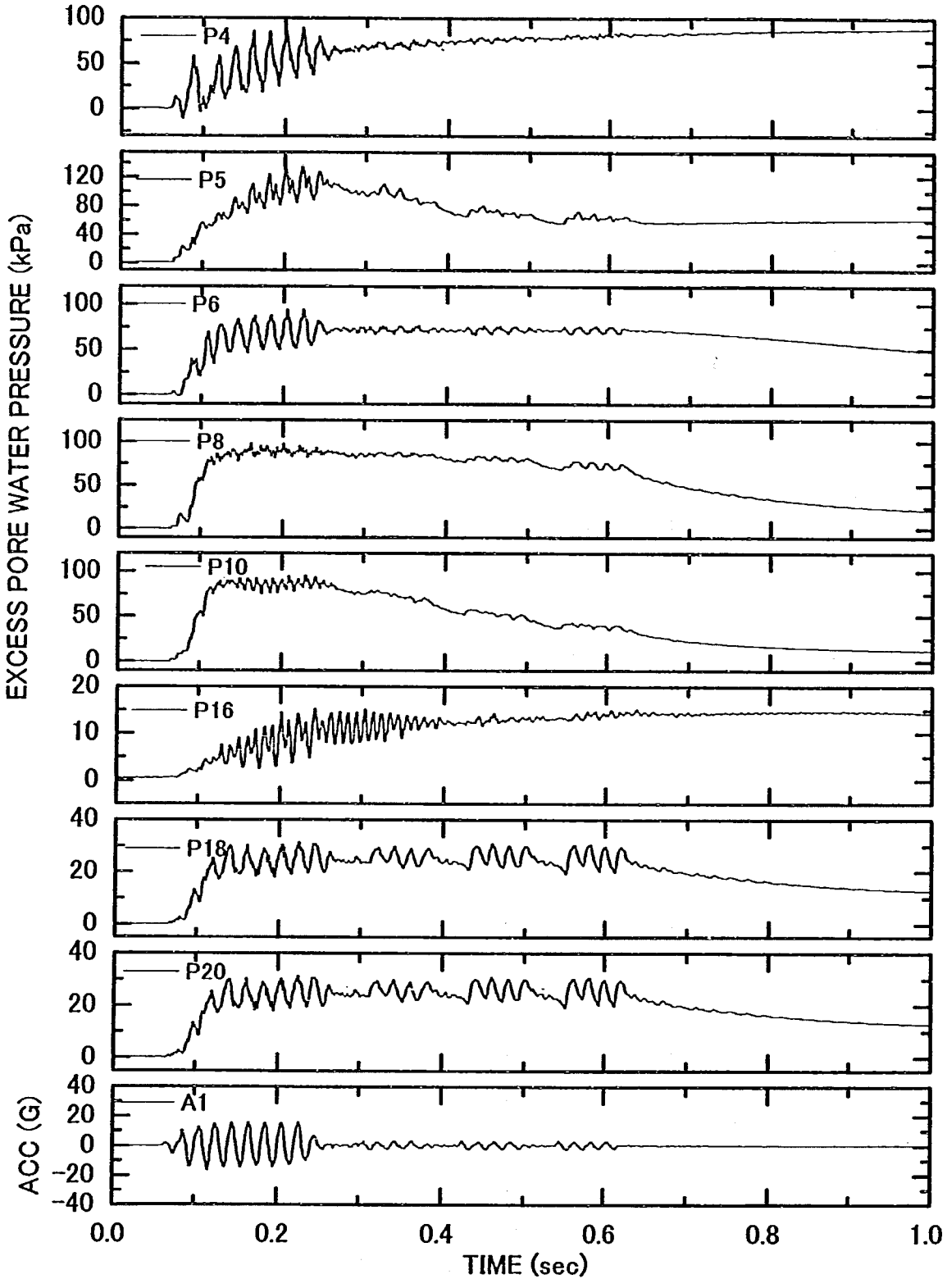

ACCELERATION (G)
30
15
0
-15
-30
A23
A25
EARTH PRESSURE INCREMENT (kPa)
100
50
0
S2
300
200
100
-100
S4
S6
S8
80
40
-40
-80
S10
-50
S11
S12
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

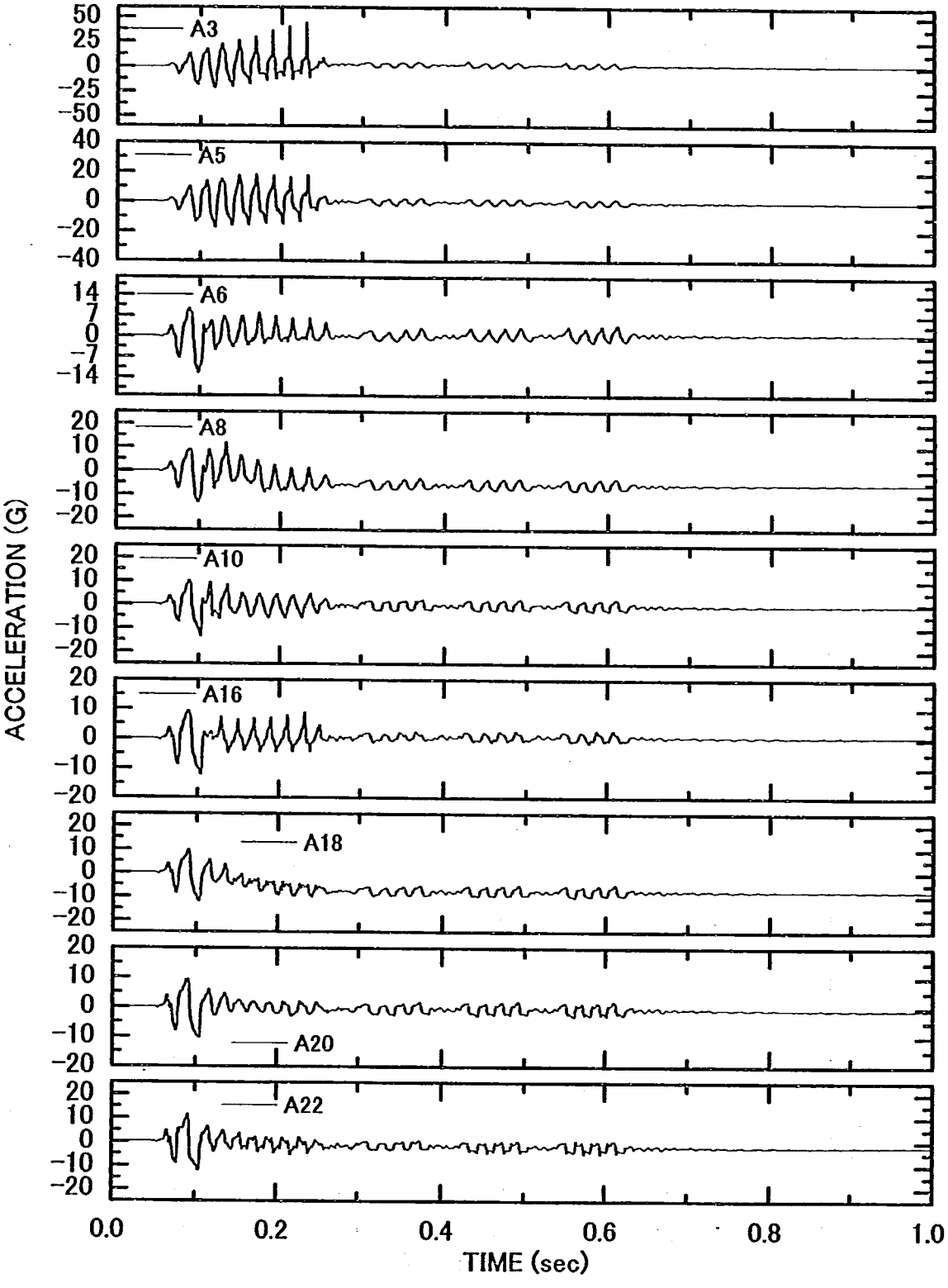
ケース 11-12

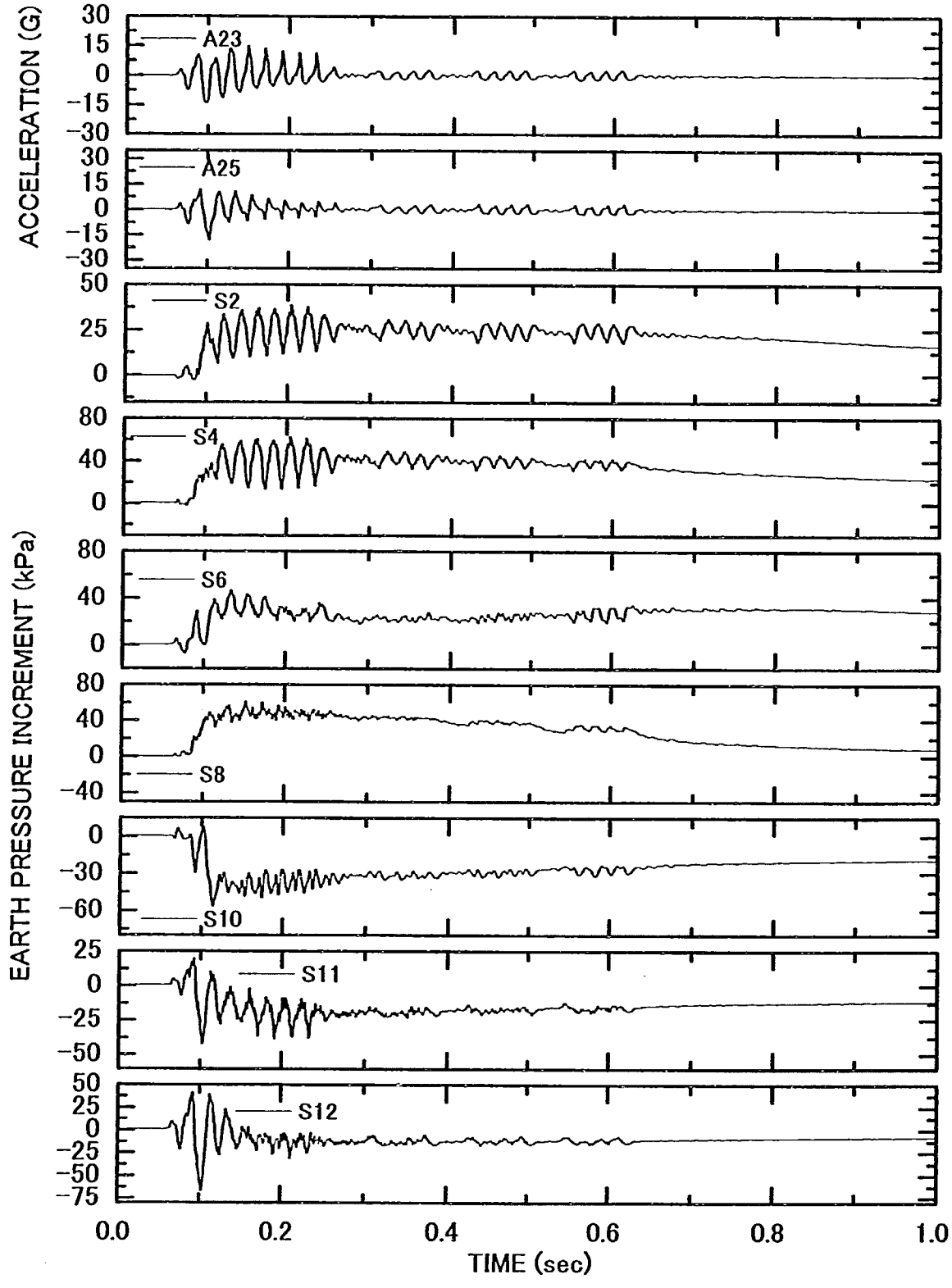
(単位：mm)
(縮尺：1/10)


60
60
147
147
A25
S1
S2
S3
S4
S5
S6
S7
S8
S9
S10
S11
S12
41
320
35
172
100
240
A23, A24
194
294
120
凡 例
○：土圧計
□：加速度計
A23：水平方向
A24：鉛直方向
A25：水平方向

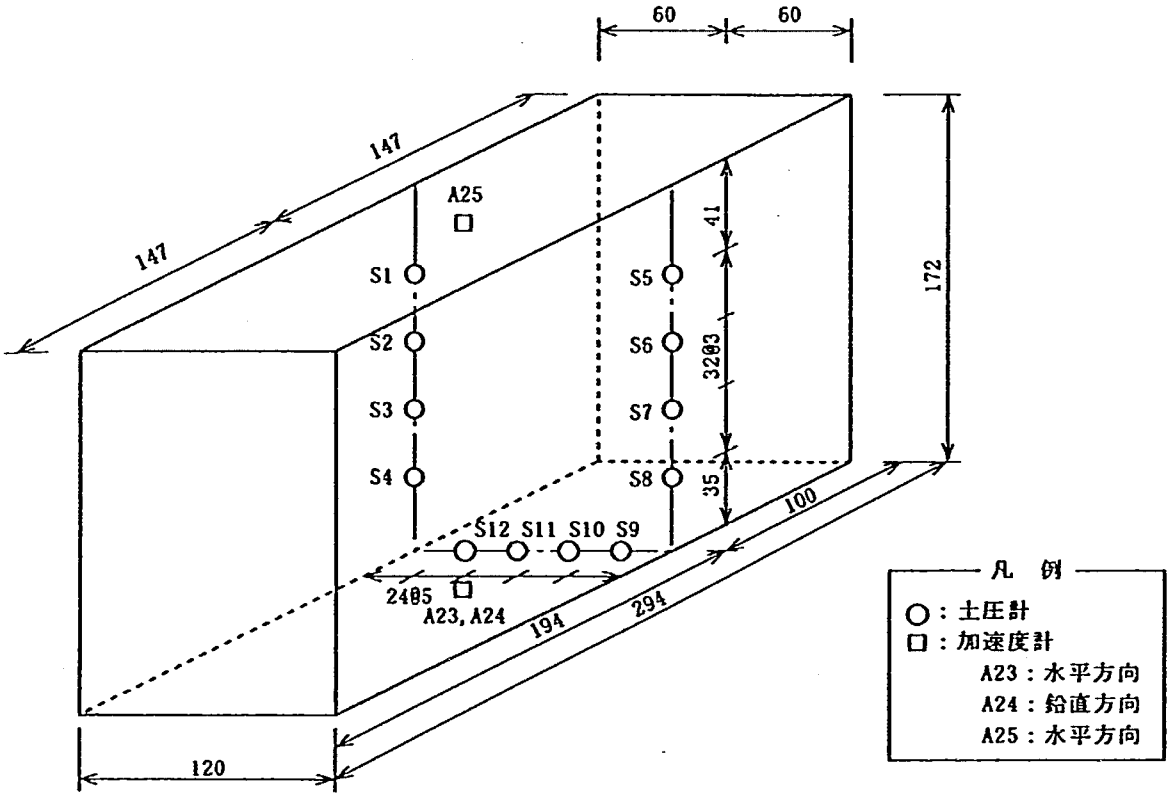

ACC(G)
A0
30
15
0
-15
-30
DISPLACEMENT (mm)
DV1
40
20
0
DV2
20
10
0
DV3
10
5
0
-5
-10
T1
30
20
10
0
オーバーレンジ
DH4
0
-10
-20
-30
E.P.W.P (kPa)
P1
120
60
0
P2
140
70
0
P3
100
50
0
-50
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

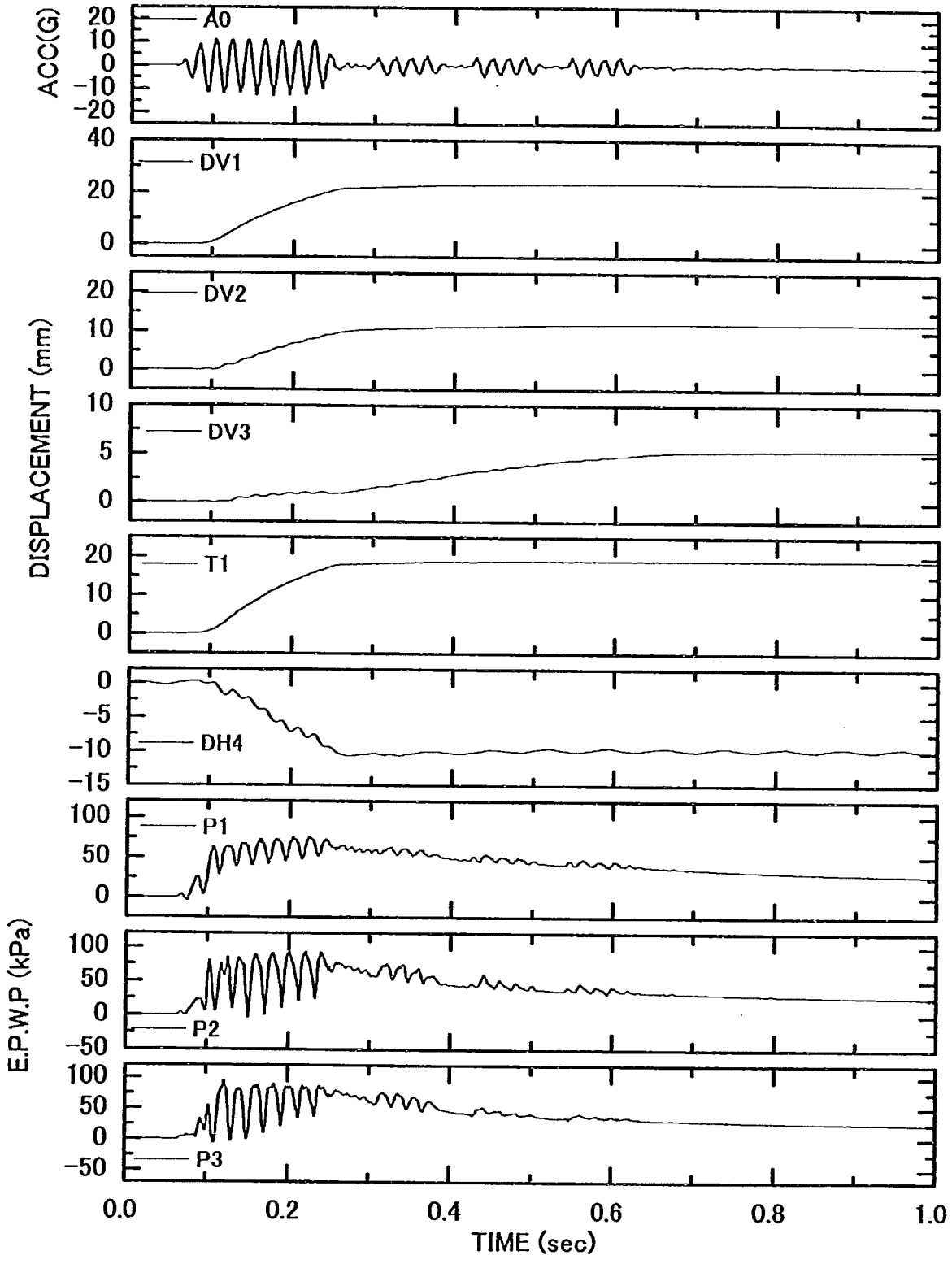

EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P4
P5
P6
P8
P10
P16
P18
P20
A1
ACC (G)
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

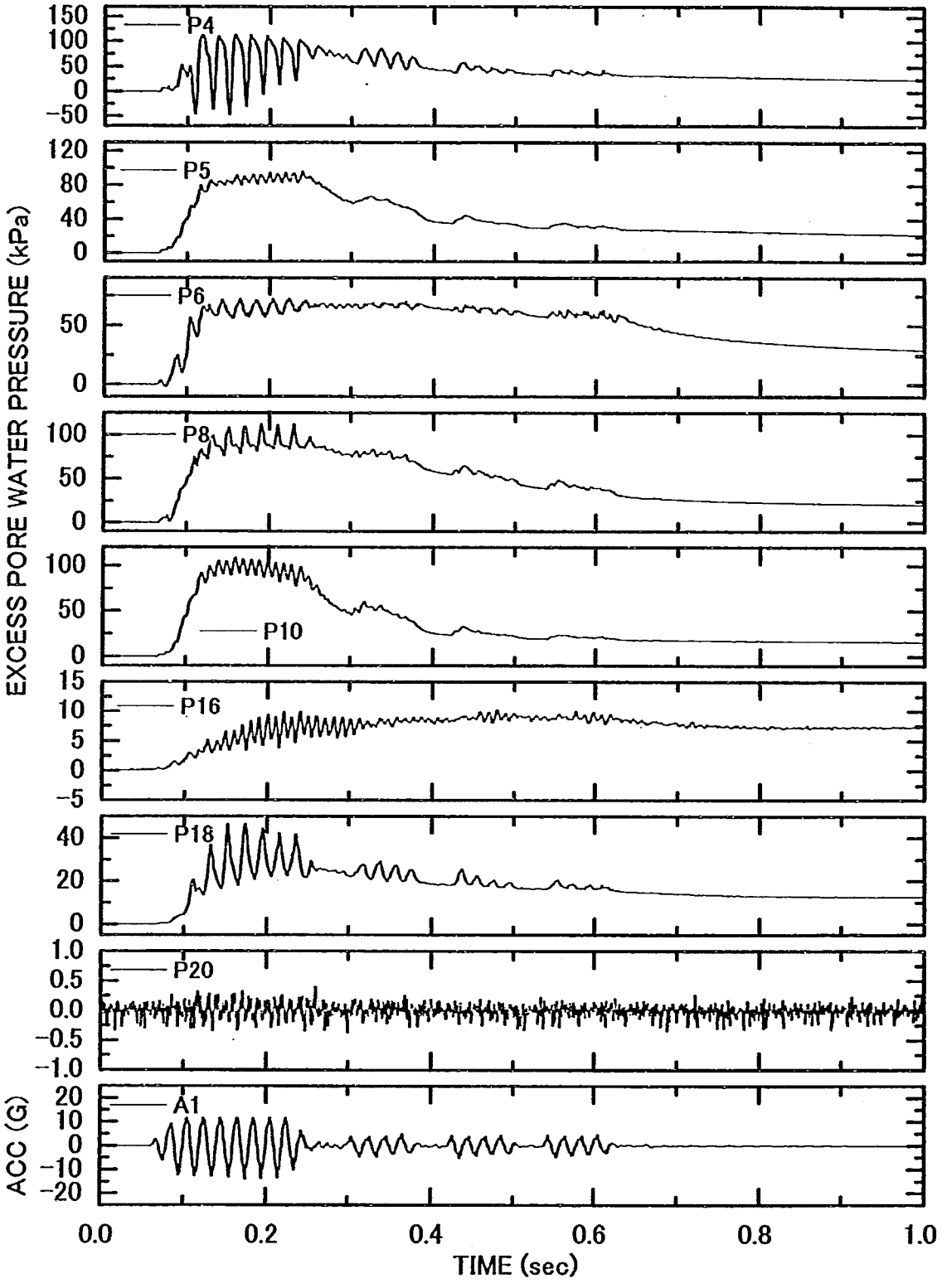

ACCELERATION (G)
A3
A5
A6
A8
A10
A16
A18
A20
A22
50
25
0
-25
-50
40
20
0
-20
-40
14
7
0
-7
-14
20
10
0
-10
-20
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

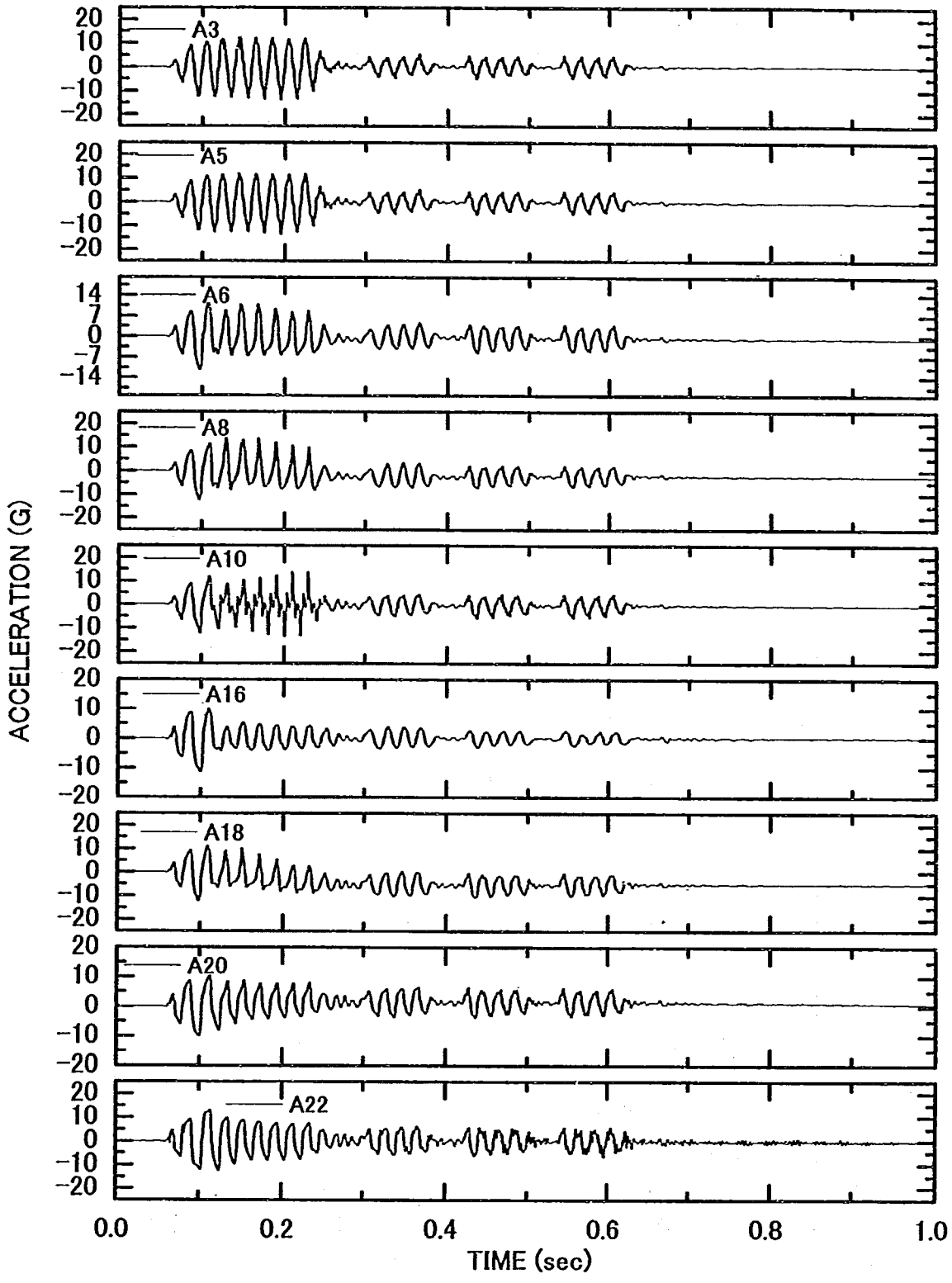

ACCELERATION (G)
EARTH PRESSURE INCREMENT (kPa)
A23
A25
S2
S4
S6
S8
S10
S11
S12
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

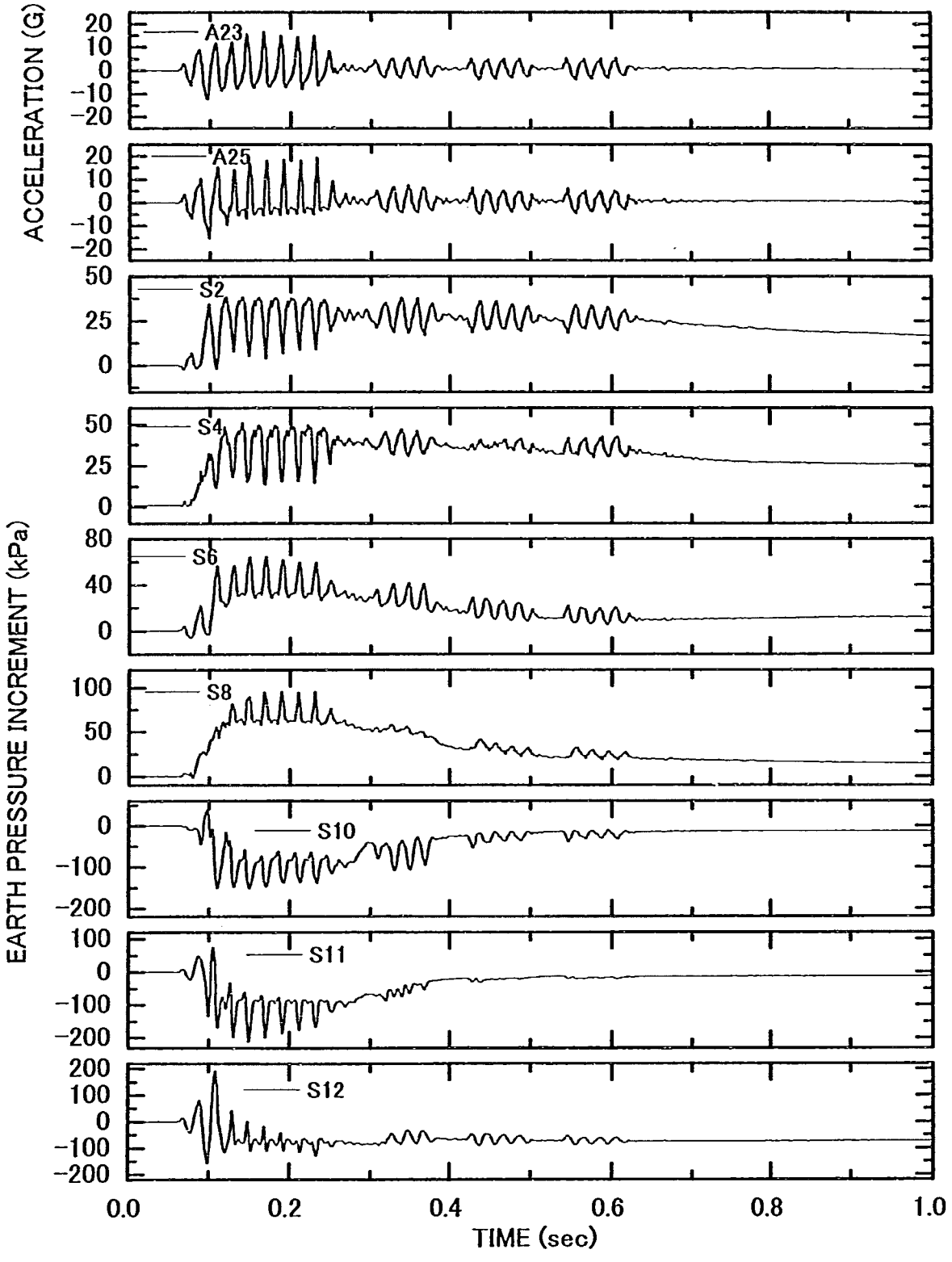
ケース 11-13
凡 例
・平面図
△ : 間隙水圧計
□ : 加速度計
・正面図
○ : 間隙水圧計
○, □ : 加速度計
・平面図, 正面図
← : 変位計
<平面図>
飽和用の筒
盛土天端
T2 T3
DV5 DV6
T1, DV1
DV2
DV3
DV4
3 (改良体)
294
100@3
3 (飽和用の筒)
130 (計測器)
130 20@2 300
(土槽奥行き)
<正面図>
T1
DV1
T2 T3
DV5 DV6
DV2
DV3
DH4
A25
江戸崎砂
A22
A21
P.A16 A29 P.A17
P.A11 A28 P.A12
P.A6 A27 P.A7
A26
改良体
A23, 24
P.A18 P.A19 P.A20
P.A13 P.A14 P.A15
P.A8 P.A9 P.A10
改良体
江戸崎砂
170
P.A1
P.A3
P.A5
7号硅砂
P.A2
P.A4
A0
砕石
360
100 (地盤・盛土)
260
20 (計測器)
100 (土層)
40@6
160
50
90
40
10
250
190 180 40 50@2 40 85 115 750 (計測器)
400 120 200 60 200 120 400 (盛土・改良体)
1500 (土槽長さ)
(単位 : mm)
(縮尺 : 1/10)


60
60
147
147
A25
S1
S2
S3
S4
S5
S6
S7
S8
41
3283
35
172
S12 S11 S10 S9
2485
A23, A24
194
294
100
120
凡 例
○：土圧計
□：加速度計
A23：水平方向
A24：鉛直方向
A25：水平方向

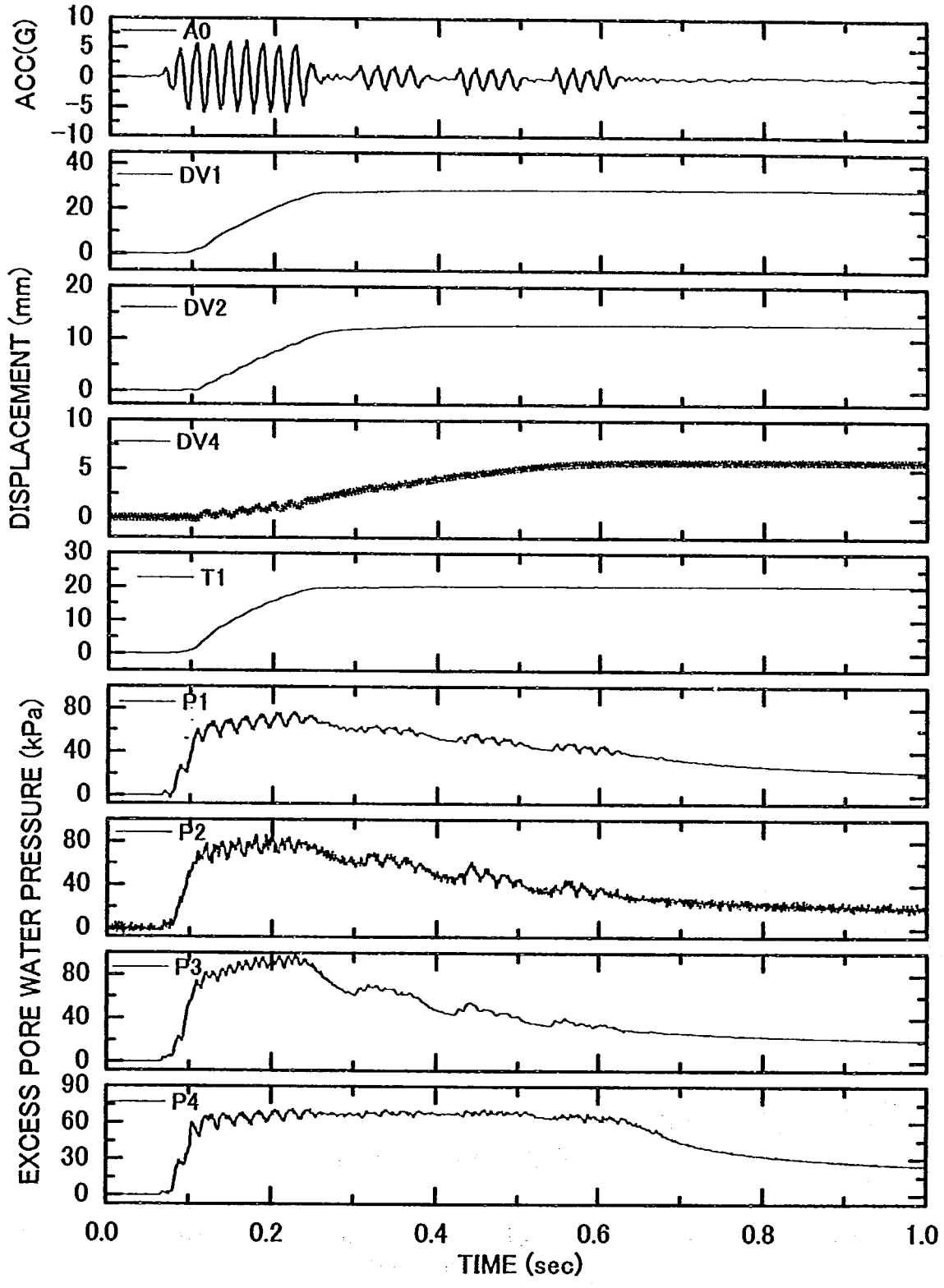

ACC(G)
A0
20
10
0
-10
-20
DISPLACEMENT (mm)
DV1
40
20
0
DV2
20
10
0
DV3
10
5
0
T1
20
10
0
DH4
0
-5
-10
-15
E.P.W.P (kPa)
P1
100
50
0
P2
100
50
0
-50
P3
100
50
0
-50
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)

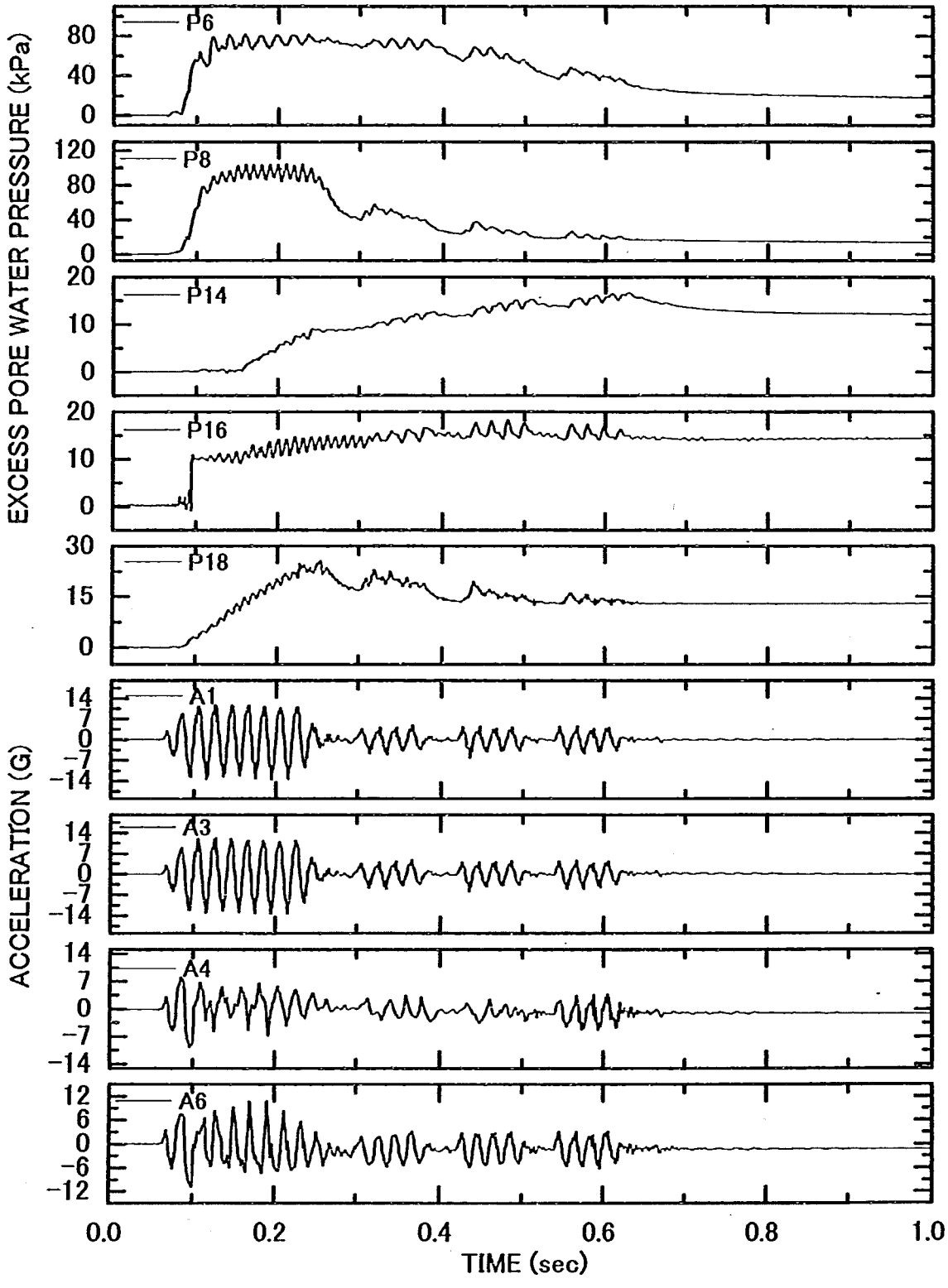

P4
P5
P6
P8
P10
P16
P18
P20
A1
EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
ACC (G)
TIME (sec)
150
100
50
0
-50
120
80
40
0
50
0
100
50
0
100
50
0
15
10
5
0
-5
40
20
0
1.0
0.5
0.0
-0.5
-1.0
20
10
0
-10
-20
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

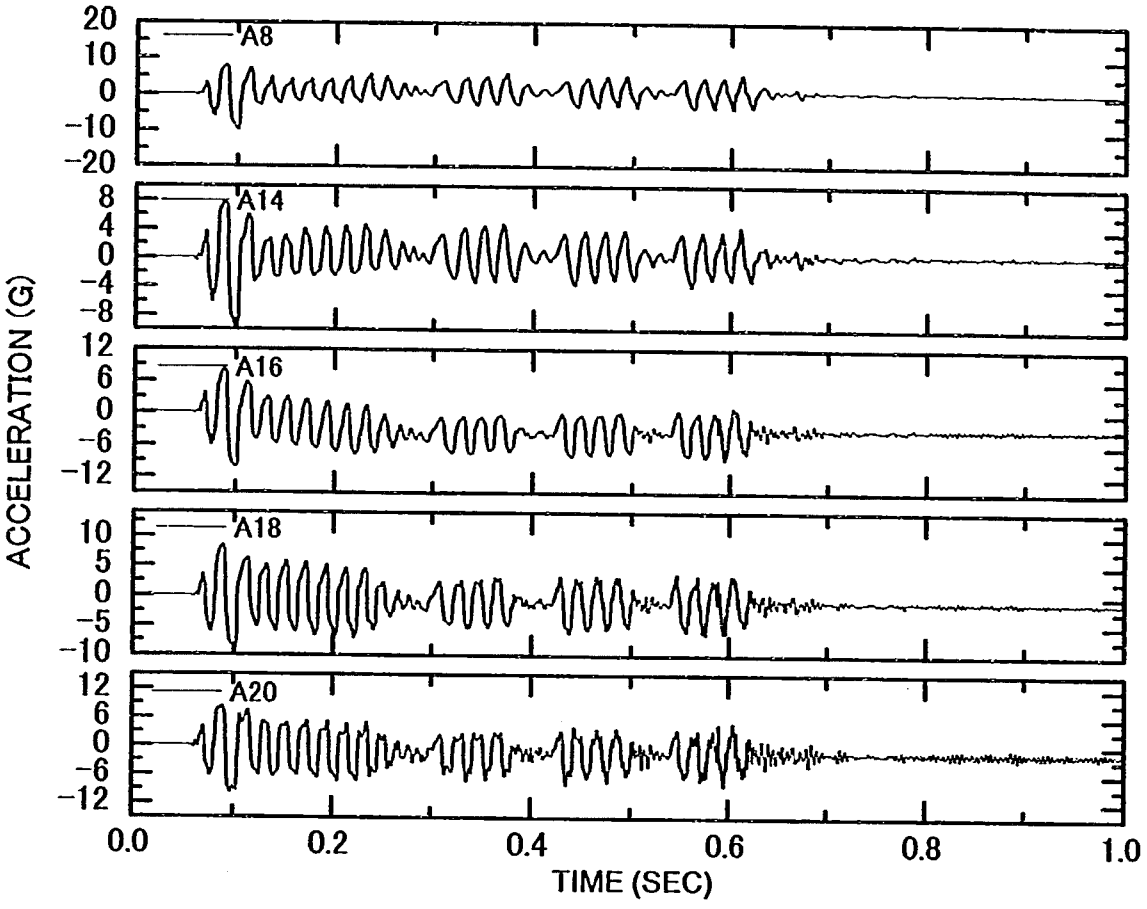

A3
A5
A6
A8
A10
A16
A18
A20
A22
ACCELERATION (G)
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0


ACCELERATION (G)
EARTH PRESSURE INCREMENT (kPa)
A23
A25
S2
S4
S6
S8
S10
S11
S12
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

ケース 11-14
凡 例
・平面図
△ : 間隙水圧計
□ : 加速度計
・正面図
○ : 間隙水圧計
○,□ : 加速度計
・平面図,正面図
← : 変位計
<平面図>
飽和用の筒
盛土天端
T1, DV1
DV2
DV3
DV4
100@3
(飽和用の筒)
130
20@2
300
130
(計測器)
(土槽奥行き)
<正面図>
T1
DV1
DV2
DV3
DV4
A20
A19
江戸崎砂
P, A14
P, A15
P, A16
P, A17
P, A18
P, A9
P, A10
P, A11
P, A12
P, A13
P, A4
P, A5
P, A6
P, A7
P, A8
P, A1
P, A2
P, A3
A29
A28
A27
A26
7号硅砂
A0
砕石
250
360
100
260
(地盤・盛土)
20
40@6
160
50
90
40
10
(計測器)
(土層)
275
130@2
100
115
750
520
200
60
200
520
1500
(計測器)
(盛土)
(土槽長さ)
(単位：mm)
(縮尺：1/10)


ACC(G)
A0
DISPLACEMENT (mm)
DV1
DV2
DV4
T1
EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P1
P2
P3
P4
TIME (sec)


EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P6
80
40
0
P8
120
80
40
0
P14
20
10
0
P16
20
10
0
P18
30
15
0
ACCELERATION (G)
A1
14
7
0
-7
-14
A3
14
7
0
-7
-14
A4
14
7
0
-7
-14
A6
12
6
0
-6
-12
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)


A8
A14
A16
A18
A20
ACCELERATION (G)
TIME (SEC)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0

ケース 11-15

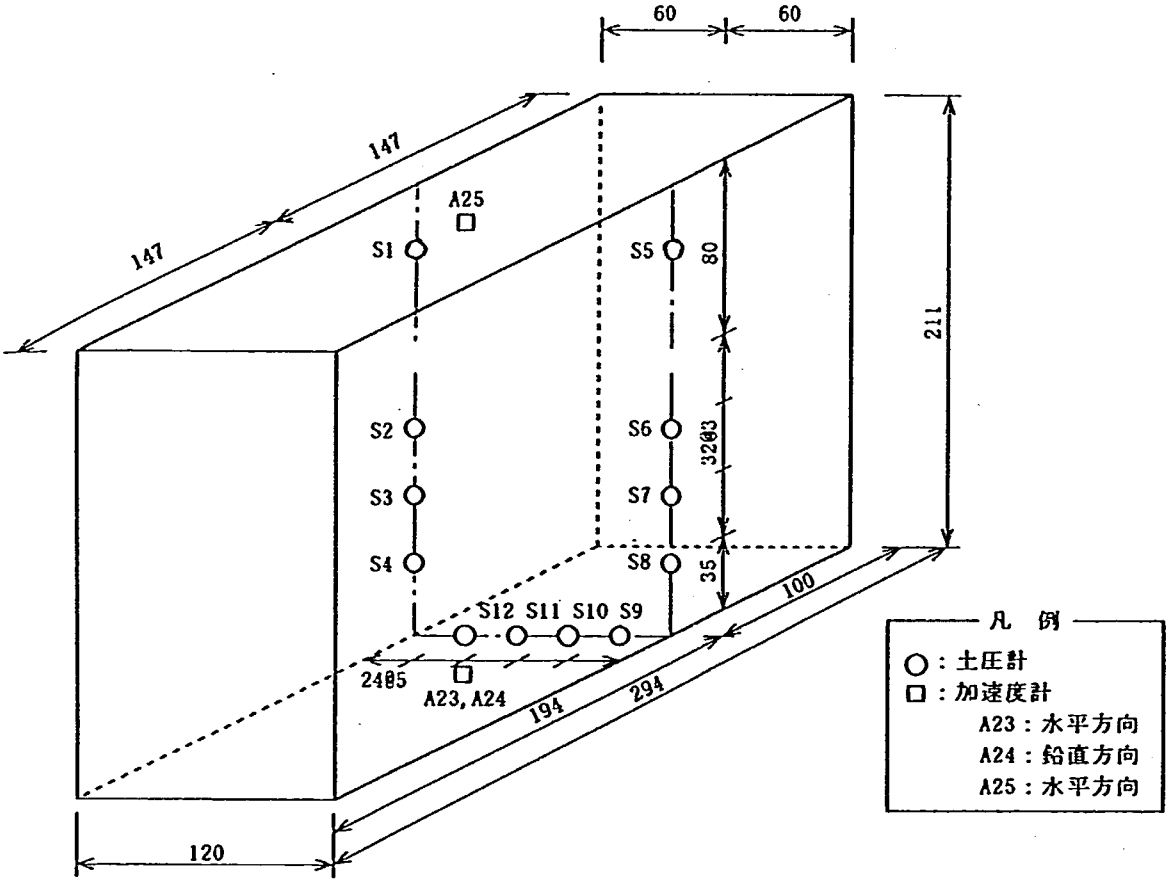
凡　例

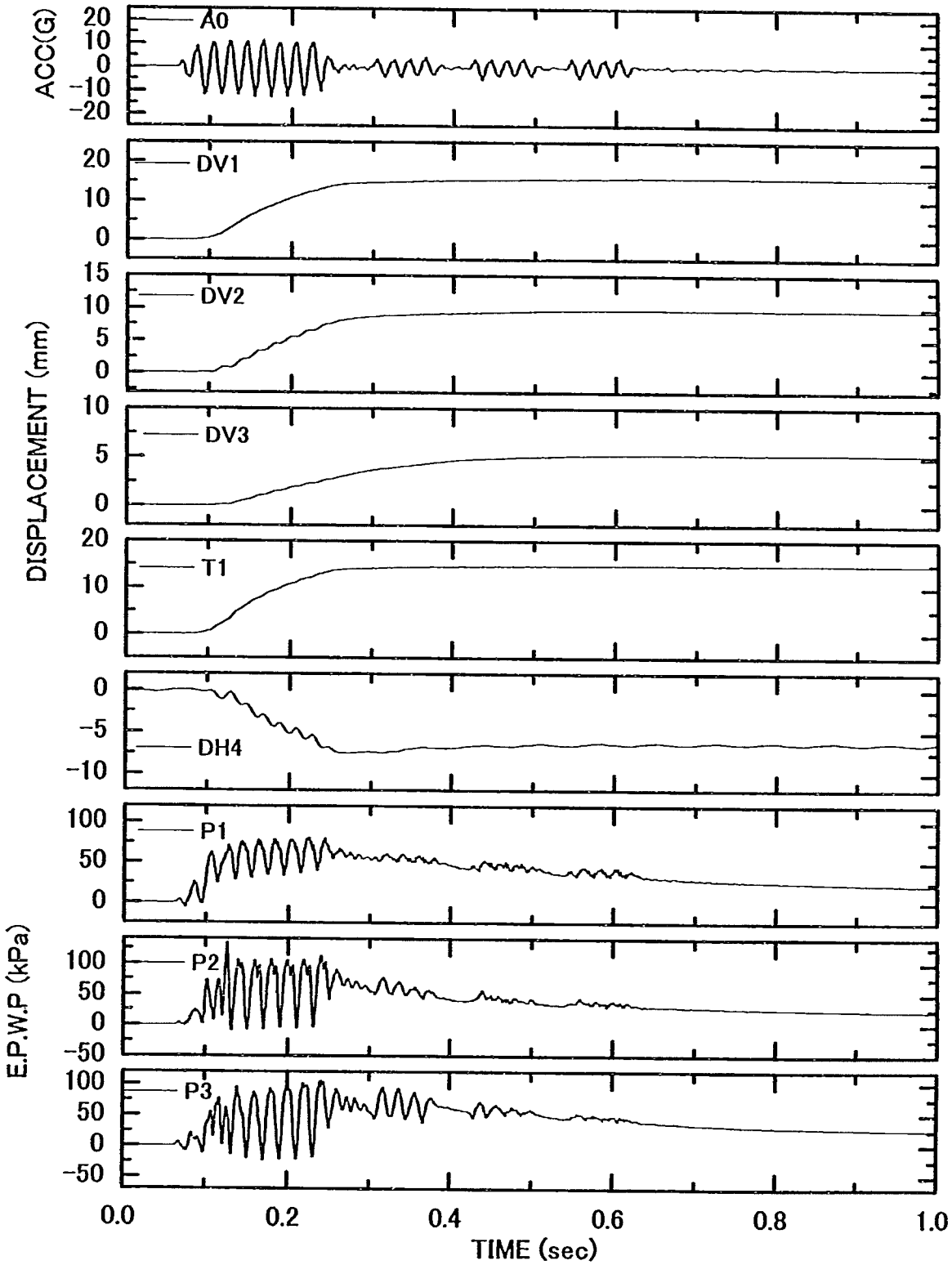
- ・平面図
  - △ ： 間隙水圧計
  - □ ： 加速度計
- ・正面図
  - ○ ： 間隙水圧計
  - ○，□ ： 加速度計
- ・平面図，正面図
  - ← ： 変位計

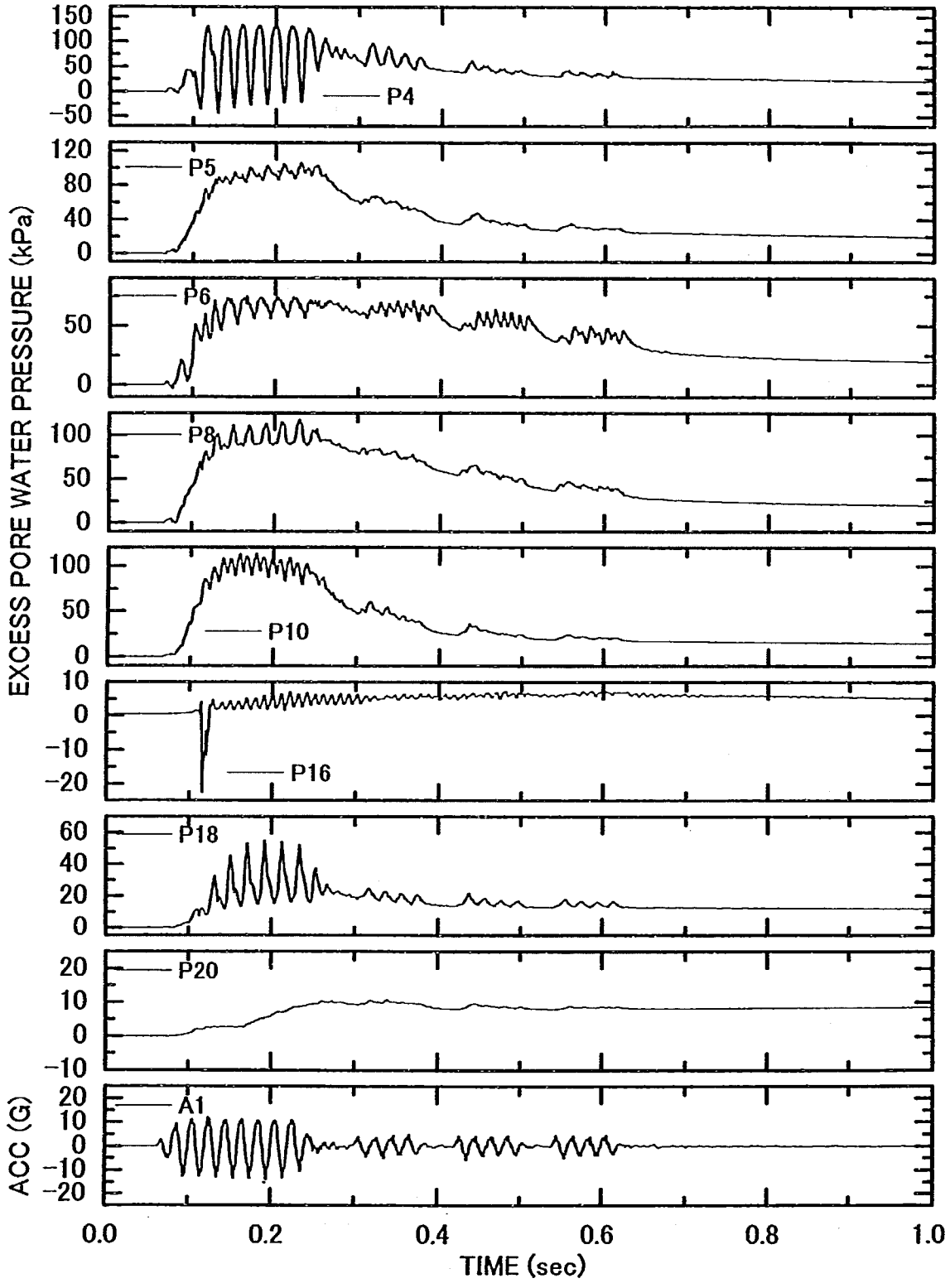
<平面図>

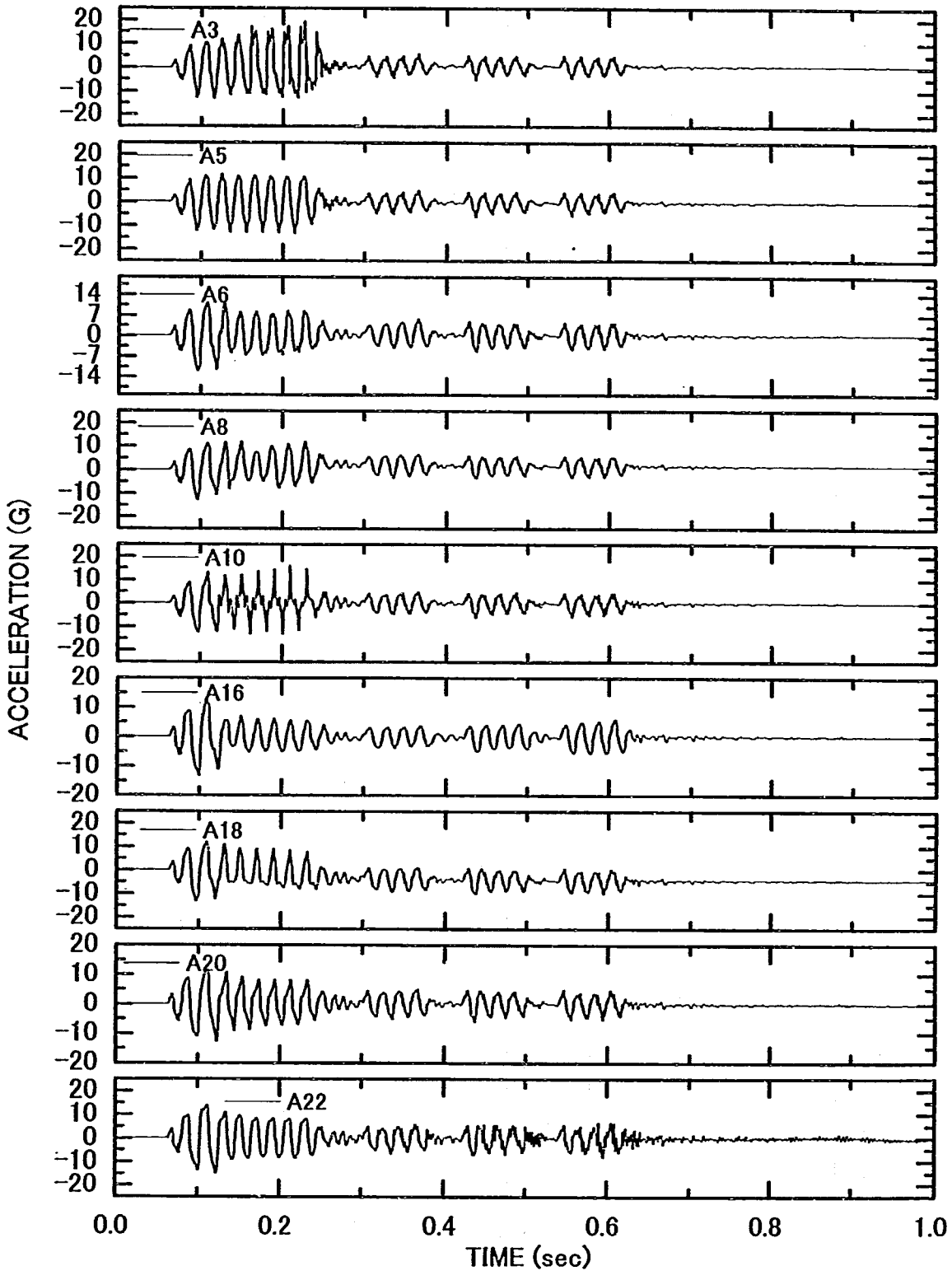
<正面図>

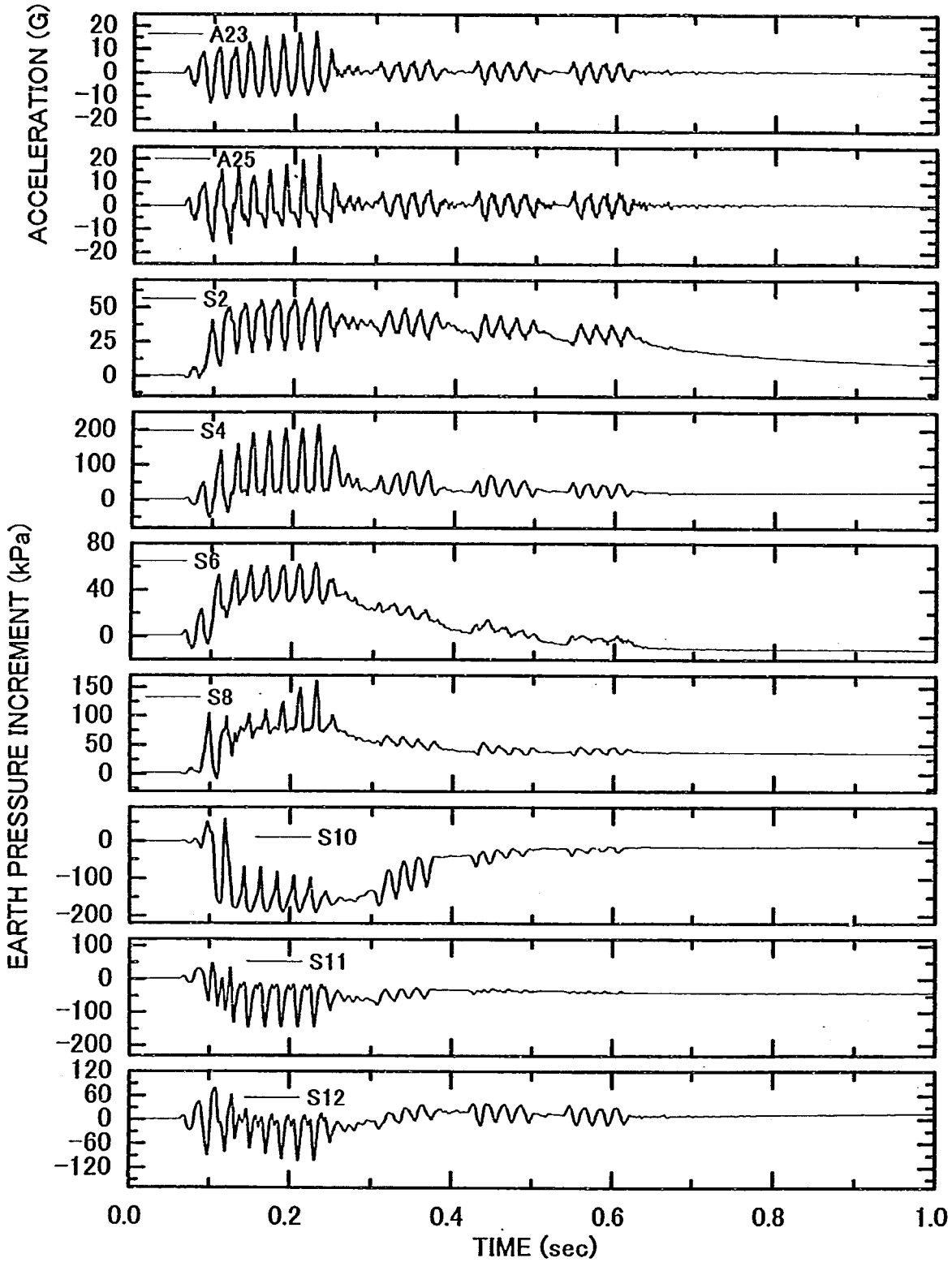
(単位：mm)
(縮尺：1/10)


60
60
147
147
A25
S1
S5
80
211
S2
S6
3283
S3
S7
S4
S8
35
S12 S11 S10 S9
100
2485
A23, A24
194
294
120
凡 例
○：土圧計
□：加速度計
A23：水平方向
A24：鉛直方向
A25：水平方向


ACC(G)
A0
DISPLACEMENT (mm)
DV1
DV2
DV3
T1
DH4
E.P.W.P (kPa)
P1
P2
P3
TIME (sec)


EXCESS PORE WATER PRESSURE (kPa)
P4
P5
P6
P8
P10
P16
P18
P20
A1
ACC (G)
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0


A3
A5
A6
A8
A10
A16
A18
A20
A22
20
10
0
-10
-20
14
7
0
-7
-14
ACCELERATION (G)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
TIME (sec)


ACCELERATION (G)
A23
A25
EARTH PRESSURE INCREMENT (kPa)
S2
S4
S6
S8
S10
S11
S12
TIME (sec)
0.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0