

博士論文

パイルスラブ式盛土におけるジオテキスタイル土のうの
水平抵抗特性と振動伝達抑制効果
に関する研究

(Property of shear and earthquake resistance of a geotextile gabion between the head part
of improvement pile slab embankment)

2024 年 3 月

山口大学大学院創成科学研究科

藤井 公博

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	6
1.3 本論文の構成	8
第2章 パイルスラブ式盛土の構造と本研究の位置づけ	12
2.1 はじめに	12
2.2 縮小1/10模型実験によるパイルスラブ式盛土の構造検討及び耐震性に関する既往の研究	12
2.2.1 パイルスラブ式盛土の1/10スケール模型振動台実験	12
2.2.2 パイルスラブ式盛土の1/10スケール模型振動台実験再現解析	19
2.2.3 パイルスラブ式盛土の設計手法に関する検討	21
2.2.4 パイルスラブ式盛土に対する既往の研究の要点	23
2.3 構造物下面に配置する土のうの力学的挙動に関する既往の研究	24
2.3.1 ジオテキスタイル土のうの鉛直荷重に対する支持性能に関する既往の研究	24
2.3.2 土のうの変形特性に関する既往の研究	26
2.3.3 土のうの振動減衰効果に関する既往の研究	29
2.4 パイルスラブ式盛土に用いるジオテキスタイル土のうの役割と本研究の位置づけ	30
第3章 ジオテキスタイル土のうの静的水平せん断挙動の特性	37
3.1 はじめに	37
3.2 ジオテキスタイル土のう下面が固定状態の水平載荷試験	38
3.2.1 試験概要	38
3.2.2 試験条件	40
3.2.3 試験結果及び考察	43
3.3 ジオテキスタイル土のう下面が非固定状態の水平載荷試験	46
3.3.1 試験概要	46
3.3.2 試験条件	48
3.3.3 試験結果及び考察	51
3.4 ジオテキスタイル土のうの静的せん断強度の特性	60
3.4.1 ジオテキスタイル土のうの $\tau/\sigma_v - \gamma$ の関係	60
3.4.2 ジオテキスタイル土のうにおける $G/G_0 - \gamma, h - \gamma$	63
3.5 第3章のまとめ	65
第4章 ジオテキスタイル土のうの動的水平せん断挙動の特性	67
4.1 はじめに	67
4.2 ジオテキスタイル土のうの模型振動台実験	67
4.2.1 供試体概要	67
4.2.2 加振条件	73

4.3	実験結果及び考察	77
4.3.1	ジオテキスタイル土のうの残留変位と応答変位	77
4.3.2	ジオテキスタイル土のうの振動伝達抑制効果	82
4.3.3	ジオテキスタイルひずみとジオテキスタイル土のうせん断ひずみ	86
4.4	ジオテキスタイル土のうの動的せん断強度の特性	89
4.4.1	ジオテキスタイル土のうの $\tau / \sigma_v - \gamma$ の関係	89
4.4.2	ジオテキスタイル土のうにおける $G/G_0 - \gamma$, $h - \gamma$	91
4.5	2回目以降の加振結果	93
4.6	第4章のまとめ	97
第5章	実大パイルスラブ式盛土の動的挙動と適用範囲	99
5.1	はじめに	99
5.2	2次元FEM解析による実大パイルスラブ式盛土の動的挙動	99
5.2.1	解析モデル及び解析条件	99
5.2.2	ジオテキスタイル土のうの動的挙動	113
5.2.3	実大パイルスラブ式盛土の動的挙動	116
5.3	パイルスラブ式盛土の適用範囲の検討	127
5.3.1	検討概要	127
5.3.2	解析手法及び解析モデル	127
5.3.3	解析結果と適用範囲の考察	136
5.4	第5章のまとめ	137
第6章	結論	140
6.1	本研究のまとめ	140
6.2	実用的なパイルスラブ式盛土の設計フロー（案）	143
6.3	今後の展望	146
	謝辞	147
	附属資料 盛土の直接概算工事費比較	149

第1章 序論

1.1 研究の背景

土構造物は、土または岩石等を材料として構築された構造物及びこれに接する小構造物の総称であり、盛土、切土、補強土等に分類される。

鉄道では、経済性や施工性の容易さから、在来線の82%、新幹線の17%の割合を土構造物が占めている（図-1.1）¹⁾。また、図-1.2 に示すように北陸新幹線（高崎・長崎間）以降に建設に着手した新幹線構造物の割合でも土構造物は各線10%前後の割合で採択されている²⁾。表-1.1には、鉄道土構造物に関する技術基準の変遷³⁾を示す。土構造物に関する初めての技術基準は、大正6年に制定された土木工事標準仕方書の前身である「土工その他仕方書標準」が最初である。この標準では、施工基準に関する内容が主であり、設計に関する記述は見当たらない。一方、設計基準として初めてまとめられたのは、昭和36年の東海道新幹線の構築基準である「新幹線規格」である。この規格に、新幹線開業後の種々のトラブルを踏まえて制定されたのが、「土構造物の設計施工指針」である。この指針には、擁壁や基礎、排水溝等の設計も示されており、付帯設備も含めて土工設備全体の設計が行えるようになった。しかしながら、本指針には耐震に関する設計・施工の記載はほとんどみられない。舘山³⁾は、このことについて、当時、土構造物の耐震性は経験的にある程度確保されてきたという実績があること、盛土は比較的復旧が容易であるため、壊滅的な破壊さえ防止できればよいこと等の考えによると思われると記述している。

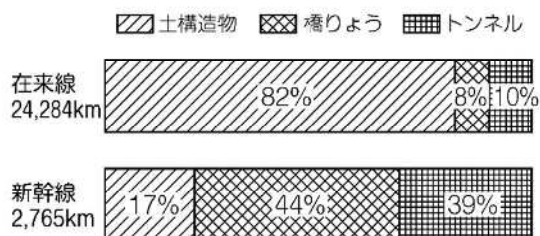


図-1.1 土構造物等の採択比率¹⁾

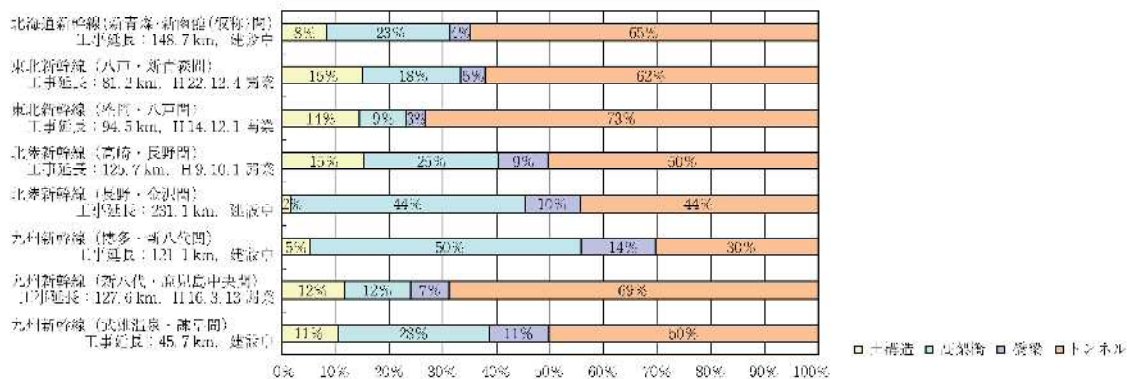


図-1.2 新幹線構造物の各種構造物の割合²⁾

表-1.1 鉄道土構造物に関する技術基準の変遷³⁾に抜粋・加筆

	制定年	基準の名称	設計に関する記述	記事
1	大正 6 年	土工その他仕方書標準	・施工に関する仕様書で、設計に関する記載なし	
2	昭和 36 年	新幹線規格		
3	昭和 42 年	土構造物の設計施工指針		昭和 39 年新潟地震
4	昭和 53 年	建造物設計標準解説(土構造物)		昭和 43 年十勝沖地震
5	昭和 53 年	盛土耐震補強設計の手引き		昭和 53 年宮城沖地震
6	昭和 56 年	橋台裏耐震補強工設計の手引き		
7	平成 4 年	鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物		昭和 62 年 JR へ移行
8	平成 11 年	鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計		平成 7 年兵庫県南部地震
9	平成 11 年	鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物	・層厚管理材に加えて 1.5m 毎に盛土補強材を配置 ・盛土材料を良質土に制限 ・地震時沈下に配慮して、支持地盤条件の厳格化	
10	平成 19 年	鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物	・性能照査型設計法の全面的導入	平成 16 年新潟県中越地震
11	平成 24 年	鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計		平成 23 年東北地方太平洋沖地震

土構造物上に敷設される軌道構造物は、**図-1.3(a)**⁴⁾に示すようにレール、まくらぎ、バラスト等を用い、軌道整備が容易で経済的な有道床軌道が標準的に用いられている。この有道床軌道は、定期的な保守作業が必要なものである。一方、**図-1.3(b)**⁴⁾に示すスラブ軌道等の省力化軌道は、有道床軌道と比較し軌道の変形量が非常に小さく、保守作業に要するコスト低減が可能なものである。

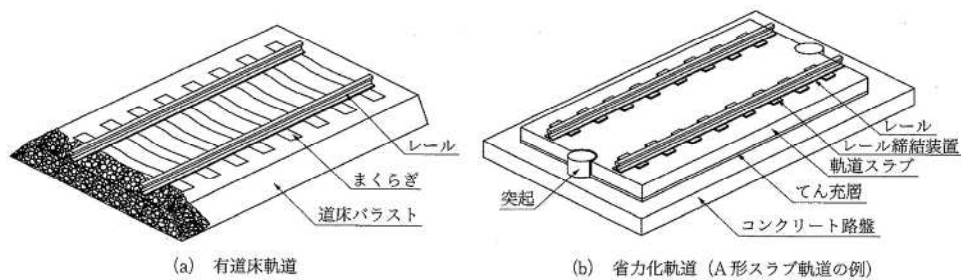


図-1.3 軌道の種類⁴⁾

保守作業の容易さを考慮すると軌道は省力化軌道の適用が望ましいが、これまでは高架橋やトンネル等、路盤面の変形が小さい箇所で用いられており、供用後の沈下が懸念される盛土等の土構造物においてはあまり適用されてこなかった。しかし、土構造物、コンクリート構造物等の構造物の違いによって軌道構造の選定が異なることは、軌道接続部により多くの保守が必要となる。このため、省力化軌道を敷設する土構造物の技術基準として、平成11年に鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物（以降、省力化軌道用土構造標準）⁵⁾がとりまとめられた。省力化軌道用土構造標準では、路盤面の沈下を極力抑制するため、地盤条件において軟弱地盤等を排除した厳しい制限を設け、盛土の材料をより良質な土である砂礫を標準とし、かつ締固め程度を土の種別に応じたものとされている。この制限は、土構造物において性能照査型設計が全面的に導入された平成19年の鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物（以降、土構造標準）⁴⁾に引き継がれている。

土構造標準⁴⁾では、土構造物に対する要求性能を3水準に区分した性能ランクで定義されており、許容変形量が小さい省力化軌道を支持する盛土には、要求性能として最も高い性能ランク I（L2 地震動に対しても過大な変形が生じない性能）の性能が求められる。具体的には、省力化軌道を支持する性能ランク I の盛土の要求性能として、盛土支持地盤に対しては軌道構築後の沈下が 10mm/10

年間以内、L1 地震における残留変形量を 10mm、L2 地震では 50mm 程度以内に抑えることが求められる⁶⁾。一方、軌道保守が比較的容易な有道床軌道に要求される性能は、性能ランクⅡ（L2 地震動に対しても壊滅的な破壊に至らない性能）や性能ランクⅢ（L1 地震動に対して壊滅的な破壊に至らない性能）であることが多い。なお、省力化軌道を支持する盛土は、その高い要求性能を満たすため、支持地盤条件、使用材料や施工方法等に制限⁴⁾があるが、近年では盛土補強土擁壁や補強盛土等の高規格な盛土の開発^{7)、8)}により、土構造物への省力化軌道の適用は新幹線等において積極的に採用されている⁹⁾。

一方、近年の建設工事では、環境面の配慮からトンネルの掘削工事等で発生する建設発生土の有効利用が求められており、国土交通省の調査による公共工事等による建設発生土の再生率は平成 24 年度で約 9 割¹⁰⁾となっている（図-1.4）。トンネル等の建設発生土を盛土等の土構造物に適用できれば、環境面、経済面において有利であるが、鉄道においては上述した省力化軌道を有する土構造物に対して土構造物の高規格化に伴い盛土材料にも制限が定められているため全ての建設発生土が利用できるとは限らない。使用可能な材料が限定的であるため、近年の整備新幹線の本線盛土では購入土を使用するケースが多くなっており、有床道軌道の盛土と比較し建設コストが増加傾向にある。また、建設発生土が土構造物に適用できないため、整備新幹線の建設時には建設発生土の受け入れ地確保が課題となっており、施工計画や全体工程作成上の障壁となっている¹¹⁾。

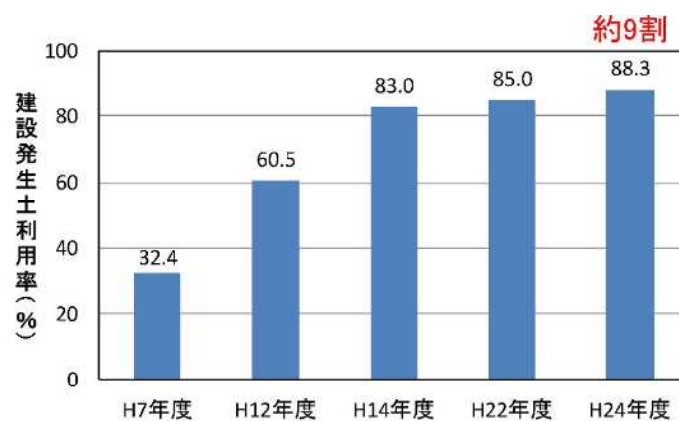


図-1.4 建設発生土の再生率¹⁰⁾

これらの背景を踏まえ、省力化軌道を支持する盛土としての要求性能を満たし、かつ適用可能とする盛土材料の範囲を広げることで、一般的な省力化軌道を支持する盛土よりも経済的となる盛土構造の開発が行われている。良質でない盛土材を用いた盛土により省力化軌道を支持する構造として、盛土材をセメント系固化材により改良した改良盛土とすることも考えられるが、盛土材を改良するにはプラントが必要となり、また全ての盛土材を改良することは不経済となる。

このため、省力化軌道を支えるコンクリート路盤を「ジオテキスタイル土のう」と「地盤改良杭」で支持する図-1.5 に示す「パイルスラブ式盛土」が提案されている^{12)~17)}。なお、パイルスラブ式盛土は性能ランクⅡ相当の盛土内に地盤改良杭を配置し、杭天端とコンクリート路盤間にジオテキスタイル土のうを設置することにより盛土構造全体で性能ランクⅠと同等の要求性能を満足させる構造となっており、コンクリート路盤は性能ランクⅠ相当の一般的な新幹線での盛土の限界値を、盛土体は鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計¹⁸⁾に示される復旧性を考慮した盛土の被害程度と沈下量の目安を参考に性能ランクⅡにおける許容変位量(表-1.2, 1.3)が適用されている。また、支持地盤条件は土構造標準⁴⁾に示される性能ランクⅠの支持地盤(砂質土で $N \geq 20$)となっている。

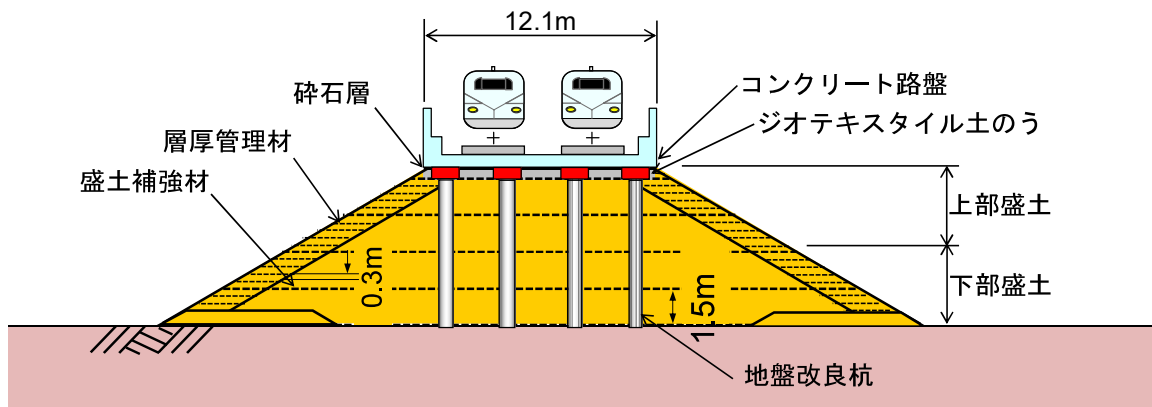


図-1.5 パイルスラブ式盛土の概要¹⁶⁾を修正

表-1.2 コンクリート路盤許容変形量

項目	許容変位量	備考
水平変位	100mm	
鉛直変位	100mm	一般的な新幹線での盛土の限界値と同等

表-1.3 盛土の被害程度と沈下量の目安 ¹⁸⁾より抜粋・加筆

性能ランク	変形レベル	被害程度	一般盛土部の沈下量の目安
II	3	応急処置で復旧可能な被害	沈下量 20cm 以上 50cm 未満

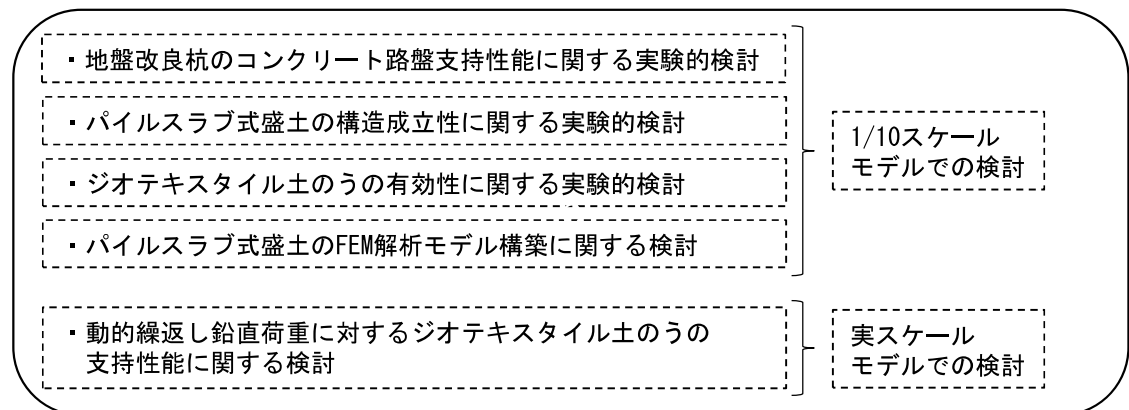
1.2 研究の目的

パイルスラブ式盛土は、これまで新幹線等に適用される高性能な盛土に対して適用されない、あまり良質でない建設発生土が適用可能な盛土構造の開発を目的として 1/10 スケールの盛土模型に対して模型振動台実験を行い、盛土内に敷設した補強材の加振時の盛土のすべりを抑制する効果や地盤改良杭のコンクリート路盤の支持性能について検討 ^{13)~15)}されており、施工性や経済性を踏まえ、地盤改良杭は改良率 10%、改良杭径 1.0m とすることで構造的に成立することが確認されている。しかし、コンクリート路盤と地盤改良杭のみでは、杭頭上の碎石層の拔出しによりコンクリート路盤が沈下すること、コンクリート路盤と地盤改良杭を剛結した場合にはコンクリート路盤が大きく応答し地盤改良杭に大きな断面力が作用し破壊する可能性があることが確認されている ¹⁵⁾。このため、地盤改良杭とコンクリート路盤を剛結させないことで杭頭部の損傷を抑え、かつ碎石層の拔出しを抑制する方法として杭頭上の碎石層をジオテキスタイルで包み込んだ大型のジオテキスタイル土のうの設置が提案された ¹⁶⁾。この杭頭上にジオテキスタイル土のうを配置したパイルスラブ式盛土の 1/10 スケール模型に対する模型振動台実験の結果、ジオテキスタイル土のうが杭頭上の碎石層の拔出しを防止することでコンクリート路盤の沈下が抑制され、また水平変位についても抑制効果があること、地盤改良杭は杭上部の 1/2~1/3 の範囲において発生したクラック面を境に傾斜するが、クラック面における杭体の水平方向のずれは確認されず、地盤改良杭は加振後もコンクリート路盤の支持性能を有していることが確認されている ¹⁷⁾。

本研究は、パイルスラブ式盛土に適用されるジオテキスタイル土のうに着目している。これまで 1/10 スケール模型で確認されてきたパイルスラブ式盛土の耐震性能に対し、本研究では、実物大のジオテキスタイル土のう模型に対する地震時水平抵抗特性及び実物大のパイルスラブ式盛土の動的挙動を検証し、実用化に向けたパイルスラブ式盛土の適用範囲を明らかにすることを目的に研究を実施した。図-1.6 にパイルスラブ式盛土の検討経緯と本研究の目的の関係を示す。

- ① ジオテキスタイル土のうには、一般的に盛土天端に用いられる碎石層と同等のせん断特性が求められる。このため、本研究ではジオテキスタイル土のうの静的水平せん断挙動の特性を検討するため、実物大のジオテキスタイル土のうに対し正負交番水平載荷試験を実施した。また、動的水平せん断挙動の特性を検討するため、実応力状態を再現したジオテキスタイル土のう模型に対して模型振動台実験を実施した。
- ② パイルスラブ式盛土の実用化に当たっては、実物大のパイルスラブ式盛土の動的挙動及び適用範囲を明らかにする必要がある。本研究では、実物大のパイルスラブ式盛土モデルに対し有限要素法解析（以降、FEM 解析）を行い、動的挙動について検討を行った。また、地盤改良杭の応力状態については骨組みモデルによる静的非線形解析により検討することで、パイルスラブ式盛土の適用範囲について検討を行った。

【パイルスラブ式盛土の検討経緯】



【本研究の目的】

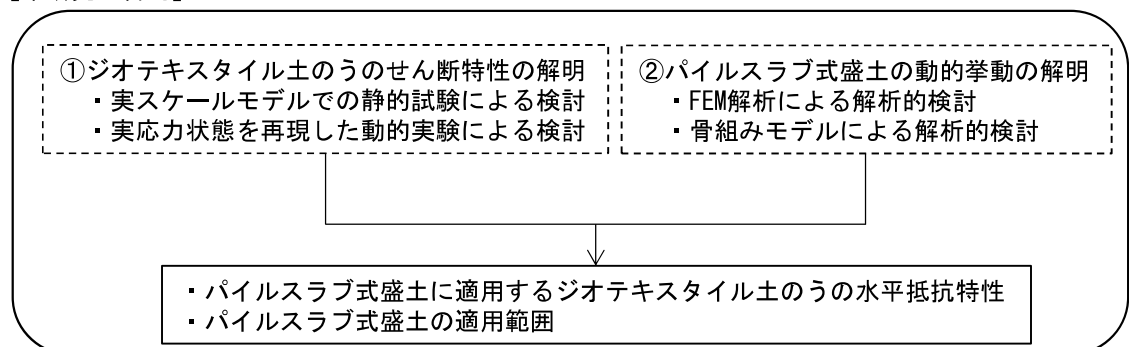


図-1.6 パイルスラブ式盛土の検討経緯と本研究の目的

1.3 本論文の構成

本論文は、図-1.7 に示す全6章で構成している。以下に各章の概要を示す。

第1章「序論」では、本研究の背景、目的について述べ、本論文の構成を示した。

第2章「パイルスラブ式盛土の構造と本研究の位置づけ」では、パイルスラブ式盛土の構造概要及びパイルスラブ式盛土に関する既往の研究、パイルスラブ式盛土以外の土のう活用方法に関する既往の研究について整理し、本研究の課題や検討すべき項目を明確にした。

第3章「ジオテキスタイル土のうの静的水平せん断挙動の特性」では、実物大のジオテキスタイル土のう模型に対して正負交番水平載荷試験を行い、L2 地震動相当の水平力が作用した際のジオテキスタイル土のうの水平せん断特性に対する検討を行った。

第4章「ジオテキスタイル土のうの動的水平せん断挙動の特性」では、実応力状態を再現したジオテキスタイル土のう模型に対し模型振動台実験を行い、L2 地震動相当の加振を受けたジオテキスタイル土のうの動的せん断特性に対する検討を行った。また、加振履歴を受けたジオテキスタイル土のう模型に対し、L2 地震動相当の再加振を行い、加振に伴うジオテキスタイル土のうのせん断特性の変化について検討を行った。

第5章「実大パイルスラブ式盛土の動的挙動と適用範囲」では、実物大のパイルスラブ式盛土モデルに対し2次元動的FEM解析を行い、ジオテキスタイル土のうの動的挙動、実物大パイルスラブ式盛土の動的挙動について検討を行うとともに、骨組みモデルに対する静的非線形解析により地盤改良杭の応力状態を確認するとともに、パイルスラブ式盛土の適用範囲について検討を行った。

第6章「結論」では、各章で得られた結論を整理し、今後の展望を述べた。

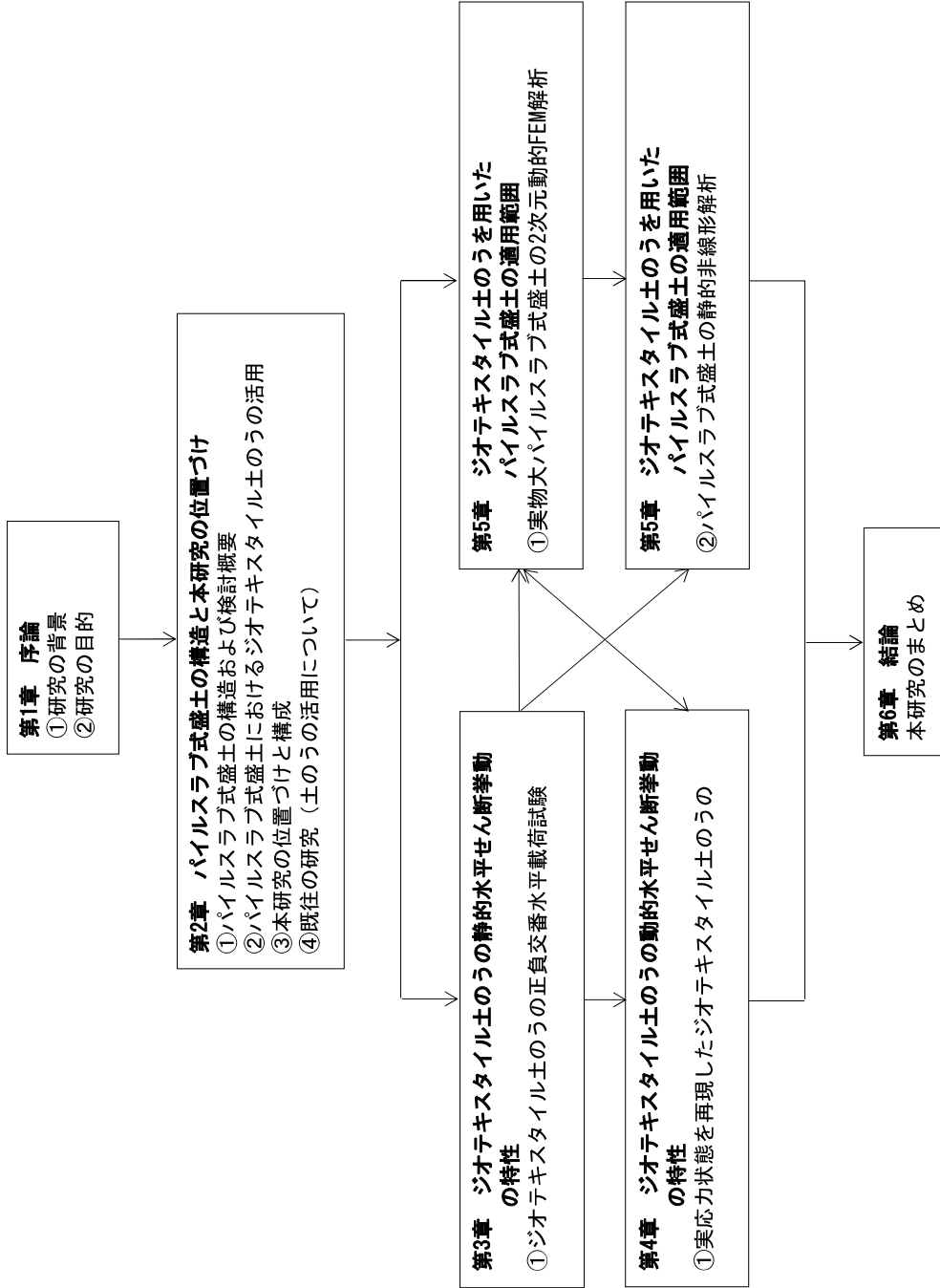


図-1.7 本論文の構成

参考文献（第1章）

- 1) 篠田昌弘：鉄道技術 来し方行く末 土構造物，RRR，Vol.73，No.1，pp.28-31，2016.
- 2) 生馬道紹，内藤宗夫：新幹線の構造物計画，コンクリート工学，Vol.49，No.1，pp.27-31，2011.
- 3) 舘山勝：土構造物の耐震性診断と対策，地盤工学会誌，Vol.59，No.7，pp.82-89，2011.
- 4) 国土交通省鉄道局監修：鉄道総合技術研究所編，鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物 平成25年改編，2013.
- 5) 国土交通省鉄道局監修：鉄道総合技術研究所編，鉄道構造物等設計標準・同解説 省力化軌道用土構造物，1999.
- 6) 舘山勝：鉄道における土工技術と性能規定化の動向，建設の施工企画，pp.33-39，2009.
- 7) RRR 工法協会：RRR-B 工法（補強盛土工法）設計・施工マニュアル，2001.
- 8) 国土交通省鉄道局監修：鉄道総合技術研究所編，鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物，2012.
- 9) 丸山修，米澤豊司：整備新幹線の土構造物の新技術，基礎工，Vol.39，No.8，pp.31-38，2011.
- 10) 国土交通省道路局：道路土工構造物技術基準 関係資料，2015.
- 11) 曾我大介，川中島寛幸，磯谷篤実，景山隆弘，白根岳，中島進：新幹線土構造物における盛土材料の分類見直しに関する研究（その1）近年の新幹線本線盛土の施工状況，第55回地盤工学会研究発表会，pp.22-7-3-01，2020.
- 12) 田端尚子，橋本和佳，小島謙一，坂本寛章，矢崎澄雄：2次元解析における盛土に構築した地盤改良杭のモデル化，第45回地盤工学研究発表会，pp.995-996，2010.
- 13) 坂本寛章，小島謙一，米澤豊司，森野達也，丸山修，鈴木喜弥：パイルスラブ式盛土の模型振動台実験—緩衝材の選定—，土木学会第65回年次学術講演会，pp.727-728，2010.
- 14) 森野達也，丸山修，米澤豊司，青木一三，小島謙一，坂本寛章：ジオテキスタイルで補強したパイルスラブ式盛土の振動台実験，ジオシンセティック論文集，第25巻，pp.141-146，2010.
- 15) 坂本寛章，小島謙一，森野達也，米澤豊司，丸山修，青木一三：地盤改良杭で軌道面を支持する補強盛土構造の地震時挙動，ジオシンセティック論文集，第26巻，pp.63-68，2011.

- 16) 小島謙一，野中隆博，米澤豊司，森野達也，丸山修，鈴木喜弥，青木一二三，太田剛弘：路盤を杭で支持する補強盛土における頭部構造の評価，第47回地盤工学研究発表会，pp.991-992，2012.
- 17) 野中隆博，小島謙一，瀧山清美，森野達也，陶山雄介，青木一二三：改良杭頭部にジオテキスタイル土のうを用いたパイルスラブ式盛土の振動実験について，ジオシンセティック論文集，第28巻，pp.73-80，2013.
- 18) 国土交通省鉄道局監修：鉄道総合技術研究所編，鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012.

第2章 パイルスラブ式盛土の構造と本研究の位置づけ

2.1 はじめに

本章では、パイルスラブ式盛土に関連する既往の研究として、2.2 では模型実験によるパイルスラブ式盛土の構造検討及び耐震性に関する研究について、また実験結果を踏まえて整理された設計手法について概説する。2.3 では土のうに関する既往の研究として、パイルスラブ式盛土におけるジオテキスタイル土のうの鉛直支持性能に関する研究について、また、土のうの活用工法として近年の基礎補強等で活用されている土のうの変形特性に関する研究について概説、整理する。2.4 では既往の研究を踏まえ、パイルスラブ式盛土に用いるジオテキスタイル土のうの役割と本研究の位置づけについて述べる。

2.2 縮小 1/10 模型実験によるパイルスラブ式盛土の構造検討及び耐震性に関する既往の研究

2.2.1 パイルスラブ式盛土の 1/10 スケール模型振動台実験

(1) パイルスラブ式盛土の地盤改良杭の効果

パイルスラブ式盛土は、列車、軌道、コンクリート路盤等の鉛直荷重を L2 地震時以外は地盤改良杭及び盛土体により応力分担して支持する構造である。米澤ら¹⁾²⁾は、パイルスラブ式盛土の構造を検討する上で、1/10 スケールの盛土模型に対する振動台実験を行い、地盤改良杭を配置しない無対策の盛土に対し、パイルスラブ式盛土は盛土内に構築した地盤改良杭がコンクリート路盤を支持することで、L2 地震時においてもコンクリート路盤の沈下を抑制することを確認した。また、坂本ら^{3)~5)}はコンクリート路盤と地盤改良杭間の杭頭部構造は変えず、地盤改良杭の改良率は一定として杭間隔や杭径を変化させた場合の加振時コンクリート路盤の沈下量や水平変位量の違い及び盛土の沈下に対する影響について、1/10 スケール模型に対する振動台実験により確認した。

これらの結果、盛土内に構築する地盤改良杭の杭間隔や杭径を変化させた場合、コンクリート路盤の沈下量や水平変位量に関しては地盤改良杭の本数が多い方がやや優れているものの、どちらの場合も無対策盛土と比較しコンクリート路盤及び盛土の変位を抑制できることが確認された。しかし、図-2.1 に示すようにコンクリート路盤と杭頭部間を碎石層とした場合、地震動が大きくなるに

つれて盛土体が沈下し、盛土体天端の碎石層にも沈下が生じた。一方、地盤改良杭は沈下しないものの、コンクリート路盤と杭頭部間の碎石層は固定されていないため、盛土体、盛土体天端の碎石層の沈下に伴い杭天端の碎石層も抜け出すことでコンクリート路盤が想定よりも沈下することが確認された⁵⁾。なお、杭頭部の碎石層抜け出しを抑制する工法として、杭頭部に碎石層は設けず、コンクリート路盤と杭体をつなぐ構造が検討された⁵⁾⁶⁾。しかし、この場合には入力地震動に対するコンクリート路盤の応答倍率は2.6倍と杭頭部を碎石層とした場合のコンクリート路盤の応答倍率1.2倍と比較し大きく、地震時に地盤改良杭へ大きな断面力が作用し破壊する恐れがあることが示唆され、杭頭部に大きな応力が作用することや列車走行安全性に対して課題が残ることが確認された⁵⁾⁶⁾。コンクリート路盤の応答を増幅させず地盤改良杭に力を伝えない点で盛土天端に碎石を用いることは効果的である。また、施工性や経済性、維持管理の点から、新たな物質や特殊な工法を用いるよりも現状の碎石を有効利用する方が適している。このため、杭頭部には碎石を用いることとし、地震時に杭頭部の碎石の抜け出しを抑制する工法として、小島ら⁶⁾は地盤改良杭頭部にジオテキスタイルを用いた大型土のう（以降、ジオテキスタイル土のう）を設置することにより碎石の抜け出しを防止する案を提案した。ここで、ジオテキスタイルは、ある程度の引張強度を有しており、耐久性に優れ、盛土内でも腐食しない材料であることから採用されたものである。なお、ジオテキスタイルには様々な種類があるが、ここではビニロン繊維を主材料としたジオグリッドを想定している。

図-2.2にはジオテキスタイル土のう概要図を示す。ジオテキスタイル土のうは、ジオテキスタイルを2枚直交に配置し、粒調碎石を盛土天端の碎石層と同じ締固め度95%に締固め、ジオテキスタイルで包むことで杭頭部全体を覆う大きさの土のうとしたものとなっている。

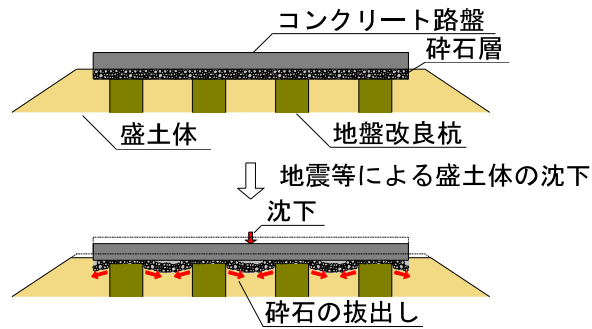


図-2.1 碎石層拔出しによるコンクリート路盤沈下のイメージ⁷⁾に加筆

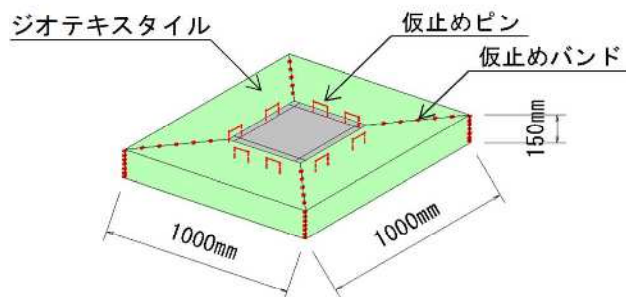


図-2.2 ジオテキスタイル土のう概要図⁶⁾に加筆

(2) 杭頭部にジオテキスタイル土のうを用いたパイルスラブ式盛土の耐震性に関する既往の研究

野中ら^{8),9)}は、地盤改良杭の杭頭部にジオテキスタイル土のうを用いたパイルスラブ式盛土の地震時挙動を確認するため、図-2.3 に示す半断面モデルの 1/10 スケールのパイルスラブ式盛土模型に対し振動台実験を行い、パイルスラブ式盛土の耐震性、ジオテキスタイル土のうの有効性について確認を行っている。本実験におけるジオテキスタイル土のう模型は、コンクリート路盤下の碎石層と同じ 10mm 未満に粒度調整した碎石を建築資材の養生用メッシュシートを用いて包み込んだ形状となっている（図-2.4）。メッシュシートの引張強度は実際のジオテキスタイル（製品保証強度 81kN/m）の 1/5 程度であり、相似則としては実物の 2 倍程度の強度となっている。ジオテキスタイル土のう模型に、メッシュシートが用いられた理由としては、ジオテキスタイル土のうのせん断特性としては拘束された碎石層の特性が主体であると考えられるため、実験では盛土全体の定性的な挙動を把握する上では問題ないと考えられたためである⁸⁾。

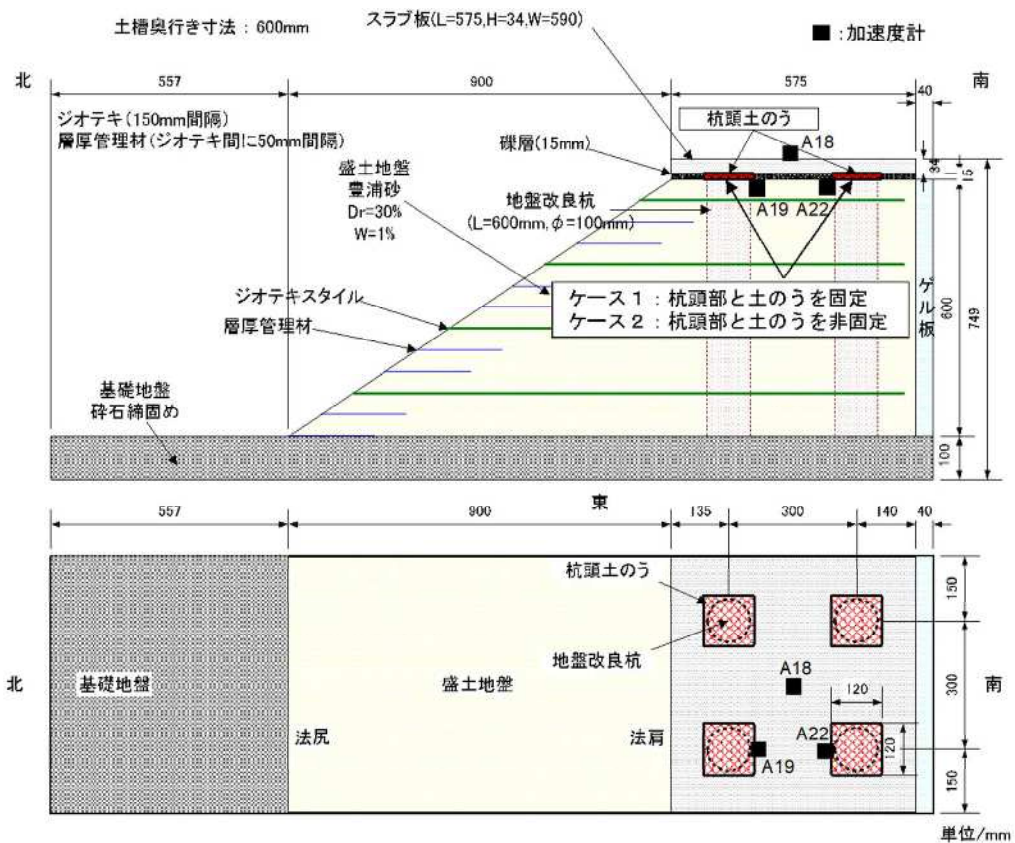


図-2.3 振動台実験模型概要図^{8),9)}

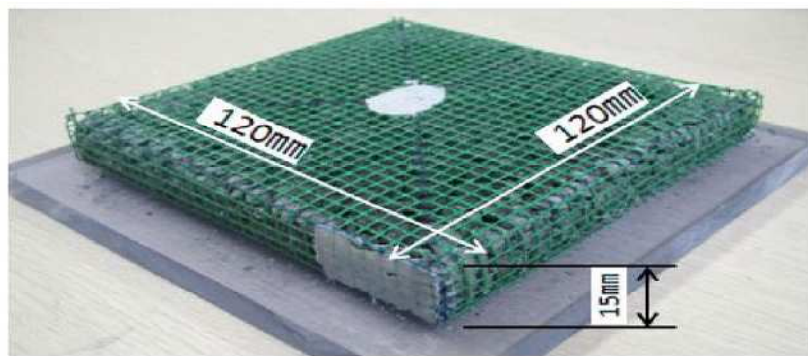


図-2.4 ジオテキスタイル土のう模型⁸⁾

要求性能を満たす杭頭部構造として、ジオテキスタイル土のうは上下面の一方のみを固定した状態でも問題ないと考えられる。ジオテキスタイル土のう上面とコンクリート路盤もしくはジオテキスタイル土のう下面と杭天端の固定方法を考えた場合、施工性の観点から型枠等が不要なことが望

ましい。このため、ジオテキスタイル土のう上下面の一方向を固定する方法として、実施工ではジオテキスタイル土のう上面にコンクリートを直接打設することで固定するものとされている。模型においては、コンクリート路盤を模擬したスラブ板とジオテキスタイル土のう模型上面は接着剤により結合されている。一方で、ジオテキスタイル土のう模型下面と地盤改良杭頭部は、ジオテキスタイル土のう自身のせん断特性を確認することを目的にした固定と杭頭部に設置するだけの実現場での施工を考慮した非固定の2ケースとして、ジオテキスタイル土のう模型下面の結合状態の違いによる確認が行われている。図-2.5には、土のう下面固定状態の800Gal加振後の状況⁹⁾を示す。

また、実験結果の一例として、図-2.6にコンクリート路盤の残留鉛直変位、図-2.7にコンクリート路盤の残留水平変位を示す。

図-2.6, 2.7では、ジオテキスタイル土のう模型下面と地盤改良杭頭部を固定、非固定としたケースの他に地盤改良杭を打設しない無対策のケース、地盤改良杭頭部を碎石層のままとしたジオテキスタイル土のうが無いケースの結果も示している。ジオテキスタイル土のう有りの場合、コンクリート路盤の残留鉛直変位は800Gal加振後も他のケースと比較し沈下がほとんど発生しておらず、ジオテキスタイル土のうによる地盤改良杭頭部の碎石層の拔出しを防止する効果が確認された。また、コンクリート路盤の残留水平変位についても無対策やジオテキスタイル土のうが無いケースと比較し、ジオテキスタイル土のうが有るケースは変位量が小さいことが確認された。なお、ジオテキスタイル土のうを用いた構造においても、杭頭部とジオテキスタイル土のうを固定したケースと非固定としたケースで差が確認された。固定したケースの場合、500Gal以降については土のうのせん断変形¹⁰⁾の他、地盤改良杭の変形が卓越し杭頭部の変形に追従するため水平変位が累積する傾向を示している。それに対し、非固定のケースでは最終的な残留水平変位は2mm程度であり水平変位が抑制されている。これは、非固定の場合、500Gal以降では+側の水平変位も生じており、土のうのせん断変形のみでなく、杭の変形に伴う挙動と杭頭部での土のうの滑動変位が複合した複雑な挙動になったものと考えられる。このように非固定のケースでは固定ケースのように地盤改良杭の変形による挙動が支配的とならないため、残留水平変位は杭頭部での土のうの揺れ戻しの影響により固定ケースと比較し残留水平変位量が小さくなったと考えられると野中ら⁸⁾は報告している。

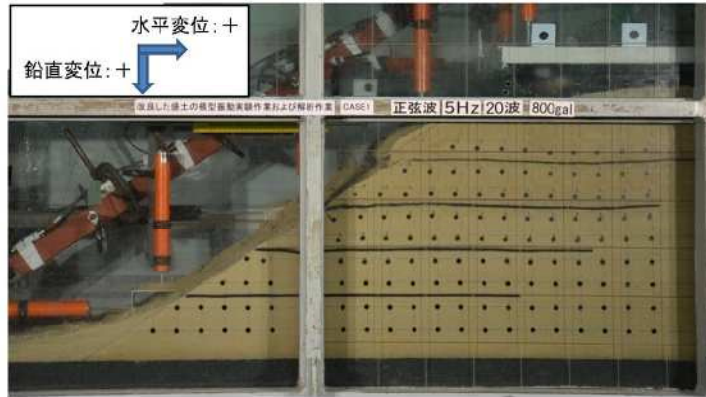


図-2.5 コンクリート路盤の残留鉛直変位⁹⁾

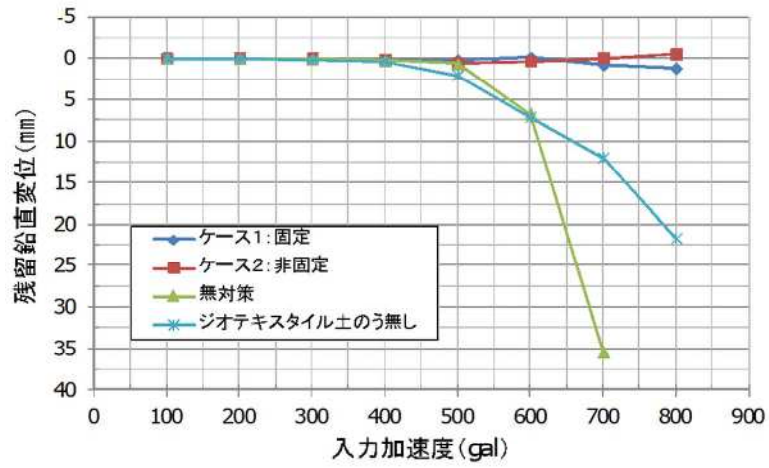


図-2.6 コンクリート路盤の残留鉛直変位⁹⁾

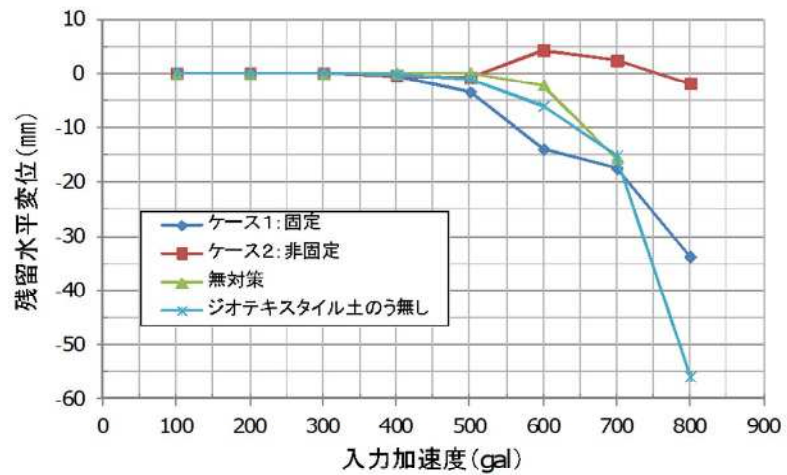


図-2.7 コンクリート路盤の残留水平変位⁹⁾

図-2.8 には、入力加速度とコンクリート路盤、地盤改良杭天端の加速度応答値の関係⁸⁾を示す。固定ケースの場合、入力加速度 500Gal までは、コンクリート路盤と地盤改良杭天端の加速度応答値がほぼ同じ値となっているが、600Gal 以降は地盤改良杭天端の加速度応答値に対し、コンクリート路盤の加速度応答値は 2~4 割程度小さい値であった。これは、500Gal まではコンクリート路盤と地盤改良杭天端が一体となって応答したのに対し、600Gal 以降はジオテキスタイル土のうのせん断変形により、地盤改良杭からコンクリート路盤への振動が減衰されたものと考えられることが報告されている⁸⁾。一方、非固定ケースでは、400Gal まではコンクリート路盤、地盤改良杭天端の加速度応答値がほぼ同じ値であり、コンクリート路盤と地盤改良杭天端が一体となって挙動している。500Gal 以降では、地盤改良杭天端の加速度応答値と比較し、コンクリート路盤の加速度応答値は小さくなっており、さらにコンクリート路盤の応答値は固定ケースよりも小さな値となっている。この結果について、野中ら⁸⁾は非固定ケースでは、ジオテキスタイル土のうのせん断変形の他、地盤改良杭頭部上をジオテキスタイル土のうが滑動することで、地盤改良杭からコンクリート路盤への振動の伝達が抑制されていると報告している。

これらの結果から、パイルスラブ式盛土のジオテキスタイル土のうは、地震時における地盤改良杭頭部上の碎石層の拔出しを防止することでコンクリート路盤の沈下を抑制すること、またジオテキスタイル土のう下面と地盤改良杭頭部を非固定とすることで、水平変位の抑制の他、地盤改良杭からコンクリート路盤へ伝達する振動の抑制効果もあることが確認された。

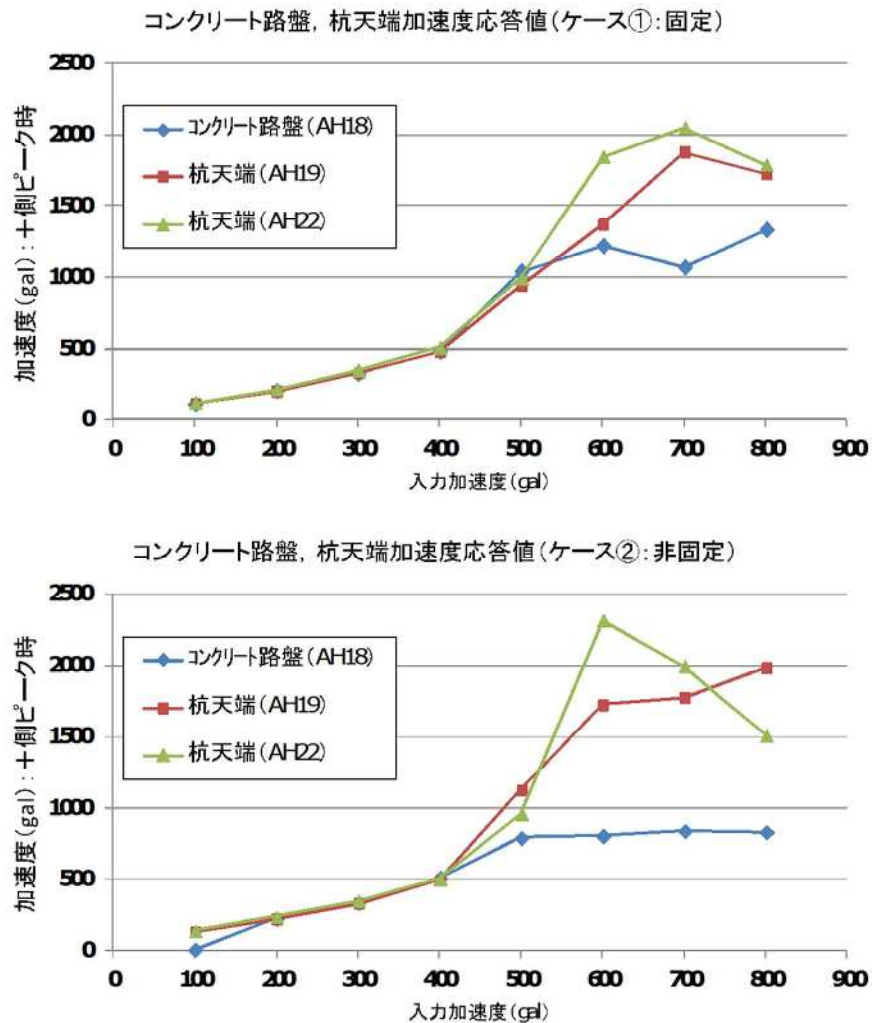


図-2.8 コンクリート路盤の残留鉛直変位⁸⁾

2.2.2 パイルスラブ式盛土の1/10スケール模型振動台実験再現解析

西山ら¹⁰⁾は、既往の振動台実験⁵⁾に対して2次元FEM動的解析を行い、パイルスラブ式盛土の実挙動再現に必要なモデル化及び解析手法の適用性について検討している。

パイルスラブ式盛土では、水平面内のせん断変形に加え、のり面付近の滑りや杭周辺の圧縮・引張挙動等の種々の方向に変形が生じるため、解析は任意方向の非線形性を扱えるマルチスプリングモデルに対応した解析コードであるFLIP¹¹⁾を用いており、図-2.9に示す半断面モデルと全断面モデルに対して行っている。なお、対象の実験ケースの地盤改良杭の杭頭部上はジオテキスタイル土のうではなく碎石層である。解析は2次元平面モデルのため、地盤改良杭は杭間隔により剛性・強

度を換算した等価物性とし、盛土が揺すり込み沈下等により沈下するとコンクリート路盤は地盤改良杭上部の砕石のみで支持されるため、地盤改良杭上部の砕石は杭幅のみの奥行としている。また、地盤改良杭・地盤間及び地盤改良杭上部の砕石・コンクリート路盤間には、図-2.10 に示すようにジョイント要素が配置されている。図-2.11 に解析結果の一例として全断面モデルのコンクリート路盤変位分布を示すが、提案する解析モデル、解析手法により、パイルスラブ式盛土の加速度挙動等を概ね再現できることが確認されている¹⁰⁾。

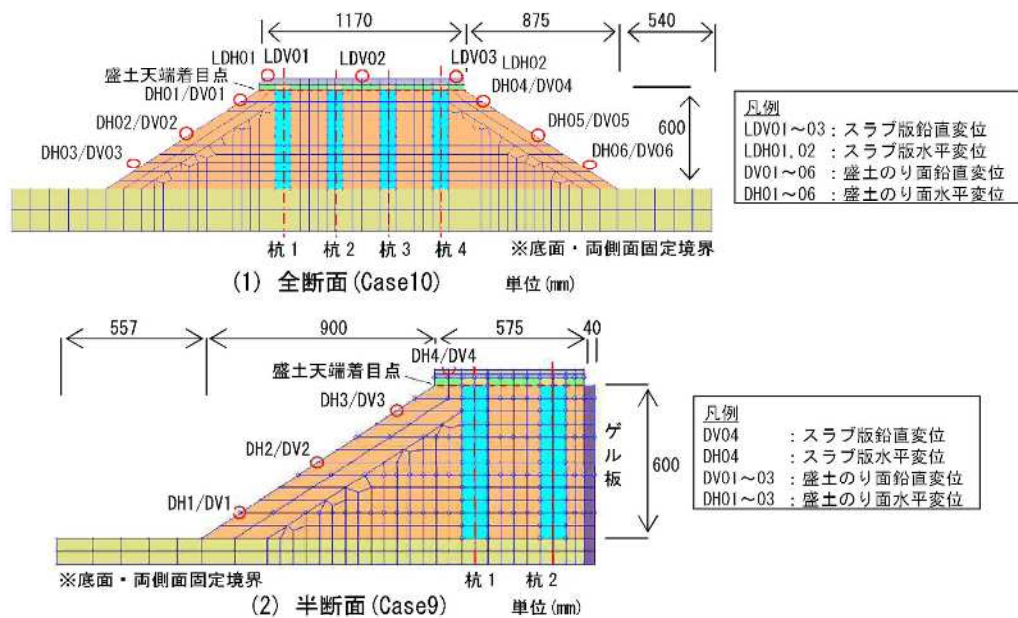


図-2.9 解析モデル概要¹⁰⁾に加筆

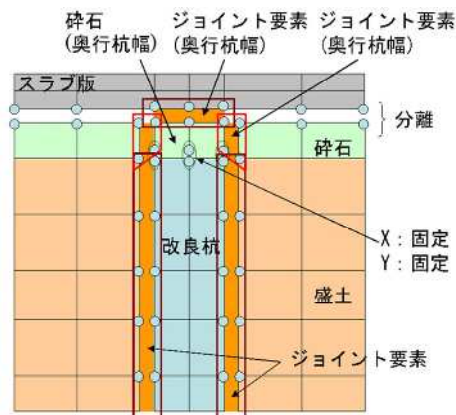


図-2.10 コンクリート路盤・地盤改良杭周辺のモデル化¹⁰⁾

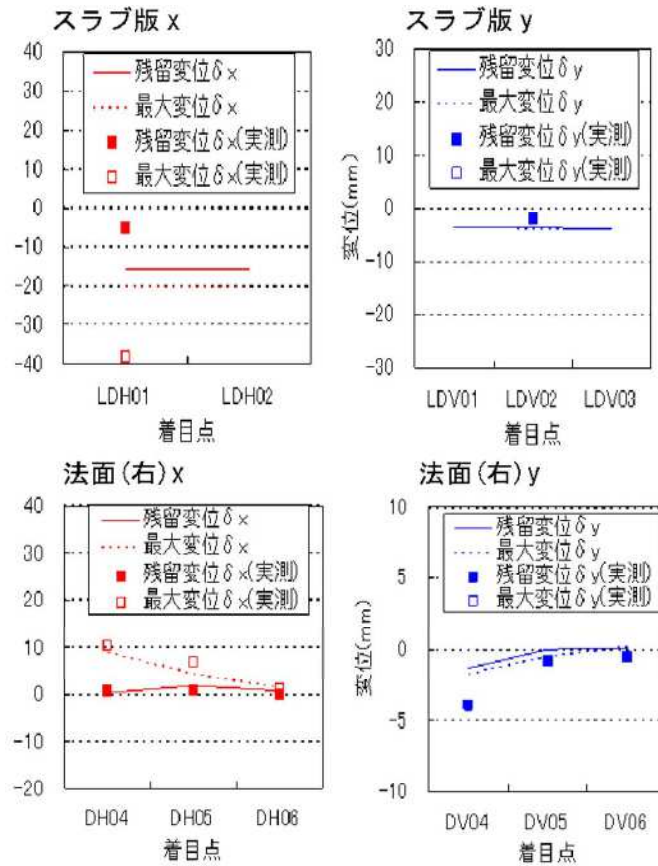


図-2.11 全断面モデルの変位分布 (900Gal) ¹⁰⁾

2.2.3 パイルスラブ式盛土の設計手法に関する検討

陶山ら¹²⁾は、パイルスラブ式盛土の設計手法について、これまでの振動台実験の結果から本構造体の各作用状態における破壊・変形モードを想定し、その破壊モードを数値計算としてモデル化できる解析手法を適用する必要があるとして、振動台実験の計測結果から得られた主な知見及び設計手法の検討における課題等を表-2.1に示すように整理している。この整理結果より、パイルスラブ式盛土を図-2.12に示すように設計時に考慮する構造体を盛土体と地盤改良杭・コンクリート路盤(スラブ版)に区分し、パイルスラブ式盛土の設計手法として各構造体の挙動に対して以下の3つの安定・変形計算手法を適用することを示した。

- ①円弧すべりモード：円弧すべり安定計算法，円弧すべり滑動変形計算法（ニューマーク法）
- ②揺すり込み沈下：累積損傷度理論に基づいた揺すり込み沈下計算法

③地盤改良杭・コンクリート路盤挙動：骨組みモデルによる静的非線形解析

また、地盤改良杭・コンクリート路盤挙動の解析モデルとして図-2.13 に示す骨組みモデルを示した。

表-2.1 振動台実験結果による知見と設計手法の検討における課題等¹²⁾

計測項目	計測結果による知見・設計手法の検討における課題等
標点画像解析	標点変位のベクトルから、加振により盛土体は揺すり込み沈下と円弧すべり変位が複合的に発生し、加振後に残留変位として累積したことが確認された。 この結果より、盛土体の設計として円弧すべり安定・変形計算および揺すり込み沈下量の計算を行う必要がある。
スラブ版変位計	加振時の応答変位と加振後の残留変位を計測した。 設計においては、鉛直変位・水平変位に着目し、最大応答変位および残留変位を再現できる手法を検討する必要がある。
加速度計	スラブ版、改良杭、盛土体のそれぞれの応答が 500gal を境界に挙動が変化した結果が得られた。 この結果より、設計における地震力の設定は、地表面地震動に対する増幅比率を考慮して決定する必要がある。
改良杭ひずみ計	模型構築時においては、スラブ版設置時の杭頭反力から、スラブ版荷重は杭および盛土上面の双方で支持しており、応力分担している結果が見て取れた。 加振時および加振後では、杭頭反力は大きくなり、盛土が沈下したため杭のみでスラブ版を支持する結果となった。また、杭の軸力の増加量はスラブ版荷重以上であり、盛土の沈下に伴い杭周面にネガティブフリクションが作用することが明らかとなった。
杭頭・杭底面上圧計	この結果より、ネガティブフリクションおよびスラブ版荷重の地震時と地震時以外での荷重分担の違いを考慮する必要がある。
解体後の改良杭観察	全ての改良杭にクラックが確認されており、杭のひずみ計や杭頭の加速度応答から、500gal 加振時にクラックが発生したと考えられる。ただし、クラック発生面でのずれはなく鉛直荷重に対する支持性能を維持していることが確認された。 この結果より、設計において改良杭の強度に応じた破壊・変形性能を考慮したモデル化を行う必要がある。

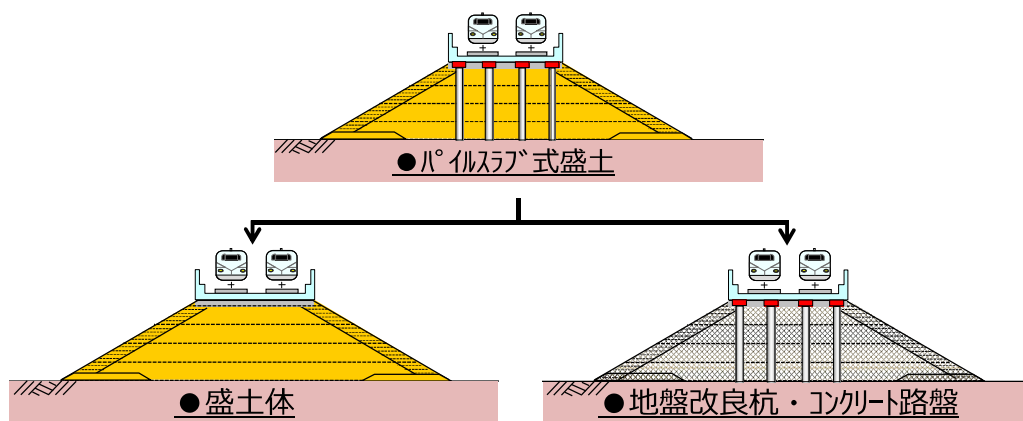


図-2.12 設計時に考慮する構造体

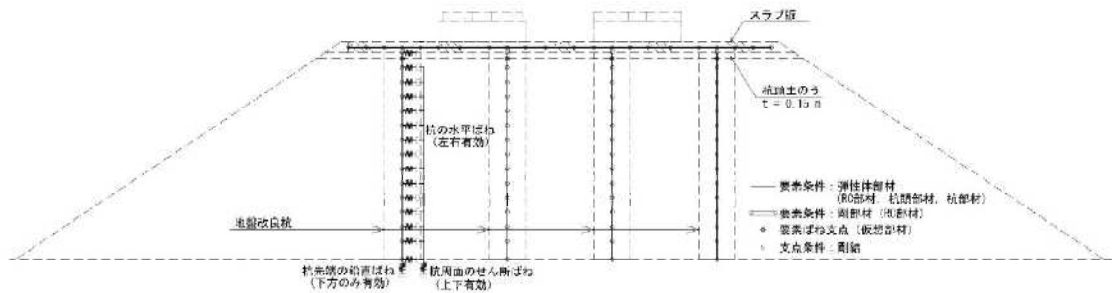


図-2.13 地盤改良杭・コンクリート路盤挙動の解析モデル¹²⁾

2.2.4 パイルスラブ式盛土に対する既往の研究の要点

以下に、パイルスラブ式盛土に対する既往の研究の要点を示す。

- 2.2.1 では、1/10 スケール模型振動台実験からパイルスラブ式盛土が省力化軌道を支持する盛土構造として適用可能であり、このためには杭頭部に土のうを設置することが必要なことを確認した。また、施工性や加振時に地盤改良杭へ作用する応力を抑制するためには、土のう下面を非固定とすることが望ましいことが確認された。
- 2.2.2 では、1/10 スケール模型振動台実験の再現解析から提案される解析手法でパイルスラブ式盛土の加振時挙動等を概ね再現できることが確認された。これにより、提案される解析手法を適用することで、実スケールのパイルスラブ式盛土の挙動の確認が可能なが示唆された。
- 2.2.3 では、既往の実験結果の整理から、実設計に向けて設計法の骨格が提示された。

2.3 構造物下面に配置する土のうの力学的挙動に関する既往の研究

2.3.1 ジオテキスタイル土のうの鉛直荷重に対する支持性能に関する既往の研究

振動台実験では、パイルスラブ式盛土の耐震性に着目して検討されているが、森野ら⁷⁾は小型土のう袋に粒度調整碎石 M40 を詰めて作製した中詰め土のうをジオテキスタイル（製品保証強度 81kN/m）で包み込んだ実物のジオテキスタイル土のうの一部を再現した模型（図-2.14）に対して新幹線荷重 6 年間の運行に相当する載荷回数 260 万回以上の動的鉛直荷重を載荷させた繰返し鉛直載荷試験により省力化軌道上を走行する新幹線による繰返し鉛直荷重に対するジオテキスタイル土のうの支持性能について検討を行った。試験の結果、死荷重による初期沈下を考慮したジオテキスタイル土のうの最大沈下量は 2mm 未満と小さく、また 1 年目以降の沈下量増分は微小であることから新幹線の列車走行安全性や維持管理上問題ないとの結論を得た（図-2.15）。

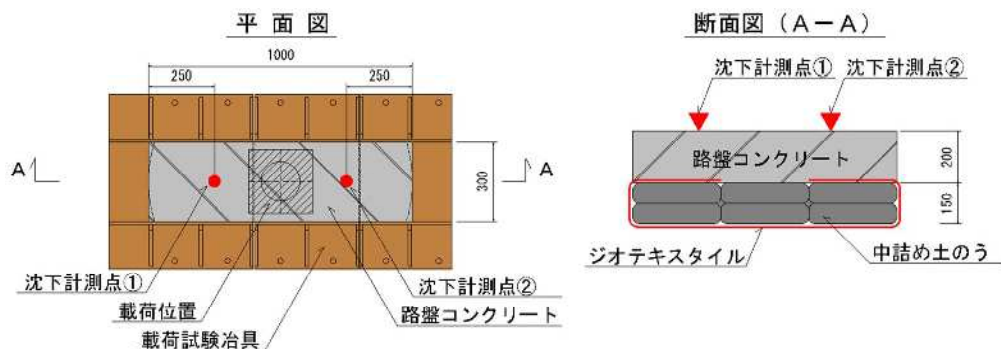


図-2.14 動的鉛直載荷試験供試体概要図⁷⁾

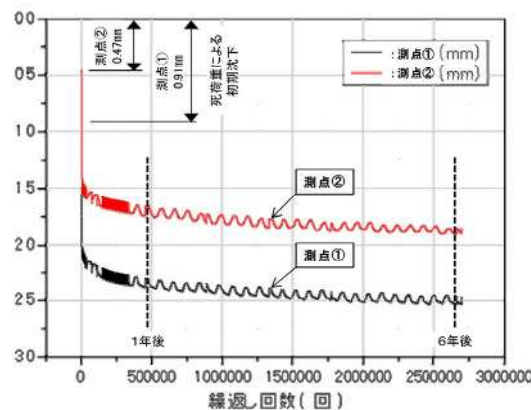


図-2.15 路盤沈下量と繰返し回数との関係⁷⁾

加えて、ジオテキスタイルの試験前後の強度低下の有無を確認するため、試験前後の複数のジオテキスタイルに対し平面チャック型の引張試験を実施し、各供試体にばらつきはあるものの、土のう底面角部のジオテキスタイルは試験前後でほぼ同等の引張強度を有していること、また破断ひずみについても同様の傾向であることを確認している。写真-2.1 にジオテキスタイル引張試験状況、図-2.16 に動的載荷試験後のジオテキスタイル採取位置、表-2.2 には動的載荷試験前後のジオテキスタイル引張試験結果を示す。一方、載荷に際し鉛直荷重の影響を直接受ける土のう底面中央部のジオテキスタイルは平均で12%の強度低下となっている。しかし、試験後の最も破断強度の低い値で1469kNと製品保証値1215kN（81kN/m×主方向目合15mm）となっている。この結果より、本試験で用いたような所定の強度を有する製品であれば、杭頭部に設置するジオテキスタイル土のうは、死荷重、新幹線の列車荷重に対しての鉛直支持構造として問題ないとされている⁷⁾。



写真-2.1 ジオテキスタイル引張試験状況⁷⁾

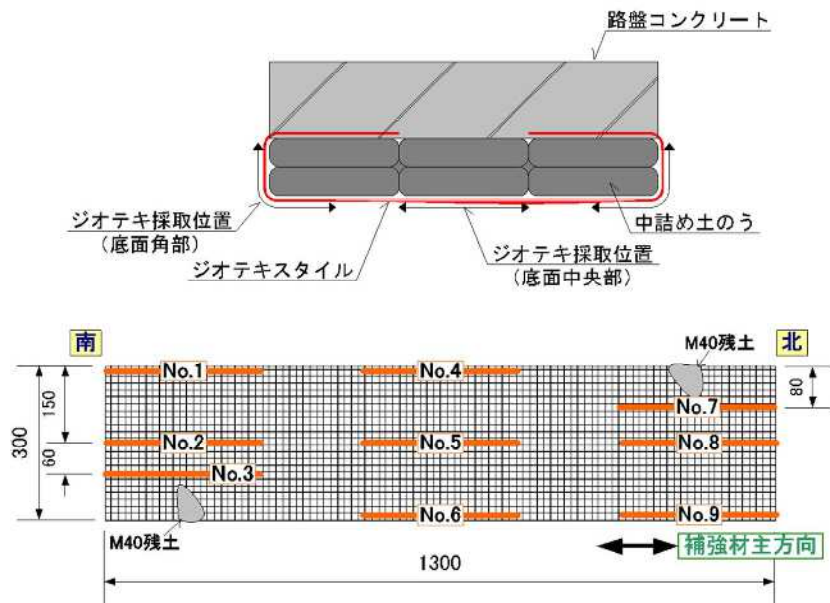


図-2.16 試験後のジオテキスタイル採取位置⁷⁾

表-2.2 動的載荷試験前後のジオテキスタイル引張試験結果⁷⁾

試験区分	試験番号	破断強度 (N)		破断変位 (mm)		破断ひずみ (%)	
		個別	平均	個別	平均	個別	平均
試験前	1	1749	1770	17.8	18.5	8.9	9.2
	2	1642		18.7		9.3	
	3	1919		19.0		9.5	
試験後採取	1	1827	1769	17.8	20.3	8.9	10.1
	2	1602		20.5		10.2	
	3	1878		22.6		11.3	
	4	1469	1558	14.0	15.1	7.0	7.6
	5	1695		16.3		8.2	
	6	1511		15.1		7.5	
	7	1985	1813	20.3	18.2	10.1	9.1
	8	1715		17.1		8.6	
	9	1739		17.2		8.6	

2.3.2 土のうの変形特性に関する既往の研究

補強材を基礎下面に水平に敷き詰めると支持力が増加することが確認^{例えば13)~15)}されているが、土のうについても地盤補強材として住宅基礎や構造物基礎の補強、土のう積み盛土や土のう積み擁壁等で活用されている^{16),17)}。

松岡ら¹⁸⁾は地盤の一部を包み込む支持力補強の発想から、アルミ丸棒を用いた支持力模型実験により、フーチング下の地盤の一部を包み込む補強と土のう形状のように地盤を包み込んで補強した場合の支持力の違いについて比較した。この結果、地盤を包み込んで補強した場合は支持力が大きく向上することを確認した。また、複数の和紙を水平に配置した場合と土のう積みの試験結果を比較し、土のう積みの方が極限支持力は高く、また極限支持力までの沈下量も小さいことを確認した。さらに、土のうの支持力補強の原理として、載荷重によって生じるダイレイタンスーによって土のう内部の土が体積膨張しようとするが、内部の土は土のうで包まれているため反力を受けて土のう内部の土の有効応力が増加することを明らかにした。また、山本ら¹⁹⁾は、この支持力模型実験に対し個別要素法によるシミュレーション解析を行い、解析が試験結果を良好に再現しており、これにより土のうの圧縮荷重、内部摩擦角及び包み込み材料の関係を示し、ダイレイタンスーと摩擦則によって補強部分の粒状体が完全に一体化する土のう式補強メカニズムを示した。松岡ら²⁰⁾は、これらの研究から図-2.17に示すように、土のう及び土のう中詰め材にかかる応力状態を示し、その予測式を導いた。飯塚ら²¹⁾は、土を円柱形状に締固め、その外周を藁巻き状にジオシンセティックスで覆った供試体に圧縮試験を行い、ジオシンセティックスによる補強効果と土の締固め度合いとの関係を調べている。さらに、有限要素解析の構成則に関口・太田による弾塑性体²²⁾を用いたジオシンセティックスと締固め土の力学的相互作用を模擬できる有限要素解析手法を提案し、補強材であるジオシンセティックスに作用する力は、締固め土のダイレイタンスー変形を拘束することによって生じ、締固め度合いの違いにより、ジオシンセティックスによる補強効果に差が生じることを明らかにした。

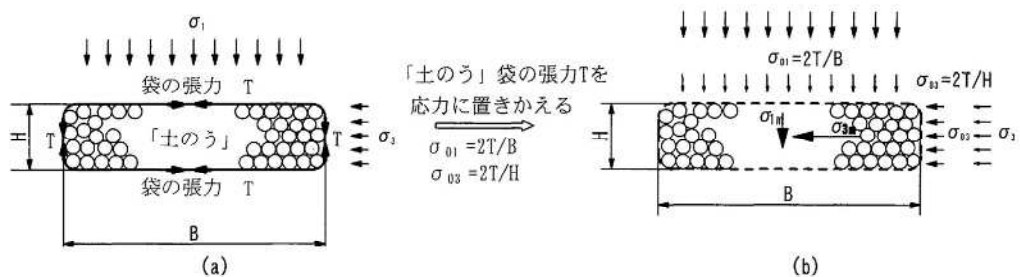


図-2.17 土のう及び土のう中詰め材にかかる応力状態²⁰⁾

繰返しせん断力を受ける土のうの挙動に関する研究として、山本ら²³⁾は、中詰め材を日光珪砂6号と白銀珪砂3号とした実物の土のう積層体2段及び6段の供試体に対し繰返しせん断試験を実施している。図-2.18に $\sigma=130\text{kPa}$ での土のう中詰め材(日光珪砂6号, 白銀珪砂3号)に対する単純繰返しせん断試験結果である $\tau/\sigma-\gamma$ の関係, 図-2.19には $\sigma=130\text{kPa}$ での土のう積層体6段の供試体に対する繰返しせん断試験結果である $\tau/\sigma-\gamma$ の関係を示す。中詰め材と土のう積層体の挙動を比較すると、中詰め材はせん断ひずみ $\gamma=1\%$ 時のせん断応力比 $\tau/\sigma-\gamma$ は0.5程度であるのに対し、土のう積層体はせん断ひずみ $\gamma=1\%$ 時のせん断応力比 $\tau/\sigma-\gamma$ は0.3程度と中詰め材と比較し小さな値となっている。なお、山本らは繰返しせん断試験結果より、各せん断ひずみ γ ごとに減衰定数 h_{eq} を算出し、中詰め材と土のう積層体の減衰定数 h_{eq} について比較した(図-2.20)。この結果、土のう積層体の減衰定数 h_{eq} は、せん断ひずみ γ が1%を越える範囲では中詰め材とほぼ同じかやや大きくなること、せん断ひずみ γ が1%以下の場合でも中詰め材のように減衰定数 h_{eq} が小さくなることはなく、土のう積層体は小さいひずみでも高い減衰性能を保持することを確認している。

なお、土のう積層体段数2段と6段で減衰定数 h_{eq} はほぼ同じ値(約0.3)であり、土のう積み基礎が設計に用いられるコンクリート構造物($h_{eq}=0.05$)や鋼構造物($h_{eq}=0.02$)の減衰定数と比較し1桁大きな値であることも確認している²³⁾。

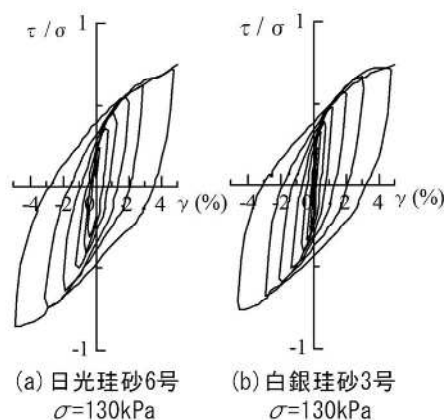


図-2.18 中詰め材の単純繰返しせん断試験結果²³⁾

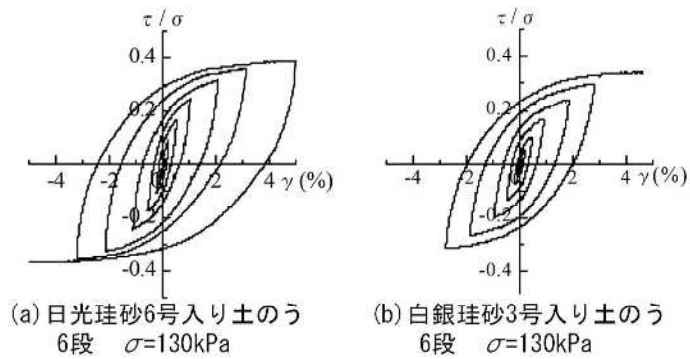


図-2.19 実物土のうの繰返しせん断試験結果²³⁾

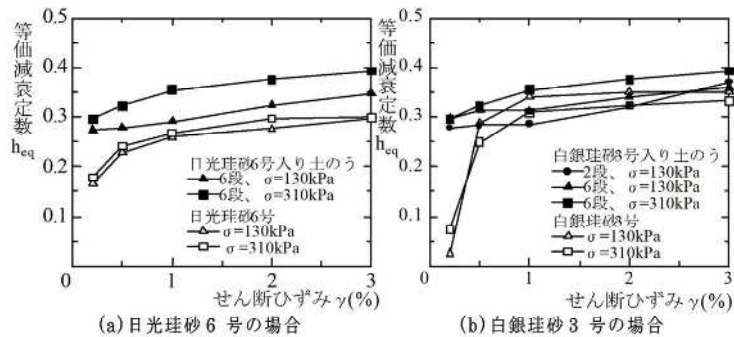


図-2.20 土のうと中詰め材の減衰定数の比較²³⁾

2.3.3 土のうの振動減衰効果に関する既往の研究

交通振動や建設工事に伴って発生する振動を遮断・吸収するため、振動対策工として経験的に土のうが用いられている事例がある。松岡ら²⁴⁾は建物や道路基礎に施工した土のう積層体に対して振動計測を行い、土のう積層体が地盤振動の発振側、伝播経路、受振側のいずれにおいても振動低減特性を有することを確認している。

村松ら²⁵⁾は、実物大の土のうで作製したフィールドテストによる実験結果と、弾塑性構成モデル subloading t_{ij} model²⁶⁾に基づいた動的弾塑性有限要素法による数値解析を比較し、土のうの振動減衰特性の評価手法を提案している。土のう積層体の減衰定数はせん断ひずみが 0.2%~1.0%の場合中詰め材のみの減衰乗数と比較して高い値²³⁾となることが確認されており、数値解析の結果、このせん断ひずみの範囲に土のう積層体が設置されている場合、土のう積層体に高い振動低減効果が得られることを確認している。

土井ら^{27),28)}は、杭基礎における杭頭とフーチングを剛結することで、耐震設計において構造物への地震作用が増大するほど、杭頭部の過密配筋や杭の大口径化などを招くケースがみられること、杭頭部の耐力を大きくした場合はく体に入力される慣性力も大きくなるためく体の大断面化をも招くといった問題に対し、構造物基礎に打設した杭頭部上に土のうを敷設することで、杭頭接合部の省略や杭の小口径化、構造物の直接基礎化による応答加速度の頭打ちを期待した小口径併用土のう基礎を提案している。また、提案構造に対する正負交番載荷試験や振動台実験、2次元FEM解析等により、鉛直支持力は支持地盤上に設置した直接基礎の橋脚と比較し、小口径併用土のう基礎と土のうを用いず杭のみとした場合で同等の性能を有しているが、杭の発生曲げモーメントは土のうを併用することで抑制できることを確認している。

2.4 パイルスラブ式盛土に用いるジオテキスタイル土のうの役割と本研究の位置づけ

パイルスラブ式盛土に用いるジオテキスタイル土のうは、**図-2.21**に示すように $\phi 1.0\text{m}$ の地盤改良杭頭部全体を覆う縦 1.2m ×横 1.2m 、高さは盛土天端の碎石層と同じ 0.15m の座布団形状⁹⁾であり、中詰め材は碎石層と同じ材料を用いている。また、碎石を包む材料は強度を有しており、腐食性がなく鉄道盛土に使用実績があり耐久性を保持している材料としてジオシンセティックが用いられている。これにより、ジオテキスタイル土のうは、地震時におけるコンクリート路盤と地盤改良杭頭部間の碎石抜出しを防止することでコンクリート路盤自体は沈下せず軌道の変形を抑えることを期待したものとなっている。

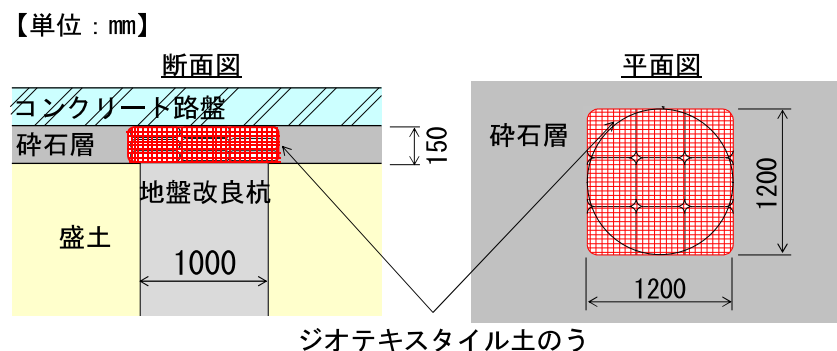


図-2.21 パイルスラブ式盛土に用いるジオテキスタイルの概要 ⁷⁾を基に作図

パイルスラブ式盛土に対する既往の研究では、2.2.1 で示したようにパイルスラブ式盛土の 1/10 縮小模型に対する振動台実験において杭頭部上の碎石拔出し防止によるコンクリート路盤の沈下抑制が確認されており、強振動時には杭天端の応答加速度と比較しコンクリート路盤の応答加速度が低減するジオテキスタイル土のうの振動抑制効果も確認されている。また、2.2.3 で示した模型振動台実験の結果を整理した設計手法、地盤改良杭・コンクリート路盤の解析モデルの提案に加え、2.3.1 で示した実スケールのジオテキスタイル土のうの動的鉛直載荷試験で、ジオテキスタイル土のうは列車走行安全性や維持管理上問題ないことが確認されている。しかし、地震時におけるジオテキスタイル土のう自体の水平抵抗特性については得られていない。また、2.2.2 で示したように 1/10 スケール模型の振動台実験再現解析が行われているが、実スケールのパイルスラブ式盛土に対する動的挙動は確認されていない。ジオテキスタイル土のうの水平抵抗特性を把握し、提案されている地盤改良杭・コンクリート路盤の解析モデルにジオテキスタイル土のうの水平抵抗特性を考慮すること、実スケールのパイルスラブ式盛土の動的挙動を確認しパイルスラブ式盛土の適用範囲を把握することは、パイルスラブ式盛土の実務設計において有益となる。

土のうに対する既往の研究としては、2.3.2 で示したように土のうが支持力補強として有効であることが確認されている。また、土のうの支持力補強に関して鉛直荷重を受ける場合の変形予測式が導かれており、個別要素法による圧縮試験シミュレーション解析により土のうの補強メカニズムが確認されている。加えて、繰返しせん断を受ける場合の変形特性については、繰返しせん断試験や振動台実験等で土のう積層体や小口径土のう基礎に減衰効果があることが確認されている。しかし、山本らの研究では日光珪砂を用いており、粒度調整碎石を中詰め材としジオテキスタイルを用いた土のうに対するせん断特性については確認されておらず、土のう積層体はせん断ひずみ 4%で $\tau/\sigma=0.4$ 程度と L2 地震動のような大きな水平力に対する抵抗までは得られていない。土井らの研究では橋脚等の構造物下面に配置する土のうを対象としており、パイルスラブ式盛土で想定する土のうに作用する鉛直荷重が路盤のような小さい荷重（新幹線に用いられるコンクリート路盤重量 15kN/m^2 程度）に活用した事例は見られない。

本研究では、L2 地震動のような大きな水平力が作用した際のパイルスラブ式盛土に用いるジオ

テキスタイル土のうの水平抵抗特性の解明を目的とし、かつジオテキスタイル土のうを用いた実大パイルスラブ式盛土の挙動予測及びパイルスラブ式盛土の適用範囲を確立するものである。

図-2.22 に既往の研究も踏まえたパイルスラブ式盛土の研究フローを示す。

なお、本研究で対象とする L2 地震動は、鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計²⁹⁾に示される鉄道土構造物の設計において応答値算定用の地震動として用いられる地表面設計地震動である土構造物照査波である。この土構造物照査波は、既往の地震観測記録より以下の想定した地震動に対して地盤応答解析を行い作成された地表面設計地震動に対して、ニューマーク法による盛土の滑動変位量が、観測記録に対してニューマーク法を適用した結果の非超過確率 90%を概ね満足するようにバンドパスフィルターを施したものであり、地盤の固有周期に応じて区分されている。本研究では、土構造物照査波のうち最大加速度が最も大きな洪積層が大半を占めるような地盤の土構造物照査波²⁹⁾の最大加速度 920Gal を想定する最大加速度とした。

①海溝型の地震：プレート境界で繰返し発生する Mw8.0 程度の海溝型地震が 60km 程度離れた地点で発生した場合の地震動

②内陸活断層型の地震：Mw7.0 程度の内陸活断層による地震が直下で発生した場合の地震動

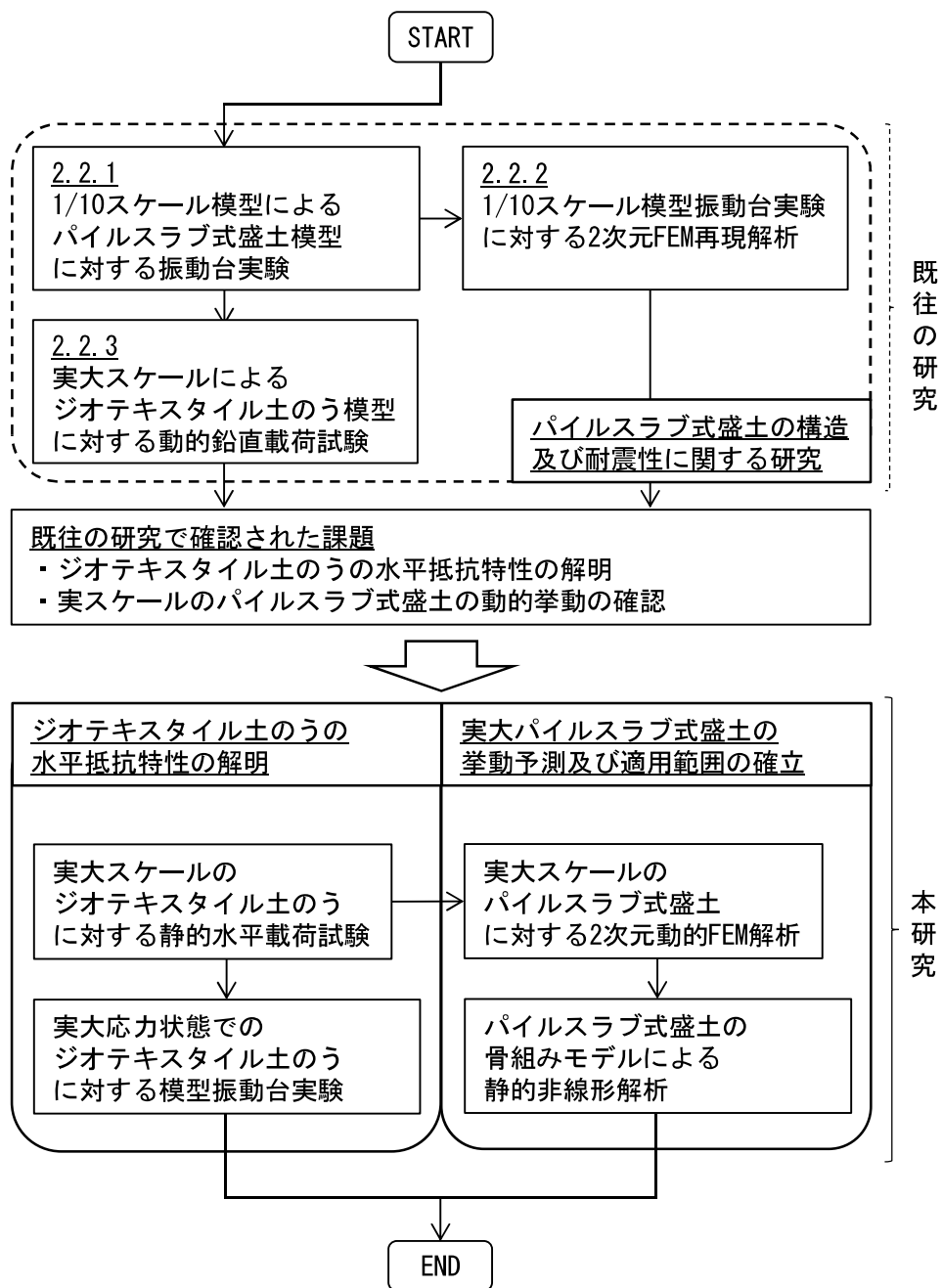


図-2.22 パイルスラブ式盛土の研究フロー

参考文献（第2章）

- 1) 米澤豊司, 丸山修, 武田栄広, 小島謙一, 坂本寛章: パイルスラブ式盛土の模型振動台実験—地盤改良杭の効果—, 土木学会第 65 回年次学術講演会, pp.731-732, 2010.
- 2) 森野達也・丸山修・米澤豊司・青木一三・小島謙一・坂本寛章: ジオテキスタイルで補強したパイルスラブ式盛土の振動台実験, ジオシンセティックス論文集, 第 25 巻, pp.141-146, 2010.
- 3) 坂本寛章, 渡辺健治, 丸山修, 米澤豊司, 森野達也, 清田三四郎, 青木一三: パイルスラブ式盛土の模型振動台実験—杭頭部の構造比較—, 第 46 回地盤工学研究発表会, pp.1103-1104, 2011.
- 4) 坂本寛章, 渡辺健治, 米澤豊司, 森野達也, 青木一三: パイルスラブ式盛土の模型振動台実験—改良間隔の比較—, 土木学会第 66 回年次学術講演会, pp.369-370, 2011.
- 5) 坂本寛章, 小島謙一, 森野達也, 米澤豊司, 丸山修, 青木一三: 地盤改良杭で軌道面を支持する補強盛土構造の地震時挙動, ジオシンセティックス論文集, 第 26 巻, pp.63-68, 2011.
- 6) 小島謙一, 野中隆博, 米澤豊司, 森野達也, 丸山修, 鈴木喜弥, 青木一三, 太田剛弘: 路盤を杭で支持する補強盛土における頭部構造の評価, 第 47 回地盤工学研究発表会, pp.991-992, 2012.
- 7) 森野達也, 丸山修, 米澤豊司, 佐藤貴史, 青木一三, 小島謙一, 野中隆博: 路盤を杭で支持する補強盛土における土のうを用いた杭頭部の動的鉛直載荷試験, 第 47 回地盤工学研究発表会, pp.993-994, 2012.
- 8) 野中隆博, 小島謙一, 瀧山清美, 森野達也, 陶山雄介, 青木一三: 改良杭頭部にジオテキスタイル土のうを用いたパイルスラブ式盛土の振動実験について, ジオシンセティックス論文集, 第 28 巻, pp.73-80, 2013.
- 9) 野中隆博, 小島謙一, 森野達也, 陶山雄介, 瀧山清美, 青木一三: 地盤改良杭と土のうで路盤を支持する補強盛土構造の模型振動台実験, 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.1165-1166, 2013.
- 10) 西山誠治, 森野達也, 陶山雄介, 青木一三, 小島謙一, 野中隆博: パイルスラブ式盛土の模型振動実験に関する動的解析, 土木学会第 68 回年次学術講演会, pp.25-26, 2013.
- 11) 井合進, 松永康男, 亀岡知弘: ひずみ空間における塑性論に基づくサイクリックモビリティのモデル, 港湾技術研究所報告, 第 29 巻, 第 4 号, pp.27-56, 1990.

- 12) 陶山雄介, 森野達也, 小島謙一, 野中隆博, 青木一二三, 矢崎澄雄: 路盤を杭で支持する補強盛土工法の設計の考え方, 第10回地盤工学会関東支部発表会概要集 (DVD), A0181, 2013.
- 13) Binquet, J. and Lee, K. L. : Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.101(GT12), Proc. Paper 11792, pp.1241-1255, 1975.
- 14) Binquet, J. and Lee, K. L. : Bearing Capacity Analysis of Reinforced Earth Slabs, Journal of the Geotechnical engineering Division, ASCE, Vol.101(GT12), Proc. Paper 11793, pp.1257-1276, 1975.
- 15) 楊俊傑, 落合英俊, 林重徳: ジオグリッド補強基礎地盤の支持力特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.499/III-28, pp.117-126, 1994.
- 16) 松岡元, 山口啓三郎, 劉斯宏, 児玉仁, 山路耕寛: 「土のう」積み擁壁や「土のう」による建物基礎補強の施工例, 第35回地盤工学研究発表会, pp.1077-1078, 2000.
- 17) 山本春行, 松岡元, 山口啓三郎: 「土のう」積みコラム (パイル) 基礎の施工例, 第37回地盤工学研究発表会, pp.1377-1378, 2002.
- 18) 松岡元, 劉斯宏: 地盤の一部を包み込む支持力補強方法に関する研究, 土木学会論文集, No.617, III-46, pp.235-249, 1999.
- 19) 山本修一, 松岡元: 個別要素法による「土のう」式補強地盤の支持力試験シミュレーション, 土木学会論文集, No.529, III-33, pp.125-134, 1995.
- 20) 松岡元, 劉斯宏, 長谷部智久, 島尾陸: 土のう積層体の変形・強度特性と設計法, 土木学会論文集, No.764, III-67, pp. 169-181, 2004.
- 21) 飯塚敦, 平田昌史, 太田秀樹: ジオシンセティックスによるダイレイタンシー拘束効果, 土木学会論文集, No.680, III-55, pp.15-28, 2001.
- 22) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Specialty Session9, 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp.229-239, 1977.
- 23) 山本春行, 松岡元, 島尾陸, 長谷部智久, 服部真人: 土のう積層体の繰返しせん断特性と減衰定数, 第38回地盤工学研究発表会, pp.2271-2272, 2003.
- 24) 松岡元, 安藤友宏: 土のう積層体による地盤振動の発進側・伝播経路・受振側での低減法, 土

木学会論文集 C, No.62, No.2, pp.379-389, 2006.

- 25) 村松大輔, 叶斌, 張鋒: 土のうの振動低減効果に関する数値シミュレーション, 地盤工学ジャーナル, Vol.4, No.1, pp.71-80, 2009.
- 26) Nakai, T. and Hinokio, M. : A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, Soils and Foundations, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.
- 27) 土井達也, 押田直之, 山田聖治, 室野剛隆, 張鋒: 小型杭併用土のう基礎の地震時応答特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.65A, pp.164-177, 2019.
- 28) 土井達也, 押田直之, 月岡桂吾, 山田聖治, 室野剛隆: 小型杭土のう併用基礎の荷重-変位関係に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1, Vol.75, No.4, pp.I_306-I_315, 2019.
- 29) 国土交通省鉄道局監修: 鉄道総合技術研究所編, 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012.

第3章 ジオテキスタイル土のうの静的水平せん断挙動の特性

3.1 はじめに

パイルスラブ式盛土の杭頭部の構造は、施工性や経済性に優れていることに加え、コンクリート路盤の沈下を抑え、コンクリート路盤の応答を増幅させず地盤改良杭の損傷を抑制する性能が要求される。

ジオテキスタイル土のうによる杭頭部構造は、ジオテキスタイル土のうにより杭頭部の碎石を包み込んだ構造であり、地震時における杭頭部からの碎石の抜け出しを防止することに加え、碎石を拘束することによる支持性能の向上が期待できる。杭頭部構造の違いによる検討としては、土のう下面を固定した状態、非固定とした状態の1/10スケールのパイルスラブ式盛土に対する模型振動台実験¹⁾により確認されている。コンクリート路盤の水平変位抑制効果、ジオテキスタイル土のうによる地盤改良杭からコンクリート路盤へ伝達する振動の抑制効果は、非固定状態の方が大きな効果であることが確認¹⁾されており、パイルスラブ式盛土においては施工性や加振時に地盤改良杭へ作用する応力を抑制する杭頭部構造として、ジオテキスタイル土のう下面と杭頭部は非固定とし、水平荷重に対しては土のうと杭頭部との摩擦で水平抵抗する構造となっている。ジオテキスタイル土のうの特徴として、中詰め材は、通常の鉄道盛土に用いられる碎石層と同じ材料のため、特殊な工法や材料を用いる必要がなく施工性・経済性に優れている。加えて、実施工を考慮し、ジオテキスタイル土のう上面に直接路盤コンクリートを打設することで、コンクリート路盤とジオテキスタイル土のう上面を結合する構造としている。杭頭部構造にジオテキスタイル土のうを適用するにあたり、地震時荷重に対するジオテキスタイル土のう自体の抵抗特性、およびその挙動を把握することが重要である。本章では、ジオテキスタイル土のうのL2地震動相当の水平荷重に対する抵抗特性、挙動を確認するために実施した杭頭部に設置した実物大ジオテキスタイル土のう模型に対する正負交番水平載荷試験の結果と考察²⁾について述べる。

3.2 ジオテキスタイル土のう下面が固定状態の水平載荷試験

3.2.1 試験概要

パイルスラブ式盛土においてジオテキスタイル土のう下面と杭頭部は非固定であるがジオテキスタイル土のうの適用に当たっては、ジオテキスタイル土のう自体のせん断特性を把握することが重要である。このため、本節ではジオテキスタイル土のうの上下端を固定した状態の水平載荷試験によるジオテキスタイル土のう自体の静的水平せん断特性の確認を行う。

図-3.1, 3.2 に本試験の供試体概要図, 供試体写真を示す。供試体は、ジオテキスタイル土のう自体のせん断特性の確認を目的とし、ジオテキスタイル土のうとコンクリート路盤の一部を実物大で再現したものであり、供試体容器内にジオテキスタイル（製品保証値 81kN/m）を敷設後、粒度調整碎石 M40 ($D_{\max}=37.5\text{mm}$, $D_{50}=8.0\text{mm}$, $F_c=8.5\%$, $\rho_{\text{dmax}}=2.304\text{g/cm}^3$, $w_{\text{opt}}=5.9\%$) を締固め度 95% 程度で締固め、図-3.1 に示すようにジオテキスタイルを折返すことで土のうを作成した。また、土のう天端に路盤コンクリートを直接打設することで、コンクリート路盤とジオテキスタイル土のう上面を固定した。なお、ジオテキスタイル土のう下面を杭頭部に固定した状態を再現するため、ジオテキスタイルと供試体容器は杭頭幅 1.0m 範囲を接着固定した。

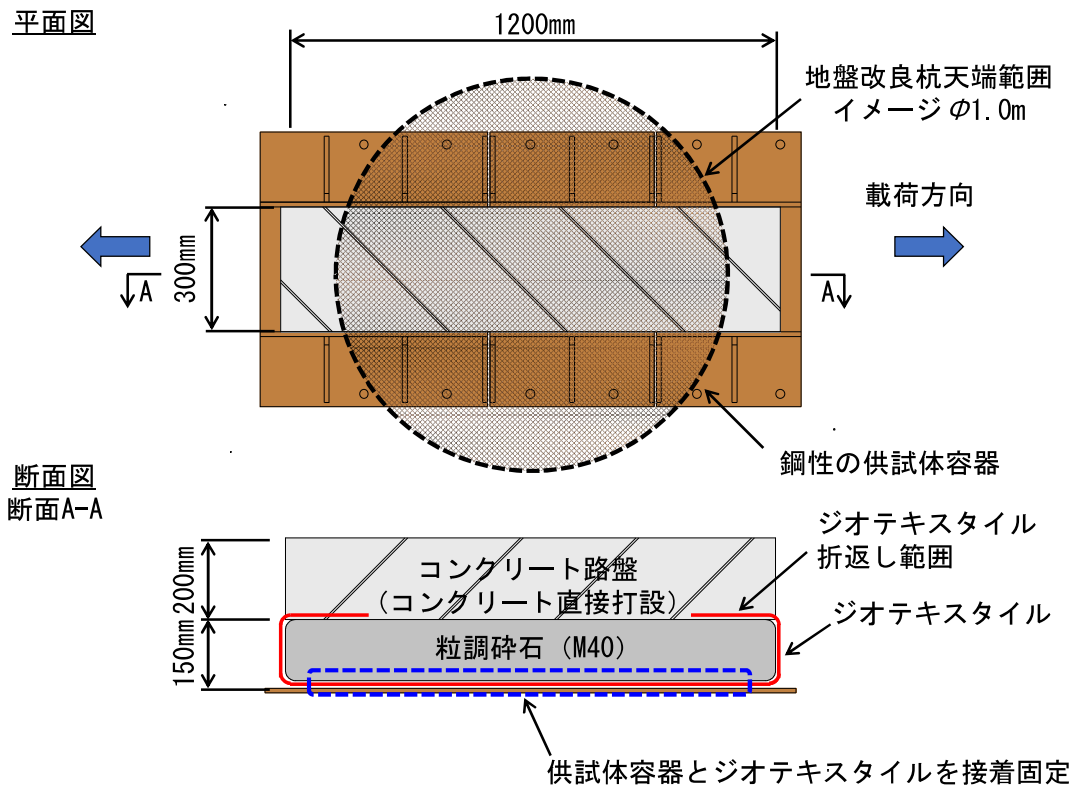


図-3.1 正負交番水平載荷試験供試体概要 (土のう下面固定)

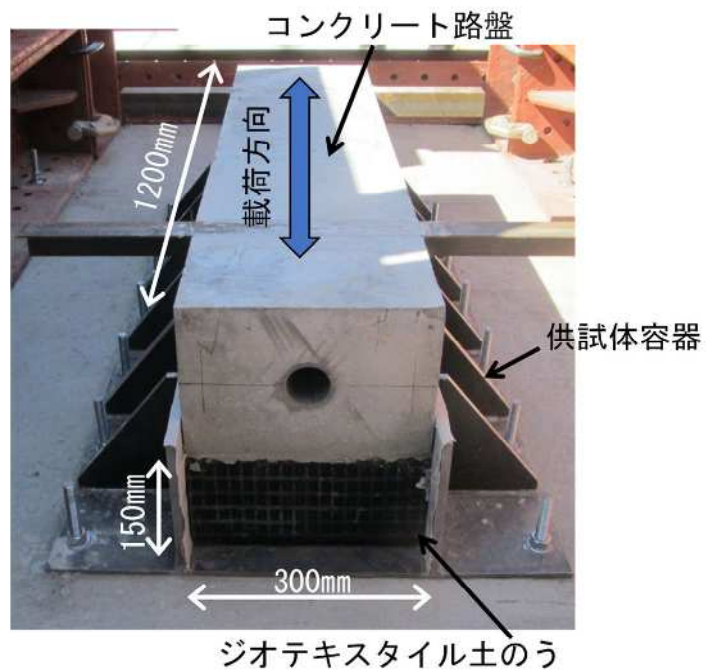


図-3.2 供試体写真

3.2.2 試験条件

載荷試験は、地盤改良杭 1 本に作用する上載荷重 120kN/本（≒コンクリート路盤荷重 15kN/m²×杭 1 本当たりが受け持つコンクリート路盤面積 7.8m²）を供試体面積で換算した 43kN（≒120kN/本×土のう模型面積 0.36m²/本×1 本）を上載荷重として与えた状態（幅 95cm×長さ 120cm×厚み 20cm の載荷板を 2 枚使用）で、水平荷重は上載荷重の 1.0G 相当を最大荷重とし、荷重制御で 10kN、20kN、30kN、43kN を各 3 回の繰返し載荷とした。ただし、コンクリート路盤の水平変位量 3mm を荷重制御の上限とし、その後は最大変位量を 150mm とする変位制御とした。実際の試験では、40kN を載荷させた時点で変位が 3mm に達したため変位制御に切り替え、±50mm×3 回試験後には、+側に水平変位量 100mm までの単調載荷を実施した。表-3.1 に正負交番水平載荷試験の試験内容及び実施数量を、表-3.2、図-3.3 に各載荷段階における目標値及び載荷サイクルを示す。

図-3.4 には、計測機器配置図を示す。計測は、コンクリート路盤端部の水平変位（供試体前後 2 測点）及び載荷版天端の鉛直変位（4 測点）について実施した。水平変位は、0mm～±25mm の変位範囲を接触式変位計で、それ以上の変位については巻取り式変位計で計測を行った。

表-3.1 正負交番水平載荷試験内容及び実施数量（土のう下面固定）

試験内容	載荷条件	実施数量
正負交番水平載荷	①荷重制御：12 サイクル ②変位制御（正負交番載荷）：12 サイクル ③変位制御（片側単調載荷）：1 サイクル	1 ケース

表-3.2 載荷ステップ

載荷ステップ	繰返し回数	目標値	制御方式
1	3	±10kN	荷重
2	3	±20kN	荷重
3	3	±30kN	荷重
4	3	±43kN	荷重
5	3	±6mm	変位
6	3	±12mm	変位
7	3	±25mm	変位
8	3	±50mm	変位
9	片側単調載荷	+100mm	変位

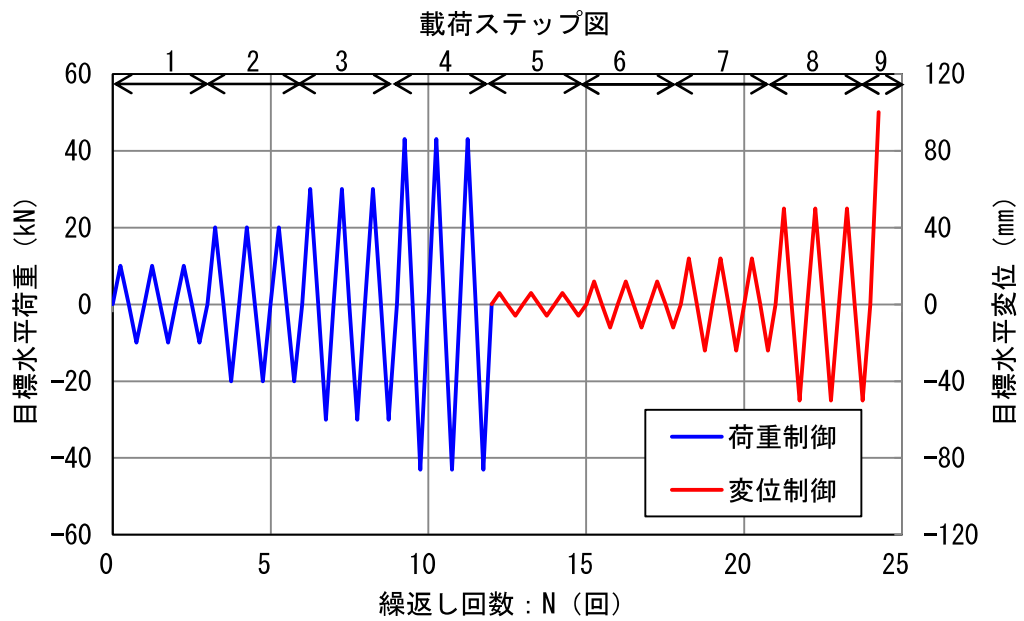
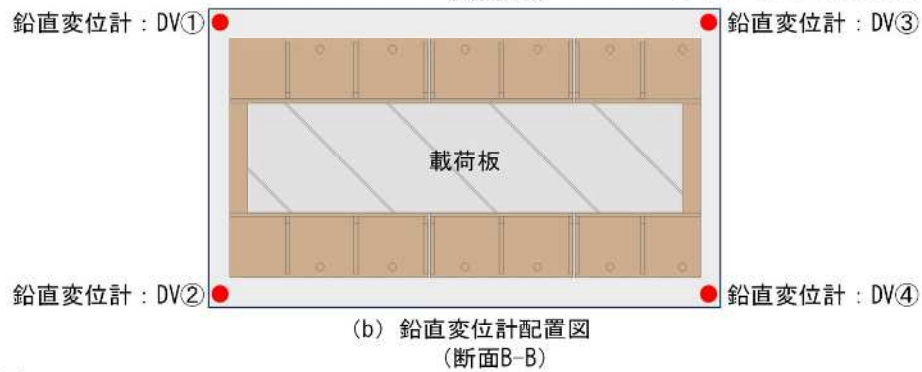
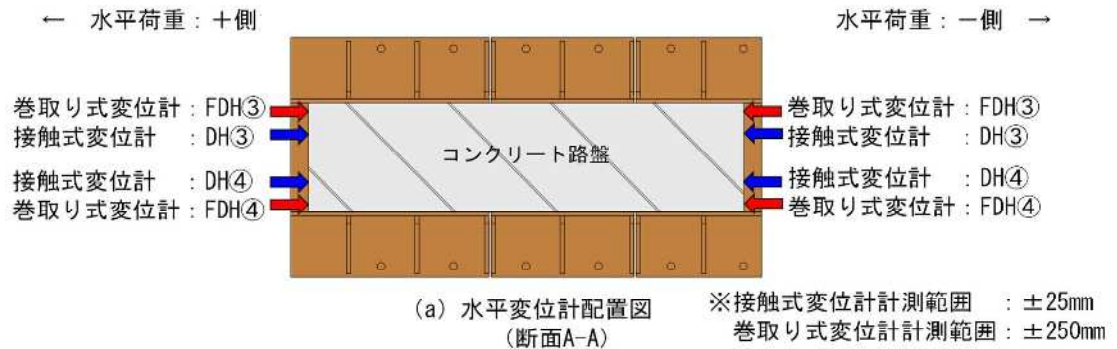


図-3.3 載荷サイクル図

平面図



断面図



図-3.4 計測機器配置図

3.2.3 試験結果及び考察

(1) 水平荷重～水平変位関係

図-3.5, 3.6 に水平荷重と水平変位量（計測値の平均値）の関係を示す。図-3.5 には接触式変位計で計測した水平変位±25 mm程度までの微小な変位範囲について、図-3.6 は巻取り式変位計で計測を行った接触式変位計の計測範囲を超える変位範囲についての結果を示す。

表-3.3 には、荷重ステップ±50mm までの各荷重ステップにおける各水平荷重の最大値（絶対値）とそれに対応する水平震度及び水平変位量の関係を示す。なお、水平震度は水平荷重を上載荷重である土のう上面に作用するコンクリート路盤重量 43kN で除した値である。ジオテキスタイル土のう下面を固定した場合、荷重ステップ 7 の±25mm までは水平変位の増加に伴い水平荷重も増加している。最大水平荷重は 53.2kN であり、1.0G 相当の水平荷重に対して 124%まで水平荷重の増加が確認され、ジオテキスタイル土のうの高い水平剛性が確認された。また、履歴ループ形状より、ジオテキスタイル土のうの減衰は大きい履歴ループを示すことが確認された。なお、図-3.6 の結果から、水平変位 60～70mm 荷重時には水平荷重が低下しており、ここで補強材が破断したものと考えられる。

鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（以下、耐震標準）³⁾には鉄道盛土の耐震設計に用いる地表面設計地震動（土構造物照査波）が地盤種別毎に示されており、最大加速度は 920gal（≒設計水平震度 0.9）となっている。パイルスラブ式盛土の設計上目標とする設計水平震度 0.9 とすると、1.0G 相当の水平荷重である水平荷重 43kN の 3 回目除荷後の残留水平変位は 1.9mm であった。

残留水平変位 1.9mm を土のう高さ 150mm で除した土のうの残留せん断ひずみ γ_r は 0.01 と微小であり、これは鉄道盛土としての復旧性を考慮して設定されている新幹線に適用するパイルスラブ式盛土のコンクリート路盤許容水平変位量 100mm に対して非常に微小な値であることが確認された。

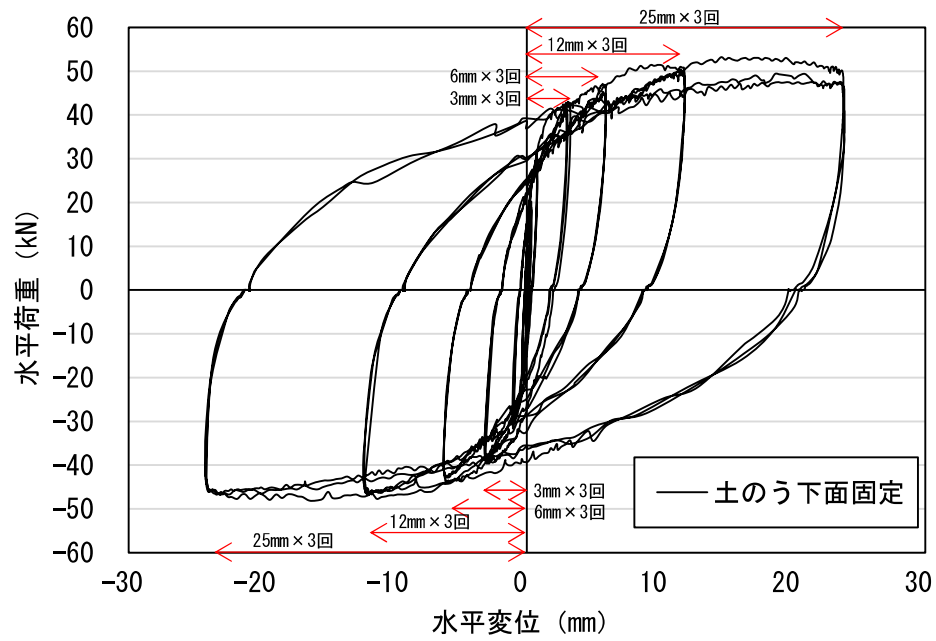


図-3.5 水平荷重-水平変位の関係（接触式変位計で計測）

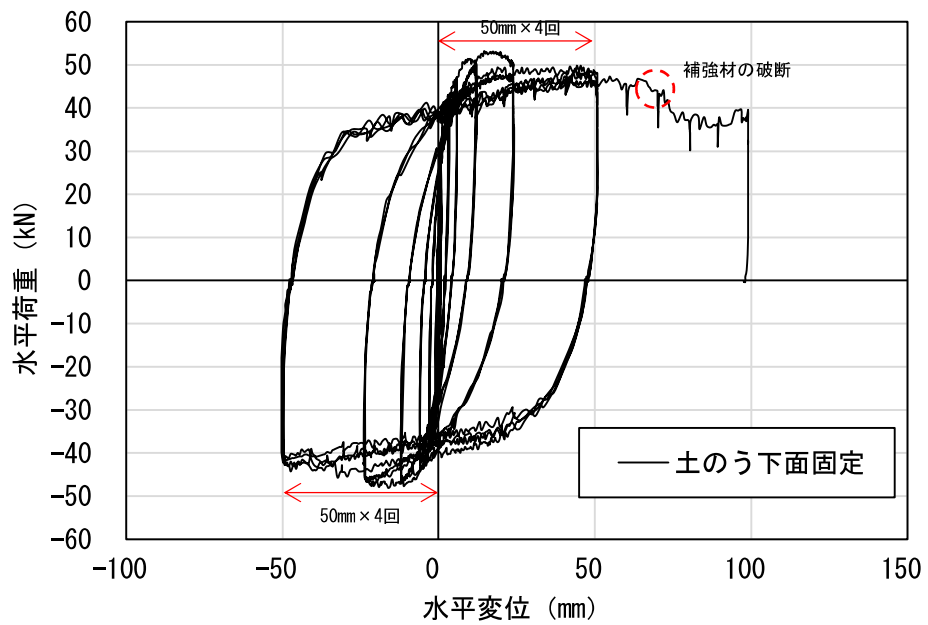


図-3.6 水平荷重-水平変位の関係（巻取り式変位計で計測）

3.3 ジオテキスタイル土のう下面が非固定状態の水平載荷試験

3.3.1 試験概要

ジオテキスタイル土のう自体のせん断特性の確認を目的として土のう上下端を固定した状態の水平載荷試験結果より、ジオテキスタイル土のうは L2 地震動相当の水平荷重に対し、水平変位、鉛直変位ともに許容変位量と比較し微小であることが確認された。一方、パイルスラブ式盛土の杭頭部構造はジオテキスタイル土のう下面と杭頭部を非固定としている。このため、ジオテキスタイル土のう下面と杭頭部を非固定状態とした水平載荷試験を行い、ジオテキスタイル土のう下面非固定状態の水平せん断挙動特性の確認を行う。

本試験の供試体概要を図-3.8 に示す。供試体は事前に整地した試験ヤードに基礎コンクリート、杭頭部擬似コンクリート、ジオテキスタイル土のう及びコンクリート路盤で構成された実物大模型である。基礎コンクリート上に改良杭頭部を模擬した $\phi 1.0\text{m}$ の円径の突起（擬似杭頭）を改良率 10%となる杭間として 2 本設け、その上部にあらかじめ所定の大きさ（ $1.0\text{m}\times 1.9\text{m}$ ）に裁断したジオテキスタイル（製品保証値 81kN/m ）を 2 枚直交方向に敷設後、粒度調整碎石（M40）を締め度 95%程度で締め付けた中詰め土のう（縦 $0.33\text{m}\times$ 横 0.33m 程度）を 2 段設置し、ジオテキスタイルを折り返すことで杭頭部のジオテキスタイル土のう（縦 $1.0\text{m}\times$ 横 $1.0\text{m}\times$ 高さ 0.15m ）を作製した。なお、ジオテキスタイルと中詰め土のうは結束バンド（仮止めバンド）及び鍬（仮止めピン）を用いて結束した。ここで、結束バンドはジオテキスタイルの設計引張強度以上となるように設置している。図-3.9、3.10 にジオテキスタイル土のう製作イメージ、製作状況を示す。また、ジオテキスタイル土のう上面はこれまでと同様、路盤コンクリートを直接打設し、土のう上面とコンクリートの一体化を図っている。図-3.11 には、供試体の全景を示す。

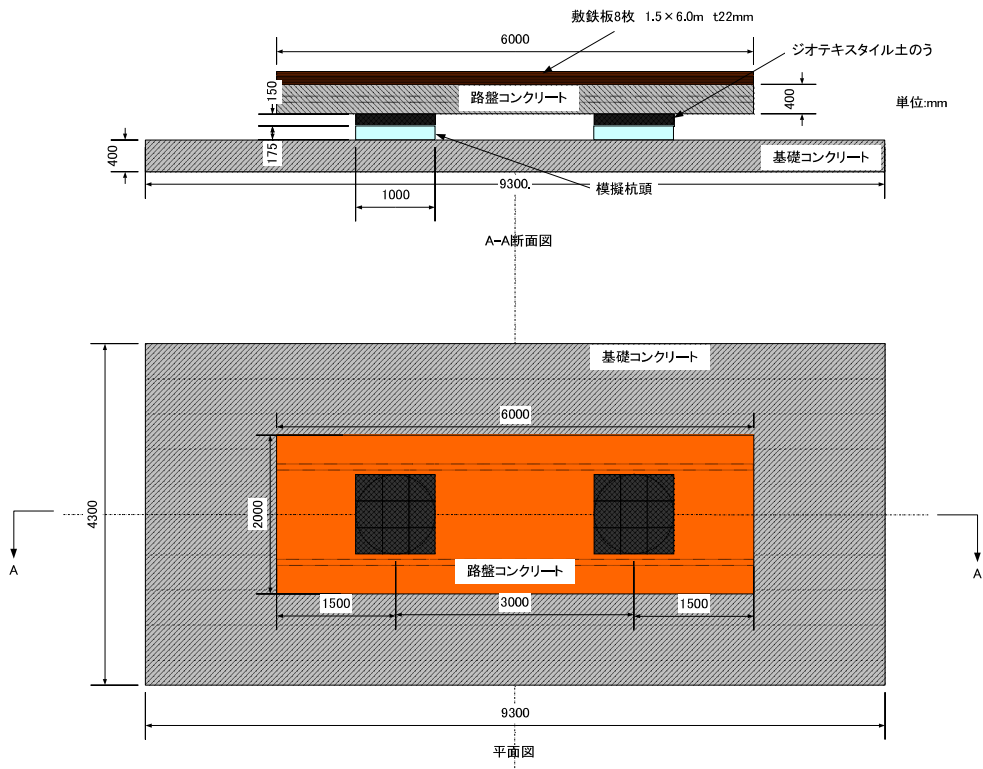


図-3.8 正負交番水平載荷試験概要図（土のう下面非固定）

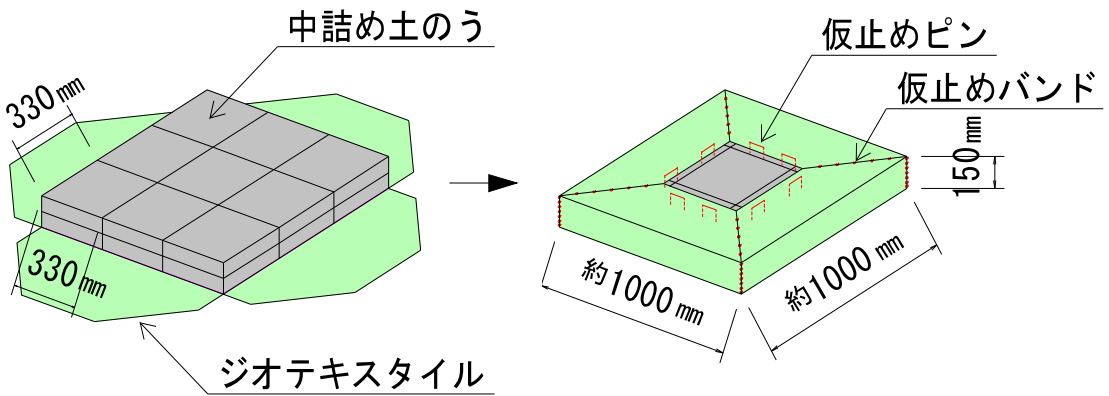


図-3.9 ジオテキスタイル土のう製作イメージ



図-3.10 ジオテキスタイル土のう製作状況

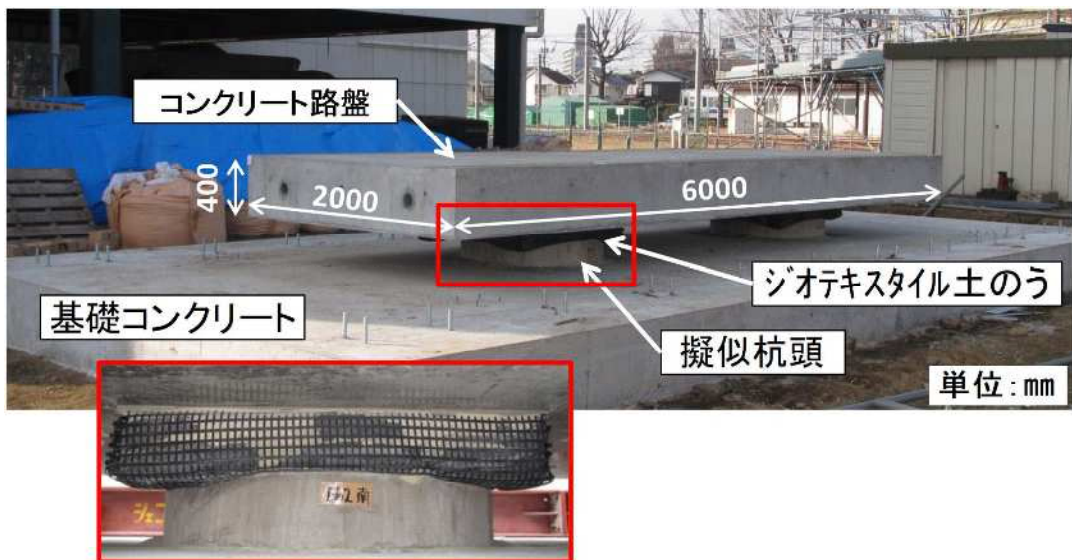


図-3.11 供試体全景

3.3.2 試験条件

試験は、地震により杭周辺の盛土が沈下し、杭体のみで上載荷重を支持する場合を想定した。載荷試験は、ジオテキスタイル土のうを2つ設置していることから、地盤改良杭1本に作用する上載荷重 120kN/本 (≒コンクリート路盤荷重 $15\text{kN/m}^2 \times$ 杭1本当たりが受け持つコンクリート路盤面積 7.8m^2) の2本分である 240kN を上載荷重として与えた。水平荷重は、上載荷重の $1.0G$ 相当を最大荷重とし、油圧ジャッキによる正負交番載荷を行った。載荷サイクルは、荷重制御で 80kN , 160kN , 240kN の 80kN 間隔の各荷重3回の繰返し載荷とし、最大変位は水平変位量 16cm とした。載荷制

御は、コンクリート路盤の水平変位量 3mm までを荷重制御，その後は変位制御とした．実際の試験では，160kN に載荷する前に 100kN 付近で変位量が大きくなったため，荷重制御から変位制御に変更した．表-3.4 に正負交番水平載荷試験の試験内容及び実施数量を，表-3.5，図-3.12 に各載荷段階における目標値及び載荷ステップを示す．

表-3.4 正負交番水平載荷試験内容及び実施数量（土のう下面非固定）

試験内容	載荷条件	実施数量
正負交番水平載荷	①荷重制御：初期 3 サイクル ②変位制御（正負交番載荷）：13 サイクル ③変位制御（片側単調載荷）：2 サイクル	1 ケース

表-3.5 載荷ステップ

載荷ステップ	繰返し回数	目標値	制御方式
1	3	±80kN	荷重
2	3	±3mm	変位
3	3	±6mm	変位
4	3	±12mm	変位
5	2	±25mm	変位
6	2	±50mm	変位
7	片側単調載荷	-100mm	変位
8	片側単調載荷	-160mm	変位

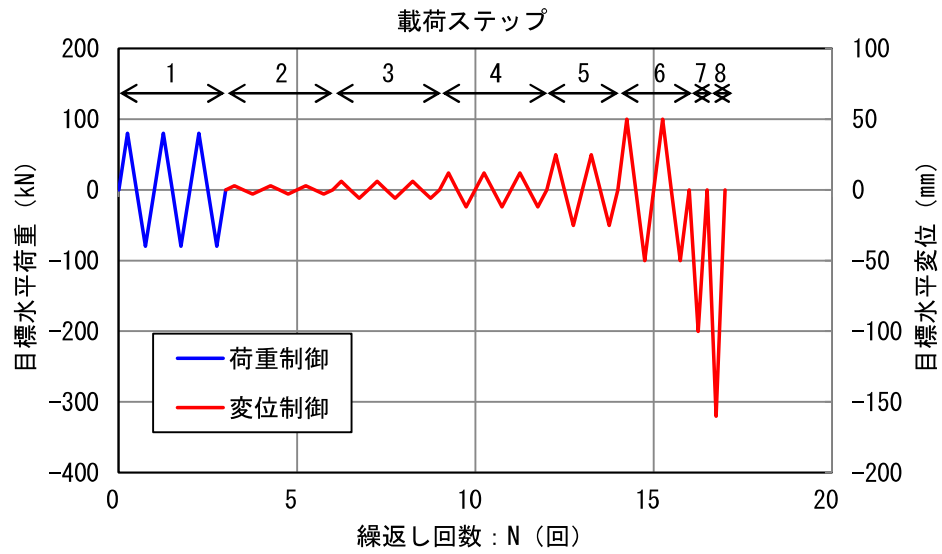


図-3.12 荷重ステップ

試験の計測は、コンクリート路盤の鉛直変位量、水平変位量について実施した。図-3.13 に計測点位置図を示す。鉛直変位は、杭の前後 2 箇所計 4 測点 (DV-1~4) で、水平変位はコンクリート路盤の端部 2 箇所ずつ計 4 測点 (SDH-1~4, DH-1~4) で計測を実施した。

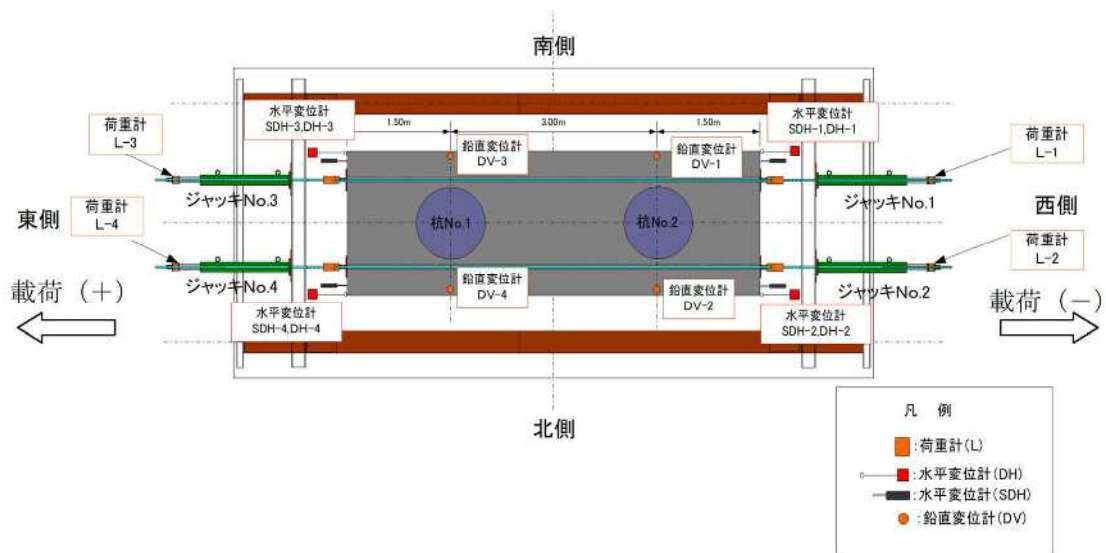


図-3.13 計測点位置図

3.3.3 試験結果及び考察

(1) 水平荷重～水平変位関係

水平荷重と水平変位量の関係を図-3.14, 3.15 に示す。図-3.14 には接触式変位計で計測した水平変位±15 mm程度までの微小な変位範囲について、図-3.15 には巻取り式変位計で計測を行った接触式変位計の計測範囲を超える変位範囲についての結果を示す。なお、ここで示す水平変位量は計測値の平均値である。

図-3.14 では、水平変位量の増加に伴い水平荷重の増加傾向が確認される。また、履歴ループの形状より、ジオテキスタイル土のうは減衰の大きい履歴ループを示すことが確認された。

一方、図-3.15 では、水平変位量が 50mm を越えると水平荷重がほぼ一定 (-200kN) のままで水平変位が増加しており、杭頭上におけるジオテキスタイル土のうの滑動が確認される。

表-3.6 には、各載荷ステップにおける各水平荷重の最大値（絶対値）とそれに対応する水平震度及び水平変位量の関係を示す。なお、水平震度は、水平荷重を上載荷重 240kN で除して求めた。最大水平震度は、載荷重-160mm 単調載荷時の水平震度 0.92 であり、この際の水平変位量は 101.4mm となっている。これは、パイルスラブ式盛土のコンクリート路盤許容水平変位量 100mm より若干大きな値であるが、正負交番水平載荷試験は変位制御のため水平変位 100mm まで強制的に載荷することで杭頭上をジオテキスタイル土のうが滑動したためであり、地震時水平変位量よりも大きくなっていると考えられる。載荷ステップ 7 の水平震度は 0.87 と設計水平震度 0.9 相当の水平荷重が作用しており、この際の水平変位量は 51.0mm であることから、ジオテキスタイル土のう下面を非固定状態とした場合も、ジオテキスタイル土のうの水平変位量はパイルスラブ式盛土のコンクリート路盤許容水平変位量 100mm 未満であることが確認された。

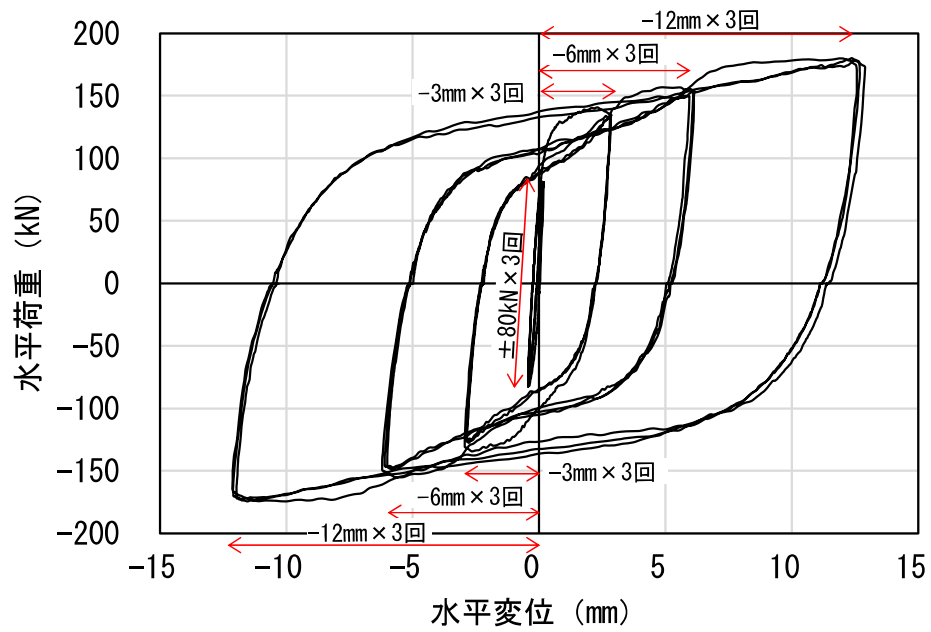


図-3.14 水平荷重-水平変位の関係 (接触式変位計で計測)

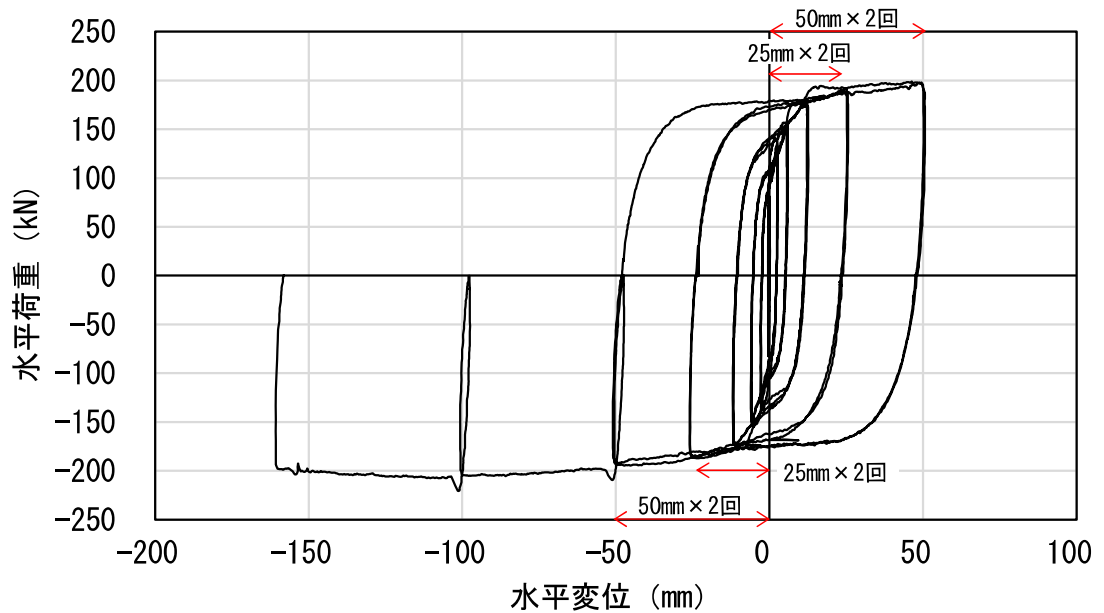


図-3.15 水平荷重-水平変位の関係 (巻取り式変位計で計測)

表-3.6 最大水平荷重－水平変位の関係

载荷ステップ	载荷重	水平荷重 (kN)	水平震度 (-)	水平変位 (mm)
1	±80kN×3回	82.4	0.34	0.3
2	±3mm×3回	140.7	0.59	2.3
3	±6mm×3回	156.8	0.65	4.9
4	±12mm×3回	180.2	0.75	12.4
5	±25mm×2回	193.7	0.81	14.9
6	±50mm×2回	198.8	0.83	46.4
7	-100mm単調载荷	209.1	0.87	51.0
8	-160mm単調载荷	220.9	0.92	101.4

※各载荷ステップにおける水平荷重の最大値（絶対値）を示す。

ジオテキスタイル土のう下面非固定状態と固定状態の水平荷重と水平変位量の結果を比較するため、**図-3.16, 3.17** に、ジオテキスタイル土のう下面固定状態の結果を青線、ジオテキスタイル土のう下面非固定状態の結果（固定状態の模型形状に換算した値）を赤線で示す。同じ水平変位において、固定状態のジオテキスタイル土のうのせん断剛性は非固定状態の2倍近い大きさを示すことが確認された。

非固定状態では、コンクリートと碎石の摩擦抵抗⁴⁾（摩擦抵抗係数0.6）程度の水平荷重で、ジオテキスタイル土のうが擬似杭頭上で滑動する現象が確認された。**図-3.16, 3.17**には、1.0G相当の水平荷重43kNの60%である±25.8kN位置を破線で示している。**表-3.7**には、固定状態、非固定状態の各载荷ステップにおける水平荷重と水平変位の関係を示す。ここで示す水平荷重は、非固定状態では各载荷ステップの目標载荷重に最初に到達した際の水平荷重とその水平変位もしくは目標水平変位に最初に到達した際の水平変位とその水平荷重である。固定状態は、各载荷ステップにおける非固定状態の水平荷重に最初に到達した際の水平荷重とその水平変位である。また、**※4**に示す値は**表-3.6**に示す载荷ステップ7のL2地震動相当時の水平震度となる際の値である。なお、固定状態の水平変位はジオテキスタイル土のう自体の変形のみであるが、非固定状態の場合、①ジオテキスタイル土のう自体の変形のみ、②ジオテキスタイル土のう自体の変形+ジオテキスタイル土のうの滑動、③ジオテキスタイル土のうの滑動のみと水平変位の増加に伴い挙動が変化する。**表-3.7**にはジオテキスタイル土のうの滑動を、「非固定状態水平変位-固定状態水平変位=土のう滑動量」と定義し示している。水平荷重20kNまでは、固定状態、非固定状態の水平変位は同等であり、①ジオテキスタイル土のう自体の変形のみとなっている。水平変位3mm(1.0G相当の水平荷重43kNの60%である25.8kN程度)以降は、非固定状態の水平変位が大きくなり、非固定状態では土のうの滑動が確認され、水平変位50mm以降は、水平荷重の増加もなく、ジオテキスタイル土のうの滑動が支配的な挙動となることが確認される。

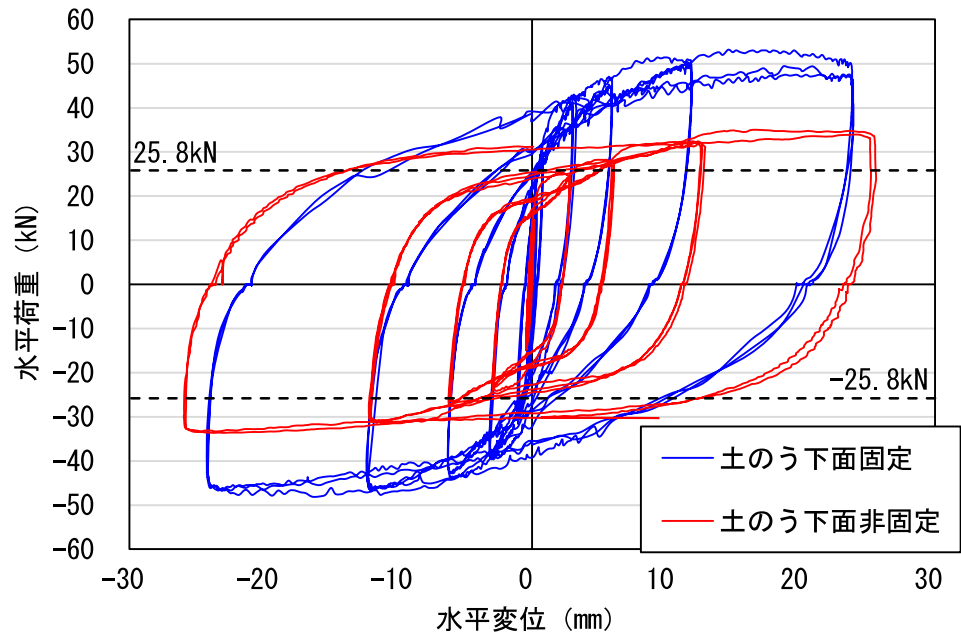


図-3.16 水平荷重-水平変位の関係（接触式変位計で計測）

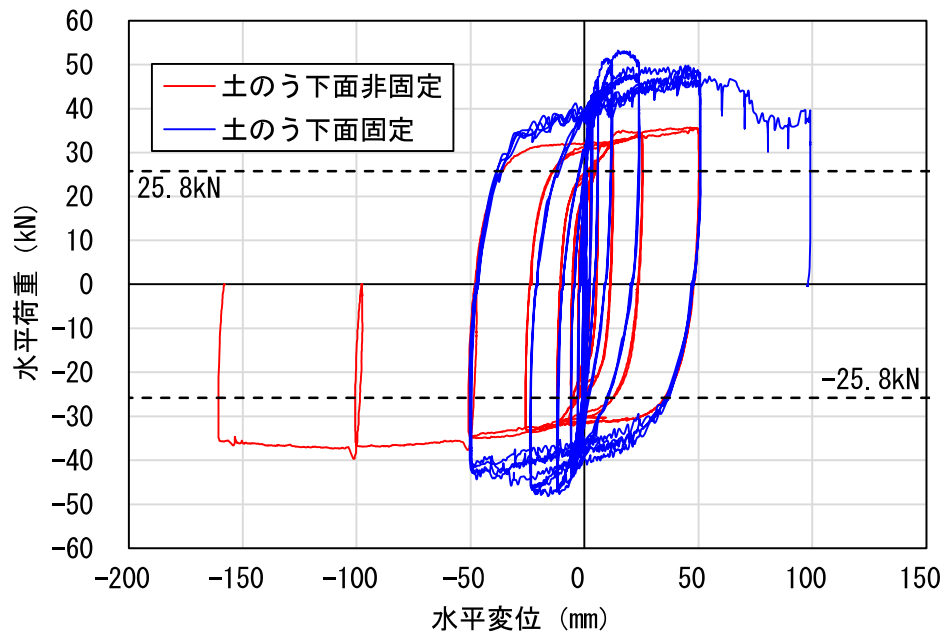


図-3.17 水平荷重-水平変位の関係（巻取り式変位計で計測）

表-3.7 水平荷重と水平変位及び土のう滑動量の関係

目標値	非固定			固定			土のう滑動量 ^{※3} (mm)
	水平荷重 (kN)	水平震度 (-)	水平変位 (mm)	水平荷重 (kN)	水平震度 (-)	水平変位 (mm)	
10kN	10.0	0.23	0.1	10.0	0.23	0.1	—
20kN	20.0	0.47	0.3	20.0	0.47	0.3	—
3mm	25.3	0.59	3.0	25.5	0.59	0.4	2.6
6mm	27.9	0.65	6.0	27.9	0.65	0.7	5.4
12mm	32.1	0.75	12.3	31.8	0.74	0.8	11.5
25mm	34.3	0.80	25.0	34.3	0.80	1.0	24.0
50mm	35.0	0.81	50.0	35.0	0.81	1.1	48.9
100mm ^{※4}	37.6	0.87	51.0	36.9	0.86	1.3	49.8
100mm	36.4	0.85	100.2	36.9	0.86	1.3	99.0
160mm	35.5	0.83	160.2	36.9	0.86	1.3	159.0

※1. 非固定状態は目標値に示す水平荷重もしくは水平変位は載荷重に最初に到達した際の値を示す。

※2. 固定状態の値は対応する非固定状態の水平荷重に最も近似した値に最初に到達した際の値を示す。

※3. 土のう滑動量は「非固定状態水平変位－固定状態水平変位」を示す。

※4. 表-3.6載荷ステップ7に示すL2地震時相当時の値を示す。

図-3.18 には、試験前後のジオテキスタイル土のうを示す。試験前後では杭頭部とジオテキスタイル土のうに約 160mm のずれが確認されるが、試験後もジオテキスタイル土のうは形状を保持しており、碎石の抜出しも確認されなかった。このため、ジオテキスタイル土のうはコンクリート路盤の大きな変位量に対しても安定した支持構造であると考えられる。また、水平変位 160mm 時も幅 1.0m のジオテキスタイル土のうは地盤改良杭頭部上に 0.84m 接地した状態であり、ジオテキスタイル土のうは杭頭部上に留まる。しかし、本試験ではジオテキスタイル土のう平面寸法を杭直径 $\phi 1.0\text{m}$ と同じ $1.0\text{m} \times 1.0\text{m}$ としたが、実施工時のジオテキスタイル土のう寸法は、強振動時にジオテキスタイル土のうが杭頭部上を滑動した際にもジオテキスタイル土のうが地盤改良杭上に留まる範囲を大きくするため、地盤改良杭径より大きくすることが望ましいと考えられる。

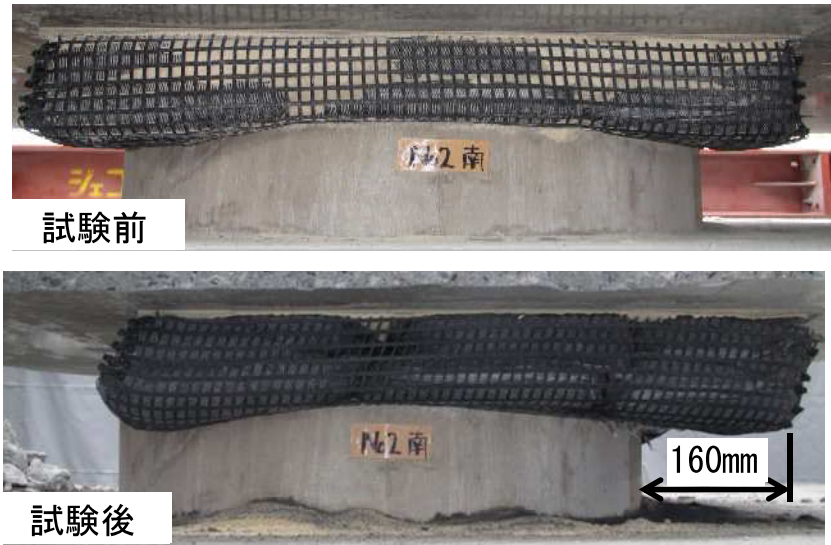


図-3.18 試験前後のジオテキスタイル土のう

(2) 鉛直変位～水平変位関係

図-3.19 にコンクリート路盤の最大水平変位 160mm 時における最大鉛直変位量を図-3.20 に各測点における水平変位と鉛直変位のグラフを示す。コンクリート路盤の鉛直変位は、主に载荷時に隆起し、除荷に伴い沈下するという現象が繰返されている。なお、時間経過とともに沈下方向に累積し、全ての測点でコンクリート路盤は沈下するという結果となった。载荷に伴いコンクリート路盤は沈下①、③側に傾斜する方向に沈下が進行し、4 測点中の最大鉛直変位量は沈下③で計測した 5.4mm であった。

载荷方向の 2 測点（沈下①-沈下③、沈下②-沈下④）間の相対変位は最大で 0.6mm であり、軌道方向の 2 測点（沈下①-沈下②、沈下③-沈下④）間の鉛直方向相対変位はそれぞれ 3.0mm、3.6mm となっている。これは、今回の試験では 2 つの杭頭部による 2 点支持としたため、軌道方向のコンクリート路盤の支持構造が载荷方向と比較し不安定な支持構造となっており、载荷過程で若干一方方向への変形が顕著に表れたものと考えられる。なお、実際は線路方向に多点支持となるため、このような現象は生じないと考えられ、载荷方向と同様に小さな相対変位量であると考えられる。また、安全側を考慮して沈下量を最大沈下量 5.4mm とした場合も耐震標準³⁾に示される一般的な新幹線での土構造物の許容鉛直変位 100mm 未満を大きく下回ることを確認した。

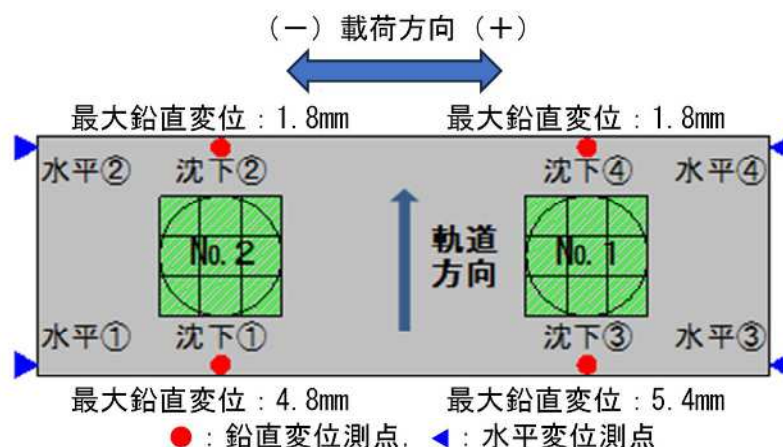


図-3.19 コンクリート路盤最大鉛直変位量（沈下）

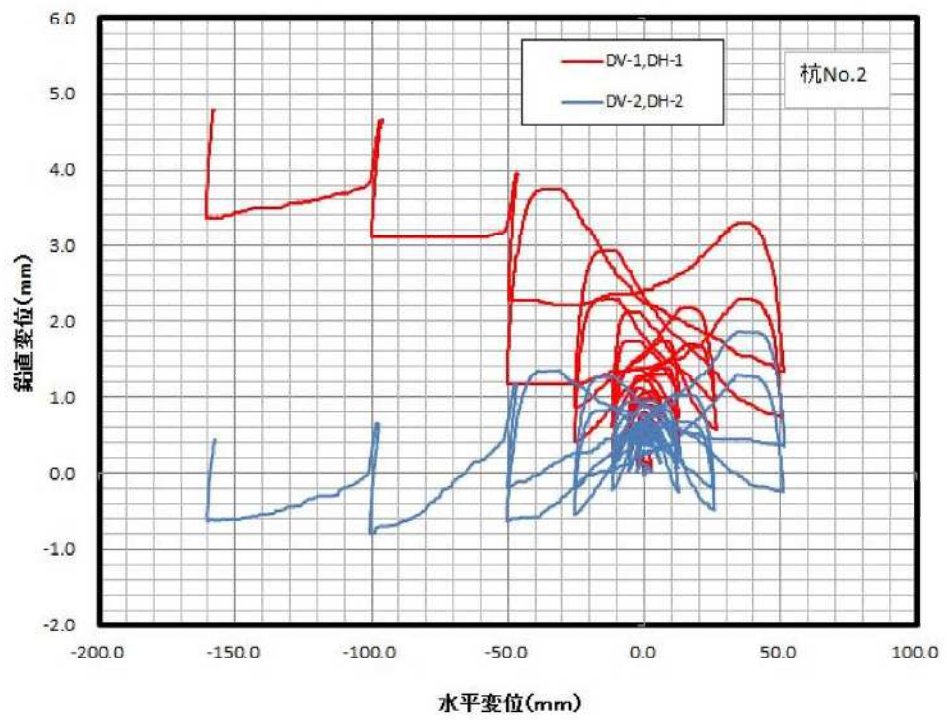
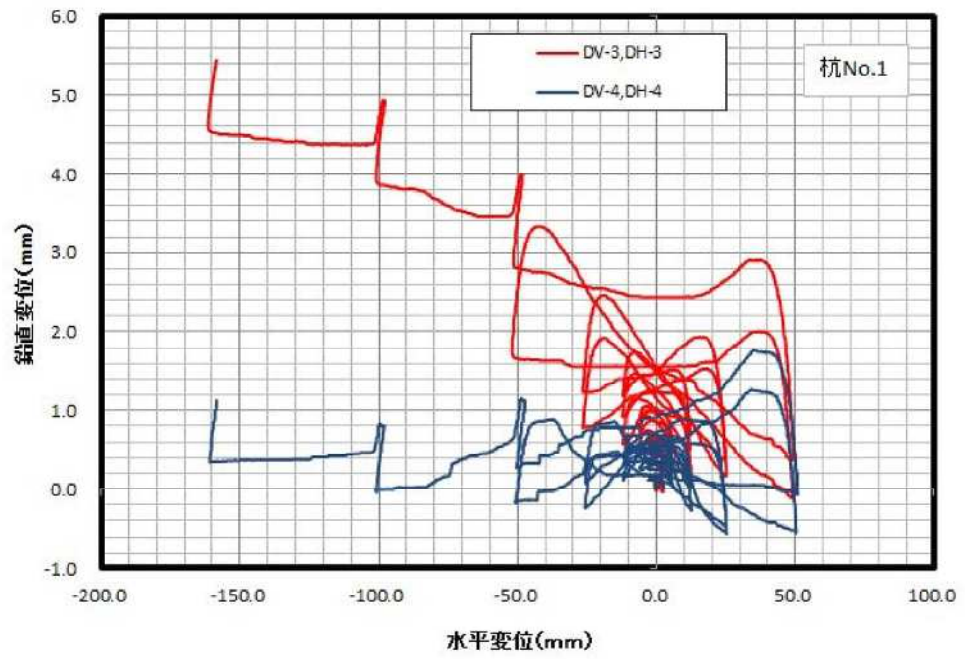


図-3.20 各測点における水平変位と鉛直変位の関係

3.4 ジオテキスタイル土のうの静的せん断強度の特性

3.4.1 ジオテキスタイル土のうの $\tau/\sigma_v-\gamma$ の関係

図-3.21 にジオテキスタイル土のうのせん断応力比 τ/σ_v と最大せん断ひずみ γ_{max} の関係を示す。ここに示す τ/σ_v は、ジオテキスタイル土のう 1 つ当たりに作用する水平力を土のう平面積で除して算定したせん断応力 τ を上載圧 σ_v で除して求めた。また、土のうせん断ひずみ γ は、コンクリート路盤の応答水平変位を土のうせん断変位とし、土のう高さ 150mm で除した値であり、最大せん断ひずみ γ_{max} は各载荷ステップにおける最大値である。ここで、図-3.21 の青丸に示す値はジオテキスタイル土のう自体のせん断特性を確認するため、ジオテキスタイル土のう下面固定状態の結果である。加えて、図-3.21 には既往の研究による中詰め材 (M40) とほぼ同等の粒度調整碎石 (M30) における等体積単純せん断試験⁵⁾、繰返し三軸試験結果⁶⁾を参考に示す。各試験で用いられている M30 の性状は、等体積単純せん断試験試料 ($D_{max}=30\text{mm}$, $D_{50}=5.5\text{mm}$, $F_c=5.0\%$, $\rho_{dmax}=2.258\text{g/cm}^3$, $w_{opt}=4.9\%$)、繰返し三軸試験試料 ($D_{max}=37.5\text{mm}$, $D_{50}=3.5\text{mm}$, $F_c=7.8\%$, $w=3.3\%$) であり、繰返し三軸試験試料は M40 相当となっている。等体積単純せん断試験は $\sigma_{vo}=156.8\text{kPa}$ の結果であり、繰返し三軸試験のせん断応力 τ は $\sigma_a=50\text{kPa}$, 150kPa , $\sigma_r=50\text{kPa}$ のせん断弾性係数 G 及びせん断ひずみ γ の関係より $\tau=G\gamma$ で求めた。

ジオテキスタイル土のう下面固定状態の場合、 $\tau/\sigma_v=0.70$ 時の γ_{max} は 0.0048 と微小であり、土のうは弾性的な挙動を示した。 $\tau/\sigma_v=0.70$ 以降は γ_{max} の増加が確認されるが $\tau/\sigma_v=1.17$ ($\gamma_{max}=0.08$) まで大きく増加し、 $\tau/\sigma_v=1.17$ 以降は γ_{max} のみ増加する傾向となった。

繰返し三軸試験はせん断ひずみ $\gamma=0.005$ のとき $\tau/\sigma_v=0.91$ であり、ジオテキスタイル土のう ($\gamma=0.0048$ のとき $\tau/\sigma_v=0.70$) の結果と比較し、7 割程度のせん断応力比であった。これは、正負交番水平载荷試験のジオテキスタイル土のうはせん断に伴いジオテキスタイルが粒度調整碎石を拘束することでジオテキスタイル土のう自体の変形を抑制すると考えられるが、側方の拘束圧はゼロであるため単純せん断試験に近く、拘束圧を作用させる繰返し三軸試験と比較しせん断剛性が低くなったためと考えられる。せん断試験による強度の違いとして、赤司ら⁷⁾は種々の同一材料に対するせん断試験による強度の違いを比較している。図-3.22 には、初期間隙比 (緩詰め目標初期間隙

比 $e_0=0.785$ ，中位目標初期間隙比 $e_0=0.59$) を変えた最大粒径 63.5mm の玄武岩 (碎石)，綠色片岩 (ロック材料)，黑色片岩 (碎石) に対する大型三軸圧縮試験，単純せん断試験結果の $\tau-\sigma'$ より整理した三軸圧縮試験のせん断応力比に対する三軸圧縮試験と同じせん断ひずみ時の単純せん断試験のせん断応力比の比を単純せん断試験／三軸圧縮試験として縦軸に，横軸には上載荷重とした試験によるせん断強度の違いを示す．三軸圧縮試験に対する単純せん断試験のせん断応力比は材料，上載荷重，間隙比により異なるが，緩詰めの場合，単純せん断試験のせん断応力比／三軸圧縮試験のせん断応力比は 0.5～0.9，中位の場合は 0.6～1.0 程度となっている．材料は異なるが繰返し三軸試験結果のせん断応力比に対する土のう下面固定の正負交番水平載荷試験のせん断応力比 (正負交番水平載荷試験／繰返し三軸試験) は 0.7 程度と既往の研究の比の範囲内であり，今回のせん断応力比の違いは試験による違いが大きいと考えられ，ジオテキスタイル土のうは鉄道盛土天端の碎石層に用いられるせん断応力比相当であると考えられる．

一方，等体積単純せん断試験の初期上載荷重 ($\sigma_{vo}=156.8\text{kPa}$) は正負交番水平載荷試験の上載荷重 ($\sigma_v=120\text{kN/m}^2$) と比較し大きい， τ/σ_v の増加に伴う γ_{\max} の増加が大きい．これは，等体積単純せん断試験は，初期間隙比が大きく $\gamma=0.02$ 程度のひずみが小さい領域では，せん断の進行に伴い鉛直有効応力が低下するコントラクタンシー (負のダイレイタンシー) 特性を示しており，せん断に伴うせん断応力の増加が小さくなったためと考えられる．

また，**図-3.23** にはジオテキスタイル土のう下面を非固定とした正負交番水平載荷試験結果を赤丸，固定とした結果を青丸としたせん断応力比 τ/σ_v と残留せん断ひずみ γ_r の関係を示す．この残留せん断ひずみ γ_r は，各載荷ステップ時の最終載荷後に除荷した際の値である．同じ残留せん断ひずみ γ_r では固定状態の方がせん断応力比 τ/σ_v が大きくなっているが，これは，非固定状態の場合，せん断応力増加に伴いジオテキスタイル土のうが杭頭部上を滑動したことでせん断ひずみが大きくなっており，最大せん断ひずみ γ_{\max} が確認された後の除荷時もジオテキスタイル土のうは杭頭上を滑動し続けたためである．

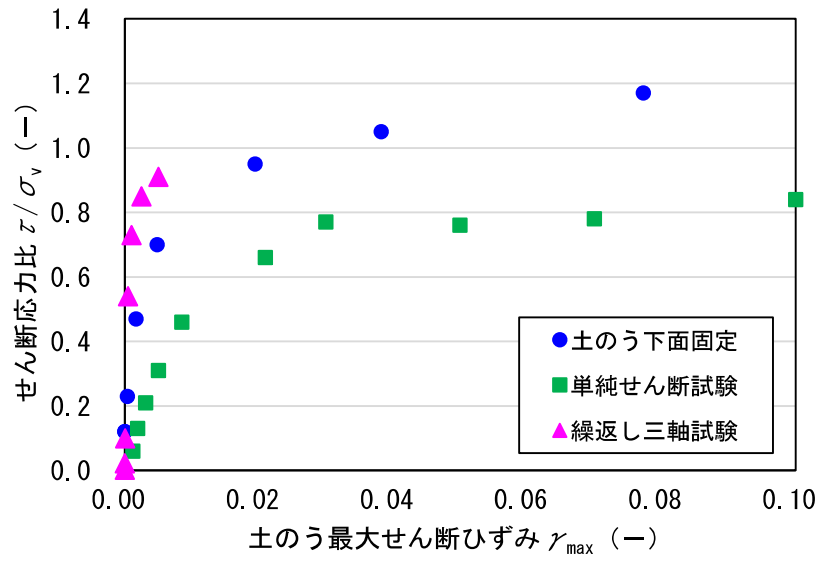


図-3.21 ジオテキスタイル土のうの $\tau/\sigma_v-\gamma_{max}$

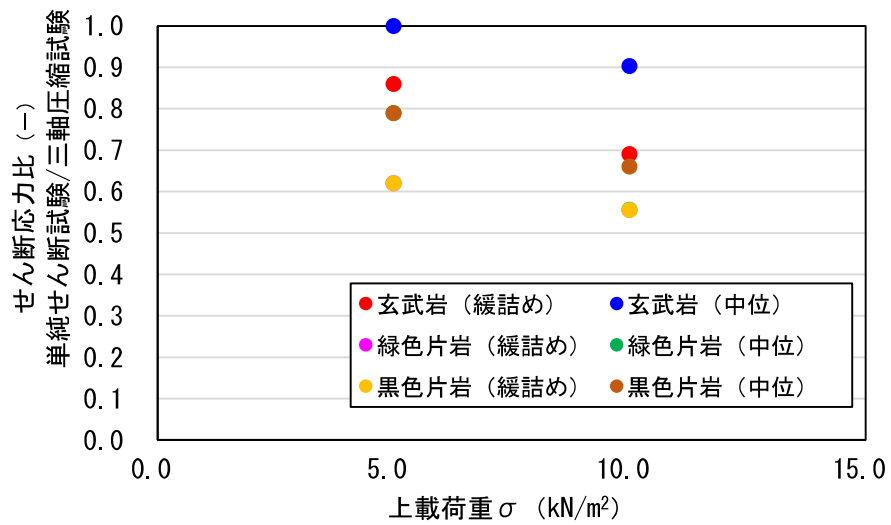


図-3.22 試験によるせん断強度の違い⁷⁾の結果を基に作成

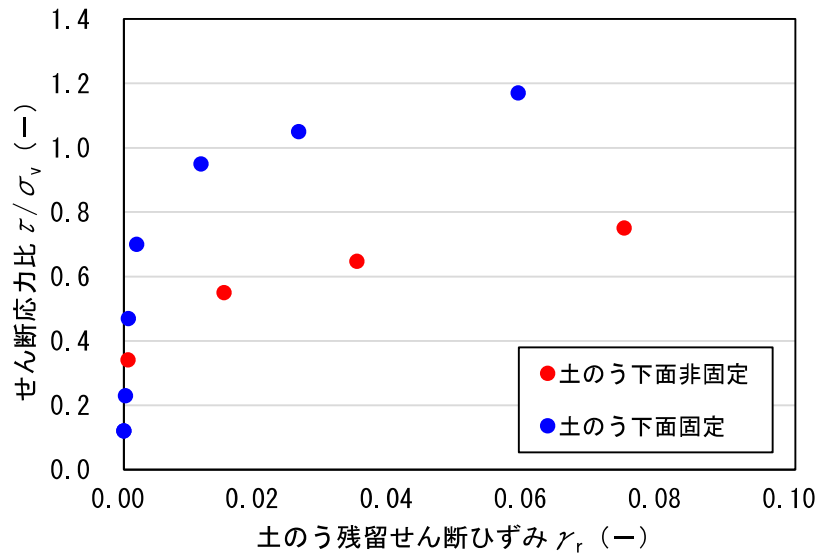


図-3.23 ジオテキスタイル土のうの $\tau/\sigma_v-\gamma_r$

3.4.2 ジオテキスタイル土のうにおける $G/G_0-\gamma$, $h-\gamma$

図-3.24 にせん断ひずみ 1×10^{-6} 時の値を G_0 とするジオテキスタイル土のうの $G/G_0-\gamma$, $h-\gamma$ を示す。赤線はジオテキスタイル土のうの下面が非固定状態の試験結果、青線は固定状態の結果である。また、参考として 3.4.1 で示した繰返し三軸試験による粒度調整碎石 M30 における $G/G_0-\gamma$, $h-\gamma^{3),6)}$ を緑線で示す。

ジオテキスタイル土のうでコンクリート路盤を支持する構造は、ジオテキスタイル土のう下面が非固定状態の場合、粒度調整碎石で支持する従来の支持構造とほぼ同等のせん断剛性比を示すことが確認された。また、初期剛性に対するせん断変形による剛性の低下は、固定状態とした場合の方が大きいことが確認された。せん断剛性比の差異の要因としては、本来、微小なひずみレベルにおいては非固定・固定状態ともに同等な G_0 を示すものと考えられるが、固定状態の供試体は土のうの一部を切り取ったものであるのに対し、非固定状態は土のう全体を模型としたものであり、模型の違いから固定状態の G_0 が大きくなったため、見掛け上、固定状態の G/G_0 が小さくなったものと考えられる。

履歴減衰については、非固定・固定状態ともに、せん断ひずみ振幅 0.002 程度において粒度調整碎石 M30 より大きな値を示し、 $\gamma=0.01$ においては粒度調整碎石 M30 の 2 倍近い履歴減衰を示すこ

とが確認された。これは、ジオテキスタイル土のう内の碎石がジオテキスタイルで拘束されていることにより、大きな変形においてもジオテキスタイルの引張剛性により土のう形状が保たれており、大きな減衰効果が得られているものと考えられる。

固定状態の場合、ひずみが大きい範囲（0.005 以降）においては、非固定状態よりも小さな履歴減衰を示すことが確認された。履歴減衰の差異の要因としては、非固定状態の場合、減衰効果としてジオテキスタイル土のうのせん断変形に加えて、擬似杭頭上でのジオテキスタイル土のう自体の滑動が含まれているのに対し、固定状態の実験では、ジオテキスタイル土のうの上下面が固定されており、ジオテキスタイル土のう自体の滑動が含まれないことが考えられる。

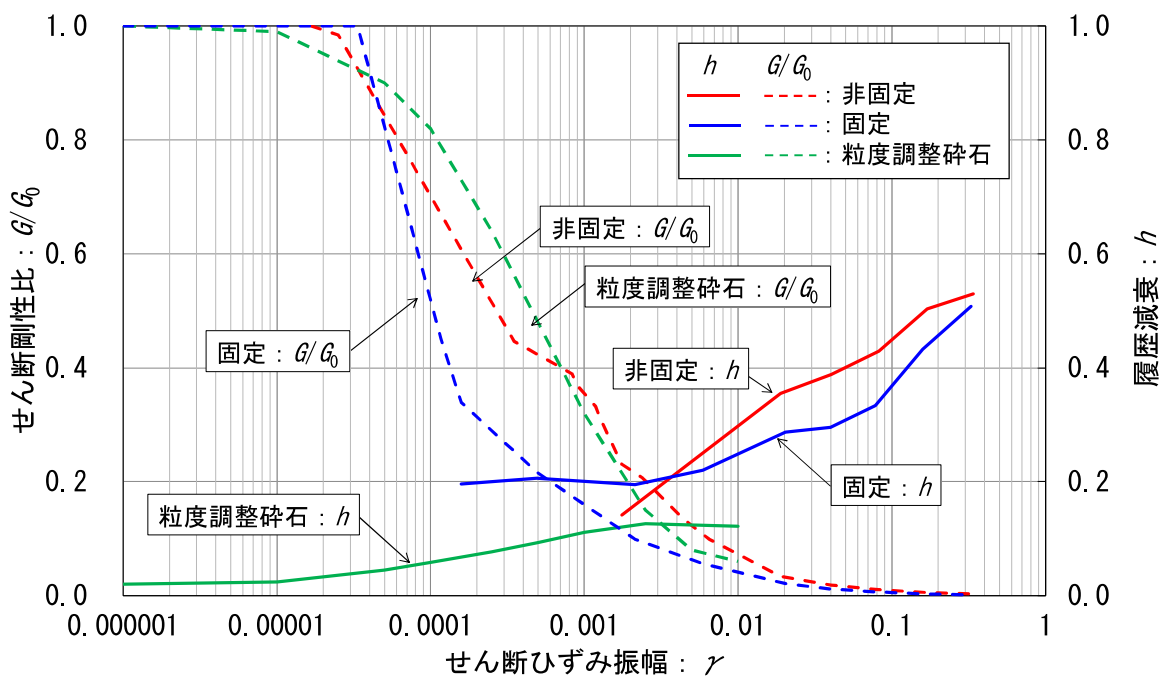


図-3.24 ジオテキスタイル土のうにおける $G/G_0-\gamma$, $h-\gamma$

3.5 第3章のまとめ

第3章では実材料を用いて構築した実大規模のジオテキスタイル土のう模型に対し、静的な正負交番水平載荷試験により地震時におけるジオテキスタイル土のうの静的水平せん断挙動の特性の確認を行った。以下に、本章の検討で得られた知見を以下に示す。

- (1) 試験による違いを考慮した場合、ジオテキスタイル土のうのせん断応力比とせん断ひずみの関係は、粒度調整砕石 M30 に対する繰返し三軸試験結果相当となる。
- (2) ジオテキスタイル土のうは粒度調整砕石 M30 に対する繰返し三軸試験結果の $G/G_0-\gamma$ と同様の傾向を示す。
- (3) ジオテキスタイル土のうは、粒度調整砕石 M30 に対する繰返し三軸試験結果と比較し、せん断ひずみ $\gamma=0.002\sim 0.01$ において大きな履歴減衰を示す。
- (4) ジオテキスタイル土のう下面固定状態における L2 地震時相当の静的水平力載荷後の残留水平変位は 1.9mm (残留せん断ひずみ $\gamma_r=0.013$) であり、パイルスラブ式盛土におけるコンクリート路盤許容水平変位量 100mm と比較し微小である。
- (5) ジオテキスタイル土のう下面非固定状態では、コンクリートと砕石の摩擦抵抗 (摩擦抵抗係数 0.6) 程度の水平荷重で、ジオテキスタイル土のうが擬似杭頭上を滑動するが、滑動が進んだ場合もジオテキスタイル土のうの過大な変形はみられず、L2 地震時相当の水平力載荷後もジオテキスタイルの破断はなく、砕石の抜け出しもなかった。
- (6) ジオテキスタイル土のう下面非固定状態では、杭頭部上でのジオテキスタイル土のうの滑動が確認されるものの、L2 地震時相当の静的水平力載荷時の水平変位は 51.0mm であり、パイルスラブ式盛土におけるコンクリート路盤許容水平変位量 100mm 未満である。
- (7) L2 地震時相当の静的水平力載荷後のコンクリート路盤の残留鉛直変位量はジオテキスタイル土のう下面固定状態で最大 3.3mm、非固定状態で最大 5.4mm と一般的な新幹線での土構造物の許容鉛直変位量 100mm に対して微小である。

参考文献（第3章）

- 1) 野中隆博, 小島謙一, 瀧山清美, 森野達也, 陶山雄介, 青木一三三: 改良杭頭部にジオテキスタイル土のうを用いたパイルスラブ式盛土の振動実験について, ジオシンセティックス論文集, 第28巻, pp.73-80, 2013.
- 2) 藤井公博, 野中隆博, 小島謙一, 陶山雄介, 青木一三三: 路盤を杭で支持するための大型土のうの特性, 第10回地盤工学会関東支部発表会概要集 (DVD), A0172, 2013.
- 3) 国土交通省鉄道局監修: 鉄道総合技術研究所編, 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012.
- 4) 社団法人 日本道路協会: 道路土工 擁壁工指針 (平成24年度版), 2012.
- 5) 石垣勉, 渡邊真一, 尾本志展, 太田秀樹: 静的締固め粗粒材料の等体積単純せん断挙動, 土木学会舗装工学論文集, 第13巻, pp.115-123, 2008.
- 6) 蔣関魯, 舘山勝, 青井一三三, 米澤豊司, 龍岡文夫, 古関潤一: 低拘束圧での礫の動的変形・強度特性の研究, 第34回地盤工学研究発表会, pp.1051-1052, 1999.
- 7) 赤司六哉, 高田真, 江藤義孝, 山下伸二, 相場明: 粒状材料のせん断機構の違いによる強度比較について, 第19回土質工学研究発表会, pp.365-368, 1984.

第4章 ジオテキスタイル土のうの動的水平せん断挙動の特性

4.1 はじめに

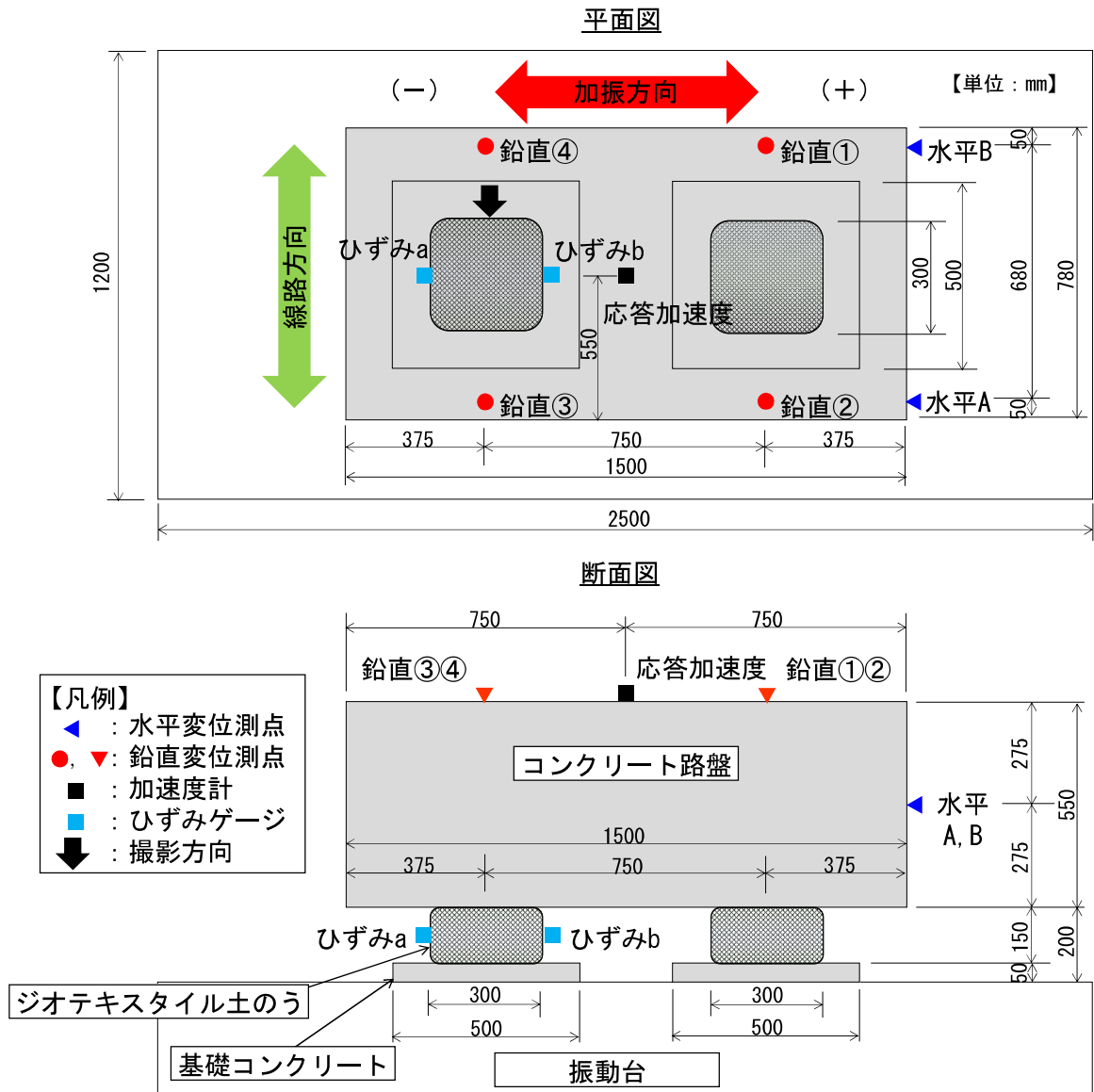
第3章では、実物大のジオテキスタイル土のう模型に対し正負交番水平載荷試験を行い、ジオテキスタイル土のうの静的水平せん断挙動の特性について確認を行った。本章では実材料を用いて製作したジオテキスタイル土のうに対して実施した模型振動台実験により確認したジオテキスタイル土のうの動的挙動や動的特性について述べる^{1),2)}。

4.2 ジオテキスタイル土のうの模型振動台実験

4.2.1 供試体概要

本試験の供試体概要を図-4.1に示す。供試体は基礎コンクリート、ジオテキスタイル土のう模型、コンクリート路盤模型で構成されている。

実物のジオテキスタイル土のう寸法は図-4.2に示すように縦1.20m×横1.20m×高さ0.15mであり、パイルスラブ式盛土の地盤改良杭は改良率10%の場合、線路直角方向の基本杭間隔は3.0mとなる。図-4.3には振動台全景を示す。模型振動台実験に際し、振動台の平面寸法は縦1.20m×横2.50mであることから、ジオテキスタイル土のう模型を加振方向に2箇所設置するため、ジオテキスタイル土のう模型寸法を平面的には1/4スケールとなる縦0.30m×横0.30m、高さは実スケールと同じ0.15mを加振方向に土のう模型中心間隔0.75mで2つ配置した。また、ジオテキスタイル土のう模型材料は、正負交番水平載荷試験と同じ、ジオテキスタイルは製品保証値81kN/mの補強材、中詰め材は粒度調整砕石M40を締固め度95%以上となるように締固めて作成した。なお、ジオテキスタイル土のう模型は平面的に1/4スケールであるが、ジオテキスタイル土のう模型に作用する上載荷重を実物と同じ(杭1本に作用する上載荷重120kN/本÷ジオテキスタイル土のう面積1.44m²/個)となるようコンクリート路盤模型の大きさを縦0.78m×横1.50m×高さ0.55mの無筋コンクリート(単位体積重量22kN/m³)³⁾とし、ジオテキスタイル土のう模型に作用する荷重は実物と同じ状態を再現している。



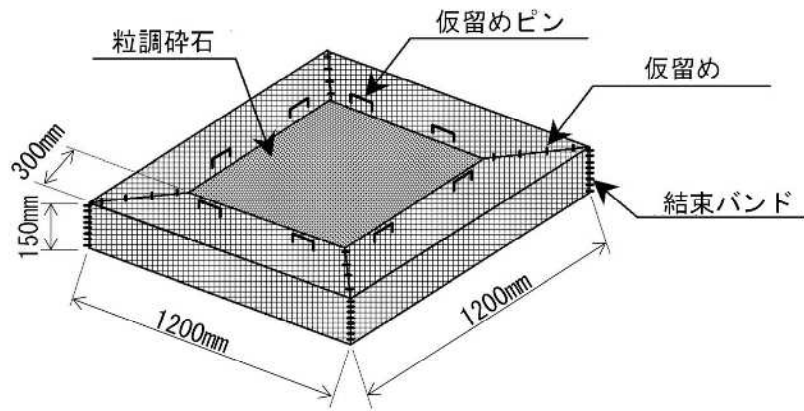


図-4.2 ジオテキスタイル土のう形状

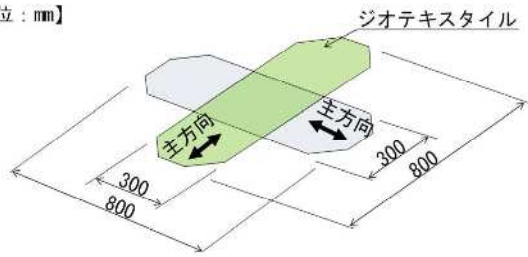


図-4.3 振動台全景

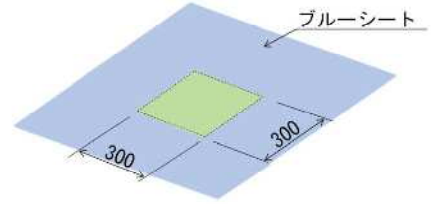
本実験では、ジオテキスタイル土のう自体の動的特性や動的挙動を確認するため、ジオテキスタイル土のうに対しては厳しい条件となるが土のう下面と基礎コンクリートを接着固定とした。なお、基礎コンクリートは加振に伴い、万が一ジオテキスタイル土のう模型と基礎コンクリートの固着が外れることで基礎コンクリート上をジオテキスタイル土のう模型が滑動した場合も基礎コンクリート上に留まるように、基礎コンクリート寸法はジオテキスタイル土のう模型より平面的に大きな縦 0.50m×横 0.50m×高さ 0.05m とした。

図-4.4 にジオテキスタイル土のうの製作手順を示す。まず、ジオテキスタイル土のう下面と基礎コンクリートを固定するため、あらかじめ所定の大きさ（縦 0.30m×横 0.80m）に裁断したジオテキスタイル 2 枚を直角方向に敷設後（手順(a)）、ジオテキスタイルを重ねた範囲（土のう平面寸法）である縦 0.30m×横 0.30m の開口を設けたブルーシートで防護（手順(b)）し、コンクリートを打設（手順(c)）した。手順(c)の後、基礎コンクリートを養生し、ジオテキスタイルと基礎コンクリートを固定後、基礎コンクリートを反転させ（手順(d)）、不要となるブルーシートを切除（手順(e)）した。図-4.4 には、ジオテキスタイル固定状況も示している。その後、中詰め土のう（縦 0.30m×横 0.30m×高さ 0.075m）を 2 段設置し、中詰め材の締固め度が 95%以上となるよう締固め（手順(f)）、ジオテキスタイルを折り返すことで土のう形状とした（手順(g)）。

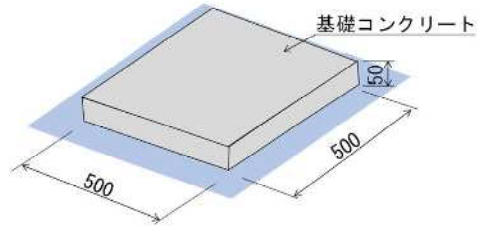
【単位：mm】



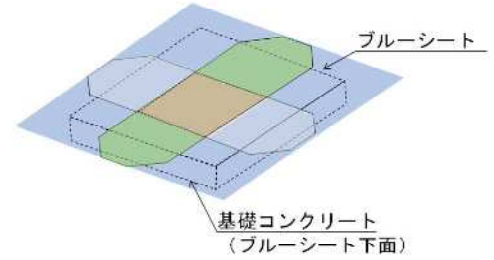
(a) ジオテキスタイル敷設



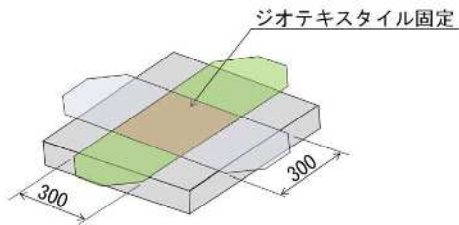
(b) ブルーシート防護



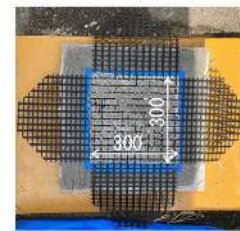
(c) 基礎コンクリート打設



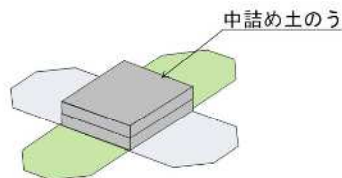
(d) 基礎コンクリート反転



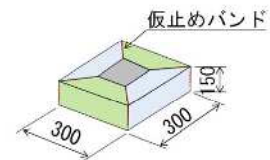
(e) ブルーシート切除



※ジオテキスタイル固定状況



(f) 中詰め土のう締固め



(g) ジオテキスタイル折返し

図-4.4 ジオテキスタイル土のう製作手順

ジオテキスタイル土のう上面は、ジオテキスタイル模型完成後、コンクリートを直接ジオテキスタイル土のう上に打設することでジオテキスタイル土のう上面とコンクリート路盤を固定させた。図-4.5 に供試体全景写真を示す。図-4.1 には計測機器配置も示すが、計測項目は、コンクリート路盤の鉛直変位、水平変位、加速度及びジオテキスタイルのひずみとした。鉛直変位は、加振によるジオテキスタイル土のうのせん断変形に伴うコンクリート路盤の沈下や傾きの有無を確認することを目的に、コンクリート路盤上面に接触式変位計をジオテキスタイル土のうの前後2箇所ずつの計4測点（測点①～④）に設置した。水平変位はコンクリート路盤中心高とし、加振に伴いコンクリート路盤が回転しないことを確認するため、平面的には線路方向2箇所にレーザー変位計を設置し、2測点（測点A、B）で加振方向の水平変位を計測することとした。加速度計は、ジオテキスタイル土のうから伝わるコンクリート路盤への振動減衰効果を確認するため、コンクリート路盤天端中心部に設けている。また、加振時にジオテキスタイル土のうがせん断変形する際のジオテキスタイルの粒度調整碎石の拘束効果を確認するため、ひずみゲージを加振方向のジオテキスタイル土のう側面に1箇所ずつ計2箇所（測点a,b）貼り付けた。

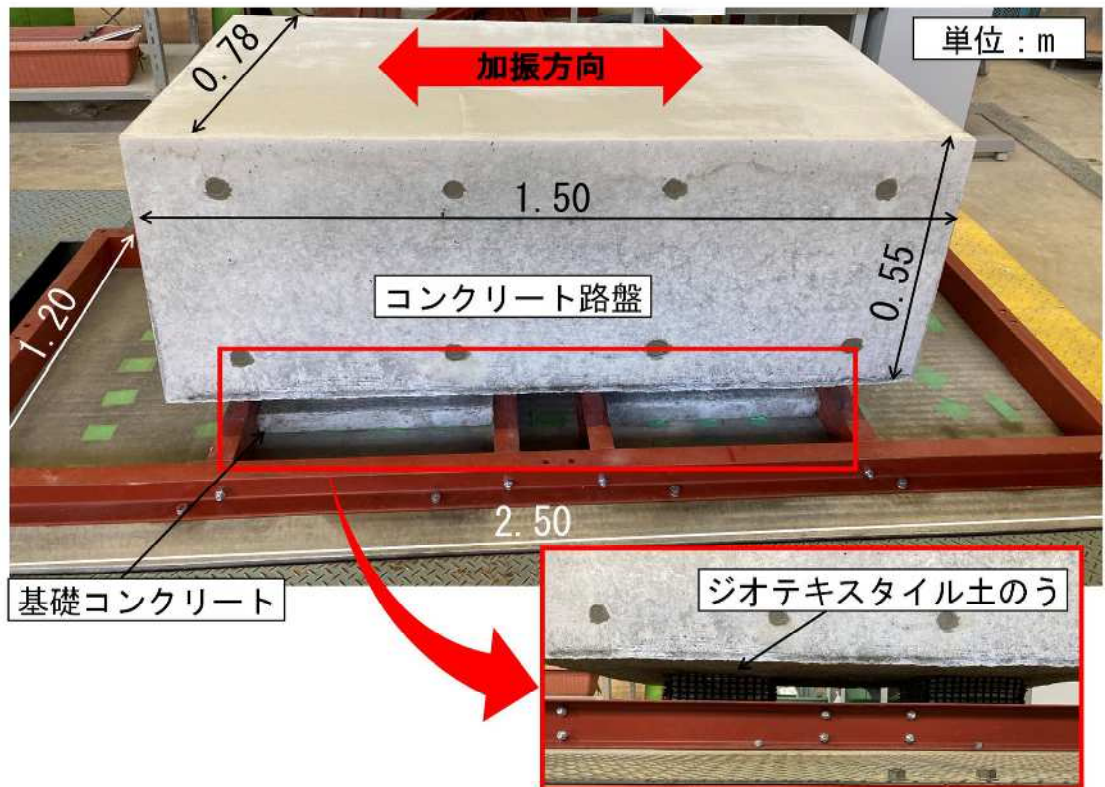


図-4.5 供試体全景

4.2.2 加振条件

表-4.1 に加振条件一覧を示す。鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（以下、耐震標準）⁴⁾ では表層地盤の固有周期に応じた鉄道士構造物の地表面設計地震動（土構造物照査波）が示されており、最大加速度は920Gal（G2 地盤）となっている。このため、入力加速度は900Gal を最大とし、加振は100Gal から900Gal までの100Gal 毎の段階加振とした。周波数の設定に当たり、本実験は土のう上面に作用する応力状態が実応力状態と同じであることから相似則⁵⁾は1:1 であり、実スケールでの周波数を与えるものとした。既往の1/10 スケールでの模型振動台実験⁶⁾での周波数5Hz から、模型と実物において同じ重力場とした場合の振動数の相似則⁵⁾（模型/実物の振動数= $\sqrt{\lambda}$ 、ここに、 $\lambda=10$ ）より逆算した実盛土の周波数は1.58Hz（実物振動数=模型振動数/ $\sqrt{\lambda}=5\text{Hz}/\sqrt{10}=1.58\text{Hz}$ ）となる。また、実大規模の振動台実験として杭基礎の動的解析モデルに用いる地盤抵抗特性を定式化するための基礎データを得ることを目的とした群杭基礎の大型振動台実験⁷⁾での正

弦波周波数は 2Hz，加振中の道床横抵抗力に関する実物大バラスト軌道模型に対する大型振動台実験⁸⁾での正弦波周波数は 3Hz となっている。実大規模の大型振動台実験に用いられる周波数は 1～3Hz の間であり，本実験における入力波は，振動台の性能（図-4.6）から供試体重量（約 2t）でも 900Gal まで加振可能な周波数である 2.5Hz，20 波を基本とした。なお，周波数は第 3 章に示すジオテキスタイル土の下面を固定状態とした正負交番水平載荷試験の結果よりジオテキスタイル土の固有周期を推定（図-4.7，表-4.2）し，大変形時も加振時にジオテキスタイル土の共振しないことを確認している。

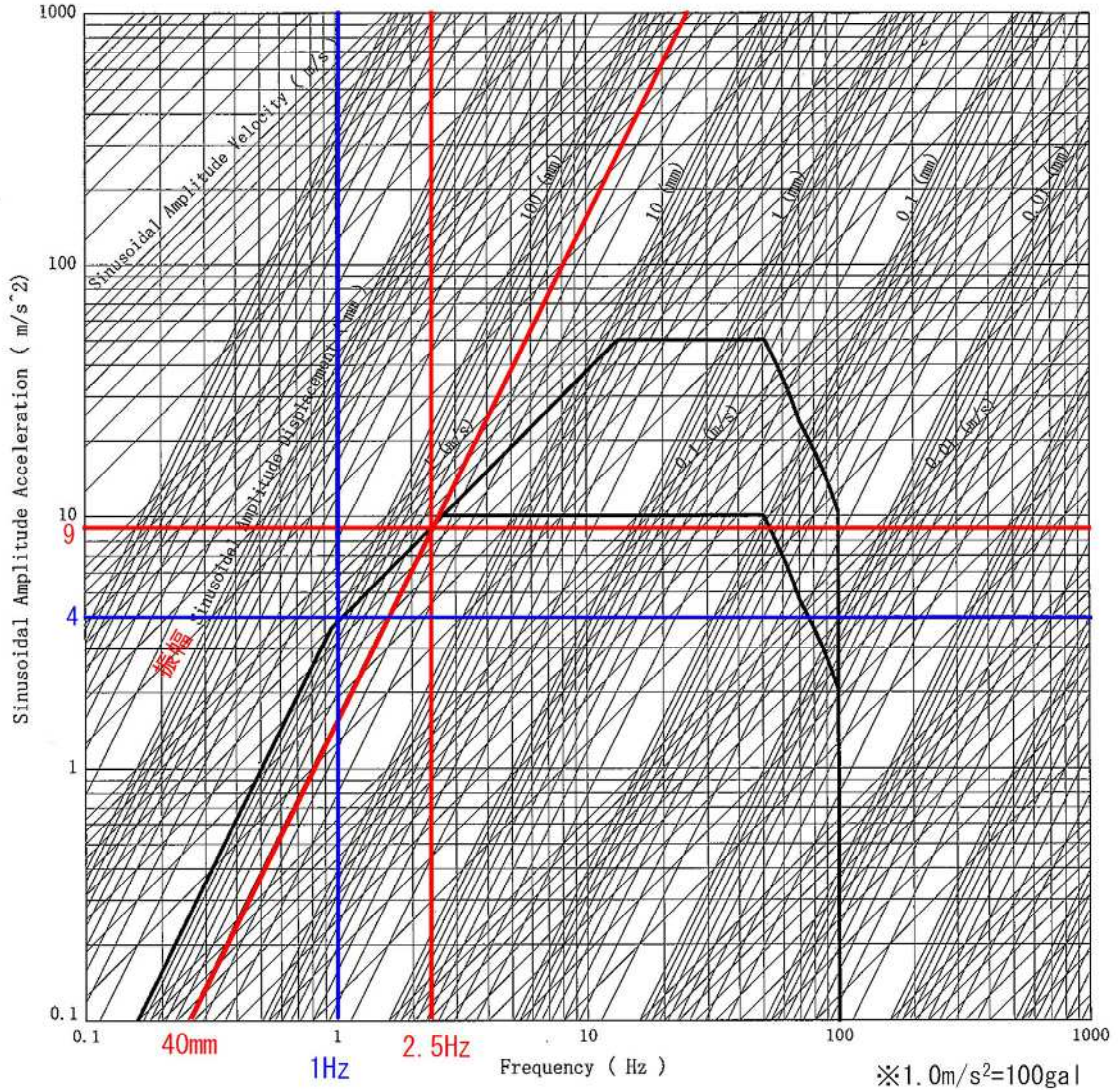
加えて，L2 地震動相当の加振履歴を受けたジオテキスタイル土の動的せん断特性を確認するため，2 回目加振は 1 回目と同様に周波数 2.5Hz，20 波，加速度は 100Gal から 900Gal までの 100Gal 毎の段階加振を行った。また，周波数の違いによる影響を確認するため，周波数を 1.0Hz，20 波とし，振動台の性能上 1.0Hz で加振可能な最大加速度である 400Gal までを 100Gal 毎の段階加振として 3 回目の加振を行った。最終加振である 4 回目は，再度周波数を 2.5Hz とし，加速度 900Gal で 40 波実施した。

表-4.1 加振条件一覧

回数	周波数	加振回数	加速度
1 回目	2.5Hz	20 波	100Gal～900Gal, 100Gal 毎の段階加振
2 回目	2.5Hz	20 波	100Gal～900Gal, 100Gal 毎の段階加振
3 回目	1.0Hz	20 波	100Gal～400Gal, 100Gal 毎の段階加振
4 回目	2.5Hz	40 波	900Gal

DYNAMIC SERVO

HORIZONTAL VIBRATION TEST SYSTEM PERFORMANCE



加振力 Nominal Force	± 50 kN	定格油圧 Rated Pressure	20.5 MPa
最大振幅 Max. Displacement	± 100 mm	消費流量 Required Flow	75.3 L/Min
最大速度 Max. Velocity	± 0.60 m/s	サーボ弁 Servo Valve	J072-188
最大加速度 Max. Acceleration	± 50.16 m/s ²	S.V. 台数 S.V. Q'ty	1 台
周波数範囲 Frequency Range	0.1 ~ 100 Hz	製造番号 Serial No.	HVZ13603

記事：

本線図は参考になります

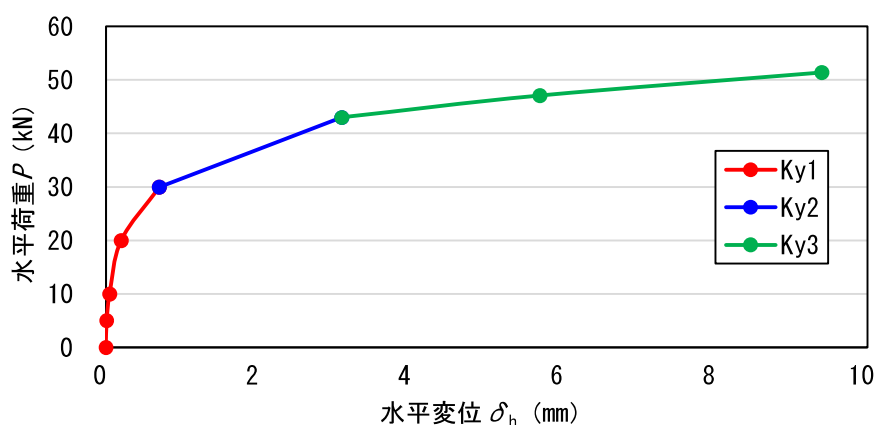
①無負荷限界

②搭載質量3000kg

作成	2019年 09月 27日	承認	照査	担当
図面番号				岩井

TAIHO MIYA

図-4.6 振動台加振性能



※ジオテキスタイル土のう下面固定状態における正負交番水平載荷試験結果

図-4.7 ジオテキスタイル土のうの水平荷重-水平変位の関係

表-4.2 ジオテキスタイル土のうの固有周期

水平荷重 P (kN)	水平変位 δ_h (mm)	剛性 K_y (kN/m)		固有周期 T_{eq} (s)		周波数 F (Hz)	
		K_{y1}	K_{y2}	T_{eq1}	T_{eq2}	$F1$	$F2$
0.0	0.00	K_{y1}	42,857	T_{eq1}	0.082	$F1$	11.9
5.0	0.01						
10.0	0.05						
20.0	0.20						
30.0	0.70						
43.0	3.1	K_{y2}	13,871	T_{eq2}	0.145	$F2$	6.9
47.1	5.7	K_{y3}	5,468	T_{eq3}	0.230	$F3$	4.0
51.4	9.4						

※1. $K_y = P / \delta_y$

※2. $T_{eq} = 2\pi \sqrt{W/K}$

ここに、 $W=7.35$ kN (ジオテキスタイル土のう模型1つが受け持つコンクリート路盤荷重)

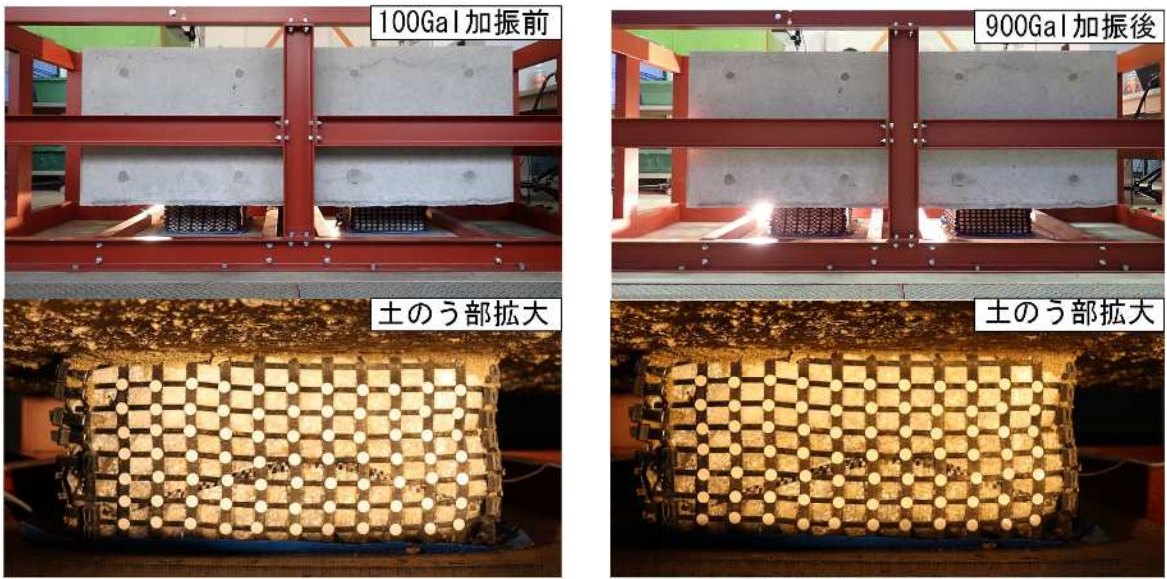
※3. $F=1/T_{eq}$

4.3 実験結果及び考察

4.3.1 ジオテキスタイル土のうの残留変位と応答変位

図-4.8に1回目加振の100Gal加振前及び1回目の最終加振である900Gal加振後の供試体全景を示す。また、図-4.9には図-4.1に示す撮影方向から撮影した900Gal加振後のジオテキスタイル土のうの拡大写真及びジオテキスタイル土のうに張り付けた各ターゲットの残留変位量を示す。図-4.9に示す表には残留変位量の最大値をハッチングで示すが、最大残留鉛直変位は2.0mm、最大残留水平変位は1.0mmと残留鉛直変位は図-4.1に示す水平変位+側への沈下が若干大きいものの、全体的に大きな違いはみられなかった。ターゲットの平均残留鉛直変位は1.8mm、平均残留水平変位は0.7mmと微小であり、900Gal加振後においてもジオテキスタイル土のうは土のう形状を保持しており、ジオテキスタイル土のう下面と基礎コンクリートの付着切れやジオテキスタイルの損傷は確認されなかった。

なお、900Gal加振時のジオテキスタイル土のうに作用する最大せん断応力は $\tau_{max}=68.2\text{kN/m}^2$ であった。田村⁹⁾はジオテキスタイル盛土補強土擁壁(RRR-B工法¹⁰⁾)を対象にジオテキスタイルやジオテキスタイルとコンクリートの定着面(ジオテキスタイル盛土補強土擁壁の補強材と仮抑え材を再現)の種類を変えた複数の供試体に対し、壁体引張試験を実施することでコンクリートとジオテキスタイルの定着強度を評価している。壁体引張試験の結果、コンクリートとジオテキスタイルの定着強度は、全てのケースで 100kN/壁 m^2 以上であり、本実験での最大せん断応力は壁体引張試験で確認された定着強度以下であった。



(a) 100Gal 加振前

(b) 900Gal 加振後

図-4.8 加振前後の供試体状況

残留鉛直・水平変位一覧 【単位：mm】

列 \ 行	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11	
	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平
a	2.0	0.6	2.0	0.6	1.8	0.6	2.0	1.0	1.8	1.0	1.8	0.8	1.8	1.0	1.6	0.8	2.0	1.0	1.8	0.8	1.6	0.4
b	1.6	0.8	2.0	1.0	2.0	0.8	1.8	0.8	1.8	0.8	1.6	0.8	1.8	0.8	1.8	0.6	1.8	0.6	1.6	0.8	2.0	0.2
c	1.6	0.6	2.0	0.6	1.8	0.8	1.8	0.8	1.8	0.8	1.8	0.8	1.6	0.8	1.6	0.8	1.8	0.6	1.6	0.8	1.8	0.8
d	1.8	0.6	2.0	0.8	1.8	0.6	1.6	0.6	1.8	0.8	1.6	0.6	1.8	0.6	1.8	0.8	1.6	0.8	1.6	0.6	1.4	0.6
e	1.8	0.8	1.6	0.6	2.0	0.8	1.8	0.6	2.0	0.6	1.6	0.6	1.8	0.6	1.8	0.6	1.6	0.4	1.8	0.4	1.6	0.6
f	2.0	0.6	2.0	0.8	2.0	0.8	1.8	0.8	1.8	0.8	1.8	0.6	1.8	0.4	1.8	0.6	1.8	0.6	1.8	0.6	1.6	0.6
g	1.8	0.6	1.8	0.8	1.8	0.6	1.8	0.6	1.8	0.6	1.8	0.6	1.6	0.6	1.6	0.4	1.8	0.6	1.6	0.4	1.6	0.4

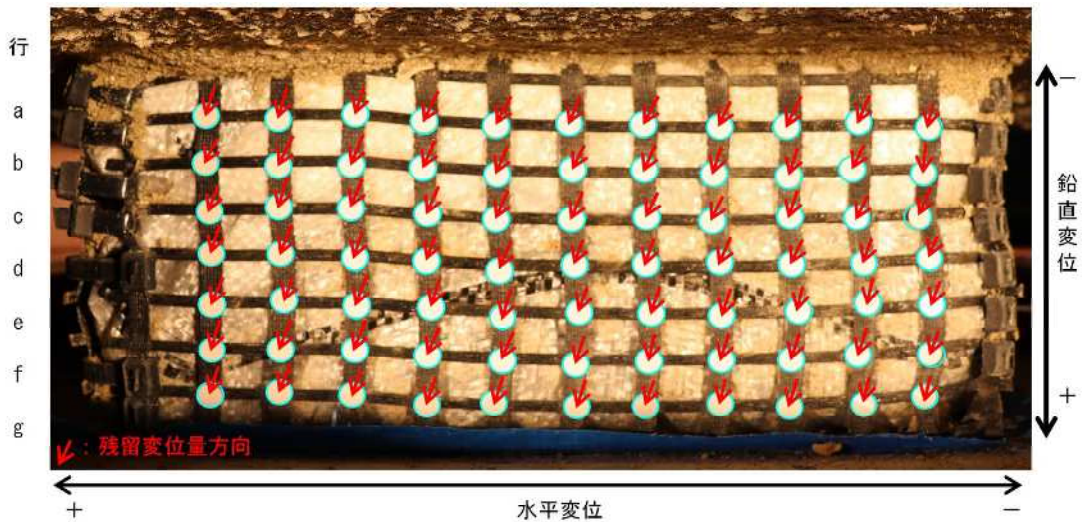


図-4.9 900Gal 加振後のジオテキスタイル土のうの残留変位量

図-4.10 に入力加速度と各加振後の残留鉛直変位の関係を示す。なお、ここに示す残留鉛直変位は各加振時の残留鉛直変位を考慮した累積変位である。300Gal までは全ての計測点でコンクリート路盤の残留鉛直変位は 0.1mm 未満とゼロに近い値であった。400Gal 加振後から測点③の残留鉛直変位はその他測点と比較し大きくなり、最終加振である 900Gal 加振後の残留鉛直変位は 2.0mm となっている。その他測点では、700Gal 加振までは 0.2mm 程度と大きな残留鉛直変位は確認されず、測点①、②では 800Gal 加振後から変位量が大きくなった。なお、最大残留鉛直変位は測点③の 2.0mm であり、ジオテキスタイル土の高 150mm に対して 1.3%と微小な変位であり、900Gal 加振後も土のう形状を保持していることが確認された。これは、図-4.9 に示す 900Gal 加振後のジオテキスタイル土のうターゲットの最大鉛直変位 2.0mm、第 3 章に示したジオテキスタイル土のう下面を非固定状態とした正負交番水平載荷試験の 1.0G 相当の水平載荷後の残留沈下量最大値 3.3mm と同等であり、耐震標準⁴⁾に示される一般的な新幹線での土構造物の許容鉛直変位量 100mm と比較して微小な値であった。

2 測点の 900Gal 加振後の相対変位は加振方向（測点①-④間、測点②-③間）で 1.0mm、0.6mm、線路方向（測点①-②間、測点③-④間）で 0.2mm、1.8mm となっている。各測点間の残留鉛直変位量の差は最大 1.8mm と小さい値であるが、多少の差異が確認される。これは、模型振動台実験においても振動台の大きさによる制限によりコンクリート路盤を 2 つのジオテキスタイル土のうによる加振方向での 2 点支持としたため、残留鉛直変位は測点③方向に累積したためと考えられる。この傾向は正負交番水平載荷試験結果と同様であり、実際のパイルスラブ式盛土のコンクリート路盤は加振方向のみでなく線路方向も含めた多点支持となるため、このような測点間の鉛直変位量の差はほとんどないと考えられる。

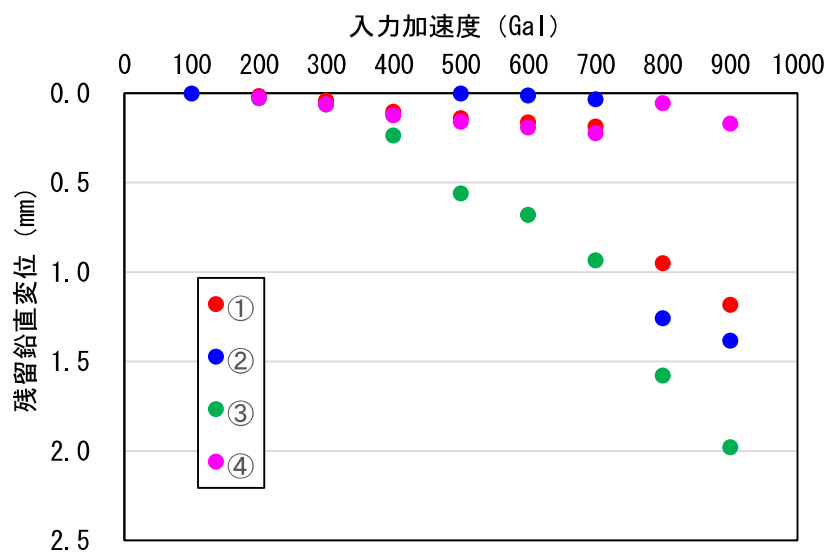


図-4.10 入力加速度と残留鉛直変位の関係

図-4.11 に入力加速度と各加振後の残留水平変位の関係を示す。ここで示す残留水平変位は、残留鉛直変位同様、累積変位である。残留水平変位は、300Gal 加振後までは 0.1mm 未満とゼロに近い値であった。400Gal 加振後では揺れ戻しの影響により 0.01mm と 200Gal 加振後よりも小さい値となるが、500Gal 加振以降は図-4.1 に示す+側に残留水平変位が累積する傾向となった。900Gal 加振後の残留水平変位は、測点 A で 1.6mm、測点 B で 1.2mm、平均 1.4mm であり、パイルスラブ式盛土のコンクリート路盤許容水平変位量 100mm 未満であった。これは、残留水平変位を土の高さ 150mm で除した残留せん断ひずみ γ_r では $\gamma_r=0.009$ となり、残留鉛直変位同様、残留水平変位も微小な変位であった。なお、500Gal 加振以降、測点 A,B 間の相対変位は徐々に大きくなるものの、900Gal 加振後で 0.4mm と微小であり、加振に伴うコンクリート路盤の線路方向への回転はみられず、一方向に加振することができたと考えられる。また、コンクリート路盤の残留水平変位は、図-4.9 に示す 900Gal 加振後のジオテキスタイル土のうターゲットの最大水平変位 1.0mm と同等の値であった。

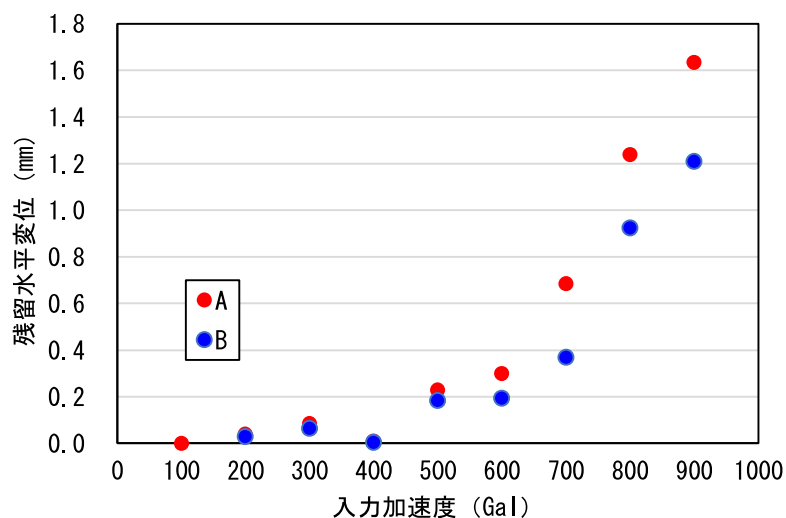


図-4.11 入力加速度と残留水平変位の関係

図-4.12 に各加振時におけるコンクリート路盤の最大水平片振幅を示す。ここに示す最大水平片振幅は、各加振時コンクリート路盤に生じる最大水平応答変位（最大振れ幅）のうち片側振幅の値である。なお、片振幅は各加振時の値であり、残留水平変位は考慮していない。

振幅値は 300Gal までは 0.05mm（せん断ひずみ $\gamma=0.0003$ ）と微小であり、残留水平変位も 0.1mm（残留せん断ひずみ $\gamma_r=0.007$ ）未満とゼロに近い値であったことから、低い加速度においてジオテキスタイル土のうはコンクリート路盤と一体となって挙動していると考えられる。なお、400Gal～600Gal では 0.1mm（せん断ひずみ $\gamma=0.007$ ）程度とほぼ一定であったが、これ以降の振幅値は加速度毎に徐々に大きくなっている。

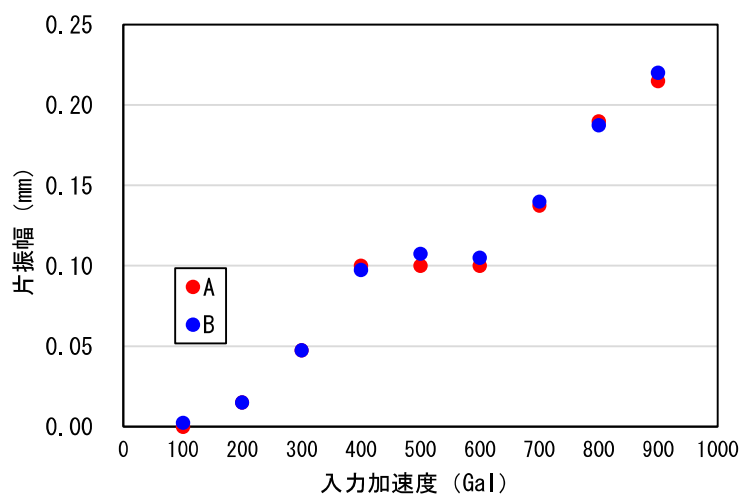


図-4.12 入力加速度と水平最大応答変位の関係

4.3.2 ジオテキスタイル土のうの振動伝達抑制効果

図-4.13 には、各加振における図-4.1 に示す+側加振時におけるコンクリート路盤の最大応答加速度を振動台加速度で除した加速度応答比と入力加速度の関係を示す。100Gal～400Gal までの低い加速度では、加速度応答比 1.2 程度とコンクリート路盤に若干の応答増幅が確認される。1/10 スケール模型振動台実験⁶⁾では 500Gal 加振後のコンクリート路盤の残留水平変位、残留鉛直変位及び地盤改良杭の残留水平変位はゼロに近く、パイルスラブ式盛土の損傷は確認されていない。このため、低加速度範囲でコンクリート路盤に若干の応答増幅がみられる場合 (400Gal×1.2 倍=440Gal<500Gal) もパイルスラブ式盛土の耐震性には問題ないと考えられる。なお、500Gal 以降で加速度応答比は 1.0 程度となり、600Gal 以上の入力加速度では加速度応答比 0.8 程度とジオテキスタイル土のうにより応答加速度が低減される振動伝達抑制効果が確認された。

図-4.14 には、加速度応答比と各加振後の残留ひずみを考慮したコンクリート路盤最大加速度応答時の土のうせん断ひずみ γ との関係を示す。入力加速度 600Gal までのせん断ひずみ γ は 0.001 未満であり微小な値で推移しているが、入力加速度が大きくなるにつれ加速度応答比は低減している。700Gal 時のせん断ひずみ γ は 0.0016、900Gal 時のせん断ひずみ γ は 0.0070 と増加しているが加速度応答比は 0.8 程度でほぼ一定であり、入力加速度 900Gal までの加振ではせん断ひずみ γ の増加に伴う加速度応答比の頭打ちが確認された。

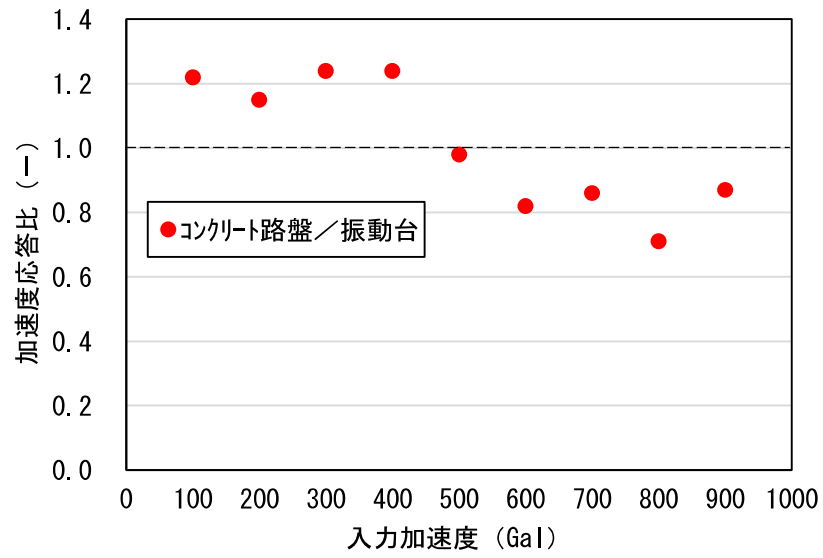


図-4.13 入力加速度と加速度応答比の関係

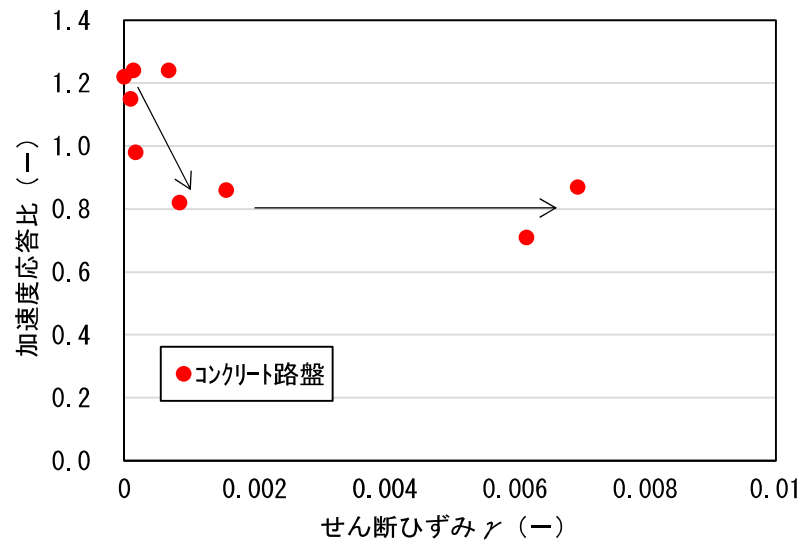


図-4.14 せん断ひずみと加速度応答比の関係

土のうの振動伝達抑制効果を比較するため、既往の研究である土のう下端を固定した 1/10 スケール模型に対する振動台実験結果⁶⁾であるコンクリート路盤、杭天端最大応答加速度を図-4.15 に示す。また、図-4.16 には、1/10 スケール模型振動台実験時の計測機器配置図を示している。図-4.15 より、1/10 スケール模型振動台実験では入力加速度 500Gal までのコンクリート路盤、杭天端の応答加速度はほぼ同じであり、入力加速度 500Gal 時は 1000Gal 程度の応答加速度であった。今回実施した模型振動台実験ではジオテキスタイル土のうに着目し、基礎コンクリート上にジオテキスタイル土のうとコンクリート路盤のみを模擬した供試体となっており杭頭部構造のみを再現している。このため、本実験では、振動台の加振が直接ジオテキスタイル土のうに伝達する。一方、1/10 スケール模型振動台実験の供試体はパイルスラブ式盛土を再現したものであるため、振動台の加振は地盤改良杭を通してジオテキスタイル土のうに伝達するものとなっている。

このため、1/10 スケール模型の杭天端応答加速度を振動台加速度と仮定し、図-4.17 に図-4.15 に示す杭天端の応答加速度を横軸としたコンクリート路盤と杭天端の加速度応答比の関係を示す。1/10 スケール模型振動台実験では、杭天端での応答加速度比が 500Gal までは 0.95 程度で推移、1000Gal 相当時のコンクリート路盤の加速度応答比は 1.05 と 1.0 程度であり、コンクリート路盤と杭天端は一体となって挙動していると考えられる。一方、杭天端応答加速度が 1700Gal 以降では、コンクリート路盤の応答加速度が 0.5~0.8 程度に低減されており、加速度が大きくなる程、加速度応答比は小さくなっている。実応力状態を再現した今回の模型振動台実験では、600Gal 以降の加振でコンクリート路盤の応答加速度は 0.8 程度に低減しており、1/10 スケール模型振動台実験結果から確認されるよりも小さい加速度でジオテキスタイル土のうの応答加速度が低減する効果が確認された。この違いは、1/10 スケール模型と今回の実験でジオテキスタイル土のうの中詰め材に用いた材料（1/10 スケール模型：10mm 未満に調整した碎石，今回製作：粒度調整碎石 M40）の違い、1/10 スケールの土のう模型はジオテキスタイルではなく養生メッシュシートを用いており、引張強度が相似則で 2 倍程度⁶⁾であることが影響していると考えられる。

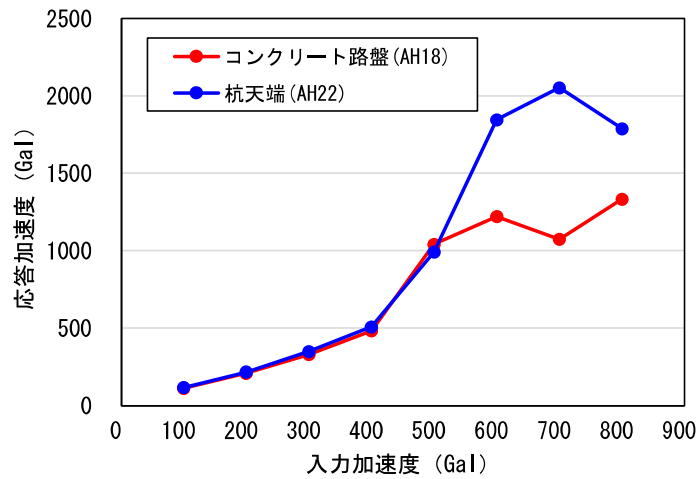


図-4.15 入力加速度とコンクリート路盤、杭天端最大応答加速度の関係⁶⁾

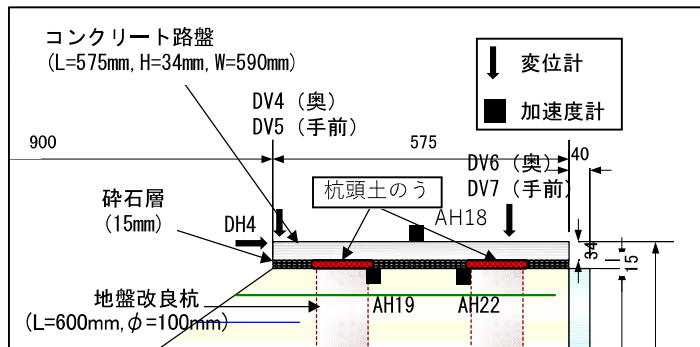


図-4.16 1/10スケール模型盛土天端付近計測機器配置図⁶⁾に加筆

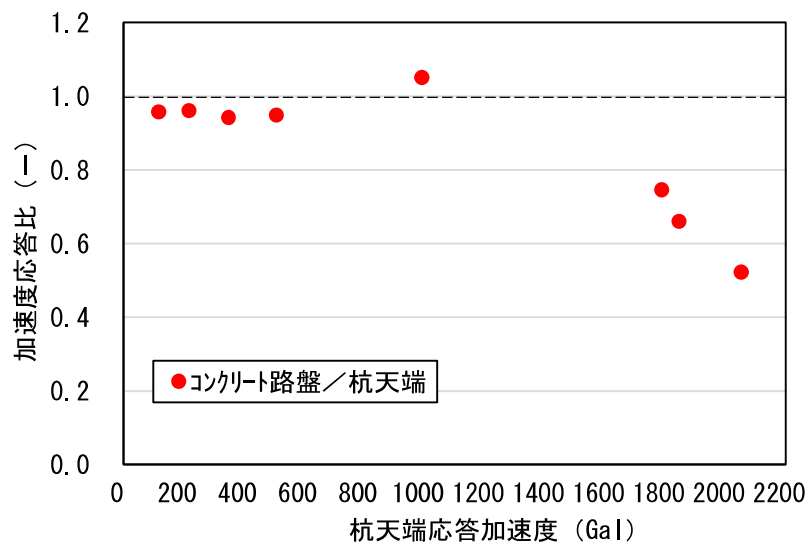


図-4.17 杭天端応答加速度と加速度応答比の関係

4.3.3 ジオテキスタイルひずみとジオテキスタイル土のうせん断ひずみ

図-4.18 に入力加速度とジオテキスタイル土のうに張り付けたひずみゲージで計測したジオテキスタイルの最大引張ひずみ δ_{\max} の関係、図-4.19 に入力加速度とジオテキスタイル残留ひずみ δ_r の関係を示す。供試体端に近いひずみゲージ a を土のう外側、供試体中心に近いひずみゲージ b を土のう内側とし、ひずみ a を赤丸、ひずみ b を青丸で示している。測点 a、b ともに 300Gal まではひずみがほとんど生じていない。土のう外側の測点 a では、400Gal 加振時からひずみの増加がみられるが、土のう内側の測点 b ではひずみの増加は小さい。なお、図-4.12 に示すように加振に伴うジオテキスタイル土のうの水平振幅は、土のう外側の測点 a のひずみ同様、400Gal 以降で増加し、加速度の増加に伴い水平振幅も大きくなっている。図-4.20 には、土のう最大せん断ひずみ γ_{\max} とジオテキスタイルの最大引張ひずみ δ_{\max} の関係を示すが、土のう最大せん断ひずみ γ_{\max} の増加に伴い、土のう外側の測点 a にひずみが生じていることが確認される。この結果より、加振に伴うジオテキスタイル土のうのせん断変形に際し、ジオテキスタイル土のうの水平振幅や残留水平変位は大きくなるものの、ジオテキスタイルがジオテキスタイル土のう内の粒度調整碎石を拘束することで、過大な変形を抑制し土のう形状が保持されていると考えられる。

一方、土のう内側の測点 b では、測点 a と比較し全ての加振において小さな値であった。これは、本実験では加振に伴うジオテキスタイル土のうの水平変位が+側に累積したため、測点 a のみ引張りが発生したものと考えられる。

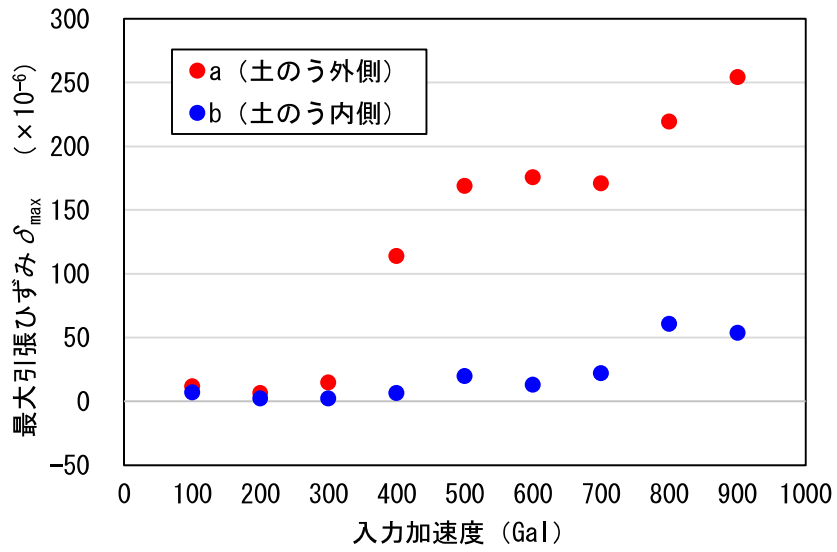


図-4.18 入力加速度とジオテキスタイル最大ひずみの関係

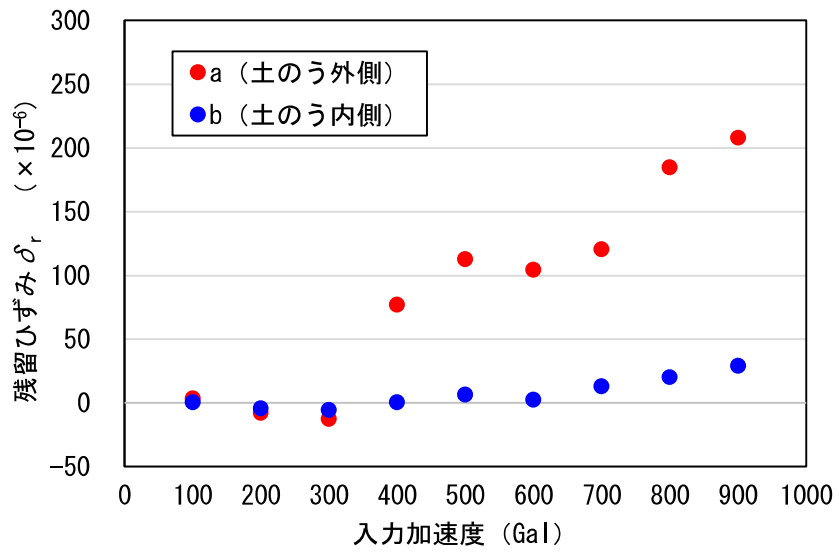


図-4.19 入力加速度とジオテキスタイル残留ひずみの関係

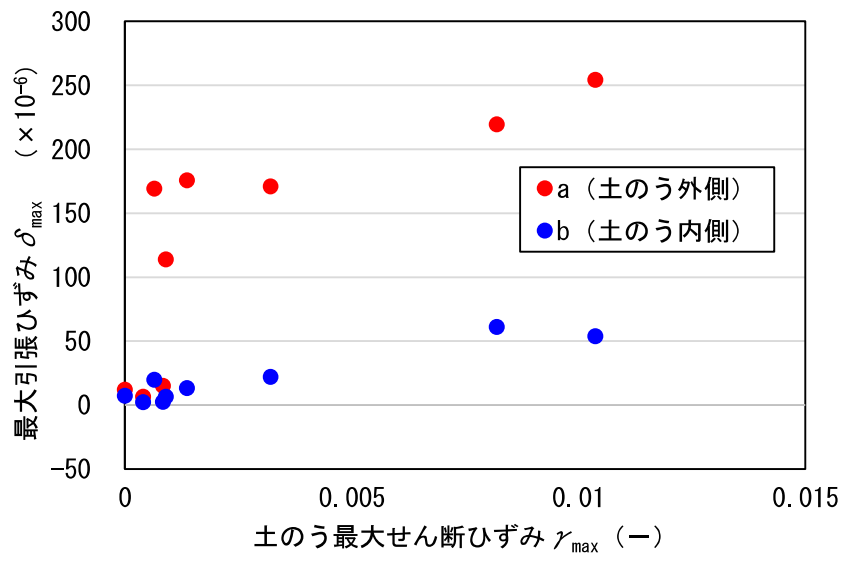


図-4.20 土のう最大せん断ひずみとジオテキスタイル最大引張ひずみの関係

4.4 ジオテキスタイル土の動的せん断強度の特性

4.4.1 ジオテキスタイル土の τ/σ_v - γ の関係

図-4.21 にジオテキスタイル土のせん断応力比 τ/σ_v と最大せん断ひずみ γ_{max} 、図-4.22 にはジオテキスタイル土のせん断応力比 τ/σ_v と残留せん断ひずみ γ_r の関係を示す。ここに示す τ/σ_v は、ジオテキスタイル土の1つ当たり作用する水平力（コンクリート路盤に最大応答加速度を乗じたもの）を土の平面積で除して算定したせん断力 τ を上載荷重 σ_v で除したものである。また、せん断ひずみ γ は、コンクリート路盤の応答水平変位をせん断変位とし、土の高さ 150mm で除した値である。模型振動台実験を赤丸、参考としてジオテキスタイル土の下面固定状態の正負交番水平載荷試験結果を青丸で示す。

図-4.21、図-4.22 より、ジオテキスタイル土のせん断応力比 τ/σ_v と最大せん断ひずみ γ_{max} 、残留せん断ひずみ γ_r の関係は、動的試験である模型振動台実験と静的試験である正負交番水平載荷試験で同様の傾向を示すことが確認される。

せん断ひずみ γ_{max} 、 γ_r は、せん断応力比 τ/σ_v が 0.55（せん断ひずみ 0.001）を超えるとそれまでと比較し、模型振動台実験、正負交番水平載荷試験ともに大きく増加する傾向を示す。なお、せん断応力比 τ/σ_v が 0.7 付近の最大せん断ひずみ γ_{max} は模型振動台実験で 0.010、正負交番水平載荷試験で 0.005、残留せん断ひずみ γ_r は模型振動台実験で 0.008、正負交番水平載荷試験で 0.002 となっている。最大せん断ひずみ γ_{max} 、残留せん断ひずみ γ_r ともに正負交番水平載荷試験よりも模型振動台実験の方が大きな値であり、最大せん断ひずみ γ_{max} に対する残留せん断ひずみ γ_r の割合も模型振動台実験で 80%、正負交番水平載荷試験で 40%と模型振動台実験の方が大きくなっている。これは、正負交番水平載荷試験がコンクリート路盤を荷重制御により正負均等に直接水平変位させているのに対し、模型振動台実験では τ/σ_v が 0.5 を超えると振動台の入力精度等によりコンクリート路盤が図-4.1 に示す+側の一方方向へ累積したことが影響していると考えられる。

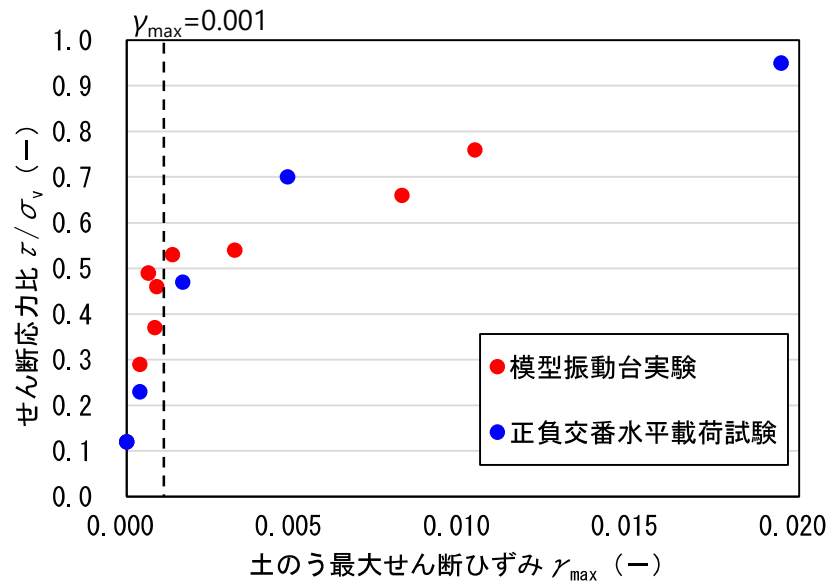


図-4.21 ジオテキスタイル土のうのせん断応力比と最大せん断ひずみの関係

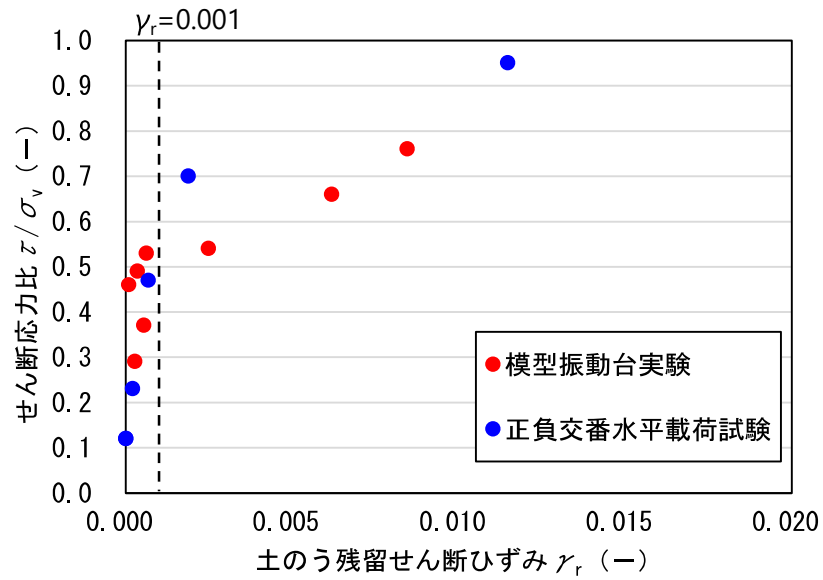


図-4.22 ジオテキスタイル土のうのせん断応力比と残留せん断ひずみの関係

4.4.2 ジオテキスタイル土のうにおける $G/G_0-\gamma$, $h-\gamma$

図-4.23 に、3.4.2 で示したジオテキスタイル土のう下端を固定した正負交番水平載荷試験結果であるせん断ひずみ 1×10^{-6} 時の値を G_0 とした今回の模型振動台実験結果であるジオテキスタイル土のうの $G/G_0-\gamma$ を赤線で示す。なお、図-4.23 には各加振後の残留せん断ひずみ位置も示しているが、100Gal は残留せん断ひずみがゼロであり、400Gal では揺れ戻しの影響によりせん断ひずみが小さくなるため除外し、300Gal と 500Gal を破線で結んでいる。また、参考に 3.4.2 で示したジオテキスタイル土のう下端を固定した正負交番水平載荷試験結果を青線で示す。

模型振動台実験のせん断剛性比 G/G_0 は、200Gal 以降で大きな低下が確認される。また、600Gal 以降ではせん断ひずみ振幅 γ が 0.001 を超え、せん断剛性比 G/G_0 は 0.1 以下となっている。履歴減衰 h は 200Gal～700Gal 加振のせん断ひずみ間は約 0.2 で一定であり、800Gal で 0.23、900Gal で 0.24 と大きくなっている。図-4.13 では 600Gal 以降で加速度応答比が 1.0 以下に低減したが、600Gal 以降の加速度応答比は 0.8 程度で横ばいであり、履歴減衰 h と加速度応答比の相関は確認されない。一方、600Gal 以降 ($\gamma=0.001$ 以降)、 G/G_0 は 0.1 以下となり、加振に伴うジオテキスタイル土のうのせん断剛性の低下により加速度応答比の低下がみられる。図-4.21、図-4.22 に示すようにせん断ひずみが 0.001 を超えるとジオテキスタイル土のうの塑性化が確認されることから、ジオテキスタイル土のうの振動伝達抑制効果はジオテキスタイル土のうが塑性化することで発揮されると考えられる。

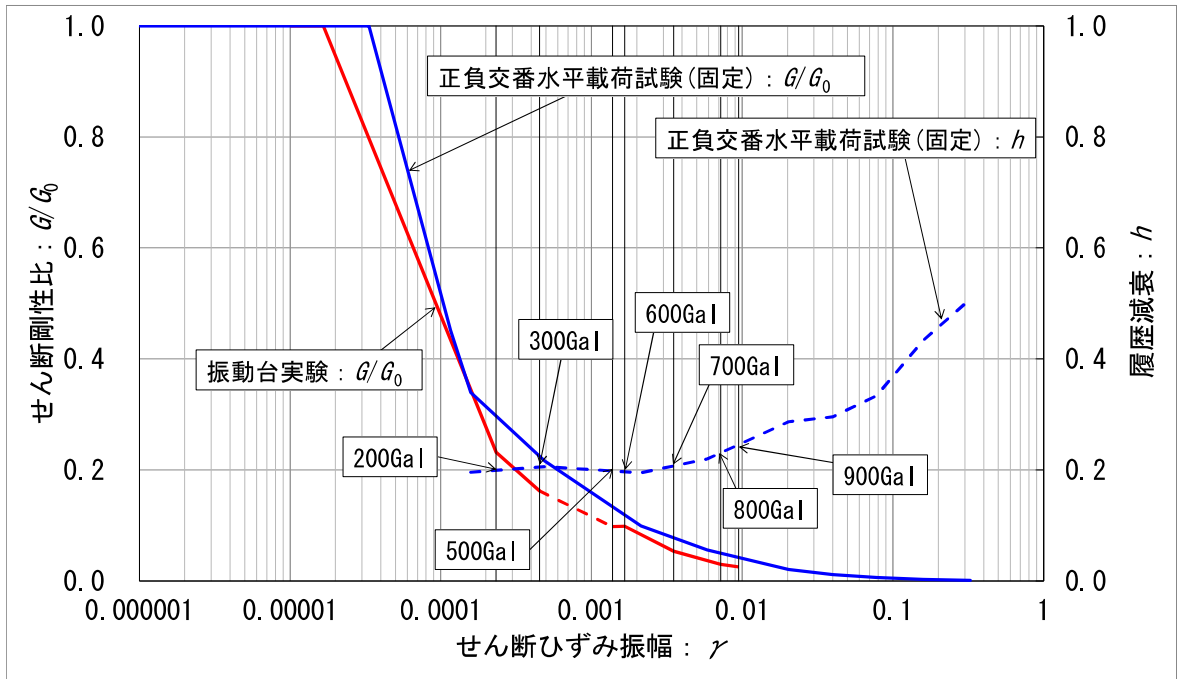


図-4.23 ジオテキスタイル土における G/G_0 - γ , h - γ

4.5 2回目以降の加振結果

図-4.24 に周波数と 400Gal 加振時の最大水平変位，残留水平変位の関係，図-4.25 に周波数と 400Gal 加振時の残留鉛直変位の関係を，図-4.26 には周波数と 400Gal 加振時の加速度応答比の関係を示す．なお，1 回目加振では 400Gal 以降，900Gal 加振までの入力加速度増加に伴い水平変位，鉛直変位ともに増加する．このため，ここに示す変位は，表-4.1 に示す 2 回目 (2.5Hz)，3 回目 (1.0Hz) の加振結果である．なお，水平変位，鉛直変位はともに各回の累積値 (各測点の平均値) を示している．一方，加速度応答比は 1 回目 (2.5Hz)，2 回目 (2.5Hz)，3 回目 (1.0Hz) の加振結果である．

2.5Hz と 1.0Hz を比較すると最大水平変位，残留水平変位及び残留鉛直変位の変位差は 0.1mm 以下と微小な値であった．また，加速度応答比は全てのケースで 1.2 程度であり，水平変位，鉛直変位，加速度応答比が全て同程度であることから，400Gal までの加振においてはジオテキスタイル土のうの加振に対する周波数の影響は確認されなかった．

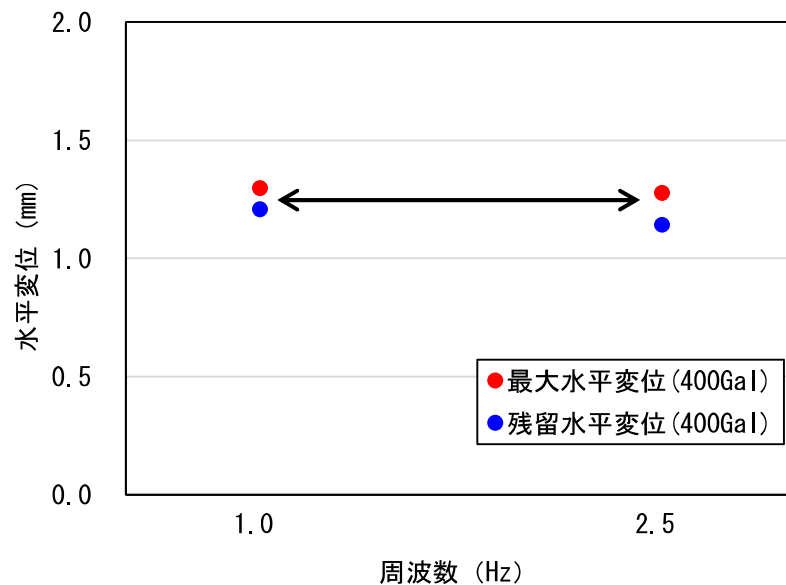


図-4.24 周波数と水平変位の関係 (400Gal 加振)

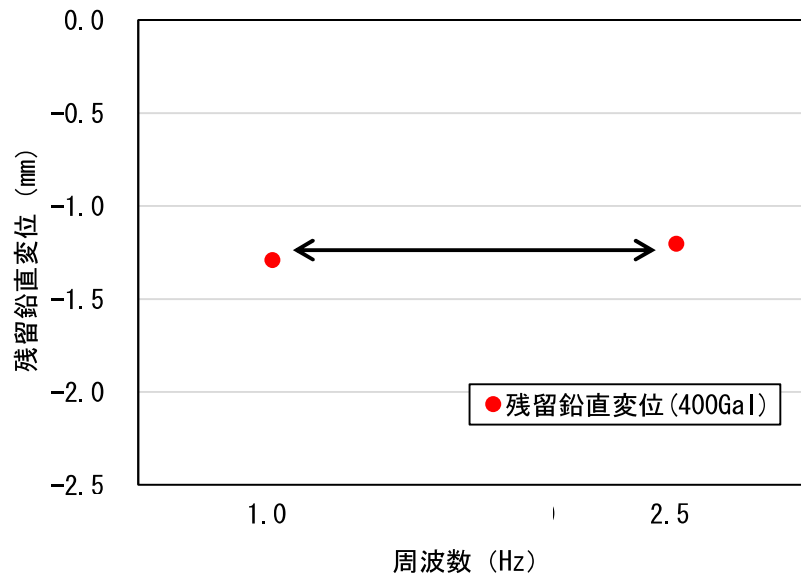


図-4.25 周波数と残留鉛直変位の関係 (400Gal 加振)

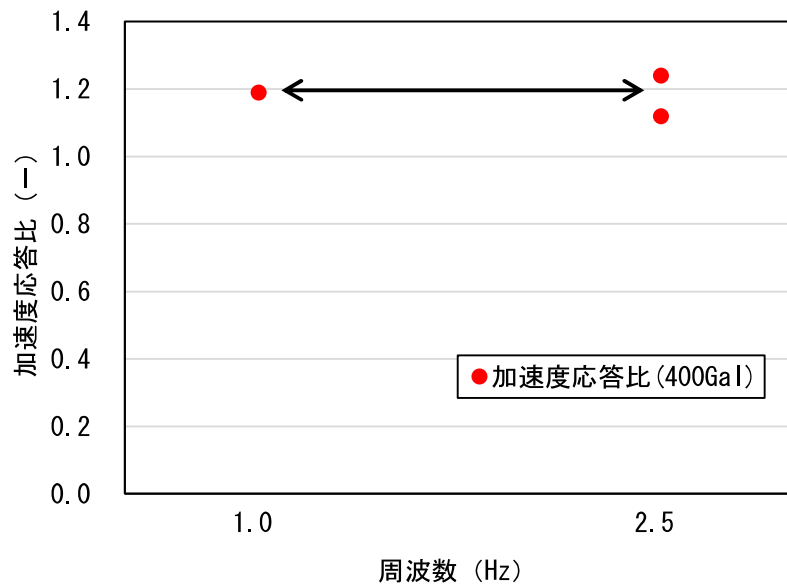


図-4.26 周波数と加速度応答比の関係 (400Gal 加振)

図-4.27 に 900Gal 加振回数と 900Gal 時の最大水平変位、900Gal 後の残留水平変位の関係、図-4.28 に 900Gal 加振回数と 900Gal 後の残留鉛直変位の関係を示す。ここに示す変位量は、400Gal 加振時同様、水平変位、鉛直変位はともに各回の累積値（各測点の平均値）である。なお、900Gal 加振 3 回目は、1.0Hz、400Gal 加振後の加振であり、表-4.1 に示す加振回数 4 回目の加振である。

1 回目の 900Gal 加振と比較し、3 回目の 900Gal 加振では最大水平変位は増加するものの 0.4mm と微小であった。一方、残留水平変位はほぼ横ばいであった。また、3 回目の残留水平変位は 1.4mm であり、複数回の 900Gal 相当の加振を受けたジオテキスタイル土のうの残留水平変位もパイルスラブ式盛土のコンクリート路盤許容水平変位量 100mm 未満と比較し微小な値であった。さらに、残留鉛直変位も 1 回目加振後は 1.2mm、3 回目加振後で 1.3mm と同程度であり増加は確認されず、残留水平変位同様、3 回目の残留鉛直変位も一般的な新幹線での土構造物の許容鉛直変位量 100mm と比較し微小であった。

この結果より、複数回の L2 地震動相当に対するジオテキスタイル土のうの変位増加は微小であり、複数回の L2 地震動相当の加振に対してもジオテキスタイル土のうは抵抗力を保持することが確認された。

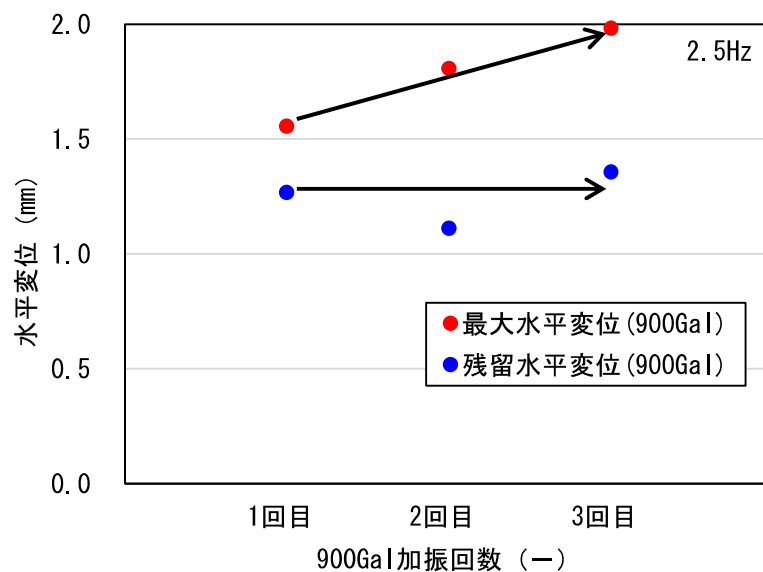


図-4.27 900Gal 加振回数と水平変位の関係

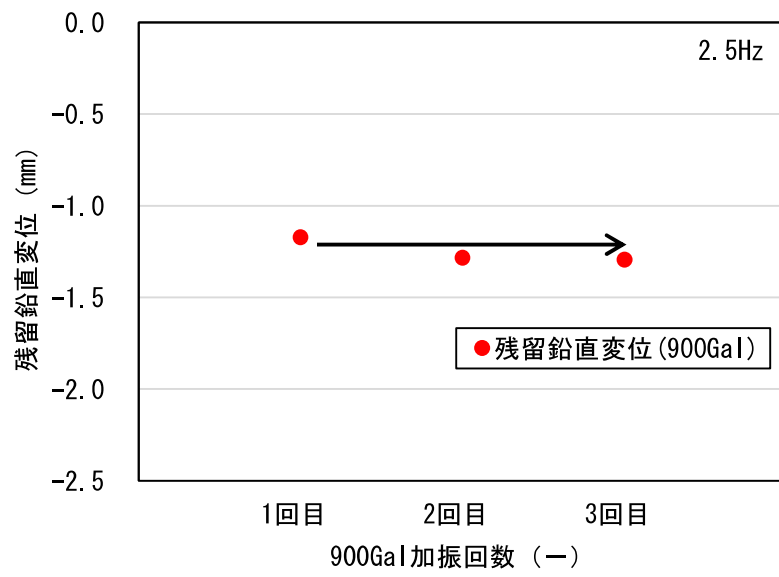


図-4.28 900Gal 加振回数と残留鉛直変位の関係

4.6 第4章のまとめ

第4章では、実材料を用いて実応力状態を再現したジオテキスタイル土のう模型に対して振動台実験を実施し、ジオテキスタイル土のうの動的せん断挙動の特性について確認した。以下に、本章の検討で得られた知見を以下に示す。

- (1) ジオテキスタイル土のうの最大残留水平変位は 1.6mm (最大残留せん断ひずみ $\gamma_r=0.011$)、最大残留鉛直変位は 2.0mm (土のう高 150mm の 1.3%) とコンクリート路盤の許容水平変位量 100mm、許容鉛直変位量 100mm と比較し小さい値であった。
- (2) 600Gal 以降の加振では振動台よりジオテキスタイル土のうを介して伝達するコンクリート路盤の応答加速度は加速度応答比で 0.8 程度に低減する。
- (3) ジオテキスタイル土のうの振動伝達抑制効果は、せん断ひずみ 0.001 以降となるジオテキスタイル土のうの塑性化により発揮される。
- (4) せん断応力比とせん断ひずみの関係は、動的試験、静的試験ともに同様の傾向を示す。
- (5) 400Gal までの加振に対してジオテキスタイル土のうに周波数の影響は確認されない。
- (6) 複数回の L2 地震相当の加振に対してもジオテキスタイル土のうの残留水平変位、残留鉛直変位の増加は確認されず、L2 地震動相当の加振を受けた場合もジオテキスタイル土のうは抵抗力を保持する。

参考文献（第4章）

- 1) 藤井公博, 鈴木素之, 近藤政弘, 小島謙一: パイルスラブ式盛土におけるジオテキスタイル土のう模型に対する振動台実験, 地盤と建設, Vol.40, No.1, pp.35-42, 2023.
- 2) 藤井公博, 鈴木素之, 近藤政弘, 小島謙一: 路盤を支持するジオテキスタイル土のうの動的変形・せん断特性に関する一考察, 第58回地盤工学研究発表会, p.11-2-3-03, 2023.
- 3) 国土交通省鉄道局監修: 鉄道総合技術研究所編, 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 2004.
- 4) 国土交通省鉄道局監修: 鉄道総合技術研究所編, 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012.
- 5) 香川崇章: 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文報告集, 第275号, pp.69-77, 1978.
- 6) 野中隆博, 小島謙一, 瀧山清美, 森野達也, 陶山雄介, 青木一二三: 改良杭頭部にジオテキスタイル土のうを用いたパイルスラブ式盛土の振動実験について, ジオシンセティックス論文集, 第28巻, pp.73-80, 2013.
- 7) 野々村佳哲, 白戸真大, 福井次郎, 喜多直之: 群杭基礎の大型振動台実験, 第27回地震工学研究発表会梗概集, p.173, 2003.
- 8) 中村貴久, 伊藤壱記: 加振中の道床横抵抗力に関する大型振動台実験, 施設研究ニュース, No.293, pp.1-2, 2015.
- 9) 田村幸彦: ジオシンセティックスと壁面コンクリートの定着強度, 第40回地盤工学研究発表会, pp.715-716, 2005.
- 10) RRR 工法協会: <https://www.rrr-sys.gr.jp/method/b.php>, (参照 2024-01-03).

第5章 実大パイルスラブ式盛土の動的挙動と適用範囲

5.1 はじめに

既往の研究では主に 1/10 スケール模型振動台実験によるパイルスラブ式盛土の耐震性に関する有効性について、第3章、第4章では実際の材料を用いて実物大もしくは実応力状態を再現したジオテキスタイル土のう模型に対する水平せん断挙動の特性について確認を行ってきた。本章では、既往の 1/10 スケールの模型振動台実験¹⁾で想定する鉄道盛土として標準的な盛土高 6.0m の他、盛土高 6.0m では鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物²⁾（以下、土構造標準）に示される省力化軌道を支持する性能ランク I の支持地盤条件外となる支持層表層 2.0m が軟弱粘性土の場合（性能ランク II の支持地盤条件）、また犬走りを設ける盛土高 9.0m の高盛土の場合の適用性について検討を行った。

まず試験結果を踏まえてジオテキスタイル土のうの FEM 解析モデルを設定し、パイルスラブ式盛土の 2 次元動的 FEM 解析を行った。解析結果より、ジオテキスタイル土のうの FEM 解析モデルの妥当性を、次に実大パイルスラブ式盛土の動的挙動についての確認を行った。加えて、地盤改良杭について骨組みモデルに対する静的非線形解析による耐力検討を行い、パイルスラブ式盛土の適用範囲について確認した^{3),4)}。

5.2 2次元 FEM 解析による実大パイルスラブ式盛土の動的挙動

5.2.1 解析モデル及び解析条件

(1) 解析コード

地震時においてパイルスラブ式盛土には、水平面内のせん断変形に加え、のり面付近のすべりや杭周辺の圧縮・引張挙動等の種々の方向に変形が生じる。本解析では、パイルスラブ式盛土の種々の方向への変形及び残留変形の再現性を考慮し、解析には任意方向の非線形性を扱えるマルチスプリングモデルに対応した解析コードが適切と考え、解析コードに FLIP (Finite element analysis of Liquefaction Program)⁵⁾を用いた。

地震時において土は繰返し載荷され、土のせん断応力-せん断ひずみの関係は履歴ループを描く

が、この履歴ループが囲む面積は履歴減衰の大きさに関係している。FLIP に採用されている土の応力-ひずみモデルは、**図-5.1** に示す多数の仮想的な双曲線型バネで構成されているマルチスプリング⁶⁾に対し、Masing 則を修正することで任意の減衰定数に調節可能となるように拡張されている⁷⁾。これにより、土のせん断面の双曲線型非線形のモデル化が可能となっている。

なお、FLIP は砂質土の盛土モデルに対する動的遠心模型実験の再現解析⁸⁾の結果、盛土の残留変位量を高精度で再現可能であることが確認されている。

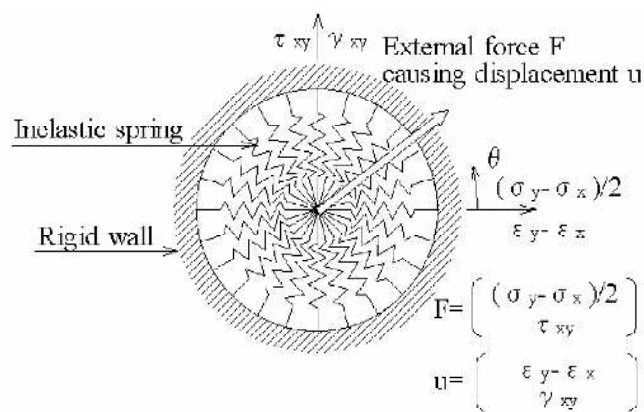


図-5.1 マルチスプリングバネモデル⁶⁾

(2) 解析モデル

対象とする盛土は複線を想定した天端幅 12.1m とし、盛土天端から高さ 3m までの上部盛土、高さ 3m 以深の下部盛土におけるのり面勾配はともに標準的な 1:1.5 とした。検討断面は、**表-5.1** に示す盛土高、支持地盤条件を変えた計 4 ケースである。Case1-1, 1-2 及び Case2 の盛土高は、鉄道盛土として標準的な高さ 6.0m である。Case3 は、盛土高が高くなることによる地震時盛土体やコンクリート路盤の応答増幅の有無を確認するため、盛土高さ 9.0m の高盛土モデルとした。なお、高盛土モデルは上部盛土である盛土天端から 3.0m の位置に幅 1.5m の犬走りを設けている。**図-5.2** には検討モデルの概要を示す。地盤改良杭は直径 1.0m、平面的に改良率 10%となるように配置しており、ジオテキスタイルは、盛土層厚 1.5m 毎に布設している。

既往の 1/10 スケールモデルに対する振動台実験を対象とした半断面モデル、全断面モデルに対する

再現解析では、模型振動台実験より得られたパイルスラブ式盛土の変形を概ね再現可能なことを確認⁹⁾している。しかし、半断面モデルでは盛土のり面のすべりに伴いコンクリート路盤の水平変位がのり面側の一方向に累積したことでコンクリート路盤の傾きが大きくなり、鉛直変位も沈下方向への累積が確認され、水平変位、鉛直変位ともに半断面モデルでのコンクリート路盤の変位は実験結果と比較し大きな値が確認された。このため、実大パイルスラブ式盛土の検討では、この影響を極力低減させるため、全断面モデルを用いて検討を行うこととした⁴⁾。

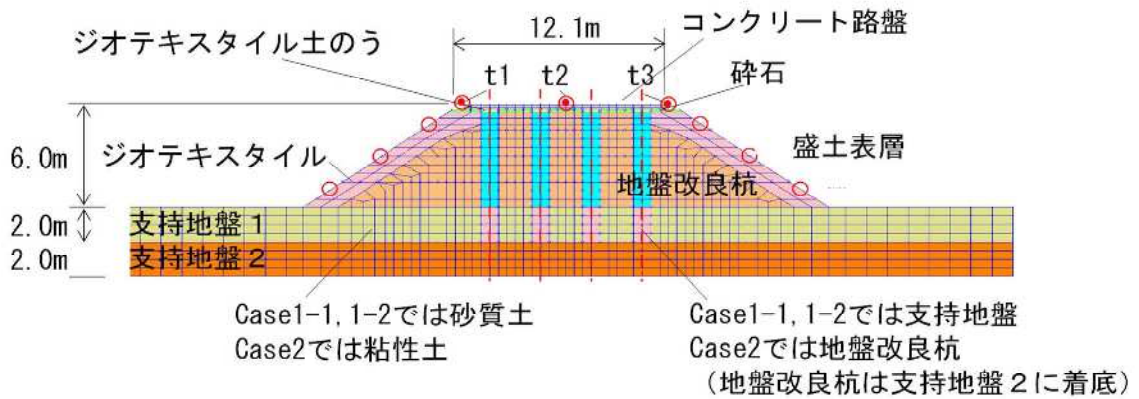
解析では、解析モデル底面に地震動を入力する必要があるが、本解析での入力地震動は鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計¹⁰⁾（以下、耐震標準）の地盤種別（表層地盤のせん断弾性波速度に基づいて算定される地盤の固有周期に応じた地盤区分）ごとに示される地表面設計地震動である L2 地震動スペクトルⅡの土構造物照査波としている。このため、支持地盤は地盤の非線形化により地震動が減衰しないよう N=50 の砂質土を基本とした。なお、Case2 では地表面に薄い軟弱層がある場合における適用性評価のため、表層 2.0m を軟弱地盤（N=3、粘性土地盤）とし、地盤改良杭は軟弱地盤層下端までとする着底型とした。Case3 では N 値が異なることによるモデル底面に入力した地震動の減衰の有無の確認を踏まえ、支持地盤は N=30 の砂質土層とした。

土構造標準²⁾においては、土構造物に対する要求性能を 3 つの水準に区分された性能ランクが定義されている。通常、軌道保守が比較的容易な有床道軌道に要求される性能は、性能ランクⅡ（L2 地震動に対して壊滅的な破壊に至らない性能）、性能ランクⅢ（L1 地震動に対して壊滅的な破壊に至らない性能）であることが多い。しかし、パイルスラブ式盛土は省力化軌道を支持する盛土構造であるため要求性能が高く、性能ランクⅠ（L2 地震動に対しても壊滅的な破壊に至らない性能）の性能が求められる。このため、盛土支持地盤に求められる要求性能も性能ランクⅠとなり、表-5.1 に示す支持地盤のうち Case1-1, 1-2 及び Case3 は性能ランクⅠの条件を満足するものである。一方、Case2 では、地盤改良杭を着底させる支持地盤 2 は性能ランクⅠの条件を満足するものであるが、盛土下端である支持地盤 1 は性能ランクⅡの条件を満足するものとなっている。これは、盛土体としては性能ランクⅡとなるが、パイルスラブ式盛土全体では性能ランクⅠを満足する構造であることを踏まえたものである。

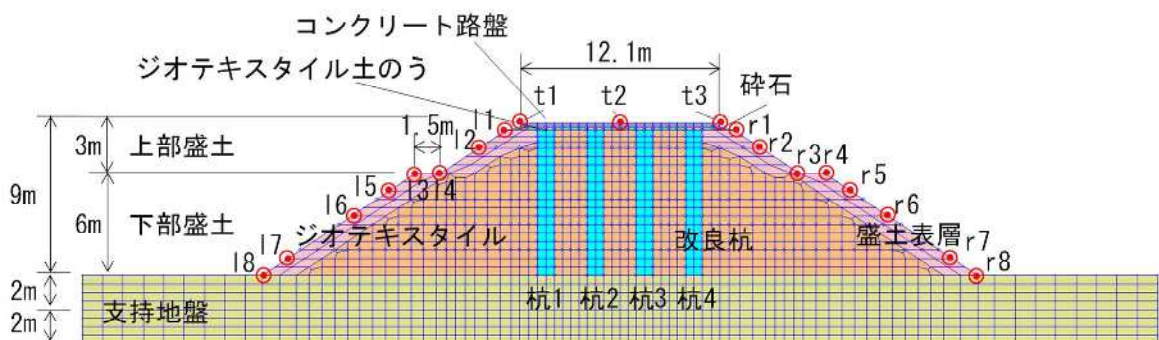
表-5.1 解析ケース一覧

ケース	Case1-1	Case1-2	Case2	Case3
盛土高	6.0m	6.0m	6.0m	9.0m
杭形式	標準型	標準型	着底型	標準型
支持地盤 1 (表層 2.0m)	沖積砂質土 N=50	沖積砂質土 N=50	沖積粘性土 N=3	沖積砂質土 N=30
支持地盤 2 (2.0m 以深)	主として 洪積砂質土 N=50	主として 沖積砂質土 N=50	主として 沖積砂質土 N=50	主として 洪積砂質土 N=30
地盤種別*	G2 地盤	G3 地盤	G3 地盤	G2 地盤

※G2 地盤は洪積層が大半を占めるような地盤，G3 地盤は洪積層と沖積層が堆積するような普通地盤である¹⁰⁾.



(a) Case1-1, Case1-2, Case2 盛土高 6.0m



(b) Case3 盛土高 9.0m

図-5.2 検討モデル概要

(3) 入力物性値

表-5.2 に本解析で設定した入力物性値一覧を示す。盛土材は建設発生土を想定し、土構造標準²⁾に示される性能ランク I の盛土材には適さない土質 3 (細粒分含有率 30%未満の粒度の悪い砂) とした。各項目に関する設定根拠を以下に示す。なお、地盤材料の非線形特性は、5.2.1(1)に示す双曲線型モデルであり、砕石、盛土、ジオテキスタイル土のう、地盤改良杭、支持地盤で考慮している。

表-5.2 入力物性値一覧

	E_0 (kN/m ²)	ν (—)	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	G_0 (kN/m ²)	h (—)
盛土 (表層)	125,952	0.30	16.0	3.0	30	4.844×10 ⁴	0.19
盛土 (深部)	125,952	0.30	16.0	6.0	35	4.844×10 ⁴	0.19
碎石路盤	125,952	0.30	16.0	3.0	40	4.844×10 ⁴	0.19
ジ オキスタイル 土のう	269,888	0.30	18.0	127.3	0	1.038×10 ⁵	0.60
コンクリート路盤	2.5×10 ⁷	0.20	84.67	—	—	1.042×10 ⁷	—
地盤改良杭 平均	301,000	0.25	16.0	556.0	30	2.400×10 ⁵	0.19
支持地盤 砂質土 (N=50)	477,500	0.30	20.0	6.0	45	1.837×10 ⁵	0.19
支持地盤 砂質土 (N=30)	298,467	0.30	18.0	6.0	38	1.148×10 ⁵	0.19
支持地盤 粘性土 (N=3)	82,750	0.30	15.0	18.0	0	3.182×10 ⁴	0.19

①盛土

盛土 (表層), 盛土 (深部) の単位体積重量 γ , 粘着力 c , 内部摩擦角 ϕ , 履歴減衰 h は稲城砂に対する繰返し三軸試験¹¹⁾より設定された土構造標準²⁾に示される土質 3 を用いた。ポアソン比は一般的な値として 0.30 を用い, 変形係数 E_0 は, 土構造標準²⁾に示される性能ランク II の上部盛土に求められる締固め度 K_{30} 値の平均値 70MN/m³ を基に動的解析に入力する値として PS 検層等の微小ひずみ時の値として設定した。せん断剛性率 G_0 は, 耐震標準¹⁰⁾に示される土質 3 相当の砂である稲城砂に対する繰返し三軸試験結果¹¹⁾より軸ひずみ 1×10^{-6} におけるせん断剛性率とした。

$$E_0 : 125,952\text{kN/m}^2$$

$$K_{30}=2.2K_{75} \Rightarrow K_{75}=K_{30}/2.2$$

$$K_{75}=E_N/0.4948 \Rightarrow E_N=0.4948K_{75}$$

$$\Rightarrow E_N=0.4948K_{30}/2.2$$

$$=0.4948 \times 70\text{MN/m}^3 / 2.2$$

$$=15,744\text{kN/m}^3$$

$$E_0=E_{vs}=8E_N=8 \times 15,744\text{kN/m}^3$$

$$=125,952\text{kN/m}^3$$

② 碎石層

粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ は碎石である M30 の粒度調整碎石に対する繰返し三軸試験¹²⁾より設定された土構造標準²⁾に示される土質 1 (盛土 (表層部)) の値とし、その他は盛土と同じとした。

③ ジオテキスタイル土のう

ジオテキスタイル土のうについては、後で述べるジョイント要素 (路盤や杭との境界条件) を含めてモデル化を行った。ここでは、図-5.3 に示す杭頭部構造の結合条件モデルにおける黄色部について述べる。

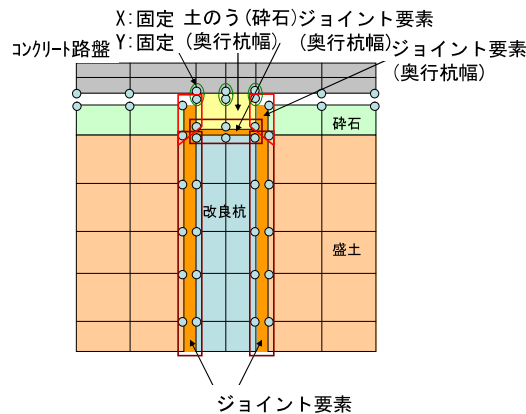


図-5.3 杭頭部構造の結合条件モデル

ジオテキスタイル土のうち詰め材は碎石層と同じ粒度調整碎石であり，単位体積重量 γ は碎石層と同じ土質 1 の値とした．第 3 章に示した正負交番水平載荷試験，第 4 章での模型振動台実験より，粒度調整碎石はジオテキスタイルにより拘束されていることから L2 地震動相当の高加速度による加振に対しても土のう形状を保持することを確認している．盛土のすべりが生じる前の低加速度における微小ひずみレベルにおいてはジオテキスタイル土のうが碎石層に囲まれていることから，変形係数 E_0 は土構造標準²⁾に示される性能ランク I の上部盛土に求められる締固め度 K_{30} 値の平均値 150MN/m^3 を基に動的解析に入力する値として PS 検層等の微小ひずみ時の値として設定した．粘着力 c はパイルスラブ式盛土の杭頭部の模型を再現し，ジオテキスタイル土のう全体の実物大模型を作製したジオテキスタイル土のう下面を非固定とした正負交番水平載荷試験結果¹³⁾より，杭頭上で土のうの滑動が支配的となる水平荷重 200kN より設定し，内部摩擦角は $\phi=0^\circ$ とした．せん断剛性率 G_0 はジオテキスタイル土のう下面を非固定とした正負交番水平載荷試験結果である微小ひずみレベルであるせん断ひずみ 1×10^{-5} 時の値とした．なお，せん断ひずみ 1×10^{-5} 時のせん断変形量は 0.0015mm でありジオテキスタイル土のうは杭頭上を滑動しておらず，せん断剛性率 G_0 はジオテキスタイル土のう自体の値である．また，図-5.4 に示すように，正負交番水平載荷試験の結果，ジオテキスタイル土のうの履歴ループは下面非固定，下面固定の場合も大変形時にはバイリニア型であり，ジオテキスタイル土のうの $\pm 50\text{mm}$ 変位時 ($\gamma=0.33$) の履歴減衰 h は 0.5 以上と大きな値であることから，最大履歴減衰 h_{\max} は Masing 則の最大値として設定した．

$$E_0 : 269,888\text{kN/m}^2$$

$$E_N=0.4948K_{30}/2.2$$

$$=0.4948 \times 150\text{MN/m}^3 / 2.2$$

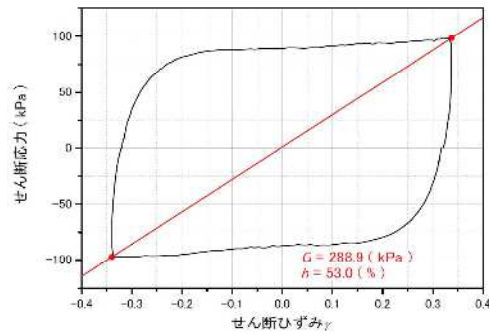
$$=33,736\text{kN/m}^3$$

$$E_0=E_{vs}=8E_N=8 \times 33,736\text{kN/m}^3$$

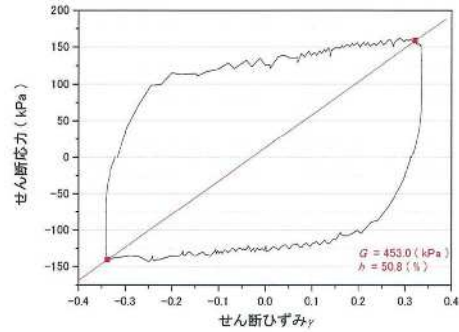
$$=269,888\text{kN/m}^3$$

$$c : 126.7\text{kN/m}^2$$

$$h_{\max} : 0.6 \quad \text{※Masing 則最大値 } h_{\max}=2/\pi \doteq 0.60$$



(a) 土のう下面非固定



(b) 土のう下面固定

図-5.4 ジオテキスタイ土のうのせん断応力-せん断ひずみの関係 (正負交番水平載荷試験)

④コンクリート路盤

コンクリートの物性とし、単位体積重量 γ は、コンクリート路盤、軌道等の自重の盤上構造及び地震時列車荷重を考慮し設定した。

⑤地盤改良杭

FEM 解析においては地盤改良杭を盛土材の強度を上げた地盤としてモデル化している。単位体積重量 γ 、内部摩擦角 ϕ 、履歴減衰 h は盛土と同値とし、変形係数 E_0 及び粘着力 c は地盤改良杭の設計基準強度 $q_f=3,000\text{kN/m}^2$ より設定した。なお、本解析は奥行 1m 当たりの物性値を入力する必要があるため、地盤改良杭単体での物性値を地盤改良杭と地盤における奥行き方向の長さ比で換算している。また、せん断剛性率 G_0 は変形係数 E_0 及びポアソン比 ν より算出した。ここで、ポアソン比 ν は地盤の値から地盤改良することを考慮して設定した。

・杭間隔 2.4m 当たり：地盤改良杭 0.886m，地盤 1.514m

⇒単位奥行 1.0m 当たり：地盤改良杭 $0.886\text{m}/2.4\text{m}=0.369\text{m}$ ，地盤 $1.514\text{m}/2.4\text{m}=0.631\text{m}$

E_0 : $301,000\text{kN/m}^2$

セメント改良土 $E_{50}=200q_f$ より、

$$\begin{aligned} E_{50} &= 200 \times 3,000\text{kN/m}^2 \\ &= 600,000\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{地盤改良杭 } E_0 &= 600,000 \text{ kN/m}^2 \times 0.369 \text{ m} + 125,952 \text{ kN/m}^2 \times 0.631 \text{ m} \\ &= 300,876 \text{ kN/m}^2 \doteq 301,000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$c : 556 \text{ kN/m}^2$$

セメント改良土 $c=q_u/2$ より,

$$\begin{aligned} c &= q_u/2 = 3,000 \text{ kN/m}^2 / 2 \\ &= 1,500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{地盤改良杭 } c &= 1,500 \text{ kN/m}^2 \times 0.369 \text{ m} + 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 0.631 \text{ m} \\ &= 556 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$G_0 : 1.204 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} G_0 &= E_0 / \{2 \times (1 + \nu)\} \\ &= 300,876 \text{ kN/m}^2 / \{2 \times (1 + 0.25)\} \\ &= 120,350 \text{ kN/m}^2 \doteq 1.204 \times 10^5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

⑥ 支持地盤 (N 値 50 相当)

N=50 の砂質土地盤のせん断弾性波速度を $V_s=300\text{m/s}$ としせん断剛性率 G_0 を算出, 変形係数 E_0 はせん断剛性率 G_0 より算出した. 単位体積重量 γ は, N 値より鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物¹⁴⁾より設定し, 内部摩擦角 ϕ , 粘着力 c は土質 1 の深部相当²⁾として設定した.

$$G_0 : 1.837 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} G_0 &= \gamma V_s^2 / g \\ &= 20 \text{ kN/m}^3 \times 300 \text{ m/s}^2 / 9.8 \text{ m/s}^2 \\ &= 183,673 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow 1.837 \times 10^5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$E_0 : 477,550 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} E_0 &= 2G_0(1 + \nu) \\ &= 2 \times 183,673 \text{ kN/m}^2 \times (1 + 0.30) \\ &= 477,550 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

⑦支持地盤 (N 値 30 相当)

N=30 の砂質土地盤のせん断弾性波速度を $V_s=250\text{m/s}$ として設定した.

$$G_0 : 1.148 \times 10^5 \text{kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} G_0 &= \gamma V_s^2 / g \\ &= 18 \text{kN/m}^3 \times 250 \text{m/s}^2 / 9.8 \text{m/s}^2 \\ &= 114,795 \text{kN/m}^2 \Rightarrow 1.148 \times 10^5 \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$E_0 : 298,467 \text{kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} E_0 &= 2G_0(1+\nu) \\ &= 2 \times 114,795 \text{kN/m}^2 \times (1+0.30) \\ &= 298,467 \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

⑧支持地盤 (N 値 3 相当)

N=3 の粘性土地盤のせん断弾性波速度を $V_s=144.2\text{m/s}$ ($V_s=100N^{1/3}=100 \times 3^{1/3}=144.2\text{m/s}$) として設定した.

$$G_0 : 3.182 \times 10^4 \text{kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} G_0 &= \gamma V_s^2 / g \\ &= 15 \text{kN/m}^3 \times 144.2 \text{m/s}^2 / 9.8 \text{m/s}^2 \\ &= 31,827 \text{kN/m}^2 \Rightarrow 3.182 \times 10^4 \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$E_0 : 82,750 \text{kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} E_0 &= 2G_0(1+\nu) \\ &= 2 \times 31,827 \text{kN/m}^2 \times (1+0.30) \\ &= 82,750 \text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

⑨ジオテキスタイル

盛土内に敷設するジオテキスタイルは、設計用バネ値 $K=200\text{kN/m}$ (長さ 1m 当たり) 及び強度

30kN/m の製品を想定し、以下の仮想部材でモデル化した。

$$A=0.01\text{m}^2$$

$$\sigma=N/A, \quad \sigma=E\varepsilon=E(\Delta L/L)$$

$$N/A=E\varepsilon=E(\Delta L/L)\text{より, } E=(N/A)/(\Delta L/L)=(N/\Delta L)\times(L/A)=K\times(L/A)$$

$$\text{よって, } E=K\times(L/A)$$

$$=200\text{kN/m}\times(1.0\text{m}/0.01\text{m}^2)$$

$$=20,000\text{kN/m}^2$$

また、 $G_{\text{eq}}=E/2(1+\nu)$ より、

$$G_{\text{eq}}=E/2(1+\nu)$$

$$=20,000\text{kN/m}^2/2(1+0.2)$$

$$=8,333\text{kN/m}^2$$

(4) ジオテキスタイル土のうの側面・下面及び杭と地盤の結合条件

図-5.3 には、パイルスラブ式盛土における杭頭部構造の結合条件モデルを示している。地盤改良杭側面と盛土間、ジオテキスタイル土のう側面と碎石間は盛土のすべり、ジオテキスタイル土のう下面と杭天端においては強振時のジオテキスタイル土のうの滑動を再現するためジョイント要素としている。また、コンクリート路盤とジオテキスタイル土のう上面は実際の構造条件に合わせ固定条件とした。なお、ジョイント要素の奥行幅は地盤改良杭の幅とし、ジョイント要素に設定する粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ は地盤改良杭側面と盛土間では盛土、ジオテキスタイル土のう側面と碎石間は碎石、ジオテキスタイル土のう下面と杭天端はジオテキスタイル土のうと同じ値とした。

図-5.5 にはジョイント要素の応力-変位差の関係¹⁵⁾を示す。ジョイント要素は垂直方向の引張力は負担しておらず ($K_n=0\text{kN/m}^2$)、圧縮側では垂直方向接線剛性 K_n に応じた力を負担する。本解析では、圧縮側の K_n は要素同士に変位差が生じない極めて大きな値として $K_n=1\times 10^9\text{kN/m}^2$ とした。

せん断方向（すべり方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 K_s に応じた力を負担するものである。橋本¹⁶⁾らは、パイルスラブ式盛土の杭間の盛土沈下に影響する地

盤改良杭側面と盛土間のジョイント剛性を変化させた感度解析を行い、一般的な盛土材の剛性である $E=30,000\text{kN/m}^2$ と同等のジョイント剛性を設定すれば、杭間のゆすり込み沈下が再現可能なことを確認している。このため、本解析でもせん断方向接線剛性 K_s は $30,000\text{kN/m}^2$ とした。また、すべりが発生する要素間のせん断強度 τ_f は、①地盤改良杭側面と盛土は盛土深部の物性値、②ジオテキスタイル土のう側面と碎石層は碎石の物性値、③ジオテキスタイル土のう下面と地盤改良杭天端間は、ジオテキスタイル土のう下面を非固定とした正負交番水平載荷試験結果¹³⁾より杭頭上で土のうの滑動が支配的となる水平荷重が 200kN を基に設定した。

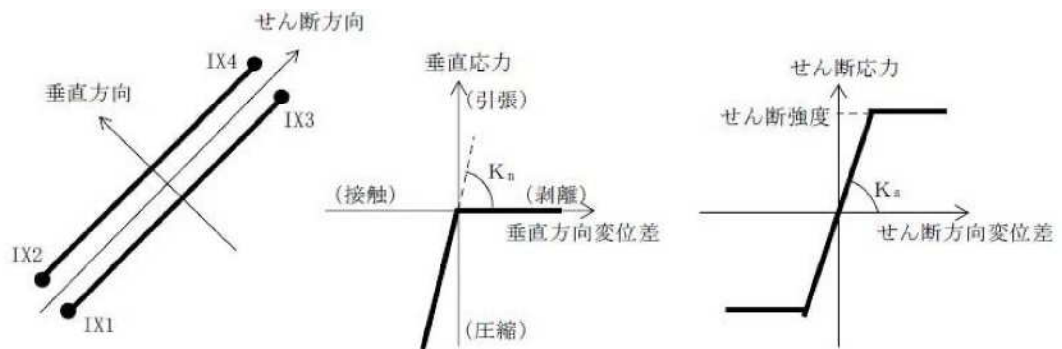


図-5.5 ジョイント要素の応力-変位差の関係¹⁵⁾

- ①地盤改良杭側面-盛土間： $c=6.0\text{kN/m}^2$ ， $\phi=35^\circ$ （盛土深部）
- ②ジオテキスタイル土のう側面-碎石層間： $c=3.0\text{kN/m}^2$ ， $\phi=40^\circ$ （碎石層）
- ③ジオテキスタイル土のう下面-杭天端間： $c=126.7\text{kN/m}^2$ ， $\phi=0^\circ$

$200\text{kN}/2$ 土のう $\Rightarrow 100\text{kN}/1$ 土のう

ジオテキスタイル土のうは杭径 1.0m 上の擬似杭頭部に設置しており、

$100\text{kN}/1$ 土のう $\Rightarrow 100\text{kN}/(\pi \times 1.0^2/4) = 127.3\text{kN/m}^2$

(5) 入力条件

図-5.6 に、検討に用いた地震動を示す。入力地震動は、耐震標準¹⁰⁾に示す地表面地震動である L2 地震動スペクトルⅡの土構造物照査波（G2 地盤，G3 地盤）であるが解析プログラム上は盛土底面直下に入力できないため、解析モデル支持地盤底面に入力している。

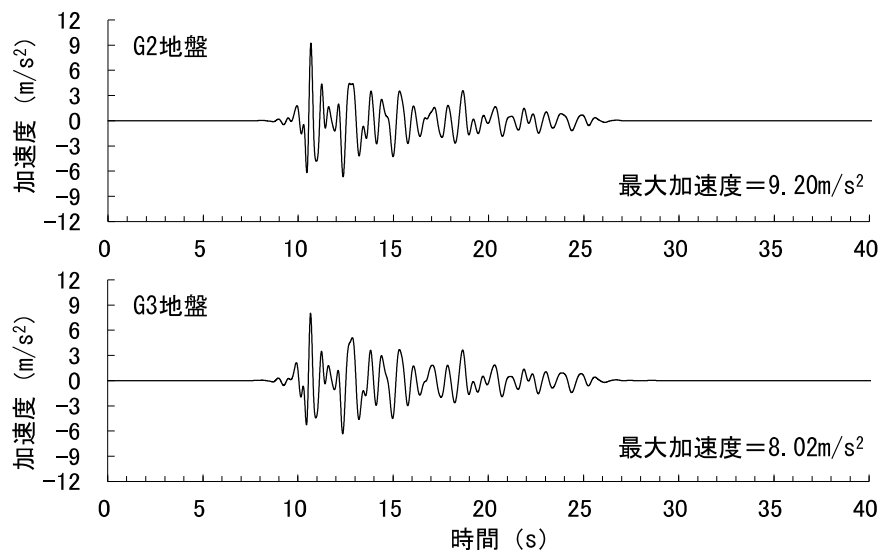


図-5.6 入力地震動

(6) 解析条件

解析は自重解析，動的解析の順で実施した。以下に，各解析の境界条件を示す。

STEP1 自重解析：側方鉛直ローラー，底面固定

STEP2 動的解析：側方自由地盤＋粘性境界，底面粘性境界

また，FLIP による動的解析条件を以下に示す。

時間積分法：Wilson θ 法 ($\theta=1.4$)

減衰：剛性比例型（初期固有周期に対して $h \doteq 0.01$ ）

※初期固有周期は，盛土を 1 自由度地盤として算定する。

5.2.2 ジオテキスタイル土のうの動的挙動

第4章に示す模型振動台実験で確認されたジオテキスタイル土のうの振動伝達抑制効果に着目し、Case1-1のパイルスラブ式盛土に対し、ジオテキスタイル土のう下面と地盤改良杭天端を固定とした解析モデルに対して2次元動的FEM解析を行い、ジオテキスタイル土のうの振動伝達抑制効果の確認を行った。コンクリート路盤と地盤改良杭1の杭天端の応答加速度時刻歴を図-5.7に示す。なお、図-5.7には代表的な加速度に対する着目位置を示している。着目①は模型振動台実験でジオテキスタイル土のうとコンクリート路盤の加速度応答比が1.0程度となった500Galに相当する地盤改良杭天端の応答加速度 5.65m/s^2 (565Gal)での位置、着目②は地盤改良杭天端がL2地震動相当である応答加速度 8.98m/s^2 (900Gal)に達した位置である。表-5.3には図-5.7に示す着目①、②の地盤改良杭天端応答加速度、この際のコンクリート路盤の応答加速度及びコンクリート路盤応答加速度を地盤改良杭天端応答加速度で除した加速度応答比を示す。なお、表-5.3では応答加速度単位をGalとし、参考に地盤改良杭天端応答加速度と同等の入力加速度時の第4章に示す模型振動台実験結果であるコンクリート路盤応答加速度に対する入力加速度の加速度応答比を示す。着目①での杭天端の応答加速度が565Gal時の加速度応答比は0.95と模型振動台実験結果0.96と同等であり、L2地震動相当となる着目点②に示す杭天端応答加速度898Gal時においても、FEM解析での加速度応答比は0.81、模型振動台実験結果0.82と同等であることが確認された。この結果、本解析で設定したジオテキスタイル土のうのFEM解析モデルが模型振動台実験で確認したジオテキスタイル土のうと同等の振動伝達抑制効果を有していることを確認した。

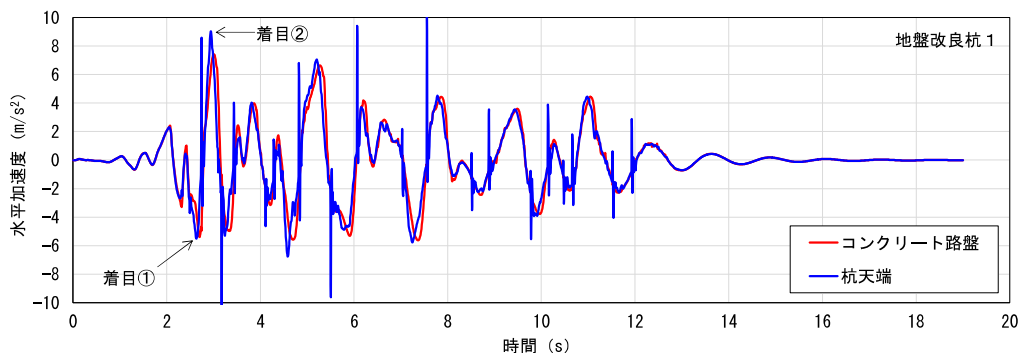


図-5.7 コンクリート路盤、地盤改良杭天端の応答加速度時刻歴（土のう下面固定）

表-5.3 FEM 解析， 模型振動台実験における加速度応答比

着目点	FEM解析			振動台実験		
	杭天端 (Gal)	コンクリート路盤 (Gal)	加速度応答比 (-)	入力加速度 (Gal)	コンクリート路盤 (Gal)	加速度応答比 (-)
①	565	539	0.95	526	503	0.96
②	898	730	0.81	903	743	0.82

なお、実際のパイルスラブ式盛土はジオテキスタイル土のう下面と地盤改良杭天端を非固定としているため、ジオテキスタイル土のうの変形についてはジオテキスタイル土のう自体の変形及び杭頭上のジオテキスタイル土のう滑動量を考慮した変形量について、図-5.3 に示すジオテキスタイル土のう下面と杭天端間をジョイント要素とした Case1-1 のパイルスラブ式盛土に対する解析結果により確認を行う。図-5.8 に、地盤改良杭 2 上のジオテキスタイル土のう及び杭天端の水平変位時刻歴を示す。図-5.8 には、地盤改良杭 2 の杭天端の応答加速度も併せて示すが、杭天端の応答加速度が 6.0m/s^2 (600Gal) を超える 3 秒付近から土のう下面と杭天端応答変位差は 30mm 程度と、ジオテキスタイル土のうの杭頭上の滑動が確認される。土のう下面と杭天端応答変位差が最大となるのは、杭天端の応答加速度が 2 回目の 6.0m/s^2 (600Gal) を超える 5.3 秒時であり変位差 67.7mm であった。土のう下面と杭天端応答変位差は、杭天端の応答加速度が各周期における最大値付近で確認されるが、土のう下面と杭天端応答変位差の残留値は-3.7mm と微小な値であり、ジオテキスタイル土のうの揺れ戻しの影響により杭天端付近に留まることが確認される。表-5.4 には L2 地震時のジオテキスタイル土のう変位量を、図-5.9 には杭頭部状況のイメージを示す。FEM 解析の結果、土のう変形量 15.5mm、土のう滑動量 27.6mm、土のう変形量及び滑動量の和は 43.1mm であった。

以上より、ジオテキスタイル土のうの FEM 解析モデルは試験結果を反映して設定していること、ジオテキスタイル土のうの振動伝達抑制効果は概ね模型振動台実験と同等の効果が確認されたことから、本解析では設定した条件を用いて実大パイルスラブ式盛土の動的挙動の確認を行うこととした。

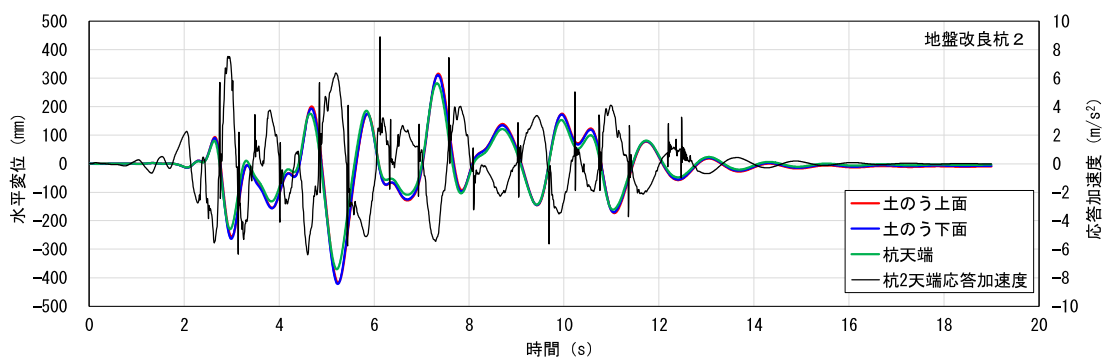
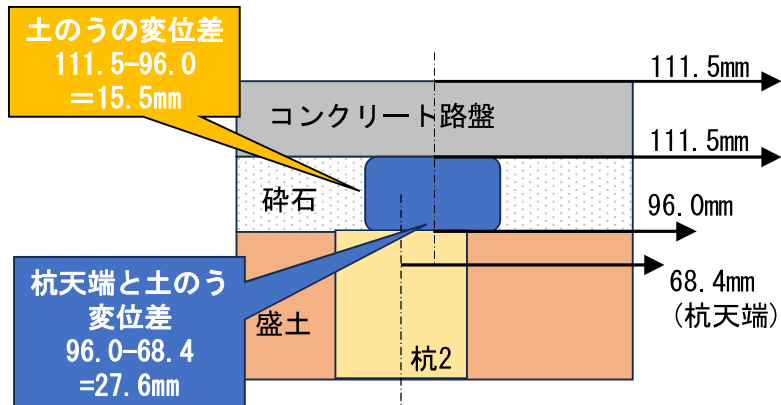


図-5.8 水平変位時刻歴

表-5.4 L2地震時ジオテキスタイル土のう変位量

着目点	FEM解析		
	土のう変形量 (mm)	土のう滑動量 (mm)	変形量 + 滑動量 (mm)
L2地震時	15.5	27.6	43.1



土のう変位量+滑動量=15.5mm+27.6mm=43.1mm

図-5.9 L2地震時における杭頭部状況イメージ

5.2.3 実大パイルスラブ式盛土の動的挙動

(1) 標準盛土モデルの動的挙動 (Case1-1, Case1-2)

図-5.10, 図-5.11 に Case1-1 及び Case1-2 のコンクリート路盤の変位状況を示す。残留鉛直変位は Case1-1 で約 20mm, Case1-2 で約 10mm であり, 一般的な新幹線の盛土の許容鉛直変位量 100mm 未満であることを確認した。また, 残留水平変位は Case1-1, 1-2 とともに約 15mm であり, パイルスラブ式盛土における許容水平変位量 100mm 未満であった。なお, ここに示す残留水平変位には支持地盤や盛土の変形も含まれている。5.2.2 では, 個別のジオテキスタイル土のうに着目したが, ここではパイルスラブ式盛土全体の杭頭部での挙動としてコンクリート路盤の水平変位量に着目し, ジオテキスタイル土のうのせん断変形及び地盤改良杭頭部でのジオテキスタイル土のう滑動量で構成されるコンクリート路盤-盛土天端中央間 (図-5.12) の水平変位量における相対変位及び入力加速度の時刻歴を図-5.13 に示す。最大相対変位は Case1-1 で 74.1mm, Case1-2 で 94.3mm であった。Case1-1 の入力加速度の最大加速度 (G2 地盤) は 9.20m/s^2 , Case1-2 の入力加速度 (G3 地盤) の最大加速度は 8.02m/s^2 と入力加速度における最大値では Case1-1 の入力加速度である G2 地盤の方が大きい, 最大相対変位は Case1-2 の方が大きな値であった。一方, 残留水平変位は Case1-1 で 29.2mm, Case1-2 で 10.3mm と Case1-1 の方が大きな値であった。図-5.14 には, Case1-1, 1-2 のコンクリート路盤の応答加速度を示すが, 両ケースともコンクリート路盤の最大応答加速度は入力加速度の最大値よりも小さく応答増幅はみられない。なお, 相対変位は入力加速度の最大加速度後に増加し始めるが, 最大水平変位と最大加速度にはずれが生じており, 最大水平変位が必ずしも最大加速度に依存していないものと考えられる。

Case1-1 と Case1-2 の入力加速度を比較すると開始 5 秒までは Case1-1 の加速度は Case1-2 よりも大きく, 水平変位も Case1-1 の方が大きな値となっている。しかし, 5.20 秒での入力加速度は G2 地盤で -4.19m/s^2 , G3 地盤では -4.60m/s^2 と G3 地盤の方が大きな値となっており, Case1-2 の最大水平変位が大きくなった理由は 5.20 秒以降の入力加速度の違いが影響したものと考えられる。なお, Case1-2 の最大水平変位は Case1-1 と比較し大きな値であるが, 残留水平変位はコンクリート路盤の揺れ戻しの影響により Case1-1 よりも小さくなっている。残留水平変位は, 地震動の位相の関係や

構造物の振動特性によっては揺れ戻しがなく最大水平変位に近い大きな残留水平変位となることも考えられる。しかし、Case1-2 の最大水平変位量は 94.3mm であり、仮に残留水平変位が最大水平変位相当となった場合も許容水平変位量 100mm 未満になることが確認された。

以上の結果より、高さ 6.0m のパイルスラブ式盛土においては、G2 地盤と G3 地盤と最大加速度が異なる入力加速度に対してもコンクリート路盤の残留水平変位、残留鉛直変位は許容変位量未満であることを確認した。

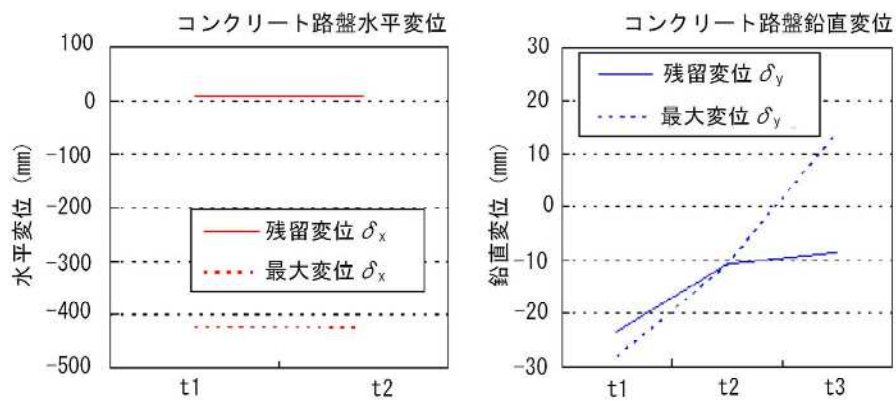


図-5.10 コンクリート路盤変位 (Case1-1)

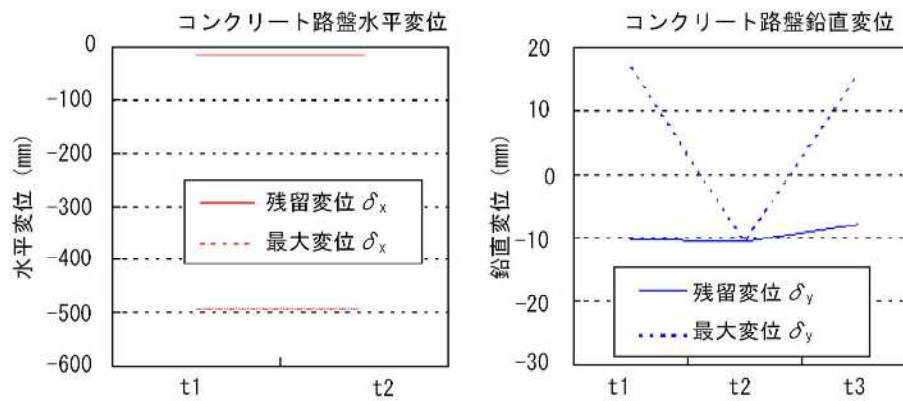


図-5.11 コンクリート路盤変位 (Case1-2)



図-5.12 コンクリート路盤・盛土天端の相対変位着目位置

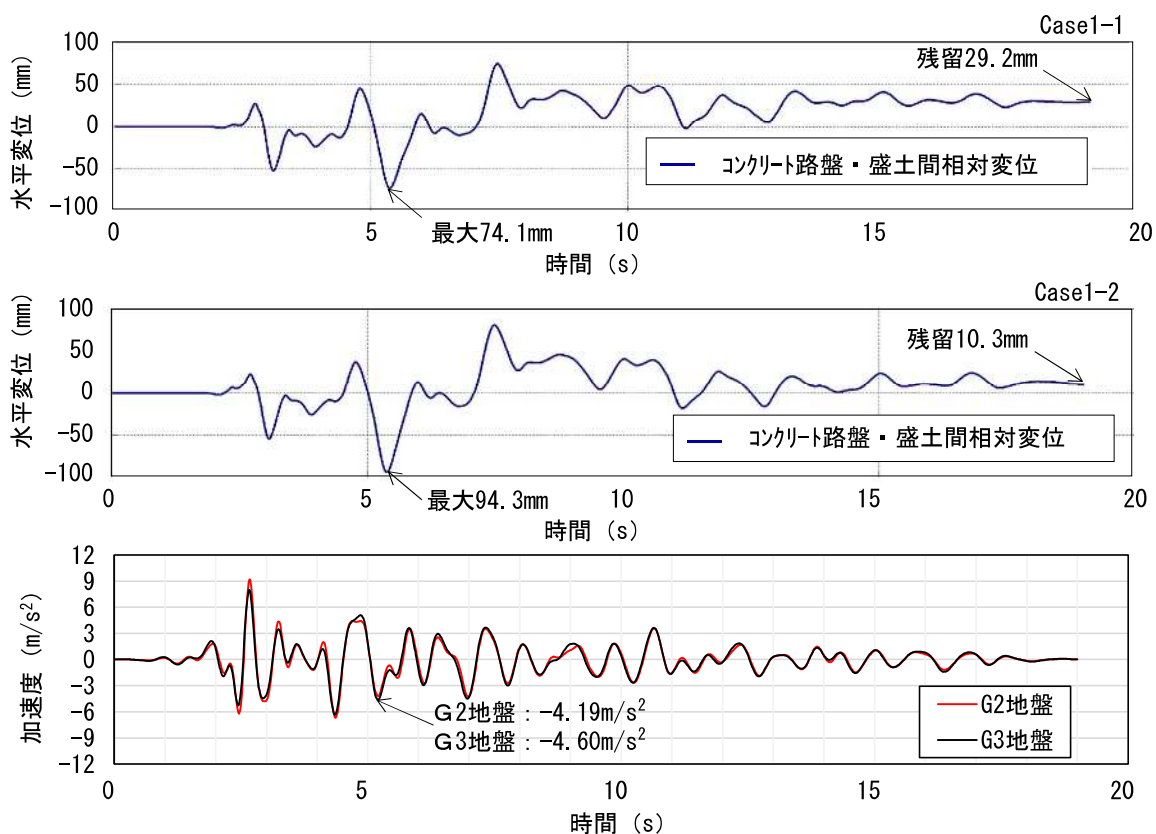


図-5.13 コンクリート路盤・盛土間の相対変位と入力加速度時刻歴 (Case1-1, 1-2)

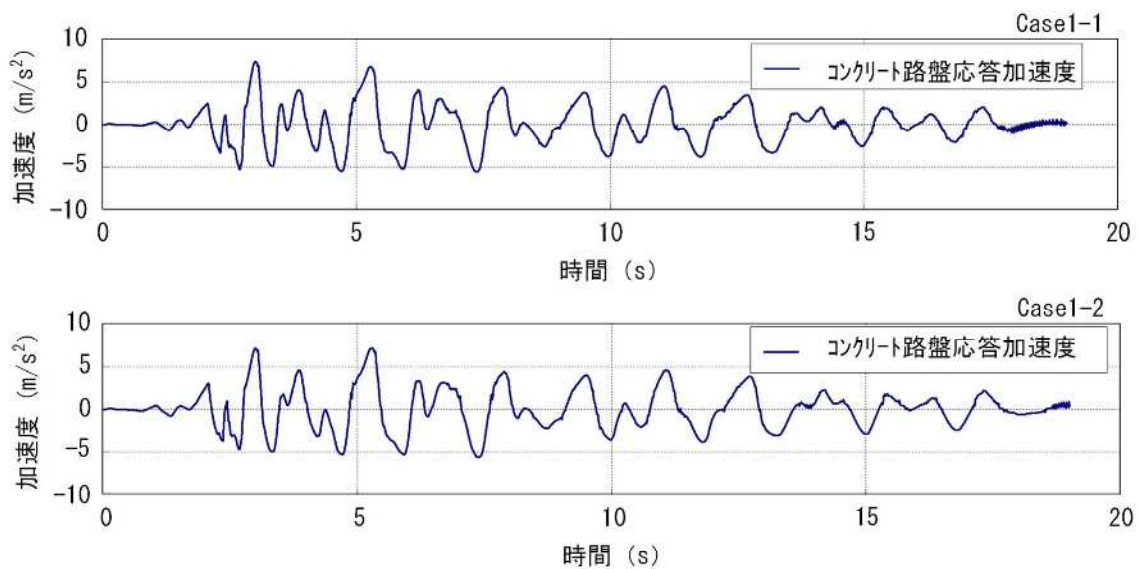


図-5.14 コンクリート路盤応答加速度 (Case1-1, 1-2)

図-5.15 に Case1-1, 図-5.16 に Case1-2 の盛土天端鉛直変位を示す. Case1-1, 1-2 ともに杭1の左のり面側でのすべりが大きく, Case1-1 では最大鉛直変位 331.5mm, 残留鉛直変位 284.5mm, Case1-2 では最大鉛直変位 346.9mm, 残留鉛直変位 300.0mm であった. パイルスラブ式盛土は, 土構造標準²⁾に示す性能ランク I と同等の要求性能であるが, 盛土体としては建設発生土等の通常, 省力化軌道を支持する盛土の盛土材としては適さない材料を用いた盛土であり, 有床道軌道を支持する盛土と同様である性能ランク II としている. この際の盛土変形に対する許容鉛直変位量は耐震標準¹⁰⁾に示される応急処置で復旧可能な被害程度である 20cm 以上 50cm 未満であり, 盛土の残留鉛直変位は Case1-1, 1-2 ともに許容値を満足する結果であった.

なお, 本解析は土の構成則としてマルチスプリングモデルを用いており, 地盤剛性の低下は適切に考慮可能であるが体積圧縮は考慮できず揺すり込み沈下は再現できない. このため, 盛土変形に対し揺すり込み沈下が卓越する場合には, 別途評価することが必要になる.

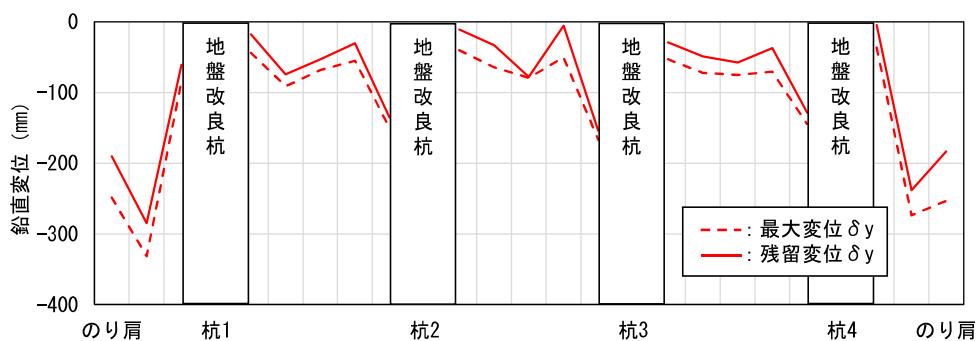


図-5.15 盛土天端鉛直変位 (Case1-1)

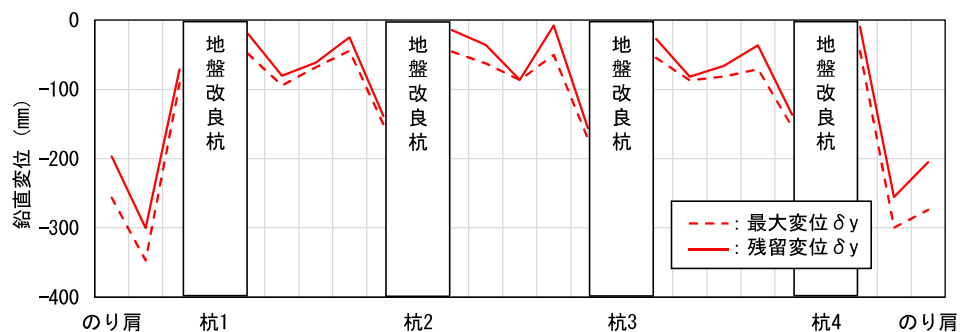


図-5.16 盛土天端鉛直変位 (Case1-2)

(2) 軟弱地盤モデルの動的挙動 (Case2)

図-5.17には、Case2のコンクリート路盤変位を示す。Case2の場合、コンクリート路盤の残留鉛直変位は約10mmであり、許容鉛直変位量100mm未満であることを確認した。また、残留水平変位は約30mmであり、パイルスラブ式盛土における許容水平変位量100mm未満であった。なお、Case2ではコンクリート路盤の残留鉛直変位が+側に留まる結果であった。図-5.18には、Case2における各杭の杭天端及び杭下端の残留鉛直変位を示すが、全てのケースで残留鉛直変位は杭天端よりも杭下端の方が大きく、加振に伴う杭長の増加は確認されない。残留鉛直変位は盛土両端の杭1、杭4では一側、盛土中心部の杭2、杭3では+側の変位であることから、コンクリート路盤の残留鉛直変位が+側に留まった理由は杭2、杭3の+側への鉛直変位に付随したものと考えられる。

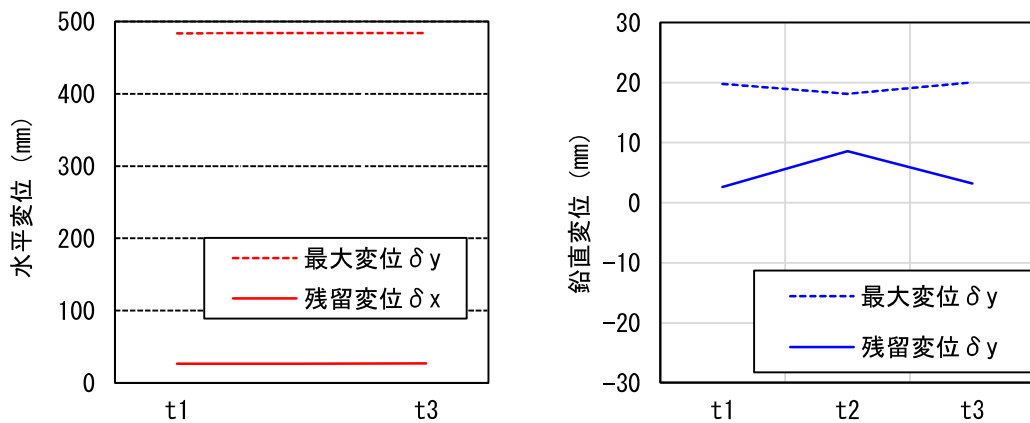


図-5.17 コンクリート路盤変位 (Case2)

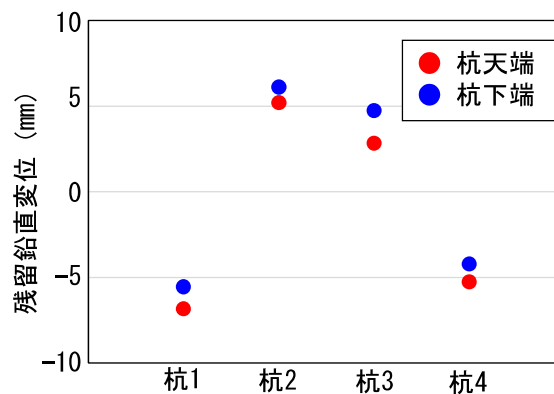


図-5.18 杭天端及び杭下端の残留鉛直変位

図-5.19 に残留時の合成変位コンター図，図-5.20 には杭天端と盛土左のり肩の鉛直変位時刻歴を示す。Case2 は支持地盤表層が軟弱粘性土層であり，盛土のすべりは支持地盤を通る大きなすべりとなっている。また，図-5.20 より，杭天端の鉛直変位は盛土の沈下に伴い杭1，杭2は一側，杭3，杭4は+側に変位している。各杭の鉛直変位は，開始直後は杭1～4ともに同様の挙動を示しているが，加振開始約3秒で盛土のり肩のすべりが大きくなった際に杭天端の挙動に乖離が生じている。加振開始約5秒での2度目の盛土のすべりが大きくなった際には，杭2，杭3は鉛直変位が+側，杭1，杭4は一側と杭天端の挙動の乖離が大きくなっている。地盤改良杭は強固な地盤に着底しており，地震時は支持地盤上で地盤改良杭はロッキング挙動のような現象となり杭天端は水平方向への挙動を示すが，Case2 では盛土のすべりにより，のり面側の地盤改良杭は盛土による水平抵抗が低減することで杭1，杭4では杭天端ののり面側への水平挙動が大きくなり，これにより杭が傾くことで杭天端は一側の変形を示すが，盛土中心部の杭2，杭3では杭1，杭4と比較し杭天端の水平挙動は小さく，地盤改良杭が杭下端端部を支点とした若干の傾斜した状態となることで杭天端では+側の変位が生じた可能性が考えられる。

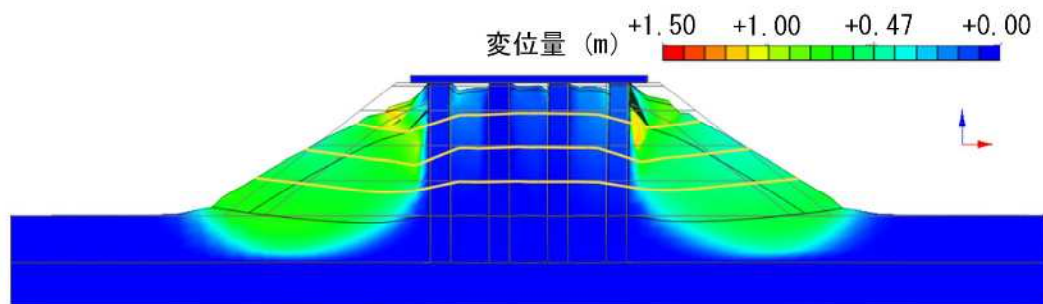


図-5.19 残留時合成変位コンター図 (Case2)

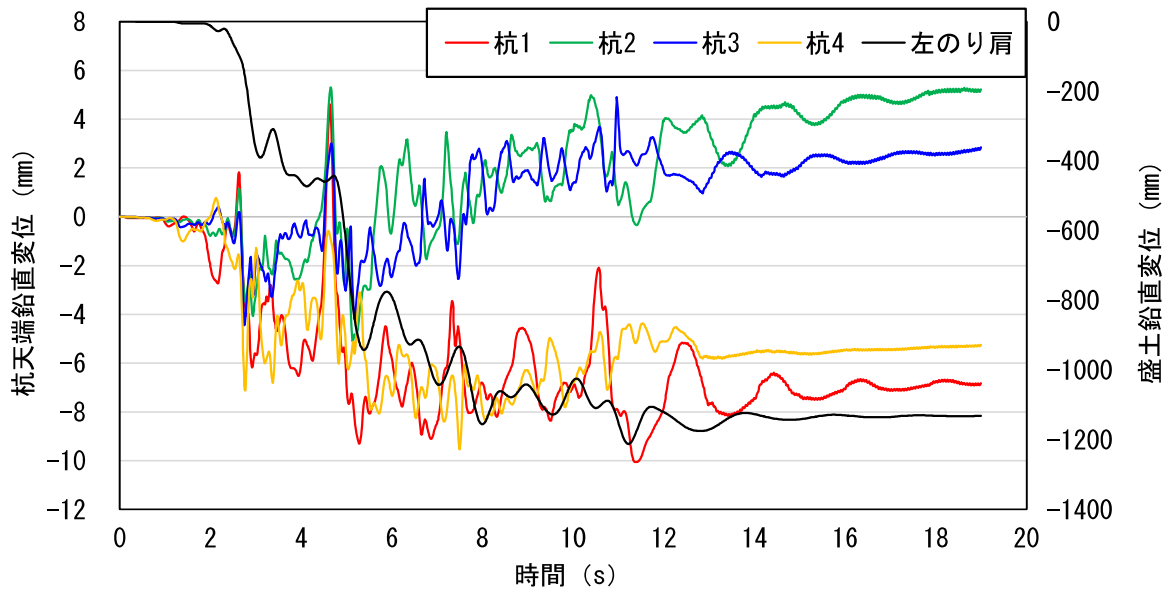


図-5.20 杭天端及び盛土のり肩の鉛直変位 (Case2)

図-5.21 に Case2 のコンクリート路盤・盛土間の相対変位図を示すが、残留水平変位は 28.3mm と許容水平変位量 100mm 未満であった。

図-5.22 には Case2 の盛土天端鉛直変位を示す。Case2 は支持地盤表層が軟弱地盤であり、図-5.19 に示すように盛土は支持地盤を通る大きなすべりとなっており、盛土天端の残留鉛直変位は最大で左のり肩で確認される 1131.4mm であり、盛土の許容鉛直変位量である 20cm 以上 50cm 未満を大きく超過する結果であった。

図-5.23 に地表面、軟弱層底面の加速度時刻歴及び入力地震動を示すが、軟弱層底面と入力地震動の加速度時刻歴に差異はほとんどみられないものの、地表面位置の水平加速度は一側に大きくなっている。これは、軟弱層底面の支持層が $N=50$ の砂質土層と強固な地盤であるため地盤の非線形化による地震動の減衰はみられないが、 $N=3$ の沖積粘性土である表層地盤では砂質土層から伝わる水平加速度が非線形挙動となり乱れが生じたものと想定される。入力地震動の最大加速度以降の時刻歴では、地表面位置での水平加速度が入力地震動よりも大きくなっており、これにより左のり肩でのすべりが大きくなり、残留鉛直変位も大きくなったものと考えられる。

本解析によるパイルスラブ式盛土への影響として、地盤改良杭は軟弱層底面の加速度が伝播するのに対し、盛土体は地表面の乱れた加速度が伝播するため、盛土天端の変位に影響を受けたものと

考えられる。解析では支持地盤下端に地震動を入力しているため影響がみられるが、ニューマーク法で盛土の変形量を算出する場合の土構造物照査波は地表面（盛土下端）に入力するものであり、この影響を受けることはないものと考えられる。なお、本ケースでの解析結果より盛土体の変形が大きな場合もコンクリート路盤はジオテキスタイル土のうと地盤改良杭で支持されており、コンクリート路盤の残留変位量は許容変位量未満と小さいことが確認され、盛土体の変形によらずコンクリート路盤で支える軌道面の変位量は小さい。このため、盛土体の変形が大きい場合も、盛土体は大型土のう等で復旧することで、パイルスラブ式盛土は早期復旧が見込める可能性があると考えられる。

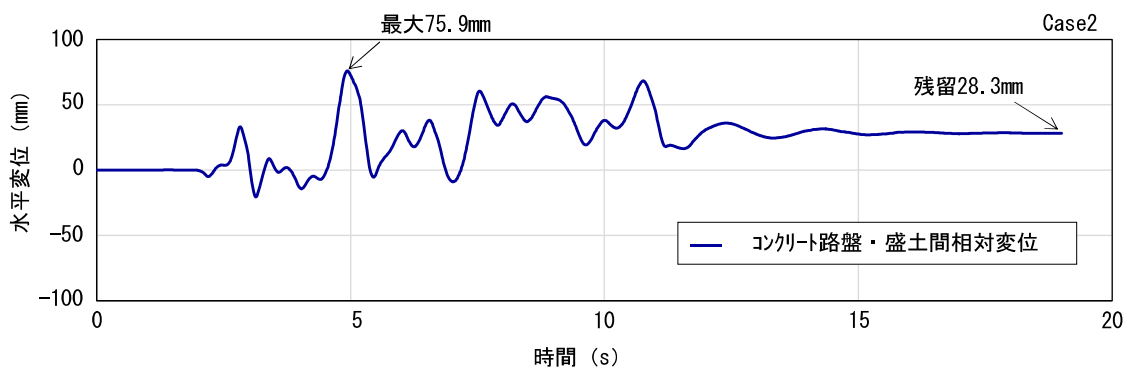


図-5.21 コンクリート路盤・盛土間の相対変位と入力加速度 (Case2)

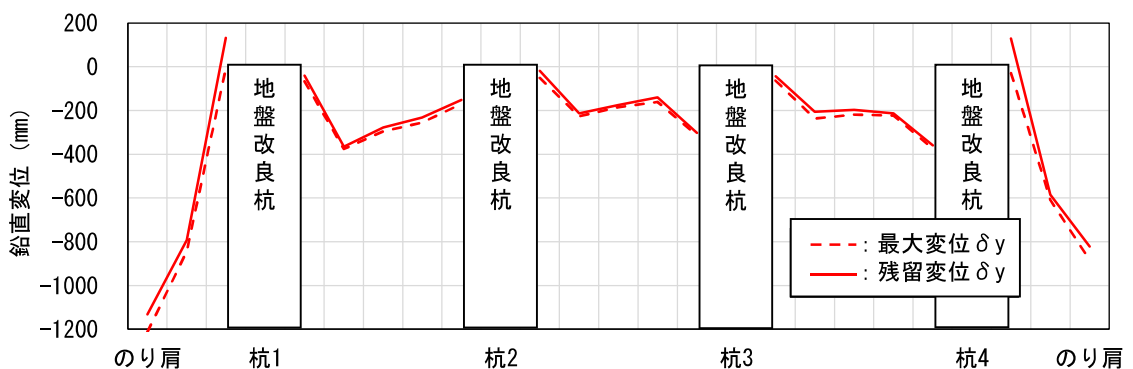


図-5.22 盛土天端鉛直変位 (Case2)

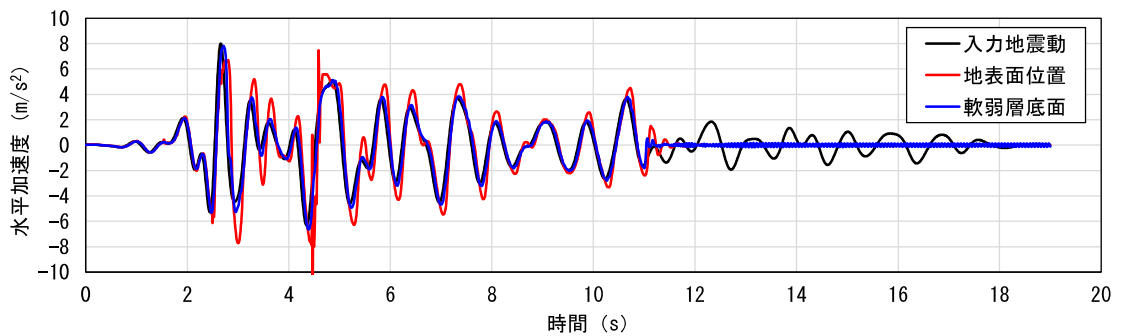


図-5.23 地表面，軟弱地盤下端の加速度時刻歴及び入力地震動（Case2）

(3) 高盛土モデルの動的挙動（Case3）

図-5.24 に，Case3 の盛土底面直下の地表面加速度時刻歴及び入力地震動を示す．Case3 の支持層は $N=30$ の沖積砂質土層であるが，地表面位置での水平加速度に大きな乱れはなく地震動の減衰はみられなかった．図-5.25 (a) には Case3 のコンクリート路盤天端の加速度分布図を示す．Case3 のコンクリート路盤天端最大加速度は 7.53m/s^2 であり，入力地震動である土構造物照査波（G2 地盤）の最大加速度 9.20m/s^2 に対する加速度応答比は 0.82 とコンクリート路盤天端での応答加速度低減が確認された．また，図-5.25 (b) に同じ入力地震動であり盛土高が 6.0m である Case1-1 のコンクリート路盤天端の加速度分布図を示すが，Case1-1 のコンクリート路盤天端最大加速度は 7.40m/s^2 と Case3 と同等の結果であり，高盛土による地震動の応答増幅は確認されなかった．図-5.26 には，Case3 のり面の加速度分布図を示す．Case3 のり面の最大加速度は 9.60m/s^2 あり，加速度応答比は 1.04 と入力地震動と同等の値であり，盛土体も入力地震動に対する応答増幅の影響は確認されなかった．

図-5.27 に Case3 のコンクリート路盤変位，図-5.28 にコンクリート路盤と盛土間の相対変位を示す．コンクリート路盤の残留水平変位は 75.5mm ，残留鉛直変位は 9.8mm であった．また，相対変位の残留水平変位量は 37.4mm であり，許容水平変位量 100mm 未満であることを確認した．図-5.29 には盛土天端鉛直変位を示すが，最大残留鉛直変位は 413.3mm と 500mm 未満であり，許容鉛直変位量を満足する結果であった．

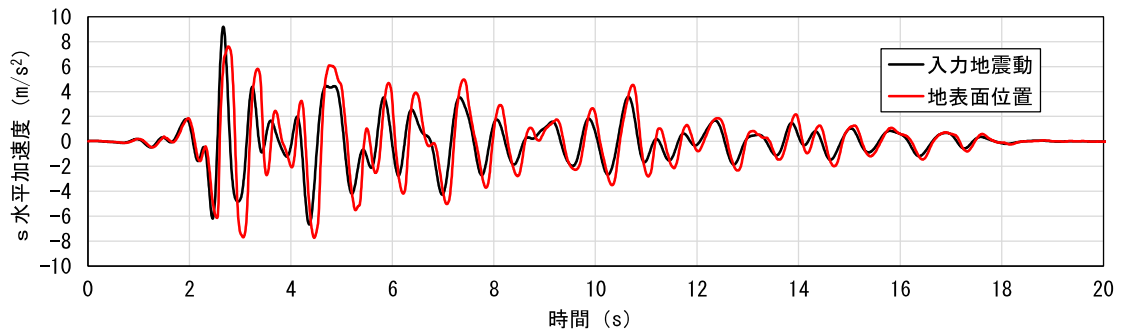
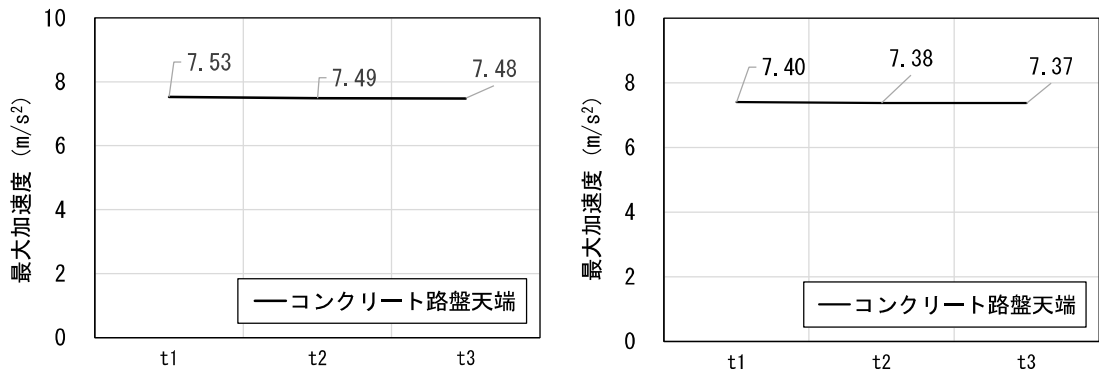


図-5.24 地表面の加速度時刻歴及び入力地震動 (Case3)



(a) Case3

(b) Case1

図-5.25 コンクリート路盤天端最大応答加速度分布図

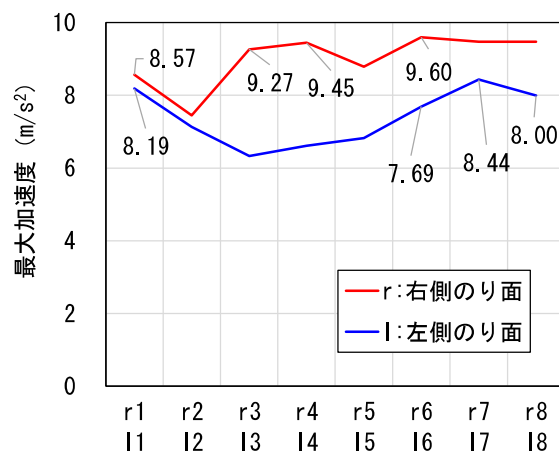


図-5.26 盛土のり面最大応答加速度分布図 (Case3)

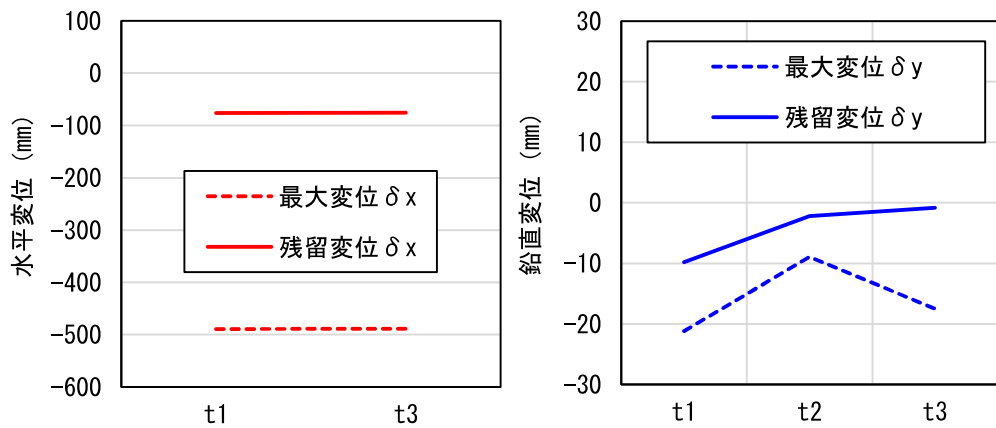


図-5.27 コンクリート路盤変位 (Case3)

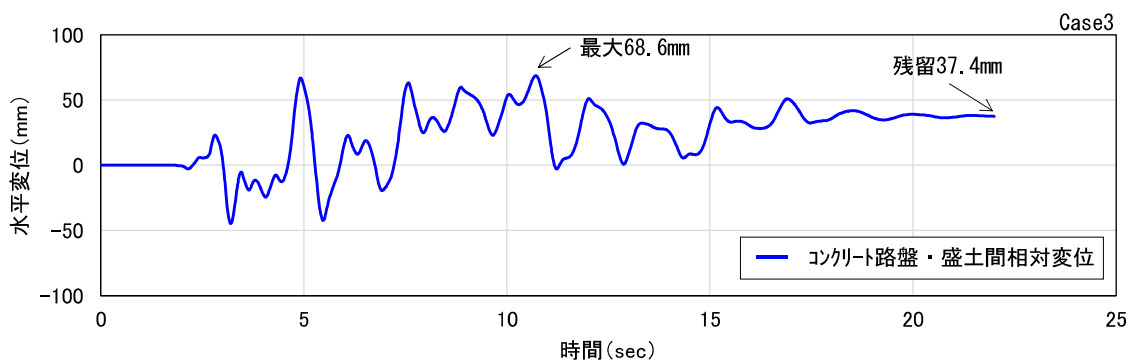


図-5.28 コンクリート路盤・盛土間の相対変位と入力加速度 (Case3)

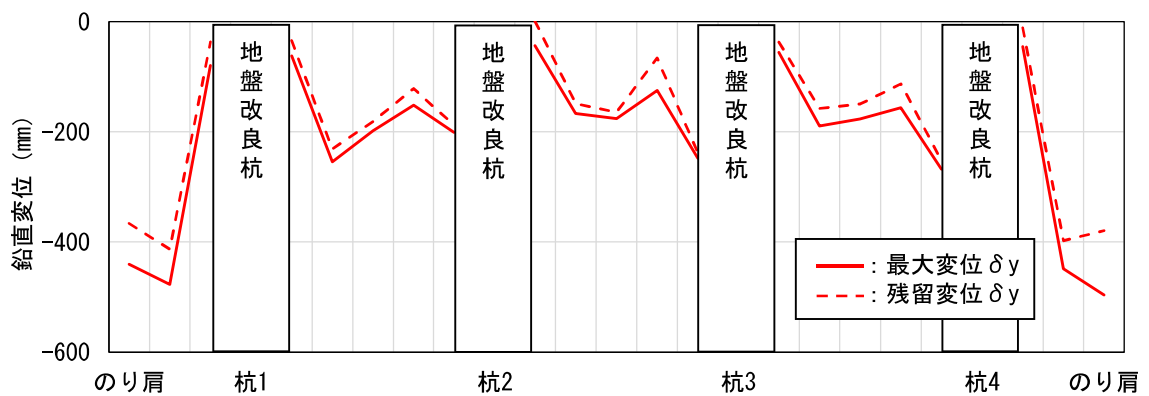


図-5.29 盛土天端鉛直変位 (Case3)

5.3 パイルスラブ式盛土の適用範囲の検討

5.3.1 検討概要

5.2 で実施した実大パイルスラブ式盛土に対する 2 次元動的 FEM 解析では、検討した全てのケースでコンクリート路盤の残留水平・鉛直変位は許容変位量未満であり、パイルスラブ式盛土が性能ランク I の要求性能を満たすことを確認した。本節では、FEM 解析では確認できていない地盤改良杭の耐力について骨組みモデルによる静的非線形解析により確認する。5.2 の 2 次元動的 FEM 解析結果、本節での静的非線形解析結果を踏まえ、パイルスラブ式盛土の適用範囲の確認を行う。

5.3.2 解析手法及び解析モデル

(1) 解析手法

パイルスラブ式盛土は加振に伴い盛土にすべりが発生するまでは、コンクリート路盤、軌道及び列車等を含めた上部工荷重を、盛土天端の碎石層及びジオテキスタイル土のうを介した地盤改良杭により応力分担して鉛直支持している。一方、L2 地震時は盛土にすべりが発生し、鉛直荷重はジオテキスタイル土のうを介して地盤改良杭のみで支持されることとなる。このような荷重伝達による応答を算定するモデルとして、パイルスラブ式盛土を盛土体とパイルスラブ体に区分し、パイルスラブ体はコンクリート路盤の挙動、地盤改良杭の挙動に対する安定・変形計算手法として骨組みモデルによる静的非線形解析を行うことが提案されている¹⁷⁾。ここでいうパイルスラブ体は、コンクリート路盤、ジオテキスタイル土のう及び地盤改良杭からなる構造体である。このパイルスラブ体を構成する各部材の骨組みモデルにジオテキスタイル土のうの水平抵抗特性を考慮し、盛土及び支持地盤による抵抗を地盤の非線形ばねとした解析モデルを図-5.30 に示す。地盤改良杭の耐力検討は、この解析モデルに対して静的非線形解析を実施し、各作用状態に対する応答値を用いて行うものとした。

パイルスラブ式盛土は、ジオテキスタイル土のう下面と地盤改良杭頭部は接面状態であり、部材としては結合していない。この接面状態をモデル化するため、ここでは図-5.31 に示す要素ばねモデルを適用する。本要素ばねモデルは、鉛直荷重を通常の要素と同様に伝達し、モーメントは回転

フリーとしている。また、ジオテキスタイル土のうの水平ばねモデルは、第3章に示したジオテキスタイル土のう下面を非固定とした正負交番水平載荷試験結果より、図-5.32 に示すトリリニアモデルでモデル化を行った。

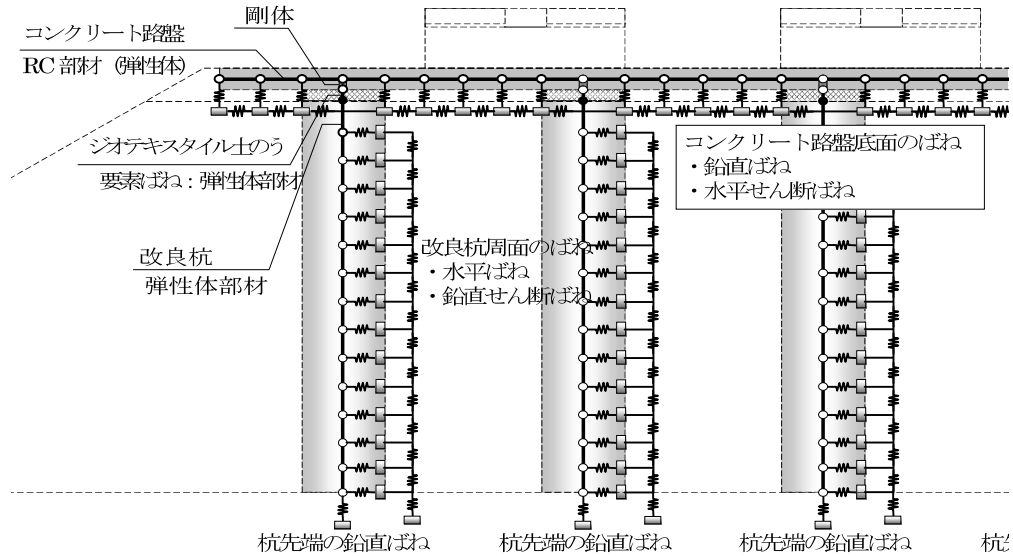


図-5.30 パイルスラブ体の静的非線形解析モデルイメージ

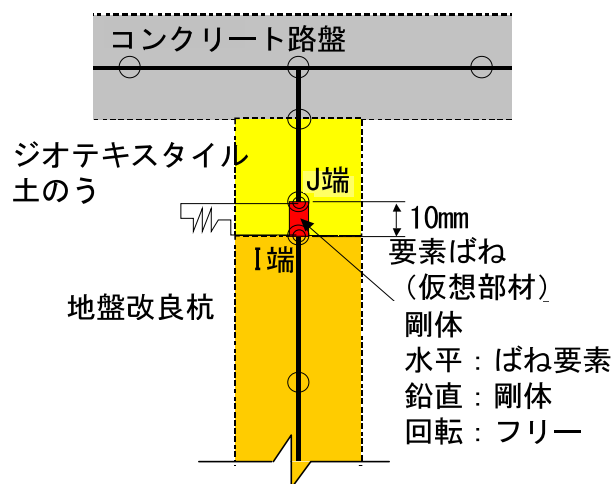


図-5.31 ジオテキスタイル土のうの要素ばねモデル

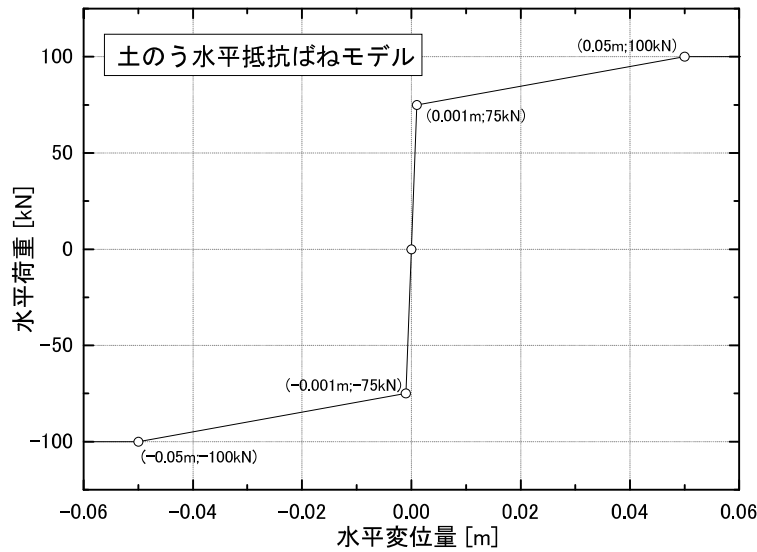


図-5.32 ジオテキスタイル土のうのばね特性

図-5.33 には、パイルスラブ体の地震時挙動と解析モデルによる再現挙動を示す。地盤改良杭が弾塑性体の場合、杭の挙動は $O \rightarrow A \rightarrow F$ の挙動を示す。しかし、パイルスラブ式盛土の 1/10 スケール模型に対する振動台実験により、実験後の供試体解体時には地盤改良杭でクラックの発生が確認されている。なお、クラックが発生した地盤改良杭についてもクラック発生面で地盤改良杭のずれはなく、地盤改良杭の鉛直荷重に対する支持機能は維持されることも確認されている。

加振に伴いクラックが発生する地盤改良杭は、 $O \rightarrow A \rightarrow B \rightarrow C$ の挙動を示すと想定され、地盤改良杭の検討では全ての杭にクラックが発生するものとして検討を行うこととした。

① $O \rightarrow A$: 地盤改良杭は弾性体としての挙動を示す。

② $A \rightarrow B$: 地盤改良杭が曲げ引張り降伏点に達してひび割れクラックが杭端部から発生し始める。クラックが地盤改良杭全断面に達すると B 点に移行する。なお、 $O \rightarrow A \rightarrow B$ 間は盛土の揺すり込み沈下が少しずつ増加している状態であり、地盤改良杭に作用する盛土の水平地盤抵抗が少しずつ減少しながら B 点に達する。

③ $B \rightarrow C$: クラック上下面の回転支持性能と地盤改良杭周面の地盤抵抗（揺すり込み沈下後の地盤抵抗）による挙動で C 点に達する。

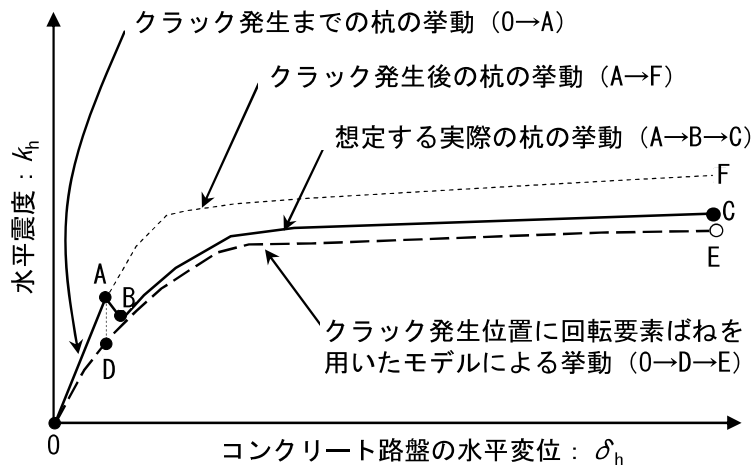


図-5.33 パイルスラブ体の地震時挙動と解析モデルによる再現挙動

地盤改良杭の L2 地震における検討では、①～③に示したクラック発生前からクラック発生後までの一連の挙動を考慮した解析を行う必要がある。この場合、プッシュオーバー解析で一連の再現を行うためには、プッシュオーバーにより地盤改良杭の曲げ引張降伏点 A 点に達した際には自動的に地盤改良部材が弾性体からクラック面での回転ばねを有する部材に移行するようなモデルを用いるとともに、地盤改良杭周面での地盤ばねも減少させるモデルを用いる必要がある。しかし、このような挙動を適切に再現できる解析手法はないため、解析モデルはクラック発生前と発生後の 2 つのモデルを用いることでクラック発生前からクラック発生後の挙動を再現することとした。なお、クラック発生後の地盤改良杭の解析モデルは、図-5.34 のようにクラック発生要素の下端位置に仮想要素を設定し、その両端に要素回転ばねを与えて解析を行う。ここで、地盤改良杭クラック面の要素ばねの特性は、クラック上面の地盤改良杭を直接基礎にみたと、基礎標準¹⁴⁾で示される直接基礎の回転ばねを適用して以下によりモデル化を行うものとした。

$$K_r = M_d / \theta \quad \dots \dots \dots \text{(式 1)}$$

$$\theta = 1/\rho = M_d / E \cdot I$$

より、 $K_r = E \cdot I$ を適用する。

ここに、 K_r : 設計回転ばね定数(kN・m/rad)

θ : 曲率

I : 改良杭の断面二次モーメント

$$I = (\pi/64) \cdot d^4 \text{ (m}^4\text{)}$$

d : 改良杭の直径(m)

E : 改良杭の弾性係数(kN/ m²)

$$K_r' = K_r / 2 \text{ (kN} \cdot \text{m/rad)}$$

$$M_1 = V_d \cdot B / 6 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{md} = (B \cdot V_d / 2) - V_d^2 / (2 \cdot q_d \cdot B)$$

ここに、 q_d : 改良杭の σ_k (kN/m²)

V_d : クラック発生震度 k_y におけるクラック面位置の軸力(kN/m²)

B : 改良杭の換算幅 = \sqrt{A} (m)

A : 改良杭の面積 = $\pi \cdot d^2 / 4$ (m²)

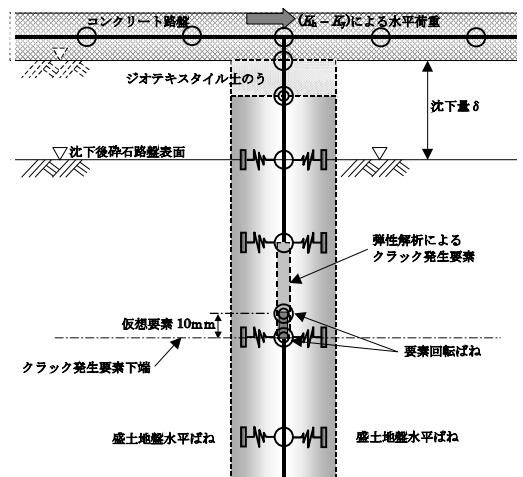


図-5.34 地盤改良杭のクラック面のモデル概要

L2 地震により地盤改良杭にクラックが発生した場合、クラック面で偏心すると軸力を伝達する地盤改良杭有効断面積は減少する。地盤改良杭の L2 地震時耐力照査は、L2 地震後のクラック上面に作用する上載荷重に対しクラック下面の地盤改良杭の圧縮耐力を確認することで地盤改良杭の

上載荷重支持性能を照査する。ここで、地盤改良杭の圧縮耐力に対する照査は、L2地震後の有効断面面積に対して、地盤改良杭の軸力の応答値を発生圧縮力 F_d として、クラック発生に伴う偏心を考慮した地盤圧縮耐力の比較により実施するものとした。

$$\gamma_i \cdot F_d / F_{RSC} \leq 1.0 \quad \dots \dots \dots \text{(式2)}$$

ここに、 γ_i : 構造物係数 (一般に 1.0)

F_d : 改良杭 1 本に作用する発生圧縮力(kN)

F_{RSC} : 改良杭 1 本当たりの設計圧縮耐力(kN)

$$F_{RSC} = \sigma_{ca} \cdot A'_p$$

$$\sigma_{ca} = \sigma_k / \gamma_{SC}$$

σ_{ca} : 設計圧縮強度(kN/m²)

A'_p : 改良杭の有効断面面積(m²)

σ_k : 設計基準強度(kN/m²)

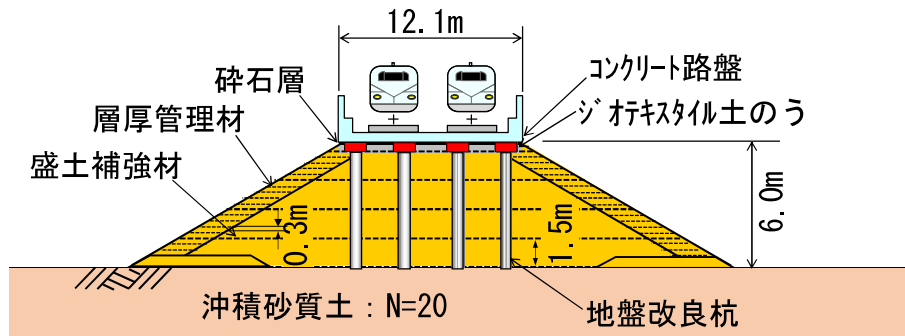
γ_{SC} : 改良体の材料係数

(2) 解析モデル

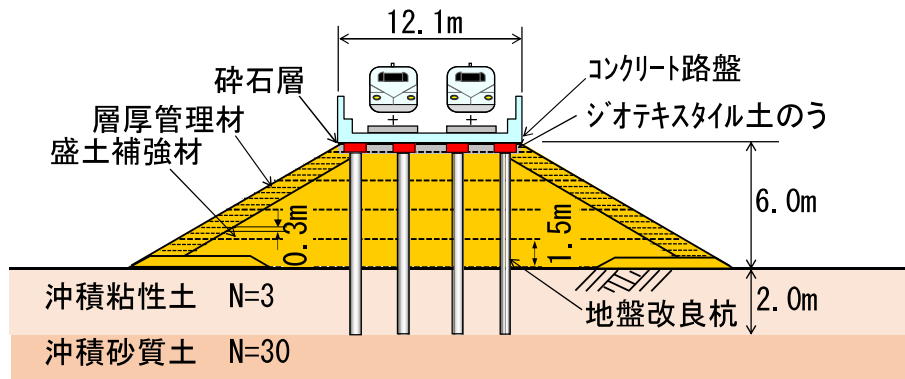
解析モデルはFEM解析モデルと同じ盛土高6.0mの標準モデル、表層2.0mが軟弱粘性土である盛土高6.0mの軟弱地盤モデル及び盛土高9.0mの高盛土モデルである。検討に当たり、Case1の標準モデルの支持地盤は、土構造標準²⁾に示す性能ランク I の盛土支持地盤条件の目安の下限值であるN=20の沖積砂質土層とした。Case2の軟弱地盤モデルでは性能ランク II の盛土支持地盤条件である表層2.0mがN=3の沖積粘性土層、2.0m以深をN=30の沖積砂質土層とした。Case3の高盛土モデルは支持地盤を性能ランク I となるN=30の沖積砂質土層とした。表-5.5に検討ケース一覧、図-5.35に試設計モデルを示す。表-5.6に盛土、支持地盤の設計用値を、表-5.7に地盤改良杭の設計用値を示す。地盤改良杭はFEM解析と同じ改良杭径1.0m、改良率は10%とし奥行2.4mとした。

表-5.5 解析ケース一覧

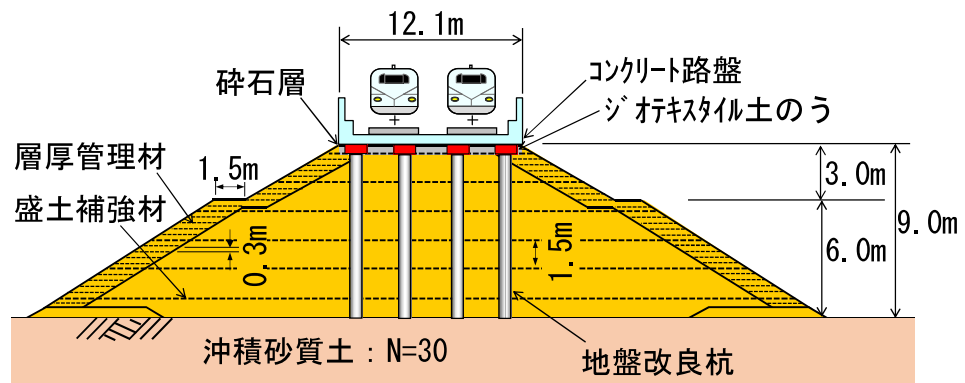
ケース	Case1	Case2	Case3
盛土高	6.0m	6.0m	9.0m
杭形式	標準型	着底型	標準型
支持地盤 1 (表層 2.0m)	沖積砂質土 N=20	沖積粘性土 N=3	沖積砂質土 N=30
支持地盤 2 (2.0m 以深)	主として 洪積砂質土 N=20	主として 沖積砂質土 N=30	主として 洪積砂質土 N=30
地盤種別	G2 地盤	G3 地盤	G2 地盤



(a) Case1 標準盛土モデル



(b) Case2 軟弱地盤モデル



(c) Case3 高盛土モデル

図-5.35 解析モデル

表-5.6 盛土及び支持地盤の設計用値

	E_0 (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)
盛土 (表層)	15,744	16.0	3.0	30
盛土 (深部)	15,744	16.0	6.0	35
砕石路盤	15,744	16.0	3.0	45
ジオテキスタイル土のう	33,736	18.0	—	—
支持地盤 砂質土 (N=20)	40,000	18.0	0.0	36 (34)
支持地盤 砂質土 (N=30)	60,000	18.0	0.0	38 (38)
支持地盤 粘性土 (N=3)	6,000	15.0	25.0	0.0

表-5.7 地盤改良杭の設計用値

物性	設計用値	備考
単位体積重量 γ (kN/m ³)	16	盛土と同値
設計基準強度 σ_k (kN/m ²)	2,000	事前室内配合試験を基本
圧縮強度 σ_{ca} (kN/m ²)	$\sigma_{ca} = \sigma_k / \gamma_{sc}$	γ_{sc} : 改良体の材料係数
引張強度 σ_{ta} (kN/m ²)	200	$\sigma_{ta} = \sigma_{ca} / 10$
変形係数 E_{50} (kN/m ²)	400,000	$E_{50} = 200\sigma_k$
せん断強度定数 (破壊前)	$\phi_{peak} = 45^\circ$ $c = 414 \text{ kN/m}^2$	ϕ_{peak} は盛土の ϕ_{peak} c はセメント固結力を評価
せん断強度定数 (破壊後)	$\phi_{res} = 30^\circ$ $c = 0.0 \text{ m}^2$	ϕ_{res} は盛土の ϕ_{res} c は 0.0 kN/m^2

5.3.3 解析結果と適用範囲の考察

(1) 解析結果

パイルスラブ式盛土は、地盤改良杭にクラック発生後、L2地震動によりクラック面での地盤改良杭のずれ、偏心が発生し、軸力を伝達する地盤改良杭の有効断面積が減少する。地盤改良杭が支持するコンクリート路盤を含む軌道荷重は変わらないため、L2地震後の地盤改良杭の有効断面積を用いて地盤改良杭部材の圧縮耐力の照査を行った。地盤改良杭の有効断面積 A' は、円形の地盤改良杭を正方形基礎として等価面積に換算した幅 B を仮定し、クラック面の水平相対変位（水平ずれ） δ_{ph} と直接基礎の偏心量 e を考慮した有効幅 B' より算定した。

表-5.8 に有効断面積を考慮した圧縮耐力の照査結果を示す。なお、本照査結果は最も欠損率の高い地盤改良杭の結果であり、最も照査値の大きくなる結果を示している。この結果から、欠損率が最大で 25.1%（有効面積率 74.9%）の場合も最大軸力に対して照査値を満足する結果となった。

表-5.8 圧縮耐力に対する照査結果

ケース	有効面積率 A'/A (%)	発生圧縮力 F_d (kN)	設計圧縮耐力 F_{RSC} (kN)	照査値 $\gamma_i \cdot F_d / F_{RSC}$
Case1	74.9	405.5	588	0.690
Case2	76.6	415.8	601	0.692
Case3	86.0	430.3	675	0.637

※ γ_i は構造物係数で 1.0.

(2) パイルスラブ式盛土の適用範囲

2次元動的 FEM 解析によるコンクリート路盤の残留水平変位及び残留鉛直変位、また骨組みモデルによる静的非線形解析による地盤改良杭の L2 地震時におけるクラック面での圧縮耐力による照査結果から、今回の検討範囲においてパイルスラブ式盛土は適用可能であると考えられる。

5.4 第5章のまとめ

第5章では、盛土高9.0m、盛土高6.0mにおいては支持地盤表層が層厚2.0mまで軟弱地盤であることを適用範囲とすることを目的に、パイルスラブ式盛土のFEM解析モデルを設定し、2次元動的FEM解析により実物大パイルスラブ式盛土の地震時応答について確認した。また、骨組みモデルによる静的非線形解析により地盤改良杭の耐力について確認を行い、パイルスラブ式盛土の適用範囲について検討を行った。本章の検討で得られた知見を以下に示す。

(ジオテキスタイル土のうの動的挙動)

- (1) 試験結果を基に設定したFEM解析モデルは、ジオテキスタイル土のう下面を固定状態としたモデルに対するFEM解析結果から模型振動台実験で確認したジオテキスタイル土のうと同等の振動伝達抑制効果が発揮されることを確認した。

(実大パイルスラブ式盛土の動的挙動及び適用範囲)

- (2) 2次元動的FEM解析の結果、コンクリート路盤の残留鉛直変位、残留水平変位は、盛土高6.0mのケース、支持地盤表層2.0mが軟弱な盛土高6.0mのケース、盛土高9.0mの高盛土といった全てのケースで許容変位量100mmを満足する。
- (2) 盛土高9.0mの高盛土の場合、コンクリート路盤の最大応答加速度は 7.53m/s^2 と盛土高6.0mのコンクリート路盤最大応答加速度 7.40m/s^2 と同等であり、高盛土による応答増幅は見られない。
- (3) L2地震動時に地盤改良杭にクラックが発生し、クラック面でのずれ及び偏心により地盤改良杭の軸力を伝達する有効断面積は減少する。骨組みモデルに対する静的非線形解析の結果、有効断面積率75%の場合も地盤改良杭はクラック面での圧縮耐力の照査値を満足する。
- (4) 2次元動的FEM解析、骨組みモデルに対する静的非線形解析の結果、パイルスラブ式盛土は盛土高9.0mまでの高盛土、盛土高6.0mでは支持地盤表層が軟弱粘性土層の場合も層厚2.0mまで適用可能である。

参考文献（第5章）

- 1) 野中隆博, 小島謙一, 瀧山清美, 森野達也, 陶山雄介, 青木一二三: 改良杭頭部にジオテキスタイル土のうを用いたパイルスラブ式盛土の振動実験について, ジオシンセティックス論文集, 第28巻, pp.73-80, 2013.
- 2) 国土交通省鉄道局監修: 鉄道総合技術研究所編, 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物 平成25年改編, 2013.
- 3) 藤井公博, 小島謙一, 高野裕輔, 陶山雄介, 青木一二三, 野中隆博: コンクリート路盤を改良杭で支持する補強盛土工法における設計手法, ジオシンセティックス論文集, Vol.29, pp.49-56, 2014.
- 4) 藤井公博, 小島謙一, 野中隆博, 高野裕輔, 青木一二三: 地盤改良杭でコンクリート路盤を支持する補強盛土の設計手法に関する研究—パイルスラブ式盛土の適用範囲に関する検討—, 地盤工学ジャーナル, Vol.18, No.4, pp.349-363, 2023.
- 5) 井合進・松永康男・亀岡知弘: ひずみ空間における塑性論に基づくサイクリックモビリティのモデル, 港湾技術研究所報告, 第29巻, 第4号, pp.27-56, 1990.
- 6) Towhata, I and Ishihara, K : Modeling Soil Behavior under Principal Stress Axes Rotation, Prof. of 5th International Conf. on Num. Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp.523-530, 1985.
- 7) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T : Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Rep. of the Port and Harbour Res. Inst. Vol.29, No.4, pp.57-83, 1990.
- 8) 秦吉弥, 一井康二, 加納誠二, 土田孝, 山下典彦: 上下動が盛土の地震時変形に及ぼす影響に関する一考察, 地盤と建設, Vol.25, No.1, pp.93-104, 2007.
- 9) 西山誠治, 森野達也, 陶山雄介, 青木一二三, 小島謙一, 野中隆博: パイルスラブ式盛土の模型振動実験に関する動的解析, 土木学会第68回年次学術講演会, pp.25-26, 2013.
- 10) 国土交通省鉄道局監修: 鉄道総合技術研究所編, 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 2012.
- 11) 青木一二三, 松室哲彦, 蔣関魯, 館山勝, 龍岡文夫, 古関潤一: 低拘束圧での砂質土の動的変形・強度特性の研究, 第34回地盤工学研究発表会, pp.1049-1050, 1999.

- 12) 蔣関魯, 舘山勝, 青井一二三, 米澤豊司, 龍岡文夫, 古関潤一: 低拘束圧での礫の動的変形・強度特性の研究, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.1051-1052, 1999.
- 13) 藤井公博, 野中隆博, 小島謙一, 陶山雄介, 青木一二三: 路盤を杭で支持するための大型土のうの特性, 第 10 回地盤工学会関東支部発表会概要集 (DVD), A0172, 2013.
- 14) 国土交通省鉄道局監修: 鉄道総合技術研究所編, 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物, 2012.
- 15) 一般社団法人 FLIP コンソーシアム: FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ (理論編), 2011.
- 16) 橋本和佳, 田端尚子, 森野達也, 米澤豊司, 丸山修, 小島謙一, 坂本寛章: パイルスラブ式盛土の動的解析モデルに関する検討, 土木学会第 65 回年次学術講演会, pp.753-754, 2010.
- 17) 陶山雄介, 森野達也, 小島謙一, 野中隆博, 青木一二三, 矢崎澄雄: 路盤を杭で支持する補強盛土工法の設計の考え方, 第 10 回地盤工学会関東支部発表会概要集 (DVD), A0181, 2013.

第6章 結論

6.1 本研究のまとめ

本研究は、パイルスラブ式盛土における地盤改良杭頭部に用いるジオテキスタイル土のうの水平抵抗特性の解明、実大パイルスラブ式盛土の動的挙動及び適用範囲を明らかにすることを目的として、ジオテキスタイル土のう模型に対する正負交番水平載荷試験や模型振動台実験、実大パイルスラブ式盛土モデルに対する2次元動的FEM解析や骨組みモデルによる静的非線形解析を行いパイルスラブ式盛土の適用範囲について検討を行った。

以下に得られた結論を章ごとに述べる。

第1章「序論」では、本研究の背景について述べ、パイルスラブ式盛土の検討経緯と本研究の目的との関係を示すとともに、本論文の構成を示した。

第2章「パイルスラブ式盛土の構造と本研究の位置づけ」では、パイルスラブ式盛土の概要を示し、パイルスラブ式盛土に対する既往の研究、パイルスラブ式盛土以外での構造物下面に配置する土のうの活用事例と性能に関する研究について整理を行い、本研究で着目すべき項目について把握し、実施内容について明確にした。

第3章「ジオテキスタイル土のうの静的水平せん断挙動の特性」では、実材料を用いて構築した実大規模のジオテキスタイル土のう模型に対し、正負交番水平載荷試験により地震時におけるジオテキスタイル土のうの静的水平せん断挙動の特性について確認を行った。以下に、第3章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 試験による違いを考慮した場合、ジオテキスタイル土のうのせん断応力比とせん断ひずみの関係は、粒度調整砕石 M30 に対する繰返し三軸試験結果相当となる。
- (2) ジオテキスタイル土のうは粒度調整砕石 M30 に対する繰返し三軸試験結果の $G/G_0-\gamma$ と同様の傾向を示す。

- (3) ジオテキスタイル土のうは、粒度調整砕石 M30 に対する繰返し三軸試験結果と比較し、せん断ひずみ $\gamma=0.002\sim 0.01$ において大きな履歴減衰を示す。
- (4) ジオテキスタイル土のう下面固定状態における L2 地震時相当の静的水平力載荷後の残留水平変位は 1.9mm (残留せん断ひずみ $\gamma_r=0.013$) であり、パイルスラブ式盛土におけるコンクリート路盤許容水平変位量 100mm と比較し微小である。
- (5) ジオテキスタイル土のう下面非固定状態では、コンクリートと砕石の摩擦抵抗 (摩擦抵抗係数 0.6) 程度の水平荷重で、ジオテキスタイル土のうが擬似杭頭上を滑動するが、滑動が進んだ場合もジオテキスタイル土のうの過大な変形はみられず、L2 地震時相当の水平力載荷後もジオテキスタイルの破断はなく、砕石の抜け出しもなかった。
- (6) ジオテキスタイル土のう下面非固定状態では、杭頭部上でのジオテキスタイル土のうの滑動が確認されるものの、L2 地震時相当の静的水平力載荷時の水平変位は 51.0mm であり、パイルスラブ式盛土におけるコンクリート路盤許容水平変位量 100mm 未満である。
- (7) L2 地震時相当の静的水平力載荷後のコンクリート路盤の残留鉛直変位はジオテキスタイル土のう下面固定状態で最大 3.3mm、非固定状態で最大 5.4mm と一般的な新幹線での土構造物の許容鉛直変位量 100mm に対して微小である。

第 4 章「ジオテキスタイル土のうの動的水平せん断挙動の特性」では、実材料を用いて実応力状態を再現したジオテキスタイル土のう模型に対して振動台実験を実施し、ジオテキスタイル土のうの動的せん断挙動の特性について確認した。以下に、第 4 章の検討で得られた知見を以下に示す。

- (1) ジオテキスタイル土のうの最大残留水平変位は 1.6mm (最大残留せん断ひずみ $\gamma_r=0.011$)、最大残留鉛直変位は 2.0mm (土のう高 150mm の 1.3%) とコンクリート路盤の許容水平変位量 100mm、許容鉛直変位量 100mm と比較し小さい値であった。
- (2) 600Gal 以降の加振では振動台よりジオテキスタイル土のうを介して伝達するコンクリート路盤の応答加速度は加速度応答比で 0.8 程度に低減する。
- (3) ジオテキスタイル土のうの振動伝達抑制効果は、せん断ひずみ 0.001 以降となるジオテキスタ

イル土のうの塑性化により発揮される。

- (4) せん断応力比とせん断ひずみの関係は、動的試験、静的試験ともに同様の傾向を示す。
- (5) 400Gal までの加振に対してジオテキスタイル土のうに周波数の影響は確認されない。
- (6) 複数回の L2 地震相当の加振に対してもジオテキスタイル土のうの残留水平変位、残留鉛直変位の増加は確認されず、L2 地震動相当の加振を受けた場合もジオテキスタイル土のうは抵抗力を保持する。

第 5 章「実大パイルスラブ式盛土の動的挙動と適用範囲」では、盛土高 9.0m、盛土高 6.0m においては支持地盤表層が層厚 2.0m までの軟弱粘性土におけるパイルスラブ式盛土の適用を目的に、静的載荷試験結果を基にジオテキスタイル土のうの FEM 解析モデルを構築し、2 次元動的 FEM 解析によりジオテキスタイル土のうの FEM 解析モデル妥当性について確認した。また、実物大パイルスラブ式盛土モデルに対する 2 次元動的 FEM 解析、骨組みモデルによる静的非線形解析により地盤改良杭の耐力検討を行うことで、パイルスラブ式盛土の適用範囲について検討を行った。第 5 章の検討で得られた知見を以下に示す。

(ジオテキスタイル土のうの動的挙動)

- (1) 試験結果を基に設定した FEM 解析モデルは、ジオテキスタイル土のう下面を固定状態としたモデルに対する FEM 解析結果から模型振動台実験で確認したジオテキスタイル土のうと同等の振動伝達抑制効果が発揮されることを確認した。

(実大パイルスラブ式盛土の動的挙動及び適用範囲)

- (1) 2 次元動的 FEM 解析の結果、コンクリート路盤の残留鉛直変位、残留水平変位は、盛土高 6.0m のケース、支持地盤表層 2.0m が軟弱な盛土高 6.0m のケース、盛土高 9.0m の高盛土といった全てのケースで許容変位量 100mm を満足する。
- (2) 盛土高 9.0m の高盛土の場合、コンクリート路盤の最大応答加速度は 7.53m/s^2 と盛土高 6.0m のコンクリート路盤最大応答加速度 7.40m/s^2 と同等であり、高盛土による応答増幅は見られない。
- (3) L2 地震動時に地盤改良杭にクラックが発生し、クラック面でのずれ及び偏心により地盤改

良杭の軸力を伝達する有効断面積は減少する。骨組みモデルに対する静的非線形解析の結果、有効断面積率 75%の場合も地盤改良杭はクラック面での圧縮耐力の照査値を満足する。

- (4) 2次元動的 FEM 解析，骨組みモデルに対する静的非線形解析の結果，パイルスラブ式盛土は盛土高 9.0m までの高盛土，盛土高 6.0m では支持地盤表層が軟弱粘性土層の場合も層厚 2.0m まで適用可能である。

6.2 実用的なパイルスラブ式盛土の設計フロー（案）

パイルスラブ式盛土の設計を行う上で，コンクリート路盤を含めた盛土全体の地震時挙動に関して詳細な検討としては FEM 解析が考えられるが，実設計ではより簡便な設計手法が望ましい。これについて，2.2.3 に示したようにパイルスラブ式盛土を盛土体とコンクリート路盤，ジオテキスタイル土のう，地盤改良杭から構成するパイルスラブ体に区分し，各構造体の挙動に対する安定・変形手法の適用が提案されており，第 5 章ではパイルスラブ体の骨組みモデルの改良案として，本研究で確認したジオテキスタイル土のうの水平抵抗特性を反映した解析モデルを示した。この解析モデルに対し，静的非線形解析を行い，地盤改良杭が加振に伴うクラック発生後もクラック面での地盤改良杭の圧縮耐力は照査値を満足しておりコンクリート路盤の支持性能が確保されていることを確認した。

表-6.1 に，改めてこれまでの試験結果と試験結果から得られたパイルスラブ式盛土の設計における対応を示す。また，図-6.1 にはこれを踏まえた鉄道盛土としての要求性能を満足するためのパイルスラブ式盛土の設計フロー（案）を示す。これにより，パイルスラブ式盛土の実用的な設計が可能になると考えられる。

表-6.1 試験結果と設計における対応

項目	試験結果	設計における対応
盛土体の挙動	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土体は揺すり込み沈下と円弧すべり変位が複合的に発生 ・段階加振により残留変位が累積 	<ul style="list-style-type: none"> ・円弧すべり安定計算 ・ニューマーク法による円弧すべり変形計算 ・揺すり込み沈下量の算定
コンクリート路盤の挙動	<ul style="list-style-type: none"> ・残留変位が発生 	<ul style="list-style-type: none"> ・残留水平変位量，残留鉛直変位量及び残留回転変位量について照査
地盤改良杭の挙動	<p>(加振前)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート路盤設置時の杭頭反力から，コンクリート路盤荷重は地盤改良杭及び盛土上面の双方で応力分担して支持することを確認 <p>(加振時・加振後)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・盛土の沈下によりコンクリート路盤は地盤改良杭のみで支持 ・杭軸力の増加量はコンクリート路盤荷重以上であり，盛土の沈下に伴い杭周面にネガティブフリクションが作用 <p>(加振後)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・すべての改良杭にクラックを確認 ・クラック発生面ですれはなく，地盤改良杭の鉛直荷重に対する支持機能は維持されることを確認 	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート路盤荷重の地震時以外と地震時の荷重分担の違いを考慮 ・盛土の揺すり込み沈下に伴うネガティブフリクションを考慮 ・地盤改良杭のクラック発生及びクラック発生面でのずれを考慮した改良杭のモデル化

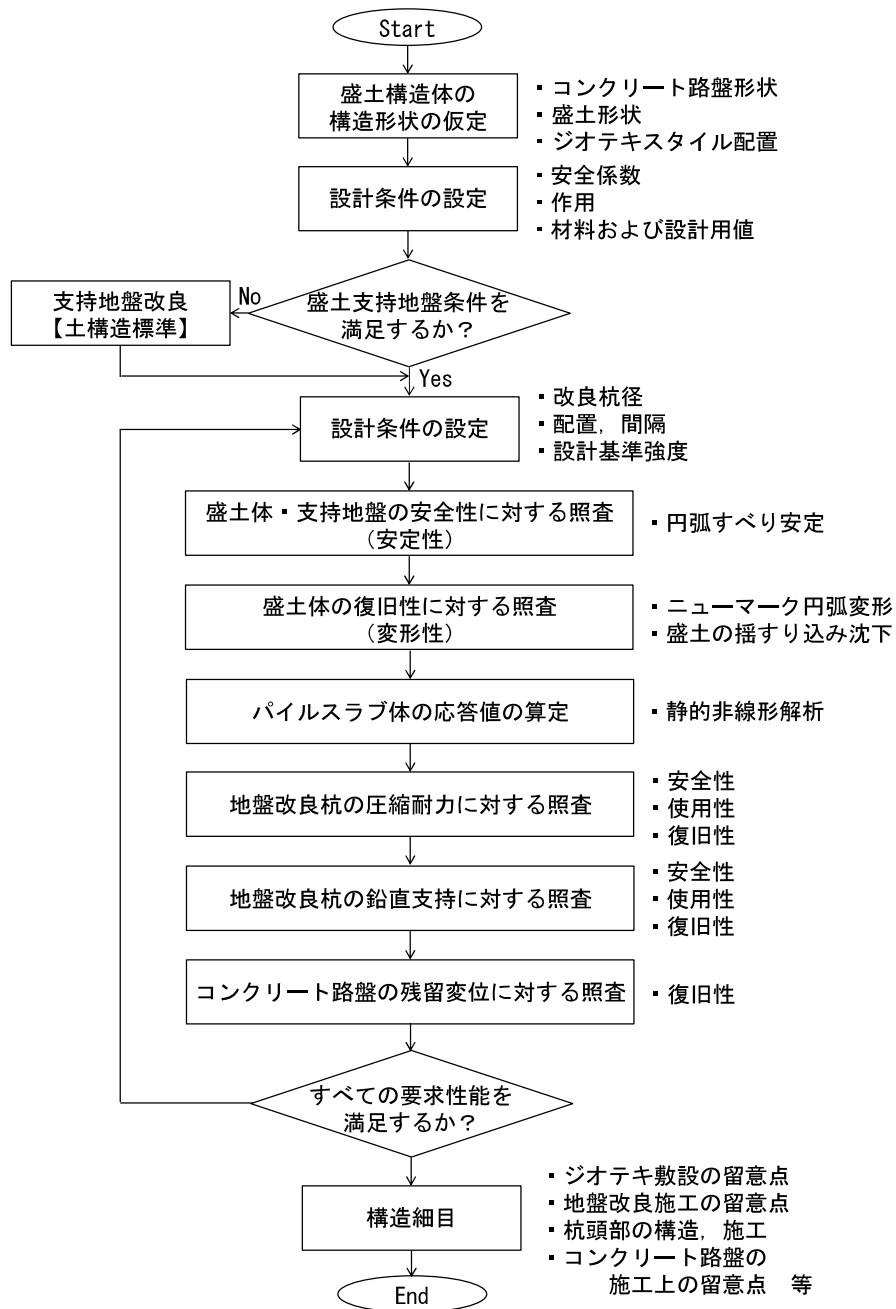


図-6.1 パイルスラブ式盛土の設計フロー (案)

6.3 今後の展望

パイルスラブ式盛土は、建設発生土等の省力化軌道を支持する盛土としての不適な盛土材を適用可能とする一般的な省力化軌道を支持する盛土よりも経済的な盛土構造である。

本研究では、ジオテキスタイル土のうの振動伝達抑制効果について模型振動台実験、FEM 解析により確認することができた。しかし、実設計(案)に示す骨組みモデルによる静的非線形解析では、ジオテキスタイル土のうの振動伝達抑制効果を考慮した手法となっていない。この効果を静的非線形解析で考慮するためには、今後、FEM 解析のパラメータを変えて、ジオテキスタイル土のうの振動伝達抑制効果が得られる範囲を確認する必要がある。

また、パイルスラブ式盛土の適用範囲については、一般的な両側盛りこぼしの盛土形状のパイルスラブ式盛土を対象に検討を行っている。パイルスラブ式盛土のさらなる適用範囲拡大に向けては、片切片盛区間、腹付け盛土、山間部等の地表面が傾斜している区間といった一般部と異なる区間への適用について研究していくことが必要となる。以上のように、今後は一般的な形状と異なる盛土形状でのパイルスラブ式盛土の動的挙動や地盤改良杭の応力状態について確認していく必要があると考える。

謝辞

本論文は、筆者がジェイアール西日本コンサルタンツ(株)広島支店に在籍しつつ、山口大学大学院創成科学研究科環境共生系専攻博士後期課程において、山口大学大学院創成科学研究科工学系学域社会建設工学分野・鈴木素之教授のご指導のもとにまとめたものになります。鈴木素之教授には学部生の頃よりご指導頂き、社会人となり博士後期課程入学後も本研究の進め方や研究結果の取り纏めに際して熱心にご指導頂きました。鈴木素之教授のこれまでのご指導に深く感謝し、心よりお礼申し上げます。麻生稔彦教授、中田幸男教授、吉本憲正准教授、森啓年准教授には、本論文の副査として、論文審査において内容や構成について貴重なご指導とご助言を賜りました。深く感謝の意を表します。

筆者が本論文を完了できたのは、大学関係者の方々、ジェイアール西日本コンサルタンツ(株)、(公財)鉄道総合技術研究所の他、多くの方々のお力添えによるものです。ジェイアール西日本コンサルタンツ(株)・赤星輝明前代表取締役社長、七川研二前代表取締役社長には、社会人として大学院へ入学する機会を与えて頂き、温かいご指導・ご支援を賜りました。また、土肥弘明前代表取締役社長(現 (株)JR 西日本 IT ソリューションズ)、加藤勇樹代表取締役社長、山下茂樹前取締役執行役員(現 大鉄工業(株)執行役員)には、研究実施に対する暖かいご理解とご支援を頂きました。取締役執行役員・近藤政弘博士には、研究計画から結果整理、取り纏めに至るまで多大なるご指導を頂きました。弘重義和執行役員広島支店長には、筆者の学位取得環境整備にわたり幅広くご支援・ご指導頂きました。筆者にこのような研究に携わる機会を与えて頂き、厚く御礼申し上げます。

本研究は筆者が(公財)鉄道総合技術研究所への出向中に基礎・土構造研究室にてパイルスラブ式盛土の研究に携わったことが契機となります。小島謙一博士には出向中からご指導頂き、出向後の博士後期課程入学後も本研究を進める上で多くのご指導・ご協力を頂きました。また、筆者の出向当時、同じ研究室であった野中隆博氏(現 東急建設(株))の他、(独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構の高野裕輔氏、陶山雄介氏、(株)レールウェイエンジニアリングの青木一二三博士には、多く

のご指導，ご協力を賜りました。心より感謝申し上げます。

第3章の正負交番水平載荷試験につきましては，(株)複合技術研究所の皆様には多大なご協力を頂きました。ここに深く感謝致します。

第4章の模型振動実験では，地盤安全工学研究室の石丸太一博士（現 東京理科大学助教）を始め，研究室の大学院生，学部生，山口大学技術職員・牧原貴之氏，(有)中原鉄工所，新光産業(株)，トキワコンサルタント(株)の皆様には多大なるご協力を頂きました。また，(株)JR西日本ITソリューションズの柏村一保氏には画像解析においてご指導・ご協力を頂きました。厚くお礼申し上げます。

第5章のFEM解析では，(株)複合技術研究所常務取締役・矢崎澄雄氏，鈴木聡氏には，多大なるご助力を頂きました。厚くお礼申し上げます。

ジェイアール西日本コンサルタンツ(株)技術顧問・矢島秀治博士，執行役員・垣内辰雄博士，前執行役員・栗林賢一博士（現 (株)関西シビルコンサルタント取締役），前広島支店副支店長・下野一行氏（現 (株)関西シビルコンサルタント取締役）には，技術全般に関するご指導，研究活動への励ましのお言葉を頂きました。深く感謝致します。職場では，広島支店副支店長・佐々木孝氏，井口真一博士には，研究と業務の両立にあたって多大なるご配慮を頂きました。堀江梨香氏には，論文とりまとめに際し，業務の合間を縫ってご協力頂きました。心より感謝致します。

ヒロセ補強土(株)の志村直紀博士には，筆者が学部の頃から研究室の先輩として，また博士後期課程における同期生として，研究，論文作成において種々情報交換を行いながら進めさせて頂きました。ここに，感謝の意を表します。

本論文をまとめるにあたり，まだまだ多くの方々にご助言，ご指導，ご協力を頂きました。全ての方々に，感謝申し上げます。

最後に，本研究の間，著者を励まし支えてくれた妻 早央里，長男 朝之，次男 萩士に心より感謝します。

2024年3月 藤井 公博

附属資料 盛土の直接概算工事費比較

1. 試算条件

建設発生土を改良した場合の盛土とパイルスラブ式盛土を採用した場合の工事費について概算直接工事費比較を実施する。

ケース①：高規格盛土（性能ランクⅠ）の盛土材としては使用できない近傍現場の建設発生土を改良することにより盛土材として用いる場合

ケース②：高規格盛土（性能ランクⅠ）の盛土材としては使用できない近傍現場の建設発生土をパイルスラブ式盛土（ジオテキスタイル土のう無し）の盛土材として適用する場合

2. 計画盛土形状

計画盛土形状は、標準的な盛土高として以下のとおりとする。対象盛土イメージを附図-1に示す。

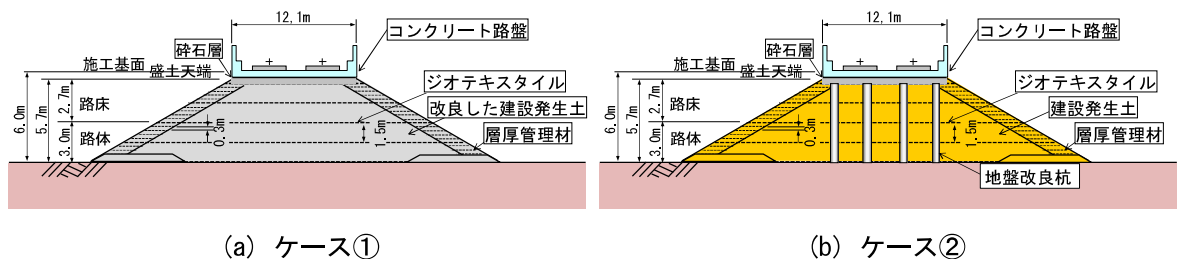
施工基面高：H=6.00m

盛土高：H=5.70m

盛土上面幅：B=12.10m

のり面勾配：1:1.5

延長：100m



附図-1 盛土直接概算工事費算出ケース

3. 積み上げ項目

直接概算工事費算出に当たっての積み上げ項目を**附表-1**に示す。なお、共通であるコンクリート路盤工、軌道工は除外し、盛土に係る項目の比較とした。

附表-1 概算工事費算出に当たっての積み上げ項目

積み上げ項目		ケース①	ケース②	備考	
盛土	材料	盛土材	○	○	建設発生土
		ジオテキスタイル	○	○	60kN/m 製品 (KJV-60W)
		層厚管理材	○	○	5kN/m 製品
		セメント系固化材	○	—	セメント系固化材
	施工	整地	○	○	土工
		まき出し・敷均し・締固め	—	○	補強盛土工
		ジオテキスタイル敷設	○	○	補強盛土工
		法面整形	○	○	法面整形工
		粒径処理	○	○	砂防ソイルセメント工
		攪拌混合	○	—	砂防ソイルセメント工
		混合材料敷均し・締固め	○	—	砂防ソイルセメント工
		粉体噴射攪拌	—	○	DJM 工法
		粉体噴射攪拌 (移設)	—	○	DJM 工法

4. 材料数量計算

4.1 盛土

(1) 計画盛土体積 (締固めた土量)

①路床盛土

$$(12.10\text{m}+20.20\text{m})\times 2.70\text{m}/2\times 100\text{m}=4630.5\text{m}^3$$

②路体盛土

$$(20.20\text{m}+29.20\text{m})\times 3.00\text{m}/2\times 100\text{m}=7410.0\text{m}^3$$

$$\cdot \text{盛土体積合計} : 4630.5\text{m}^3 + 7410.0\text{m}^3 = 12040.5\text{m}^3$$

(2) 地山の体積

【鉄道土構造物等設計標準・同解説 土構造物 平成19年1月(以下、土構造物標準) 解説表 1.3.1】より、締め固めた土量(計画盛土体積)に対する地山の体積の土量変化率Cは、建設発生土を砂と想定しC=0.90とする。

①路床盛土範囲の地山の体積

$$4630.5\text{m}^3/0.90=5145.0\text{ m}^3$$

②路体盛土の地山の体積

$$7410.0\text{m}^3/0.90=8233.3\text{ m}^3$$

・地山の体積合計： $5145.0\text{m}^3+8233.3\text{m}^3=13378.3\text{m}^3$

③ほぐした土量

ほぐした土量に対する地山の土量の比であるほぐした土量の土量変化率Lは、【土構造標準 解説表 1.3.1】より $L=1.15$ とする。

①路床盛土範囲のほぐした土量

$$5145.0\text{m}^3\times 1.15=6227.3\text{ m}^3$$

②路体盛土のほぐした土量

$$8233.3\text{m}^3\times 1.15=9468.3\text{ m}^3$$

・ほぐした土量合計： $6227.3\text{m}^3+9468.3\text{m}^3=15695.6\text{m}^3$

(3) 法面面積

$$5.70\text{m}\times 1.5\times 100\text{m}\times 2=855.0\text{m}^2$$

(4) 整地面積

$$29.20\text{m}\times 100\text{m}=2920.0\text{m}^2$$

4.2 ジオテキスタイル

ケース①

1層目（盛土天端から 1.2m 位置）： $15.7\text{m}\times 100\text{m}=1570.0\text{ m}^2$

2層目（盛土天端から 2.7m 位置）： $20.2\text{m}\times 100\text{m}=2020.0\text{ m}^2$

3層目（盛土天端から 4.2m 位置）： $24.7\text{m}\times 100\text{m}=2470.0\text{ m}^2$

4層目（盛土天端から 5.7m 位置）： $29.2\text{m}\times 100\text{m}=2920.0\text{ m}^2$

・ジオテキスタイル合計： $1570.0\text{m}^2+2020.0\text{m}^2+2470.0\text{m}^2+2920.0\text{m}^2=8980.0\text{ m}^2$

ケース②

パイルスラブ式盛土では地盤改良杭に支障しない配置となる。ジオテキスタイル敷設イメージを附図-2 に示す。

- ・線路横断方向（地盤改良杭から 0.2m 離れた範囲）：線路方向布設枚数 $100\text{m}/2.4\text{m}=42$ 枚

1 層目（盛土天端から 1.2m）： $(15.7\text{m} \times 1.0\text{m}) / \text{枚} \times 42 \text{ 枚} = 659.4 \text{ m}^2$

2 層目（盛土天端から 2.7m）： $(20.2\text{m} \times 1.0\text{m}) / \text{枚} \times 42 \text{ 枚} = 848.4 \text{ m}^2$

3 層目（盛土天端から 4.2m）： $(24.7\text{m} \times 1.0\text{m}) / \text{枚} \times 42 \text{ 枚} = 1037.4 \text{ m}^2$

4 層目（盛土天端から 5.7m）： $(29.2\text{m} \times 1.0\text{m}) / \text{枚} \times 42 \text{ 枚} = 1226.4 \text{ m}^2$

- ・線路横断方向ジオテキスタイル合計： $659.4\text{m}^2 + 848.4\text{m}^2 + 1037.4\text{m}^2 + 1226.4\text{m}^2 = 3771.6 \text{ m}^2$

- ・線路方向（地盤改良杭から 0.2m 離れた範囲）：線路方向控除箇所 $100\text{m}/2.4\text{m}=42$ 箇所

1 層目（盛土天端から 1.2m）： $2.80\text{m} \times (100\text{m} - 0.40\text{m} \times 42 \text{ 箇所}) \times 2 \text{ (両側)} = 465.9 \text{ m}^2$

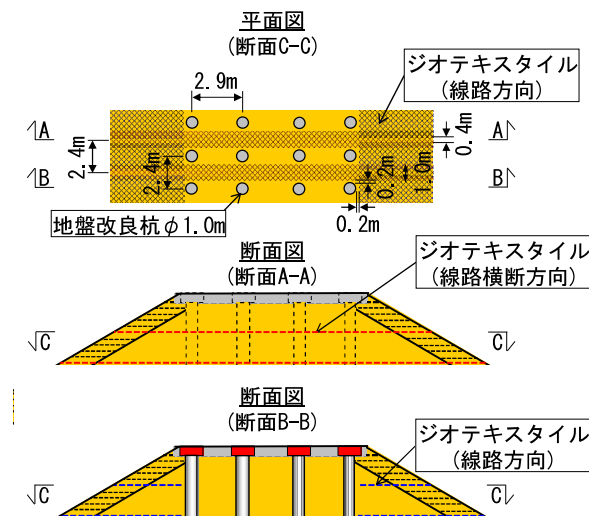
2 層目（盛土天端から 2.7m）： $5.05\text{m} \times (100\text{m} - 0.40\text{m} \times 42 \text{ 箇所}) \times 2 \text{ (両側)} = 840.3 \text{ m}^2$

3 層目（盛土天端から 4.2m）： $7.30\text{m} \times (100\text{m} - 0.40\text{m} \times 42 \text{ 箇所}) \times 2 \text{ (両側)} = 1214.7 \text{ m}^2$

4 層目（盛土天端から 5.7m）： $9.55\text{m} \times (100\text{m} - 0.40\text{m} \times 42 \text{ 箇所}) \times 2 \text{ (両側)} = 1589.1 \text{ m}^2$

線路方向ジオテキスタイル合計： $465.9\text{m}^2 + 840.3\text{m}^2 + 1214.7\text{m}^2 + 1589.1\text{m}^2 = 4110.0 \text{ m}^2$

- ・ジオテキスタイル合計： $3771.6 \text{ m}^2 + 4110.0 \text{ m}^2 = 7881.6 \text{ m}^2$



附図-2 ジオテキスタイル敷設図

5. 直接概算工事費の計算

附表-2 に直接概算工事費算出結果を示す。

附表-2 直接概算工事費算出結果

積み上げ項目			数量	単価	ケース①	ケース②	備考 ^{※1,2}	
盛 土	材 料	盛土材 ^{※3}	共通	15,695.6 m ³	0 円/m ³	0 円	0 円	建設発生土
		ジオテキスタイル ^{※4}	ケース①	8,980.0 m ²	2,900 円/m ²	26,042,000 円		メーカー単価
			ケース②	7,881.6 m ²	2,900 円/m ²		22,856,640 円	
		層厚管理材	共通	6,000.0 m ²	760 円/m ²	4,560,000 円	4,560,000 円	5kN/m 製品
	セメント系固化材	ケース①	602.0 t	18,500 円/t	11,137,000 円		一般軟弱土用	
		ケース②	183.0 t	18,500 円/t		3,385,500 円		
	施 工	整地	共通	2,920.0 m ²	95.503 円/m ²	278,869 円	278,869 円	土工
		まき出し・敷均し、 締固め	ケース②	15,695.6 m ³	1018.00 円/m ³		15,978,121 円	補強盛土工
			ジオテキスタイル敷設	ケース①	8,980.0 m ²	250.10 円/m ²	2,245,898 円	
		ケース②		7,881.6 m ²	250.10 円/m ²		1,971,188 円	
法面整形		共通	855.0 m ²	658.51 円/m ²	563,026 円	563,026 円	法面整形工	
粒径処理 ^{※5}		共通	15,695.6 m ³	1,243.6 円/m ³	19,519,048 円	19,519,048 円	砂防ノリメント工	
攪拌混合		ケース①	15,695.6 m ³	1,753.9 円/m ³	27,528,513 円		砂防ノリメント工	
混合材料 敷均し・締固め		ケース①	15,695.6 m ³	1,294.9 円/m ³	20,324,232 円		砂防ノリメント工	
		粉体噴射攪拌	ケース②	168 本	27,328 円/本		4,591,104 円	DJM 工法
粉体噴射攪拌 (移設)		ケース②	167 箇所	65,280 円/箇所		10,901,760 円	DJM 工法	
合計 ^{※6}					112,198,586 円 (1.00)	84,605,256 円 (0.75)		

※1. 材料は建設物価 2024 年 01 月号を用いた。

※2. 施工は令和 5 年度施工パッケージ型積算方式標準単価表を用いた。

※3. 盛土材は建設発生土でありゼロ円とした。

※4. ジオテキスタイルは太洋興業(株)の RRR 工法用補強材 KJV-60W であり 2023 年度のメーカー単価を適用した。

※5. ケース②の粒径処理は、盛土材として利用するための品質確保を想定している。

※6. 合計に示す () 内の数字はケース①を 1.00 とした場合の比率を示す。