

ため池堤体の耐震安全性 に関する実験研究

平成 30 年 2 月改訂版

兵 庫 県

国立研究開発法人 防災科学技術研究所

国立大学法人 神戸大学

ため池堤体の耐震安全性に関する実験研究

目次

第1章. 背景	1
1.1 はじめに	1
1.2 ため池の地震被害事例と課題	4
1.2.1 平成7年(1995年)兵庫県南部地震	
1.2.2 近年の地震におけるため池被害の概要	
1.2.2 既往の被害に見る課題	
第2章. 既往の研究とため池改修の現状	7
第3章. 実験概要	8
3.1 震動台の仕様および全体工程	8
3.2 土槽	10
3.3 実験対象断面	11
3.4 実験用地盤材料	11
3.4.1 刃金土の物理特性および力学特性	
3.4.2 ランダム材料	
3.4.3 ベントナイトシート of 材料特性	
3.5 試験盛土	15
3.6 堤体の施工および施工管理	19
3.7 計測計画	21
3.8 土槽注水後の浸潤線の把握	25
3.9 加振条件	32
第4章. 加振時時刻歴データ	33
4.1 レベル1地震動による加振実験結果	33
4.2 レベル2地震動による加振実験結果	59
第5章. 加振時動的挙動に関する考察	85
5.1 レベル1地震動	85
5.2 レベル2地震動	85
5.2.1 加振結果の概要	
5.2.2 堤体の変位	
5.2.3 加速度応答	
5.2.4 間隙水圧応答	
5.2.5 クラックの発生と加速度応答について	

第 6 章. 堤体の損傷および残留変形調査	96
6.1 加振前後のコーン貫入抵抗値の比較	96
6.2 損傷状況の確認調査	97
6.3 残留変形の計測	101
第 7 章. まとめ	106
参考文献	107

【改訂履歴】

- 平成 29 年 3 月 初版
- 平成 30 年 2 月 図の凡例等を見直し

<編注>

土地改良事業設計指針「ため池整備」(平成 27 年 5 月)では、ため池の重要度区分について、ため池の下流側の土地利用や地形状況等を調査し、また被害想定範囲や被害対象を考慮して決定することが示されている。重要度は、AA 種が下流側に住宅地やライフライン等があり影響が極めて大きい施設、また A 種及び B 種になるに従い被災による影響が小さい施設とされている。

AA 種はレベル 1 及びレベル 2 地震動に対して検討を行い、A 種はレベル 1 地震動に対して検討を行うものとされ、レベル 1 地震動については、設計震度 0.15 を加味した円弧すべり破壊の検討を行うが、レベル 2 地震動については、動的応答解析あるいは塑性すべり解析（ニューマーク D 法）による耐震性照査を行うため、レベル 1 のような設計震度は指針では示されていない。

本実験では、堤体の動的挙動データ取得及びその後の分析の容易さを考慮して正弦波を採用し、レベル 1 地震動は水平震度 0.15 となるように、またレベル 2 地震動は各情報の集約により水平震度 0.35 以上となるように、それぞれ目標加速度を 150gal 及び 400gal と仮定し加振を行った。なお、本仮定は本実験の範囲内であり、本来設計で扱うべき地震動レベルとは趣旨が異なっている。

	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
本実験研究報告書	5Hz の正弦波。定常部の前後に漸増、漸減部をそれぞれ 2 秒含む計 12 秒の加振。 最大 150gal を目標に加振した結果、最大 177gal の加速度が発生。	5Hz の正弦波。定常部の前後に漸増、漸減部をそれぞれ 2 秒含む計 12 秒の加振。 最大 400gal を目標に加振した結果、最大 471gal の加速度が発生。
土地改良事業設計指針「ため池整備」(平成 27 年 5 月)	施設の供用期間内に 1~2 度発生する確率の地震動。 設計震度は 0.15 を使用（兵庫県は全域が強震帯地域に区分されている）。	発生する確率は低い地震動強さの大きな地震動。 入力地震動の設定にあたっては、想定される地震断層により生じる地震動、既往の地震動、地域の防災計画において想定されている地震動等の情報を十分に収集し、検討。



写真 加振前の試験体全景（E-ディフェンス震動台上）



写真 加振前の試験体全景（E-ディフェンス震動台上）

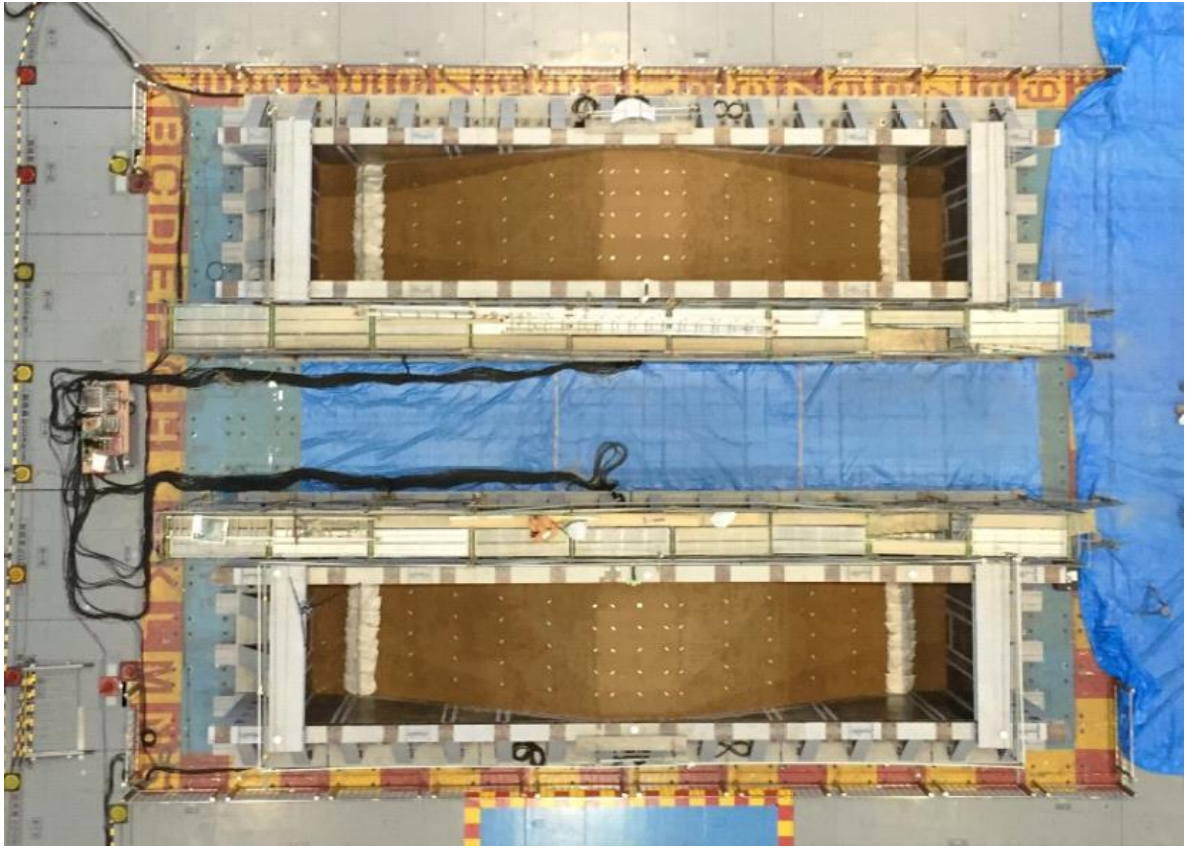


写真 堤体の完成状況（水張り前、真上から撮影）



写真 堤体上流部に注水後の状況

第1章 背景

1.1 はじめに

兵庫県には約 3 万 8 千箇所という都道府県別では全国最多のため池数があり(平成 27 年 4 月時点・全国で約 20 万箇所)、特に年間雨量が少ない淡路島や瀬戸内側に偏在している。兵庫県の農地は 9 割以上が水田であり、ため池はその約 5 割を潤す水田農業を支える貴重な農業用水の水源施設である。しかし、その多くは江戸時代から明治時代にかけて築造されており、老朽化したため池も多い。

近年におけるため池の地震時被災事例としては、平成 7 年兵庫県南部地震(阪神・淡路大震災)において、兵庫県内のため池のうち約 60%が震央から半径 30km の範囲に集中しており多くの被害が発生したが、特に、淡路島北部に被災ため池が集中していた。淡路島のため池は、多くが谷地形の農地の上部に設置されており、決壊すれば下流へ被害を及ぼすことが想像されたが、淡路島及び兵庫県内で決壊による人命への被害はなかった。ため池の多くは、前年の異常渇水により貯水位がかなり低かったため、堤体が損傷を受けても決壊等による二次被害が生じなかったという面もあった。一方、平成 23 年の東日本大震災では、東北地方で多くのため池堤体が地震動で被災し、福島県を例にとると、藤沼貯水池、青田新池及び中池では決壊に至っている。特に藤沼貯水池では堤防が決壊することで大量の濁流が流下し、下流側で 7 名死亡、1 名行方不明という惨事となった。

南海トラフ地震の今後 30 年以内の発生確率は 70%程度とされており、南海トラフ等の大規模地震への備えが必要である。兵庫県は、ため池点検や水害対策(老朽化対策)に加え、耐震調査や地震対策にも取り組んでいるが、対策必要箇所は今後増える見込みであり、計画的にため池改修を進めていく必要がある。

ため池の改修では、刃金土(はがねど)という粘性土を遮水材料として上流側に用いる「前刃金(まえはがね)工法」の採用が一般的である。しかし近年、住宅地などに隣接するため池の改修時に、大型車両での土搬入に対して住民の理解が得られないことなどがあり、前刃金工法の代替として、ベントナイト系シートを用いる「遮水シート工法」を採用する事例がある。兵庫県では平成 14 年度から同工法を採用し始めており、平成 27 年度時点で 15 の池で改修完了または改修実施中である。また、地域によっては良質な刃金土の入手が困難になりつつある地域もあり、将来的に刃金土の入手が困難となった場合において、遮水シート工法は代替工法の一つとなり得る。

しかしながら、遮水シート工法で改修した堤体は、シートの存在を計算要素に組み込むなどした耐震性能の評価手法が確立していないのが現状である。そこで、本研究はベントナイト系シートを用いる遮水シート工法で改修されたため池堤体の耐震安全性を検証する目的で、防災科学技術研究所の実大三次元震動破壊実験施設(E・ディフェンス)を用いて、堤高 3m の実大規模ため池堤体を対象に、前刃金工法による堤体と遮水シート工法による堤体を並置して加振する比較実験を実施した。

前刃金工法が困難である場合の対応や遮水シート工法に関する課題は、兵庫県のみならず日本全国のため池を有する自治体が抱えており、前刃金工法の耐震性に関して

実験で合わせて得られた知見も含め、本研究成果の展開が期待される。

なお本研究は「E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会（岡田恒男委員長）」の助言を受け、国立研究開発法人防災科学技術研究所と兵庫県との共同研究及び兵庫県と神戸大学の協力型共同研究のもとに実施された。

E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会 名簿

	氏名	役職
委員長	岡田 恒男	東京大学名誉教授 (財)日本建築防災協会理事長
副委員長	沖村 孝	神戸大学名誉教授 建設工学研究所常務理事
委員	内田 直樹	元神戸大学教授
委員	梶原 浩一	国立研究開発法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター長
委員	福本 早苗	武庫川女子大学教授、 元大林組設計部長
委員	高橋 伸明	(公社)兵庫県建築士会会長
アドバイザー	木全 卓	大阪府立大学大学院生命環境科学研究科 講師

(役職名等は平成28年3月時点)

執筆・実験関係者名簿

神戸大学

河端 俊典	神戸大学大学院農学研究科食料共生システム学専攻	教授
澤田 豊	神戸大学大学院農学研究科食料共生システム学専攻	助教
澁谷 啓	神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻	教授
片岡沙都紀	神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻	助教

国立研究開発法人防災科学技術研究所

梶原 浩一	防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター	センター長
中澤 博志	防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター	主幹研究員
山下 拓三	防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター	研究員

兵庫県

河本 要	企画県民部防災企画局防災企画課	防災計画参事
藤原 大輔	企画県民部防災企画局防災企画課	防災計画班長
古林 智宏	企画県民部防災企画局防災企画課	防災計画班主査
森脇 馨	農政環境部農林水産局農村環境長	室長
谷垣 和彦	農政環境部農林水産局農村環境室	ため池水利班長
野村 純数	農政環境部農林水産局農村環境室	ため池水利班主査
小田 哲也	農政環境部農林水産局農村環境室	ため池水利班主任

(役職名等は平成 28 年 3 月時点)



写真 兵庫県内ため池の空中撮影

1.2 ため池の地震被害事例と課題

平成7年(1995年)兵庫県南部地震における兵庫県内のため池被害事例とその特徴を詳述する。また、その他近年の被害地震における被害事例を以下にまとめる。

1.2.1 平成7年(1995年)兵庫県南部地震

兵庫県農林水産部農地整備課(1996)資料²⁾によると、平成6年時点で兵庫県には約51,000箇所のため池があり、その数は全国一であった。これらのため池のうち県内の約60%が平成7年1月発生の兵庫県南部地震(最大震度7)の震源地から半径30kmの範囲に集中しており、ため池に被害が多く発生した。被災ため池の分布は図1のとおりであり、被災ため池1,362箇所のうち、震源地から半径10kmの範囲に約10%、20kmの範囲に約45%、30kmの範囲に約85%が分布していた。被災ため池1,362箇所のうち961箇所が淡路島であり、特に淡路島北部に集中していた。淡路島のため池は中小規模で、谷地形の農地の上部に設置されているものが多く、決壊すれば下流へ大きな被害を及ぼすこととなるが、淡路島及び県内で決壊による人命への被害はなかった。

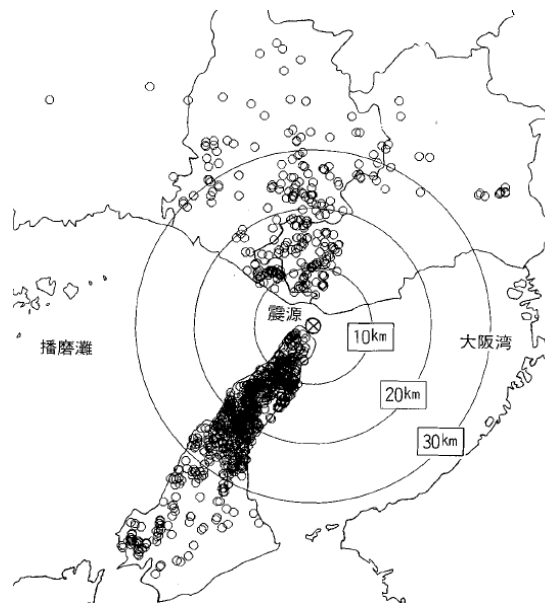


図1 被災ため池の分布

ため池の被災状況は、堤体における前法の滑落、ひび割れ(内部までの亀裂)等の被害が主であった。堤体軸に平行の亀裂が大半で、被災の大きなため池では堤体全体が崩壊したものもあった。また、堤体と固有震動数の異なる構造物の上部や、応力の集中する部分に横断方向(上流側と下流側を結ぶ方向)のクラックが発生した。強い水平震動に加えて垂直方向の地震動がため池堤体に非常に大きな衝撃を加えたと考えられ、これらの強烈な収縮・引張り・せん断により被害が生じたと想定されている。試掘調査を行った結果では、表面的には小さなクラックでも、堤体内部では多数の亀裂が発生しており、堤体内部の構造が乱れていたことが確認された。ため池の多くは、前年の異常渇水により貯水位がかなり低かったため、堤体がこれらの損傷を受けても決壊等による二次被害が生じなかったが、



写真 1 二六池の被災状況

被災しているにもかかわらず何も対応しないまま急激に貯水を行った場合、決壊等甚大な被害が生じる恐れがあった。被災後、日を追うごとに余震や降雨により頂部の亀裂開口幅が縮小していくため池もあれば、逆に拡大していくため池もあり、基礎地盤や僅かの土性の違い等により種々の変化が表れたが、地震後数ヶ月を経ても、表面に亀裂が明瞭に残っているものが殆どであった。

具体事例では、小野市の二六池（にろくいけ）では堤体前法に垂直の完全な滑落が生じた。写真 1 に示すように、二六池は均一型のため池であり、地震発生直後はほぼ満水で、地震動により堤体中央部から前法側へ垂直に滑落し、堤体 97m の全長に渡って 4m の段差が生じ、非常に危険な状態となった。このためポンプによる強制排水により水位を下げるとともに、降雨による二次災害防止のために応急工事により堤体開削、洪水吐の施工により決壊が未然に防がれた。

また、現在主流の工法である前刃金工法によるため池にも被害発生事例があった。例えば、写真 2 に示す神戸市西区の小鳥喰池（ことりばみいけ）では、堤体頂部に開口幅 20～260mm、段差 50～250mm の縦断方向亀裂が長さ約 80m に渡り連続的に生じた。また、堤体が前法側に押し出されたことにより、制波ブロックに沈下、隆起、段差が生じ、堤体が不安定な状況下におかれ、更に取水施設の斜樋コンクリートに亀裂が生じるなどした。同じく写真 3 に示す前刃金工法の小野市の鶴池（つるいけ）では、堤体頂部の縦断方向に長さ 12.5m、横断方向 2 か所に開口幅 1～6cm の亀裂が生じた。また、制波ブロックにも幅 1cm 前後の亀裂や目地ずれが生じたほか、取水施設では底樋（HP φ 900mm）の上流部及び斜樋管取付部にも亀裂が確認されたが、洪水吐に特に異状は見られなかった。

兵庫県南部地震では、前年からの干ばつの影響でため池に貯水が少なく、更にこの地震による被災により作付け用水の不足が心配されたため、兵庫県では二次災害に対する危険防止のための応急工事を進めるとともに、植付けまでの降雨を貯水するため、早期復旧・応急復旧が進められた³⁾。

1.2.2 近年の地震におけるため池被害の概要

ため池の地震被害に関して、谷・長谷川⁴⁾は、日本海中部地震を中心に合計 5 つの地震について、既往の文献・資料・現地調査から整理および考察をしている。これによると、斜面滑り・はらみ出しは、上流側が下流側に比べて倍程度の発生を示していること、基礎



写真2 小鳥喰池の被災状況



写真3 鶴池の被災状況

地盤や堤体土が砂質土の場合、被害率が高いこと、地震時の貯水率が高いため池は大きな被害に結び付きやすいこと等が示されている。

また、2011年東北地方太平洋沖地震では、福島県のため池3,730カ所の内およそ20%に相当する745カ所のため池において、滑り・はらみ出し等の被害が報告され、うち藤沼貯水池、青田新池、中池は決壊に至っている⁵⁾。特に、藤沼貯水池の破堤で約150万トンの濁流が流下し、7名の尊い命が奪われたことは、未だに記憶に新しい。

2016年4月の熊本地震では、熊本県益城町で震度7が連続で発生する等、今までにない一連の地震が頻発し、甚大な被害に見舞われた。「平成28年(2016年)熊本地震の農林水産業関係被害の状況」⁶⁾を確認すると、熊本県内の点検対象である122箇所のため池のうち、109箇所は異常が無く、クラック等の変状が確認されたのは、大切畑ため池を始めとする13箇所であったことが示されている。発災時の対応として、変状が認められたため池については、安全上の観点から一定の水位まで低下させ、ブルーシート養生による応急措置が施されたようである。

1.2.3 既往の被害に見る課題

上述の調査・研究や被災事例を俯瞰すると、ため池堤体は、崩壊や大規模な損傷に至るケースもあるが、大半は天端でのクラック発生が主であったものと判断される。しかし、一見軽微であるように見えても、1995年兵庫県南部地震での事例にあるように、堤体内部構造が損傷していたケースも見受けられる。この事実から類推すると、被災程度が軽微と判断されても、実際には破堤・決壊に繋がる可能性を秘めていた堤体は想像以上に存在していたことも考えられる。したがって、地震時の安定性だけでなく、地震後の被害拡大の可能性を迅速に判断するための評価方法を検討しておく必要があるものと思われる。南海トラフ地震の脅威が迫る中、ため池改修において、堤体の耐震性を考慮することは極めて重要な課題である。

第2章 既往の研究とため池改修の現状

堤体をはじめとする盛土構造物の耐震性に関する既往の研究は、これまで実験的、解析的および理論的に多数実施されており、貯水時のアースダムの動的挙動に関する研究も散見される^{7)~10)}。しかし、遮水シート工法による改修ため池を対象とした研究は、小型模型実験^{11), 12)}を除いて皆無である。

ため池の種類については、山間や丘陵地で谷をせき止めて作られた谷池、および平地の窪地の周囲に築堤して作られた皿池がある。いずれにしても、先述の通り、ため池堤体改修では前刃金工法が一般的であるが、近年、良質な刃金土の確保が難しくなっている。また、上記のため池の形式、現場によっては、ダンプトラックなどの大型車両による土の搬入が困難な場合もある。土地改良事業設計指針「ため池整備」¹³⁾では、遮水性材料の入手が困難な場合、合成ゴム系シートや合成樹脂系シート等を用いた表面遮水壁型による改修方法が示されている。一方、廃棄物処分場において実績を有するベントナイト系シートをため池の遮水材として採用する事例が見られる。軽量で運搬コストの低下が期待できるほか、供給量や品質も安定している。近年、厚さ数 mm のベントナイト層を織布等で挟み込んだ遮水シートを階段状に設置し覆土する施工方法の採用が増えつつある（写真 4）。本工法は、廃棄物最終処分場の遮水工として実績のある、ジオメンブレンと粘土ライナー（ジオシンセティッククレイライナー、Geosynthetic Clay Liner、以下「GCL」という。）を、ため池堤体の遮水工として適用するものである。既往の研究において、GCL のせん断特性や透水性について知見が得られている^{14)~16)}。



写真 4 ベントナイト系遮水シートの現場施工状況

第3章 実験概要

前述の通り、ベントナイトシートを用いて改修されるため池堤体の地震時安全性を検証する目的で、防災科学技術研究所所有の実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）を用いた堤高 3m を有する実大規模ため池堤体の加振実験を実施した。本実験は、前刃金工法および遮水シート工法で改修されたため池堤体の同時加振による実大規模震動実験であり、最終的な震動実験に至るまで、堤体地盤材料、ベントナイトシートの物理・力学試験¹⁶⁾、小型模型実験・数値解析による実験時の挙動予測¹²⁾および試験施工による施工要領の策定を行った。また、これらの検討の間、本震動実験専用として、大型土槽 2 基を作製した。以下に、実験の段取りから実施に至るまでの予備検討を含めた概要について述べる。

3.1 震動台の仕様および全体工程

本実験は、前刃金工法および遮水シート工法で改修されたため池堤体の同時加振による実大規模震動実験である。前述の通り、震動実験に至るまでの各段階での検討を経て、本震動実験専用として大型土槽 2 基を作製した。製作にあたり、設計時には加振時の土槽本体の剛性の確保、製作にあたっては、実験条件として湛水部を設けることから、水密性確認調査を行った。

震動実験の実施にあたり、写真 5 に示す防災科学技術研究所所有の実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）の震動台を用いた。震動台施設の仕様を表 1 に示すとおりであり、最大搭載質量 1,200t、最大質量搭載時の最大加速度は水平 900cm/s²、鉛直 1,500cm/s²、最大変位は水平±100cm、鉛直±50cm であり、堤高 3m を有する実大規模のため池堤体の地震時の破壊挙動を再現するには十分な性能を有している。

表 1 震動台の仕様

項目	仕様	
最大搭載質量	12MN (1,200 tonf)	
搭載面積	20m × 15m	
駆動方式	アキュムレータ蓄圧／電気油圧制御	
加振方向	水平(X,Y)	鉛直(Z)
最大加速度	900cm/s ² 以上	1500cm/s ² 以上
(最大質量搭載時)		
最大速度	200 cm/s	70 cm/s
最大変位	±100 cm	±50 cm
許容モーメント	水平軸周り	鉛直軸周り
	150MN・m 以上	40MN・m 以上

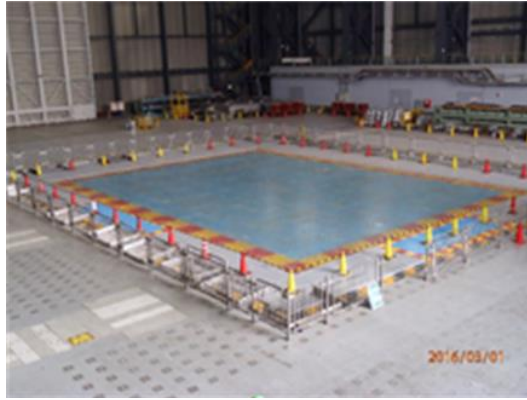


写真5 E-ディフェンスの震動台

実験工程に関しては、平成27年度中に、ベントナイトシートの物理・力学試験および小型模型実験を実施し、平成27年6月より、実大実験の協議を開始した。その後、数値解析による実験時の挙動予測を検討しながら、同年8月には、「E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会（岡田恒男委員長）」に実験概要を諮った。また、堤体地盤材料の選定を行いつつ、同年12月より、鋼製土槽2基分のパーツの工場製作に取り掛かった。平成28年2月には、試験体堤体築造前の試験施工を実施し、締固め管理に関する施工要領の策定を行った。また、写真6に示すように、土槽パーツをE-ディフェンスの屋外ヤードに持ち込み、組み立て工事を開始し、2月一杯でその工事を終えた。最終的には、平成28年2月29日より震動台の占有が始まったことから、写真7に示すように、震動台上に土槽2基を移設・設置し、堤体の築造を開始した。築堤についての詳細は後述するが、試験盛土終了後、大型土嚢に封入した土をダンプトラックで実験棟内に運搬し、土槽内で1:1.5の法面勾配の盛土となるよう成形した。その後、湛水部に水を注入し、3日後の3月17-18日にかけて、加振実験を実施した。

実験に際し、堤体の造成・締固めおよび品質管理、注水・飽和過程、測量による加振前の状態確認、レベル1・レベル2入力地震動による加振実験、加振後の残留変形計測および損傷観察を経て、湛水部の水抜きを行い、最終的に、震動台上から土槽を撤去しすべての工程を終えた。



写真6 土槽組立状況



写真7 土槽設置状況¹⁷⁾

3.2 土槽

本実験に供した2基の土槽は本実験専用の土槽であり、工場製作による1基当たり6つのパーツからなる。これらをE-ディフェンスの屋外作業ヤードで組立・溶接を経て水密性を確認し、図2に示すように、内寸法が幅12.59m、高さ3.55m、奥行き2.50mの鋼製土槽(105t/基)を製作した。FEMによる部材の加振時の性能確認を行い、少なくとも1Gの加振力に耐え得る剛性を有していることを確認した。

本実験では、写真7に示したように、2基の土槽を震動台に並設し、土槽上部に補強用と計測用を兼ねたH鋼を多数設置した。また、水の飛散による外部への流出を防止するため、湛水側の一部をビニールシートで覆うとともに、水面に消波材を設置した。

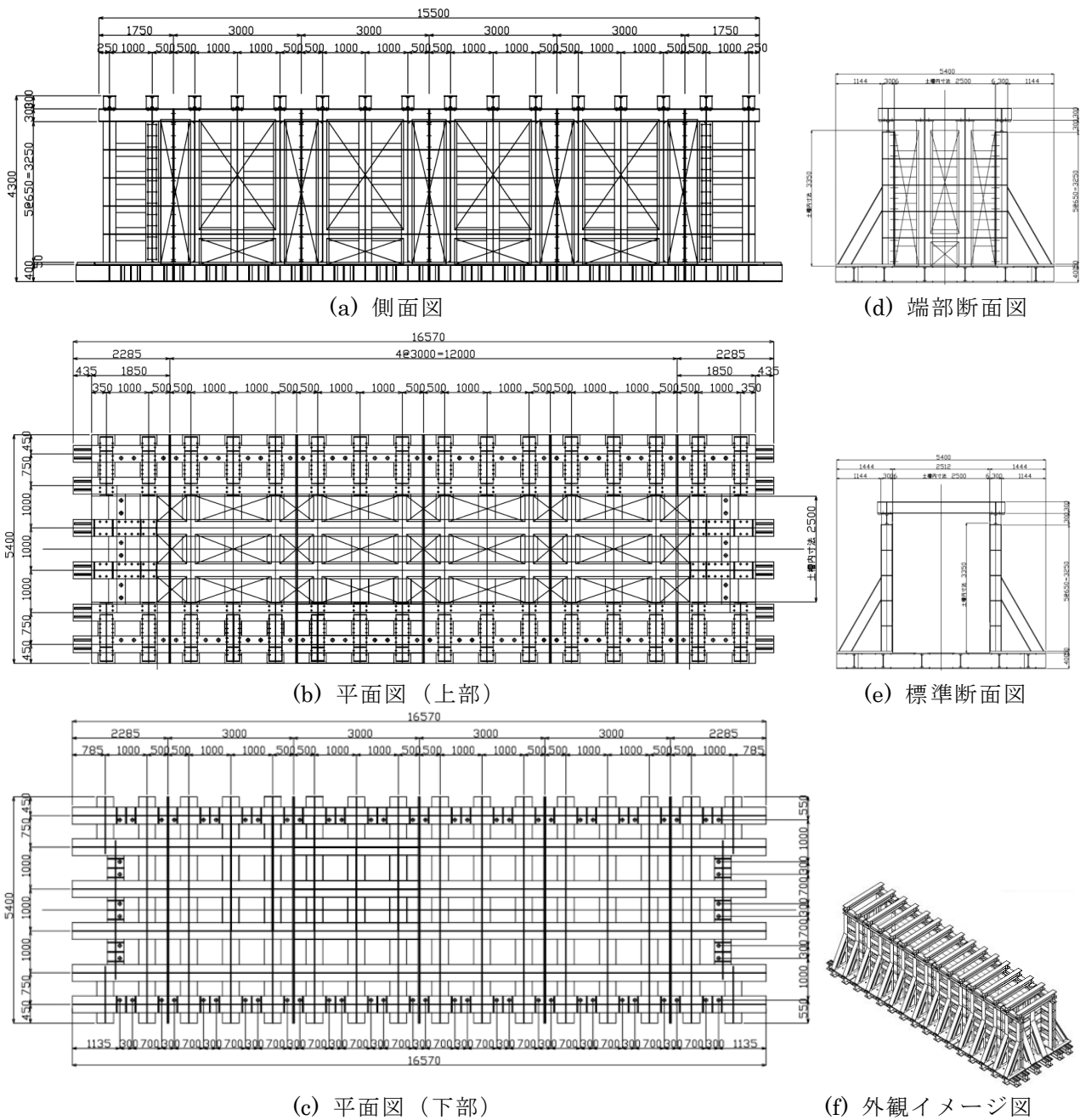


図2 土槽詳細図

3.3 実験対象断面

実験対象断面を図 3 に示す。実験では 2 つの堤体を同時に加振した。一方は前刃金工法で改修されたため池で、他方は遮水シート（ベントナイトシート，GCL）で改修されたため池である。堤高 3m，天端幅 1.5m，法面勾配 1:1.5，基盤層 0.2m で，上流側には水位 2.5m の湛水部がある。

3.4 実験用地盤材料

3.4.1 刃金土の物理特性および力学特性

図 3 に示すように，前刃金工法で改修された堤体の上流側には，刃金土と呼ばれる粘性土が用いられる。本実験では，刃金土として，兵庫県小野市で採取した礫混じりの粘性土を用いた。粒径加積曲線を図 4（図中の□印），締固め曲線を図 5（図中の□印），透水試験の結果を表 2，および三軸試験による強度定数を表 3 に示す。表 2 より，最大粒径 2mm と 19mm の試験結果を比較すると，刃金土は 1 オーダー程度後者の透水係数の方が大きいことがわかる。

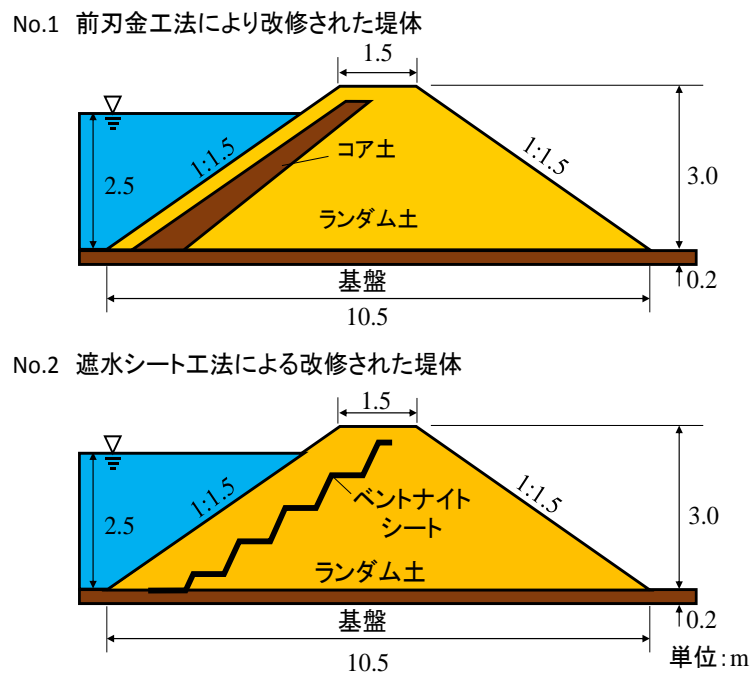


図 3 試験体断面模式図

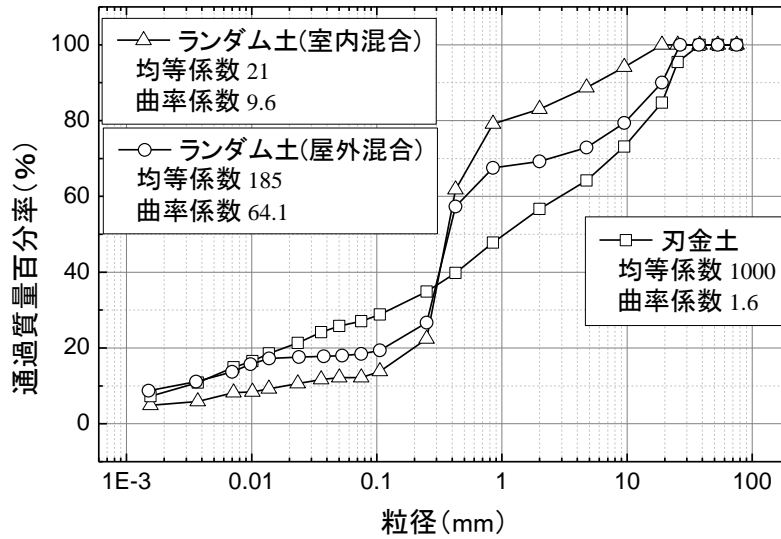


図4 堤体材料の粒径加積曲線¹⁷⁾

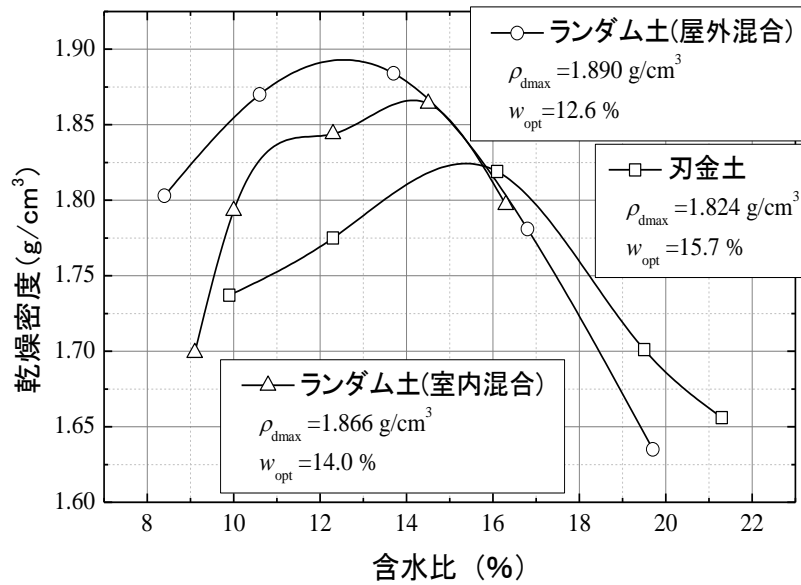


図5 堤体材料の締固め曲線 (A-b 法)¹⁷⁾

表2 透水試験結果¹⁷⁾

材料の種類	透水係数 (m/s)
刃金土のみ (最大粒径 2mm)	6.80×10^{-7}
刃金土と砂の混合土 (室内混合) (刃金土の最大粒径 2mm)	3.06×10^{-6}
刃金土のみ (最大粒径 19mm)	9.42×10^{-6}
刃金土と砂の混合土 (室内混合) (刃金土の最大粒径 19mm)	2.39×10^{-5}

表3 三軸圧縮試験 (CUB) 結果¹⁷⁾

材料の種類	c' (kN/m ²)	ϕ (°)
刃金土のみ (D 値 90%)	38.4	33.2
刃金土と砂の混合土 (室内混合) (刃金土の最大粒径 2mm, D 値 86%)	6.1	35.5



(a) ふるいによる攪拌



(b) バケットでのすり潰し

写真 8 土砂攪拌状況

3.4.2 ランダム材料

本実験では、ランダム材料として、刃金土と砂の混合土を使用した。砂を混合する目的は、ランダム材料の透水性を高めることであった。当初計画では、湛水後短期間（3・4日程度）で堤体内部（特に上流側）に水を浸透させることが不可欠であった。また、東日本大震災や既往の地震において、砂質土の方が粘性土よりも被害率が高いという報告^{3),4)}や、遮水シート工法の改修において、シート上流側の覆土に既設堤体の砂質土が使用される可能性もあることから、砂と刃金土の混合土をランダム材料とした。砂には京都府で採取される掛津珪砂を用いた。

最初に室内にて、刃金土と掛津珪砂を質量比 1:1 で混合（室内混合土）し、各種室内試験を実施した。刃金土のみの場合と同様に、混合土の粒径加積曲線を図 4（図中の△○印）、締固め曲線を図 5（図中の△○印）、透水試験の結果を表 2、および三軸試験による強度定数を表 3 に併記した。表 2 より、砂を混合することにより、透水係数が 2.5～4.5 倍程度上昇していることがわかる。なお、後述の事前解析では、室内で混合した質量比 1:1 の混合土のパラメータを用いた。

実験には大量のランダム材料を用いるため、写真 1 に示すように、屋外にて、バックホウ（0.45m³のスケルトンバケット）を使用し、ふるいによる攪拌とすり潰しによる練混ぜを行い、混合土を作製した（写真 8）。

後述する事前解析の結果、刃金土と掛津珪砂の割合を質量比 1:1 程度で混合すれば、所定の透水性が得られることがわかった。しかしながら、屋外で 2m 程度の盛土を実施したところ、質量比 1:1 の混合土では、粘着力不足により、斜面勾配を維持することが極めて難しいと判断された。そこで、刃金土と掛津珪砂を体積比で 1:1 程度となるように屋外混合土を作製した。この場合の混合土の粒径加積曲線と締固め曲線も図 4 および図 5 にそれぞれ示されている。なお、塑性指数 I_p は NP であり、屋外混合土で作製された締固め度 97% および含水比 9%（最適含水比より乾燥側）の供試体の一軸圧縮試験の結果、非排水せん断強さは 35.3kN/m²であった。また、同様に液状化試験を実施したが、図 6 に示すように、液状化強度 R_{L20} が 0.641 と非常に大きい値が得られた。

実験後には、堤体天端におけるブロックサンプリング試料による一軸圧縮試験および再構成試料による動的変形試験を実施した。事前検討と含水比等の条件が異なるため直接の

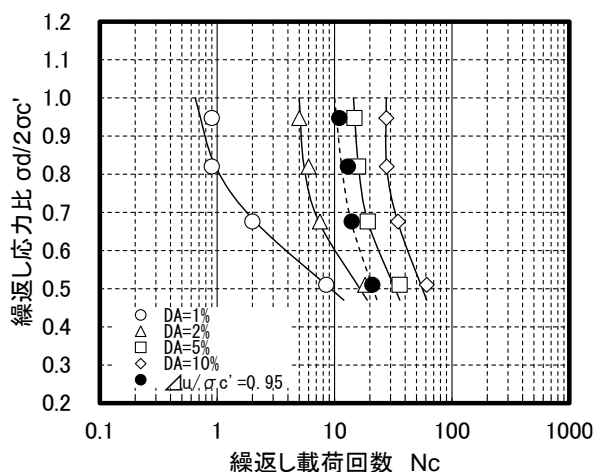


図 6 液状化試験結果

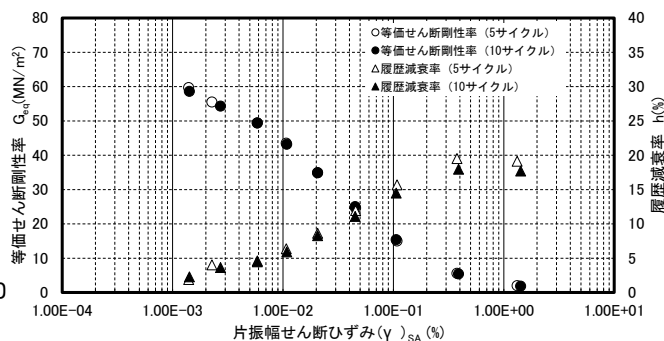


図 7 動的変形試験結果

比較が難しいが、含水比が 9.5% で非排水せん断強さは 8.3kN/m^2 であった。また、参考までに、動的変形試験結果を図 7 に示す。

3.4.3 ベントナイトシートの特長

本実験で用いられたベントナイトシートの概要図を図 8 に示し、表 4 に力学特性等の性能を示す。また、刃金土とベントナイトシートとの摩擦特性については、既往の研究¹⁶⁾において、一面せん断試験より別途検討されている。シート内部にせん断面を設定した場合の一面せん断試験から、粘着力 15kN/m^2 、せん断抵抗角 28° が得られている。また、シートの織布面と刃金土の間にせん断面を設定した試験から、粘着力 0kN/m^2 、せん断抵抗角は 34° が得られている。本実験の応力レベルを考慮すると、シート織布面と刃金土の境界が弱部と考えられる。しかしながら、本実験では、シートの覆土として、刃金土ではなく、ランダム材料を使用したため、摩擦特性が若干異なる可能性がある。

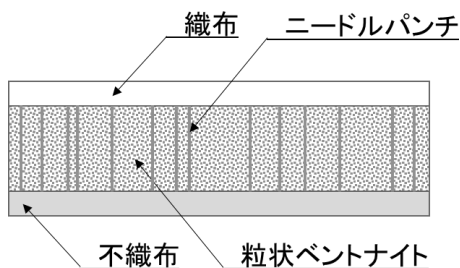


図 8 ベントナイトシートの概要

表 4 ベントナイトシートの性能

試験項目	試験結果		試験方法
	たて	よこ	
引張強さ kN/m	13.2	16.7	J I S L 1908 準拠 試験片：5 c m×2 5 c m
伸び率 %	115	91.1	
引裂強さ N	192	203	J I S L 1096 準拠 シングルタング法 試験片：5 c m×2 5 c m
はく離強さ N/m	918	638	定速伸長形引張試験機使用 引張速度：100m m / min 試験片：5 c m×2 0 c m
厚さ mm	8.29		J I S L 1908 準拠 押圧荷重 2 k P a
質量 g/m ²	5720		J I S L 1908 準拠
貫入抵抗 N	518		A S T M D 4833
膨潤力 ml/2g	24.0		J B A S - 1 0 4 - 7 7 準拠 試料を2 g 採取し、精製水1 0 0 mlを 入れたメスシリンダーに沈着させ、 2 4 時間放置後に容器内に堆積した 見かけ容積を膨潤力とする。

(温度 2 0 ° C 湿度 6 5 % R H)

3.5 試験盛土

堤体を所定密度とするため、試験盛土を作製し締固め回数を決定した。試験盛土は図 9 に示すように、含水比調整されたランダム材料を用いて、基盤（およそ 20cm）の上に所定の転圧回数（0, 4, 6, 8, 10）の盛土を 2 層造成（盛土厚 40cm）し、密度試験を実施した。密度は RI 計器および砂置換法による土の密度試験により、各回数につき 3 地点計測した。また、敷均しはバックホウ及び人力で敷均し（巻き出し厚 25cm）、転圧機械は 800kg のハンドローラー（写真 9）を使用した。盛土試験の結果を表 5 および表 6 にそれぞれ示す。これらの結果に基づき、図 10 に転圧回数と締固め度の関係を示す。同図より、6 回の転圧回数で締固め度が平均 95% を超えることから、本実験では、締固め回数を 6 回と定めた。また、仕上げ層厚を 20cm にするための巻き出し厚は 23cm であることがわかった。なお、土槽の壁面付近などハンドローラーで締固めが困難な場所については、プレート（写真 10）で締め固める必要があるため、6 回、8 回転圧に対する密度を RI 計器により測定した。また、前刃金工法では、上流側にコア土を用いるため、ハンドローラーを用いた 6 回、8 回転圧によるコア土の締固め度を砂置換法により計測しており、これらの結果も表 5、表 6 および図 10 に併せて示されている。

上記に加え、軽量簡易動的貫入試験機（以下、「PANDA」という。）¹⁹⁾を用いて、コーン貫入抵抗を測定した。PANDA は、フランスで開発されたサウンディング手法であり、日本における知名度は低いですが、フランス国内で 1400 台程度、世界的にも 2000 台程度（10 年前当時）普及しており、盛土や埋土などの締固め地盤の評価に多く利用されている。試験機は小型軽量で試験方法も簡便であることから、締固め地盤のみならず、模型実験における模型地盤の評価にも有効であると考えられる。今回、RI 計測点の近傍で、各工区毎に試験を実施することで、締固め度の比較・検証を行った。

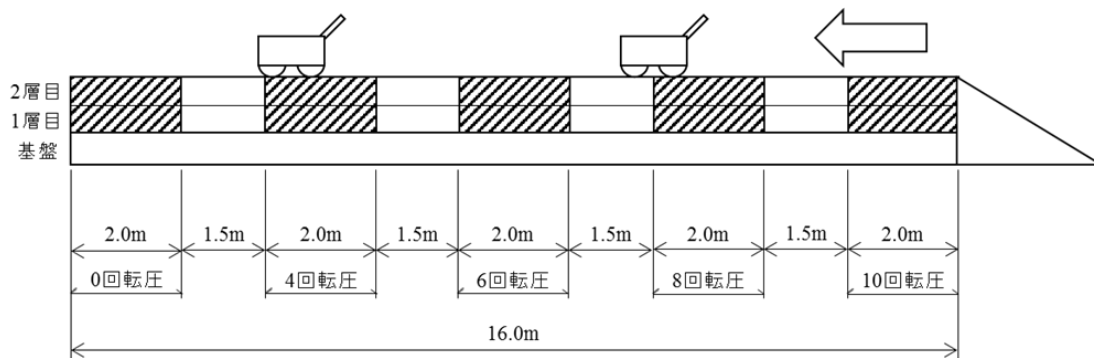


図 9 試験盛土断面

表 5 試験盛土における含水比結果

材料	ランダム材料							コア土	
	ハンドローラー					プレート		ハンドローラー	
転圧回数	0	4	6	8	10	6	8	6	8
RI 計器による測定%	12.4	12.0	12.3	11.2	11.4	11.4	10.9	—	—
炉乾燥による測定%	11.8	12.1	12.0	11.6	10.7	—	—	15.0	15.4
規格値%	$w_{opt}=12.6$							$w_{opt}=15.7$	
判定	○	○	○	○	○	○	○	○	○

表 6 試験盛土における密度試験結果

材料	ランダム材料							コア土	
	ハンドローラー					プレート		ハンドローラー	
転圧回数	0	4	6	8	10	6	8	6	8
RI 計器による測定%	84.5	94.1	96.7	97.2	97.0	94.0	94.9	—	—
炉乾燥による測定%	83.3	94.0	98.7	99.5	101.4	—	—	102.1	102.5
規格値%	≥ 90								
判定	×	○	○	○	○	○	○	○	○



写真 9 ハンドローラーによる締固め状況



写真 10 プレートをを用いた締固め状況

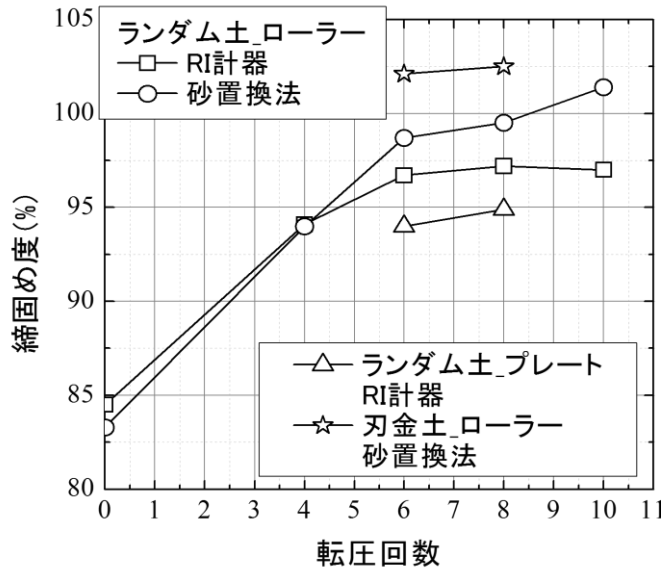


図 10 転圧回数と締固め度の関係 (試験施工)

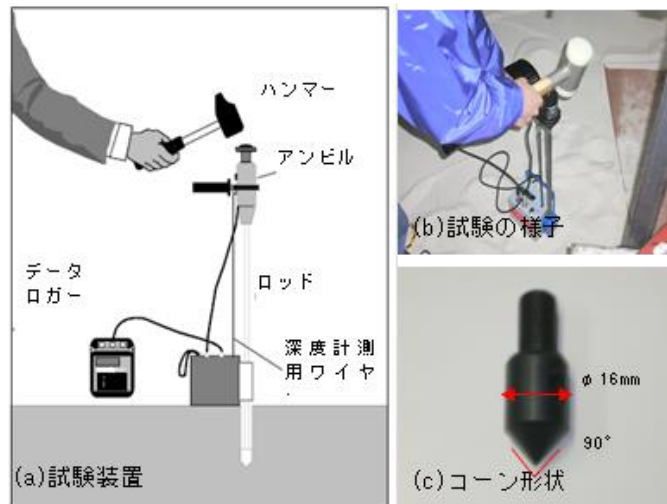


図 11 PANDA の試験方法および機材の概要

図 11 (a)~(c)に軽量簡易動的貫入試験装置全体の概念図，試験の様子およびコーンの形状を示す。先端抵抗 q_d は，(a)に示すようにハンマーによる打撃でロッドとその先端に接続したコーンを地盤に打ち込み，そのときの 1 打撃ごとに得ることが出来る。また， q_d は打撃エネルギーとその伝達効率および貫入量の関係から，次式により求められる。

式(1)中に示す A はコーン断面積， M は打撃側の質量， P は打撃を受ける側の質量， V は衝撃速度， x は 1 打撃あたりの貫入長さであり，打撃エネルギー ($MV^2/2$) は，アンビル内部のひずみゲージ式のセンサーにより求められる。本調査法の利点としては，(b)にも試験の様子を示しているが，a)狭い場所において，一人で試験が可能，b)打撃力が任意であり試験に時間をそれほど要さない，および c)試験後直ちにデータのチェックが可能なが挙げられる。また参考までに， q_d と N 値の関係について地盤材料別に以下のように示されている。

$$q_d = 0.2 \sim 0.3 \text{N (粘性土)} \quad (2a)$$

$$q_d = 0.4 \sim 0.5 \text{N (細砂, 中砂)} \quad (2b)$$

$$q_d = 0.6 \sim 1 \text{N (砂, 礫)} \quad (2c)$$

貫入試験の様子を写真 11, 各試験結果を図 12 にそれぞれ示す. 仮置きについては, 造成時の様子を記録していないが, 表層から 20cm, 50cm, および 100cm の付近は, 巻きだし後に, バケットで押し込んだ影響と見られる転圧面における q_d の跳ね上がりが確認できる. 一方, 試験施工時の試験結果を見ると, 基本的な試験盛土の層厚は, 40cm 程度と成るはずであるが, 基盤の凹凸により, 工区によっては 50cm 程度の層厚になる試験盛土区間も含まれている. 0 回は, 表層から 5cm 程度に転圧面が見られ 1500kPa 程度, この転圧面以深では, 300~900kPa の q_d の分布となっている. 一方, 4 回から 6 回にかけて, 転圧面を除く深度では, q_d は概ね 2000kPa 前後を示しているが, 分布傾向は転圧回数が大きいほど漸増傾向にある. また, 6 回を超えると, ばらつきはあるものの, それほど大きな変化はなく, 同等な q_d 分布を示している. 表層から 5cm 程度および 20cm 以深の転圧面における q_d は, 4~8 回までは大きな変化は見られないが, 10 回では明瞭な急増傾向が確認できる.

図 12 に示す試験結果より, 転圧面を除く q_d 分布は, 概略的に 0 回 < 4 回 < 6~10 回, また, 転圧面では, 0 回 < 4~8 回 < 10 回の順で増加するため, 転圧回数 6 回が適当であったと考えられ, 上述の検討の妥当性を裏付ける結果を示した.

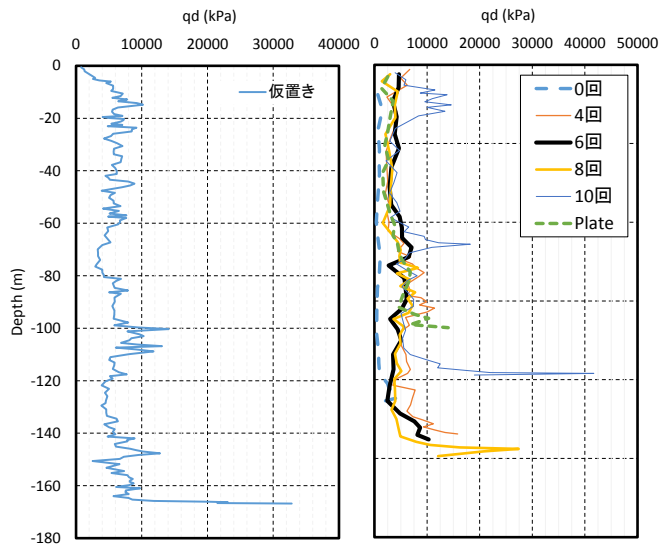


図 12 PANDA の試験結果

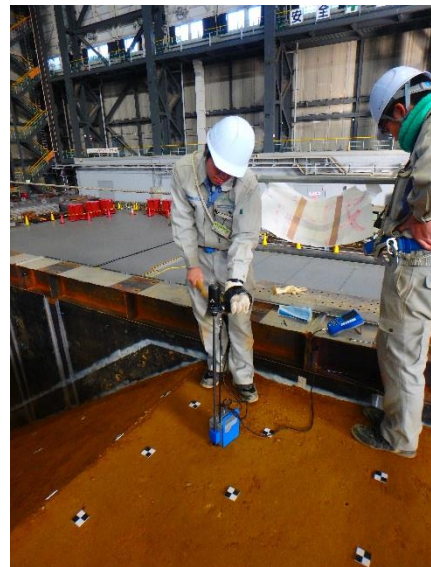


写真 11 PANDA の試験状況

3.6 堤体の施工および施工管理

本実験では、前刃金工法および遮水シート工法で改修されたため池堤体を取り扱ったが、両者ともに、堤高 3m で上流側が湛水されている。

堤体の造成にあたり、ランダム材料を巻き出し厚 23cm, コア土を 25cm になるように、ミニバックホウ及び人力にて均等に敷均した(写真 12). 敷均した後、ハンドローラー(800kg)にて 6 回転圧した(写真 13). 転圧速度は 0.9km/h (15m/min) とした。堤体最下部及び堤体側面部は土槽との漏水防止のためコア土を使用し漏水防止を図った。

転圧後各層 3 地点において、RI 計器による土の密度試験 (JIS1614) ならびに代表点 1 地点において砂置換法土の密度試験 (JIS A 1214) を実施し、締固め密度および含水比を測定した。前刃金工法と遮水シート工法堤体において実施した密度試験結果を表 7, 表 8 および図 13 にそれぞれ示す。所定の層厚まで堤体盛土完了後、法面整形を行った(写真 14)。また、遮水シート工法のケースでは、シート敷設位置を段切りし(写真 15)、シートを敷設した(写真 16)。シート設置後、上流側に土を敷均し、プレートにより 8 回の転圧を実施した(写真 17)。



写真 12 敷均し状況



写真 13 ローラーによる転圧状況

表 7 各層における締固め度と含水比 (前刃金工法)

材料	締固め方法	密度試験の方法	層	基盤層	1層目	2層目	3層目	4層目	5層目	6層目	7層目	8層目	9層目	10層目	11層目	12層目	13層目	14層目	15層目	
ランダム材	ローラー (6回)	RI計器	個数	-	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
			D値平均(%)	-	98.1	95.9	100.3	95.3	98.0	96.4	94.4	93.4	95.4	97.2	95.3	96.2	95.0	99.4	97.4	
			D値最大(%)	-	99.2	97.6	103.8	98.3	101.3	100.0	96.0	94.5	95.8	98.9	96.1	96.8	96.5	100.3	99.3	
			D値最小(%)	-	96.1	94.2	96.8	92.4	93.7	93.1	92.9	92.2	94.7	95.8	94.8	95.8	94.1	97.9	96.3	
			含水比(%)	-	13.0	12.8	12.2	13.3	12.1	11.9	12.7	12.6	13.0	12.3	12.8	13.8	13.3	12.3	12.2	
		砂置換法	D値(%)	98.1	100.4	99.9	100.0	101.5	100.8	98.1	99.5	99.1	100.8	100.1	97.7	100.9	99.8	98.3	98.5	
コア材		砂置換法	含水比(%)	16.1	12.5	13.5	12.4	13.1	12.1	12.0	12.6	11.9	11.9	12.1	11.5	11.3	11.6	11.2	12.4	
			D値(%)	-	-	100.0	-	-	98.4	-	-	98.5	-	-	100.1	-	-	-	-	-
			含水比(%)	-	-	15.3	-	-	15.9	-	-	15.5	-	-	15.5	-	-	-	-	

表 8 各層における締固め度と含水比 (遮水シート工法)

材料	締固め方法	密度試験の方法	層	基盤層	1層目	2層目	3層目	4層目	5層目	6層目	7層目	8層目	9層目	10層目	11層目	12層目	13層目	14層目	15層目	
ランダム材	ローラー (6回)	RI計器	個数	-	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
			D値平均(%)	-	98.1	95.9	100.3	95.3	98.0	96.4	94.4	93.4	95.4	97.2	95.3	96.2	95.0	99.4	97.4	
			D値最大(%)	-	99.2	97.6	103.8	98.3	101.3	100.0	96.0	94.5	95.8	98.9	96.1	96.8	96.5	100.3	99.3	
			D値最小(%)	-	96.1	94.2	96.8	92.4	93.7	93.1	92.9	92.2	94.7	95.8	94.8	95.8	94.1	97.9	96.3	
			含水比(%)	-	13.0	12.8	12.2	13.3	12.1	11.9	12.7	12.6	13.0	12.3	12.8	13.8	13.3	12.3	12.2	
		砂置換法	D値(%)	98.1	100.4	99.9	100.0	101.5	100.8	98.1	99.5	99.1	100.8	100.1	97.7	100.9	99.8	98.3	98.5	
コア材		砂置換法	含水比(%)	16.1	12.5	13.5	12.4	13.1	12.1	12.0	12.6	11.9	11.9	12.1	11.5	11.3	11.6	11.2	12.4	
			D値(%)	-	-	100.0	-	-	98.4	-	-	98.5	-	-	100.1	-	-	-	-	-
			含水比(%)	-	-	15.3	-	-	15.9	-	-	15.5	-	-	15.5	-	-	-	-	

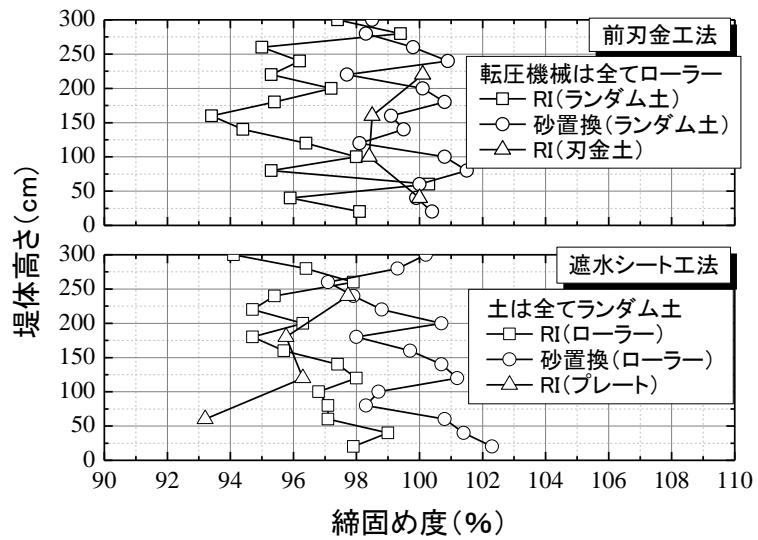


図 13 締固め度および含水比の分布¹⁷⁾



写真 14 法面整形状況



写真 15 シート敷設部の段切り状況



写真 16 シート敷設状況



写真 17 プレートによる転圧状況

3.7 計測計画

使用計測機器一覧を表 9、計測機器配置を図 14～図 19 にそれぞれ示す。堤体の盛土に伴い（層厚 60cm 毎）、加速度計（共和電業製の ASW-5AM36）および間隙水圧計（共和電業製の BPR-A-200KPS）を所定の位置に設置した。さらに、天端および法面の変位を計測するため、レーザー変位計（KEYENCE 製の LK-500 および IL-2000）を設置した。コア土およびベントナイトシートは周辺土と異なる挙動を示すことが考えられることから、計測機器を密に配置した。堤体底面部に設置された間隙水圧計（P1-09 と P2-09 を除く）は、基盤の-10cm に設置され、水圧の応答を良好にするため、ランダム材料により埋め戻した。なお、P2-07 は遮水シートの直下、P2-08 は遮水シートよりも上流側となる。堤体施工ならびに注水中は、静ひずみデータロガー（東京測器製 TDS303）により 5 分間隔で計測し、加振中は、サンプリング周波数 200Hz で計測した。

加振前後による堤体の変位を測定するため、堤体天端及び法面にターゲットを設置し、トータルステーションを用いた測量を実施した。また、加振前後で、堤体の変状を面的に捉えることを目的に、3D レーザー測量や試験盛土と同様に PANDA も併せて実施した。

表 9 計測機器一覧

使用計測機器	前刃金工法	遮水シート工法	合計	設置場所
加速度計 ASW-5AM36	50	55	105	堤体内
間隙水圧計 BPR-A-200KPS	24	24	48	堤体内
レーザー型変位計 LK-500 および IL-2000	18	18	36	アングル および H 鋼
合計	93	98	189	

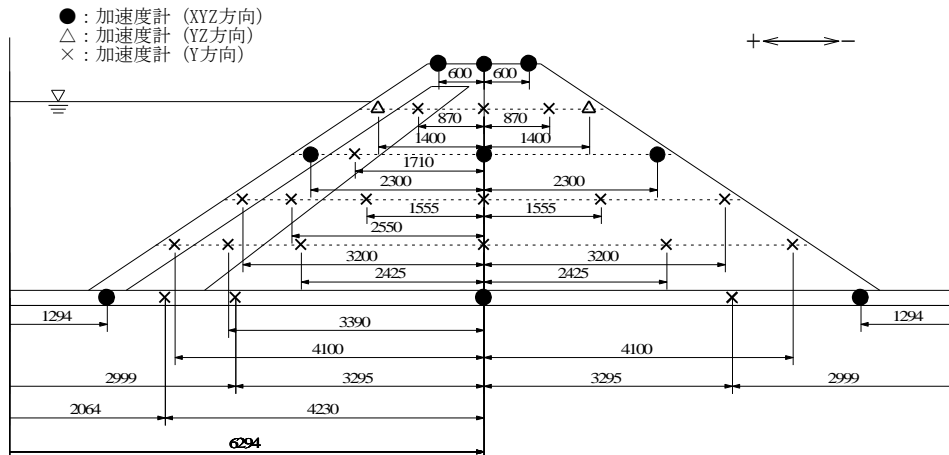
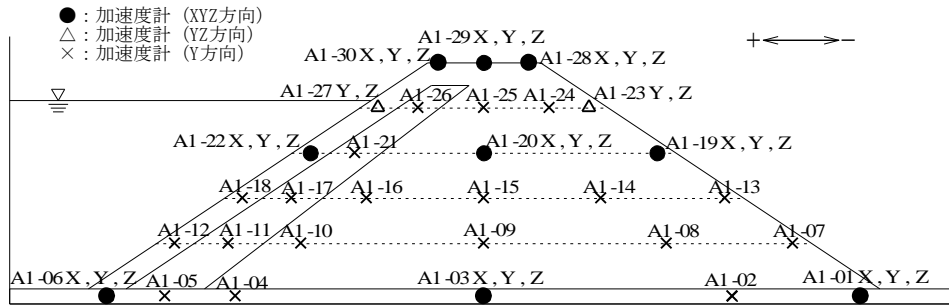


図 14 加速度計配置 (前刃金工法)

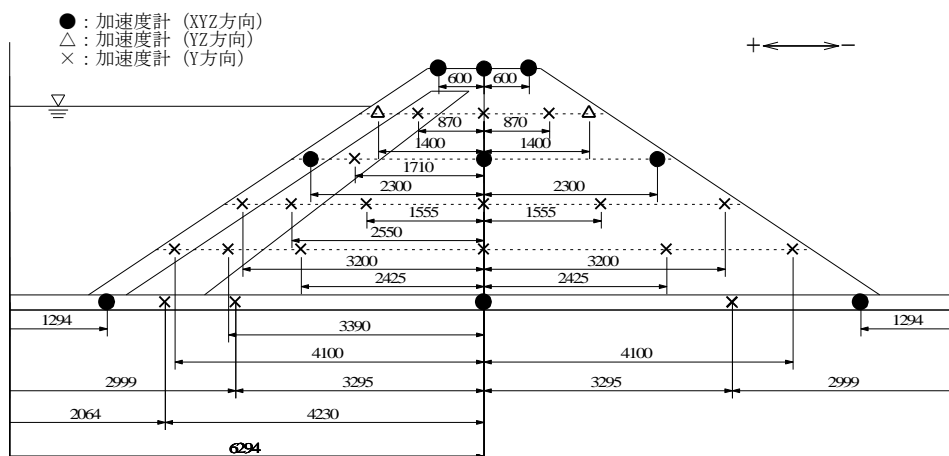
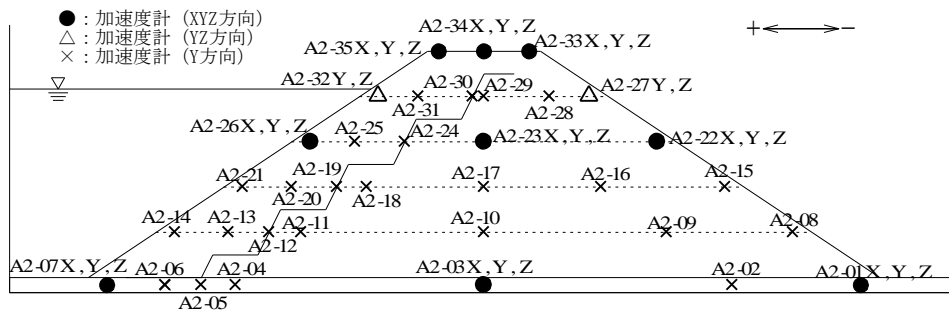


図 15 加速度計配置 (遮水シート工法)

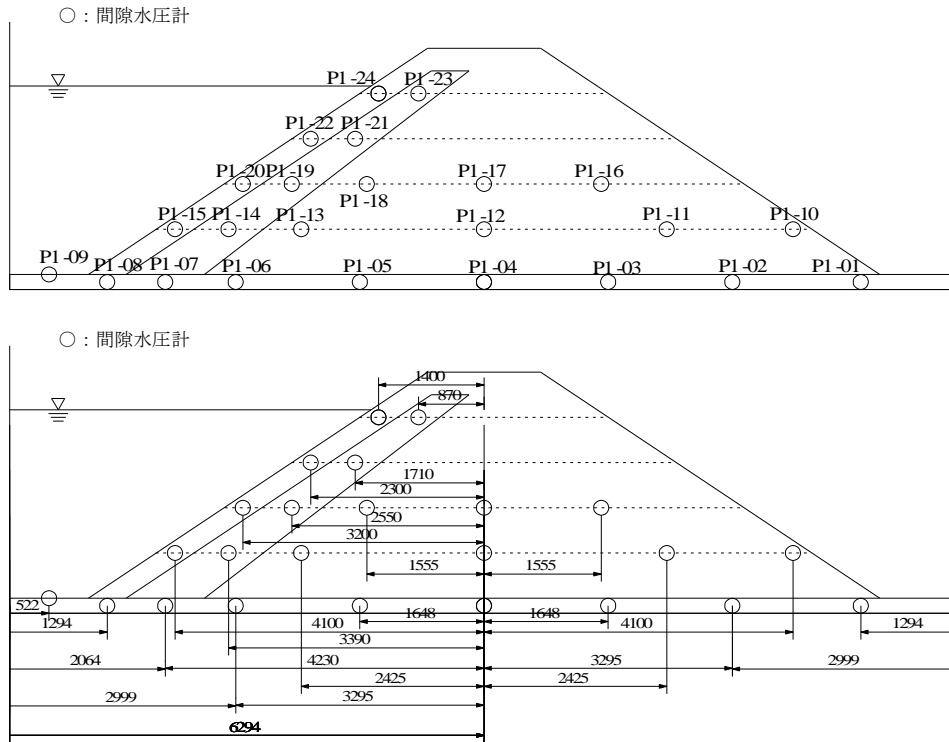


図 16 間隙水圧計配置 (前刃金工法)

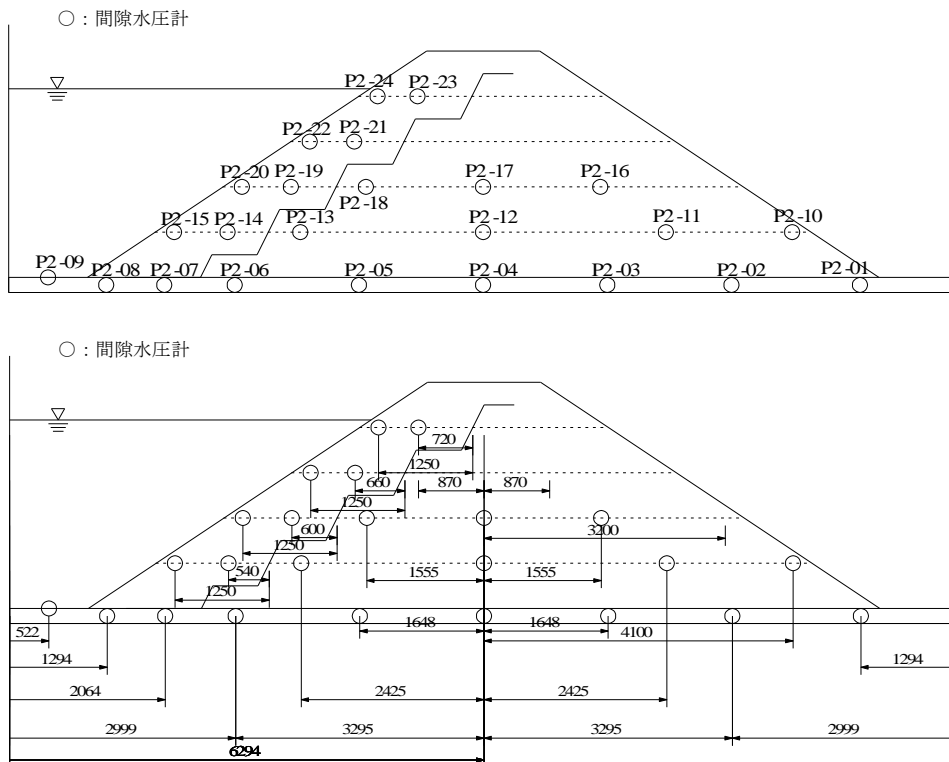


図 17 間隙水圧計配置 (遮水シート工法)

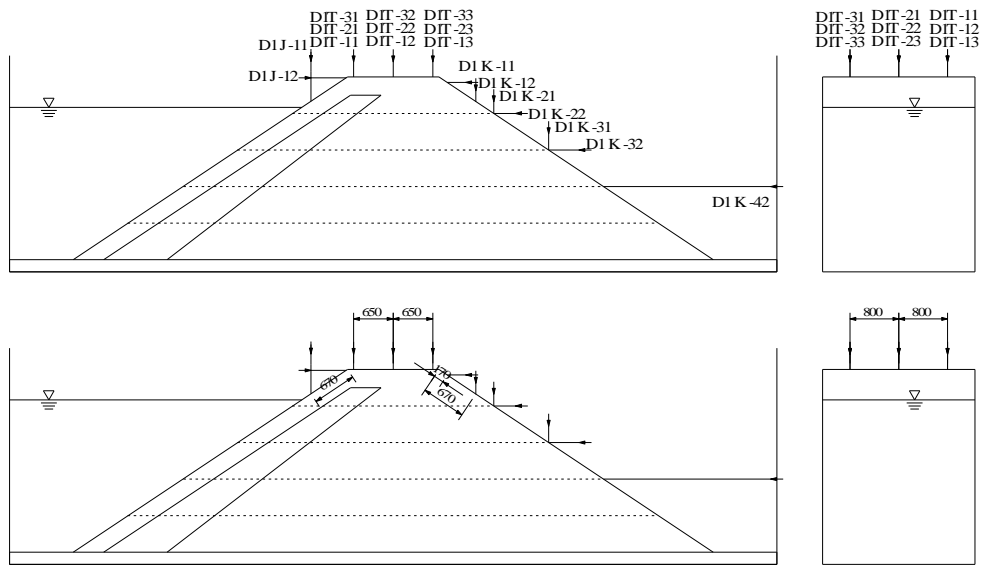


図 18 レーザー変位計配置（前刃金工法）

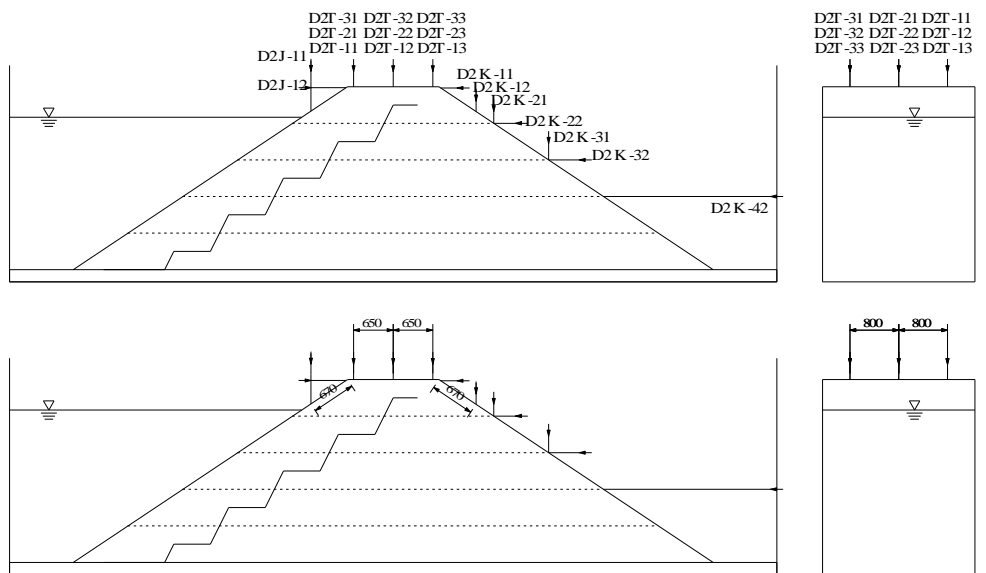
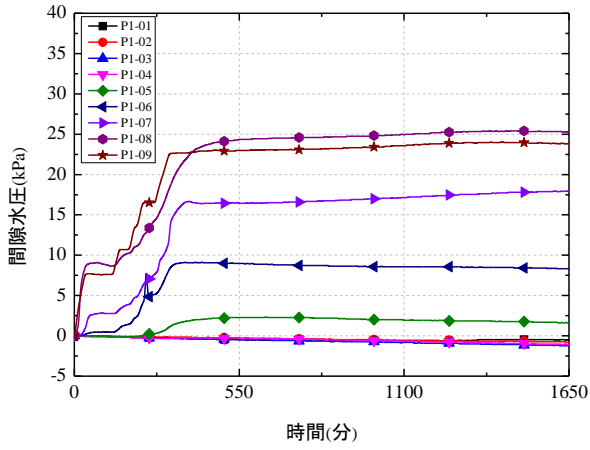
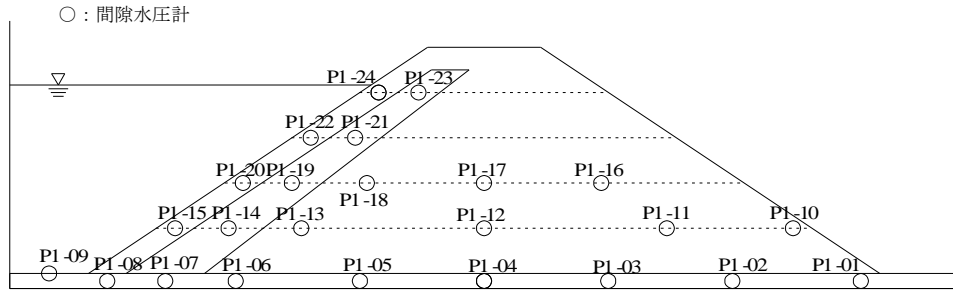


図 19 レーザー変位計配置（遮水シート工法）

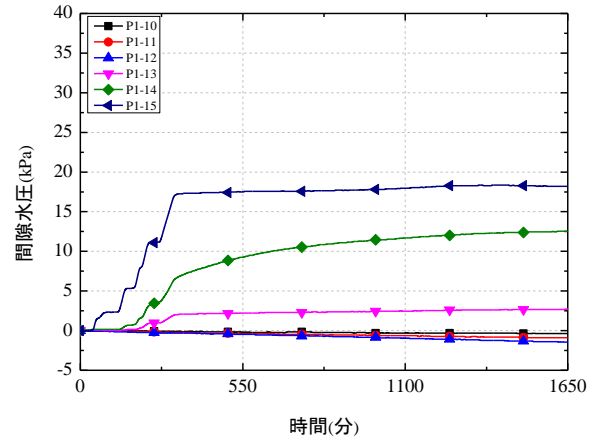
3.8 土槽注水後の浸潤線の把握

堤体造成後、湛水部への注水を行った。浸潤線の位置は、堤体の安定性に影響を及ぼすため、設計において重要となるが、これまで、遮水シート工法で改修されたため池堤体の浸潤線について検討した事例は殆どない。したがって、事前検討として、堤体内への浸透に必要な時間を事前に把握するため、飽和－不飽和浸透流解析を実施した。

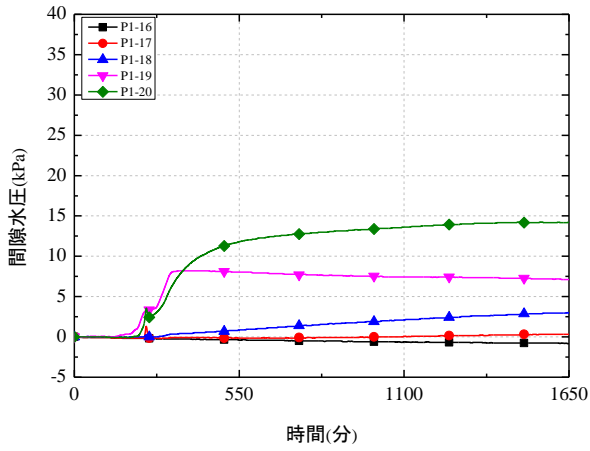
まず、最初に間隙水圧計で把握した実際の浸透挙動について把握するため、注水時における堤体内の間隙水圧の変化とそれに伴う堤体の変位を図 20～図 23 にそれぞれ示す。注水時における堤体内の間隙水圧の変化例として、両ケースの基盤付近における間隙水圧計の変化に着目した図 24 を見ると、P1-09 や P2-09 は上流側貯水位に相当する静水圧である。P1-08 や P2-08 は概ねその静水圧付近まで上昇することに対して、P1-06 や P2-06 は、上昇していない。刃金土や遮水シートにより、浸透が抑制されていると言える。全ての間隙水圧計の計測値を総合的に判断して、図 25 (a), (b) に示すように浸潤線を求めた。



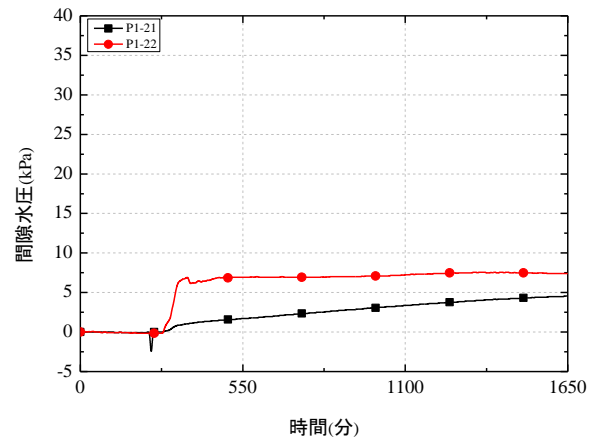
(a) 基盤



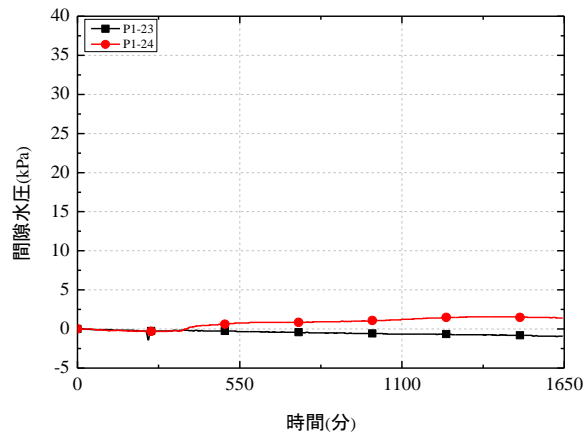
(b) 60cm



(c) 120cm

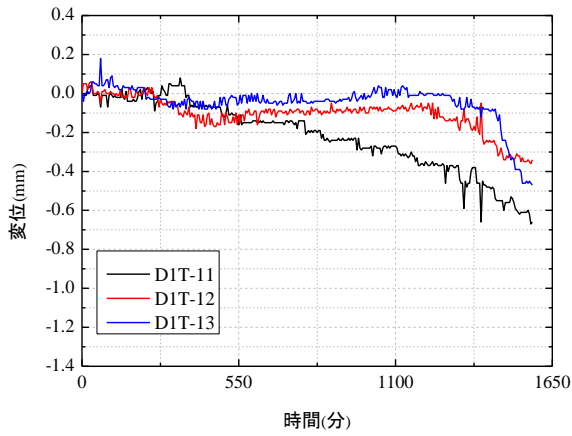
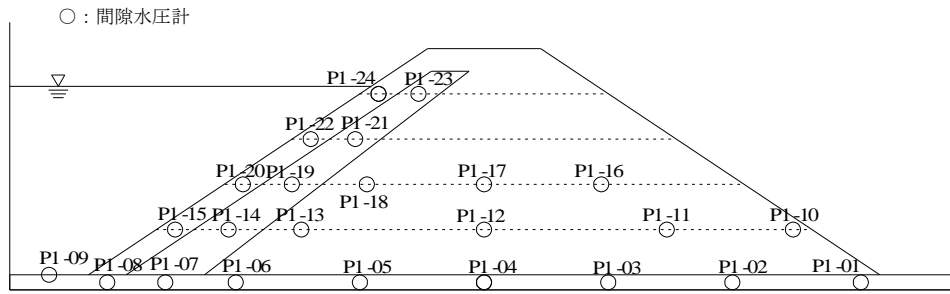


(d) 180cm

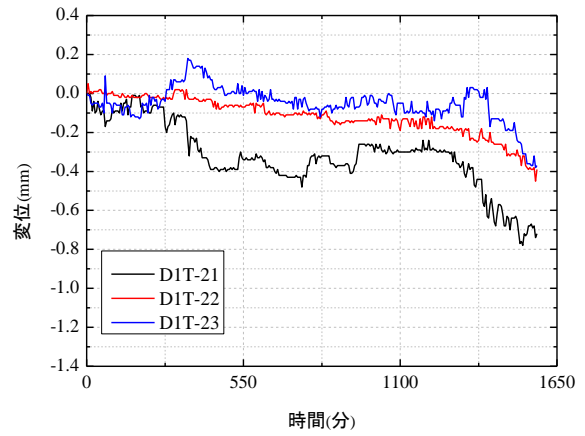


(e) 240cm

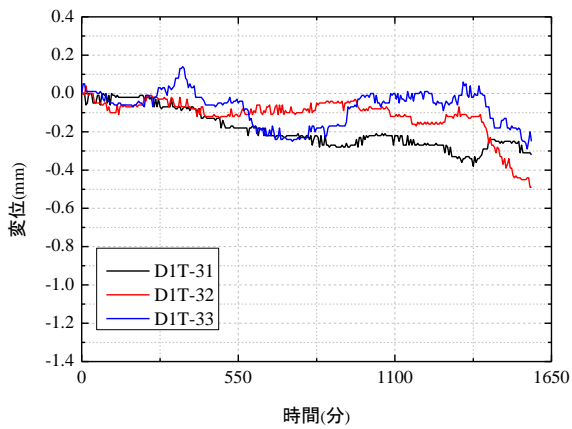
図 20 前刃金工法の注水時における間隙水圧変化



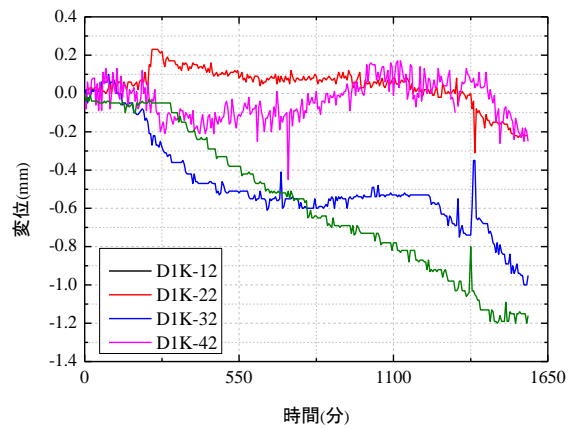
(a) 天端 1



(b) 天端 2



(c) 天端 3



(d) 水平変位

図 21 前刃金工法の注水時における堤体変位

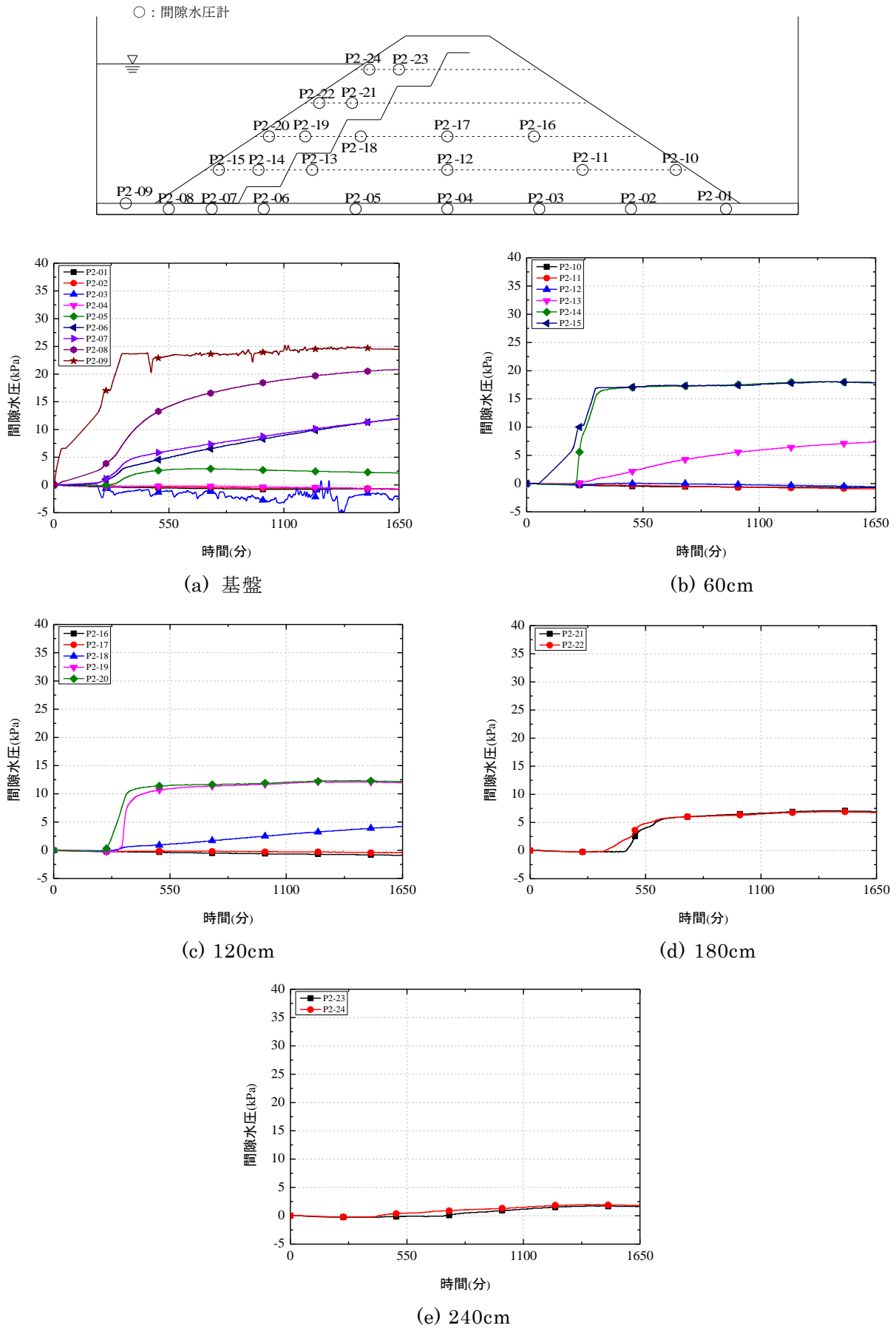


図 22 遮水シート工法の注水時における間隙水圧変化

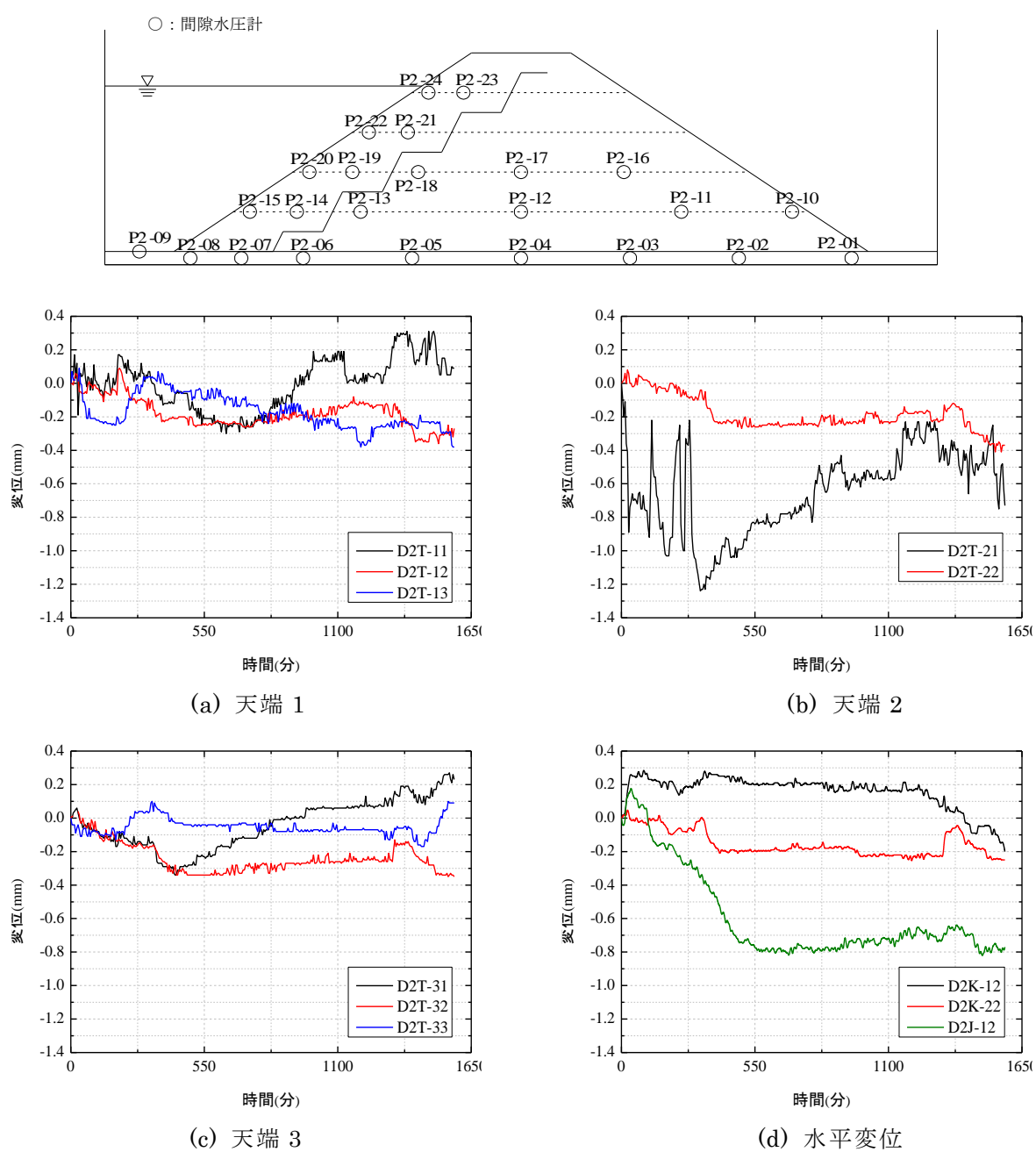


図 23 遮水シート工法の注水時における堤体変位

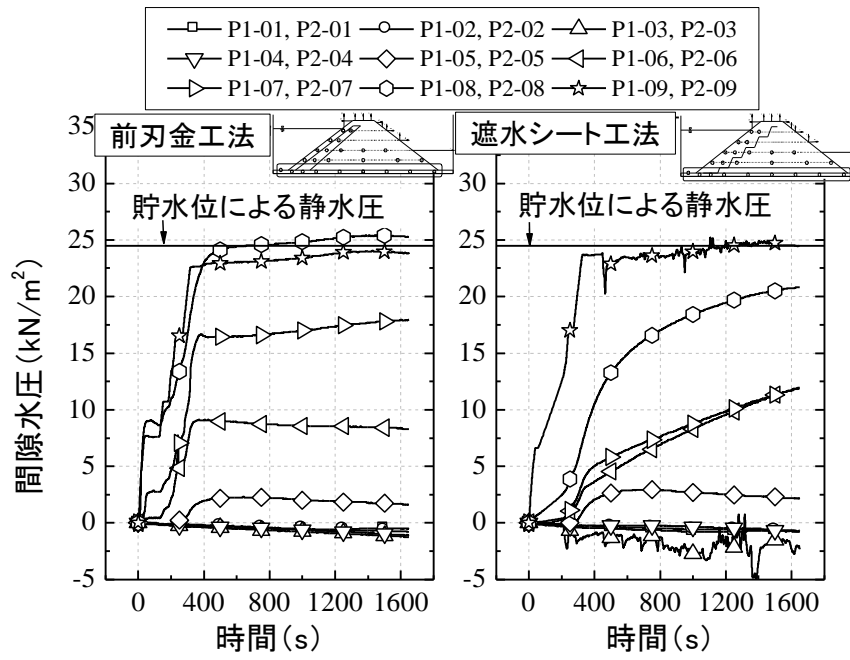
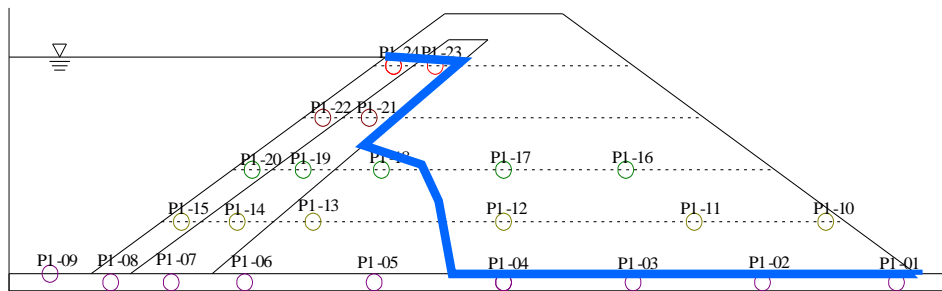
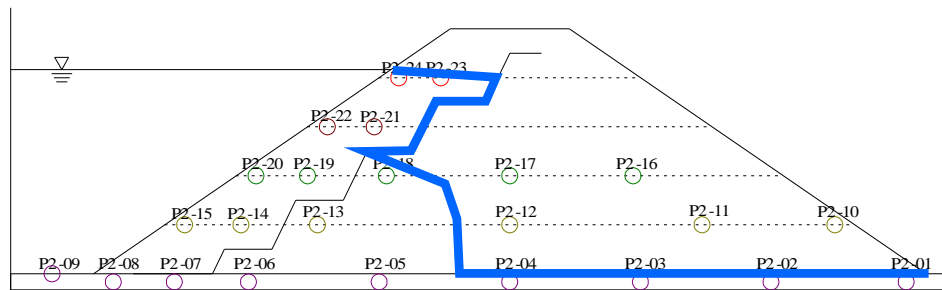


図 24 注水時における基盤の間隙水圧変化¹⁷⁾



(a) 前刃金工法



(b) 遮水シート工法

図 25 浸潤線の分布

次に、事前に実施した浸透流解析結果について述べる。刃金土およびランダム材料の鉛直方向飽和透水係数は、表 2 に示した最大粒径 19mm の値を用い、水平方向の透水係数は、その 5 倍とした。ベントナイトシートの透水係数は、仕様に基づく、 5.0×10^{-11} m/s である。膨潤した状態でのシート厚さは約 10mm である。本解析では、メッシュのアスペクト比が過度に大きくなるのを防ぐため、シートを 100mm 厚でモデル化し、透水係数を仕様の 10 倍に設定した。不飽和浸透特性には、VG モデルを用いた。刃金土については、保水性試験（土柱法）を実施し、飽和体積含水率および最小容水量を求めた。ランダム材料（質量比 1:1 の混合土）については、保水試験が実施出来なかったことから、刃金土と同じパラメータを使用した。その他のパラメータについては、河川堤防の構造検討の手引き²⁰より決定した。浸透流解析に用いたパラメータを表 10 に示す。解析では 12 時間で所定の水位（2.5m）に達するように設定し、その後 10 日間における堤体内部の飽和度や間隙水圧の変化を検討した。

表 10 飽和-不飽和浸透流解析で用いたパラメータ

パラメータ	ランダム材料	刃金土	ベントナイトシート
鉛直方向透水係数 (m/s)	2.39×10^{-5}	9.42×10^{-6}	5.0×10^{-10}
水平方向透水係数 (m/s)	1.20×10^{-4}	4.71×10^{-5}	5.0×10^{-10}
飽和体積含水率	0.42	0.42	0.10
比貯留係数 (m^{-1})	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-3}
最小容水量	0.15	0.15	0.00

図 26 に水位上昇後 3 日後および 10 日後の飽和度コンターを示す。水位上昇後 3 日後を見ると、すでに遮水材の上流側ランダム材料の飽和度は 100% 程度付近まで上昇していることがわかる。水位上昇後 10 日後の結果と比較すると、飽和度分布はほとんど変化しない。すなわち、3 日程度の湛水で、概ね定常状態に至ると予想された。

本数値解析結果と図 25 に示す浸潤線を比較すると、前刃金工法においては、刃金土より下流側の浸潤線の位置が解析と実験で大きく異なる。これは、解析で使用された刃金土の透水係数が締固め度 90% の透水試験結果から得られた値であることに対して、実験で用いられた刃金土は図 13 に示した通り、締固め度 98% 以上であり、解析よりも透水性が低いことが要因として考えられる。

一方、遮水シート工法においては、下流法面付近の浸潤線は解析と実験で異なるものの、シート付近における水位低下は、類似している。本解析で用いられたシートのモデル化およびパラメータがある程度妥当であったと判断できる。

3.9 加振条件

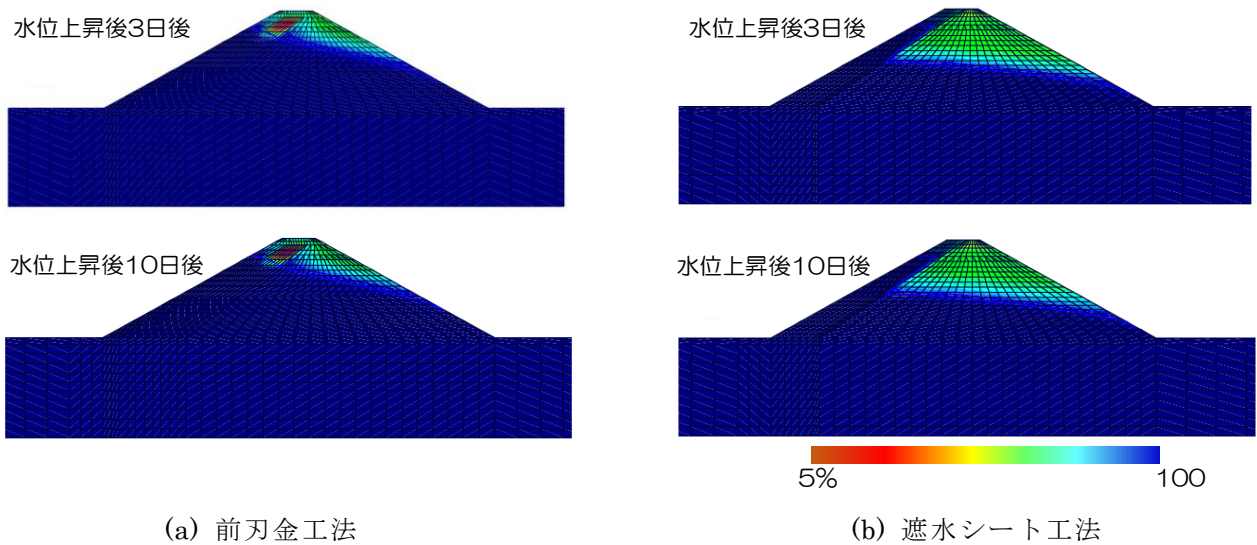


図 26 浸透流解析による飽和度コンター（水位上昇後 3 日後および 10 日後）

本実験では、2 回の加振を実施した。本実験の目的は、特定のため池の災害を再現することではなく、数値解析などと比較するベンチマークデータを得ることであるため、入力波としてシンプルな正弦波を一方向（堤軸直角方向）に与えた。また、周波数は、湛水部のスロッシング（ハウスナーの式²¹⁾より 1.25Hz 以下と推定）および堤体の固有振動数（およそ 3Hz）に一致しないように 5Hz とした。実験では、定常部の前後に漸増、漸減部をそれぞれ 2 秒含む計 12 秒の加振を行った。図 27 に震動台の加速度（加振方向）を示す。1 回目は、レベル 1 地震動を想定し、最大 150gal を目標に加振を行った結果、最大 177gal の加速度が発生した。2 回目はレベル 2 地震動を想定し、最大 400gal を目標に加振を行った結果、最大 471gal の加速度が発生した。

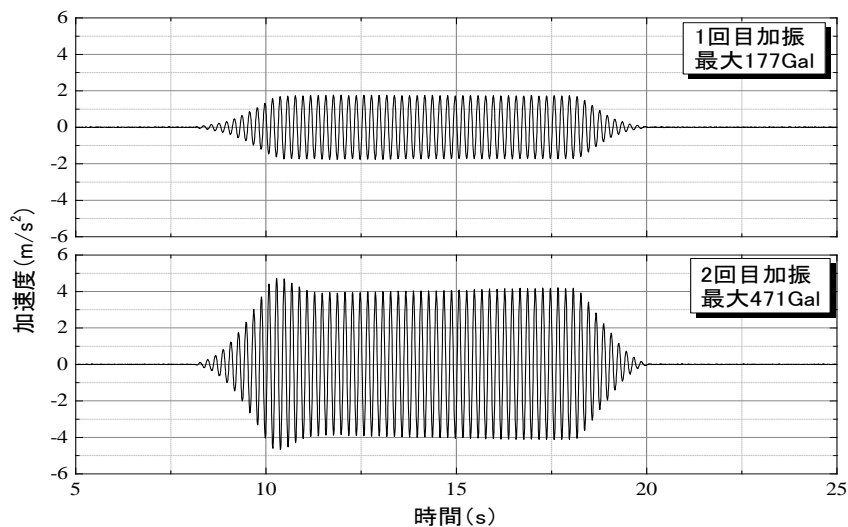


図 27 震動台の加速度¹⁷⁾

第4章 加振時時刻歴データ

堤体の動的挙動を確認するため、レベル1およびレベル2地震動加振時に測定した時刻歴データの一覧を表11および表12にそれぞれ示す。加速度については、測定箇所により三軸で計測したが、本章では、加振方向（Y軸）のみ表示した。

4.1 レベル1地震動による加振実験結果

図28～図58にレベル1地震動加振時の時刻歴データを示す。加振時に伴う堤体の動的挙動に顕著な傾向は見られなかった。

表11 時刻歴データ一覧

図表番号	時刻歴データ
図28	震動台の変位及び加速度（150gal加振時）
図29	前刃金工法における基盤内（-10cm）の加速度応答（150gal加振時）
図30	前刃金工法における60cm高さでの加速度応答（150gal加振時）
図31	前刃金工法における120cm高さでの加速度応答（150gal加振時）
図32	前刃金工法における180cm高さでの加速度応答（150gal加振時）
図33	前刃金工法における240cm高さでの加速度応答（150gal加振時）
図34	前刃金工法における天端での加速度応答（150gal加振時）
図35	遮水シート工法における基盤内（-10cm）の加速度応答（150gal加振時）
図36	遮水シート工法における60cm高さでの加速度応答（150gal加振時）
図37	遮水シート工法における120cm高さでの加速度応答（150gal加振時）
図38	遮水シート工法における180cm高さでの加速度応答（150gal加振時）
図39	遮水シート工法における240cm高さでの加速度応答（150gal加振時）
図40	遮水シート工法における天端での加速度応答（150gal加振時）
図41	前刃金工法における基盤内（-10cm）の間隙水圧応答（150gal加振時）
図42	前刃金工法における60cm高さでの間隙水圧応答（150gal加振時）
図43	前刃金工法における120cm高さでの間隙水圧応答（150gal加振時）
図44	前刃金工法における180cm高さでの間隙水圧応答（150gal加振時）
図45	前刃金工法における240cm高さでの間隙水圧応答（150gal加振時）
図46	遮水シート工法における基盤内（-10cm）の間隙水圧応答（150gal加振時）
図47	遮水シート工法における60cm高さでの間隙水圧応答（150gal加振時）
図48	遮水シート工法のケースにおける120cm高さでの間隙水圧応答（150gal加振時）
図49	遮水シート工法のケースにおける180cm高さでの間隙水圧応答（150gal加振時）
図50	遮水シート工法のケースにおける240cm高さでの間隙水圧応答（150gal加振時）
図51	前刃金工法のケースにおける天端の鉛直変位（150gal加振時）
図52	前刃金工法のケースにおける上流斜面の水平・鉛直変位（150gal加振時）
図53	前刃金工法のケースにおける下流斜面の水平変位（150gal加振時）
図54	前刃金工法のケースにおける下流斜面の鉛直変位（150gal加振時）
図55	遮水シート工法のケースにおける天端の鉛直変位（150gal加振時）
図56	遮水シート工法のケースにおける上流斜面の水平・鉛直変位（150gal加振時）
図57	遮水シート工法のケースにおける下流斜面の水平変位（150gal加振時）
図58	遮水シート工法のケースにおける下流斜面の鉛直変位（150gal加振時）

表 12 時刻歴データ一覧

図表番号	時刻歴データ
図 59	震動台の変位及び加速度 (150gal 加振時)
図 60	前刃金工法における基盤内 (-10cm) の加速度応答 (150gal 加振時)
図 61	前刃金工法における 60cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)
図 62	前刃金工法における 120cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)
図 63	前刃金工法における 180cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)
図 64	前刃金工法における 240cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)
図 65	前刃金工法における天端での加速度応答 (150gal 加振時)
図 66	遮水シート工法における基盤内 (-10cm) の加速度応答 (150gal 加振時)
図 67	遮水シート工法における 60cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)
図 68	遮水シート工法における 120cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)
図 69	遮水シート工法における 180cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)
図 70	遮水シート工法における 240cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)
図 70	遮水シート工法における天端での加速度応答 (150gal 加振時)
図 72	前刃金工法における基盤内 (-10cm) の間隙水圧応答 (150gal 加振時)
図 73	前刃金工法における 60cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)
図 74	前刃金工法における 120cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)
図 75	前刃金工法における 180cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)
図 76	前刃金工法における 240cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)
図 77	遮水シート工法における基盤内 (-10cm) の間隙水圧応答 (150gal 加振時)
図 78	遮水シート工法における 60cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)
図 79	遮水シート工法のケースにおける 120cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)
図 80	遮水シート工法のケースにおける 180cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)
図 81	遮水シート工法のケースにおける 240cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)
図 82	前刃金工法のケースにおける天端の鉛直変位 (150gal 加振時)
図 83	前刃金工法のケースにおける上流斜面の水平・鉛直変位 (150gal 加振時)
図 84	前刃金工法のケースにおける下流斜面の水平変位 (150gal 加振時)
図 85	前刃金工法のケースにおける下流斜面の鉛直変位 (150gal 加振時)
図 86	遮水シート工法のケースにおける天端の鉛直変位 (150gal 加振時)
図 87	遮水シート工法のケースにおける上流斜面の水平・鉛直変位 (150gal 加振時)
図 88	遮水シート工法のケースにおける下流斜面の水平変位 (150gal 加振時)
図 89	遮水シート工法のケースにおける下流斜面の鉛直変位 (150gal 加振時)

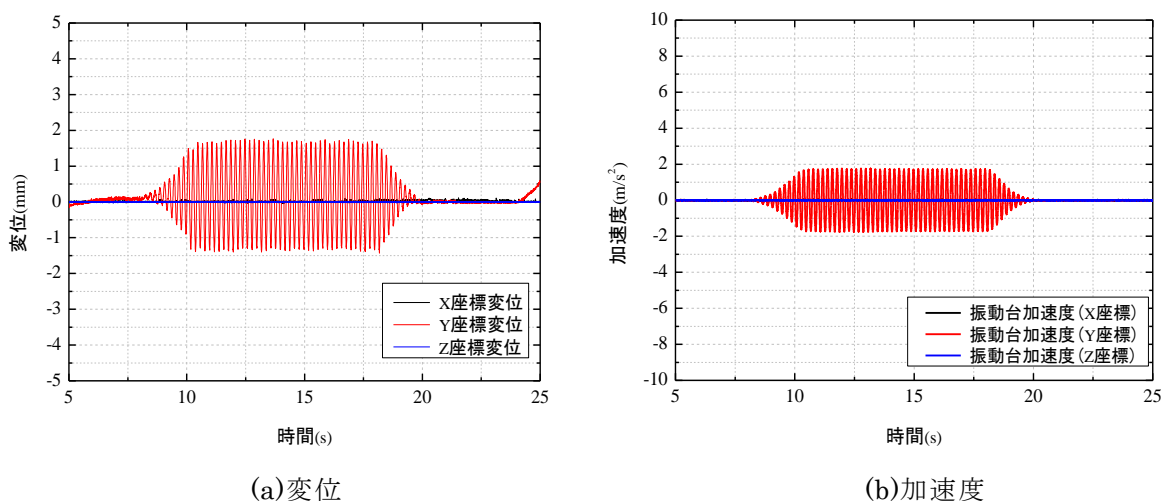


図 28 震動台の変位及び加速度 (150gal 加振時)

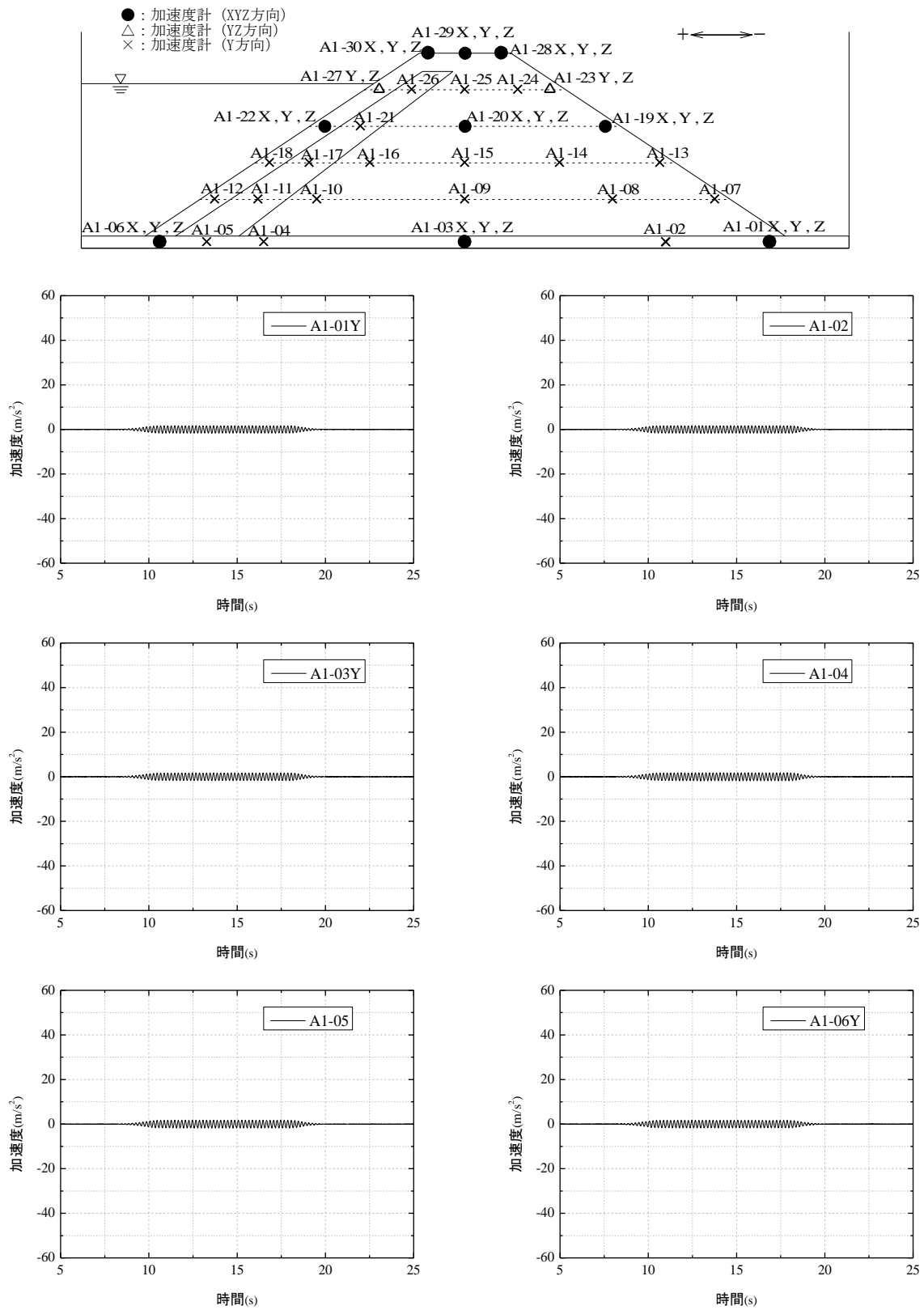


図 29 前刃金工法における基盤内 (-10cm) の加速度応答 (150gal 加振時)

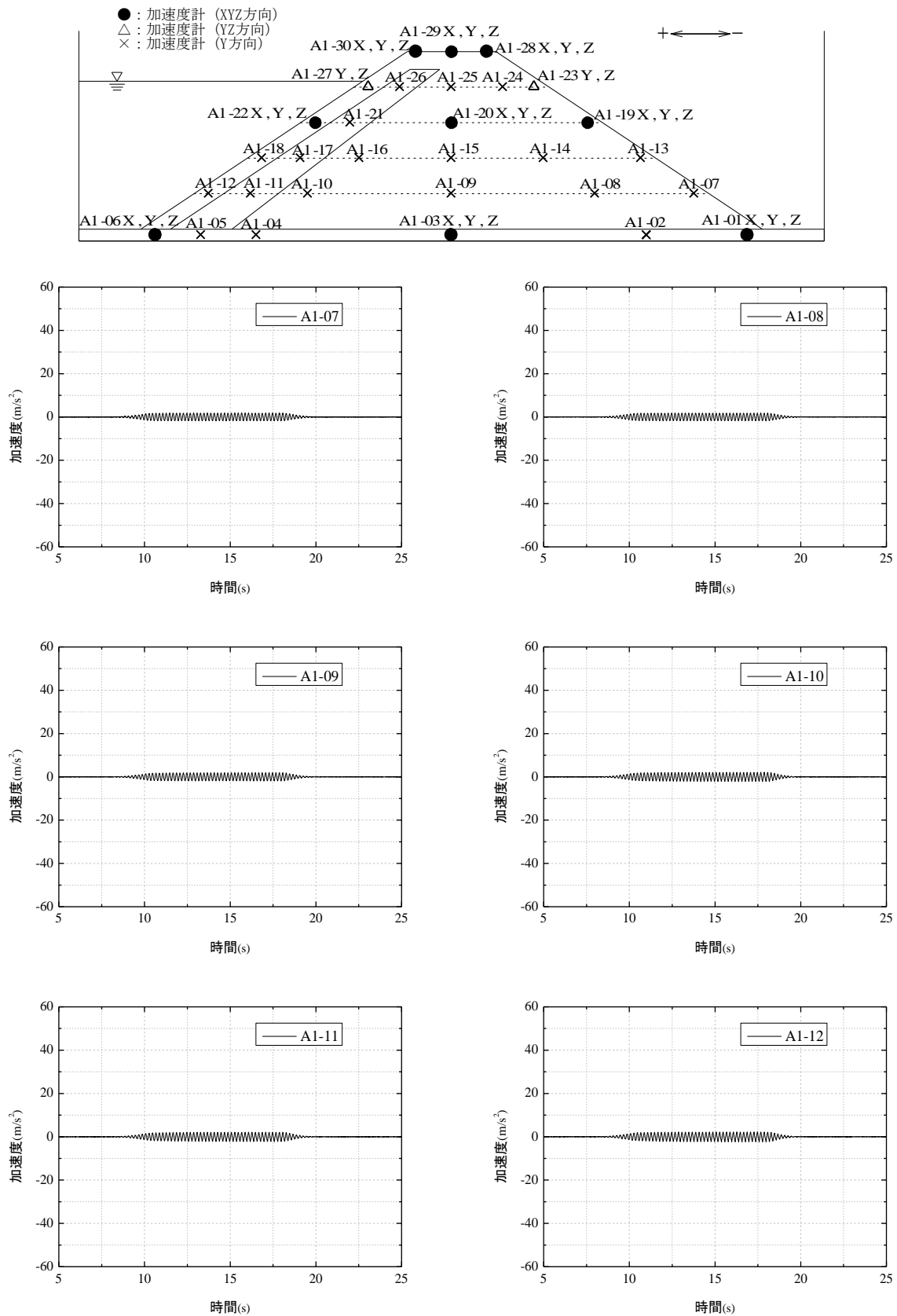


図 30 前刃金工法における 60cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)

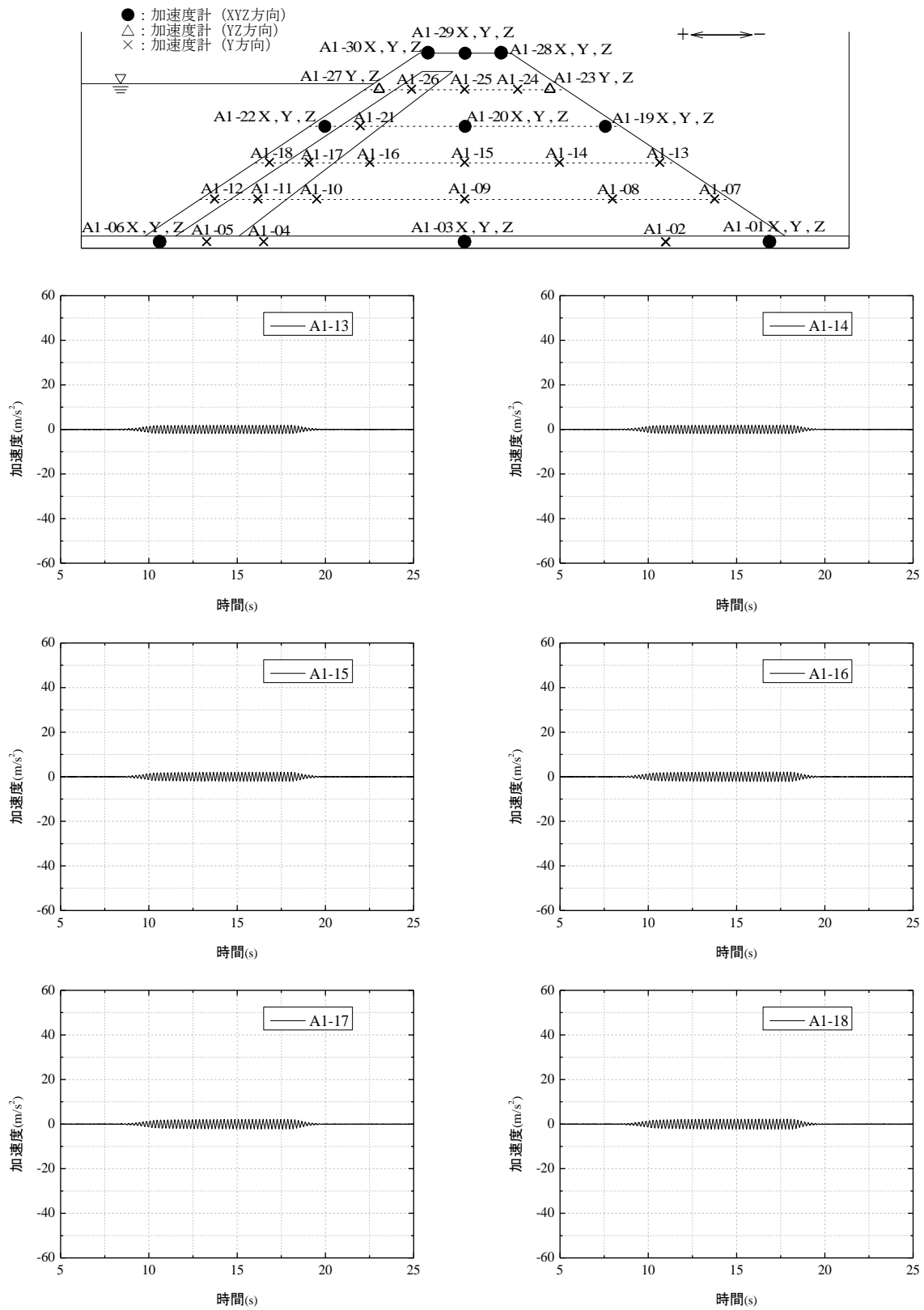


図 31 前刃金工法における 120cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)

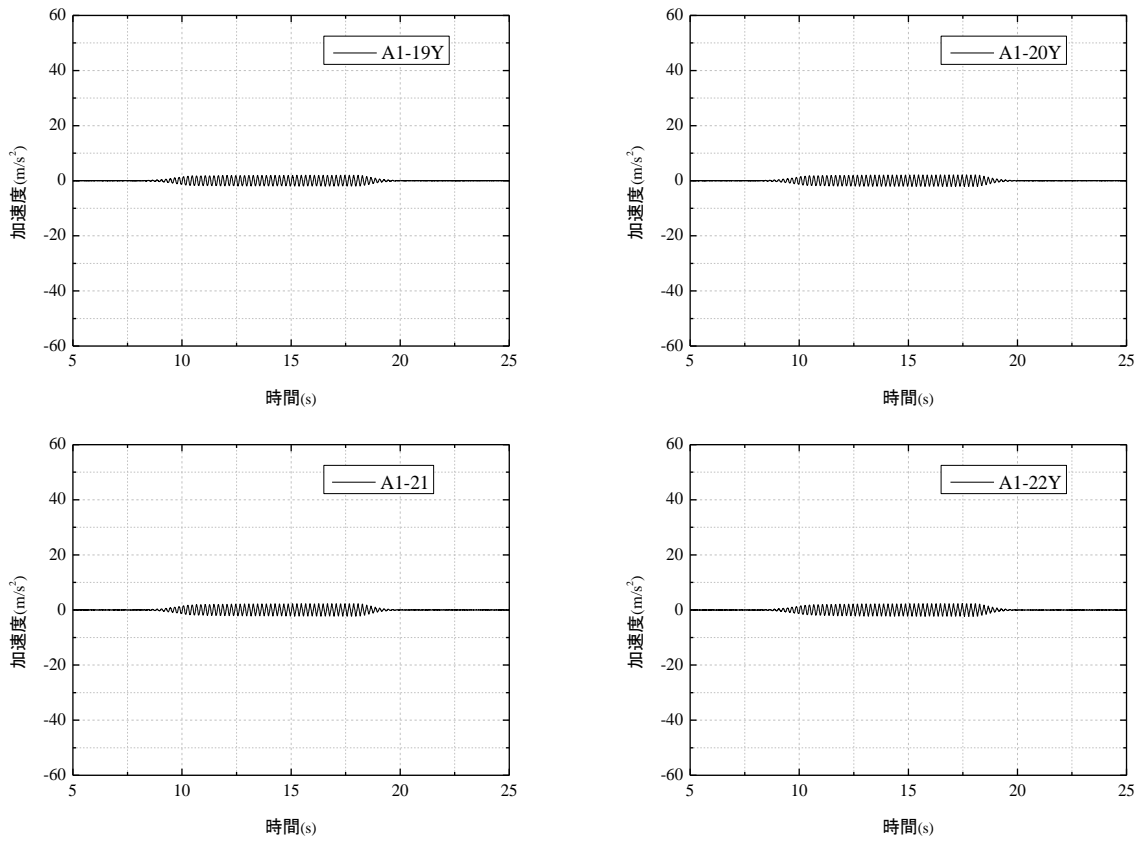
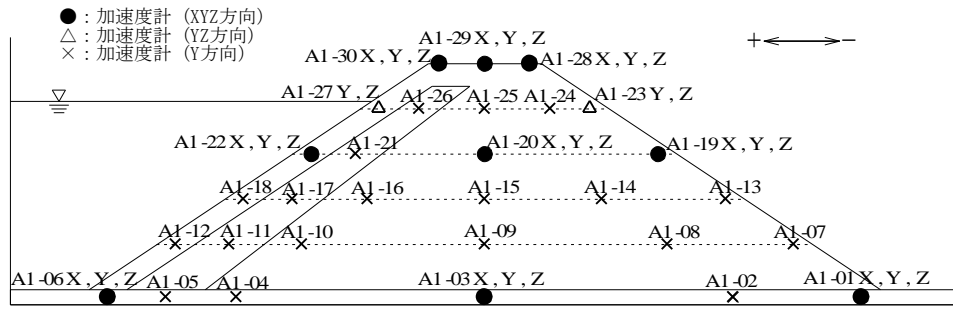


図 32 前刃金工法における 180cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)

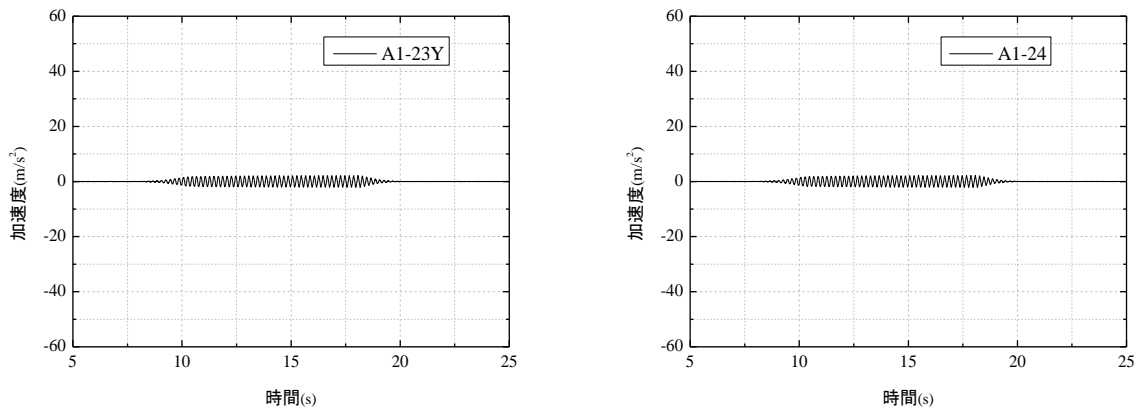


図 33(1) 前刃金工法における 240cm から天端高さでの加速度応答 (150gal 加振時)

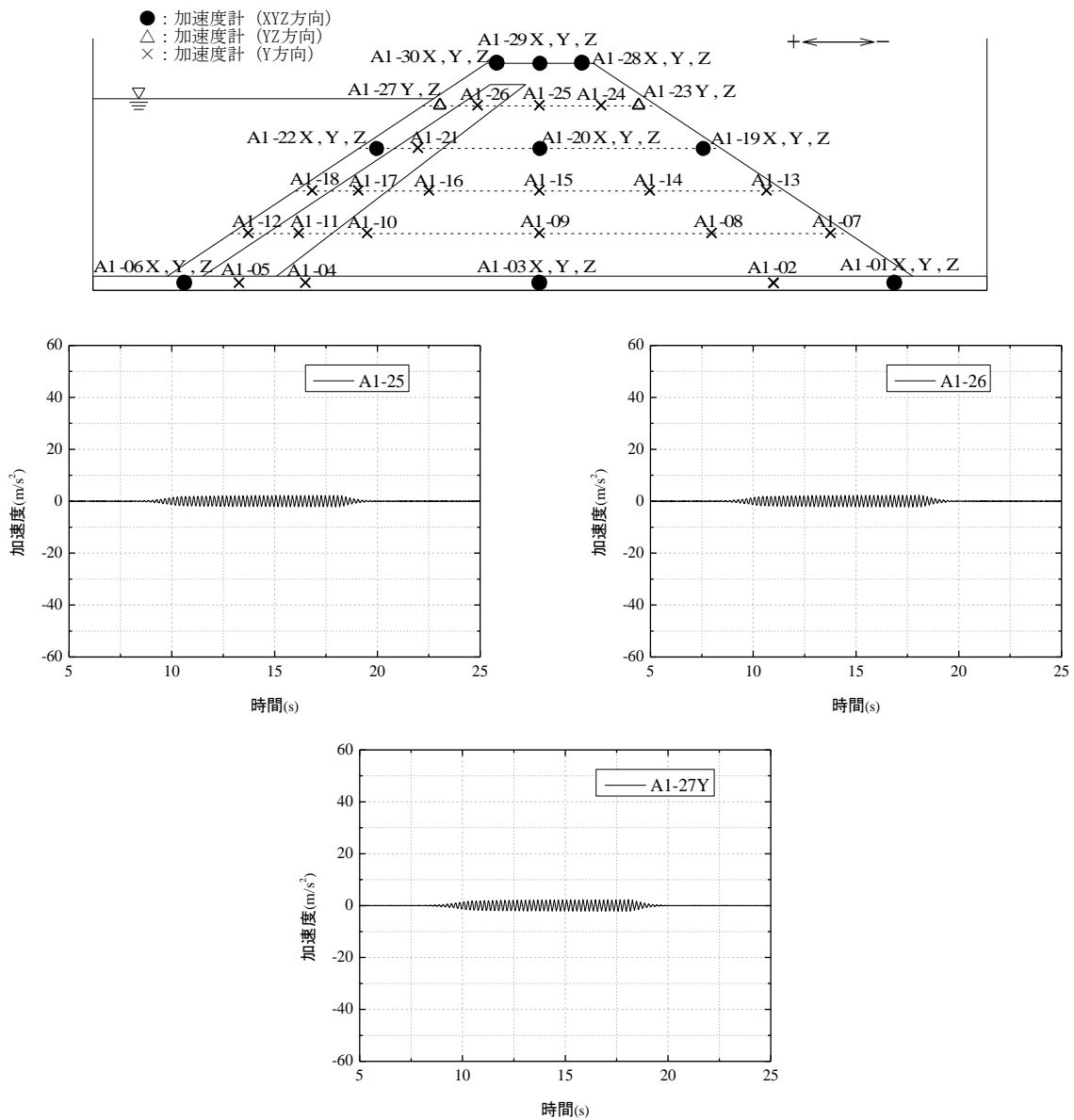


図 33(2) 前刃金工法における 240cm での加速度応答 (150gal 加振時)

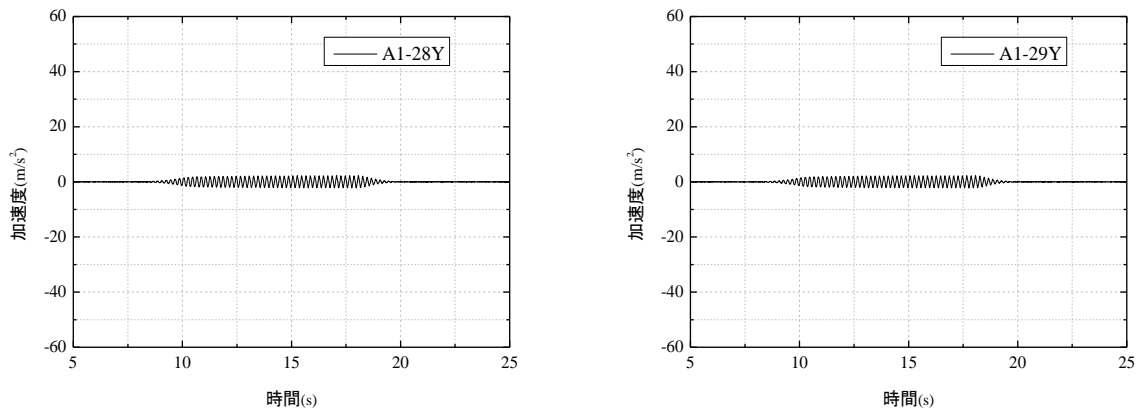


図 34(1) 前刃金工法における天端での加速度応答 (150gal 加振時)

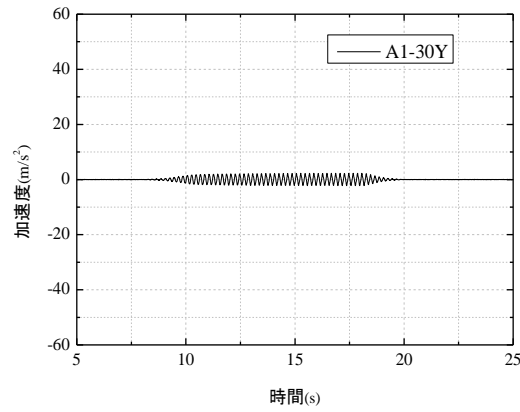


図 34 (2) 前刃金工法における天端での加速度応答 (150gal 加振時) (センサ箇所は前ページに表示)

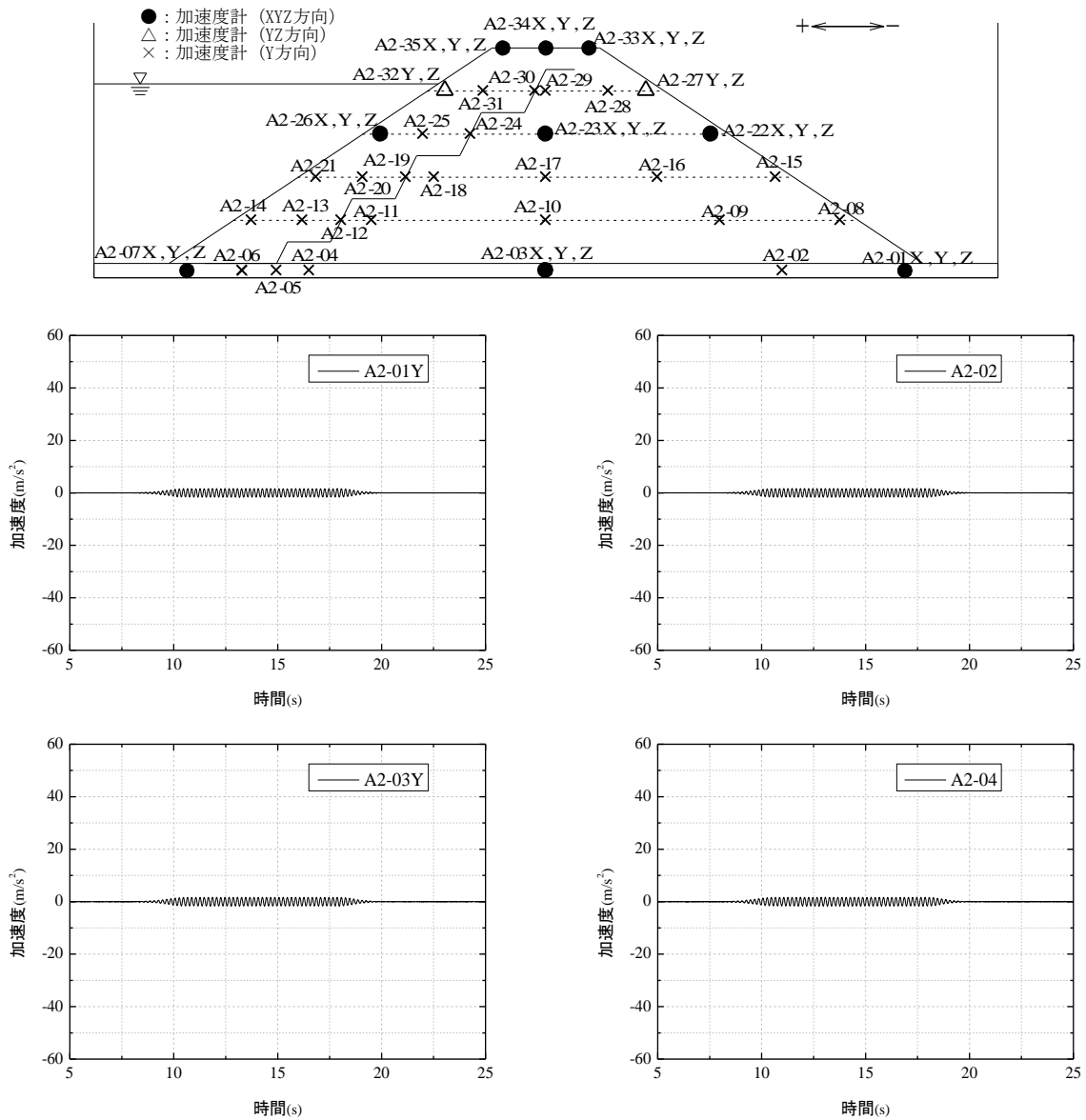
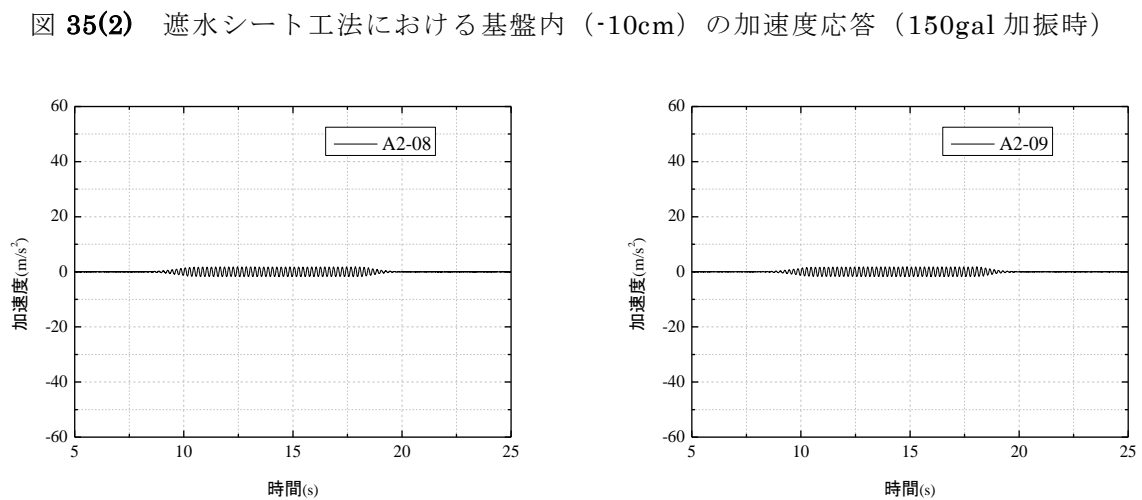
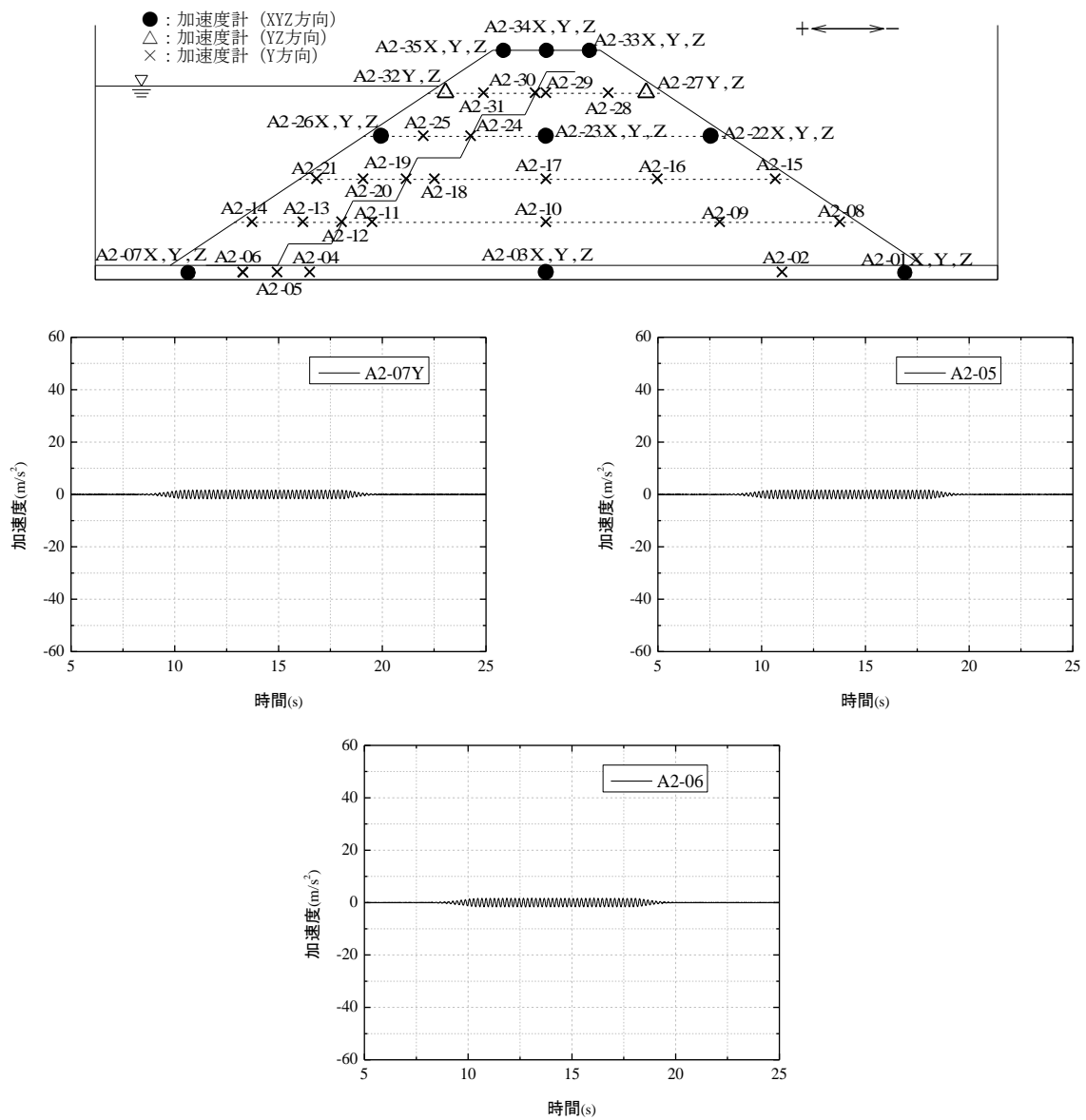


図 35(1) 遮水シート工法における基盤内 (-10cm) の加速度応答 (150gal 加振時)



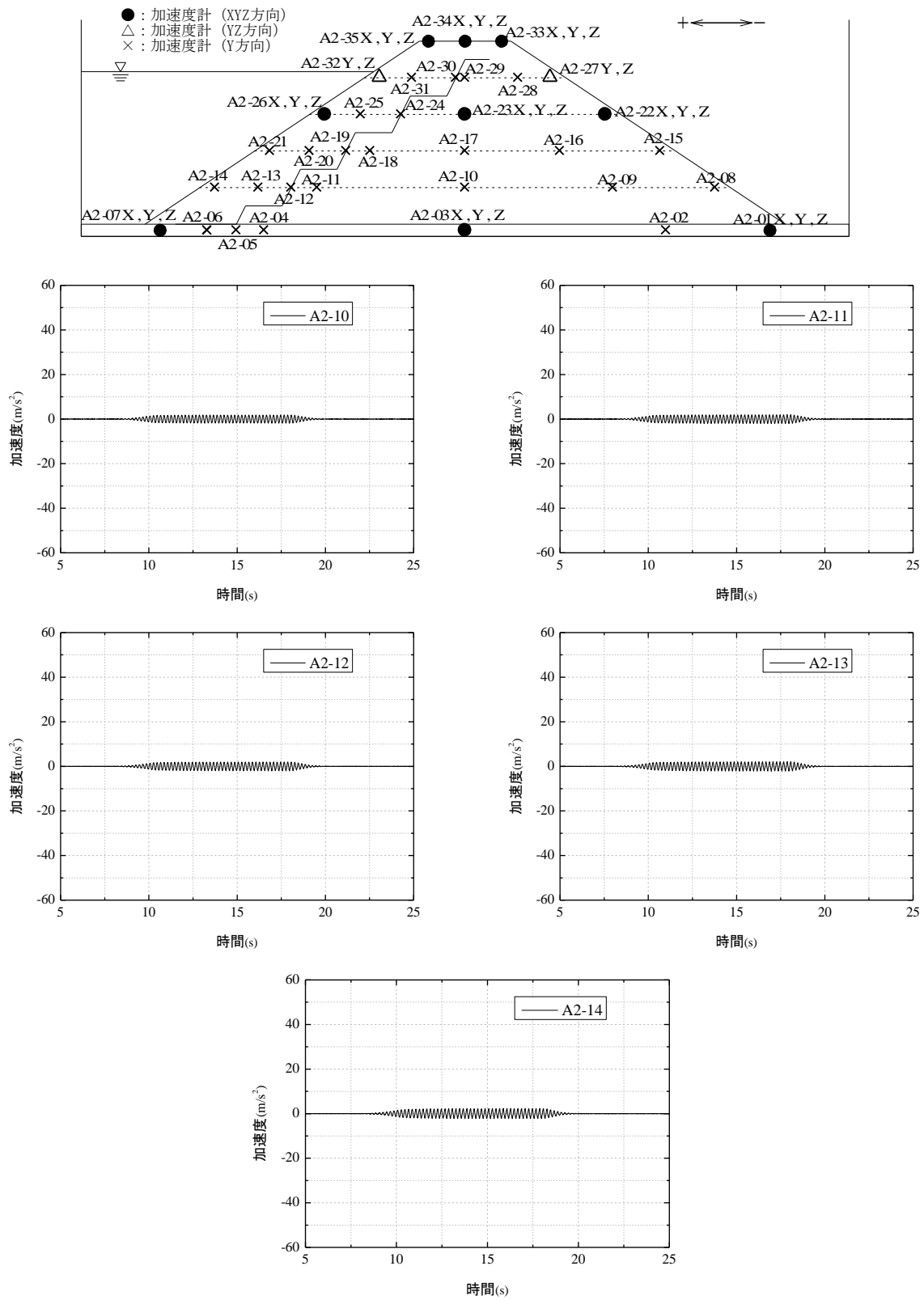


図 36 (2) 遮水シート工法における 60cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)

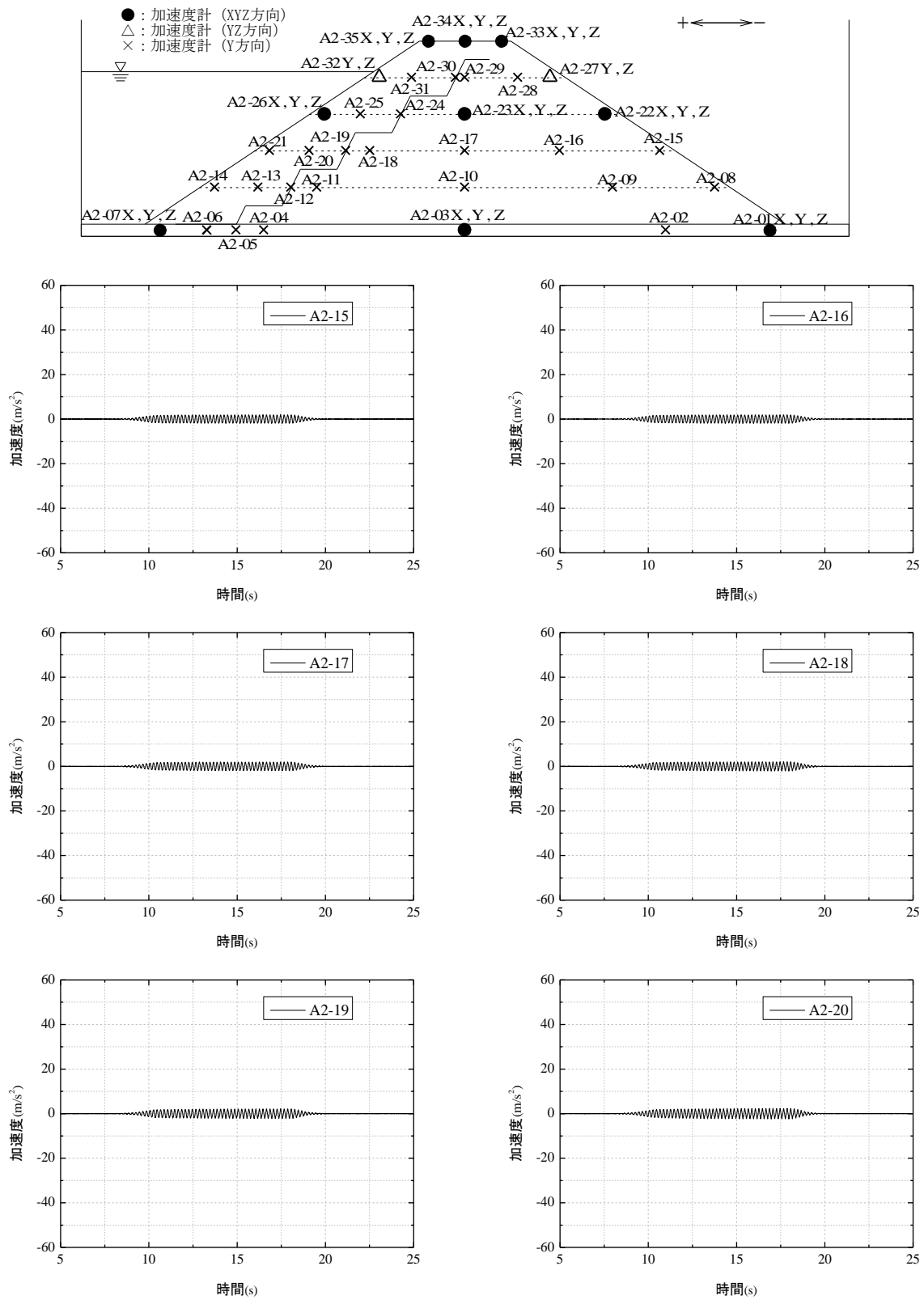


図 37(1) 遮水シート工法における 120cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)

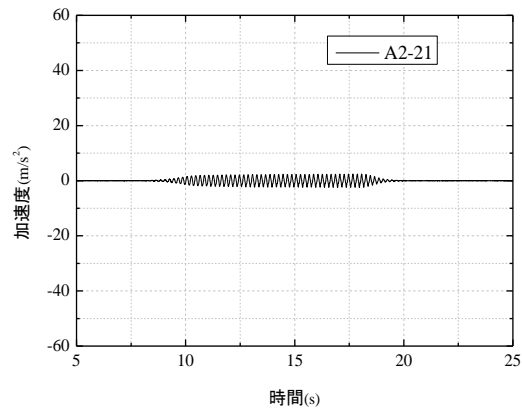
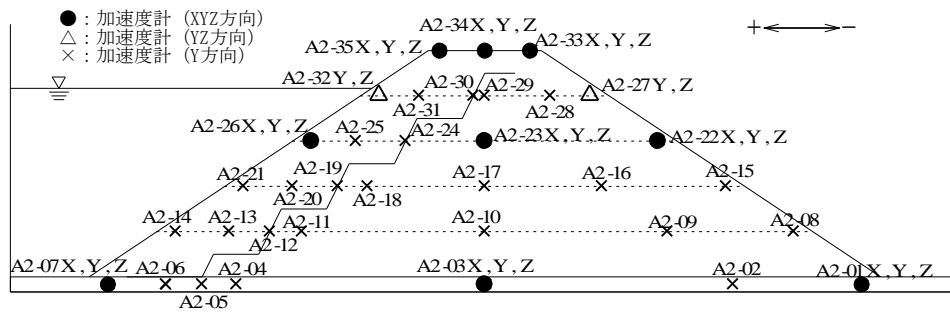
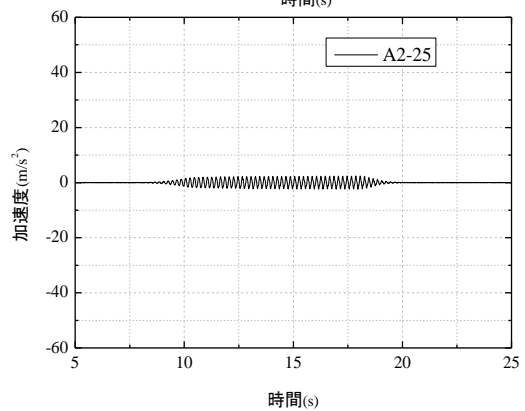
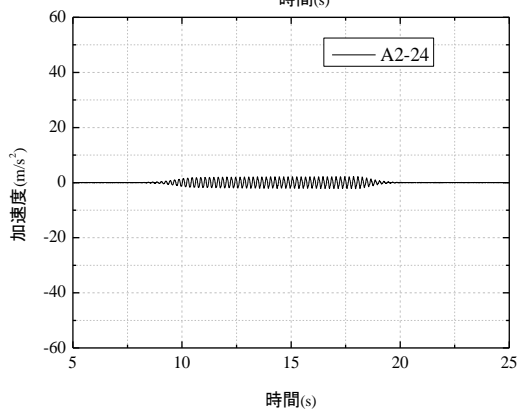
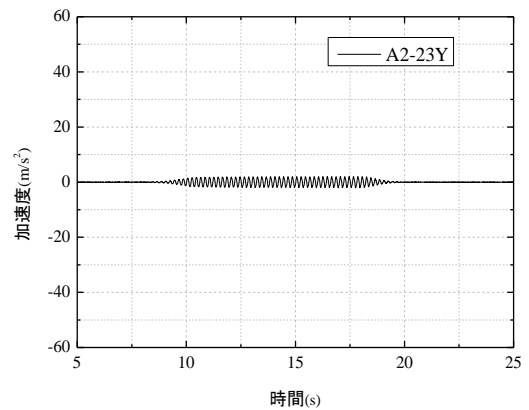
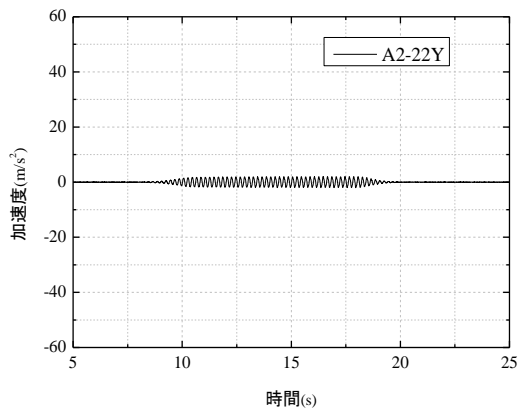


図 37 (2) 遮水シート工法における 120cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)



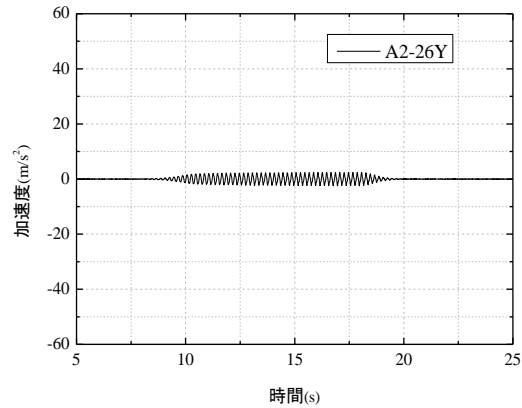
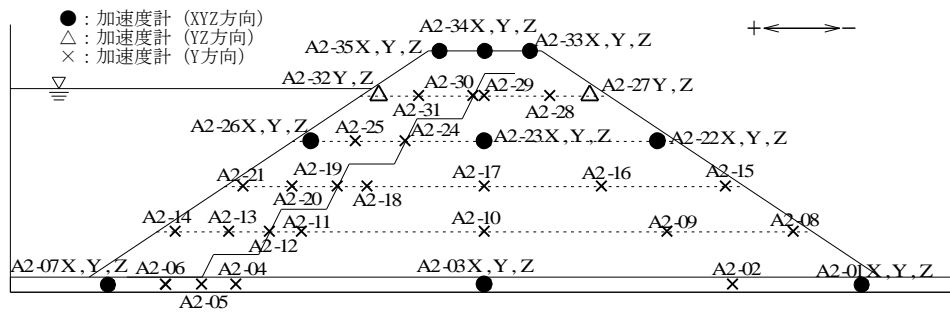


図 38 (2) 遮水シート工法における 180cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)

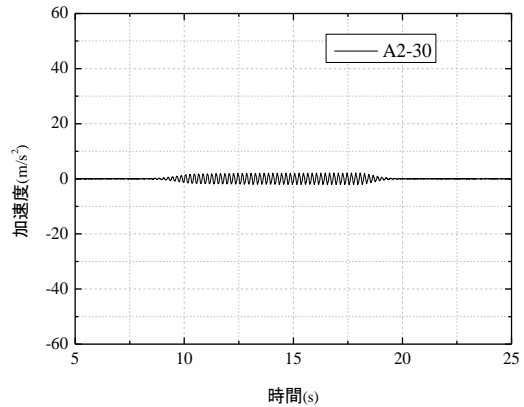
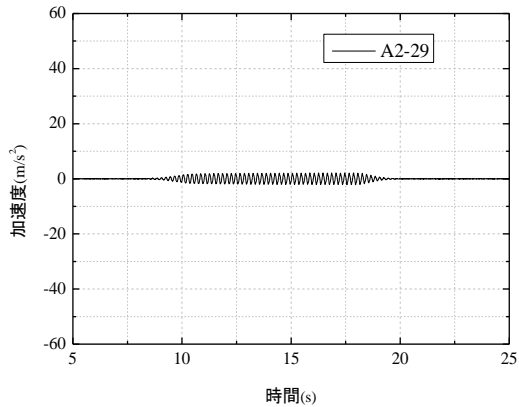
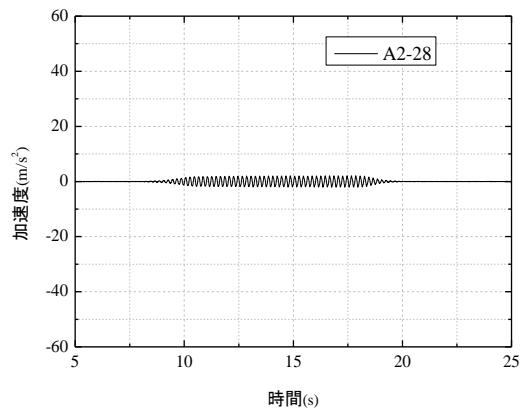
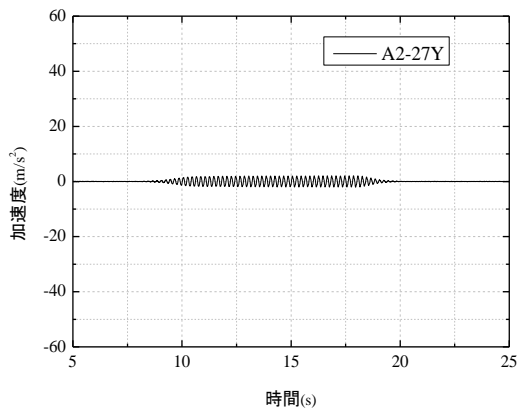


図 39(1) 遮水シート工法における 240cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)

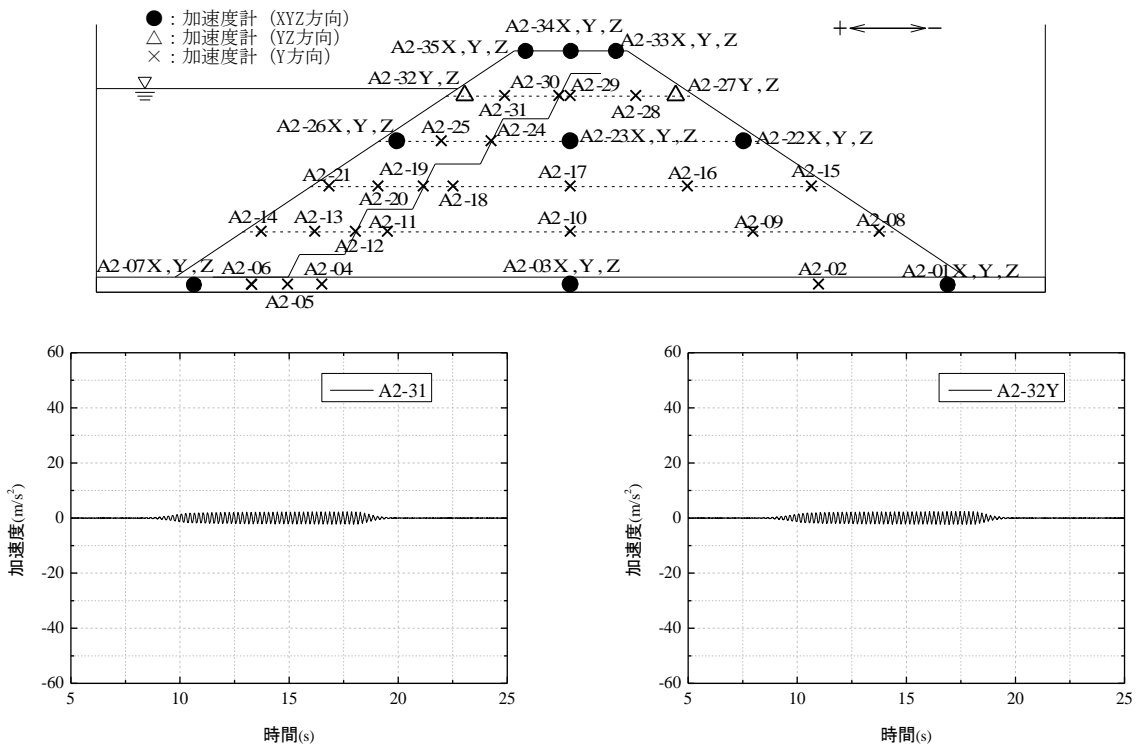


図 39(2) 遮水シート工法における 240cm 高さでの加速度応答 (150gal 加振時)

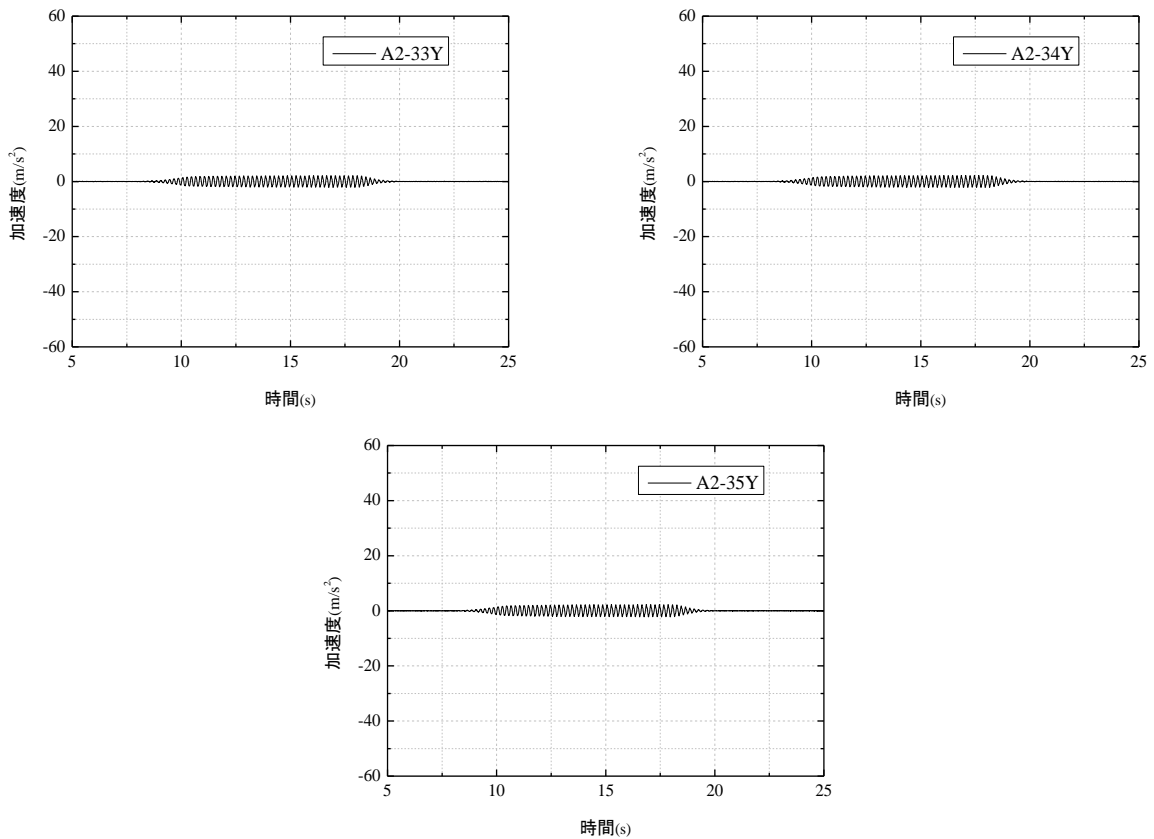


図 40 遮水シート工法における天端での加速度応答 (150gal 加振時)

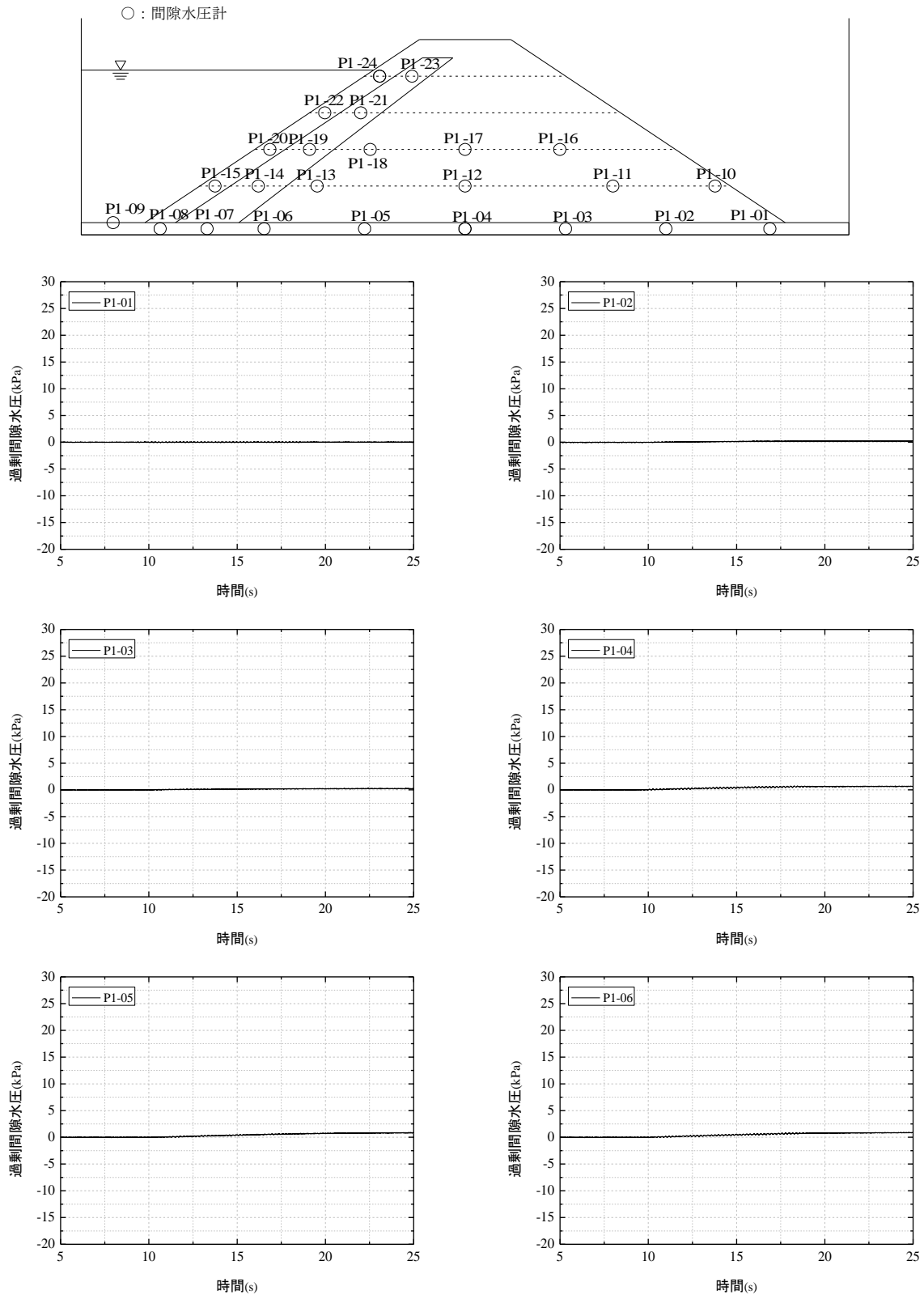


図 41(1) 前刃金工法における基盤内 (-10cm) の間隙水圧応答 (150gal 加振時)

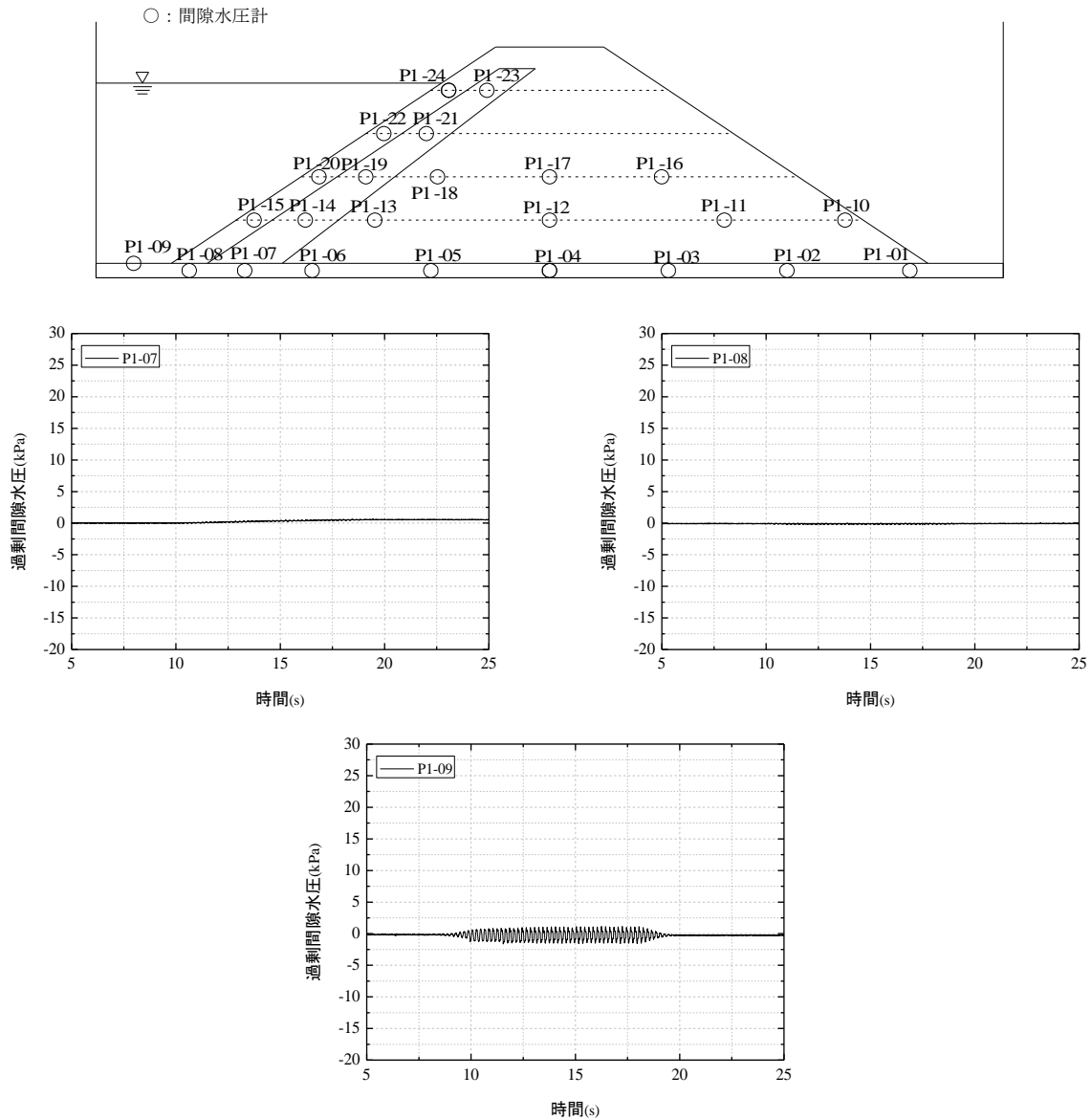


図 41(2) 前刃金工法における基盤内 (-10cm) の間隙水圧応答 (150gal 加振時)

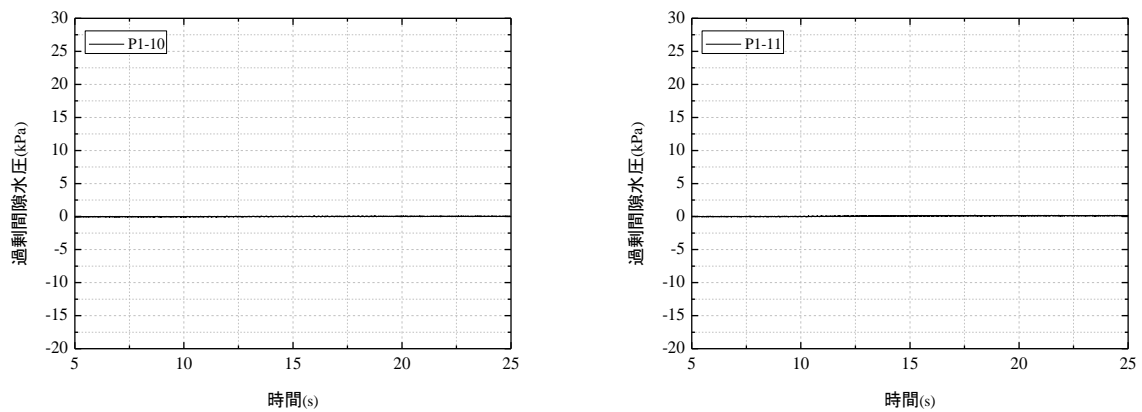


図 42 (1) 前刃金工法における 60cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)

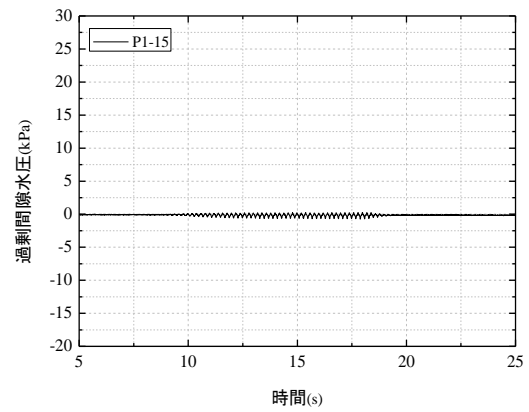
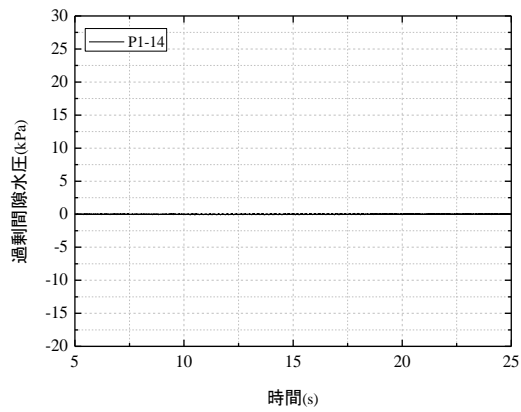
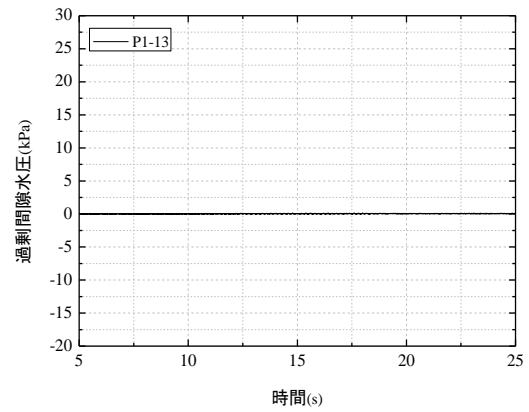
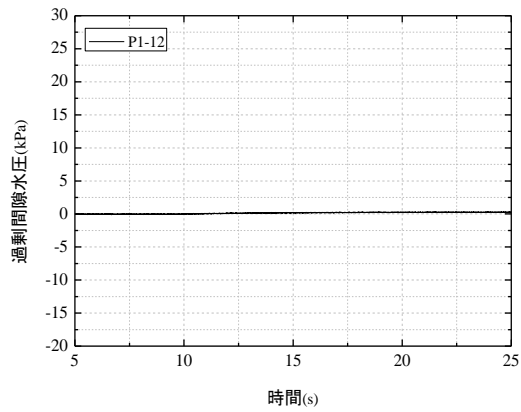
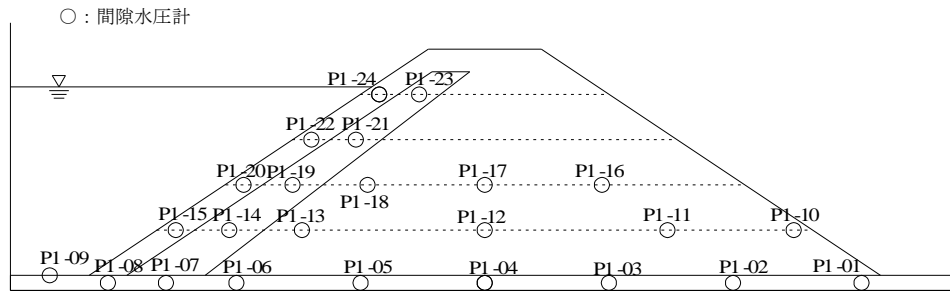


図 42(2) 前刃金工法における 60cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)

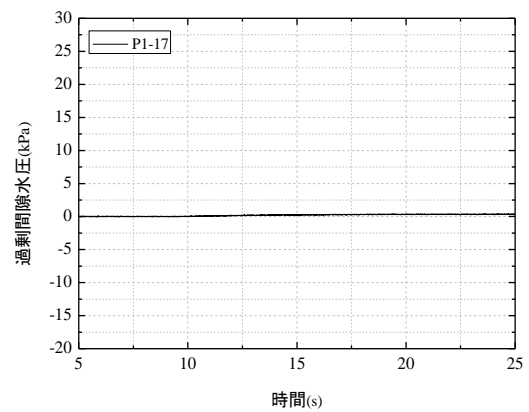
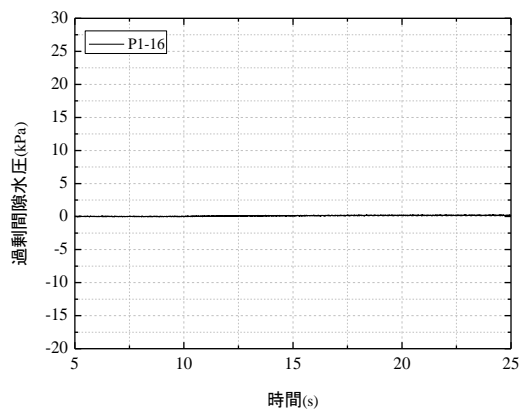


図 43(1) 前刃金工法における 120cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)

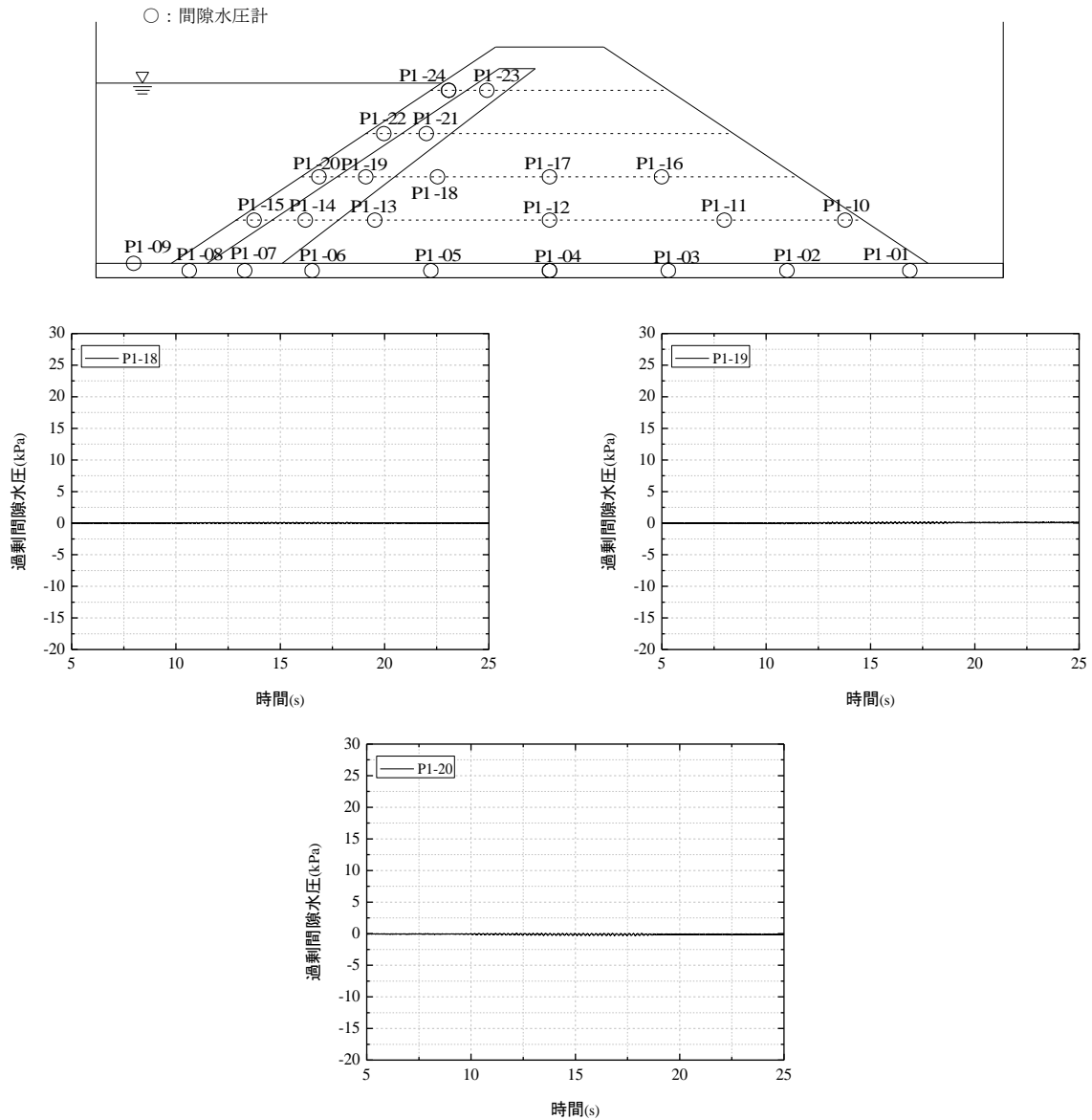


図 43 (2) 前刃金工法における 120cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)

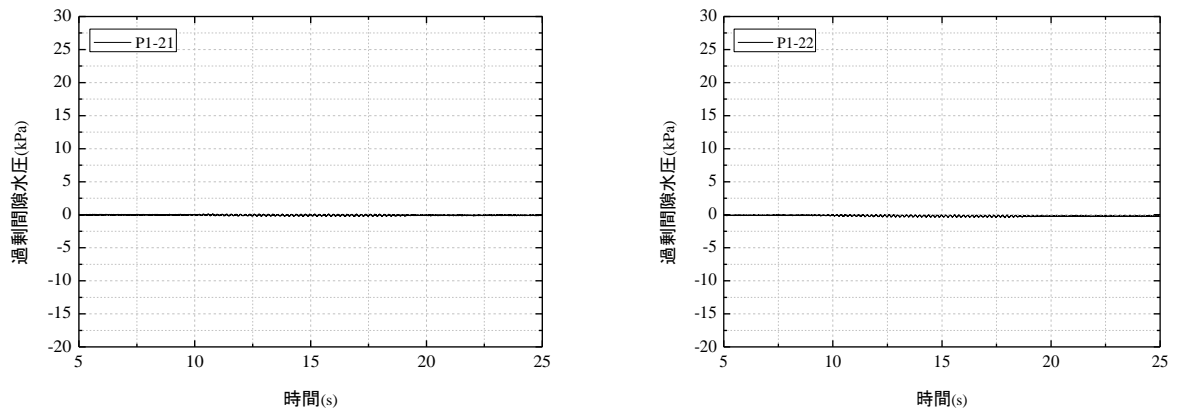


図 44 前刃金工法における 180cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)

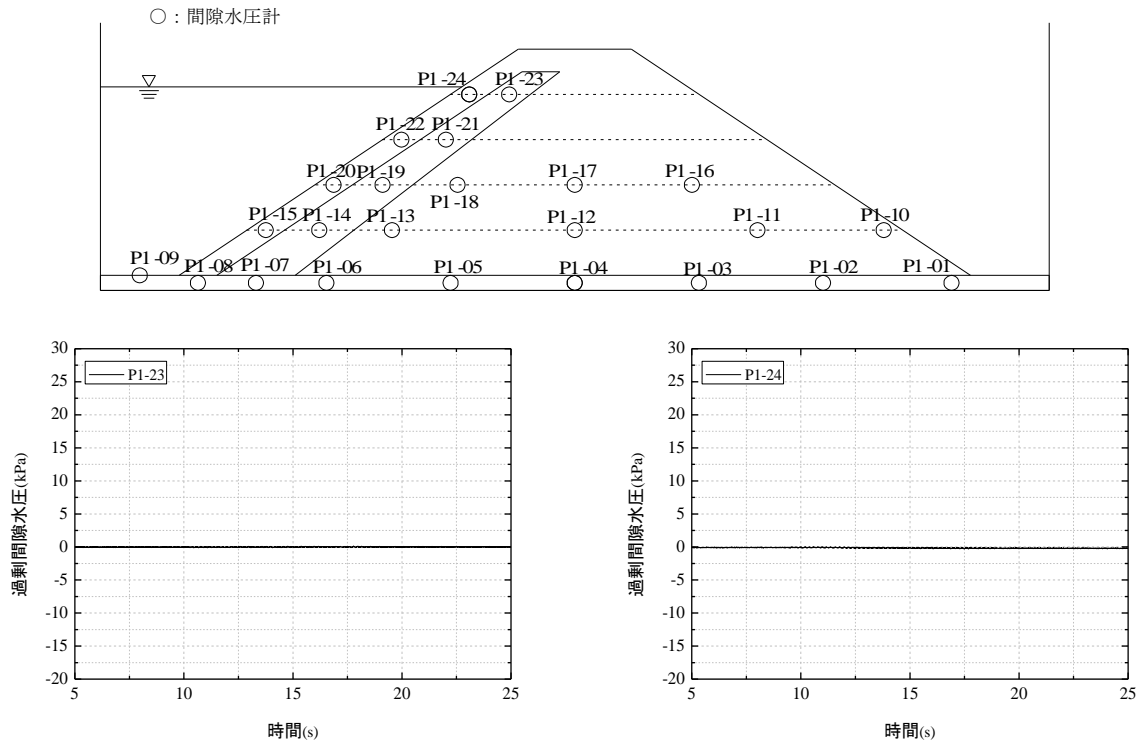


図 45 前刃金工法における 240cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)

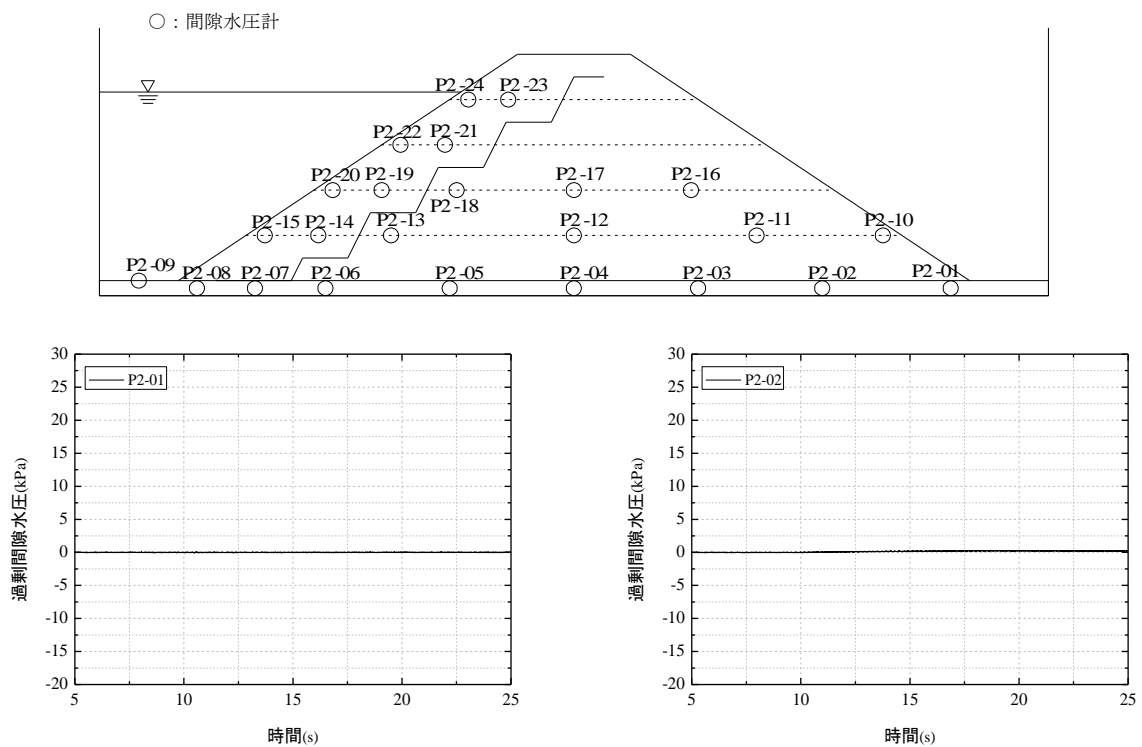


図 46(1) 遮水シート工法における基盤内 (-10cm) の間隙水圧応答 (150gal 加振時)

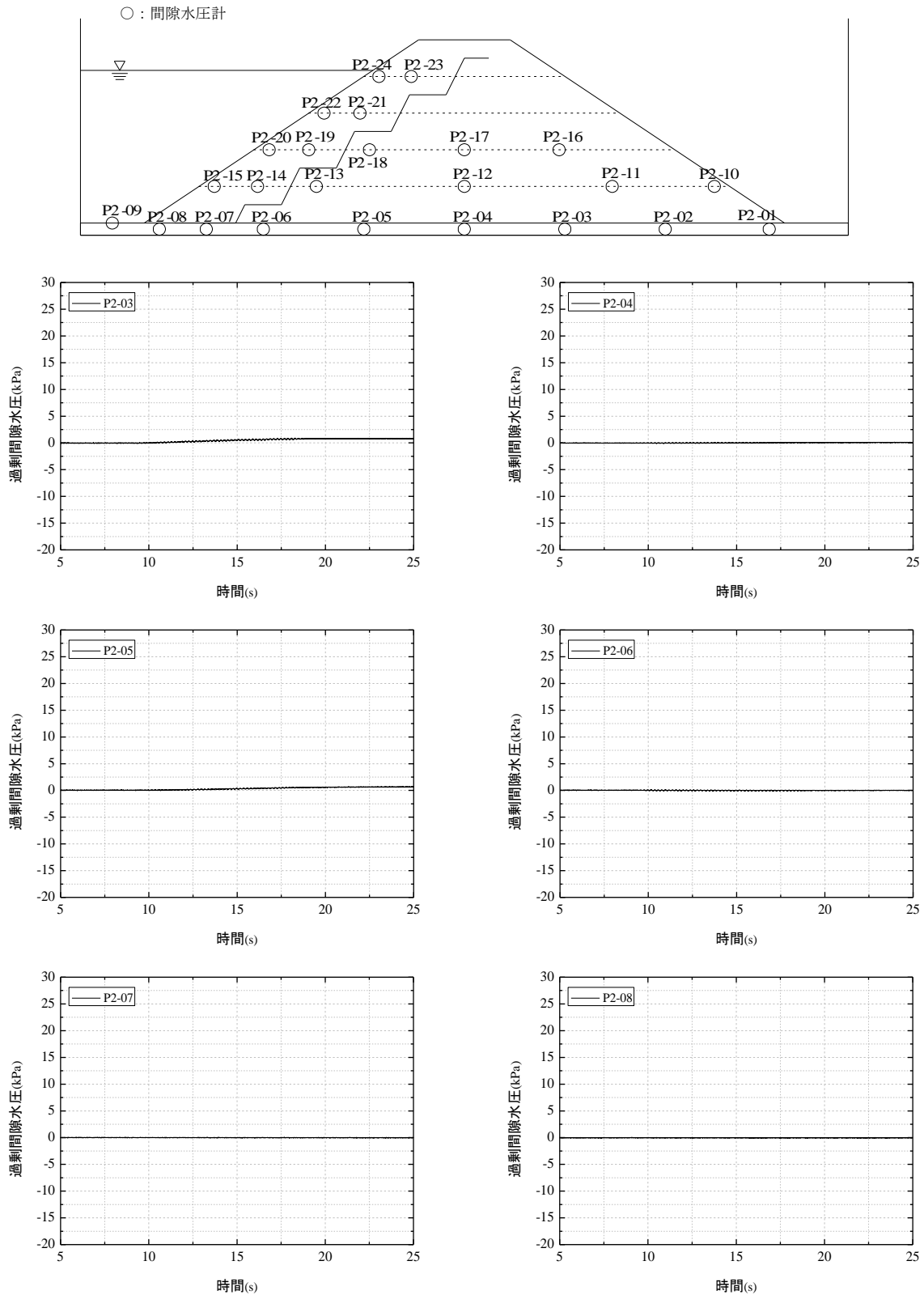


図 46(2) 遮水シート工法における基盤内 (-10cm) の間隙水圧応答 (150gal 加振時)

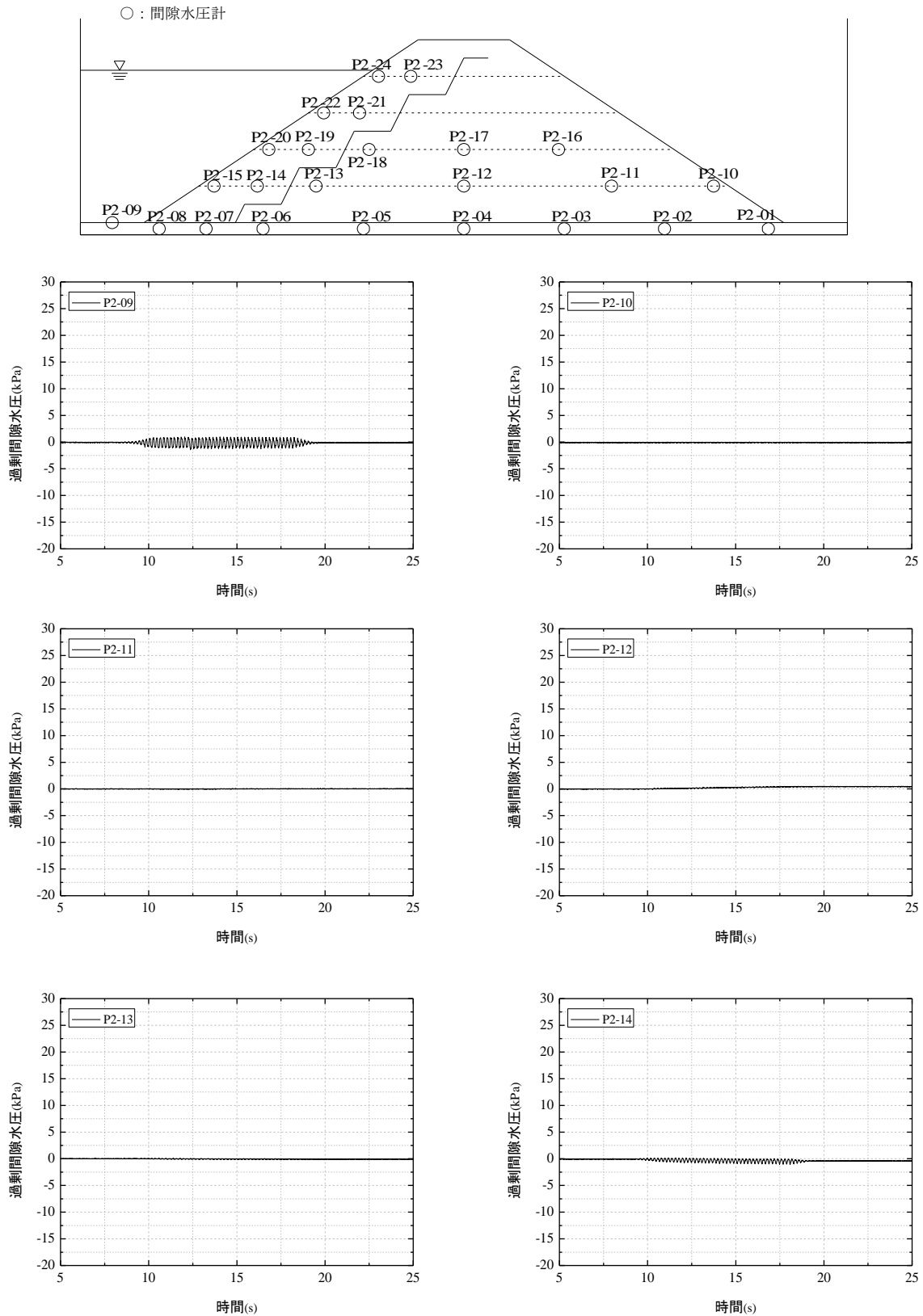


図 47(1) 遮水シート工法における 60cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)

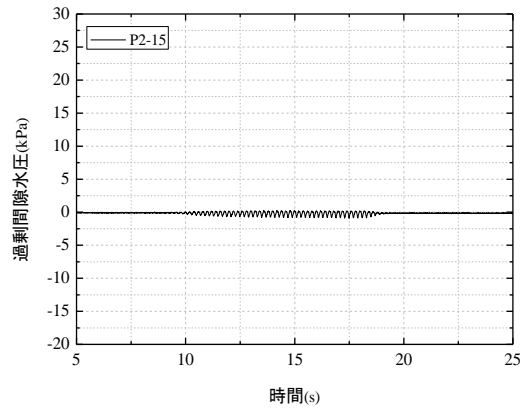
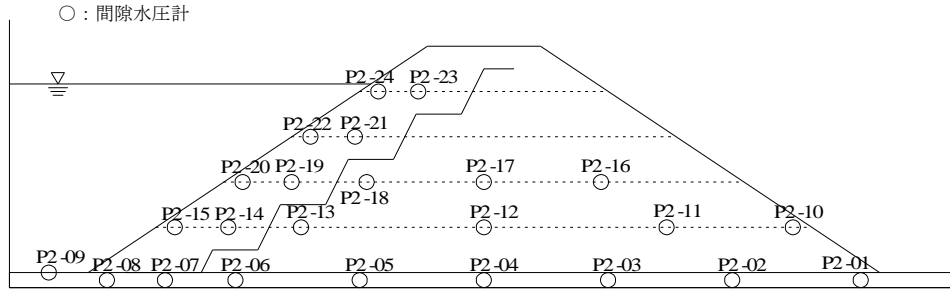


図 47(2) 遮水シート工法における 60cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)

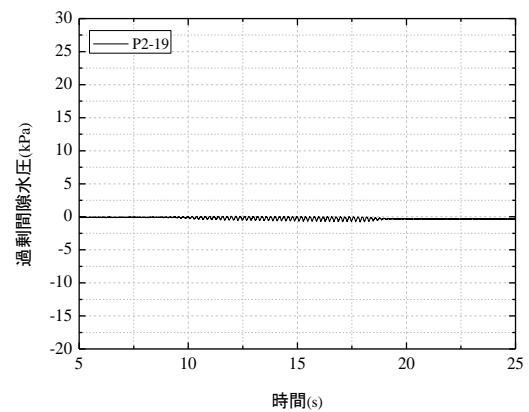
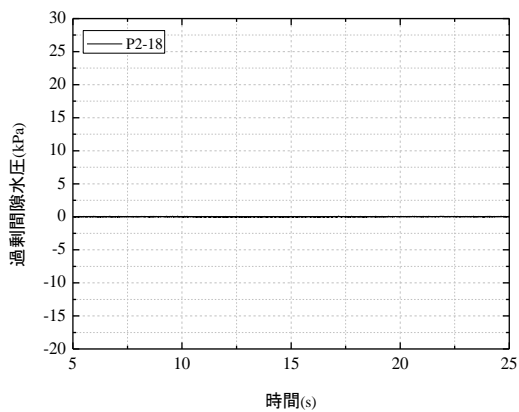
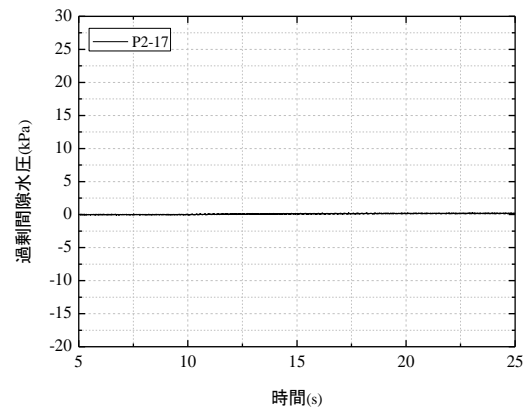
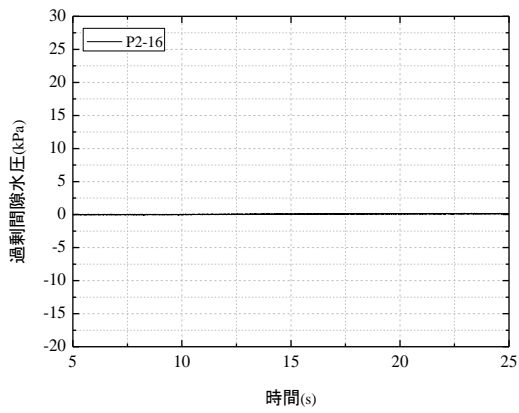


図 48(1) 遮水シート工法における 120cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)

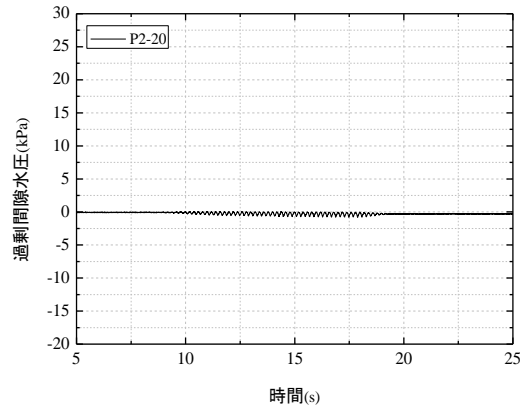
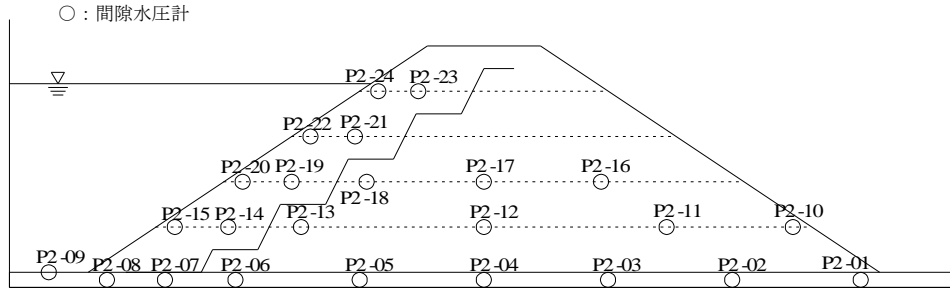


図 48(2) 遮水シート工法における 120cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)

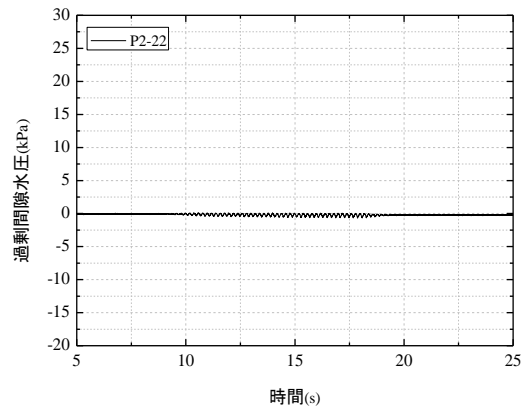
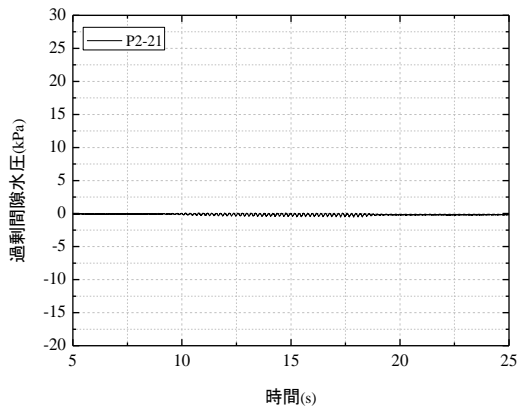


図 49 遮水シート工法における 180cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)

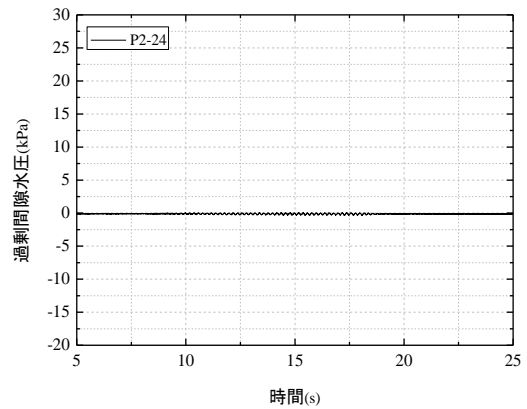
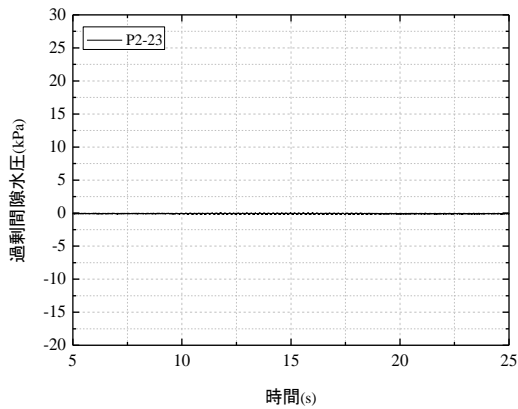


図 50 遮水シート工法における 240cm 高さでの間隙水圧応答 (150gal 加振時)

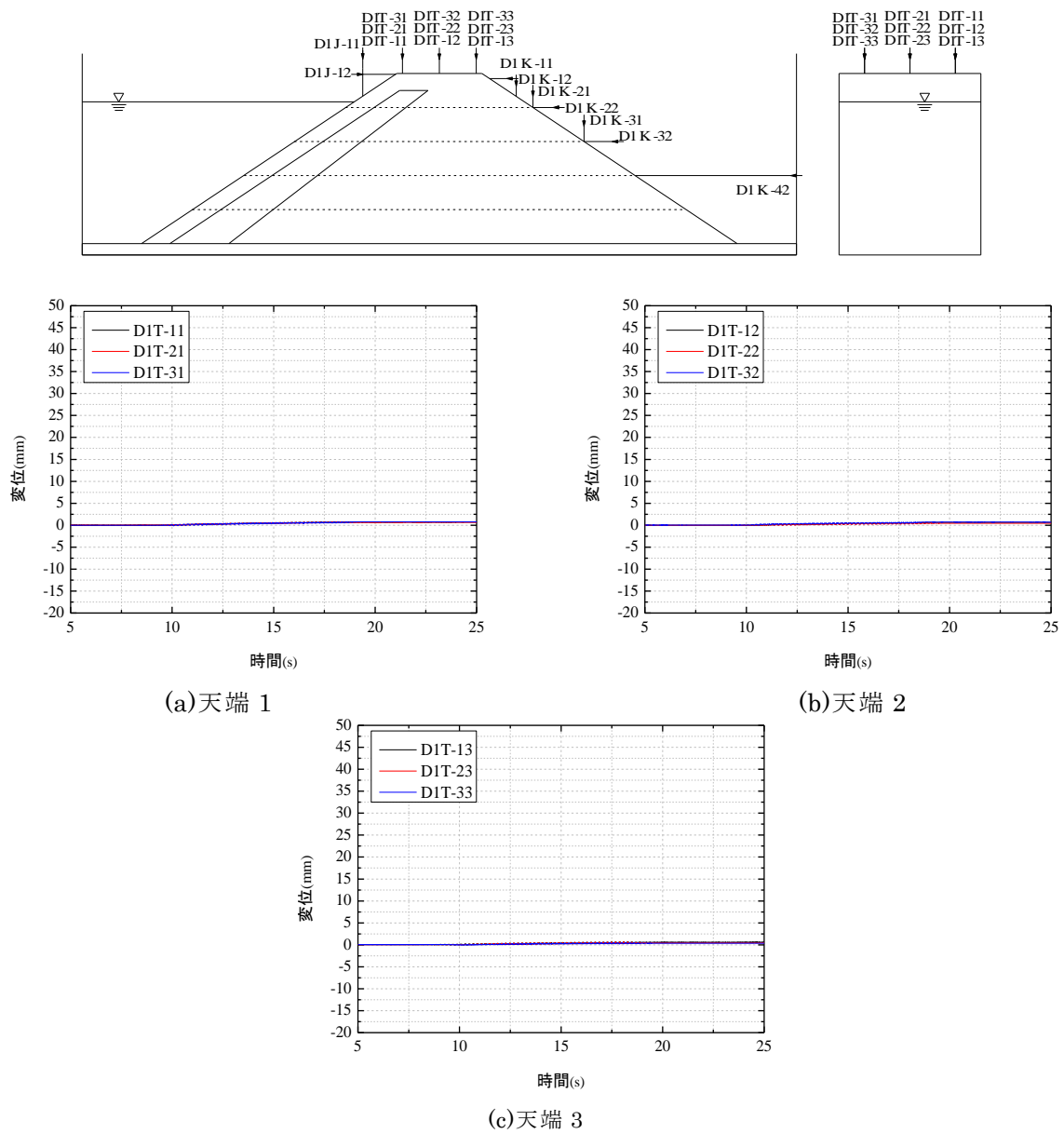


図 51 前刃金工法における天端の鉛直変位（150gal 加振時）

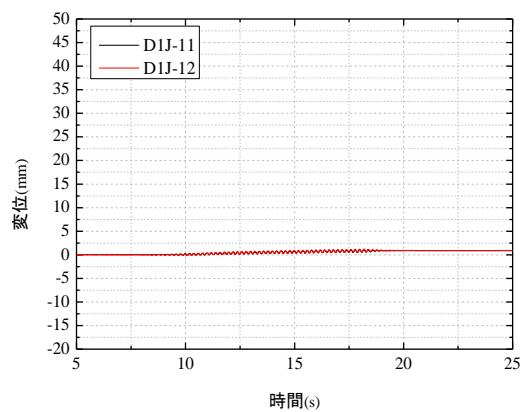


図 52 前刃金工法における上流斜面の水平・鉛直変位（150gal 加振時）

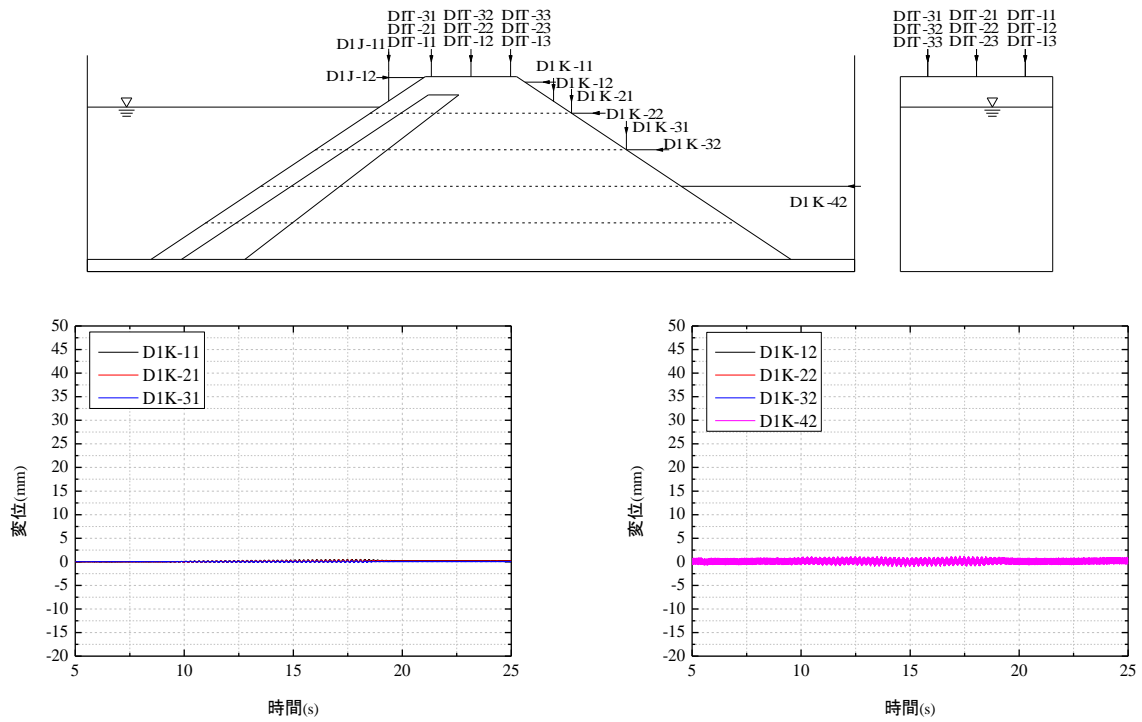


図 53 前刃金工法における下流斜面の水平変位図 (150gal) 図 54 前刃金工法における下流斜面の鉛直変位 (150gal)

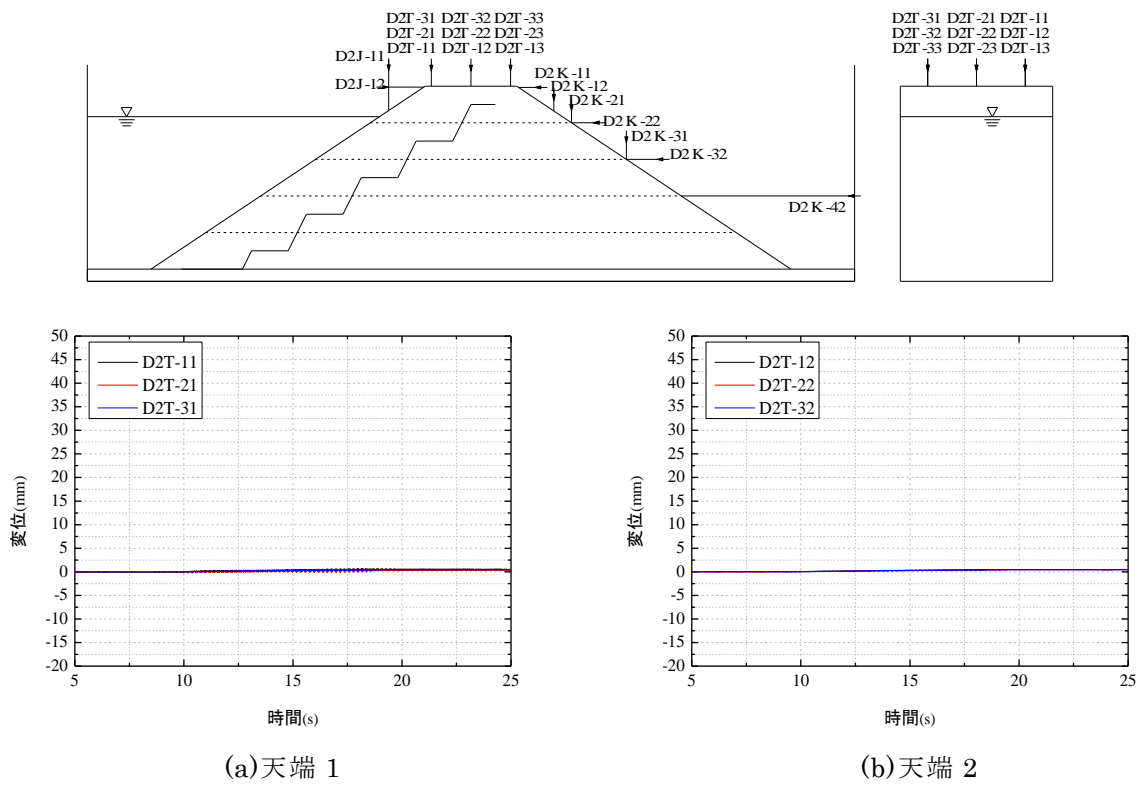
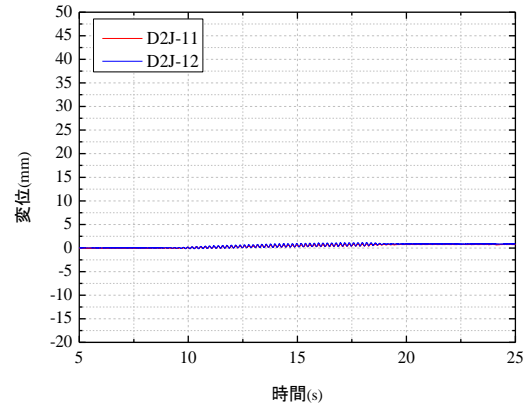
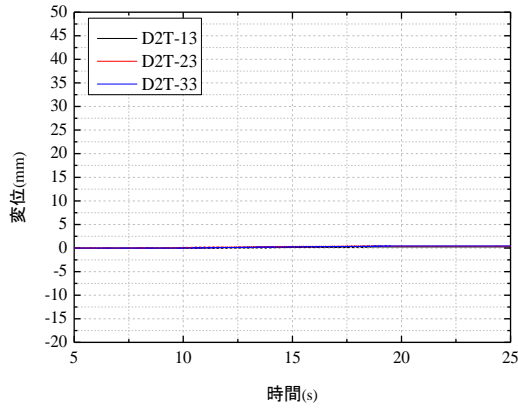
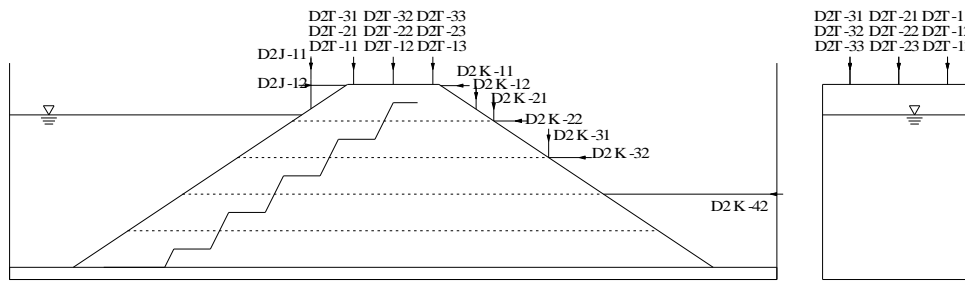


図 55(1) 遮水シート工法における天端の鉛直変位 (150gal 加振時)



(c)天端 3

図 55(2) 遮水シート工法の天端の鉛直変位 (150gal 加振時)

図 56 遮水シート工法の上流斜面の水平・鉛直変位 (150gal 加振時)

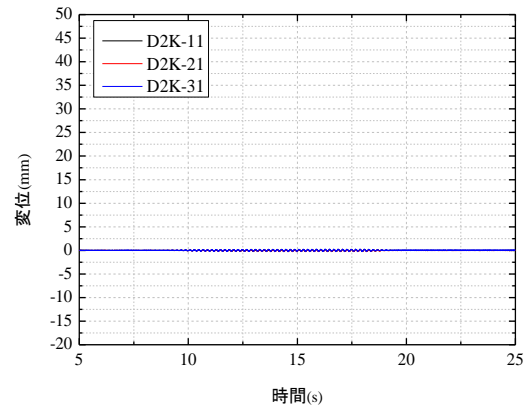
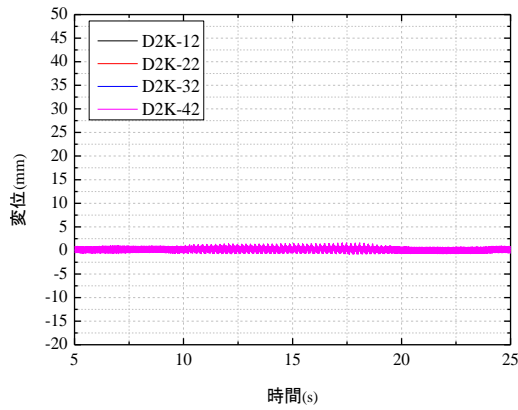


図 57 遮水シート工法における下流斜面の水平変位 (150gal 加振時)

図 58 遮水シート工法における下流斜面の鉛直変位 (150gal 加振時)