

ため池堤体の耐震安全性に関する実験研究 —改修されたため池堤体の耐震性能検証—

An Experimental Study on Earthquake Resistance of Small Earth Dam - Estimation of Earthquake-Resistant Performance of Embankments with Sloping Core Zone and Geosynthetic Clay Liner -



防災科学技術研究所研究資料

第四一〇号

ため池堤体の耐震安全性に関する実験研究

防災科学技術研究所

防災科学技術研究所研究資料

- 第 339 号 地すべり地形分布図 第 45 集「岩内」14 葉(5 万分の 1)． 2010 年 3 月発行
- 第 340 号 新庄における気象と降積雪の観測 (2008/09 年冬期) 33pp. 2010 年 3 月発行
- 第 341 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 27(平成 21 年 No. 1) (CD-ROM 版)． 2010 年 3 月発行
- 第 342 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 28(平成 21 年 No. 2) (CD-ROM 版)． 2010 年 3 月発行
- 第 343 号 阿寺断層系における深層ボーリング調査の概要と岩石物性試験結果(付録 CD-ROM) 15pp. 2010 年 3 月発行
- 第 344 号 地すべり地形分布図 第 46 集「札幌・苫小牧」19 葉(5 万分の 1)． 2010 年 7 月発行
- 第 345 号 地すべり地形分布図 第 47 集「夕張岳」16 葉(5 万分の 1)． 2010 年 8 月発行
- 第 346 号 長岡における積雪観測資料(31) (2006/07 , 2007/08 , 2008/09 冬期)47pp. 2010 年 9 月発行
- 第 347 号 地すべり地形分布図 第 48 集「羽幌・留萌」17 葉(5 万分の 1)． 2010 年 11 月発行
- 第 348 号 平成 18 年度 大都市大震災軽減化特別プロジェクト実大 3 層 RC 建物実験報告書(付録 DVD) 68pp. 2010 年 8 月発行
- 第 349 号 防災科学技術研究所による深層掘削調査の概要と岩石物性試験結果(足尾・新宮・牛伏寺) (付録 CD-ROM)12pp. 2010 年 8 月発行
- 第 350 号 アジア防災科学技術情報基盤(DRH-Asia) コンテンツ集 266pp. 2010 年 12 月発行
- 第 351 号 新庄における気象と降積雪の観測(2009/10 年冬期) 31pp. 2010 年 12 月発行
- 第 352 号 平成 18 年度 大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 木造建物実験 - 震動台活用による構造物の耐震性向上研究 - (付録 CD-ROM)120pp. 2011 年 1 月発行
- 第 353 号 地形・地盤分類および常時微動の H/V スペクトル比を用いた地震動のスペクトル増幅率の推定 242pp. 2011 年 1 月発行
- 第 354 号 地震動予測地図作成ツールの開発(付録 DVD) 155pp. 2011 年 5 月発行
- 第 355 号 ARTS により計測した浅間山の火口内温度分布(2007 年 4 月から 2010 年 3 月) 28pp. 2011 年 1 月発行
- 第 356 号 長岡における積雪観測資料(32) (2009/10 冬期) 29pp. 2011 年 2 月発行
- 第 357 号 浅間山鬼押出火山観測井コア試料の岩相と層序(付録 DVD) 32pp. 2011 年 2 月発行
- 第 358 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 29(平成 22 年 No. 1) (CD-ROM 版)． 2011 年 2 月発行
- 第 359 号 強震ネットワーク 強震データ Vol. 30(平成 22 年 No. 2) (CD-ROM 版)． 2011 年 2 月発行
- 第 360 号 K-NET・KiK-net 強震データ(1996 - 2010) (DVD 版 6 枚組)． 2011 年 3 月発行
- 第 361 号 統合化地下構造データベースの構築 <地下構造データベース構築ワーキンググループ報告書> 平成 23 年 3 月 238pp. 2011 年 3 月発行
- 第 362 号 地すべり地形分布図 第 49 集「旭川」16 葉(5 万分の 1)． 2011 年 11 月発行
- 第 363 号 長岡における積雪観測資料(33) (2010/11 冬期) 29pp. 2012 年 2 月発行
- 第 364 号 新庄における気象と降積雪の観測(2010/11 年冬期) 45pp. 2012 年 2 月発行
- 第 365 号 地すべり地形分布図 第 50 集「名寄」16 葉(5 万分の 1)． 2012 年 3 月発行
- 第 366 号 浅間山高峰火山観測井コア試料の岩相と層序(付録 CD-ROM) 30pp. 2012 年 2 月発行
- 第 367 号 防災科学技術研究所による関東・東海地域における水圧破碎井の孔井検層データ 29pp. 2012 年 3 月発行
- 第 368 号 台風災害被害データの比較について(1951 年～ 2008 年, 都道府県別資料) (付録 CD-ROM)19pp. 2012 年 5 月発行
- 第 369 号 E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-5 橋脚) 震動破壊実験研究報告書 - 実在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する震動台実験及びその解析 - (付録 DVD) 64pp. 2012 年 10 月発行
- 第 370 号 強震動評価のための千葉県・茨城県における浅部・深部地盤統合モデルの検討(付録 CD-ROM) 410pp. 2013 年 3 月発行
- 第 371 号 野島断層における深層掘削調査の概要と岩石物性試験結果(平林・岩屋・甲山) (付録 CD-ROM) 27pp. 2012 年 12 月発行
- 第 372 号 長岡における積雪観測資料(34) (2011/12 冬期) 31pp. 2012 年 11 月発行
- 第 373 号 阿蘇山一の宮および白水火山観測井コア試料の岩相記載(付録 CD-ROM) 48pp. 2013 年 2 月発行
- 第 374 号 霧島山万膳および夷守台火山観測井コア試料の岩相記載(付録 CD-ROM) 50pp. 2013 年 3 月発行
- 第 375 号 新庄における気象と降積雪の観測(2011/12 年冬期) 49pp. 2013 年 2 月発行
- 第 376 号 地すべり地形分布図 第 51 集「天塩・枝幸・稚内」20 葉(5 万分の 1)． 2013 年 3 月発行
- 第 377 号 地すべり地形分布図 第 52 集「北見・紋別」25 葉(5 万分の 1)． 2013 年 3 月発行
- 第 378 号 地すべり地形分布図 第 53 集「帯広」16 葉(5 万分の 1)． 2013 年 3 月発行
- 第 379 号 東日本大震災を踏まえた地震ハザード評価の改良に向けた検討 349pp. 2012 年 12 月発行
- 第 380 号 日本の火山ハザードマップ集 第 2 版(付録 DVD) 186pp. 2013 年 7 月発行
- 第 381 号 長岡における積雪観測資料(35) (2012/13 冬期) 30pp. 2013 年 11 月発行

防災科学技術研究所研究資料

- 第 382 号 地すべり地形分布図 第 54 集「浦河・広尾」18 葉(5 万分の 1)． 2014 年 2 月発行
- 第 383 号 地すべり地形分布図 第 55 集「斜里・知床岬」23 葉(5 万分の 1)． 2014 年 2 月発行
- 第 384 号 地すべり地形分布図 第 56 集「釧路・根室」16 葉(5 万分の 1)． 2014 年 2 月発行
- 第 385 号 東京都市圏における水害統計データの整備(付録 DVD) 6pp. 2014 年 2 月発行
- 第 386 号 The AITCC User Guide -An Automatic Algorithm for the Identification and Tracking of Convective Cells- 33pp. 2014 年 3 月発行
- 第 387 号 新庄における気象と降積雪の観測(2012/13 年冬期) 47pp. 2014 年 2 月発行
- 第 388 号 地すべり地形分布図 第 57 集「沖縄県域諸島」25 葉(5 万分の 1)． 2014 年 3 月発行
- 第 389 号 長岡における積雪観測資料(36) (2013/14 冬期) 22pp. 2014 年 12 月発行
- 第 390 号 新庄における気象と降積雪の観測(2013/14 年冬期) 47pp. 2015 年 2 月発行
- 第 391 号 大規模空間吊り天井の脱落被害メカニズム解明のための E-ディフェンス加振実験 報告書 ー大規模空間吊り天井の脱落被害再現実験および耐震吊り天井の耐震余裕度検証実験ー 193pp. 2015 年 2 月発行
- 第 392 号 地すべり地形分布図 第 58 集「鹿児島県域諸島」27 葉(5 万分の 1)． 2015 年 3 月発行
- 第 393 号 地すべり地形分布図 第 59 集「伊豆諸島および小笠原諸島」10 葉(5 万分の 1)． 2015 年 3 月発行
- 第 394 号 地すべり地形分布図 第 60 集「関東中央部」15 葉(5 万分の 1)． 2015 年 3 月発行
- 第 395 号 水害統計全国版データベースの整備. 2015 年発行予定
- 第 396 号 2015 年 4 月ネパール地震(Gorkha 地震) における災害情報の利活用に関するヒアリング調査 58pp. 2015 年 7 月発行
- 第 397 号 2015 年 4 月ネパール地震(Gorkha 地震) における建物被害に関する情報収集調査速報 16pp. 2015 年 9 月発行
- 第 398 号 長岡における積雪観測資料(37) (2014/15 冬期) 29pp. 2015 年 11 月発行
- 第 399 号 東日本大震災を踏まえた地震動ハザード評価の改良(付録 DVD) 253pp. 2015 年 12 月発行
- 第 400 号 日本海溝に発生する地震による確率論的津波ハザード評価の手法の検討(付録 DVD) 216pp. 2015 年 12 月発行
- 第 401 号 全国自治体の防災情報システム整備状況 47pp. 2015 年 12 月発行
- 第 402 号 新庄における気象と降積雪の観測(2014/15 年冬期) 47pp. 2016 年 2 月発行
- 第 403 号 地上写真による鳥海山南東斜面の雪渓の長期変動観測(1979 ～ 2015 年) 52pp. 2016 年 2 月発行
- 第 404 号 2015 年 4 月ネパール地震(Gorkha 地震) における地震の概要と建物被害に関する情報収集調査報告 54pp. 2016 年 3 月発行
- 第 405 号 土砂災害予測に関する研究集会ー現状の課題と新技術ープロシーディング 220pp. 2016 年 3 月発行
- 第 406 号 津波ハザード情報の利活用報告書 132pp. 2016 年 8 月発行
- 第 407 号 2015 年 4 月ネパール地震(Gorkha 地震) における災害情報の利活用に関するインタビュー調査 ー改訂版ー 120pp. 2016 年 10 月発行
- 第 408 号 新庄における気象と降積雪の観測(2015/16 年冬期) 39pp. 2017 年 2 月発行
- 第 409 号 長岡における積雪観測資料(38) (2015/16 冬期) 28pp. 2017 年 2 月発行

－編集委員会－		防災科学技術研究所研究資料 第 410 号
(委員長)	河合 伸一	平成 29 年 2 月 17 日 発行
(委 員)		編集兼 国立研究開発法人
松澤 孝紀	三輪 学央	発行者 防 災 科 学 技 術 研 究 所
若月 強	平島 寛行	〒 305-0006
中村いずみ	三好 康夫	茨城県つくば市天王台 3－1
(事務局)		電話 (029)863-7635
白田裕一郎	横山 敏秋	http://www.bosai.go.jp/
(編集・校正)	樋山 信子	印刷所 前 田 印 刷 株 式 会 社
		茨 城 県 つ く ば 市 山 中 152-4

© National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience 2017

※防災科学技術研究所の刊行物については、ホームページ (<http://dil-opac.bosai.go.jp/publication/>) をご覧下さい。

ため池堤体の耐震安全性に関する実験研究 —改修されたため池堤体の耐震性能検証—

中澤博志*・澤田 豊**・古林智宏***・小田哲也***・小林成太**・河端俊典**・澁谷 啓**
片岡沙都紀**・山下拓三*・梶原浩一*・井上貴仁*

An Experimental Study on Earthquake Resistance of Small Earth Dam —Estimation of Earthquake-Resistant Performance of Embankments with Sloping Core Zone and Geosynthetic Clay Liner—

Hiroshi NAKAZAWA*, Yutaka SAWADA**, Tomohiro KOBAYASHI***, Tetsuya ODA***, Seita KOBAYASHI**,
Toshinori KAWABATA**, Satoru SHIBUYA**, Satsuki KATAOKA**, Takuzo YAMASHITA*,
Koichi KAJIWARA*, and Takahito INOUE*

**Department of Disaster Mitigation Research,
National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Japan
nakazawa@bosai.go.jp, tyamashi@bosai.go.jp, kaji@bosai.go.jp, dinoue@bosai.go.jp*

***Kobe University, Japan
sawa@harbor.kobe-u.ac.jp, 155a006a@stu.kobe-u.ac.jp, kawabata@kobe-u.ac.jp, sshibuya@kobe-u.ac.jp,
skataoka@people.kobe-u.ac.jp*

****Hyogo Prefecture, Japan
Tomohiro_Kobayashi@pref.hyogo.lg.jp, tetsuya_oda@pref.hyogo.lg.jp*

Abstract

In this study, full-scale shaking table tests for embankments were carried out in order to estimate the earthquake resistance of small earth dams with geosynthetic clay liner for a short supply of clay material which requires sloping core zones at many sites. In the experiment, two types of embankments of 3 m of height were constructed in large soil containers respectively. The dynamic behaviors of embankments were observed by two sinusoidal waves equivalent to Level1 (177 Gal) and Level2 (471 Gal) earthquake in experimental condition respectively. After Level2-shaking, several longitudinal cracks were occurred at the crest of the embankment with geosynthetic clay liner. However, it was confirmed that embankment with geosynthetic clay liner had been keeping its function after shaking because of no water leakage to the downstream side.

Key words: Small Earth Dam, Full-Scale Shaking Table Test, Geosynthetic Clay Liner, Seismic Behavior, Residual Deformation

* 国立研究開発法人 防災科学技術研究所 地震減災実験研究部門

** 神戸大学

*** 兵庫県

1. 研究概要

平成 28 年 3 月 17-18 日にかけて、兵庫県三木市にある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(E-ディフェンス)において、「ため池堤体の耐震安全性に関する実験研究」プロジェクトとして、実大ため池堤体の震動実験が実施された。本実験では、ため池の改修において、刃金土という粘性土を用いる「前刃金工法」の採用が一般的であるが、近年、諸般の事情により、同工法の採用が難しくなってきたことから、前刃金工法の代替工法として、ベントナイト系シートを用いる「遮水シート工法」を採用する事例が増えつつある。本研究では、未検証である遮水シート工法の耐震性能を把握することを目的に、前刃金工法と遮水シート工法による盛土試験を 2 つの土槽内にそれぞれ造成し、同時加振により耐震性能を比較した。

本報は、実験の準備段階の検討から実験実施、得られた成果に至る一連をまとめ報告するものである。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(委員長:岡田恒男)」の助言を受け、防災科学技術研究所と兵庫県との共同研究、および兵庫県と神戸大学の協力型共同研究の下に実施された。

1.1 背景および目的

全国には、約 20 万カ所の農業用ため池があり、中には老朽化が進み漏水が多くなるなど決壊のリスクが高まっているため池もある。決壊によるため池下流の被害を未然に防ぐため、老朽ため池の改修が急務となっている。

兵庫県には、平成 27 年 4 月時点で約 3 万 8 千箇所という都道府県別では全国 1 位のため池数があり、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。兵庫県は農地の 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¹⁾。

平成 23 年の東日本大震災では多くのため池堤体が地震動で被災し、特に福島県の藤沼湖では決壊により大量の濁流が流下し、人命が失われた。また、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、南海トラフ等の大規模地震への備えが必要である。そこで兵庫県は、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、刃金土という粘性土を遮水材料として上流側に用いる「前刃金工法」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た施工に着手しており、平成 27 年度時点で 15 池を対象に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 1 つとなり得る。しかしながら、遮水シート工法は、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未確立であり、未解明な部分がある一方、地震時の安全性を検証した事例はほとんど存在しない。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の検証に向けて、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 3 m の実物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、兵庫県より多くの遮水シート工法の採用実績を持つ自治体もある。本実験で得られた既存の前刃金工法の耐震性に関する知見も含め、研究成果の展開が期待される。

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 カ所のため池があり、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 30 km 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 か所のうち、震源地から半径 10 km の範囲に約 10 %、20 km の範囲に約 45 %、30 km の範囲に約 85 % が分布していた。被災ため池 1,362 か所のうち 961 か所が淡路島であり、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被害を及ぼすこととなるが、淡路島および県内で決壊による人命への被害はなかった。

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。縦断方向の亀裂が大半で、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位や、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、これらの強烈的な収縮・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、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、日を迫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経日変化が見られたが、地震後数カ月を経ても、表面に亀裂が明瞭に残っているものが殆どであった。

具体的な被害事例では、例えば小野市の二六池（にろくいけ）では堤体前法に垂直の完全な滑落が生じるといふ大きな被害が発生した。写真 1 に示す様に、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 97 m の全長に渡って 4 m の段差が生じ、非常に危険な状態となった。発災後に

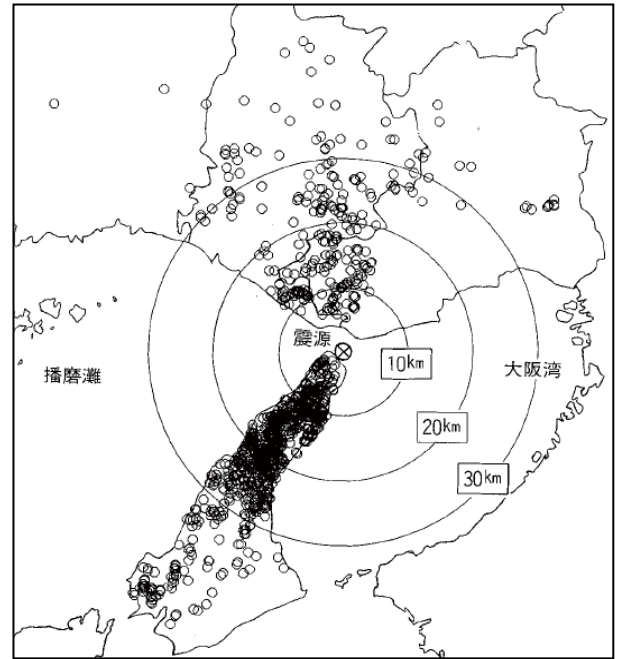


図 1 被災ため池の分布

Fig.1 Distribution of the damaged small earth dams.



写真 1 二六池の被災状況

Photo 1 Slope failure at the upstream embankment of Niroku dam.

はポンプによる強制排水による水位低下を行うとともに、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、応急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 ～ 260 mm、段差 50 ～ 250 mm の縦断方向亀裂が長さ約 80 m 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 12.5 m、横断方向 2 カ所に開口幅 1 ～ 6 cm の亀裂が生じた。また、張ブロックにも幅 1 cm 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 $\phi 900$ mm) 上流部および斜樋管取付部にも亀裂が確認されたが、洪水吐に特に異常は見られなかった。

兵庫県南部地震では、前年からの干ばつの影響の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 カ所のため池のうち、109 カ所は異常が無く、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 カ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。



写真 2 小鳥喰池の被災状況

Photo 2 Longitudinal cracks on the crest of Kotoribami dam.



写真 3 鶴池の被災状況

Photo 3 Longitudinal cracks on the crest of Tsuru dam.

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。南海トラフ巨大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。

2. 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粘性土や改良土を遮水材として上流側に用いる前刃金工法が一般的であるが、近年、良質な粘性土が枯渇しているのが現状である。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)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)}。

兵庫県の事例では、前刃金工法の採用を基本としているが、現場条件等により前刃金工法の採用が困難な場合、代替として遮水シート工法を採用することがある¹⁷⁾。実績としては、平成 14 年度からベントナイトシートを使用した施工に着手しており、平成 27 年度時点で 9 池で完了、3 池で改修事業実施



写真 4 ベントナイト系遮水シートの現場施工状況
Photo 4 Repair construction of small earth dam using GCLs.

中である。しかしながら、ベントナイト系遮水シート工法で改修されたため池堤体の耐震性能については、未解明な部分が多く、適切な設計手法も確立していないため、シート自体の材料特性は考慮せずに、堤体盛土の土の強度のみで安定計算を行っているのが現状である。

3. 実験概要

先述の通り、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 3 m 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、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、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

表 1 震動台の仕様

Table 1 Specifications of shake table.

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

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）を用いた。震動台施設の仕様を表 1 に示すが、最大搭載質量 1,200 t、最大質量搭載時の最大加速度は水平 900 cm/s²、鉛直 1,500 cm/s²、最大変位は水平 ±100 cm、鉛直 ±50 cm であり、堤高 3 m 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。

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 に示す様に、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。築堤に関し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



写真 5 実大三次元震動台

Photo 5 Full scale 3-dimensional shake table.



写真 6 土槽組立状況

Photo 6 Construction of a soil container.



写真 7 土槽設置状況¹⁷⁾

Photo 7 Installation of soil containers on the shake table.

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(L1)・レベル 2(L2) 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。

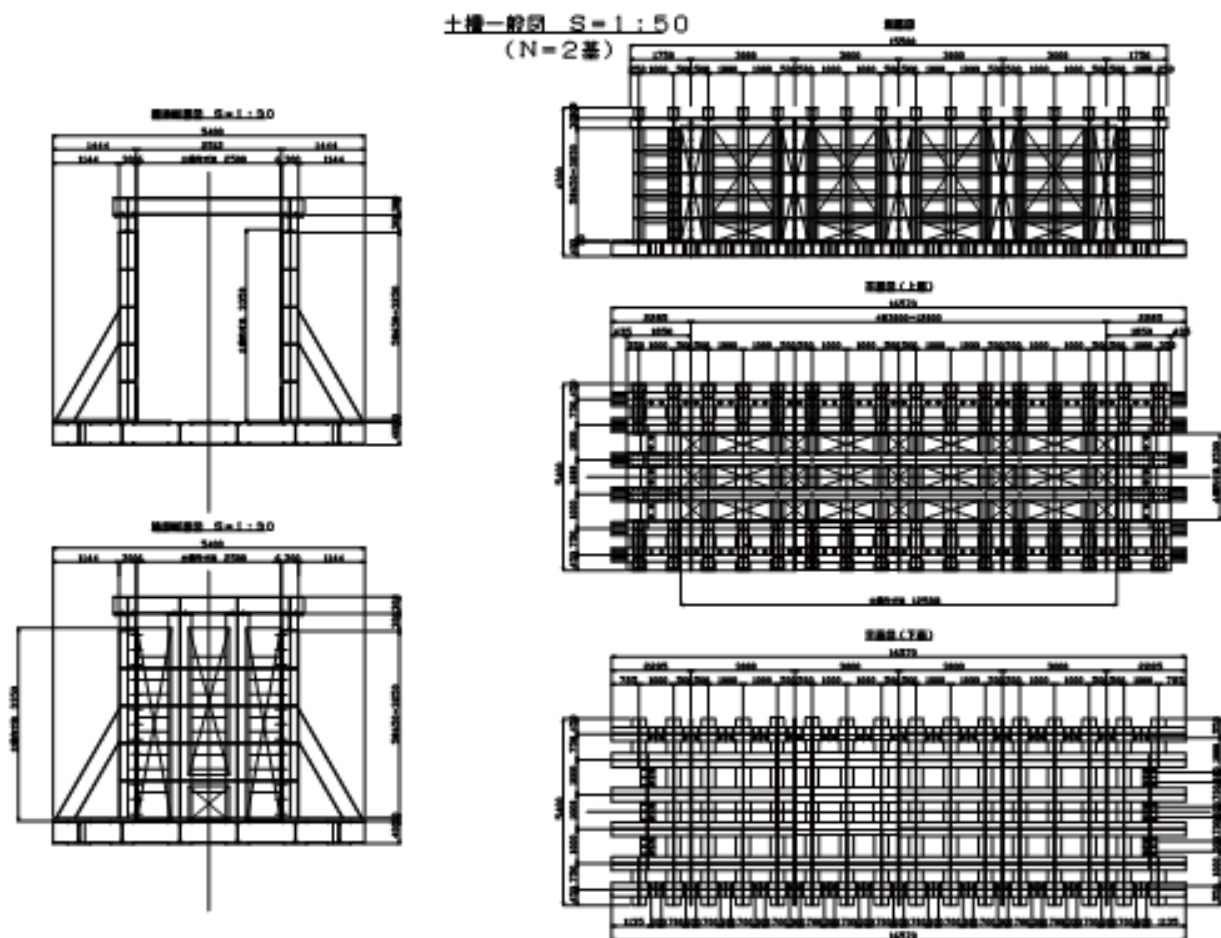


図2 土槽詳細図

Fig. 2 Detail drawings of soil containers.

3.2 土槽

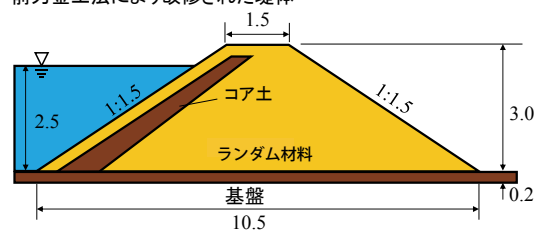
本実験に供した2基の土槽は本実験専用の土槽であり、工場製作による1基当たり6つのパーツからなる。これらをE-ディフェンスの屋外作業ヤードで組立・溶接を経て水密性を確認し、図2に示すように、内寸法が幅12.59 m、高さ3.55 m、奥行き2.50 mの鋼製土槽(105 t/基)を製作した。FEMによる部材の加振時の性能確認を行い、少なくとも1Gの加振力に耐え得る剛性を有していることを確認した。

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。

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(ペントナイトシート、

No.1 前刃金工法により改修された堤体



No.2 遮水シート工法による改修された堤体

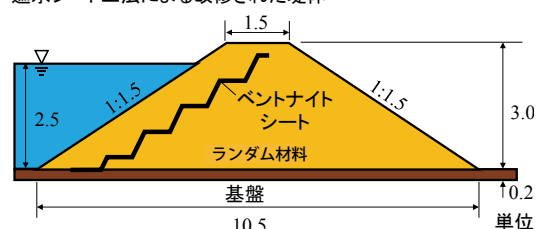


図3 試験体断面模式図

Fig. 3 Model configurations.

GCL)で改修されたため池である。堤高3 m、天端幅1.5 m、法面勾配1:1.5、基盤層0.2 mで、上流側には水位2.5 mの湛水部がある。



(a) ふるいによる攪拌



(b) バケツでのすり潰し

写真 8 土砂攪拌状況

Photo 8 Mixing sand with core material.

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、締固め曲線を図 5、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 2 mm と 19 mm 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。

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

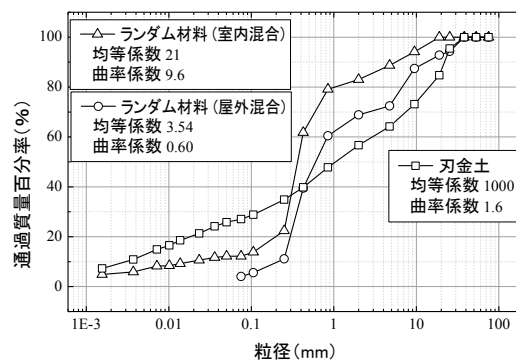


図 4 堤体材料の粒径加積曲線¹⁷⁾

Fig. 4 Grain size distribution of embankment materials.

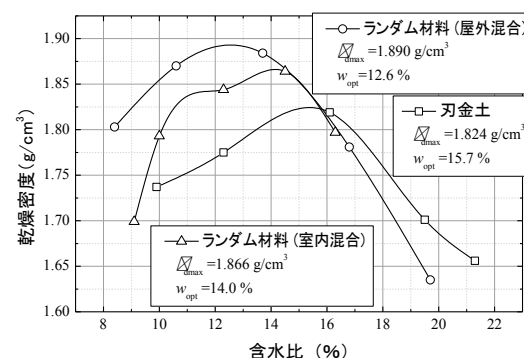


図 5 堤体材料の締固め曲線(A-b 法)¹⁷⁾

Fig. 5 Compaction curves for embankment materials.

表 2 透水試験結果¹⁷⁾

Table 2 Permeability test results.

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⁾

Table 3 Triaxial compression test results.

材料の種類	c' (kN/m ²)	f (°)
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

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、締固め曲線を図 5、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 8 に示すように、屋外にて、バックホウ (0.45 m³ のスケルトンバケツ) 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。

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 2 m 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 35.3 kN/m² であった。また、同様に液状化試験を実施したが、図 6 に示す様に、液状化強度 RL20 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比較が難しいが、含水比が 9.5 % で非排水せん断強さは 8.3 kN/m² であった。また、参考までに、動的変形試験結果を図 7 に示しておく。

3.4.3 ベントナイトシートの材料特性

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

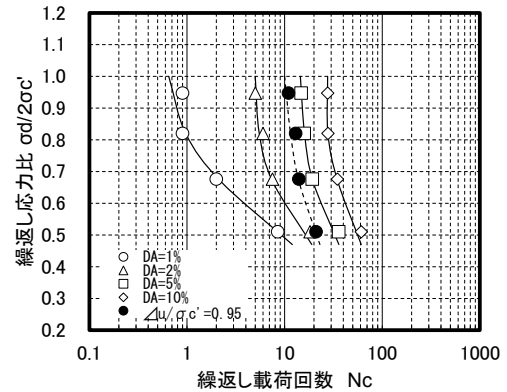


図 6 液状化試験結果

Fig. 6 Results of liquefaction resistance test.

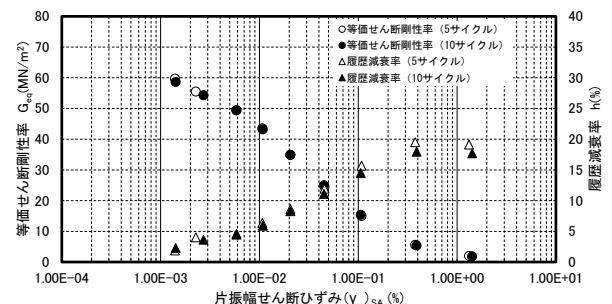


図 7 動的変形試験結果

Fig. 7 Results of cyclic shear deformation characteristics test.

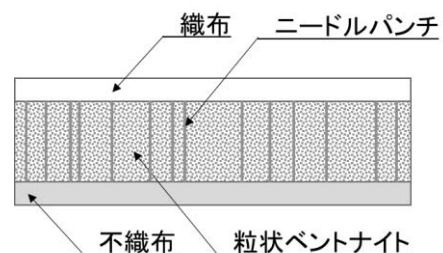


図 8 ベントナイトシートの概要図

Fig. 8 Schematic of GCL.

表 4 ベントナイトの性能

Table 4 Specifications of GCL.

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	JIS L 1908 準拠 試験片: 5 cm × 25 cm
伸び率 %	115	91.1	
引張強さ N	192	203	JIS L 1096 準拠 シングルタング法 試験片: 5 cm × 25 cm
はく離強さ N/m	918	638	定速伸長引張試験機使用 引張速度: 100 mm/min 試験片: 5 cm × 20 cm
厚さ mm	8.29		JIS L 1908 準拠 押圧荷重: 2 kPa
質量 g/m ²	5720		JIS L 1908 準拠
貫入抵抗 N	518		ASTM D 4833
膨潤力 ml/2g	24.0		JBAS-104-77 準拠 試料を 2 g 採取し、精製水 100 ml を入れたメスシリンダーに沈着させ、24 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 20℃ 湿度 65% RH)

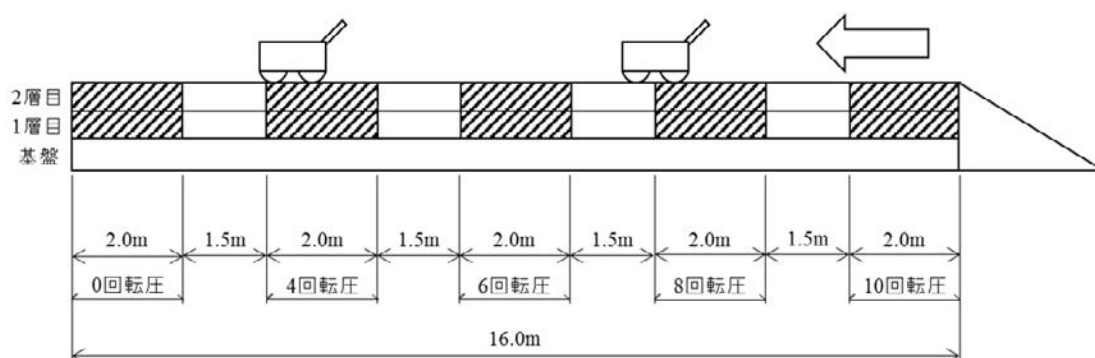


図9 試験盛土断面

Fig. 9 Schematic of test banking.

表5 試験盛土における含水比結果

Table 5 Water contents in test banking.

材料	ランダム材料							コア土	
施工方法	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

Table 6 Soil densities in test banking.

材料	ランダム材料							コア土	
施工方法	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	×	○	○	○	○	○	○	○	○

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 15 kN/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 0 kN/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。

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め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 20 cm ）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 40 cm ）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および人力で敷均し（巻き出し厚 25 cm ）、転圧機械は 800 kg 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



写真9 ハンドローラーによる締固め状況
Photo 9 Compaction using a vibrating roller.



写真10 プレートを用いた締固め状況
Photo 10 Compaction using a plate compactor.

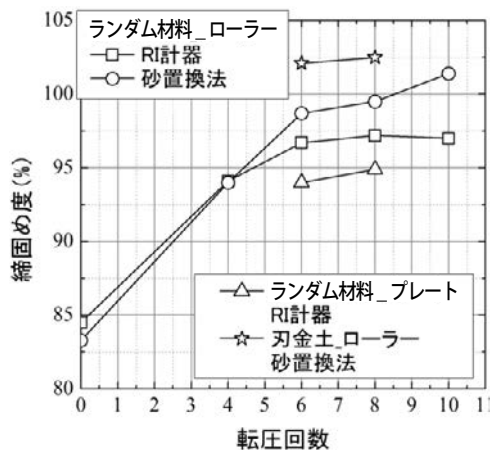


図10 転圧回数と締固め度の関係（試験施工）
Fig. 10 Relations between compaction number and degree of compaction.

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、軽量簡易動的買入試験機（以下、PANDA）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、フラン

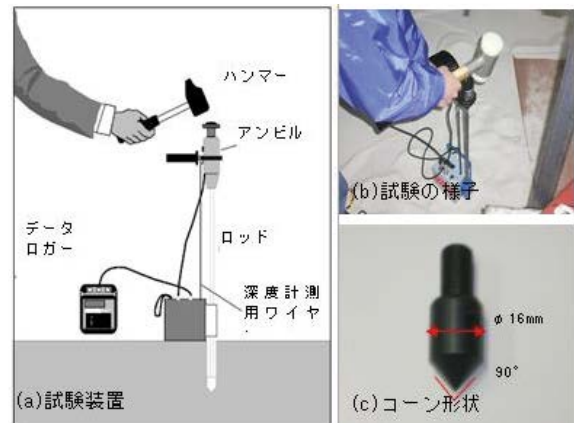


図11 PANDAの試験方法および機材の概要
Fig. 11 PANDA and the test procedure.



写真11 PANDAの試験状況
Photo 11 Penetration test using PANDA.

ス国内で1,400台程度、世界的にも2,000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 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。

$$q_d = \frac{1}{A} \frac{\frac{1}{2}MV^2}{1 + \frac{P}{M}x} \quad (1)$$

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、1 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となる点が挙げられる。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。

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

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

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

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 20 cm、50 cm、および 100 cm 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 の跳ね上がりを確認できる。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、40 cm 程度となるはずであるが、基盤の凹凸により、工区によっては 50 cm 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 5 cm 程度に転圧面

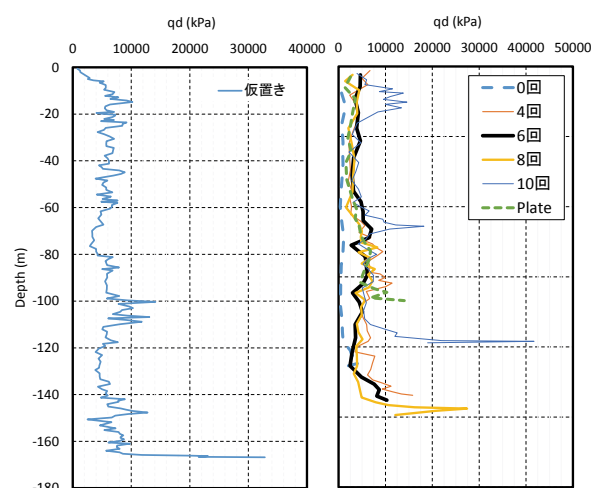


図 12 PANDA の試験結果
 Fig. 12 Test results of PANDA.



写真 12 敷均し状況
 Photo 12 Spreading embankment materials.



写真 13 ローラーによる転圧状況
 Photo 13 Compaction using a vibrating roller.

が見られ 1,500 kPa 程度、この転圧面以深では、300 ～ 900 kPa 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 2,000 kPa 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 5 cm 程度および 20 cm 以深の転圧面における q_d は、

表7 各層における締固め度と含水比(前刃金工法)

Table 7 Degrees of compaction and water contents for each layer (in the case of sloping core zone).

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
			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
		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	
		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	－	－	－	－		
コア材																			

表8 各層における締固め度と含水比(遮水シート工法)

Table 8 Degrees of compaction and water contents for each layer (in the case of GCL).

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
			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
		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	
		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
コア材	D値(%)	—	—	100.0	—	—	98.4	—	—	98.5	—	—	100.1	—	—	—	—	—	
	含水比(%)	—	—	15.3	—	—	15.9	—	—	15.5	—	—	15.5	—	—	—	—	—	

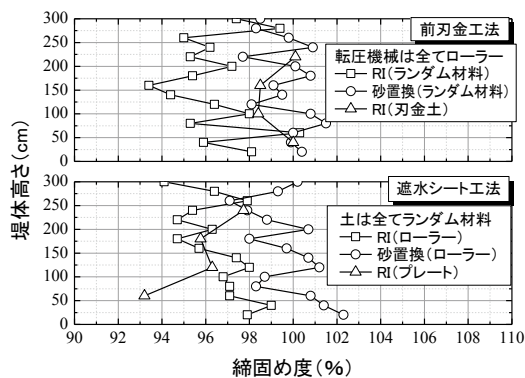


図13 締固め度および含水比の分布¹⁷⁾

Fig. 13 Distributions of degree of compaction and water content.

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。

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

ハウおよ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。堤体最下部およ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(JISA1214)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)。

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。



写真 14 法面整形状況
Photo 14 Slope face shaping work.



写真 15 シート敷設部の段切り状況
Photo 15 Bench-cut construction.



写真 16 シート敷設状況
Photo 16 Installation of GCL.



写真 17 プレートによる転圧状況
Photo 17 Compaction using a plate compactor.

表 9 計測機器一覧

Table 9 Lists of sensors.

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	

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 -10 cm 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 200 Hz で計測した。

加振前後による堤体の変位を測定するため、堤体天端およ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。

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、飽和ー不飽和浸透流解析を実施した。

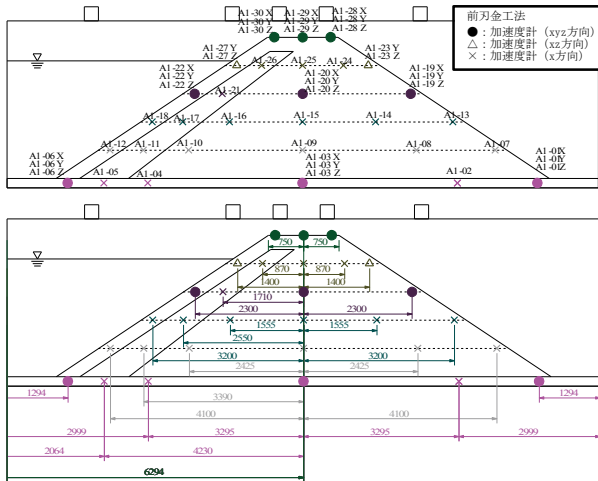


図 14 加速度計配置(前刃金工法)

Fig. 14 Locations of accelerometers (sloping core).

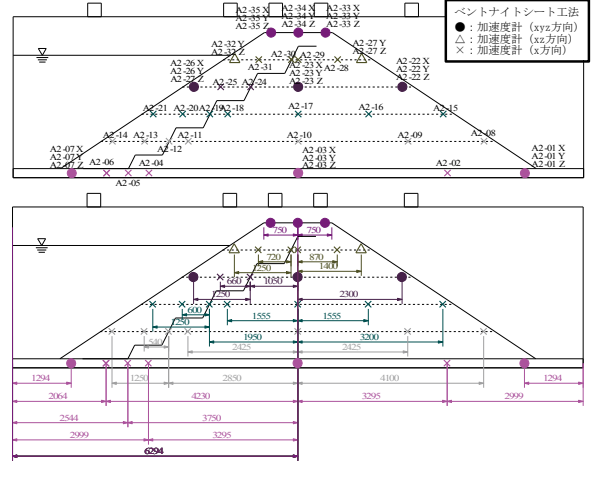


図 15 加速度計配置(遮水シート工法)

Fig. 15 Locations of accelerometers (GCL).

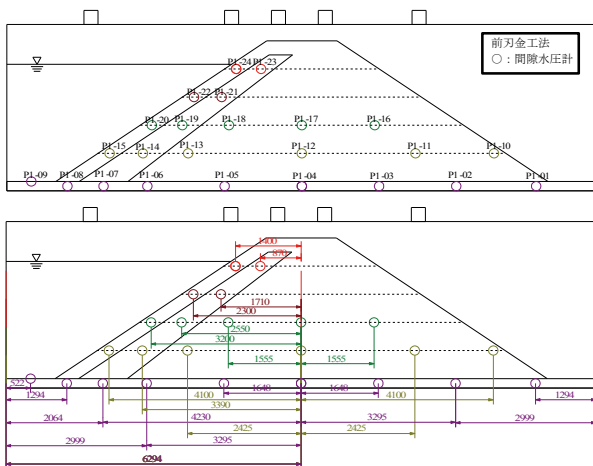


図 16 間隙水圧計配置(前刃金工法)

Fig. 16 Location of pore water pressure transducers (sloping core).

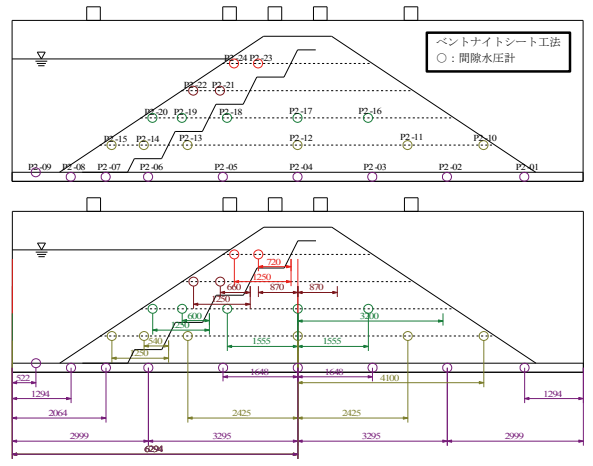


図 17 間隙水圧計配置(遮水シート工法)

Fig. 17 Location of pore water pressure transducers (GCL).

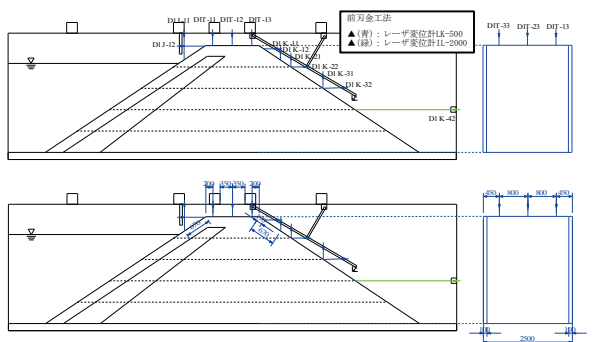


図 18 レーザー変位計配置(前刃金工法)

Fig. 18 Location of laser displacement sensors (sloping core).

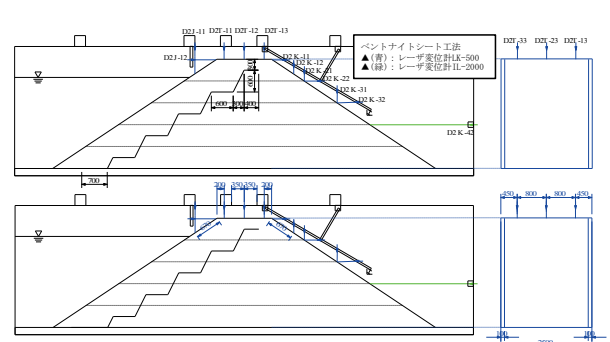


図 19 レーザー変位計配置(遮水シート工法)

Fig. 19 Location of laser displacement sensors (GCL).

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

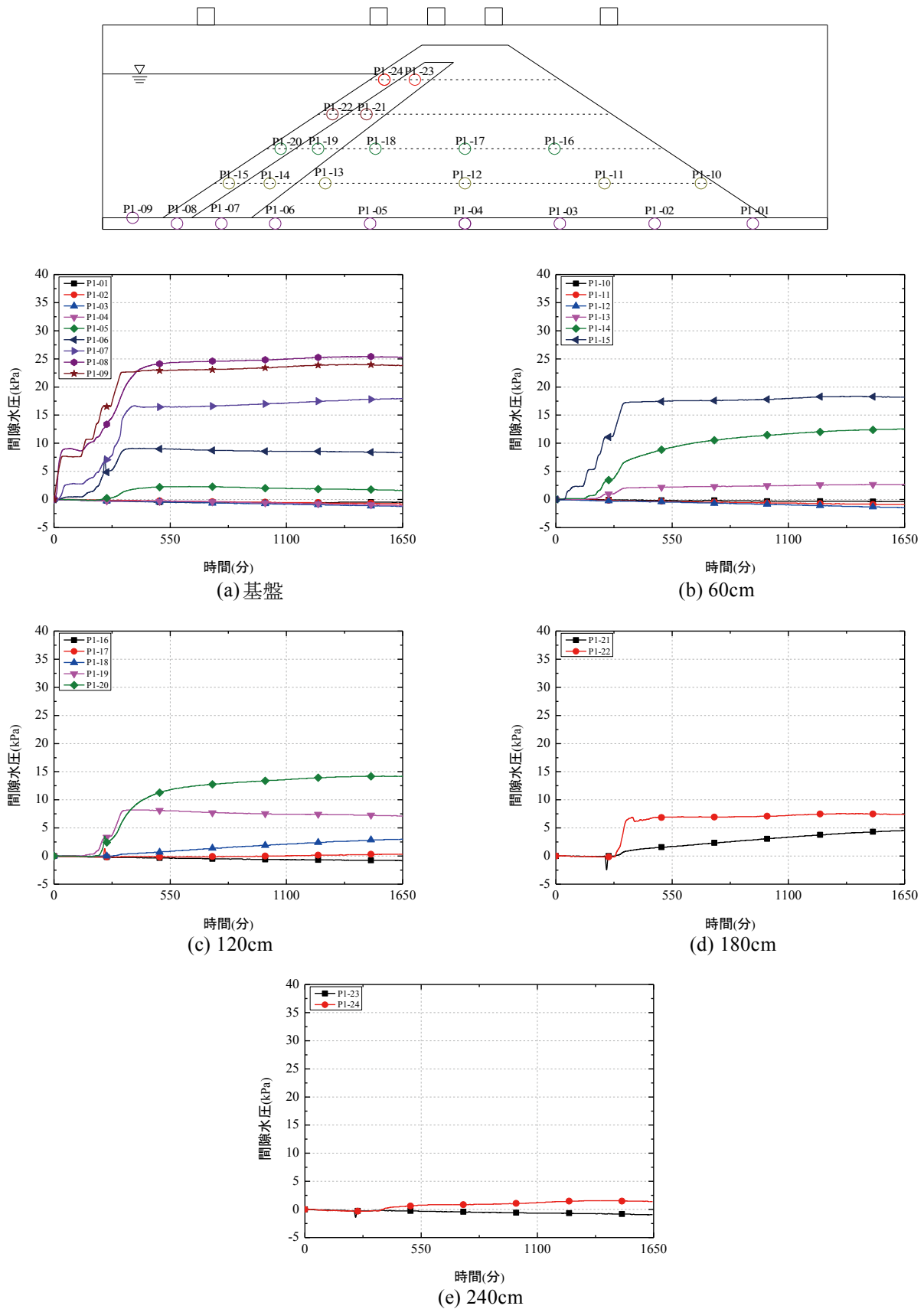


図 20 前刃金工法の注水時における間隙水圧変化
Fig. 20 Changes of pore water pressure during filling water (sloping core).

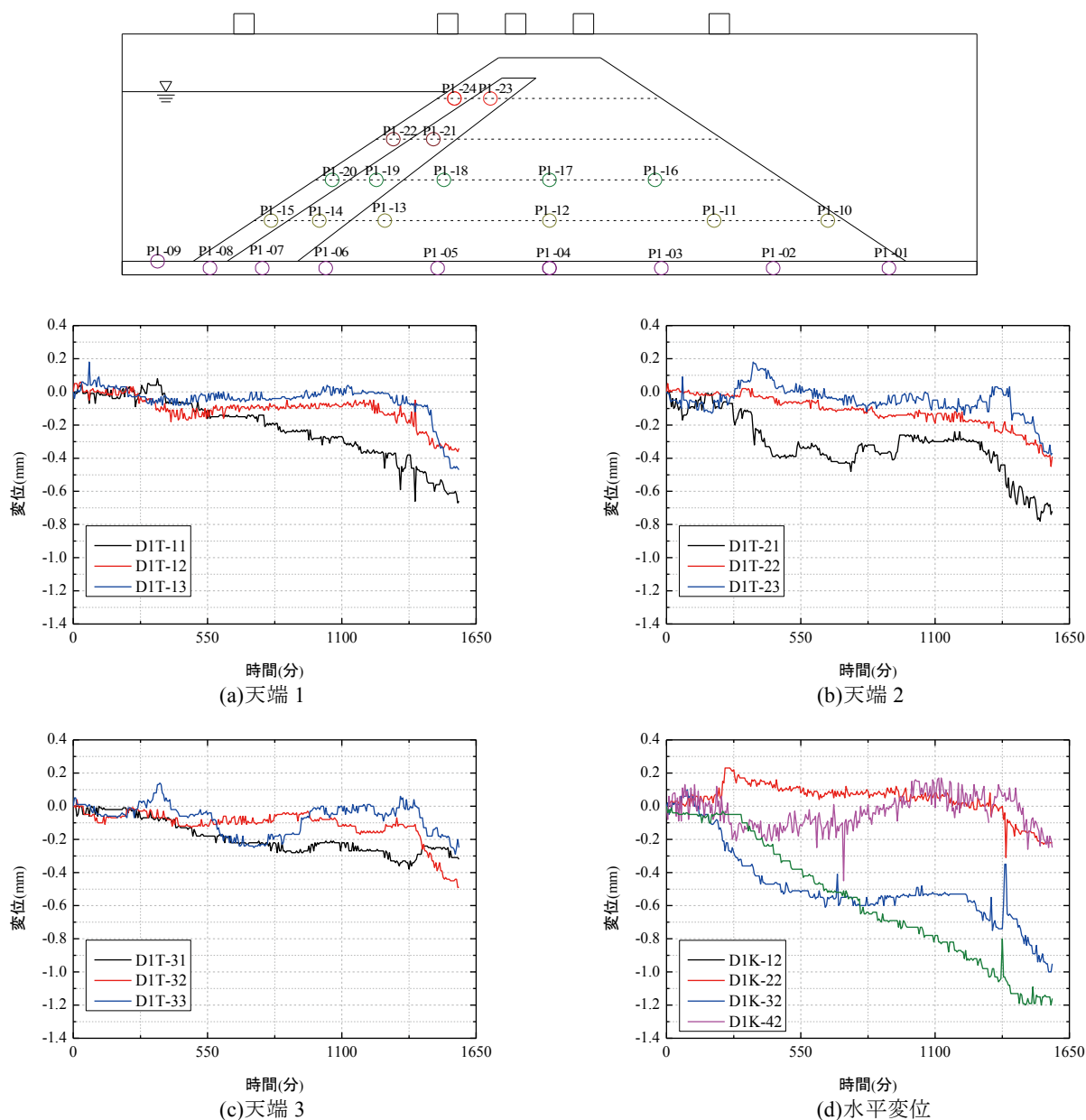


図 21 前刃金工法の注水時における堤体変位

Fig. 21 Changes of displacement of embankments during filling water (sloping core).

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。

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 19 mm 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 10 mm 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 100 mm 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含水量を求めた。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

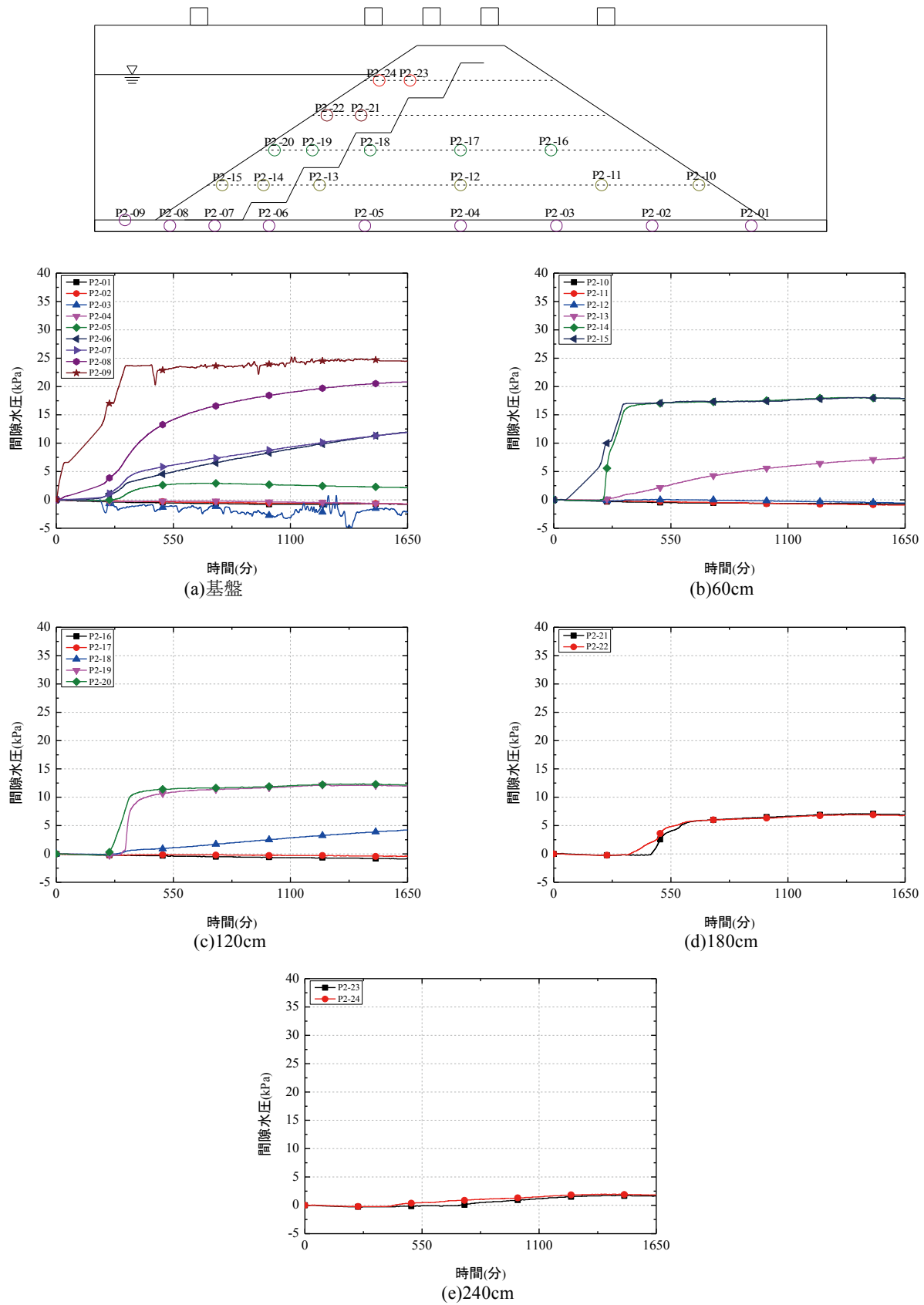


図 22 遮水シート工法の注水時における間隙水压変化
Fig. 22 Changes of pore water pressure during filling water (GCL).

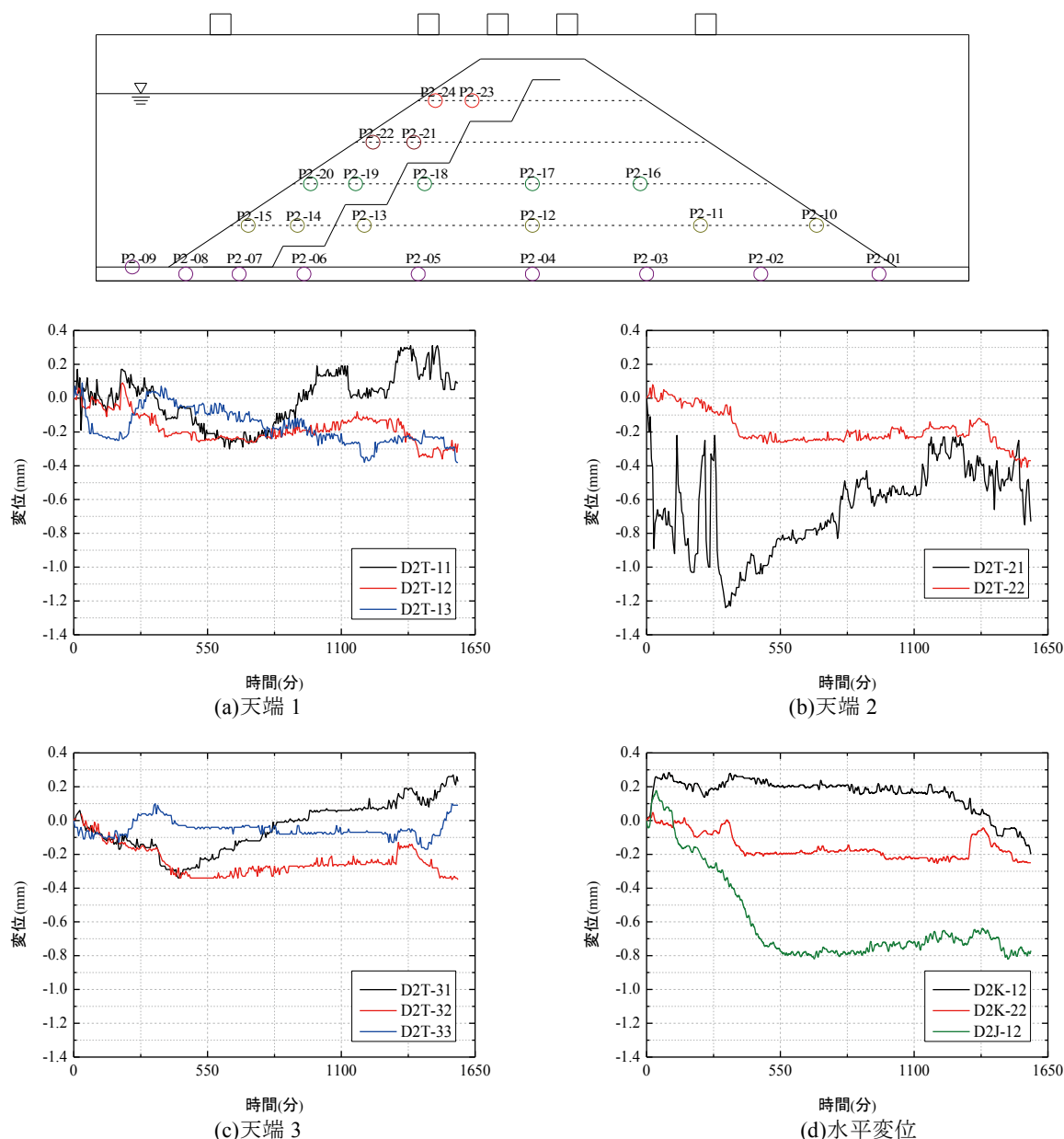


図 23 遮水シート工法の注水時における堤体変位

Fig. 23 Changes of displacement of embankments during filling water (GCL).

析では 12 時間で所定の水位 (2.5 m) 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。

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對して、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

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 1.25 Hz 以下と推定）および堤体の固有振動数（およそ 3 Hz）に一致しないように 5 Hz 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

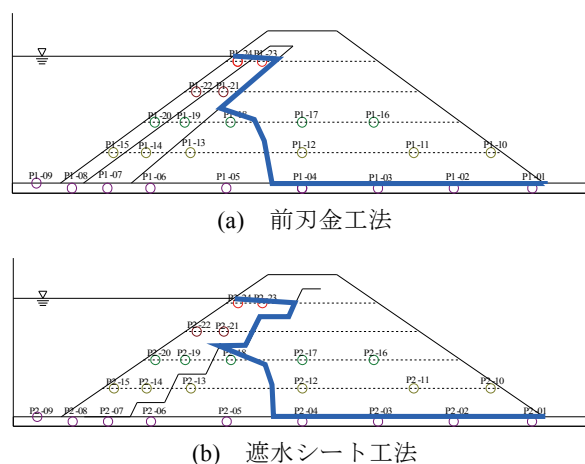


図 25 浸潤線の分布
Fig. 25 Seepage lines.

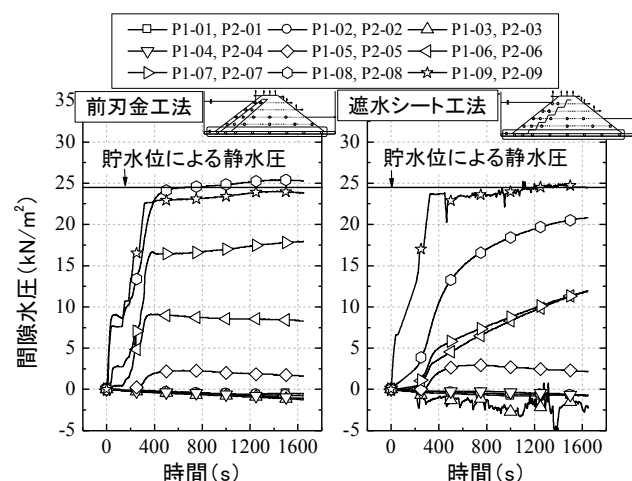
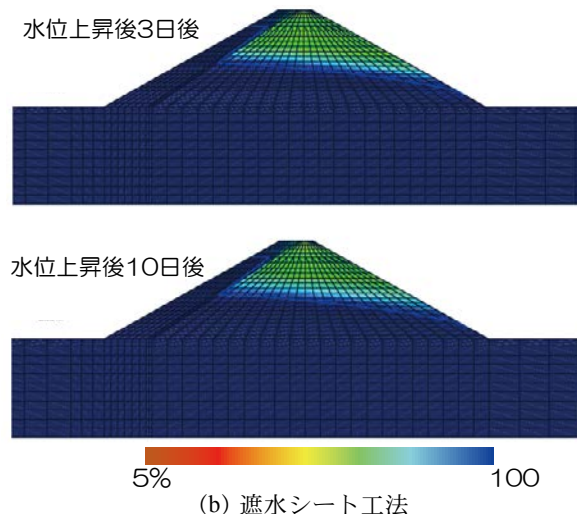
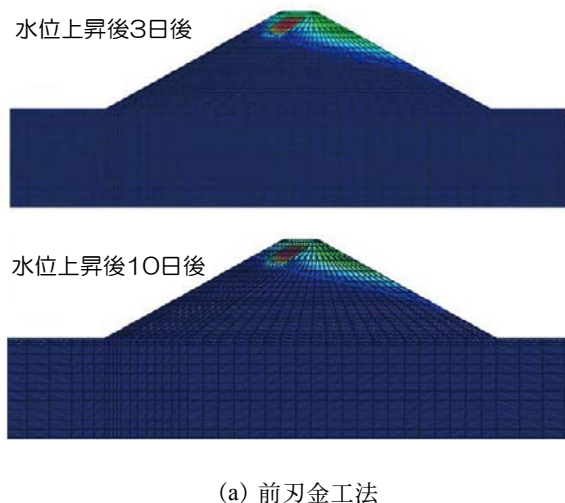


図 24 注水時における基盤の間隙水圧変化¹⁷⁾
Fig. 24 Changes of pore water pressure in beds during filling water.

表 10 飽和 - 不飽和浸透流解析で用いたパラメータ
Table 10 Parameters for seepage analysis.

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



(a) 前刃金工法

(b) 遮水シート工法

図 26 浸透流解析による飽和度コンター(水位上昇後 3 日)

Fig. 26 Contours of degree of saturation in seepage analysis (3 days after filling water).

振方向)を示す。1回目は、レベル1地震動を想定し、最大150 Galを目標に加振を行った結果、最大177 Gal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400 Galを目標に加振を行った結果、最大471 Galの加速度が発生した。

4. 加振時時刻歴データ

堤体の動的挙動を確認するため、L1およびL2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 L1地震動による加振実験結果

図28～図58にL1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。

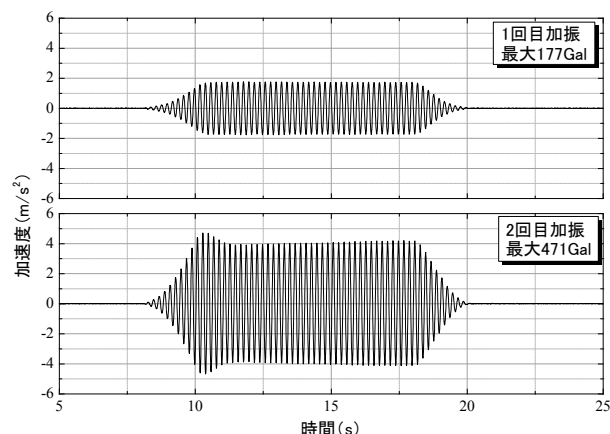


図27 震動台の加速度¹⁷⁾

Fig. 27 Base acceleration time histories.

表11 時刻歴データ一覧

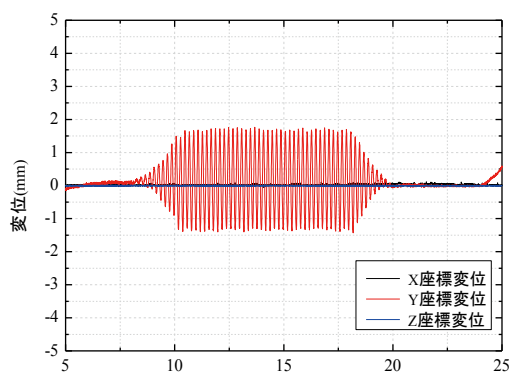
Table 11 Lists of time history data.

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)

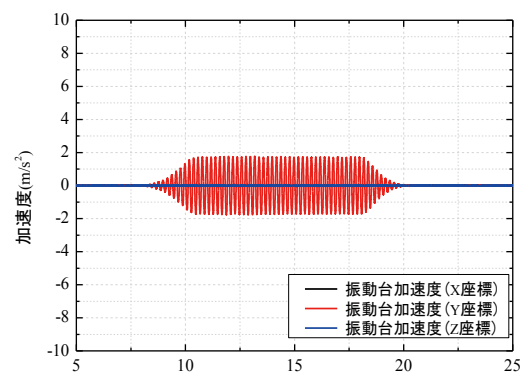
表 12 時刻歴データ一覧

Table 12 Lists of time history data.

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)



(a) 変位



(b) 加速度

図 28 震動台の変位および加速度 (150 gal 加振時)

Fig. 28 Base displacement and acceleration time histories (150 Gal).

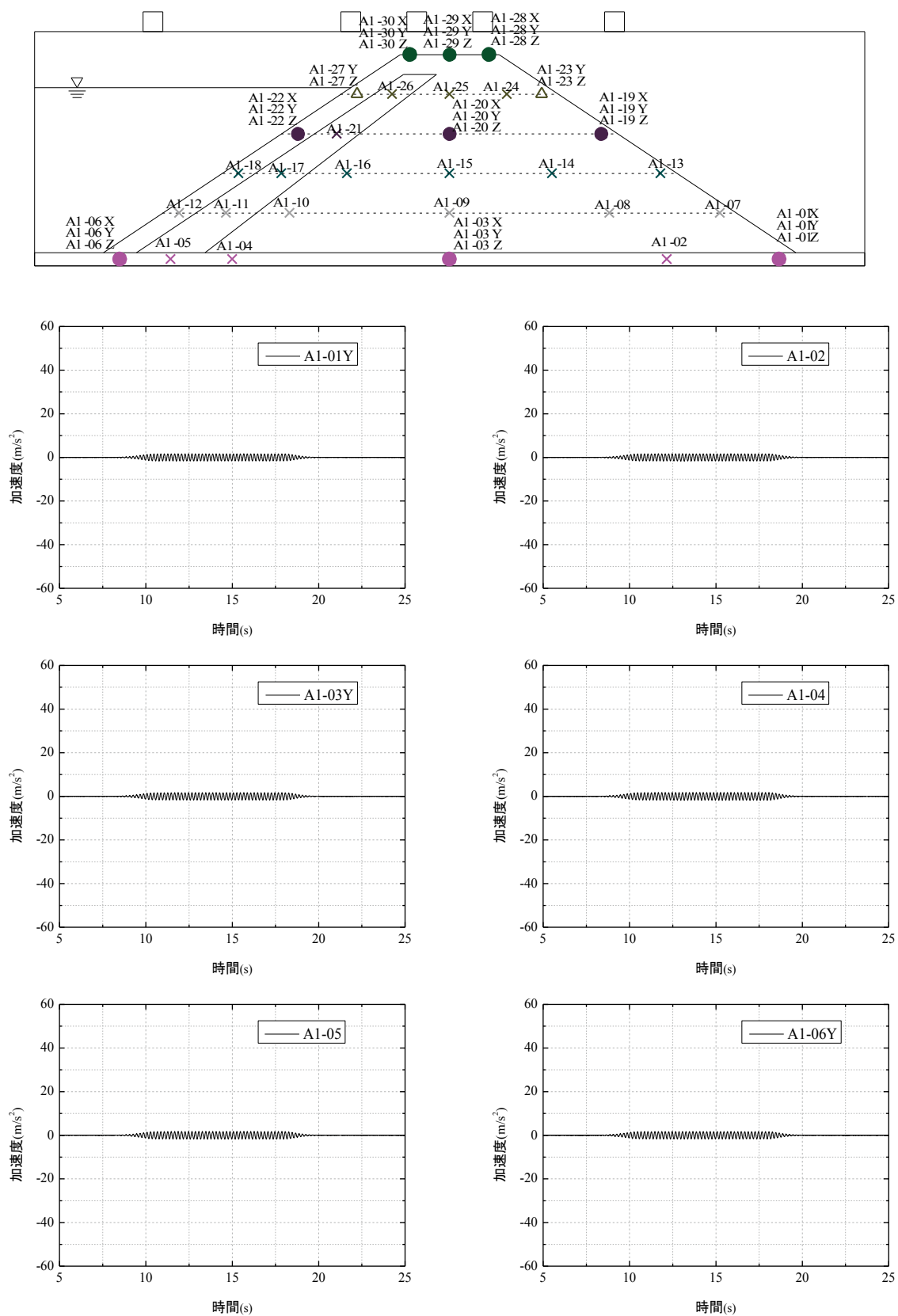


図 29 前刃金工法における基盤内(-10 cm)の加速度応答(150 gal 加振時)
Fig. 29 Acceleration responses of the base in the case of sloping core zone (150 Gal).

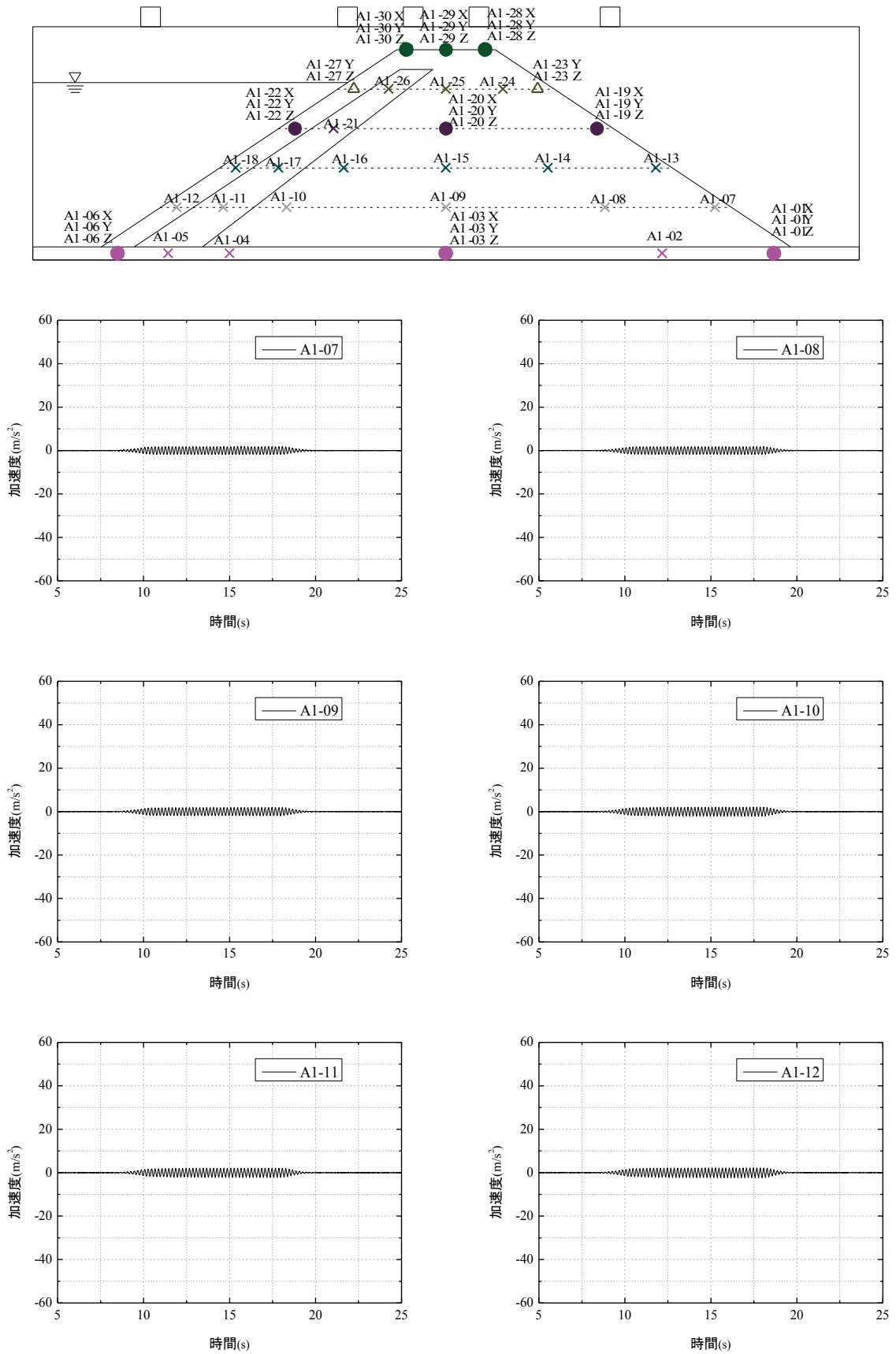


図 30 前刃金工法における 60 cm 高さでの加速度応答(150 gal 加振時)

Fig. 30 Acceleration responses at 60 cm high in the case of sloping core zone (150 Gal).

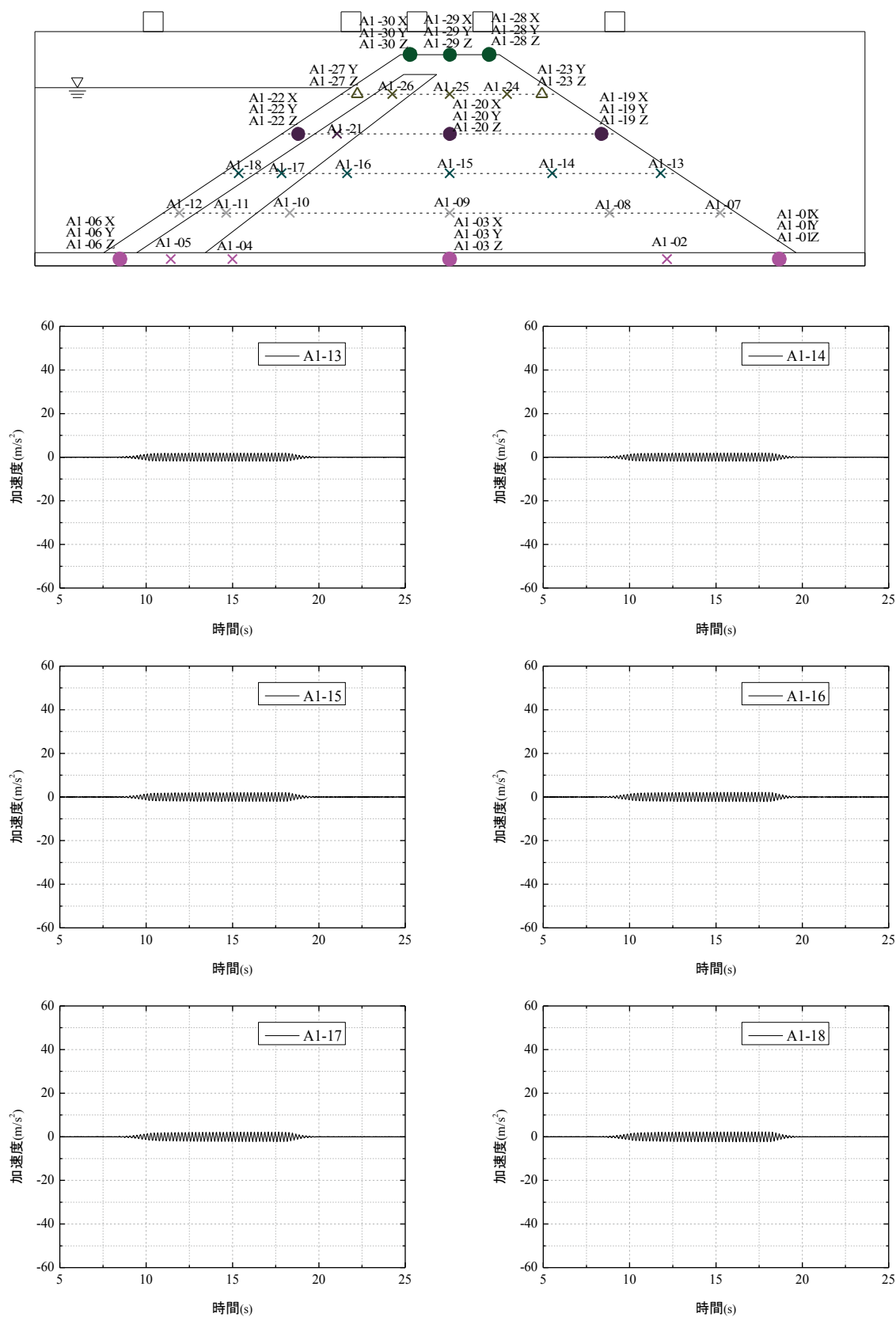


図 31 前刃金工法における 120 cm 高さでの加速度応答(150 gal 加振時)

Fig. 31 Acceleration responses at 120 cm high in the case of sloping core zone (150 Gal).

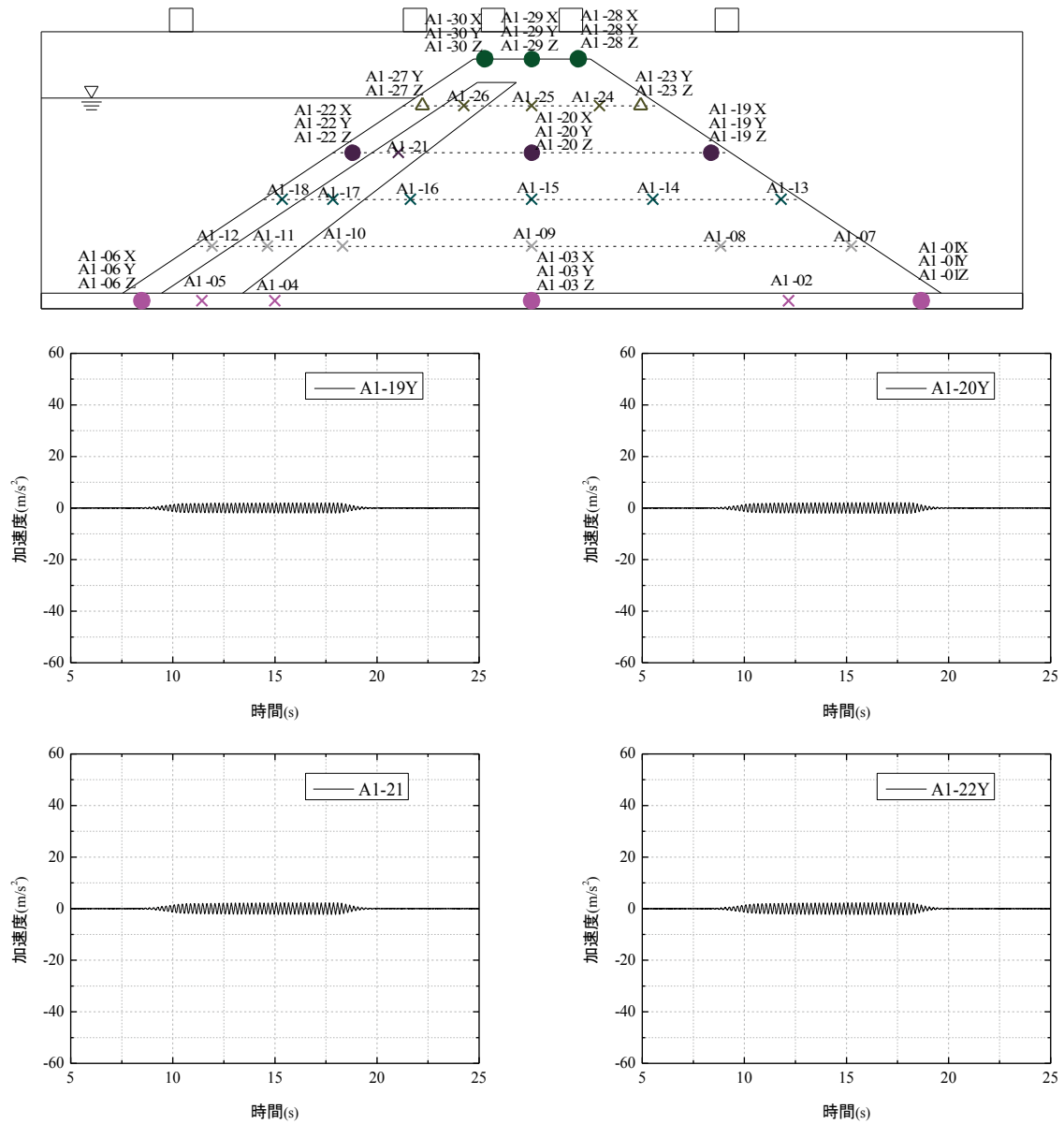


図 32 前刃金工法における 180 cm 高さでの加速度応答(150 gal 加振時)

Fig. 32 Acceleration responses at 180 cm high in the case of sloping core zone (150 Gal).

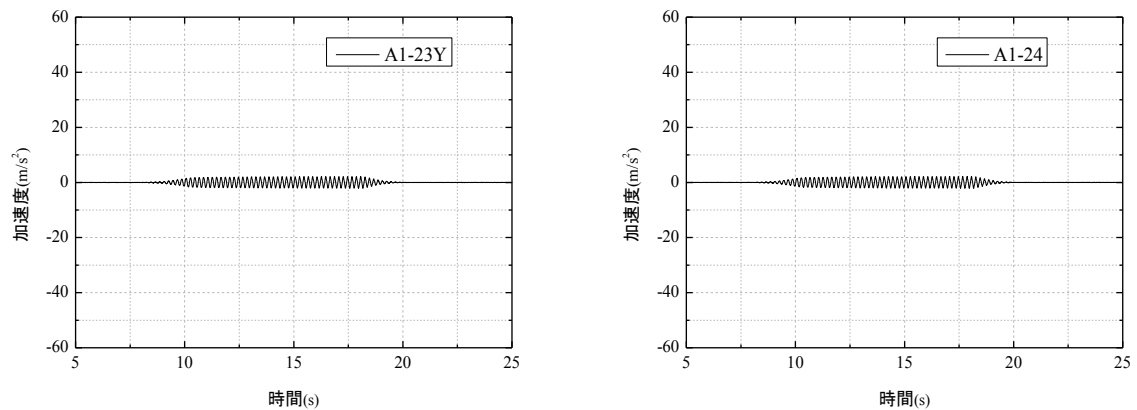


図 33(1) 前刃金工法における 240 cm から天端高さでの加速度応答(150 gal 加振時)

Fig. 33(1) Acceleration responses at 240 cm high in the case of sloping core zone (150 Gal).

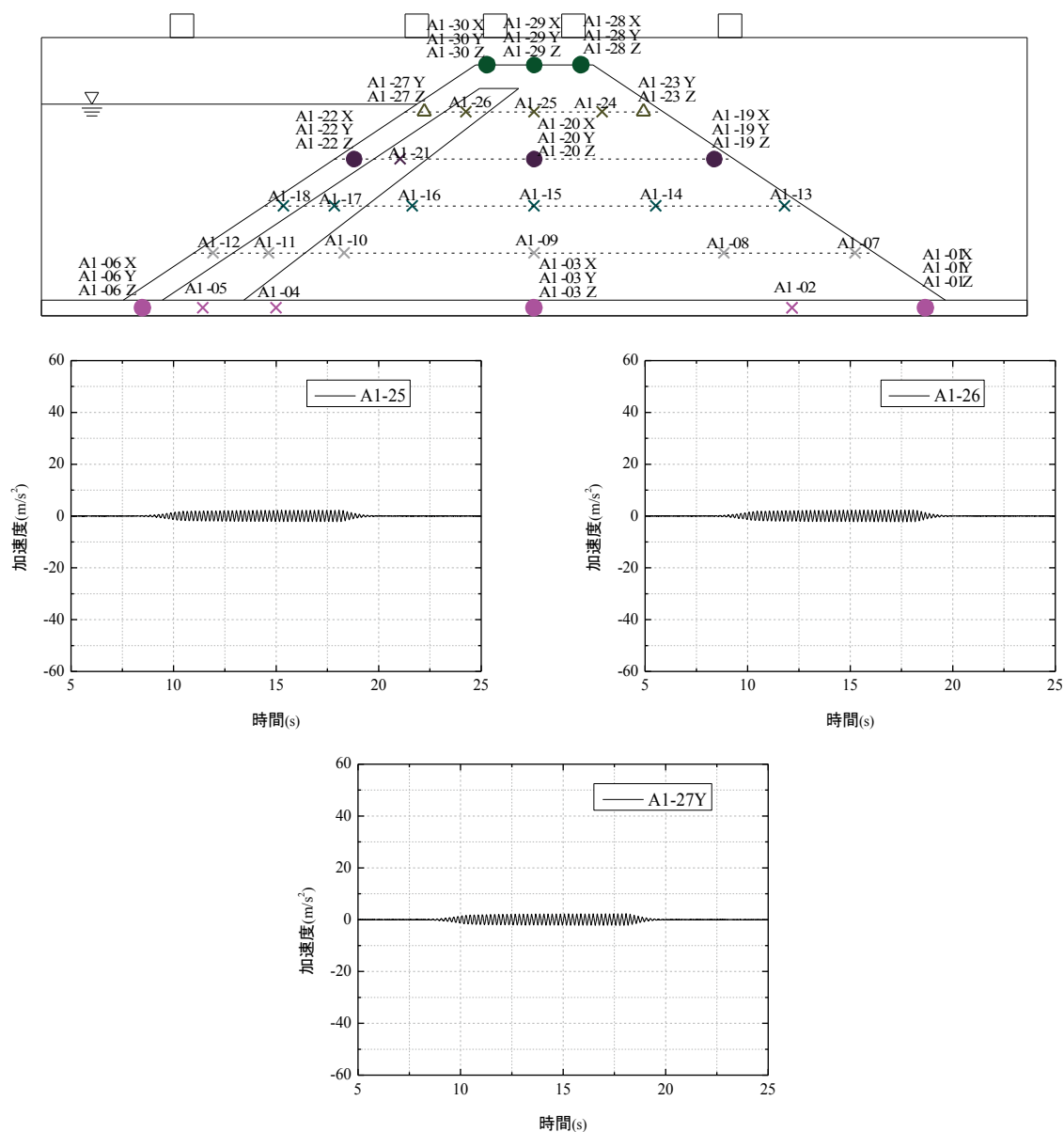


図 33(2) 前刃金工法における 240 cm での加速度応答 (150 gal 加振時)

Fig. 33(2) Acceleration responses at 240 cm high in the case of sloping core zone (150 Gal).

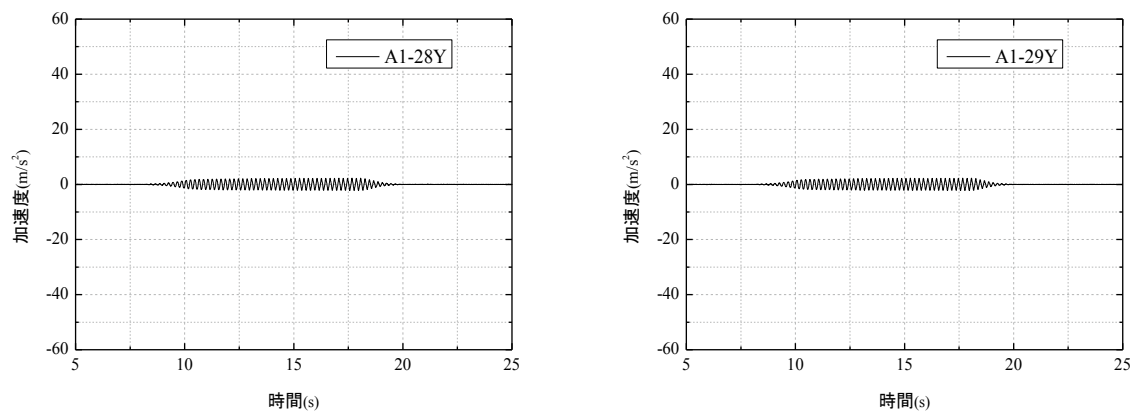


図 34 (1) 前刃金工法における天端での加速度応答 (150 gal 加振時)

Fig. 34(1) Acceleration responses at the embankment crests in the case of sloping core zone (150 Gal).

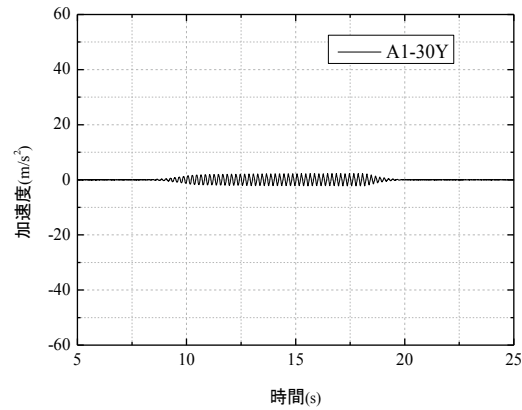


図 34 (2) 前刃金工法における天端での加速度応答(150 gal 加振時) (センサ箇所は前ページに表示)
 Fig. 34(2) Acceleration responses at the embankment crests in the case of sloping core zone (150 Gal) (see the sensor location in previous page).

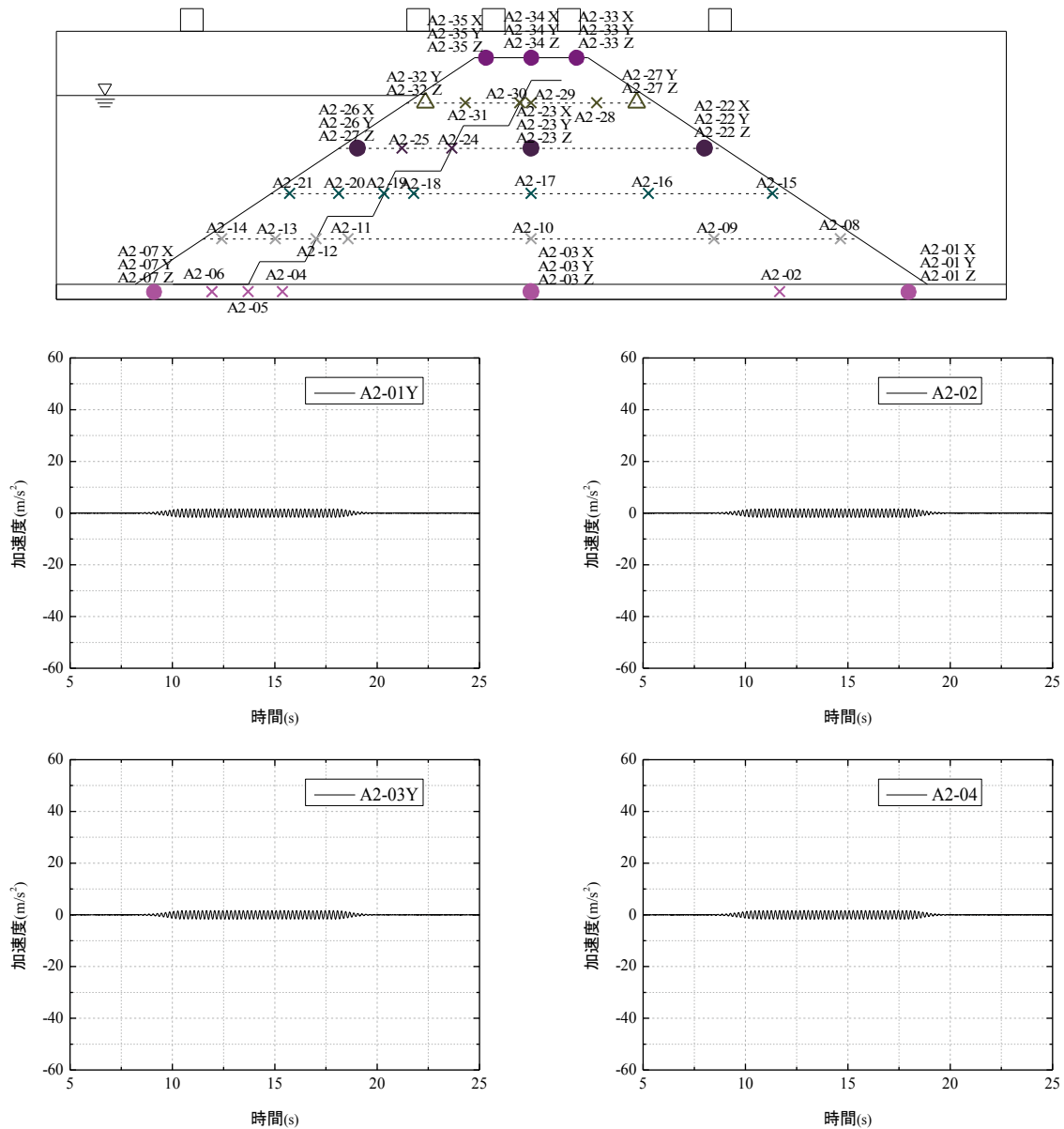


図 35(1) 遮水シート工法における基盤内(-10 cm)の加速度応答(150 gal 加振時)
 Fig. 35(1) Acceleration responses of the base in the case of GCL (150 Gal).

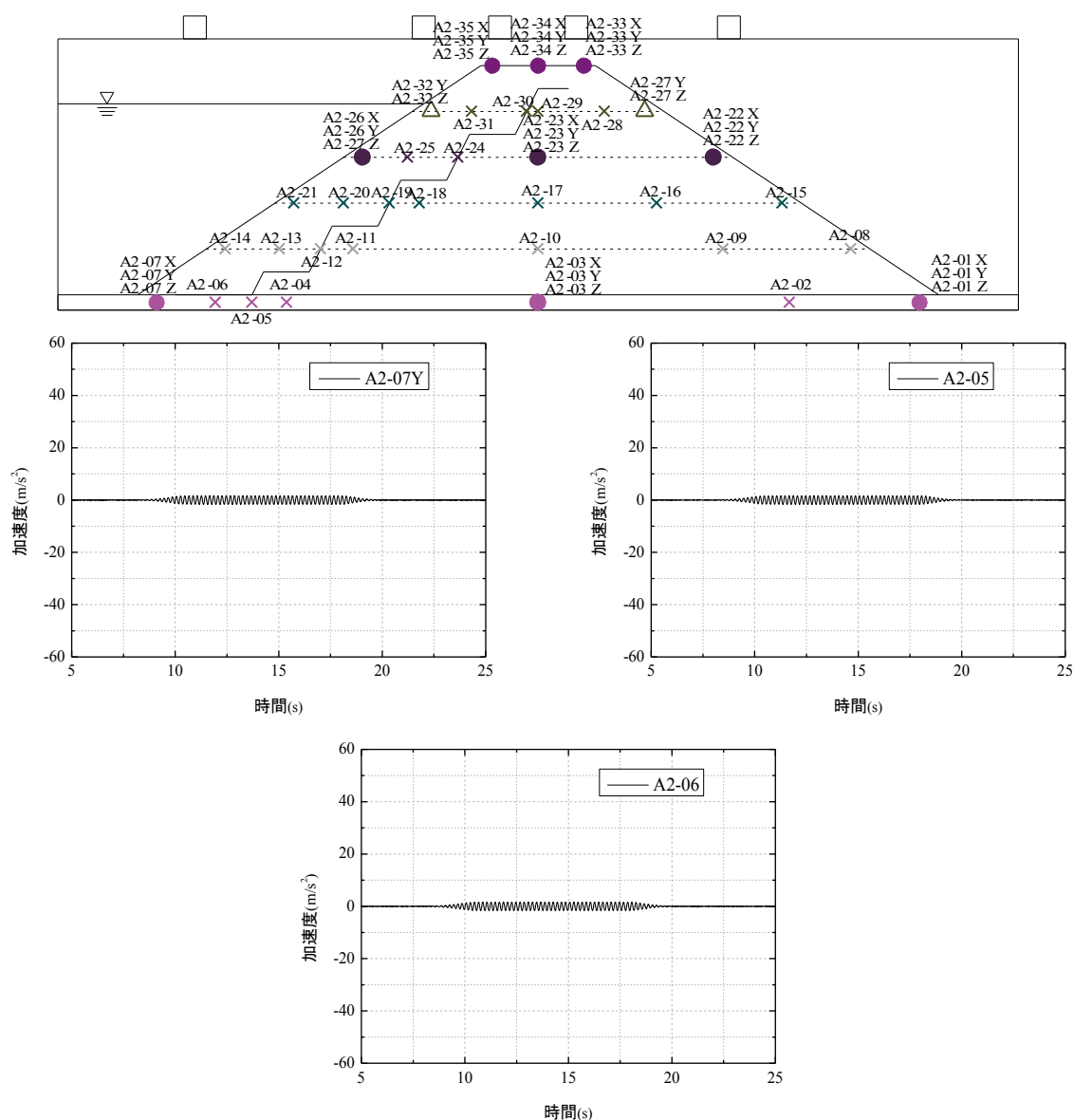


図 35(2) 遮水シート工法における基盤内(-10 cm)の加速度応答(150 gal 加振時)

Fig. 35(2) Acceleration responses of the base in the case of GCL (150 Gal).

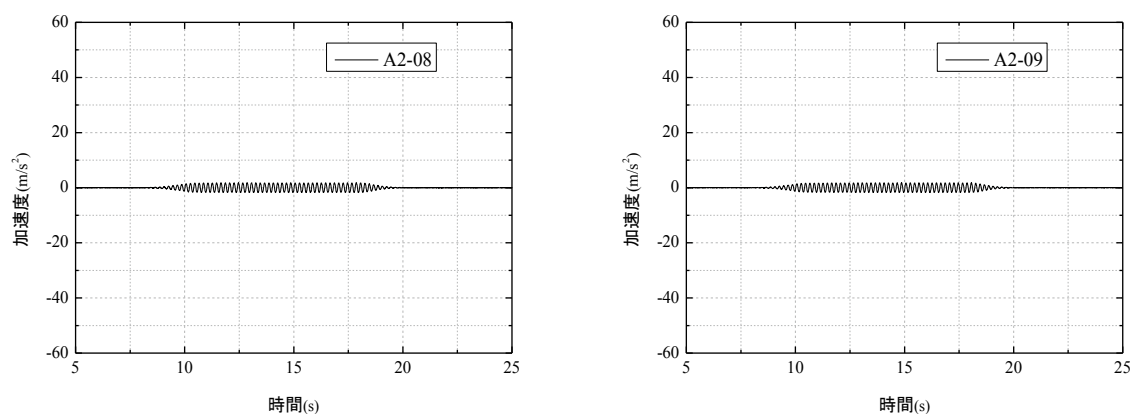


図 36(1) 遮水シート工法における 60 cm 高さでの加速度応答(150 gal 加振時)

Fig. 36(1) Acceleration responses at 60 cm high in the case of GCL (150 Gal).

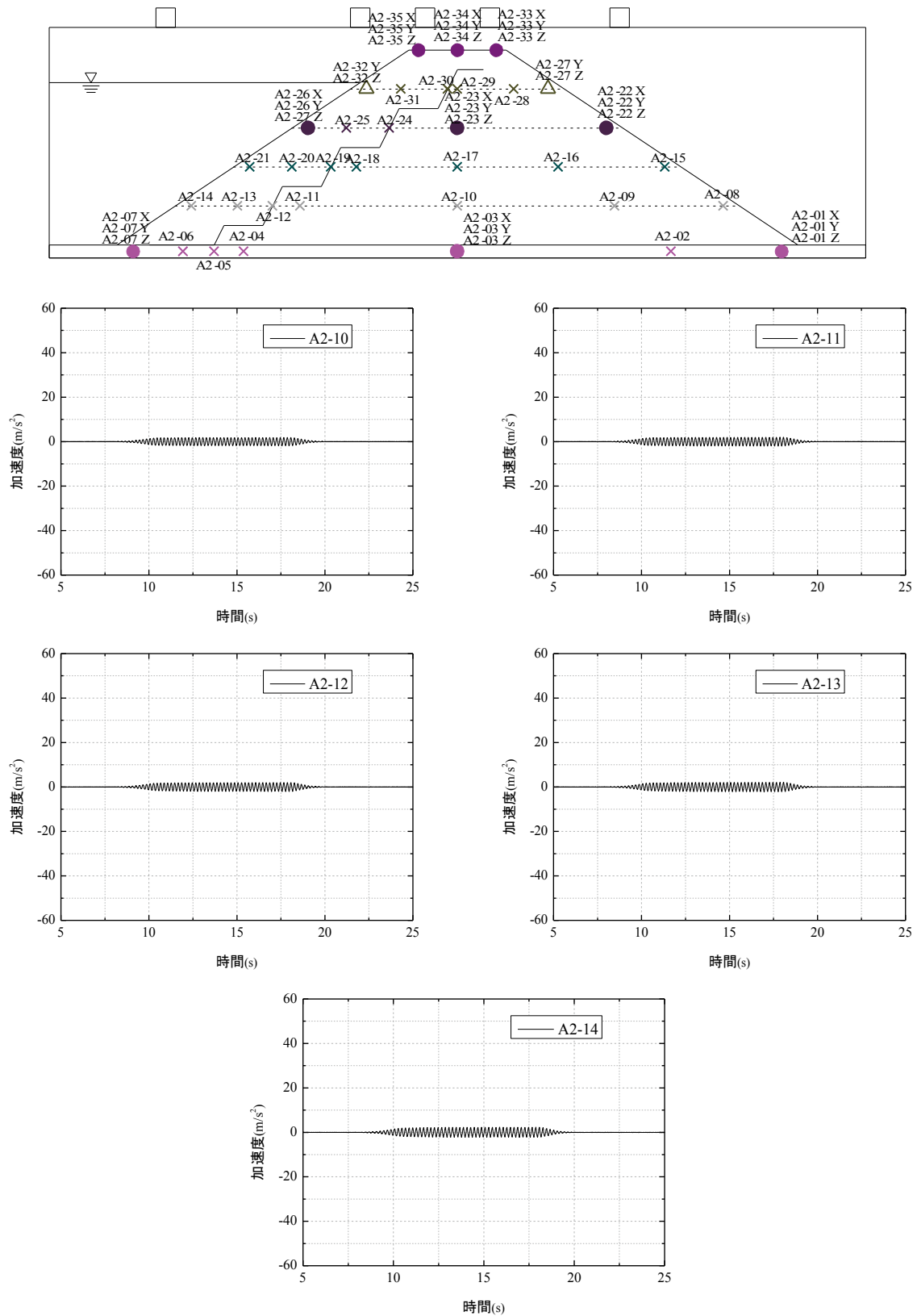


図 36 (2) 遮水シート工法における 60 cm 高さでの加速度応答(150 gal 加振時)
Fig. 36(2) Acceleration responses at 60 cm high in the case of GCL (150 Gal).

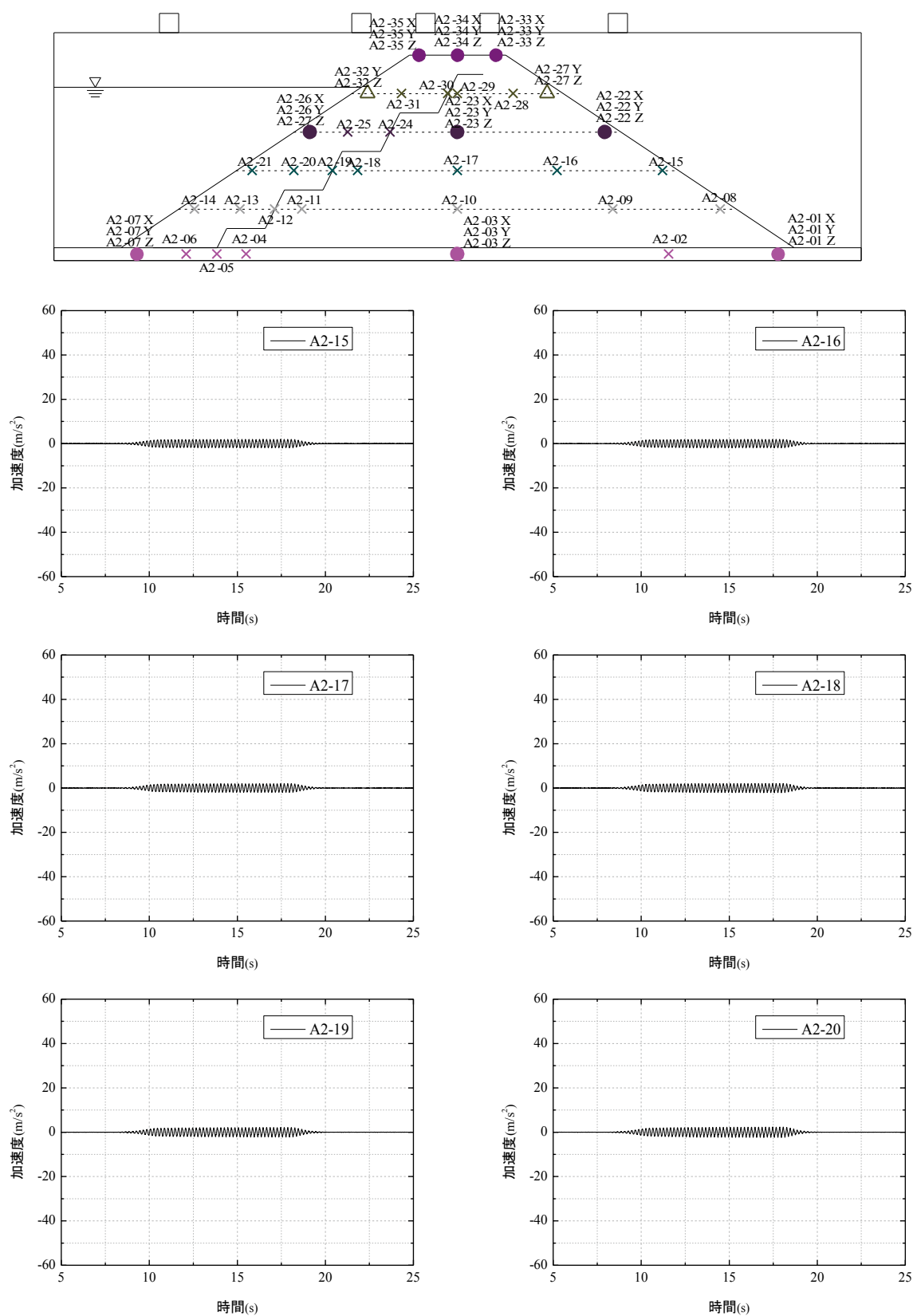


図 37(1) 遮水シート工法における 120 cm 高さでの加速度応答(150 gal 加振時)

Fig. 37(1) Acceleration responses at 120 cm high in the case of GCL (150 Gal).

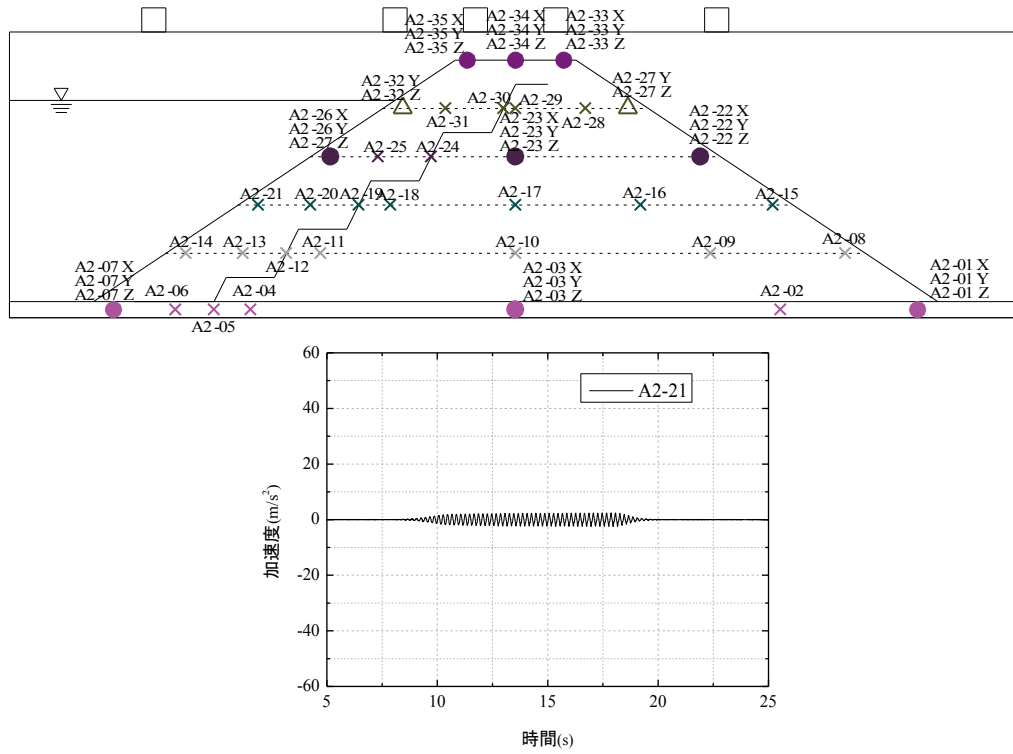


図 37(2) 遮水シート工法における 120 cm 高さでの加速度応答 (150 gal 加振時)
 Fig. 37(2) Acceleration responses at 120 cm high in the case of GCL (150 Gal).

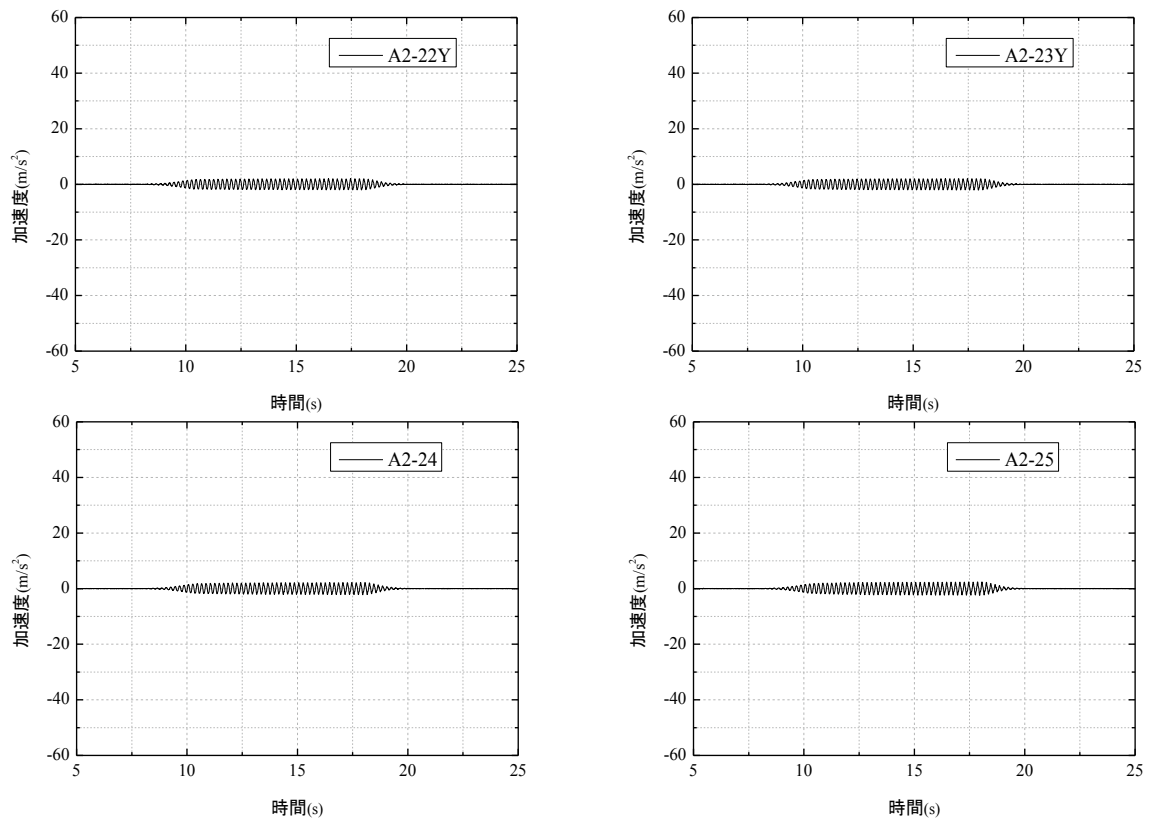


図 38(1) 遮水シート工法における 180 cm 高さでの加速度応答 (150 gal 加振時)
 Fig. 38(1) Acceleration responses at 180 cm high in the case of GCL (150 Gal).

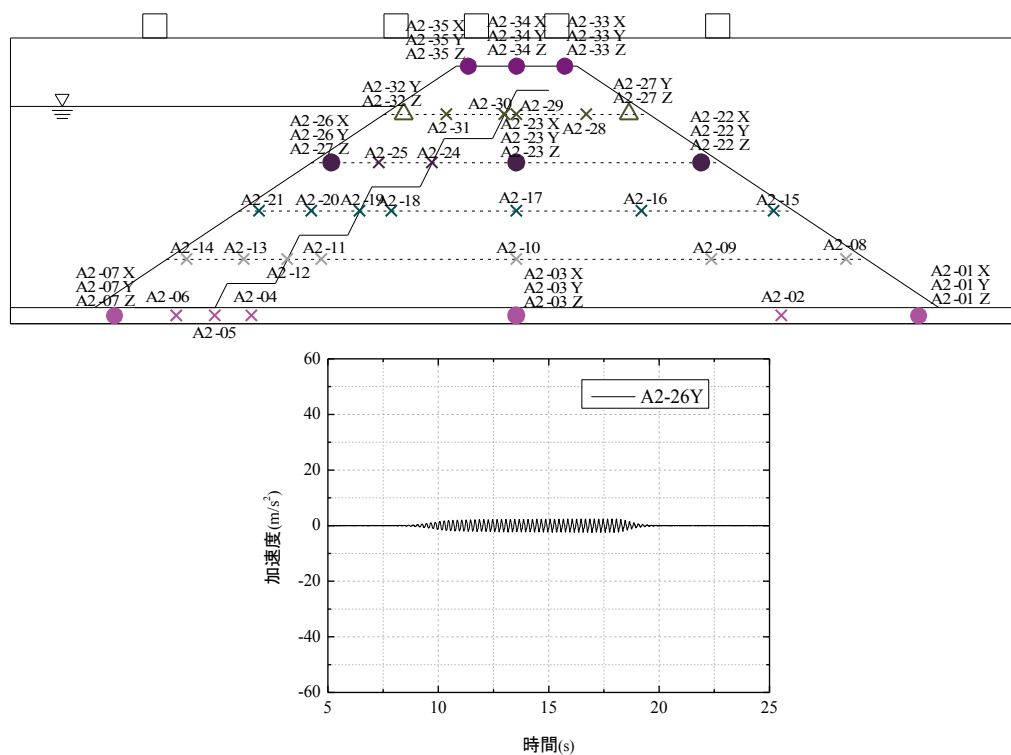


図 38(2) 遮水シート工法における 180 cm 高さでの加速度応答 (150 gal 加振時)
Fig. 38(2) Acceleration responses at 180 cm high in the case of GCL (150 Gal).

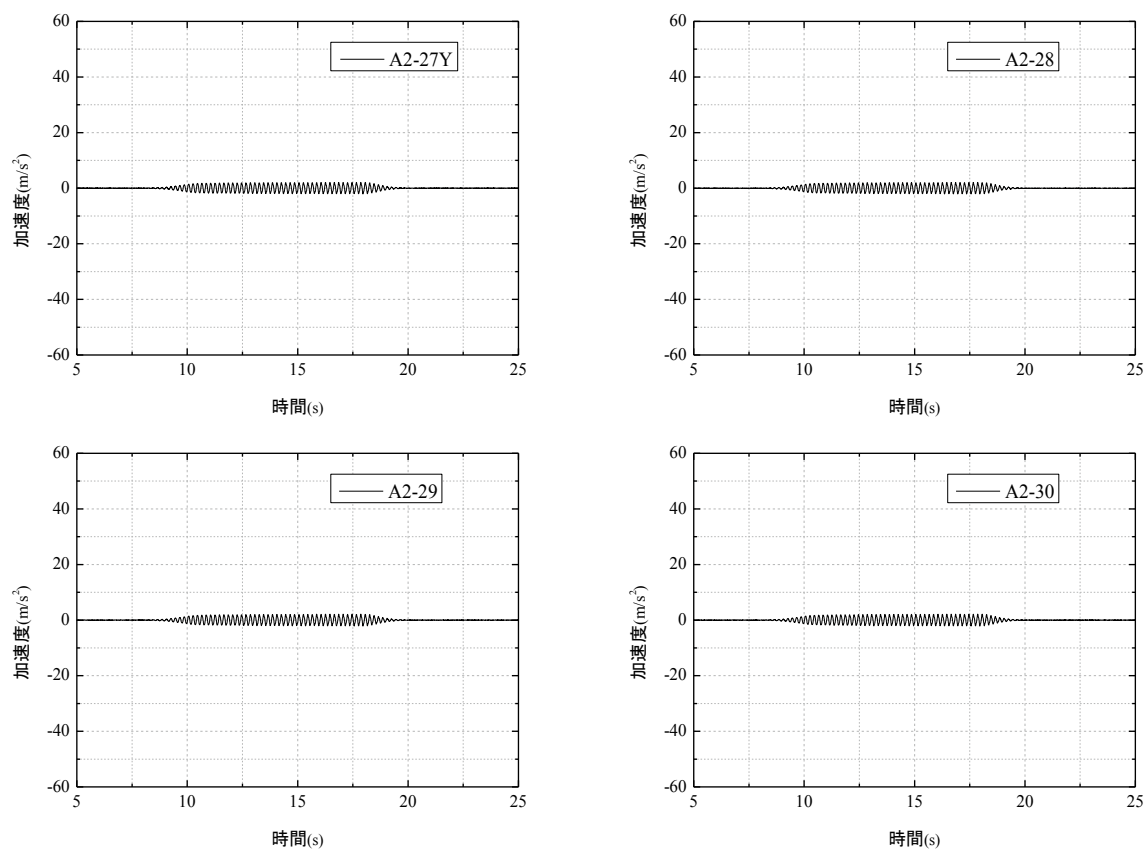


図 39(1) 遮水シート工法における 240 cm 高さでの加速度応答 (150 gal 加振時)
Fig. 39(1) Acceleration responses at 240 cm high in the case of GCL (150 Gal).

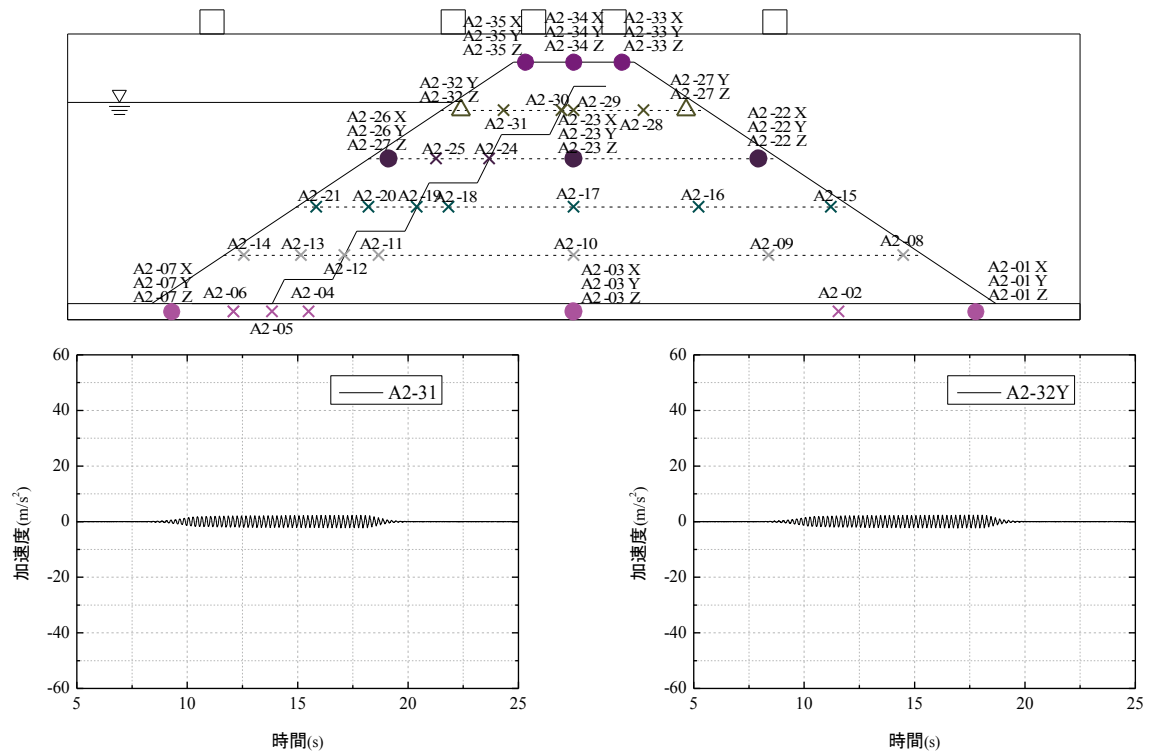


図 39(2) 遮水シート工法における 240 cm 高さでの加速度応答(150 gal 加振時)
Fig. 39(2) Acceleration responses at 240 cm high in the case of GCL (150 Gal).

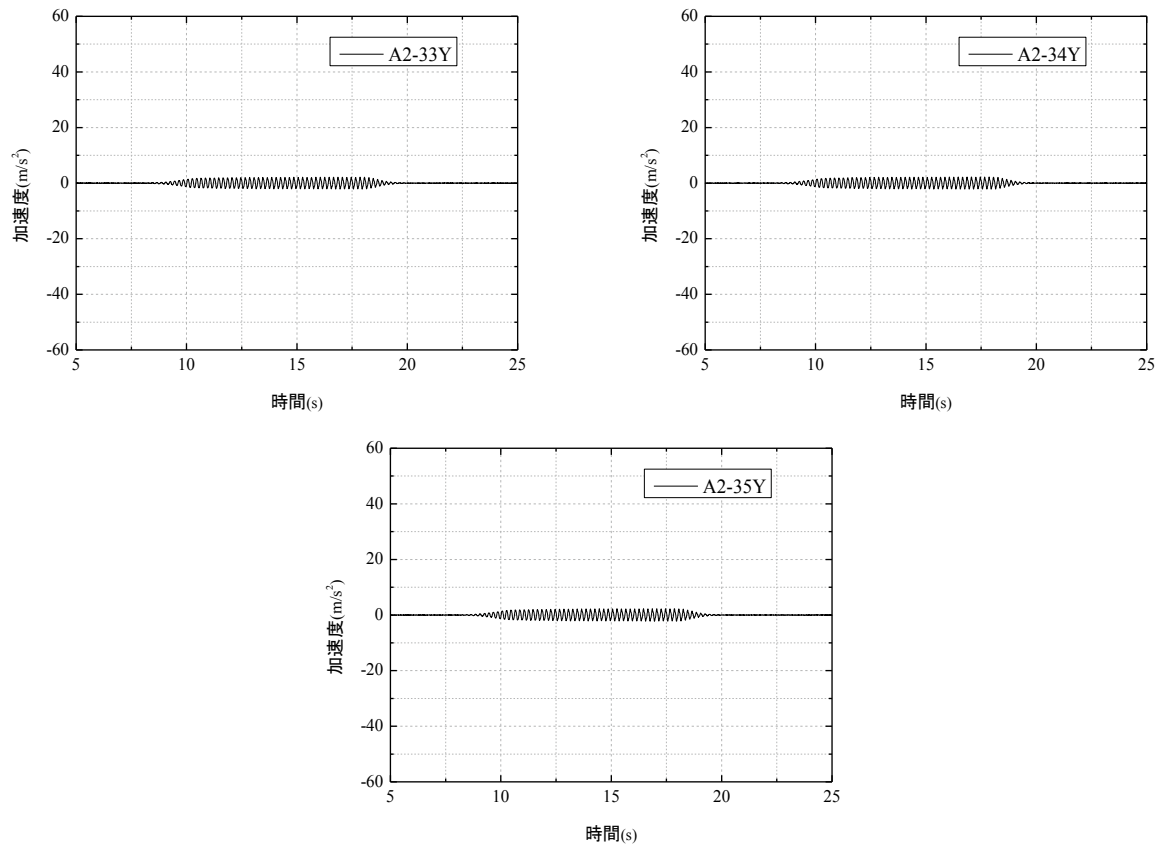


図 40 遮水シート工法における天端での加速度応答(150 gal 加振時)
Fig. 40 Acceleration responses at the embankment crests in the case of GCL (150 Gal).

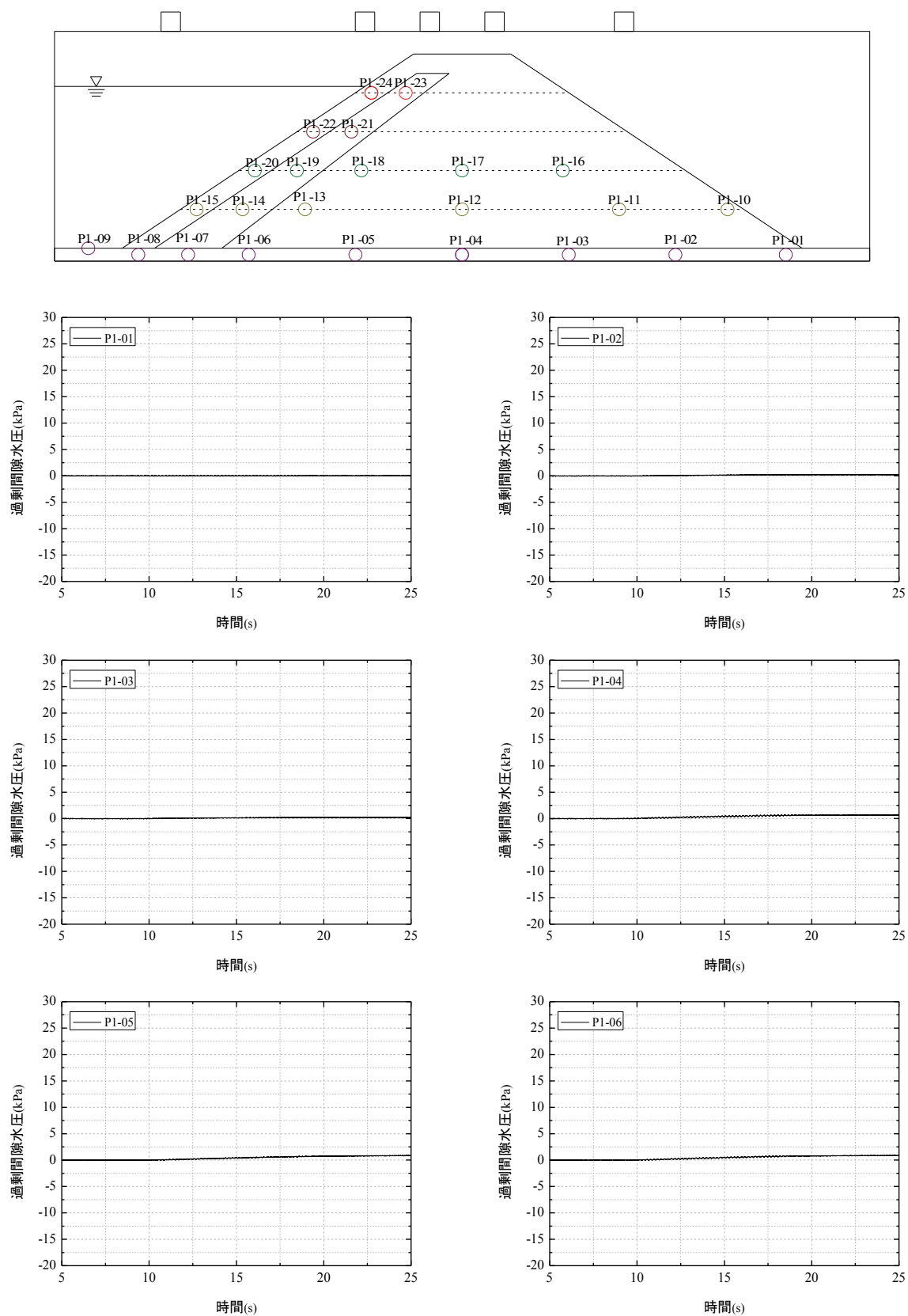


図 41(1) 前刃金工法における基盤内(-10 cm)の間隙水圧応答(150 gal 加振時)

Fig. 41(1) Pore water pressure responses of the base in the case of sloping core zone (150 Gal).

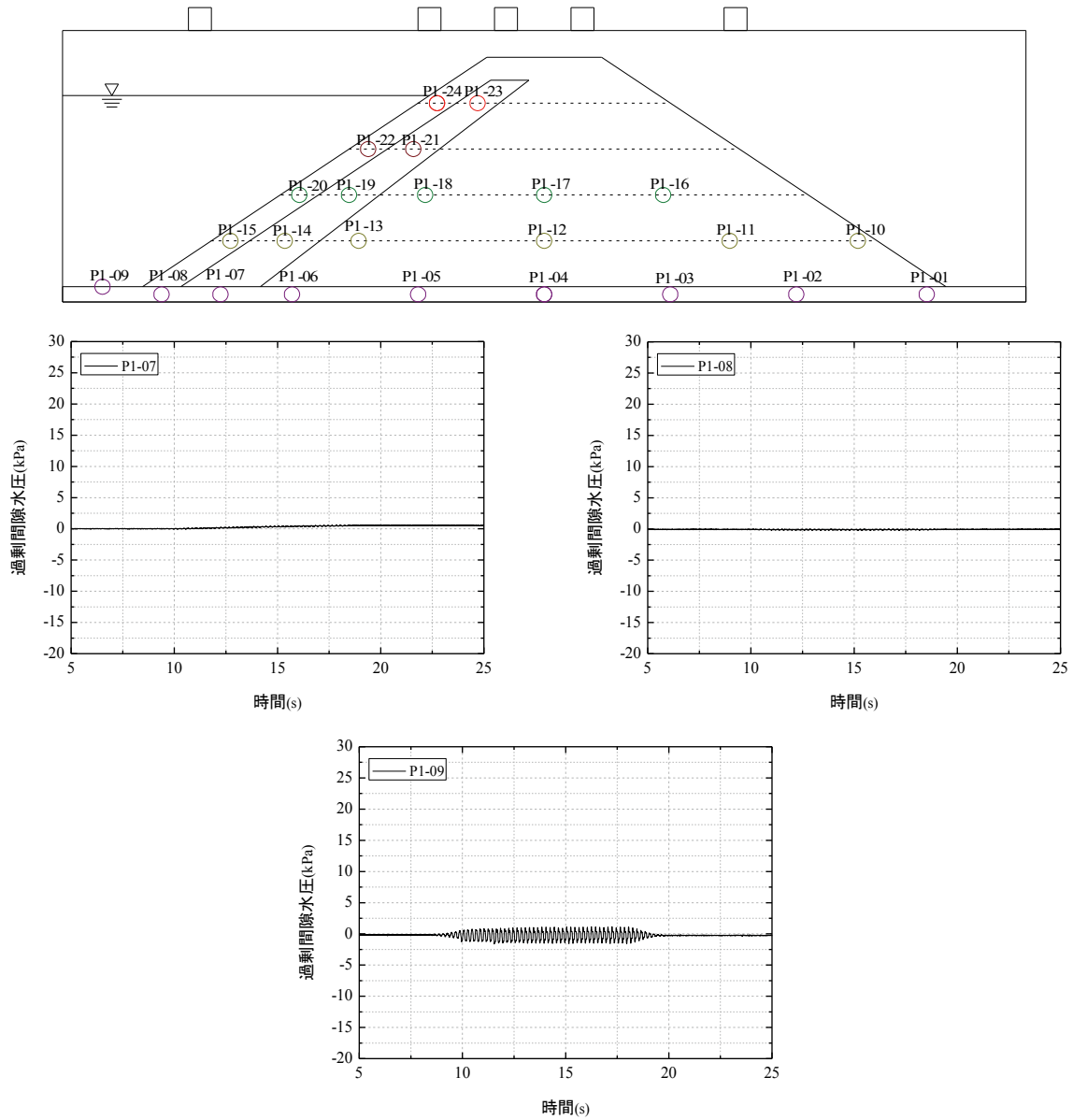


図 41(2) 前刃金工法における基盤内 (-10 cm) の間隙水圧応答 (150 gal 加振時)

Fig. 41(2) Pore water pressure responses of the base in the case of sloping core zone (150 Gal).

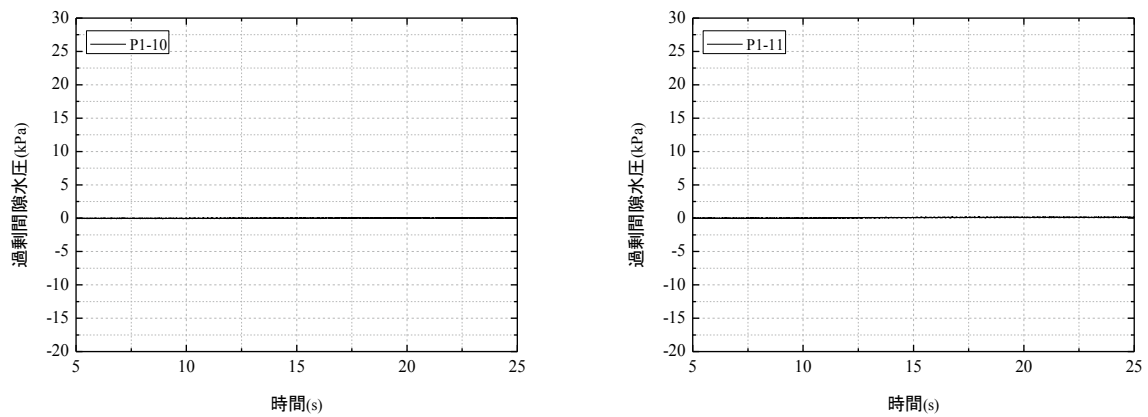


図 42 (1) 前刃金工法における 60 cm 高さでの間隙水圧応答 (150 gal 加振時)

Fig. 42(1) Pore water pressure responses at 60 cm high of in the case of sloping core zone (150 Gal).

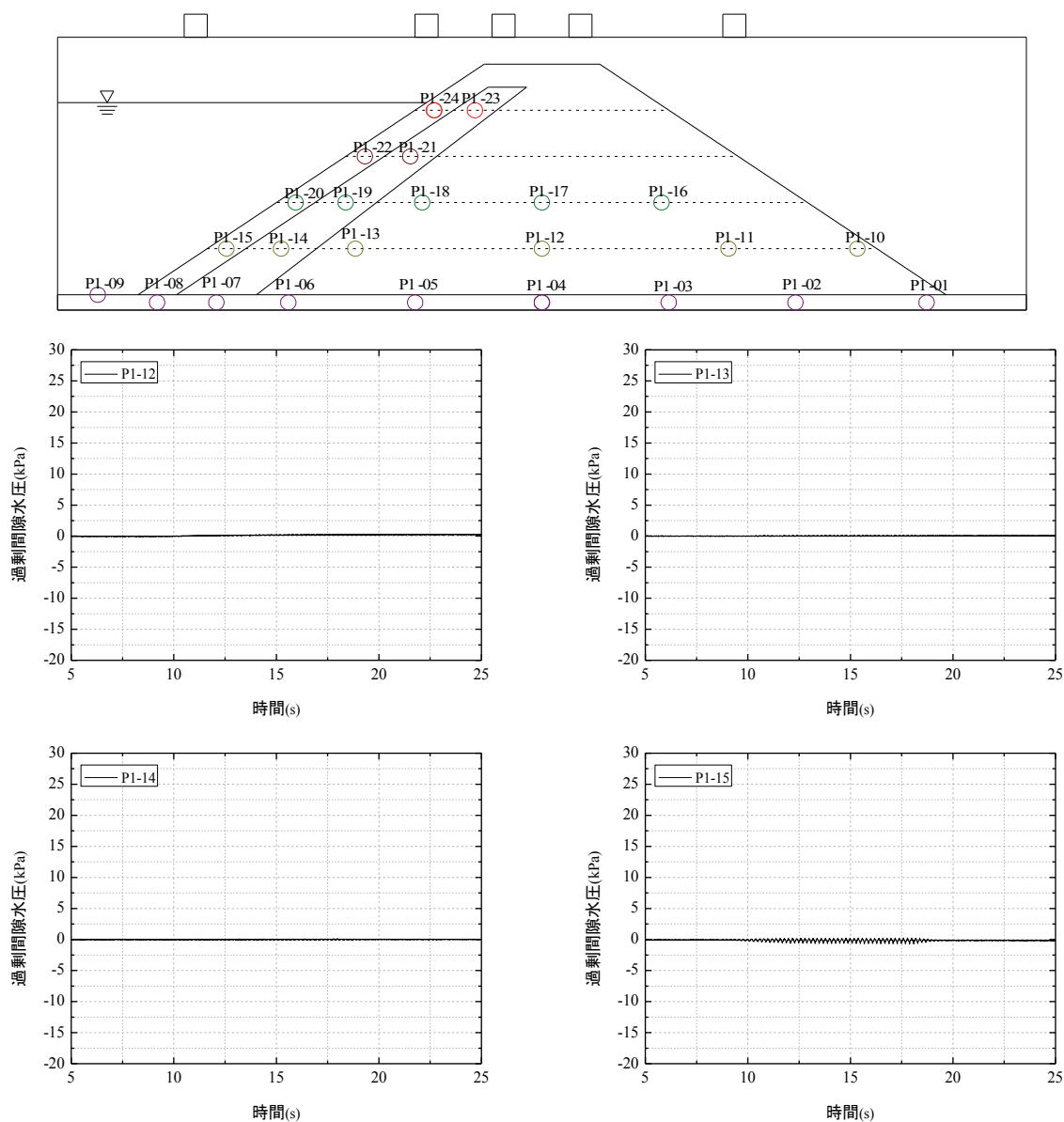


図 42(2) 前刃金工法における 60 cm 高さでの間隙水圧応答(150 gal 加振時)
Fig. 42(2) Pore water pressure responses at 60 cm high of in the case of sloping core zone (150 Gal).

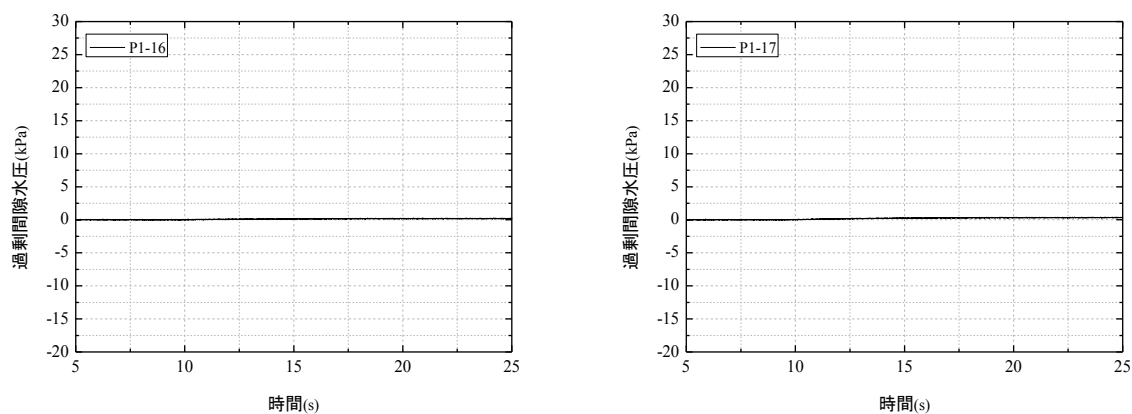


図 43(1) 前刃金工法における 120 cm 高さでの間隙水圧応答(150 gal 加振時)
Fig. 43(1) Pore water pressure responses at 120 cm high of in the case of sloping core zone (150 Gal).

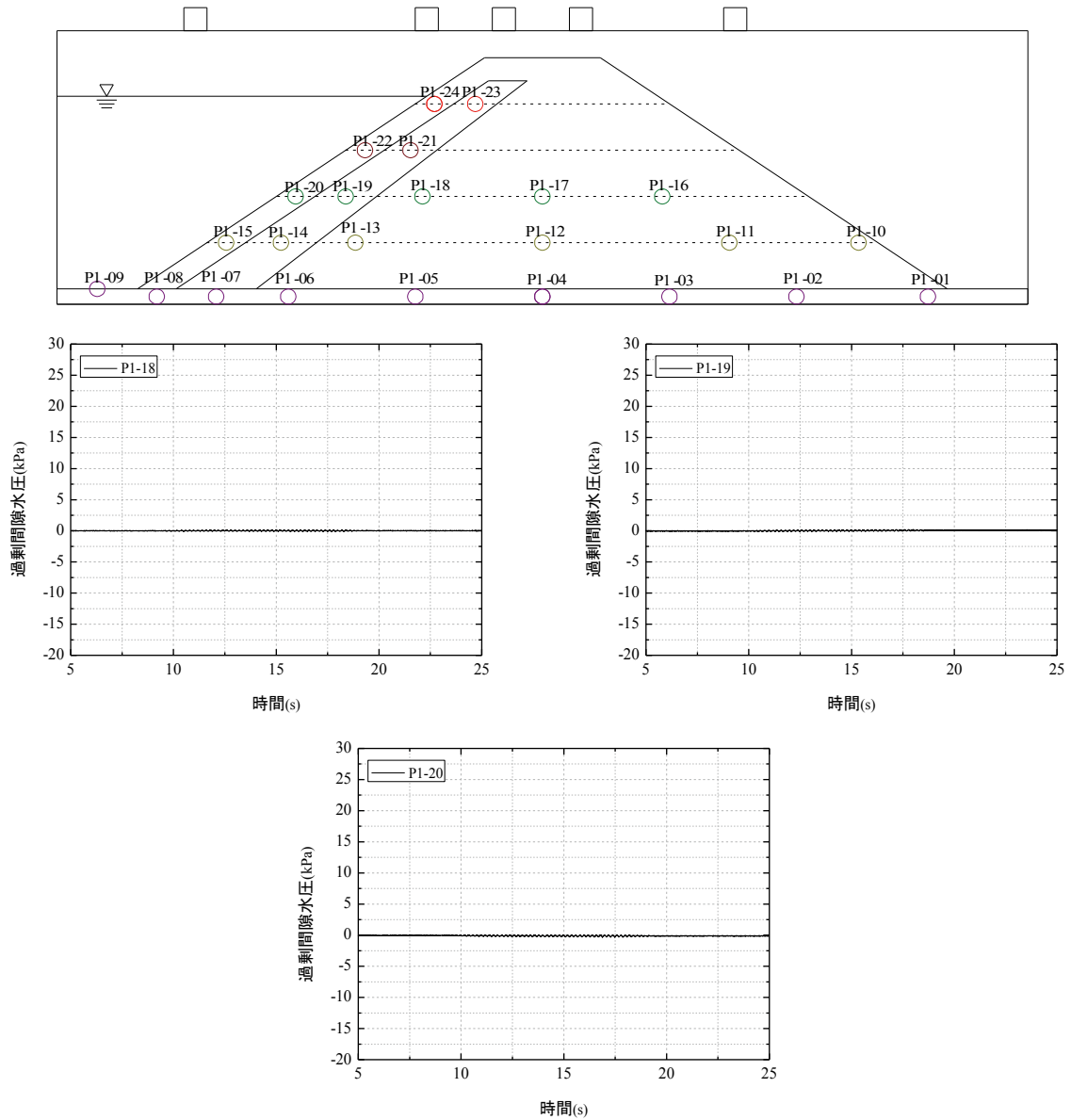


図 43(2) 前刃金工法における 120 cm 高さでの間隙水圧応答(150 gal 加振時)

Fig. 43(2) Pore water pressure responses at 120 cm high of in the case of sloping core zone (150 Gal).

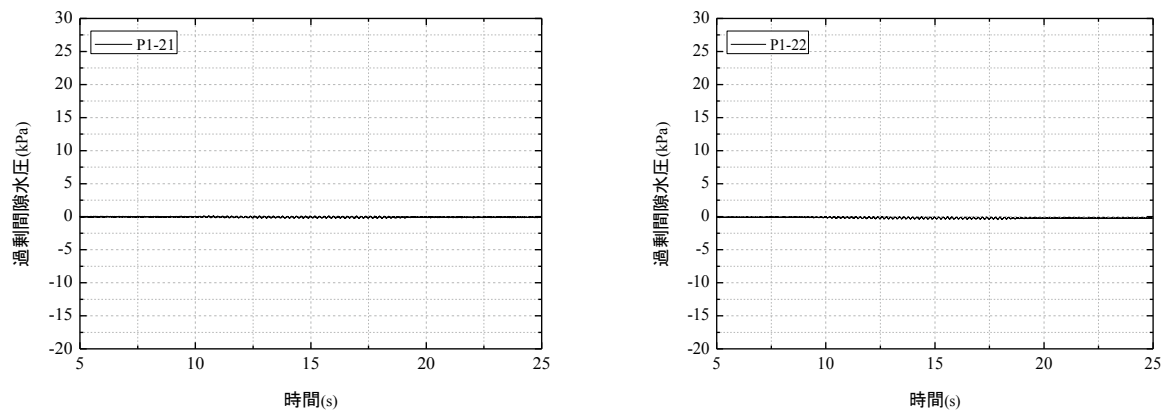


図 44 前刃金工法における 180 cm 高さでの間隙水圧応答(150 gal 加振時)

Fig. 44 Pore water pressure responses at 180 cm high of in the case of sloping core zone (150 Gal).

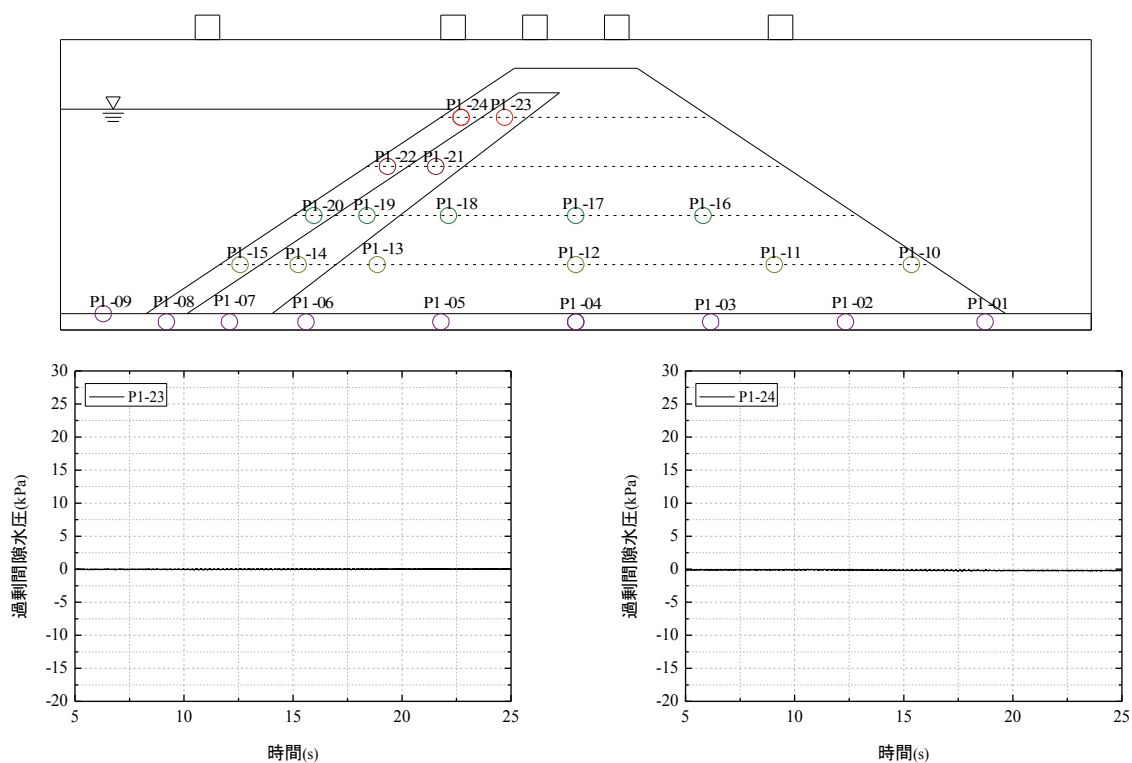


図 45 前刃金工法における 240 cm 高さでの間隙水圧応答(150 gal 加振時)

Fig. 45 Pore water pressure responses at 240 cm high of in the case of sloping core zone (150 Gal).

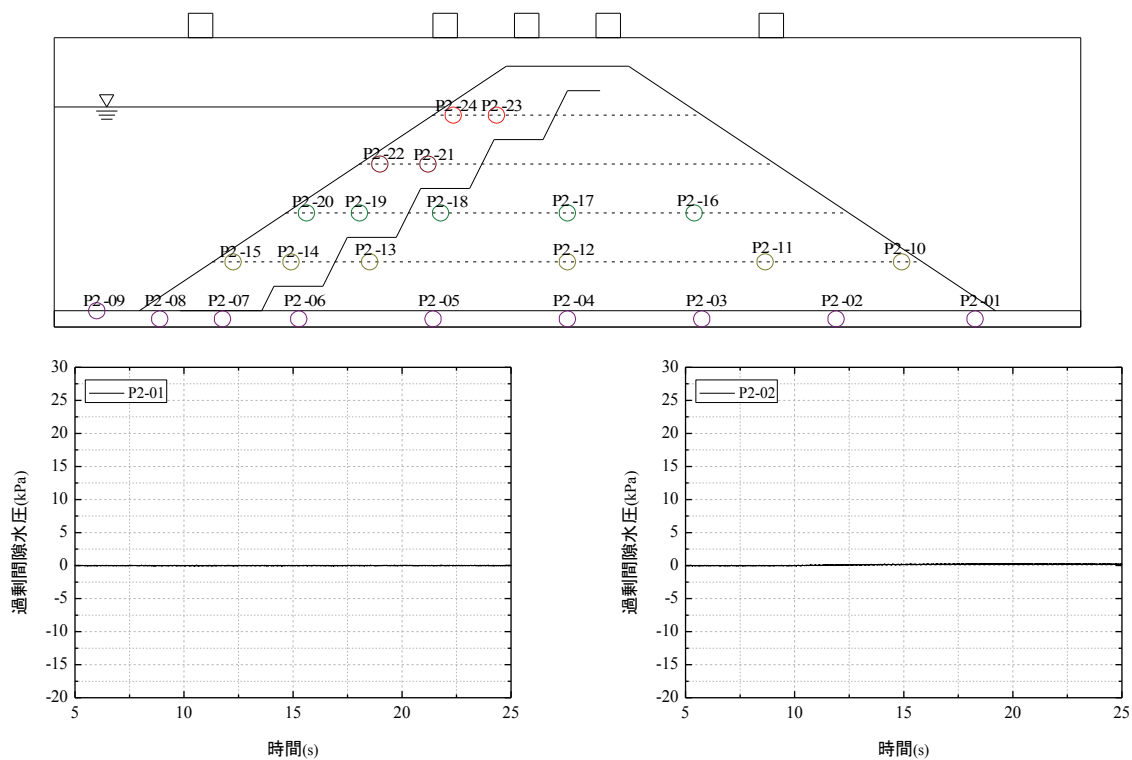


図 46(1) 遮水シート工法における基盤内(-10 cm)の間隙水圧応答(150 gal 加振時)

Fig. 46(1) Pore water pressure responses of the base in the case of GCL (150 Gal).

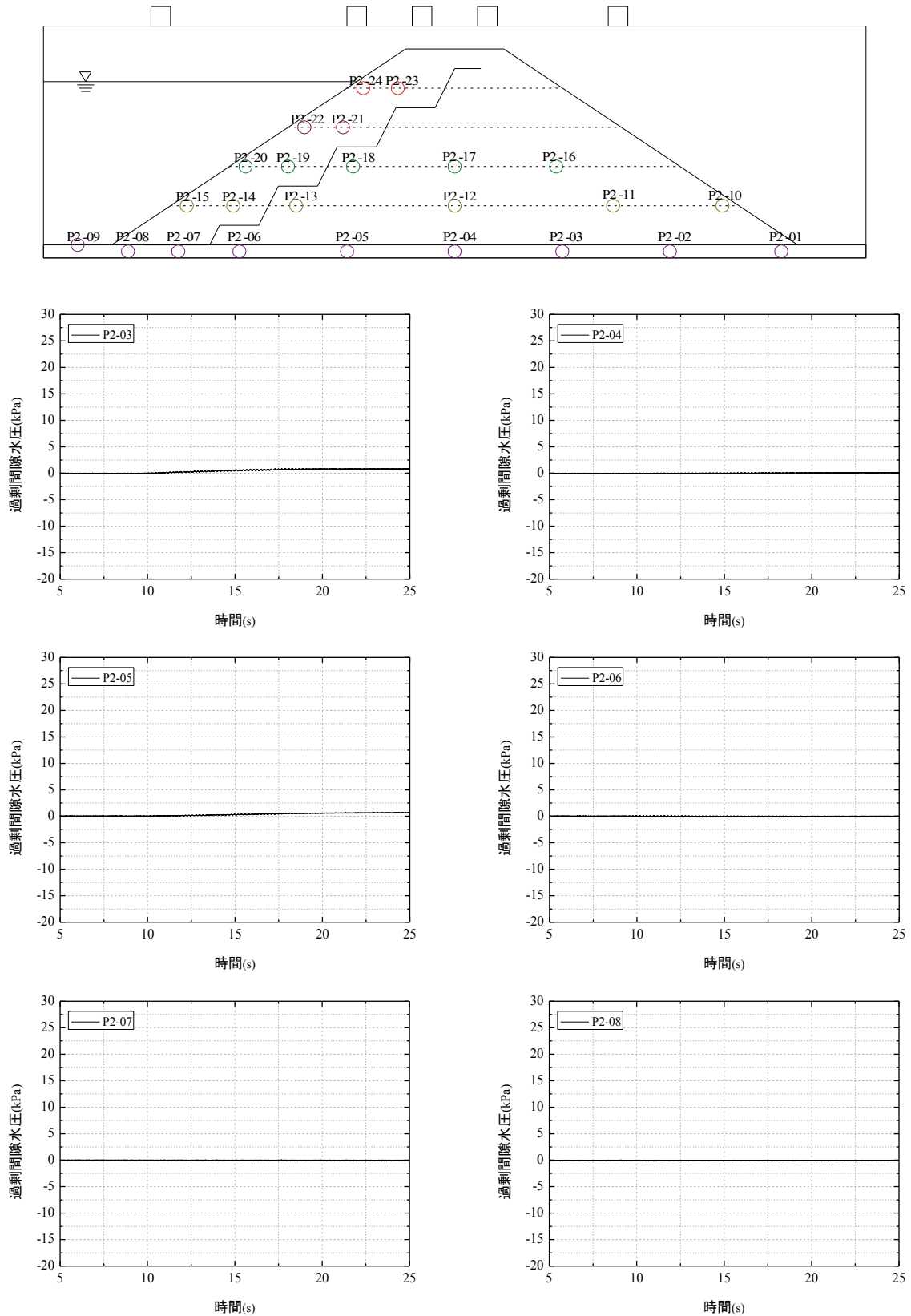


図 46(2) 遮水シート工法における基盤内(-10 cm)の間隙水圧応答(150 gal 加振時)
 Fig. 46(2) Pore water pressure responses of the base in the case of GCL (150 Gal).

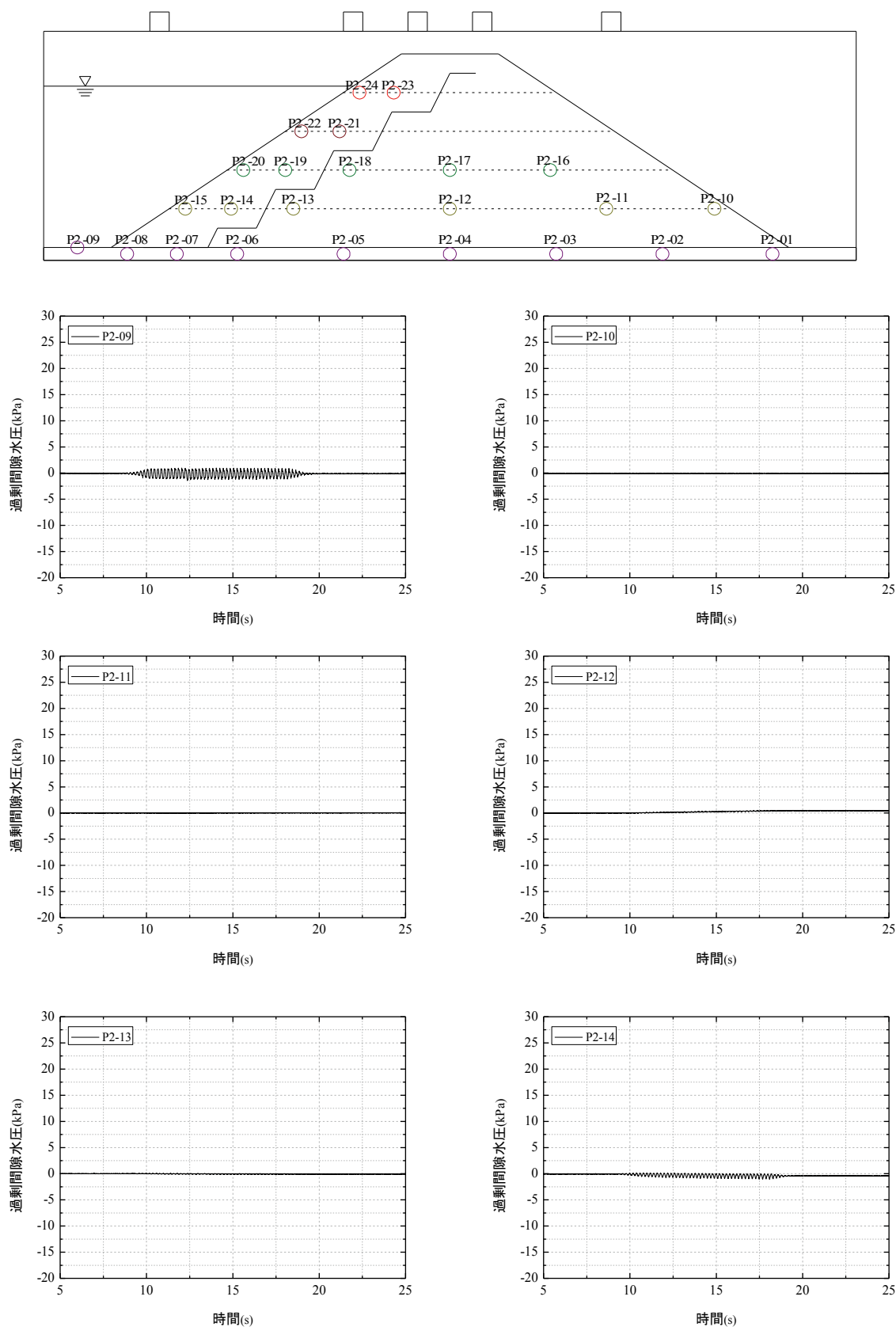


図 47(1) 遮水シート工法における 60 cm 高さでの間隙水圧応答(150 gal 加振時)
 Fig. 47(1) Pore water pressure responses at 60 cm high of in the case of GCL (150 Gal).

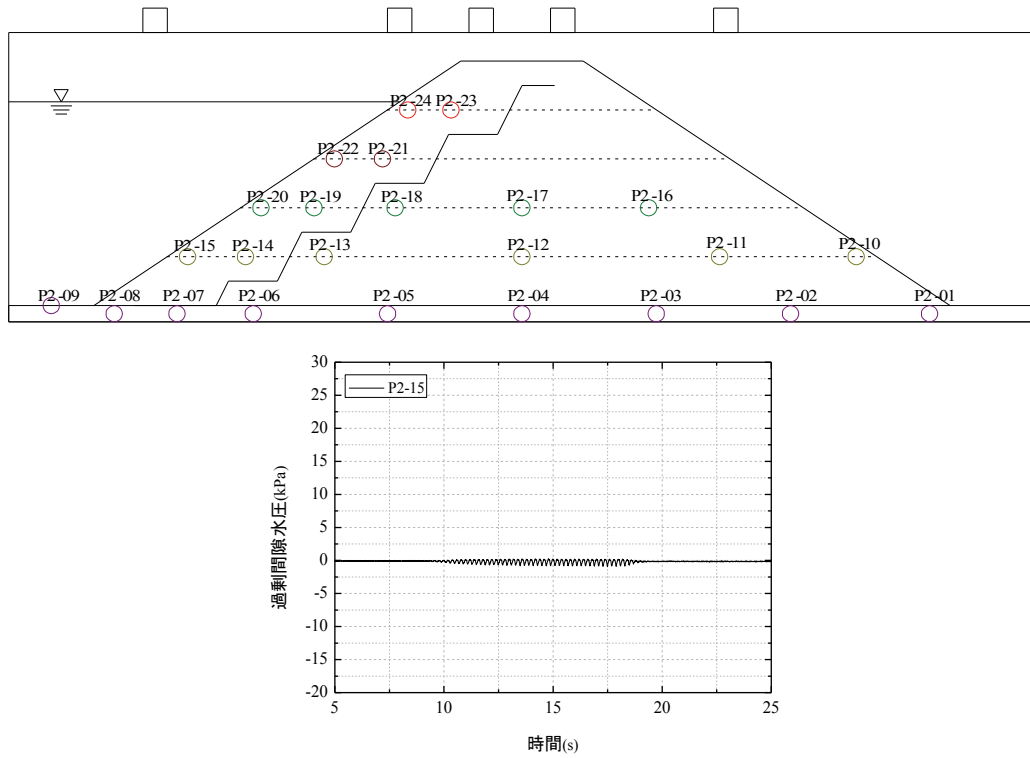


図 47(2) 遮水シート工法における 60 cm 高さでの間隙水圧応答(150 gal 加振時)

Fig. 47(2) Pore water pressure responses at 60 cm high of in the case of GCL (150 Gal).

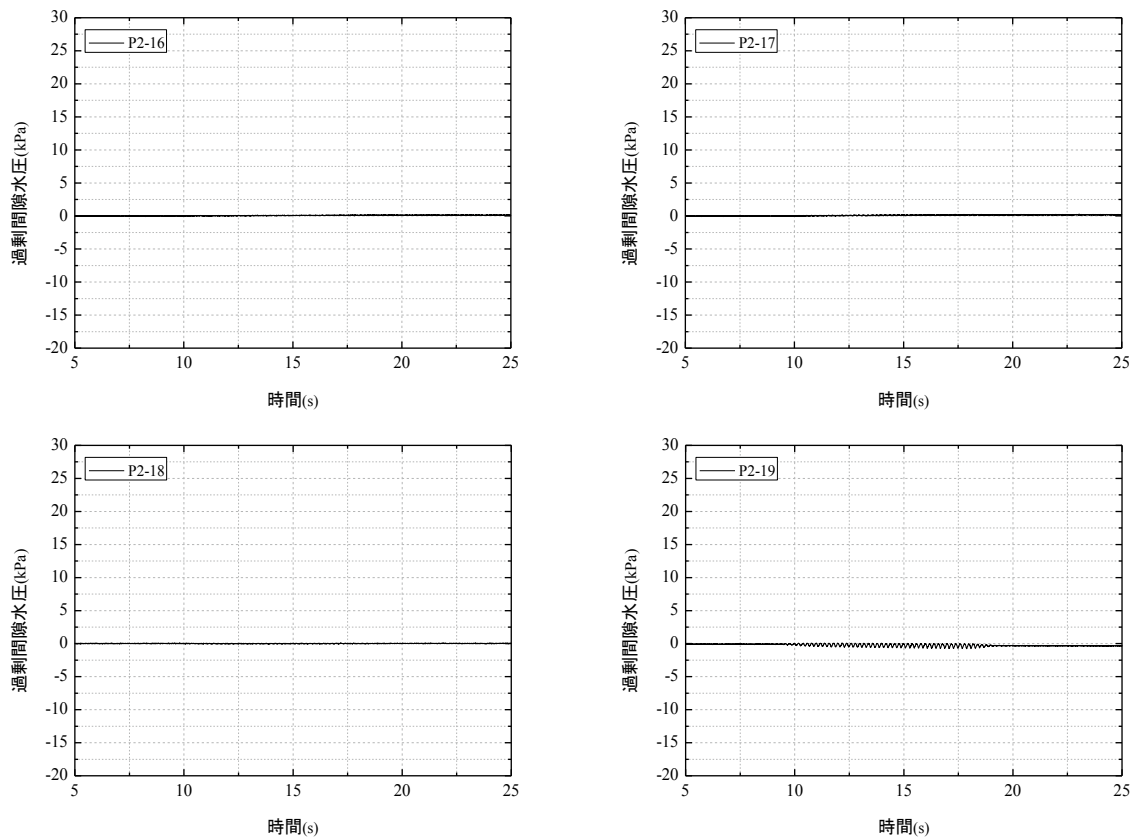


図 48(1) 遮水シート工法における 120 cm 高さでの間隙水圧応答(150 gal 加振時)

Fig. 48(1) Pore water pressure responses at 120 cm high of in the case of GCL (150 Gal).

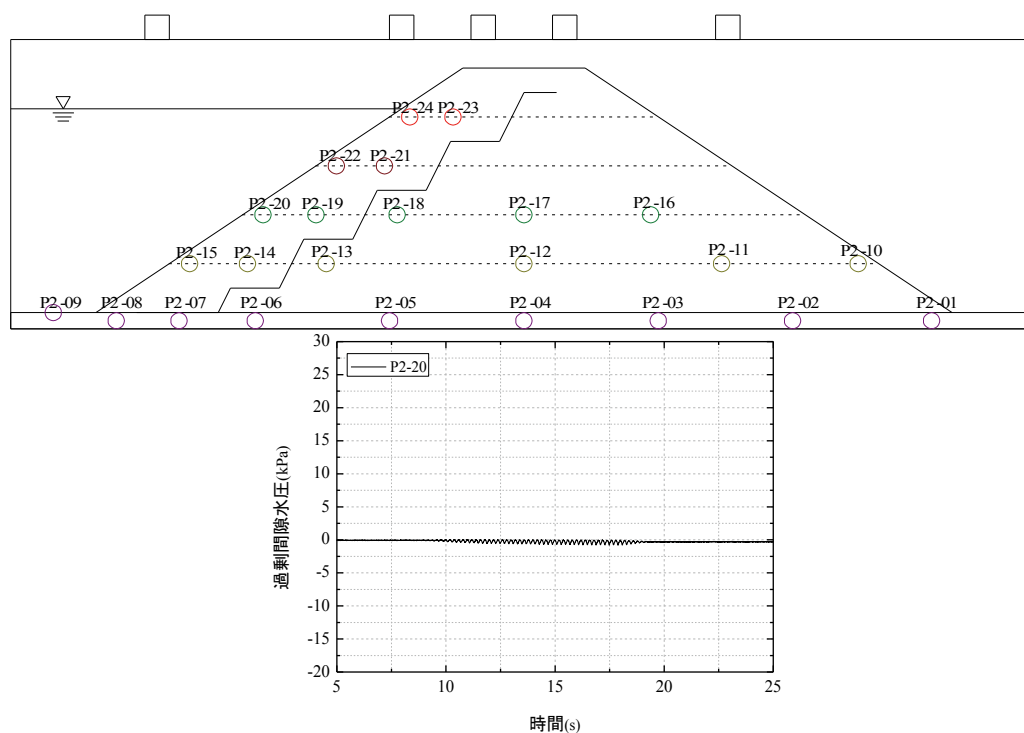


図 48(2) 遮水シート工法における 120 cm 高さでの間隙水圧応答 (150 gal 加振時)
Fig. 48(2) Pore water pressure responses at 120 cm high of in the case of GCL (150 Gal).

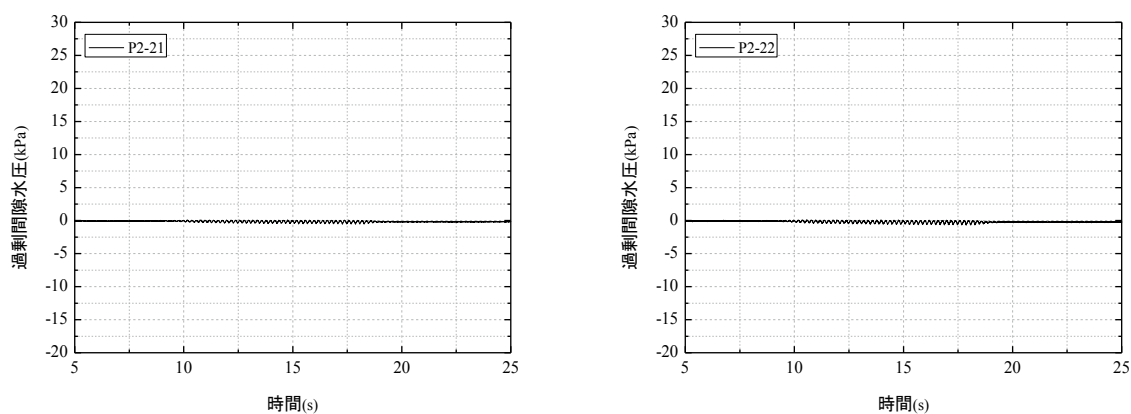


図 49 遮水シート工法における 180 cm 高さでの間隙水圧応答 (150 gal 加振時)
Fig. 49 Pore water pressure responses at 180 cm high of in the case of GCL (150 Gal).

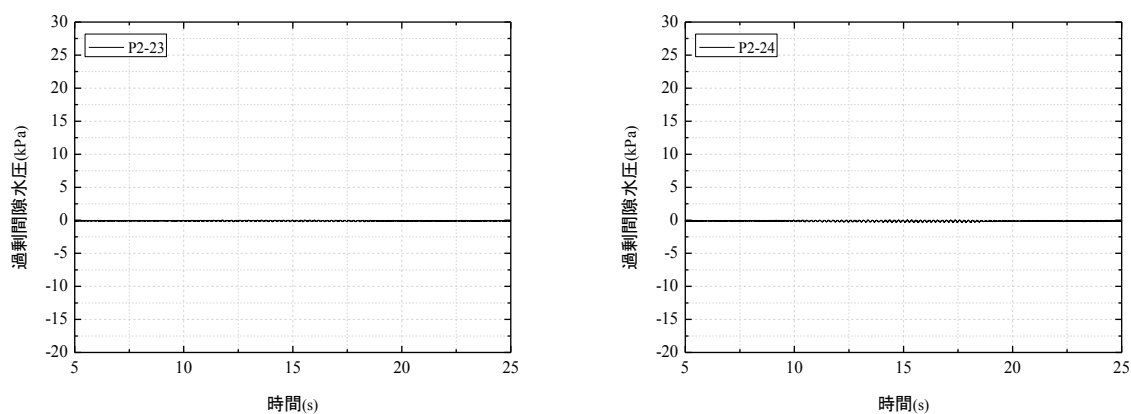


図 50 遮水シート工法における 240 cm 高さでの間隙水圧応答 (150 gal 加振時)
Fig. 50 Pore water pressure responses at 240 cm high of in the case of GCL (150 Gal).

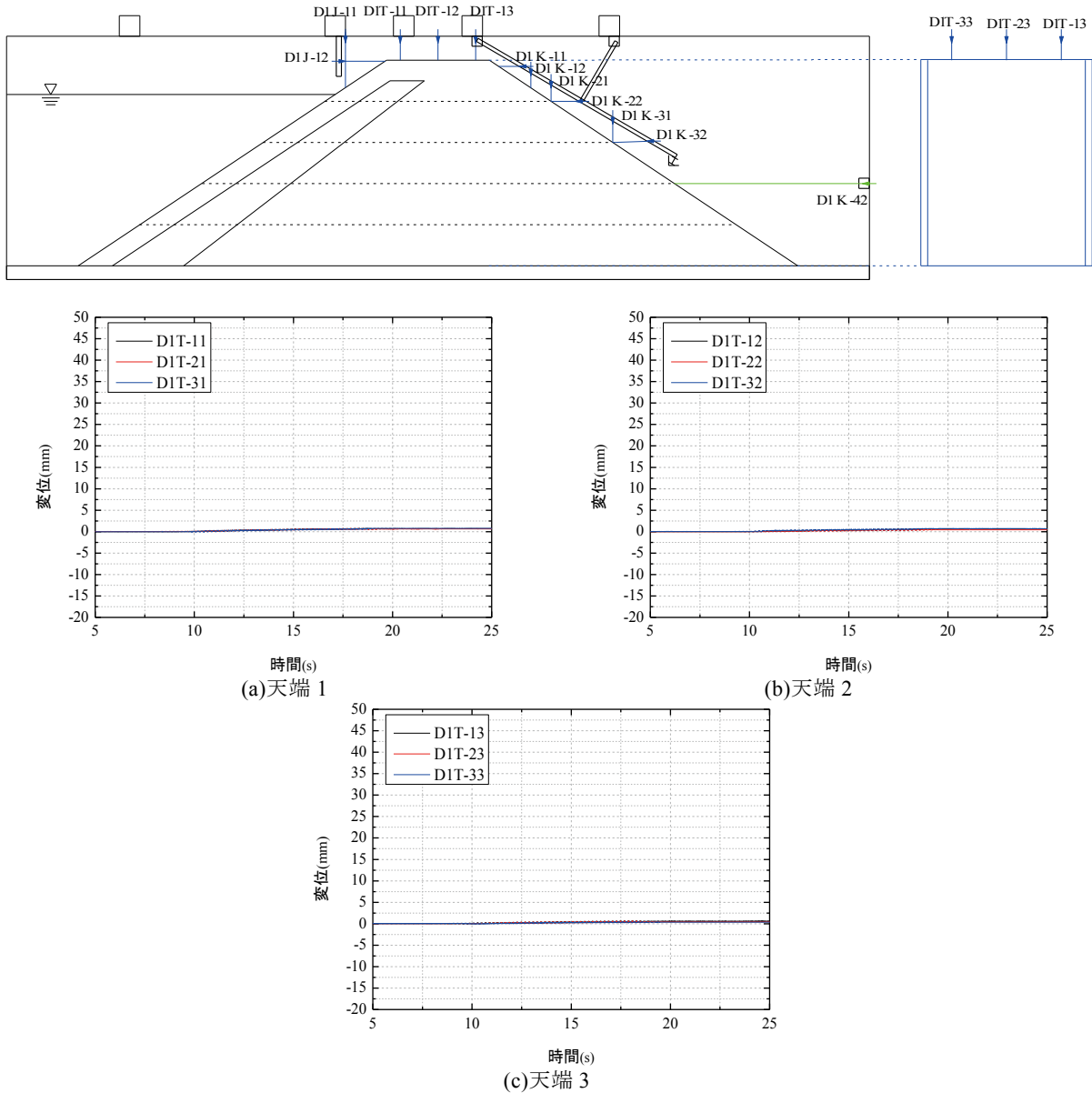


図 51 前刃金工法における天端の鉛直変位(150 gal 加振時)

Fig. 51 Vertical deformations of the embankment crests in the case of sloping core zone (150 Gal).

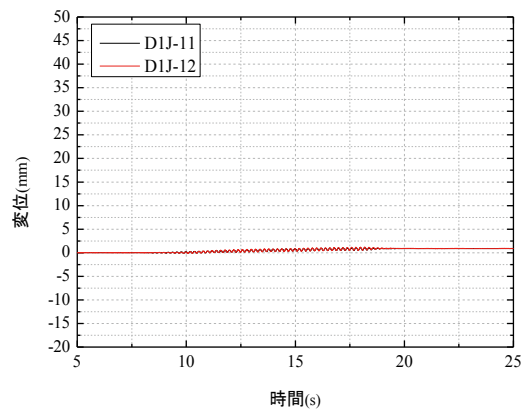


図 52 前刃金工法における上流斜面の水平・鉛直変位(150 gal 加振時)

Fig. 52 Vertical and horizontal deformations of slope of the upstream side in the case of sloping core zone (150 Gal).

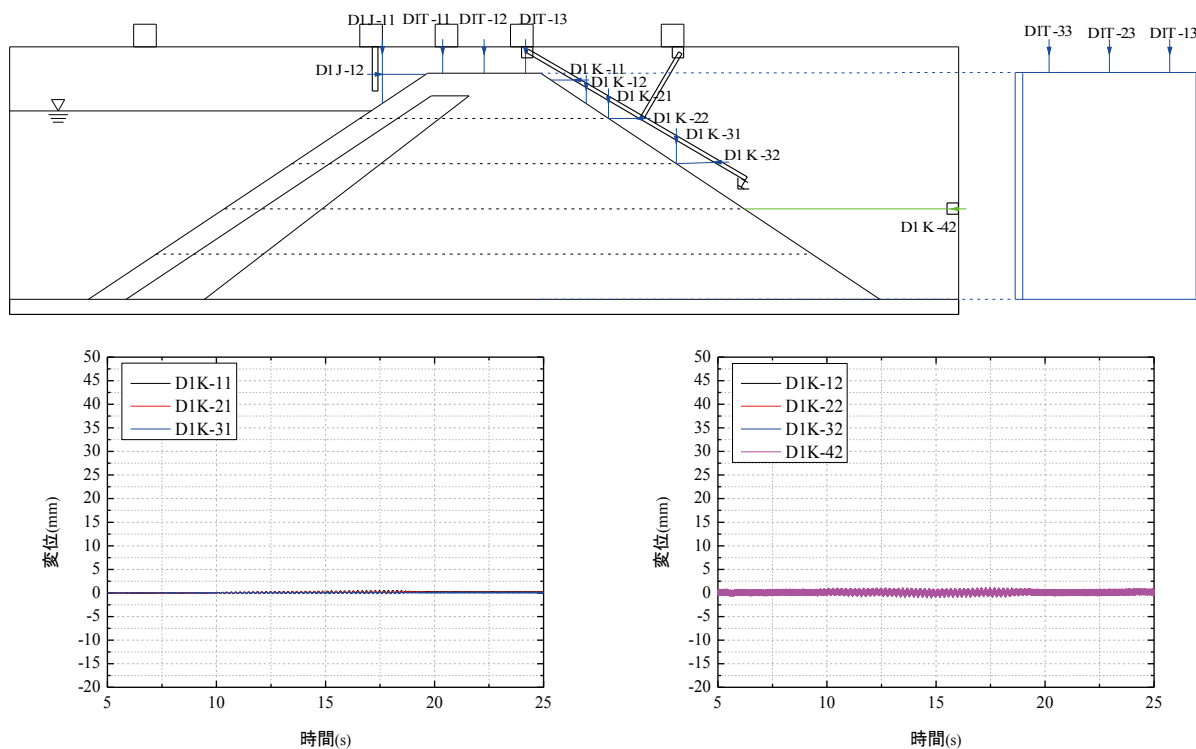


図 53 前刃金工法における下流斜面の水平変位 (150 Gal)
Fig. 53 Horizontal deformations of slope of the downstream side in the case of sloping core zone.

図 54 前刃金工法における下流斜面の鉛直変位(150 Gal)
Fig. 54 Vertical deformations of slope of the downstream side in the case of sloping core zone.

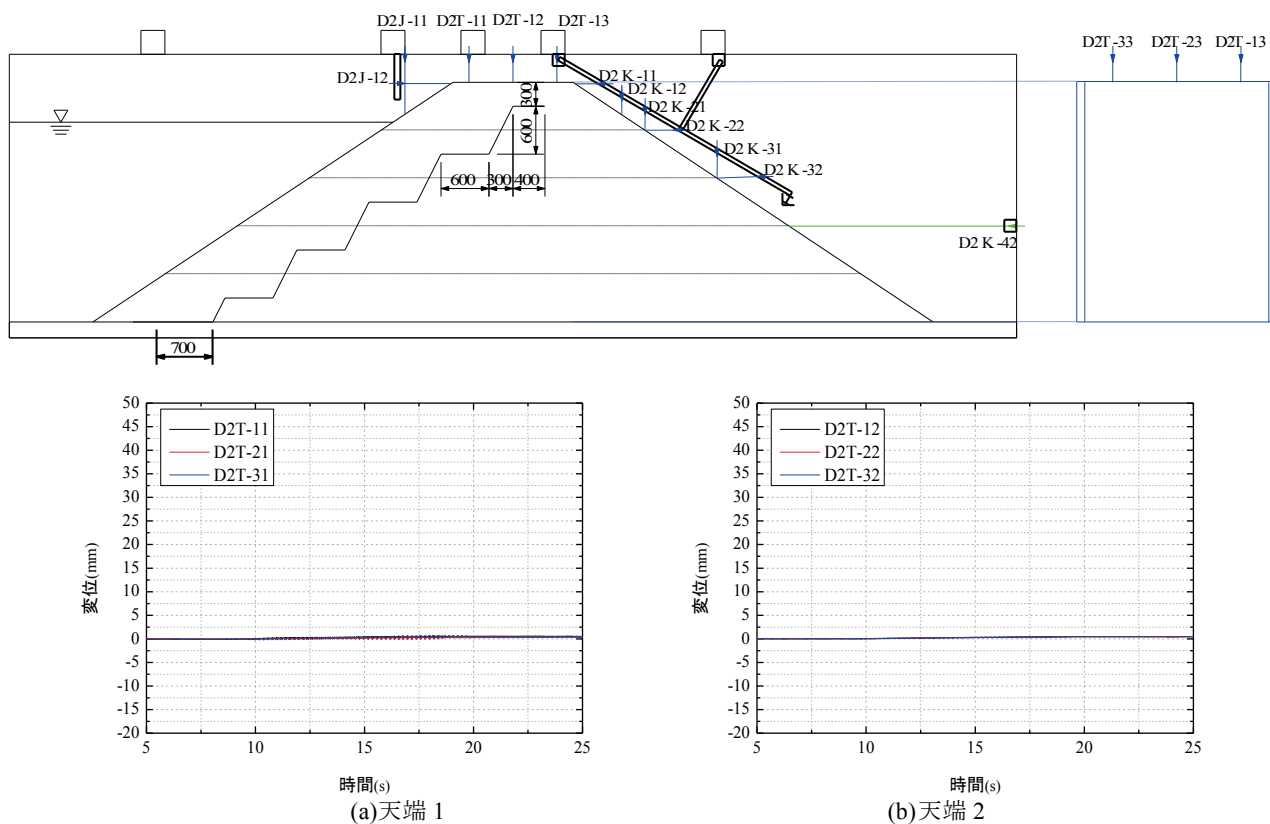


図 55(1) 遮水シート工法における天端の鉛直変位 (150 gal 加振時)
Fig. 55(1) Vertical deformations of the embankment crests in the case of GCL (150 Gal).

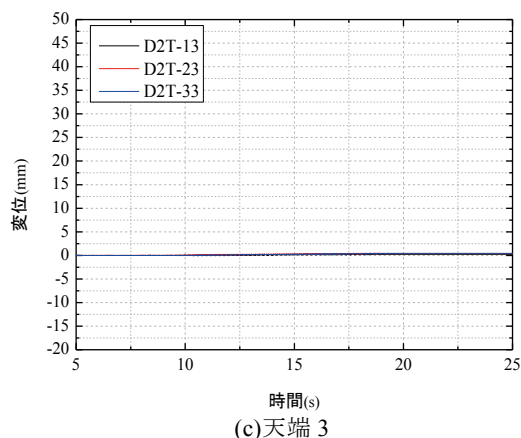
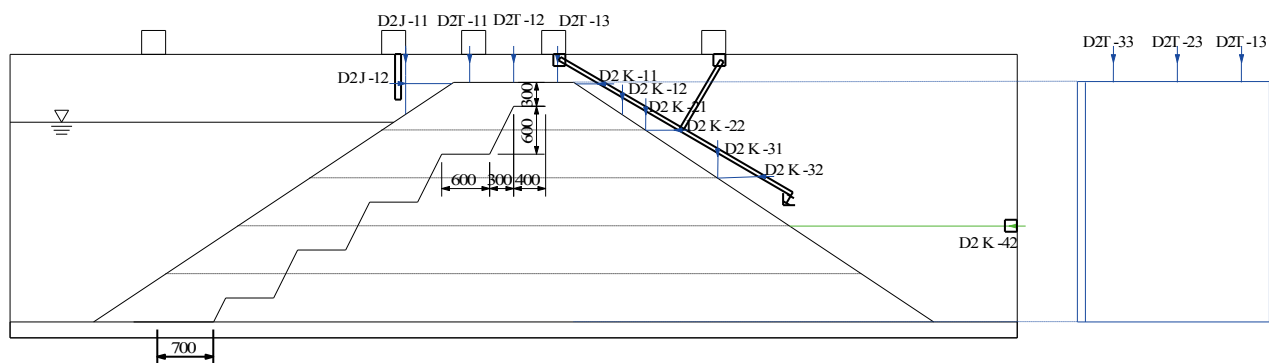


図 55(2) 遮水シート工法为天端の鉛直変位(150 gal 加振時)
Fig. 55(2) Vertical deformations of the embankment crests in the case of GCL (150 Gal).

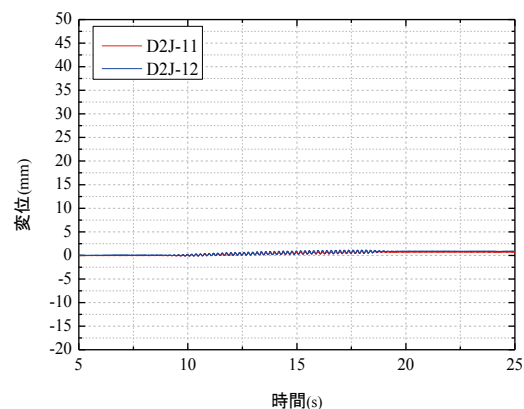


図 56 遮水シート工法の上流斜面の水平・鉛直変位(150 gal 加振時)
Fig. 56 Vertical and horizontal deformations of slope of the upstream side in the case of GCL (150 Gal).

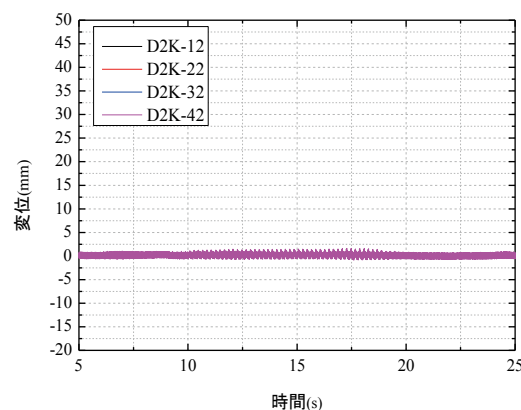


図 57 遮水シート工法における下流斜面の水平変位(150 gal 加振時)
Fig. 57 Horizontal deformations of slope of the downstream side in the case of GCL (150 Gal).

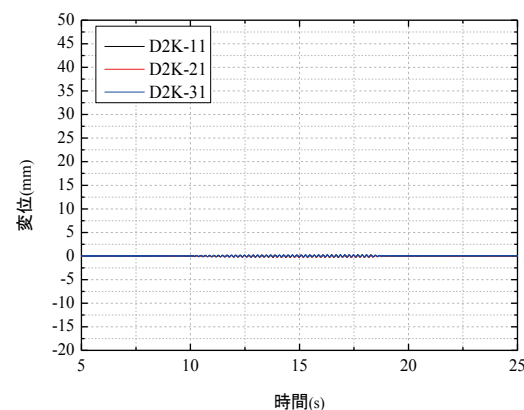


図 58 遮水シート工法における下流斜面の鉛直変位(150 gal 加振時)
Fig. 58 Vertical deformations of slope of the downstream side in the case of GCL (150 Gal).

4.2 L2 地震動による加振実験結果

図 59 ~ 図 89 に L2 加振時の前刃金工法および遮水シート工法による堤体の時刻歴データをそれぞれ示す。図 27 に示したが、レベル 2 地震動相当とした 400 gal による入力信号を震動台に与え、結果として、471 Gal の加速度が震動台に発生した。レベル 1 地震

動による加振では、前刃金工法および遮水シート工法ともに、顕著な動的挙動が見られなかったが、L2 地震動によるケースでは、応答加速度は、震動台と基盤内の加速度振幅はほぼ等しく、また、上流方向(+)と下流方向(-)の加速度に有意差はないこと、また、天端において沈下、下流法面上部においては上

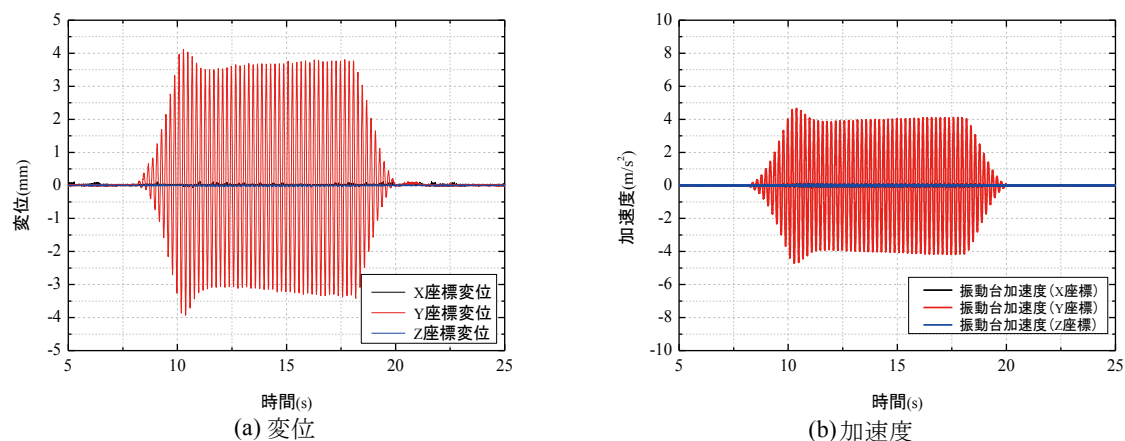


図 59 震動台の変位および加速度(400 gal 加振時)

Fig. 59 Base displacement and acceleration time histories (400 Gal).

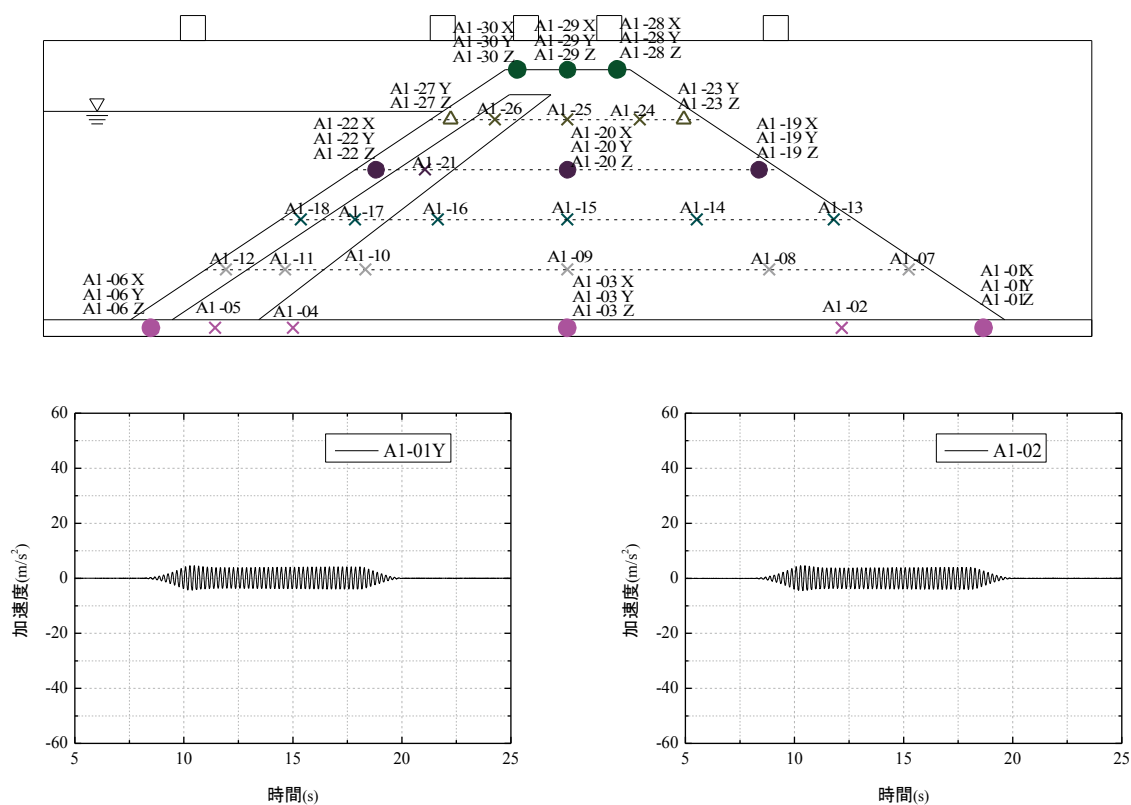


図 60(1) 前刃金工法における基盤内(-10 cm)の加速度応答(400 gal 加振時)

Fig. 60(1) Acceleration responses of the base in the case of sloping core zone (400 Gal).

流側へ変形し、中央から底部にかけて下流側へはらみ出しが生じていること等が確認された。遮水シート工法では、加振中に天端にクラックが生じ、加振終了後、幅 10 mm 程度の大きなクラックが堤体軸方向に複数残留した。このため、後述に詳しいが、シー

ト周辺の応答加速度、振動特性から発生メカニズムを検討した。なお、各時刻歴データからも分かるように、破壊的な挙動は確認されず、結果として、加振後に両堤体とも決壊や漏水は生じなかった。

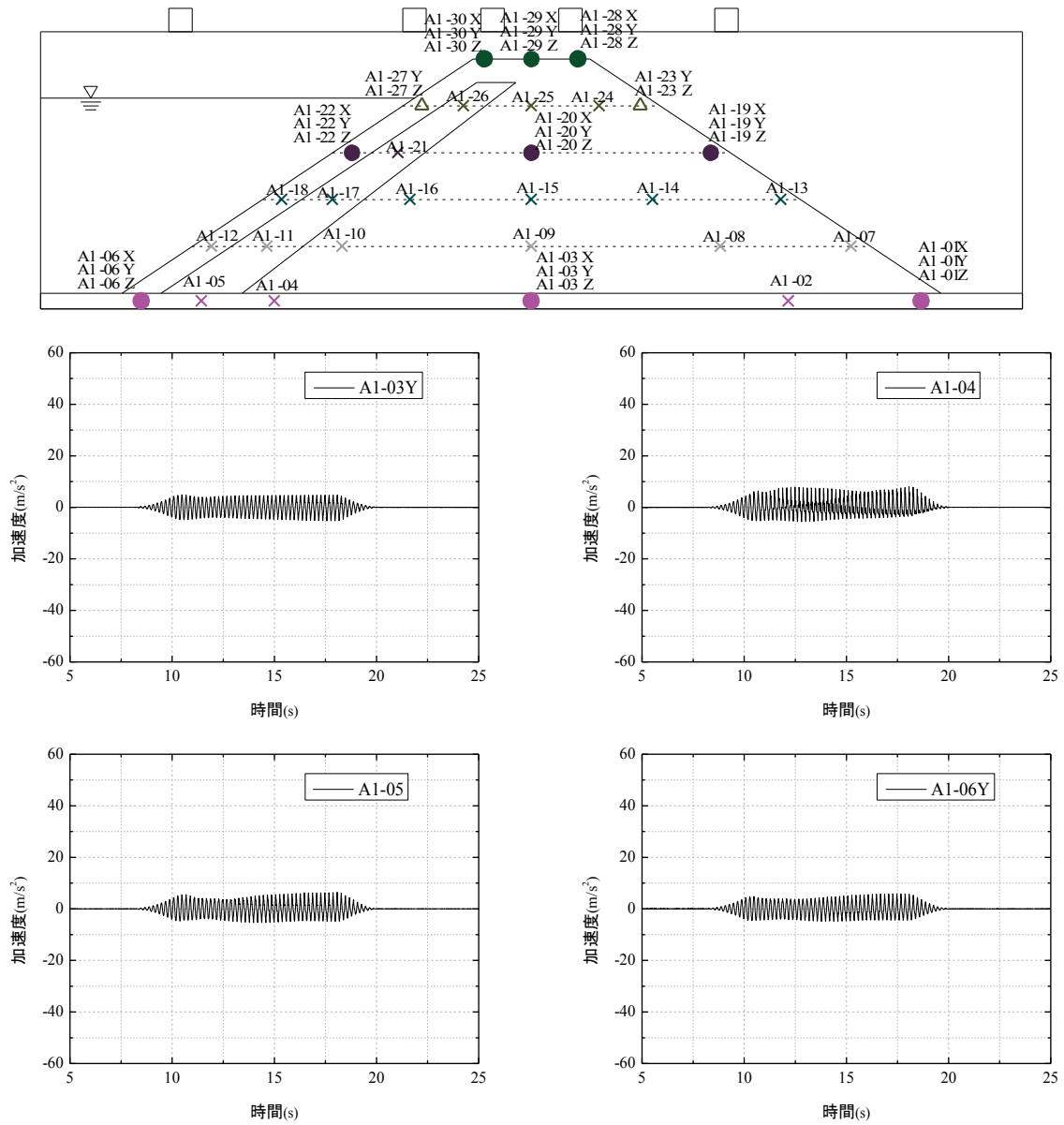


図 60(2) 前刃金工法における基盤内(-10cm)の加速度応答(400gal 加振時)
Fig. 60(2) Acceleration responses of the base in the case of sloping core zone (400Gal).

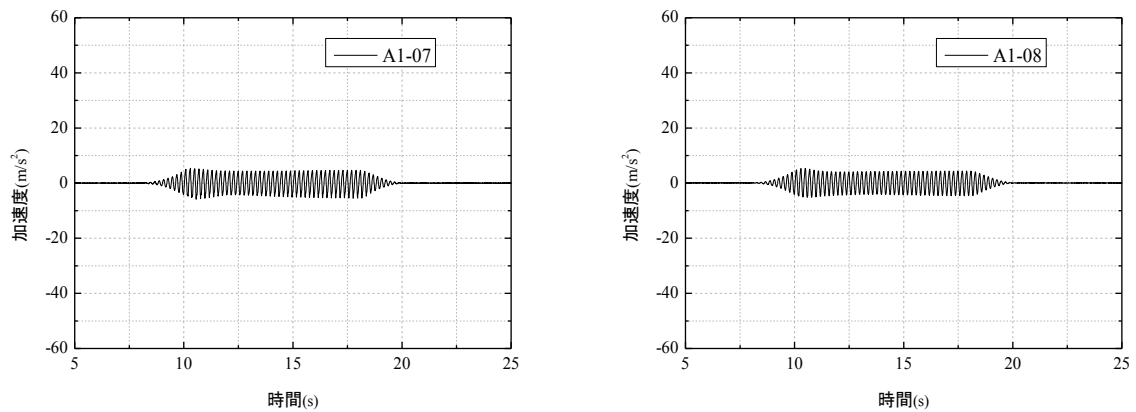


図 61(1) 前刃金工法における 60 cm 高さでの加速度応答(400 gal 加振時)
Fig. 61(1) Acceleration responses at 60 cm high in the case of sloping core zone (400 Gal).

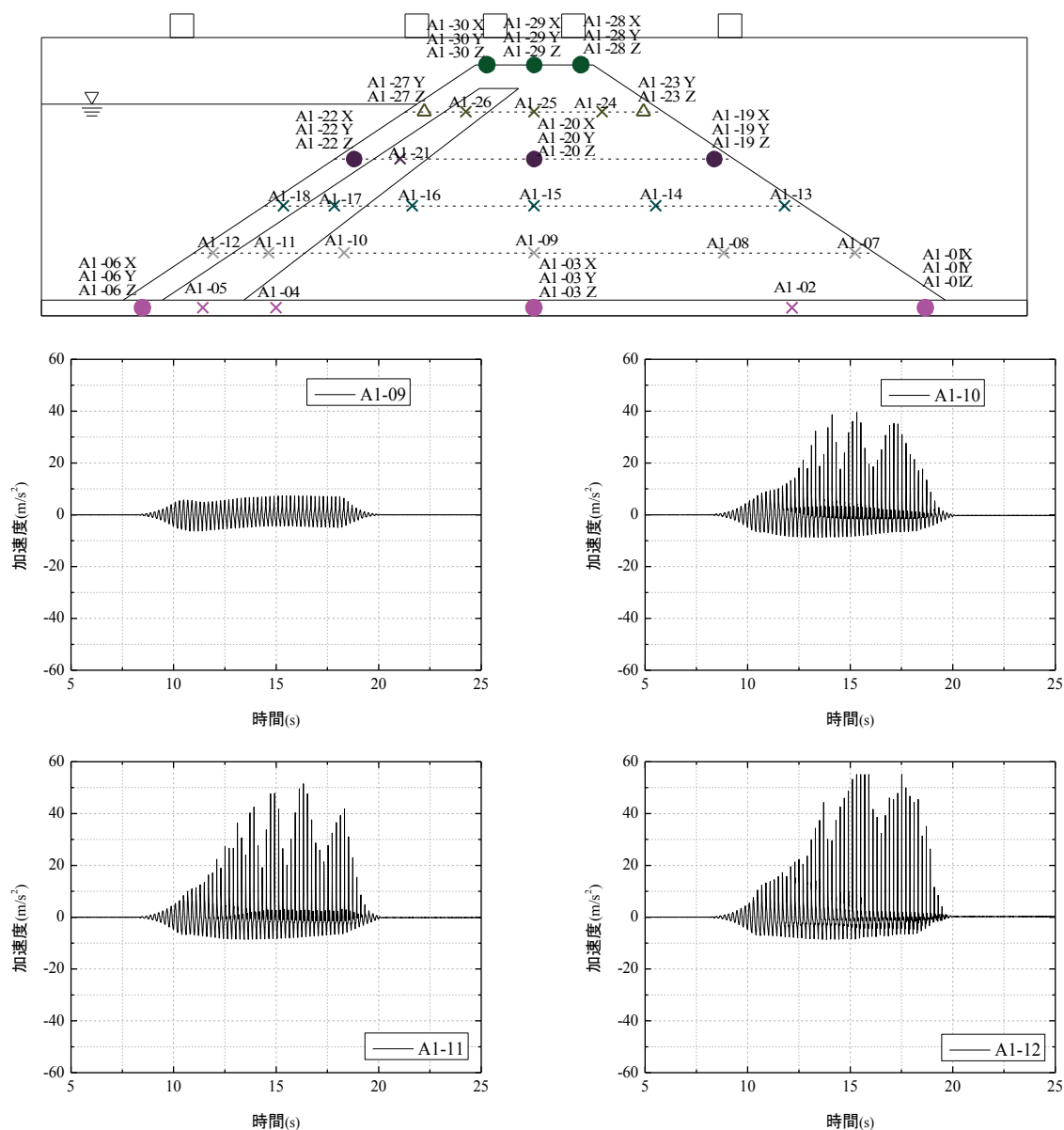


図 61(2) 前刃金工法における 60 cm 高さでの加速度応答(400 gal 加振時)

Fig. 61(2) Acceleration responses at 60 cm high in the case of sloping core zone (400 Gal).

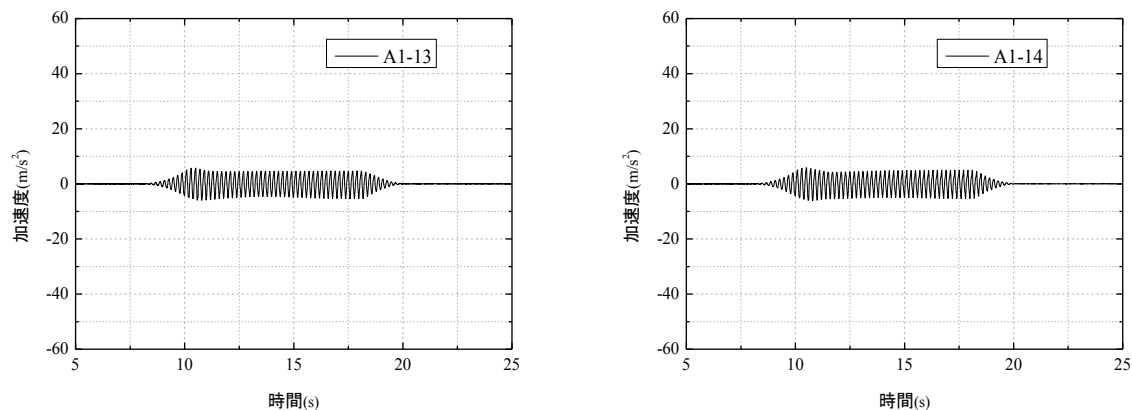


図 62(1) 前刃金工法における 120 cm 高さでの加速度応答(400 gal 加振時)

Fig. 62(1) Acceleration responses at 120 cm high of in the case of sloping core zone (400 Gal).

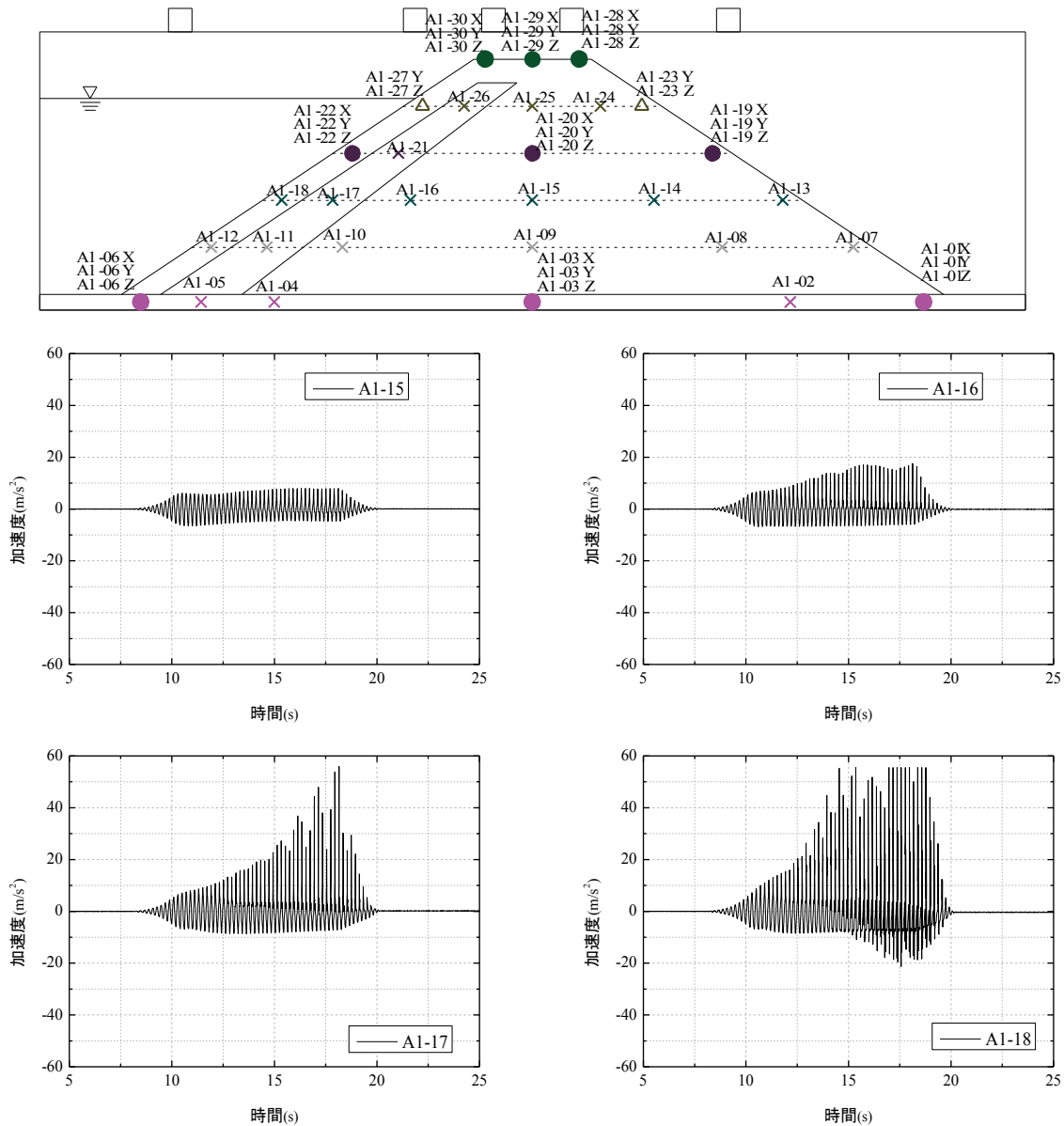


図 62(2) 前刃金工法における 120 cm 高さでの加速度応答(400 gal 加振時)
Fig. 62(2) Acceleration responses at 120 cm high in the case of sloping core zone (400 Gal).

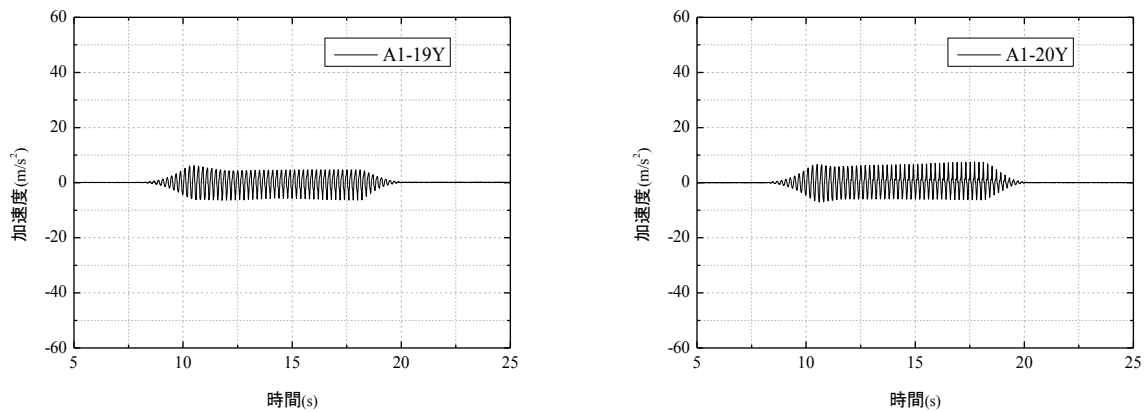


図 63(1) 前刃金工法における 180 cm 高さでの加速度応答(400 gal 加振時)
Fig. 63(1) Acceleration responses at 180 cm high in the case of sloping core zone (400 Gal).

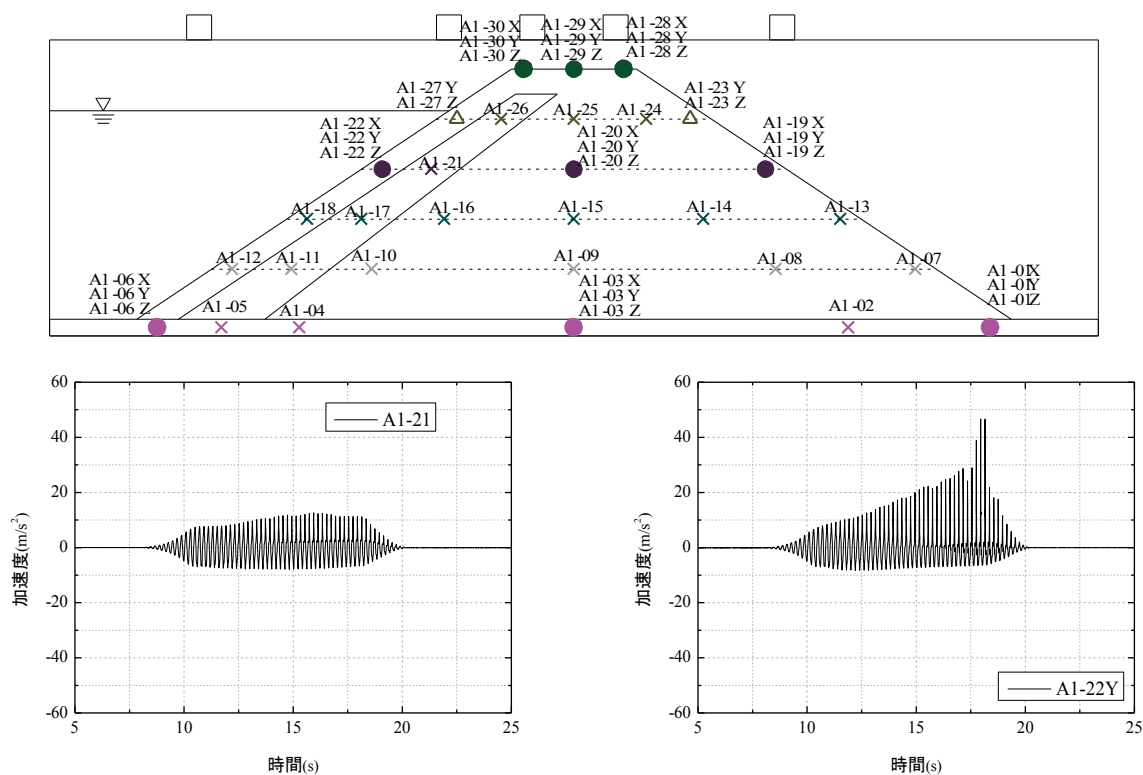


図 63(2) 前刃金工法における 180cm 高さでの加速度応答(400 gal 加振時)

Fig. 63(2) Acceleration responses at 180 cm high in the case of sloping core zone (400 Gal).

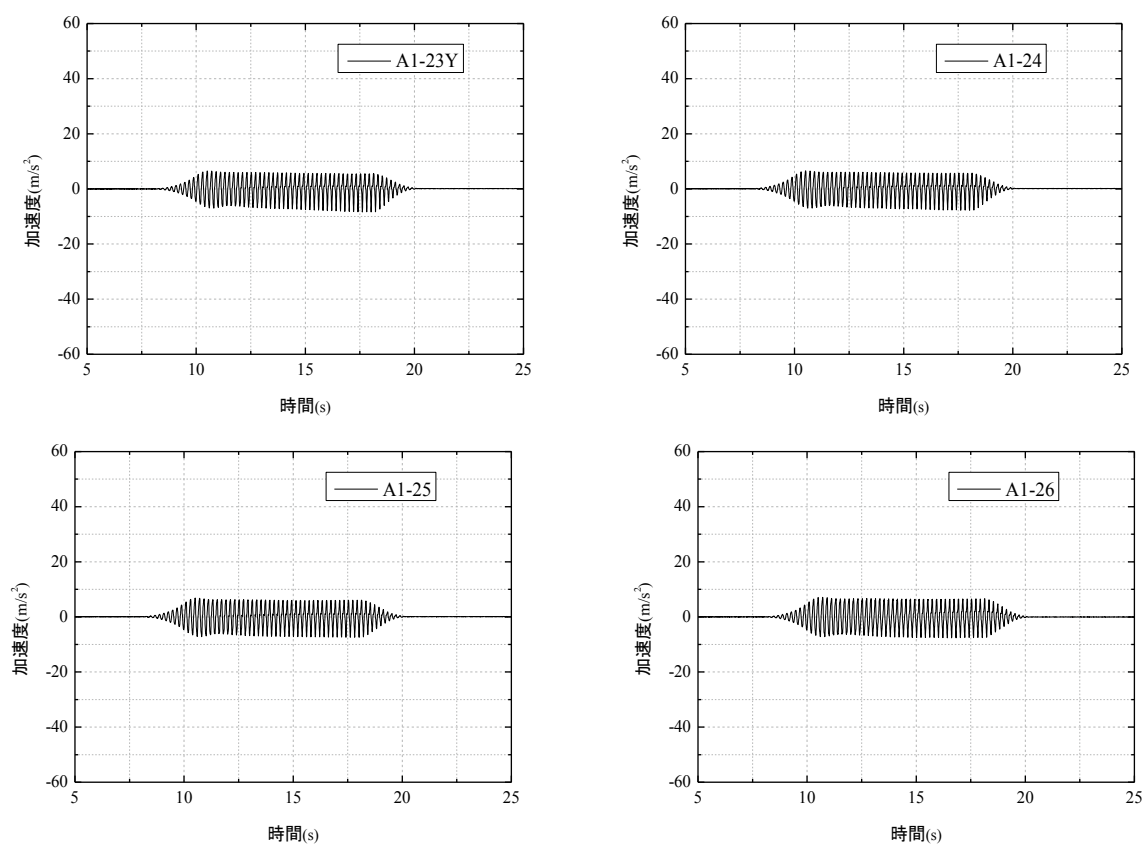


図 64(1) 前刃金工法における 240 cm から天端高さでの加速度応答(400 gal 加振時)

Fig. 64(1) Acceleration responses at 240 cm high in the case of sloping core zone (400 Gal).

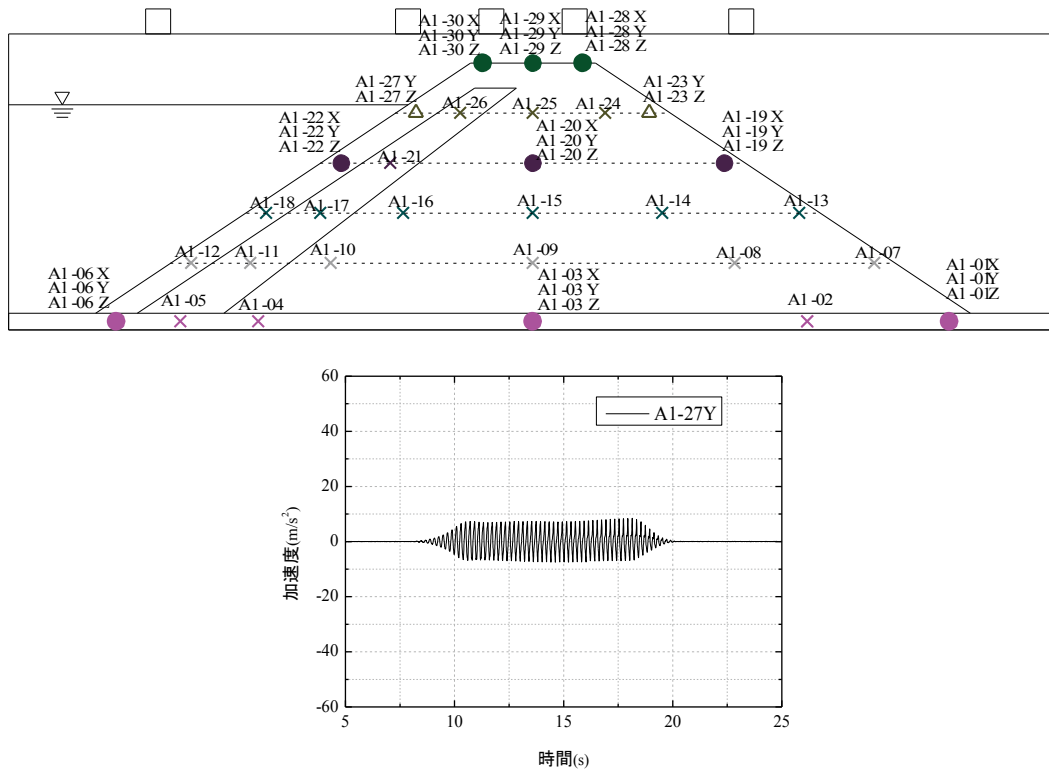


図 64(2) 前刃金工法における 240 cm での加速度応答(400 gal 加振時)

Fig.64(2) Acceleration responses at 240 cm high in the case of sloping core zone (400 Gal).

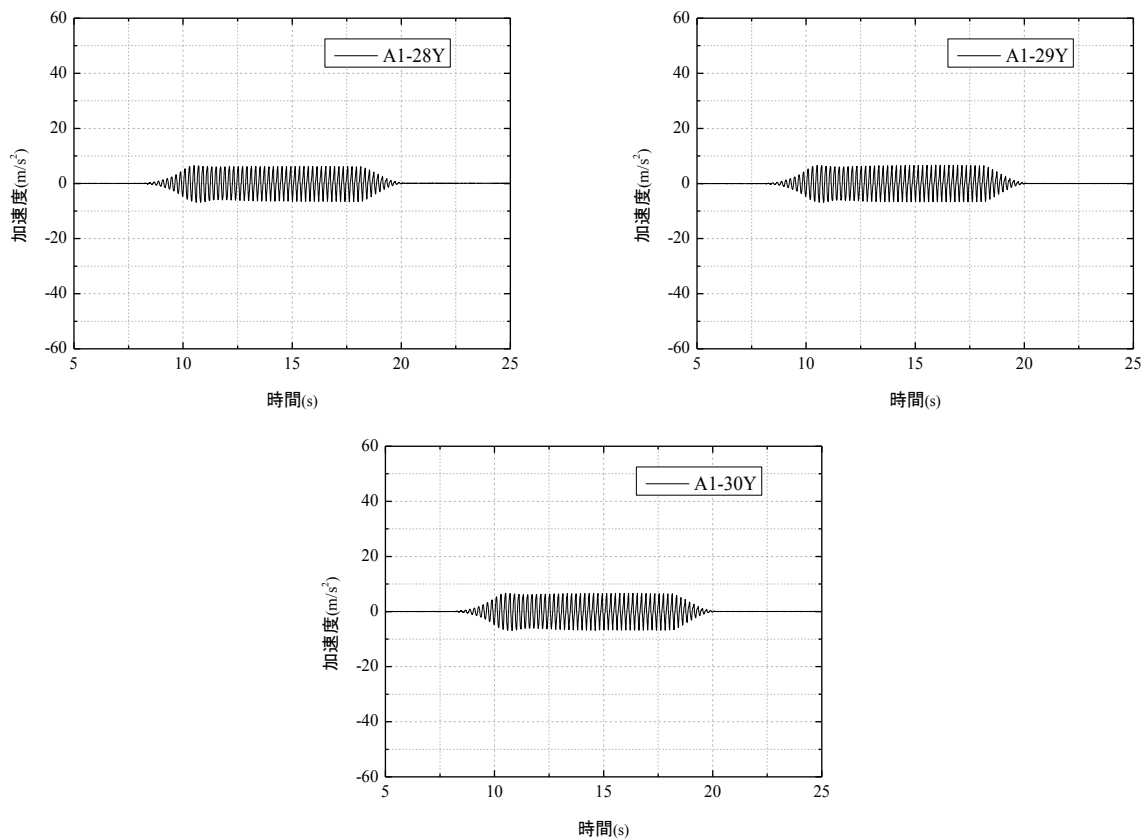


図 65 前刃金工法における天端での加速度応答(400 gal 加振時)

Fig. 65 Acceleration responses at the embankment crests in the case of sloping core zone (400 Gal).

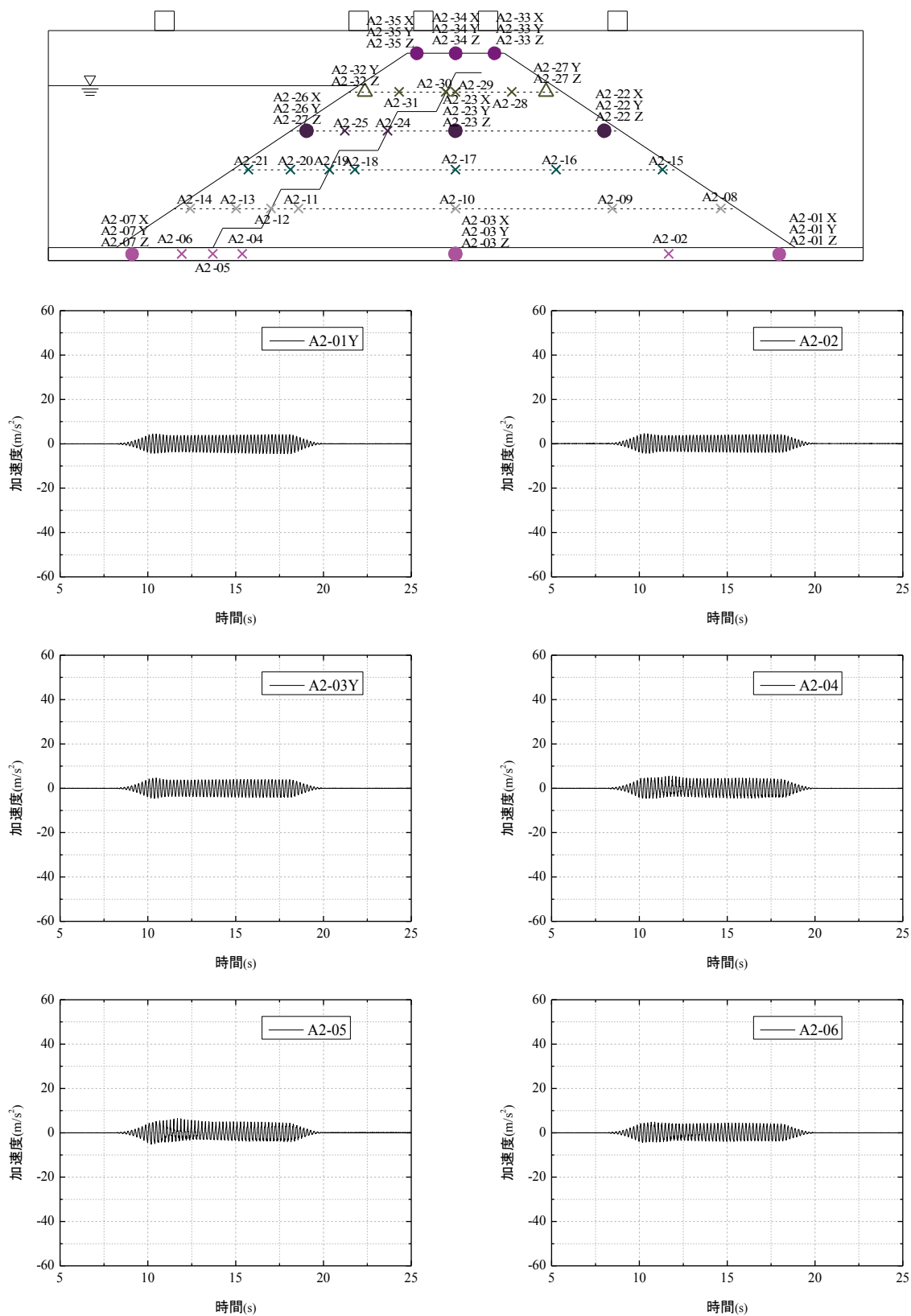


図 66(1) 遮水シート工法における基盤内(-10 cm)の加速度応答(400 gal 加振時)
 Fig. 66(1) Acceleration responses of the base in the case of GCL (400 Gal).

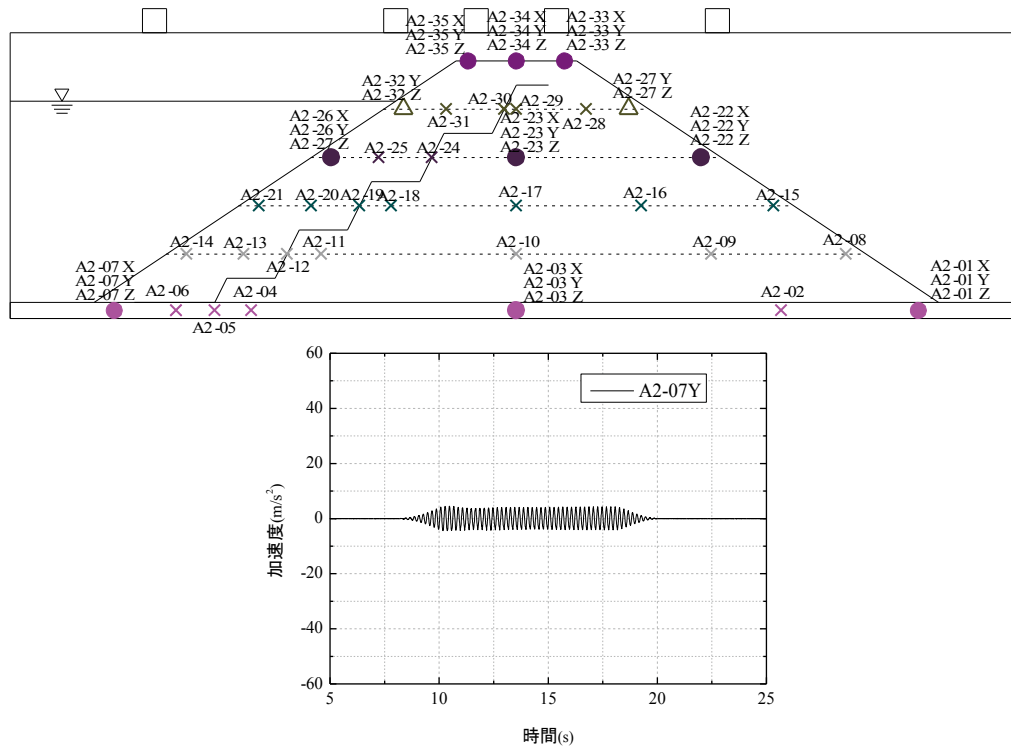


図 66(2) 遮水シート工法における基盤内(-10 cm)の加速度応答(400 gal 加振時)
Fig. 66(2) Acceleration responses of the base in the case of GCL (400 Gal).

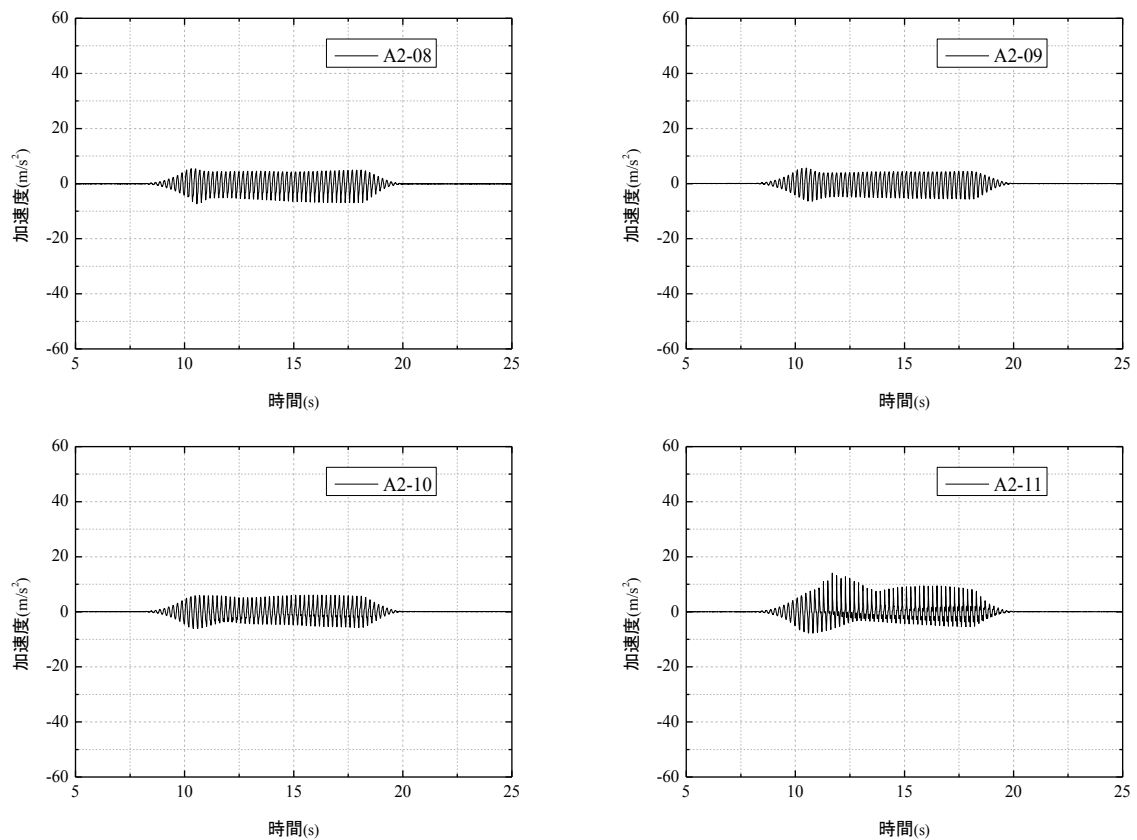


図 67(1) 遮水シート工法における 60 cm 高さでの加速度応答(400 gal 加振時)
Fig. 67(1) Acceleration responses at 60 cm high in the case of GCL (400 Gal).

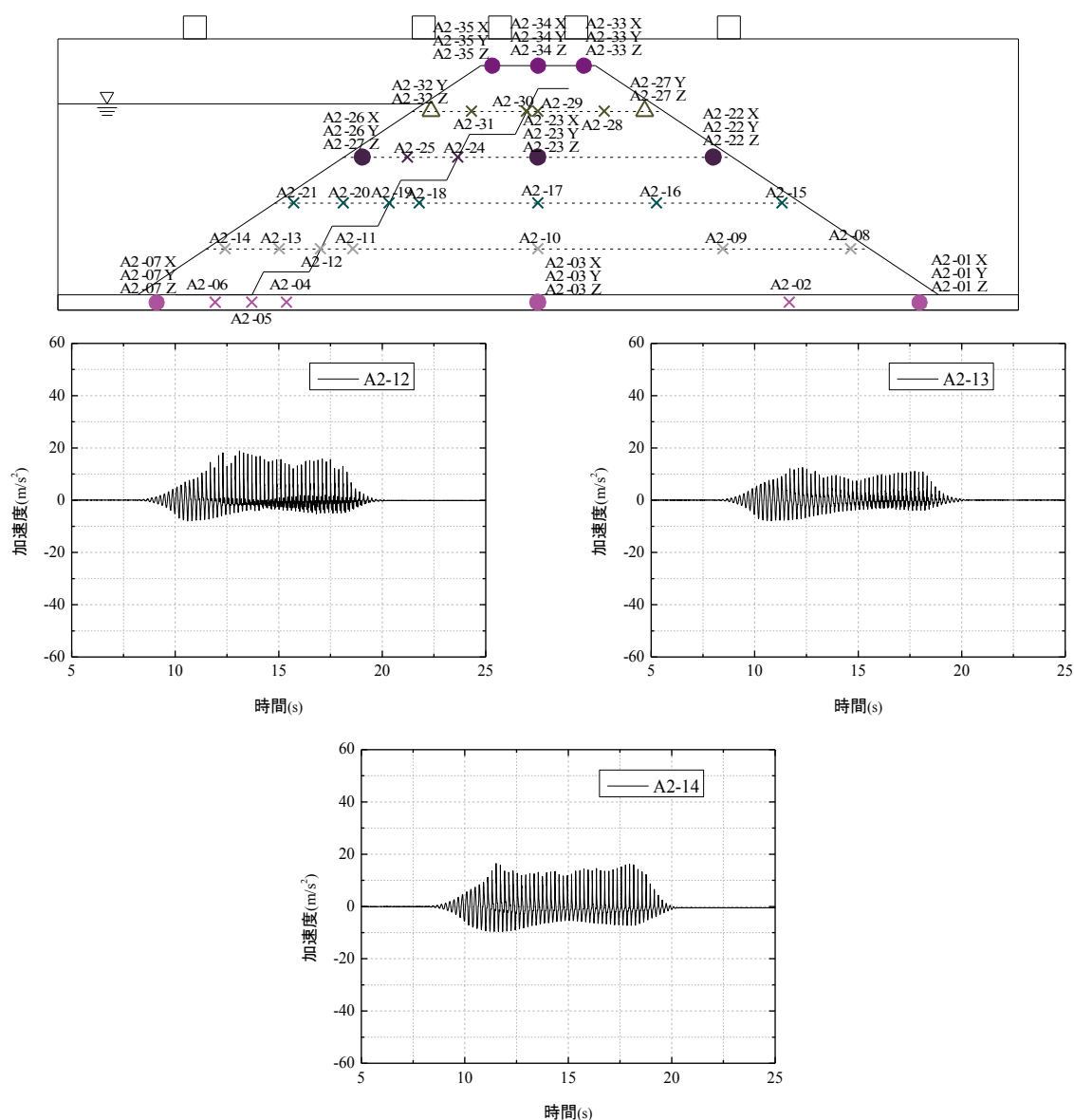


図 67(2) 遮水シート工法における 60 cm 高さでの加速度応答(400 gal 加振時)
 Fig. 67(2) Acceleration responses at 60 cm high in the case of GCL (400 Gal).

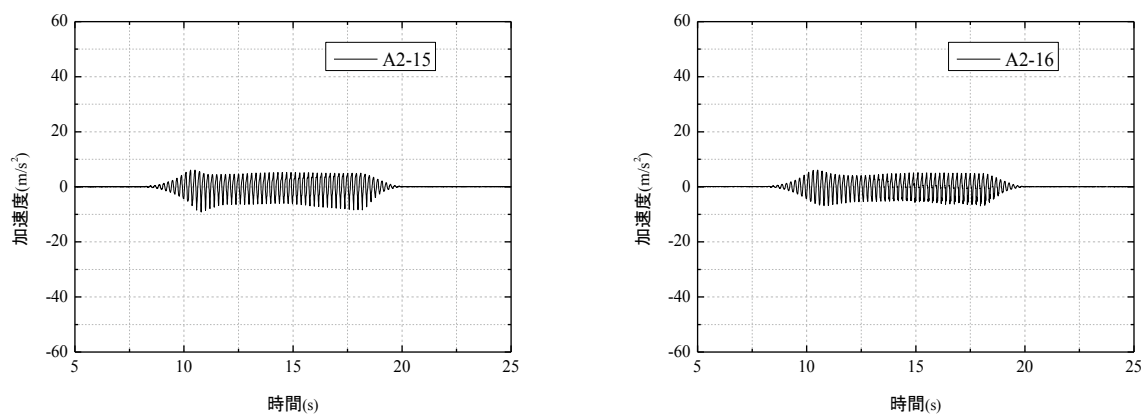


図 68(1) 遮水シート工法における 120 cm 高さでの加速度応答(400 gal 加振時)
 Fig. 68(1) Acceleration responses at 120 cm high in the case of GCL (400 Gal).

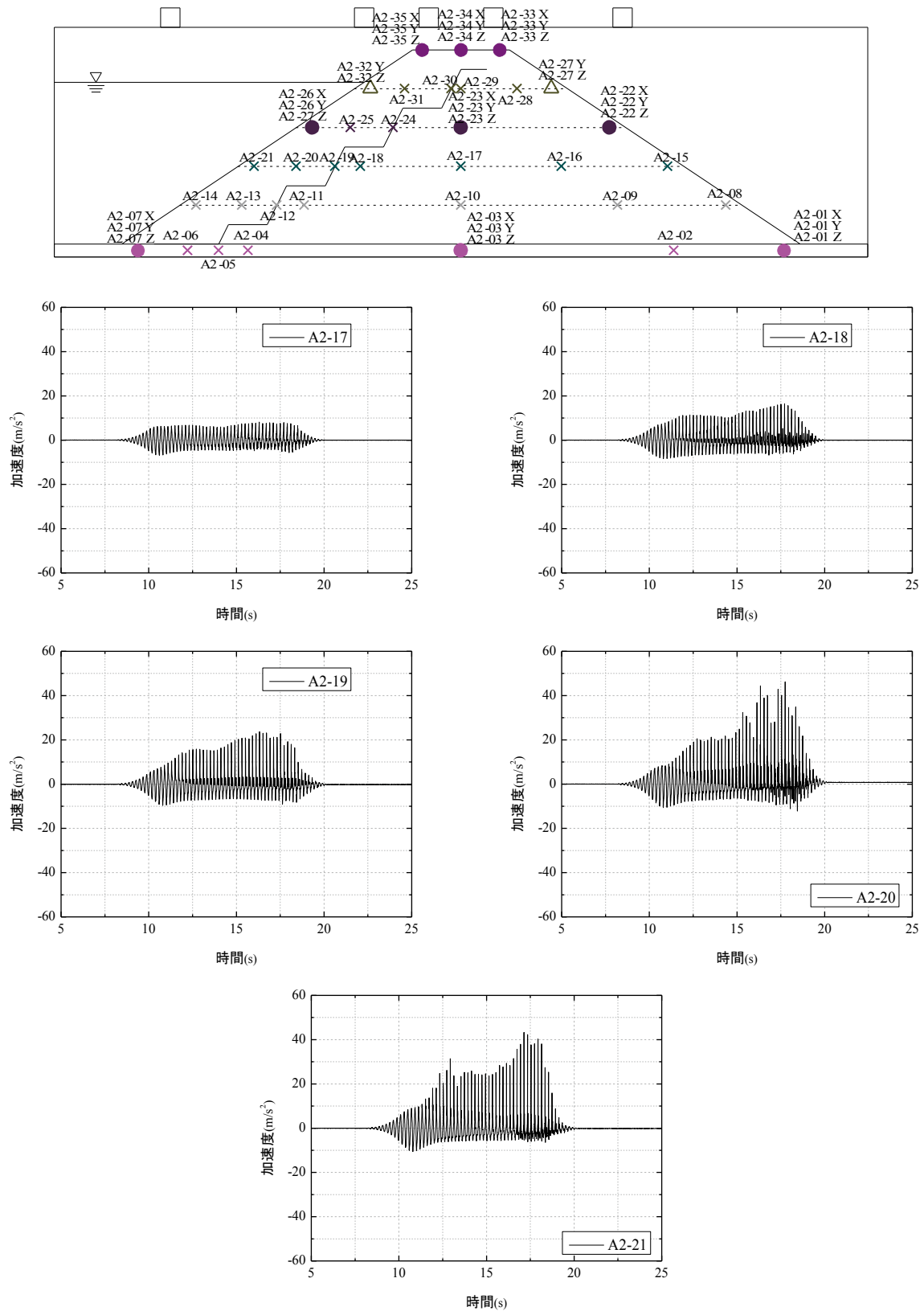


図 68(2) 遮水シート工法における 120 cm 高さでの加速度応答 (400 gal 加振時)
 Fig. 68(2) Acceleration responses at 120 cm high in the case of GCL (400 Gal).

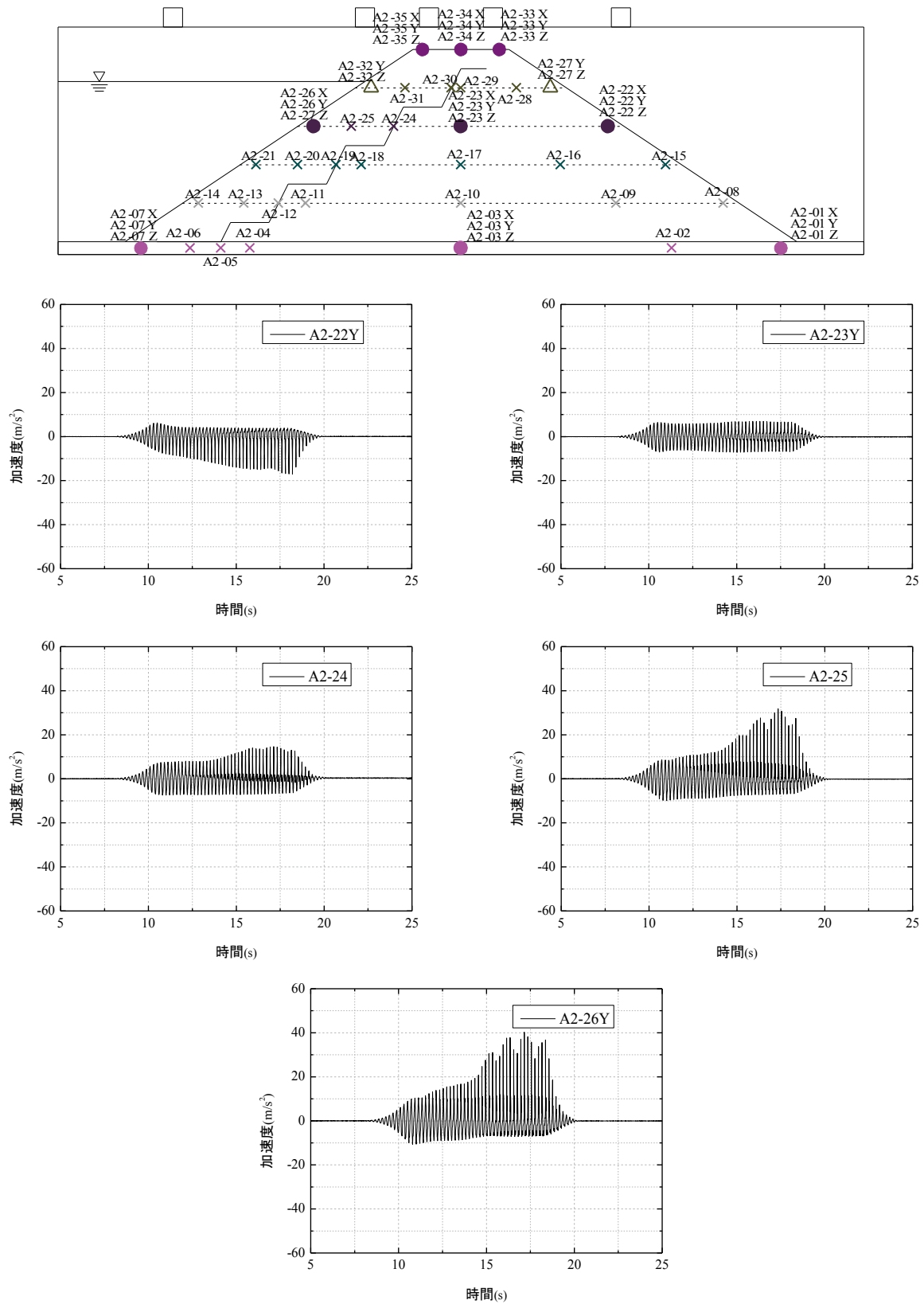


図 69 遮水シート工法における 180 cm 高さでの加速度応答(400 gal 加振時)
Fig. 69 Acceleration responses at 180 cm high in the case of GCL (400 Gal).

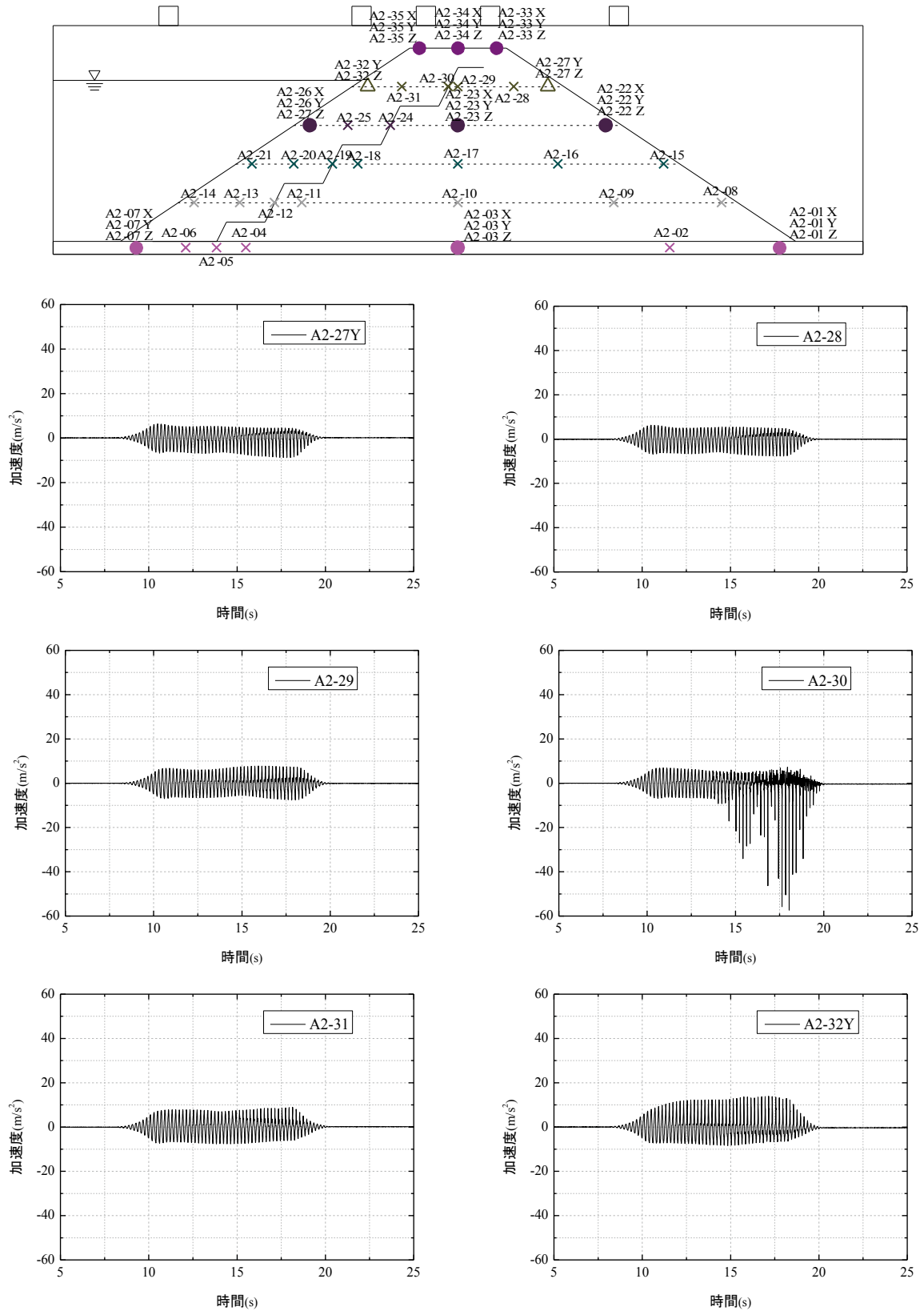


図 70 遮水シート工法における 240 cm 高さでの加速度応答(400 gal 加振時)

Fig. 70 Acceleration responses at 240 cm high in the case of GCL (400 Gal).

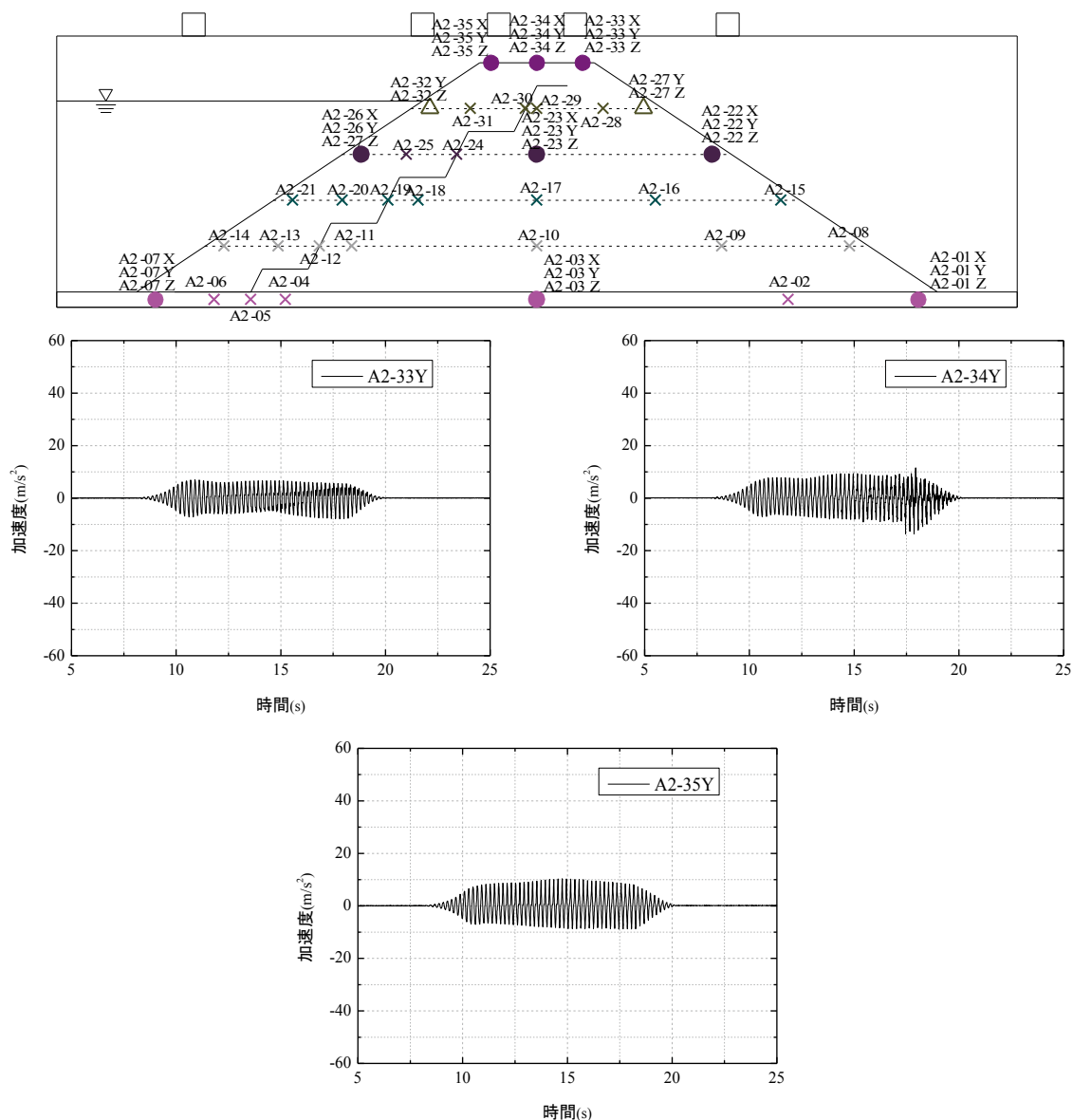


図 71 遮水シート工法における天端での加速度応答(400 gal 加振時)
Fig. 71 Acceleration responses at the embankment crests in the case of GCL (400 Gal).

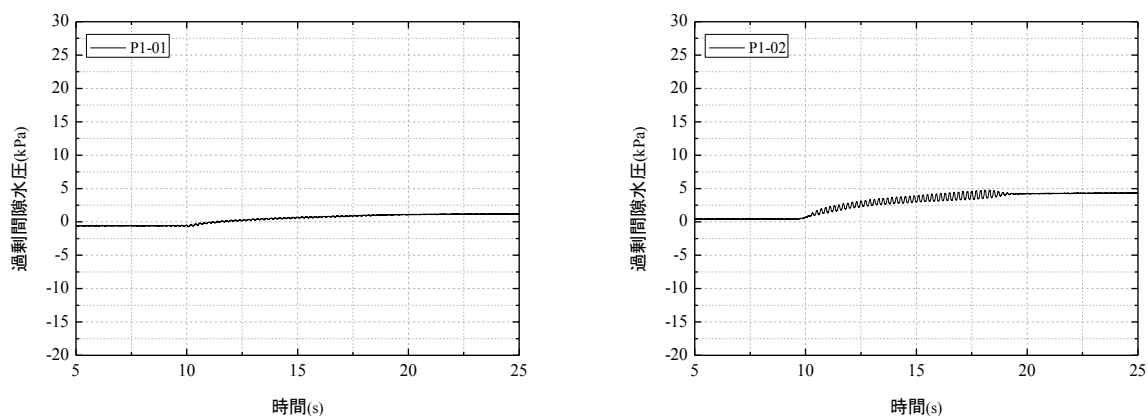


図 72(1) 前刃金工法における基盤内(-10 cm)の間隙水圧応答(400 gal 加振時) (センサ箇所は次ページに表示)
Fig. 72(1) Pore water pressure responses of the base in the case of sloping core zone (400 Gal) (see the sensor location in next page).

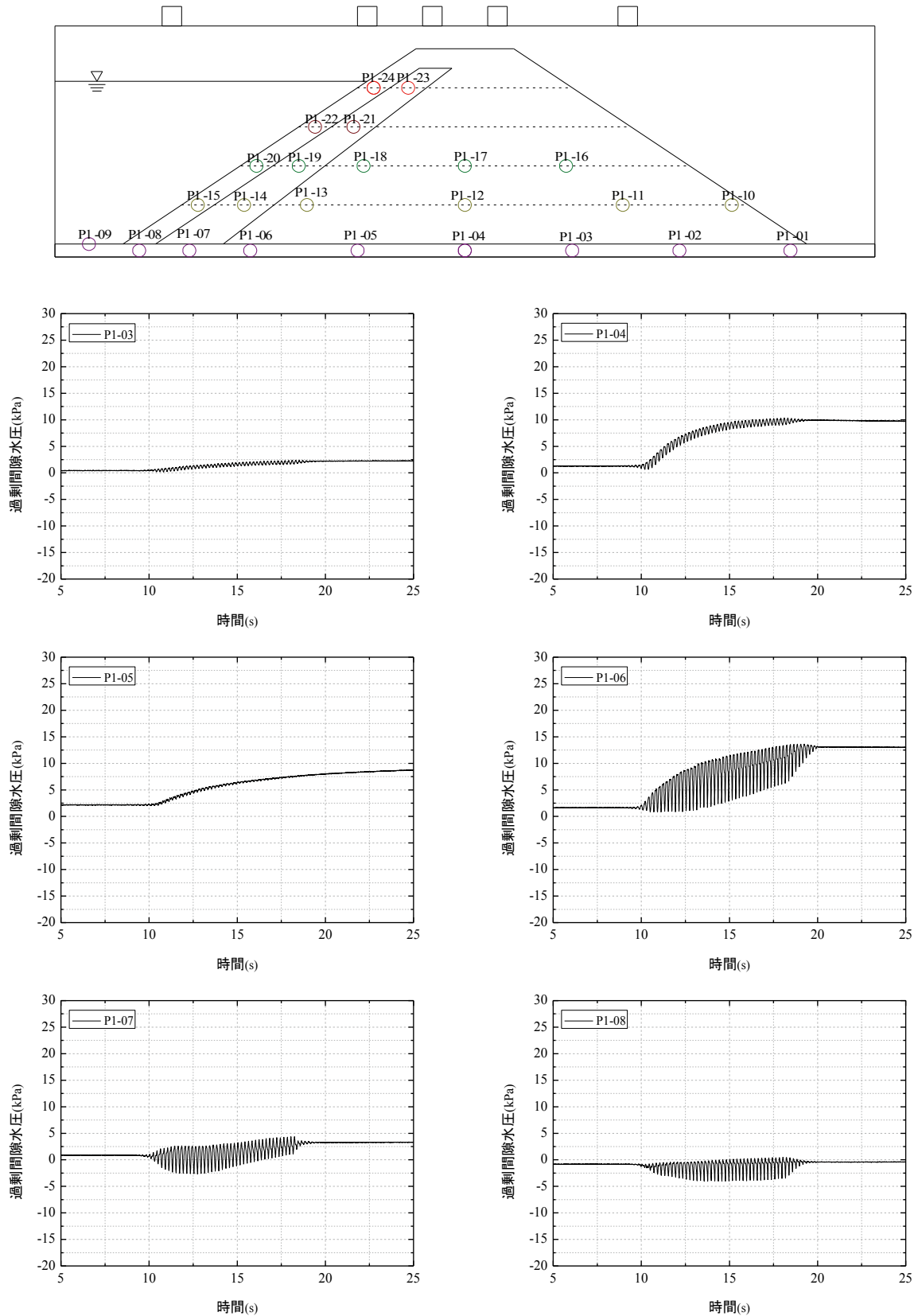


図 72(2) 前刃金工法における基盤内(-10 cm)の間隙水圧応答(400 gal 加振時)

Fig. 72(2) Pore water pressure responses of the base in the case of sloping core zone (400 Gal).

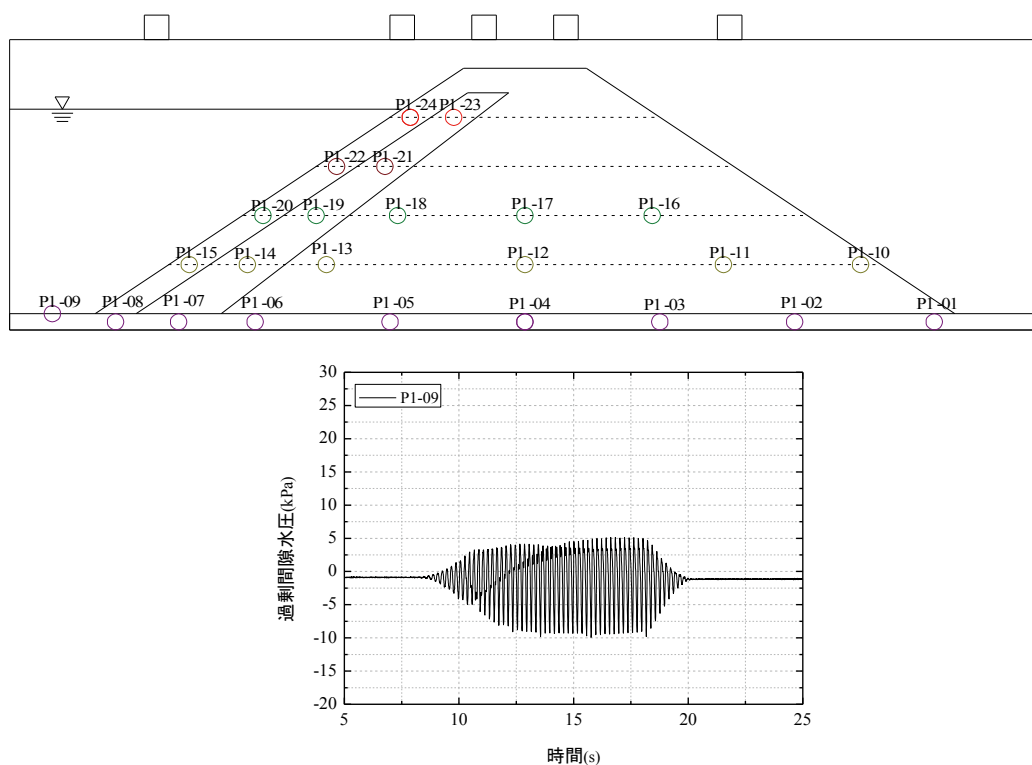


図 72(3) 前刃金工法における基盤内(-10 cm)の間隙水圧応答(400 gal 加振時)

Fig. 72(3) Pore water pressure responses of the base in the case of sloping core zone (400 Gal).

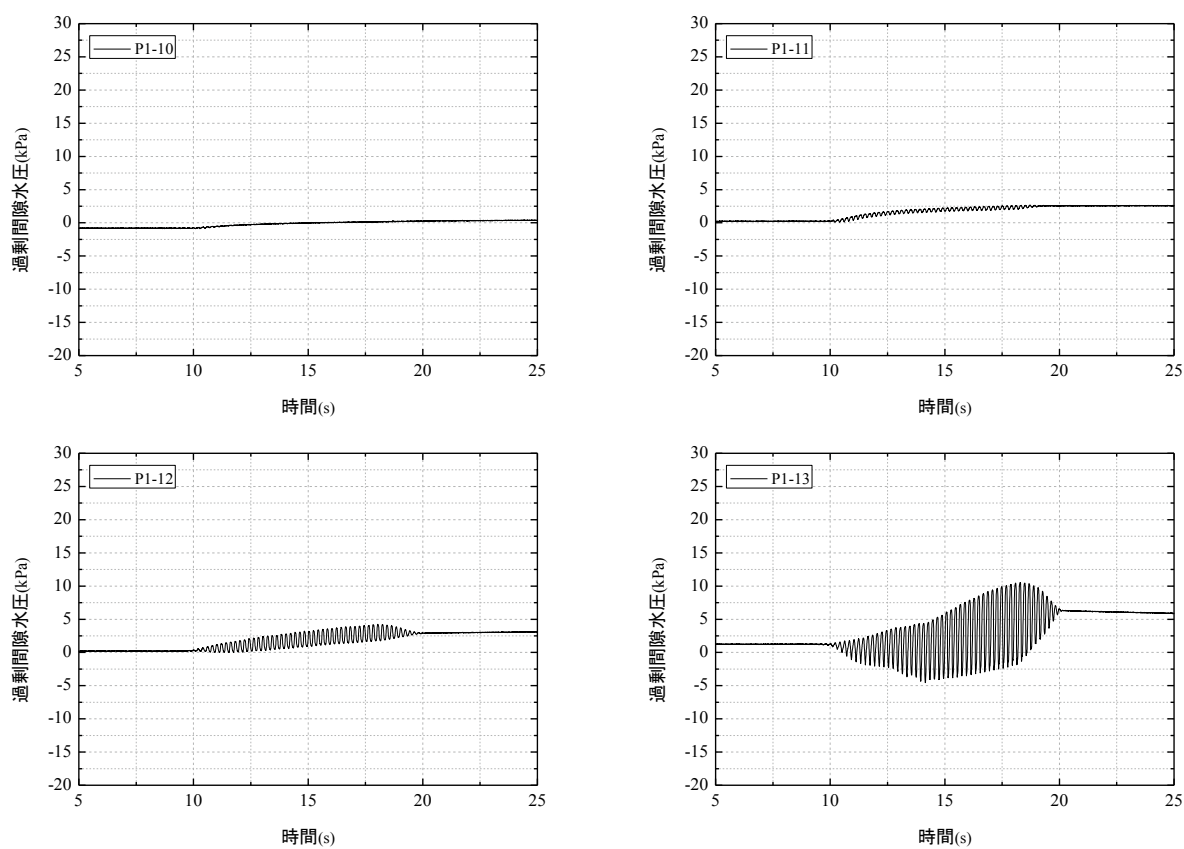


図 73(1) 前刃金工法における 60 cm 高さでの間隙水圧応答(400 gal 加振時)

Fig. 73(1) Pore water pressure responses at 60 cm high in the case of sloping core zone (400 Gal).

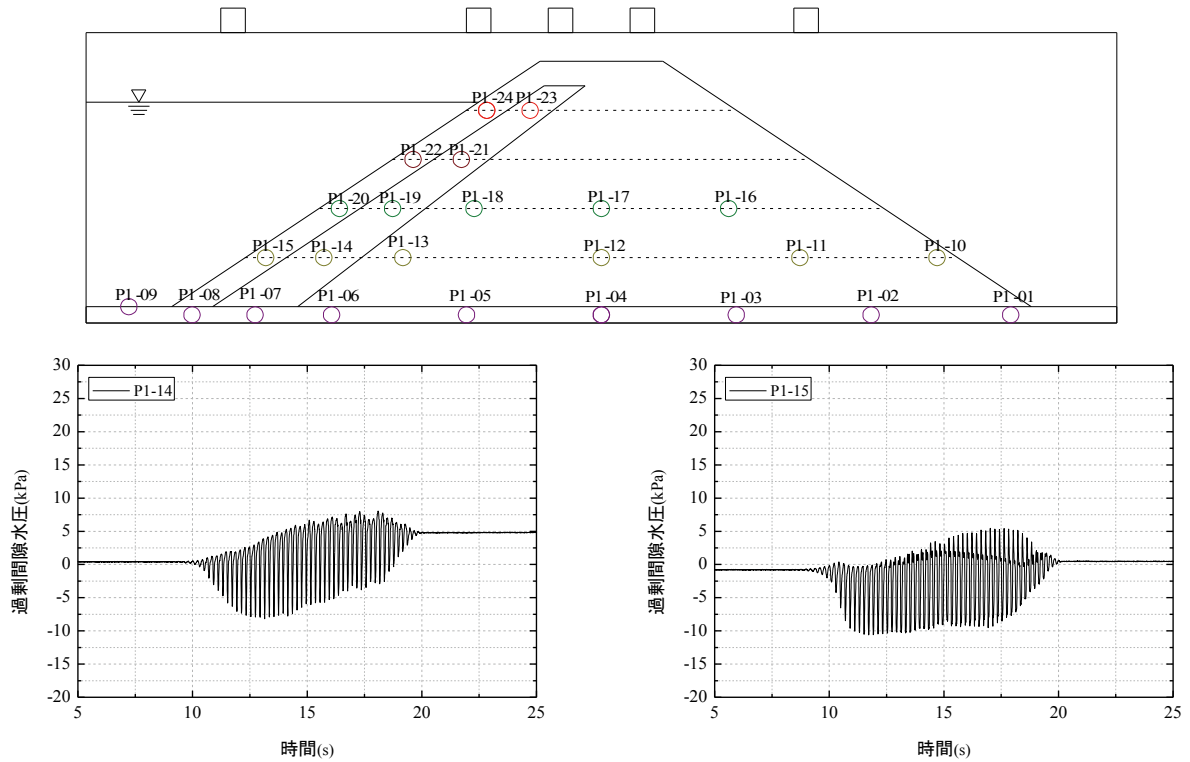


図 73(2) 前刃金工法における 60 cm 高さでの間隙水圧応答(400 gal 加振時)
Fig. 73(2) Pore water pressure responses at 60 cm high in the case of sloping core zone (400 Gal).

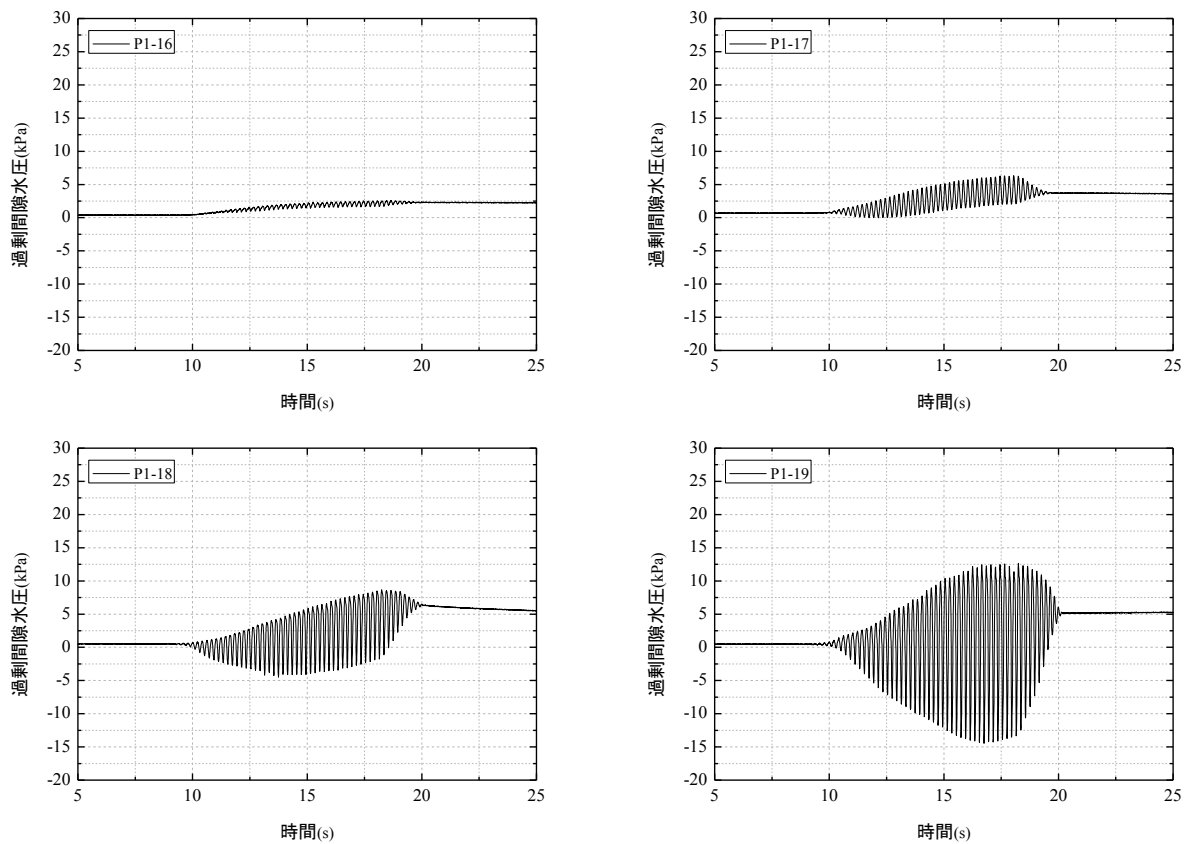


図 74(1) 前刃金工法における 120 cm 高さでの間隙水圧応答(400 gal 加振時)
Fig. 74(1) Pore water pressure responses at 120 cm high in the case of sloping core zone (400 Gal)

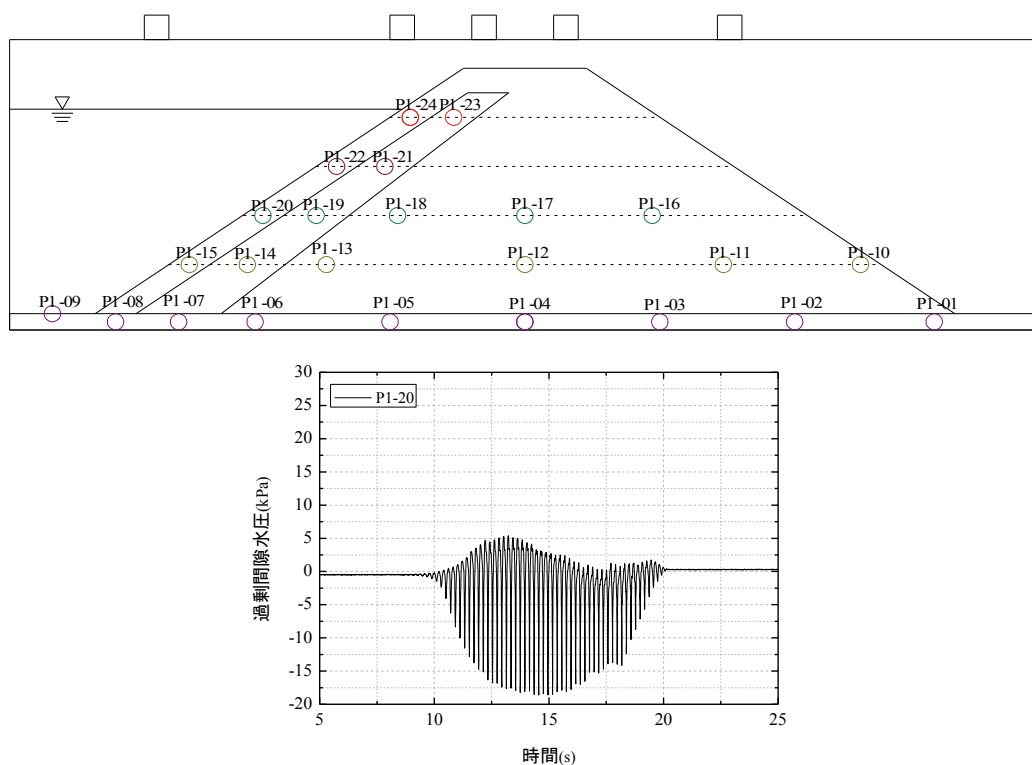


図 74(2) 前刃金工法における 120 cm 高さでの間隙水圧応答 (400 gal 加振時)

Fig. 74(2) Pore water pressure responses at 120 cm high in the case of sloping core zone (400 Gal).

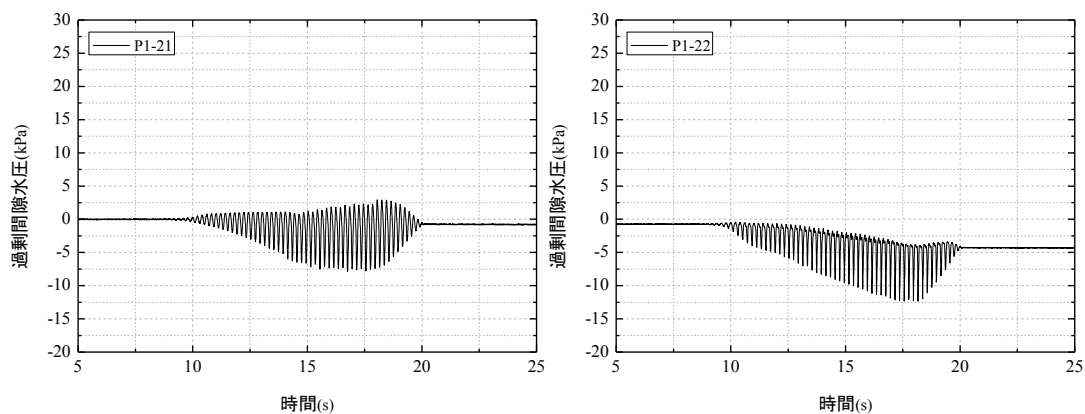


図 75 前刃金工法における 180 cm 高さでの間隙水圧応答 (400 gal 加振時)

Fig. 75 Pore water pressure responses at 180 cm high in the case of sloping core zone (400 Gal).

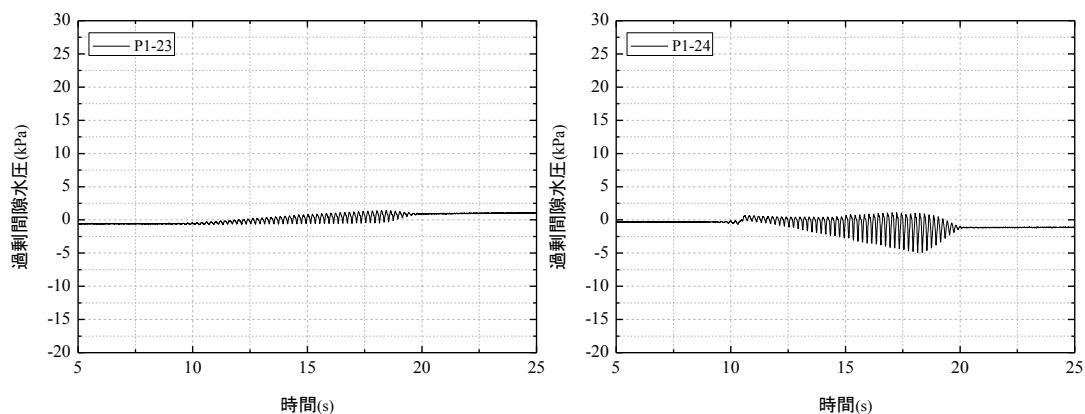


図 76 前刃金工法における 240 cm 高さでの間隙水圧応答 (400 gal 加振時)

Fig. 76 Pore water pressure responses at 240 cm high in the case of sloping core zone (400 Gal).

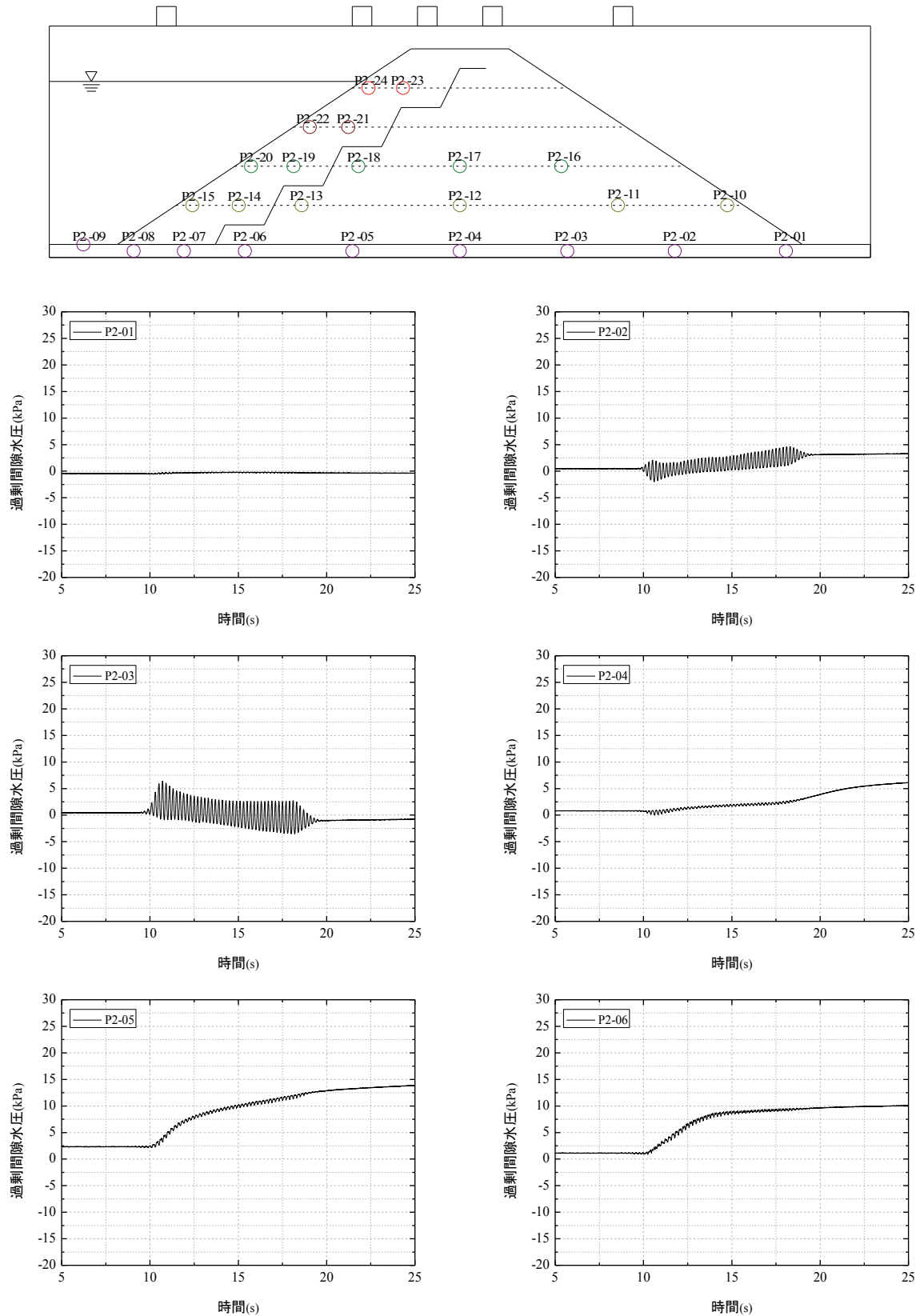


図 77(1) 遮水シート工法における基盤内(-10 cm)の間隙水圧応答(400 gal 加振時)
 Fig. 77(1) Pore water pressure responses of the base in the case of GCL (400 Gal).

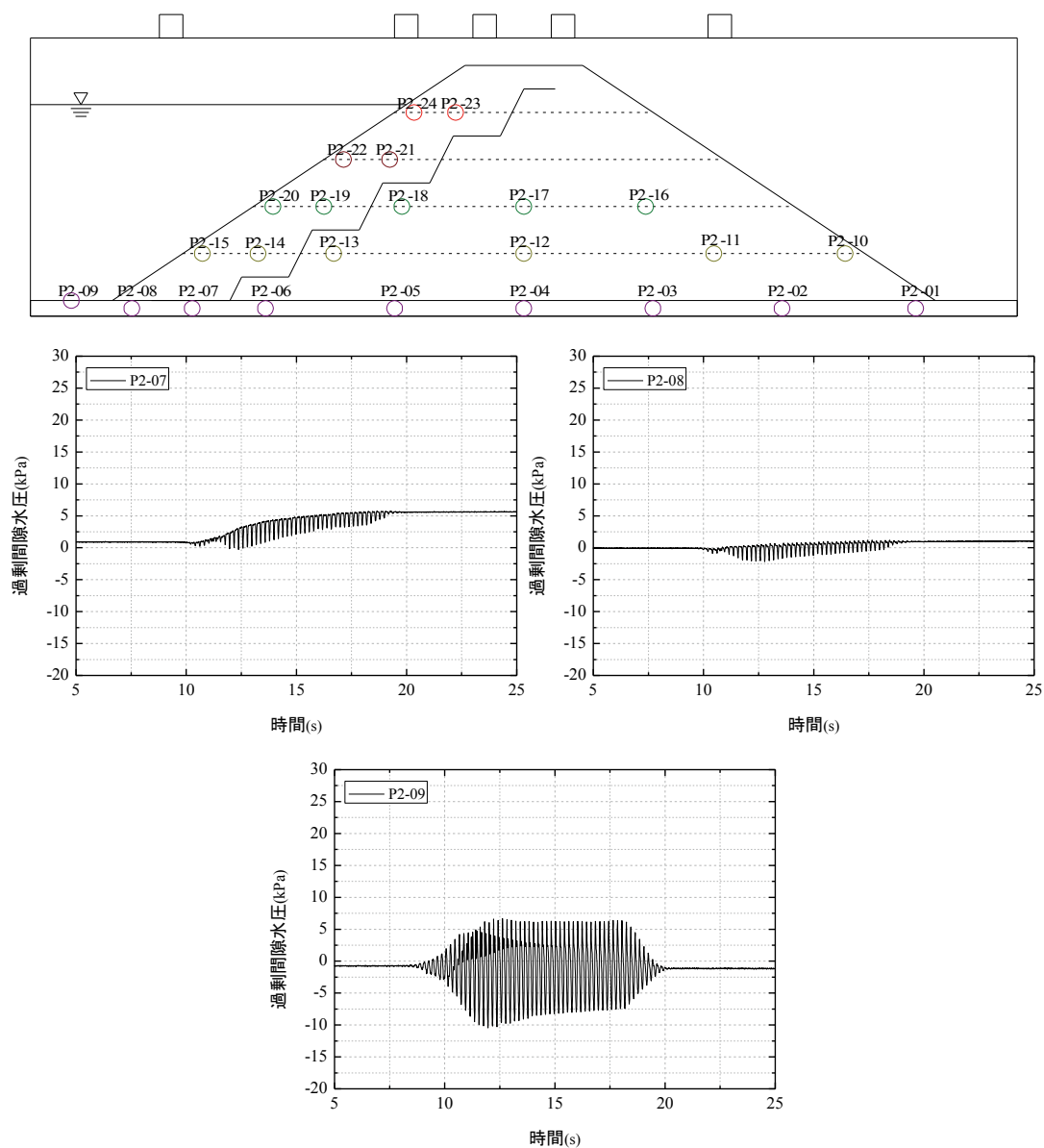


図 77(2) 遮水シート工法における基盤内(-10 cm)の間隙水圧応答(400 gal 加振時)
Fig. 77(2) Pore water pressure responses of the base in the case of GCL (400 Gal).

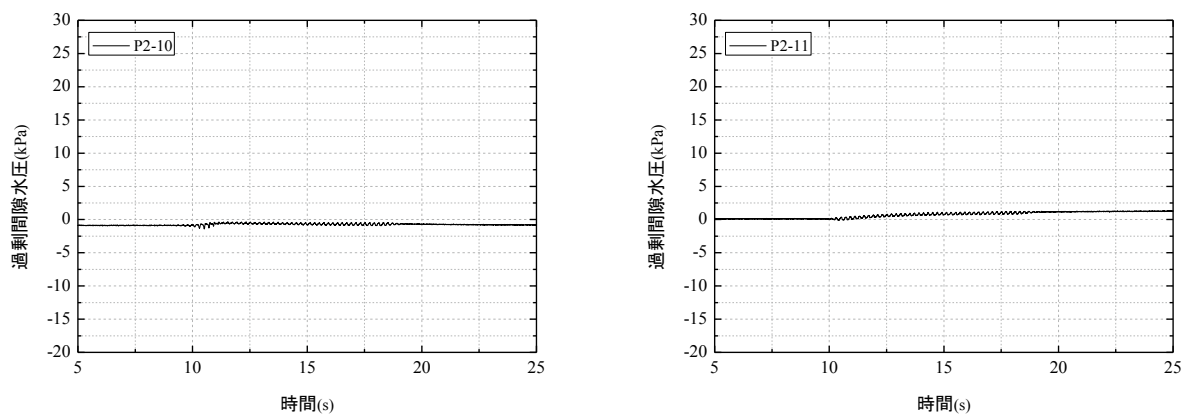


図 78(1) 遮水シート工法における60 cm高さでの間隙水圧応答(400 gal 加振時)
Fig. 78(1) Pore water pressure responses at 60 cm high in the case of GCL (400 Gal).

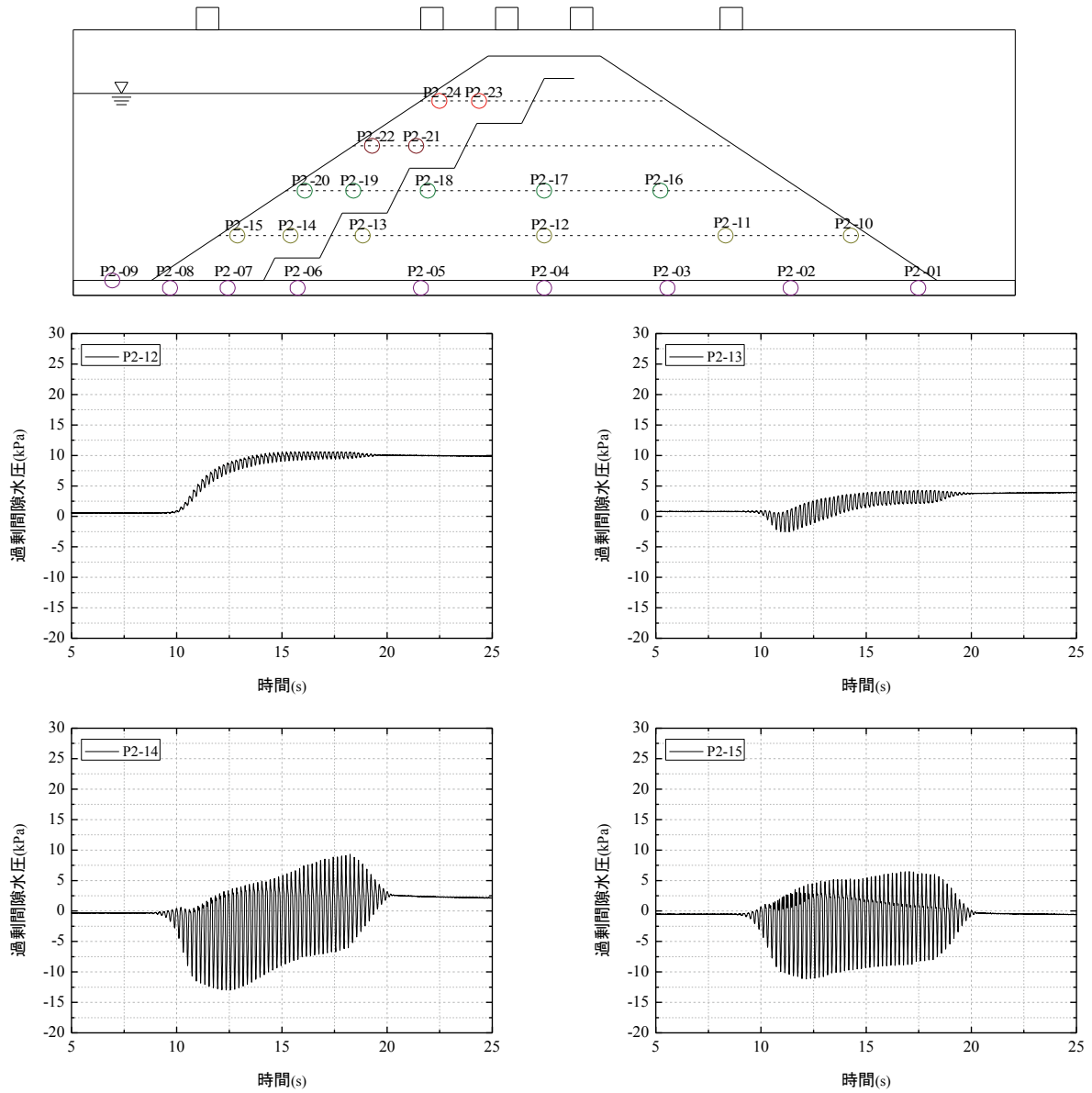


図 78(2) 遮水シート工法における 60 cm 高さでの間隙水圧応答 (400 gal 加振時)
Fig. 78(2) Pore water pressure responses at 60 cm high in the case of GCL (400 Gal).

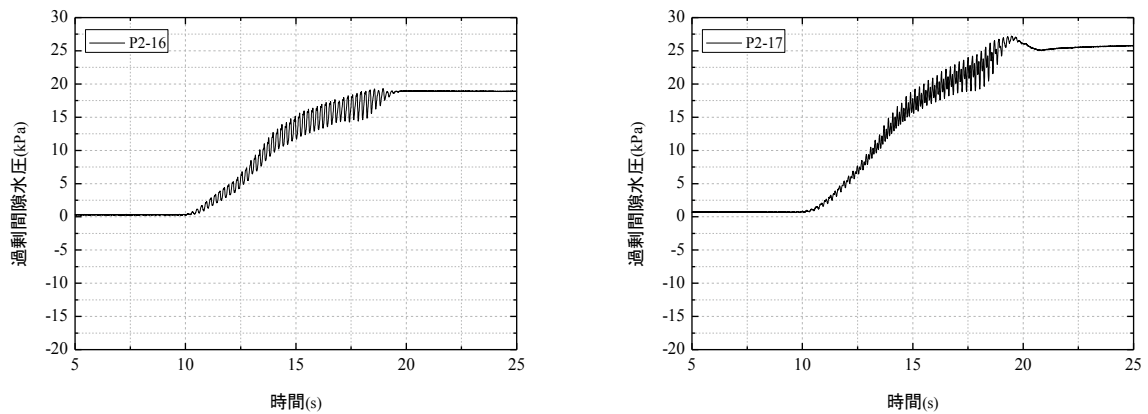


図 79(1) 遮水シート工法における 120 cm 高さでの間隙水圧応答 (400 gal 加振時)
Fig. 79(1) Pore water pressure responses at 120 cm high in the case of GCL (400 Gal).

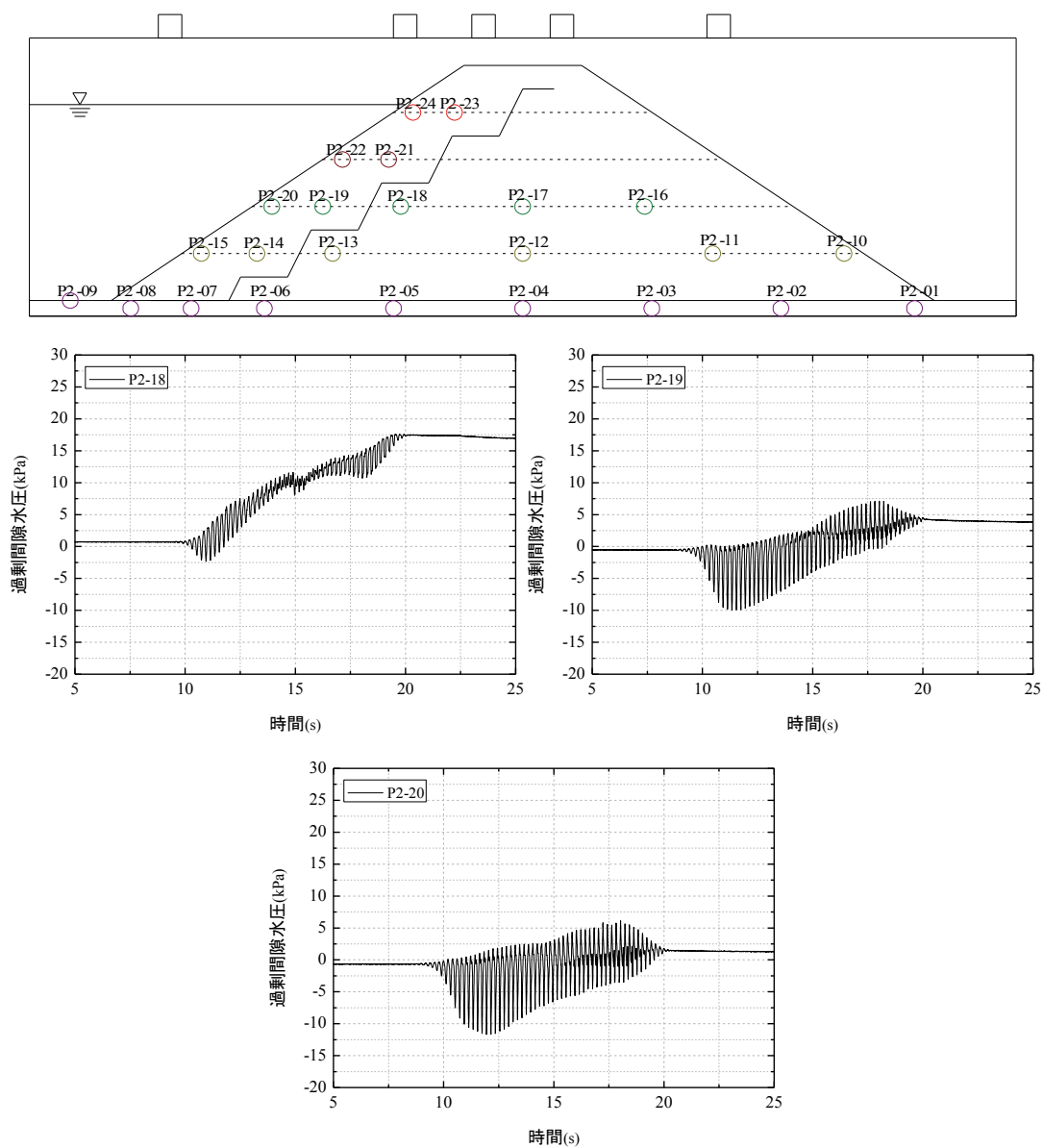


図 79(2) 遮水シート工法における 120 cm 高さでの間隙水圧応答(400 gal 加振時)
Fig. 79(2) Pore water pressure responses at 120 cm high in the case of GCL (400 Gal).

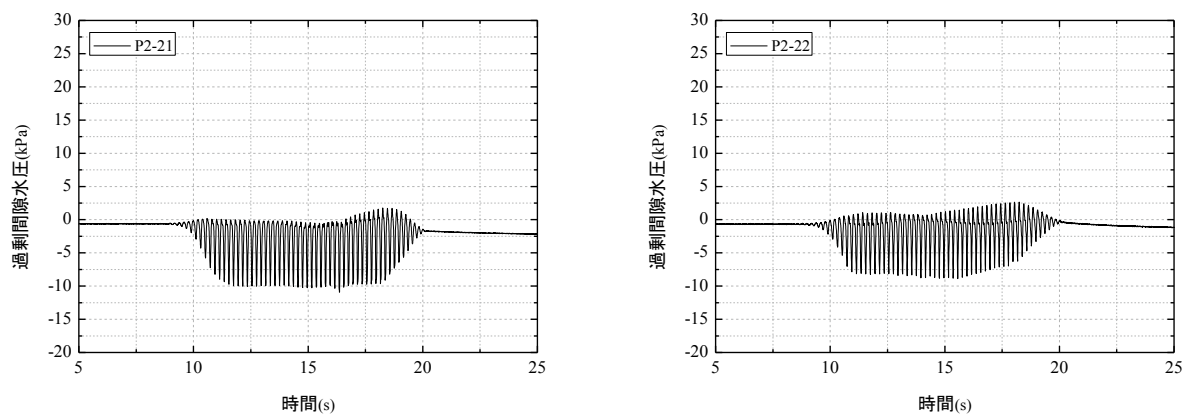


図 80 遮水シート工法における 180 cm 高さでの間隙水圧応答(400 gal 加振時)
Fig. 80 Pore water pressure responses at 180 cm high in the case of GCL (400 Gal).

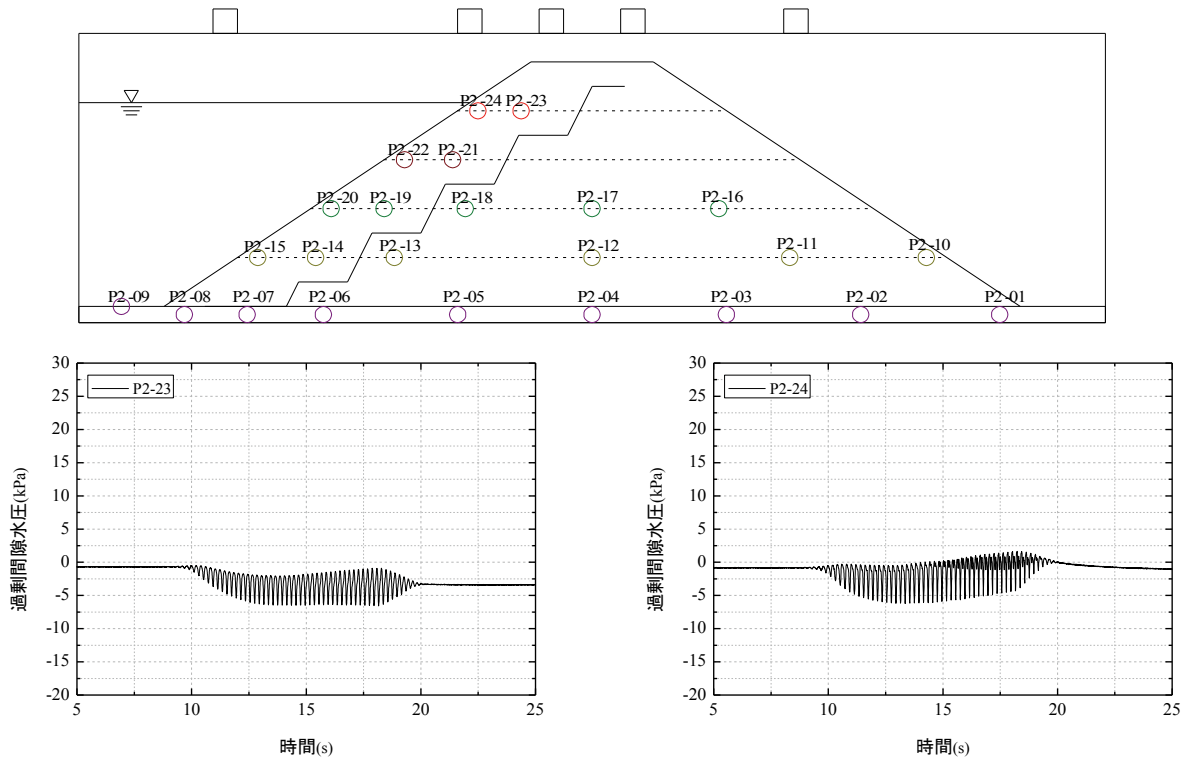


図 81 遮水シート工法における 240 cm 高さでの間隙水圧応答 (400 gal 加振時)
Fig. 81 Pore water pressure responses at 240 cm high in the case of GCL (400 Gal).

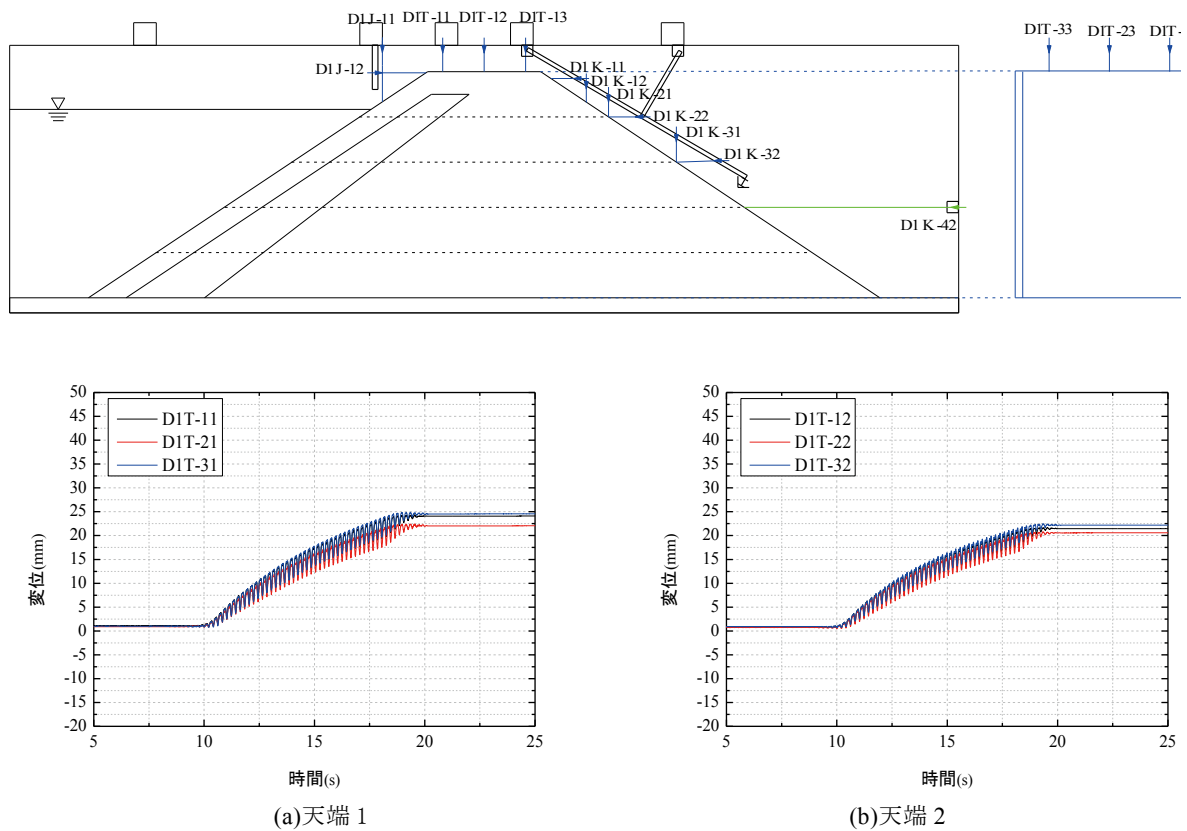


図 82(1) 前刃金工法における天端の鉛直変位 (400 gal 加振時)

Fig. 82(1) Vertical deformations of the embankment crests in the case of sloping core zone (400 Gal).

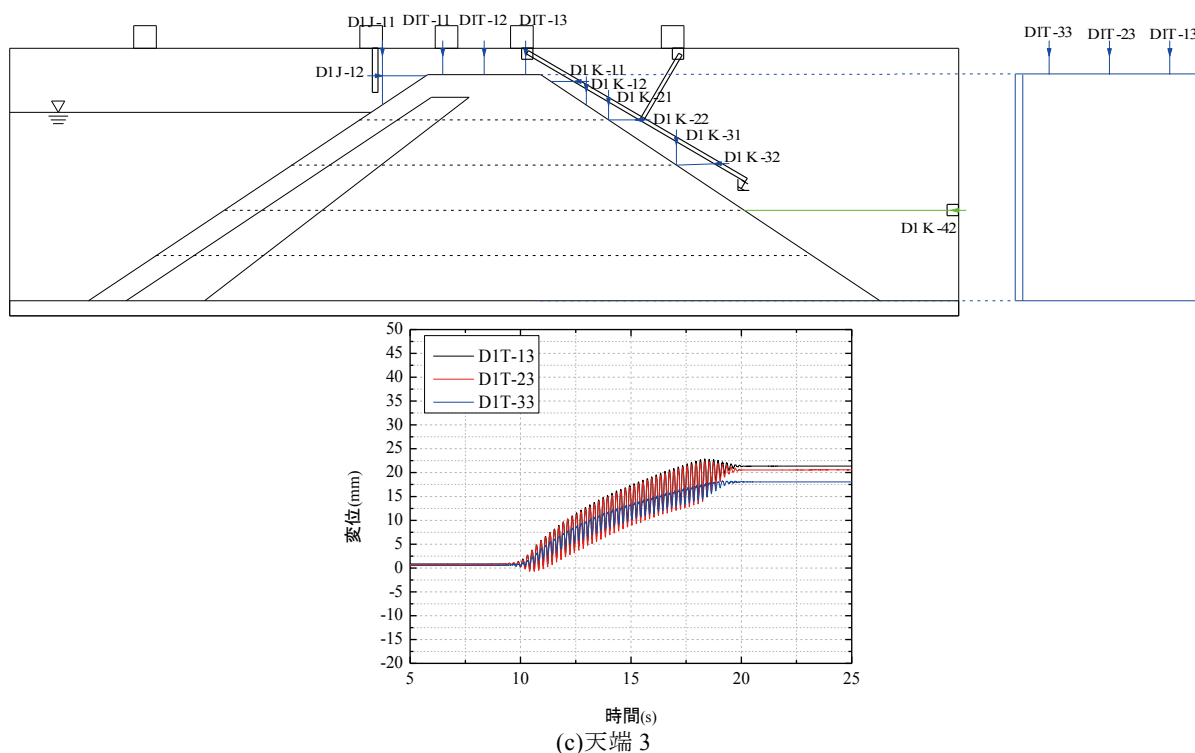


図 82(2) 前刃金工法における天端の鉛直変位(400 gal 加振時)

Fig. 82(2) Vertical deformations of the embankment crests in the case of sloping core zone (400 Gal).

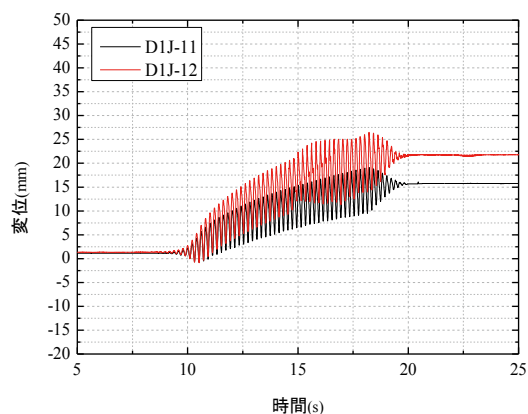


図 83 前刃金工法における上流斜面の水平・鉛直変位(400 gal 加振時)

Fig. 83 Vertical and horizontal deformations of the upstream side in the case of sloping core zone (400 Gal).

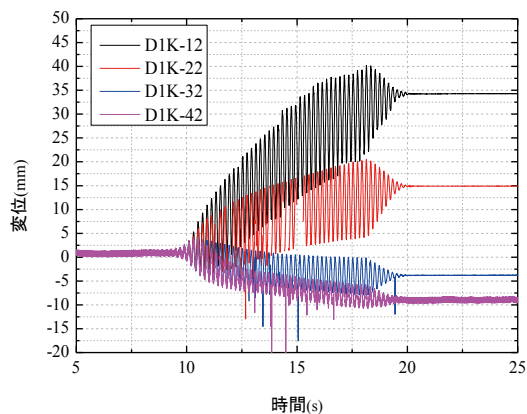


図 84 前刃金工法における下流斜面の水平変位(400 gal 加振時)

Fig. 84 Horizontal deformations of slope of the downstream side in the case of sloping core zone (400 Gal).

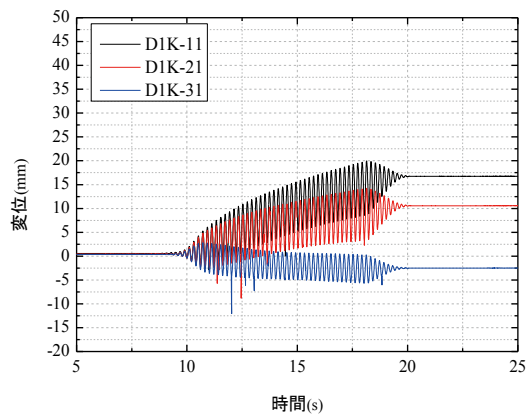


図 85 前刃金工法における下流斜面の鉛直変位(400 gal 加振時)

Fig. 85 Vertical deformations of slope of the downstream side in the case of sloping core zone (400 Gal).

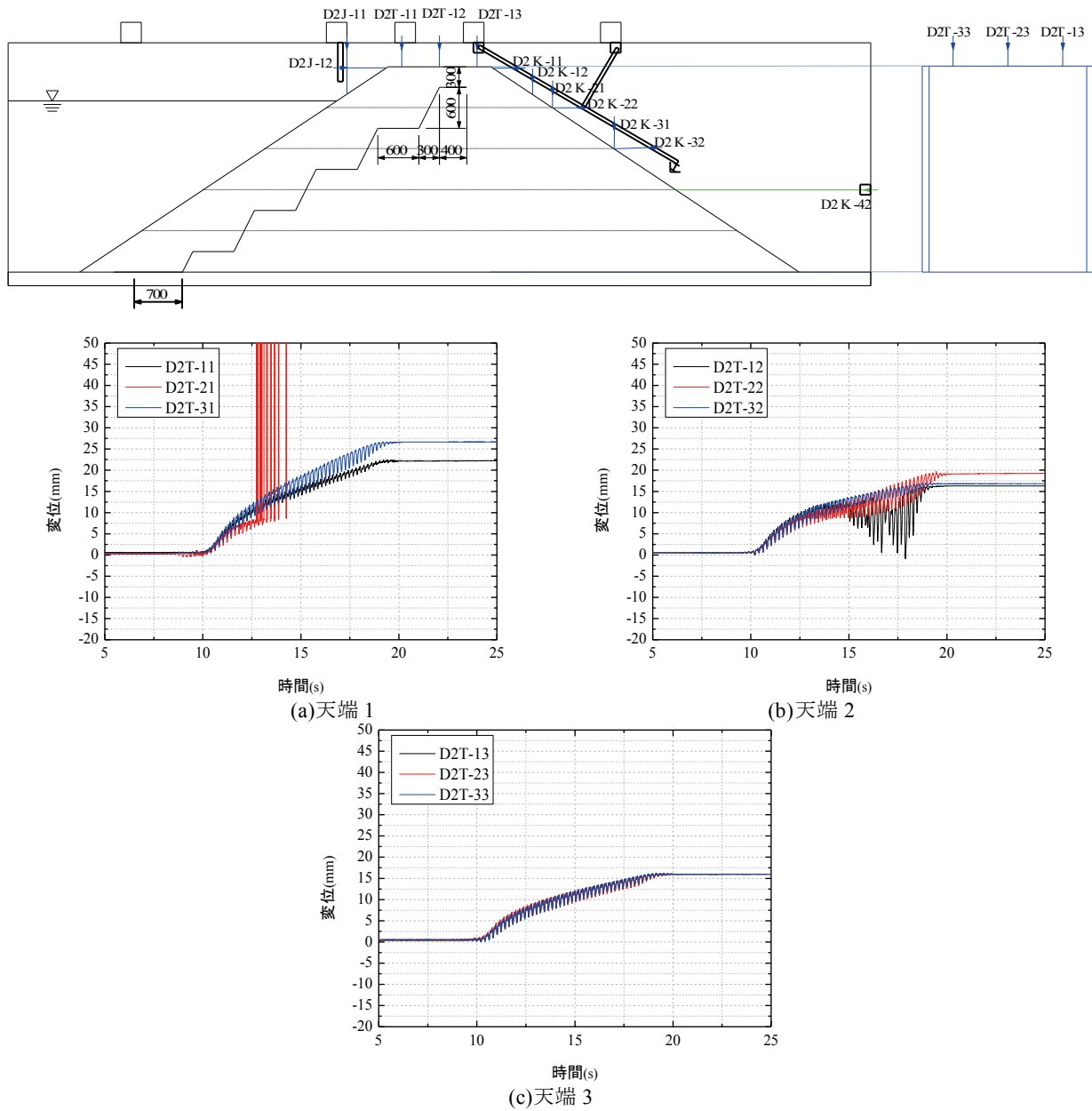


図 86 遮水シート工法における天端の鉛直変位(400 gal 加振時)

Fig. 86 Vertical deformations of the embankment crests in the case of GCL (400 Gal).

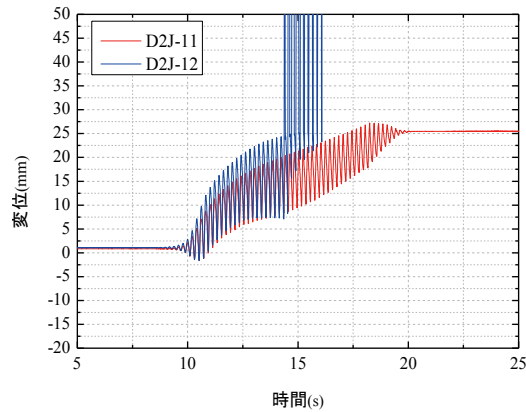


図 87 遮水シート工法における上流斜面の水平・鉛直変位(400 gal 加振時)

Fig. 87 Vertical and horizontal deformations of the upstream side in the case of GCL (400 Gal).

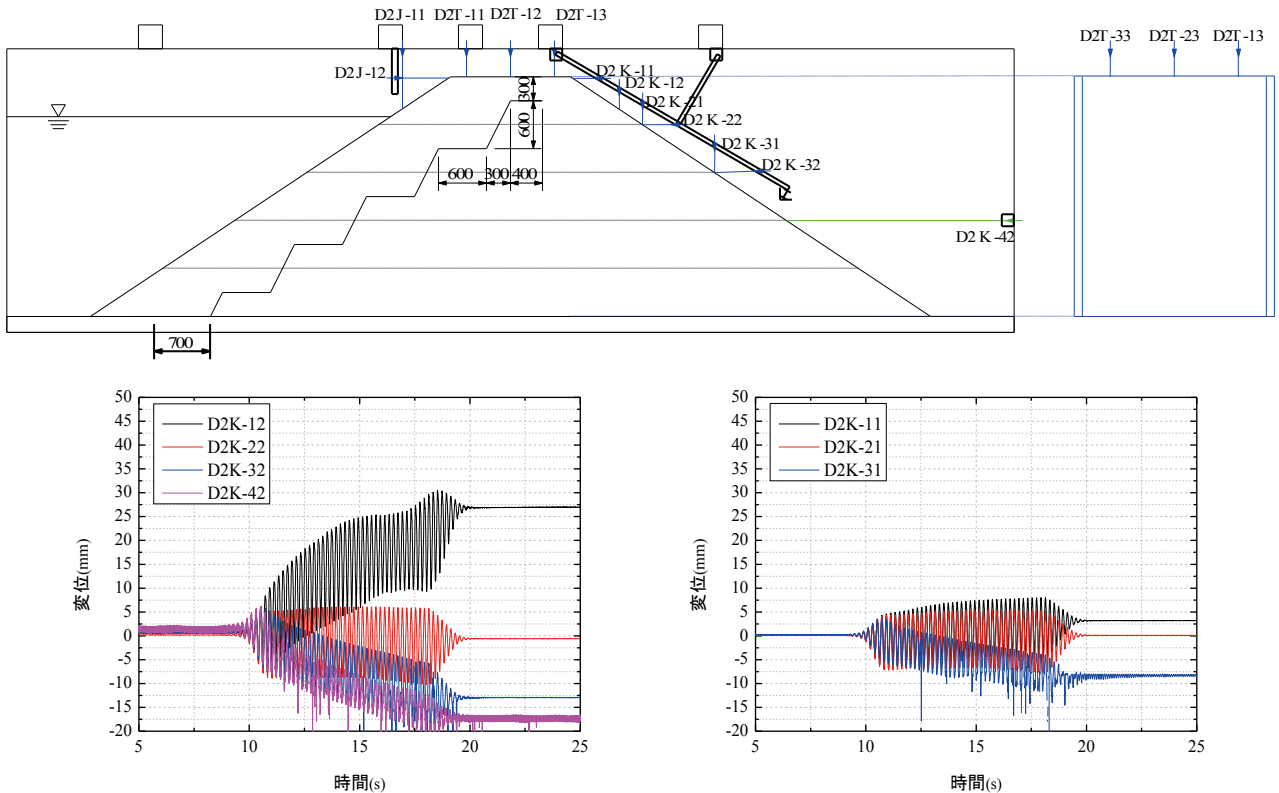


図 88 遮水シート工法における下流斜面の水平変位 (400 gal 加振時)

Fig. 88 Horizontal deformations of slope of the downstream side in the case of sloping core zone (400 Gal).

図 89 遮水シート工法における下流斜面の鉛直変位 (400 gal 加振時)

Fig. 89 Vertical deformations of slope of the downstream side in the case of sloping core zone (400 Gal).

5. 加振時動的挙動に関する考察

4 章に示した各加振時時刻歴データに基づき、以下に堤体挙動に関する考察を行う。

5.1 レベル 1 地震動

レベル 1 地震動を想定した最大 177 Gal の加振を行った結果、両ケースとも漏水は発生せず、天端の沈下量、下流側法面の水平変位量ともに 1 mm 以下であった。また、堤体の外観にクラックの発生は認められなかった。これらの結果から、レベル 1 の地震動において、両堤体はほぼ無被害であったと判断できる。

5.2 レベル 2 地震動

5.2.1 加振結果の概要

レベル 2 地震動を想定した最大 471 Gal の加振を与えた結果についての概要を述べる。前刃金工法では、上流および下流法面に深さ 10 cm 程度で幅 1 mm 程度の小さなクラックが生じた。一方、遮水シート工法では、堤体天端に幅 10 mm 程度の大きなクラックが堤体軸方向に複数発生した。当クラックの深さを調べるために、加振後に水で溶いた石灰をク

ラックに流し込んだ。また、シート周辺の応答加速度、振動特性から、これらの発生メカニズムを検討した。なお、加振後の損傷状況に関する詳細は、後述する。結果として、クラックは発生したものの、両堤体とも決壊や漏水は生じなかった。この結果から、高さ 3 m という小規模なため池堤体は、十分に締め固められていれば、設計指針¹³⁾で要求される耐震性能は保持されるものと考えられる。

5.2.2 堤体の変位

図 90 および図 91 に前刃金工法为天端中央の鉛直変位と下流法面の水平変位を示す。鉛直変位は下向き(沈下)を正、水平変位は上流側の方向を正とした。すなわち、天端においては沈下、下流法面上部においては上流側へ変形し、中央から底部においては下流側へはらみ出しが生じている。また、堤体の変形は、図 92 に示すように、光波測定の結果から得られた加振前後における堤体形状からもわかる。天端の鉛直変位は、各ケースにおいて 9 カ所測定しており、それらの残留変位の平均は前刃金工法のケースで 22 mm、遮水シート工法のケースで 19 mm であっ

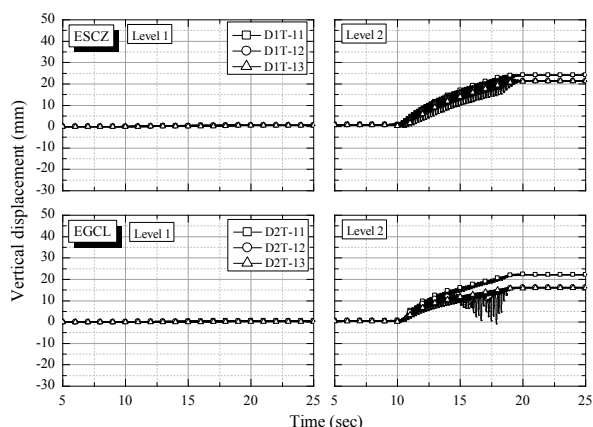


図 90 堤体天端鉛直変位の時刻歴の比較
Fig. 90 Comparison of time histories of vertical displacement in embankment crests.

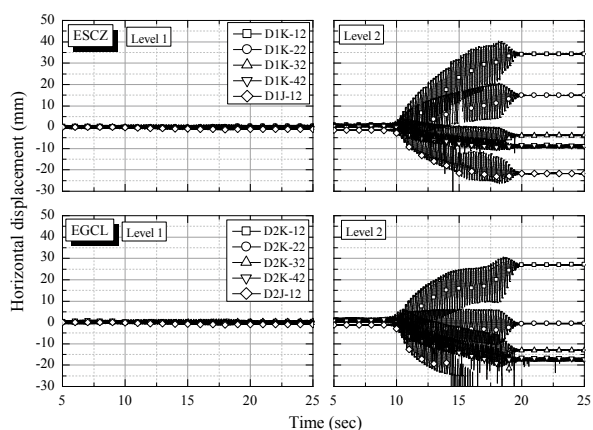


図 91 堤体天端水平変位の時刻歴
Fig. 91 Comparison of time histories of horizontal displacement in embankment slopes.

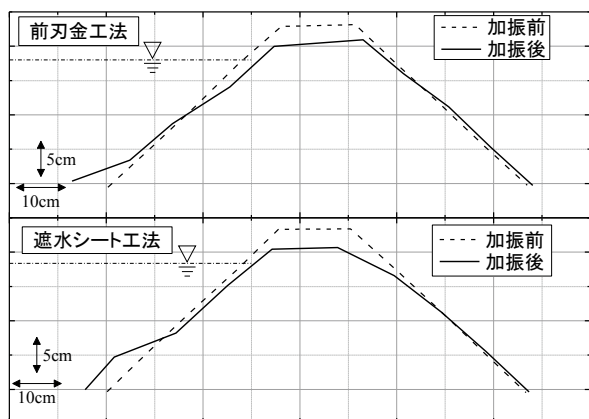


図 92 加振前後における堤体の形状¹⁷⁾
Fig. 92 Cross-sections of embankment before and after level2 shaking.

た. また, 図 90 からわかるように, 上流側の沈下が中央および下流側の沈下よりも大きく発生した. さらに, 沈下は法面の水平変位とともに, 徐々に増大することから, 震動時における堤体中央部から下部のせん断剛性低下にともなうはらみ出しに起因するものと推察される. 図 92 より, 法面の変位は, 下流側よりも上流側の方が若干大きいことがわかる. 特に上流の法先の変形が大きい. この理由として, 上流側の水の慣性力等の影響が考えられるが, 更なる詳細な検討が必要である.

5.2.3 加速度応答

前刃金, 遮水シート両工法における代表的な加速度の時刻歴を図 93 および図 94 に示す. また, L2 加振時に発生した最大加速度をピックアップし作製したコンター図を図 95 に示す. 堤体全体の動的挙動を把握するため, まずは, これら両図において, 最大 471 Gal 加振時 (レベル 2 地震) の堤体中央における -10 cm (基盤内), 120 cm, 300 cm (天端) 高さに設置された加速度計の応答加速度に着目する. 基盤内の応答加速度の振幅は, 図 27 に示した震動台の加速度の振幅とほぼ等しい. また, 上流方向 (+) と下流方向 (-) の加速度に有意差はない. 120 cm 高さにおいては, 前刃金工法で 13 秒付近, 遮水シート工法では 11 秒付近から, 上流方向の加速度が下流方向より大きくなるのがわかる. この結果は, 上流側の変形が下流よりも大きい図 92 の結果と定性的に整合する. また, 遮水シート工法のケースでは, 天端において, 約 17.5 秒付近から, 下流方向の加速度が大きくなるのがわかる. ここでの図示ができないが, 撮影動画によると, 天端クラックの発生は 13 秒付近であることから, クラックの発生と関係があるものと推察される. クラックの発生と応答加速度については, 事項で説明する.

図 96 に堤体の高さ (堤高 3 m で除して無次元化) と応答加速度の増幅率を示す. 増幅率は, 加速度計が設置された高さ毎に以下の式 (3) より求めた.

$$\alpha(h) = \frac{A_{\max}(h)}{A_{\text{basepeak}}(h)} \quad (3)$$

ここに, $a(h)$ は, 堤体高さ h における応答加速度の増幅率, $A_{\max}(h)$ は, 堤体高さ h における応答加速度の最大値, $A_{\text{basepeak}}(h)$ は, $A_{\max}(h)$ を発生させた

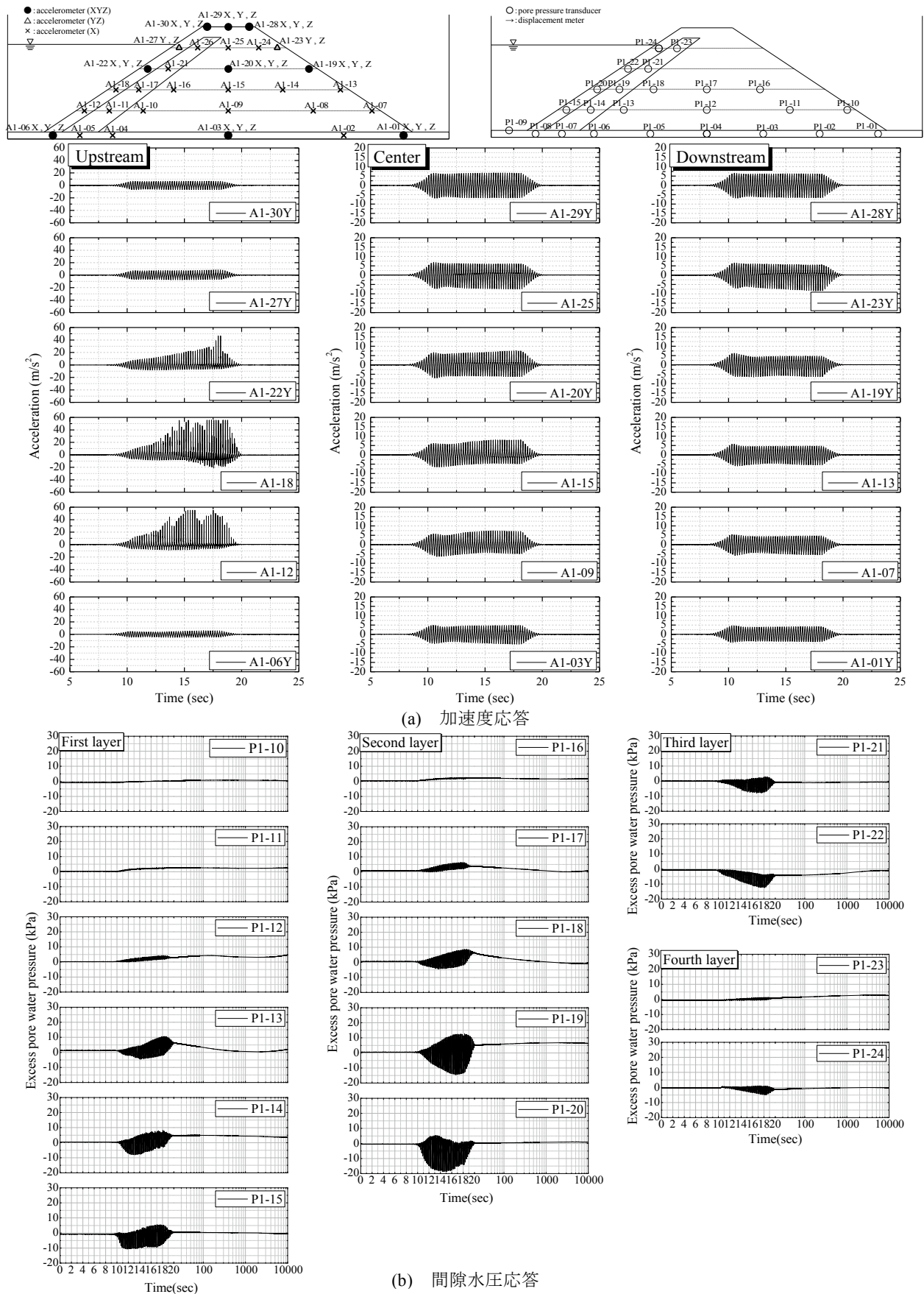


図 93 前刃金工法における代表的時刻歴データのとりまとめ

Fig. 93 Summary of typical time history data in the case of sloping core zone.

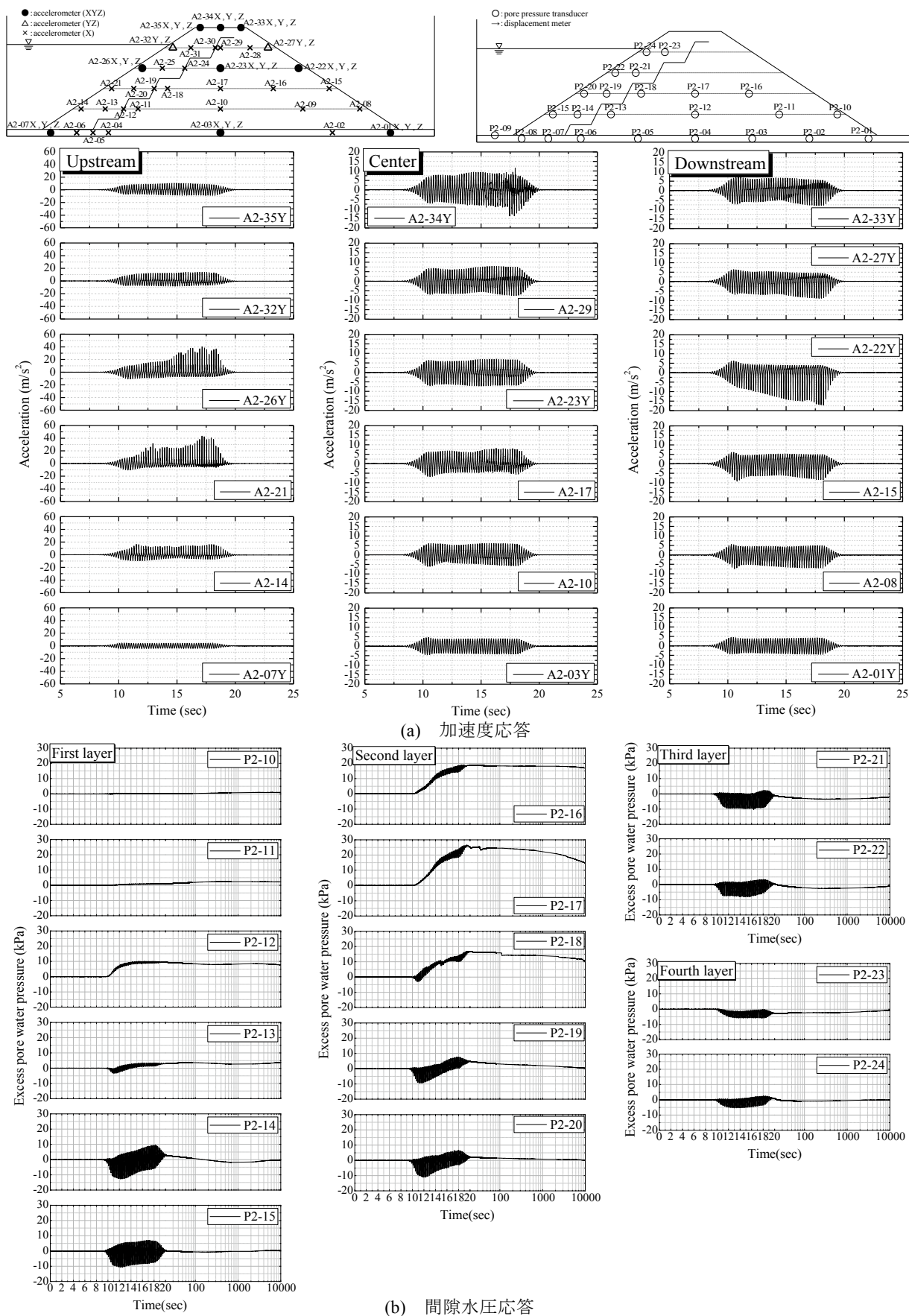


図 94 遮水シート工法における時刻歴データのとりまとめ
Fig. 94 Summary of typical time history data in the case of GCL.

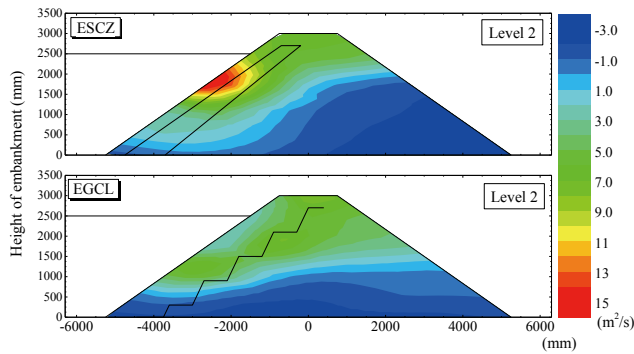


図 95 最大加速度分布図

Fig. 95 Distributions of maximum acceleration responses.

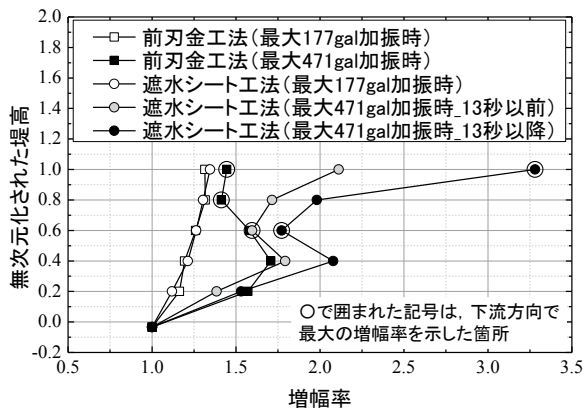


図 96 増幅率と無次元化された堤高の関係¹⁷⁾

Fig. 96 Relationship between amplitude ratio of acceleration and normalized embankment height.

基盤内加速度のピーク値である。

遮水シート工法では、加振時の挙動が異なると想定されたクラック発生前と発生後に分けて検討した。図 96 より、最大 177 Gal の加振の場合、両工法とも、増幅率は概ね堤高の増加にともない増加し、天端で 1.3 倍程度であった。レベル 2 地震動を想定した最大 471 Gal の加振の場合、中心よりもやや底部で極値をとるような特徴的な分布形状を有しており、天端の増幅率は前刃金工法で 1.4 倍、遮水シート工法においては、クラック発生前で 2.1 倍、クラック発生後で 3.3 倍であった。

5.2.4 間隙水圧応答

図 93 と図 94 に、L2 加振時の過剰間隙水圧の時刻歴データが示されている。加振後の過剰間隙水圧の消散プロセスを確認するため、経過時間の 20 秒後から対数軸として経過時間を扱った。前刃金と遮水シートより上流側の過剰間隙水圧は、負圧が生じた P1-22 と P2-19 を除き、ほとんど発達・成長しな

い傾向を示す。また、加振時の過剰間隙水圧の振幅は、負圧側に大きな傾向を示している。負の過剰間隙水圧は、堤体の密度および非排水せん断挙動と深い関係があり、有効応力の増加とともに、上流側での滑り破壊を抑制する傾向を示している。今回の結果は、設計指針¹³⁾による最大乾燥密度 95 % の妥当性を示し、盛土施工管理上、堤体の耐震性改修時に効果的であることを示唆している。しかし、前刃金工法の P1-22 において生じた負の過剰間隙水圧は加振時に生じており、加振後には回復傾向にあることから、土要素の吸水膨張を招くことになる。したがって、この過程で土要素は軟化し、その後の最大余震等の地震により、破壊に至る可能性が推察される。さらに、遮水シート工法では、P2-21 と P2-22 の過剰間隙水圧は、加振終了後に低下し、その後回復していることがわかる。この挙動から、加振時に遮水シートと上流側の堤体に隙間が生じ、加振終了後に発生した隙間への間隙水の浸透流が生じたものと推察される。

また、遮水シート工法においては、堤体天端中央から下流側にかけて、加振時における過剰間隙水圧の増加が顕著である。同範囲では、不飽和領域であると考えられるが、浸潤線が浅であっても、飽和度が高いことで負のダイレイタンスが生じ、過剰間隙水圧が発生するものと考えられる。特に、P2-17 周辺では、RI に基づく施工時における初期の飽和度は 72.6 % であったが、比較的飽和度が高い状態であったため、P2-17 で負のダイレイタンスが生じたものと推察される。なお、天端の沈下量は約 17 mm であったが、この沈下は、P2-17 の最大過剰間隙水圧は 25.7 kPa に対し、天端から 1.8 m の深度における土被り圧を簡易的に算定すると 36.6 kPa であり、初期液状化に達していないことから、液状化に起因するものではないと考えられる。しかし、液状化に至ってはいないが、過剰間隙水圧が長時間残留し、その間に大きな余震が起きた場合には、液状化が生じる可能性があるといえる。

5.2.5 クラックの発生と加速度応答について

6 章で詳しく説明するが、まず、堤体外観の損傷状態について述べる。レベル 2 加振では、写真 18 に示すように、堤体天端に幅 10 mm 程度の大きなクラックが堤体軸方向に複数発生したが、漏水については、実験中に確認されなかった。既に述べた



(a) レベル 1 地震動加振後



(b) レベル 2 地震動加振後

写真 18 遮水シート工法における堤体天端状況¹⁸⁾

Photo 18 State of the embankment crest in the case of GCL.

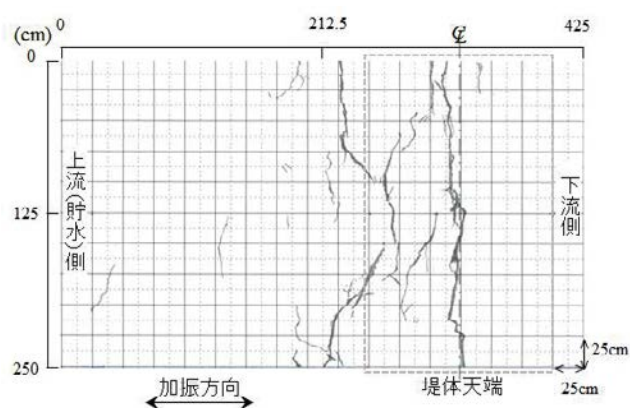


図 97 堤体表面破壊状況(平面図)¹⁸⁾

Fig. 97 Damaged situation in the GCL embankment surface (Plan).



写真 19 発生クラックの掘削調査状況¹⁸⁾

Photo 19 Excavation investigation of the cracks in the case of GCL.

が、図 92 等に出すとおり、堤体天端センターラインの沈下量は最大 23 mm 程度であった。表面の破壊状況を図 97 に示すが、堤体天端中央付近のセンターラインの位置と上流側肩付近に比較的大きなクラックが生じていることがわかる。当クラックの深さを調べるために、水で溶いた石灰をクラックに流し込み、写真 19 に示すように慎重に掘削を行った。掘削調査の結果を図 98 に示すが、堤体天端のセンターライン付近に発生したクラックに注ぎ込んだ石灰は、鉛直方向に深さ 30 cm まで達したのち、ベントナイトシートに沿って付着していることが判明した。すなわち、盛土内に階段状に設置しているベントナイトシートが、実験で発生したクラックの原因であることが明らかになった。また、上流側法肩付近に発生したクラックに注ぎ込んだ石灰は、鉛直方向に 45 cm まで達しており、それ以上はクラック幅が小さく、石灰が流れ込まなかった。クラック発生状況調査より、2つのクラックは、それぞれ独立して発生していることが確認された。

上述のクラックについて、堤体中央部における鉛

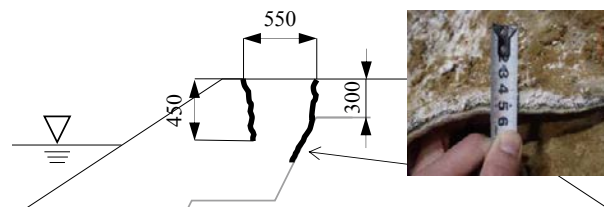


図 98 堤体クラック発生状況(断面図)¹⁸⁾

Fig. 98 Cracks occurred in the GCL embankment (Section).

直方向の応答加速度に基づき考察する。図 99 に堤体中央の基盤部 (A-03) および基盤 +180 cm (A-23)、基盤 +300 cm の天端 (A-34) における鉛直方向加速度の経時変化を示す。前述したように、今回の実験では水平 1 方向のみの加振を与えた。A-03 では鉛直成分の加速度はほとんど発生していないが、A-23、A-34 では鉛直方向の加速度が発生していることがわかる。また、天端のクラックが発生したおよそ 13.2 秒以降、A-34 では、鉛直方向の加速が増大している。これは破壊によって鉛直方向の加速度が局所的に大きくなっていることを示すものと考えられる。

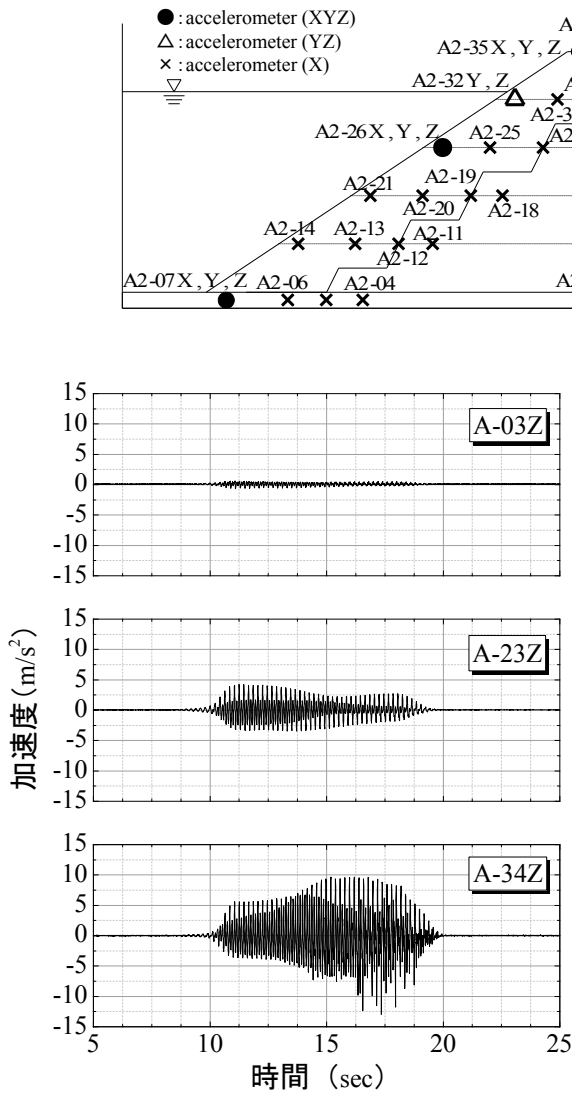


図 99 遮水シート工法堤軸 (A-03, A-23, A-34) における鉛直方向応答加速度¹⁸⁾
 Fig. 99 Vertical acceleration responses in the case of GCL. (A-03, A-23 and A-34)

次に、遮水シート周辺土の応答加速度について考察する。図 100 に遮水シートの上下流側およびシート底部に設置した加速度の応答 (11 秒～14 秒) を示す。基盤の加速度は、シート上流側と下流側の両者がほぼ一致している。基盤から 60 cm 上がりの加速度は、はじめ両者が一致しているものの 11.5 秒付近から、シート上流側の加速度応答に遅れが生じ始めていることがわかる。シート下流側の加速度応答 (A-11, A-18, A-23, A-29) を比較すると、高さの増加に従い、加速度応答が遅れていることがわかる。これは、一般的な盛土の振動特性と類似している。

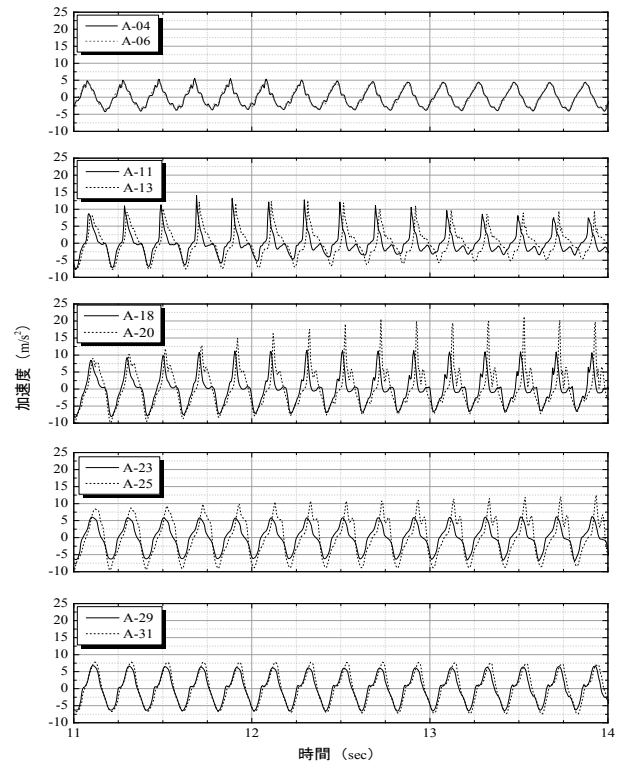


図 100 遮水シート周辺の応答加速度 (11 秒～14 秒)¹⁸⁾
 Fig. 100 Acceleration responses around GCL from 11 to 14s.

一方、シート上流部の加速度 (A-13, A-20, A-25, A-31) で比較すると、おおむね同位相である。したがって、図 102 に示すように、シートを境に上流側堤体が基盤および下流側堤体と異なる挙動を示していることが示唆される。この要因として、シート上流側の飽和土とシート下流側の不飽和土の振動特性が異なることや、土とシートの摩擦強度が土のせん断強度よりも低いことに起因するものと考えられる。特に、基盤に沿わせて設置したシート (本実験では 70 cm) がシート上流部の振動特性におよぼす影響は大きいと考えられる。

図 101 にベントナイトシートの上下流側およびシート底部に設置した加速度の応答 (14 秒～17 秒) を示す。上述したように、天端にクラックが発生した時間はおおよそ 13.2 秒である。図 103 より、基盤からの高さが 120 cm と 180 cm のシート上流側の加速度 (A-20, A-25) が正の方向 (上流側) に増加してい

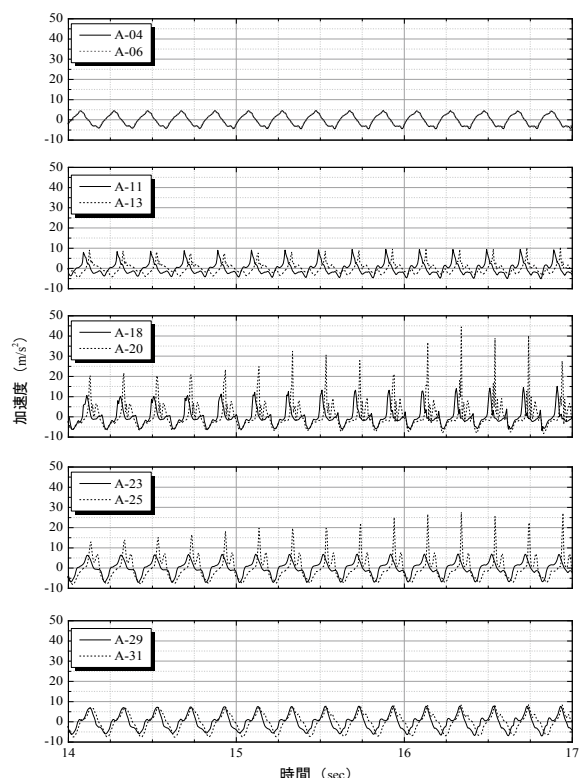


図 101 遮水シート周辺の応答加速度 (14 秒～17 秒)¹⁸⁾
Fig.101 Acceleration responses around GCL from 14 to 17s.

ることがわかる。また、シート上流部の加速度応答は、天端にクラックが発生した後も、同位相である。このことは、シート上流部の土塊が上流側に変位することを示唆するものである。クラックが発生した後も、図 102 のとおり、シートを境に異なる振動特性を有することが推察される。

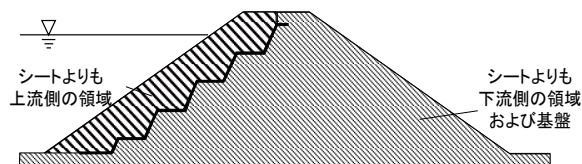
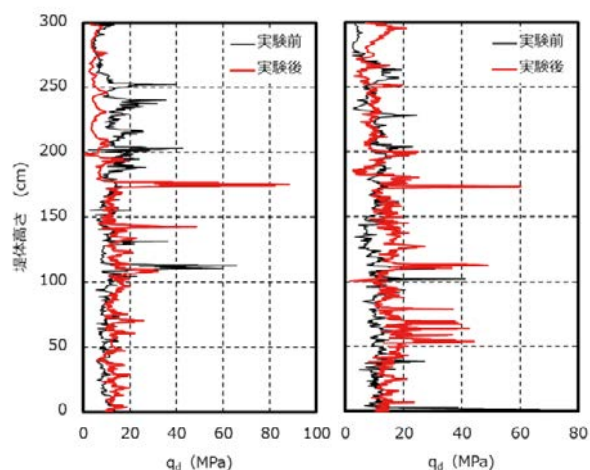


図 102 振動特性の異なる領域¹⁸⁾
Fig. 102 Two areas of the characteristics on different acceleration responses.



(a) 前刃金工法 (b) 遮水シート工法

図 103 加振前後におけるコーン貫入抵抗値の比較
Fig. 103 Comparison of cone resistances before and after shaking.

表 13 堤体クラックの発生状況に関するとりまとめ

Table 13 Summary on occurrence of cracks in both cases of the embankments.

堤体	発生位置	詳細な発生位置	長さ	深さ
前刃金工法	上流法面 (Photo 21)	法肩から 75～100cm	40cm 程度 130cm 程度	-
		法肩から 170～200cm	105cm 程度 90cm 程度	10cm 程度 (Photo 22)
	天端	クラック無し	-	-
	下流法面 (Photo 23)	法肩から 135～150cm	170cm 程度	15cm 程度 (Photo 24)
遮水シート工法	上流法面 (Photo 25)	法肩から 105～120cm	55cm 程度	-
		法肩から 205～230cm	45cm 程度	-
	天端 (Photo 26)	中央から上流法肩にかけて	最大 250cm	20～80cm (Photo 27～Photo 31)
	下流法面	クラック無し	-	-

6. 堤体の損傷および残留変形調査

L2 加振終了後の排水後において、ため池堤体造成後の加振前に引き続き、簡易軽量動的コーン貫入試験を行い、また、目視による詳細な損傷調査および掘削調査を実施した。以下に、これらの調査結果について述べる。



写真 20 石灰の流し込み状況
Photo 20 Pouring lime into the cracks.



写真 22 前刃金上流法面クラック深さ測定状況
Photo 22 Measurement of the crack depth occurred in the upstream side in the case of sloping core zone.



写真 24 前刃金下流法面クラック深さ測定状況
Photo 24 Measurement of the crack depth occurred in the downstream side in the case of sloping core zone.

6.1 加振前後のコーン貫入抵抗値の比較

図 103 に加振前後で実施した簡易軽量動的コーン貫入試験結果を示す。前刃金工法および遮水シート工法における加振前後の q_d の傾向に著しい相違は見られないものの、局所的に傾向の異なる深度が認められる。



写真 21 前刃金上流法面クラック発生状況
Photo 21 Cracks occurred in the slope surface of upstream in the case of sloping core zone.



写真 23 前刃金下流法面クラック発生状況
Photo 23 Distribution of cracks on the slope surface of downstream in the case of sloping core zone.



写真 25 シート側上流法面クラック発生状況
Photo 25 Distribution of cracks on the slope surface of downstream in the case of GCL.

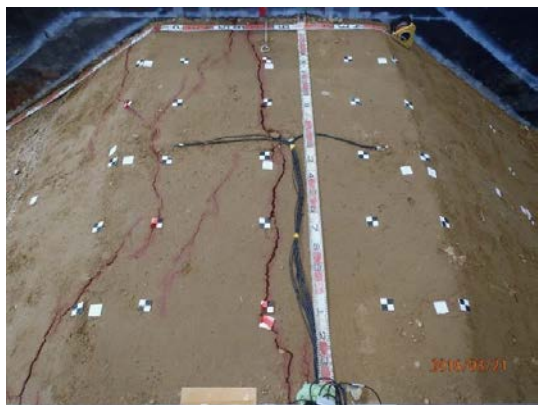


写真 26 シート側天端クラック発生状況
Photo 26 Distribution of cracks on the GCL embankment crest.



写真 27 シート側天端北側石灰到達状況 (1)
Photo 27 Confirmation of the lime filled into the cracks in the north side of GCL embankment crest.



写真 28 シート側天端石灰到達状況 (2)
Photo 28 Confirmation of the lime filled into the cracks in the north side of the GCL embankment crest.



写真 29 シート側天端中央石灰到達状況
Photo 29 Confirmation of the lime filled into the cracks in the center of the GCL embankment crest.



写真 30 シート側天端南側石灰到達状況
Photo 30 Confirmation of the lime filled into the cracks in the south north side of the GCL embankment crest.



写真 31 シート側段切り部石灰到達状況
Photo 31 Confirmation of the lime filled into the cracks along the GCL on the bench-cut surface.

前刃金工法における結果を見ると、堤体高さ 200 ～ 300 cm 区間である天端から概ね 1 m の深度区間において、加振後の q_d の低下が見られるが、それ以深では特に大きな変化は見られなかった。一方、遮水シート工法では、堤体高さ 250 ～ 300 cm 間である天端から概ね 0.5 m の深度区間において、加振前後の q_d の傾向が異なること、また、堤体高さ 100

～ 150 cm 区間である盛土内部において、加振後の q_d が増加している様子がわかる。

6.2 損傷状況の確認調査

加振後、堤体表面におけるクラックの発生状況を目視により観察した。また、幅が比較的大きなクラックについては、水に溶いた石灰をクラックに流し込み、掘削によりその到達深さを調べた。

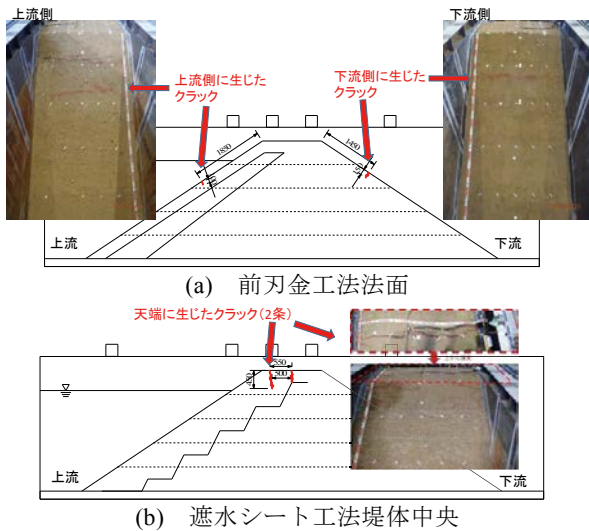


図 104 クラック発生状況の比較

Fig. 104 Comparison of the situation of the occurred cracks.

L2 加振後の堤体クラックの発生状況を表 13 に示す。幅が比較的大きなクラックについては、石灰をクラックに流し込み、その到達深さを調べた(写真 20)。また、前刃金工法の堤体中央および遮水シート工法の堤体中央におけるクラックの発生状況を図 104 にそれぞれ示す。

一連の観察・調査結果から、前刃金工法では上流および下流法面に深さ 10 cm 程度で幅 1 mm 程度の小さなクラックが生じ、遮水シート工法では、堤体天端に幅 10 mm 程度の大きなクラックが堤体軸方向に複数発生したことを確認した。

6.3 残留変形の計測

堤体全体の残留変形について、3D レーザー計測を実施し、前刃金工法および遮水シート工法の損傷状況の傾向を把握した。併せて実施した光波測量により、3D レーザー計測との比較と検証を実施した。

ため池堤体造成後の湛水部への注水前と L2 地震動による最終的な加振後における排水後、3D レーザー計測を実施した。なお、排水後の計測であるが、排水に伴う堤体の変形自体は殆どなかったことから、この影響については、検討外とした。

写真 32 に示す様に、計測に先立ち、データ合成のための固定用マグネット付きの球形ターゲット(直径サイズ 145 mm)を 6 カ所設置した。設置はすべて土槽上とし、実験の計測器の配置による作業場の制約を加味し、計測器を上下逆向きに三脚に設置した。なお、計測器の主な性能は、測定範囲が 0.6



写真 32 固定用マグネット付きのターゲット
Photo 32 Targets with a magnet for fixing.



(a) ターゲット配置状況(土槽上)



(b) 全体(手前土槽は遮水シート工法)

写真 33 ターゲット(赤丸部)配置状況

Photo 33 The target arrangement situation (red circles).



(a) データ編集前の色付き点群データ



(b) データ編集後の色付き点群データ

図 105 データの編集

Fig. 105 Edit of data.

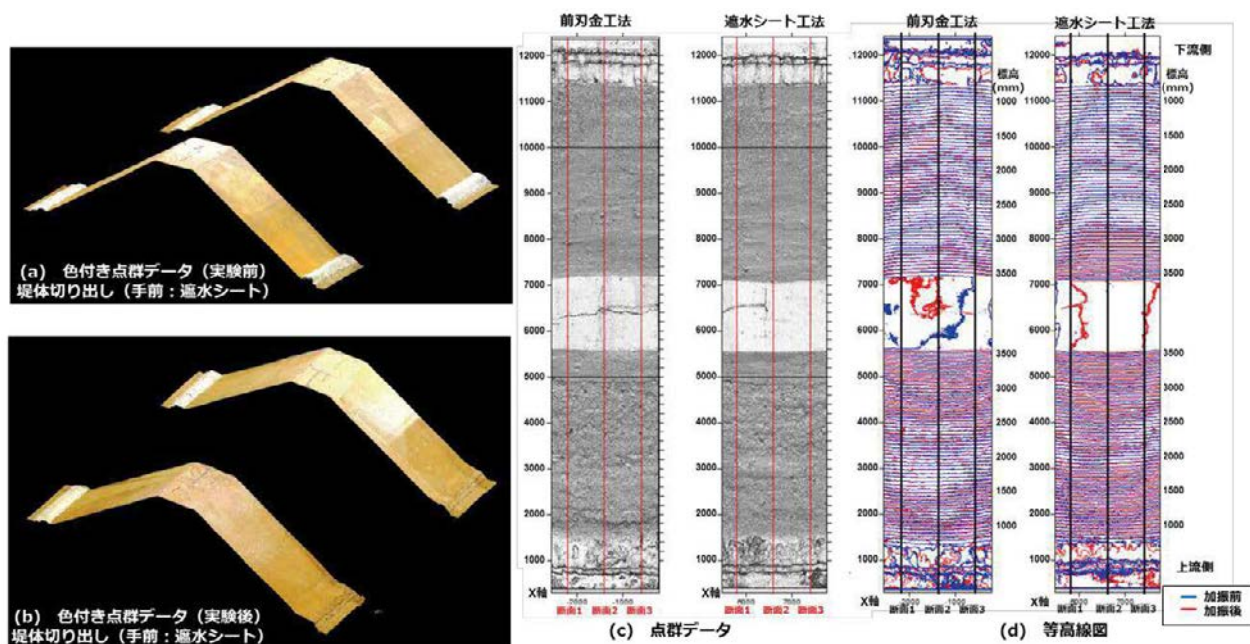


図 106 3D レーザー測量による計測結果

Fig. 106 Measurement results of three-dimensional terrestrial laser scanner.

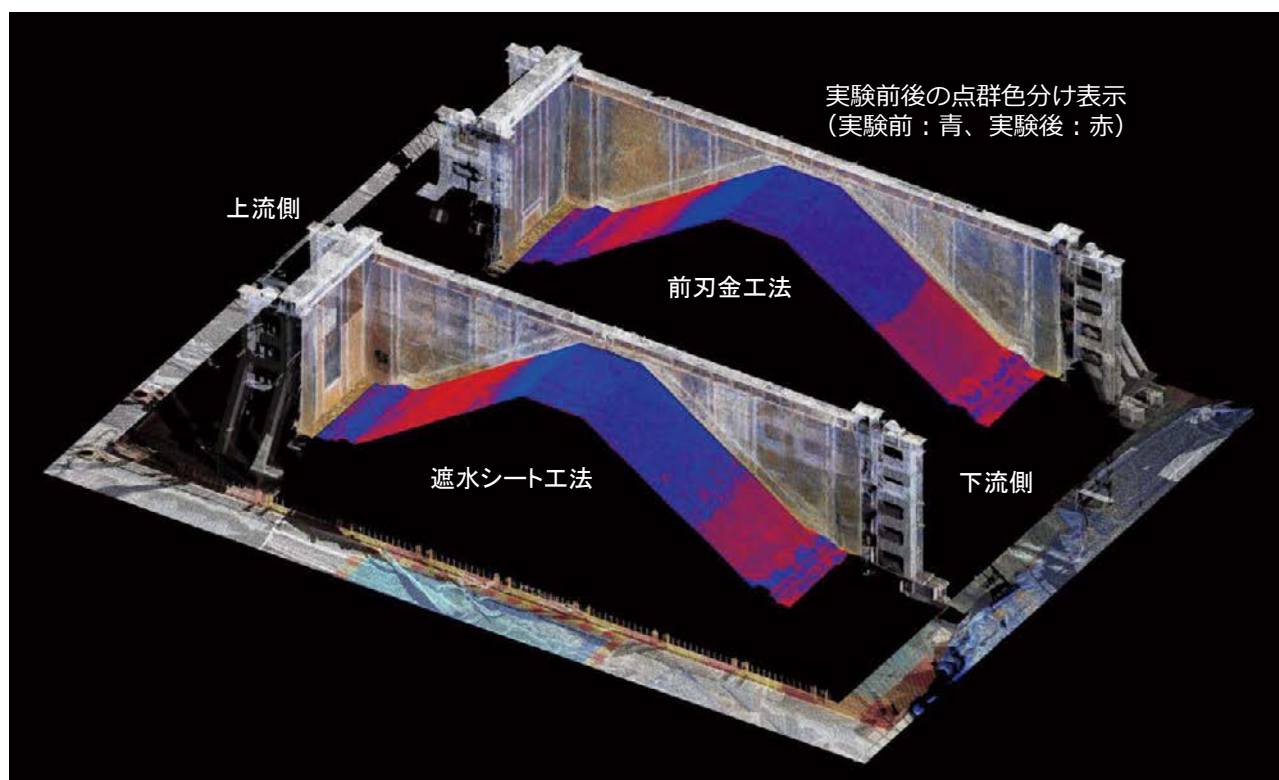


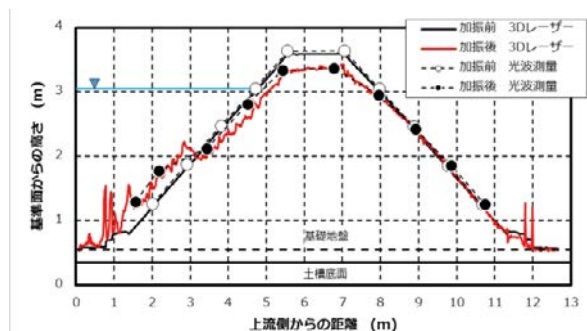
図 107 加振前後における堤体形状の比較

Fig. 107 Comparison of the embankment figures before and after shaking tests.

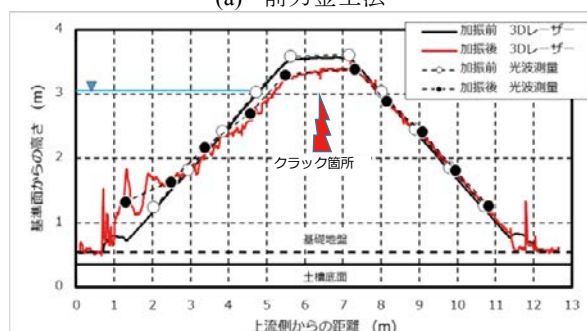
～ 330 m, レーザークラス 1 (波長 1,550 nm) により, 測定速度が 976,000 点 /s および測定誤差が ± 2 mm である. 測定箇所は, 土槽四隅, 長辺方向中央および盛土中心の 7 カ所から複数回の計測を実施し, 合成処理により点群を取得することを基本とした. 計

測箇所を写真 33 に示す.

加振前後に実施した計測データについて, 各土槽の 7 地点から計測したデータに合成処理を施し, 各種データを作製した. 合成にあたり, 前処理として, ターゲットの算出および計測器内蔵カメラで撮影し



(a) 前刃金工法



(b) 遮水シート工法

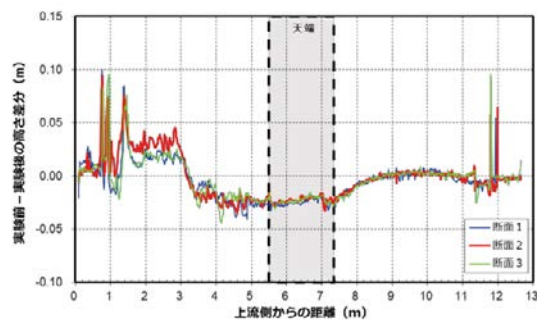
図 108 堤体の残留変形(変形量を 10 倍)

Fig. 108 Residual deformations of embankment
(10 times deformation after shaking tests).

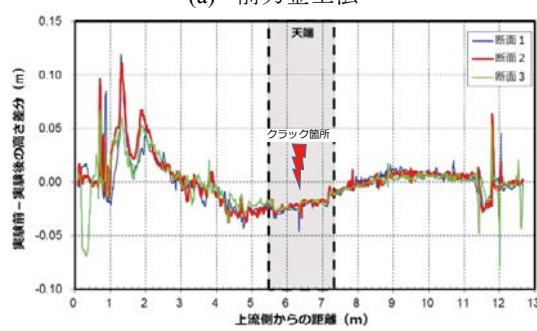
た写真から点群への色付けを行った後、測量座標を基準に合成を行った。色付け前後のデータについて、図 105 に示す。編集用データには、計測機材(三脚、ターゲット)、計測作業員、建屋、計測対象外の足場等の不要点やノイズを含むため、これらを除き、色付き点群データを作製した。

加振前後における前刃金工法および遮水シート工法の堤体部分のみの切り出し図、堤体表面の計測結果(点群データ)および同図を基に、点群を 5 mm グリッドデータに調整し作製した等高線図を図 106 に示す。切り出し図から、下流側に比べ上流側において、実験前後における湛水部による地表面の凹凸が大きい画像の乱れの様子が捉えられている。なお、等高線図の作製にあたり、高さは震動台床面を基準($Z = 0$)としたため、ため池堤体天端の標高は、加振前に概ね 3.6 m となっている。

先に述べた加振実験結果から、両工法ともに、天端で約 20 mm の沈下、法肩の変形から全体的に上流側へ変形していたことが示されている。しかし、図 106 のいずれの図を見ても、加振前後における堤体形状の変化の確認が困難である。そこで、加振前後の変状の様子を視覚的にわかるようにするため、加振前の堤体表面を青色、また、加振後は赤色に着



(a) 前刃金工法



(b) 遮水シート工法

図 109 ため池堤体の変形量分布

Fig. 109 Distribution of embankment deformation.

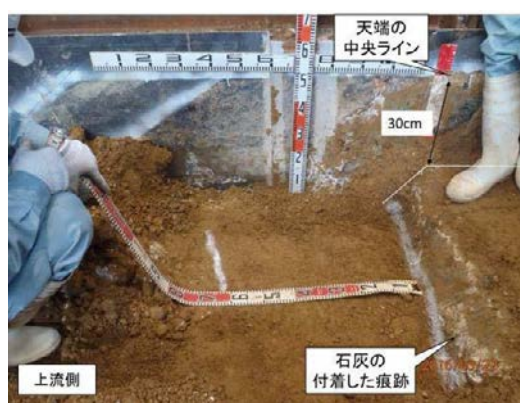
色した加振前後の堤体の重ね図を図 107 に示す。両工法ともに加振により沈下したことから、天端を見ると、加振前の青色着色部が見えている。一方、法面では、下部で加振後の赤色着色部が確認でき、上流側で堤体高さの下部約 1/3 付近から孕み出し、下流側と比較すると、堤体が全体的に上流側に変形していることがわかる。また、法尻には流出した土砂が堆積した状況も捉えている。

ため池堤体の残留変形の特徴として、前刃金工法と遮水シート工法で差はあるものの、両工法で堤体が全体的に上流側に変形していることを 3D レーザー計測より確認した。図 106 に図示した様に、堤体軸直交方向に 3 断面の側線を設けたが、図 108 にセンターラインを通る断面 2 の加振前後の堤体形状を示す。同図には、別途実施された光波測量結果も併記し、加振後の変形量は 10 倍に引き延ばした。なお、図の縦軸の基準面は、震動台上の表面高さを意味する。

今回実施した 3D レーザー計測結果は、連続的に堤体形状を捉えているが、水平 1 m ピッチで法面に据えた光波測量結果と比較すると、変状が大きかった上流側法尻付近以外では概ね一致しているように見える。また、天端上流側の法肩の残留沈下量に着



(a) 遮水シート工法の堤体天端



(b) 遮水シート側天端中央石灰到達状況



(c) 計測画像の引き延ばし

図 110 天端における計測結果

Fig. 110 Measurement result of embankment crests.

目すると、前刃金および遮水シート工法のそれぞれに対し、光波測量では 29 mm, 27 mm, 3D レーザー計測では 27 mm および 16 mm であった。同様に下流側を見ると、光波測量では 29 mm, 22 mm, 3D レーザー計測では 26 mm および 21 mm の値であり、いずれの値についても、光波測量結果より 3D レーザー計測結果が小さな値を示した。光波測量と 3D レーザー計測から得られた盛土形状については、概ね同様な傾向を示しているものと思われるが、局所的に見ると、上述の限りでも 11 mm の差が生じていることから、その要因について議論の余地がある。

図 109 に加振前後の堤体高さの差分の分布を示すが、残留変形の特徴としては、上流側の沈下が中央および下流側の沈下よりも大きく発生し、前刃金工法よりも遮水シート工法の方がやや顕著な変形を示している。この変形傾向は、前述の加振時挙動での説明の通り、法面の水平変位とともに、沈下が徐々に増大したことから、上流側の堤体中央部から下部

における領域において、繰返しせん断に伴うせん断剛性低下による変形が残留したものと推察される。

次に、遮水シート工法における天端クラックについて述べる。図 108 (b) に示す遮水シート工法天端に比較的大きな凹部が見られ、図 109 では、上流側からの距離が 6.4 m 付近の断面 1 および 2 において、最大深度 25 cm 程度のクラックとして確認できる。ここで、データ処理段階における加振後のレーザー計測結果を引き延ばし、図 110 に図示すると、大小含め、部分的に凹みが認められる。これらのすべてが実験で堤体天端に見られた亀裂に該当するかについて、図中の (a) と照合すると、堤体天端の堤体軸方向に生じた幅 10 mm 程度の大きなクラックに相当することが確認できる。

先にも述べたように、クラック幅が比較的大きなものについて、水に溶いた石灰をクラックに流し込み、掘削調査によりその到達深さが調べられた。上述のクラックについて、(b) に示す掘削調査におけ

る天端中央石灰到達状況を確認すると、クラックに注ぎ込んだ石灰は、鉛直方向に深さ 30 cm まで達したのち、遮水シートの表面前法側全体的に付着し、遮水シートと上流側盛土間で最大 1 cm の空隙が発生していることが確認された。上記の観察より、加振時により大きな空隙が発生していたことが容易に推察でき、また、表面からの確認では分かり得ない内部損傷が生じていたことが分かった。しかし、少なくとも、堤体天端の堤体軸方向に生じた幅 10 mm 程度の大きなクラックであれば、その位置や表面形状が明確に特定できることが確かめられた。

7. まとめ

本研究では、前刃金工法および遮水シート工法により改修されたため池の耐震安全性を検証するため、締固め度 95 % 以上で造成された堤高 3 m の実大規模ため池堤体を対象に、浸潤線を検討するため、不飽和一飽和浸透流解析を実施し、加振実験を実施した。さらに、堤体の損傷状態や残留変形を詳しく調べるため、加振前後に 3D レーザー測量や加振後にクラックの状況把握のための掘削調査を実施した。得られた知見の概要は以下に示す通りである。

- (a) 数値解析と実験における浸潤線を比較した結果、遮水シート工法において、下流法面付近の浸潤線は両者で異なるものの、シート付近の水位低下は、解析と実験で類似しており、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の妥当性が示された。
- (b) レベル 1 地震動を想定した最大 177 Gal の加振を行った結果、両ケースともに、漏水は全く発生せず、堤体の変形は極めて小さかった。基盤の応答加速度に対する天端の応答は両ケースとも 1.3 倍程度に増幅した。
- (c) レベル 2 地震動を想定した最大 471 Gal の加振を行った結果、両ケースとも、漏水は全く発生しなかった。しかしながら、遮水シート工法のケースでは、天端に幅 10 mm 程度の比較的大きなクラックが堤体軸方向に複数発生した。また、両ケースともに天端で沈下が生じ、底部ではらみ出しが生じた。上流側天端の沈下は、中央や下流側天端よりも大きく、上・下流法面の挙動特性に違いが確認された。基盤の加速度に対する天端の応答加速度の増幅率は、前刃金工法で

1.4 倍、遮水シート工法のクラック発生前で 2.1 倍、クラック発生後で 3.3 倍であった。

また、本実験研究最大の目的の 1 つである、ベントナイト系遮水シート工法により改修されたため池の耐震安全性については、以下の通りであった。

- (d) レベル 2 地震動を想定した加振実験の結果、天端に比較的大きなクラックが堤体軸方向に発生した。クラック発生箇所の付近では、鉛直方向成分の加速度が大きくなっていることが確認された。また、堤体の応答加速度から、シートの上流側と下流側で、位相差が確認されたことから、振動特性が異なることが明らかになった。
- (e) 発生クラック深さの調査や加速度応答特性からシートを境界にシートと土の剥離などの破壊現象が発生したことが示唆されたが、決壊や漏水には至らなかった。
- (f) 3D レーザー測量結果から、幅 10 mm 程度の大きなクラックであれば、その位置が明確に把握可能であることが示され、地震後に堤体機能を維持する上で十分な判断材料となる可能性が示唆された。

最後に、ベントナイト系遮水シートは、経験的に階段状に設置されることが多いが、この場合、設計水平震度を加味する通常の円弧すべり計算では再現できない現象が、本実験から確認された。したがって、遮水シートの影響を考慮した設計手法を構築するため、更に詳細な変形メカニズムについて、検討を進める必要がある。

謝辞

本研究は、防災科学技術研究所と兵庫県の共同研究および兵庫県・神戸大学の協力型共同研究の下に実施された。研究計画策定や実験実施にあたり、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)の助言や、東京海洋大学学術研究院の谷和夫教授からは、実験の企画から多大なるご協力をいただいた。関係者各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 小田哲也・森脇 馨・谷垣和彦・野村純数・澤田 豊・河端俊典(2015.12): 兵庫県におけるため池の耐震調査と保全・管理について, 農業農村工学会誌, Vol.83, No.12, pp.7-10.

- 2) 兵庫県農林水産部農地整備課(1996), p.11, p.22-24, p.29, p.51, p.66-67, pp.84-85, p.87.
- 3) 兵庫県南部地震農地農業用施設震災記録誌平成7年1月17日発生, 1996.
- 4) 谷 茂・長谷川高士(1987): 日本海中部地震を中心とした溜池の地震被害. 農業土木学会誌, 第55巻, 第10号, pp.17-25.
- 5) 堀 俊和・上野和広・松下健一(2012): 平成23年度(2011年)東北地方太平洋沖地震による福島県のため池被災の特徴と応急対策. 農村工学研究所技報, 第213号, pp.175-199.
- 6) 農林水産省: 平成28年(2016年)熊本地震の農林水産業関係被害の状況. <http://www.maff.go.jp/j/saigai/zisin/160414/kumamoto/taiou.html> (平成28年8月9日閲覧)
- 7) 佐藤純一・Seda Sendir・本多 剛・東畑郁生(2007): アースダムの耐震性能設計の高度化へ向けての振動台実験と数値解析. 土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.346-353.
- 8) Ge, L., Bao, Y., Ni, C. K., and Ko, H. Y. (2010): Seismic centrifuge modelling of earth dams. *Geomechanics and Geoengineering*, Vol.5, Issue 4, pp.247-257.
- 9) Kim, M., Lee, S., Choo, Y., and Kim, D. (2011): Seismic behaviors of earth-core and concrete-faced rock-fill dams by dynamic centrifuge tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.31, pp.1579-1593.
- 10) Yuan, L., Liu, X., Wang, X., Yang, Y., and Yang, Z. (2014): Seismic performance of earth-core and concrete-faced rock-fill dams by large-scale shaking table tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.56, pp.1-12.
- 11) 神山 惇・鈴木素之・河内義文・浦部朋子(2014): 振動台実験による加振を受けたため池堤体の遮水シート敷設部の変形挙動. 地盤と建設, 第32号, pp.137-141.
- 12) 丁經凡・澁谷 啓・片岡沙都紀・白濟民・河端俊典・澤田 豊(2016): ベントナイトシートを敷設した小型ため池堤体模型の振動台実験. 第51回地盤工学研究発表会, pp.1007-1008.
- 13) 農林水産省農村振興局(2015): 土地改良事業設計指針「ため池整備」. 農業農村工学会.
- 14) 小竹 望・山崎智弘・北浦良樹・近藤三樹郎(2002): セン断力を受けるジオシンセティックス多層ライナーの荷重伝達特性. ジオシンセティックス論文集, Vol.17, pp.79-86.
- 15) 勝見 武・石森洋行・深川良一(2006): ジオシンセティッククレイライナーの遮水性能に及ぼす諸要因. ジオシンセティックス論文集, Vol.21, pp.307-314.
- 16) 佐々木貴・川口貴之・川尻俊三・澁谷 啓(2015): ベントナイト系遮水シートと土の摩擦特性に関する実験的検討ジオシンセティックス論文集. Vol.30, pp.133-140.
- 17) 澤田 豊・中澤博志・片岡沙都紀・小林成太・小田哲也・古林智宏・澁谷 啓・山下拓三・谷 和夫・梶原浩一・河端俊典(2016): 前刃金工法および遮水シート工法により改修されたため池堤体の実大規模振動実験. ジオシンセティックス論文集, Vol.31, pp.167-174.
- 18) 小田哲也・澤田 豊・中澤博志・小林成太・澁谷 啓・河端俊典(2016): 階段状に設置したベントナイト系遮水シートがため池堤体の地震時挙動におよぼす影響. ジオシンセティックス論文集, Vol.31, pp.175-182.
- 19) Langton, D.D. (1999): The Panda lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction. *Ground Engineering* Septemer, pp.33-34.
- 20) 財団法人国土技術研究センター(2012): 河川堤防の構造検討の手引き.
- 21) Housner, G.W. (1963): The Dynamic Behavior of Water Tank. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 381-387.

(2016年12月27日原稿受付,
2016年12月27日原稿受理)

要 旨

本研究では、前刃金工法および遮水シート工法により改修されたため池の耐震安全性を検証するため、堤高 3 m の実大規模ため池堤体を対象に加振実験を実施した。レベル 1 地震動を想定した最大 177 Gal の加振実験の結果、両ケースともに漏水は生じず、堤体の変形は極めて小さかった。さらに、レベル 2 地震動を想定した最大 471 Gal の加振実験の結果、遮水シート工法のケースでは、天端に比較的大きなクラックが堤体軸方向に複数発生した。しかし、決壊や漏水には至らなかったことから、今回の実験条件下では、地震後に遮水シートが機能していたものと判断された。

キーワード：ため池，実大震動台実験，遮水シート，地震時挙動，残留変形