



プラスチック・ボード・ドレーン群打設による液状化対策工法の開発

溝口, 義弘

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2005-09-25

(Date of Publication)

2013-02-20

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲3448

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1003448>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博 士 論 文

プラスチック・ボード・ドレーン群打設による
液状化対策工法の開発

平成 17 年 9 月

神戸大学大学院自然科学研究科

溝 口 義 弘

目 次

第1章 序論	1
1.1 概説	1
1.2 既存の液状化対策工法および改良効果確認手法	2
1.2.1 液状化対策工法の現状と課題	2
1.2.2 液状化対策工法の改良効果確認のための研究	16
1.3 本研究の目的	24
1.3.1 工法開発の提案	24
1.3.2 本研究の目的と意義	25
1.4 本研究の構成	26
参考文献	29
第2章 振動台実験による PBD 群打設工法の液状化対策機能の検討	32
2.1 概説	32
2.2 試験装置および試料（振動台実験と室内中空ねじりせん断試験）	33
2.2.1 振動台実験装置の概要	33
2.2.2 中空ねじりせん断試験装置の概要	34
2.2.3 地盤材料	34
2.3 小型土槽を用いた PBD 群打設工法の有効性の検討	35
2.3.1 小型土槽の作製および計測方法	35
2.3.2 実験結果および考察	37
2.4 単純せん断土槽を用いた PBD 敷設地盤の液状化特性	41
2.4.1 模型土槽の作製および計測方法	41
2.4.2 実験結果および考察	45
2.5 単純せん断土槽を用いた実大 PBD の排水特性の検討	58
2.5.1 模型土槽の作製および計測方法	58
2.5.2 実験結果および考察	61
2.6 締固め密度を変えた無処理地盤および PBD 敷設地盤の液状化強度の比較	67
2.6.1 締固め密度を変化させた供試体と地盤の作製および計測方法	68
2.6.2 締固め密度を変化させた無処理地盤の液状化強度	70
2.6.3 PBD 敷設地盤の液状化強度の検討	73
2.7 結論	74
参考文献	76

第3章	モデル土槽の単純せん断による PBD 敷設地盤の拘束効果の検討	78
3.1	概説	78
3.2	単純せん断試験による PBD 敷設地盤の拘束効果	78
3.2.1	単純せん断試験装置の概要および地盤材料	78
3.2.2	模型土槽の作製および計測方法	80
3.2.3	試験結果および考察	81
3.3	個別要素法を用いた単純せん断試験のシミュレーション解析	84
3.3.1	解析方法	84
3.3.2	解析結果および考察	85
3.4	結論	91
	参考文献	92
第4章	非排水単調載荷時の PBD 補強要素の拘束効果の検討	93
4.1	概説	93
4.2	PBD 補強要素の中空円筒供試体および解析モデルの作製方法	93
4.2.1	PBD で補強した中空円筒供試体の作製方法	93
4.2.2	PBD 補強要素の DEM 解析モデルの作製方法	94
4.3	PBD 補強要素の非排水一方向中空ねじり試験	95
4.3.1	試験方法	95
4.3.2	試験結果	96
4.4	個別要素法を用いた非排水一方向中空ねじり試験のシミュレーション解析	97
4.4.1	解析方法	97
4.4.2	解析結果	98
4.4.3	PBD 補強要素の変形と強度特性	102
4.5	非排水単調載荷時の PBD 補強要素の拘束メカニズム	110
4.5.1	要素の接触点網	110
4.5.2	要素の接点角分布	112
4.5.3	要素の接触力ベクトル	113
4.5.4	単調載荷時の PBD 補強要素の拘束メカニズム	114
4.6	結論	115
	参考文献	116
第5章	非排水繰返し載荷時の PBD 補強要素の拘束効果の検討	117
5.1	概説	117
5.2	PBD 補強要素の非排水繰返し中空ねじり試験	117

5.2.1	試験方法	117
5.2.2	試験結果および考察	118
5.3	個別要素法を用いた非排水繰返し中空ねじり試験のシミュレーション解析	120
5.3.1	解析方法	120
5.3.2	解析結果	122
5.3.3	PBD 補強要素の変形と強度特性	129
5.4	繰返し載荷時の PBD 補強要素の拘束メカニズム	139
5.4.1	要素の接触点網	140
5.4.2	要素の接点角分布	141
5.4.3	要素の接触力ベクトル	142
5.4.4	繰返し載荷時の PBD 補強要素の拘束メカニズム	143
5.5	結論	144
	参考文献	145
第 6 章 個別要素法を用いた繰返し載荷時の PBD 敷設地盤の排水効果および拘束効果の検討		
6.1	概説	147
6.2	二次元地盤モデルによる PBD 敷設地盤の排水効果および拘束効果の検討	147
6.2.1	実地盤における土と PBD の物性値	148
6.2.2	解析方法	149
6.2.3	解析結果	150
6.2.4	PBD 敷設地盤の変形と強度特性	157
6.2.5	繰返し載荷時の PBD 敷設地盤の補強メカニズム	162
6.3	擬似三次元地盤モデルによる PBD 敷設地盤の排水効果の検討	168
6.3.1	PBD の奥行き方向の配置を考慮した PBD の物性値	169
6.3.2	解析方法	169
6.3.3	解析結果と考察	170
6.4	結論	173
	参考文献	175
第 7 章 PBD 群打設工法による液状化対策の効果と設計法		
7.1	概説	176
7.2	PBD 群打設工法の液状化対策効果のメカニズム	176
7.2.1	排水効果と拘束効果による強度増加の評価	176
7.2.2	PBD 群打設工法の補強メカニズム	179
7.3	水平地盤における PBD 群打設工法の設計法の提案	180

7.3.1	ドレーン工法設計法の適用性	188
7.3.2	締固め工法設計法の適用性	185
7.3.3	水平地盤における PBD 群打設工法の設計法	189
7.3.4	概略設計法の流れ	193
7.4	盛土構造物への適用	194
7.4.1	空気圧浮上式の振動台実験装置の概要	195
7.4.2	盛土地盤の作製および計測方法	196
7.4.3	実験結果および考察	198
7.5	結論	204
	参考文献	206
第 8 章	結論	208
8.1	結論	208
8.2	今後の課題および展望	213
	謝辞	215
	付録	
付録 1	個別要素法	A-1
A1.1	個別要素法の概要	A-1
A1.2	個別要素法の流れ	A-1
A1.3	要素の接触と相互作用力の計算	A-2
A1.4	間隙水圧の計算	A-5
A1.5	運動方程式	A-11
A1.6	要素の変位と速度	A-12
A1.7	個別要素法に用いる各パラメータについて	A-12
	参考文献	A-14
付録 2	簡易コーン貫入試験によるコーン指数と液状化強度の関係	A-16
	参考文献	A-18

第1章 序論

1.1 概説

地震国である我が国では、古来より数多くの地震災害が記録されてきた。それらの災害記録の中に、液状化によると見られる噴砂、噴水、浮き上がりなどが起こったという記述が多い。近年になって、砂質土地盤の液状化被害が注目されたのは、1964年に起こった新潟地震以降である。その後、宮城県沖地震（1978）、日本海中部地震（1983）、釧路沖地震（1993）、北海道南西沖地震（1993）、兵庫県南部地震（1995）などで広域的に液状化が発生し、種々の構造物に被害が生じた。その結果、地震発生に伴う地盤の液状化が各方面で研究されるようになった。

特に、兵庫県南部地震では、マグニチュード 7.5 の断層性の都市直下型地震によって液状化現象が発生し、港湾施設、道路高架橋、建築構造物、ライフライン等の都市施設が大きな被害を受けたのは記憶に新しいところである。このような兵庫県南部地震の烈震下においても、サンドコンパクションパイル工法、グラベルドレーン工法で地盤改良したタンクや構造物、深層混合処理工法で格子状に地盤改良した高層複合建築物においては液状化被害が少なく、液状化対策工が有効に作用したという事例¹⁾が報告されており、あくまで補助的な位置づけにあった地盤改良工法を基礎工法の一つとして認知させた。

地震の活動期に入ったと言われる昨今、今後 30 年に地震が発生する確率が、東南海地震では 50%程度、南海地震では 40%程度と言われており²⁾、一度地震が起これば、兵庫県南部地震以上の液状化被害が発生するものと懸念される。また、社会の構造改革にともない、経済が発展し都市再生の動きが活発化するとともに、既存施設の有効活用が求められたり、そして、地盤の液状化が発生しやすい沿岸部に広がる工場跡地、埋立地等の利用が進められ、ますます地盤の液状化対策や構造物等の耐震対策などが重要な課題となってくる。

地盤の液状化対策には、液状化地盤を地盤改良して液状化させないようにする方法と、液状化した地盤内でも構造物の機能を維持するよう基礎を強固にする方法がある。前者の地盤改良工法として、地盤密度の増大、過剰間隙水圧の抑制・消散、固結、せん断変形の抑制・過剰間隙水圧の遮断などを目的とする工法が既に多く開発され、数多くの実施例が報告されている。しかし、地盤を締固める工法では、改良効果に対する信頼性は比較的高いが、施工時にある程度の振動・騒音が発生し、締固めに伴う地盤への強制変位があるため、周辺環境に及ぼす影響が大きくなり既設構造物の近傍や市街地などでは採用できない。現在、打設深度に多少の問題は残すものの低振動・小口径なる工法が開発されている。一方、排水工法ではドレーン材として碎石³⁾がよく用いられてきたが、最近良質な砂の入手が難しくなっており、碎石に変わるものとしてプラスチック系のドレーン材が使用されるようになってきた。排水工法は、締固め工法と比較して、振動・騒音が少なく、周辺への影響が少ない利点があるが、液状化対象層が厚いと排水効果が低下したり、地震後にある程度の沈下が生じる可能性があるなどの課題が挙げられている。

ところで、兵庫県南部地震以降、災害に対する社会の安全性の向上が求められ、設計法の考え方が大

大きく変わり、安全率を指標とする設計法から、構造物の変形量を指標とする性能規定型の設計法への移行が進められている。液状化対策として地盤改良を行う設計では、改良された地盤の指標値が、想定する地震動の大きさに応じて要求される指標値を下回る確率がある限度内とするような設計へと、移行していくものと思われる。また、レベル2地震動に対する設計が導入されると、液状化対策に関して、次のような問題が生じる。

- 1) レベル2地震動に対して既往の液状化対策工法で液状化を防止できるのか。
- 2) 液状化の発生を許す場合、上部構造に重大な被害が生じるか否か。また、基礎構造の強化として具体的にどんな工法が可能か。

レベル2地震動で地盤が液状化しても構造物の機能を損なわないようにするためには、ある一つの工法では対応しきれないケースが考えられ、複数の液状化対策工法を併用した工法の開発が必要となると考えられる。地盤改良と補強土工法の原理を利用した工法開発もその一つである。村上ら⁴⁾は、深層混合処理工法とジオテキスタイルを併用した工法で、盛土の動的繰返し載荷試験を行い、補強材として用いたジオグリッドの効果を確かめている。また、阿知波ら⁵⁾は、既設構造物の液状化対策として補強材の頭部を面板で固定した補強土工法を利用した工法を提案し、模型振動台実験により、補強土工法の液状化対策工としての有効性および静的な補強土の補強メカニズムが動的な問題にも適用できることを示している。

このような液状化対策工法の状況を踏まえ、次の条件を満たした工法を研究開発する必要があるものと考え、本研究を実施した。

- 1) 施工実績があり、周辺環境に及ぼす影響が少なく、既設構造物の近傍や市街地などでも施工できる対策工法であること。
- 2) 基本となる工法に付加価値をつけた工法を併用することにより、レベル1地震動において、液状化の防止を図るとともに、レベル2地震動において、最低条件として地盤が液状化しても構造物の機能を維持できること、あるいは液状化に伴う地盤流動を抑制できること。
- 3) 他の液状化対策工法と比べて経済的であり、施工の効率化・品質の確保が図れること。

本論文で研究した液状化対策工法については、1.3節で述べるが、以下では既存の液状化対策工法について設計と研究の現状を述べる。

1.2 既存の液状化対策工法および改良効果確認手法

1.2.1 液状化対策工法の現状と課題

(1) 液状化対策工法の原理

対象とする地盤が想定地震動に対して液状化すると判定された場合、構造物の機能を維持するためには、液状化対策が必要となる。液状化対策を検討するにあたっては、液状化の発生条件、例えば地震動の大きさと周期特性および継続時間、砂層の状況（密度・N値・間隙比・粒径分布など）、地下水位、地層構成、構造物の必要機能などを慎重に考慮して、最適な液状化対策工を選定することが必要である。

液状化対策工法を大きく分類すると、図 1.1 に示すように、①液状化の発生そのものを防止する対策（地盤改良）と、②液状化の発生は許すが、施設の被害を軽減するための対策（構造設計）に分けられる。①の地盤改良による液状化対策工法の原理は、図 1.2 に示すように、地盤密度の増大、固結、粒度改良、飽和度の低下・有効応力増大、過剰間隙水圧の抑制・消散、せん断変形の抑制・過剰間隙水圧の遮断などに分けられ、数多くの工法が開発されている。

①と②では設計法の考え方が以下のように異なる。

①液状化の発生そのものを防止する対策工法

実務的な設計手法を取りまとめた代表的な出版物として、河川堤防や港湾施設^{6)~8)}などに関するものがあり、締固め工法、排水工法、固結工法、鋼材を用いた対策工法などの設計法が紹介されている。これらの設計手法はおおむね静的な力の釣合い等に基づいており、比較的簡易な計算で地盤改良範囲や改良の程度を決定することが可能という大きな利点がある。具体的には締固め工法、固結工法などでは、所要の液状化抵抗率を満足するように、改良範囲（改良深度、改良幅）、改良仕様（置換率、打設間隔）を設計する。排水工法では、所要の過剰間隙水圧比を満足するように改良範囲、改良仕様を設計するというものである。

しかしながら、これらの設計法は、前述のような性能設計で必要とされる定量的な対策効果の評価までには至っていない。

②液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策工法

液状化の発生は許しても構造物が被害を受けないように補強する場合には、液状化が構造物に与える影響を考慮して設計を行う。例えば、道路橋示方書（1996）⁹⁾では、液状化の程度に応じて地盤反力係数を低減させて杭基礎や直接基礎の設計を行っている。また、軽い地中構造物の浮上がり力を計算し、それに耐えうる杭基礎などの設計が行われている。

これらの設計にあたっては、液状化により構造物が受ける被害の量（例えば沈下量）の推定と、許容値（例えば許容沈下量）の設定が必要となるが、十分に確立されていない。

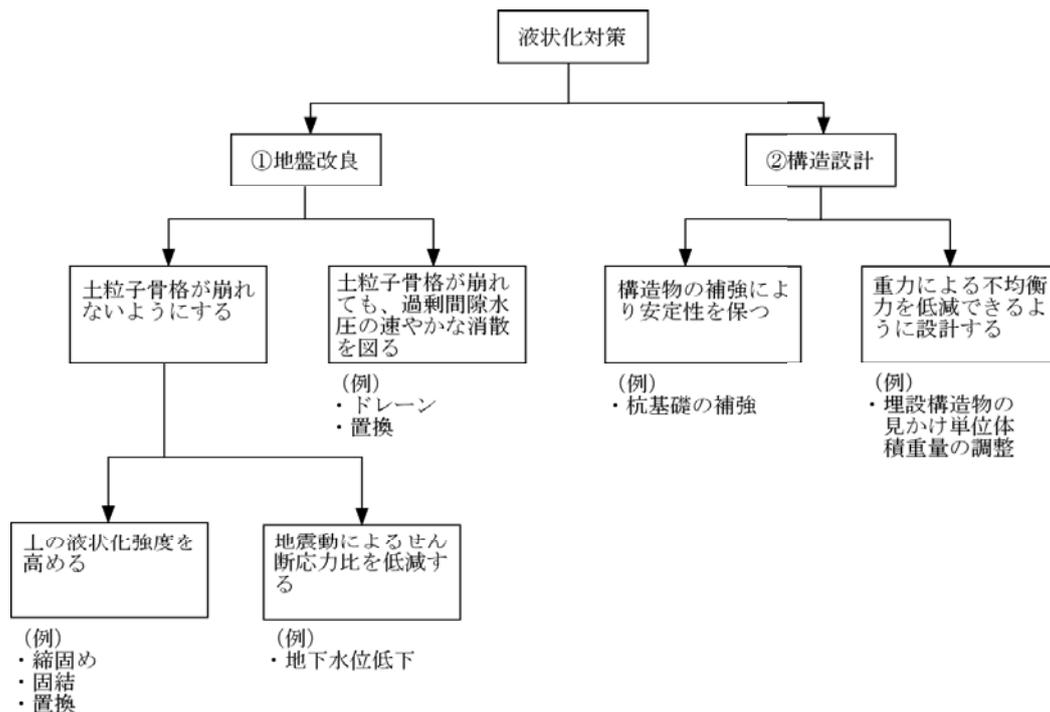


図 1.1 液状化対策の基本的な考え方（埋立地の液状化対策ハンドブックより⁸⁾）

原理	方法	工法
密度の増大	密度増大工法	サンドコンパクションパイル工法 パイプロフローテーション工法
固結	固結工法	深層混合処理工法 事前混合処理工法
粒度の改良	置換工法	置換工法
飽和度の低下	地下水位低下工法	ウェルポイント工法など
有効応力の増大		
過剰間隙水圧抑制・消散	過剰間隙水圧消散工法	グラベルドレーン工法 人工材料によるドレーン工法
過剰間隙水圧遮断	PBD群打設工法	
せん断変形抑制	せん断変形抑制工法	シートパイル

液状化の発生は許すが構造的に抵抗	堅固な地盤による支持	杭基礎など
	基礎の強化	
	液状化後の変位の抑制	ジオテキスタイル工法

図 1.2 液状化対策工法の分類（河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）より⁷⁾）

(2) 地盤改良による液状化対策工法の種類

代表的な地盤改良による液状化対策工法の種類と特徴¹⁰⁾を表 1.1 に示す。以下、表中に示された各工法の概要、留意点について述べる。

表-1.1 液状化対策工法の種類と特徴

改良原理	工法	適用深度	工法の特徴	周辺に及ぼす影響	その他
間隙水圧の消散 せん断変形の抑制	PBD群打設工法	GL-20m程度	品質が一定、低振動・低騒音の施工可能、近接施工に適する、施工機械の小型化	少ない	拘束効果と排水効果を加味した設計法の提案
	サンドコンパクションバイプロテューション工法	GL-20m程度	大深度化・高密度化の期待、細粒分が多いと改良後のN値が上昇しにくい	振動が主体、既設構造物との一定の相離が必要	細粒分含有率を考慮した設計法あり、使用材料によりドレーン効果も期待
密度の増大	パイプロテューション工法	GL-20m程度	水締め効果の期待、細粒分が多いと改良後のN値が上昇しにくい	水平振動が主体、振動・騒音が比較的少ない	試験施工にて改良仕様決定、比較的残層部を対象
	深層混合処理工法	GL-30m程度	改良部は液状化しない	振動・騒音は比較的少ない、施工時に周辺地盤に変位が生じる	部分改良に対する設計法の一般化が必要
粒状改良	置換工法	GL-5m程度	改良すべき地層が地盤近くにあり広さも限定される	少ない	転圧の併用・施工時の止水が必要
飽和度の低下	ウエルポイント工法	5~6m程度	構造物直下に対策工が不可能な場合に適用	近隣の地下水位低下による障害、地盤沈下	対象構造物の沈下の考慮、排水設備の維持管理
間隙水圧の消散	グラベルドレーン工法	GL-20m程度	低振動・低騒音の施工可能、周辺地盤の地盤変状が少なく、既設構造物近傍での施工が可能	少ない	マット及びウェルボックスを考慮した設計法、残留沈下の問題もあり他工法との併用
	人工材料によるドレーン工法	GL-20m程度	品質が一定、低振動・低騒音の施工が可能、近接施工に適する、施工機械の小型化	少ない	異なる場所の施工に適する、各種形状のドレーン材、残留沈下の問題
せん断変形の抑制	シートパイル	GL-20m程度	盛土直下地盤改良が不可能な場合に適用	シートパイル打設時の振動	
構造物対策	杭基礎		杭の強度を大きくする	少ない	

(3) 締固め工法

① 締固め工法の種類と特徴

締固めによる液状化対策工法は、地盤に振動を与えるか、あるいは砂や碎石などの補給材を地盤中に圧入することで、砂地盤の密度増大や地盤の側方拘束圧を高めることによって、改良範囲内の地盤の液状化強度を高める工法である。代表的なものとして、サンドコンパクションパイル工法、ロッドコンパクション工法、バイブロフローテーション工法、重錘落下締固め工法などが挙げられる。

(a) サンドコンパクションパイル工法

サンドコンパクションパイル工法（以下、SCP 工法とする）は、バイブロハンマーにより地中に貫入させたケーシングパイプを通して砂を供給後、打ち戻しながら締固めを行ってケーシングパイプより直径の大きい締まった砂杭を造成する工法である。すなわち、振動による周辺地盤の圧縮と締固めた砂杭の圧入とで緩い砂地盤を改良するものである。

強制的に圧入締固めを行うことで大きな締固め効果を発揮するが、周辺に及ぼす影響も大きく、細粒分含有率の多い砂地盤の場合には、地表面の隆起などに注意を要する。

(b) ロッドコンパクション工法

ロッドコンパクション工法は、地盤中に棒状あるいは杭状の振動体を打込み、振動により砂粒子を流動化させるとともに、地表面から砂を補給しながら、地盤を締固めるものである。

地表面から補給材を供給するため、細粒分含有率が 15～20%以上になると改良効果が小さく、また、改良対象層内に粘性土層を挟むと補給材の供給を妨げる場合がある。

(c) バイブロフローテーション工法

バイブロフローテーション工法は、水平振動するバイブロフロットの先端から水を噴出させながら所定の深さまで貫入させた後、振動とフロットの周囲に生じる間隙に補給される碎石が地盤の密度を増大させるものである。

(d) 重錘落下締固め工法

重錘落下締固め工法は、鋼製もしくは（鋼＋コンクリート）製の重錘を、クレーンまたは特別な装置を用いて高所から地盤に繰返し落下させ、地表面から振動と動的応力を加えることによって、地盤を所定の深度まで締固め・強化する工法である。

② 締固め工法による地盤改良効果の評価方法

締固めた地盤のN値の増加や液状化強度の増加は、密度の増加と側方拘束圧の増加の相乗効果によるものと考えられる。SCP 工法では、密度増加と側方拘束圧の増加を考慮して原位置の液状化強度を検討した事例もあるが、一般的には、密度増加のみを定量評価する方法が設計上安全側であるという判断から、側方拘束圧の増加による液状化強度の増加効果は、安全性への余裕として取り扱われて、設計法では対策効果の評価に取り入れられていない。以下、改良効果の評価方法として、(a)密度増加による方法と、(b)側方拘束圧の増加による方法について概説する。

(a) 密度増加による改良効果の評価

SCP工法の設計は、図 1.3 に示すように、地中に造成された補給材の柱（砂杭）によって原地盤の間隙比が Δe だけ減少するという考え方に基づいている。よって、N値と間隙比の関係を知らなければならない。 $\Delta N \sim \Delta e$ 関係の評価方法として3種類の方法がある。(1)実績に基づいた置換率（=砂杭の断面積/砂杭の分担面積）と $\Delta N \sim \Delta e$ 関係の簡易図表を用いる方法、(2)原地盤の粒度特性を考慮して Δe を評価する方法、(3)原地盤の細粒分含有率 F_c を考慮し、改良後のN値増加と Δe の関係を評価する方法である。その中で、(3)による方法が、砂質土地盤への適用性が高いと考えられ、広く用いられている。

(3)による手法は、細粒分含有率 F_c の増加による $\Delta N \sim \Delta e$ 関係の変化に、実績データの解析結果から低減率 β を導入したもので、Meyerhofによる提案されたN値～相対密度～間隙比の関係と、平間の実験結果（細粒分含有率 F_c と最大・最小間隙比の関係）などを組み合わせたものである。

図 1.4 に河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）に記載されている SCP 工法の設計フローを示す。締固めに伴う液状化強度の増加を改良目標 N 値で評価し、その改良目標 N 値が確保できるように置換率を設定するというものである。

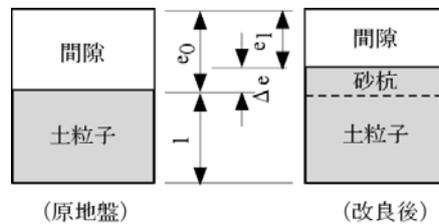


図 1.3 砂質土に対する改良原理

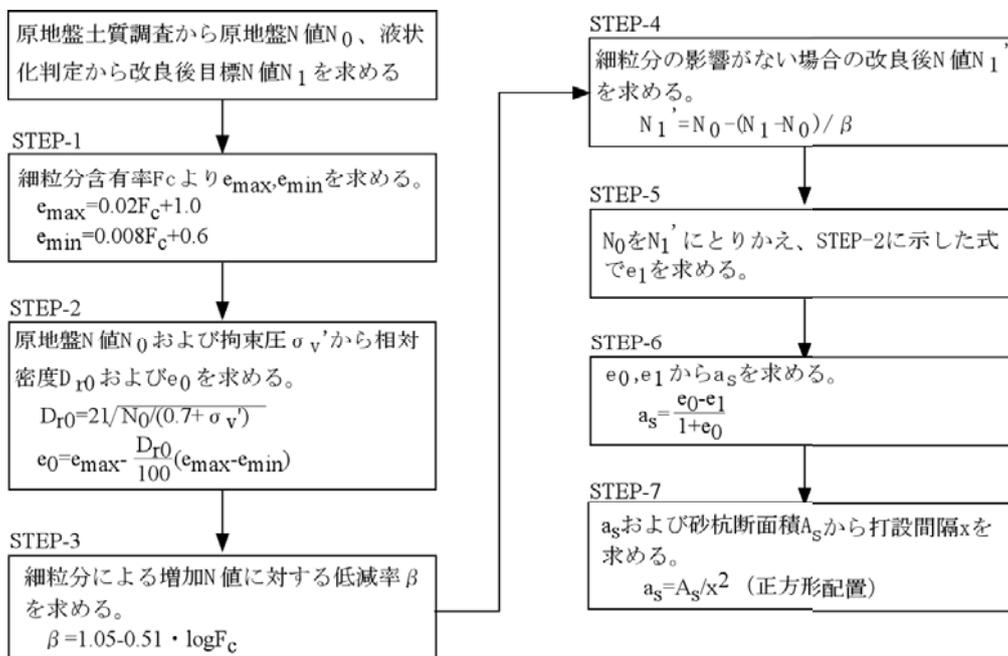


図 1.4 サンドコンパクションパイル工法の打設間隔算定の手順
(河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）より)

(b) 側方拘束圧の増加による改良効果の評価

特殊石灰パイル工法の設計では、側方拘束圧の増加による液状化強度の増加効果を積極的に取り入れた方法¹¹⁾もある。この方法は、改良効果(ΔN)を、密度増加によるN値増分(ΔN_1)と側方拘束圧増加によるN値増分(ΔN_2)に分離し、平均有効主応力とN値の関係と改良前後の土圧係数の関係を利用して ΔN_1 、 ΔN_2 を推定し、改良仕様を設定するものである。しかし、N値と側方拘束圧の関係や室内の液状化強度と原位置の液状化強度の関係には様々な考え方があるため、あまり実用的には用いられていない。

③締固め工法の課題

(a)改良効果の評価方法の見直し

締固め工法の評価方法に関して、前述したように、密度増加のみを定量化した既存の設計法が設計上安全であるという判断から、側方拘束圧の増加による液状化強度の増加効果は安全性余裕として設計法に取り入れられていない。また、杭間と杭芯では締固め度合いが異なり、砂質地盤では杭間のN値に比べて杭芯のN値の方が5~10程度高く、設計では通常、杭間のN値を用いており、地盤全体としては低めの液状化強度を見積もっているなど不経済であり、合理的な設計法とは言えない。

兵庫県南部地震を契機に、レベル2地震動に対する液状化の設計・対策方法等について検討が行われている。その中で、兵庫県南部地震のような烈震下でもサンドコンパクションパイル工法、グラベルドレーン工法で地盤改良したタンクや構造物、深層混合処理工法で格子状に地盤改良した高層複合建築物において被害が少なく、液状化対策として有効であったといった報告がなされており、改良地盤が想定以上の外力を受けても被害が少なかった事例に対する要因の定量的な評価方法が検討されており、密度増加以外の要因も積極的に設計法に取り入れるように見直されている。例えば、原田ら^{12) 13)}は、SCP工法の施工実績から改良地盤の液状化強度は、同じN値であっても、自然堆積地盤に比べ高い液状化強度(1.5~2.0倍程度)を有し、それには地盤の密度の増加によるもの以外に、水平有効応力(側方拘束圧)の増加、複合地盤としての剛性増加、繰返しせん断による構造変化、砂杭の排水効果、飽和度の低下の要因を考慮して液状化強度を定量的に評価する方法を提案している。

(b)ばらつきを考慮した品質管理¹⁴⁾

締固め工法において、改良後のN値とそのばらつきの扱い方に確率・統計的な考え方を取り入れた合理的な設計・施工指針類は、現在のところ見当たらない。N値のばらつきを考慮して改良後のN値が設計上要求される値を確保できる確率を設定するような信頼性設計が求められている。

(c)改良効果の評価・確認する方法

締固め工法の改良効果の評価する場所は、杭間の中央部としているが、合理的な改良効果の評価するためには、改良地盤全体の改良効果の評価する手法の確立が挙げられる。

(d)改良範囲の考え方

平面的な改良範囲は、構造物の周辺から外側へある程度の範囲を改良する必要があるが、既設構造物の周辺敷地に余裕のない場合について、対処手法の開発が今後の課題として残されている。

(e)周辺環境への影響

締固め効率を高めるために加振能力を向上させる技術開発は行われているが、特に都市土木では振動・騒音が嫌われることから、静的締固め工法・高周波締固め工法の開発等の振動・騒音問題への対応が今後の課題である。また、締固めによる側方拘束圧が増加するので近接構造物に悪影響を及ぼすおそれがあり、近接施工での周辺への影響低減も課題である。

(4)排水工法

①排水工法の種類と特徴

過剰間隙水圧の抑制・消散による液状化対策工法は、液状化の可能性のある地盤に一定の間隔で排水性のよいドレーン柱を設けることにより、地震時に砂地盤内に発生する過剰間隙水圧の消散を速め、液状化に至るほどの水圧上昇を生じないようにし、地盤の安定を保つ工法である。代表的なものとして、自然材料を用いたグラベルドレーン工法があるが、最近良質な砂の入手が難しくなっており、人工ドレーン材の利用が急速に普及している。

(a)グラベルドレーン工法

グラベルドレーン工法は、地盤中に透水性の高い砕石をドレーン材として設置し、地震時に発生する過剰間隙水圧を速やかに消散させることにより、地盤の液状化やそれに伴う構造物の被害を防止する工法である。最近、ドレーン部を積極的に締固めることにより周辺地盤の密度増加を図り、地盤全体の液状化強度を高めることも行われている¹⁵⁾。

(b)人工ドレーン材を用いた工法

人工ドレーン材を用いた工法^{16),17)}は、ドレーン材として合成樹脂製の細径有孔長尺材を使用する場合、ドレーン径がグラベルドレーン工法の1/5～1/10となるので、打設間隔が狭くなり、打設本数が増加する。しかし、小さい貫入力でドレーン材を打設できるため、施工機械を小型化できる。また、既設構造物の下側を改良するためにドレーンを最大傾斜角30度まで傾斜して打設することも可能である。

締固め工法と比較すると、この工法は振動・騒音が少なく、周辺への影響が少ない利点が挙げられるが、原地盤の砂質土自体を改良するものではないので、ある程度の過剰間隙水圧の発生を認めるデメリットもある。さらに、過剰間隙水圧比が1.0近くになったとき急激に大変形を起こす可能性があるため、吉見が指摘するように「ねばり強さ」に欠けることが指摘されている。そのため、ゆるい砂地盤では他の液状化対策工法との併用を推奨しており、グラベルドレーン工法とSCP工法を併用した事例がある。併用工法でないが、安田ら¹⁸⁾は、排水機能付き杭による液状化対策工法を開発しており、排水機能を有した杭は過剰間隙水圧の抑制効果と変位抑制効果があると報告している。

②排水工法の地盤改良効果の評価方法

排水工法の設計法の原理は、過剰間隙水圧の上昇速度と間隙水の排水性能とのバランスに基づくものである。地震時には、過剰間隙水圧の発生と同時に間隙水の排水が行われる。このうち、過剰間隙水圧の上昇速度は、地震動レベルが高いほど、また、衝撃的波形であるほど、また、地盤が液状化しやすい

ほど速くなる。これに対して、間隙水の排水性能は、地盤の透水係数が大きいほど、また、体積圧縮係数が小さいほど大きい。さらに、ドレーンの打設間隔が狭いほど、また、ドレーン自身の透水係数が高いほど、ドレーンを含めた地盤としての透水性は高くなる。この効果を Terzaghi の圧密理論にしたがい地震時の間隙水圧消散現象に適用した Seed and Booker の理論と間隙水圧の蓄積量の評価から算定することができる。

改良効果の評価方法には、(a)ドレーン材の透水性が無限大と仮定した Seed ら¹⁹⁾の提案に基づいて導かれたものと、(b)ドレーン材の透水性が有限と仮定して導かれた簡便な方法⁷⁾、その他に累積損傷の概念を用いた方法がある。実務設計では、(b)簡便法による設計方法が最も多く用いられている。以下、(a)と(b)の方法について概説する。

(a) ドレーン材の透水性を無限とした方法

この方法にはドレーン材の透水性が地盤と比べて無限に大きいこと、地盤の間隙水は水平方向にのみ流れることなどの仮定が設けられている。Seed らは、せん断1サイクル毎に蓄積される過剰間隙水圧を砂の性質および応力～ひずみ関係の関数として表し、これに浸透圧による過剰間隙水圧の消散モデルを組み合わせることによって、間隙水圧の上昇から消散に至る過程を境界値問題として解析している。

ドレーン材の無い一様な水平地盤では、ひずみおよび浸透流は鉛直方向のみに起こると考えられることから、土粒子および水の圧縮性を無視し、飽和土の要素の変形連続条件は、式(1-1)で表すことができる。

$$\frac{\partial v_d}{\partial z} = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (1-1)$$

ここに、 v_d ：鉛直方向の流量速度

ε_v ：体積ひずみ（鉛直ひずみ）

z ：鉛直座標

t ：時間

また、ダルシーの法則から、式(1-2)が成り立つ。

$$v_d = k_v i = -\frac{k_v}{\rho_w g} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (1-2)$$

ここに、 k_v ：鉛直方向透水係数

i ：動水勾配

u ：過剰間隙水圧

ρ_w ：水の密度

繰返しせん断中に体積ひずみが有効応力の変化と一義的な関係があると仮定すれば、式(1-3)が成り立つ。

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = \frac{d\varepsilon_v}{d\sigma_v'} \frac{\partial \sigma_v'}{\partial t} = m_v \frac{\partial \sigma_v'}{\partial t} \quad (1-3)$$

ここに、 m_v ：体積圧縮係数

σ_v' : 鉛直有効応力

次に、鉛直全応力が変化しないとすると、式(1-4)が成り立つ。

$$\frac{\partial \sigma_v}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_v'}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u_g}{\partial t} = 0 \quad (1-4)$$

ここに、 σ_v : 鉛直全応力

$\frac{\partial u}{\partial t}$: 消散による間隙水圧の変化速さ

$\frac{\partial u_g}{\partial t}$: 繰返しせん断による間隙水圧の蓄積速さ

式(1-2)～式(1-4)の関係より、式(1-1)は式(1-5)で表される。

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{\rho_w g} \frac{\partial u}{\partial z} \right) = m_v \left(\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u_g}{\partial t} \right) \quad (1-5)$$

そこで、水平地盤にドレーン材が敷設された場合、図 1.5 に示すように、各ドレーンの支配する砂層の等価円柱の半径を b 、ドレーン半径を a とすると、軸対象問題として取り扱うことができ、砂層中の過剰間隙水圧 u に関する基本方程式は、式(1-5)を拡張して式(1-6)が導かれる。

$$\frac{k_h}{\rho_w g m_v} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_v}{\rho_w g m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (1-6)$$

ここに、 k_h : 水平方向透水係数

r : ドレーンの有効半径

水平方向の浸透流だけを考えると、砂層中の過剰間隙水圧 u (消散と発生と重ね合わせたもの) に関する基本方程式は、式(1-7)で表すことができる。

$$\frac{k_h}{\rho_w g m_v} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (1-7)$$

ここに、 N : 繰返しせん断回数

u_g : 繰返しせん断により発生する間隙水圧

u_g に De Alba らの式(1-8)を用いると 1 サイクルのせん断による間隙水圧の蓄積量は式(1-9)で表される。

$$\frac{u_g}{\sigma_{vo}'} = \frac{2}{\pi} \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_l} \right)^{1/2\alpha} \quad (1-8)$$

$$\frac{\partial u_g}{\partial N} = \frac{2\sigma_0'}{\alpha\pi N_l} \left[\sin^{2\alpha-1} \left(\frac{\pi u}{2\sigma_0'} \right) \cos \left(\frac{\pi u}{2\sigma_0'} \right) \right]^{-1} \quad (1-9)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} = \frac{N_{eq}}{t_d} \quad (1-10)$$

ここに、 N_l : 一定振幅せん断応力で液状化する繰返し回数

α : 砂の性質と試験条件によって決まる係数 (一般に $\alpha=0.7$)

N_{eq} : 不規則なせん断波と等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数

t_d : N_{eq} の継続時間

式(1-7)を有限要素法によって解いた結果の一例を、無次元量で整理したものを図 1.6 に示す。図中の T_d は時間係数で、式(1-11)で表される。

$$T_d = \frac{kt_d}{m_v \rho_w g a^2} \quad (1-11)$$

ここに、 T_d : 時間係数

k : 透水係数

図 1.6 は、 $b/a=5$ 、 $N_{eq}/N_i=2$ に対する最大間隙水圧比の経時変化を示している。 $T_d=0$ であれば、 $t=t_d/2$ のところで間隙水圧比が 1 に達することを意味している。また、 T_d が大きくなるほど、最大間隙水圧比が小さくなり排水効果が表れていること示している。ここで注意すべき点は、式(1-11)の t_d が地震動の継続時間ではなく、間隙水圧の蓄積に寄与するせん断応力の継続時間を表しており、 t_d の決定には、図 1.7 の t_d と地震動のマグニチュードの関係が用いられる。この図は、各地で記録された地震加速度波形のうち最大水平加速度が 100gal 以上のものについて吉見²⁰⁾ が整理したものである。

ドレーンの直径とピッチを決めるために、図 1.8 の簡易な図表を用いる。この図は、ドレーン周囲が完全透水境界（ドレーンの透水係数が無限大と仮定した場合に相当する）で、砂層内の間隙水圧がドレーンに向かって水平方向にのみ流れるという仮定に基づいて、水平面内の放射流の流れとして作成したものである。

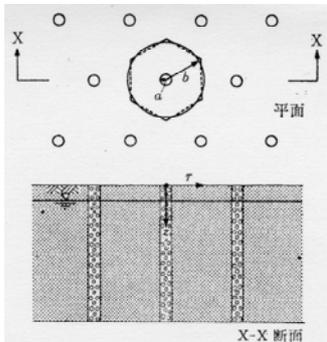


図 1.5 グラベルドレーンの配置

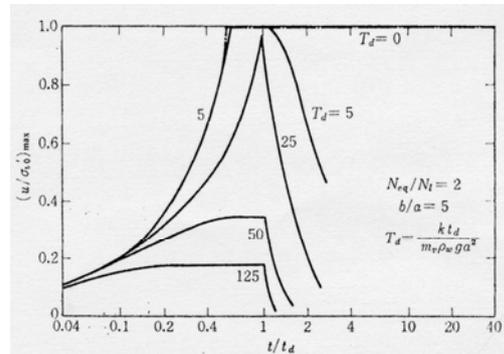


図 1.6 過剰間隙水圧の蓄積に対するグラベルドレーンの効果 (Seed・Booker、1977)

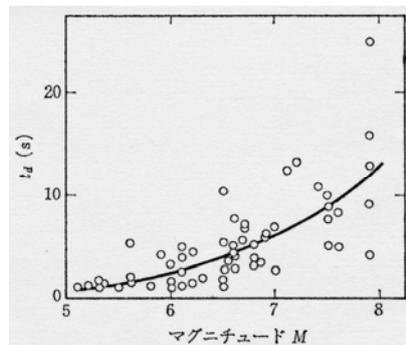


図 1.7 地震動の有効継続時間と地震マグニチュードの関係

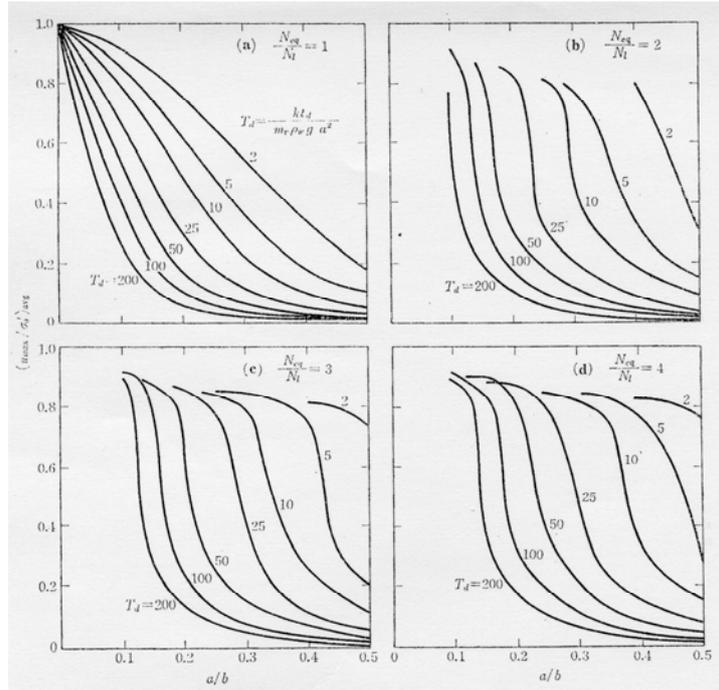


図 1.8 過剰間隙水圧比の半径方向平均値 (Seed・Booker、1977)

(b) ドレーン材の透水性を有限とした方法

式(1-7)を用いた方法に対して、尾上らは現場実験の結果からドレーン材の透水性は有限でありその影響は無視できないことを指摘し、地震時の激しい水流においてはドレーン部の排水抵抗（ウェルレジスタンス）を考慮して設計する方法が大北らをはじめ複数提案されている。

ここでは、吉国らの解法を適用してドレーン材の透水係数が有限の場合は、過剰間隙水圧の消散が時間遅れを生じるものとして補正する。過剰間隙水圧消散の時間遅れ $T_h(R_w)/T_h(R_w=0)$ はウェルレジスタンス係数(R_w)と線形関係にあり、その傾きは b/a によって異なる。

過剰間隙水圧消散の時間遅れを Barron の近似式を使って表すと、式(1-12)のようになる。

$$T_h(R_w \neq 0)/T_h(R_w = 0) = (F(n) + 0.8R_w)/F(n) \tag{1-12}$$

ここに、
$$F(n) = n^2 / (n^2 - 1) \cdot \log_e n - (3n^2 - 1) / 4n^2$$

$$n = b/a$$

過剰間隙水圧消散の時間遅れは砂層の透水性の低下、あるいは、消散に関する地震動有効継続時間の短縮と考えられるので、時間係数を縮小補正して基本方程式を解くことができる。

ウェルレジスタンス係数 R_w は、式(1-13)で表される。

$$R_w = (8/\pi^2) (k_s/k_d) (h/a)^2 \tag{1-13}$$

ここに、 k_s, k_d : 地盤とドレーンの透水係数

a, h : ドレーンの半径と長さ

ドレーンの配置の算定にあたって、式(1-7)に示す基本方程式にウェルレジスタンスの影響を考慮して、平均最大間隙水圧と a/b の関係を整理した設計図表 (図 1.9 に一例を示す) が用いられる。その算出手

順は、図 1.10 に示すように、所要の過剰間隙水圧比 $(u_{\max}/\sigma'_v)_{\text{avg}}$ を確保できるように打設間隔を設定するものである。

ドレーン材の透水性を有限とした場合の設計図表は、間隙水圧比が 0.5 程度以上になると体積圧縮係数が急激に変化して、一定値を示さないため、過剰間隙水圧比が 0.5 以下の場合を対象にしている。

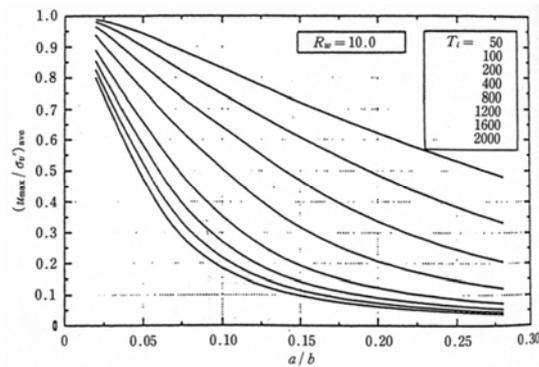


図 1.9 平均最大間隙水圧と a/b の関係（河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）より）

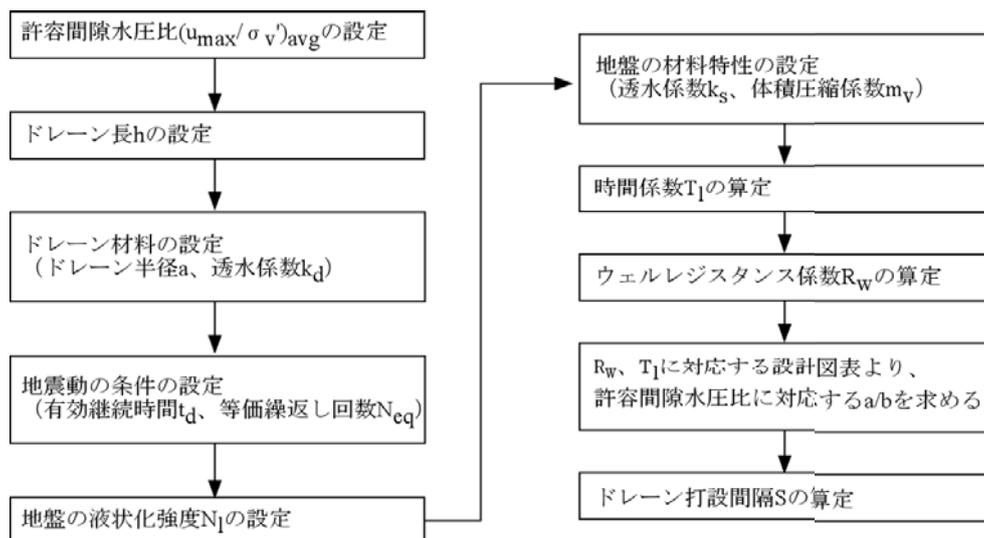


図 1.10 ドレーンの配置算出の手順（河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）より）

③排水工法の課題

(a)改良効果の評価方法の再検討

設計するにあたり、透水係数、体積圧縮係数、液状化抵抗などの原地盤の土質条件、地震により土層に発生するせん断応力の大きさや地震動の継続時間など、詳細なデータを取得して設計する必要がある。

レベル 2 地震動下において、常識的な施工間隔のドレーンでは過剰間隙水圧が 100% まで上がってしまい、過剰間隙水圧を数 10% にとどめる設計ができ難い。また、吉見は地震入力の設定値をわずかに上回るだけで、急激に水圧抑制効果が失われることを指摘し、ゆるい砂地盤では他の液状化対策工法との

併用を推奨している。しかし、併用した場合の改良範囲については、統一的な考え方は確立されていない。

(b)改良効果を評価・確認する方法

施工後の改良効果の評価・確認は行われないことが多い。観測井を利用した揚水試験、あるいはそれに代わる簡易な調査方法を開発することが、今後の課題である。

(c)ドレーン材の目詰まり防止

ドレーンが所要の透水係数を保持するためには、ドレーンの目詰まりが生じないことが条件となる。また、静的な条件では考えられない動的載荷での高速な圧力発生と浸透速度を考慮しておかなければならない。

品質のばらつきの扱い、改良範囲の考え方に関する課題は基本的に(3)「締固め工法の課題」と同じである。

(5) 固結工法

固結工法は、地盤をセメントなどの安定材で固結させて液状化を防止する工法で、改良強度は、通常、一軸圧縮強さで 100kN/m^2 程度でよく、軟弱粘土地盤で採用される場合の深層混合処理工法などと比較して、貧配合の低改良強度でよい。固結工法の留意点として、地盤に安定材を混合することになるため、地下水や海域における水質などの管理、安定材などの混合管理、改良地盤の品質管理が重要である。

固結による液状化対策工法としては、深層混合処理、事前混合処理、注入固化工法などが挙げられる。

(a)深層混合処理工法

深層混合処理工法は砂質地盤内にセメントなどの安定材を攪拌・混合し、地盤を固結させ液状化対策を行うものである。既設建築物直下の液状化対策にも適用可能で、建築物周囲の地盤を深層混合による地中壁で囲うことにより、せん断変形抑制効果、あるいは地震後の側方流動の防止効果に期待して液状化対策がなされることがある。比較的振動、騒音システムで周辺への影響は少ないが、他の地盤改良工法と比較すると高価となるケースがある。

(b)事前混合処理工法

事前混合処理工法は、埋立て前の土砂に安定材を添加・混合し、埋立て後の土砂を固結させる工法である。したがって、埋立てにしか使用できないという適用限界があるが、埋立てと同時に液状化対策が行え急速施工ができる、また、浚渫土砂などを埋立て土砂として利用できるという特徴を有している。

(c)注入固化工法

注入固化工法は、地盤をボーリングし注入口を設けてグラウトを地盤内に注入していくものである。既設構造物直下地盤の液状化対策が可能な数少ない工法の一つである。

(6) 粒度改良工法

粒度改良による液状化対策工法としては、碎石などのような液状化しない材料で地盤を置換する方法や、液状化を起こさない材料の入手が困難な場合には、セメントなどの安定材を混合し液状化強度を上

げた土で置換する方法がある。

置換工法の留意点としては、地下水位以下の地盤を掘削することになるため、掘削断面の安定の検討や、掘削土砂の処分に留意する必要がある。

(7) 飽和度の低下（地下水位低下）工法

飽和度の低下による液状化対策工法は、ディープウェルなどで地下水位を低下させ、地盤を不飽和状態に、あるいは有効応力を大きくして対策を講ずるものである。常時、地下水位を低下させておく必要があるため、ディープウェルなどからの揚水費用、維持管理などのランニングコストがかかるので、経済性を念頭におく必要がある。

(8) せん断変形抑制工法

せん断変形抑制による液状化対策工法は、シートパイルや連続地中壁などを打設し、地震時の地盤のせん断変形を抑制することによって液状化を防止する工法である。本工法は、液状化対象地盤を連続地中壁などで囲うだけであるので、液状化対策が困難な既設構造物などの下部地盤に適用されることがあるが、地震時のせん断変形量の算定、およびせん断変形抑制効果の算定が難しいことが挙げられる。

(9) 構造的対策

構造的対策は、地盤が液状化することを前提として、シートパイル、杭など基礎の強化や埋設管などの可撓継ぎ手による変位の吸収やジオテキスタイルによる液状化後の変形抑制で構造物の被害を防ぐものである。

ジオテキスタイル工法は、盛土底面および盛土内に引張補強材としてジオテキスタイルを敷設して、地盤が液状化を生じた際に、盛土の機能障害を最小限に留めることを目的とするものである。したがって、一般の液状化対策工が積極的に液状化の発生を抑制することを目的とすることと基本的に考え方が異なる。

以上のように、現在、上記の(3)～(9)、表 1.1 に示すように多くの液状化対策工法が技術開発されており、ここではその代表的な工法の特徴や問題点を概説した。これらの液状化対策工法には施工実績があるが、主にレベル1地震動を対象にして改良効果を確認しているだけで、レベル2地震動に対しては改良効果がまだはっきりしていない状況にある。今後は、液状化対策工法に対してレベル2地震動への適用性を再検討し、性能設計を考慮した合理的な設計をすることが求められている。

1.2.2 液状化対策工法の改良効果確認のための研究

液状化対策工法の改良効果確認のための研究として、従来から実験的手法として模型振動実験が、解析手法として数値解析が、研究用のツールとして用いられてきた。しかし、兵庫県南部地震以降、被災

原因の究明や復旧工法の検討、構造物の地震時の安定性に関する研究に対して模型振動実験や有効応力法による地震応答解析が数多く実施されてきた。また、実験および解析の精度が向上し、実務的にも重要なツールとして位置付けられるようになった。今後さらに、模型振動実験および数値解析は、地震時の真の被災メカニズムを解明するのに多用され、対処方法や耐震設計法の検討などが合理的に実施できるものと考えられる。

以下、実験的手法として模型振動実験、解析手法として数値解析について述べる。

(1) 実験的手法としての模型振動実験

地盤—構造物—流体系の連成した複雑な挙動を再現する有効な手法として、1G場の模型振動実験と遠心載荷装置を用いた模型振動実験が挙げられる。模型実験の利点は、初期条件、境界条件をあらかじめ設定することができるとともに、再現性のある結果が得られることである。しかし、実験における留意点として、地盤は横方向に伸縮を阻止された状態では変位が拘束され、壁面付近の土は単純せん断変形をしてくれないため、単純せん断変形になるように積層フレームの土槽を用いるなどの工夫がいる。

以下、1G場の模型振動実験と遠心模型振動実験について述べる。

① 1G場の模型振動実験

1G場の模型振動実験は、製作できる模型地盤の深さに限界があるため、地盤内に働く上載応力は実地盤に比べかなり小さく、上載圧に依存する砂の非線形特性や間隙水圧の発生が実地盤の条件を満たしているとはいえない。

井合²¹⁾は、1G場での地盤—構造物—流体系の振動実験の相似則を、地盤の二層系飽和材料（間隙水、土粒子骨格）と仮定したときの、各種釣合いおよび収支バランスの方程式を支配方程式として導いている。この相似則のポイントは、幾何縮尺 λ の場合に、ひずみの縮尺比 $\lambda\varepsilon$ を適切な値を用いることで、土の応力—ひずみ関係が拘束圧に依存しない関係を有することである。この相似則の適用性に関しては、拘束圧を変えた室内試験の結果を吟味して、最大強度に達するひずみ領域（2～4%程度）までは適用可能であるとされ、極限安定問題には適用できないが、地盤や基礎構造などの変形を検討する模型実験に対して有効といえる。このように、相似則の各物理緒量と相似比の関係をすべて満足する模型を作成することは現実的に不可能である。したがって、1G場での模型振動実験において何を主体に検討したいのかを見極め、厳密に相似則を適用するパラメータと、無視するパラメータを選択する必要がある。また、実験のみでは現象のすべてを把握できないことから、数値解析との連携も考慮する必要がある。

また、1G場の模型振動実験は、静的問題および動的問題に対して数多く実施されている。排水工法の液状化防止効果を、1G場の模型振動実験で検証している事例も数多く報告されている。

井合ら¹⁷⁾は、液状化対策としての適用性の検討およびその設計法を開発することを目的として、プラスチックドレーンの1G場の模型振動実験と解析を行っている。断面積がほぼ同じ円形と矩形断面の2種類のプラスチックドレーン材を模型地盤に設置して、ドレーン材の間隙水圧特性を調査しており、ドレーン形状に関係なく、液状化防止効果を確認している。田中ら²²⁾は、グラベルドレーン工法の液状化防止効果の有効性を確認するため、振動箱を用いた1G場の模型振動実験を行っている。ドレーン径が

同一の場合には、打設間隔が小さいほど改良効果が大きく、地震後の地盤の表面沈下量の低減にも効果があると述べている。

②遠心模型振動実験

地盤材料などのように拘束圧依存性材料を使った模型実験では、遠心載荷場において実地盤の応力状態を再現させる手法が効果的である。遠心力場では、実物の縮尺 $1/n$ の模型を重力加速度の n 倍の遠心力場におくことにより、幾何学的相似則ならびに力学的相似則を同時に満たすことが可能であり、実物と同じ自重応力状態を再現することが可能となる。しかし、実際と異なる点は、1G場で作成した模型に対して遠心力を徐々に載荷していき、所定の遠心加速度を作用させ、模型内の緒条件が安定した後に地震荷重を作用させるという履歴を経ることである。理想的には遠心場で模型地盤を作成することが望ましいが、現実問題としては困難である。

飽和砂地盤の液状化実験では、透水現象と振動現象が同時に起こるため、両者の時間に関する相似率の整合性を図る必要がある。また、遠心載荷装置に搭載できる実験容器の最大寸法には制約があるため、実験容器の壁面の影響や局所的な地盤密度のばらつきの影響が大きくなるなどの問題がある。遠心模型実験の動的問題への適用は、兵庫県南部地震を契機として飛躍的に増加しているが、1G場の模型振動実験に比べると少ない。表 1.2 に適用事例²³⁾を示すが、特に液状化や液状化地盤の側方流動現象、ならびにこれらの現象と構造物との相互作用を扱った研究が多い。

液状化対策として遠心模型実験で検証している事例^{24)~26)}が報告されている。中西ら²⁴⁾は、深さ 15m の液状化地盤を想定した遠心模型振動実験を実施し、人工ドレーン材の敷設間隔・配置条件の違いが地盤の流動抑制効果に及ぼす影響について検討を行っている。置換率（原地盤に対するドレーン材の体積割合で、改良程度を表す指標）が増大するにしたがい、過剰間隙水圧と最大側方変位が低減されること、側方変位をさらに低減させるには他工法との併用も検討する必要があると述べている。

表 1.2 遠心模型実験の動的問題への適用事例

液状化に関連するもの	<ul style="list-style-type: none"> ・液状化地盤の側方流動および構造物への影響 ・地震時の護岸の移動、変形 ・盛土基礎地盤の液状化問題とその対策 ・液状化を呈する地盤上の基礎地盤の沈下 ・液状化対策としてのドレーン材の効果 ・鋼矢板リングによる既設タンクの液状化対策 ・グラウトによる既設構造物の液状化対策 ・化学的膨張による締固め効果 ・地中構造物の浮上がり現象とその対策など
液状化に関連しないもの	<ul style="list-style-type: none"> ・群杭と地盤との相互作用問題 ・粘性土地盤上の重力式ケーソンの挙動 ・テーパー杭の地震時挙動 ・重錘落下による締固めの有効性など

(2) 解析的手法としての数値解析

地盤の液状化対策として地盤改良を実施する際、地盤改良の範囲を適切に決めるために数値解析が用いられる。数値解析には、有限要素法、境界要素法、差分法、個別要素法などがある。表 1.3 に数値解析手法を分類したものを示す。

差分法は微分方程式の一つの数値解法で微分を割算で近似する方法で、流体力学の分野でよく用いられている。差分法の利点は、原理が極めて単純明解であること、計算機容量が小さくてもかなり大きな問題を解くことができることである。ただし、形状の複雑な問題や非線形性が強い問題に対しては工夫が必要である。

境界要素法は基本解とよばれる特異な関数を用いて微分方程式を等価な境界積分方程式に置き換えたうえで、領域の境界のみに未知数を配置する方法である。境界要素法の特徴は、領域が無限に広がるような問題にも適用できることである。しかし、理論構成がやや複雑であることと線形問題にしか適用できないことが欠点とされている。

有限要素法は微分方程式を直接的に離散化していく手法で、差分法と比べて方程式の作成プログラムが単純であり、モデル作成の自動化に適している方法である。したがって、地盤材料の非線形性の導入が容易な有限要素法が従来から良く用いられている。

これらの数値解析は連続体を解析する手法であるが、粒状体や粉体のような離散体の力学挙動を解析する一手法として個別要素法がある。

個別要素法は、もともと空間的にばらばらに存在する粒子に対して運動方程式を時間的に積分しようとするものである。空間的には離散システムであり、連続体のような微分方程式は存在しない。砂の挙動や節理の多い岩盤などの解析に用いられ、非連続体問題を対象によく用いられている。

以下、有限要素法と個別要素法による液状化解析の現状と課題について述べる。

表 1.3 数値解析手法の分類

飽和地盤の取り扱い	有効応力解析、全応力解析
計算領域	1次元、2次元、3次元
数値計算手法	時間領域、周波数領域
材料特性	非線形、等価線形
解析モデル	有限要素モデル、境界要素モデル、差分要素モデル、個別要素モデル、質点モデル、重複反射モデル

①有限要素法による液状化解析

有限要素法による液状化解析には、全応力解析と有効応力解析がある。石原ら²⁷⁾は各法について透水の影響を考慮するものと考慮しないものとの4種類に分類している。全応力解析は、過剰間隙水圧の上昇、消散による有効応力の変化にかかわらず、土の応力～ひずみ関係は一定であるとし、有効応力解析は、有効応力の変化に応じて土の応力～ひずみ関係を時々刻々と変化させるものである。

液状化の過程では過剰間隙水圧の上昇に伴い土の有効応力が減少し、剛性や強度が低下する。液状化が発生してもサイクリックモビリティ現象などのため、有効応力は変動し、これに伴い剛性や強度は大きく変化する。このように土の有効応力が変化する液状化現象を解析するには、有効応力解析が最も適切な方法である。

有効応力解析では、間隙水圧の変化つまり有効応力の変化を応力～ひずみ関係に考慮して動的解析を行うため、せん断変形についての応力～ひずみ関係のモデル以外に間隙水圧発生に関するモデルおよび透水モデルも同時に組み込んだ動的解析を行う。しかも、この3者を常に関連付けておかなければならないため、応力の計算→間隙水圧の発生量の計算→間隙水圧消散の計算（透水の影響を考慮する場合）→有効応力の変化に合わせた応力～ひずみ関係の再設定→応力の計算を繰り返す²⁸⁾。

透水モデル、せん断変形の応力～ひずみ関係モデルおよび間隙水圧発生モデルについては、いくつか提案されており、これらを組み合わせて有効応力解析のプログラムが作成されているが、図 1.11 に示すように、透水を考慮する場合と考慮しない場合がある。前者の透水を考慮する場合の方が、時々刻々変化する土および間隙水圧の地震時の挙動を詳細に表現でき、理論的に優れた方法である。一般的には下記の場合に用いられている。

- 1) 液状化対象層の上部に透水性がよい層が存在し、過剰間隙水圧の消散が見込める場合。
- 2) グラベルドレーン工法のような液状化対策工法の効果を確認し、施工範囲を決める場合。
- 3) 液状化層での液状化発生時点以後の応答加速度、変位波形などを求める場合。

代表的なプログラムとして、前者には、LIQCA 等の解析コード、後者には、FLIP 等の解析コードがある。

LIQCA²⁹⁾は、Biot の 2 相混合体理論と砂の構成式を用いた有限要素解析法であり、間隙水の移動を考慮できる水-地盤の連成解析で、地震中の排水効果を考慮できる。加藤ら³⁰⁾は、グラベルドレーンによる改良地盤とその近傍の非改良地盤で観測された加速度記録および間隙水圧記録（1992 年 2 月 2 日、東京湾浦賀水道地震）と LIQCA による液状化解析法の実証を行っている。LIQCA は、グラベルドレーンによる改良地盤の加速度および間隙水圧の観測記録を定量的に再現し、グラベルドレーンによる間隙水圧の消散および抑制効果を実証できたと述べている。この有限要素法解析の課題として、岡²⁹⁾は、砂と粘土の互層の場合の粘土地盤が液状化砂層に与える影響について、また、地盤と構造物との相互作用での構造物周辺地盤の大変形問題について検討する必要があると述べている。

一方、FLIP は、土の応力～ひずみモデルとしては、石原・東畑による双曲線モデルを組合わせたマルチスプリングモデルを採用し、過剰間隙水圧に関しては、有効応力経路を液状化フロントパラメータで制御する井合モデルを用いている。有効応力法により非排水条件下での地盤の液状化を考慮した解析が可能で、ケーソン式護岸、矢板式岸壁、盛土の地震応答解析などに用いられ、残留変形、残留耐力を評価するのに適している。しかし、透水を考慮していないため、過剰間隙水圧消散を目的にした工法の解析には適さない。井合ら^{31),32)}は、兵庫県南部地震で被災した置換工法により改良されたケーソン式岸壁と防波堤の被災原因を調べるために、三次元水中振動台を用いた模型振動実験による検討と並行して FLIP を実施している。模型振動実験および有効応力解析による結果は、地震後に調査されたケーソンの

変位・傾斜と整合し、置換砂・埋立土における過剰間隙水圧の上昇の結果、せん断抵抗の低下が生じて置換砂・埋立土全体の著しい変形をもたらす結果となり、ケーソン式岸壁と防波堤が被災したと述べている。

他にも数多くの解析プログラムが開発されており、液状化に起因した地盤の流動に関して、護岸・岸壁背後地盤の流動および緩やかな傾斜地盤の流動を対象に用いられる地盤—構造物系の静的な有効応力解析法（解析コードALID）もある。

このように有効応力解析は、各種の手法があり、使用目的に応じて適切に選択して使用されている。

有限要素法解析の欠点として、半無限地盤を有限地盤として取り扱い、運動方程式を適用する点である。境界条件の影響を小さくするように、境界での载荷・拘束方法がいろいろ提案されており、適切な条件を施す必要がある。また、液状化により不連続性が卓越する媒質を連続体として解を求めるために、隣り合った要素にジョイント要素などを用いて解析する方法も提案されているが、破壊面の形状や進展方向は、要素分割などの形状に依存する。さらに、変形が大きくなると、弾性状態と塑性状態と材料特性が異なる可能性があり、現象を追跡するには困難を伴う。このように有限要素法には境界問題、変形問題の影響があり、本研究の目的の一つである、微視的な構造変化を見ながら、地盤の補強メカニズムを解明するためには、有効な解析法とは言えない。

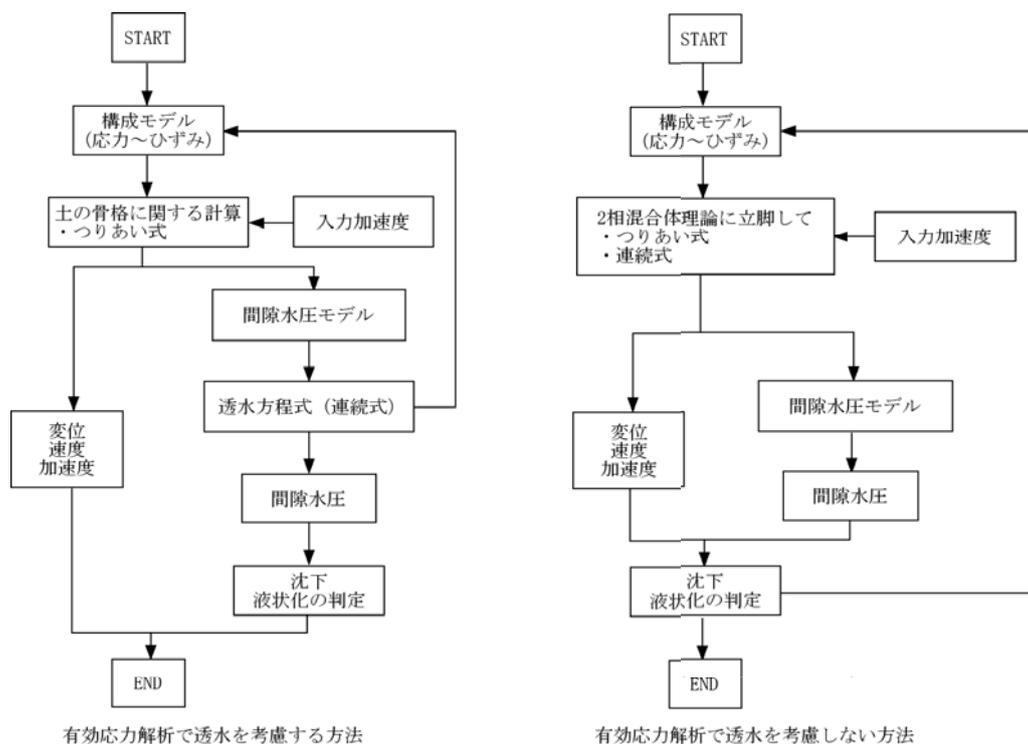


図 1.11 有効応力解析のフローチャート

②個別要素法による液状化解析

個別要素法（Distinct Element Method、以下 DEM とする）は、Cundall(1971)によって発表された「A

computer model for simulating progressive, large scale movement in blocky rock system」³³⁾に端を発している。Cundall(1971)は節理の入った岩盤の挙動解析法として DEM を提案した際には、岩盤を想定し要素として多角形を用いた。しかし、多角形要素を用いると要素の接触判定が複雑になり、そのために解析要素数の制限を受け、大規模なシミュレーションは不可能であった。その後、Cundall(1975)は接触判定の容易な円要素とすることで問題を解決し、現在のコンピュータの処理能力の向上とともに大規模なシミュレーション解析も可能となった。また、伯野ら³⁴⁾はコンクリートのような構造物に対しても要素間のばねにある程度の引張り抵抗を持たせることによって、載荷から破壊後といった、連続体から離散体までの一連の現象のシミュレーションを行い、有益な解析手法へと拡張している。

DEM の基本的な考え方は、要素の運動を時間領域で追跡するというものである。重力などの力を受けた要素には加速度 α が生じ、この加速度により Δt 秒後の位置 δ が定まる。このときの要素に働く力 $F(=K\delta, K$: バネ定数)を計算し、再び次の Δt 秒後の位置が定まる、という計算を繰返す手法である。したがって、集合体を構成する各離散体を、個別要素と呼ばれる多角形や球あるいは円筒形の剛体としてモデル化しており、集合体の挙動を計算する際のアルゴリズムはきわめて単純である³⁵⁾。

近年、粒状体としての特性が重要となる土や地盤などにも適用されることが多く、DEM による粒状体モデルを用いて、土や砂などの粒状材料に形成されるせん断層の挙動、強度特性に及ぼす粒子配置の影響、現象の解明に主眼をおいた検討などが行われている。例えば、西形ら³⁶⁾は、静的問題であるが、棒状補強材による補強土の変形拘束効果について、モデル実験と DEM 解析から補強領域内の変形が拘束され一体化が図られると考察している。

さらに、砂の液状化のように、地震動によって構造骨格が破壊した後、再び新たな構造骨格が形成されるような動的で複雑な挙動を解析する場合にも、従来よく行われてきた有限要素法を用いた連続体理論による解析法に比べて、DEM は有効な解析法と考えられている。澤田ら³⁷⁾ および中瀬ら^{38),39)}は砂の液状化シミュレーションを行い、液状化に至るまでの挙動やメカニズムの解明について考察している。中瀬らは、応力振幅一定の非排水繰返し中空ねじりせん断試験を DEM で数値シミュレーションし、サイクリックモビリティに至る過程でのひずみの局所化について観察し、液状化する前に、すでにひずみが集中すべき領域が決定しており、液状化後はその領域に相対的に大きなひずみが集中するようになる」と述べている。また、地盤や構造物の地震時変形挙動の解析手法としての適用性も高められ、本多ら⁴⁰⁾ および山本⁴¹⁾は、盛土の模型実験のシミュレーション解析に DEM 解析を適用して、流動中の粒状体の挙動について考察している。本多ら⁴⁰⁾は、繰返し載荷の除荷時に完全液状化状態に達すると各要素が浮遊して要素間にせん断応力が作用しない状態となるため、変形が元に戻らずに残留変形が蓄積していたと考察している。

このように、DEM は粒状体としての特性を調べるためには有効な解析方法の一つで、材料挙動を微視的に捕らえることにより巨視的なメカニズムが解明できる利点がある。

本研究に用いた DEM 解析プログラムは澤田らの開発した”DEMS”を改良したものである。図 1.12 に DEM の解析のフローチャート⁴²⁾を示す。まず、要素毎に他の要素と接触判定を行い、粒子間に弾性ばねや粘性ダッシュポッドを仮定することにより接触力を求め、その結果から得られた運動方程式を時間

積分で解き、個々の要素の運動を追跡していくものである。本プログラムの詳細な内容は付録1に記述するが、その特徴は、土粒子と間隙水の相互作用を考慮したものである。しかし、円形要素を用いて解析を行う場合には、要素のすべりが生じやすく十分な強度が発揮されないことから、これを改善するために Sakaguchi⁴³⁾の提案したころがり摩擦を導入したものである⁴⁴⁾。

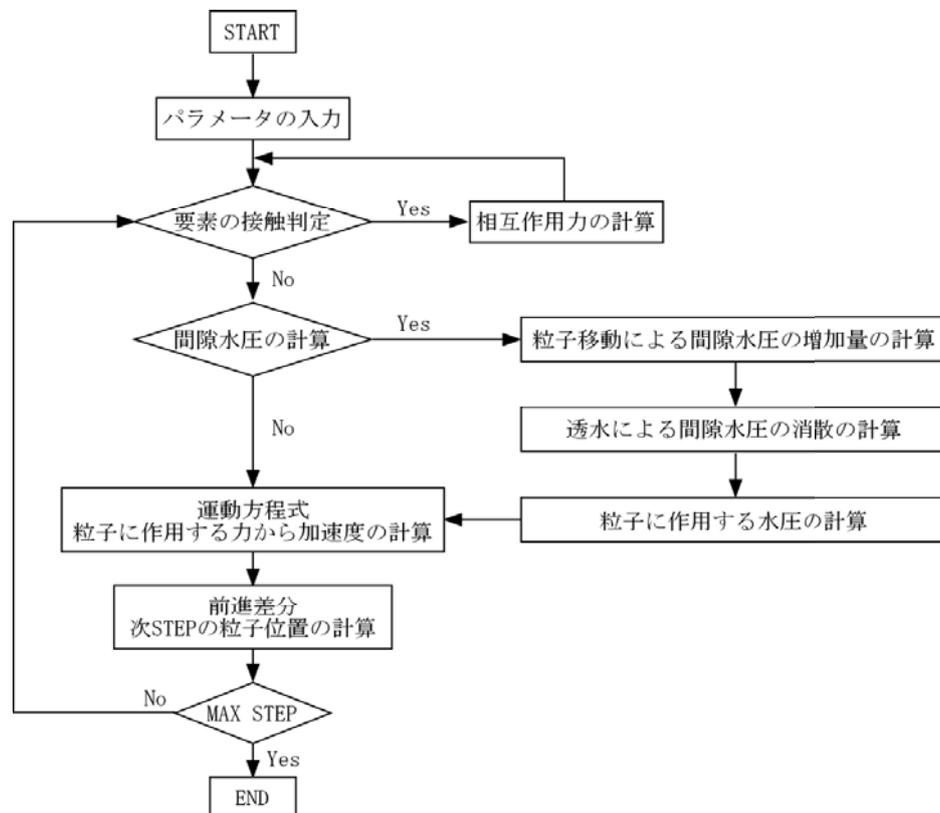


図 1.12 個別要素法の解析のフローチャート

(3) 実験的手法と解析的手法の相互補完

兵庫県南部地震以降、レベル2地震動に対する耐震設計が要求され始め、また、従来の仕様規定型の設計から性能規定型の設計へ移行していく中、模型振動実験および数値解析を用いて、想定される地震動に対して生じる構造物の変形量を定量的に予測する手法が求められるようになってきている⁴⁵⁾。

現状の模型振動実験では、複雑な地盤のモデル化、複雑な施工過程など、実物を完全な形で再現することは不可能である。同様に数値解析でも、構成則をはじめとして3次元問題の取り扱いや初期応力状態の再現など、課題が残されている。このように、それぞれの長所短所を十分認識したうえで、実験結果を小さな実物として捉え、その検証のために数値解析を行い、比較検討していくことで、実験および解析のさらなる精度向上が可能となってくる。改良効果の確認は、図 1.13 に示すように実験的アプローチと解析的アプローチによって相互補完しながら、より効率的に検討できるものと考えられる。

さらに、模型スケールにおいて実験や解析の特性を十分に吟味しながら、実用化に向けて実物スケールについても同様に検討し、取り組んでいくことが重要である。実物スケールにおいて、実施工を考慮

した現場実証実験を行う方法も有効な方法として用いられている。

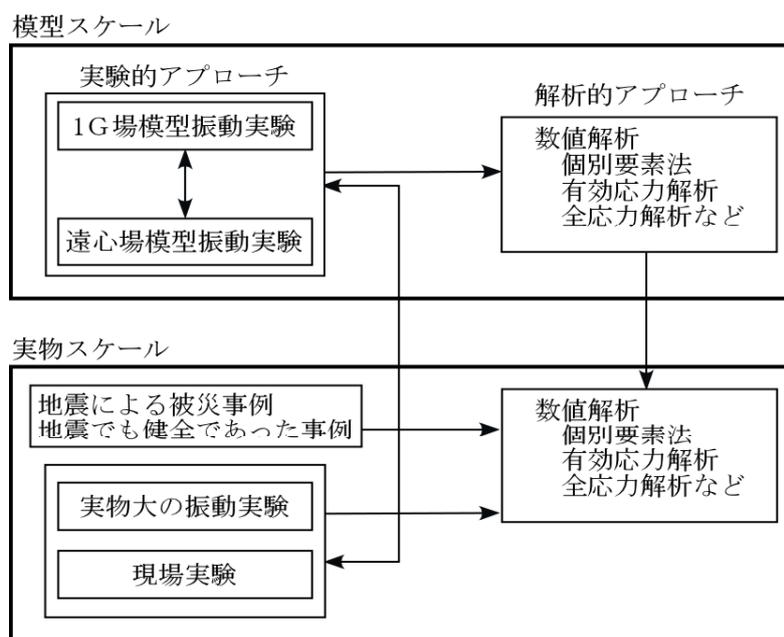


図 1.13 改良効果確認のための振動実験と数値解析の相互補完

1.3 本研究の目的

1.3.1 工法開発の提案

液状化対策工法の施工実績をみると、締固め工法の SCP 工法、振動締固め工法、過剰間隙水圧消散工法のグラベルドレーン工法が多く施工されている⁴⁵⁾。また、SCP 工法とグラベルドレーン工法の併用や、深層混合処理工法とグラベルドレーン工法の併用などの工法の施工例も見られる。

数多くの液状化対策工法のなかで、従来、プラスチック製ドレーン材とジオグリッド（ジオテキスタイル）は別々の目的で打設・敷設されており、ドレーン材は地震時に発生する過剰間隙水を排水させることを目的とし、ジオグリッドは液状化後の地盤変位を抑制させることを目的に敷設されてきた。両者を併用することにより、過剰間隙水圧の発生抑制効果に加えて、ドレーン材とジオグリッドによって囲まれた地盤のせん断変形抑制効果も期待できるものとして、液状化対策工法を提案した。

本研究で開発しているプラスチック・ボード・ドレーン群打設による液状化対策工法（以下、PBD 群打設工法とする）は、プラスチック・ボード・ドレーン材（以下、PBD とする）を地盤に一定間隔で打設し、PBD の先端部を支持地盤に固定し、PBD 頭部をジオグリッドで連結するものである。PBD 自体が持つ排水機能と、PBD とジオグリッドとによる地盤の拘束機能によって、地震時における地盤の過剰間隙水圧の発生抑制とせん断変形抑制とを兼ね備えた複合的な補強効果を期待した液状化対策工法である。

PBD とジオグリッドとによる地盤の拘束機能は、補強材の引張り効果と、補強領域の一体化により、

ひずみ（伸び）を小さく抑え、土のせん断強度を増加することを期待したものである⁴⁶⁾。

図 1.14 に PBD 群打設工法の概要図を示す。既設構造物の液状化対策として、構造物周辺の液状化対象地盤に PBD を群状に打設し、PBD 群で囲まれた地盤内の液状化を防止あるいは低減させることによって、構造物の被害を軽減・防止する。また、アースダム、堤防、道路盛土などの土構造物の液状化対策として、盛土の法尻部周辺の液状化対象地盤に PBD を群状に打設し、盛土を構成する砂質土あるいは基礎地盤中の砂質土の液状化を防止あるいは軽減させることによって、崩壊、亀裂、沈下などの被害を軽減・防止する。その他、護岸構造物や橋台の基礎などにも適用できるものと考えている。

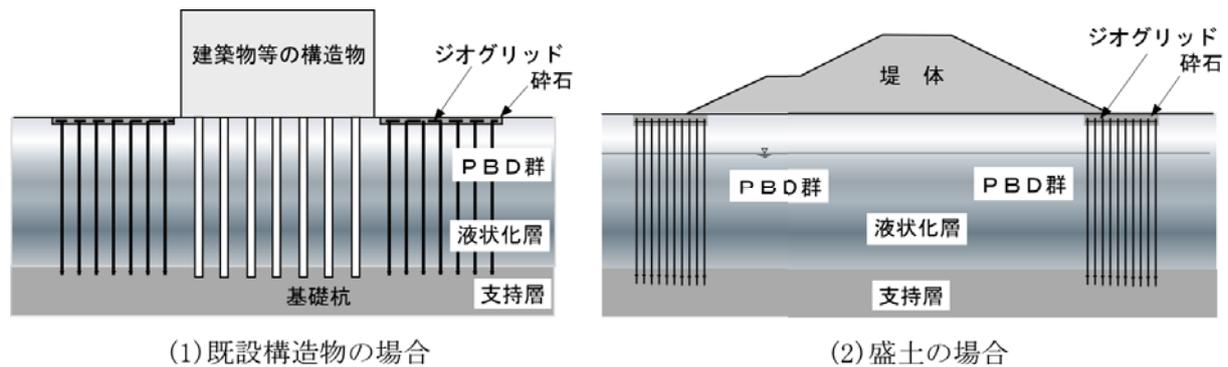


図 1.14 PBD 群打設工法のイメージ図

1.3.2 本研究の目的と意義

前述したように、PBD 自体が持つ排水機能に新たに PBD とジオグリッドによる地盤の拘束機能を付加させれば、液状化の可能性の高い砂地盤の耐震補強を行うことが可能になると考えられる。対策工法を開発するにあたり、まず、液状化地盤における PBD 群打設による過剰間隙水圧の発生抑制効果と地盤の変形抑制効果があるのかどうか、効果があればどのような補強メカニズムになっているのか、また、実際に適用するには何をすべきなのかが重要なポイントとなる。

そこで、本研究の主目的は、PBD 自体が持つ排水機能に新たに拘束機能を付加した補強効果について 1G 場の模型振動実験および室内要素試験とその DEM 解析から検討し、実用化に向けた設計法を提案しようとするものである。検討内容を大きく分けると以下の通りである。

(1) PBD 群打設による液状化対策工法の有効性の確認

模型地盤による 1G 場の振動台実験を行い、PBD の敷設本数や排水性の有無などのパラメータの変化が液状化抵抗に及ぼす影響について、また、PBD 自体が持つ排水機能について、それぞれ検討を行いながら、液状化対策工法としての有効性を確認する。

(2) PBD 群打設による地盤の補強メカニズムの解明

室内要素試験と粒状体解析に適した DEM を用いたシミュレーション解析を行い、相互補完しながら拘束効果および排水効果について別々に検討し、PBD 群打設工法の補強メカニズムを明らかにする。

(3) 合理的な設計法の提案

振動台実験、室内要素試験および数値解析の結果に基づいて、既往の設計法による PBD 群打設工法の設計法への適用性について検討を行い、拘束効果と排水効果とを加味した合理的な設計法を提案する。

これからの研究開発において、現状と課題を十分に吟味し把握しながら、効率的に進めていく必要がある。1990 年代以降の社会情勢を見ると、社会資本整備のコスト縮減によって国内の基盤整備に関わる建設投資額は年々減少の一途をたどっている。また、大型プロジェクトへの期待感も乏しい。逆に、東南海地震や南海地震をはじめとして、自然災害に対する減災・防災のニーズはますます要求されるようになってきている。液状化対策についてもしかり、時代の要請に答えられるようにしなければならない。そのためには、ハードな技術としては施工の効率化や品質の保証などが、ソフトな技術としては性能設計を考慮した設計法の改善などが求められる。また、液状化対策が施されていない都市部における近接施工での周辺環境への影響や自然環境への影響などの対応も求められている。

このような状況を踏まえて、PBD 群打設工法に要請される条件として以下のことが挙げられる。

- 1) 地盤の過剰間隙水圧の発生抑制とせん断変形抑制を兼ね備えた補強効果を期待することで、従来の PBD を用いたドレーン工法の打設間隔よりも広く打設し、打設本数を減らすことができる経済的な工法であること。また、改良体品質が一定で、連続的な打設が可能であることや、PBD 材の頭部とジオグリッドとを簡単に固定することができる施工性に優れた工法であること。
- 2) 特に、これからますます液状化対策工法が増えてくる都市部での既設構造物等にも有効に適用できること。環境面について、低振動・低騒音の施工が可能で、PBD 打設時の残土処理を伴わないこと。
- 3) 施工法の開発と平行して、DEM 解析法により地盤の排水+拘束効果を評価できる液状化解析手法を確立すること。

1.4 本研究の構成

本研究は、PBD の排水機能に新たに PBD とジオグリッドによる地盤の拘束機能を付加した液状化対策工法の開発に関する研究成果をまとめたものであり、本論文は、以下の 8 章により構成されている。

第 1 章 序論

第 2 章 振動台実験による PBD 群打設工法の液状化対策機能の検討

第 3 章 モデル土槽の単純せん断による PBD 敷設地盤の拘束効果の検討

第 4 章 非排水単調載荷時の PBD 補強要素の拘束効果の検討

第 5 章 非排水繰返し載荷時の PBD 補強要素の拘束効果の検討

第 6 章 個別要素法を用いた繰返し載荷時の PBD 敷設地盤の排水効果および拘束効果の検討

第 7 章 PBD 群打設工法による液状化対策の効果と設計法

第 8 章 結論

また、本論文の構成を図 1.15 に示す。以下に各章の内容について、その概要を示す。

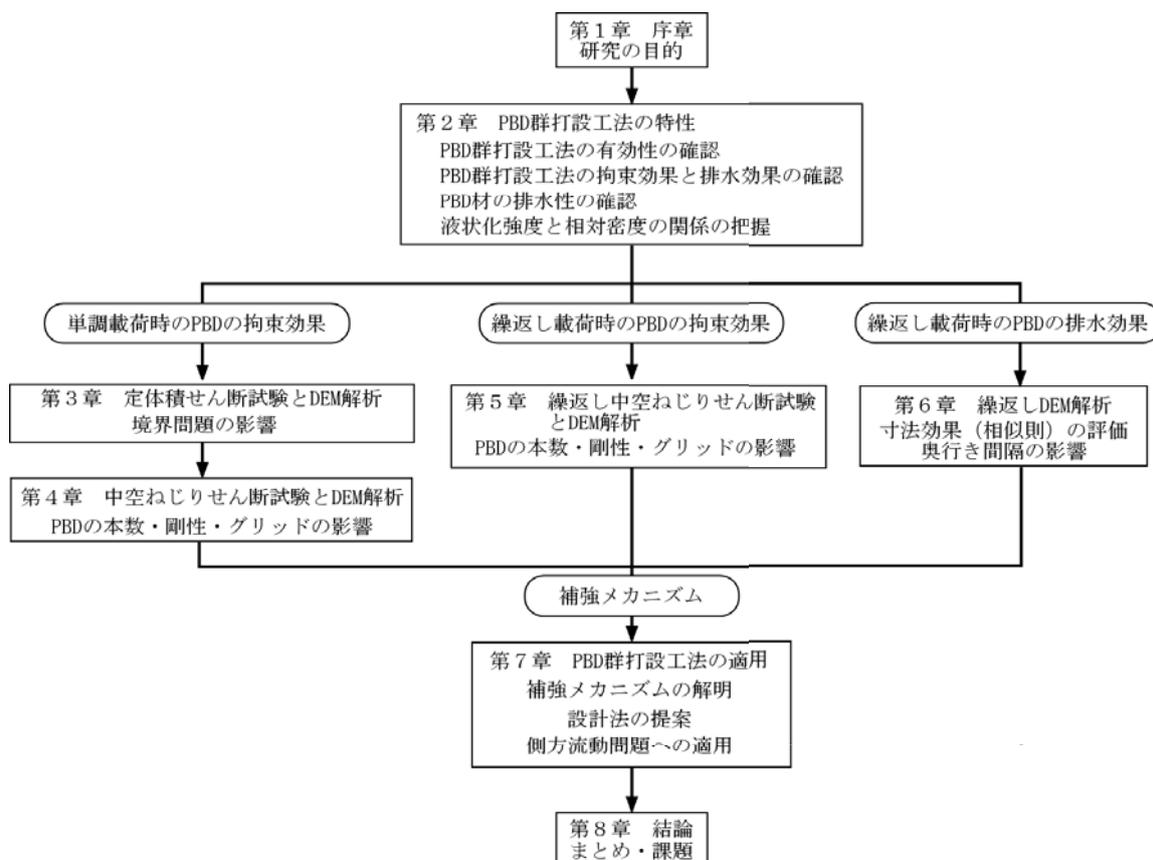


図 1.15 本研究の構成

第2章では、振動台装置を用いた液状化実験を実施し、PBD 自体が持つ排水機能と、PBD とジオグリッドとによる地盤の拘束機能によって、地震時における地盤の過剰間隙水圧の発生抑制とせん断変形抑制とを兼ね備えた液状化対策機能について調べた結果を述べる。まず、簡易な小型土槽に PBD の材質、固定方法等を変化させた小型モデル地盤を作製し、PBD 群打設工法の有効性を示す。それを踏まえて、有効性が認められた PBD の設置方法を基本として、単純せん断土槽に PBD の敷設本数、排水性の有無を変化させた PBD 敷設地盤を作製し、無処理地盤と比較しながら、排水効果と拘束効果からなる液状化対策機能および地盤内の間隙水圧特性や地盤の変形状況等について詳しく述べる。また、PBD 群打設による液状化対策工法の設計法を評価する資料を得るため、実施工で用いられている板状ドレーン材と実大の PBD を用いた振動台実験を行い、ドレーン材の排水特性について述べる。さらに、PBD 敷設地盤の液状化強度を評価するため、地盤の密度を変化させた無処理地盤の液状化実験を実施し、PBD 敷設地盤の液状化強度と比較しながら、液状化強度と相対密度の関係について述べる。

第3章から第6章では、第2章で行った PBD 敷設地盤の振動台実験で、PBD の排水効果と、PBD とジオグリッドとによる地盤の拘束効果による補強効果を確認するが、振動台実験のみでは、排水効果と拘束効果が統合されているため、個別の補強メカニズムを解明することは困難である。ここでは、室内

要素試験と個別要素法（DEM）を用いたシミュレーション解析から拘束効果および排水効果について別々に検討することによって、PBD 群打設工法の補強メカニズムを明らかにする。

第3章と第4章では、単調載荷時の PBD 敷設地盤の拘束効果を調べるため、室内要素試験とそのシミュレーション解析を行い、その結果について述べる。また、DEM 解析による室内要素試験の再現性についても検討を行い、補強メカニズムの解明に有効なツールであることを示す。

第3章では、振動台実験の PBD 敷設地盤をモデル化するために単純せん断試験装置を用いて、PBD の敷設本数、敷設方法（PBD 下端部の固定の有無）を変化させたモデル地盤を作製し、定体積せん断試験とそのシミュレーション解析を行い、静的載荷の条件であるが、振動台実験の結果を再現する。PBD 下端部と上端部の固定方法の有効性と PBD の本数効果について示す。また、要素の変位ベクトルや接触力分布について比較し、PBD と土要素の挙動が一体となっていること、単純せん断試験の特徴である左右境界近くの変位や接触力の不均一などにより、PBD 周辺地盤での拘束効果の発現メカニズムを特定しにくいことについて述べる。

第4章では、せん断箱の側壁の影響がない中空ねじりせん断試験装置を用いて、PBD の敷設本数を変化させた供試体の単調載荷（一方向ねじり）の非排水せん断試験と、ねじりせん断試験を忠実に再現するために左右の側面が連続している周期境界条件でのシミュレーション解析を行い、PBD の本数効果について述べる。また、要素の接触点網や接点角分布などに着目し、微視的に PBD とジオグリッドで囲まれた領域内の PBD 補強要素の強度・変形特性等について比較しながら、単調載荷時の PBD 補強要素の拘束メカニズムについて明らかにする。

第5章と第6章では、地盤の液状化時の PBD 敷設地盤の補強メカニズムを明らかにするため、繰返し載荷条件で室内要素試験とそのシミュレーション解析を行い、その結果について述べる。

第5章では、繰返し載荷時の PBD 敷設地盤の拘束効果を調べるため、PBD の敷設本数を変化させた供試体の非排水繰返し中空ねじりせん断試験とそのシミュレーション解析を行い、その結果について述べる。また、試験では実施できなかった PBD の剛性、PBD 上端部のジオグリッド連結の影響についても DEM 解析を行い、その結果について述べる。PBD を敷設した地盤では、PBD の本数が多くなるほど液状化強度が大きくなり、PBD の本数効果があることを示す。また、微視的に見た PBD 補強要素の強度・変形特性等について比較し、PBD とジオグリッドで囲まれた領域の土要素は、粒子の再配列が生じ、土要素が多数の上下方向に連なった構造骨格を形成し、せん断力に抵抗していることと、上下方向の応力伝達によって、領域内の土要素が押し出されようとするのを、PBD の引張抵抗とジオグリッドが拘束していることを示す。

第6章では、繰返し載荷時の PBD 敷設地盤の排水効果を調べるため、実条件を想定した PBD 敷設地盤のシミュレーション解析を行い、その結果について述べる。実地盤と解析モデルとの寸法効果を検討し、PBD の敷設間隔と PBD 間の水平方向の排水距離に基づく相似則を適用して DEM 解析を行う。解析では、PBD に排水機能を持たせたケースと、PBD に排水機能を持たせないケースについて、排水繰返し載荷を行い、PBD の排水効果および PBD とジオグリッドとによる拘束効果について述べる。排水機能を有した PBD を敷設した地盤では、排水機能を有しない PBD を敷設した地盤と比べて、過剰間隙水圧

の上昇も少なく、液状化強度が大きくなり、PBD の本数効果があることを示す。また、微視的に見た PBD 補強要素の強度・変形特性等について比較し、第 5 章で述べた拘束メカニズムに加えて、PBD の排水により PBD 周辺部の変形が抑制され、過剰間隙水圧の発生が抑制されること、上下方向の構造骨格が領域内全域に形成されていることを示す。次に、実施工での PBD の正方形配置など考慮した PBD の奥行き方向の敷設間隔の影響について検討を行う。3 次元解析による方法が最も適しているが、PBD の剛性および PBD の排水量を低下させることで、PBD の奥行き方向の敷設間隔の影響を反映できると仮定して、擬似的な解析モデルを作製し、排水繰返し解析を行い、その結果について述べる。PBD の奥行き方向の敷設間隔が広がるほど、過剰間隙水圧が上昇しやすく、液状化強度が小さくなる傾向を示す。

第 7 章では、これまで実施した振動台実験と室内要素試験の結果および DEM 解析の結果から、繰返し載荷時における排水効果による強度増加と拘束効果による強度増加の関係を整理し、PBD 群打設工法の補強メカニズムについてまとめる。そして、既往の排水工法と締固め工法の設計法を用いて、PBD 群打設工法の設計法への適用性について検討を行い、液状化強度と相対密度の関係に着目した排水効果と拘束効果を加味した新たな設計法を提案し、PBD 群打設工法の設計を行う上での基本的な考え方を述べる。最後に、PBD 群打設工法を既設盛土構造物の液状化対策として適用した事例について、PBD 敷設地盤の振動台実験を実施し、液状化に伴って発生する側方流動に対する PBD の最適配置について検討を行い、その結果について述べる。PBD の配置が千鳥格子形状の場合、PBD とジオグリッドによる地盤の側方流動に対する拘束効果が発揮され、液状化発生後も盛土の変形をある程度抑制できることを示す。

第 8 章では、各章で得られた結論をまとめるとともに、本研究で残された課題および今後の展望について概説する。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告、土木構造物の被害原因の分析、pp.103～134、1998.
- 2) 地震調査研究推進本部：確率論的地震予測地図の試作版（地域限定）、ホームページ、2002
- 3) グラベルドレーン工法 技術資料：グラベルドレーン工法研究会、1990.
- 4) 村上明、矢崎澄雄、鹿島隆、青木一二三、米澤豊司、館山勝：深層混合処理工法とジオテキスタイルを併用した盛土の設計法合理化に関する検討、ジオシンセティックス論文集、第 16 巻、pp.111～118、2001.
- 5) 阿知波文夫、水谷俊孝、上野誠、松尾稔：補強土工法の液状化抑止効果に関する実験的研究、土木学会論文集、No.487/III-26、pp.41～50、1994.
- 6) 建設省土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）、土木研究所資料、第 3513 号、1999.
- 7) 建設省土木研究所：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）と液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）にもとづく試設計例、1999.
- 8) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）、1997.

- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）、1996.
- 10) 土質工学会編：液状化対策の調査・設計から施工まで、現場技術者のための土と基礎シリーズ 20、土質工学会、1993.
- 11) 光成高志、松尾修、古関潤一：土圧増加を考慮した特殊石灰パイル工法の設計法に関する研究、第 30 回土質工学研究発表会、pp.2297～2298、1995.
- 12) 榎原信二、山本実、原田健二、新川直利：締固めによる地盤改良の液状化強度の評価指標について、土木学会第 58 回年次学術講演会、pp.1245～1246、2003.
- 13) 大林淳、原田健二、山本実、佐々木康：締固め地盤の液状化抵抗に関する評価、第 10 回日本地震工学シンポジウム、pp.1411～1416、1998.
- 14) 地盤改良工法に関する研究の現状（建築基礎の設計施工に関する研究資料 3）：日本建築学会、1997
- 15) 締固め砕石ドレーン工法 技術資料：株式会社鴻池組、1995.
- 16) 井合進、梶谷卓美：液状化対策としてのプラスチックドレーンの振動実験と解析、港湾技術資料、No.647、1989.
- 17) 中村純平、若命善雄、真島正人、村松正重：液状化対策工法「ドレーンパイプ工法」の開発と施工、土木施工、27 巻 5 号、1986.
- 18) 安田進、永瀬英夫、清田正人、飯田毅、兼重幸生：排水機能付き杭による永久変位対策工に関する振動台実験、第 27 回土質工学研究発表会、pp.1171～1172、1992.
- 19) Seed, H. B et. Al. :Stabilization of Potentially sand Deposits Using Gravel Drains, ASCE, Vol.103, No.GT7, pp.757～769, 1977.
- 20) 吉見吉昭：砂地盤の液状化—土質基礎シリーズ—、技報堂、1980.
- 21) 振動台実験と数値解析：基礎工、Vol.31、No.5、pp.14～18、2003.
- 22) 田中幸久、国生剛治、江刺靖行、松井家孝、工藤康二：グラベルパイルによる液状化防止効果—（その 4）振動台実験による液状化防止効果の実証—、電力中央研究所報告、研究報告、No.383060、1984.
- 23) 講座 遠心模型実験—実験技術と実務への適用土と基礎：土と基礎、Vol.53、No.2、pp.35～42、2005.
- 24) 中西山人、石原研而、塚本良道、今村眞一郎、萩原敏行、宮崎啓一：人工材料ドレーンを用いた側方流動対策に関する遠心模型振動実験、土木学会第 58 回年次学術講演会、III-151、pp.301～302、2003.
- 25) 鈴木吉夫、馬場崎亮一、並河努、奥村良介、入江潤、阿久根政博：格子状改良地盤の液状化抑制効果に関する遠心模型振動実験、第 33 回地盤工学研究発表会、pp.845～846、1998.
- 26) 馬場崎亮一、増田彰、岸野泰章、成川匡文、中村紀吉、鈴木吉夫、清水孝昭：深層混合処理工法を用いた火力発電所建屋基礎地業の検討—その 11 遠心模型振動実験による設計法の検証—、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.671～672、1997.
- 27) 地盤の液状化 4.液状化を考慮した地盤の応答解析法：土質工学会、pp.19～25、1984.

- 28) 土木学会編：動的解析と耐震設計－第2巻－動的解析の方法、技報堂出版、pp.230～238、1987.
- 29) 岡二三生：地盤液状化の科学、近未来社、pp.125～148、2001.
- 30) 加藤満、岡二三生、八嶋厚、田中幸芳：グラベルドレーンによる地震時間隙水圧抑制と数値解析による実証、土と基礎、Vol.42、No.4、Ser.No.435、pp.39～44、1994.
- 31) 井合進：大地震における岸壁・防波堤の変形解析、阪神・淡路大震災と動的解析講習会講演資料、地盤工学会、pp.26～37.
- 32) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告、土木構造物の被害原因の分析、pp.237～300、1998.
- 33) Cundall, P. A : A Computer Model for Simulating Progressive, Large Scale Movement in Blocky Rocksystem, symp. ISRM, Nancy France, Proc., Vol2, pp.129-136, 1971.
- 34) 伯野元彦：破壊のシミュレーションー拡張個別要素法で破壊を追うー、北出版、pp.13～55、1997
- 35) 粒状体の力学：土質工学会、1993.
- 36) 西形達明、西田一彦、向井祐輔：個別要素法による棒状補強材の補強機構の検討、第37回地盤工学研究発表会、pp.1699～1700、2002.
- 37) 澤田純男、土岐憲三、吉田望：楕円要素を用いた個別要素法による砂の液状化挙動解析、第30回土質工学研究発表会、pp.773～776、1995.
- 38) 中瀬仁、石川博之、武田智吉：個別要素法による室内せん断試験のシミュレーション、第24回地震工学研究発表会講演論文集、pp.489～492、1995.
- 39) 武田智吉、石川博之、中瀬仁：液状化強度試験におけるサイクリックモビリティとひずみの局所化、第53回土木学会年次学術講演会、III-A79、pp.156～157、1998.
- 40) 本多剛、東畑：液状化に伴う盛土の変形挙動に関する個別要素法解析、第38回地盤工学研究発表会、pp.2021～2022、2003.
- 41) 山本修一：個別要素法による土構造物の地震時残留変形量の予測、土木学会第55回年次学術講演会、III-A137、2000.
- 42) 原弘典：個別要素法によるプラスチックドレーン補強された地盤の液状対策効果に関する研究、神戸大学大学院自然科学研究科建設学専攻、修士論文、2003.
- 43) Sakaguchi, H. et. al : Plugging of flow of granular materials during the discharge from a soil, IJMP, Vol.B7, pp.1949-1963, 1993.
- 44) 中瀬仁、本田中、西野隆之：個別要素法摩擦パラメータを設定するためのねじりせん断シミュレーション、第36回地盤工学研究発表会、pp.503～504、2001.
- 45) 振動台実験と数値解析：基礎工、Vol.31、No.5、pp.14～18、2003.
- 46) 地盤の液状化対策に関するシンポジウムー発表論文集ー：土質工学会、1991.
- 47) 土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー29 補強土工法、1986.

第2章 振動台実験によるPBD群打設工法の液状化対策機能の検討

2.1 概説

PBD群打設工法は、PBDの先端部を支持地盤に固定し、PBD頭部をジオグリッドで連結する工法であり、PBD自体が持つ排水機能と、PBDとジオグリッドによる地盤の拘束機能によって、地震時における地盤の過剰間隙水圧の発生抑制とせん断変形抑制とを兼ね備えた液状化対策工法である。排水性と拘束性の複合的な補強効果を得るものとして開発している。

本章では、振動台装置を用いた液状化実験を実施し、PBD群打設工法の液状化対策機能について調べた結果を述べる。図2.1に本章の構成を示す。

2.2節では、液状化実験に用いた振動台装置の概要、PBDの補強性の確認試験として実施した中空ねじりせん断試験装置と実験試料について述べる。2.3節では、小型土槽を用いたPBDの材質、固定方法等を変化させたモデル地盤による液状化実験の結果、液状化対策機能が大きく発現されたPBDの固定方法等について述べる。2.4節では、2.3節で有効性が認められたPBDの設置方法を基本として、PBDの敷設本数、排水性の有無を変化させたPBD敷設地盤の液状化実験を実施し、排水効果と拘束効果からなる液状化対策機能および間隙水圧特性や地盤の変形状況等についての結果を述べる。2.5節では、実大のPBDと既存の板状ドレーン材を敷設したモデル地盤の振動台実験を行い、ドレーン材の排水特性についての結果を述べる。2.6節では、締固め密度を変えた無処理地盤の液状化実験を実施し、無処理地盤の液状化強度と相対密度の関係を調べ、2.4節で得られたPBD敷設地盤の液状化強度を評価し、第7章のPBD群打設工法の設計法の提案資料とする。

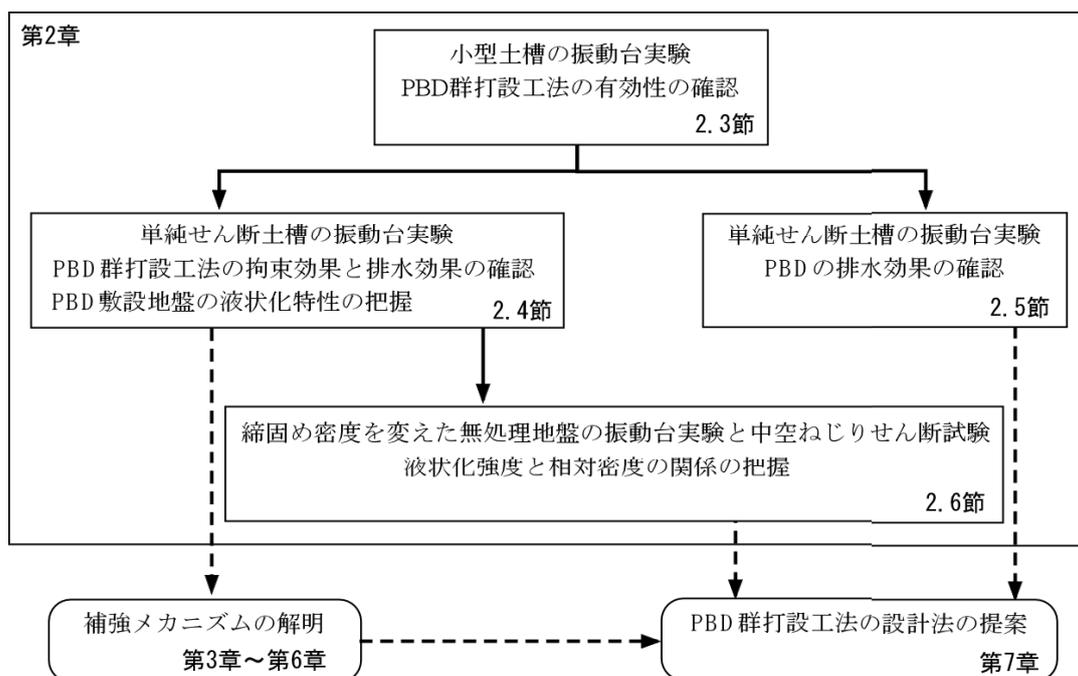


図 2.1 第2章の構成

2.2 試験装置および試料（振動台実験と室内中空ねじりせん断試験）

2.2.1 振動台実験装置の概要

本研究に用いた振動台実験装置の仕様を表 2.1 に、装置の全景を写真 2.1 に示す。振動台装置は油圧方式の加振機構であり、最大搭載荷重 24.5kN で水平方向に最大 1.0G、鉛直方向に最大 0.5G まで加振することができる。モデル地盤を作製する単純せん断土槽は、厚み 60mm のローラー付きアルミフレームを 17 段積層した長さ 1.2m、幅 1.0m、高さ 1.035m のものであり、内側に止水のためにゴムメンブレンを張ったものである。

表 2.1 振動台実験装置の仕様

仕 様		備 考
加振方向	水平、垂直二軸方向同時加振	1 方向単独加振も可能
加振台の大きさ	1500×2000 mm	
加振能力		
a)加振力	水平方向 600 kN 垂直方向 600 kN	
b)最大振幅	水平 ±75 mm 垂直 ±50 mm	
c)最大速度	水平方向 50 cm/sec 垂直方向 30 cm/sec	水平方向のみ単独加振の場合 垂直方向のみ単独加振の場合
d)最大加速度	水平方向 1.0 G 垂直方向 0.5 G	搭載重量 24.5 kN の場合 搭載重量 24.5 kN の場合
最大搭載重量	24.5 kN	
試験波形	正弦波、地震波	
制御方式	変位、加速度制御	
周波数	0.1～50 Hz	

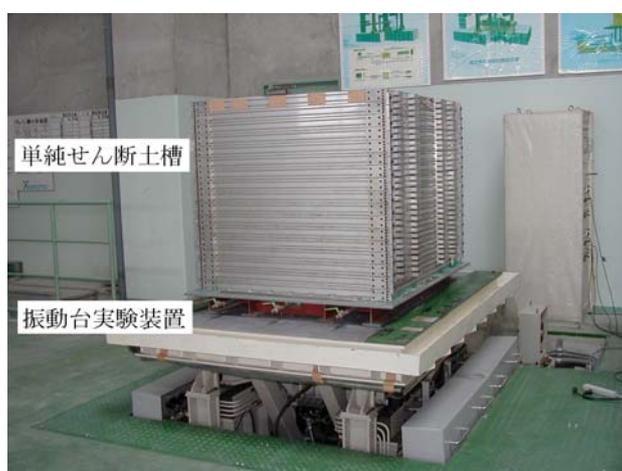


写真 2.1 振動台実験装置と単純せん断土槽の全景

2.2.2 中空ねじりせん断試験装置の概要

本研究に用いた中空ねじりせん断試験装置¹⁾の模式図を図 2.2 に示す。

試験装置では、中空円筒供試体に対して鉛直荷重をペロフラムシリンダーで、ねじりせん断力を変位制御と応力制御が可能なメガトルクモータによって載荷する。変位およびせん断力等の計測では、鉛直荷重とねじりせん断力の計測を供試体上部に設置した二方向ロードセルで、ねじり変位をセル外に設置した回転角計によって計測する。供試体の寸法は、内径 60mm、外径 100mm、高さ 210mm である。

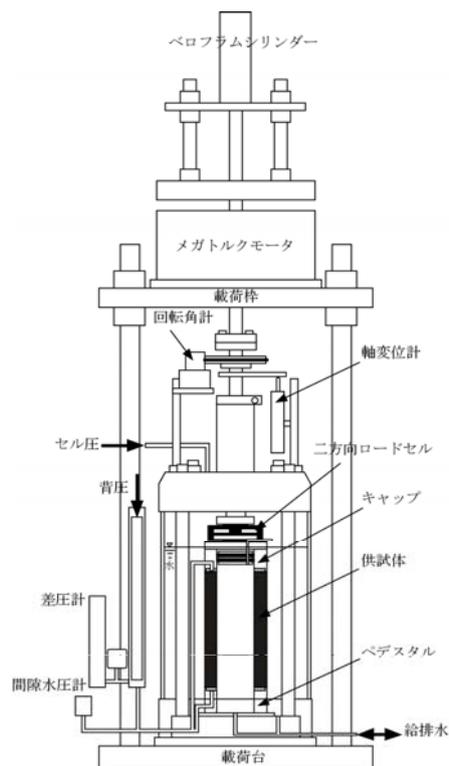


図 2.2 中空ねじりせん断試験装置

2.2.3 地盤材料

模型地盤に用いた試料は、岐阜県土岐産の珪砂 7 号で、その粒度分布を図 2.3 に、物理特性を表 2.2 に示す。埋立地の液状化対策ハンドブック²⁾の液状化判定に用いられている粒径加積曲線と比較すると、珪砂 7 号は「特に液状化の可能性あり」の範囲に属する。

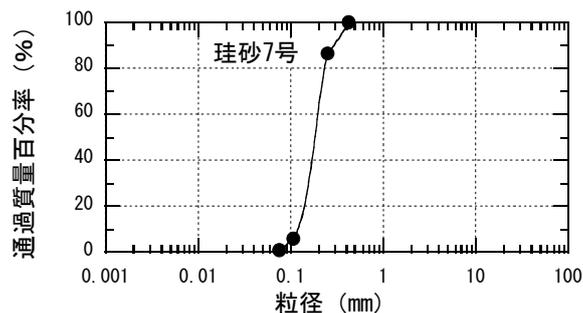


図 2.3 珪砂 7 号の粒度分布

表 2.2 珪砂 7 号の物理特性

		珪砂 7 号
土粒子の密度	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.608
最大間隙比	e_{\max}	1.124
最小間隙比	e_{\min}	0.668
50%粒径	$D_{50}(\text{mm})$	0.185
均等係数	U_c	1.602
曲率係数	U_c'	1.004

2.3 小型土槽を用いた PBD 群打設工法の有効性の検討

小型土槽内に PBD の敷設本数、固定方法（PBD 下端部の固定の有無、PBD 上端部とジオグリッドとの連結の有無）、PBD の排水性の有無などを変化させたモデル地盤について液状化実験を行い、地盤の液状化特性を調べた。

2.3.1 小型土槽の作製および計測方法

(1) 小型土槽の作製

小型土槽を用いたモデル地盤の概要を図 2.4 に示す。小型土槽の内寸法は長さ 80cm、高さ 55cm、幅 20cm で、片面がアクリル板で、実験中の地盤変動を観察することができる。また、両壁からモデル地盤に加わる衝撃力を緩和させるために、クッション材（スポンジ、厚さ 5cm）を土槽両端の内壁にセットしている。

実験ケースを表 2.3 に示す。モデル地盤は、PBD を小型土槽内にあらかじめセットし、相対密度 D_{r0} が 60% になるように珪砂 7 号を水中落下法によって土槽に投入しながら作製した。間隙水圧計を土槽中央部と側壁側の 2 箇所に設置した。また、地盤の変形状況を観察するために、アクリル板とモデル地盤の間に一定間隔に湿らせた乾麺を挿入した。写真 2.2 にケース(M-2-1)の実験終了後の状況を示す。

実験に用いた試料は、岐阜県土岐産の珪砂7号である。また、実験に用いたPBDは、(1)実施工で使用されている剛性のある芯材にフィルター材を貼り付けたもので排水性を有するもの、(2)フィルター材(排水性なし)の2種類である。フィルター材はPBDに用いているものと同じ材質のものであり、ジオグリッドは盛土等の土構造物のせん断補強材として用いられているものである。図2.5にそれらの形状寸法を示す。

地盤の作製後、板たたきによる地盤のせん断波速度を測定した。各ケースのS波速度は60~70m/sec程度であり、ケースごとの地盤条件はほぼ同じものが作製されたと考えられる。

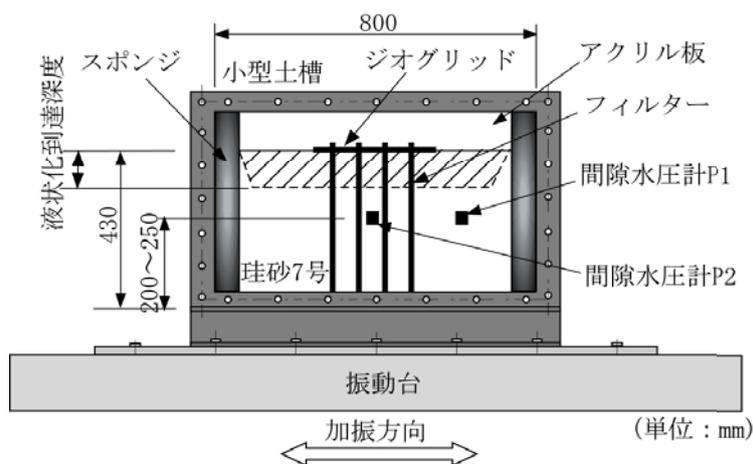


図 2.4 小型土槽を用いたモデル地盤の概要

表 2.3 実験のケース

ケース	PBD 連結方法		PBD の本数		PBD の種類
	PBD 下端部	PBD 上端部連結材料	層	列	
M-1			なし	なし	なし
M-2-1	固定	ジオグリッド	4本	2本	(1)PBD
M-2-2	固定	ジオグリッド	2本	2本	(1)PBD
M-3	固定	なし	4本	2本	(1)PBD
M-4	なし	ジオグリッド	4本	2本	(1)PBD
M-5	固定	アクリル板	4本	2本	(2)フィルター材
M-6-1	固定	なし	4本	2本	(2)フィルター材
M-6-2	固定	なし	1本	2本	(2)フィルター材

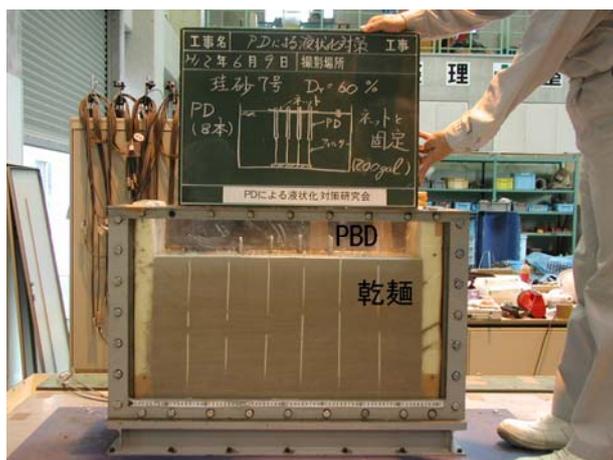


写真 2.2 実験後の状況（ケース(M-2-1)）

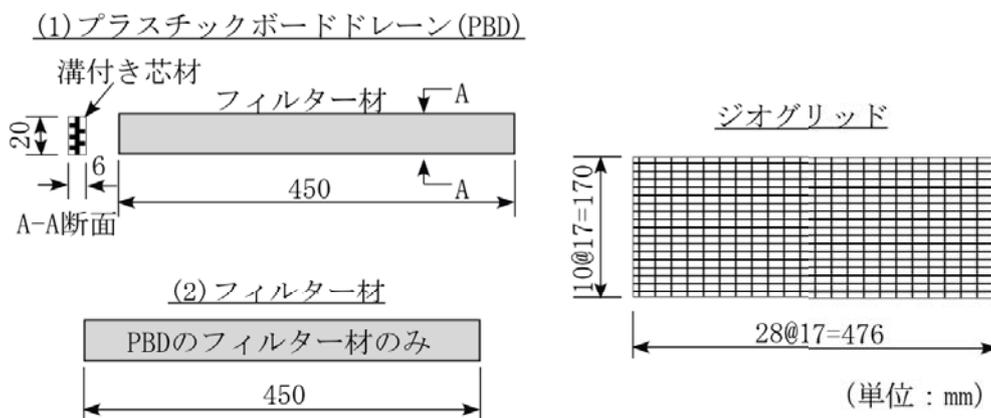


図 2.5 PBD・フィルター材・ジオグリッドの形状

(2) 計測方法

加振実験は、段階载荷方式を採用し、小型土槽を長手方向に周波数 1Hz、加速度 100gal の正弦波で 10 秒間加振し、その後、加速度を 150gal、200gal とし 10 秒間ずつ加振した。加振加速度ごとに間隙水圧の計測、および地盤の変形状況（地盤の平均沈下量と液状化到達深度）を記録した。液状化の発生は地表面より下方に進展したため、最大の液状化到達深度をアクリル面から地盤の変形状況を観察して決定した。液状化到達深度を図 2.4 の点線で示すが、地表面より地盤の液状化変形が到達した深さを表す。

2.3.2 実験結果および考察

表 2.4 に実験ケース(M-1)～(M-6-2)の平均沈下量、間隙水圧の最大値、総合評価などの実験結果を整理したものを示す。

全ケースにおいて、加振加速度 100gal では地盤の液状化が見られなかった。

加振加速度 150gal では、珪砂 7 号単体の無処理のケース(M-1)、PBD 上端部をアクリルで固定したケ

ース(M-5)で地盤が液状化し、その他のケースでは地盤は液状化しなかった。

ケース(M-5)が他のケースに比べて小さい加速度で液状化したのは、アクリル板に働いた慣性力がPBDを介して地盤に伝達されたためと考えられる。このことは、PBDの上端部を固定する方法として、PBDに比べ質量の大きいものを用いた連結材では、かえって液状化を喚起させる結果となることを示している。

加振加速度 200gal では、ケース(M-2-1), (M-4), (M-6-1)で地盤の液状化が見られなかったが、その他の実験ケースにおいては地盤が液状化した。

図 2.6 (1) (2) に、実験ケース(M-1)～(M-6-2)の加速度 150gal, 200gal で加振した場合の過剰間隙水圧の経時変化を示す。設置した間隙水圧計の位置での鉛直応力は約 1.5kN/m^2 (深さ 20～25cm 程度) である。

加振加速度 150gal の場合、無処理のケース(M-1), PBD 上端部をアクリルで固定したケース(M-5)において過剰間隙水圧が 1.5kN/m^2 以上となり、液状化している。このことは、土槽側面での観察状況と一致している。液状化したケースと液状化していないケースでは、過剰間隙水圧の上昇速度が異なる。液状化した場合は、加振とともに急激に間隙水圧が上昇している。

加振加速度 200gal の場合、加振加速度 150gal で液状化したケースに加えて、ケース(M-2-2), (M-3), (M-6-2)で液状化している。同じフィルターを用いたケース(M-6-1)とケース(M-6-2)の場合、フィルターの本数を多くしたケース(M-6-1)の方が過剰間隙水圧の上昇が少ない。同様に、同じ PBD を用いたケース(M-2-1)と(M-2-2)でも、本数が多いケース(M-2-1)の方が過剰間隙水圧の上昇量が少ない。このことから、PBD、フィルターの本数が多くなるほど、過剰間隙水圧の上昇が少ないということが確認された。

PBD を敷設したケース(M-2-1), (M-2-2), (M-3), (M-4)の場合、PBD の排水性がよいため、加振後の過剰間隙水圧の消散が 5 秒以内であるのに対し、無処理のケース(M-1)、アクリル板で上端部を固定し、排水を遮断したケース(M-5)では、10 秒以上かかっている。

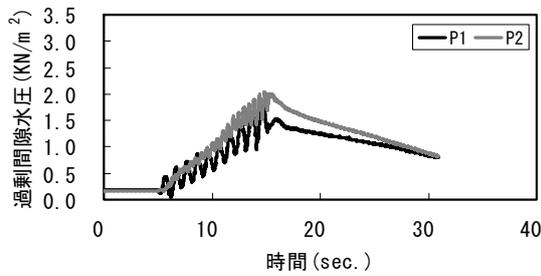
図 2.7 に実験ケースごとの平均沈下量を比較したものを、図 2.8 に実験ケースごとの液状化到達深度を比較したものをそれぞれ示す。

地盤が液状化したケースは、沈下量が大きく、液状化到達深度が深くなっているが、液状化しなかったケース(M-2-1), (M-4), (M-6-1)を比較すると、ほとんど変形が生じていない。特に、PBD 下端部を固定し、PBD 上端部をジオグリッドで連結したケース(M-2-1)では地盤の沈下がなく、過剰間隙水圧の上昇も最も少なかった。

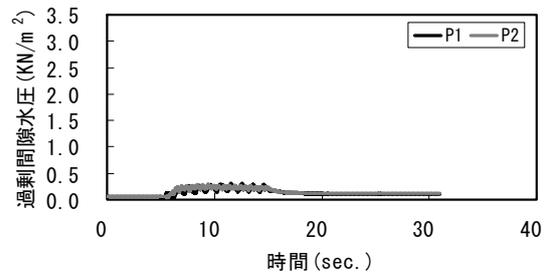
これらのことから、PBD 下端部を地盤に、PBD 上端部をジオグリッドで固定したケース(M-2-1)が最も液状化しにくく、このような施工を伴う場合に PBD 群打設機能が発揮されることが認められた。

表 2.4 実験結果

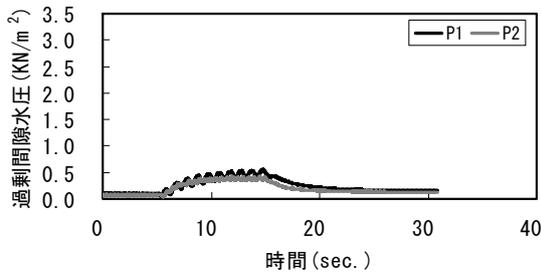
ケース	加振加速度 100gal		加振加速度 150gal					加振加速度 200gal					総合 評価
	液状 化の 有無	平均沈 下量 (mm)	液状 化の 有無	液状化 の開始 時期	平均沈 下量 (mm)	液状化 到達深 度(mm)	間隙水圧 の最大値 (kN/m ²)	液状 化の 有無	液状化 の開始 時期	平均沈 下量 (mm)	液状化 到達深 度(mm)	間隙水圧 の最大値 (kN/m ²)	
M-1	×	—	○	5波	7	127	1.85	○	1波	16	233	3.05	⑧
M-2-1	×	—	×	—	0	0	0.29	×	—	0	0	0.57	①
M-2-2	×	—	×	—	2	0	0.54	○	3波	43	43	1.11	④
M-3	×	—	×	—	3	0	0.61	○	3波	10	85	1.39	⑤
M-4	×	—	×	—	0	0	0.40	×	—	6	0	0.65	③
M-5	×	—	○	5波	7	108	1.42	○	1波	7	201	3.05	⑦
M-6-1	×	—	×	—	0	0	0.36	×	—	0	0	1.03	②
M-6-2	×	—	×	—	0	0	0.68	○	3波	9	152	2.09	⑥



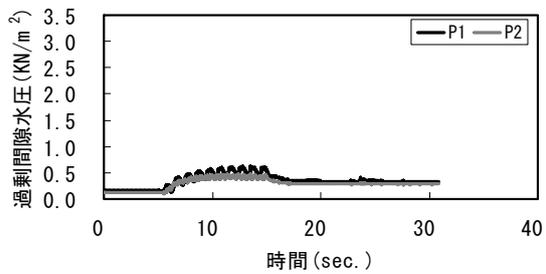
(1) 無処理 (M-1)



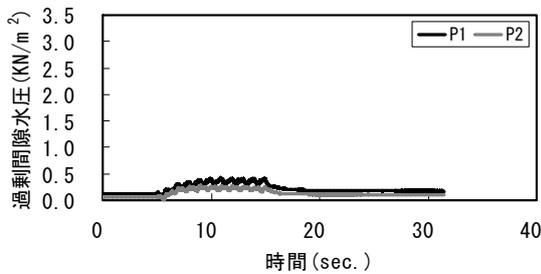
(2) PBD8 本・PBD 下端部・上端部固定 (M-2-1)



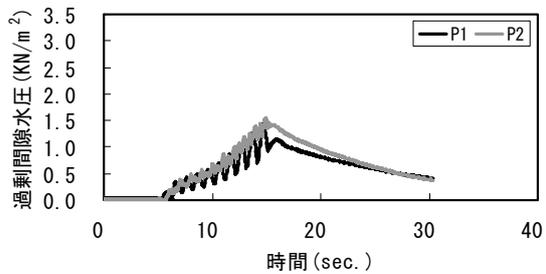
(3) PBD4 本・PBD 下端部・上端部固定 (M-2-2)



(4) PBD8 本・PBD 下端部固定 (M-3)

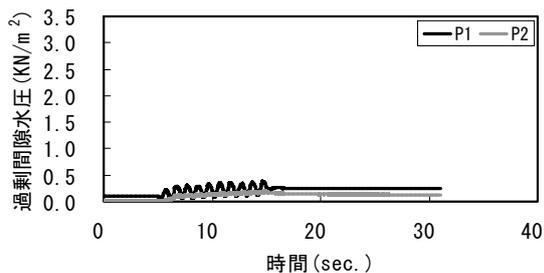


(5) PBD8 本・PBD 上端部固定 (M-4)

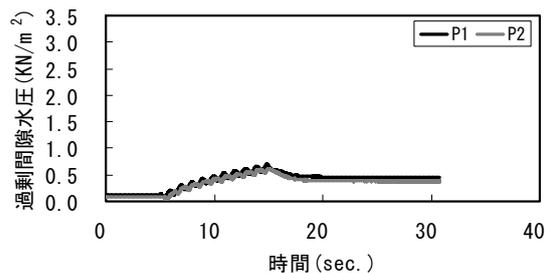


(6) フィルタ材 8 本・フィルタ-下端部・上端部固定 (M-5)

図 2.6(1) 過剰間隙水圧の経時変化 (加振加速度 150gal)

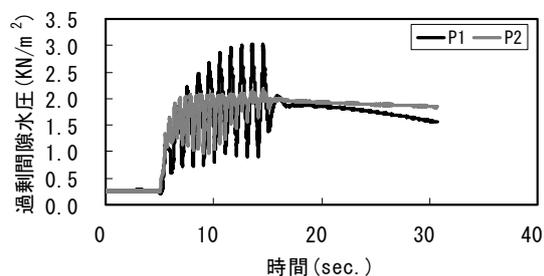


(7) フィルタ-材 8 本・フィルタ-下端部固定 (M-6-1)

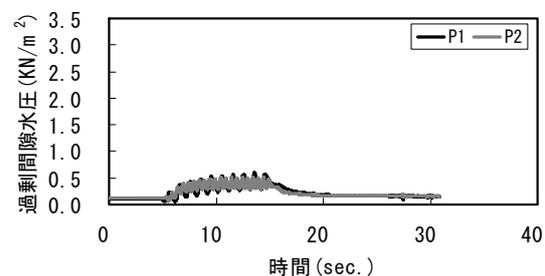


(8) フィルタ-材 2 本・フィルタ-下端部固定 (M-6-2)

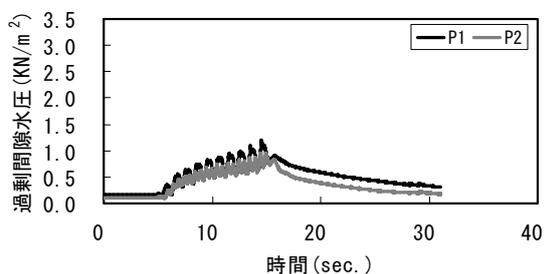
図 2.6(1) 過剰間隙水圧の経時変化 (加振加速度 150gal)



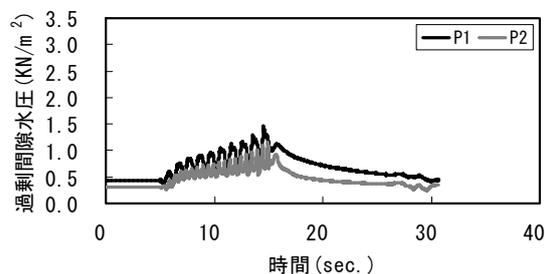
(1) 無処理 (M-1)



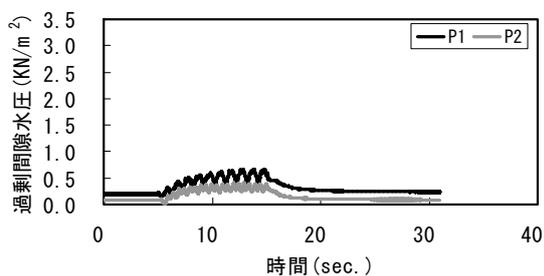
(2) PBD8 本・PBD 下端部・上端部固定 (M-2-1)



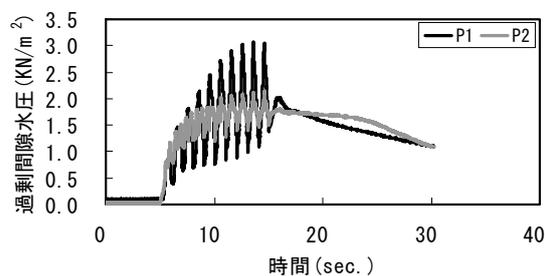
(3) PBD4 本・PBD 下端部・上端部固定 (M-2-2)



(4) PBD8 本・PBD 下端部固定 (M-3)

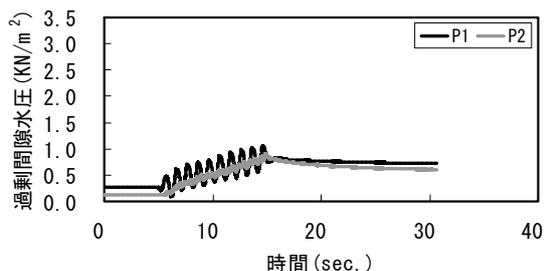


(5) PBD8 本・PBD 上端部固定 (M-4)

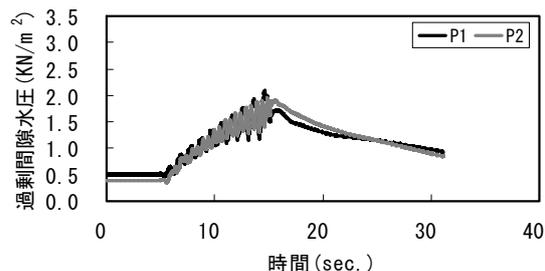


(6) フィルタ-材 8 本・フィルタ-下端部・上端部固定 (M-5)

図 2.6(2) 過剰間隙水圧の経時変化 (加振加速度 200gal)



(7) フィルタ材 8 本・フィルタ下部部固定 (M-6-1)



(8) フィルタ材 2 本・フィルタ下部部固定 (M-6-2)

図 2.6(2) 過剰間隙水圧の経時変化 (加振加速度 200gal)

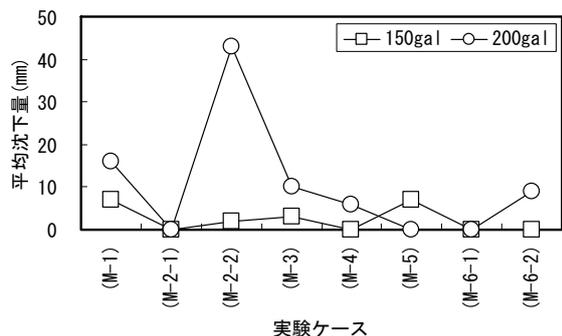


図 2.7 平均沈下量の比較

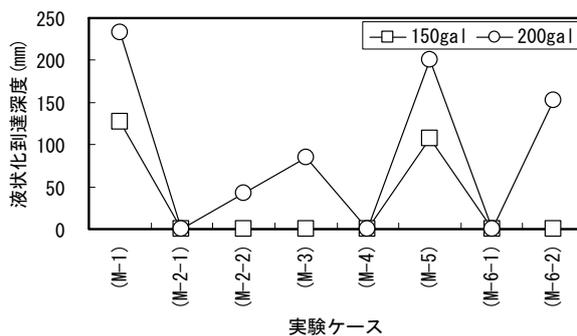


図 2.8 液状化到達深度の比較

2.4 単純せん断土槽を用いた PBD 敷設地盤の液状化特性

2.3 節では、小型土槽を用いた振動台実験の結果、PBD 下部を固定し、PBD 上部をジオグリッドで連結する PBD 群打設工法は、液状化対策工法として有効であることが確認された。しかし、小型土槽実験は多数のケースを比較して PBD 群打設工法の有効性を判断するためには簡便な方法であるが、実験ではモデル地盤のスケールが小さく、地盤内の多数点の間隙水圧、加速度等を計測することが不可能であった。また、箱型の土槽であるため、液状化後に流動化した地盤が土槽壁面に当たることによって生ずる反力が地盤に伝わり、スロッシング現象が発生するなどの欠点があった。

このようなことから、地盤の動きがよりスムーズになり、土槽側面の影響が少ない単純せん断土槽を用い、PBD の敷設本数、排水性の有無を変化させた PBD 敷設地盤の振動台実験を実施し、PBD 群打設工法の拘束効果と排水効果および液状化特性について調べた。

2.4.1 模型土槽の作製および計測方法

(1) 模型土槽の作製

PBD 敷設地盤の概要を図 2.9 に、PBD と計測計器の配置を図 2.10 に示す。実験ケースを表 2.5 に

示す。

(A-1)～(A-3)は排水機能を有した PBD（以下、排水 PBD とする）をせん断土槽の加振方向に対し直角に敷設し敷設本数を変えたケース、(A-4)は排水 PBD を加振方向に水平に敷設したケースである。(B-1)、(B-2)は PBD の排水機能を無効にした PBD（以下、非排水 PBD とする）を敷設したケース、(S-1)は PBD を敷設していない無処理のケースである。(A-1)～(A-3)では敷設本数の違いによる液状化強度の変化に、(A-4)では PBD の敷設の方向性に主眼を置いた。また、(B-1)、(B-2)では PBD の排水効果の寄与率を検討した。

PBD 敷設地盤は、以下の手順にしたがって作製した。

- ① 地盤作製前、PBD 下端部を金具でせん断土槽底面に固定し、また、変形計測用のりん青銅を地盤と PBD の内部に設置する。りん青銅は図 2.11 に示す位置にひずみゲージを貼付け、地盤と PBD の変形挙動を調べるために製作したものである。
- ② 相対密度が 50%の飽和地盤になるように、水中落下法によりせん断土槽内に珪砂 7 号を投入しながら、間隙水圧計、加速度計を所定の位置に設置する。
- ③ 地盤が所定位置まで仕上がった後、ジオグリッドを地盤表面に敷き、PBD 上端部に固定する。

写真 2.3 にケース(A-1)のモデル地盤作製後の状況を示す。

実験に用いた試料は、岐阜県土岐産の珪砂 7 号である。実験に用いた PBD の形状を図 2.12 に示す。PBD の大きさは、実施工で使用されている最小打設間隔（PBD の幅 200mm、打設間隔 800mm）と模型地盤における相似則を考慮して、実大寸法の 1/5 とした。排水 PBD は、スパイラル状のポリエチレン樹脂の芯材に目詰まりを防止するためのフィルターを装着したもので、実大 PBD の剛性の 1/5 程度低くしたものである。一方、非排水 PBD は水の流入を防ぎ、地盤とフィルターの摩擦を排水 PBD と同じものとするため、フィルターの内側に遮水性のナイロンを貼付けたものである。ジオグリッドは引張強さ 98kN/m、伸度 25%以下、目合い 4mm のものである。

地盤の作製後に行った簡易なコーン貫入試験で得られたコーン指数の深度分布を図 2.13 に、板たたきによる地盤のせん断波速度の深度分布を図 2.14 に示す。

各ケースともコーン指数とせん断波速度は深さとともに直線的に大きくなっており、均質な地盤であることが分かる。表 2.5 に示した地盤作製時の初期相対密度 D_{r0} と比べると、地盤の相対密度が小さいケース(A-4)、(B-1)、(B-2)では、コーン指数も若干小さいことが分かる。付録 2 に本研究で用いた簡易なコーン貫入試験で得られたコーン指数による液状化強度の判定について記述する。

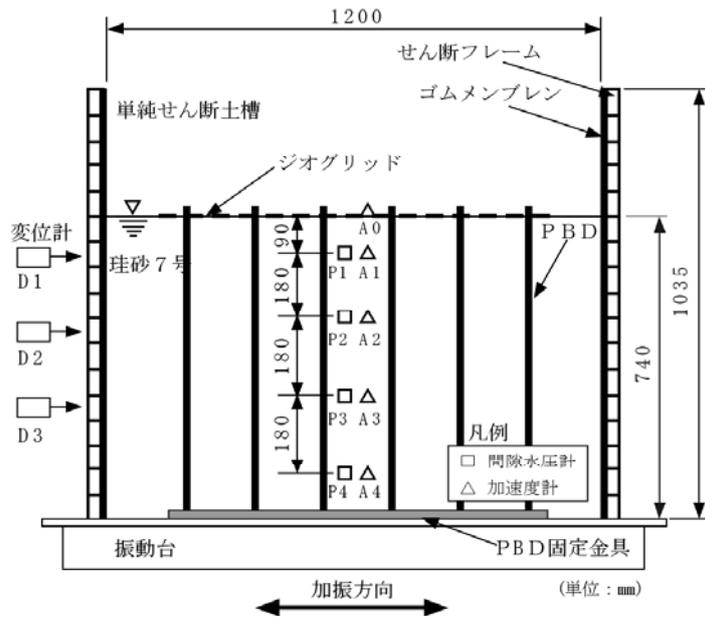


図 2.9 PBD 敷設地盤の概要

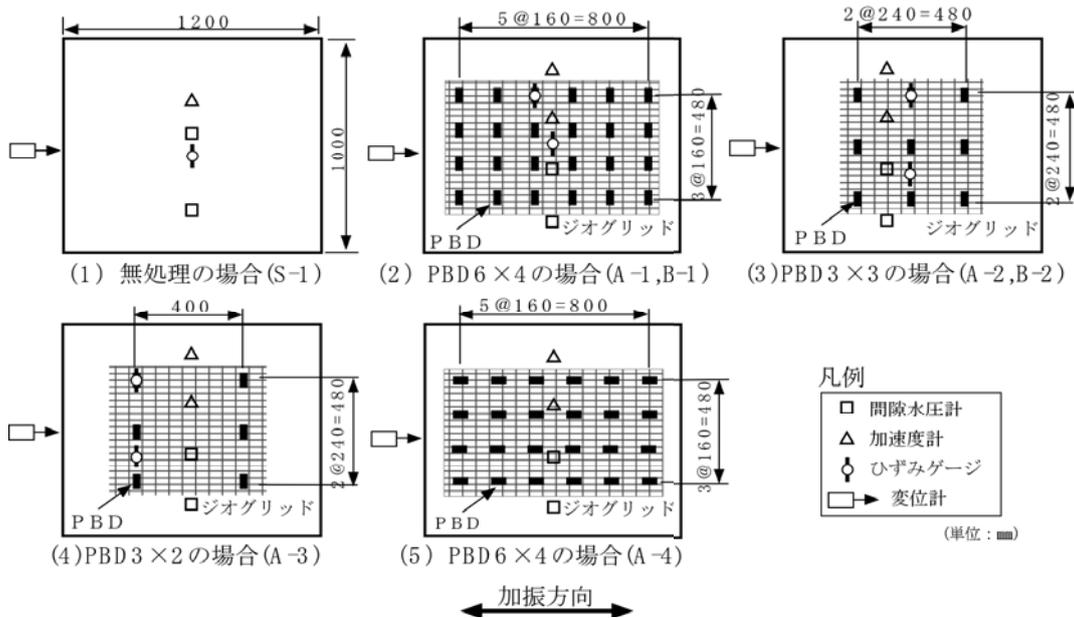


図 2.10 PBD と計測計器の配置

表 2.5 実験のケース

ケース	試料	PBD の種類	PBD の本数 (敷設間隔)	初期相対密度 D_{r0} (%)
S-1	珪砂7号	なし		50.6
A-1		排水性あり	6×4=24本 (160mm)	48.4
A-2			3×3=9本 (240mm)	56.9
A-3			3×2=6本 (400mm)	51.7
A-4			6×4=24本 (160mm)	43.9
B-1		排水性なし	6×4=24本 (160mm)	42.2
B-2			3×3=9本 (240mm)	44.7

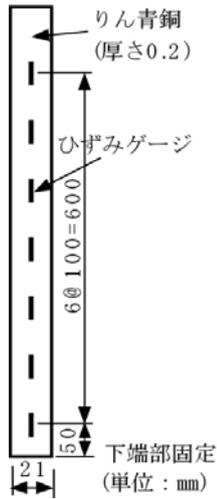


図 2.11 りん青銅のひずみゲージ



写真 2.3 地盤作製後の状況 (排水 PBD6 × 4 (A-1))

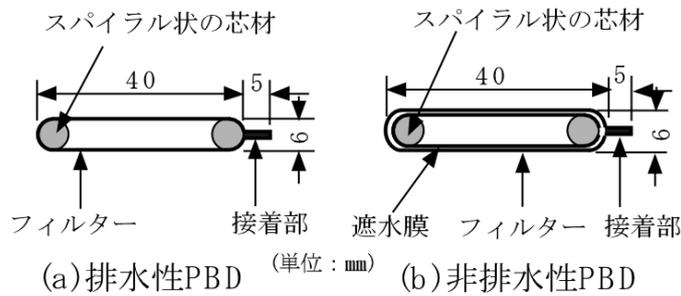


図 2.12 PBD の形状

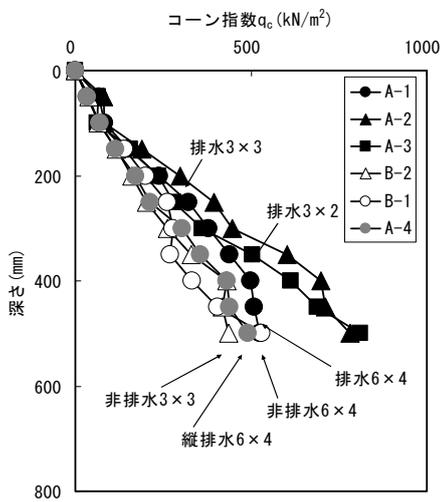


図 2.13 コーン指数の深度分布

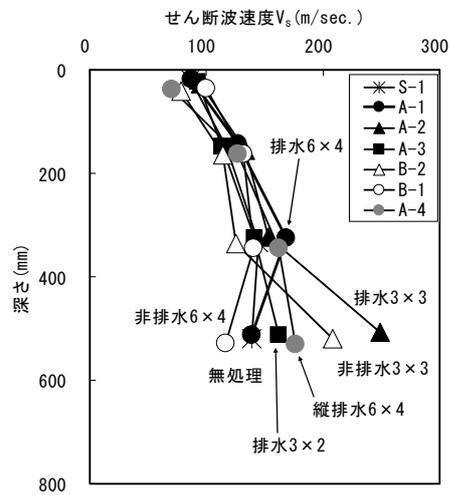


図 2.14 せん断波速度の深度分布

(2) 計測方法

加振実験は、段階载荷方式を採用し、せん断土槽を長手方向に周波数 1Hz の正弦波を加速度 40gal で 20 波予備加振を行った後、地盤が液化化するまで加速度 80gal から 20gal ずつ段階的に増加させ、それぞれ 20 波加振した。

測定項目は、(1)地盤の加速度、(2)間隙水圧、(3)せん断土槽のフレーム変位および(4)りん青銅のひずみである。

2.4.2 実験結果および考察

(1) 地盤の過剰間隙水圧

液状化した時の測点 P2 (深さ 270mm) と P3 (深さ 450mm) における過剰間隙水圧比 u/σ_v' の経時変化を図 2.15 示す。過剰間隙水圧比は、過剰間隙水圧 u を初期有効上載圧 σ_v' で除した値である。図中の矢印は過剰間隙水圧比が $u/\sigma_v' = 0.6, 1.0$ に達した位置を示す。

全てのケースで過剰間隙水圧比 $u/\sigma_v' = 1.0$ に達する時間は測点 P3 より測点 P2 の方が早く、測点 P1、P4 の過剰間隙水圧比についても浅部ほど早くなり、図を省略するが、全ケースとも液状化は表層から順に生じていることが分かる。

地盤が液状化したときの加振加速度は、無処理地盤のケース(S-1)では 80gal、排水機能を有した PBD を敷設した排水 6×4(A-1)では 160gal、排水 3×3(A-2)では 140gal、排水 3×2(A-3)では 80gal、PBD の長辺方向に加振した縦排水 6×4 本(A-4)では 160gal である。一方、排水機能を無効にした PBD を敷設した非排水 6×4(B-1)、非排水 3×3(B-2)では 80gal である。

排水 PBD を敷設したケース (以下、排水 PBD 敷設地盤とする) において、PBD の敷設本数が多くなるほど地盤が液状化する加振加速度は大きく、地盤の液状化が生じにくいことが分かる。また、PBD の敷設の方向性の影響について、排水 6×4(A-1)と縦排水 6×4 本(A-4)の過剰間隙水圧の上昇曲線に違いが見られる程度で、地盤の液状化加速度は同じであり、敷設方向の違いによる影響は少ないものと考えられる。

加振中の過剰間隙水圧の挙動は、無処理地盤と排水 PBD 敷設地盤とでは異なる。排水 PBD 敷設地盤は、過剰間隙水圧の上昇と下降の変動が大きくなり、下降時に負の間隙水圧が発生し正のダイレイタンシーが生じている。この原因は、加振中に地盤の有効応力の増加が生じ、せん断抵抗が増加したものと考えられる。

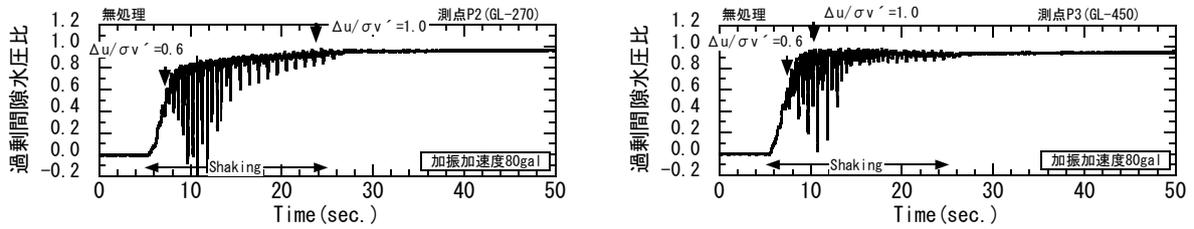
一方、排水機能を無効にした PBD を敷設したケース (以下、非排水 PBD 敷設地盤とする) において、無処理地盤と同じ加振加速度で液状化しているが、液状化に至る繰返し回数が無処理地盤(S-1)の 4 サイクルに対し、非排水 6×4(B-1)は 9 サイクル、非排水 3×3(B-2)は 6 サイクルになっていることと、図 2.13 で示したように非排水 PBD 敷設地盤の強度が若干低いことを考え合わせると、PBD とジオグリッドによる地盤の拘束効果がある程度発揮されているものと考えられる。加振中の過剰間隙水圧の上昇と下降の変動は、排水 PBD 敷設地盤で見られたほど大きくはない。

次に、加振終了後の過剰間隙水圧比が $u/\sigma_v' = 0.8, 0.2$ に消散するまでの時間の深度分布を図 2.16 に示す。無処理(S-1)、非排水 6×4(B-1)、非排水 3×3(B-2)の一部のデータが示されていない理由は、計測終了まで消散が完了しなかったもので、図示された以上の時間で消散が生じている。

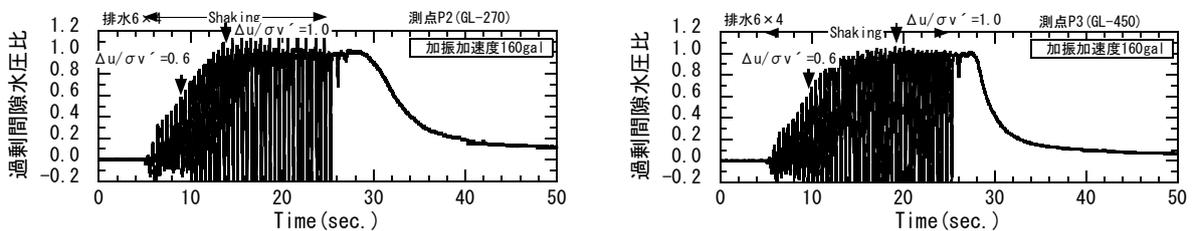
加振終了後、全ケースとも過剰間隙水圧の消散は下層から順に生じていることが分かる。

無処理地盤では、完全に過剰間隙水圧が消散するまでには相当の時間がかかるものと思われる。排水 PBD 敷設地盤の場合、排水 PBD の敷設本数が増えるほど消散速度が早くなる事が分かる。

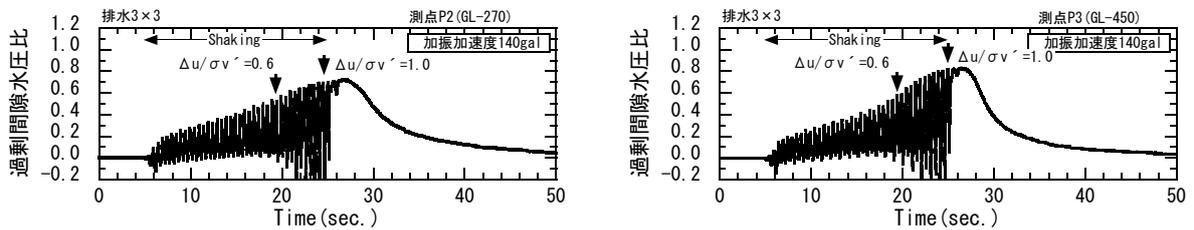
一方、非排水 PBD 敷設地盤の場合、無処理地盤に比べ消散速度が早くなっているが、おそらく液状化後に生じた非排水 PBD と地盤との隙間から間隙水圧が消散したためである。



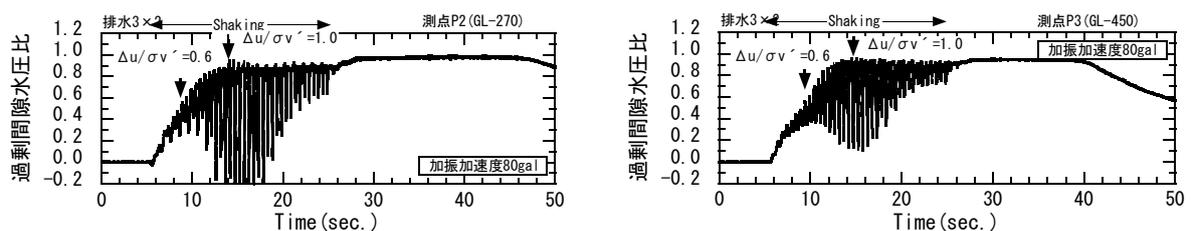
(1) 無処理(S-1) (左：測点 P2・GL-270mm、右：測点 P3・GL-450mm)



(2) 排水 PBD6×4 (A-1) (左：測点 P2・GL-270mm、右：測点 P3・GL-450mm)

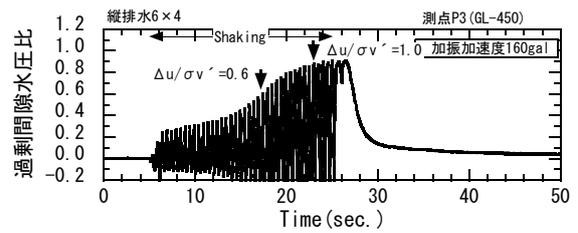
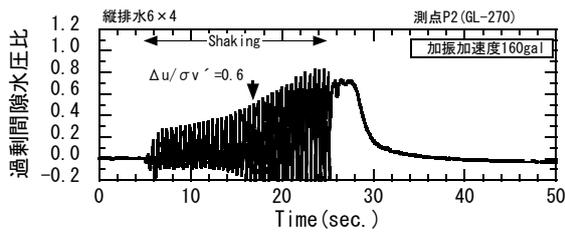


(3) 排水 PBD3×3 (A-2) (左：測点 P2・GL-270mm、右：測点 P3・GL-450mm)

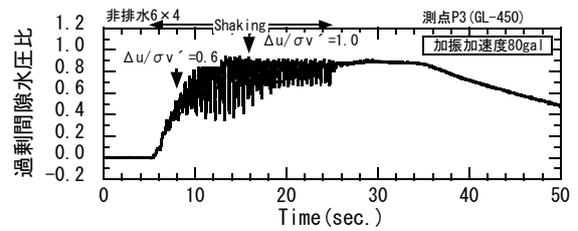
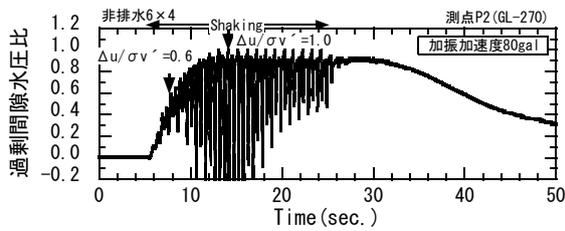


(4) 排水 PBD3×2 (A-3) (左：測点 P2・GL-270mm、右：測点 P3・GL-450mm)

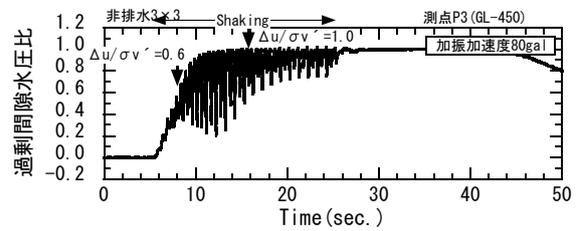
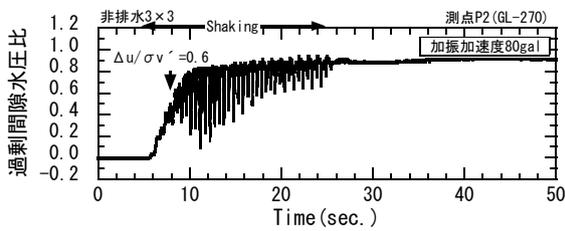
図 2.15 過剰間隙水圧比の経時変化



(5) 縦排水 PBD6 × 4 (A-4) (左 : 測点 P2 ・ GL-270mm、右 : 測点 P3 ・ GL-450mm)

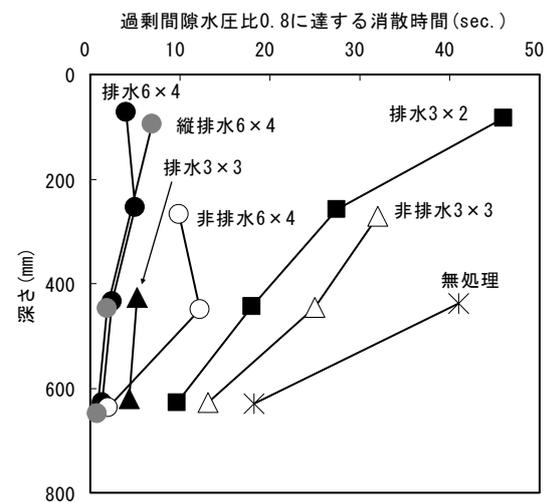


(6) 非排水 PBD6 × 4 (B-1) (左 : 測点 P2 ・ GL-270mm、右 : 測点 P3 ・ GL-450mm)

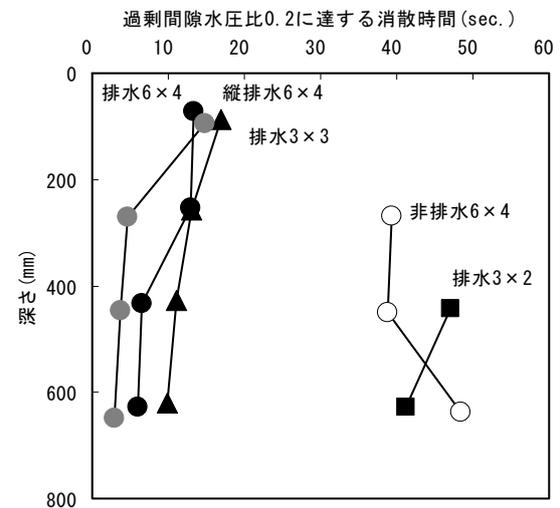


(7) 非排水 PBD3 × 3 (B-2) (左 : 測点 P2 ・ GL-270mm、右 : 測点 P3 ・ GL-450mm)

図 2.15 過剰間隙水圧比の経時変化



(1) 過剰間隙水圧比 0.8 に達する消散時間



(2) 過剰間隙水圧比 0.2 に達する消散時間

図 2.16 過剰間隙水圧比の消散時間の深度分布

(2) 地盤の加速度

液状化した時の測点 A3 (深さ 450mm) における加速度の経時変化を図 2.17 に示す。計測された加

速度波形には、加振中に計器が傾くことによるゼロ基線のずれや不必要な周波数成分が含まれるため、Trifunac の方法³⁾と FFT によるスペクトル分析を行い、加速度波形の補正を行った。図中の矢印は過剰間隙水圧比が $u/\sigma_v' = 0.6, 1.0$ に達した位置を示す。

全てのケースにおいて、過剰間隙水圧比が $u/\sigma_v' = 0.6$ 付近で加速度が上昇しはじめ、過剰間隙水圧比が $u/\sigma_v' = 1.0$ (完全液状化状態) になると加速度は最大値に達する。また、加振中の加速度は低下せず、加振終了後に加速度は低下している。

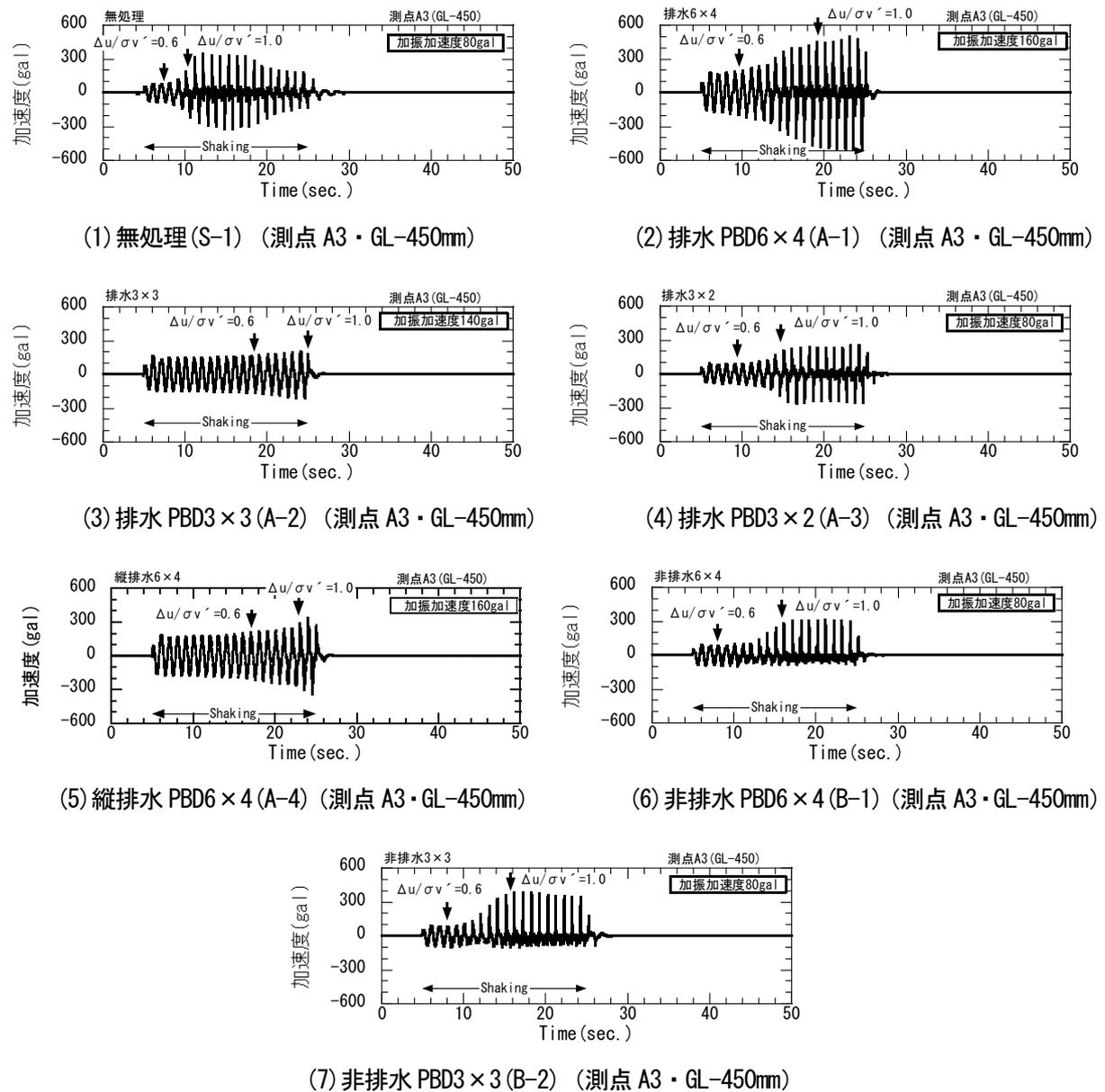


図 2.17 加速度の経時変化

(3) 地盤の変位

液状化した時の測点 D1 におけるフレームの水平変位の経時変化を図 2.18 に示す。図中の矢印は過剰

間隙水圧比が $u/\sigma_v' = 0.6, 1.0$ に達した位置を示す。

全てのケースにおいて、フレームの水平変位は加速度波形と同じような挙動を示している。過剰間隙水圧比が $u/\sigma_v' = 0.6$ 付近で変位が生じはじめ、完全に地盤が液状化すると変位が増加し、その変位が加振終了時まで継続あるいは増加している。液状化して地盤の支持力が低下すると変位は増幅される。

加振中、過剰間隙水圧比が $u/\sigma_v' = 1.0$ 時点でのフレーム変位は 31.5mm に達しており、せん断フレームと地盤が一体となって動いていると仮定すれば、地盤のせん断ひずみ γ は $31.5/630 \times 100 = 5\%$ と推測され、一般に言われる液状化時の地盤変位 ($\gamma = 5\%$) と一致する。

次に、PBD とジオグリッドで地盤が拘束されているものとすれば、図 2.19 に示すように PBD を敷設している領域 (以下、PBD ゾーンとする) と地盤 (以下、非 PBD ゾーンとする) の変形量に差が生じるものと考えられる。そこで、地盤内に設置したりん青銅と PBD 内に挿入したりん青銅のひずみから、地盤と PBD の変位を推定し、地盤と PBD の変位を比較する。それぞれの変位は、ひずみからりん青銅の曲率、たわみ角を基に算出する。

地盤のせん断ひずみ γ が 5% 以上と推測される過剰間隙水圧比が $u/\sigma_v' = 1.0$ における地盤と PBD の深さ方向の変位分布を図 2.20 に示す。図中の○印は深さごとに設置した加速度計の波形を 2 回積分して求めた水平変位を示す。

ひずみから推定した地盤の変位 (■印) と加速度から推定した地盤の変位 (○印) は、ケース(S-1), (A-2), (A-3), (B-1) では、値のばらつきがあるが、ほぼ同じような傾向を示していることが分かる。したがって、りん青銅によって推定した変位は地盤の動きを捉えられることが裏づけされた。

排水 PBD 敷設地盤の排水 6×4(A-1) と排水 3×3(A-2) の場合、PBD の変位 (▲印) は地盤の変位の約 1/2 程度である。このことは、図 2.19 に示すように、PBD ゾーンでは、非 PBD ゾーンに比べて土粒子の移動が小さく、PBD とジオグリッドによって地盤の変形が抑制されていることを示す。

排水 PBD 敷設地盤の排水 3×2(A-3) と、非排水 PBD 敷設地盤の非排水 6×4(B-1) および非排水 3×3(B-2) の場合、液状化加速度が 80gal であることを考えれば、ケース(A-1), (A-2) ほどの変形は生じないが、PBD の変位は地盤の変位とほぼ同じであり、PBD とジオグリッドによる地盤の変形抑制効果が少ない。

これらのことから、PBD の排水機能を有効にすることで、PBD とジオグリッドによる拘束効果はより十分に発揮されるものと考えられる。

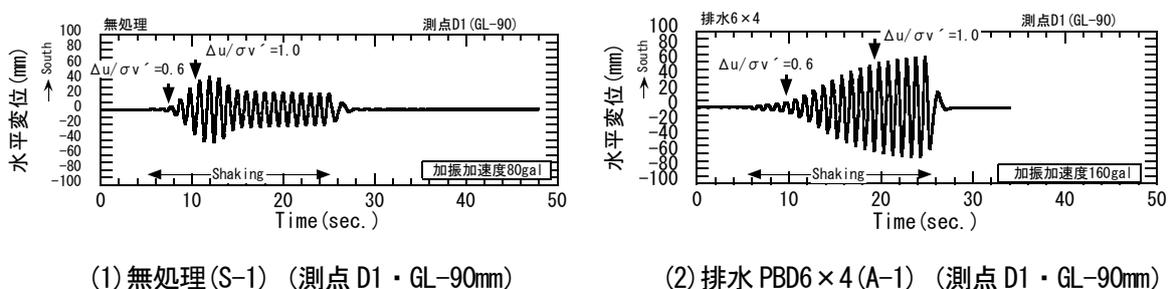
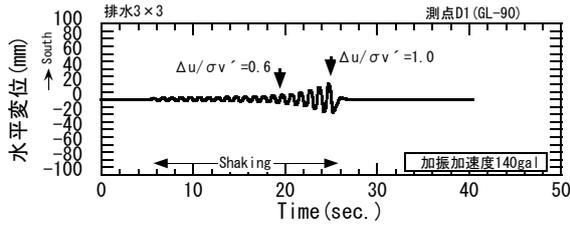
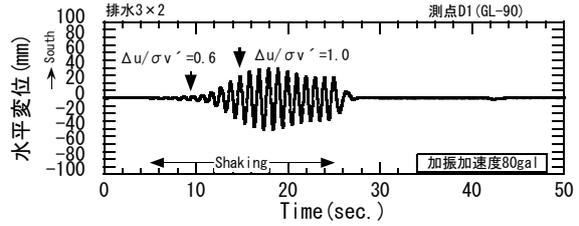


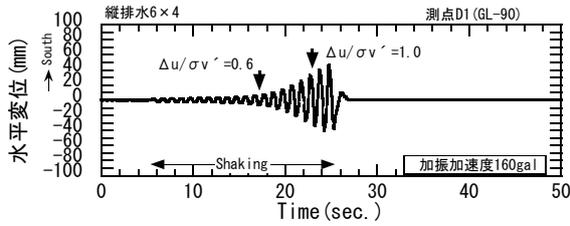
図 2.18 せん断フレームの水平変位の経時変化



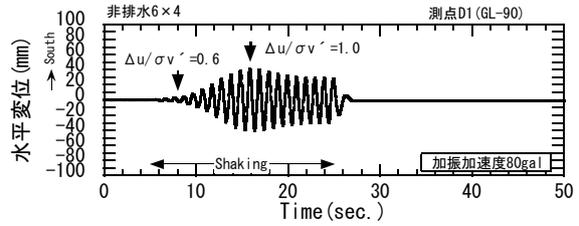
(3) 排水 PBD3 × 3 (A-2) (測点 D1 ・ GL-90mm)



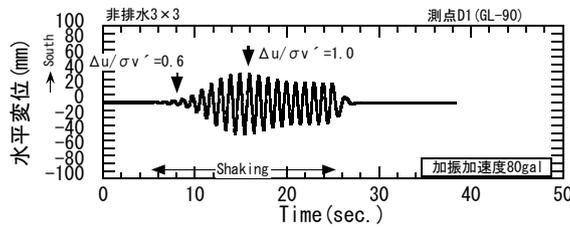
(4) 排水 PBD3 × 2 (A-3) (測点 D1 ・ GL-90mm)



(5) 縦排水 PBD6 × 4 (A-4) (測点 D1 ・ GL-90mm)



(6) 非排水 PBD6 × 4 (B-1) (測点 D1 ・ GL-90mm)



(7) 非排水 PBD3 × 3 (B-2) (測点 D1 ・ GL-90mm)

図 2.18 せん断フレームの水平変位の経時変化

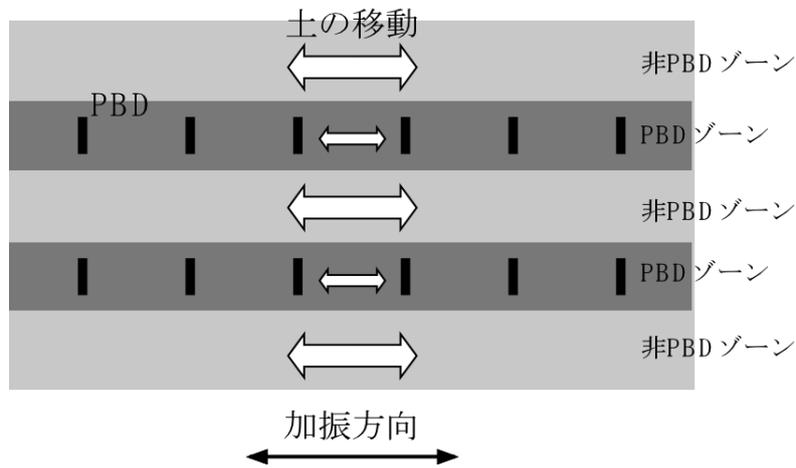


図 2.19 PBD とジオグリッドによる地盤の変形抑制効果

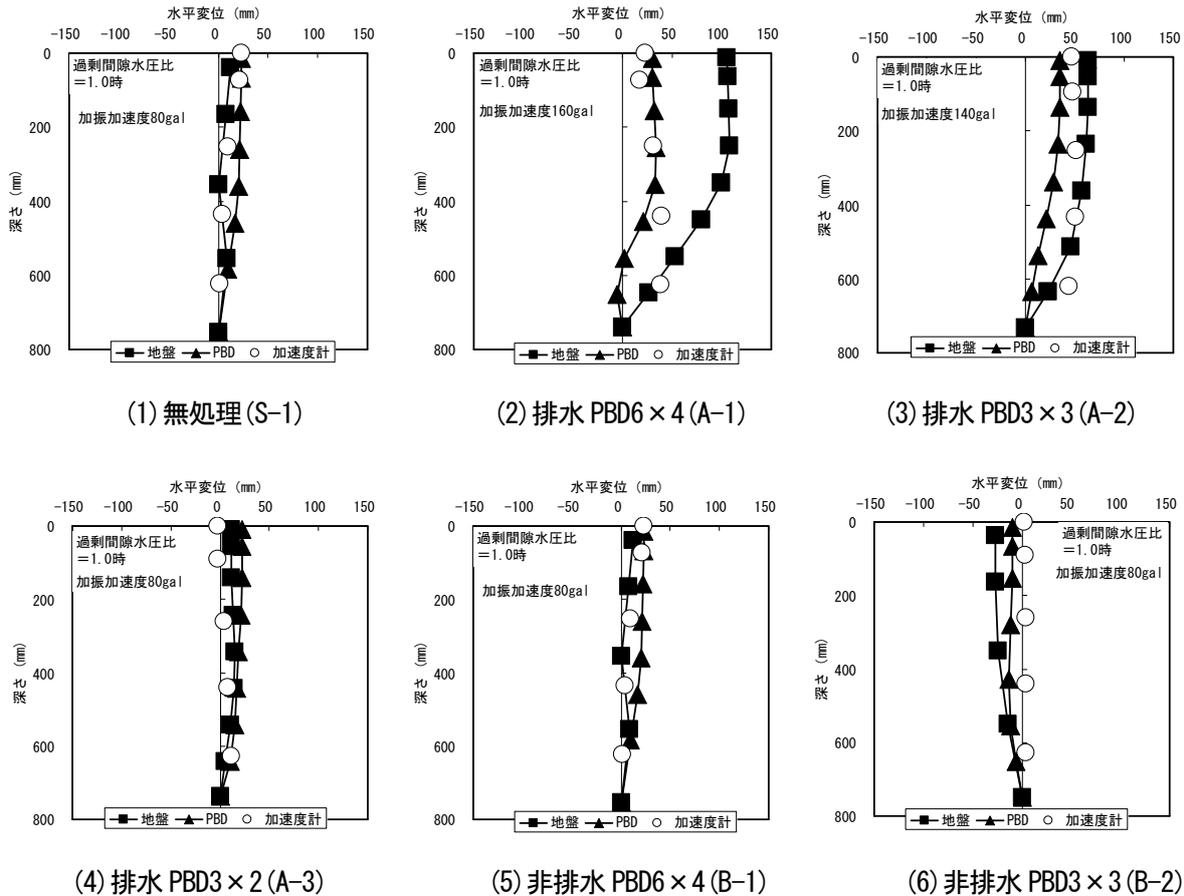


図 2.20 PBD と地盤の変位分布（過剰間隙水圧比 1.0 の時）

(4) PBD 敷設地盤の液状化強度

排水 PBD 敷設地盤において、PBD の敷設本数が多くなるほど地盤が液状化する加振加速度は大きく、地盤の液状化が生じにくいことを述べたが、そこで、PBD 敷設地盤の液状化強度と敷設本数の関係について述べる。

せん断応力 τ は、図 2.21 に示すように加速度計の測点間ごとの平均加速度にその間の全応力増分（質量）を乗じ、地表から順に重ね合わせる方法により求めた⁴⁾。液状化した時の測点(A0～A1)と測点(A1～A2)の midpoint 位置における地盤のせん断応力比 τ_1/σ_v' と τ_2/σ_v' の経時変化を図 2.22 に示す。

全ケースとも液状化前後でせん断応力比が最大となるが、過剰間隙水圧の最大発生時と同一時刻でない。また、測点(A0～A1)と測点(A1～A2)のせん断応力比では浅部のほうがせん断応力比は大きくなる傾向がある。これは、(3)「地盤の変位」で述べたように浅部ほど拘束圧の影響が少なく変位が大きくなり、加速度が増幅されたためと考えられる。石原⁵⁾ は、拘束圧が 50kN/m^2 より小さいときには、せん断応力比は必ずしも一定値をとることなく、大きくなる傾向を示す場合があると述べている。

同一深さ測点 (A1～A2) 間での液状化した時の最大せん断応力比は、無処理地盤のケース(S-1)では 0.106 であるのに対し、排水 PBD 敷設地盤の排水 6×4(A-1)では 0.195、排水 3×3(A-2)では 0.138、排水 3×2(A-3)では 0.142、PBD の長辺方向に加振した縦排水 6×4 本(A-4)では 0.181 となり、排水 PBD の敷設

本数が多くなるほど地盤のせん断応力は増加していることが分かる。また、液状化すると地盤のせん断応力は低下するが、PBDの敷設本数が多くなるほどその低下は小さくなる傾向がある。

一方、非排水PBD敷設地盤の最大せん断応力比は非排水6×4(B-1)では0.135、非排水3×3(B-2)では0.118となり、無処理地盤より多少増加しているが、排水PBD敷設地盤ほどの強度増加は見られない。

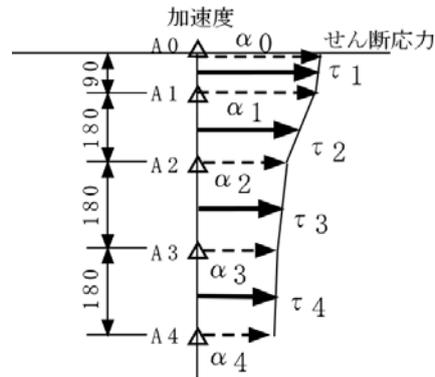
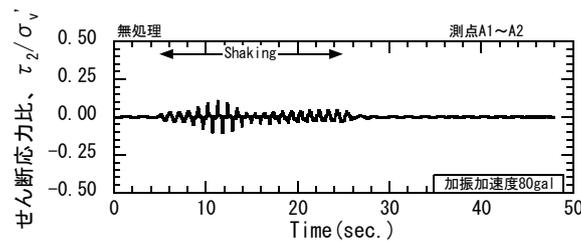
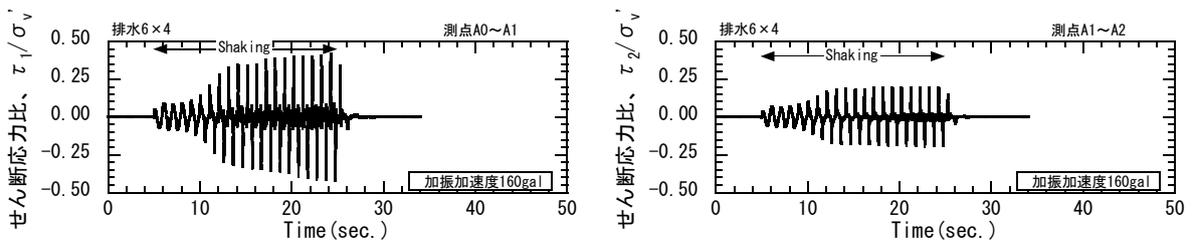


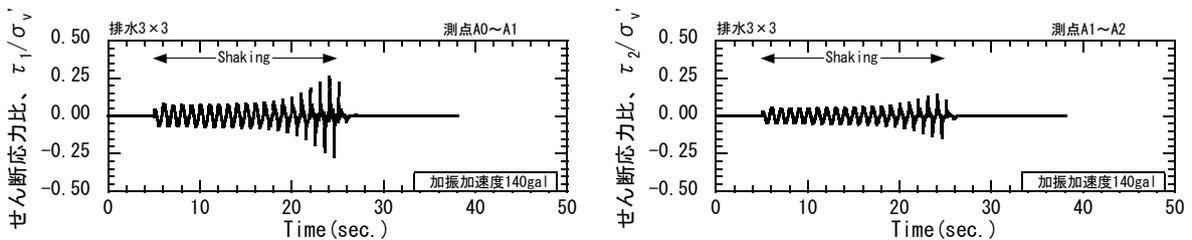
図 2.21 せん断応力の算出方法



(1) 無処理(S-1) (右: 測点 A1~A2 間)

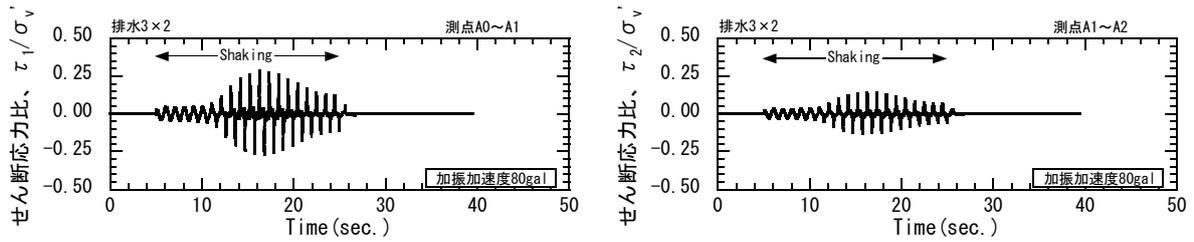


(2) 排水 PBD6×4 (A-1) (左: 測点 A0~A1 間、右: 測点 A1~A2 間)

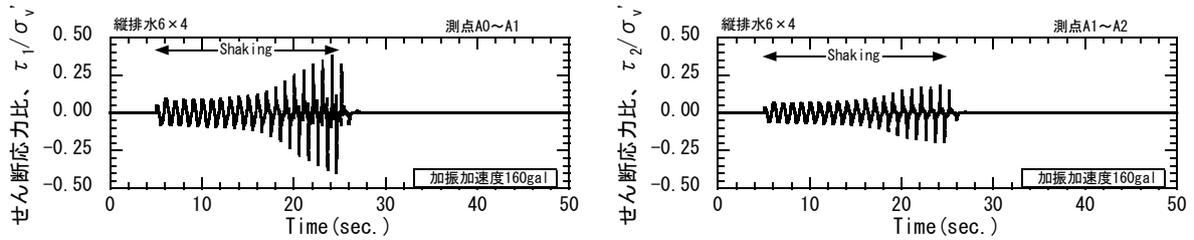


(3) 排水 PBD3×3 (A-2) (左: 測点 A0~A1 間、右: 測点 A1~A2 間)

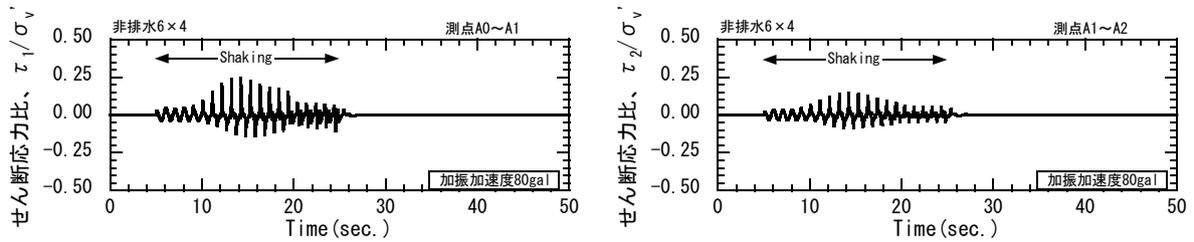
図 2.22 せん断応力比の経時変化



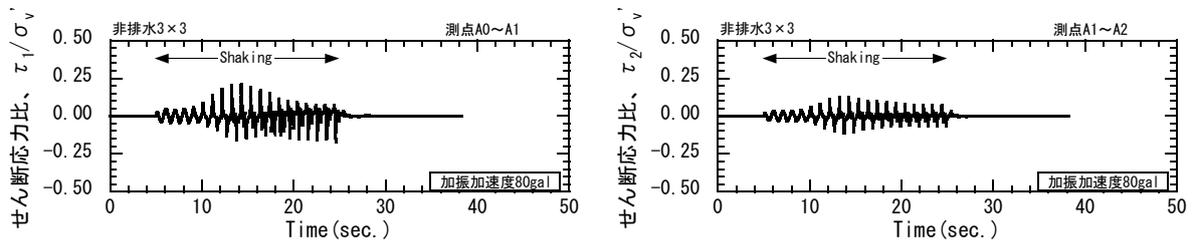
(4) 排水 PBD3×2 (A-3) (左：測点 A0～A1 間、右：測点 A1～A2 間)



(5) 縦排水 PBD6×4 (A-4) (左：測点 A0～A1 間、右：測点 A1～A2 間)



(6) 非排水 PBD6×4 (B-1) (左：測点 A0～A1 間、右：測点 A1～A2 間)



(7) 非排水 PBD3×3 (B-2) (左：測点 A0～A1 間、右：測点 A1～A2 間)

図 2.22 せん断応力比の経時変化

PBD の敷設本数だけで液状化強度を定量的に評価することはできない。例えば、PBD の敷設本数が多くて敷設間隔が広い場合と、PBD の敷設本数が少なくて敷設間隔が狭い場合とではどちらの方が、液状化対策効果が大きくなるか判定不明である。そこで、判定指標として図 2.23 に示す PBD の敷設本数と敷設間隔を考慮した置換率 a_s を用いて、液状化強度を評価することにする。置換率 a_s は改良範囲に占める PBD の占有面積の割合で、式(2-1)で表される。締め固め工法のサンドコンパクションパイル工法⁶⁾ の設計においても改良仕様設定の際に用いられているものと同じ指標である。

$$a_s = \frac{A_S}{A} = \frac{t \cdot w}{x_1 \cdot x_2} \quad (2-1)$$

ここに、 a_s ：置換率

A_s : PBD の断面積(cm^2)

A : PBD1 本が分担する面積 (改良面積) (cm^2)

x_1, x_2 : 敷設間隔(cm)

w, t : PBD の幅と厚さ(cm)

表 2.6 に置換率と深さごとの最大せん断応力比を整理したものを示す。各ケースとも前述のように加速度計の設置深さの違いにより最大せん断応力比のばらつきがある。図 2.24 に測点(A0~A1)と測点(A1~A2)の地盤の最大せん断応力比と置換率の関係を示す。図中の関係式は測点(A0~A1)の最大せん断応力比 $\tau_{1\max}/\sigma_v'$ と置換率 a_s の関係を最小二乗法によって求めたものである。排水 PBD 敷設地盤の最大せん断応力比は、無処理地盤のケースより大きく、置換率 a_s に比例して増加している。この排水 PBD 敷設地盤の強度増加は、排水効果と拘束効果によって増加したことを示している。

一方、非排水 PBD 敷設地盤の最大せん断応力比は、無処理地盤のケースより大きく、排水 PBD 敷設地盤のものよりは小さいが、置換率 a_s に比例して増加している。この非排水 PBD 敷設地盤の強度増加は、拘束効果によって増加していることを示している。したがって、排水 PBD 敷設地盤との強度差は排水効果によって増加したことを表し、PBD 敷設地盤の強度増加には、拘束効果による強度増加と排水効果による強度増加があることが分かる。

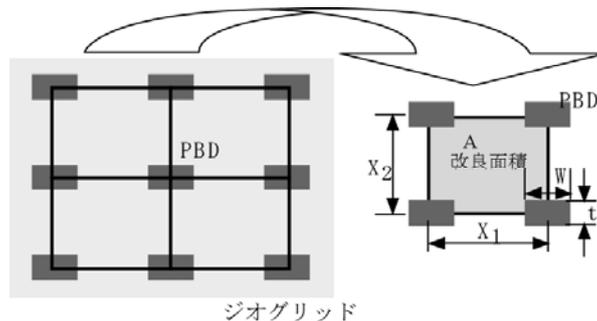


図 2.23 PBD の敷設間隔と置換率の関係

表 2.6 深さごとの最大せん断応力比

ケース	置換率 a_s	最大せん断応力比	
		測点 A0~A1 間	測点 A1~A2 間
S-1	0.000		0.106
A-1	0.017	0.417	0.195
A-2	0.011	0.257	0.138
A-3	0.008	0.284	0.142
A-4	0.017	0.376	0.181
B-1	0.017	0.260	0.135
B-2	0.011	0.208	0.118

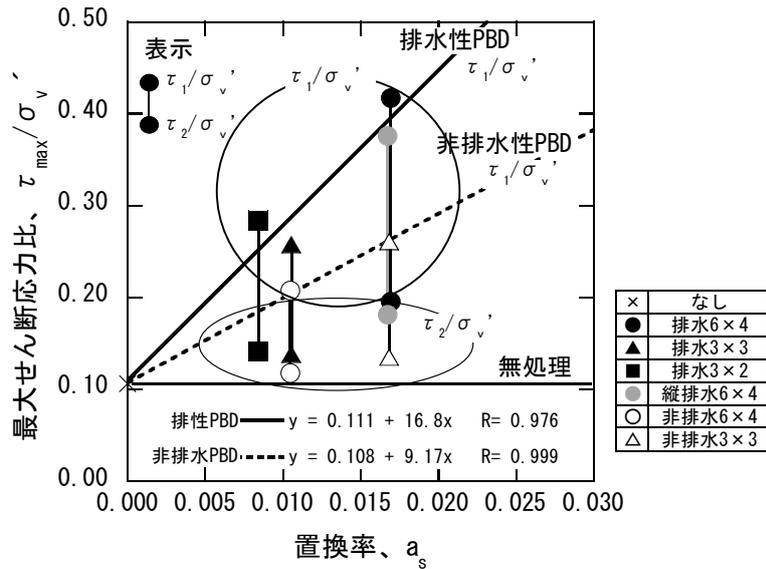


図 2.24 液状化時の最大せん断応力比と置換率の関係

(5) 地盤のせん断剛性

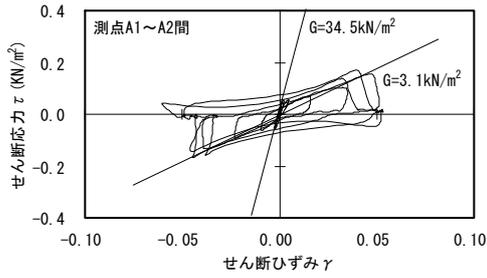
せん断ひずみ γ が 0.1 に達するまでのせん断ひずみ γ とせん断応力 τ の関係を図 2.25 に示す。せん断ひずみ γ は、図 2.21 に示すように、深さごとの加速度波形を 2 回積分して求めた水平変位を加速度計の距離で除した値を表す。

せん断ひずみ γ は解析上の誤差 (2 回積分による誤差) などが含まれるため、骨格曲線は滑らかな形状ではないが、全てのケースで、地盤が液状化するまではせん断剛性の大きい弾性的な挙動を示すが、液状化すると曲線の勾配が傾き、せん断ひずみ γ が大きくなる事が分かる。

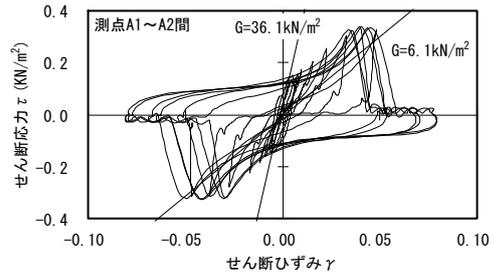
せん断ひずみ γ とせん断剛性 G の関係を図 2.26 に示す。せん断剛性 G は図 2.25 のせん断ひずみとせん断応力の履歴曲線から求めた等価せん断剛性⁷⁾を表す。

せん断剛性は拘束圧 (上載荷重) が小型模型土槽のため小さい値を示すが、液状化時の地盤のせん断ひずみ γ を一般的に理解されている 5%程度として、その状態でのせん断応力比を比較すると、排水性 PBD 敷設地盤のせん断剛性は、PBD の敷設本数が多いほど大きくなり、PBD の本数増加による液状化対策効果があることを示している。

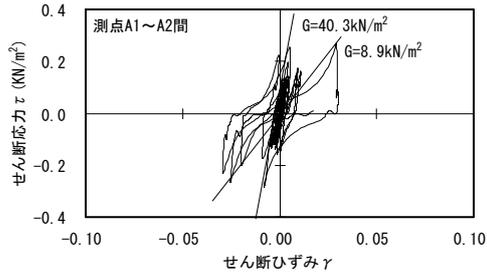
一方、非排水性 PBD 敷設地盤のせん断剛性は、せん断ひずみ γ が 1%以下で液状化するまでは排水性 PBD 敷設地盤のせん断剛性は、無処理地盤に比べると大きい、それ以上のせん断ひずみでは無処理地盤のせん断剛性とほぼ同程度の値を示す。



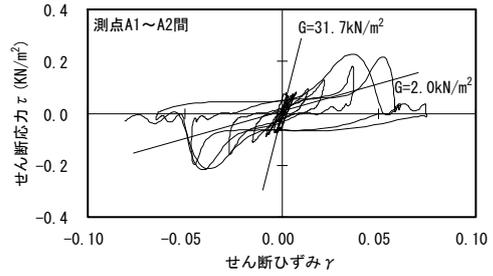
(1) 無処理 (S-1) (測点 A1~A2 間)



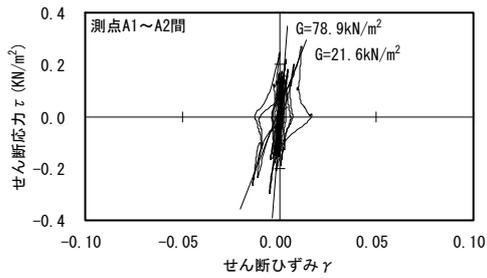
(2) 排水 PBD6 × 4 (A-1) (測点 A1~A2 間)



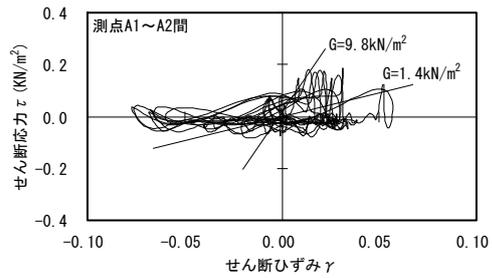
(3) 排水 PBD3 × 3 (A-2) (測点 A1~A2 間)



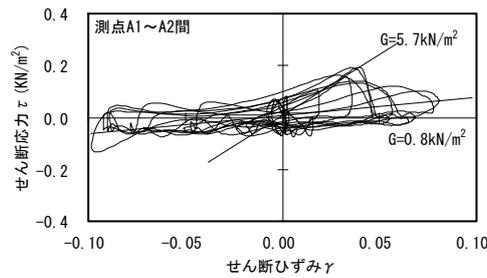
(4) 排水 PBD3 × 2 (A-3) (測点 A1~A2 間)



(5) 縦排水 PBD6 × 4 (A-4) (測点 A1~A2 間)

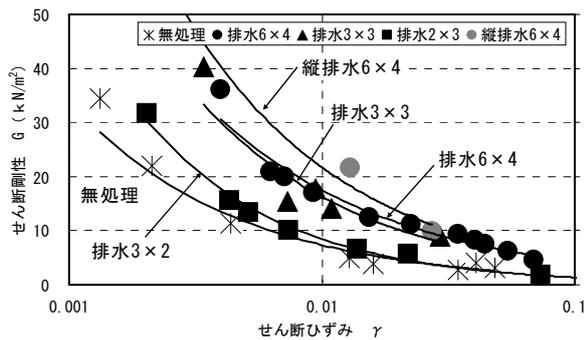


(6) 非排水 PBD6 × 4 (B-1) (測点 A1~A2 間)

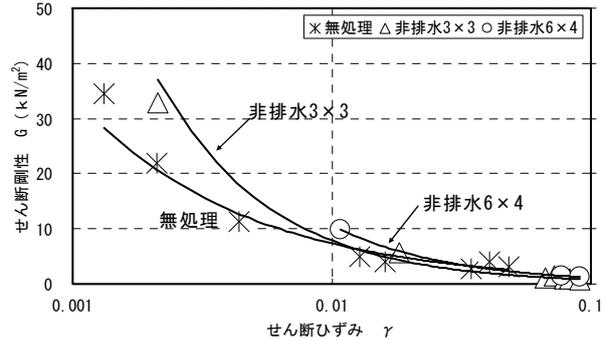


(7) 非排水 PBD3 × 3 (B-2) (測点 A1~A2 間)

図 2.25 せん断ひずみとせん断応力の関係



(1) 排水 PBD 敷設地盤



(2) 非排水 PBD 敷設地盤

図 2.26 地盤のせん断ひずみとせん断剛性の関係

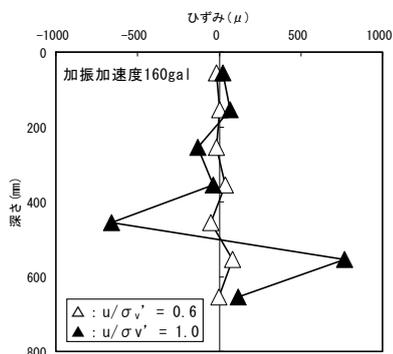
(6) PBD のひずみ分布

補強土工法に用いられる補強材は、補強メカニズムの違いにより、引張り補強材、圧縮補強材、せん断補強材、曲げ補強材の4つに分類される。砂質土や粘性土を補強する場合にはせん断補強材や曲げ補強材としての機能はあまり期待できず、補強材自身に曲げ剛性がほとんどない場合には、補強材の引張り抵抗を期待する工法となる⁸⁾。PBD に挿入したりん青銅のひずみ分布から PBD が引張材として機能しているかどうかを検討する。

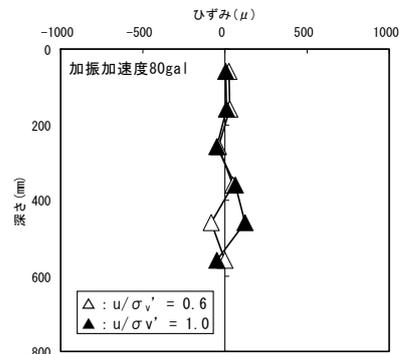
過剰間隙水圧比が $u/\sigma_v' = 0.6, 1.0$ に達したときの PBD のりん青銅のひずみ分布を図 2.27 に示す。PBD には引張りだけでなく圧縮も含み混在している。

排水 PBD 敷設地盤の排水 6×4(A-1)では、変形が大きくなる過剰間隙水圧比 u/σ_v' が 1.0 の時のひずみは、変形が生じ始める過剰間隙水圧比 u/σ_v' が 0.6 の時のものに比べ、特に PBD 下端部付近のひずみが大きく、PBD には引張抵抗が働いているものと考えられる。

一方、非排水性 PBD 敷設地盤の非排水 6×4(B-1)の場合、過剰間隙水圧比 u/σ_v' が 1.0 に達しても排水性 PBD 敷設地盤に比べると、ひずみの値は小さく、PBD 材の引張り抵抗は機能していないようである。



(1) 排水 PBD 6 × 4 (A-1)



(2) 非排水 PBD 6 × 4 (B-1)

図 2.27 PBD のひずみ分布

(7) まとめ

以上の結果から、以下のことが分かった。

- ① 排水 PBD 敷設地盤では、置換率に比例して液状化強度が大きく、また、せん断ひずみ γ が1%以下で地盤が液状化するまでのせん断剛性は大きく、PBDの本数効果が確認された。また、加振方向に対する PBD の敷設方向の違いによる影響は少ない。一方、非排水 PBD 敷設地盤では、排水 PBD 敷設地盤ほどの強度増加が見られない。
- ② 排水性 PBD 敷設地盤では、加振中、負の間隙水圧が発生し正のダイレイタンスが生じており、加振中には地盤による PBD の拘束力増加が生じ、せん断抵抗が増加したものと考えられる。また、PBD の敷設本数が多くなるほど、加振終了後の過剰間隙水圧の消散が早く、PBD の排水効果が発揮されている。
- ③ PBD とジオグリッドによる拘束効果を調べるため、りん青銅のひずみから推定した地盤と PBD の変位を比較した。PBD を敷設した PBD ゾーンの変位は、地盤の非 PBD ゾーンの変位に比べて小さく、地盤の変形が抑制されている。その理由は、非 PBD ゾーンでは土の移動が容易であるが、PBD ゾーンは非 PBD ゾーンからの土の回り込みもあるが、土の移動が少なくなったものと考えられる。また、PBD の排水機能を無効にした場合、拘束効果が十分に発揮されない。
- ④ PBD が引張り補強材として機能しているかどうかを、りん青銅のひずみ計測結果から判定すると、PBD 下端部でのひずみが大きく、引張抵抗が機能したと考えられる。
- ⑤ 地盤の液状化は、上層から下層に向かって液状化し、加振終了後の過剰間隙水圧の消散は下層から上層の順に起こる。

2.5 単純せん断土槽を用いた実大 PBD の排水特性の検討

2.4 節では、小型模型実験における相似則を考慮して実大 PBD の寸法と剛性を 1/5 に低下した PBD を用いて、PBD 敷設地盤の液状化特性を検討した。その結果、地盤の過剰間隙水圧の発生を抑制する排水効果と、地盤のせん断変形を抑制する拘束効果を確認することができた。

ここでは、実大 PBD と実施工で用いられている板状ドレーン材（以下、GD とする）^{9)~11)}を敷設した地盤の振動台実験を実施し、実大 PBD の排水特性について調べた。

2.5.1 模型土槽の作製および計測方法

(1) 模型土槽の作製

ドレーン材敷設地盤の概要を図 2.28 に、ドレーン材と計測計器の配置を図 2.29 に示す。実験ケースを表 2.7 に示す。

ドレーン材敷設地盤は、以下の手順にしたがって作製した。

- ① せん断土槽内の中央部にドレーン材（実大 PBD あるいは GD）を 1 本設置する。排水特性のみを調べるため、ドレーン材の下端部と上端部は固定しない。
- ② 相対密度が 50%の飽和地盤になるように、水中落下法によりせん断土槽内に珪砂 7 号を投入しながら、間隙水圧計、加速度計を所定の位置に設置する。

写真 2.4 に実大 PBD を敷設したケース(P-1)のモデル地盤作製後の状況を示す。

実験に用いた 2 種類のドレーン材の特性を表 2.8 に示す。表中の等価換算径 D_w は、式(2-2)に示すように、ドレーン周長を円周率で除した値を表す。PBD と GD の等価換算径 D_w はほぼ同じである。

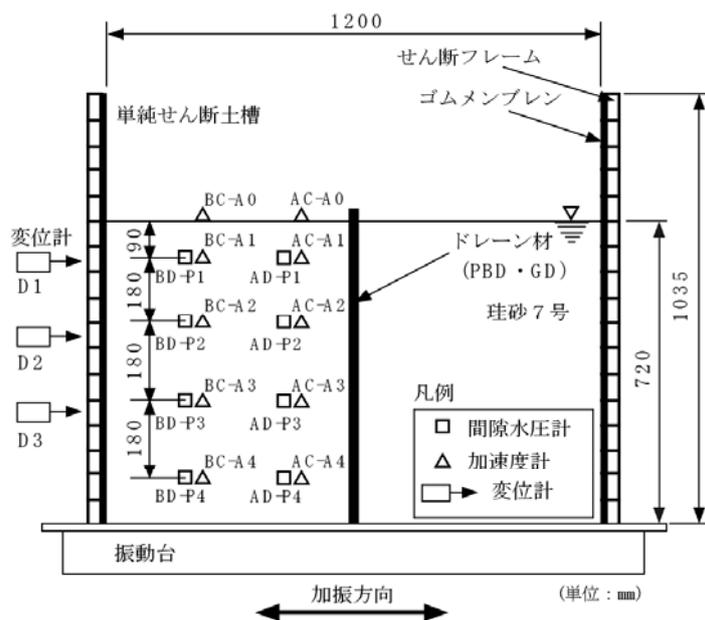
$$D_w = \frac{2(w+t)}{\pi} \quad (2-2)$$

ここに、 w, t : PBD の幅と厚さ(cm)

間隙水圧計と加速度計は、ドレーン材から等価換算径 D_w の約 1 倍, 3.5 倍の位置に設置する。

地盤の作製後に行った簡易なコーン貫入試験で得られたコーン指数の深度分布を図 2.30 に、板たつきによる地盤のせん断波速度の深度分布を図 2.31 に示す。

各ケースともコーン指数とせん断波速度は深さとともに大きくなっており、均質な地盤であることが分かる。GD 敷設地盤 (G-1) のコーン指数は、他のものよりも若干大きい傾向が見られる。



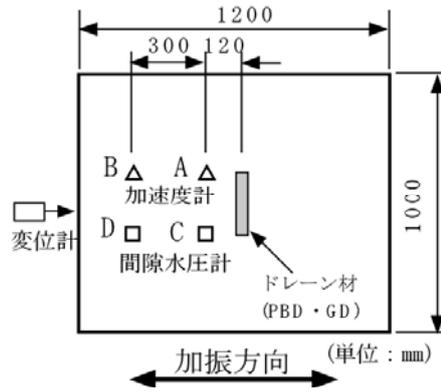


図 2.29 ドレーン材と計測計器の配置

表 2.7 実験のケース

ケース	試料	ドレーン材の種類	PBDの本数	初期相対密度 D_{r0} (%)
S-5	珪砂7号	なし		49.5
P-1		実大PBD	1本	49.7
G-1		板状ドレーン材 (GD)	1本	49.8

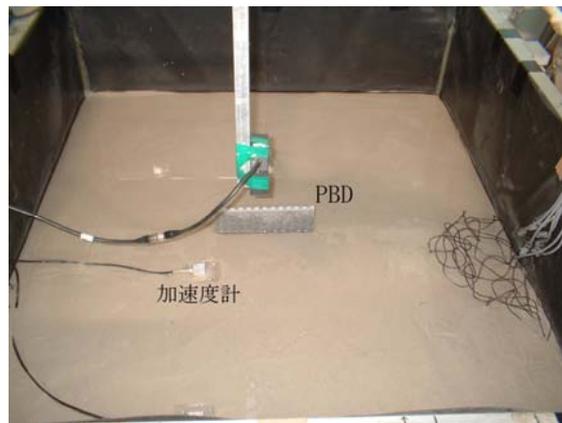


写真 2.4 モデル地盤作製後の状況 (PBD、ケース P-1)

表 2.8 ドレーン材の特性

名称		実大 PBD	板状ドレーン材 (GD)
材質	芯材	ポリオレフィン樹脂	半硬質塩化ビニール樹脂
	フィルター	ポリエステル系合成繊維	オレフィン系メッシュ
寸法	幅 w (mm)	200 ± 3	165 ± 3
	厚さ t (mm)	10 ± 1	30 ± 3
等価換算径 D_w (mm)		134	127

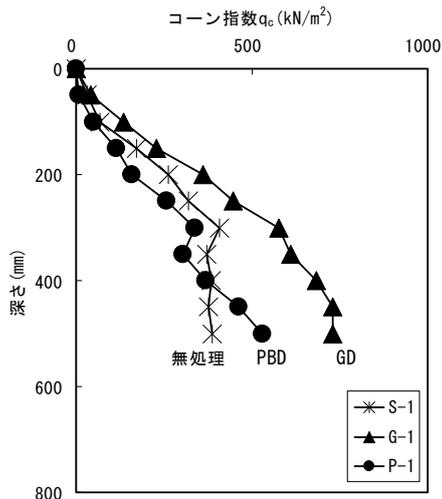


図 2.30 コーン指数の深度分布

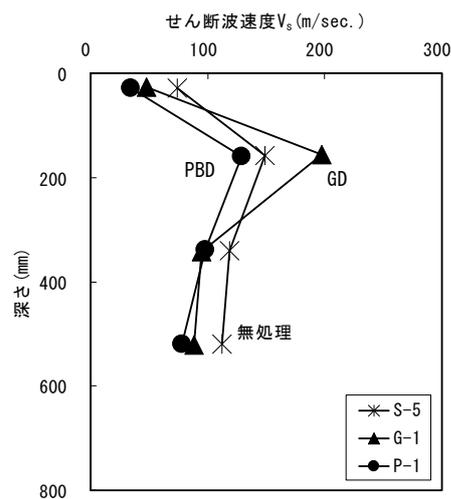


図 2.31 せん断波速度の深度分布

(2) 計測方法

加振実験は、表 2.9 に示すように、加振パターンを TYPE-1, TYPE-2 に分けて行った。まず、地盤が液状化するまでの間隙水圧特性を調べるため、周波数 10Hz の正弦波を加速度 60gal から 30gal ずつ段階的に増加させ、それぞれ 20 波加振した。次に、地盤が液状化した時の間隙水圧の消散特性を調べるため、周波数 1Hz の正弦波を加速度 80gal から 20gal ずつ段階的に増加させ、それぞれ 20 波加振した。加振周波数を変えて実験を行った理由については後述する。

測定項目は、(1)地盤の加速度、(2)間隙水圧、(3)せん断土槽のフレーム変位である。

表 2.9 加振条件

加振タイプ	加振パターン (加振加速度、周波数)	備考
TYPE-1	60,90,120,150gal (10Hz,各 20 波)	液状化前の排水特性
TYPE-2	80,100,120,140gal (1Hz,各 20 波)	液状化後の消散特性

2.5.2 実験結果および考察

(1) 加振周波数の影響

2.4 節の無処理地盤で周波数 1Hz の加速度 80gal で地盤が液状化したことから、非液状化地盤での間隙水圧の発生・消散を調べるために、振動台の加振特性を考慮して、周波数を 10Hz に増加して加振加速度 80gal での実験を行うこととした。無処理地盤のケース(S-1)における、その周波数の特性について述べる。

加速度 120gal で TYPE-1 の周波数 10Hz、TYPE-2 の周波数 1Hz でそれぞれ加振した時の結果を図 2.32、図 2.33 に示す。図 2.32 は測点 A (深さ 270mm) における加速度の経時変化で、図 2.33 は測点 C (深さ 270mm) における過剰間隙水圧比の経時変化である。

10Hz 加振の TYPE-1 の実験では液状化に至らず、TYPE-2 で加振した場合は液状化に至っている。こ

のように、同じ加振加速度でも周波数によって、加速度、間隙水圧の挙動が異なることが分かる。それを踏まえて、地盤が液状化するまでは TYPE-1 を、地盤を液状化させる場合には TYPE-2 と加振タイプを使い分けることにした。

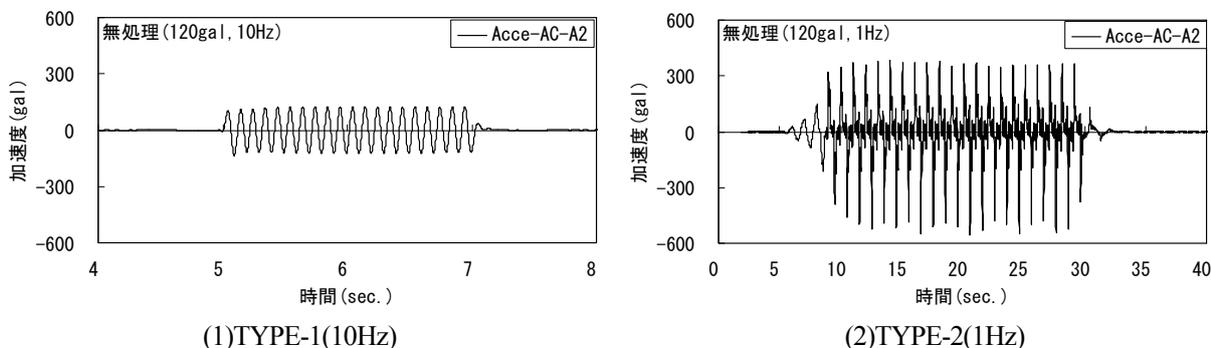


図 2.32 無処理地盤(S-5)の加速度の比較 (加振加速度 120gal、測点 A、深さ 270mm)

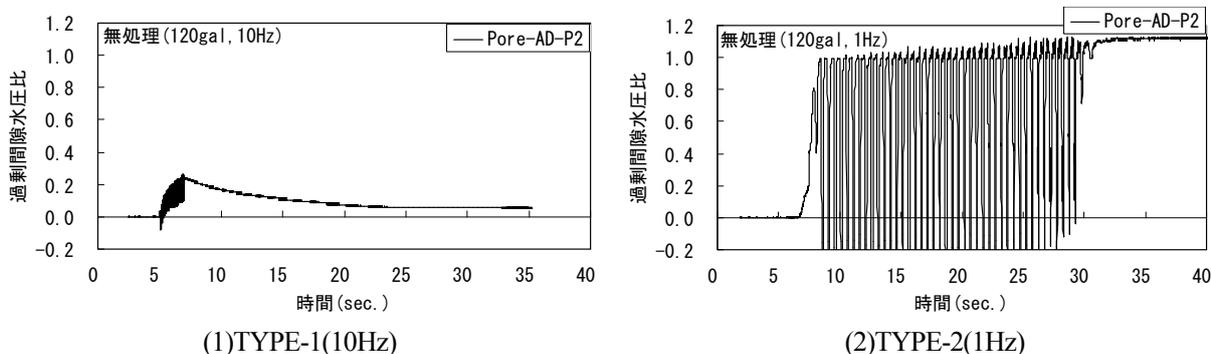


図 2.33 無処理地盤(S-5)の過剰間隙水圧比の比較 (加振加速度 120gal、測点 C、深さ 270mm)

(2) 液状化前の間隙水圧特性

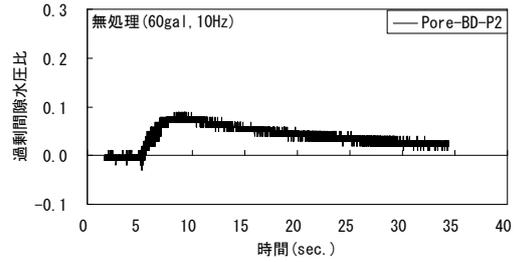
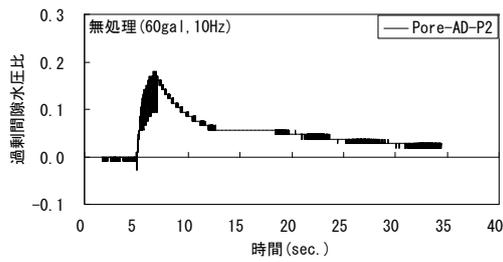
無処理地盤が液状化するまでの間隙水圧特性について述べる。TYPE-1 の加振加速度 60gal の時の深さ 270mm での測点 C, D の過剰間隙水圧比 u/σ_v' の経時変化を図 2.34 に示す。

実大 PBD 敷設地盤(P-1)の過剰間隙水圧比は無処理のものに比べると小さく、また、PBD 近傍の測点 C の過剰間隙水圧比は、PBD から離れた測点 D の過剰間隙水圧比よりも若干小さい。加振加速度 90gal, 120gal, 150gal の図は省略するが、加振加速度が大きくなっても同じ傾向を示していた。

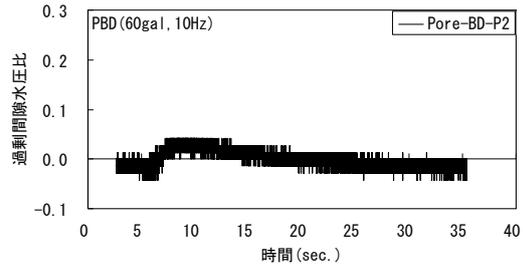
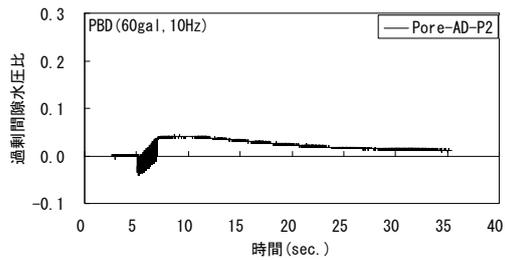
GD 敷設地盤(G-1)の場合も実大 PBD 敷設地盤の場合と同じ傾向を示している。

加振加速度 60gal~150gal の時の深さごとの過剰間隙水圧比の最大値の平均分布を図 2.35 に示す。横軸はドレーン材からの距離を表す。

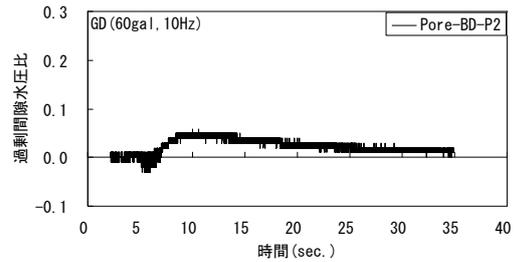
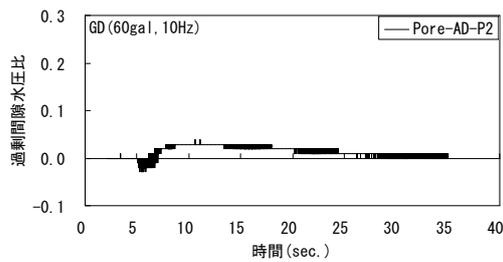
実大 PBD 敷設地盤(P-1)と GD 敷設地盤(G-1)ともに、PBD 近傍の測点 C での最大過剰間隙水圧比は、無処理地盤(S-1)のものより 1/2 程度低く、排水効果が発揮されている。また、PBD から離れた測点 D での最大過剰間隙水圧比は無処理のものとあまり変わらない。



(1) 無処理(S-5) (左: 中央部から 120mm の測点 C、右: 中央部から 420mm の測点 D)

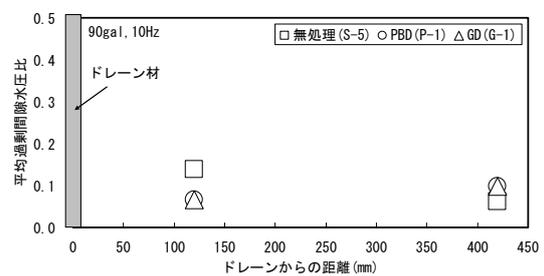
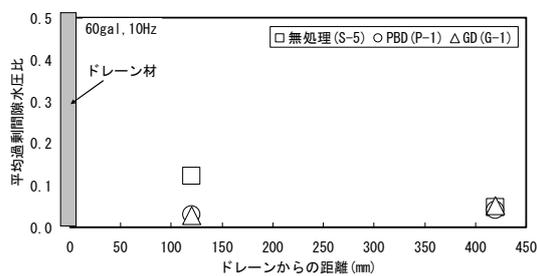


(2) PBD(P-1) (左: 中央部から 120mm の測点 C、右: 中央部から 420mm の測点 D)



(3) GD(G-1) (左: 中央部から 120mm の測点 C、右: 中央部から 420mm の測点 D)

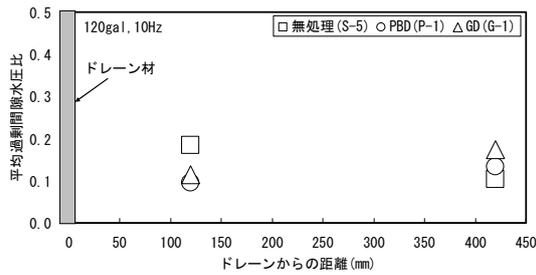
図 2.34 過剰間隙水圧比の経時変化 (加振加速度 60gal、周波数 10Hz、深さ 270mm)



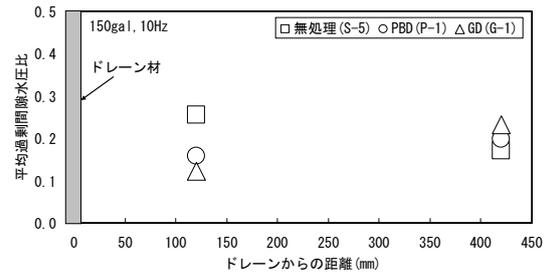
(1) 加振加速度 60gal、周波数 10Hz

(2) 加振加速度 90gal、周波数 10Hz

図 2.35 過剰間隙水圧比の最大値の平均分布 (TYPE-1、周波数 10Hz)



(3) 加振加速度 120gal、周波数 10Hz



(4) 加振加速度 150gal、周波数 10Hz

図 2.35 過剰間隙水圧比の最大値の平均分布 (TYPE-1、周波数 10Hz)

(3) 液状化後の間隙水圧特性

地盤が液状化した後の間隙水圧特性について述べる。TYPE-2 で地盤が液状化した時の測点 C, D (深さ 450mm) における過剰間隙水圧比 u/σ_v' の経時変化を図 2.36 に示す。

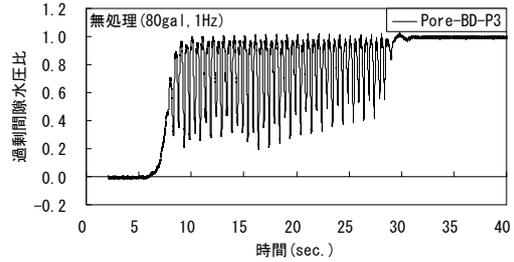
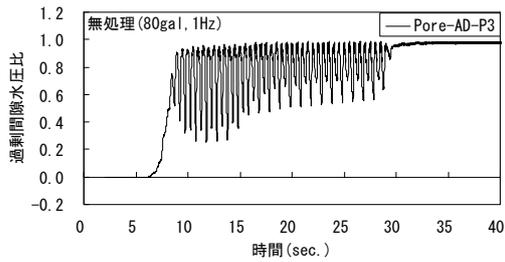
地盤が液状化した時の加振加速度は、無処理地盤のケース(S-5)では 80gal、実大 PBD 敷設地盤(P-1)と GD 敷設地盤(G-1)では 140gal となり、実大 PBD と GD の排水効果により地盤は液状化しにくくなった。

実大 PBD 敷設地盤(P-1)と GD 敷設地盤(G-1)の場合、地盤が液状化すると、測点 C と D の間隙水圧の変化に違いが見られない。図 2.36 から分かるように加振終了後の間隙水圧の消散は、ドレーン近傍の測点 C の方がドレーン遠方の測点 D よりも早く、ドレーン材の排水 (消散) 効果が発揮されている。また、2.4 節の振動台実験の結果と同じように、ケース(P-1), (G-1)ともに、加振中の過剰間隙水圧の上昇と下降の変動が大きく、負の間隙水圧が発生し正のダイレイタンスが生じている。

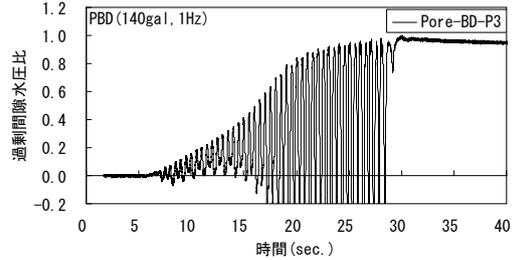
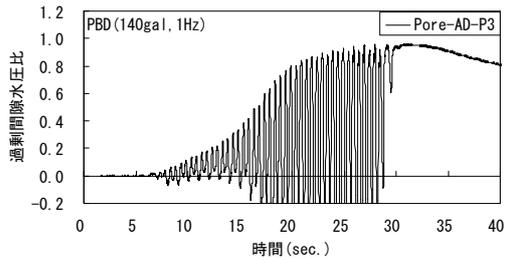
加振加速度 120gal, 140gal の時の深さごとの過剰間隙水圧比の最大値の平均分布を図 2.37 に示す。横軸はドレーン材からの距離を表す。なお、無処理地盤の 140gal の過剰間隙水圧比は計測できなかったが、液状化しており 1.0 に達しているものと考えられる。

加振加速度 120gal の時の実大 PBD 敷設地盤(P-1)と GD 敷設地盤(G-1)ともに、最大過剰間隙水圧比は 0.2 以下で間隙水圧の発生は抑制され、ドレーン材から離れるほど間隙水圧の上昇は大きくなる傾向が見られる。

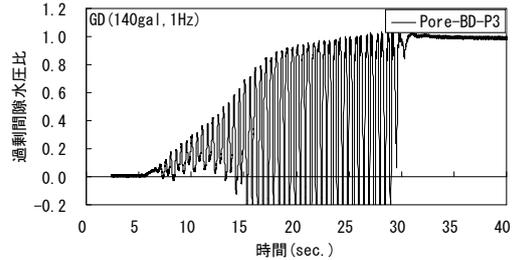
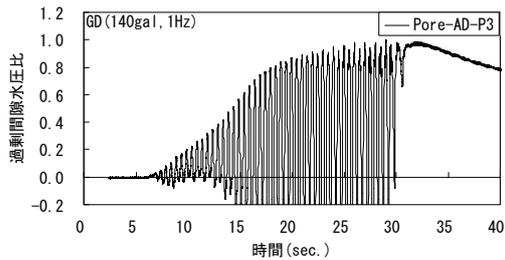
以上のことから、ドレーン材から周長より求めた等価換算径 D_w の 3 倍程度の距離内では間隙水圧の上昇は抑制されることが分かる。これは、実大 PBD1 本あたりの等価換算径 D_w の 3 倍を PBD の敷設間隔に直すと $(D_w \times 3) \times 2 \approx 80\text{cm}$ となり、実施工で用いられている最小打設間隔 80cm に対応している。



(1) 無処理 (S-5) ・ 80gal ・ 1Hz (左 : 中央部から 120mm の測点 C、右 : 中央部から 420mm の測点 D)

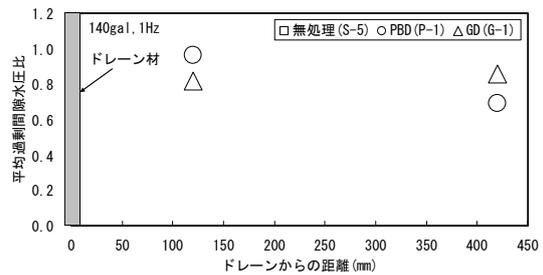
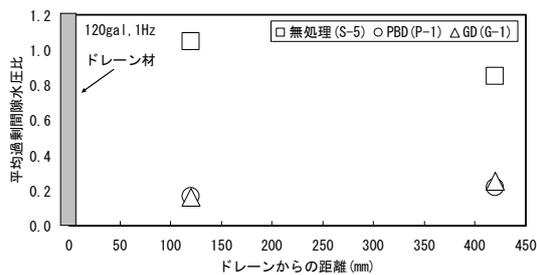


(2) PBD (P-1) ・ 140gal ・ 1Hz (左 : 中央部から 120mm の測点 C、右 : 中央部から 420mm の測点 D)



(3) GD (G-1) ・ 140gal ・ 1Hz (左 : 中央部から 120mm の測点 C、右 : 中央部から 420mm の測点 D)

図 2.36 過剰間隙水圧比の経時変化 (深さ 450mm)



(1) 加振加速度 120gal、周波数 1Hz

(2) 加振加速度 140gal、周波数 1Hz

図 2.37 過剰間隙水圧比の最大値の平均分布 (TYPE-2)

(4) 地盤のせん断剛性

地盤が液状化した時のせん断ひずみ γ とせん断応力 τ の関係を図 2.38 に示す。

無処理地盤(S-5)の骨格曲線は滑らかな形状ではないが、全てのケースで、地盤が液状化するまではせ

せん断剛性が大きな弾性的挙動を示し、繰返し回数の増加により地盤が液状化すると曲線の勾配が低下しはじめ、せん断ひずみ γ が大きくなる。

せん断ひずみ γ とせん断剛性 G の関係を図 2.39 に示す。

液状化時の地盤のせん断ひずみ γ を、一般的な値として5%とすると、図のように γ が1%以下で非液状化状態では、実大 PBD 敷設地盤(P-1)と GD 敷設地盤(G-1)のせん断剛性は、ほぼ同じ値を示し、無処理地盤(S-5)のせん断剛性より大きい。せん断ひずみ γ が5%以上になると、ケース(P-1), (G-1)のせん断剛性は、ケース(S-5)のせん断剛性と変わらなくなる。このことは、地盤が液状化した後は、ドレーン材の剛性の影響はなくなることを示している。

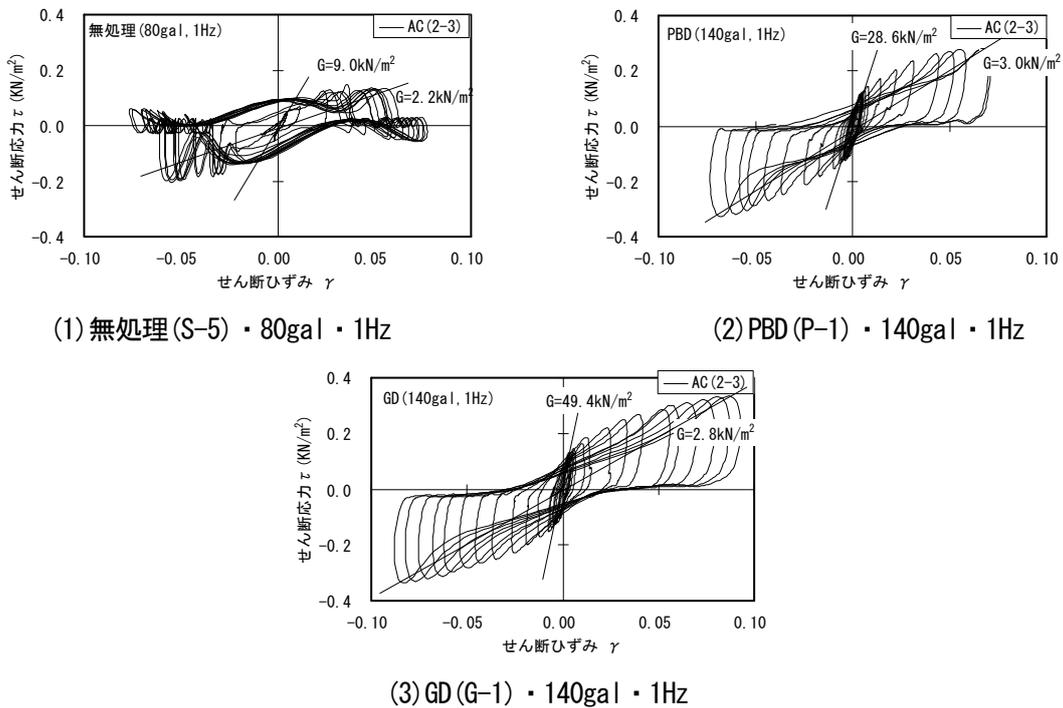


図 2.38 せん断ひずみとせん断応力の関係

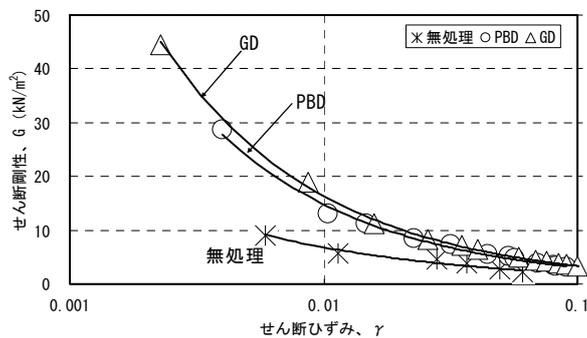


図 2.39 地盤のせん断ひずみとせん断剛性の関係

(5) PBD 敷設地盤と実大 PBD 敷設地盤の比較

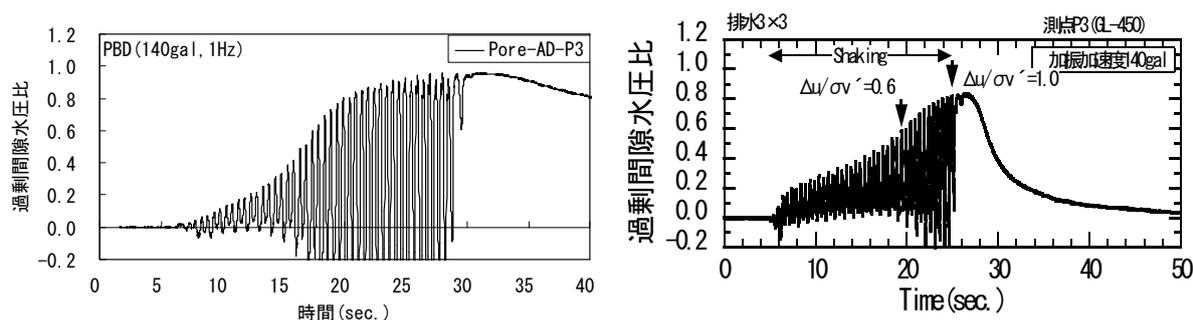
実大 PBD 敷設地盤と 2.4 節の PBD 敷設地盤の振動台実験の結果を比較する。表 2.10 は 2 つの振動台

実験の結果をまとめたものである。実大 PBD(P-1)は、PBD の総断面積がほぼ等しい排水 3×3(A-2)と同じ加振加速度 140gal で液状化している。

PBD の剛性と固定条件が異なり、一様に比較することができないが、図 2.40 に実大 PBD(P-1)と排水 3×3(A-2)における加振加速度 140gal の時の深さ 450mm での過剰間隙水圧比の経時変化を示す。間隙水圧の上昇曲線はほぼ似た傾向を示しているが、消散時間は、1 本あたりの PBD の断面積が小さくて 9 本敷設した排水 3×3(A-2)の方が早い。これは、PBD の総断面積（置換率）が等しくても 1 本あたりの断面積が小さい PBD を多数敷設する方が、間隙水圧の消散効果が高いことを示している。

表 2.10 PBD 敷設地盤と実大 PBD 敷設地盤の結果

ケース	PBD の種類と本数	PBD 総断面積(cm ²)	初期相対密度 D_{r0} (%)	PBD 固定条件	液状化加速度
A-1	排水 6×4=24 本	4×0.6×24 本=58	48.4	下端部固定	160gal
A-2	排水 3×3= 9 本	4×0.6×9 本=22	56.9	上端部シロウ	140gal
A-3	排水 3×2= 6 本	4×0.6×6 本=14	51.7	リット連結	80gal
A-4	排水 6×4=24 本	4×0.6×24 本=58	43.9		160gal
P-1	実大 PBD1 本	20×1.0×1 本=20	49.7	固定なし	140gal



(1) 実大 PBD (P-1) (140gal, 測点 C, GL-450mm)

(2) 排水 PBD 3×3 (A-2) (140gal, 測点 D, GL-450mm)

図 2.40 過剰間隙水圧比の経時変化

2.6 締固め密度を変えた無処理地盤および PBD 敷設地盤の液状化強度の比較

2.4 節の図 2.24 で述べたように、PBD 敷設地盤の液状化強度と置換率との間には比例関係があることが分かった。本節では、無処理地盤について締固め密度を変化させて振動台実験を行い、相対密度と液状化強度との関係を検討した。また、密度が異なる供試体について中空ねじりせん断試験を行った。

無処理地盤に PBD を群状に打設すると、PBD の補強効果が発揮され地盤の液状化強度が増加する。したがって、増加強度に相当する地盤の相対密度を推定できれば、PBD 敷設地盤の液状化強度を地盤の相対密度で評価できるものと考えた。

細粒土の少ない砂の液状化強度と相対密度の関係については、数多くの提案式がある。例えば、旧道路橋示方書 (1980)¹²⁾ では、石原¹³⁾ らによる相対密度 D_r と液状化強度 R_L との線形関係式(2-3)が用い

られている。式(2-3)は相対密度 50%の砂に対して求められたもので、相対密度が高い砂に対して適用するには、データの適用範囲の確認が必要である。Tatsuoka ら¹⁴⁾は、図 2.41 に示すように種々の相対密度に対する豊浦砂の繰返しねじりせん断試験を行い、相対密度 80%以下では式(2-3)の関係があると述べている。また、埋立地の液状化対策ハンドブック²⁾では、図 2.42 に示すように港湾地域で採取された乱さない試料を用いた試験からも同様の結果が示されている。

$$R_L = 0.0042 \cdot D_r \quad (2-3)$$

ここに、 R_L ：繰返し回数 20 回で軸ひずみ両振幅 5%時のせん断応力比

D_r ：相対密度(%)

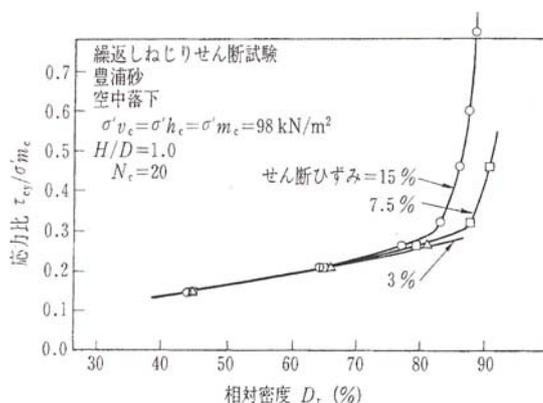


図 2.41 中空ねじり試験より得られた繰返し回数 $N=20$ 回における豊浦砂の液状化強度と相対密度の関係

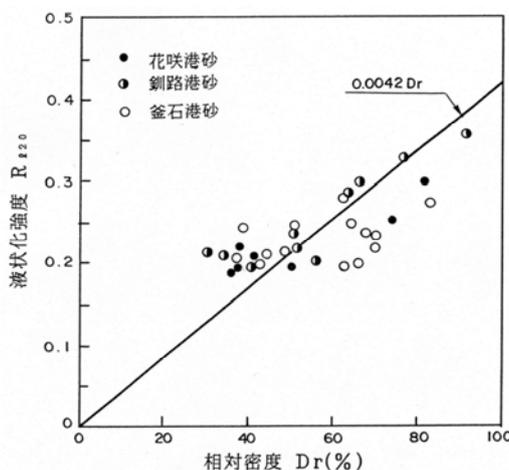


図 2.42 港湾地域で採取された試料の相対密度と液状化強度 (埋立地の液状化対策ハンドブックより)

2.6.1 締固め密度を変化させた供試体と地盤の作製および計測方法

(1) 中空ねじりせん断試験用の締固め密度を変化させた供試体の作製および計測方法

無処理地盤に用いた材料は珪砂 7 号である。無処理地盤の相対密度と液状化強度の関係を調べるため、相対密度を 50%～80%の範囲で調整した供試体の中空ねじりせん断試験を実施した。

試験のケースを表 2.11 に示す。試験はケース(T1-1)～(T1-14)の 14 種類である。

試験は、所定の相対密度になるように空中落下法を用いて供試体を作製し、供試体を炭酸ガスと脱気水で飽和し B 値が 0.95 以上であることを確認してから、等方圧 137.2kN/m^2 (背圧 98.0kN/m^2) で圧密を行った。その後、応力制御で供試体を円周方向に非排水繰返しねじりせん断を行った。繰返し波形は 0.1Hz の正弦波である。初期有効側圧は、振動台実験での土被り圧と、供試体作製時において供試体を自立させるための条件を考慮して設定した。

計測項目は、供試体上部のせん断力、鉛直応力、回転角度、軸方向変位および間隙水圧である。

表 2.11 試験のケース

ケース	初期相対密度 D_{r0} (%)	ケース	初期相対密度 D_{r0} (%)
T1-1	50	T1-10	63
T1-2	51	T1-11	64
T1-3	52	T1-12	65
T1-4	54	T1-13	66
T1-5	55	T1-14	79
T1-6	56	S-1	50.6
T1-7	58	S-2	55.0
T1-8	62	S-3	66.0
T1-9	62	S-4	76.5

(2) 振動台実験での締固め密度を変化させた無処理地盤の作製および計測方法

相対密度を 50%～80%の範囲で調整した無処理地盤の振動台実験は、2.4 節の振動台実験と同じ方法で実施した。

試験のケースを表 2.11 に示す。実験はケース(S-1)～(S-4)の 4 種類である。

加振実験は、段階载荷方式を採用し、単純せん断土槽の長手方向に周波数 1Hz の正弦波を加速度 40gal で 20 波予備加振を行った後、地盤が液状化するまで加速度 80gal から 20gal ずつ段階的に増加させ、それぞれ 20 波加振した。

測定項目は、(1)地盤の加速度、(2)間隙水圧、(3)せん断土槽のフレーム変位である。

地盤の作製後に簡易なコーン貫入試験を実施した。得られたコーン指数の深度分布を図 2.43 に、板たたきによる地盤のせん断波速度の深度分布を図 2.44 に示す。

各ケースともコーン指数とせん断波速度は深さとともに直線的に大きくなっており、均質な地盤であることが分かる。相対密度が大きい地盤ほどコーン指数も大きくなっている。

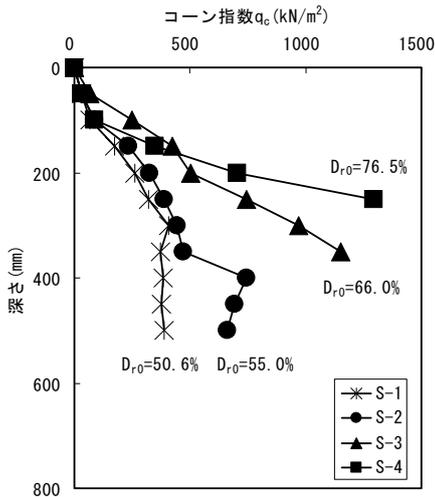


図 2.43 コーン指数の深度分布

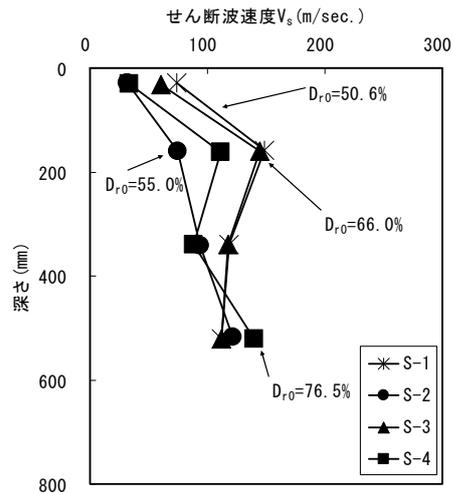
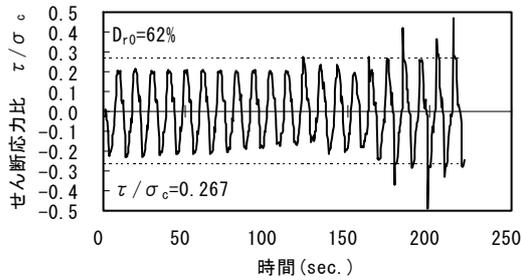


図 2.44 せん断波速度の深度分布

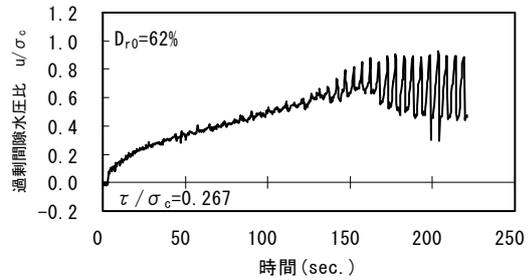
2.6.2 締固め密度を変化させた無処理地盤の液状化強度

(1) 締固め密度を変化させた供試体の中空ねじりせん断試験の結果

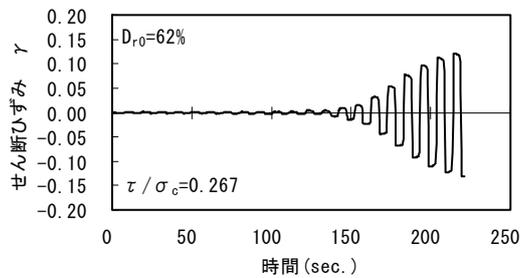
初期相対密度 $D_{r0}=62\%$ のケース(T1-9)における試験結果を図 2.45 に示す。過剰間隙水圧比が 0.8 程度に達するまでは、ほぼ一定振幅のせん断応力比が作用している。せん断ひずみ γ は、過剰間隙水圧比が 0.6 程度から急激に大きくなっている。他の 13 ケースについても同様の挙動を示しているので図を省略する。



(1) せん断応力比の経時変化



(2) 間隙水圧比の経時変化

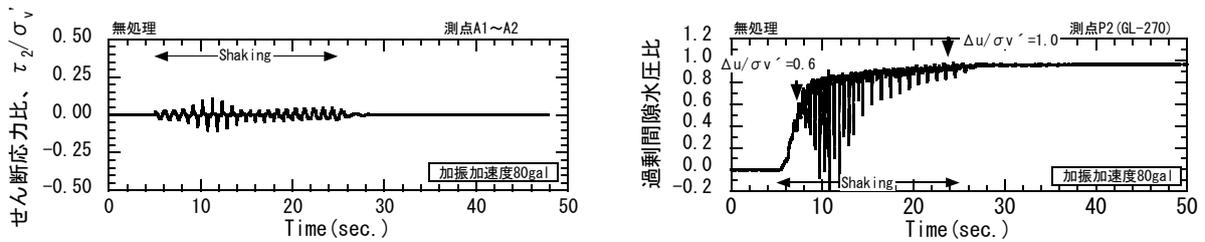


(3) せん断ひずみ γ の経時変化

図 2.45 中空ねじりせん断試験の結果の一例 (ケース(T1-9)、初期相対密度 $D_{r0}=62\%$)

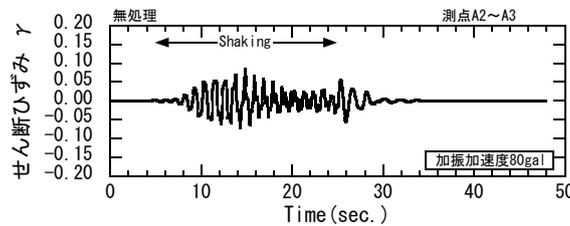
(2) 締固め密度を変化させた無処理地盤の振動台実験の結果

初期相対密度 $D_{r0}=50.6\%$ のケース(S-1)における加振加速度 80gal で液状化した時の実験結果を図 2.46 に示す。過剰間隙水圧比が 0.6 に達するあたりから、せん断応力比とせん断ひずみが大きくなり始め、過剰間隙水圧比が 0.8 程度でせん断応力比とせん断ひずみは最大に達して、その後低下傾向が見られる。他の 3 ケースについても同様の挙動を示しているため図を省略する。



(1) せん断応力比の経時変化 (測点 A1~A2)

(2) 間隙水圧比の経時変化 (測点 P2)



(3) せん断ひずみ γ の経時変化 (測点 A2~A3)

図 2.46 振動台実験の結果の一例 (ケース(S-1)、初期相対密度 $D_{r0}=50.6\%$)

(3) 締固め密度を変化させた無処理地盤の液状化強度

表 2.12 に締固め密度を変化させた供試体の中空ねじりせん断試験と無処理地盤の振動台実験の結果をまとめたものを示す。せん断応力比と繰返し回数の関係は、試験方法によって異なる。

中空ねじりせん断試験の場合、繰返し回数は、過剰間隙水圧比が 0.95 に達したときの回数を表す。

振動台実験の場合、繰返しせん断応力比は、2.4.2(4)で述べたように拘束圧の影響によって深さごとに一定値を示さない。石原⁵⁾は、初期拘束圧の状態に起因して液状化の抵抗力の差異が生じると述べている。三軸試験と単純せん断試験では、式(2-4)の関係がある。

$$\frac{\tau_d}{\sigma_v'} \text{ (単純せん断)} = \frac{1+2K_0}{3} \cdot \frac{\sigma_d}{2\sigma_c} \text{ (三軸)} \tag{2-4}$$

ここに、 K_0 : 鉛直と水平方向の圧密圧力の比 (土圧係数)

そこで、繰返しせん断応力比は、液状化した時の深さごとの最大せん断応力比 $\tau_1/\sigma_v', \tau_2/\sigma_v', \tau_3/\sigma_v'$ の平均値を、式(2-4)を用いて拘束圧の影響を補正した値で、繰返し回数は液状化するまでの繰返し回数である。

表 2.12 締固め密度を変化させた供試体の中空ねじりせん断試験と無処理地盤の振動台実験の結果

ケース	せん断応力比	繰返し回数	ケース	せん断応力比	繰返し回数
T1-1	0.210	9.8	T1-10	0.317	5.5
T1-2	0.294	2.0	T1-11	0.363	2.5
T1-3	0.185	22.8	T1-12	0.297	15.0
T1-4	0.233	9.0	T1-13	0.312	4.0
T1-5	0.222	56.5	T1-14	0.411	1.8
T1-6	0.252	4.5	S-1	0.213	5.0
T1-7	0.281	5.8	S-2	0.231	19.5
T1-8	0.242	33.3	S-3	0.277	19.0
T1-9	0.267	19.8	S-4	0.488	1.5

図 2.47 に無処理地盤の繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係を示す。図中に、中空ねじり試験で得られた値から相対密度 5%毎の液状化強度曲線を併記する。図より、相対密度が大きくなるほど液状化強度が大きくなる事が分かる。また、中空ねじり試験の結果（○印）と振動台実験の結果（●印）には整合性がある事が分かる。

図 2.48 に無処理地盤の液状化強度比と相対密度の関係を示す。この図は、中空ねじり試験で求めた $D_r=50\% \sim 70\%$ での繰返し回数 20 回の時の繰返しせん断応力比と、振動台実験の結果を等強度曲線を基に液状化強度を内挿したものを示している。

図より、相対密度が 50%～80%の範囲において、液状化強度比 R_L と相対密度 D_r の間には相関性があり、原点を通る一次式で回帰すると式(2-5)で表される。相関係数は 0.99 である。

$$R_L = 0.0043 \cdot D_r \tag{2-5}$$

ここに、 R_L ：締固め密度を変えた無処理地盤の液状化強度比

D_r ：無処理地盤の初期相対密度(%)

以上のことから、旧道路橋示方書等で用いられている方法と同様に検討を行った結果、締固め密度を変化させた無処理地盤の液状化強度と相対密度の関係にも線形関係がある事が分かった。

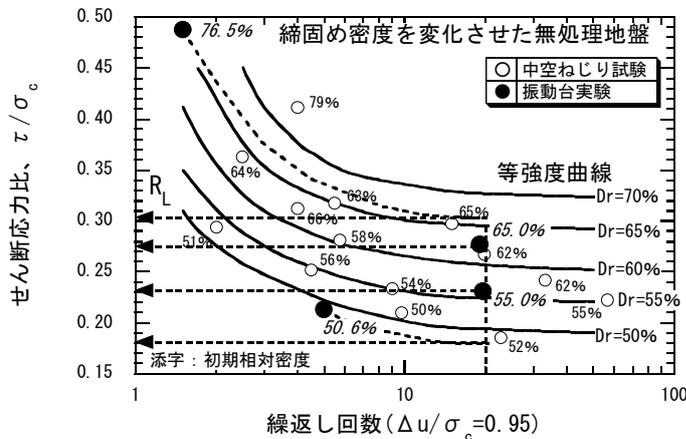


図 2.47 無処理地盤の繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係

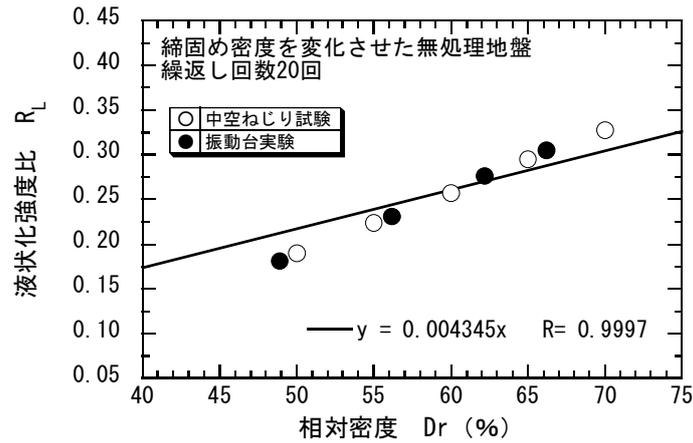


図 2.48 無処理地盤の液状化強度比と相対密度の関係

2.6.3 PBD 敷設地盤の液状化強度の検討

PBD 敷設地盤の液状化強度と相対密度との関係についても、前述した 2.6.2 と同様な検討を行う。

PBD 敷設地盤の振動台実験結果を図 2.47 の等強度曲線グラフ上にプロットしたものを図 2.49 に示す。等強度曲線から内挿して繰返し回数 20 回に対応する液状化強度比 R_p (添字 p は PBD 敷設地盤を表す) と相対密度 D_r を求めたものを表 2.13 に示す。表中の平均最大せん断応力比は、拘束圧の影響を補正した式(2-4)を用いて求めた値である。

PBD 敷設地盤の液状化強度比と相対密度の関係を図 2.50 に示す。図より、PBD 敷設地盤の液状化強度比 R_p は、初期相対密度 D_{r0} に係らず、無処理地盤に対応する相対密度 D_r で表されることを示している。また、PBD 敷設地盤の液状化強度比 R_p は、相対密度 D_r との間には相関性がある。原点を通る一次式とすると式(2-5)で表されるが、相対密度 D_r が 50%~80%の範囲において、原点を通らない直線が存在することも示唆しており、図 2.42 と同様に、データのばらつきがあることを示している。

図 2.50 はモデル地盤に細粒分を含まないきれいな砂を用いた結果をまとめたもので、液状化強度は、相対密度のみでなく粒度の影響を受けると言われおり、一般に細粒土を多く含んでいるほど、また、塑性指数が高いほど、液状化強度は大きくなることが知られている^{15),16)}。今後、細粒分が含まれる場合の液状化強度を補正する方法について検討する必要がある。

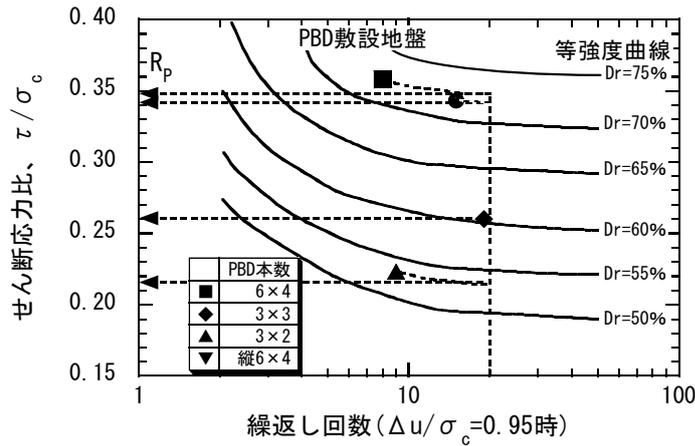


図 2.49 PBD 敷設地盤の繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係

表 2.13 PBD 敷設地盤の液状化強度と相対密度

ケース	初期相対密度 $D_{r0}(\%)$	平均最大せん断応力比	繰返し回数	繰返し回数 20 回	
				液状化強度比 R_p	無処理地盤に対応する相対密度 $D_r(\%)$
A-1	48.4	0.358	8.0	0.341	72.3
A-2	56.9	0.260	19.0	0.263	60.5
A-3	51.7	0.223	9.0	0.222	53.0
A-4	43.9	0.343	15.0	0.348	73.0
B-1	42.2	0.188	12.0	0.168	45.8
B-2	44.7	0.175	11.0	0.185	48.3

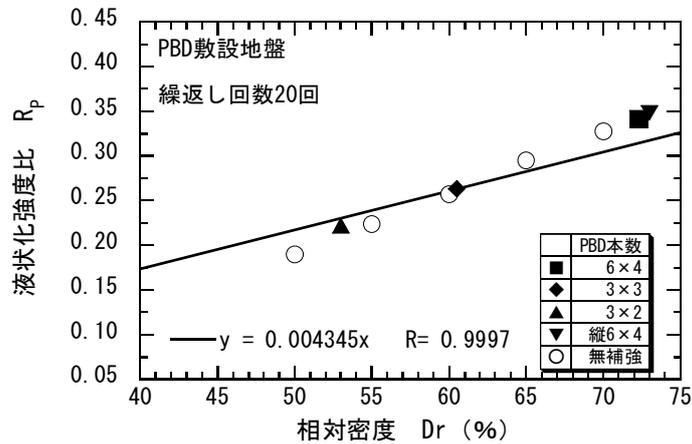


図 2.50 PBD 敷設地盤の液状化強度比と相対密度の関係

2.7 結論

本章では、振動台装置を用いた PBD 敷設地盤の液状化実験を実施し、PBD 自体が持つ排水機能と、PBD とジオグリッドによる地盤の拘束機能によって、地震時における地盤の過剰間隙水圧の発生抑制と

せん断変形抑制とを兼ね備えた複合的な補強効果について調べた。

2.3 節では、PBD の材質、固定方法等を変化させた小型モデル地盤による液状化実験を行い、PBD 群打設工法の有効性を調べた。2.4 節では、2.3 節で有効性が認められた PBD の固定方法を基本として、PBD の敷設本数、排水性の有無を変化させた PBD 敷設地盤の液状化実験を実施し、補強効果および間隙水圧特性や地盤の変形状況等について調べた。2.5 節では、実大 PBD と板状ドレーン材を敷設した地盤の振動台実験を行い、ドレーン材の排水特性について調べた。2.6 節では、締固め密度を変えた無処理地盤の液状化実験を行い、液状化強度と相対密度の関係について検討を行い、PBD 敷設地盤の液状化強度を評価した。

本章で行った振動台実験の結果から、以下のような結論が得られた。

(1) 小型土槽を用いた PBD 群打設工法の有効性に関して

- ① PBD 下端部を固定し、PBD 上端部をジオグリッドで固定した場合、液状化に対する効果が高い。また、PBD の敷設本数が多くなるほど地盤は液状化しにくい。簡易な実験であるが、PBD 群打設工法の有効性を確認した。
- ② PBD 上端部の連結材料の自重が大きい（アクリル板を使用した）場合、加振により発生する PBD 上端部での慣性力によって、大きなせん断力が地表面に与えられ、地盤は液状化しやすい。
- ③ 排水機能を有しないフィルター材を用いた場合、地盤は液状化しやすい。

(2) 単純せん断土槽を用いた PBD 敷設地盤の液状化特性に関して

- ① PBD 群打設工法の拘束効果と排水効果による液状化対策機能を確認した。
- ② 排水機能を有した PBD を敷設した地盤では、PBD の置換率が大きくなるほど液状化強度は大きく、せん断剛性も大きい。せん断ひずみ γ が 1% 以下で地盤が液状化するまでは、排水 PBD 敷設地盤のせん断剛性は無処理地盤に比べると大きく、PBD の本数効果がある。
- ③ 排水機能を有した PBD を敷設した地盤では、加振中、負の間隙水圧が発生し正のダイレイタンスが生じており、加振中に PBD 周辺地盤の拘束性が増加し、せん断抵抗が増加したものと考えられる。また、PBD の敷設本数が多くなるほど、加振終了後の過剰間隙水圧の消散が早くなり、PBD の排水効果が発揮されている。
- ④ PBD 敷設地盤の液状化強度は、加振方向に対する PBD の敷設方向の違いによる影響を受けない。
- ⑤ 排水機能を有しない PBD 敷設地盤では、排水 PBD を敷設した地盤ほどの強度増加が見られない。
- ⑥ PBD とジオグリッドによる拘束効果を調べるため、りん青銅のひずみから推定した地盤と PBD の変位を比較すると、PBD を敷設した PBD ゾーンの変位は小さく変形が抑制される。おそらく、非 PBD ゾーンでは土粒子の移動が容易で自由であるが、PBD ゾーンは非 PBD ゾーンからの土の回り込みもあるが、土粒子の移動が少なくなったものと考えられる。
- ⑦ PBD 下端部での引張ひずみが大きく、PBD が引張補強材として機能している。

(3) 単純せん断土槽を用いた実大 PBD 敷設地盤の排水特性に関して

- ① 実大 PBD の敷設位置から周長より求めた等価換算径 D_w の 3 倍程度離れた位置では、間隙水圧の発生が抑制され、等価換算径 D_w がほぼ等しい板状ドレーン材と同程度の排水効果が発揮され、同等の性能を有している。
- ② 実大 PBD と(2)の振動台実験で用いた置換率（あるいは総断面積）がほぼ同じ排水 PBD3×3(A-2)と比較すると、間隙水圧の発生抑制効果はほぼ同じであるが、1 本当たりの断面積が小さい PBD を多数敷設する方が、間隙水圧の消散効果は高い。
- ③ せん断ひずみ γ が 1%以下で地盤が液状化するまでは、実大 PBD と板状ドレーン材を敷設した地盤のせん断剛性は、ほぼ同じ値を示し、無処理地盤のせん断剛性より大きい。

(4) PBD 敷設地盤の液状化強度と相対密度の関係に関して

- ① 旧道路橋示方書等で用いられている方法と同様に検討を行った結果、相対密度が 50%～80%の範囲では、無処理地盤の液状化強度と相対密度の関係には線形関係がある。
- ② PBD 敷設地盤の液状化強度比 R_p は、初期相対密度 D_{r0} に係らず、無処理地盤に対応する相対密度 D_r で表され、相対密度 D_r との間には相関性がある。

参考文献

- 1) 山下聡、鈴木輝之、高橋公志、千葉晋明：トルクおよび回転角制御 DD モータを用いた中空ねじりせん断試験装置の試作、第 31 回地盤工学研究発表会、pp.21～22、1996.
- 2) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）、1997.
- 3) 日本建築学会：地震動と地盤—地盤震動シンポジウム 10 年の歩み—、pp.205～224、1983.
- 4) 近藤益央、佐々木康、松本秀應：飽和砂層の振動台実験における過剰間隙水圧比と動的せん断応力比の関係、第 42 回土木学会年次学術講演会、pp.132～133、1987.
- 5) 石原研而：土質動力学の基礎、鹿島出版会、1976.
- 6) 建設省土木研究所：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）と液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）にもとづく試設計例、1999.
- 7) 日本材料学会土質安定材料委員会編：地盤改良工法便覧、日刊工業新聞社、pp.281～287、1991
- 8) 土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー29 補強土工法、1986.
- 9) 港湾技術資料：液状化対策としてのプラスチックドレーンの振動実験と解析、運輸省港湾技術研究所、1989.
- 10) 三藤正明、小石川功、小久保裕：液状化対策としての板状ドレーンに関する研究、土木学会第 47 回年次学術講演会、pp.278～279、1992.
- 11) 液状化対策工法の開発に関する研究成果論文集（グリッドドレーン工法の開発）：五洋建設株式会社 技術研究所、1992.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V 耐震設計編）、1990.

- 13) Ishihara, K. : Simple method of analysis for liquefaction of sand deposits during earthquake, Soils and Foundations, Vol.17, No.3, pp.1-17,1977.
- 14) Tatsuoka, F., Muramatsu, M, and Sasaki, T. : Cyclic undrained stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear test, Soils and Foundations, Vol.22, No.2, pp.55-70, 1982.
- 15) 原田光男、浦沢義彦、白井伸一：細粒分を含む砂によって造成された海岸埋立地盤の液状化強度特性（塑性指数と液状化強度の関係）、土と基礎、Vol.38、No.6、pp.21～26、1990.
- 16) 桑野二郎、Sapkota, Bino K.,橋爪秀夫、高原健吾：細粒分を含む砂の液状化特性、土と基礎、Vol.41、No.7、pp.23～28、1993.

第3章 モデル土槽の単純せん断による PBD 敷設地盤の拘束効果の検討

3.1 概説

第2章の振動台実験で、PBD 下端部を固定（支持地盤への固定を想定）し、PBD 上端部をジオグリッドで連結した場合、最も液状化しにくく、PBD 自身が持つ排水機能と、PBD とジオグリッドとによる地盤の拘束機能による補強効果を明らかにできた。しかし、振動台実験のみでは、排水効果と拘束効果が統合されているため、個別の補強メカニズムを解明することは困難である。そこで、室内要素試験と個別要素法（DEM）を用いたシミュレーション解析を実施し、排水効果と拘束効果について別個に検討することによって、PBD 群打設工法の補強メカニズムを明らかにする。

本章では、PBD 敷設地盤を非排水条件で単純せん断することで、単調載荷時の拘束効果を検討できると考え、PBD の敷設本数、敷設方法（PBD 下端部の固定の有無）を変化させたモデル地盤を作製し、単純せん断装置によるモデル地盤の単調せん断試験を実施するとともに、DEM を用いた単調せん断試験のシミュレーション解析を行い、単調載荷時の PBD とジオグリッドとの拘束効果について検討を行った。解析モデルは2次元解析であるため、PBD と周辺地盤との間で水平変位にずれが生じることは表現できず、モデル地盤のせん断試験を正確に再現できないが、PBD とジオグリッドによる地盤の拘束効果の発現メカニズムを、微視的な観点から土粒子（個別要素）の変位と応力の変化から検討できると考えた。なお、地盤に液状化が生じて非排水条件でせん断変形する状態を再現するため、モデル地盤は定体積せん断、DEM 解析では非排水条件で変形させる。

3.2 単純せん断試験による PBD 敷設地盤の拘束効果

PBD の敷設本数、敷設方法（PBD 下端部の固定の有無）を変化させたモデル地盤の定体積せん断試験を行い、PBD とジオグリッドとの拘束効果について実験的に検討を行う。

3.2.1 単純せん断試験装置の概要および地盤材料

(1) 単純せん断試験装置の概要

本研究に用いた単純せん断試験装置を写真 3.1 に示す。単純せん断試験装置では、垂直力はせん断箱の底面から垂直力載荷装置で、せん断力はせん断箱の最上段のせん断フレームをせん断載荷装置で載荷する。

せん断箱は12段の剛なせん断箱要素からなり、各フレームの間には摩擦をなくするためにベアリングを設置し、また、せん断箱側面には斜めガイドローラとガイド板によってせん断箱要素間の相対水平変位が等しく保たれる構造になっている。せん断箱の寸法は長さ30cm、幅20cm、高さ12cmである。

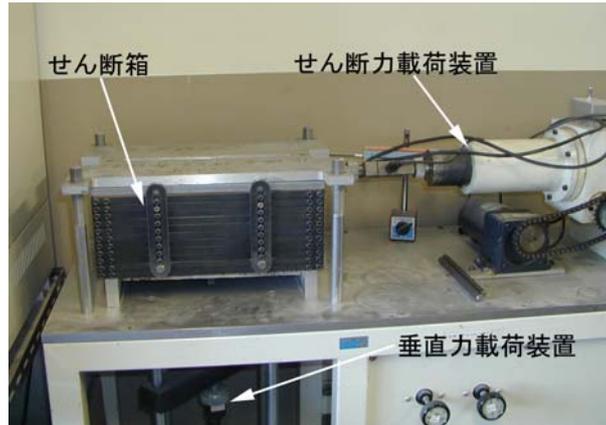


写真 3.1 単純せん断試験装置

(2) 地盤材料

モデル地盤に用いた試料は、岐阜県土岐産の珪砂 5 号で、振動台実験で用いた珪砂 7 号より粒径が大きい。その粒度分布を図 3.1 に、物理特性を表 3.1 に示す。埋立地の液状化対策ハンドブック¹⁾の液状化判定に用いられている粒径加積曲線と比較すると、珪砂 5 号は珪砂 7 号と同様に「特に液状化の可能性あり」の範囲に属する。

粒径の小さい珪砂 7 号をせん断箱内に投入するとせん断フレームの隙間に珪砂が入り込み、せん断フレームに摩擦が生じスムーズに動かないため、珪砂 5 号を使用した。

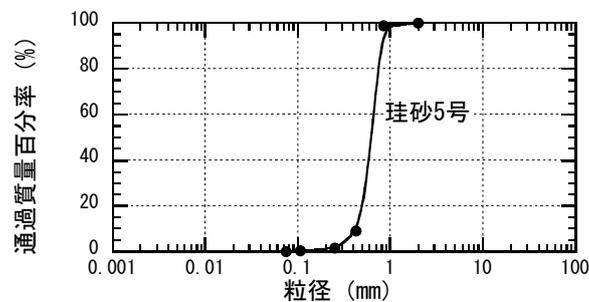


図 3.1 珪砂 5 号の粒度分布

表 3.1 珪砂 5 号の物理特性

		珪砂 5 号
土粒子の密度	$\rho_s(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.641
最大間隙比	e_{\max}	0.983
最小間隙比	e_{\min}	0.668
50%粒径	$D_{50}(\text{mm})$	0.62
均等係数	U_c	1.571
曲率係数	U_c'	1.052

3.2.2 模型土槽の作製および計測方法

(1) 模型土槽の作製

モデル地盤の PBD とジオグリッドの配置を図 3.2 に示す。試験のケースを表 3.2 に示す。

モデル地盤は、(1)PBD の下端部と上端部をジオグリッドで固定した場合（PBD 下端部を支持地盤に固定し、PBD 上端部をジオグリッドで連結した状態を想定）、(2)PBD の上端部のみをジオグリッドで固定した場合（PBD を支持地盤に固定しない状態を想定）の 2 種類である。なお、PBD の下端部を固定金具等で固定すると、底面からの垂直力載荷方式を採用しているため、固定金具によりモデル地盤に一樣な垂直応力が作用しないことが明らかとなり、PBD 下端部は金具で固定する代わりにジオグリッドに連結することにした。PBD の敷設本数は 2 本、9 本の 2 種類である。モデル地盤は乾燥状態である。

モデル地盤は、以下の手順にしたがって作製した。

- ① PBD（あるいは PBD 下端部を固定する場合は PBD とジオグリッド）を設置する。
- ② 地盤の相対密度が 55% になるよう空中落下法により乾燥した珪砂 5 号を投入する。
- ③ 地盤が所定位置まで仕上がった後、ジオグリッドを地盤表面に敷き、PBD 上端部に固定する。

地盤材料は珪砂 5 号である。試験に用いた PBD は、(1)実施工で使用されている PBD のフィルター材を袋状に加工したタイプ 1（幅 10mm、厚さ 0.8mm）と、(2)実施工で使用されている剛性のある芯材でできた一体型のタイプ 2（幅 20mm、厚さ 4.4mm）の 2 種類である。PBD の引張試験の結果を図 3.3 に示す。タイプ 1 とタイプ 2 の引張強度はそれぞれ 60N と 560N である。ジオグリッドは引張強さ 98kN/m、伸度 25% 以下、目合い 4mm のものである。2 種類の PBD とジオグリッドを写真 3.2 に示す。

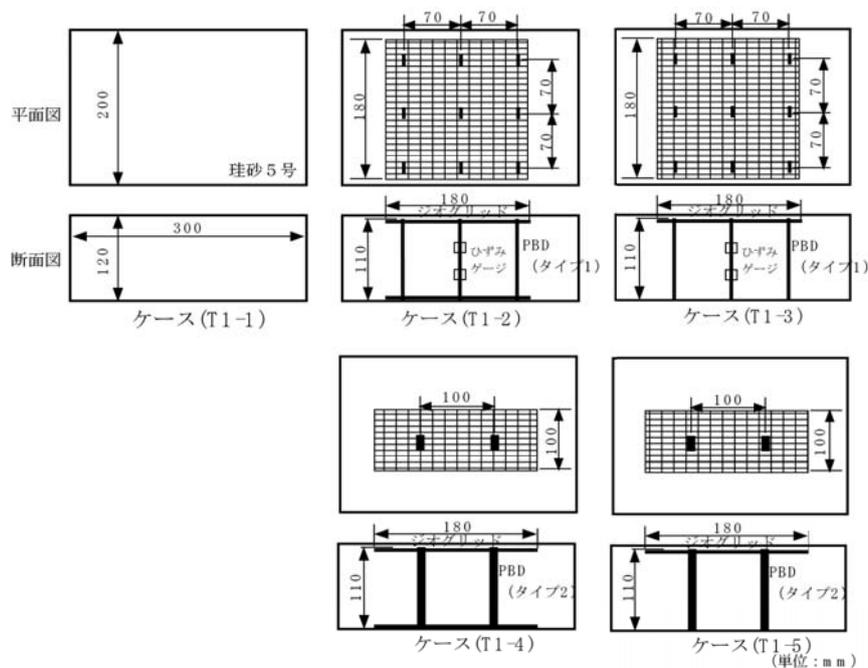


図 3.2 PBD とジオグリッドの配置

表 3.2 試験のケース

ケース	PBDの種類	PBDの本数	PBD 下端部連結材料	PBD 上端部連結材料	初期相対密度 D_{r0} (%)
T1-1	なし	なし	なし	なし	58.8
T1-2	タイプ1	9本	ジオグリッド	ジオグリッド	56.3
T1-3	タイプ1	9本	なし	ジオグリッド	55.3
T1-4	タイプ2	2本	ジオグリッド	ジオグリッド	54.1
T1-5	タイプ2	2本	なし	ジオグリッド	60.1

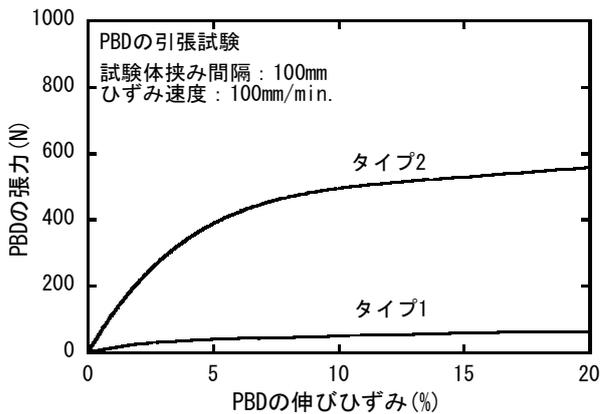


図 3.3 PBDの引張試験

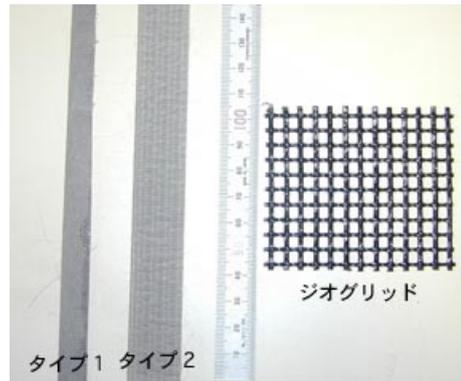


写真 3.2 PBDとジオグリッド

(2) 計測方法

試験は、垂直圧力 $\sigma_v=19.6\text{kN/m}^2$ でモデル地盤を圧密した後、せん断速度 $1\%/min$ で定体積せん断試験を行い、せん断ひずみ γ が 5% に達するとせん断を終了させた。垂直圧力 σ_v は、振動台実験での土被り圧を考慮して設定した。

計測項目は最上段せん断フレームの水平変位とせん断力、およびせん断箱底板の垂直変位と垂直力である。ケース(T1-2), (T1-3)には、図 3.2 に示す位置に PBD のフィルター材の表裏 2 箇所にはずみゲージを貼付け、ひずみを計測する。

3.2.3 試験結果および考察

せん断ひずみ γ とせん断応力 τ の関係を図 3.4 に示す。せん断ひずみ γ は最上段せん断フレームの水平変位を供試体の高さで除した値を表す。

PBD を敷設したケースでは、せん断応力 τ は、せん断ひずみ γ が 0.3% 以上になると無処理のケース(T1-1)のせん断応力 τ より大きくなる。PBD 下端部の固定方法の影響について、タイプ1, タイプ2を用いたケースとともに、PBD 下端部と上端部をジオグリッドで連結したケース(T1-2), (T1-4)のせん断応力 τ は、PBD 上端部のみをジオグリッドで連結したケース(T1-3), (T1-5)に比べると大きい。また、PBD の敷

設本数の影響について、タイプ 1 (引張強度 60N×9 本) とタイプ 2 (引張強度 560N×2 本) の引張強度の違いはあるが、PBD の敷設本数が多いほどせん断応力 τ は大きくなる傾向がみられる。

せん断ひずみ γ と垂直応力 σ_v の関係を図 3.5 に示す。PBD を敷設したケースでは、無処理のケース (T1-1) の挙動と異なり、せん断ひずみ γ が 2% 以上になるとダイレイタンスーが負から正に逆転している。

有効応力経路を図 3.6 に示す。PBD を敷設したケースでは、無処理のケース (T1-1) に比べると有効応力の低下は少ない。PBD を敷設したケースの中で、タイプ 1 の PBD 下端部と上端部をジオグリッドで連結したケース (T1-2) が最も有効応力の低下が少ない。タイプ 2 を用いたケース (T1-4) は PBD の敷設本数が 2 本のため、拘束効果が少ないものと考えられる。変相点を過ぎると、PBD 下端部と上端部をジオグリッドで連結したケース (T1-2), (T1-4) の方が、PBD 上端部のみをジオグリッドで連結したケース (T1-3), (T1-5) に比べて、せん断応力 τ は大きくなる。

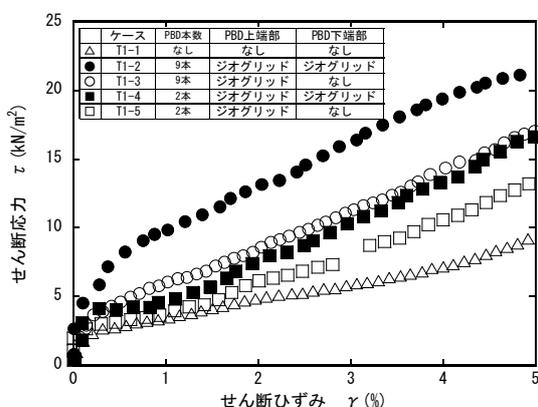


図 3.4 せん断ひずみとせん断応力の関係

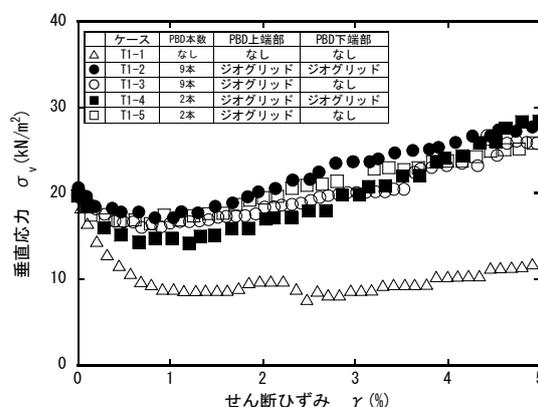


図 3.5 せん断ひずみと垂直応力の関係

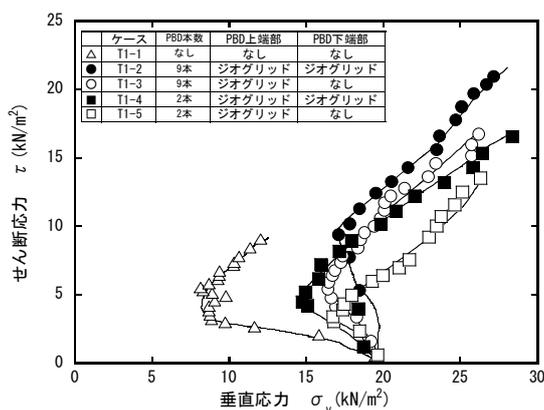


図 3.6 有効応力経路

(1) PBD のひずみ分布

タイプ 1 を用いたケース (T1-2), (T1-3) におけるせん断ひずみ γ と PBD のひずみ ϵ の関係を図 3.7 に示す。ケース (T1-2) のひずみ ϵ_2 を除いて、せん断とともに PBD のひずみは大きくなっている。

次に、図 3.8 に示すようにフィルター材の表裏のひずみの平均値から PBD の引張ひずみ ϵ_t を算出す

る。求めた PBD の引張ひずみ ϵ_t の経時変化を図 3.9 に示す。

図より、せん断変形の増加により引張ひずみは大きくなる。PBD 下端部と上端部をジオグリッドで連結したケース(T1-2)の場合、PBD の下端部に近いほど引張ひずみが大きい。

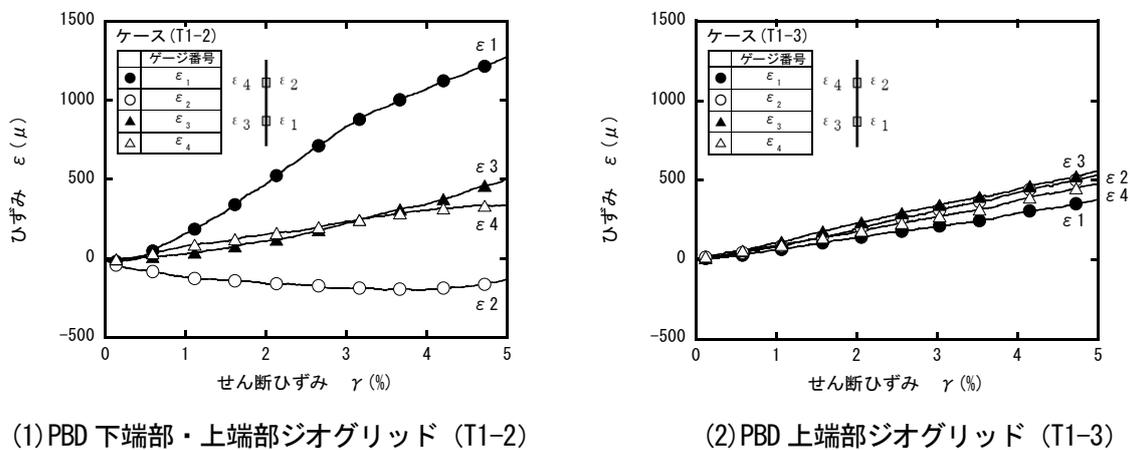


図 3.7 せん断ひずみと PBD のひずみの関係

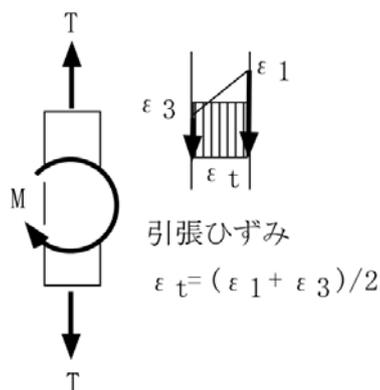


図 3.8 引張ひずみの算出方法

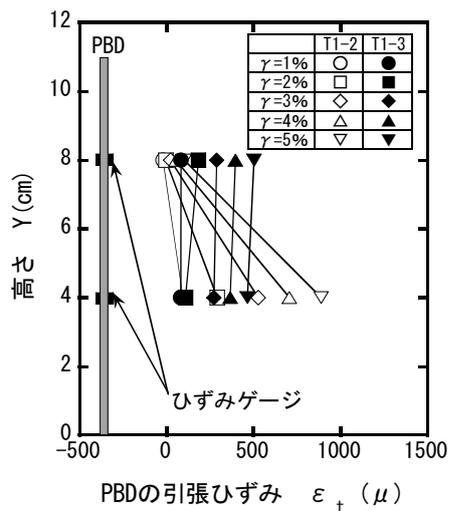


図 3.9 PBD の引張ひずみの分布

(2) まとめ

定体積せん断試験の結果、PBD の敷設本数が多いほど有効応力の低下が少なく、PBD の下端部に近いほど引張ひずみが大きくなり、PBD は引張補強材として機能している。単調载荷の条件であるが、PBD を群状に敷設し PBD 下端部と上端部を固定することで、地盤の拘束効果が発揮されるものと考えられ、2.4 節の振動台実験の結果を再現している。

3.3 個別要素法を用いた単純せん断試験のシミュレーション解析

3.2 節の定体積せん断試験の結果、単調載荷条件ではあるが地盤の拘束効果を明らかにできた。本節では、粒状体のような離散体の力学挙動を解析するのに適している DEM^{2),3)}を用いながら定体積せん断試験のシミュレーション解析を行い、実験では把握できないモデル地盤内の各要素の変位・応力状態について詳細に検討し、PBD とジオグリッドによる地盤の拘束効果について明らかにする。

3.3.1 解析方法

(1) 解析モデルの作製

解析モデルの一例を図 3.10 に示す。この図は、PBD を 2 本敷設し、PBD 下端部と上端部をジオグリッドで連結したモデルである。解析ケースを表 3.3 に示す。

解析モデルは、定体積せん断試験と同様に、(1)PBD の下端部と上端部をジオグリッドで固定した場合、(2)PBD の上端部のみをジオグリッドで固定した場合の 2 種類である。PBD の敷設本数は 2 本、3 本の 2 種類である。

解析モデルは、定体積せん断試験を忠実に再現するために、以下の手順にしたがって作製した。

- ① PBD とジオグリッドを所定の位置に配置する。
- ② 土要素をせん断箱に相当する境界内に自由落下（パッキング）させ、モデル地盤を作製する。
- ③ 土要素上面の載荷板に相当する多角形要素を通じて鉛直載荷し、 19.6kN/m^2 で圧密する。

土要素と補強材（PBD、ジオグリッド）の材料定数を表 3.4 に示す。PBD とジオグリッドの材料定数は同一とし、定体積せん断試験で使用したタイプ 1 に相当する PBD の材料定数を用いた³⁾⁴⁾。解析モデルの寸法は、長さ 30cm、高さ 12cm で、乾燥状態である。底面は固定境界である。

PBD は線形要素で表すことができないため、図示するように円要素を連結させたものを、ジオグリッドは目合いを考慮して隙間を設けた。土要素数は約 4000 個で、その粒度分布を図 3.11 に示すが、平均粒径 D_{50} は定体積せん断試験に用いた珪砂 5 号の 7.2 倍である。

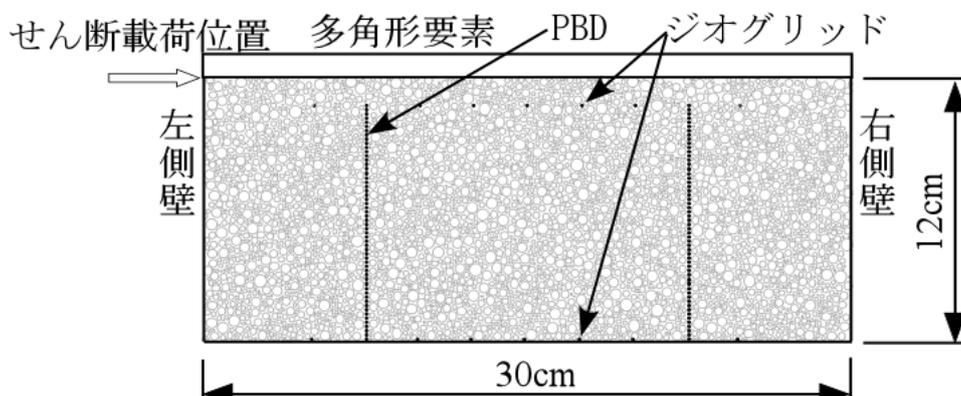


図 3.10 解析モデル（PBD2 本、PBD 下端部・上端部ジオグリッド）

表 3.3 解析のケース

ケース	PBDの本数	PBD 下端部連結材料	PBD 上端部連結材料	定体積せん断試験との対応
DEM 1-1	なし	なし	なし	ケース(T1-1)
DEM 1-2	2本	なし	ジオグリッド	ケース(T1-5)
DEM 1-3		ジオグリッド	ジオグリッド	ケース(T1-4)
DEM 1-4	3本	なし	ジオグリッド	ケース(T1-3)
DEM 1-5		ジオグリッド	ジオグリッド	ケース(T1-2)

表 3.4 土要素と補強材 (PBD、ジオグリッド) の材料定数

	土要素	補強材 (PBD、ジオグリッド)
要素密度 (kg/cm ³)	2640	1000
法線方向ばね定数 K_n (N/m)	2.0×10^7	2.0×10^8
接線方向ばね定数 K_s (N/m)	1.5×10^7	1.5×10^8
法線方向減衰定数 η_n (N・s/m)	5.2×10^2	8.0×10^2
接線方向減衰定数 η_s (N・s/m)	7.0×10^{-3}	8.0×10^2
粘着力 c (N)	0.0	
要素間摩擦角 ϕ (deg)	24	なし
転がり摩擦角 (deg)	24	なし

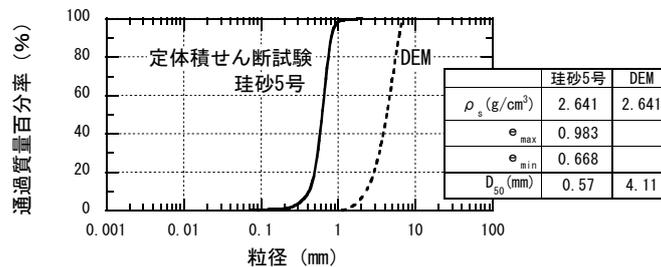


図 3.11 土要素の粒度分布

(2) 解析方法

せん断方法は、単純せん断試験装置のせん断箱の最上段フレームに対応する左側壁の上端部を一定速度でせん断させながら、多角形要素の高さが一定になるように垂直応力 σ_v を増減させた。せん断ひずみ γ が 5% に達するとせん断を終了する。

せん断応力 τ と垂直応力 σ_v は載荷板での水平荷重と鉛直荷重を載荷板面積で除した値であり、せん断ひずみ γ は左側壁上端部の水平変位をモデルの高さで除した値である。

3.3.2 解析結果および考察

せん断ひずみ γ とせん断応力 τ の関係を図 3.12 に示す。PBD を敷設したケースでは、せん断応力 τ

は無処理のケース(DEM1-1)に比べると大きくなる。PBD が 2 本と 3 本（定体積せん断試験の 2 本と 9 本に対応する）の場合、PBD が 3 本の方がせん断応力 τ は大きい。また、PBD 下端部と上端部をジオグリッドで連結したケース(DEM1-3), (DEM1-5)のせん断応力 τ は、PBD 上端部のみをジオグリッドで連結したケース(DEM1-2), (DEM1-4)のものより大きく、定体積せん断試験と同じ結果が得られた。これは、PBD 下端部を固定することにより強度増加がもたらされることを示す。

せん断ひずみ γ と垂直応力 σ_v の関係を図 3.13 に示す。PBD を敷設したケースでは、せん断とともに無処理のケース(DEM1-1)に比べるとダイレイタンスーが大きくなる。PBD 下端部と上端部をジオグリッドで連結したケースと PBD 上端部のみをジオグリッドで連結したケースとではダイレイタンスーはほとんど変わらない。無処理のケース(DEM1-1)の場合、定体積せん断試験では、せん断中は収縮傾向を示しているが、解析では、せん断ひずみ γ が 2.5%以上で収縮から膨張傾向に変化している。このように、2次元解析ではダイレイタンスーを過大に評価する傾向があり、その傾向が解析結果にも表われている。

有効応力経路を図 3.14 に示す。PBD を敷設したケースでは、無処理のケース(DEM1-1)に比べると有効応力の低下が小さく、PBD 下端部と上端部をジオグリッドで連結した 3 本のケース(DEM1-5)が最も有効応力の低下が少なく、定体積せん断試験と同じ傾向を示している。

以上のことから、2次元の DEM 解析は粒子の相対的な移動方向に制限があるため、ダイレイタンスーを過大に評価する傾向があり、定体積せん断試験の結果と比べて、せん断応力 τ の発現が過大となり、定体積せん断試験の結果を定量的に再現できないが、定性的な傾向は正しいものと考えられる。

以下、定性的ではあるが、解析モデル内の各要素の変位・応力について検討する。

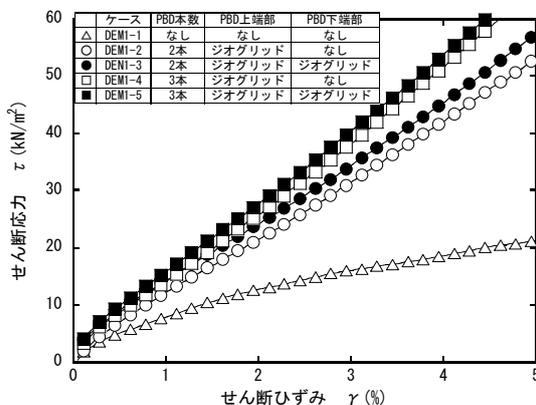


図 3.12 せん断ひずみとせん断応力の関係

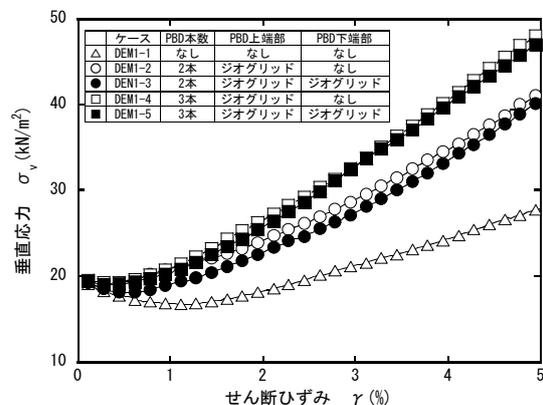


図 3.13 せん断ひずみと垂直応力の関係

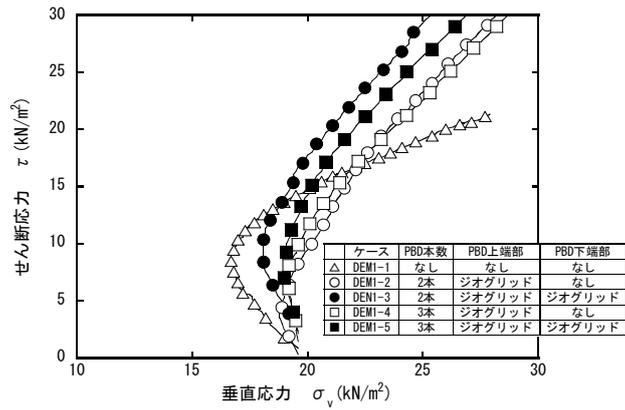


図 3.14 有効応力経路

(1) 土要素と PBD 要素の変位分布

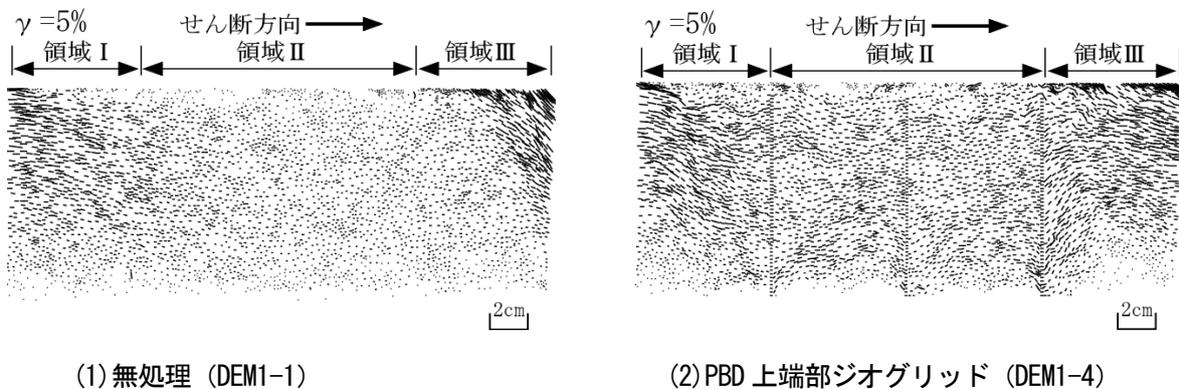
要素の変位ベクトルを図 3.15 に示す。せん断開始前からせん断ひずみ γ が 5% の時までの要素の中心点の移動ベクトルを表したものである。PBD で囲まれた中央の領域を領域 II、その左側壁側を領域 I、右側壁側を領域 III とする。

無処理のケース (DEMI-1) では、側壁の影響により領域 I と III の側壁近くの変位は中央の領域 II の変位より大きく、中央部での変位は水平方向に卓越している。

PBD 下端部と上端部をジオグリッドで連結したケース (DEMI-5) の場合、側壁近くの変位はケース (DEMI-1) と同じような挙動を示しているが、PBD で囲まれた中央の領域 II の変位は、PBD 上端部のみをジオグリッドで連結したケース (DEMI-4) に比べると小さく、特に底面付近の変位は小さい。

PBD 上端部のみをジオグリッドで連結したケース (DEMI-4) の場合、PBD で囲まれた中央部の変位は、逆に無処理のケース (DEMI-1) よりも大きい。これは、PBD 下端部を固定していないため、PBD で囲まれた領域が移動しているためと考えられる。このことは、PBD と土要素の変形を抑制するには PBD 下端部を固定する必要があることを裏付けている。

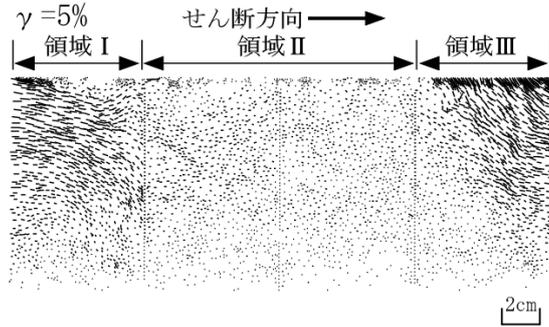
PBD を 2 本敷設した場合の図を省略するが同じ傾向を示していた。



(1) 無処理 (DEMI-1)

(2) PBD 上端部ジオグリッド (DEMI-4)

図 3.15 要素の変位ベクトル (せん断ひずみ $\gamma=5\%$)



(3)PBD 下端部・上端部ジオグリッド (DEM1-5)

図 3.15 要素の変位ベクトル (せん断ひずみ $\gamma=5\%$)

(2) 要素の接触力分布

せん断ひずみ γ が 5% の時の要素の接触力ベクトルを図 3.16 に示す。図中の直線の長さが接触力の大きさを、直線の方が接触力の向きを、中心点が接触力の作用点を表している。

全ケースとも側壁の影響により接触力は領域Ⅲの右側壁近くでは小さく、領域Ⅰの左側壁付近では大きくなっている。石原⁵⁾は、定体積せん断試験において砂のような粒状体では、せん断箱内でのひずみ分布が不均一になりやすく、せん断方向に向かって前方の右側壁近くの土は緩くなるのに対して、後方の左側壁近くの土は締まる傾向があると述べている。このような傾向が解析結果にも表われているものと考えられる。

PBD 下端部と上端部をジオグリッドで連結したケース(DEM1-5)の場合、左側壁側の領域Ⅰ、PBD で囲まれた領域Ⅱ、右側壁側の領域Ⅲの順に接触力が小さく、領域ごとの接触力はほぼ一様である。領域Ⅰはせん断に抵抗しようとする圧縮領域で、領域Ⅲは引張領域になっているものと考えられる。無処理のケース(DEM1-1)のように接触力が連続的に減少しないのは、PBD とジオグリッドとによって、PBD と土要素が一体となっているためと考えられる。PBD 上端部のみをジオグリッドで連結したケース(DEM1-4)の場合も、接触力の分布形状は PBD 下端部と上端部をジオグリッドで連結したケース(DEM1-5)と同じ傾向を示しているが、接触力はケース (DEM1-5) に比べると小さい。PBD と土要素が移動しているために接触力は小さくなったものと考えられる。

PBD を 2 本敷設した場合の図を省略するが同じ傾向を示していた。

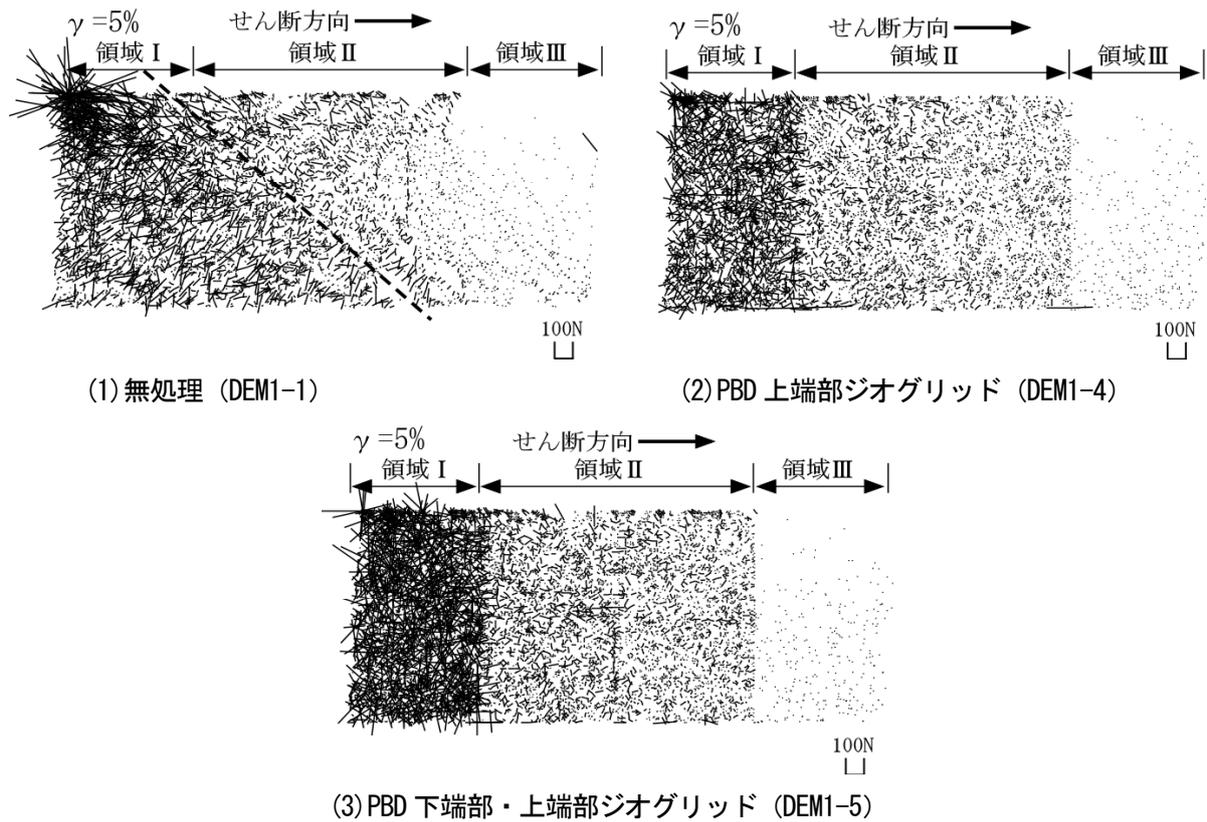


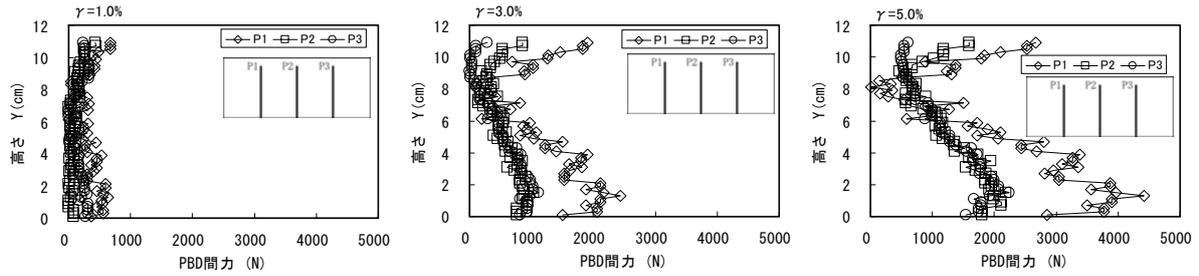
図 3.16 要素の接触力ベクトル (せん断ひずみ $\gamma=5\%$)

(3) PBD の引張力分布

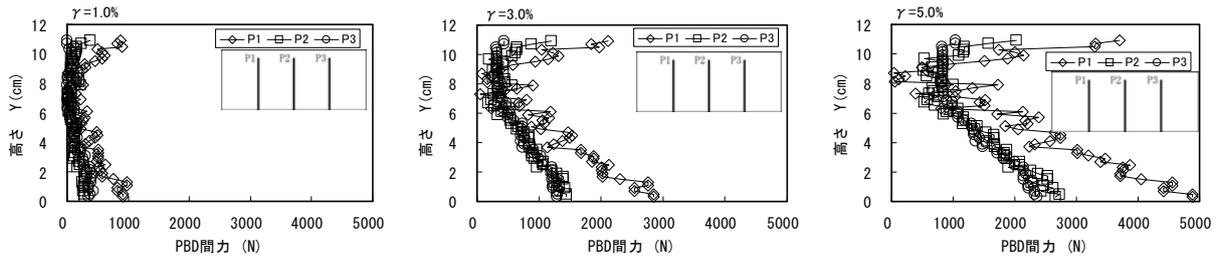
PBD を 3 本敷設したケースにおけるせん断ひずみ γ が 1%, 3%, 5% の時の PBD の引張力を図 3.17 に示す。図中の P1, P2, P3 はそれぞれ左側壁から順に敷設した PBD での引張力に対応する。

PBD 下端部と上端部をジオグリッドで連結したケース (DEM1-5) の場合、PBD の引張力は PBD の下端部と上端部での値が大きく、せん断が進むにしたがって PBD の引張力は大きくなる。PBD 上端部のみをジオグリッドで連結したケース (DEM1-4) と比べると、PBD の引張力は大きく、分布曲線の勾配も大きい。また、各 PBD には一様な引張力が作用せず、要素間の接触力の大きな領域 I の影響により左側壁側の P1 (◇印) には最も大きな引張力が作用している。

このように、3.2 節の定体積せん断試験で計測した引張ひずみの分布形状 (図 3.9 のケース (T1-2)) と類似な結果が得られることにより、PBD 下端部と上端部をジオグリッドで連結した場合には、PBD の引張抵抗によって地盤の剛性が増加したと考えられる。



(1)PBD 上端部ジオグリッド (DEM1-4)



(2)PBD 下端部・上端部ジオグリッド (DEM1-5)

図 3.17 PBD の引張力分布 (左からせん断ひずみ $\gamma=1\%$ 、 $\gamma=3\%$ 、 $\gamma=5\%$)

(4) 定体積せん断試験による PBD 敷設地盤の拘束効果

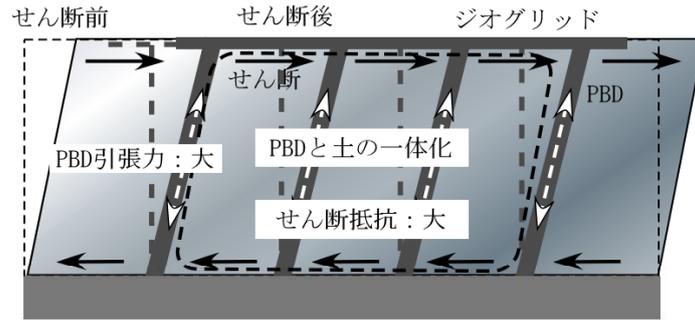
定体積せん断試験とそのシミュレーション解析の結果から、PBD 下端部を固定した場合と固定していない場合についてそれぞれの特徴を整理したものを表 3.5 に示す。各項目の発現の差 (優劣) を大小で表す。

PBD 下端部を固定した場合、PBD で囲まれた領域内の土要素が PBD と一体となりせん断に抵抗しているが、PBD 下端部を固定しない場合、PBD で囲まれた領域内の土要素が PBD と一体となって移動しているためにせん断抵抗が小さくなるものと考えられる。

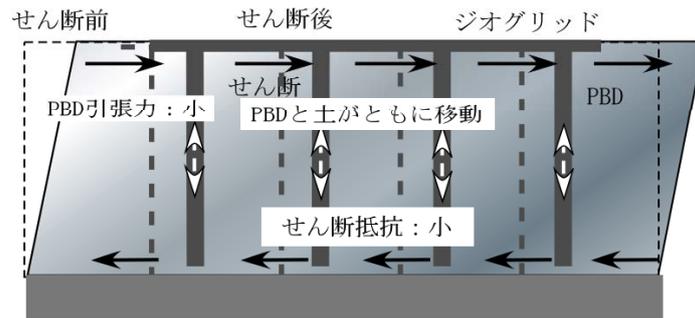
定体積せん断試験による PBD 敷設地盤の拘束メカニズムの概略を図 3.18 に示す。

表 3.5 定体積せん断試験による PBD 敷設地盤の拘束効果の特徴

	PBD 下端部・上端部固定	PBD 上端部のみ固定
有効応力の低下	小	大
PBD の引張抵抗	大 特に PBD 下端部の引張力が大きい	小
PBD で囲まれた領域 II の要素変位と接触力	領域内の要素変位：小さい 土と PBD の一体化 要素の接触力：一様・大	領域内外の要素変位：ほぼ同じ 土と PBD ともに移動 要素の接触力：一様・小
拘束効果	大	小



(a) PBD下端部・上端部固定



(b) PBD上端部固定

図 3.18 定体積せん断試験における PBD 敷設地盤の拘束メカニズム

3.4 結論

本章では、第2章の振動台実験で明らかになった PBD 群打設工法における拘束効果と排水効果による補強効果のうち、PBD とジオグリッドによる地盤の拘束効果について検討するため、PBD 敷設地盤における単調載荷の定体積せん断試験と DEM を用いたシミュレーション解析を実施した。

本章で行った試験と解析の結果から、以下のような結論が得られた。

- ① PBD 下端部と上端部をジオグリッドで拘束すること（PBD 下端部を支持地盤に固定し、PBD 上端部をジオグリッドで連結した状態を想定）により有効応力の低下が少なく、振動台実験と同じ傾向が得られた。
- ② PBD 下端部を固定するケースと固定しないケースとでは、PBD の引張力は前者の方が大きい。PBD とジオグリッドとによる拘束効果を発揮する要因として PBD の引張抵抗が挙げられる。
- ③ PBD 下端部を固定する場合、PBD と土要素が一体化することにより、PBD で囲まれた領域内の要素変位は周囲の変位より小さく、要素間の接触力はほぼ一様となり、せん断抵抗は大きくなる。一方、PBD 下端部を固定しない場合、PBD と土要素が一体となって移動するため、PBD で囲まれた領域内の要素変位は大きくなり、せん断抵抗は小さくなる。
- ④ DEM 解析は定体積せん断試験の結果を定性的に表現することができる。

参考文献

- 1) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）、1997.
- 2) 阪口秀：円形要素を用いた DEM における回転抑制に関する研究、第 27 回土質工学研究発表会、pp.571～572、1992.
- 3) 中瀬仁、本田中、西野隆之：個別要素法摩擦パラメータを設定するためのねじりせん断シミュレーション、第 36 回地盤工学研究発表会、pp.503～504、2001.
- 4) 阿部和久：個別要素法による連続体解析におけるばね定数の設定、土木学会論文集、No.543/ I - 36、pp.83～90、1996.
- 5) 石原研而：土質動力学の基礎、鹿島出版会、pp.120～122、1976.

第4章 非排水単調載荷時のPBD補強要素の拘束効果の検討

4.1 概説

第3章では、単純せん断試験装置を用いたモデル地盤の定体積せん断試験とそのシミュレーション解析を行い、単調載荷時の拘束効果を明らかにすることができた。そのなかで、PBDとジオグリッドで囲まれた領域の変位は領域外（周囲）の変位より小さく、要素間の接触力はほぼ一様となり、PBD下端部と上端部には大きな引張り力が働き、PBDは引張補強材として機能していることが分かった。

しかし、モデル地盤の単純せん断試験は、振動台実験の一定せん断方向のモデルとしては適しているが、モデル地盤内の未処理部と補強部の配分の影響を受けた結果である。3.3節のDEMの解析結果で示したように、未処理部と補強部の間では変形・応力状態は大きく異なり、その結果からPBD周辺地盤での補強効果の発現メカニズムを特定できない。そこで要素試験として、PBDを含む土要素の中空ねじりせん断試験を実施し、その試験をDEM解析により再現することとする。

本章は、PBDを挿入した供試体について中空ねじりせん断試験を実施し、DEMによる同試験のシミュレーション解析を行い、単調載荷時のPBD周辺地盤での拘束効果の発現メカニズムについて検討を行った。

4.2節では、4章～6章にわたって用いるPBDを挿入した中空円筒供試体およびDEM解析モデルの作製方法について述べる。4.3節と4.4節では、PBDの敷設本数を変化させた供試体の非排水一方向ねじり試験とそのシミュレーション解析を実施し、PBDとジオグリッドで囲まれたPBD補強要素の拘束特性について述べる。4.5節では、微視的に要素の構造変化を調べながら、単調載荷時のPBD補強要素の拘束メカニズムについてまとめる。

4.2 PBD補強要素の中空円筒供試体および解析モデルの作製方法

本研究で用いた中空ねじり試験におけるPBDを挿入した供試体の作製方法、およびDEM解析における解析モデルの作製方法について述べる。

4.2.1 PBDで補強した中空円筒供試体の作製方法

PBDの配置を図4.1に示す。PBDの敷設本数は2本、3本、6本の3種類で等間隔に配置する。試験に用いた試料は珪砂5号で、粒度分布を図3.1に示す。PBDは実施工で使用されている剛性のある芯材でできた一体型のもの（幅20mm、厚さ4.4mm）で、3.2節の定体積せん断試験に用いたタイプ2と同じものである。供試体の寸法は、内径60mm、外径100mm、高さ210mmである。

供試体は、以下の手順にしたがって作製した。

- ① PBD下端部をペDESTALに固定する。

- ② 所定の相対密度になるよう空中落下法により乾燥した珪砂5号を投入する。
- ③ 供試体の所定位置まで仕上がった後、PBD 上端部をキャップに固定する。
- ④ 供試体を炭酸ガスと脱気水で飽和し、B 値が0.95以上であることを確認してから、等方圧 137.2kN/m^2 (背圧 98.0kN/m^2) で圧密を行う。

なお、初期有効側圧は、振動台実験での土被り圧と、供試体作製時において供試体を自立させるための条件を考慮して設定した。

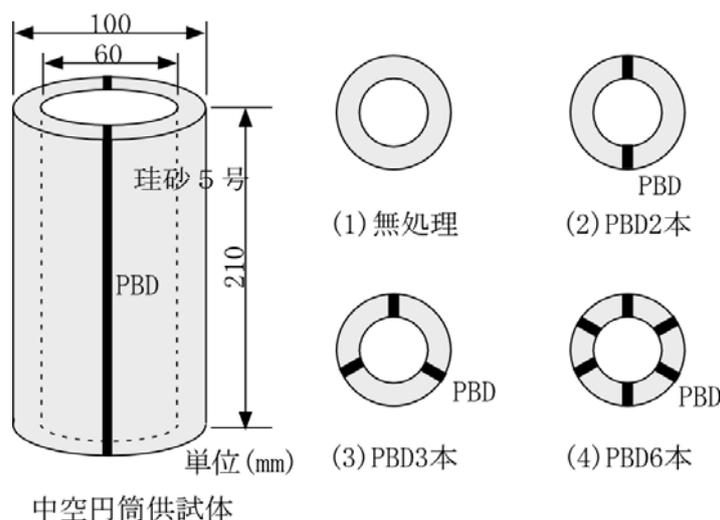


図 4.1 PBD の配置

4.2.2 PBD 補強要素の DEM 解析モデルの作製方法

解析モデルの一例を図 4.2 に示す。この図は、PBD を 2 本敷設し、その上端部をジオグリッドで連結したモデルである。PBD の敷設本数は 2 本、3 本、4 本、6 本の 4 種類で等間隔に配置する。解析モデルの寸法は長さが 30cm、高さが 12cm である。

土要素数は約 4000 個で、その粒度分布を図 3.11 に示すが、平均粒径 D_{50} はねじりせん断試験に用いた珪砂 5 号の 7.2 倍である。PBD を線形要素で表すことができないため、図示するように円要素を連結させたもので、PBD 下端部の要素は回転自由とする。ジオグリッドは目合いを考慮して隙間を設ける。土要素と補強材 (PBD、ジオグリッド) には 3 章で用いた材料定数と同じ値を用いており、その材料定数を表 4.1 に示す。PBD の剛性の影響を調べるため、PBD の剛性は 3 章で用いた (PBD-M) に対して剛性が高いケース (PBD-H) と低いケース (PBD-L) の 3 種類である。

解析モデルは、中空ねじり試験を忠実に再現するために、以下の手順にしたがって作製した。

- ① 左側面と右側面が連続した周期境界条件を設定し、PBD とジオグリッドを所定の位置に配置する。
- ② 土要素を境界内にパッキング (自由落下) する。
- ③ 土要素上面から試験装置の上部載荷板に相当する多角形要素を通じて鉛直載荷し、 39.2kN/m^2 の応力で沈下が収束するまで圧密を行う。

なお、中空ねじり試験は供試体を非排水状態でせん断するが、DEM 解析モデルは乾燥状態の要素モデルを圧密後に、非排水状態(体積一定)でせん断する。

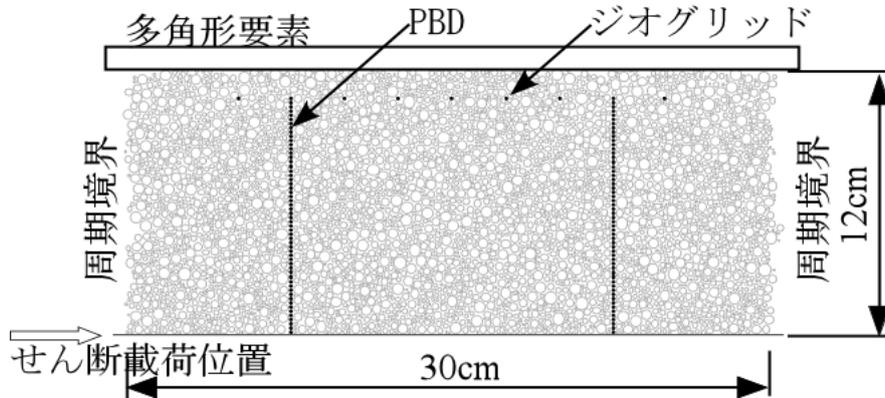


図 4.2 解析モデルの一例 (PBD2 本、PBD 上端部ジオグリッド)

表 4.1 土要素と補強材 (PBD、ジオグリッド) の材料定数

係数	土要素	補強材 (PBD、ジオグリッド)		
		PBD-M	PBD-H	PBD-L
要素密度 (kg/m ³)	2640	1000		
法線方向ばね定数 K_n (N/m)	4.0×10^7	2.0×10^8	4.0×10^8	8.0×10^7
接線方向ばね定数 K_s (N/m)	3.0×10^7	1.5×10^8	3.0×10^8	6.0×10^7
法線方向減衰定数 η_n (N · s/m)	2.6×10^2	8.0×10^2	8.0×10^2	8.0×10^2
接線方向減衰定数 η_s (N · s/m)	7.0×10^{-3}	8.0×10^2	8.0×10^2	8.0×10^2
粘着力 c (N)	0.0			
要素間摩擦角 ϕ (deg)	24.0			
転がり摩擦角 (deg)	24.0			

4.3 PBD 補強要素の非排水一方向中空ねじり試験

石原¹⁾は、地震などによる繰返しせん断によって発生する液状化は、体積収縮を起こす性質を具備している緩詰め粒状体が、排水を阻止されたため等体積変形を余儀なくされ、その結果、有効拘束圧の減少すなわち間隙水圧の上昇を伴って、液状化は発生すると述べている。本節では、地盤の等体積変形を再現するため、せん断中の供試体の高さを一定に保った非排水せん断試験を実施し、PBD の拘束効果について検討を行う。

4.3.1 試験方法

試験のケースを表 4.2 に示す。PBD の敷設本数は 2 本、3 本、6 本の 3 種類である。

せん断は、非排水状態でせん断ひずみ速度 1%/min で一方向に中空ねじり試験を行い、せん断中、ベロフラムシリンダーで軸力を調整しながら、供試体の高さが変化しないようにする。

計測項目は、供試体上部のせん断力、垂直応力、回転角度、軸方向変位および間隙水圧である。せん断ひずみ γ は供試体の半径方向中央部での回転変位量を基にせん断ひずみを求めたものである。

表 4.2 試験のケース

ケース	PBD の本数	初期相対密度 $D_{r0}(\%)$
T 2-1	なし	47
T 2-2	2 本	46
T 2-3	3 本	44
T 2-4	6 本	44

4.3.2 試験結果

せん断ひずみ γ とせん断応力 τ の関係を図 4.3 に示す。PBD を敷設したケースでは、せん断応力 τ は無処理のケース(T2-1)に比べると大きく、PBD の本数が多くなるほど初期の曲線の傾きが大きく、せん断剛性が大きくなる。

せん断ひずみ γ と平均有効主応力 σ_m' の関係を図 4.4 に示す。PBD を敷設したケースでは、平均有効主応力 σ_m' は無処理のケース(T2-1)に比べると大きく、せん断ひずみ γ が 2~3% の間でダイレイタンスーが負から正に変化している。PBD の本数が多くなるほど正のダイレイタンスーが大きくなる傾向がある。

有効応力経路を図 4.5 に示す。無処理のケース(T2-1)では、せん断開始と同時に有効応力は低下する。PBD を敷設したケースでは、無処理のケースに比べると有効応力の低下は少なく、PBD の本数が多くなるほど有効応力の低下は少なくなるが、ある程度以上の本数になるとあまり変わらない。しかし、変相点を過ぎると、PBD の本数が多くなるほどせん断応力は大きくなる。

以上のことから、非排水一方向ねじりせん断試験の結果、PBD を敷設した供試体は、無処理のものに比べると、せん断強度は大きくなる。また、PBD の本数が多くなるほど有効応力の低下が少なくなることが分かった。

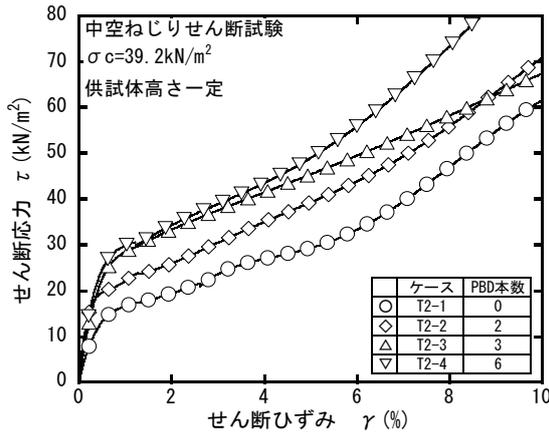


図 4.3 せん断ひずみとせん断応力の関係

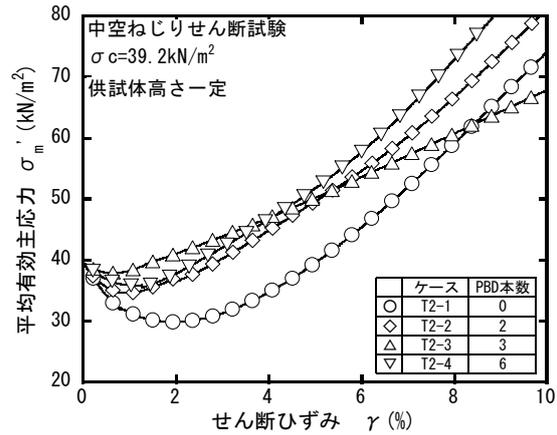


図 4.4 せん断ひずみと平均有効主応力の関係

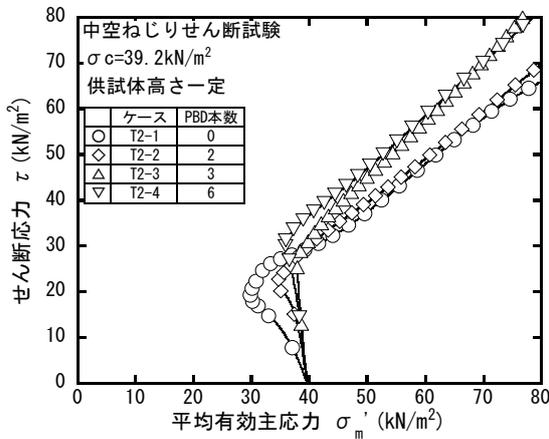


図 4.5 有効応力経路

4.4 個別要素法を用いた非排水一方向中空ねじり試験のシミュレーション解析

4.3 節の非排水一方向ねじり試験の結果、PBD 補強要素の強度増加を確認することができた。

本節では DEM を用いて 4.3 節の非排水一方向ねじり試験のシミュレーション解析を行い、PBD 補強要素の強度・変形特性等について検討し、PBD とジオグリッドとの拘束効果の発現メカニズムについて解析する。また、非排水一方向ねじり試験では実施することができなかった PBD の剛性、PBD 上端部とジオグリッドとの連結の影響についても検討を行う。

4.4.1 解析方法

解析ケースを表 4.3 に示す。PBD の敷設本数は 2 本、3 本、6 本の 3 種類で、PBD の剛性は 3 種類である。PBD の拘束条件は(1)PBD 下端部を固定し、PBD 上端部をジオグリッドで連結した場合と、(2)PBD 下端部を固定した場合の 2 種類である。これらの解析モデルについて、PBD の敷設本数、PBD の剛性、

PBD 上端部のジオグリッドの影響について検討を加えることとする。なお、解析モデルは乾燥状態である。

せん断方法は、中空ねじり試験の変位制御を再現するために、解析モデル底面および底面と接触する土要素を一定速度でせん断する。せん断中は多角形要素の高さが一定になるように垂直応力 σ_v を増減させ、せん断ひずみ γ が 5% に達するとせん断を終了する。

せん断応力 τ と垂直応力 σ_v は、解析モデル最上部での水平荷重と鉛直荷重を断面積で除した値であり、せん断ひずみ γ は底面に接している土要素の水平変位をモデルの高さで除した値である。

表 4.3 解析のケース

ケース	PBD の本数	補強材の材料剛性	PBD 上端部連結材料
DEM 2-1	なし	なし	なし
DEM 2-2	2 本	PBD-M	ジオグリッド
DEM 2-3	2 本		なし
DEM 2-4	3 本		ジオグリッド
DEM 2-5	6 本		ジオグリッド
DEM 2-6	6 本		なし
DEM 2-7	2 本		PBD-H
DEM 2-8	6 本	ジオグリッド	
DEM 2-9	2 本	PBD-L	ジオグリッド
DEM 2-10	6 本		ジオグリッド

4.4.2 解析結果

(1) PBD の敷設本数の影響について

PBD の本数を 2 本、3 本、6 本と変えた 3 ケース (DEM2-2), (DEM2-4), (DEM2-5) について述べる。

せん断ひずみ γ とせん断応力 τ の関係を図 4.6 に示す。PBD を敷設したケースでは、せん断応力 τ は無処理のケース (DEM2-1) に比べると大きく、PBD の本数が多くなるほどせん断応力 τ は大きくなる。4.3 節の中空ねじり試験と同じ傾向を示している。

せん断ひずみ γ と垂直応力 σ_v の関係を図 4.7 に示す。PBD を敷設したケースでは、無処理のケース (DEM2-1) に比べて正のダイレイタンスーが大きい。また、PBD の本数が多くなるほどダイレイタンスーは大きくなる。3.3 節の定体積せん断試験とその解析結果と同様に、4.3 節の中空ねじり試験の結果と比べるとダイレイタンスーを過大に評価する結果となった。2 次元解析では、せん断とともに粒子が他の粒子を乗り越えやすいため、膨張傾向を過大評価するものと考えられる。

有効応力経路を図 4.8 に示す。PBD を敷設したケースでは、無処理のケース (DEM2-1) に比べて有効応力の低下が小さい。PBD が 3 本のケース (DEM2-4) が最も有効応力の低下が小さく、それ以上本数が多くても有効応力の低下度合いは変わらず、頭落ちする傾向がある。4.3 節の中空ねじり試験の結果と同じ

傾向を示している。

以上のことから、4.3 節の非排水一方向中空ねじり試験の結果と同様に、PBDの本数が多くなるほど、せん断応力 τ が大きく、また、正のダイレイタンスが大きくなることが分かった。

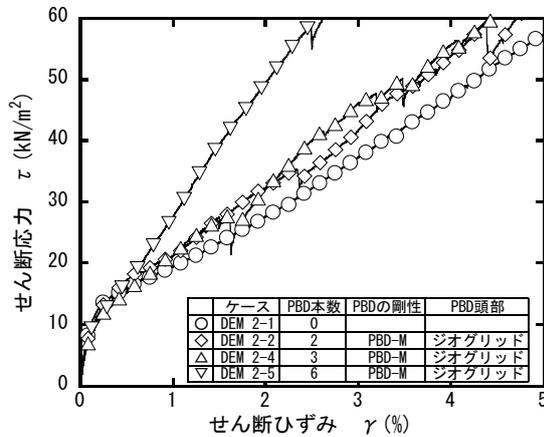


図 4.6 せん断ひずみとせん断応力の関係

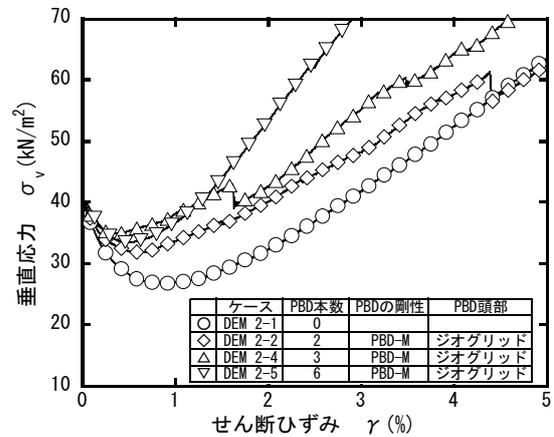


図 4.7 せん断ひずみと垂直応力の関係

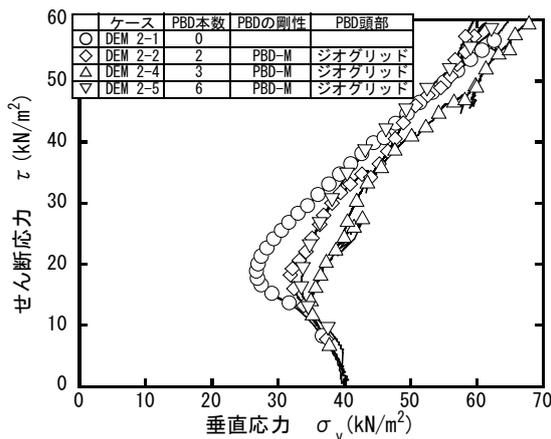


図 4.8 有効応力経路

(2) PBD の剛性の影響について

PBDの本数を変化させて実施した試験結果を解析で定性的に評価できることが分かった。したがって、PBDの剛性を変化させる中空ねじり試験を実施する代わりに、PBDの剛性の影響についてはDEM解析で定性的に説明できるものとして、PBDの剛性を変化させたDEM解析により検討を行う。

PBDを6本敷設し、PBDの剛性を変えた3ケース(DEM2-5)、(DEM2-8)、(DEM2-10)について述べる。

せん断ひずみ γ とせん断応力 τ の関係を図 4.9 に示す。せん断初期、PBDの剛性に係らずほぼ同一曲線上に位置しているが、せん断ひずみ γ が0.3%以上になると、PBDの剛性が高いケース(DEM2-8)ほどせん断応力 τ は大きくなる。

せん断ひずみ γ と垂直応力 σ_v の関係を図 4.10 に示す。せん断初期、PBDの剛性に係らずほぼ同一

曲線上に位置しているが、せん断ひずみ γ が 0.5%前後で圧縮から膨張に転じるあたりから、PBD の剛性が高いケース(DEM2-8)ほど正のダイレイタンスーが大きくなる。

有効応力経路を図 4.11 に示す。PBD の剛性に係らず有効応力の低下はほぼ同程度であるが、体積変化特性が膨張に転じた(変相点を過ぎた)後、せん断応力 τ は、PBD の剛性が高いケース(DEM2-8)ほど大きくなる。

PBD を 2 本敷設したケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。

以上のことから、PBD の剛性が高いほど、せん断応力 τ が大きく、また、正のダイレイタンスーが大きくなることが分かった。

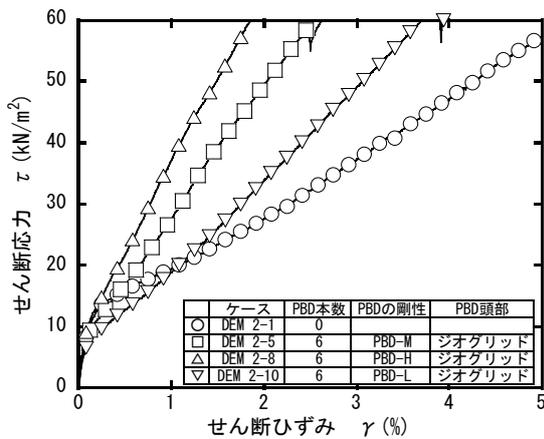


図 4.9 せん断ひずみとせん断応力の関係

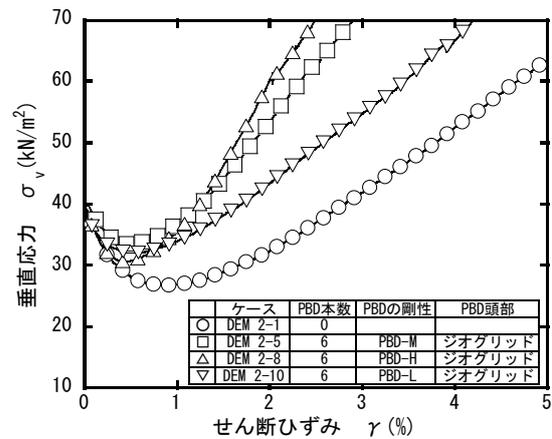


図 4.10 せん断ひずみと垂直応力の関係

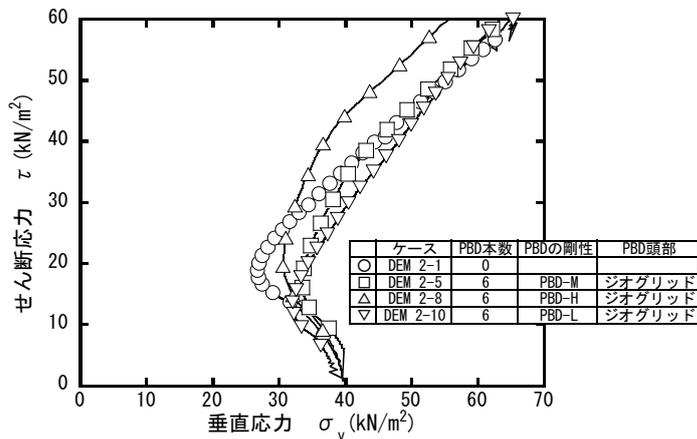


図 4.11 有効応力経路

(3) PBD 上端部のジオグリッドの影響について

PBD の剛性と同様に、解析により PBD 上端部のジオグリッドの影響について検討を行う。

PBD を 2 本と 6 本敷設し、ジオグリッドの有無の 4 ケース(DEM2-2), (DEM2-3), (DEM2-5), (DEM2-6) について述べる。

せん断ひずみ γ とせん断応力 τ の関係を図 4.12 に示す。PBD 上端部連結のケース(DEM2-2), (DEM2-5)では、せん断応力 τ は無処理のケース(DEM2-1)や PBD 上端部フリーのケース(DEM2-3), (DEM2-6)のせん断応力 τ より大きい。

せん断ひずみ γ と垂直応力 σ_v の関係を図 4.13 に示す。PBD 上端部連結のケース(DEM2-2), (DEM2-5)では、PBD 上端部フリーのケース(DEM2-3), (DEM2-6)に比べると、曲線は上にシフトし、正のダイレイタンシーが大きい。PBD 上端部連結のケースは、PBD とジオグリッドで囲まれた土要素が拘束されているために、正のダイレイタンシーが大きくなり、せん断抵抗が大きくなったものと考えられる。

有効応力経路を図 4.14 に示す。PBD 上端部連結のケース(DEM2-2), (DEM2-5)では、無処理のケース(DEM2-1)や PBD 上端部フリーのケース(DEM2-3), (DEM2-6)より有効応力の低下が小さい。

以上のことから、PBD 上端部をジオグリッドで連結しない場合は、PBD 上端部をジオグリッドで連結した場合に比べると、せん断応力 τ が小さく、また、正のダイレイタンシーが小さくなることが分かった。このように PBD 群打設工法における補強効果のひとつとして、ジオグリッドの効果が挙げられる。

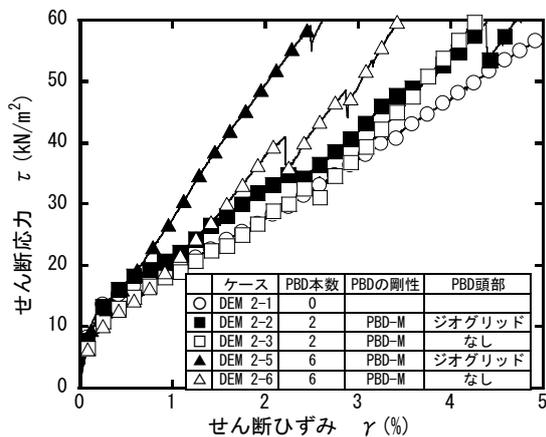


図 4.12 せん断ひずみとせん断応力の関係

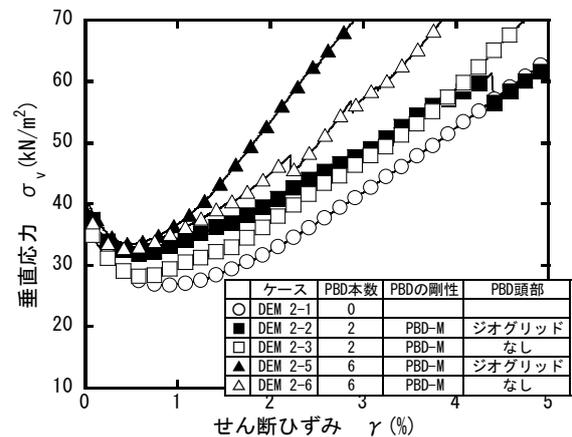


図 4.13 せん断ひずみと垂直応力の関係

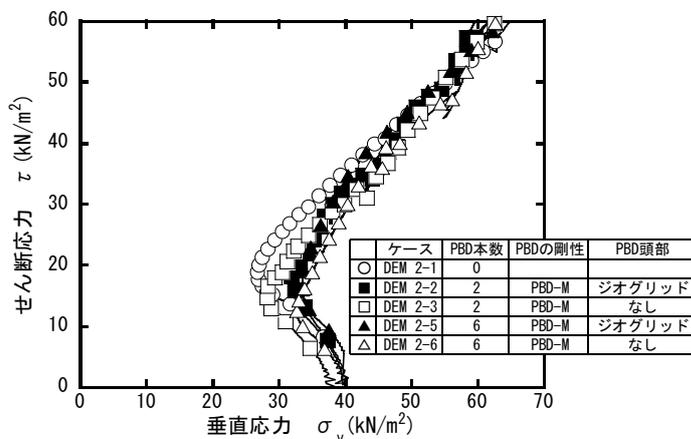


図 4.14 有効応力経路

4.4.3 PBD 補強要素の変形と強度特性

解析の結果、非排水一方向ねじり試験の結果を定量的に再現できていないが、定性的には表現できているものと考えられる。以下、解析モデル内の各要素の変位・応力について述べる。

(1) 土要素と PBD 要素の変位分布

土要素と PBD 要素の変位ベクトルを図 4.15 に示す。この図は、せん断ひずみ γ が 5% の時の各要素の中心点の移動ベクトルを表したものである。矢印はジオグリッドの敷設位置を示す。

図より、底面境界とそれに接する土要素を一定速度でせん断しているため、底面の変位が最も大きい。無処理のケース (DEM2-1) と PBD 上端部をジオグリッドで連結したケース (DEM2-2), (DEM2-4), (DEM2-6) では、変形状況が異なることが分かる。

次に、図 4.15 に示す S1, S2, S3 線上の土要素と P1, P2 線上の PBD 要素の水平変位の深度分布を図 4.16, 図 4.18, 図 4.19 に示す。

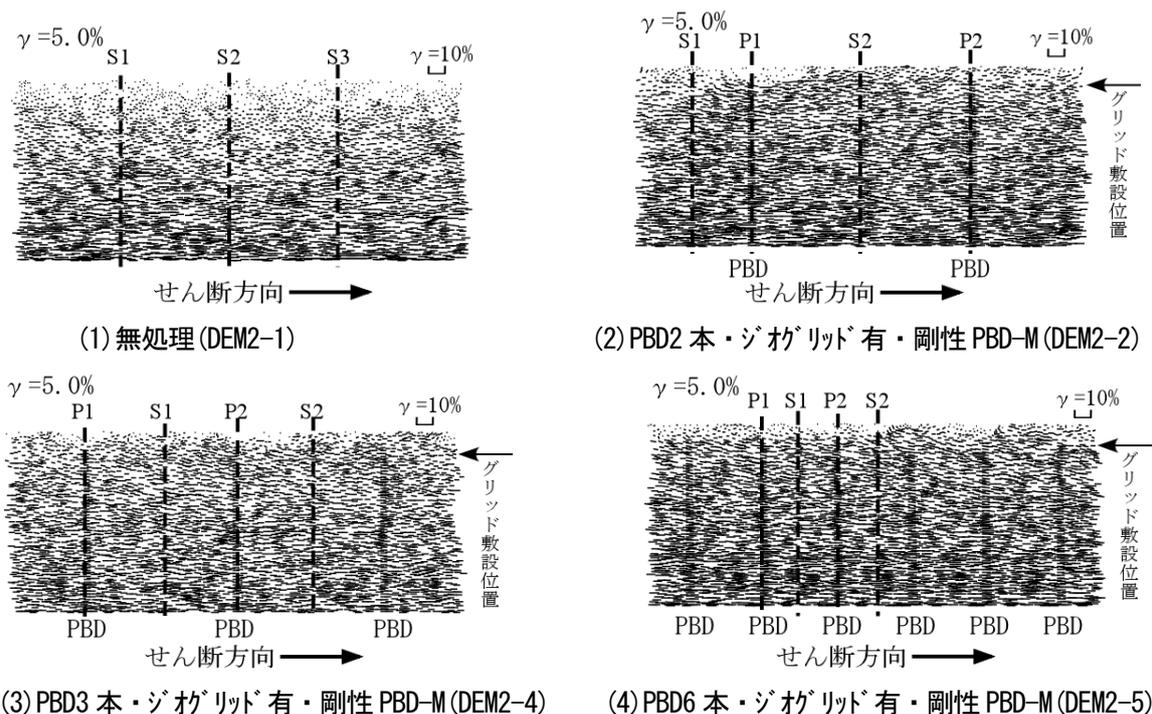


図 4.15 要素の変位ベクトル (せん断ひずみ $\gamma=5.0\%$)

(a) PBD の敷設本数の影響について

図 4.16 は、無処理と、PBD2 本、3 本、6 本と変えた 4 ケース (DEM2-1), (DEM2-2), (DEM2-4), (DEM2-5) の土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布である。無処理のケース (DEM2-1) では、上端に向かって相対的な変位量は大きくなるが、PBD を敷設したケースでは、無処理のものに比べると、底面と PBD 上端部間の変位量は相対的に小さく、深さごとの値のばらつきも少ない。

PBD2本のケース(DEM2-2)では、PBD 上端部付近(高さ10cm)の土要素の変位はPBD要素の変位に比べると少し大きくなっているが、PBD3本のケース(DEM2-4)とPBD6本のケース(DEM2-5)では、土要素の変位とPBD要素の変位はほぼ同じで、土とPBDが一体となって動いている。

また、PBDの本数が多くなるほど変位の深度方向の変化が少なく、変形しにくいことが分かる。PBD上端部の変位を比べると、PBD2本では無処理の約2/3、PBD3本以上では無処理の約1/3以下の変位である。

図4.17に地盤とPBDの変位の比較を表現した模式図を示す。解析では、図示するように、無処理のケースが非PBDゾーンに、PBDを敷設したケースがPBDゾーンに対応するものと考えられる。振動台実験では、PBDの変位は地盤変位の約1/2程度であると述べたが、解析において、PBD3本以上敷設したケースのPBDの変位は無処理の約1/3以下となり、解析による変位の方が小さい。このことは、2次元解析においては土の回り込みが考慮されないため、変位を過小に、拘束効果を過大に評価していることを表している。

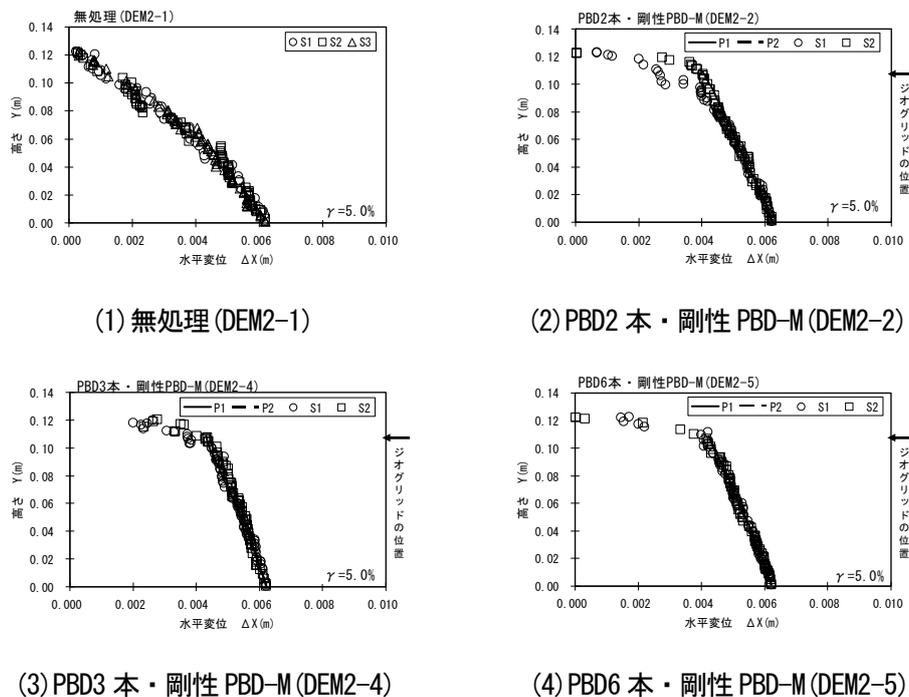


図 4.16 土要素とPBD要素の水平変位の深度分布(せん断ひずみ $\gamma=5.0\%$)

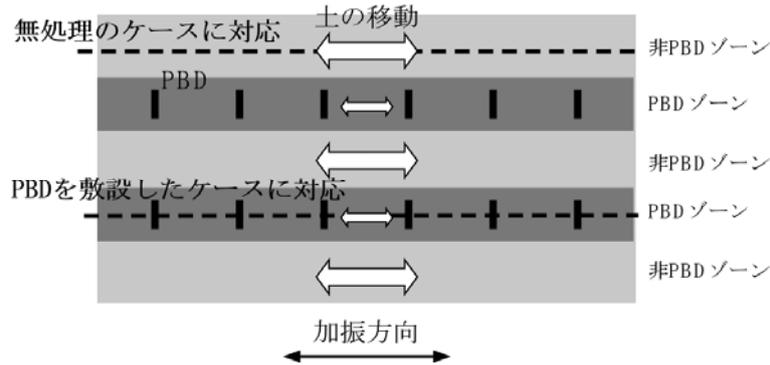
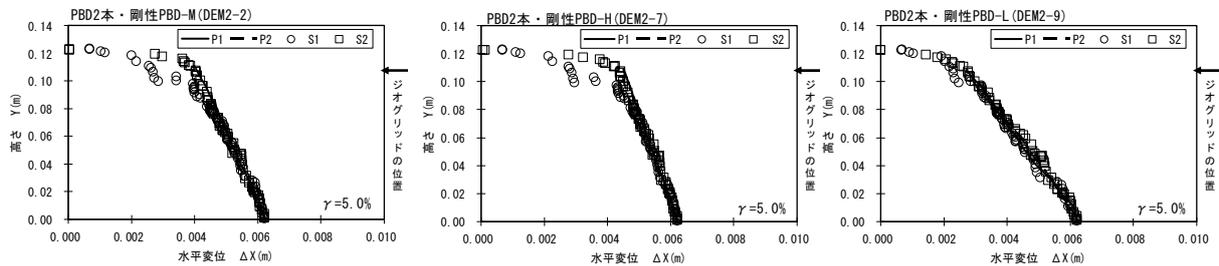


図 4.17 地盤の変位と PBD の変位の比較

(b) PBD の剛性の影響について

図 4.18 は、PBD を 2 本敷設し、PBD の剛性を変えた 3 ケース(DEM2-2), (DEM2-7), (DEM2-9)の土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布である。PBD の剛性が土要素の 2 倍のケース(DEM2-9)では、変位の深度方向の変化が大きくなり、無処理(DEM2-1)の挙動に近づいて変形が容易である。一方、PBD の剛性が高いケース(DEM2-7)では、変位の深度方向の変化が少なく、底面と PBD 上端部間の相対的な変位量も小さく、変形しにくい。

PBD を 6 本敷設したケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。



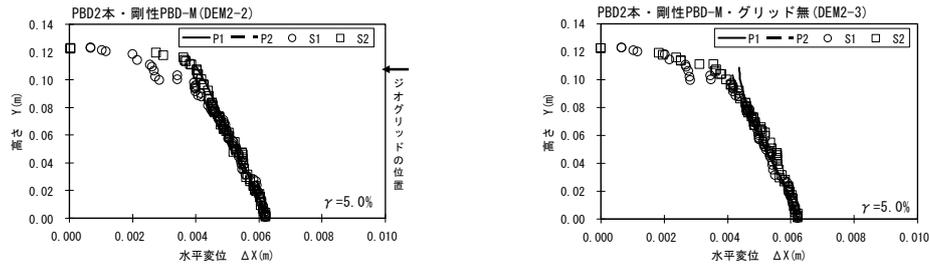
(1) PBD2 本・剛性 PBD-M (DEM2-2) (2) PBD2 本・剛性 PBD-H (DEM2-7) (3) PBD2 本・剛性 PBD-L (DEM2-9)

図 4.18 土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布 (せん断ひずみ $\gamma=5.0\%$)

(c) PBD 上端部のジオグリッドの影響について

図 4.19 は、PBD を 2 本敷設し、PBD 上端部のジオグリッドの有無のケース(DEM2-2), (DEM2-3)の土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布である。PBD 上端部フリーのケース(DEM2-3)では、PBD 上端部連結のケース(DEM2-2)に比べると、要素上端部付近での PBD 要素の変位が小さいのに対して、土要素の変位は大きく変形しやすくなっている。したがって、ジオグリッドにより変形が抑制されている効果が明らかである。

PBD を 6 本敷設したケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。



(1) PBD2 本・剛性 PBD-M (DEM2-2) (2) PBD2 本・ジオグリッド無・剛性 PBD-M (DEM2-3)

図 4.19 土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布 (せん断ひずみ $\gamma=5.0\%$)

(2) 土要素の圧縮力と PBD の引張力

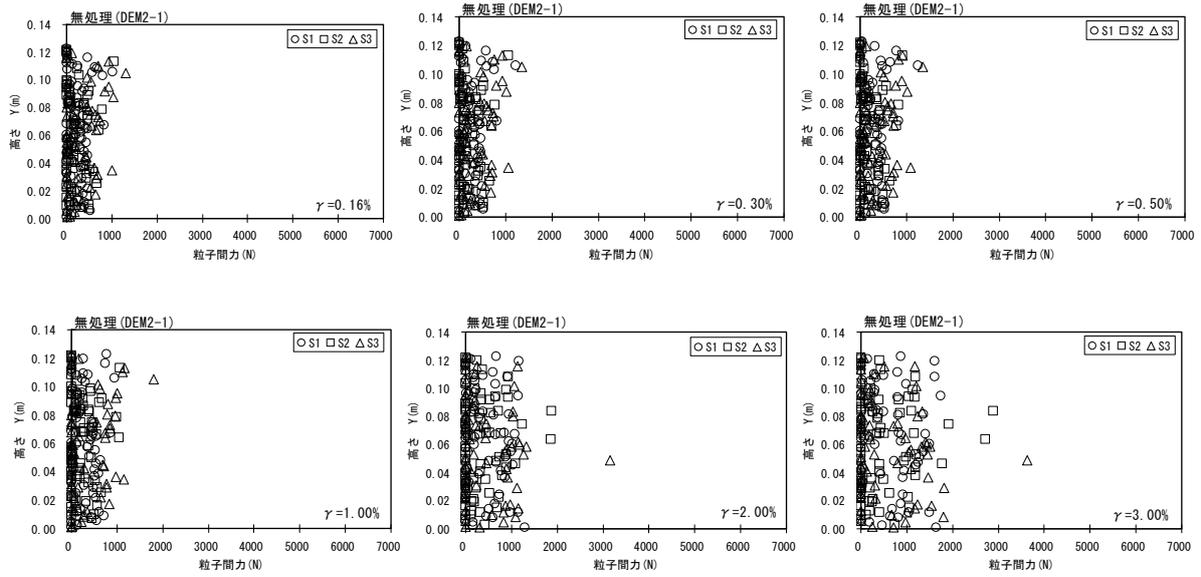
時系列的に表した S1, S2, S3 線上の土要素の圧縮力、P1, P2 線上の PBD 要素の引張力の深度分布を図 4.20～図 4.22 に示す。土要素の圧縮力は絶対値を表す。

(a) PBD の敷設本数の影響について

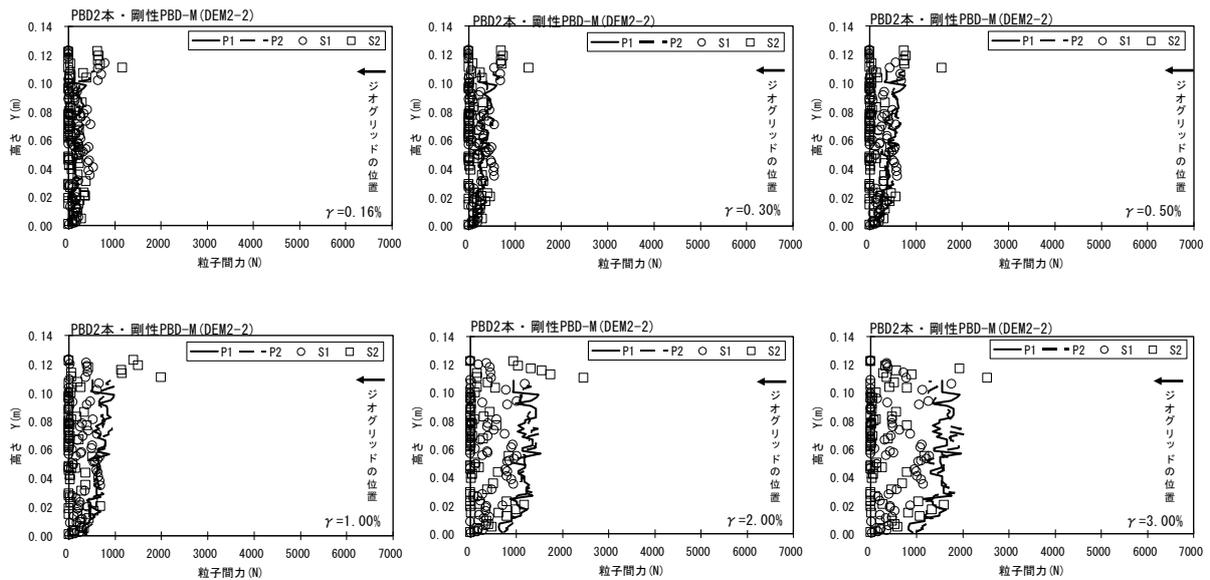
図 4.20 は、せん断ひずみ γ が $0.16\% \sim 3.0\%$ の時の無処理と、PBD2 本、6 本と変えた 3 ケース (DEM2-1), (DEM2-2), (DEM2-5) の土要素の圧縮力と PBD の引張力の深度分布である。全てのケースで、せん断初期 (せん断ひずみ γ が 0.5% 以下) のダイレイタンスーが負の時、土要素の圧縮力および PBD の引張力は徐々に大きくなるが、ダイレイタンスーが正に転じて (せん断ひずみ γ が 1.0% 以上) から土要素の圧縮力および PBD の引張力は急に大きくなり、要素が正のダイレイタンスーを示して PBD に引張力が作用することによりせん断抵抗が増加していることを示している。

PBD を敷設したケースでは、高さ 11cm 以下 (ジオグリッドの敷設位置より下の位置) において、土要素の圧縮力と PBD の引張力の深度分布形状はほぼ同様なものとなっている。

PBD2 本のケース (DEM2-2) では、せん断とともに PBD の引張力と土要素の圧縮力は増加しているが、土要素の圧縮力は無処理のケース (DEM2-1) に比べて小さい。また、各 PBD の引張力はほぼ同じで、引張力は PBD 上端部付近で大きい。PBD6 本のケース (DEM2-5) も同じような傾向が見られる。PBD の本数が多くなるほど PBD の引張力は若干大きい。

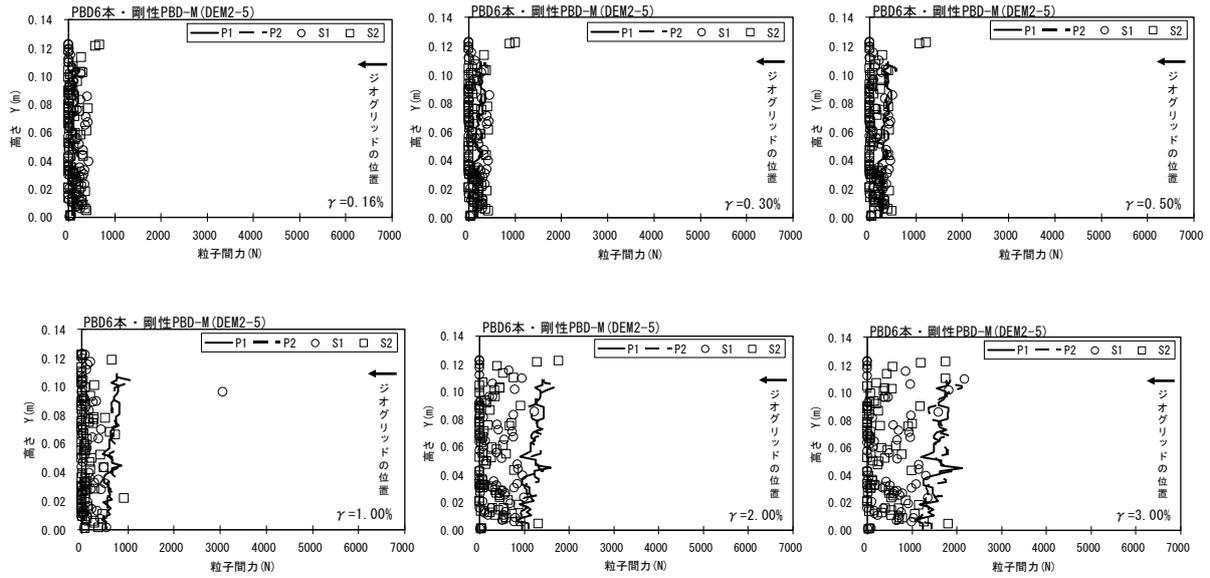


(1) 無処理 (DEM2-1) (上段の左から順に $\gamma=0.16\%$ 、 $\gamma=0.30\%$ 、 $\gamma=0.50\%$)
 (下段の左から順に $\gamma=1.00\%$ 、 $\gamma=2.00\%$ 、 $\gamma=3.00\%$)



(2) PBD2本・ジオグリッド有・剛性PBD-M (DEM2-2) (上段の左から順に $\gamma=0.16\%$ 、 $\gamma=0.30\%$ 、 $\gamma=0.50\%$)
 (下段の左から順に $\gamma=1.00\%$ 、 $\gamma=2.00\%$ 、 $\gamma=3.00\%$)

図 4.20 土の圧縮力と PBD の引張力の深度分布



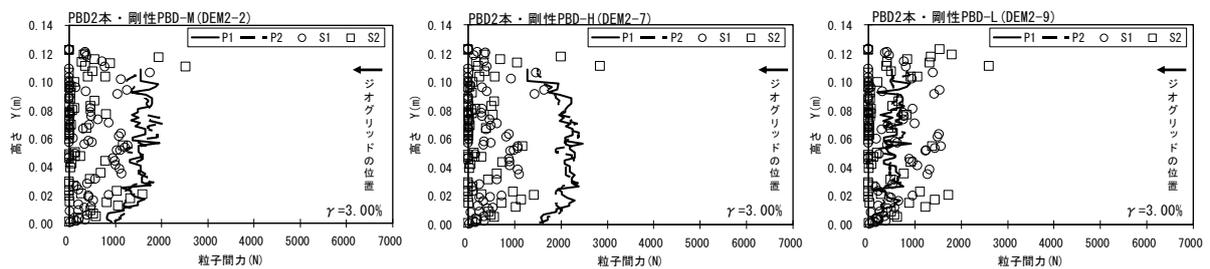
(3) PBD6 本・ジオグリッド有・剛性 PBD-M (DEM2-5) (上段の左から順に $\gamma=0.16\%$ 、 $\gamma=0.3\%$ 、 $\gamma=0.5\%$)
 (下段の左から順に $\gamma=1.0\%$ 、 $\gamma=2.0\%$ 、 $\gamma=3.0\%$)

図 4.20 土の圧縮力と PBD の引張力の深度分布

(b) PBD の剛性の影響について

図 4.21 は、せん断ひずみ γ が 3.0% の時の PBD を 2 本敷設し、PBD の剛性を変えた 3 ケース (DEM2-2), (DEM2-7), (DEM2-9) の土要素の圧縮力と PBD の引張力の深度分布である。PBD の剛性が土要素の 2 倍のケース (DEM2-9) では、ケース (DEM2-2) に比べて PBD の引張力は小さくなるが、土要素の圧縮力は若干大きい。しかし、PBD の剛性が土要素の 10 倍のケース (DEM2-7) では、PBD の引張力は大きく、土要素の圧縮力は低く抑えられる。

PBD を 6 本敷設したケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。



(1) PBD2 本・剛性 PBD-M (DEM2-2) (2) PBD2 本・剛性 PBD-H (DEM2-7) (3) PBD2 本・剛性 PBD-L (DEM2-9)

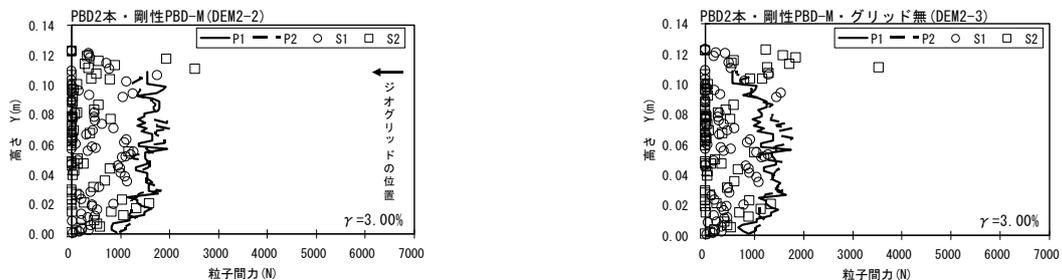
図 4.21 土の圧縮力と PBD の引張力の深度分布 (せん断ひずみ $\gamma=3.0\%$)

(c) PBD 上端部のジオグリッドの影響について

図 4.22 は、せん断ひずみ γ が 3.0% の時の PBD を 2 本敷設し、ジオグリッドの有無のケース (DEM2-2),

(DEM2-3)の土要素の圧縮力と PBD の引張力の深度分布である。PBD 上端部フリーのケース(DEM2-3)では、PBD 上端部連結のケース(DEM2-2)に比べ、PBD 上端部の引張力はほぼゼロとなり PBD の引張力は小さい。

PBD を 6 本敷設したケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。



(1)PBD2 本・ジオグリッド有・剛性 PBD-M (DEM2-2) (2)PBD2 本・ジオグリッド無・剛性 PBD-M (DEM2-3)

図 4.22 土の圧縮力と PBD の引張力の深度分布 (せん断ひずみ $\gamma=3.0\%$)

(3) 要素の接触点数の変化とダイレイタンスーの関係

PBD を敷設したケースでは、正のダイレイタンスーが大きくなり、また、PBD とジオグリッドによって土要素の変形が抑制され、強度が増加していることを述べた。そこで、土要素の移動による要素の接触点数の変化とダイレイタンスーの変化には何らかの関係があるものと考え、せん断中の全要素の接触点数の経時変化を図 4.23 に示す。縦軸は、式(4-1)に示すように、全要素の接触点数の総数をせん断前の全要素の接触点数の総数で除した値を表す。ダイレイタンスー特性と比較するために右図にせん断ひずみ γ と垂直応力 σ_v の関係を併記する。

$$\text{全要素の接触点数の比率} = \frac{\text{全要素の接触点数の総数}}{\text{初期の全要素の接触点数の総数}} \quad (4-1)$$

(a) PBD の敷設本数の影響について

図 4.23 (1) より、PBD を敷設したケースでは、せん断初期、接触点数は減少するが、せん断ひずみ γ が 1%を越えるあたりから接触点数は増加傾向を示している。また、PBD の敷設本数が多くなるほど、接触点数の増加傾向が大きい。要素の接触点数の経時変化は垂直応力 σ_v の経時変化と似た挙動を示し、せん断が進み、正のダイレイタンスーを示すと、要素の接触点数は増加傾向を示す。これは、せん断とともに粒子が他の粒子を乗り越える際に接触点数が増加することによるものと考えられる。

(b) PBD の剛性の影響について

図 4.23 (2) より、PBD6 本の場合、せん断ひずみ γ が 1%を越えるあたりから、PBD の剛性が高いケース(DEM2-8)ほど接触点数は増加傾向を示し、垂直応力 σ_v の変化と似た挙動を示している。

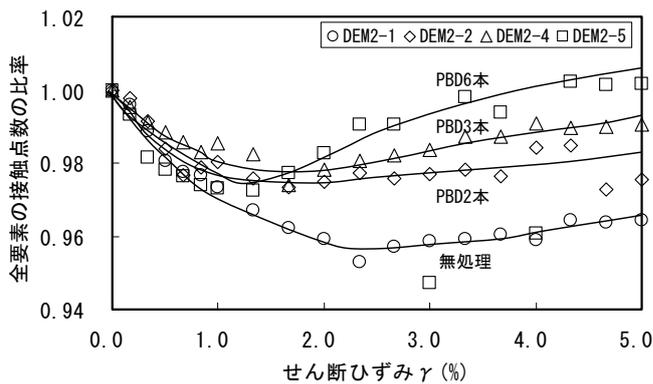
PBD を 2 本敷設したケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。

(c) PBD 上端部のジオグリッドの影響について

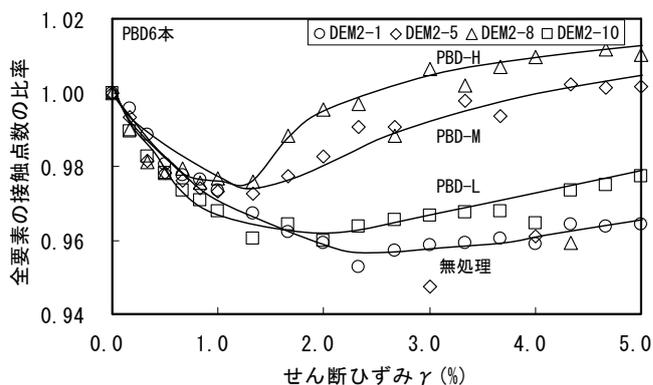
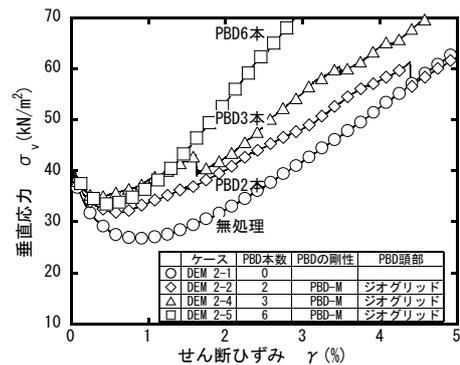
図 4.23(3)より、PBD6本の場合、PBD 上端部連結のケース(DEM2-5)は、PBD 上端部フリーのケース(DEM2-6)と比べると、せん断ひずみ γ が 1%を越えるあたりから、接触点数は増加傾向を示し、垂直応力 σ_v の変化と似た挙動を示している。

PBD を 2 本敷設したケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。

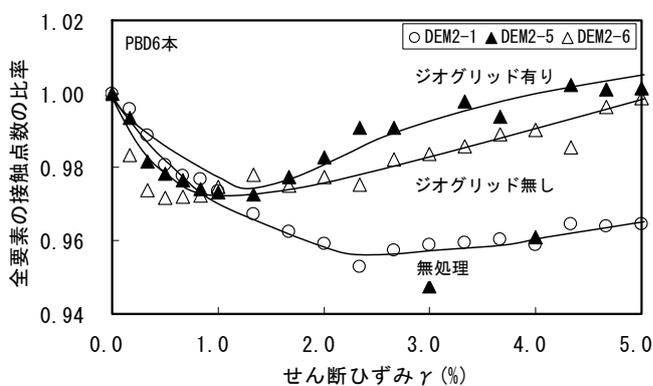
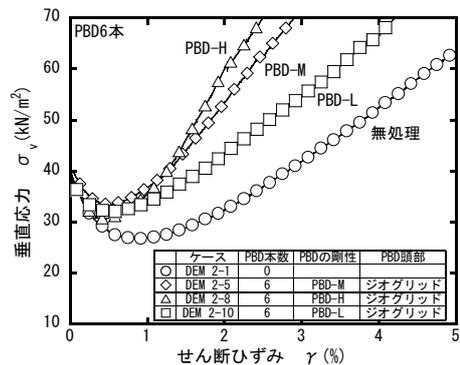
以上のことから、全要素の接触点数の変化とダイレイタンス特性は同じ挙動を示し、相関性があることが分かった。



(1) PBDの本数の比較 (ジオグリッド有、剛性 PBD-M)



(2) PBDの剛性の比較 (PBD6本、ジオグリッド有)



(3) PBD 上端部ジオグリッドの比較 (PBD6本、剛性 PBD-M)

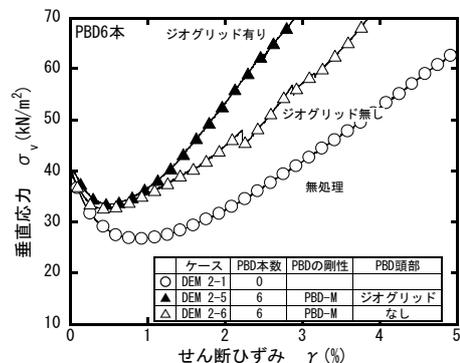


図 4.23 全要素の接触点数と垂直応力の経時変化

4.5 非排水単調載荷時の PBD 補強要素の拘束メカニズム

4.4 節では、非排水一方向中空ねじり試験の結果を定性的に再現することができ、PBD 補強要素において、PBD とジオグリッドによって要素の変形が抑えられ、正のダイレイタンスが大きく、あるいは要素の接触点数が増加して、強度が増加することが分かった。また、PBD には引張抵抗が発揮されることが分かった。

本節では、土要素と PBD 要素がせん断によってどのように変化しているのか、要素の接触点網（デロウニーネットワーク）、要素の接点角分布^{2) 3)}、および要素の接触力ベクトルの変化を微視的な観点から検討を行い、PBD 補強要素の拘束メカニズムについて考察する。

4.5.1 要素の接触点網

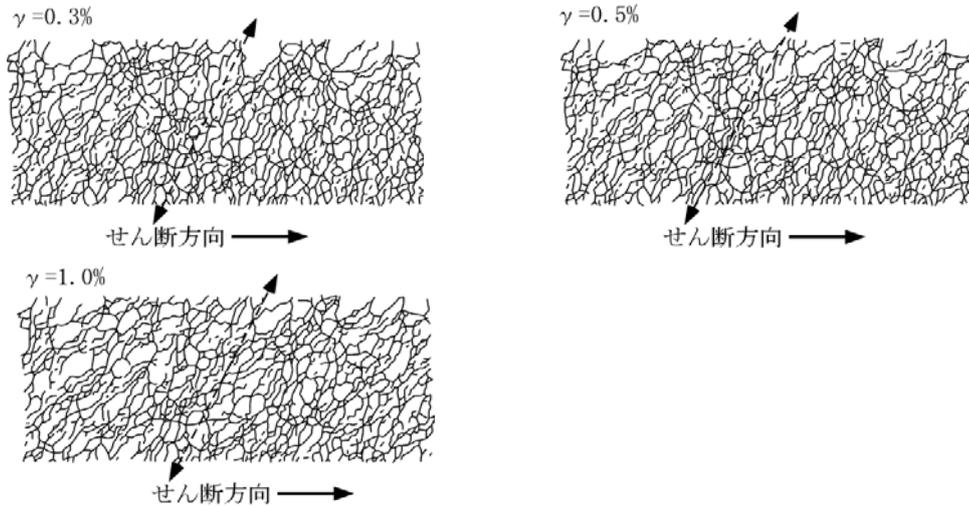
無処理、PBD2 本、および PBD6 本の場合、せん断ひずみ γ が 0.3%、0.5%、1.0% の時の要素の接触点網を図 4.24 に示す。全要素の接触点網を描画すると非常に見にくいいため、この図には接触している全要素のうち平均接触力以上の要素の中心点を結んだものを示す。したがって、図中に空白部分が見られるが、その箇所も要素の接触点網は存在している。せん断方向は左から右に作用している状態である。

無処理のケース(DEM2-1)では、せん断とともに要素の接触点が斜め方向に連なった線が多数見られ、砂質土のねじりせん断試験で観察される、せん断面の方向と一致しているものと考えられる。

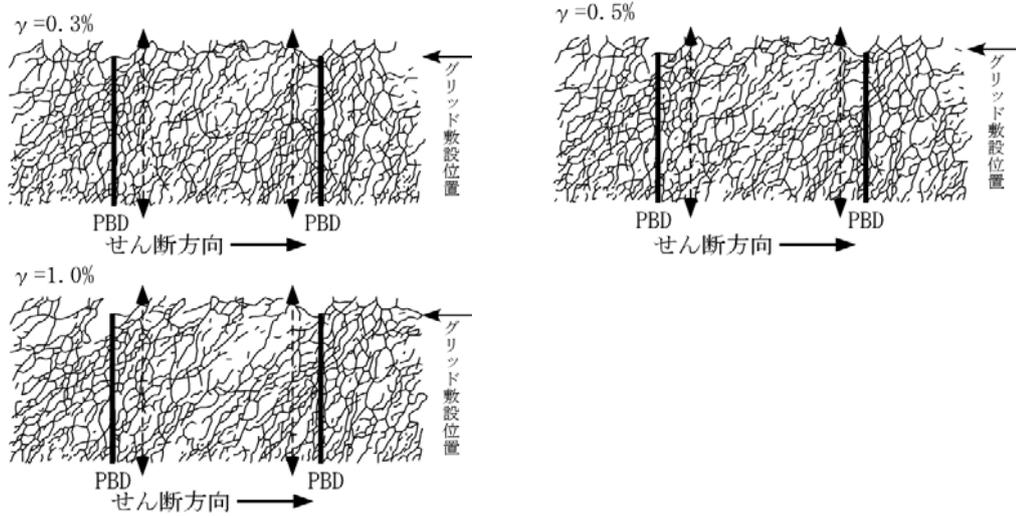
PBD を敷設したケース(DEM2-2)、(DEM2-5)では、無処理のケース(DEM2-1)と傾向が異なる。PBD 付近の要素の接触点が密になり上下方向に連なった線が見られる。また、PBD と PBD の中間部には少し斜め方向に連なった線が存在している。

PBD3 本の場合も図を省略するが同じ傾向を示していた。

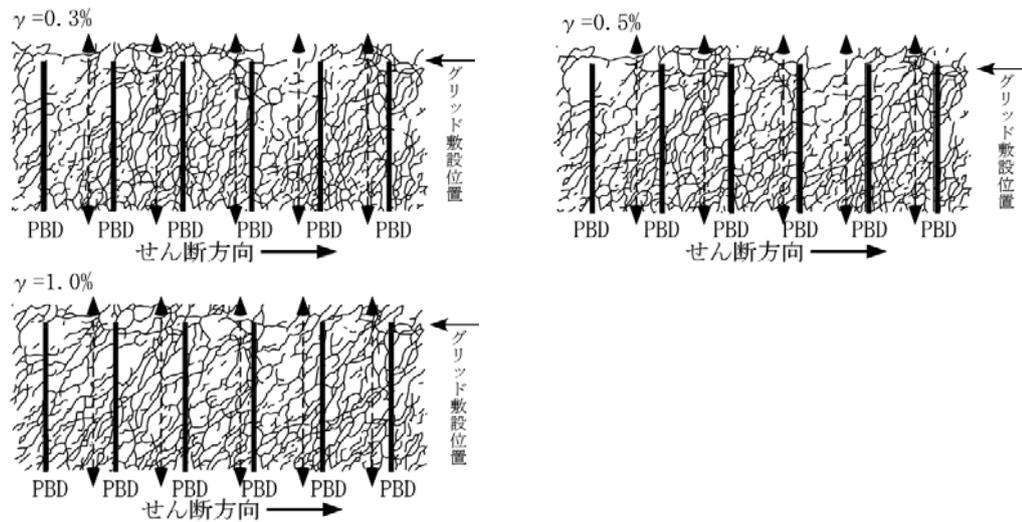
以上のことから、PBD を敷設した場合、せん断初期には無処理のケースと同様にせん断方向が水平方向に生じていたものが、せん断が進むにしたがい、せん断方向が PBD に沿った上下方向にも作用するようになり、土要素が上下方向に連なった線が見られ、構造骨格が形成されている。



(1)無処理 (DEM2-1) (上段左 : $\gamma=0.3\%$ 、上段右 : $\gamma=0.5\%$ 、下段 : $\gamma=1.0\%$)



(2)PBD2本・ジカグリッド有・剛性PBD-M (DEM2-2) (上段左 : $\gamma=0.3\%$ 、上段右 : $\gamma=0.5\%$ 、下段 : $\gamma=1.0\%$)



(3)PBD6本・ジカグリッド有・剛性PBD-M (DEM2-5) (上段左 : $\gamma=0.3\%$ 、上段右 : $\gamma=0.5\%$ 、下段 : $\gamma=1.0\%$)

図 4.24 要素の接触点網

4.5.2 要素の接点角分布

無処理、PBD2本、およびPBD6本の場合、せん断ひずみ γ が0.5%、1.0%の時の全要素の接点角分布の変化を図4.25に示す。図中の要素の接点角 α は、要素の接平面の垂直方向が水平面とのなす角度で、全体を10度間隔の変域に区分し、その変域における各要素間の接点角の平均値を表す。また、要素接点角の度数分布 $M(\alpha)$ は、変域内の接点度数を最大度数で正規化したものである。

無処理のケース(DEM2-1)では、せん断が進むにしたがい粒子構造の変化が生じ、せん断ひずみ γ が1.0%の時には ± 45 度方向の成分が多くなる。これは、図4.24(1)の斜め方向に連なった線が生じていることを裏付けている。

PBDを敷設したケース(DEM2-2)、(DEM2-5)では、無処理のケース(DEM2-1)と異なり、 ± 90 度方向の成分に加えて ± 45 度方向の成分が卓越しており、図4.24(2)(3)の傾向を裏付けている。また、せん断ひずみ γ が0.5%以上になると、接点角の分布形状の変化が少なくなる。言い換えれば、せん断ひずみ γ が0.5%以上になると、構造骨格が形成され、それ以降の粒子構造の変化は少ないことを示している。

PBD3本の場合も図を省略するが同じ傾向を示していた。

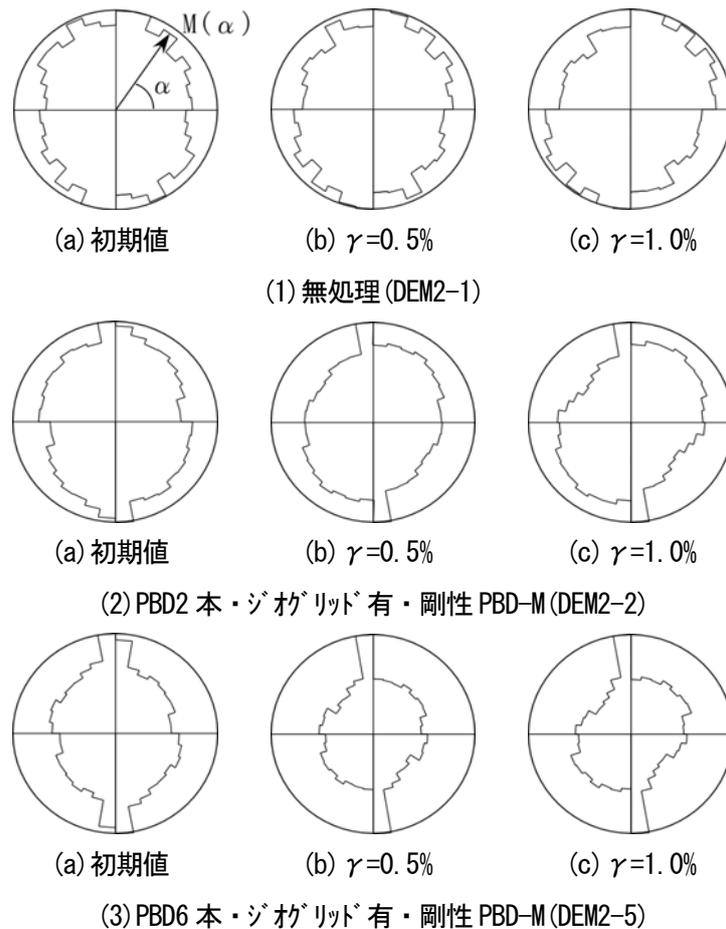


図 4.25 要素の接点角分布

4.5.3 要素の接触力ベクトル

無処理、PBD2本、およびPBD6本の場合、せん断ひずみ γ が0.3%、0.5%、1.0%の時の要素の接触力ベクトルの分布を図4.26に示す。無処理のケース(DEM2-1)では、前述したように斜め方向の成分が多数見られ、PBDを敷設した場合に比べると、土の接触力は不均一である。

PBDを敷設したケース(DEM2-2)、(DEM2-5)では、前述したように上下方向と斜め方向の成分が見られ、PBDとジオグリッドで囲まれた土の接触力は、無処理のケース(DEM2-1)と比べて均一に分布している。また、ジオグリッド付近の土の接触力は大きい。これは、PBDとジオグリッドで囲まれた領域内の土要素が、上方向に押し出されるのをジオグリッドが抑制しているために粒子間接触力が大きくなったことを裏付けている。

PBD3本の場合も図を省略するが同じ傾向を示していた。

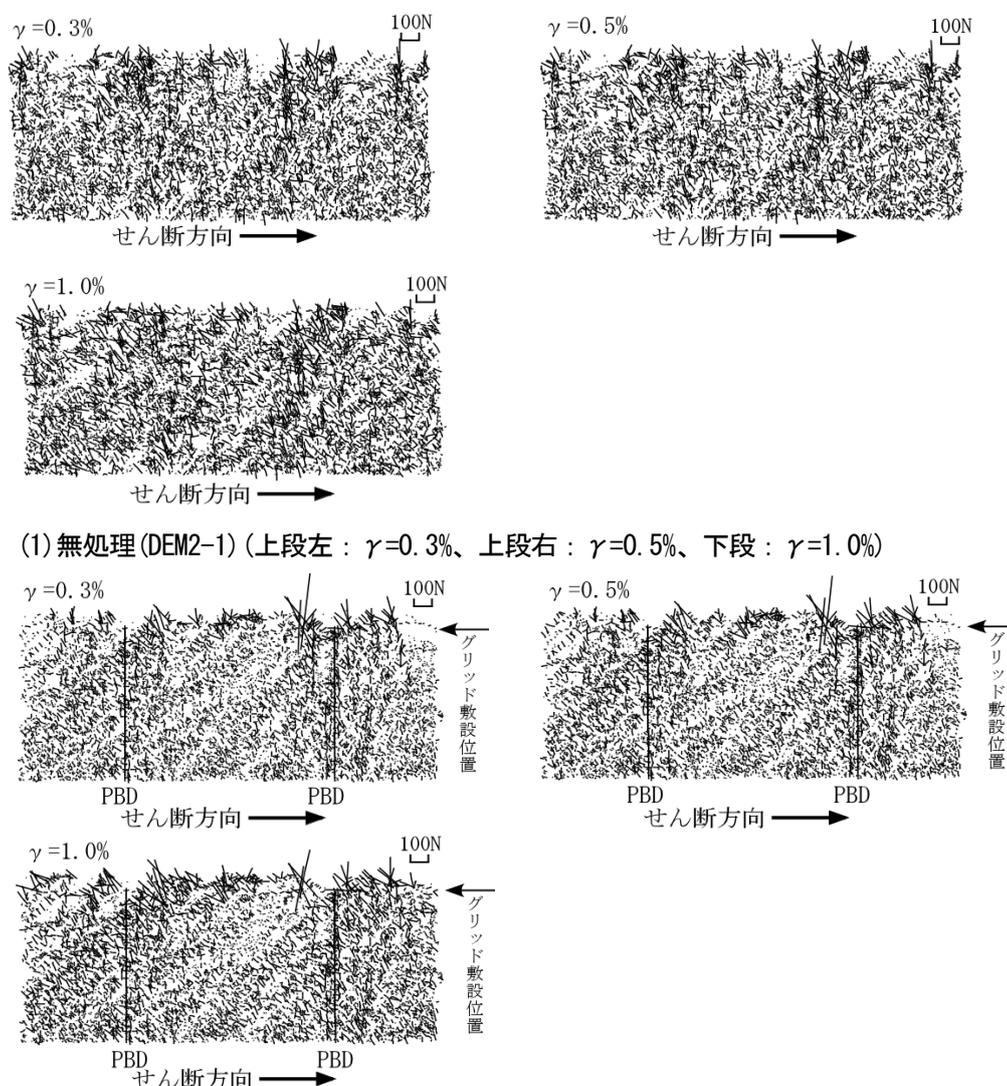
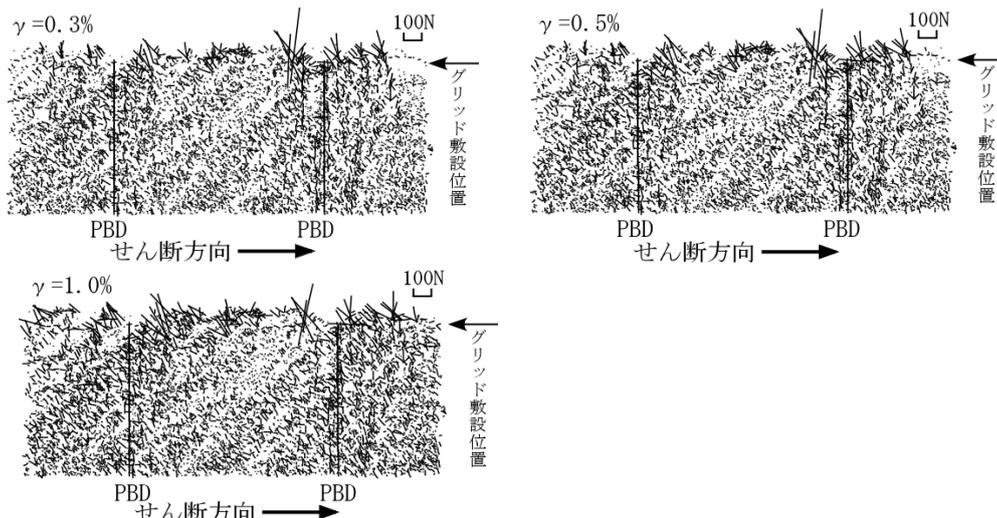


図 4.26 要素の接触力ベクトル



(3) PBD6本・ジオグリッド有・剛性PBD-M (DEM2-5) (上段左: $\gamma=0.3\%$ 、上段右: $\gamma=0.5\%$ 、下段: $\gamma=1.0\%$)

図 4.26 要素の接触力ベクトル

4.5.4 単調載荷時のPBD補強要素の拘束メカニズム

4.5.1~4.5.3より単調載荷におけるPBD補強要素の拘束効果の特徴を整理したものを表4.4に示す。

せん断が進むにしたがって、PBDとジオグリッドで囲まれた領域では、土粒子の再配列が生じ、土粒子の構造骨格が上下方向に卓越し、領域内の土粒子が押し出されようとするのを、PBDの引張抵抗とジオグリッドが抑えている。そのため、特にPBD上端部の引張力が大きく、また、ジオグリッド付近での土の圧縮力が大きくなるものと考えられる。

単調載荷によるPBD補強要素の拘束メカニズムの模式図を図4.27に示す。

表 4.4 単調載荷におけるPBD補強要素の拘束効果の特徴

	拘束効果
土粒子	再配列、土とPBDの一体化
構造骨格	上下方向に形成
PBDの引張抵抗	特に上端部：大
ジオグリッド	土の押し出しの防止→土の圧縮力：大、変形抑制に寄与

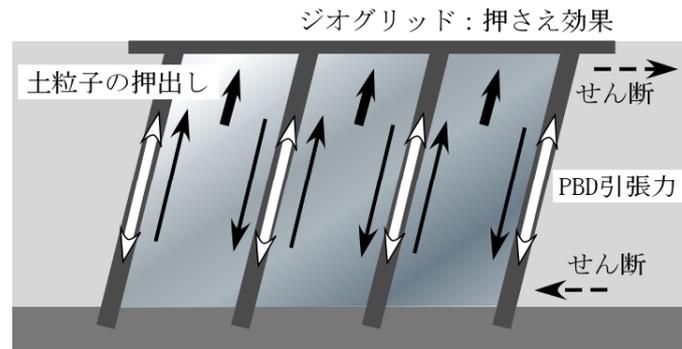


図 4.27 単調载荷における PBD 補強要素の拘束メカニズム

4.6 結論

本章では、PBD の敷設本数を変化させた供試体の非排水一方向中空ねじり試験とそのシミュレーション解析を実施し、PBD とジオグリッドで囲まれた PBD 補強要素の拘束特性を把握し、単調载荷時の PBD 補強要素の拘束メカニズムについて検討を行った。

本章で行った試験と解析の結果から、以下のような結論が得られた。

(1) 非排水一方向中空ねじり試験とそのシミュレーション解析について

- ① 非排水一方向中空ねじり試験と DEM 解析の結果、PBD を敷設した場合、無処理のものに比べると、せん断応力は大きくなる。また、PBD の本数が多くなるほど有効応力の低下が少なくなる。DEM 解析は、ねじりせん断試験の結果を定性的であるが再現することができる。
- ② PBD の剛性が高くなるほど、地盤が変形しにくく、有効応力の低下が少なくなる。また、PBD 上端部をジオグリッドで連結しない場合、地盤の変形が生じやすく、有効応力の低下が大きくなる。
- ③ PBD 敷設地盤では、土要素の変位と PBD の変位はほとんど同じで、土と PBD が一体となって動き、無処理地盤のものに比べると、変形量は小さい。これは、PBD とジオグリッドによる拘束効果が発揮されていることを示している。また、振動台実験のように無処理の解析モデルを非 PBD ゾーン、PBD を敷設した解析モデルを PBD ゾーンと規定すると、非 PBD ゾーンに対する PBD ゾーンの変位の比率は、振動台実験のものより解析による方が小さい。2次元解析においては土の回り込みが考慮されないため、拘束効果を過大に評価しているためと考えられる。
- ④ PBD は引張補強材として機能し、PBD の本数が多くなるほど、あるいは、PBD の剛性が高くなるほど PBD の引張力は大きくなる。また、引張力分布は PBD 上端部の引張力が最も大きく、PBD 上端部をジオグリッドで連結しない場合、PBD 上端部の引張力はゼロとなる。
- ⑤ ダイレイタンシー特性と要素の接触点数の変化との間には良好な関係があり、接触点数が増加傾向を示すと正のダイレイタンシーは大きくなる。

(2) 単調载荷による PBD 補強要素の拘束メカニズムについて

- ① せん断が進むにしたがって、せん断方向が水平方向に加えて上下方向に変化し、PBD とジオグリッドで囲まれた領域では、土粒子の再配列が生じ、粒子の構造骨格が上下方向に卓越し、領域内の土が押し出されようとするのを、PBD の引張抵抗とジオグリッドが抑えている。そのため、PBD 上端部の引張力が大きく、また、ジオグリッド付近での土の圧縮力が大きくなる。

参考文献

- 1) 石原研而：土質力学の基礎、鹿島出版会、pp.232～235、1976.
- 2) 松岡 元、山本修一：個別要素法による粒状体のせん断機構の微視的考察、土木学会論文集、No.478/III-26、pp.167～175、1994.
- 3) 山本修一、松岡 元：粒状体のせん断時の粒子構造の変化とせん断ひずみの関係、土木学会論文集、No.505/III-29、pp.219～228、1994.

第5章 非排水繰返し載荷時のPBD補強要素の拘束効果の検討

5.1 概説

第3章と第4章では、単調載荷時のPBD敷設地盤の拘束効果を調べるため、PBDを敷設した供試体の定体積単純せん断試験と非排水一方向中空ねじりせん断試験、およびそれぞれの試験のシミュレーション解析を行った。それらの結果、PBDを敷設した地盤では、無処理地盤に比べると有効応力の低下が少なく、PBDの本数が多くなるほど有効応力の低下度合いが小さくなることが分かった。また、PBDとジオグリッドで囲まれた領域では土とPBDが一体となり、粒子間の接触力方向が変化し、上下方向に卓越した成分がみられることが分かった。単調載荷時のPBD敷設地盤の拘束メカニズムとして、PBDの引張抵抗とジオグリッドによる土の押さえ込み機能が発揮され、PBD間の土が上方向に押し出されるのを防いでいる状態であると考察した。

このように、単調載荷時のPBDとジオグリッドによる拘束効果のメカニズムを解明することができたが、本研究では、PBD群打設による液状化対策工法の開発を目的としている。このため、繰返し載荷時のPBD敷設地盤の拘束効果および排水効果について検討する必要がある。

本章は、PBDを敷設した供試体の繰返し中空ねじりせん断試験とそのシミュレーション解析を行い、繰返し載荷によるPBD補強要素の拘束効果について検討を行った。

5.2節と5.3節では、PBDの敷設本数を変化させた供試体の非排水繰返し中空ねじり試験とそのシミュレーション解析を実施し、PBDとジオグリッドで囲まれたPBD補強要素の拘束特性について述べる。5.4節では、微視的に要素の構造変化を調べながら、繰返し載荷時のPBD補強要素の拘束メカニズムについてまとめる。

5.2 PBD補強要素の非排水繰返し中空ねじり試験

本節では、PBDに補強された供試体の非排水繰返し中空ねじり試験を実施し、PBDとジオグリッドとの拘束効果について実験的に検討を行う。

5.2.1 試験方法

試験のケースを表5.1に示す。PBDの敷設本数は2本、3本の2種類である。同一ケースについて3種類の繰返しせん断応力比 τ/σ_c で試験を行う¹⁾。

試験は、非排水状態で所定のせん断応力比 τ/σ_c で繰返し中空ねじり試験を行う。繰返し波形は周波数0.1Hzの正弦波である。計測項目は、供試体上部のせん断力、垂直応力、回転角度、軸方向変位および間隙水圧である。せん断ひずみ γ は供試体の半径方向中央部での回転変位量を基にせん断ひずみを求めたものである。

表 5.1 試験のケース

ケース	PBDの本数	初期相対密度 D_{t0} (%)	繰返しせん断応力比
T3-1	なし	43.5	0.175
		44.3	0.290
		39.6	0.744
T3-2	2本	41.3	0.190
		42.8	0.350
		40.4	0.653
T3-3	3本	40.1	0.205
		42.3	0.338
		41.7	0.510

5.2.2 試験結果および考察

繰返しせん断応力比 τ/σ_c が約 0.2 の時のせん断応力比 τ/σ_c の経時変化を図 5.1 に示す。全てのケースで、供試体が液状化するまで、ほぼ一定振幅のせん断応力比 τ/σ_c が作用している。図中のせん断応力比 τ/σ_c は液状化するまでの平均値を表す。

繰返しせん断応力比 τ/σ_c が約 0.2 の時の過剰間隙水圧比 u/σ_c の経時変化を図 5.2 に示す。ケースによって繰返しせん断応力比 τ/σ_c に多少差があるが、PBD を敷設したケース(T3-2)、(T3-3)は、無処理のケース(T3-1)に比べると過剰間隙水圧の上昇が遅く、液状化しにくい。

繰返しせん断応力比 τ/σ_c が約 0.2 の時のせん断ひずみ γ の経時変化を図 5.3 に示す。全てのケースで、過剰間隙水圧が上昇し液状化しはじめると、急激にせん断ひずみ γ が増大する。2.4 節の振動台実験で計測した液状化時の挙動と似ている。

繰返しせん断応力比 τ/σ_c が約 0.2 の時のせん断ひずみ γ と繰返しせん断応力比 τ/σ_c の関係を図 5.4 に示す。全てのケースで、繰返し回数が増すと、せん断変形が大きくなり、せん断剛性が低下している。

他の繰返しせん断応力比 τ/σ_c の時のケースについても図を省略するが同様の傾向を示していた。

全てのケースの試験結果を整理したものを表 5.2 に示す。せん断ひずみ γ が 1%、5%の時の繰返しせん断応力比 τ/σ_c と繰返し回数の関係を図 5.5 に示す。PBD を敷設した場合、無処理のケース(T3-1)と比べて液状化強度が大きくなるが、せん断ひずみ γ の大きさによって異なる。

せん断ひずみ γ が 1%の場合、PBD の本数が多くなるほど液状化強度が大きく、PBD の本数効果が見られる。したがって、一般的に言われているように液状化時の地盤のせん断ひずみ γ が 5%程度とすると²⁾、地盤が液状化するまでのせん断ひずみ γ が小さい場合、PBD の本数効果が発揮されることが言える。そのことは、2.4.2 節「(5)地盤のせん断剛性」で、せん断ひずみ γ が 1%以下では排水 PBD 敷設地盤のせん断剛性は、無処理地盤に比べると大きく、PBD の本数効果があることを示しており、PBD 敷設地盤の振動台実験の結果と同じ傾向を示している。

せん断ひずみ γ が 5%と大きくなると、本数による顕著な違いが見られず PBD の本数効果は少ない。

ただし、4.3 節の単調荷重時の結果と同様に繰返し回数が 1 回以下の場合、PBD の本数が多くなるほど液状化強度が大きく PBD の本数効果が見られる。

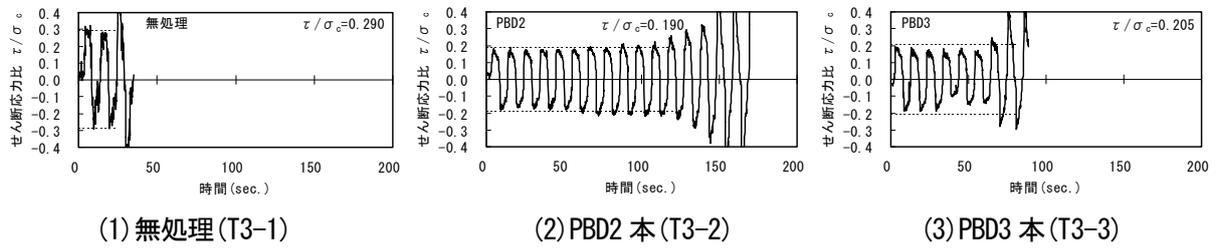


図 5.1 せん断応力比の経時変化

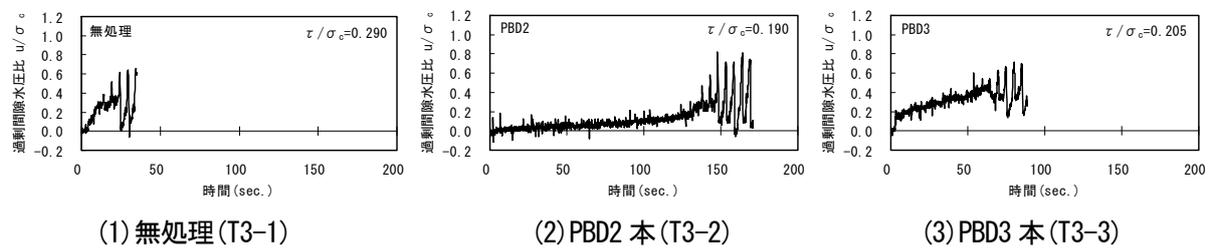


図 5.2 過剰間隙水圧比の経時変化

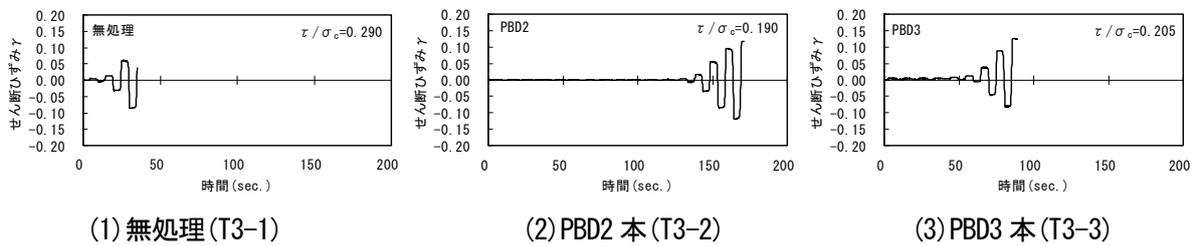


図 5.3 せん断ひずみの経時変化

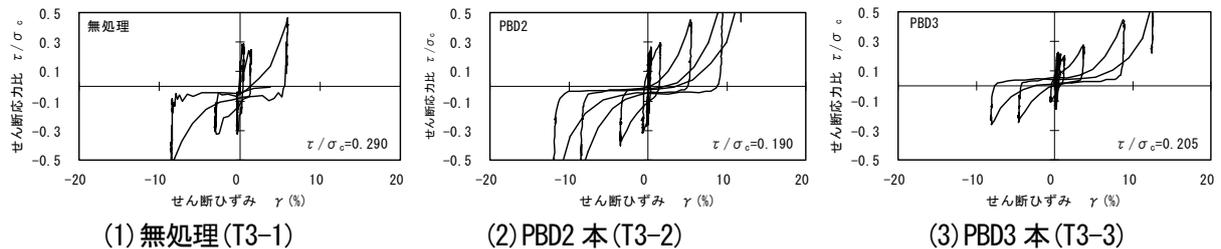
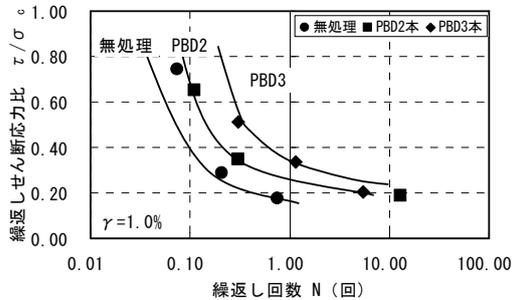


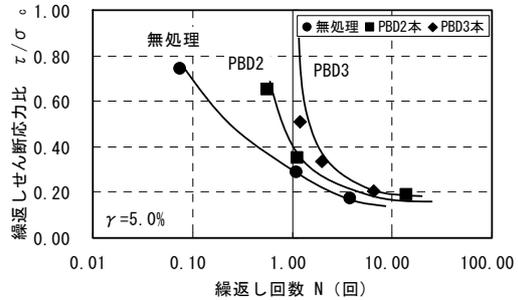
図 5.4 せん断ひずみとせん断応力比の関係

表 5.2 非排水繰返し中空ねじり試験の結果

ケース	PBD の本数	繰返しせん断応力比	繰返し回数	
			せん断ひずみ $\gamma=1\%$	せん断ひずみ $\gamma=5\%$
T3-1	なし	0.175	0.76	3.76
		0.290	0.21	1.10
		0.744	0.07	0.07
T3-2	2 本	0.190	12.96	14.00
		0.350	0.31	1.21
		0.653	0.11	0.56
T3-3	3 本	0.205	5.40	6.59
		0.338	1.15	1.99
		0.510	0.30	1.20



(1) せん断ひずみ $\gamma=1\%$ の時



(2) せん断ひずみ $\gamma=5\%$ の時

図 5.5 繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係

5.3 個別要素法を用いた非排水繰返し中空ねじり試験のシミュレーション解析

5.2 節の非排水繰返し中空ねじり試験の結果、PBD 補強要素の強度増加を確認することができた。

本節では、DEM 解析により非排水繰返し中空ねじり試験のシミュレーションを行い、PBD 補強要素の強度・変形特性等について検討し、非排水繰返し載荷時の PBD とジオグリッドとの拘束効果の発現メカニズムについて解析する。また、非排水繰返し中空ねじり試験では考慮することができなかった PBD の剛性、PBD 上端部とジオグリッドとの連結の影響についても検討を行う。

5.3.1 解析方法

解析ケースを表 5.3 に示す。PBD の敷設本数は 2 本、3 本、4 本、6 本の 4 種類で、PBD の剛性は 3 種類である。PBD の拘束条件は(1)PBD 下端部を固定し、PBD 上端部をジオグリッドで連結した場合と、(2)PBD 下端部を固定した場合の 2 種類である。これらの解析モデルについて、PBD の敷設本数、PBD の剛性、PBD 上端部のジオグリッドの影響についても検討を加えることとする。

解析モデルは飽和状態であり、間隙水圧は、図 5.6 に示すように、マイクロゾーンのメッシュごとに計算する。メッシュ間隔は 1cm で、水平方向に 30 分割、垂直方向に 13 分割する。PBD の間隙水圧は、図示するように、PBD 近傍の地盤を含めた PBD の属するマイクロゾーンの間隙水圧で表現する。土要素と PBD 要素の透水係数は、表 5.4 に示す 2.4 節の振動台実験で用いた地盤材料と PBD の透水係数を参考にして設定する。

せん断方法は、非排水繰返し中空ねじり試験の応力制御に準じて、解析モデル底面に接触している土要素に力（加速度）を与えながら非排水繰返しせん断する。繰返し波形には正弦波を用い、繰返し回数は 20 回である。

せん断応力 τ と垂直応力 σ_v および間隙水圧 u は、解析モデル最上部での水平荷重と鉛直荷重を断面積で除した値であり、せん断ひずみ γ は底面に接している土要素の水平変位をモデルの高さで除した値である。

表 5.3 解析のケース

ケース	PBD の本数	補強材の材料剛性	PBD 上端部連結材料	繰返しせん断応力比
DEM 3-1	なし			0.073, 0.204, 0.219, 0.463
DEM 3-2	2 本	PBD-M	ジオグリッド	0.204, 0.252, 0.340
DEM 3-3	3 本			0.184, 0.209, 0.279
DEM 3-4	4 本			0.166, 0.235, 0.313
DEM 3-5	6 本			0.169, 0.237, 0.311
DEM 3-6	2 本			0.160, 0.346
DEM 3-7	3 本	PBD-H		0.189, 0.282
DEM 3-8	4 本			0.154, 0.309
DEM 3-9	6 本			0.162, 0.315
DEM 3-10	2 本	PBD-L		0.189, 0.351
DEM 3-11	3 本			0.181, 0.332
DEM 3-12	4 本			0.194, 0.344
DEM 3-13	6 本			0.187, 0.313
DEM 3-14	2 本	PBD-M		なし
DEM 3-15	3 本		0.197, 0.248	
DEM 3-16	4 本		0.158, 0.248	
DEM 3-17	6 本		0.173, 0.294	
DEM 3-18	2 本	PBD-H	0.179, 0.270	
DEM 3-19	3 本		0.179, 0.245	
DEM 3-20	4 本		0.140, 0.245	
DEM 3-21	6 本		0.161, 0.296	
DEM 3-22	2 本	PBD-L	0.196, 0.306	
DEM 3-23	3 本		0.208, 0.281	
DEM 3-24	4 本		0.169, 0.251	
DEM 3-25	6 本		0.191, 0.283	

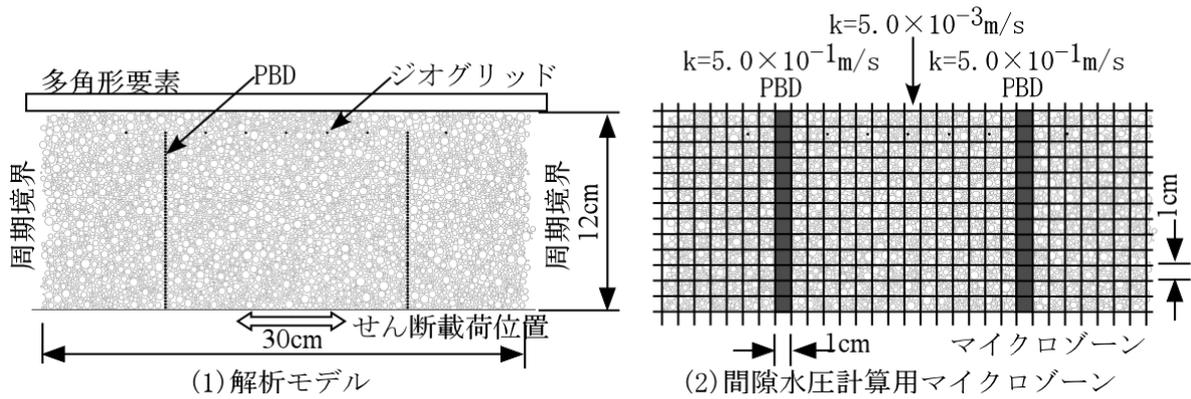


図 5.6 解析モデルの間隙水圧計算用マイクロゾーン

表 5.4 土要素と PBD の透水係数

係数		土要素	PBD
透水係数	k (m/s)	5.00×10^{-3}	5.00×10^{-1}

5.3.2 解析結果

(1) PBD の敷設本数の影響について

繰返しせん断応力比 τ/σ_v が約 0.3 の時の PBD の本数を 2 本、3 本、6 本と変えた 3 ケース (DEM3-2), (DEM3-3), (DEM3-5) について述べる。

せん断応力比 τ/σ_v の経時変化を図 5.7 に示す。図中のせん断応力比 τ/σ_v は平均値を表す。全てのケースで、せん断応力比 τ/σ_v はほぼ一定振幅で繰返し作用している。無処理のケース (DEM3-1) では、繰返し回数が 12 回目あたりから多少せん断応力比 τ/σ_v は大きくなる。後述するが 12 回目あたりからサイクリックモビリティが生じて剛性が回復し、多少大きくなったものと考えられる。

せん断ひずみ γ の経時変化を図 5.8 に示す。なお、縦軸のスケールについて PBD を敷設したケースは無処理のケースの 1/10 である。無処理のケース (DEM3-1) では、せん断ひずみ γ は液状化に至ったため繰返し回数が 12 回目から急激に増大している。一方、PBD を敷設した場合、せん断ひずみ γ は無処理の 1/10 以下となり、PBD の本数が多いほど小さい。PBD2 本のケース (DEM3-2) では、せん断ひずみ γ は繰返し回数が増すと漸増傾向が見られるが、PBD3 本以上のケース (DEM3-3), (DEM3-5) では、せん断ひずみ γ の漸増傾向は見られずほぼ一様である。このように、5.2 節の試験結果と比べると、2 次元解析のため PBD の拘束効果が過大に評価され、せん断ひずみ γ は小さくなったものと考えられる。

過剰間隙水圧比 u/σ_v の経時変化を図 5.9 に示す。無処理のケース (DEM3-1) では、過剰間隙水圧比 u/σ_v はせん断ひずみ γ が急激に増大するあたりで、0.8 以上となり液状化に至っている。一方、PBD を敷設した場合、過剰間隙水圧は有効上載圧に達することなく、液状化までに至らない。また、PBD の本数が多くなるほど過剰間隙水圧の上昇速度は遅く、上昇量も少ない。これは、PBD の本数が多いほど拘束効果が過大に評価されるため、変形が小さく解析モデル内の間隙変化が抑えられ過剰間隙水圧の発生が

抑制されたことによるものと考えられる。

有効応力経路を図 5.10 に示す。無処理のケース(DEM3-1)では、繰返し回数が 12 回目で液状化し、その後サイクリックモビリティが生じている。一方、PBD を敷設した場合、繰返し回数が 20 回でも液状化に至らない。また、PBD の本数が多いほど有効応力の低下が小さい。

他の繰返しせん断応力比 τ/σ_v の時のケースも図を省略するが同様の傾向を示していた。

せん断ひずみ γ に基づいた繰返し回数と繰返しせん断応力比 τ/σ_v の関係を図 5.11 (1) に示す。解析においては、実験である非排水繰返し中空ねじり試験に比べると発生したせん断ひずみ γ は非常に小さいため、繰返し回数はせん断ひずみ γ が 0.1% に達した時の値を用いることとした。図中の点線で囲んだ値は、繰返し回数が 20 回までにせん断ひずみ γ が 0.1% までに達しなかったもので、繰返し回数が 20 回以上の値を表す。

PBD を敷設した場合、無処理の場合に比べ液状化強度が大きく、PBD の本数が増えるほど液状化強度が大きくなるが、繰返し回数が 10 回程度のデータが存在しないので評価しにくい。繰返し回数 1 回前後の傾向から判断すると、PBD の本数が増えるほど液状化強度が大きくなるものと推測できる。

次に、過剰間隙水圧比 u/σ_v が 0.3 に達した時の繰返し回数で再整理したものが図 5.11 (2) である。せん断ひずみ γ に基づいた繰返し回数で評価した液状化強度曲線に比べると、全体的に右にシフトしているが、繰返し回数が 10 回程度でも PBD の本数が増えるほど液状化強度が大きく、PBD の本数効果があることが明らかである。

このように、DEM 解析結果の解釈では、せん断ひずみ γ が過小に評価されることを考慮すると、過剰間隙水圧比 u/σ_v に基づいた繰返し回数と繰返しせん断応力比 τ/σ_v の関係で液状化強度の増加を評価することが適切なことが多いと考えられる。

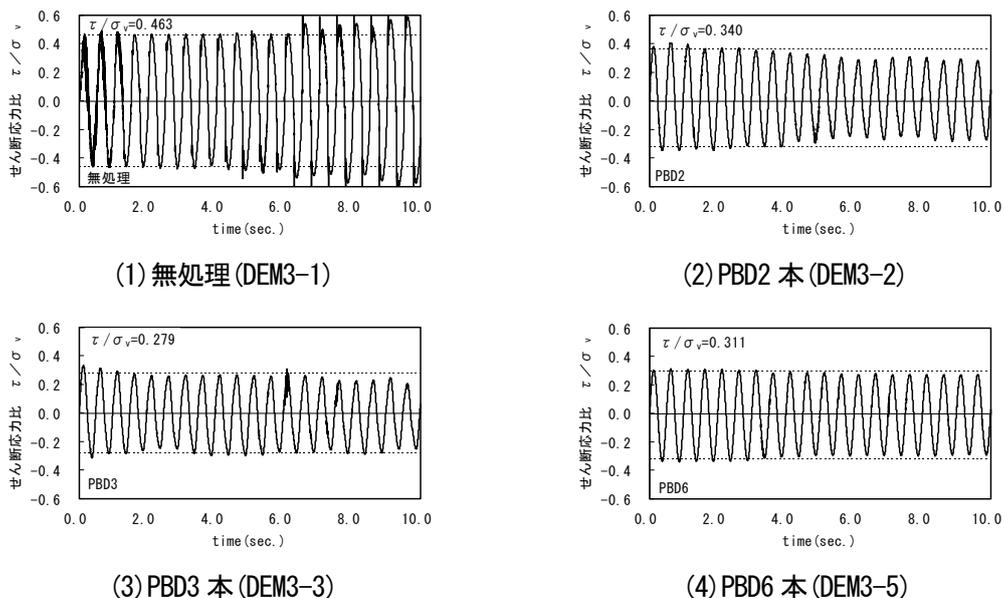
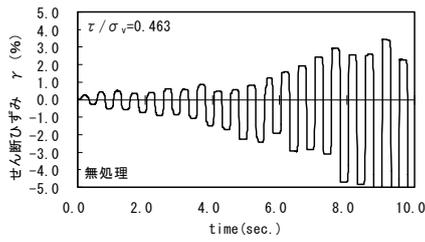
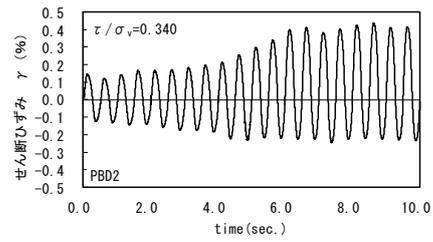


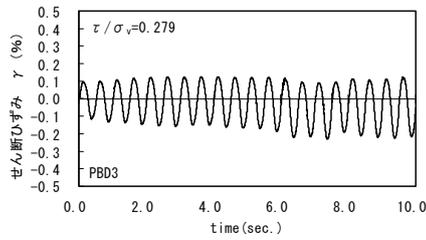
図 5.7 せん断応力比の経時変化 (τ/σ_v 約 0.3 の場合)



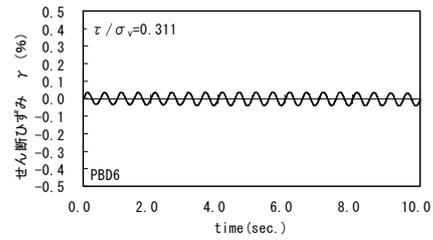
(1) 無処理 (DEM3-1)



(2) PBD2 本 (DEM3-2)



(3) PBD3 本 (DEM3-3)



(4) PBD6 本 (DEM3-5)

図 5.8 せん断ひずみの経時変化 (τ/σ_v = 約 0.3 の場合)

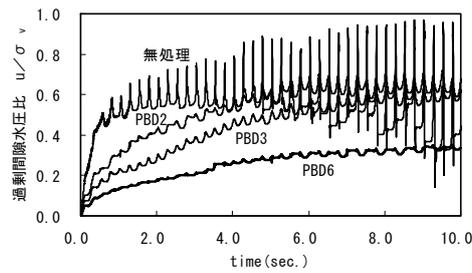
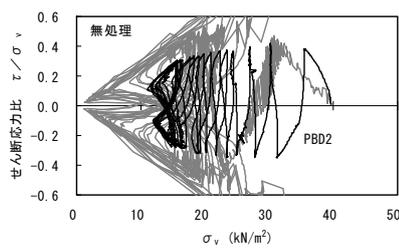
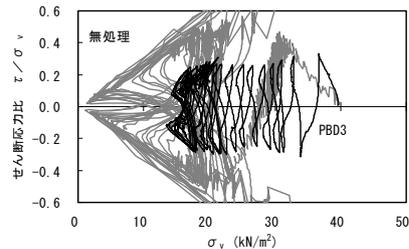


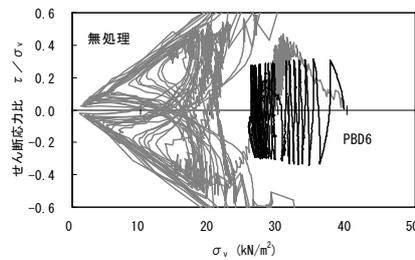
図 5.9 過剰間隙水圧比の経時変化 (τ/σ_v = 約 0.3 の場合)



(1) PBD2 本 (DEM3-2)

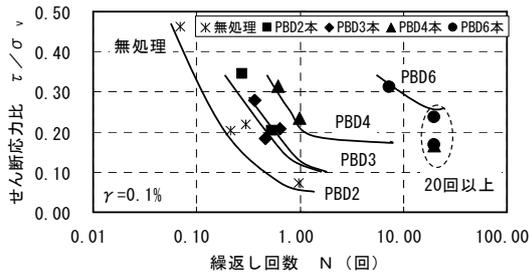


(2) PBD3 本 (DEM3-3)

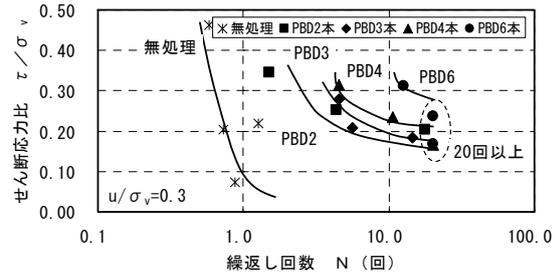


(3) PBD6 本 (DEM3-5)

図 5.10 有効応力経路 (τ/σ_v = 約 0.3 の場合)



(1) せん断ひずみ $\gamma=0.1\%$ の時



(2) 過剰間隙水圧比 $u/\sigma_v=0.3$ の時

図 5.11 繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係

(2) PBD の剛性の影響について

繰返しせん断応力比 τ/σ_v が約 0.3 の時の PBD を 6 本敷設し、PBD の剛性を変えた 3 ケース (DEM3-5), (DEM3-9), (DEM3-13) について述べる。

せん断応力比 τ/σ_v の経時変化を図 5.12 に示す。全てのケースで、せん断応力比 τ/σ_v はほぼ一定振幅で作用している。

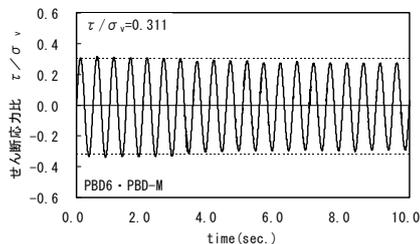
せん断ひずみ γ の経時変化を図 5.13 に示す。PBD の剛性が高いケース (DEM3-9) では、せん断ひずみ γ が小さく、繰返し回数に係わらずせん断ひずみ γ の振幅はほぼ一定である。一方、剛性が低いケース (DEM3-13) では、せん断ひずみ γ が大きく、繰返し回数が増すとせん断ひずみ γ の振幅も大きくなる。

過剰間隙水圧比 u/σ_v の経時変化を図 5.14 に示す。PBD の剛性が高いケース (DEM3-9) ほど過剰間隙水圧の上昇速度が遅く、上昇量も少ない。

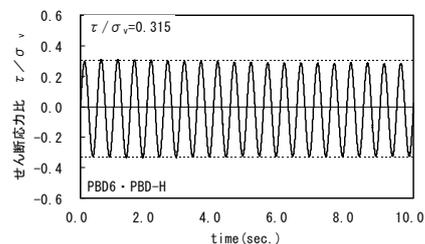
有効応力経路を図 5.15 に示す。PBD の剛性が高いケース (DEM3-9) ほど有効応力の低下が小さい。

PBD2 本, PBD3 本, PBD4 本のケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。

PBD の本数ごとに過剰間隙水圧比 u/σ_v が 0.3 に達した時の繰返し回数と繰返しせん断応力比 τ/σ_v の関係を図 5.16 に示す。PBD の剛性が高いほど、PBD の本数に係わらず、液状化強度は右上にシフトし大きくなる事が分かる。

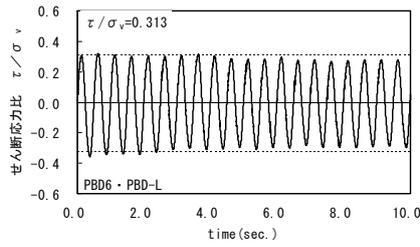


(1) PBD6 本・剛性 (PBD-M) (DEM3-5)



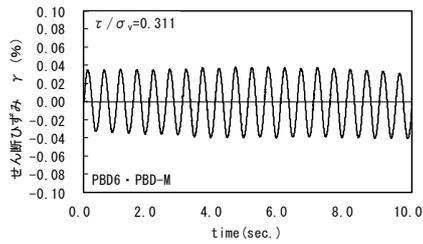
(2) PBD6 本・剛性 (PBD-H) (DEM3-9)

図 5.12 せん断応力比の経時変化 (PBD6 本・ τ/σ_v 約 0.3 の場合)

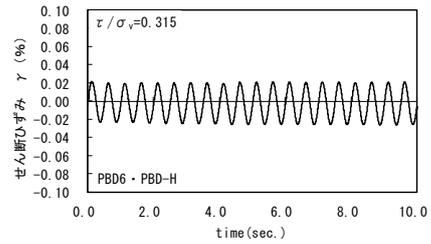


(3) PBD6 本・剛性(PBD-L) (DEM3-13)

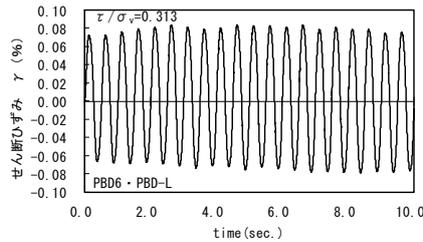
図 5.12 せん断応力比の経時変化 (PBD6 本・ τ/σ_v ≈約 0.3 の場合)



(1) PBD6 本・剛性(PBD-M) (DEM3-5)



(2) PBD6 本・剛性(PBD-H) (DEM3-9)



(3) PBD6 本・剛性(PBD-L) (DEM3-13)

図 5.13 せん断ひずみの経時変化 (PBD6 本・ τ/σ_v ≈約 0.3 の場合)

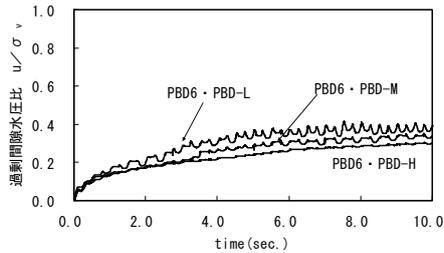
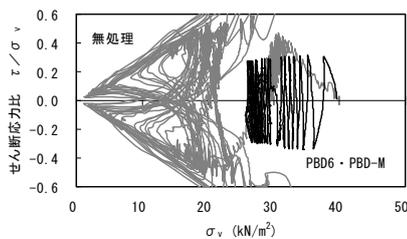
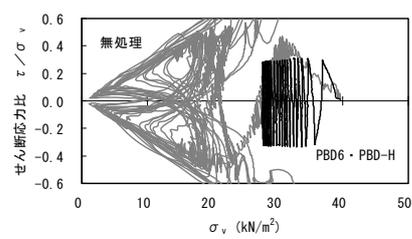


図 5.14 過剰間隙水圧比の経時変化 (PBD6 本・ τ/σ_v ≈約 0.3 の場合)

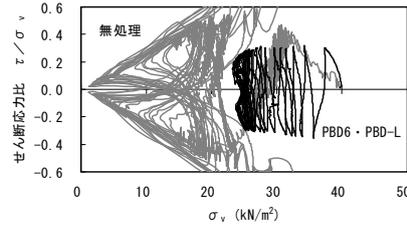


(1) PBD6 本・剛性(PBD-M) (DEM3-5)



(2) PBD6 本・剛性(PBD-H) (DEM3-9)

図 5.15 有効応力経路 (PBD6 本・ τ/σ_v ≈約 0.3 の場合)



(3) PBD6 本・剛性(PBD-L) (DEM3-13)

図 5.15 有効応力経路 (PBD6 本・ τ/σ_v ≈ 0.3 の場合)

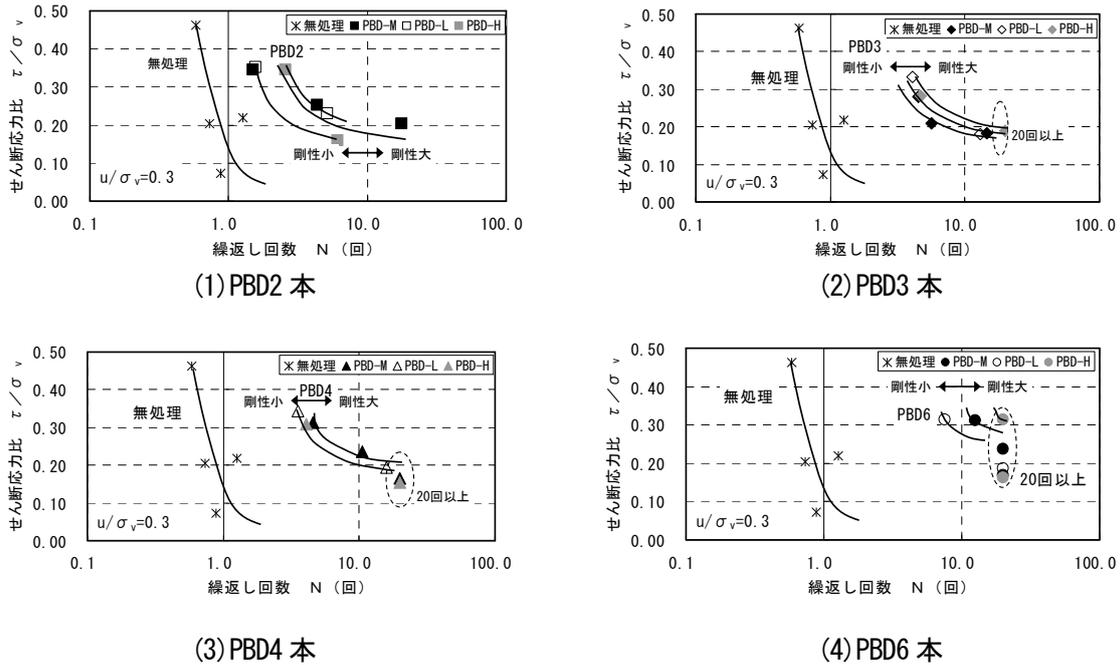


図 5.16 繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係 (過剰間隙水圧比 $u/\sigma_v = 0.3$ の時)

(3) PBD 上端部のジオグリッドの影響について

繰返しせん断応力比 τ/σ_v が約 0.3 の時の PBD を 6 本敷設し、ジオグリッドの有無の 2 ケース (DEM3-5), (DEM3-17) について述べる。

せん断応力比 τ/σ_v の経時変化を図 5.17 に示す。PBD 上端部のジオグリッドの有無にかかわらず、せん断応力比 τ/σ_v はほぼ一定振幅で作用している。

せん断ひずみ γ の経時変化を図 5.18 に示す。PBD 上端部連結のケース (DEM3-5) では、せん断ひずみ γ はほぼ土対称に生じているが、PBD 上端部フリーのケース (DEM3-17) では、せん断ひずみ γ は片振れを生じながら、せん断ひずみ γ は徐々に大きくなっている。このことは、PBD 上端部フリーのケースでは、ジオグリッドによる拘束効果が発揮されていないことを示している。

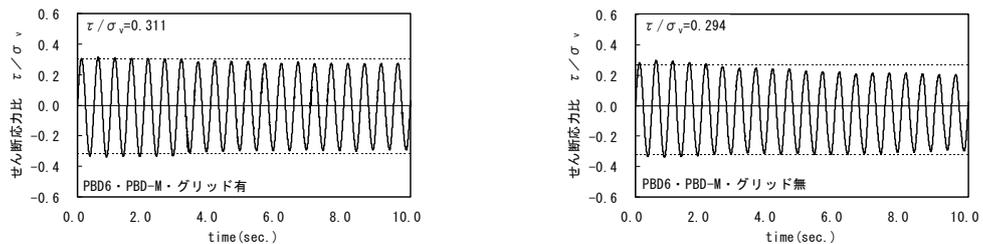
過剰間隙水圧比 u/σ_v の経時変化を図 5.19 に示す。PBD 上端部連結のケース (DEM3-5) では、PBD 上端部フリーのケース (DEM3-17) に比べ過剰間隙水圧の上昇速度が遅く、上昇量も少ない。

有効応力経路を図 5.20 に示す。PBD 上端部連結のケース (DEM3-5) では、PBD 上端部フリーのケース (DEM3-17) に比べ有効応力の低下が小さい。

PBD2本, PBD3本, PBD4本のケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。

過剰間隙水圧比 u/σ_v が 0.3 に達した時の繰返し回数と繰返しせん断応力比 τ/σ_v の関係を図 5.21 に示す。PBD 上端部フリーの場合、PBD 上端部連結の場合に比べ液状化強度は小さい。

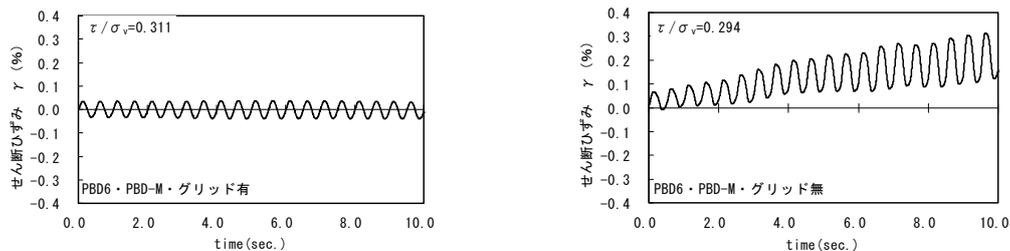
以上のことから、PBD 上端部フリーの場合、液状化強度は低くなるのが分かった。PBD 群打設工法において、PBD 上端部をジオグリッドで連結する方法は補強効果を発揮するのに重要な役割を果たすものと考えられる。



(1) PBD6本・ジオグリッド有 (DEM3-5)

(2) PBD6本・ジオグリッド無 (DEM3-17)

図 5.17 せん断応力比の経時変化 (PBD6本・ τ/σ_v ≈ 0.3 の場合)



(1) PBD6本・ジオグリッド有 (DEM3-5)

(2) PBD6本・ジオグリッド無 (DEM3-17)

図 5.18 せん断ひずみの経時変化 (PBD6本・ τ/σ_v ≈ 0.3 の場合)

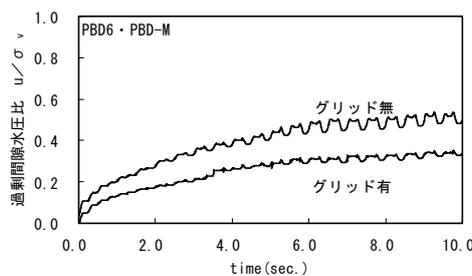
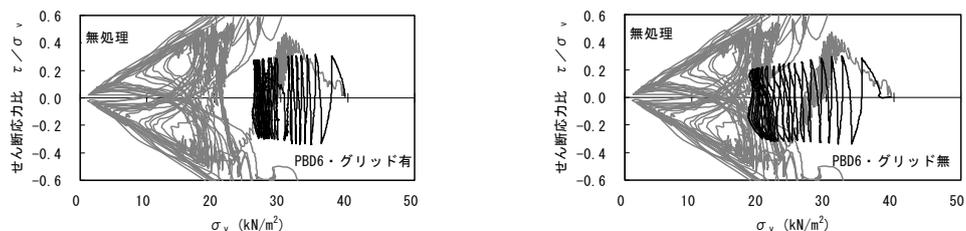


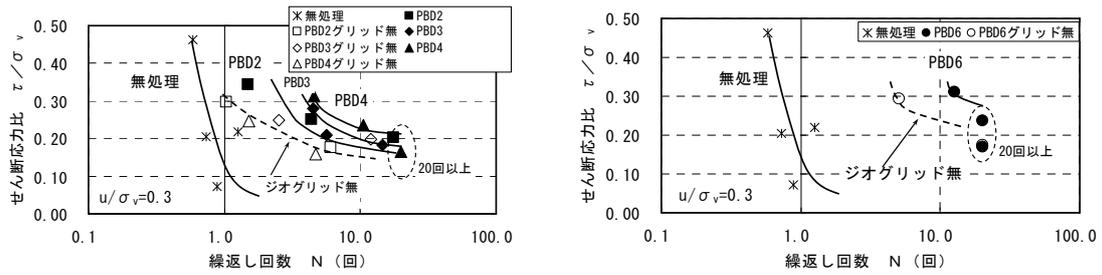
図 5.19 過剰間隙水圧比の経時変化 (PBD6本・ τ/σ_v ≈ 0.3 の場合)



(1) PBD6本・ジオグリッド有 (DEM3-5)

(2) PBD6本・ジオグリッド無 (DEM3-17)

図 5.20 有効応力経路 (PBD6本・ τ/σ_v ≈ 0.3 の場合)



(1) PBD2 本, 3 本, 4 本

(2) PBD6 本

図 5.21 繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係 (過剰間隙水圧比 $u/\sigma_v=0.3$ の時)

5.3.3 PBD 補強要素の変形と強度特性

解析の結果、非排水繰返し中空ねじり試験の結果を定性的に再現できているものと考えられる。以下、図 5.22 に示す位置の要素に着目し、解析モデル内の各要素の変位・応力について検討する。土要素については、PBD 間の中間部に位置する S1, S2 線上の要素を、PBD 要素については、P1, P2 線上の要素とする。

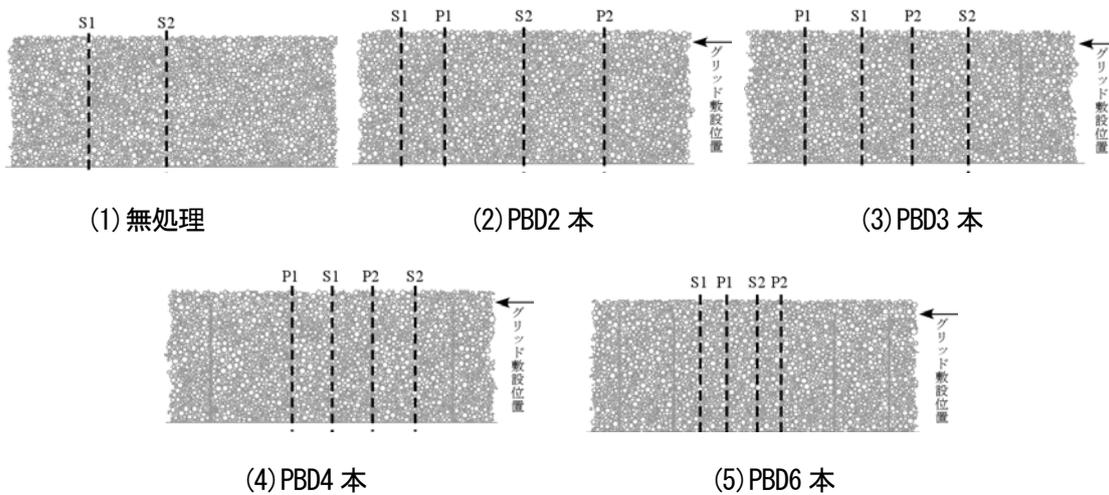


図 5.22 土要素と PBD 要素の選定位置 (S 線 : 土要素、P 線 : PBD 要素)

(1) 土要素と PBD 要素の変位分布

繰返しせん断応力比 τ/σ_v が約 0.3 の時の繰返し回数 15 回目のせん断力がプラス(+)側でピークの状態、ゼロの状態、マイナス(-)側でピークの状態での土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布を図 5.23～図 5.25 に示す。図中の矢印はジオグリッドの敷設位置を示す。

(a) PBD の敷設本数の影響について

図 5.23 は、無処理と、PBD2 本、3 本、4 本、6 本と変えた 5 ケース (DEM3-1), (DEM3-2), (DEM3-3), (DEM3-4), (DEM3-5) の土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布である。なお、横軸のスケールについて PBD を敷設したケースは無処理のケースの 1/10 である。

無処理のケース(DEM3-1)では、値のばらつきが見られるが、底面付近の土要素の水平変位は大きく、高さ9cm以上になると急激に水平変位は小さくなり、高さが高くなるほど底部との相対変位が大きくなる。

PBDを敷設したケース(DEM3-2), (DEM3-3), (DEM3-4), (DEM3-5)では、土要素とPBD要素の水平変位は非常に小さく、無処理の場合の1/10以下である。また、PBDの本数が多くなるほど全体的に小さい。

PBD要素の変位を見ると、PBDのP1, P2の水平変位量はほぼ同じで、PBD下端部の変位はほぼゼロで、高さ6~8cmの位置の変位が最も大きく、PBD上端部の変位は小さくなる。PBD先端を固定し、PBD上端部をジオグリッドと連結しているため中央部が最も変形しやすくなったものと考えられる。

次に、土要素の変位を見ると、せん断力として底面に接触している土要素に加速度を与えているため、PBD下端部付近の土要素の水平変位は大きくなるが、それ以上に位置する土要素は、PBDの変位分布と同等に変位を示す土要素と、自由に移動する土要素が混在していることが分かる。後述するが、PBDの変位分布と類似した変位を示す土要素は、それらで構造骨格を形成し、応力伝達に寄与しているものと考えられる。

全てのケースで、せん断力が+ピーク時と-ピーク時とでは、極性が逆になるだけで、挙動は変わらない。

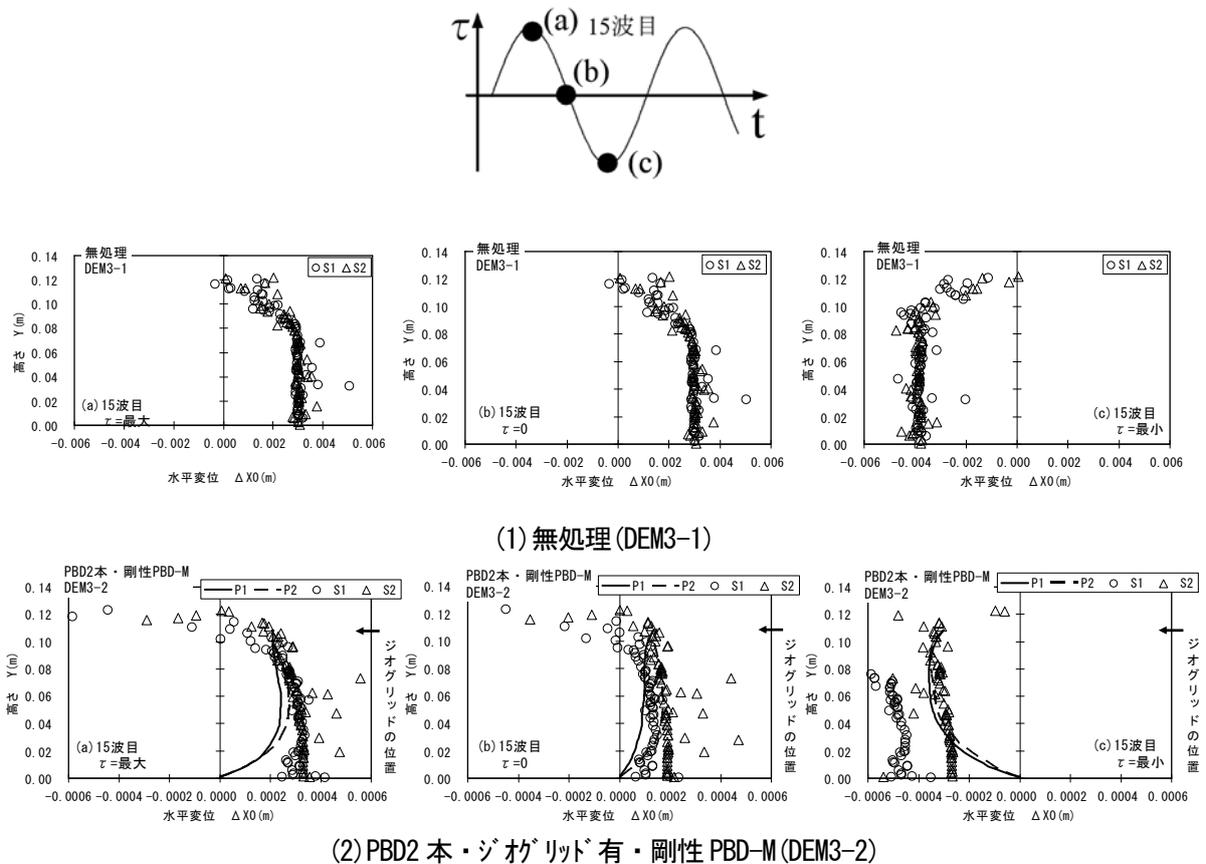
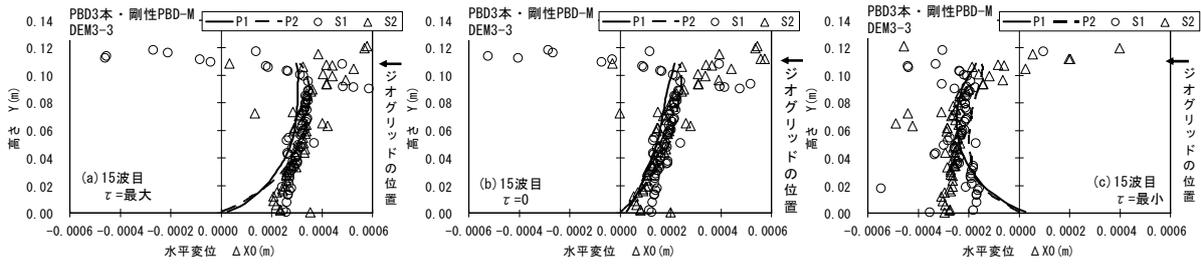
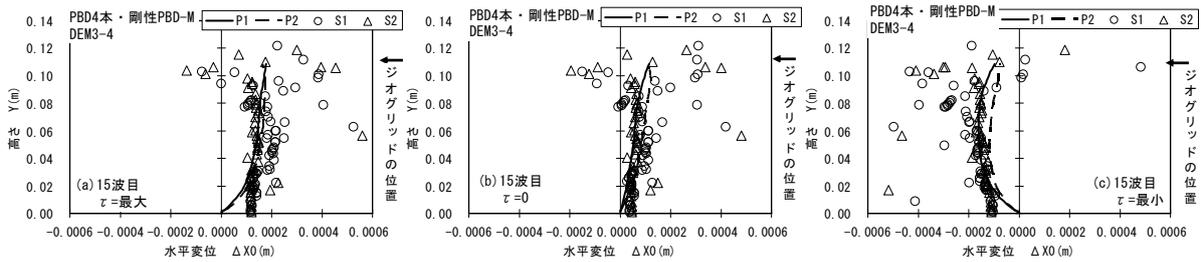


図 5.23 土とPBD要素の水平変位の深度分布 (τ/σ_v ≈ 0.3 の場合)

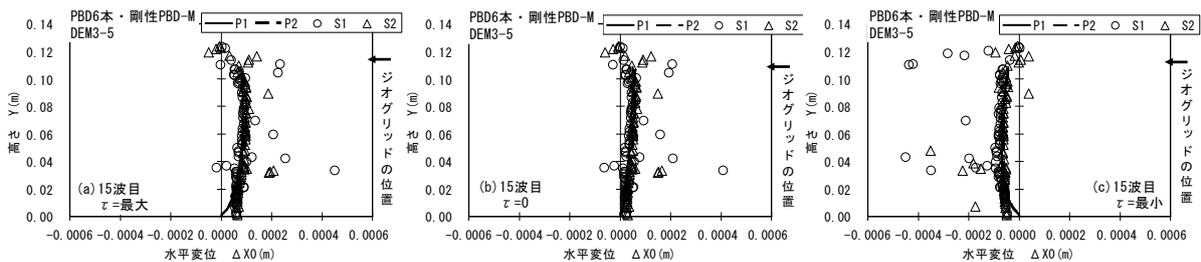
(左から繰返し回数15回目のせん断力(a) +ピーク、(b) ゼロ、(c) -ピーク時)



(3) PBD3 本・ジオグリッド有・剛性 PBD-M (DEM3-3)



(4) PBD4 本・ジオグリッド有・剛性 PBD-M (DEM3-4)



(5) PBD6 本・ジオグリッド有・剛性 PBD-M (DEM3-5)

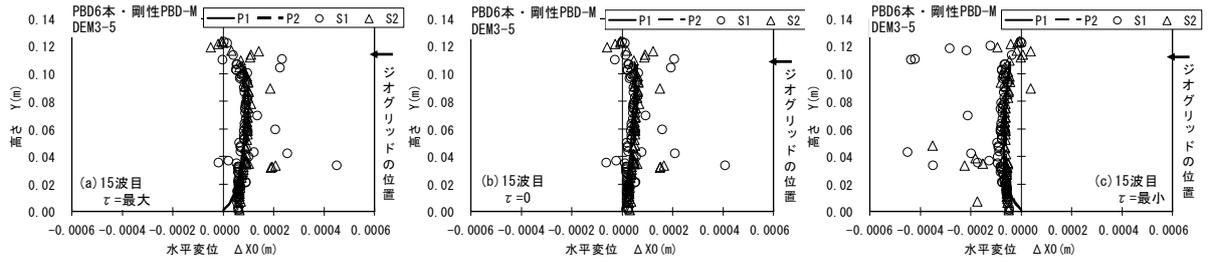
図 5.23 土と PBD 要素の水平変位の深度分布 (τ/σ_v 約 0.3 の場合)

(左から繰返し回数 15 回目のせん断力 (a) +ピーク、(b) ゼロ、(c) -ピーク時)

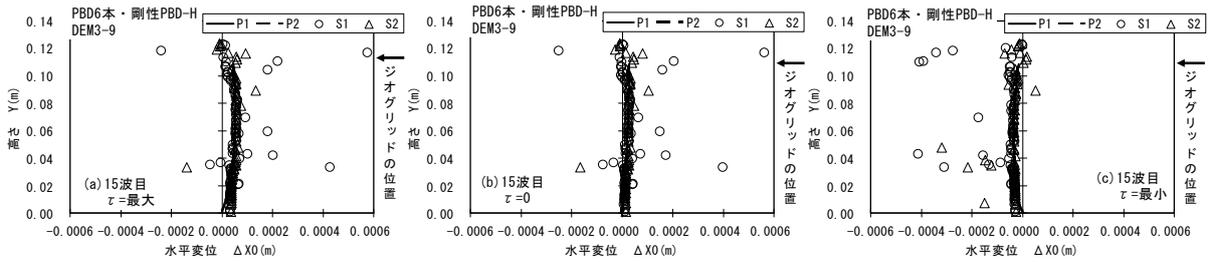
(b) PBD の剛性の影響について

図 5.24 は、PBD を 6 本敷設し、PBD の剛性を変えた 3 ケース (DEM3-5), (DEM3-9), (DEM3-13) の土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布である。PBD の剛性によって変位形状が異なる。PBD の剛性が高いケース (DEM3-9) では、土要素と PBD 要素の変位量は小さく、両者の変位量はほぼ同じであるが、PBD の剛性が低いケース (DEM3-13) では、土要素と PBD 要素の変位量は大きく、PBD 要素内の異なった 2 点である P1, P2 における変位量は異なり、土要素の変位のばらつきも大きくなる。

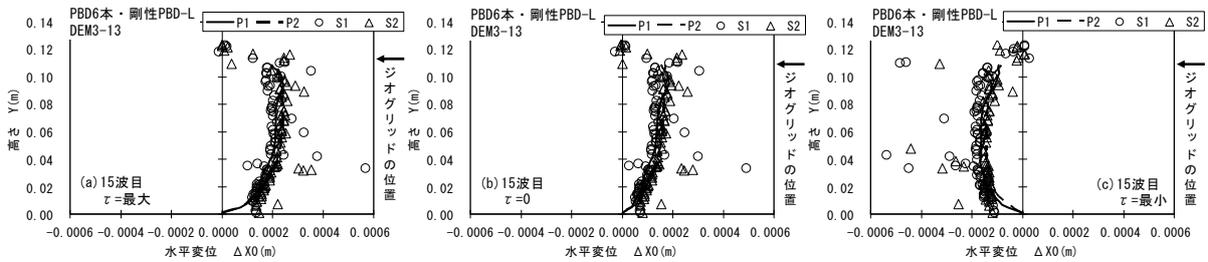
PBD2 本, PBD3 本, PBD4 本のケースも図を省略するが同じ傾向を示していた。



(1) PBD6本・ジオグリッド有・剛性PBD-M (DEM3-5)



(2) PBD6本・ジオグリッド有・剛性PBD-H (DEM3-9)



(3) PBD6本・ジオグリッド有・剛性PBD-L (DEM3-13)

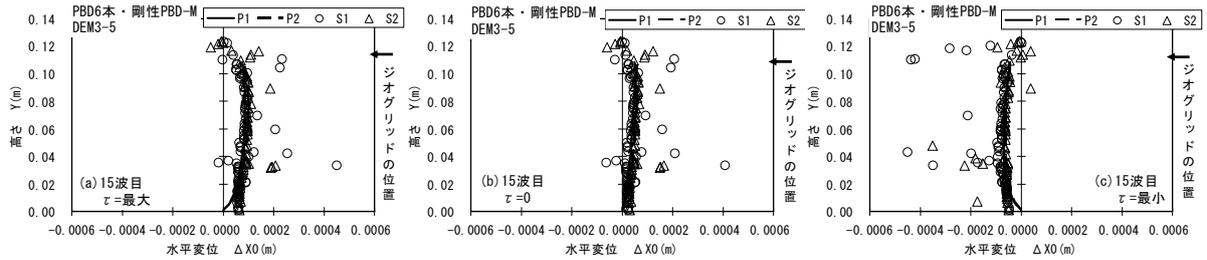
図 5.24 土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$ の場合)

(左から繰返し回数 15 回目のせん断力 (a) +ピーク、(b) ゼロ、(c) -ピーク時)

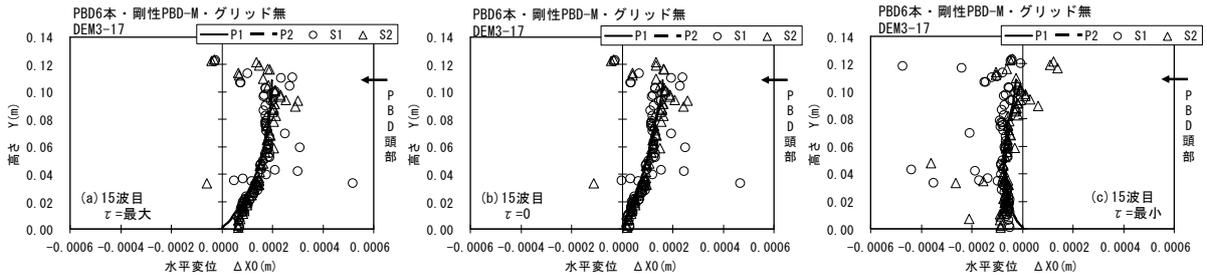
(c) PBD 上端部のジオグリッドの影響について

図 5.25 は、PBD を 6 本敷設し、ジオグリッドの有無のケース (DEM3-5), (DEM3-17) の土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布である。PBD 上端部フリーのケース (DEM3-17) では、PBD 上端部連結のケース (DEM3-5) のような弓形形状の変形を示さず、PBD 上端部近くでの土要素と PBD 要素の変位が最大で卓越しており、土要素の変位のばらつきも大きくなる。したがって、ジオグリッドは変形を抑制させる効果があることが分かる。

PBD2 本, PBD3 本, PBD4 本のケースも図を省略するが同じ傾向を示していた。



(1) PBD6本・ジオグリッド有・剛性PBD-M (DEM3-5)



(2) PBD6本・ジオグリッド無・剛性PBD-M (DEM3-17)

図 5.25 土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$ の場合)

(左から繰返し回数 15 回目のせん断力(a) +ピーク、(b) ゼロ、(c) -ピーク時)

(d) まとめ

土要素と PBD 要素の変位は、PBD の敷設本数、PBD の剛性、PBD 上端部のジオグリッドの有無によって異なることが分かった。また、土要素には PBD の変位と同等に変位する土要素と自由に移動する土要素が混在していることが分かった。

(2) 土要素の圧縮力と PBD の引張力

上述の 5.3.3(1)でせん断力が+ピーク時と-ピーク時とでは、極性が逆になるだけで、挙動は変わらないことを示した。ここでは、繰返しせん断応力比 τ/σ_v が約 0.3 の場合について、せん断力が-ピーク時の土要素の圧縮力および PBD 要素の引張力の深度分布を図 5.26～図 5.28 に示す。なお、繰返し回数は 1,5,15 回目の結果であり、土要素の圧縮力 S1, S2 は絶対値を表す。

(a) PBD の敷設本数の影響について

図 5.26 は、無処理と、PBD2 本、3 本、4 本、6 本と変えた 5 ケース (DEM3-1),(DEM3-2),(DEM3-3),(DEM3-4),(DEM3-5)の土要素の圧縮力および PBD 要素の引張力の深度分布である。無処理のケース (DEM3-1)では、土要素の圧縮力は位置によって値のばらつきが見られるが、繰返し回数が増すと土要素の圧縮力は小さくなる。

PBD を敷設したケース PBD2 本 (DEM3-2), PBD3 本 (DEM3-3), PBD4 本 (DEM3-4)では、PBD の引張力分布を見ると、PBD の変位がゼロである下端部の引張力は最も大きく、PBD の変位が大きくなる中央部の引張力は非常に小さくなり、PBD 上端部の引張力は中央部の引張力より大きい。また、P1, P2 の引張分

布形状もほぼ同じで、各 PBD には同量の引張力が作用していることが分かる。土の圧縮力分布を見ると、PBD の引張抵抗により下端部と上端部付近の圧縮力は中央部の圧縮力に比べ若干大きい。

PBD6 本(DEM3-5)では、PBD の引張力分布を見ると、下端部には引張力が発生しているが、高さ 2cm 以上になると引張力はほとんど発生しない。4.4 節の単調載荷時の引張力分布と異なり、繰返し載荷時は、PBD の引張力は下端部に大きく発生するだけで PBD は引張材として十分に機能を発揮していないような結果が得られているが、解析で得られた要素変位は、単調載荷のときよりも 1/10 程度と非常に小さいために引張抵抗が十分に発揮されなかったものと考えられる。したがって、PBD の引張抵抗はせん断ひずみ γ が 0.1% 以上にならないと発揮されないものと言える。

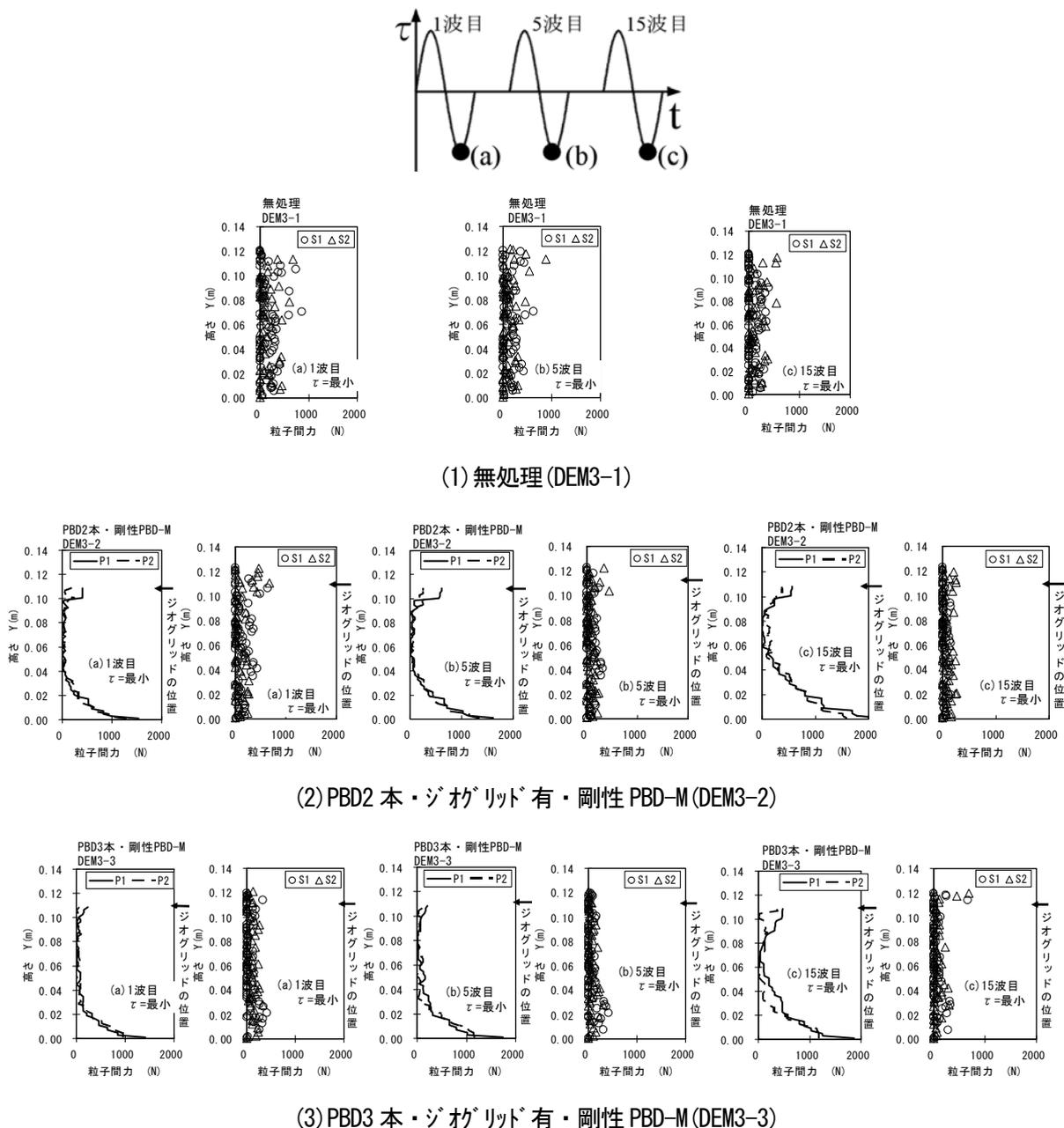
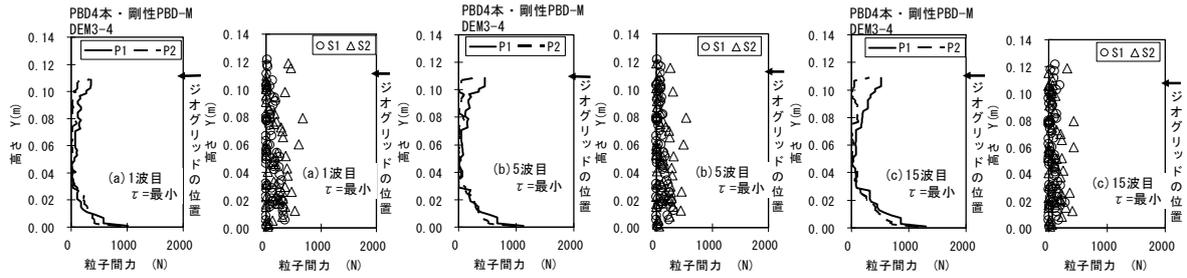
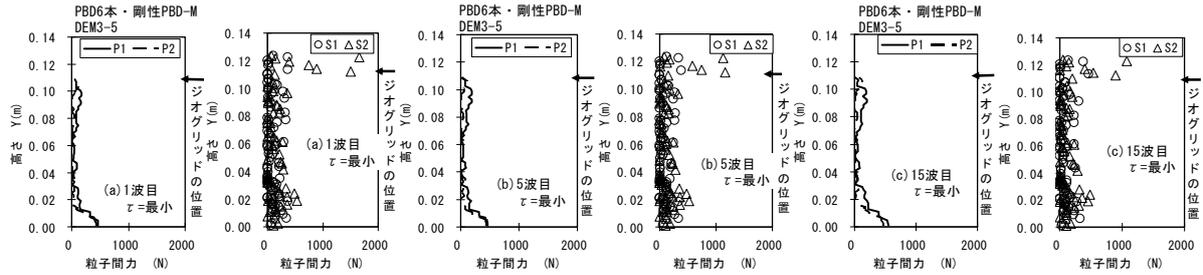


図 5.26 土の圧縮力と PBD の引張力の深度分布 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$ の場合)

(左から繰返し回数(a) 1 回目, (b) 5 回目, (c) 15 回目のせん断カーブピーク時)



(4) PBD4本・ジオグリッド有・剛性PBD-M (DEM3-4)



(5) PBD6本・ジオグリッド有・剛性PBD-M (DEM3-5)

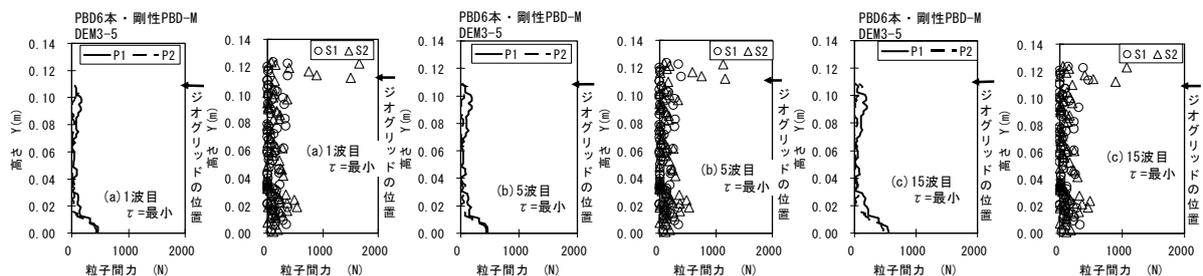
図 5.26 土の圧縮力と PBD の引張力の深度分布 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$ の場合)

(左から繰返し回数(a) 1 回目, (b) 5 回目, (c) 15 回目のせん断カーブピーク時)

(b) PBD の剛性の影響について

図 5.27 は、PBD を 6 本敷設し、PBD の剛性を変えた 3 ケース (DEM3-5), (DEM3-9), (DEM3-13) の土要素の圧縮力および PBD 要素の引張力の深度分布である。PBD の剛性が高いケース (DEM3-9) では、PBD の引張力がゼロになる位置が 4cm 前後であるが、PBD の剛性が低いケース (DEM3-13) では、PBD の引張力がゼロになる位置が 2cm 前後と低くなり、PBD の剛性によって引張抵抗に違いが見られる。

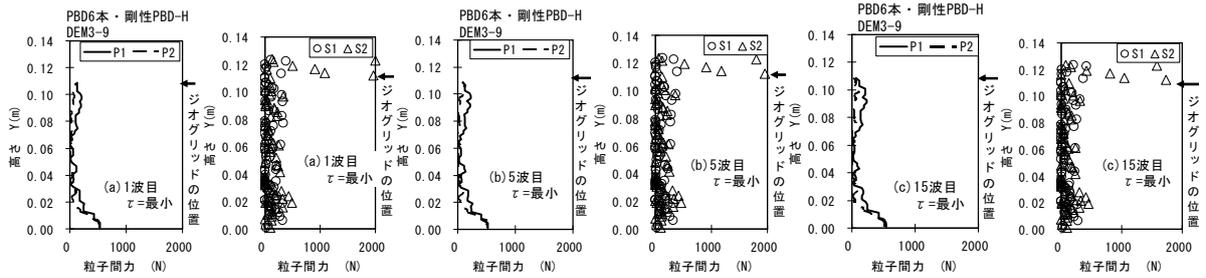
PBD2 本, PBD3 本, PBD4 本のケースも図を省略するが同じ傾向を示していた。



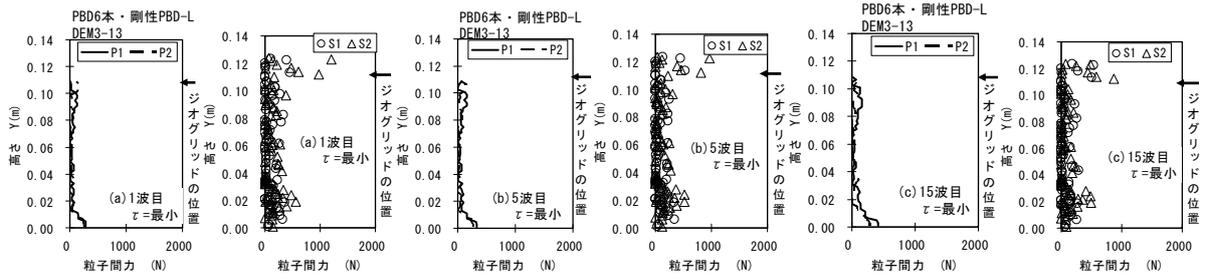
(1) PBD6本・ジオグリッド有・剛性PBD-M (DEM3-5)

図 5.27 土の圧縮力と PBD の引張力の深度分布 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$ の場合)

(左から繰返し回数(a) 1 回目, (b) 5 回目, (c) 15 回目のせん断カーブピーク時)



(2) PBD6本・ジオグリッド有・剛性PBD-H (DEM3-9)



(3) PBD6本・ジオグリッド有・剛性PBD-L (DEM3-13)

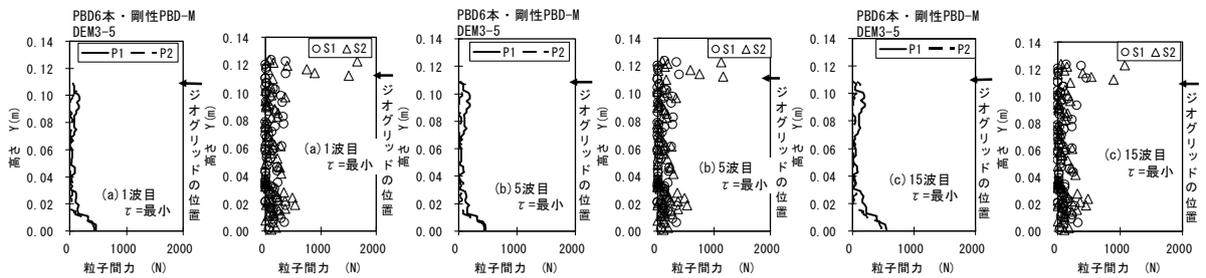
図 5.27 土の圧縮力と PBD の引張力の深度分布 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$ の場合)

(左から繰返し回数(a)1回目, (b)5回目, (c)15回目のせん断カーブ時)

(c) PBD 上端部のジオグリッドの影響について

図 5.28 は、PBD を 6 本敷設し、ジオグリッドの有無のケース (DEM3-5), (DEM3-17) の土要素の圧縮力および PBD 要素の引張力の深度分布である。PBD 上端部連結のケース (DEM3-5) では、PBD 上端部フリーのケース (DEM3-17) に比べて土の圧縮力は大きい。後述するが、特にジオグリッド付近の土の接触力が大きいのは、PBD とジオグリッドで囲まれた領域内の要素が、上方向に押し出されるのをジオグリッドが抑えているためである。

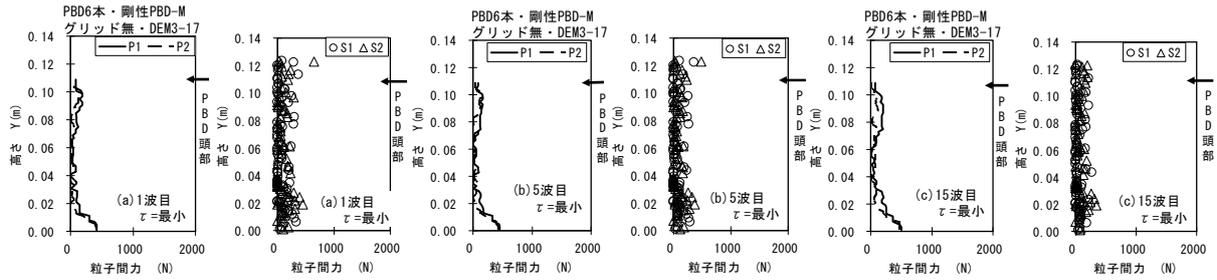
PBD2 本, PBD3 本, PBD4 本のケースも図を省略するが同じ傾向を示していた。



(1) PBD6本・ジオグリッド有・剛性PBD-M (DEM3-5)

図 5.28 土の圧縮力と PBD の引張力の深度分布 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$ の場合)

(左から繰返し回数(a)1回目, (b)5回目, (c)15回目のせん断カーブ時)



(2) PBD6本・シカグリッド無・剛性PBD-M (DEM3-17)

図 5.28 土の圧縮力と PBD の引張力の深度分布 (τ/σ_v ≈ 0.3 の場合)

(左から繰返し回数 (a) 1 回目, (b) 5 回目, (c) 15 回目のせん断カーブピーク時)

(d) まとめ

PBD の引張抵抗は、せん断ひずみ γ が 0.1% 以上になると発揮され、PBD の引張力は PBD 下端部と上端部で大きくなる。また、PBD の引張抵抗により PBD 下端部と上端部付近の土の圧縮力は中央部の圧縮力に比べ大きくなる。

(3) 要素の接触点数の変化と間隙水圧の関係について

4.4 節で、ダイレイタンスー特性と全要素の接触点数の変化との間には相関性があり、正のダイレイタンスーが大きくなると、粒子が他の粒子を乗り越えようとして、要素の接触点数も増加傾向にあると述べた。

試料が圧縮傾向を示すと、定体積状態では負のダイレイタンスーが生じるが、非排水状態では間隙水圧が発生する。そこで、間隙水圧の変化と要素の接触点数の変化にも何らかの関係があるものと考え、繰返しせん断応力比 τ/σ_v が約 0.3 の時の全要素の接触点数の経時変化を図 5.29 に、過剰間隙水圧比 u/σ_v の経時変化を図 5.30 に示す。図 5.29 の縦軸は、式(5-1)に示すように、全要素の接触点数の総数をせん断前の全要素の接触点数の総数で除した値を表す。

$$\text{全要素の接触点数の比率} = \frac{\text{全要素の接触点数の総数}}{\text{初期の全要素の接触点数の総数}} \quad (5-1)$$

無処理のケース (DEM3-1) では、接触点数は繰返し回数 1 回目で急激に減少し、2 秒あたりで一旦増加し、その後、減少に転じている。一方、過剰間隙水圧は繰返し回数 1 回目で急激に上昇し、2 秒あたりで上昇速度が遅くなり、その後、増減を繰返ししながら徐々に上昇している。

PBD を敷設したケース (DEM3-2), (DEM3-3), (DEM3-5) では、全体的に繰返しとともに接触点数は徐々に減少し、過剰間隙水圧は徐々に上昇している。また、PBD の本数が増えるほど接触点数の減少度合いが少なく、過剰間隙水圧の上昇は少ない。

繰返し回数 10 回目の 1 サイクルで見ると、過剰間隙水圧が上昇すると接触点数は減少傾向を示し (図中の (a) → (b), (c) → (d))、逆に、過剰間隙水圧が下降すると接触点数は上昇傾向を示す (図中の (b) → (c))。解析モデル内の土要素を除いた間隙面積が小さくなると過剰間隙水圧が上昇するものとするれば、粒子が

他の粒子を乗り越える際に接触点数が増加し間隙面積が大きくなり、過剰間隙水圧が下降するものと考えられる。

以上のことから、4.4節のダイレイタンシー特性と全要素の接触点数の変化特性の関係と同様に、非排水状態においても、間隙水圧と全要素の接触点数の変化との間には良好な関係があることが分かる。

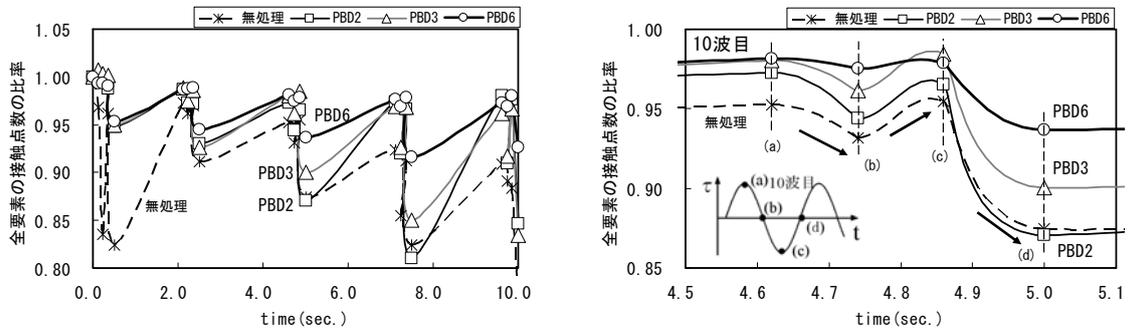


図 5.29 全要素の接触点数の経時変化 (τ/σ_v ≈ 0.3 の場合、剛性 PBD-M)

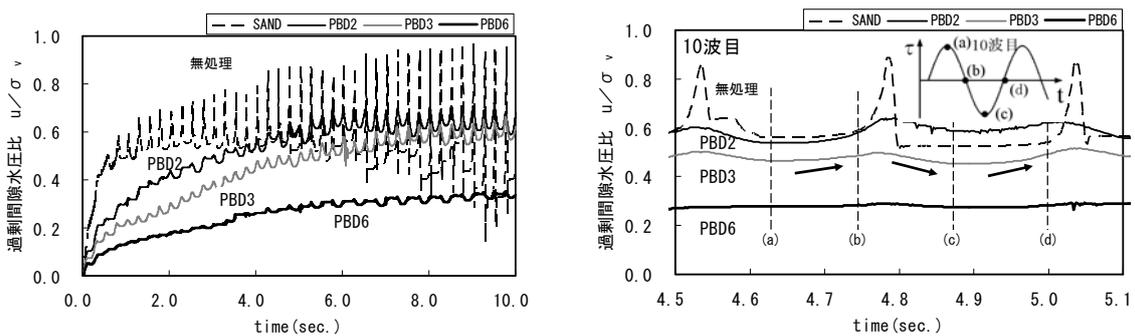


図 5.30 過剰間隙水圧比の経時変化 (τ/σ_v ≈ 0.3 の場合、剛性 PBD-M)

(4) PBD と同等に変位する土要素と自由に移動する土要素について

土要素には PBD と同等に変位する土要素（以下、PBD と同変位土要素とする）と自由に移動する土要素（以下、自由土要素とする）が混在すると前述したが、両者の土要素の接触点数の変化について比較する。ここでは、PBD と同変位土要素は、図 5.31 に示すように、PBD の最大変位以下の土要素を、自由土要素は PBD の最大変位以上に動く土要素と区別する。

図 5.32 に PBD と同変位土要素と自由土要素の接触点数の経時変化を示す。縦軸は、式(5-2), (5-3)に示すように、PBD と同変位土要素 1 個あたりの接触点数、自由土要素 1 個あたりの接触点数を示す。

$$PBD \text{ と同変位土要素 1 個あたりの接触点数} = \frac{PBD \text{ と同変位土要素の接触点数の総数}}{PBD \text{ と同変位土要素の総数}} \quad (5-2)$$

$$\text{自由土要素 1 個あたりの接触点数} = \frac{\text{自由土要素の接触点数の総数}}{\text{自由土要素の総数}} \quad (5-3)$$

PBD の本数に係らず、自由土要素の接触点数は 1 前後で、PBD と同変位土要素の接触点数に比べると

少ない。また、1 サイクルの間、自由土要素の接触点数の増減が大きく、PBD と同変位土要素の接触点数の増減は少ない。

このように、土要素の変位量から、PBD と同変位土要素と自由土要素を区別して、接触点数の変化を調べた結果、当然のことであるが、接触点数が少ない土要素ほど自由に動くことが分かる。

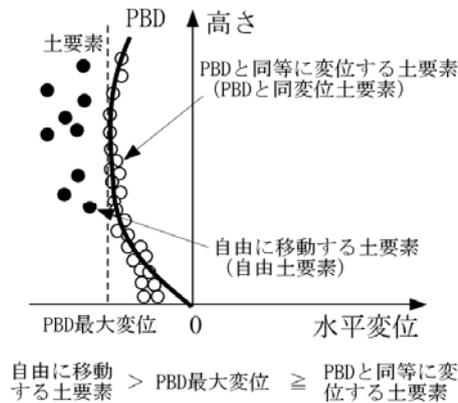
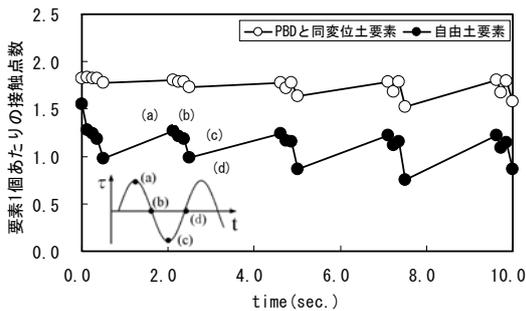
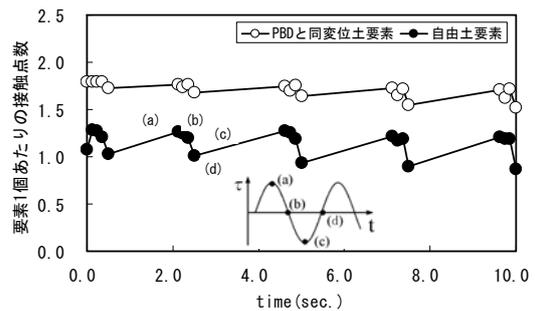


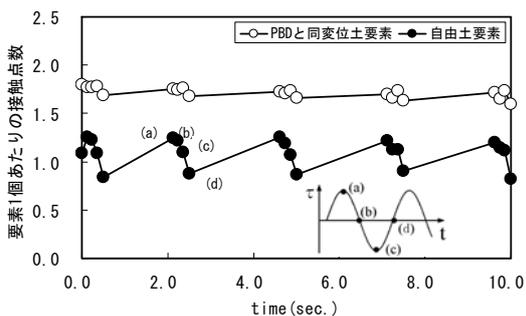
図 5.31 PBD と同等に変位する土要素と自由に移動する土要素の模式図



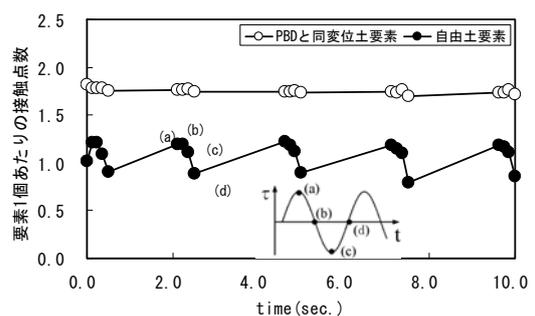
(1) PBD2 本・ジガリット有・剛性 PBD-M (DEM3-2)



(2) PBD3 本・ジガリット有・剛性 PBD-M (DEM3-3)



(3) PBD4 本・ジガリット有・剛性 PBD-M (DEM3-4)



(4) PBD6 本・ジガリット有・剛性 PBD-M (DEM3-5)

図 5.32 拘束土要素と自由土要素の接触点数比率 (τ/σ_v =約 0.3 の場合)

5.4 繰返し載荷時の PBD 補強要素の拘束メカニズム

4.5 節で、単調載荷による PBD 補強要素の拘束メカニズムとして、せん断方向が上下方向に変化し、

PBD の引張抵抗とジオグリッドによる土の押さえ込み機能が発揮され、PBD 間の土が上方向に押し出されるのを防いでいる状態であると述べた。

本節では、4.5 節と同様に要素の接触点網（デロウニーネットワーク）、要素の接点角分布^{3) 4)}、および要素の接触力ベクトルの変化に着目し、繰返し载荷による PBD 補強要素の拘束メカニズムについて考察する。

5.4.1 要素の接触点網

無処理、PBD2 本、および PBD6 本の場合、繰返し回数 5, 15 回目のせん断カーブピーク時の要素の接触点網を図 5.33 に示す。全要素の接触点網を描画すると非常に見にくいいため、接触している全要素のうち平均接触力以上の要素の中心点を結んだものを示す。したがって、図中に空白部分が見られるが、その箇所も要素の接触点網は存在している。せん断カーブピーク時のせん断方向は右から左に作用している状態である。

無処理のケース(DEM3-1)では、繰返し回数が増すと、解析モデルの上半分の要素の接触点が斜め方向に連なった線が多数見られる。これは、図 5.23(1)の土要素の変位分布で示したように、特に変形が大きい部分に対応している。

PBD を敷設したケース(DEM3-2), (DEM3-5)では、PBD 付近の要素の接触点は上下方向に連なった線が見られ、特にせん断方向に向かって前方に位置する PBD 付近の方がより密になる。

PBD3 本, PBD4 本のケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。

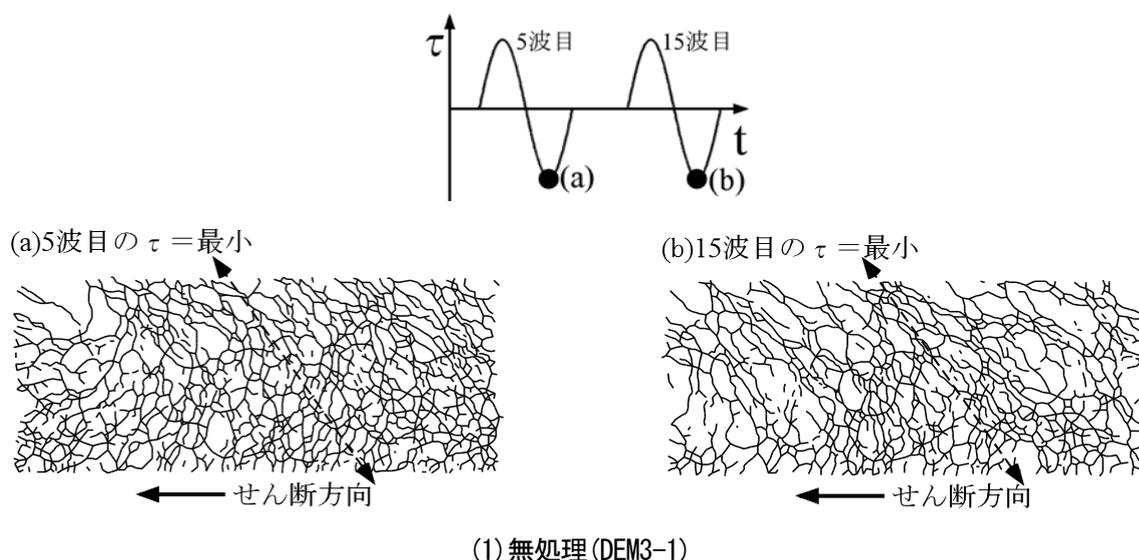


図 5.33 要素の接触点網 (τ/σ_v =約 0.3 の場合)

(左から順に(a)5 波目, (b) 15 波目のせん断カーブピーク時)

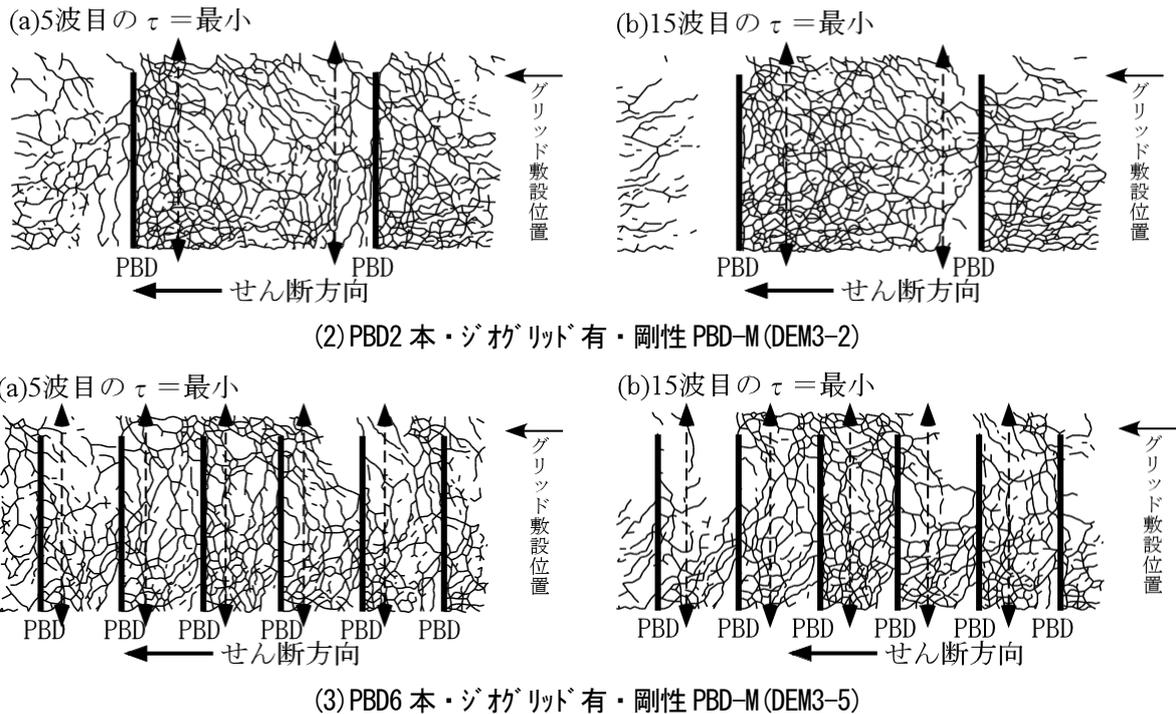


図 5.33 要素の接触点網 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$ の場合)

(左から順に(a)5波目, (b)15波目のせん断カーブピーク時)

5.4.2 要素の接点角分布

無処理、PBD2本、およびPBD6本の場合、繰返し回数1, 5, 15回目のせん断カーブピーク時の要素の接点角分布の変化を図 5.34 に示す。

無処理のケース(DEM3-1)では、繰返し回数が増すと粒子構造の変化が生じ、 ± 45 度方向の成分が多くなっており、図 5.33(1)の斜め方向に連なった線が生じていることを裏付けている。

PBD を敷設したケース(DEM3-2), (DEM3-5)では、繰返し回数によらず粒子構造の変化は少なく ± 90 度方向の成分が多く、図 5.33(2)(3)の傾向を裏付けている。なお、PBD2本のケース(DEM3-2)では、PBD と PBD の中間部に少し斜め方向に連なった線が存在しているため、若干 ± 45 度方向の成分も含まれる。

PBD3本, PBD4本のケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。

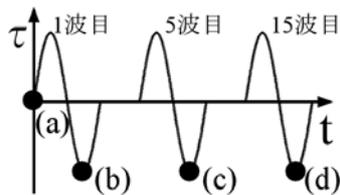
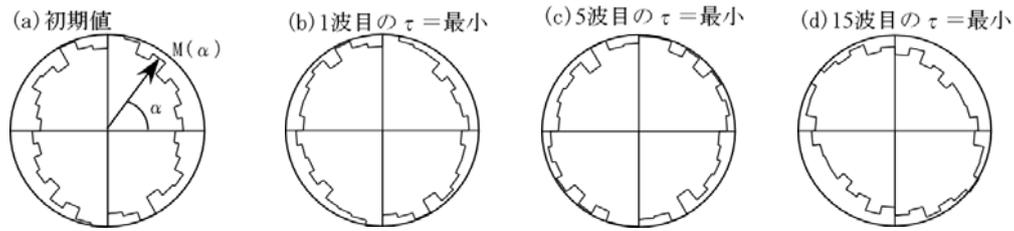
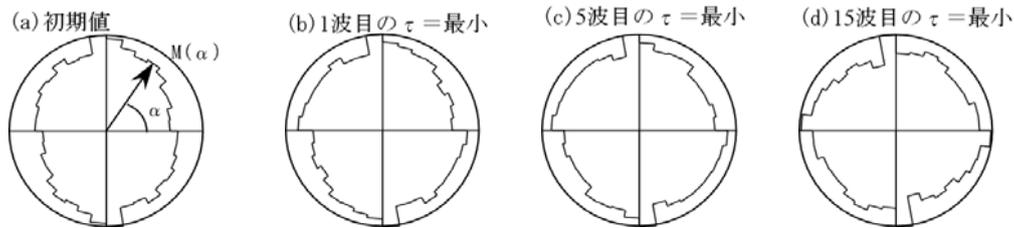


図 5.34 要素の接点角分布 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$ の場合)

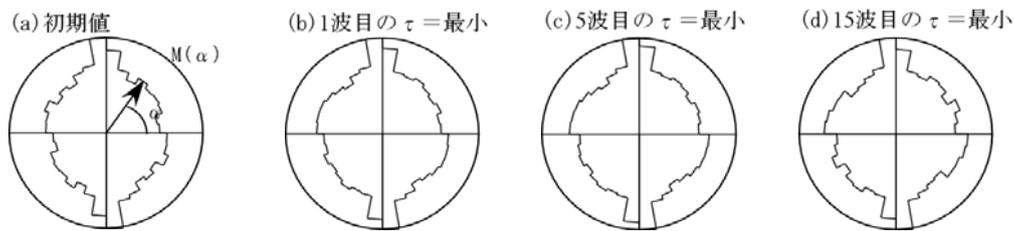
(左から(a)初期値, (b)1波目, (c)5波目, (d)15波目のせん断カーブピーク時)



(1) 無処理 (DEM3-1)



(2) PBD2 本・ジオグリッド有・剛性 PBD-M (DEM3-2)



(3) PBD6 本・ジオグリッド有・剛性 PBD-M (DEM3-5)

図 5.34 要素の接点角分布 (τ/σ_v =約 0.3 の場合)

(左から (a) 初期値, (b) 1 波目, (c) 5 波目, (d) 15 波目のせん断カーブピーク時)

5.4.3 要素の接触力ベクトル

無処理、PBD2 本、および PBD6 本の場合、繰返し回数 5, 15 回目のせん断カーブピーク時の要素の接触力ベクトルの分布を図 5.35 に示す。

無処理のケース (DEM3-1) では、15 回目では上半分の位置に斜め方向に接触力の大きな帯状分布が数層形成される。

PBD を敷設したケース (DEM3-2), (DEM3-5) では、無処理のケース (DEM3-1) のような斜め方向の帯状分布は見られない。PBD で囲まれた領域によって多少の差があるが、接触力の方向は上下方向に卓越した成分が見られ、その接触力なるものが応力伝達を行っているものと考えられる。また、ジオグリッド付近の土の接触力は大きい。これは、PBD とジオグリッドで囲まれた領域内の要素が、上方向に押し出されるのをジオグリッドが抑えているために接触力が大きくなったことを裏付けている。

PBD3 本, PBD4 本のケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。

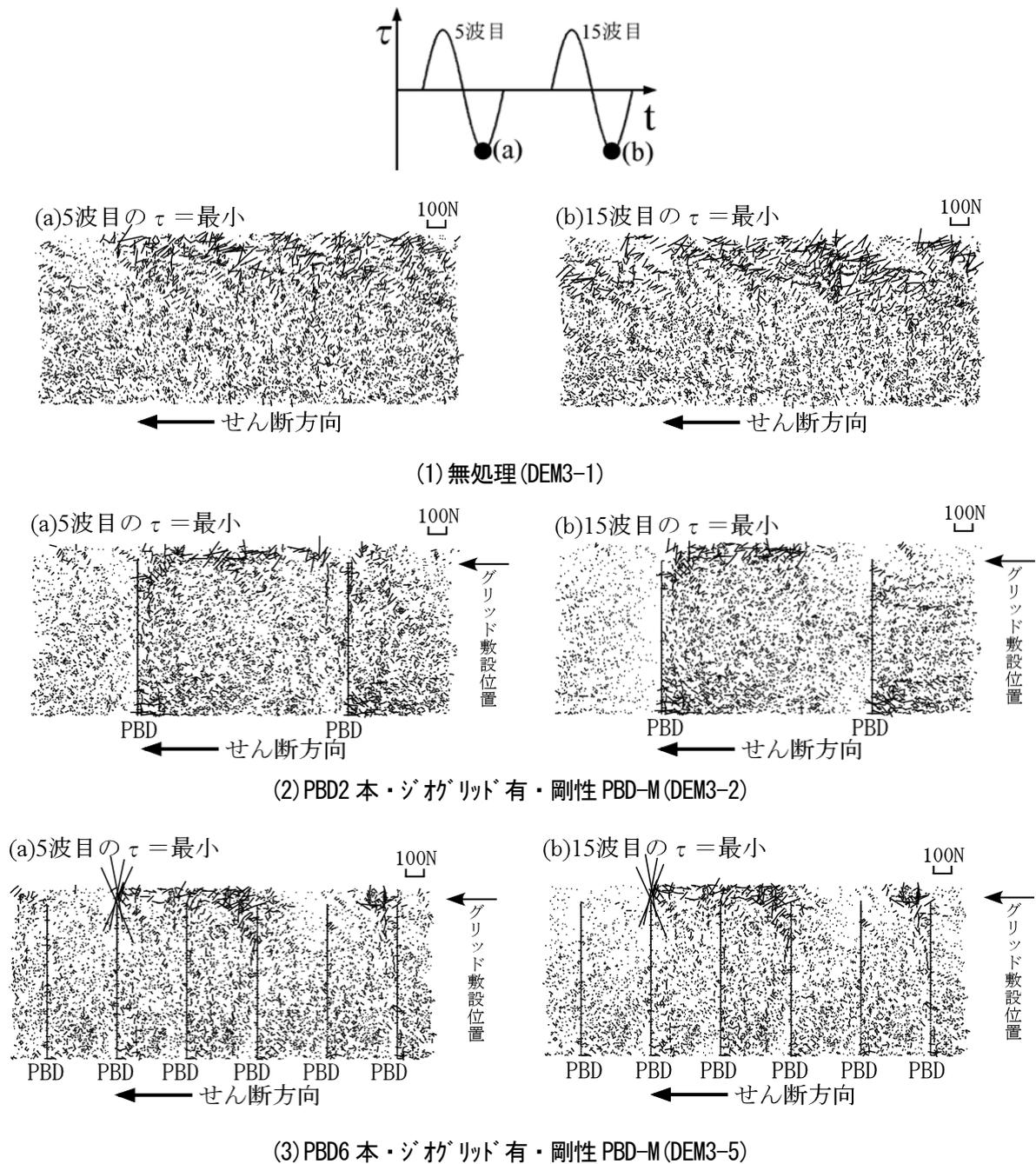


図 5.35 要素の接触力ベクトル ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$ の場合)

(左から (a) 5 波目, (b) 15 波目のせん断カーピーク時)

5.4.4 繰返し載荷時の PBD 補強要素の拘束メカニズム

非排水繰返し中空ねじり試験とそのシミュレーション解析の結果から、繰返し載荷による PBD 補強要素の拘束特性として、4 章の単調載荷による PBD 補強要素の拘束特性と似た傾向を示すが、変位制御による単調載荷の場合、土粒子と PBD が一体となって動いていたものが、応力制御による繰返し載荷の場合、土粒子には PBD と同等に動く土粒子とそうでない自由に動く土粒子が混在し、粒子の再配列が生じ

ていることが分かった。

5.4.1～5.4.3 より、繰返し载荷による PBD 敷設地盤の拘束効果の特徴を整理したものを表 5.5 に示す。

繰返しとともに、PBD とジオグリッドで囲まれた領域の土粒子は、粒子の再配列が生じ、PBD と同等に変位する土粒子と自由に動く土粒子が混在し、PBD と同等に変位する土粒子によって、図 5.33(2) (3) に示す多数の上下方向に連なった線で表される構造骨格を形成し、それらが応力伝達を行っている。自由に移動する土粒子は接触点数も少なく、応力伝達に寄与しないものと考えられる。したがって、上下方向の構造骨格による応力伝達によって、領域内の土粒子が押し出されようとするのを、PBD の引張抵抗とジオグリッドが抑えているものと考えられる。そのため、PBD 下端部と上端部の引張力が大きく、また、ジオグリッド付近での土の圧縮力が大きくなるものと考えられる。

繰返し载荷による PBD 補強要素の拘束メカニズムの模式図を図 5.36 に示す。

表 5.5 繰返し载荷における PBD 補強要素の拘束効果の特徴

	拘束効果
土粒子	再配列、自由に動く土粒子と動かない土粒子の存在
上下方向の構造骨格	せん断方向に向かって前方側に形成
PBD の引張抵抗	下端部・上端部：大、中央部：ほぼゼロ
ジオグリッド	土の押出しの防止→土の圧縮力：大、変形抑制に寄与

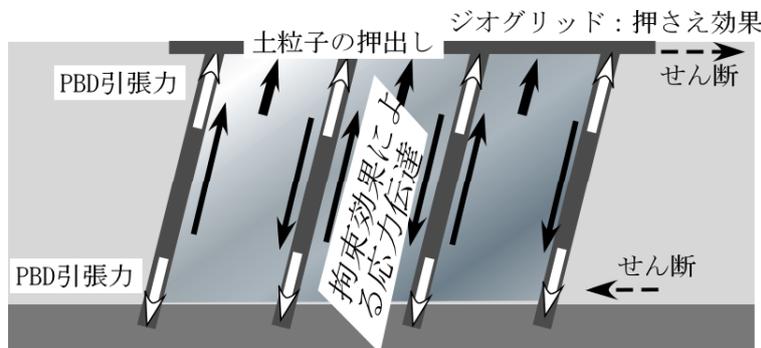


図 5.36 繰返し载荷における PBD 補強要素の拘束メカニズム

5.5 結論

本章では、PBD の敷設本数を変化させた供試体の非排水繰返し中空ねじり試験とそのシミュレーション解析を実施し、PBD とジオグリッドで囲まれた PBD 補強要素の拘束特性を把握し、繰返し载荷による PBD 補強要素の拘束メカニズムについて検討を行った。

本章で行った試験と解析の結果から、以下のような結論が得られた。

(1) 非排水繰返し中空ねじり試験とそのシミュレーション解析について

- ① 非排水繰返し中空ねじり試験では、PBD を敷設した場合、液状化強度は無処理のものに比べて大きくなるが、せん断ひずみの大きさによって異なる。地盤が液状化するまでのせん断ひずみが小さい場合、PBD の本数効果が見られるが、せん断ひずみが 5% と大きくなり、地盤が液状化すると、PBD の本数効果は少ない。一方、DEM 解析では、PBD を敷設した場合、せん断ひずみが無処理の 1/10 以下となり、せん断ひずみに基づいた繰返し回数による液状化強度曲線では、非排水繰返し中空ねじり試験の結果を十分に表現することができない。そこで、過剰間隙水圧比 u/σ_v に基づいた繰返し回数による液状化強度曲線に再整理すると、非排水繰返し中空ねじり試験の結果を表現することができる。PBD の本数が多くなるほど液状化強度は大きく、PBD の本数効果が見られる。
- ② DEM 解析は、非排水繰返し中空ねじり試験の結果を定性的に再現することができる。2 次元解析のために PBD の拘束効果が過大に評価され、せん断ひずみ γ は過小評価する傾向がある。
- ③ PBD の本数が多くなるほど、あるいは、PBD の剛性が高くなるほど、液状化強度は大きく、変形しにくい。また、PBD 上端部をジオグリッドで連結しない場合、液状化強度は小さく、変形しやすく、特に PBD 上端部付近の変形が最も大きい。
- ④ 地盤の変形形状は PBD の下端部と上端部の変位が小さく、中央部が最も変形しやすい。
- ⑤ PBD は引張補強材として機能しているが、繰返し载荷における PBD の引張抵抗は単調载荷時のものと異なる。ある程度の変位（せん断ひずみが 0.1% 以上）に達すると、PBD の下端部と上端部に引張力が生じ、その PBD の引張抵抗により、PBD 下端部と上端部付近の土の圧縮力は中央部の圧縮力に比べ大きくなる。
- ⑥ 間隙水圧と要素の接触点数の変化との間には相関性があり、全要素の接触点数が減少するほど間隙水圧は発生しやすい。

(2) 繰返し载荷による PBD 補強要素の拘束メカニズムについて

- ① 繰返し回数が増すと、PBD とジオグリッドで囲まれた領域の土粒子は、粒子の再配列が生じ、PBD と同等に変位する土粒子によって、上下方向に卓越した構造骨格を形成しながら、応力伝達を行う。それにより、領域内の土粒子が押し出されようとするのを、PBD の引張抵抗とジオグリッドが抑制している。そのため、PBD 下端部と上端部の引張力が大きく、また、ジオグリッド付近での土の圧縮力が大きくなるものと考えられる。
- ② 繰返し载荷時の PBD 補強要素の拘束メカニズムは単調载荷時の拘束メカニズムと基本的に変わらないが、単調载荷の場合、土粒子と PBD が一体となって動いていたものが、繰返し载荷の場合、土粒子には PBD と同等に動く土粒子とそうでない自由に動く土粒子が混在し、粒子の再配列が生じていることが分かった。

参考文献

- 1) 土質試験の方法と解説（第一回改訂版）：地盤工学会、2000.
- 2) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. : Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines

Content, Soils and Foundations, Vol.23, No.4,pp.56-74,1983.

- 3) 松岡元、山本修一：個別要素法による粒状体のせん断機構の微視的考察、土木学会論文集、No.478/III-26、pp.167～175、1994.
- 4) 山本修一、松岡元：粒状体のせん断時の粒子構造の変化とせん断ひずみの関係、土木学会論文集、No.505/III-29、pp.219～228、1994.

第6章 個別要素法を用いた繰返し載荷時のPBD敷設地盤の排水効果および拘束効果の検討

6.1 概説

第5章では、繰返し載荷によるPBD補強要素の拘束効果に研究対象を限定して、PBDを敷設した中空供試体の非排水繰返し中空ねじり試験とそのシミュレーション解析を行った。その結果、PBDを敷設した地盤では、PBDの本数が多くなるほど液状化強度は大きくなり、PBDの本数効果が認められた。また、PBDとジオグリッドで囲まれた領域の土粒子は、粒子の再配列が生じ、PBDと同等に変位する土粒子と自由に動く土粒子が混在し、PBDと同等に変位する土粒子によって、上下方向に構造骨格が形成され、応力伝達されることが分かった。そして、応力伝達によって、領域内の土粒子が押し出されようとするのを、PBDの引張抵抗とジオグリッドが拘束しているものと考察した。

本章では、繰返し載荷時のPBD敷設地盤の排水効果について検討を行った。ここで要素試験を行うには、中空ねじりせん断試験で供試体に非排水載荷を与えながらPBDから部分排水させるシステムが必要であり、また、載荷速度と排水速度を実条件に合わせて調整する必要がある。このようなシステムは製作が困難であり、実験が非常に複雑になると判断されたため、前章で室内要素試験の結果を定性的に再現できることが認められたDEM解析を用いて、定性的ではあるが、実条件を想定したPBD敷設地盤の排水効果についてDEMを用いたシミュレーション解析により検討を行った。

6.2節では、実地盤と解析モデルとの寸法効果を検討した後、PBDの敷設間隔とPBD間の水平方向の排水距離に基づく相似則を適用してDEM解析を実施した。解析ではPBDに排水機能を持たせたケースと、PBDに排水機能を持たせないPBD敷設地盤について、排水繰返し載荷を与え、PBDの排水効果とPBDとジオグリッドとによる拘束効果について検討した。しかしながら、DEM解析は2次元解析であるため、実施工で用いられるPBDの正方形配置あるいは千鳥格子配置などの3次元効果は、2次元解析では評価することが難しい。そこで6.3節では、PBDの奥行き方向の敷設間隔の影響を考慮するため、PBDの剛性およびPBDの排水量を低減させた擬似的な3次元解析モデルを作製し、排水繰返しせん断を行い、PBDの排水効果について検討した。

6.2 二次元地盤モデルによるPBD敷設地盤の排水効果および拘束効果の検討

本節では、実大規模のPBD敷設地盤のDEM解析を行うにあたり、モデル地盤を実際の大きさに合わせて解析するのが最善の方法であるが、DEM解析の場合、粒子サイズの関係上、要素数が莫大になり計算がほぼ不可能となる。そこで、実地盤と解析モデルとの間で相似側を確保したDEM解析を実施し、PBDに排水機能を持たせたケース（以下、排水PBDとする）と、PBDに排水機能を持たせないケース（以下、非排水PBDとする）について繰返し載荷を与え、PBDの排水効果と、PBDとジオグリッドによる地盤の拘束効果について解析的に検討を行う。

6.2.1 実地盤における土と PBD の物性値

(1) 実地盤と解析モデルとの力学的相似則

DEM 解析では、図 6.1 に示すように、モデル地盤幅は 30cm であり、ここに 2 本～6 本のモデル PBD を敷設することとする。次に、モデル PBD を 6 本敷設して、モデル PBD の間隔が 5cm の時、実施工の最小打設間隔 80cm に対応するものと想定する。したがって、実地盤と解析モデルとの寸法には大きな差があるため、実地盤と解析モデルの間に存在する透水性と力学特性の相似則を考慮しておくことが必要である。しかし、1.2.1 節で示した式(1-6)のように地震時の地盤内における過剰間隙水圧の発生・消散を含む複雑な現象に対して包括的な相似則を導き出すことは非常に難しい¹⁾。そこでここでは PBD の排水性に着目して相似側を考える。

実地盤と解析モデルの地盤中に発生する間隙水圧の支配方程式は、1.2.1 節の基本方程式(1-7)の右辺第 2 項を無視した式(6-1)、(6-2)で表される。

$$\text{解析モデル} \quad \frac{k_m}{(m_v)_m (\gamma_w)_m} \left(\frac{\partial^2 u_m}{\partial r_m^2} + \frac{1}{r_m} \frac{\partial u_m}{\partial r_m} \right) = \frac{\partial u_m}{\partial t_m} \quad (6-1)$$

$$\text{実地盤} \quad \frac{k_p}{(m_v)_p (\gamma_w)_p} \left(\frac{\partial^2 u_p}{\partial r_p^2} + \frac{1}{r_p} \frac{\partial u_p}{\partial r_p} \right) = \frac{\partial u_p}{\partial t_p} \quad (6-2)$$

ここに、 k は水平方向透水係数、 γ_w は水の単位体積重量、 m_v は体積圧縮係数、 r はドレーン材の有効半径、 m, p のサフィックスは解析モデル、実地盤を表す。

解析モデルと実地盤で境界条件も初期条件も全く等しく与えられているとすれば、式(6-1)と式(6-2)の解は等しくなる。故に、式(6-3)が成り立つ。

$$\frac{t_m}{t_p} = \frac{\frac{k_p}{(m_v)_p (\gamma_w)_p (r)_p^2}}{\frac{k_m}{(m_v)_m (\gamma_w)_m (r)_m^2}} = \frac{k_p}{k_m} \cdot \frac{(m_v)_m}{(m_v)_p} \cdot \frac{(\gamma_w)_m}{(\gamma_w)_p} \cdot \frac{(r)_m^2}{(r)_p^2} \quad (6-3)$$

解析モデルの実地盤に対する寸法比を λ_L とし、また、解析モデルと実地盤の水の単位体積重量(γ_w)、土の体積圧縮係数(m_v)を相等しいとすると、式(6-4)が成立する。

$$\frac{k_p}{k_m} = \lambda_L^{1/2} \quad (6-4)$$

以上のことから、実地盤と解析モデルにおける PBD の敷設間隔と PBD の水平方向の排水距離に着目した場合、式(6-4)を満足した透水係数を設定すればよい。表-6.1 に実物と模型の寸法比 λ_L を基準にした相似則²⁾を示す。

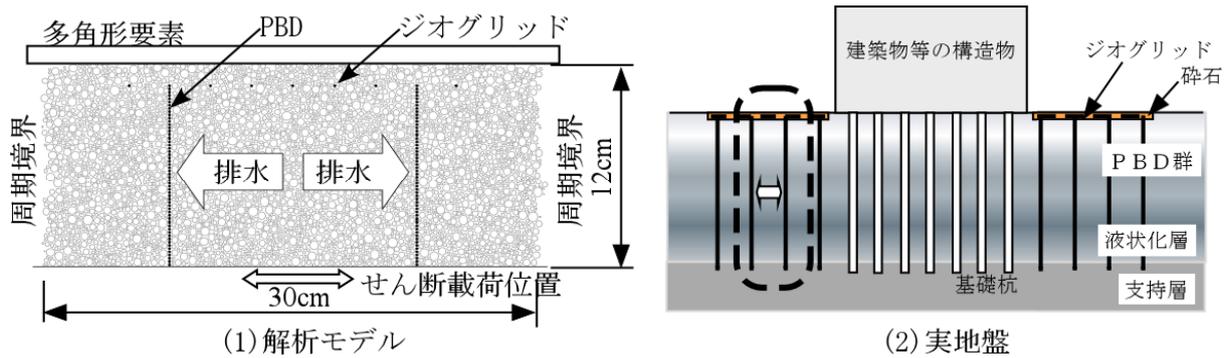


図 6.1 実施工と解析モデルの関係

表 6.1 DEMの相似則

物理量	相似率 (添字 m : 模型、p : 実物)
模型寸法	$\lambda_L = L_m / L_p$
土密度	1
加速度	1
時間	$\lambda_L^{1/2}$
透水係数	$\lambda_L^{1/2}$
バネ係数	λ_L
粘性減衰係数	$\lambda_L^{3/2}$

(2) 実地盤における土と PBD の物性値

実地盤と解析モデルとの PBD 間隔の寸法比 λ_L は式(6-4)から $\lambda_L = 5/80 = 1/16$ となる。このため、土と非排水 PBD および排水 PBD の透水係数は、表 6.2 に示す値を用いた。表中の実地盤の透水係数は、5.3 節で用いた解析モデルと同じ値である。非排水 PBD の透水係数は土の透水係数と同じとした。

表 6.2 透水係数の設定

PBD の種類	実地盤、実 PBD の透水係数	PBD6 本を最小打設間隔 80cm と想定した場合
		解析モデルの透水係数
土、非排水 PBD	$5.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$	$5.0 \times 10^{-3} \times (1/16)^{1/2} \div 1.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$
排水 PBD	$5.0 \times 10^{-1} \text{ m/s}$	$5.0 \times 10^{-1} \times (1/16)^{1/2} \div 1.0 \times 10^{-1} \text{ m/s}$

6.2.2 解析方法

解析ケースを表 6.3 に示す。PBD の敷設本数は 2 本、3 本、4 本、6 本の 4 種類で、PBD 下端部を固定し、PBD 上端部をジオグリッドで連結したものである。PBD は排水 PBD と非排水 PBD の 2 種類で、図 6.2 に示すように、排水 PBD では PBD 近傍の地盤の透水係数を PBD のものに設定して排水性を表現する。このため PBD が属するマイクロゾーンの透水係数を $k = 1.0 \times 10^{-1} \text{ m/s}$ に設定して解析を行う。一方、非排

水 PBD では全てのマイクロゾーンの透水係数を地盤と同じ $k=1.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ に設定する。PBD の剛性は (PBD-M) である。

せん断方法は、基盤から地震波が伝達してくることを想定して、解析モデル底面に接触している土要素に力 (加速度) を与えて排水繰返しせん断する。繰返し波形には正弦波を用い、繰返し回数は 10 回である。

せん断応力 τ と垂直応力 σ_v および間隙水圧 u は、解析モデル地盤最上部での水平荷重と鉛直荷重を断面積で除した値で、せん断ひずみ γ は底面に接している土要素の水平変位をモデルの高さで除した値である。

表 6.3 解析のケース

ケース	PBD の本数	PBD の種類	繰返しせん断応力比
DEM 4-1	なし		0.073, 0.273, 0.458
DEM 4-2	2 本	排水 PBD	0.170, 0.242
DEM 4-3	3 本		0.177, 0.288
DEM 4-4	4 本		0.151, 0.242
DEM 4-5	6 本		0.172, 0.323
DEM 4-6	2 本		非排水 PBD
DEM 4-7	3 本	0.178, 0.283	
DEM 4-8	4 本	0.167, 0.277	
DEM 4-9	6 本	0.173, 0.325	

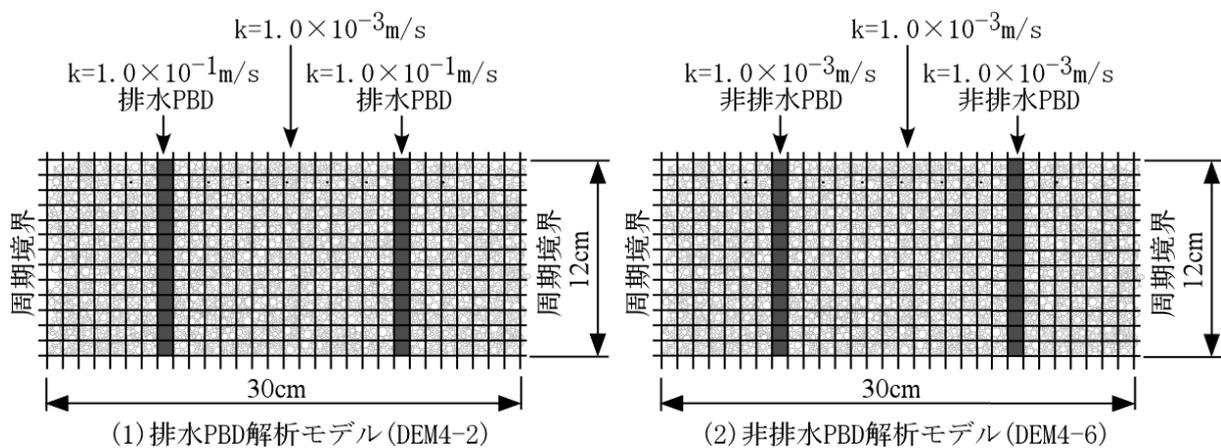


図 6.2 解析モデルの一例

6.2.3 解析結果

繰返しせん断応力比 τ/σ_v が約 0.3 の時のせん断ひずみ γ とせん断応力 τ/σ_v の関係を図 6.3 に示す。横軸のスケールは無処理のケースと PBD を敷設したケースでは異なる。無処理のケース (DEM4-1) では、繰返し回数が増すとせん断ひずみ γ が漸増し、せん断剛性が低下する。排水 PBD を敷設した場合、せん

断ひずみ γ は無処理のケース(DEM4-1)と比べると 1/10 以下と非常に小さい。また、PBD の本数が多くなるほどせん断ひずみ γ が小さくなり、初期せん断剛性は高く、せん断剛性の低下も少なくなる。

PBD2 本の場合、排水 PBD を敷設したケース(DEM4-2)と非排水 PBD を敷設したケース(DEM4-6)ともに繰返し回数が増すとせん断ひずみ γ が漸増しているが、排水 PBD(DEM4-2)の方が、非排水 PBD(DEM4-6)に比べるとせん断ひずみ γ は小さく、せん断剛性の低下は少ない。

PBD が 4 本以上になると、排水 PBD を敷設したケースと非排水 PBD を敷設したケースのせん断ひずみ γ は変わらず、繰返し回数に係らずほぼ同じ履歴曲線を示し、せん断剛性の低下はみられない。4.4.3 節「(1)土要素と PBD 要素の変位分布について」で、振動台実験に比べて DEM 解析は、拘束効果を過大に評価し、変位を過小に評価する傾向があると示したように、PBD の本数が多くなるほど排水 PBD を敷設したケースと非排水 PBD を敷設したケースに明確な差が生じなくなったものと考えられる。

繰返しせん断応力比 τ/σ_v が 0.3 前後の時の過剰間隙水圧比 u/σ_v の経時変化を図 6.4 に示す。無処理のケース(DEM4-1)では、過剰間隙水圧の上昇速度が速く、繰返し回数 10 回で過剰間隙水圧比 u/σ_v が約 0.8 に達し、両振幅せん断ひずみ γ が 2.5%以上となりほぼ液状化に至っている。5.3 節で用いた無処理のケース(DEM3-1)と比べると、土要素の透水係数が低いため、繰返し回数 10 回までに、完全に液状化まで至らなかったものと考えられる。当然のことであるが、地盤の透水係数が大きくなるほど過剰間隙水圧の上昇が早く、液状化しやすいことが解析でも表現できる。

排水 PBD を敷設したケースでは、非排水 PBD を敷設したケースに比べると過剰間隙水圧の上昇速度が遅く、上昇量も低くなり、繰返し回数 10 回までに定常状態に至っている。また、PBD の本数が多くなるほど過剰間隙水圧の上昇速度が遅く、上昇量も低くなり、PBD の本数効果が表れている。PBD2 本の非排水 PBD を敷設したケース(DEM4-6)は、無処理のケース(DEM4-1)とほとんど変わらない。これは、拘束効果による変形抑制効果が少なく、過剰間隙水圧の発生抑制効果が発揮されていないものと考えられる。

繰返しせん断応力比 τ/σ_v が約 0.3 の時の有効応力経路を図 6.5 に示す。無処理のケース(DEM4-1)では、繰返し回数が増すと有効応力が低下し、最終的にはほぼ液状化近くまでに至り、サイクリックモビリティが表れている。排水 PBD を敷設したケースでは、非排水 PBD を敷設したケースに比べると有効応力の低下は少ない。また、PBD の本数が多いほど有効応力の低下は少ない。

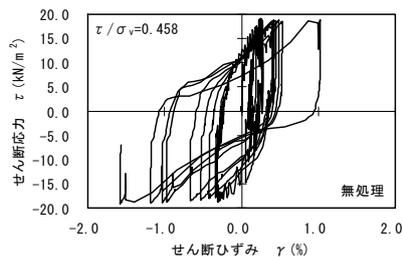
他の繰返しせん断応力比 τ/σ_v の時のケースについても図を省略するが同様の傾向を示していた。

PBD の本数ごとの過剰間隙水圧比 u/σ_v が 0.05 と 0.1 に達した時の繰返し回数と繰返しせん断応力比 τ/σ_v の関係を図 6.6 に示す。図中にプロットしていないデータは、繰返し回数 10 回までに所定の過剰間隙水圧比 u/σ_v までに達しなかったため、繰返し回数が 10 回以上のものである。

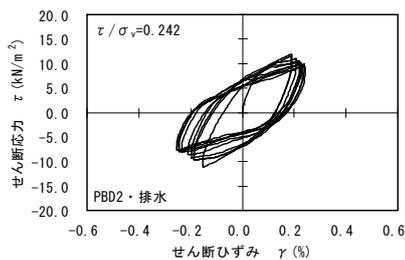
全てのケースで、排水 PBD を敷設したケースの液状化強度は、非排水 PBD を敷設したケースのものより大きい。また、PBD の本数が多くなるほど排水 PBD を敷設したケースの液状化強度が大きく、PBD の本数効果があることが分かる。

以上のことから、排水 PBD を敷設したケースは、非排水 PBD を敷設したケースと比べて、せん断ひずみ γ は小さく、過剰間隙水圧の上昇も少なく、液状化強度は大きくなる。また、排水 PBD の本数が多

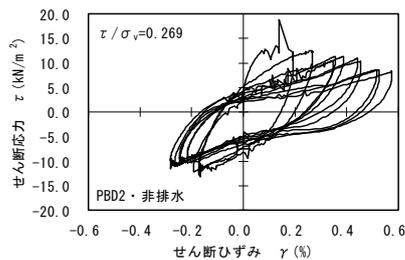
くなるほど液状化強度は大きくなり、PBDの本数効果があることが分かった。



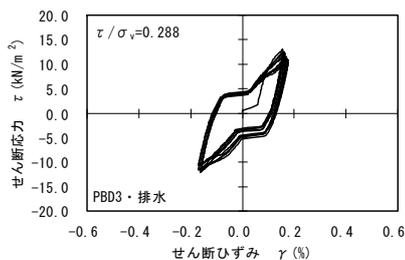
(1) 無処理 (DEM4-1)



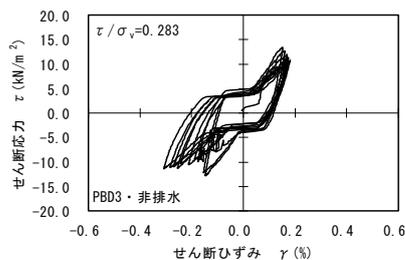
(2) 排水 PBD2 本 (DEM4-2)



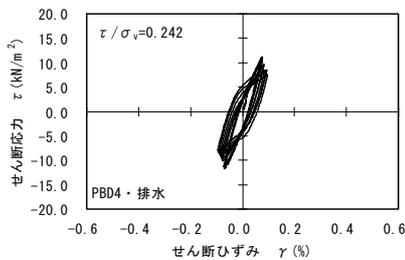
(3) 非排水 PBD2 本 (DEM4-6)



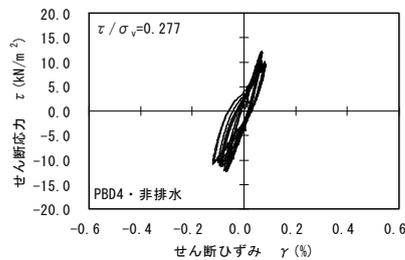
(4) 排水 PBD3 本 (DEM4-3)



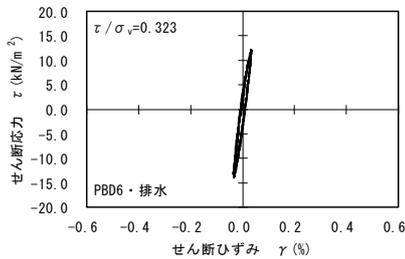
(5) 非排水 PBD3 本 (DEM4-7)



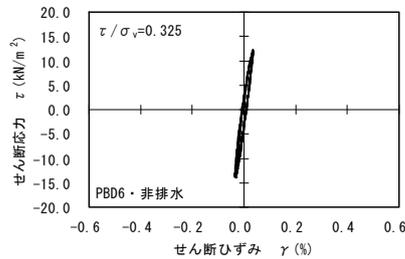
(6) 排水 PBD4 本 (DEM4-4)



(7) 非排水 PBD4 本 (DEM4-8)

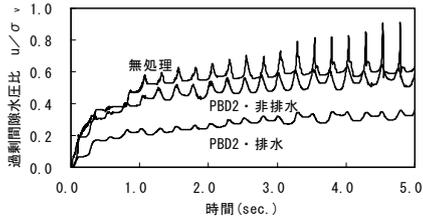


(8) 排水 PBD6 本 (DEM4-5)

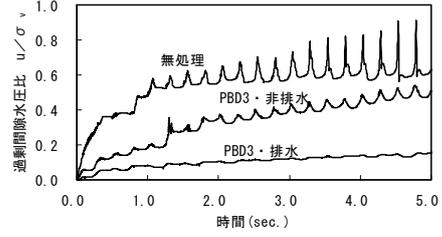


(9) 非排水 PBD4 本 (DEM4-9)

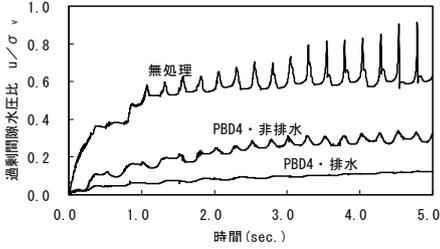
図 6.3 せん断ひずみ～せん断応力の関係 (τ/σ_v ≈ 0.3)



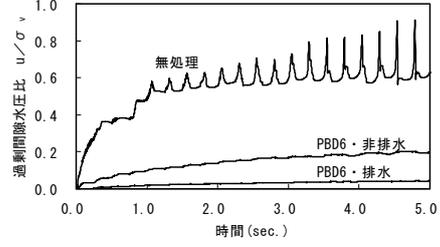
(1) PBD2 本



(2) PBD3 本

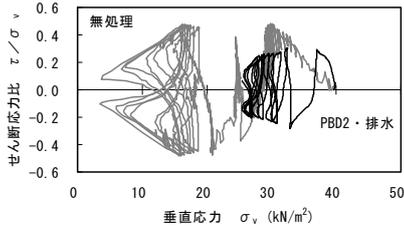


(3) PBD4 本

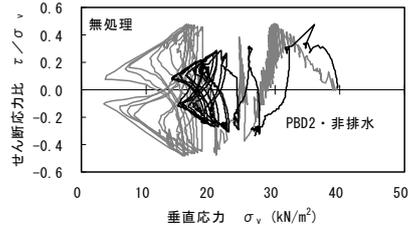


(4) PBD6 本

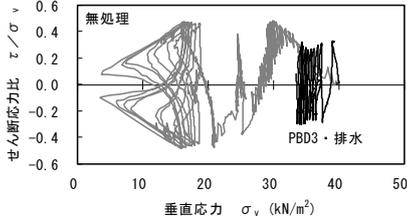
図 6.4 過剰間隙水圧比の経時変化 (τ/σ_v ≈ 0.3、 u : 最上段の平均)



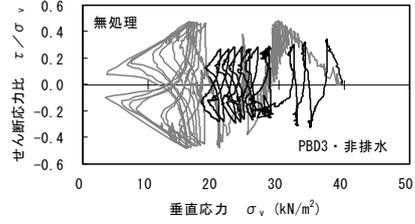
(1) 排水 PBD2 本 (DEM4-2)



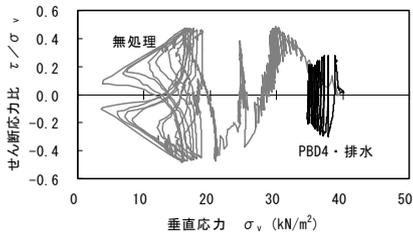
(2) 非排水 PBD2 本 (DEM4-7)



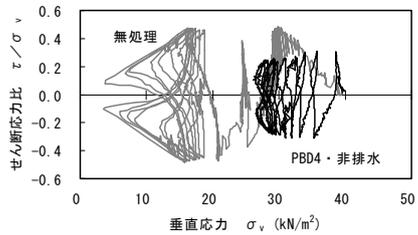
(3) 排水 PBD3 本 (DEM4-3)



(4) 非排水 PBD3 本 (DEM4-7)

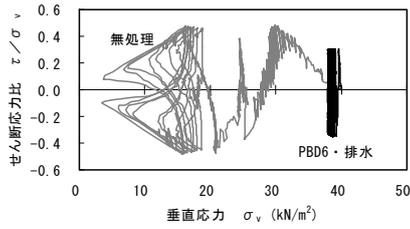


(5) 排水 PBD4 本 (DEM4-4)

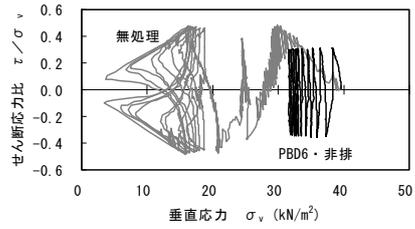


(6) 非排水 PBD4 本 (DEM4-8)

図 6.5 有効応力経路 (τ/σ_v ≈ 0.3)

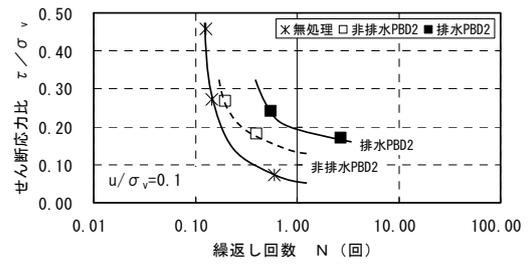
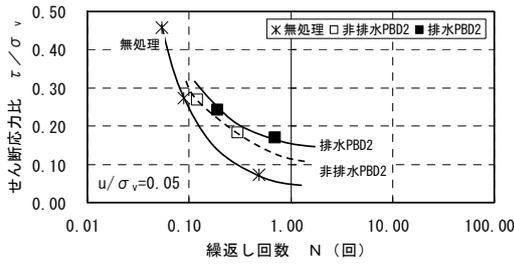


(7) 排水 PBD6 本 (DEM4-5)

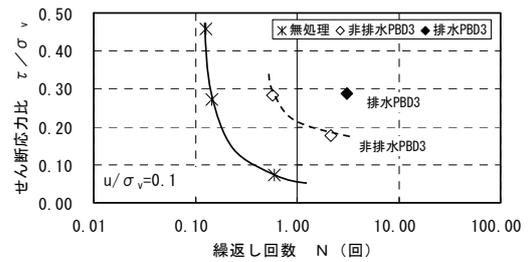
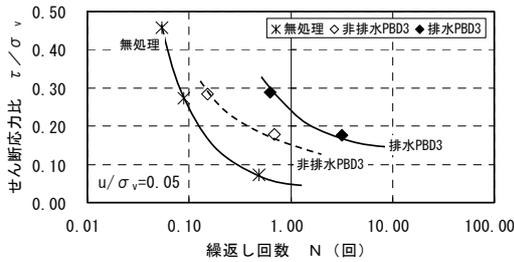


(8) 非排水 PBD4 本 (DEM4-9)

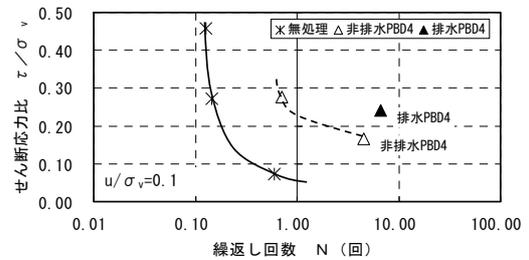
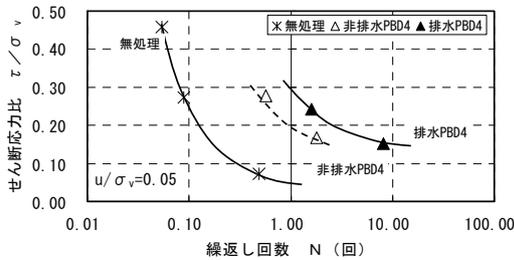
図 6.5 有効応力経路 (τ/σ_v 約 0.3)



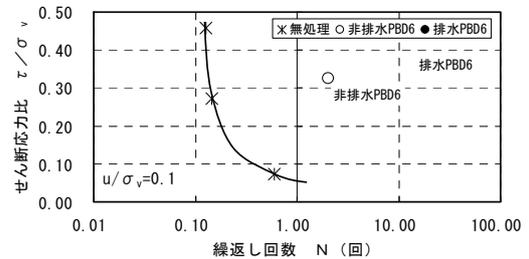
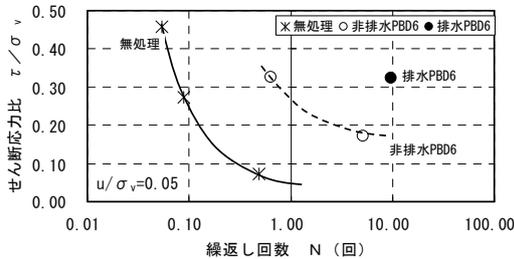
(1) PBD2 本



(2) PBD3 本



(3) PBD4 本



(4) PBD6 本

図 6.6 繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係

(左：過剰間隙水圧比=0.05 の時、右：過剰間隙水圧比=0.1 の時)

(1) 過剰間隙水圧分布

図 6.4 の過剰間隙水圧比 u/σ_v の経時変化は、解析モデル最上部での平均過剰間隙水圧の経時変化を表したものである。ここでは、PBD の排水性を見るために解析モデル全体での過剰間隙水圧分布について述べる。

排水 PBD を敷設したケースについて、繰返しせん断応力比 τ/σ_v が約 0.3 の時の 5 秒時の過剰間隙水圧比 u/σ_v の分布を図 6.7 に、また、高さ 7.5cm と 12.5cm での過剰間隙水圧の分布を図 6.8 に示す。図中の矢印は PBD の敷設位置を表す。

これらの図から、PBD の排水性により PBD ゾーン部の過剰間隙水圧の発生が最も小さく、PBD と PBD の中間部の過剰間隙水圧が最も高く、PBD を中心として過剰間隙水圧が低下していることが分かる。また、PBD の本数が多いほど全体的に過剰間隙水圧は低く、PBD の本数効果がみられる。

高さ 7.5cm の中央部近くでは、高さ 12.5cm の表層部に比べると、過剰間隙水圧の発生量が小さく、ほぼ一様に過剰間隙水圧が低下している。表層部ほど過剰間隙水圧は高くなる。

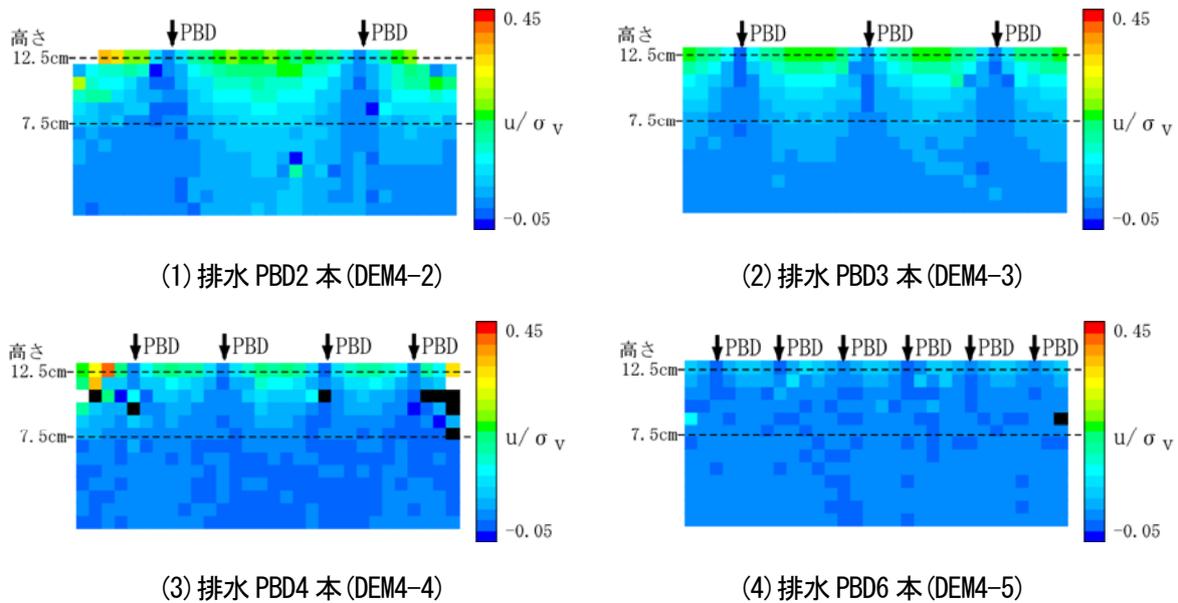


図 6.7 過剰間隙水圧比の分布 (τ/σ_v ≈ 0.3、5 秒後)

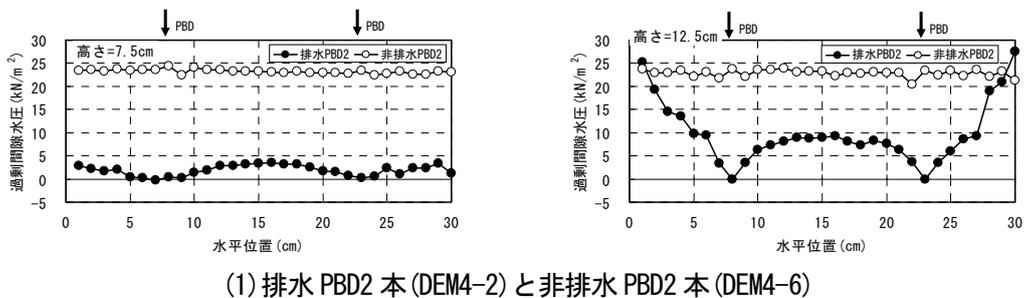


図 6.8 過剰間隙水圧の分布 (τ/σ_v ≈ 0.3、5 秒後、左：高さ 7.5cm、右：高さ 12.5cm)

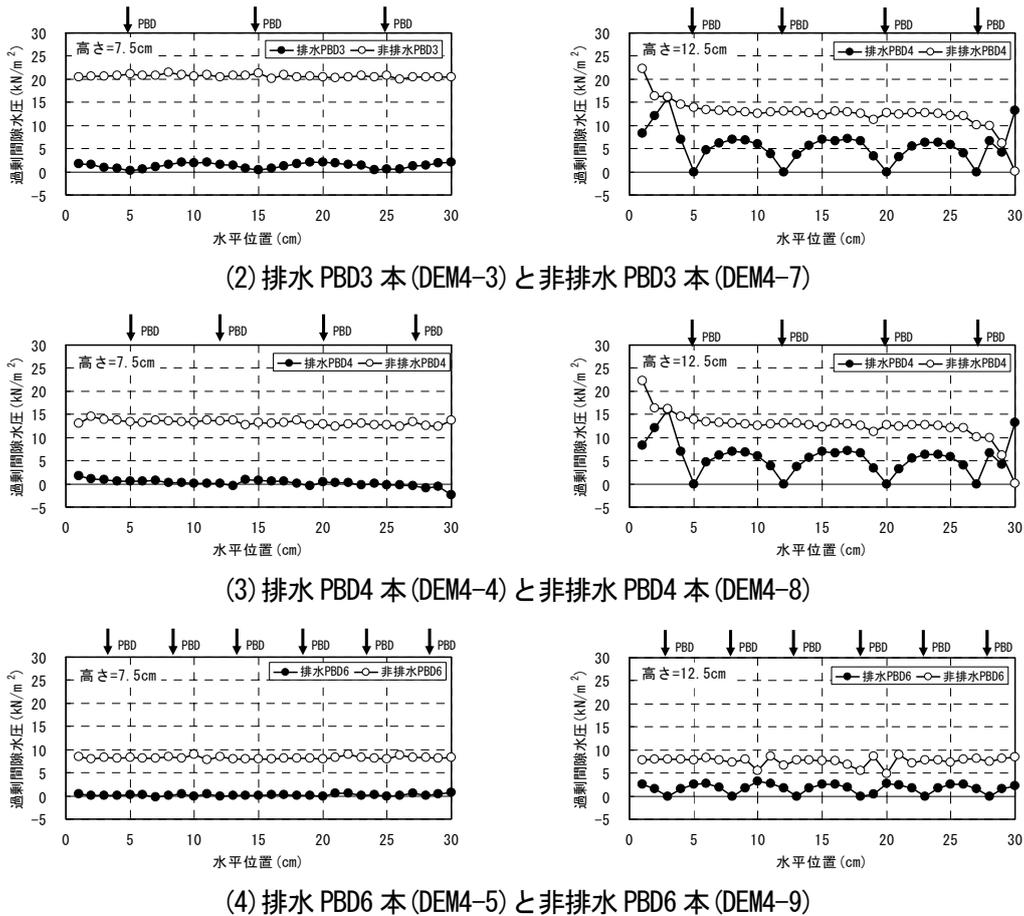


図 6.8 過剰間隙水圧の分布 (τ/σ_v ≈ 0.3、5 秒後、左：高さ 7.5cm、右：高さ 12.5cm)

(2) PBD 要素の接触点数の変化と間隙水圧の関係について

5.3.3 節「(3)要素の接触点数の変化と間隙水圧の関係について」で、間隙水圧と要素の接触点数の変化との間には良好な関係があると述べた。ここでは、図 6.9 に示す PBD に接触する土要素数の変化に着目し、間隙水圧との関係について述べる。

繰返しせん断応力比 τ/σ_v が約 0.3 の時の繰返し回数 1, 5, 10 回目の PBD に接触する土要素数の経時変化を図 6.10 に示す。縦軸は、式(6-5)に示すように、PBD 要素 1 個あたりの接触点数を表す。

$$\text{PBD要素1個あたりの接触点数} = \frac{\text{PBDに接触する土要素の総数}}{\text{PBD要素の総数}} \quad (6-5)$$

PBD 要素 1 個あたりの接触点数は、1 サイクルの間、変動が見られるが、過剰間隙水圧の発生が少ない排水 PBD を敷設したケースの方が、非排水 PBD を敷設したケースと比べると接触点数の減少度合いは少ない。接触点数の減少が少ないということは粒子の移動が少ないものと考えられ、解析モデル内の土要素を除いた間隙面積の変化が少なくなり、PBD の過剰間隙水圧の発生が抑制されたものと推測される。

このように、5.3.3 節の結果と同様に、間隙水圧と接触点数の変化との間には相関性が認められる。後述するが、排水 PBD を敷設したケースと非排水 PBD を敷設したケースについて要素の接触点網を比較

した際、PBD 付近の要素の接触点網の違いからも、両者の接触点数の違いが分かる。

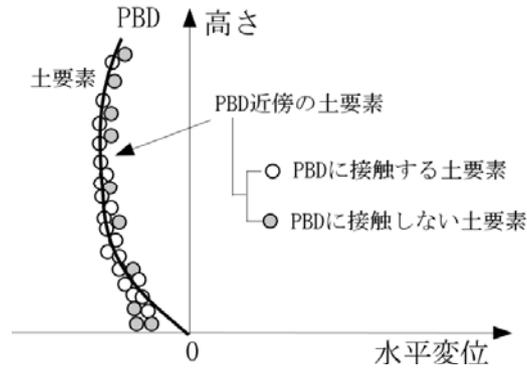
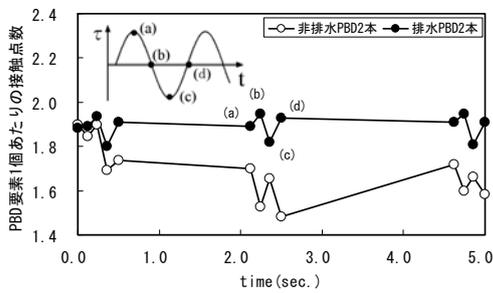
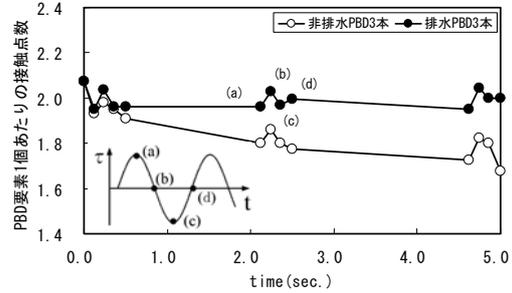


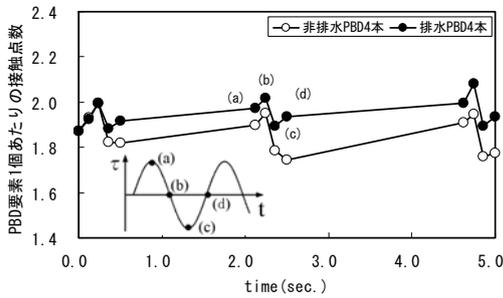
図 6.9 PBD 近傍の土要素



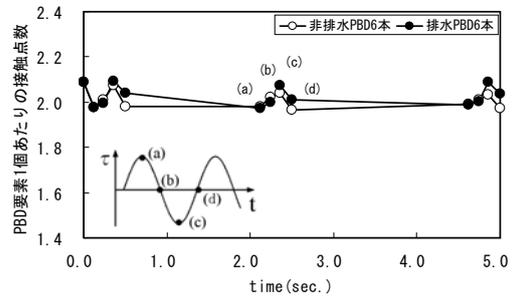
(1)PBD2 本



(2)PBD3 本



(3)PBD4 本



(4)PBD6 本

図 6.10 PBD の接触点数の経時変化 (τ/σ_v =約 0.3)

6.2.4 PBD 敷設地盤の変形と強度特性

解析の結果、排水 PBD を敷設したケースは、非排水 PBD を敷設したケースに比べて、せん断ひずみ γ は小さく、間隙水圧の上昇も少なく、液状化強度は大きくなることが分かった。

ここでは、図 6.11 に示す位置の要素に着目し、解析モデル内の各要素の変位・応力について述べる。土要素については、PBD 間の中間部に位置する S1, S2 線上の要素を、PBD 要素については、P1, P2 線上の要素とする。

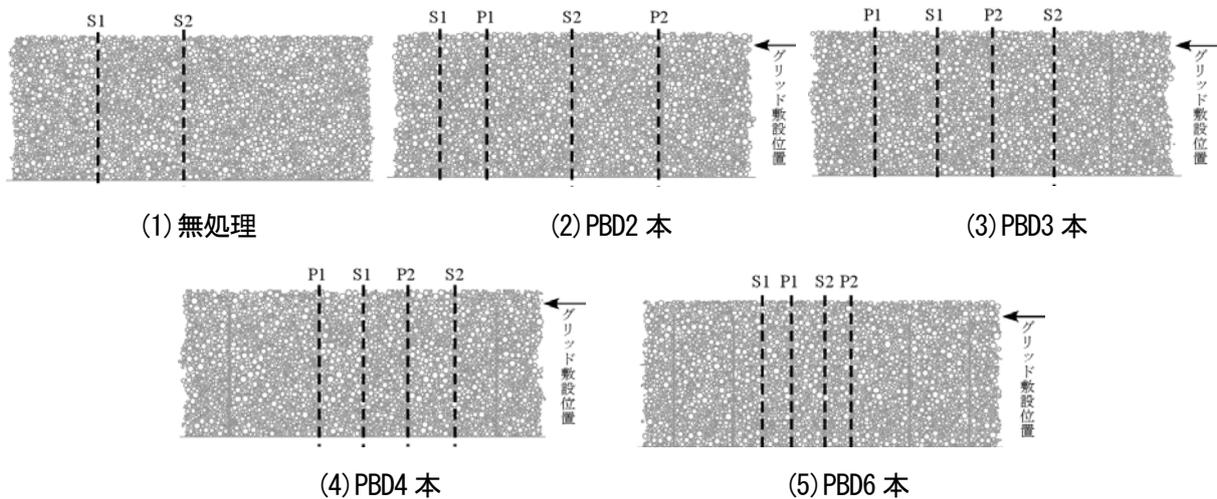


図 6.11 土要素と PBD 要素の選定位置 (S 線 : 土要素、P 線 : PBD 要素)

(1) 土要素と PBD 要素の変位分布

繰返しせん断応力比 τ/σ_v が約 0.3 の時の繰返し回数 1, 5, 10 回目のせん断力がマイナス(-)側でピークの状態での土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布を図 6.12 に示す。図には無処理, PBD2 本, PBD3 本, PBD4 本敷設したケースについて示す。図中の矢印はジオグリッドの敷設位置を示す。横軸のスケールは無処理のケースと PBD を敷設したケースでは異なる。

無処理のケース(DEM4-1)では、底面付近の土要素の水平変位は大きく、高さ 9cm 以上になると急激に水平変位は小さくなり、高さが高くなるほど底部との相対変位が大きくなる。一方、PBD を敷設したケースは、土要素と PBD 要素も水平変位は非常に小さく、無処理のケース(DEM4-1)の 1/10 以下である。また、PBD の本数が多くなるほど、全体的に小さい。

非排水 PBD を敷設したケース(DEM4-6), (DEM4-7), (DEM4-8)では、繰返し回数が増すと PBD の P1,P2 の水平変位量に差が見られ、それに伴って土要素のばらつきも大きくなる。5.3.3 節の解析結果と同様に、PBD の下端部と上端部の変位は小さく、中央部が最も変形しやすい。また、土要素は、PBD と同等に変位する粒子と自由に動く粒子が混在している。

排水 PBD を敷設したケース(DEM4-2), (DEM4-3), (DEM4-4)では、繰返し回数が増えても非排水 PBD を敷設したケースに比べ、PBD と土要素の変位のばらつきは少なく、PBD と土が一体となり変位が小さくなっている。また、PBD と同等に変位する粒子と自由に動く粒子も混在しているが、非排水 PBD を敷設したケースに比べ、数的に自由に動く粒子は少なく PBD と同等に変位する粒子が多くなる。このことは、前節「(2)PBD 要素の接触点数の変化と間隙水圧の関係について」で述べた、PBD と接触する要素数の減少が少ないことを裏付けている。

PBD6 本敷設したケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。

以上のことから、PBD 敷設地盤の変形抑制効果は、①PBD とジオグリッドとの拘束効果による変形抑制と、②PBD の排水による PBD 周辺部の粒子移動抑制による変形抑制とがある。その割合は図 6.12 より、①拘束効果による変形抑制の方が大きく占めている。間隙水圧は解析モデル内の土要素を除く間

隙面積の増減によって変化するものであるから、地盤の変形が抑制されると過剰間隙水圧の発生は抑制される。したがって、過剰間隙水圧の発生抑制には、①PBD とジオグリッドとの拘束効果によって抑制されるとともに、②PBD の排水効果によって抑制されるものと考えられる。

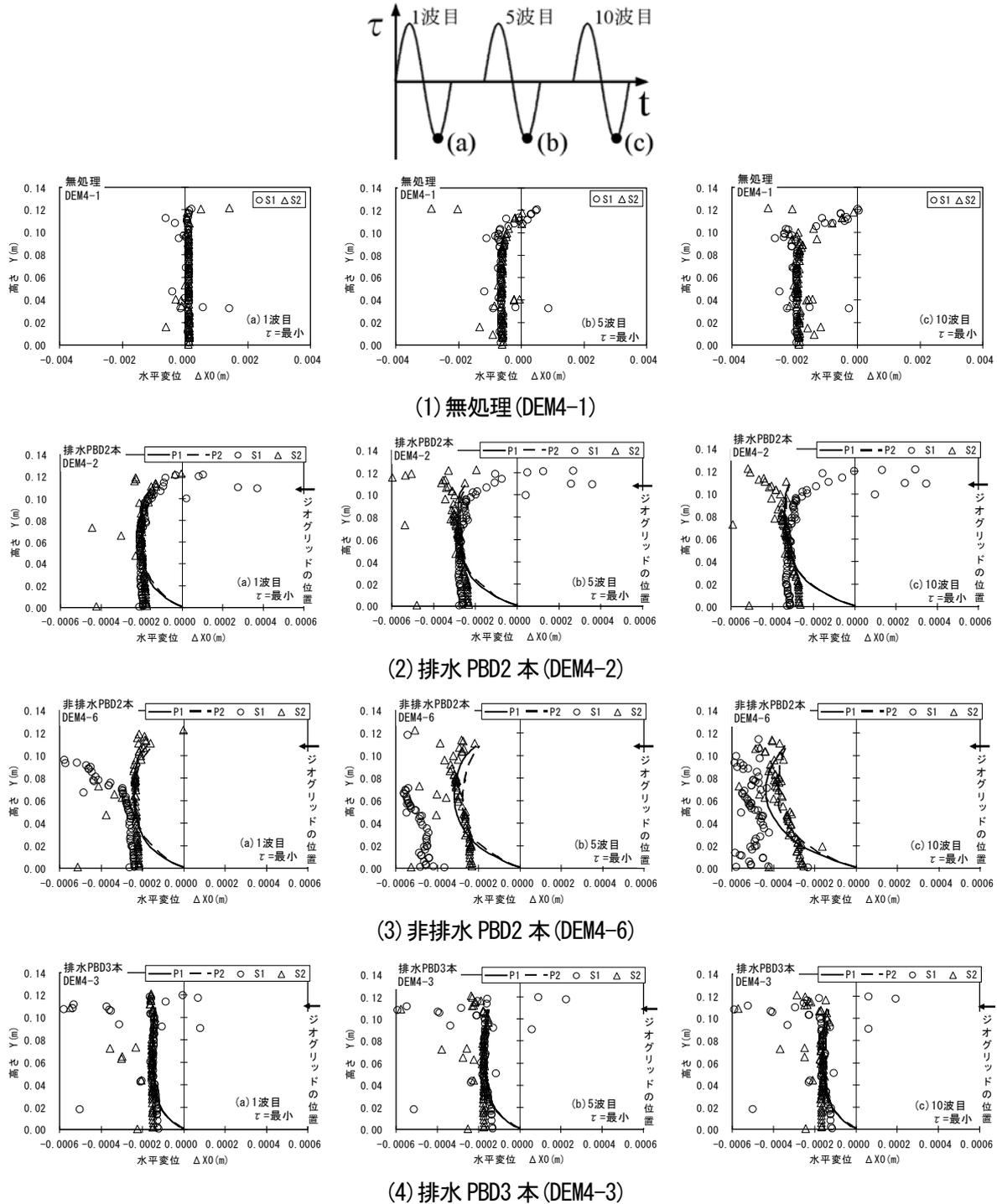


図 6.12 土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$)

(左から (a) 1 波目, (b) 5 波目, (c) 10 波目のせん断カーブピーク時)

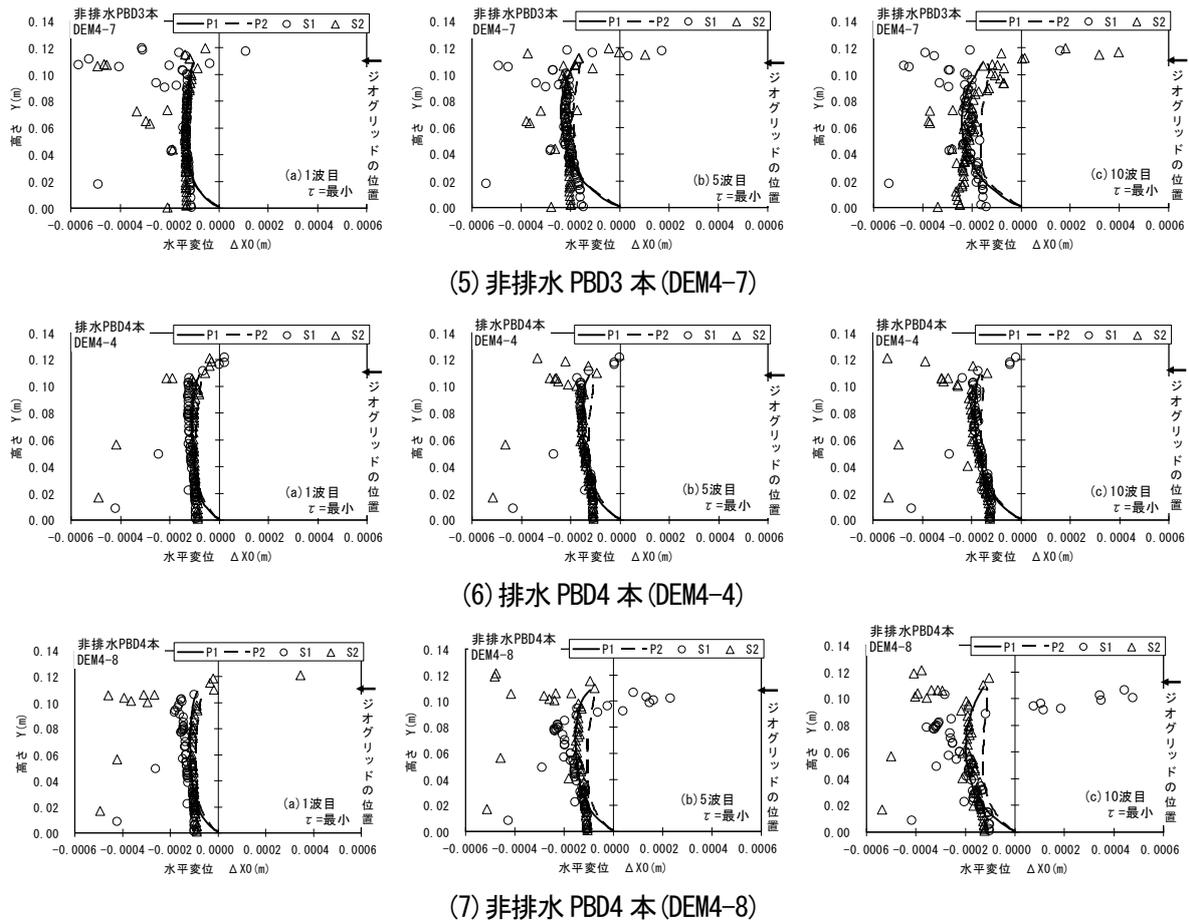


図 6.12 土要素と PBD 要素の水平変位の深度分布 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$)

(左から (a) 1 波目, (b) 5 波目, (c) 10 波目のせん断カーブピーク時)

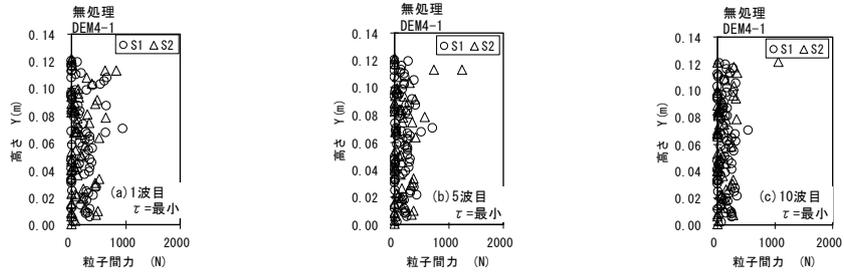
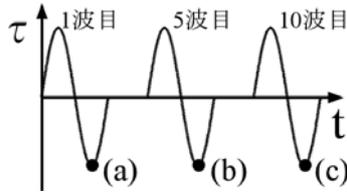
(2) 土要素の圧縮力と PBD 要素の引張力

繰返しせん断応力比 τ/σ_v が約 0.3 の時の繰返し回数 1,5,15 回目のせん断力がピーク時の土要素の圧縮力および PBD 要素の引張力の深度分布を図 6.13 に示す。図には無処理、PBD2 本、PBD3 本敷設したケースを示す。土要素の圧縮力は絶対値を表す。

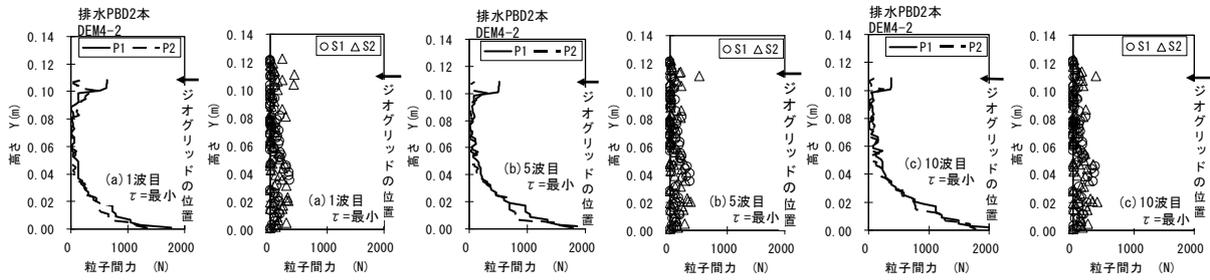
土要素の圧縮力と PBD 要素の引張力は、排水 PBD を敷設したケースと非排水 PBD を敷設したケースとほぼ同じ傾向を示す。このことは、土要素の圧縮力と PBD 要素の引張力には、PBD の排水効果による影響は少ないことを示している。

5.3.3 節(2)と同様に、PBD の引張力分布を見ると、PBD の変位がゼロである下端部の引張力は最も大きく、PBD の変位が大きくなる中央部の引張力は非常に小さくなり、PBD 上端部の引張力は中央部の引張力より大きい。また、P1,P2 の引張分布形状もほぼ同じで、各 PBD には同量の引張力が作用していることが分かる。土の圧縮力分布を見ると、PBD の引張抵抗により下端部と上端部付近の土の圧縮力は中央部の圧縮力に比べ若干大きい。

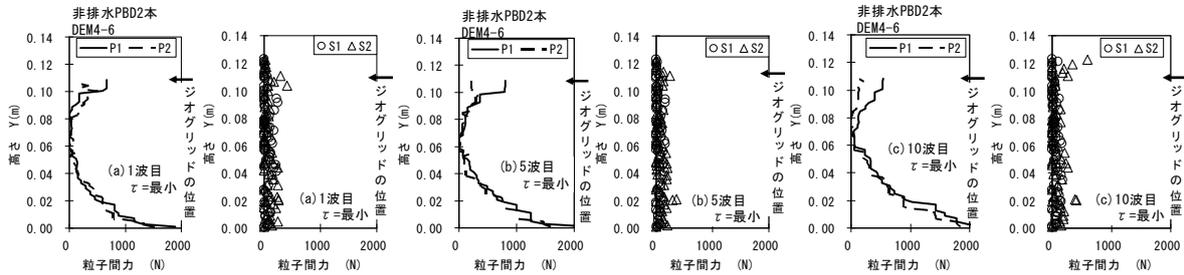
PBD4 本、PBD6 本敷設したケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。



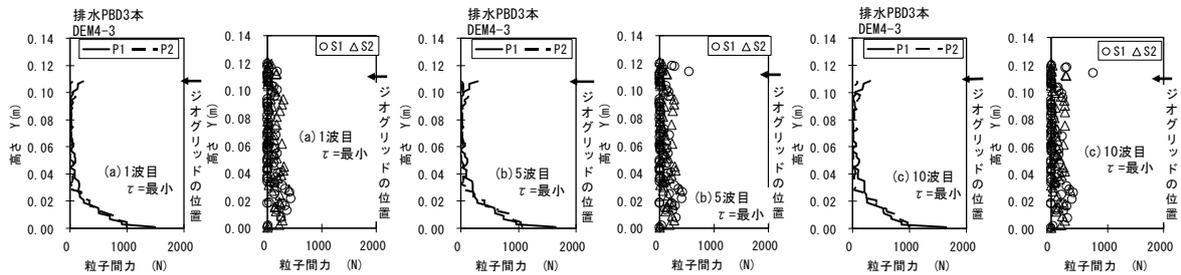
(1) 無処理 (DEM4-1)



(2) 排水 PBD2 本 (DEM4-2)



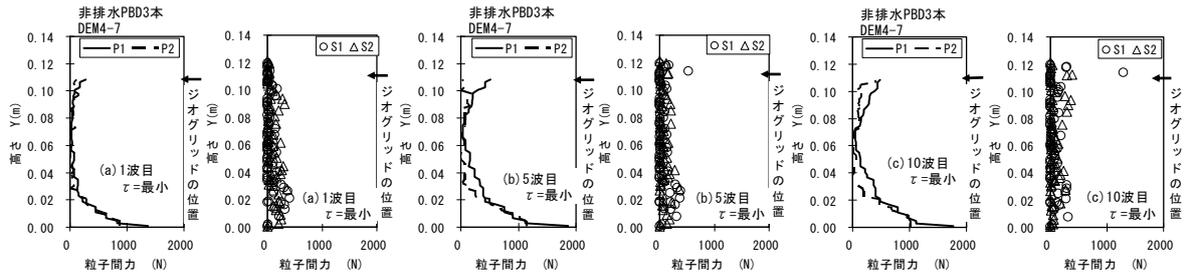
(3) 非排水 PBD2 本 (DEM4-6)



(4) 排水 PBD3 本 (DEM4-3)

図 6.13 土の圧縮力と PBD の引張力の深度分布 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$)

(左から (a) 1 波目, (b) 5 波目, (c) 10 波目のせん断カーブピーク時)



(5) 非排水 PBD3 本 (DEM4-7)

図 6.13 土の圧縮力と PBD の引張力の深度分布 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$)

(左から (a) 1 波目, (b) 5 波目, (c) 10 波目のせん断カーブピーク時)

6.2.5 繰返し載荷時の PBD 敷設地盤の補強メカニズム

5.4 節では、排水機能を有しない非排水 PBD を敷設したモデル地盤の繰返し載荷による拘束メカニズムとして、PBD とジオグリッドによってせん断方向が水平方向に加えて上下方向に作用し、粒子の再配列が生じ、PBD と同等に変位する土粒子が構造骨格を形成し、応力伝達していると述べた。

本節では、5.4 節と同様に、要素の接触点網 (デロウニーネットワーク)、要素の接点角分布^{3),4)}、および要素の接触力ベクトルの変化に着目し、繰返し載荷によって土要素と PBD 要素がどのように変化しているのか検討を行い、繰返し載荷による PBD 敷設地盤の排水効果と拘束効果による補強メカニズムについて考察する。

(1) 要素の接触点網

無処理、PBD3 本および PBD4 本の場合、繰返し回数 5,10 回目のせん断カーブピーク時の要素の接触点網を図 6.14 に示す。この図には、接触している全要素のうち平均接触力以上の要素の中心点を結んだものを示す。したがって、図中に空白部分が見られるが、その箇所も要素の接触点網は存在している。せん断カーブピーク時のせん断方向は右から左に作用している状態である。

無処理のケース (DEM4-1) では、繰返し回数が増すと、解析モデルの上半分の要素の接触点が斜め方向に連なった線が多数見られる。これは、図 6.12(1) の土要素の変位分布に示すように、特に変形が大きい部分に対応している。

非排水 PBD を敷設したケース (DEM4-7), (DEM4-8) では、5.4.1 節の結果と同様に、特にせん断方向に向かって前方に位置する PBD 付近の上下方向に連なった線がより密になっている。

排水 PBD を敷設したケース (DEM4-3), (DEM4-4) では、図中の点線で示すように、非排水 PBD を敷設したケースに比べると、前述した PBD と接触する要素数の違いからも分かるように、PBD 周辺部での接触点網のむらが少なく上下方向に連なった線が領域内全域に拡大し構造骨格を形成している。PBD 周辺部は、PBD の排水効果により過剰間隙水圧の発生が抑制され、有効応力の低下が少なくなるので、非排水 PBD に比べ応力は大きくなる。したがって、接触点数の変化も少なくなり、PBD 周辺部での接触

点網のむらが少なくなったものと考えられる。

PBD2本, PBD6本のケースについても図を省略するが同じ傾向を示していた。

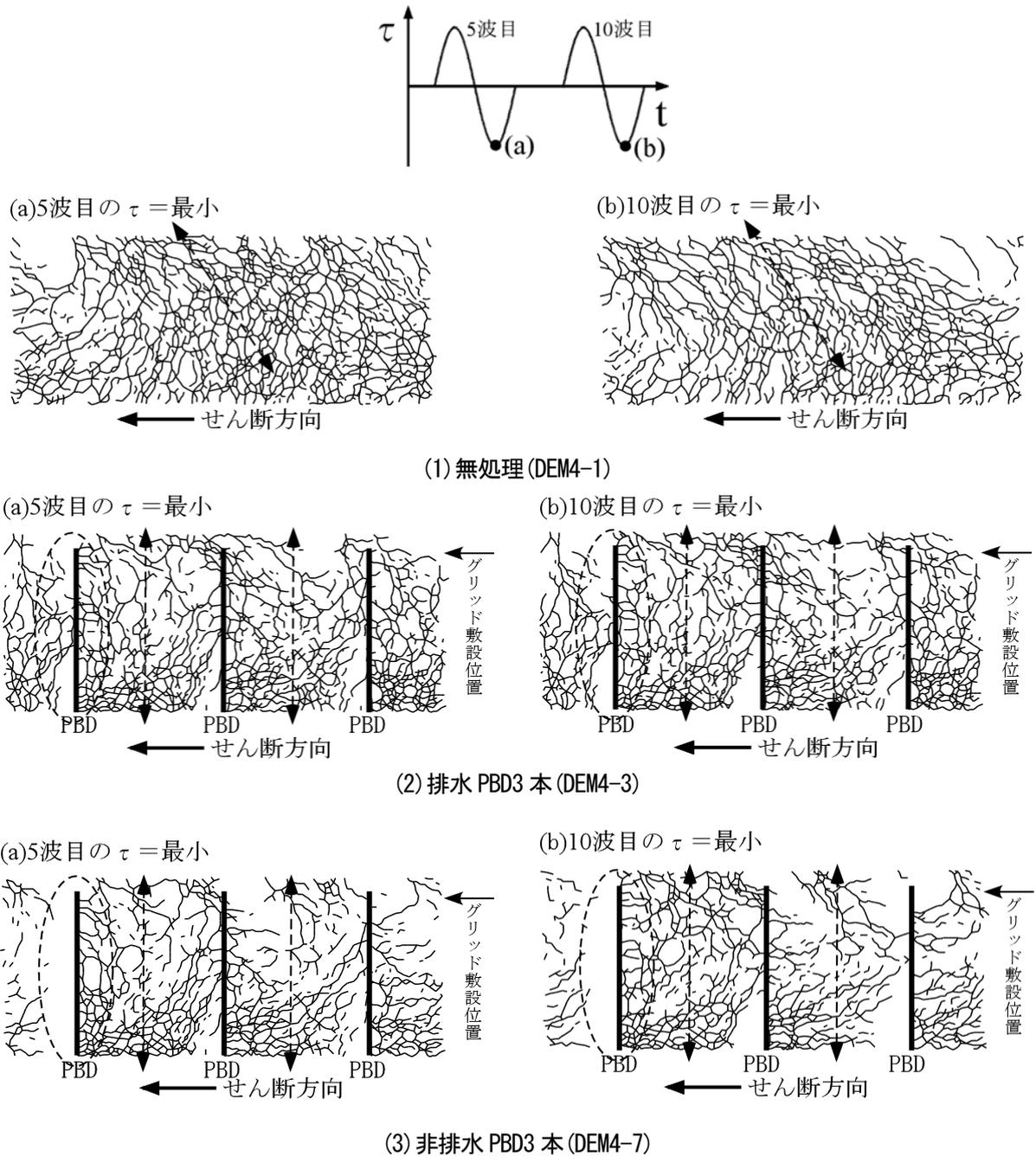


図 6.14 要素の接触点網 ($\tau/\sigma_v = \text{約} 0.3$)

(左から (a) 5 波目, (b) 10 波目のせん断カーブピーク時)

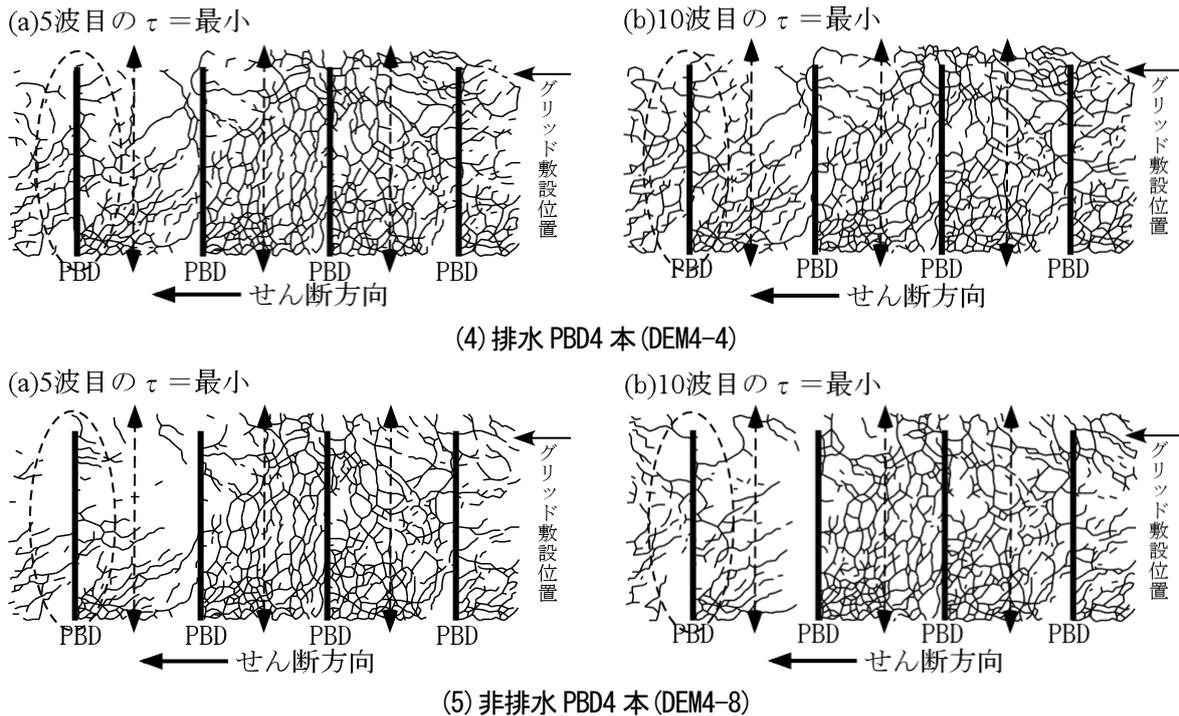


図 6.14 要素の接触点網 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$)

(左から (a) 5 波目, (b) 10 波目のせん断力ピーク時)

(2) 要素の接点角分布

無処理、PBD3 本および PBD4 本の場合、繰返し回数 5,10 回目のせん断力ゼロ時と一ピーク時の要素の接点角分布の変化を図 6.15 に示す。

無処理のケース (DEM4-1) では、繰返し回数が増すと粒子構造の変化が生じ、 ± 45 度方向の成分が多くなっており、図 6.12 (1) の斜め方向に連なった線が生じていることを裏付けている。

排水 PBD を敷設したケース (DEM4-3), (DEM4-4) では、繰返し回数によらず粒子構造の変化は少なくほぼ ± 90 度方向の成分が多い。これは、上下方向の構造骨格が領域内全域に拡大していることを裏付けている。

非排水 PBD を敷設したケース (DEM4-7), (DEM4-8) では、 ± 90 度方向に加え若干 ± 45 度方向の成分も含まれる。これは、せん断方向に向かって前方に位置する PBD 付近の上下方向に連なった線がより密になっていることを裏付けている。

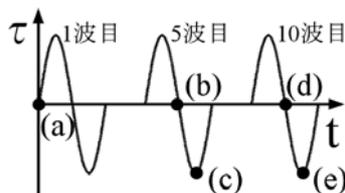


図 6.15 要素の接点角分布 ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$)

((a) 初期, 5 波目のせん断力 (b) ゼロ時と (c) 一ピーク時, 10 波目のせん断力 (d) ゼロ時と (e) 一ピーク時)

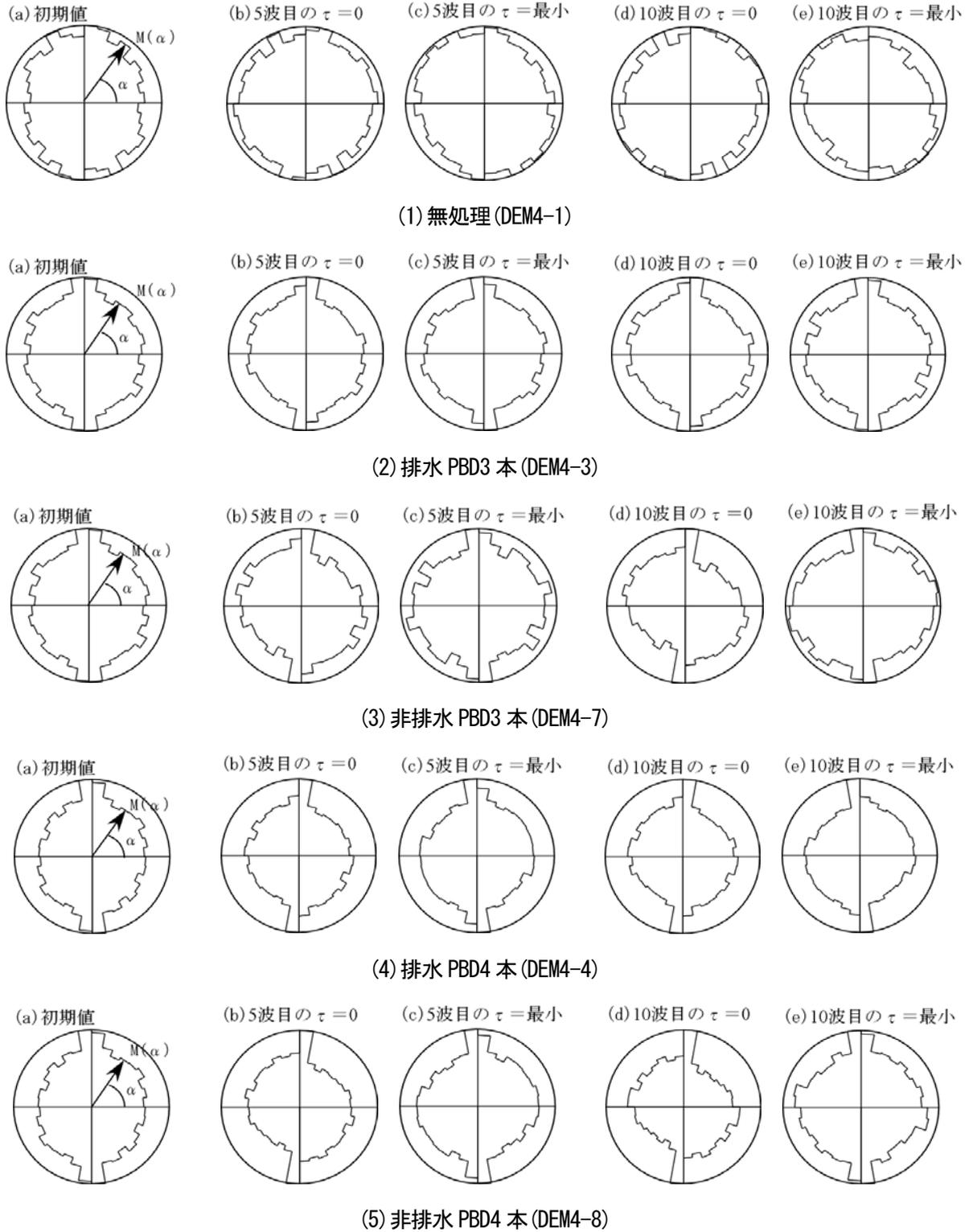


図 6.15 要素の接点角分布 ($\tau / \sigma_v \approx 0.3$)

(a) 初期, 5 波目のせん断力 (b) ゼロ時と (c) -ピーク時, 10 波目のせん断力 (d) ゼロ時と (e) -ピーク時

(3) 要素の接触力ベクトル

無処理、PBD3 本および PBD4 本の場合、繰返し回数 5, 10 回目のせん断力-ピーク時の要素間の接触

カベクトルの分布を図 6.16 に示す。

無処理のケース(DEM4-1)では、上半分の位置に斜め方向に接触力の大きな帯状分布が数層形成される。

排水 PBD を敷設したケース(DEM4-3),(DEM4-4)では、前述した(1)要素の接触点網で、非排水 PBD を敷設したケース(DEM4-7),(DEM4-8)に比べ、上下方向に連なった線が、PBD で囲まれた領域内全域に構造骨格を形成しながら、応力伝達を行っているものと述べたが、その傾向が見られる。また、ジオグリッド付近の土の接触力は大きい。これは、PBD とジオグリッドで囲まれた領域内の要素が、上方向に押し出されるのをジオグリッドが抑えているために接触力が大きくなったことを裏付けている。

以上のことから、排水 PBD を敷設した場合、粒子の再配列により、上下方向に連なった構造骨格が領域内全域に拡大し、応力伝達を行っているものと考えられる。

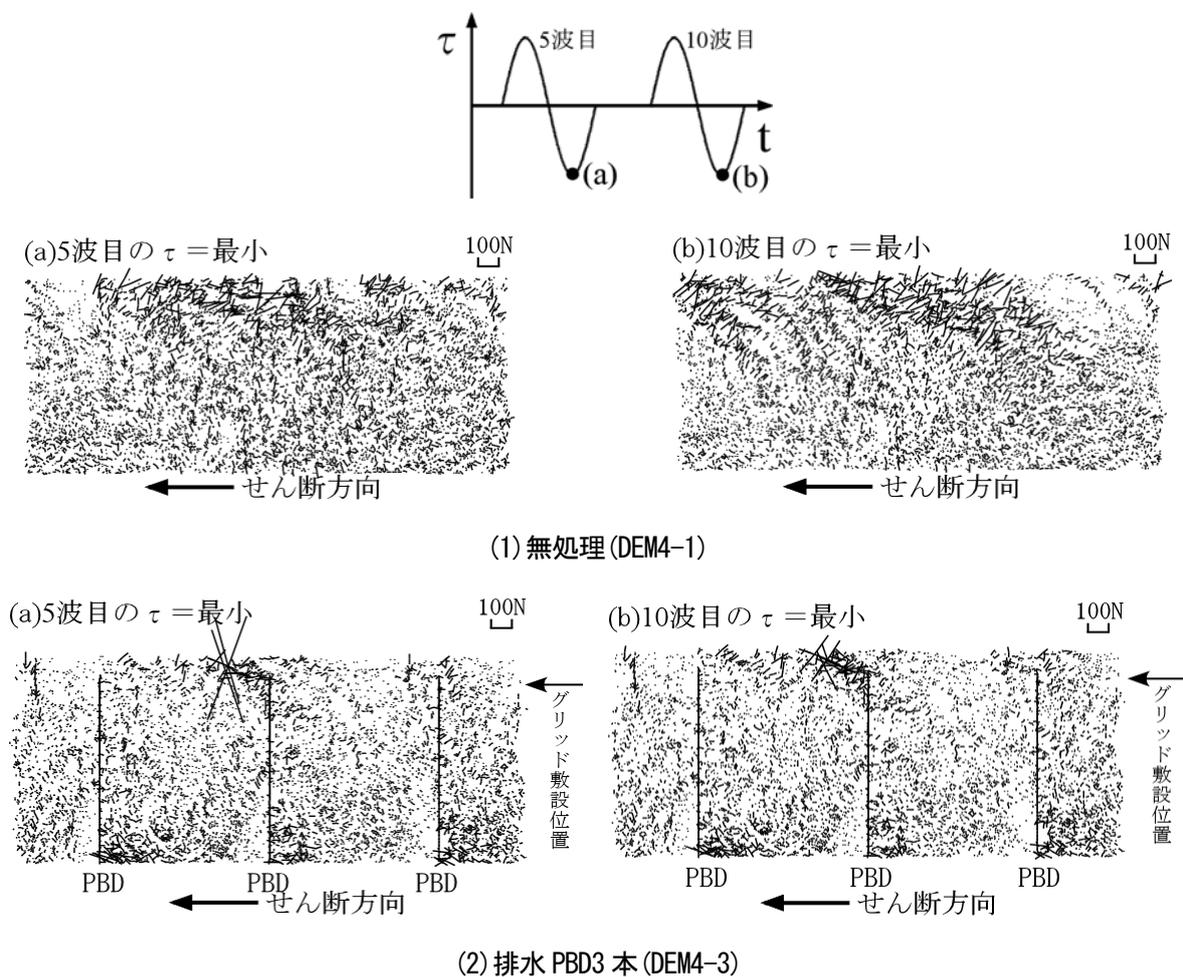


図 6.16 要素の接触力ベクトル ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$)

(左から (a) 5 波目, (b) 10 波目のせん断カーブピーク時)

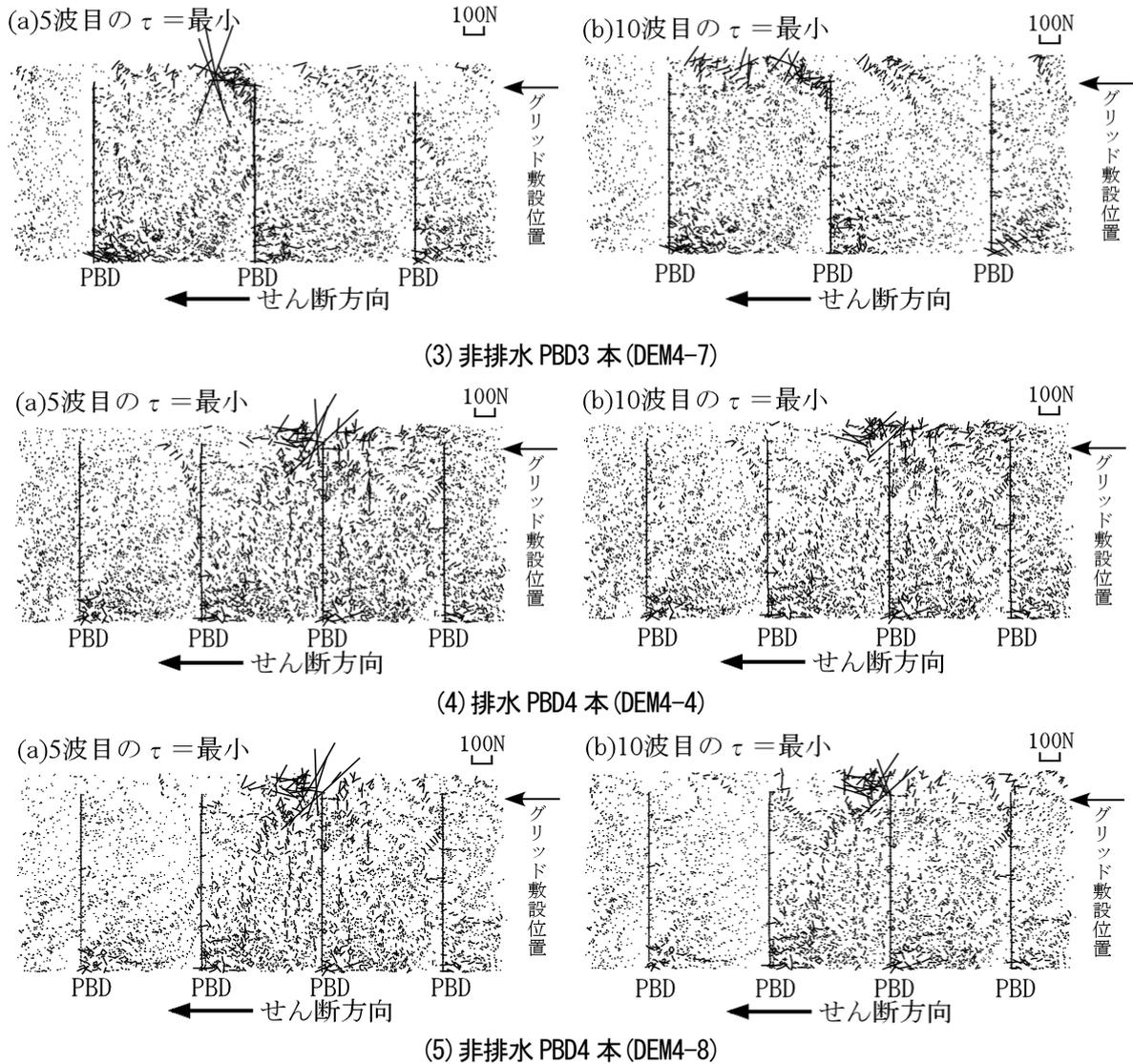


図 6.16 要素の接触力ベクトル ($\tau/\sigma_v \approx 0.3$)

(左から (a) 5 波目, (b) 10 波目のせん断カーピーク時)

(4) 繰返し荷荷による PBD 敷設地盤の補強メカニズム

PBD 敷設地盤の補強効果を①拘束効果と②排水効果に分けると、①拘束効果は無処理のケースと非排水 PBD を敷設したケースと比較することにより、②排水効果は排水 PBD を敷設したケースと非排水 PBD を敷設したケースと比較することにより、それぞれ検討することができる。繰返し荷荷時の PBD 敷設地盤の補強メカニズムの特徴を整理したものを表 6.5 に示す。

①PBD とジオグリッドによる拘束効果

繰返し荷荷とともに PBD とジオグリッドで囲まれた領域の土粒子は、粒子の再配列が生じ、PBD と同等に変位する土粒子と自由に動く土粒子が混在し、特にせん断方向に向かって前方側で上下方向に連なった土粒子の構造骨格が形成され、それらが応力伝達を行う。その上下方向の応力伝達によって、領域内の土粒子が押し出されようとするのを、PBD の引張抵抗とジオグリッドが拘束しているものと考え

られる。そのため、PBD 下端部と上端部の引張力が大きく、また、ジオグリッド付近での土の圧縮力が大きくなるものと考えられる。

②PBD の排水効果

PBD の排水により PBD 周辺の要素の移動が少なくなり、過剰間隙水圧の発生が抑制されるとともに、上下方向の構造骨格がせん断方向に向かって後方側にも拡大し、領域内全域に上下方向の構造骨格が形成され、それらが応力伝達を行っているものと考えられる。

図 6.17 に繰返し载荷による PBD 敷設地盤の補強メカニズムの模式図を示す。

表 6.5 繰返し载荷における PBD 敷設地盤の拘束効果と排水効果の特徴

	拘束効果	排水効果
土粒子	再配列 自由に動く土粒子と動かない土粒子の存在	再配列 自由に動く土粒子：減少 PBD 周辺部の土粒子の移動：小
上下方向の構造骨格	せん断方向に向かって前方側に形成	全域に拡大
PBD の引張抵抗	下端部・上端部：大 中央部：ほぼゼロ	
ジオグリッド	土の押出しの防止→土の圧縮力：大、変形抑制に寄与	

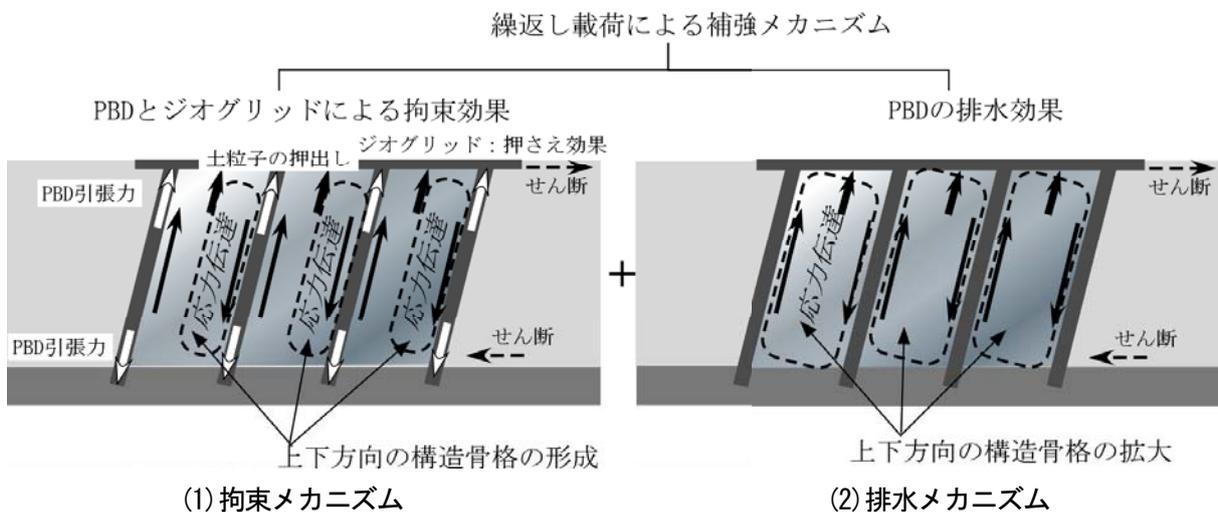


図 6.17 繰返し载荷における PBD 敷設地盤の補強メカニズム

6.3 擬似三次元地盤モデルによる PBD 敷設地盤の排水効果の検討

6.2 節では、PBD 敷設地盤の補強効果を①PBD とジオグリッドによる拘束効果と②PBD による排水効果に分けて検討を行った結果、②PBD の排水効果として、PBD 周辺での局所的な変形抑制に伴って過剰

間隙水圧の発生が抑制されることを述べた。

これまで実施してきた2次元のDEM解析は、奥行き方向の敷設間隔を無視してPBDの敷設間隔の影響について検討を行ってきたが、実施工での正方形配置あるいは千鳥配置などを考えると、奥行き方向の敷設間隔の影響を検討しなければならない。しかし、奥行き方向一様（壁状）にPBDが配置されたものとして解析している2次元解析では、PBDの奥行き方向の敷設間隔の影響を評価することができない。

本節では、PBDの剛性およびPBDの排水量を低減させることで、PBDの奥行き方向の敷設間隔の影響を反映できると仮定して、擬似的な3次元解析モデルを作製し、排水条件下での繰返しせん断を試みた。

6.3.1 PBDの奥行き方向の配置を考慮したPBDの物性値

これまで実施してきた解析モデルは、図6.18に示すようにPBDが奥行き方向に一様に入ったものとして解析してきたが、正方形配置等を想定した場合、奥行き方向にある間隔を置いて打設される。図示するように、PBDの奥行き1mあたりに占める割合を $1/x$ とすると、PBDの奥行き当たりの剛性と排水量は $1/x$ となる。そこでここでは、PBDの剛性に関して、PBD要素のばね定数と土要素のばね定数の組合せ剛性に基づき、ばね定数を変更することでPBDの剛性を $1/x$ 低減するものとする。また、PBDの排水量に関して、PBDの断面積と動水勾配が一定であると仮定すると、ダルシーの法則より透水係数を変更することでPBDの排水量を $1/x$ 低減するものとする。

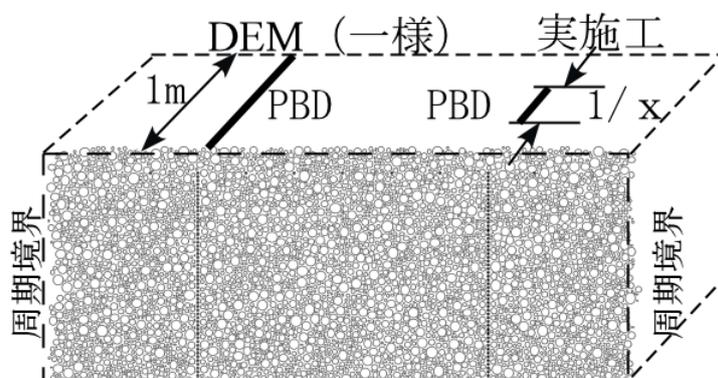


図 6.18 PBDの奥行き方向の敷設間隔

6.3.2 解析方法

解析ケースを表6.6に示す。PBDの敷設本数が3本で、排水PBDの奥行き方向の敷設間隔が80cm（正方形配置に対応）、320cm（長方形配置に対応）の2種類である。PBDの拘束条件はPBD下端部を固定し、PBD上端部をジオグリッドで連結したものである。表6.7に低減したPBDのばね定数と透水係数の材料定数を示す。

せん断方法は、6.2.2 節と同様に基盤から地震波が伝達してくることを想定して、解析モデル底面に接触している土要素に力（加速度）を与えて排水繰返しせん断する。繰返し波形には正弦波を用い、繰返し回数は10回である。

せん断応力 τ と垂直応力 σ_v および間隙水圧 u は、解析モデル地盤最上部での水平荷重と鉛直荷重を断面積で除した値で、せん断ひずみ γ は底面に接している土要素の水平変位をモデルの高さで除した値である。

表 6.6 解析のケース

ケース	PBDの本数	PBDの種類	奥行間隔(cm)	繰返しせん断応力比
DEM 4-3	3本	排水 PBD	0	0.177, 0.288
DEM 4-7		非排水 PBD		0.178, 0.283
DEM 5-1		排水 PBD	80	0.279
DEM 5-2			320	0.310

表 6.7 土要素と補強材（PBD、ジオグリッド）の材料定数

係数	土要素	補強材（PBD、ジオグリッド）		
		奥行間隔 0cm	奥行間隔 80cm	奥行間隔 320cm
要素密度 (kg/m ³)	2640	1000		
法線方向ばね定数 K_n (N/m)	4.00×10^7	2.00×10^8	5.00×10^7	1.25×10^7
接線方向ばね定数 K_s (N/m)	3.00×10^7	1.50×10^8	3.75×10^7	0.94×10^7
透水係数 k (m/s)	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-1}	2.50×10^{-2}	6.25×10^{-3}

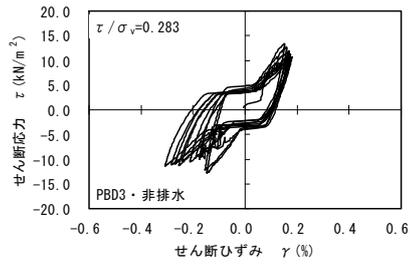
6.3.3 解析結果および考察

せん断ひずみ γ とせん断応力 τ/σ_v の関係を図 6.19 に示す。奥行き方向の敷設間隔 0cm (DEM4-7) では、繰返し回数に係らずほぼ同じ履歴曲線でせん断剛性の低下はみられない。排水 PBD の奥行き方向の敷設間隔が広がるほど、繰返し回数が増すとせん断ひずみ γ が漸増し、せん断剛性が低下している。

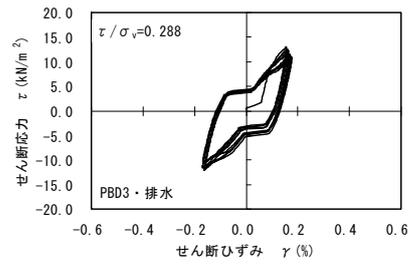
過剰間隙水圧比 u/σ_v の経時変化を図 6.20 に示す。排水 PBD の奥行き方向の敷設間隔が広がるほど、若干であるが過剰間隙水圧の上昇速度が大きく、上昇量も大きい。また、繰返し回数 10 回までに定常状態に至っている。

有効応力経路を図 6.21 に示す。排水 PBD の奥行き方向の敷設間隔が広がるほど、若干であるが有効応力が低下しやすい。

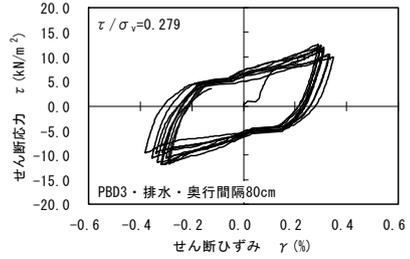
過剰間隙水圧比 u/σ_v が 0.05 と 0.1 に達した時の繰返し回数と繰返しせん断応力比 τ/σ_v の関係を図 6.22 に示す。排水 PBD の奥行き方向の敷設間隔が広がるほど、液状化強度が小さくなる傾向が見られる。



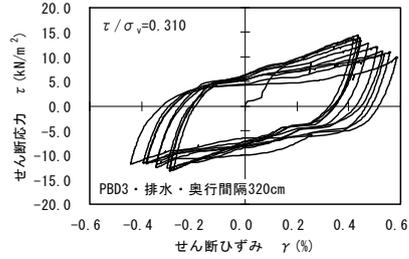
(1) 非排水 PBD3 本・奥行間隔 0cm (DEM4-3)



(2) 排水 PBD3 本・奥行間隔 0cm (DEM4-7)

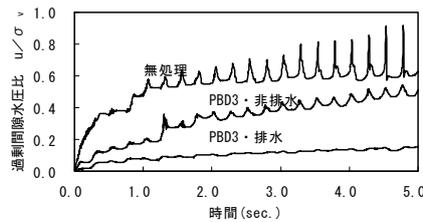


(3) 排水 PBD3 本・奥行間隔 80cm (DEM5-1)

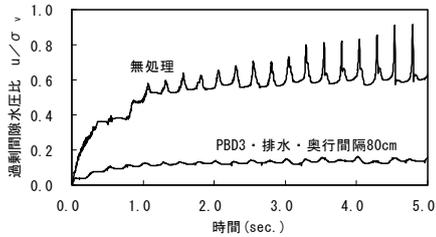


(4) 排水 PBD3 本・奥行間隔 320cm (DEM5-2)

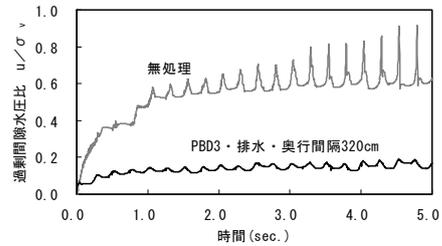
図 6.19 せん断ひずみ～せん断応力の関係 (PBD3 本、 τ/σ_v ≈ 0.3)



(1) PBD3 本・奥行間隔 0cm

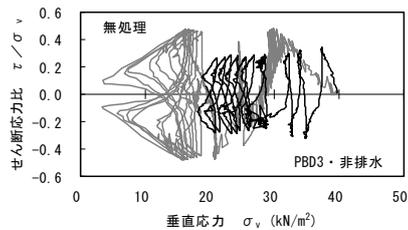


(2) 排水 PBD3 本・奥行間隔 80cm

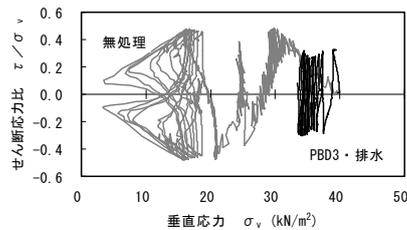


(3) 排水 PBD3 本・奥行間隔 320cm

図 6.20 過剰間隙水圧比の経時変化 (u:最上段の平均、PBD3 本、 τ/σ_v ≈ 0.3)

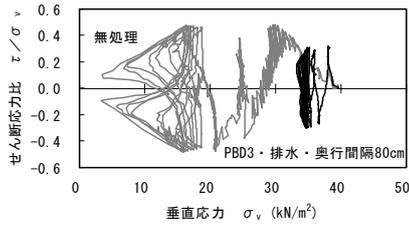


(1) 非排水 PBD3 本・奥行間隔 0cm (DEM4-3)

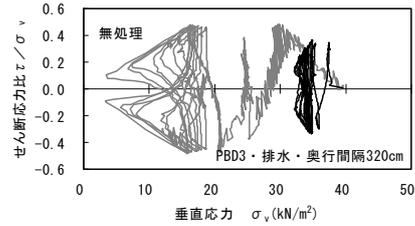


(2) 排水 PBD3 本・奥行間隔 0cm (DEM4-7)

図 6.21 有効応力経路 (PBD3 本、 τ/σ_v ≈ 0.3)

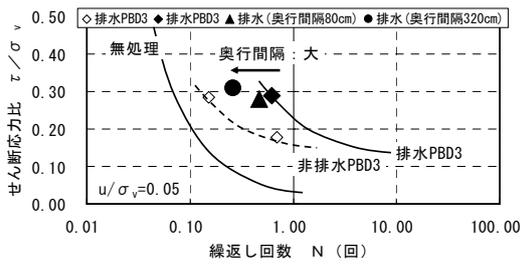


(3) 排水 PBD3 本・奥行間隔 80cm (DEM5-1)

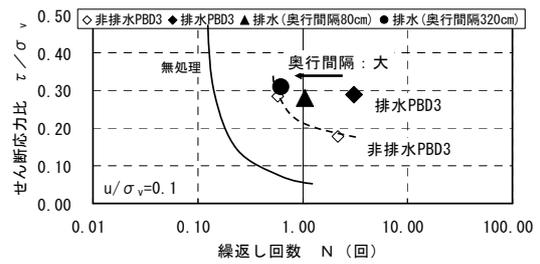


(4) 排水 PBD3 本・奥行間隔 320cm (DEM5-2)

図 6.21 有効応力経路 (PBD3 本、 τ/σ_v ≈ 0.3)



(1) 過剰間隙水圧比 $u/\sigma_v=0.05$ 時



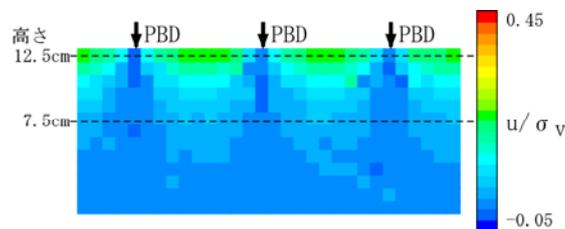
(2) 過剰間隙水圧比 $u/\sigma_v=0.1$ 時

図 6.22 繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係 (PBD3 本)

(1) 過剰間隙水圧分布

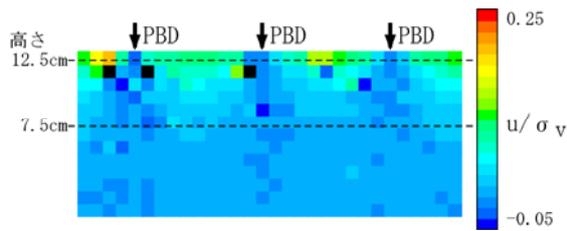
排水 PBD の奥行き方向の敷設間隔が 0cm, 80cm, 320cm の 3 ケースの 5 秒後の過剰間隙水圧比 u/σ_v の分布を図 6.23 に、また、高さ 7.5cm と 12.5cm での過剰間隙水圧の分布を図 6.24 に示す。図中の矢印は排水 PBD の敷設位置を示す。

これらの図より、全てのケースで、PBD の排水性により PBD ゾーン部の過剰間隙水圧の発生が最も低く、PBD と PBD の中間部の過剰間隙水圧が最も高く、PBD を中心として過剰間隙水圧が低下していることが分かる。データのばらつきがあるが、PBD の奥行き方向の敷設間隔が広がるほど PBD と PBD の中間部の過剰間隙水圧が大きい。

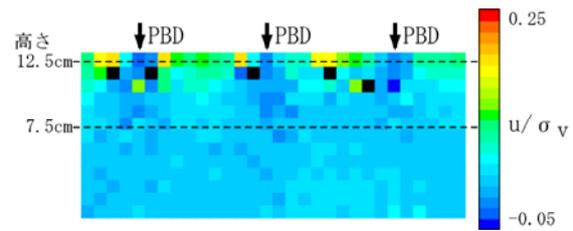


(1) 排水 PBD3 本・奥行間隔 0cm (DEM4-3)

図 6.23 過剰間隙水圧比の分布 (5 秒後、PBD3 本)

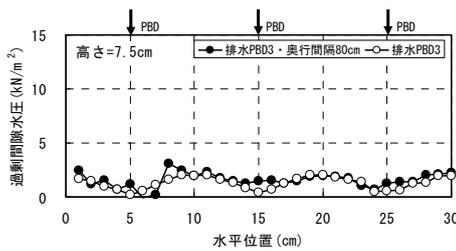


(2) 排水 PBD3 本・奥行間隔 80cm (DEM5-1)

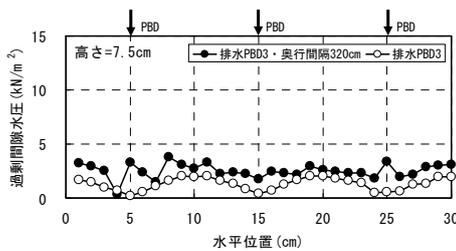
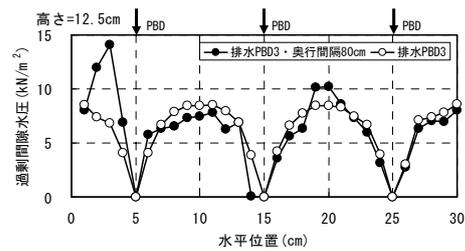


(3) 排水 PBD3 本・奥行間隔 320cm (DEM5-2)

図 6.23 過剰間隙水圧比の分布 (5 秒後、PBD3 本)



(1) 排水 PBD3 本・奥行間隔 80cm (左 : 高さ 7.5cm、右 : 高さ 12.5cm)



(2) 排水 PBD3 本・奥行間隔 320cm (左 : 高さ 7.5cm、右 : 高さ 12.5cm)

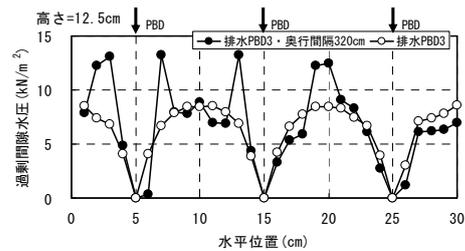


図 6.24 過剰間隙水圧比の分布 ($\tau/\sigma_v=0.33$ 前後、5 秒後、PBD3 本)

(2) まとめ

PBD の奥行き方向の敷設間隔の影響について擬似的に PBD の奥行き方向の敷設間隔に見合った PBD の剛性と透水係数で比較した場合、PBD の奥行き方向の敷設間隔が広がるほど、過剰間隙水圧が上昇しやすく、液状化強度が小さくなる傾向が見られる。2.4 節の PBD 敷設地盤の振動台実験の結果と比較すると、拘束効果を過大に評価する 2 次元解析では、排水効果が過小に評価されるため、排水効果に明確な差が出ず満足できる結果とはならなかった。

6.4 結論

本章では、実条件を想定した PBD 敷設地盤の排水効果について DEM を用いたシミュレーション解析により検討を行った。実地盤と解析モデルとの寸法効果を検討し、PBD の敷設間隔と PBD 間の水平方向の排水距離に基づく相似則を適用して、PBD に排水機能を持たせたケースと、PBD に排水機能を持たせない PBD 敷設地盤について、排水繰返し载荷を与え、PBD の排水効果と PBD とジオグリッドとによ

る拘束効果について検討を行った。また、実施工で用いられる PBD の正方形配置あるいは千鳥格子配置などの 3 次元効果は、2 次元解析では評価することが難しい。PBD の奥行き方向の敷設間隔の影響を考慮するため、PBD の剛性および PBD の排水量を低減させることで、PBD の奥行き方向の敷設間隔の影響を反映できる仮定して、擬似的な 3 次元解析モデルを作製し、排水繰返しせん断を行い、PBD の排水効果について検討を行った。

本章で行った解析の結果から、以下のような結論が得られた。

(1) 二次元地盤モデルによる PBD 敷設地盤の排水効果および拘束効果に関して

- ① 排水 PBD を敷設した場合は、非排水 PBD を敷設した場合に比べて、せん断ひずみは小さく、過剰間隙水圧の上昇も少なく、液状化強度は大きくなる。また、排水 PBD の本数が多くなるほど液状化強度は大きくなり、PBD の本数効果がある。DEM を用いた解析結果は定性的であるが振動台実験の結果と同じ傾向を示している。
- ② 排水 PBD を敷設した位置の過剰間隙水圧が最も低く、PBD と PBD の中央部の過剰間隙水圧が大きくなる。間隙水圧の変化と PBD 要素に接触する土要素数の変化との間には相関性があり、PBD 要素に接触する土要素数が減少するほど（言い換えれば、土要素が移動しやすいほど）過剰間隙水圧は発生しやすい。したがって、過剰間隙水圧の発生抑制は、(1)PBD とジオグリッドとの拘束効果による変形抑制によって発揮されるものと、(2)PBD の排水による PBD 周辺部の変形抑制によって発揮される。
- ③ PBD 敷設地盤の補強効果を(1)拘束効果と(2)排水効果に分けて考える。(1)PBD とジオグリッドによる拘束効果として、繰返し載荷とともに、PBD とジオグリッドで囲まれた領域の土粒子は、粒子の再配列が生じ、PBD と同等に変位する土粒子によって、上下方向に卓越した構造骨格を形成し応力伝達を行う。応力伝達により、領域内の土粒子が押し出されようとするのを、PBD の引張抵抗とジオグリッドが拘束している。そのため、PBD 下端部と上端部の引張力が大きく、また、ジオグリッド付近での土の圧縮力が大きくなる。(2)PBD の排水効果として、PBD の排水により PBD 周辺の土粒子の移動が少なくなり、上下方向の構造骨格がせん断方向に向かって後方側にも拡大し、領域内全域に上下方向の構造骨格が形成され、それらが応力伝達を行っている。
- ④ 排水 PBD を敷設した場合、上下方向の構造骨格が領域内全域に拡大し、繰返し回数によらず粒子構造の変化は少なく、要素の接点角分布はほぼ±90 度方向の成分が多い。一方、非排水を敷設した場合、せん断方向に向かって前方に位置する PBD 付近の上下方向に連なった線がより密になり、要素の接点角分布が±90 度方向に加え若干±45 度方向の成分も含まれる。

(2) 擬似三次元地盤モデルによる PBD 敷設地盤の排水効果に関して

- ① PBD の奥行き方向の敷設間隔が広がるほど、過剰間隙水圧が発生しやすく、液状化強度が小さくなる傾向が見られる。
- ② 2 次元解析では土要素の PBD 間への回り込みを考慮することができず、拘束効果を過大に評価する

傾向があり、PBD 敷設地盤の振動台実験の結果と比べても満足できる結果とはならなかった。今後、土の回り込みも考慮できる 3 次元解析による正方形配置等の PBD の奥行方向の敷設間隔の影響について取り組んでいく必要がある。

参考文献

- 1) 田中幸久、国生剛治、江刺靖行、松井家孝、工藤康二：グラベルパイルによる液状化防止効果―（その4）振動台実験による液状化防止効果の実証―、電力中央研究所報告、研究報告、No.383060、1984.
- 2) 地盤工学における模型実験の入門（入門シリーズ19）：土質工学会、1994.
- 3) 松岡元、山本修一：個別要素法による粒状体のせん断機構の微視的考察、土木学会論文集、No.478/III-26、pp.167～175、1994.
- 4) 山本修一、松岡元：粒状体のせん断時の粒子構造の変化とせん断ひずみの関係、土木学会論文集、No.505/III-29、pp.219～228、1994.

第7章 PBD 群打設工法による液状化対策の効果と設計法

7.1 概説

本章では、これまで実施した振動台実験と室内要素試験の結果およびDEM解析の結果から、PBD群打設工法の補強メカニズムを明らかにするとともにPBD群打設工法の設計法を提案する。また、PBD群工法を既設盛土構造物の液状化対策として適用した場合、液状化に伴って発生する側方流動に関して検討を行う。

7.2節では、繰返し載荷時における排水効果による強度増加と拘束効果による強度増加の関係を整理し、PBD群打設工法の補強メカニズムについてまとめる。

1.2.1節で排水効果と拘束効果を加味した設計法がないことを示した。また、2.6節で地盤の相対密度が50%~80%の範囲では、PBD敷設地盤の液状化強度と相対密度の間には比例関係があることを示した。7.3節では、まず、既往の(1)グラベルドレーン工法等の排水工法の設計法、(2)サンドコンパクションパイル工法等の締固め工法の設計法を用いて、PBD群打設工法の設計法への適用性について検討する。それらを踏まえ、液状化強度と相対密度の關係に着目して、排水効果と拘束効果を加味した新たな設計法を提案し、PBD群打設工法の設計を行う上での基本的な考え方について述べる。

液状化する可能性のある砂質地盤と、その地盤上あるいは地盤中に存在する構造物が、地震時にどのように挙動するのかを予測することは大変重要である。精度良く予測できれば、経済的な液状化対策工法の設計・施工に直接結びつけられる。アースダム、堤防、道路盛土などの土構造物が、盛土を構成する砂質土あるいは基礎地盤中の砂質土が液状化したことによって、崩壊、亀裂、沈下などの被害を受けた事例はきわめて多い。これらのことから、PBD群打設工法の適用事例として、7.4節では、液状化危険度が高い地盤に既設盛土が構築されている場合を想定した振動台実験を行い、側方流動に対するPBDの最適配置について検討を行った結果を述べる。

7.2 PBD 群打設工法の液状化対策効果のメカニズム

7.2.1 排水効果と拘束効果による強度増加の評価

これまで実施した振動台実験と室内要素試験の結果およびDEM解析の結果から、PBD群打設工法は拘束効果と排水効果が相互に作用することによって、地盤の液状化強度を増加させていることが確認できた。ここでは、2.4節の振動台実験の結果および6.2節の解析結果から、拘束効果および排水効果による強度増加について検討を行う。

図7.1に示す概念図は、PBD群打設工法における繰返し載荷時の強度増加(ΔR_p)を、無処理地盤と非排水PBD敷設地盤との強度差を拘束効果による強度増加(ΔR_c)とし、排水PBD敷設地盤と非排水PBD敷設地盤との強度差を排水効果による強度増加(ΔR_d)として、2つに分離したものである。

2.6 節（振動台実験結果）の表 2.13 から、繰返し回数 20 回の時のせん断応力比 R_p を排水効果と拘束効果による強度増加分 ($\Delta R_p, \Delta R_c, \Delta R_d$) に分けて整理したものを図 7.3 に示す。この図において、置換率 a_s とは図 7.2(1) に示すように、PBD 占有面積を改良面積で除した無次元化した値で、式(7-1)で表す。PBD の敷設本数を無次元化した置換率で表すことにより、振動台実験と DEM の結果を同一指標で評価することが可能となる。図 7.3 より、置換率 a_s が大きくなるほど最大せん断応力比 (ΔR_p) が大きくなる事が分かる。

$$a_s = (t \times w) / (x_1 \times x_2) \quad (7-1)$$

ここに、 a_s : 置換率

t, w : PBD の厚さと幅(cm)

x_1, x_2 : PBD の敷設間隔(cm)

一方、6.2 節（DEM 解析結果）の図 6.6 から、過剰間隙水圧比が 0.05, 0.1 の時の液状化強度曲線から繰返し回数 1 回の時のせん断応力比 ($\Delta R_p, \Delta R_c, \Delta R_d$) を求めて整理したものを図 7.4 に示す。この図で、置換率 a_s とは図 7.2(2) に示すように、PBD 占有面積をモデル全面積で除した無次元化した値を表す。振動台実験の結果と同様に、置換率 a_s が大きくなるほどせん断応力比 (ΔR_p) が大きいことが分かる。

次に、全強度増加 (ΔR_p) に対する排水効果による強度増加 (ΔR_d) の割合を図 7.5 に示す。振動台実験では、置換率 a_s に係らず排水効果による強度増加割合は ($\Delta R_d / \Delta R_p$) = 0.6 程度であるが、DEM 解析では ($\Delta R_d / \Delta R_p$) = 0.4 程度である。このことは、振動台実験結果に比べ解析結果の方が、排水効果による強度増加割合が小さいのは、2 次元解析のため拘束効果による強度増加が過大に評価されているためである。

以上のことから、DEM 解析では過剰間隙水圧比が 0.1 程度で小さなせん断ひずみにおける計算結果であり、振動台実験では大きなせん断ひずみにおける最大せん断応力比から求めた計測結果であるが、PBD 敷設による強度増加 (ΔR_p) のうち、排水効果による強度増加の割合は全強度増加の 0.4~0.6 程度であると考えられる。

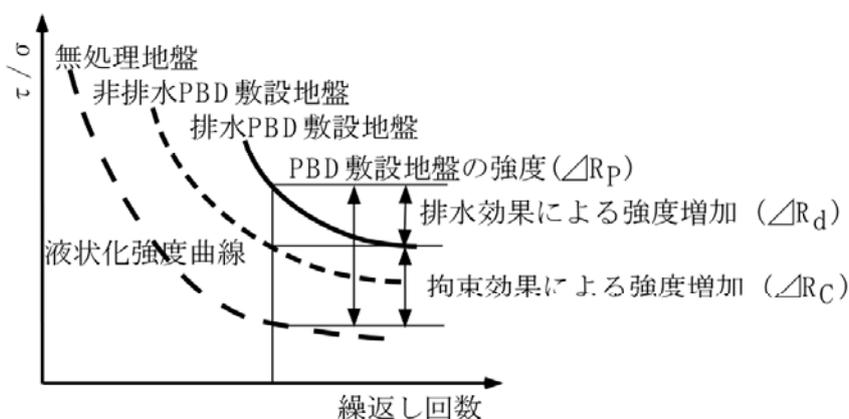


図 7.1 拘束効果による強度増加と排水効果による強度増加

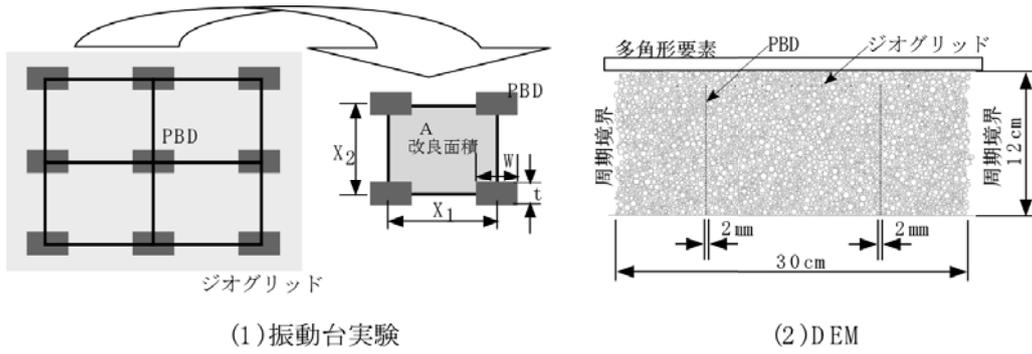


図 7.2 置換率 a_s の定義

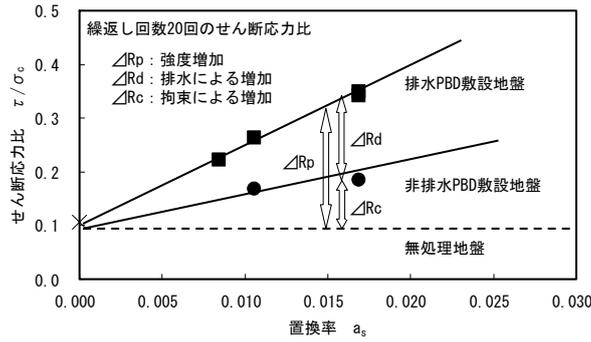
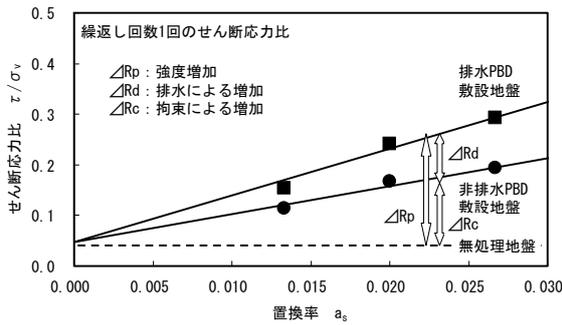
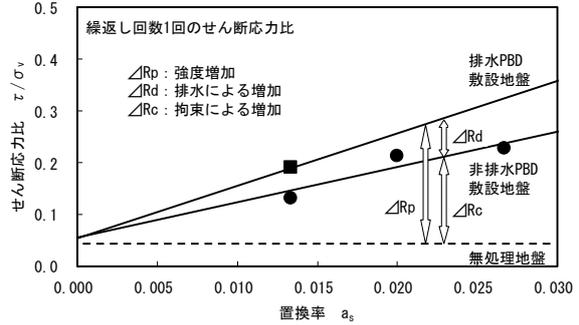


図 7.3 拘束効果と排水効果による最大せん断応力比の比較 (振動台実験の場合)

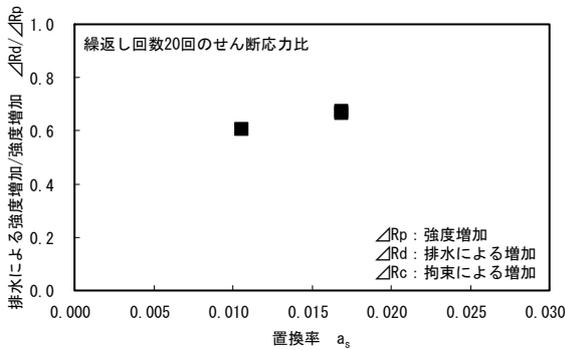


(1) 過剰間隙水圧比=0.05 の時

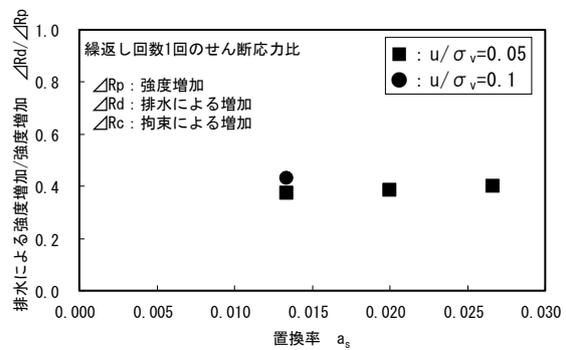


(2) 過剰間隙水圧比=0.1 の時

図 7.4 拘束効果と排水効果によるせん断応力比の比較 (DEM 解析の場合)



(1) 振動台実験



(2) DEM 解析

図 7.5 強度増加 ΔR_p に対する排水効果の強度増加 ΔR_d の割合

7.2.2 PBD 群打設工法の補強メカニズム

図 7.6 に PBD 群打設工法の補強メカニズムの模式図を示す。その図を用いて、拘束効果と排水効果についてまとめると次のとおりである。

(1) PBD とジオグリッドによる拘束効果

繰返し载荷とともに PBD とジオグリッドで囲まれた領域の土粒子は、土粒子の再配列が生じ、特にせん断方向に向かって前方側で上下方向に連なった土粒子の構造骨格が形成される。構造骨格による応力伝達に伴い、領域内の土粒子が押し出されようとするのを、PBD の引張抵抗とジオグリッドが拘束している。そのために、PBD 先端部と頭部の引張力が大きく、また、ジオグリッド付近での土の圧縮力が大きくなる。

(2) PBD の排水効果

PBD の排水により PBD 周辺の土粒子の移動が少なくなり、過剰間隙水圧の発生が抑制されるとともに、上下方向の構造骨格がせん断方向に向かって後方側にも拡大し、領域内全域に上下方向の構造骨格が形成される。

(3) 補強メカニズム

地盤を PBD とジオグリッドとで囲むことによって、地震動による水平方向のせん断力を PBD に沿った鉛直方向に変化させ、PBD が引張り補強材として働くとともに、PBD 自体が持っている排水機能に加え、PBD とジオグリッドの拘束機能によって、土粒子の移動で発生した過剰間隙水圧を消散させる。また、全体として土粒子の移動量が小さく抑えられる。このように、PBD 群工法の補強メカニズムは、(1)と(2)の2つの効果が有効に組み合わさったものである。

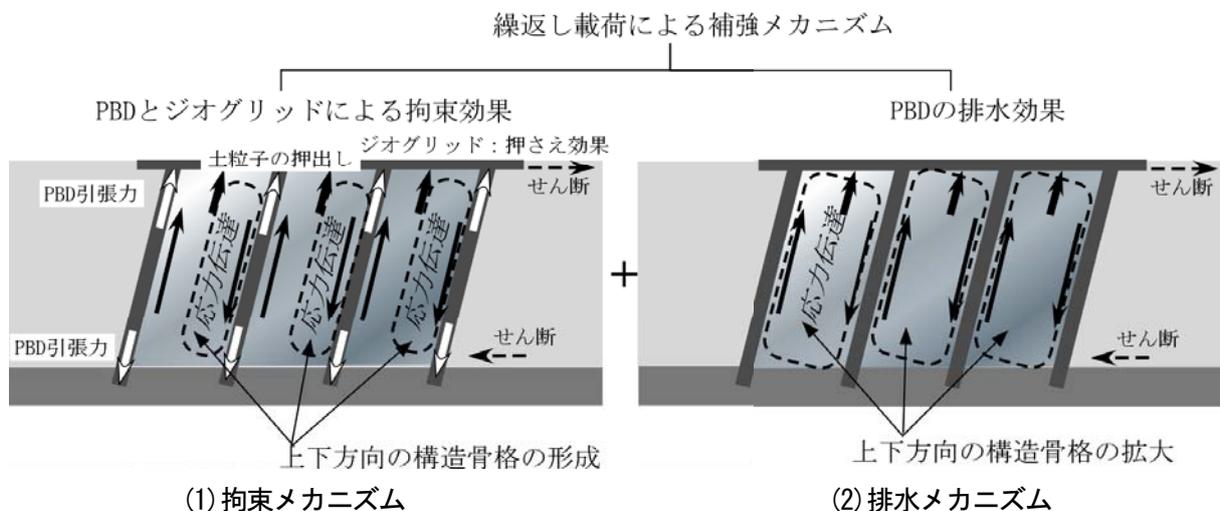


図 7.6 PBD 群打設工法の補強メカニズム

7.3 水平地盤における PBD 群打設工法の設計法の提案

前節で、PBD 群打設工法は、全強度増加量(ΔR_p)に対する排水効果による強度増加量($\angle R_d$)が 0.4~0.6 程度であることを述べた。このことを踏まえて、本節では、まず 1.2 節で示した実務的によく使用されている既往の(1)排水工法の設計法、(2)締固め工法の設計法^{1)~3)}を用いて、PBD 群打設工法の設計法への適用性について検討する。そして、(1)、(2)の結果を踏まえて、液状化強度と相対密度の関係に着目しながら、排水効果と拘束効果を加味した新たな設計法を提案し、PBD 群打設工法の設計を行う上での基本的な考え方を述べる。

7.3.1 ドレーン工法設計法の適用性

2.5 節において、実大 PBD と実施工で用いられている板状ドレーン材を敷設した地盤の振動台実験を行い、それらの排水特性について調べた結果、実大 PBD は板状ドレーン材と同程度の排水性能を有することを述べた。1.2 節で既往の排水工法の設計法について示したが、ここでは、PBD と同じ人工ドレーン材を用いた板状ドレーン材の設計法を適用し、振動台実験における PBD の置換率から発生する間隙水圧量を逆算し、実験で得られた間隙水圧の測定値と比較して、PBD 群打設工法の設計法への適用性について検討する。

(1) ドレーンの敷設間隔と間隙水圧比について

板状ドレーン材の設計法では、改良地盤の間隙水圧比が所定の比率以下となるように打設間隔を決定する方法が用いられている。図 7.7 に、河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)で用いられているドレーン材の打設間隔を設定する手順を示す。

その手順は、許容間隙水圧比 (u_{\max}/σ_v')_{avg}、ドレーン材の物性 (ドレーンの半径 a 、透水係数 k_d)、および地盤の物性 (透水係数 k_s 、体積圧縮係数 m_v) から、時間係数 T_l (式(7-2)) とウェルレジスタンス係数 R_w (式(7-3)) を算出する。そして、設計図表より許容間隙水圧比、時間係数、ウェルレジスタンス係数に対応する a/b を求め、ドレーン材の打設間隔を算定するものである。

$$T_l = \frac{k_s \cdot t_l}{m_v \cdot \gamma_w \cdot a^2} \quad (7-2)$$

$$R_w = \frac{8}{\pi^2} \left(\frac{k_s}{k_d} \right) \left(\frac{h}{a} \right)^2 \quad (7-3)$$

ここに、 t_l : 液状化に要する等価な時間(s)

k_s, k_d : 地盤と PBD の透水係数(cm/s)

m_v : 地盤の体積圧縮係数(cm^2/kgf)

γ_w : 水の密度(kg/cm^3)

a, b, h : PBD の等価換算半径、有効円半径、長さ(cm)

図 7.8 にドレーン材の打設間隔 s と a/b の概念図を示す。 a/b はドレーンの排水分担面積に対するドレーン占有面積の比率を表し、図 7.2 に示す置換率 a_s とは、幾何学的に式(7-4)の関係がある。許容間隙水圧比 $(u_{\max}/\sigma_v')_{\text{avg}}$ は、ドレーン材の等価換算半径 a から有効円半径 b までの範囲の間隙水圧比の平均値を表す。また、設計図表は、1.2.1 節で述べたように、柱状ドレーン単体におけるドレーンの支配する砂層の等価円柱の半径を b 、ドレーンの半径を a とした軸対象問題として砂層中の過剰間隙水圧の挙動に関する方程式を解くことによって作成されたものである。設計図表の一例を図 7.9 に示す。

$$a/b \doteq (t \times w) / (s \times s) = a_s \quad (7-4)$$

ここに、 a_s : 置換率

t, w : PBD の厚さと幅(cm)

s : PBD の敷設間隔(cm)

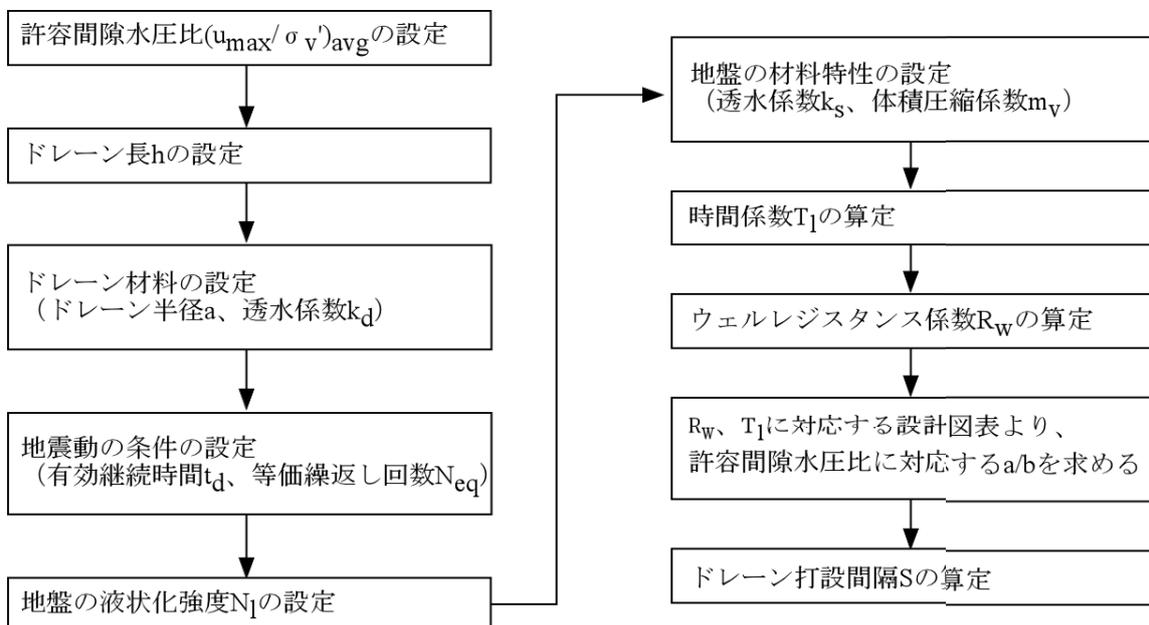


図 7.7 ドレーンの配置算出の手順

(河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)より)

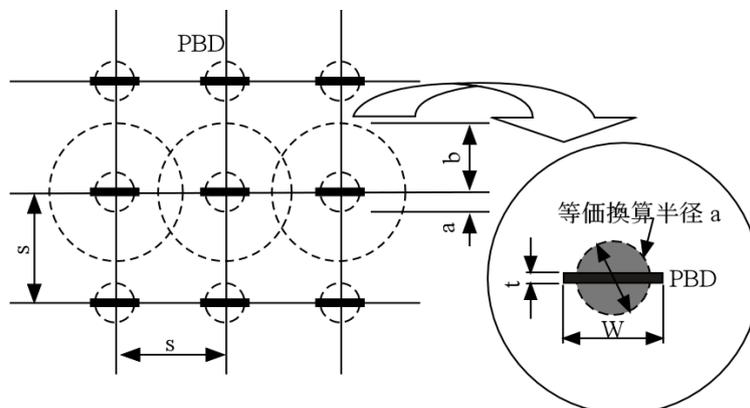


図 7.8 ドレーン材の打設間隔 s と a/b の概念図 (正方形配置の場合)

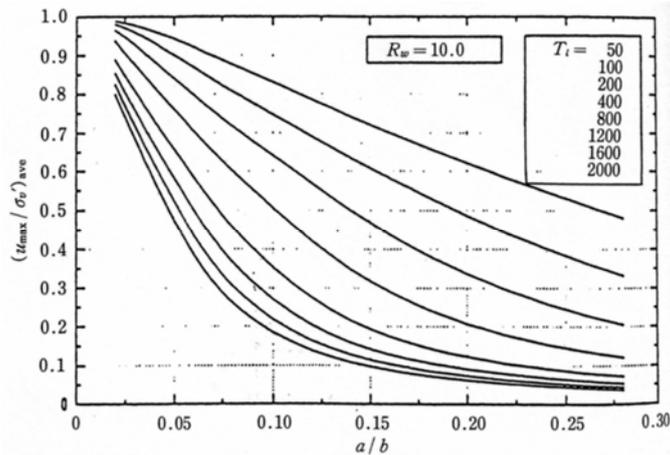


図 7.9 設計図表の一例（河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）より）

(2) 振動台実験結果の整合性について

振動台実験における PBD の置換率から発生する間隙水圧量を逆算し、実験で得られた間隙水圧の測定値と比較して、振動台実験結果の整合性について検討する。

2.4 節で述べた振動台実験の各ケースについて、無処理地盤が液状化した加振加速度 80gal の時の PBD 敷設地盤の間隙水圧比と、排水工法の設計図表に基づいた a/b に対する平均最大過剰間隙水圧比と比較する。

計算に用いた地盤の物性値を表 7.1 に、PBD の物性値を表 7.2 に示す。計算結果を表 7.3 に示す。なお、液状化に要する時間は、振動台実験で無処理地盤が液状化に要する時間を用いた。

置換率と過剰間隙水圧比の関係を図 7.10 に示す。図中の○印は設計図表の a/b から推定した平均最大過剰間隙水圧比 $(u_{\max}/\sigma_v')_{\text{avg}}$ を、上下の線は振動台実験で深さごとに設置した間隙水圧計で計測された値から求めた過剰間隙水圧比の範囲（最大値と最小値の範囲）と、●印は平均値を表す。

この図から、PBD の置換率が増えると過剰間隙水圧比は小さくなっているが、実験結果の間隙水圧の平均値（●印）と設計図表の a/b から推定した値（○印）を比較すると、設計図表から推定した値の方が過大になる傾向が見られるが、ある程度の整合性が見られる。

表 7.1 地盤の物性値

地盤の透水係数	k_s (cm/s)	0.01
体積圧縮係数	m_v (cm ² /kgf)	0.005
水の密度	γ_w (kg/cm ³)	0.001

表 7.2 PBD の物性値

ケース		排水 PBD6×4 縦排水 PBD6×4	排水 PBD3×3	排水 PBD3×2
PBD の本数	(本)	24	9	6
PBD の厚さ	t (cm)	0.6		
PBD の幅	w (cm)	4.5		
等価換算半径	a (cm)	1.623		
PBD の長さ	h (cm)	72		
有効円半径	b (cm)	25.2	41.2	50.5
PBD の透水係数	k_d (cm/s)	1.0		

表 7.3 計算結果 (その1)

ケース		排水 PBD6×4 縦排水 PBD6×4	排水 PBD3×3	排水 PBD3×2
液状化に要する時間	t_l (s)	5		
時間係数	T_l	3795		
ウェルレジスタンス係数	R_w	16.0		
a/b		0.06	0.04	0.03
平均最大過剰間隙水圧	$(u_{max}/\sigma_v')_{avg}$	0.3	0.5	0.65

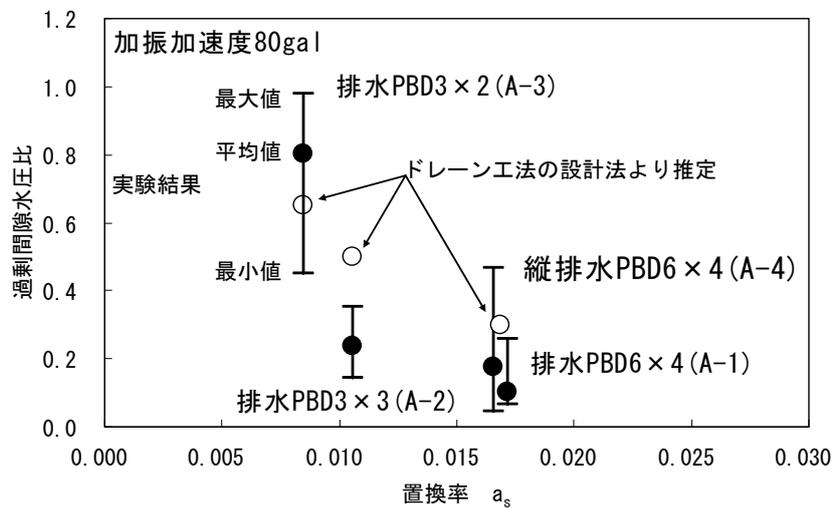


図 7.10 置換率と過剰間隙水圧比の関係 (その1)

(3) 液状化抵抗率と許容間隙水圧比の関係

許容間隙水圧比 $(u_{max}/\sigma_v')_{avg}$ をどこまで許すかは、設計を行うときに最初に決めるべき重要な事項である。その値は設計条件によって当然異なってくるが、一般的には液状化安全率 F_L 値と対応させて決定するのが妥当と考えられている。

F_L 値と過剰間隙水圧比の関係については、図 7.11 に示すように液状化強度、細粒分によってデータのばらつきが見られ、一概に液状化安全率 F_L 値から過剰間隙水圧比を決定するのは難しい。この図は大型振動台実験で得られた結果をまとめたものである。共同溝設計指針(1986)⁴⁾によると共同溝の浮上りに対する検討において、共同溝底面に作用する過剰間隙水圧 L_u による揚圧力を算出する際に、図 7.12 に示す式(7-5)を用いている。

$$\begin{cases} L_u = F_L^{-7} & (F_L \geq 1) \\ L_u = 1 & (F_L < 1) \end{cases} \quad (7-5)$$

2.4 節で述べた振動台実験の各ケースについて、無処理地盤が液状化した加振加速度 80gal の時の PBD 敷設地盤の過剰間隙水圧比 u/σ_v' と、液状化抵抗率 F_L 値と式(7-5)から算出した過剰間隙水圧比 L_u と比較する。表 7.4 に液状化抵抗率 F_L 値から算出した過剰間隙水圧比 L_u を、図 7.13 に置換率と過剰間隙水圧比の関係を示す。この図から、液状化抵抗率 F_L 値から算出した過剰間隙水圧比 L_u は過小に評価される結果となった。したがって、液状化抵抗率 F_L 値から許容間隙水圧比を決定する場合には、図 7.11 に示すようにデータのばらつきを考慮しなければならず、一概に決定するのは困難である。

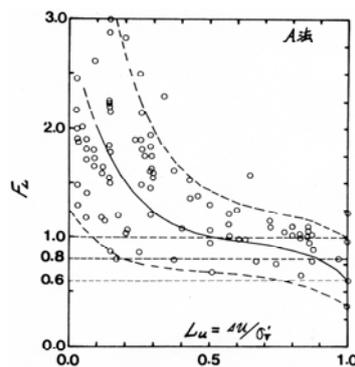


図 7.11 液状化抵抗率 F_L 値と過剰間隙水圧比 L_u の関係 (建設省土木研究所:「地震時における砂質地盤の液状化判定と耐震設計への適用に関する検討」、土研資料、昭和 56 年 9 月)

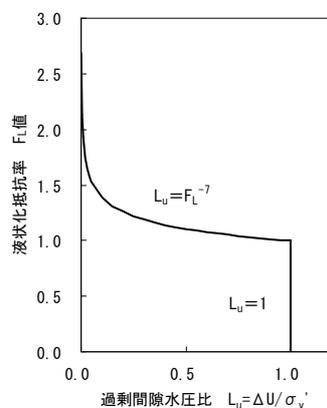


図 7.12 液状化抵抗率 F_L 値と過剰間隙水圧比 L_u の関係 (共同溝設計指針より)

表 7.4 計算結果 (その 2)

ケース	排水PBD6×4	排水PBD3×3	排水PBD3×2	縦排水PBD6×4
せん断力比 R_p (繰返し回数20回)	0.341	0.263	0.222	0.348
繰返しせん断力比 L (加速度80gal時)	0.179	0.176	0.178	0.181
液状化抵抗率 $F_L (=R_p/L)$	1.91	1.49	1.25	1.92
過剰間隙水圧比 L_u	0.01	0.06	0.21	0.01

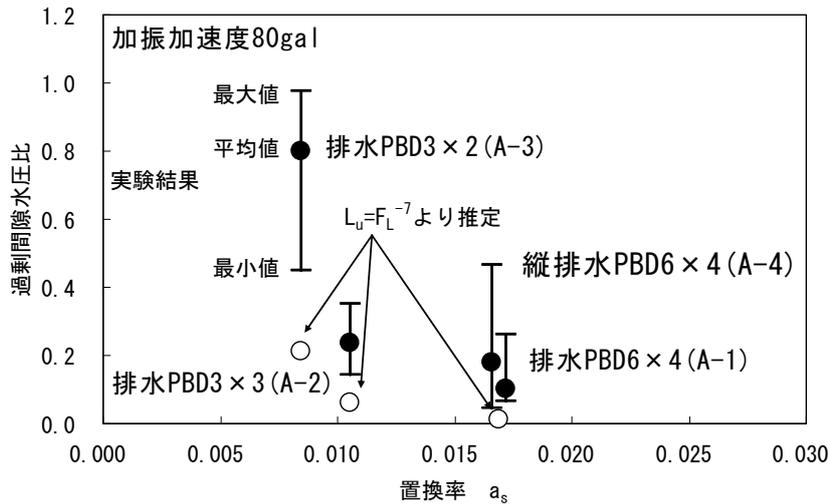


図 7.13 置換率と過剰間隙水圧比の関係 (その 2)

7.3.2 締固め工法設計法の適用性

締固め工法の設計法には、(1)N 値の増加で評価する方法、(2)相対密度の増加で評価する方法がある。ここでは、実務設計でよく使用されている前者の SCP 工法の設計方法を用いて PBD 敷設地盤の液状化強度を算定し、実験結果との整合性を調べて、PBD 群打設工法の設計法への適用性について検討する。

(1) SCP 工法の打設間隔と液状化強度について

SCP 工法の改良原理は、図 7.14 に示すように、原地盤の間隙比を e_0 として、 $(1+e_0)$ の体積の地盤に Δe に相当する砂を圧入し締固める工法で、この Δe によって地盤の N 値が増大し液状化強度を高めるものとしている。

図 7.15 に河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル (案) で用いられている SCP 工法の打設間隔を設定する手順を示す。改良後の目標 N 値を設定し、その N 値に相当する改良後の間隙比を算出して打設間隔を設定する方法である。SCP 工法における置換率 a_s は、式(7-6)で表される。

$$a_s = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{e_0 - e_1}{1+e_0} \quad (7-6)$$

ここに、 a_s : 置換率

e_0 : 原地盤の間隙比

e_1 : 改良後の地盤の間隙比

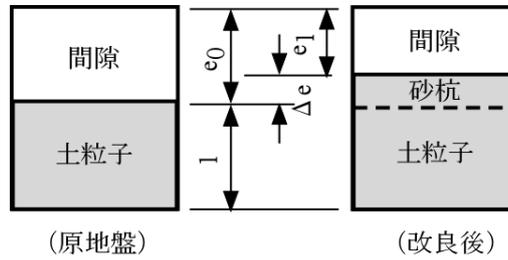


図 7.14 砂質土に対する SCP 工法の改良原理

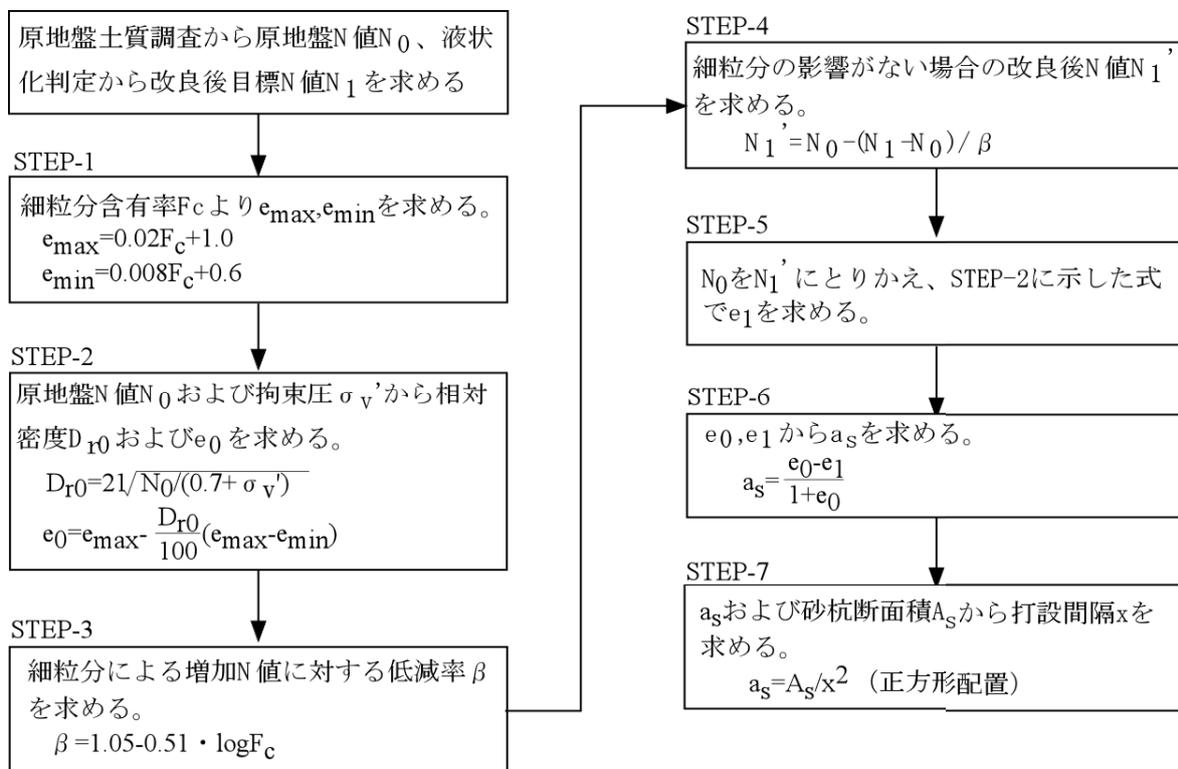


図 7.15 サンドコンパクションパイル工法の打設間隔算定の手順

(河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)より)

(2) 振動台実験結果の整合性について

図 7.14 に示すように砂杭を PBD に置き換え、図 7.15 のフローに従い、振動台実験の各ケースにおける模型地盤の初期間隙比 e_0 、PBD の敷設本数と改良面積から置換率 a_s を算出し、改良後の間隙比、N 値を求める。求めた N 値から、新道路橋示方書 (1996) ⁵⁾ に記載されている方法で液状化強度比 R を推定し、加振加速度ごとに、その値を繰返しせん断応力比 L で除した液状化抵抗率 F_L 値 ($=R/L$) を計算する。その計算結果 (設計値) と実験結果とを比較する。

新道路橋示方書 (1996) では、砂質土の液状化強度比 R は、粒度の影響を考慮した補正 N 値から、式

(7-7-1)~(7-7-6)を用いて算出する。一方、繰返しせん断応力比 L は、**図 7.16** に示すように、水平地盤内の土柱が地表最大加速度 $\alpha_{s\max}$ で水平方向に剛体運動している場合を想定して、土柱の底面に働く最大せん断力 τ_{\max} を有効上載圧 σ_v' で除した値で、式(7-8-1),(7-8-2)から求める。

(砂質土の液状化強度比 R の算出方法)

$$R = 0.0882\sqrt{N_a/1.7} \quad (N_a < 14) \quad (7-7-1)$$

$$R = 0.0882\sqrt{N_a/1.7 + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5}} \quad (14 \leq N_a) \quad (7-7-2)$$

$$N_a = c_1 \cdot N_1 + c_2 \quad (7-7-3)$$

$$N_1 = 1.7 \cdot N / (\sigma_v' + 0.7) \quad (7-7-4)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq F_C < 10\%) \\ (F_C + 40)/50 & (10\% \leq F_C < 60\%) \\ F_C/20 - 1 & (60\% \leq F_C) \end{cases} \quad (7-7-5)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq F_C < 10\%) \\ (F_C - 10)/18 & (10\% \leq F_C) \end{cases} \quad (7-7-6)$$

ここに、 R ：液状化強度比

N ：標準貫入試験から得られる N 値

N_1 ：有効上載圧 1kgf/cm^2 相当に換算した N 値

N_a ：粒度の影響を考慮した補正 N 値

c_1, c_2 ：細粒分含有率による N 値の補正係数

F_C ：細粒分含有率(%) (粒径 $75\mu\text{m}$ 以下の土粒子の通過質量百分率)

(繰返しせん断応力比 L の算出方法)

$$L_{\max} = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_v'} = r_d \cdot \frac{\alpha_{s\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \quad (7-8-1)$$

$$\tau_{\max} = r_d \cdot m \cdot \alpha_{s\max} = r_d \cdot \frac{\gamma \cdot Z}{g} \cdot \alpha_{s\max} = r_d \cdot \frac{\alpha_{s\max}}{g} \cdot \sigma_v \quad (7-8-2)$$

ここに、 m ：土柱の質量

$\alpha_{s\max}$ ：地表最大加速度

g ：重力加速度

r_d ：深度方向の補正係数 ($r_d=1-0.015Z$)

σ_v, σ_v' ：上載圧、有効上載圧(kN/m^2)

表 7.5 に、振動台実験の各ケースについて加振加速度ごとに試算した液状化抵抗率 F_L 値と、比較のために SCP 工法の施工実績から砂杭径 70cm 、打設間隔 165cm の正方形配置で打設した場合の置換率 a_s から算出した SCP 工法の液状化抵抗率 F_L 値を示す。**図 7.17** は加振加速度を横軸に、液状化抵抗率 F_L 値を縦軸に取って、それらの結果をプロットしたものである。図中の○印は振動台実験で PBD 敷設地盤

が液状化したケースにおける加振加速度と液状化抵抗率 F_L 値を表す。

全ケースにおいて、加振加速度 80gal で試算した液状化強度率 F_L 値が 1 以下となり、実験結果と一致していないことが分かる。また、SCP 工法 (●印) と実験結果で F_L 値が大きくかけ離れているのは、SCP の断面積に比べ PBD の断面積が小さく、置換率 a_s が低いためである。このように、SCP 工法の置換率 a_s を PBD 群打設工法の置換率 a_s で置き換えて評価する方法は、過小に評価し改良効果を評価することができない。

以上のことから、PBD 群打設工法の設計法として、拘束効果と排水効果とを加味した新たな設計法を検討する必要があると考える。

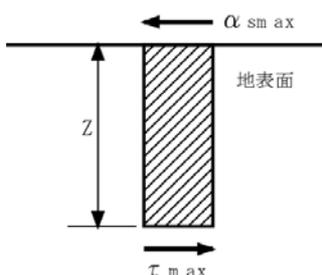


図 7.16 土柱の剛体モデル

表 7.5 計算結果

ケース		排水 PBD6×4 縦排水 PBD6×4	排水 PBD3×3	排水 PBD3×2	SCP 工法
初期間隙比	e_0	0.899			
置換率	a_s	0.017	0.011	0.008	0.141
改良後の空隙比	e_1	0.867	0.879	0.883	0.631
改良後の N 値		5.8	5.2	5.1	21.3
液状化抵抗率 F_L 値	80gal	0.91	0.87	0.85	1.75
	100gal	0.73	0.70	0.68	1.40
	120gal	0.61	0.58	0.57	1.17
	140gal	0.52	0.50	0.49	1.00
	160gal	0.46	0.43	0.43	0.88
	180gal	0.40	0.39	0.38	0.78

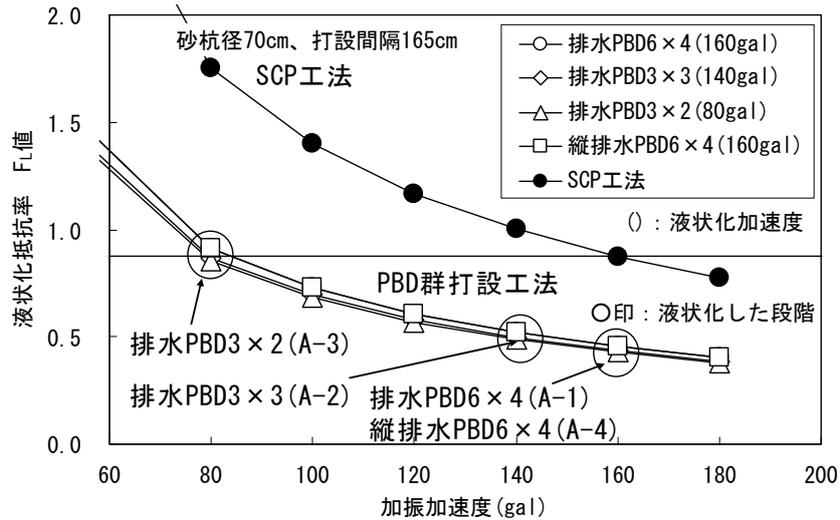


図 7.17 加振加速度と液状化抵抗率の関係

7.3.3 水平地盤における PBD 群打設工法の設計法

排水工法および締固め工法の設計で用いられている設計法によって試算した結果と振動台実験結果を比較した結果が一致しないことを示し、特に締固め工法の設計法から導いた液状化判定と振動台実験結果とは異なり、PBD 群打設工法の有する拘束効果と排水効果による液状化強度の増加分が過小に評価されていることを述べた。

また、2.6 節では、相対密度が 50%~80%の範囲において、PBD 敷設地盤の液状化強度と相対密度との間には式(2-5)に示すように比例関係があり、初期相対密度に係らず無改良地盤に対応する相対密度で評価できること、また、図 7.3 に示すように PBD の置換率と液状化強度との間にも比例関係があることを述べた。

これらのことを踏まえ、排水効果と拘束効果を反映した PBD 群打設工法の新しい設計法を提案する。その設計の概念図を図 7.18 に示し、基本的な考え方を以下に述べる。

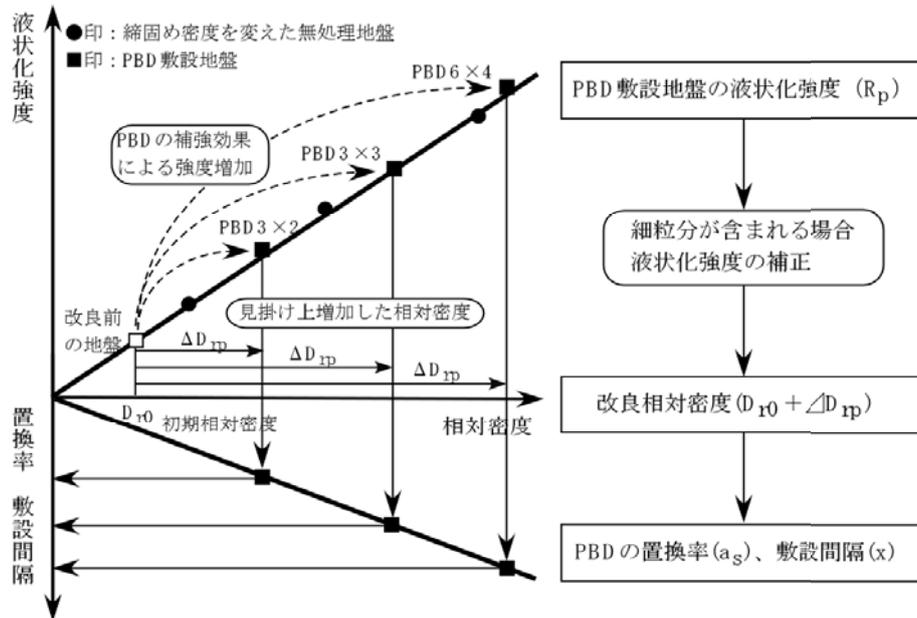


図 7.18 PBD の排水効果と拘束効果を加味した補強効果の評価方法

(1) 細粒土を含まないPBD 敷設地盤の液状化強度の評価方法について

初期相対密度 D_{r0} の無処理地盤に PBD を群状に打設することによって、PBD の補強効果が発揮され地盤の液状化強度が増加し、その強度に相当する相対密度を改良相対密度 ($D_{r0} + \Delta D_{rp}$) とすると、PBD 敷設地盤の液状化強度 R_p は、式(2-5)の D_r に ($D_{r0} + \Delta D_{rp}$) を代入すると式(7-9)で表される。これは、図 7.18 の液状化強度と相対密度の関係を表したものである。

$$R_p = 0.0043 \times (D_{r0} + \Delta D_{rp}) \quad (7-9)$$

ここに、 R_p : PBD 敷設地盤の液状化強度

D_{r0} : 改良前の初期相対密度(%)

ΔD_{rp} : 見掛け上増加した相対密度(%)

(2) 細粒土を考慮した場合の PBD 敷設地盤の液状化強度の補正について

液状化強度は、相対密度のみでなく粒度の影響を受けると言われている。既往の研究^{6)~8)}によると、細粒分の性質（粘土分とシルト分の比率、粒子形状、活性度など）と含有率および液状化強度の関係については不明な点が多いが、一般に細粒土を多く含んでいるほど、また、塑性指数が高いほど、液状化強度は大きくなる傾向がある。また、同じ細粒分含有率でも細粒分がシルトと粘土では、普通後者をより多く含んでいるほど強度は大きくなることが知られている。兵庫県南部地震で粒度分布の良いまき土でも液状化が見られたため、細粒分の影響についてさらに検討がなされ、建築基礎構造設計指針⁹⁾や新道路橋示方書（1996）では、細粒分の影響を細粒分含有率や平均粒径などに応じて補正した換算 N 値の増分として評価する方法が用いられている。また、細粒分に関する補正方法には他にもいくつかあり、補正方法をまとめたもの¹⁰⁾を表 7.6 に示す。

本研究で得られた PBD 敷設地盤の液状化強度と相対密度の関係式(7-9)は、2.2 節の図 2.3 の粒径加積曲線に示すように細粒分を含まないきれいな砂を対象にして得られた関係式である。細粒分を含む砂の場合には、前述したように、PBD 敷設地盤の液状化強度の補正を行わなければならない。逆に細粒分が多く含まれると、ドレーン材の目詰まりの影響により強度が低下する可能性があるため、今後、細粒分と目詰まりの影響について検討する必要がある。

表 7.6 細粒分に関する補正方法

	適用範囲	補正法	備考
Tatsuoka ら (1978)	$D_{50} < 0.3\text{mm}$	0.0035Fc を液状化強度 R_1 に加算	細粒分含有率 Fc で液状化強度を補正する方法と平均粒径 D_{50} で液状化強度を補正する方法の 2 種類の方法が提案
	$0.04 \leq D_{50} \leq 0.6\text{mm}$	$-0.225 \cdot \log(D_{50}/0.35)$ を R_1 に加算	
	$0.6 \leq D_{50} \leq 1.5\text{mm}$	-0.05 を R_1 に加算	
Tokimatsu ら (1983)	Fc < 5%	補正なし	細粒分含有率より換算 N 値を加算補正し液状化強度を算出
	Fc \geq 10%	$0.1 \cdot \text{Fc} + 4$ を換算 N 値に加算	
	$5 \leq \text{Fc} < 10\%$	内挿	
Seed(1985)	Fc \leq 5%, Fc = 15%, Fc = 35%	細粒分含有率が 3 種類の条件に対して換算 N 値と液状化強度関係を図示	
Iai ら(1988)	Fc < 5%	補正なし	換算 N 値を細粒分含有率で乗算補正することと同じ
	$5 \leq \text{Fc} \leq 10\%$	細粒分含有率に応じてきれいな砂の限界 N 値を低減 (最大 0.5 倍まで)	
	特に Fc が大きい	限界 N 値を 1/4 倍程度まで低減	
草野(1990)	Fc \leq 60%	$0.085 \cdot \log(\text{Fc} + 1)$ を液状化強度に加算	2 種類の液状化強度の算定法が提案。細粒分含有率だけでなく、換算 N 値から得られた液状化強度は、 D_{50} 、有効鉛直圧でも補正される。 $D_{50} > 0.5\text{mm}$ では D_{50} による補正項がない。
	$D_{50} < 0.074\text{mm}$	0.0025Fc を液状化強度に加算	
	$0.074 \leq D_{50} \leq 0.5\text{mm}$	$0.055 \cdot \log(\text{Fc} + 1)$ を液状化強度に加算	
	$D_{50} > 0.5\text{mm}$	$0.055 \cdot \log(\text{Fc} + 1)$ を液状化強度に加算	

(3) 改良相対密度と PBD の置換率について

① 改良相対密度と PBD の置換率の関係

図 7.18 に示すように、PBD の置換率と改良相対密度の関係について検討する。

振動台実験の結果から得られた置換率 a_s と改良相対密度 ($D_{r0} + \Delta D_{rp}$) の関係を図 7.19 に示す。図より、置換率 a_s と改良相対密度 ($D_{r0} + \Delta D_{rp}$) との間には比例関係があり、一次式で回帰すると式(7-10)で表される。なお、 P_1, P_2 は定数である。振動台実験では、 $P_1 = 4.7 \times 10^{-4}, P_2 = -0.017$ であるが、実施工において、施工時にできる PBD と地盤との隙間処理の影響等の施工条件によって異なる可能性がある。今後、定数について検討する必要がある。

$$a_s = P_1(D_{r0} + \Delta D_{rp}) + P_2 \quad (7-10)$$

ここに、 D_{r0} : 改良前の初期相対密度(%)

ΔD_p : 見掛け上増加した相対密度(%)

P_1, P_2 : 材料定数

以上のことから、式(7-9),(7-10)を用いて PBD の置換率 a_s から改良相対密度 ($D_{r0} + \Delta D_p$) を推定し、PBD 敷設地盤の液状化強度 R_p を評価できるものと考えられる。

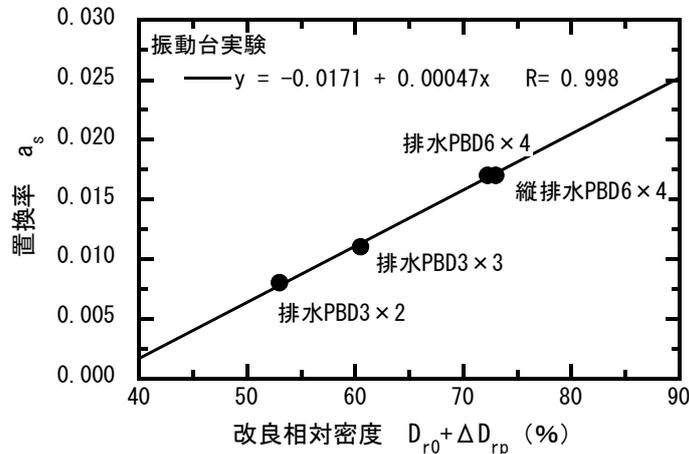


図 7.19 改良相対密度と PBD の置換率の関係 (振動台実験の結果)

②改良相対密度と SCP 工法の置換率の関係

7.3.2 節で SCP 工法の設計法への適用性について検討したが、実験結果とかけ離れた結果となった。これは、PBD の占有率から単純に置換率 a_s を算定し、SCP 工法の置換率よりも小さな値を示したため、そのような結果になった。そこで、PBD の置換率 a_s の代わりに改良相対密度 ($D_{r0} + \Delta D_p$) を指標として、SCP 工法の置換率 a_s を評価する。改良相対密度を指標とした置換率は ($D_{r0} + \Delta D_p$) から Δe を逆算して求めた値である。

図 7.20 に改良相対密度 ($D_{r0} + \Delta D_p$) と SCP 工法の置換率 a_s との関係を示す。改良相対密度と SCP 工法の置換率との間には比例関係があり、見かけ上増加した相対密度を SCP の置換率 (あるいは Δe) で表現することができる。図中には SCP 工法の施工実績から砂杭径 70cm、打設間隔 165cm の正方形配置で打設した場合の置換率を併記するが、改良相対密度に換算すると約 67%に対応している。

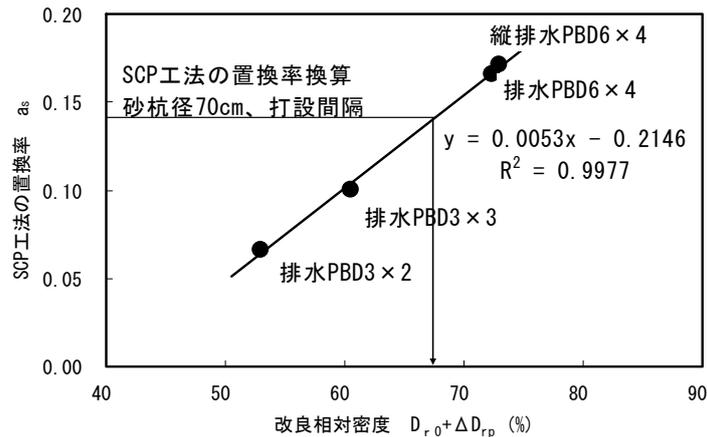


図 7.20 PBD 群打設工法の改良相対密度と SCP 工法の置換率の関係

7.3.4 概略設計法の流れ

水平地盤における PBD 敷設地盤の液状化強度 R_p は、式(7-9)に示すように見掛け上増加した相対密度 ΔD_p とした改良相対密度 ($D_{r0} + \Delta D_p$) で、また、PBD の置換率 a_s は、式(7-10)に示すように改良相対密度 ($D_{r0} + \Delta D_p$) から評価できることを述べた。

これらを整理すると、PBD 群打設工法の概略設計の流れは図 7.21 で表すことができる。

対象としている地盤が液状化するかどうか判定を行い、地盤が液状化するものと判断されれば、PBD 群打設工法の改良範囲、目標とする改良相対密度、改良仕様の順に設定を行う。また、平均的な間隙水圧は、7.3.1 で述べた手法を用いて概算的に推定する。さらに、有限要素法等を用いた解析を行いながら、概略設計の検証あるいは対策工の有効性（過剰間隙水圧の挙動、地盤の変形など）を詳細に検討する。

以下、液状化の判定、改良範囲、PBD 敷設地盤の液状化強度、改良相対密度、改良仕様の設定について述べる。

(1) 液状化判定について

液状化の判定は、新道路橋示方書（1996）に用いられている液状化抵抗率 F_L 値を用いた方法に基づいて行う。 F_L 値が 1.0 以下の場合液状化するものとする。

(2) 改良範囲の設定について

改良深度は、液状化判定で液状化層と判定された層の下端深度までとする。平面的な改良範囲の決定は、対象とする構造物によって違いがあり、例えば、盛土構造物の場合、地震時の円弧すべり安全率が許容安全率を確保できるように設定する。

(3) PBD 敷設地盤の液状化強度の設定について

地盤の液状化抵抗率 F_L 値が 1.0 以上になるように目標とする PBD 敷設地盤の液状化強度 R_p を設定する。

(4) 改良相対密度の設定について

地盤材料がきれいな砂の場合には、式(7-9)を用いて目標とする液状化強度比 R_p から改良相対密度 (D_{r0}

$+ \Delta D_{rp}$) を算出する。一方、地盤材料に細粒分が含まれる場合は、細粒土を考慮した液状化強度比 R_p から目標とする改良相対密度 ($D_{r0} + \Delta D_{rp}$) を算出する。

(5) 改良仕様の設定について

(4)で求めた PBD 敷設地盤の改良相対密度 ($D_{r0} + \Delta D_{rp}$) から、式(7-10)を用いて PBD の置換率 a_s を、また、式(7-1)を用いて敷設間隔 x_1, x_2 を設定する。

(6) 間隙水圧の評価について

設計図表 (7.3.1 節で述べた手法) を用いて、PBD と地盤の物性から概算的であるが平均的な間隙水圧を推定する。

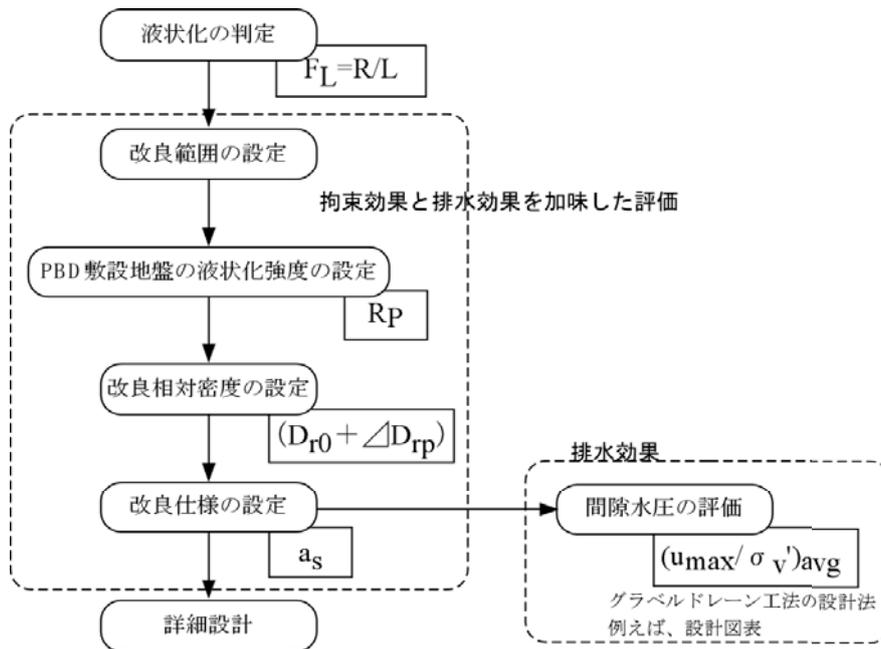


図 7.21 概略設計の流れ

7.4 盛土構造物への適用

道路盛土や河川堤防のような盛土構造物の被害事例から、被災形態として、(1)盛土本体のみにクラック、崩壊などの変状が見られる形態と、(2)盛土基礎地盤も含めて盛土全体に変状が見られる形態とに大きく分けることができる。(1)の形態は、主に盛土自体の強度不足などの原因により安定性が損なわれたことにより発生するものであるが、(2)の形態は、基礎地盤の液状化に起因している場合が多く、盛土および基礎地盤全体の安定性を確保するため、液状化対策工法が設計され、対策工が施される。

盛土構造物の液状化対策工法を設計するにあたり、図 7.22 に示すように対象とする構造物に対して改良範囲が異なり、新設盛土構造物を対象にした場合、盛土直下の基礎地盤全域を改良することができるが、既設盛土構造物を対象にした場合、構造機能に及ぼす影響、施工条件の制約などにより盛土の法尻付近のみを改良する 경우가一般的である。

今後社会情勢などから新たに盛土構造物を構築するケースは少なくなり、既設盛土構造物を対象とした液状化対策工法が多くなっていくものと考えられる。本節では、液状化危険度が高い地盤に既設盛土が構築されている場合を想定したモデル地盤の振動台実験¹¹⁾を行い、側方流動に対するPBDの最適配置について検討を行った。なお、比較のため締固め工法で改良したモデル地盤についても実施した。実験に用いたモデル地盤は、図7.23に示すように、左右対称盛土構造物の半分をモデル化し、地盤の法尻付近の改良域にPBD群打設工法あるいは締固め工法を施工した場合を想定したものである。

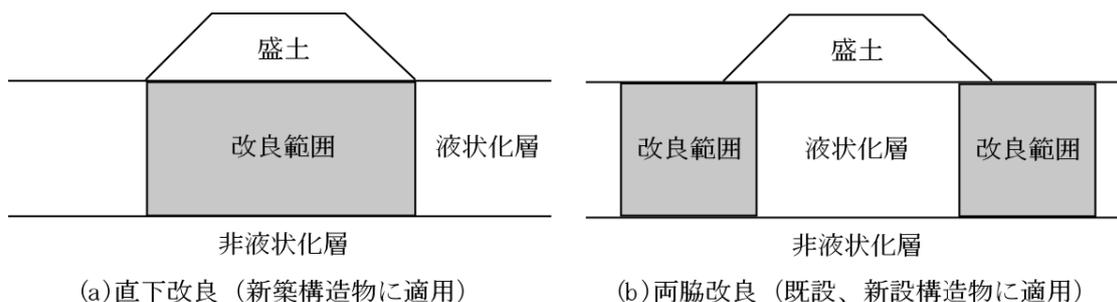


図 7.22 盛土構造物の改良範囲の一例

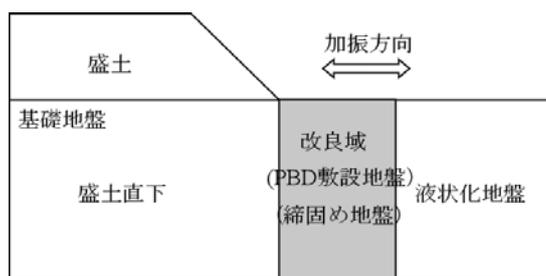


図 7.23 盛土構造物を対象にしたモデル地盤

7.4.1 空気圧浮上式の振動台実験装置の概要

振動台実験に用いた空気圧浮上式の振動台装置¹²⁾の模式図を図7.24に示す。振動台装置は、単純せん断土槽、空気圧浮上用の下部底盤、空気圧の吹出用振動台基礎、加振用メガトルクモーター2台および計測装置で構成される。

単純せん断土槽の内寸法は、長さ1.5m、幅0.7m、高さ0.7mであり、アルミフレームを10段積み重ねたものである。フレーム間には摩擦をなくすためリニアモーション・ベアリングが設置され、相対的に約±3cm移動可能である。土槽全体の最大せん断ひずみは約40%である。せん断土槽内には止水用のゴムメンブレンを装着している。

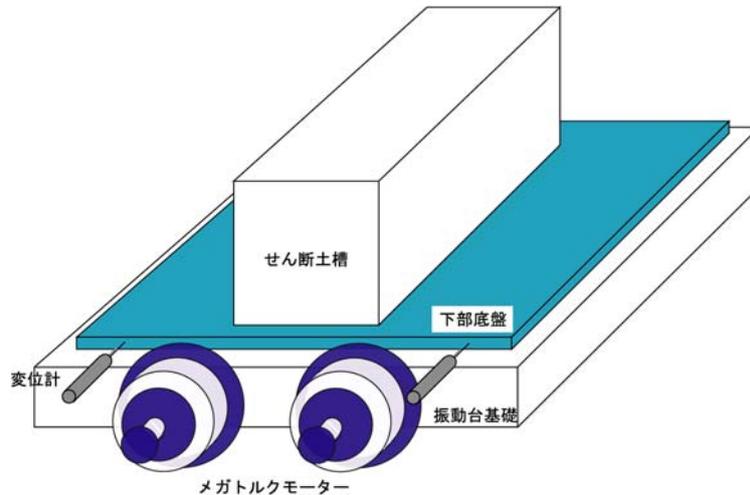


図 7.24 空気圧浮上式の振動台装置

7.4.2 盛土地盤の作製および計測方法

(1) 盛土地盤の作製

モデル地盤は、図 7.23 に示すように基礎地盤と盛土からなり、基礎地盤と盛土の高さは、40cm, 20cm である。実験ケースを表 7.7 に示す。改良域に 2cm 幅の PBD を正方形に 32 本配置したケース(C-2)、改良域に 3cm 幅の PBD を千鳥格子状に 32 本配置したケース(C-3)、改良域を相対密度 75%で締固めたケース(C-4)、比較のための無処理地盤(C-1)の 4 種類である。各ケースの PBD の配置および計測器の配置を図 7.25 に示す。

モデル地盤は、以下の手順にしたがって作製した。

- ① 改良域に PBD 下端部を金具でせん断土槽底面に固定する。また、せん断土槽壁面の摩擦の影響を低減するために、せん断土槽壁面にグリースを塗る。
- ② 相対密度が 55%の飽和砂地盤になるように、水中落下法によりせん断土槽内に珪砂 6 号と 7 号の混合砂を投入しながら、間隙水圧計、加速度計を所定の位置に設置して、基礎地盤を仕上げる。なお、締固めのケース(C-4)は、改良域の両サイドに仕切り板を設け、基礎地盤と並行して仕切り板を引き上げながら、所定の締固め密度になるように締固める。
- ③ 基礎地盤と同じ乾燥密度になるように空中落下法により盛土を作製し、法面に土嚢を 2 段積み、盛土を仕上げる。
- ④ モデル地盤作製後、ジオグリッドを地盤表面に敷き、PBD 上端部に固定する。

実験に用いた試料は、重量比が 1:1 となるように珪砂 6 号と 7 号を混合したもので、粒度分布を図 7.26 に、物理特性を表 7.8 に示す。

実験に用いた PBD は、図 7.27 に示すように実施工で使用されている剛性のある芯材でできた一体型のもので、幅 2cm, 3cm に加工したものをを用いた。ジオグリッドは、引張強さ 98kN/m、伸度 25%以下、目合い 4mm のものである。締固め地盤(C-4)には地盤材料と同じ珪砂 6 号と 7 号を混合したものをを用い

た。

地盤の作製後、実施した簡易なコーン貫入試験で得られたコーン指数の深度分布は深さとともに直線的に大きくなっており、均質な地盤である。

表 7.7 実験ケース

ケース	改良域	配置形式	PBDの本数	PBDの幅(cm)	基礎地盤の初期相対密度 $D_{r0}(\%)$
C-1	無	なし			52.2
C-2	PBD	正方形	32本	2.0	60.3
C-3	PBD	千鳥格子	32本	3.0	59.2
C-4	締固め				55.4 (締固め改良域 : 74.6)

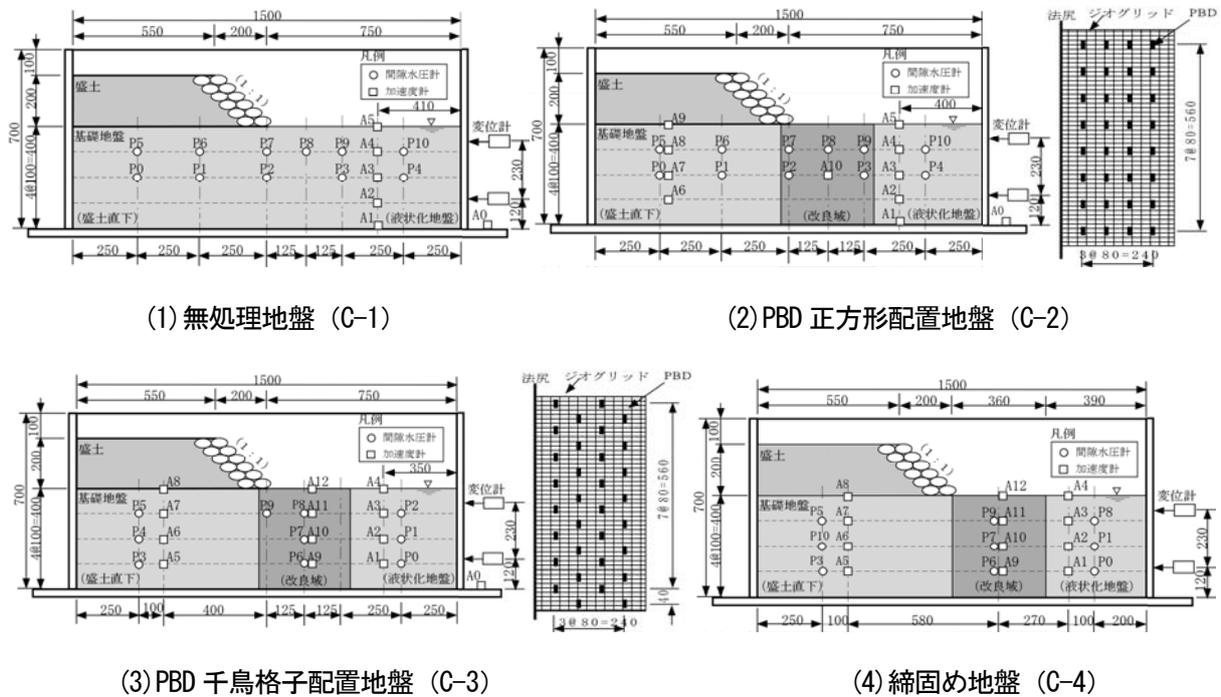


図 7.25 PBDの配置および計測器の配置

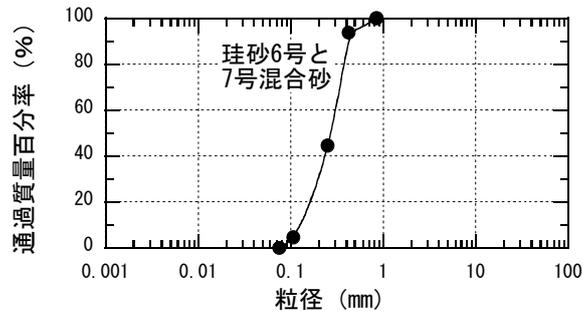


図 7.26 珪砂6号7号混合砂の粒度分布

表 7.8 珪砂 6 号 7 号混合砂の物理特性

		珪砂 6 号 7 号混合砂
土粒子の密度	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.719
最大間隙比	e_{max}	1.076
最小間隙比	e_{min}	0.645
50%粒径	$D_{50}(\text{mm})$	0.21
均等係数	U_c	2.0
曲率係数	U_c'	0.89

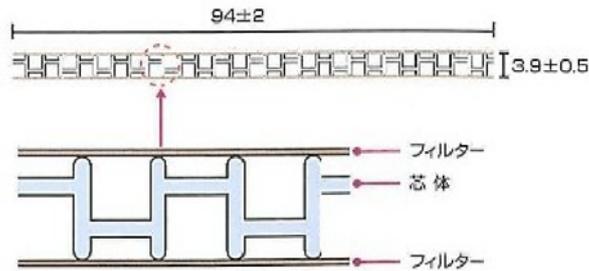


図 7.27 PBD の形状

(2) 計測方法

加振実験は、単純せん断土槽を長手方向に周波数 2Hz の正弦波を加速度 200gal で 30 波加振した。なお、締固めのケース(C-4)は 70 波加振した。

測定項目は、(1)地盤の加速度、(2)間隙水圧、(3)せん断土槽のフレーム変位である。また、加振前後、非接触型のレーザー変位計で地盤形状を計測する。

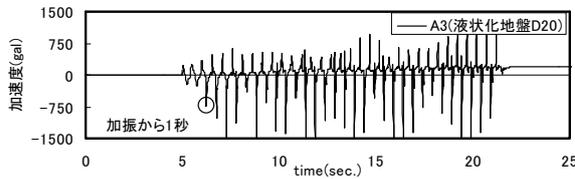
7.4.3 実験結果および考察

(1) 地盤の加速度

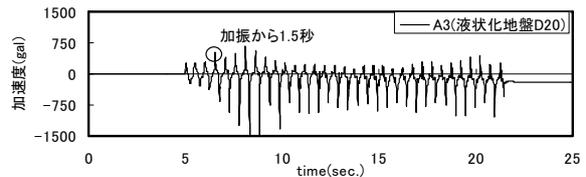
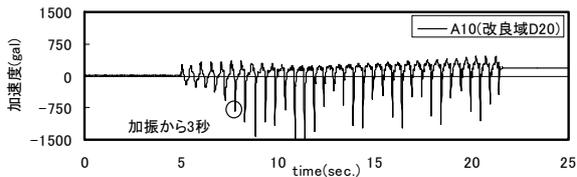
深さ 20cm の改良域と液状化地盤における加速度の経時変化を図 7.28 に示す。計測された加速度波形には、加振中に計器が傾くことによるゼロ基線のずれや不必要な周波数成分が含まれるため、Trifunac の方法¹³⁾と FFT によるスペクトル分析を行い、加速度波形の補正を行った。

加振加速度 200gal の正弦波形に比べて加速度波形がばらつき始める時間(図中の○印)を液状化し始める時間とすると、改良域では、無処理地盤のケース(C-1)は加振から約 1 秒、これに対し、正方形配置のケース(C-2)は約 3 秒、千鳥格子配置のケース(C-3)は約 3.5 秒、締固めのケース(C-4)は約 2 秒となり、無処理地盤に比べると液状化し始める時間が遅くなる。また、千鳥格子配置のケース(C-3)は、液状化した後の加速度波形の乱れが最も少ない。これは、後述するがせん断フレームの相対変化からも分かるように、改良域内の変形が少ないことを示している。

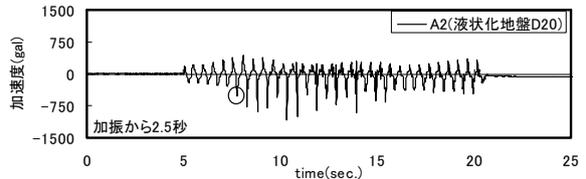
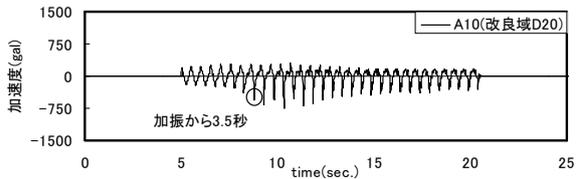
また、液状化地盤側では、正方形配置のケース(C-2)は加振から約 1.5 秒、千鳥格子配置のケース(C-3)は約 2.5 秒、締固めのケース(C-4)は 2 秒となり、改良域に比べると液状化し始める時間が早くなる。



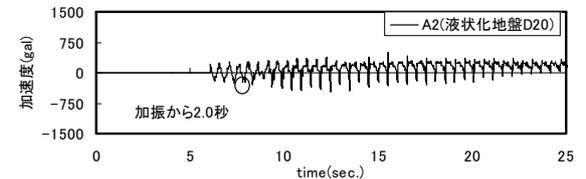
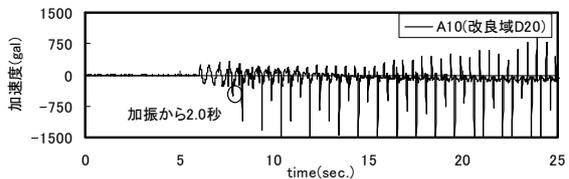
(1) 無処理地盤 (C-1) (PBD 改良域・深さ 20cm)



(2) PBD 正方形配置地盤 (C-2) (左：改良域・深さ 20cm、右：液状化地盤・深さ 20cm)



(3) PBD 千鳥格子配置地盤 (C-3) (左：改良域・深さ 20cm、右：液状化地盤・深さ 20cm)



(4) 締固め地盤 (C-4) (左：改良域・深さ 20cm、右：液状化地盤・深さ 20cm)

図 7.28 加速度の経時変化

(2) 地盤の間隙水圧

深さ 20cm の改良域と液状化地盤における過剰間隙水圧の経時変化を図 7.29 に示す。

改良域では、無処理地盤のケース(C-1)は加振から約 1 秒後にピーク値 2.4kN/m^2 を示す。ケース(C-1)に比べ正方形配置のケース(C-2)、千鳥格子配置のケース(C-3)のピーク値が大きくなる。その上昇要因は後述する。無処理地盤のケース(C-1)のピーク値 2.4kN/m^2 に達するまでの時間は、ケース(C-2)で約 3 秒後に、ケース(C-3)で約 3.5 秒後、ケース(C-4)で約 3 秒後となり間隙水圧の上昇速度が遅くなる。

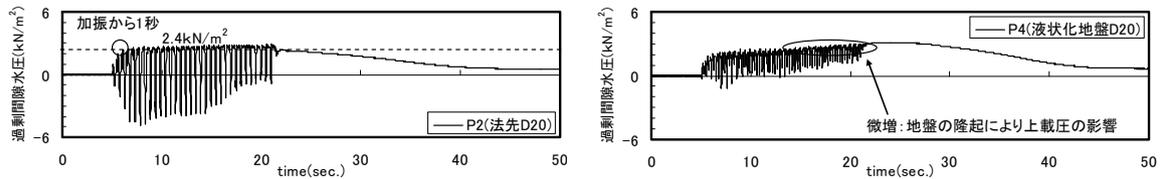
また、液状化地盤側でも、加振中に液状化地盤部分の隆起が始まり、隆起分に相当する上載圧が加わりピーク値を判断しにくい。加速度の挙動を加味すると、無処理地盤のケース(C-1)はケース(C-2)、(C-3)の PBD 敷設地盤に比べるとピーク値に達する時間が早くなるものと考えられる。

一方、加振終了後の改良域の過剰間隙水圧の消散時間を見ると、無処理地盤のケース(C-1)と締固めの

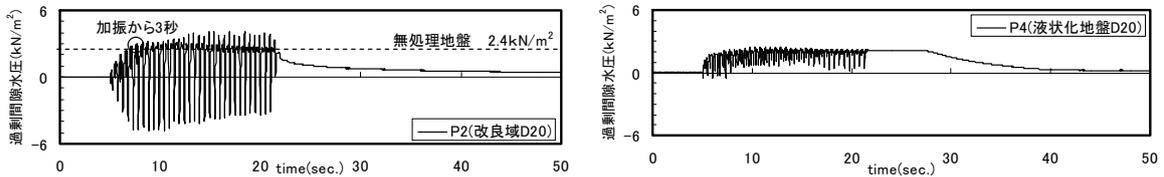
ケース(C-4)は 20 秒以上であるが、正方形配置のケース(C-2)は 10 秒程度、千鳥格子配置のケース(C-3)は 3 秒程度と非常に早く、PBD の排水効果が発揮されていることが分かる。

このように、PBD を敷設したケースでも液状化に至っている。その原因として以下のことが考えられる。PBD 改良域の過剰間隙水圧の挙動は、2.4 節の振動台実験の結果と同様に、加振中、過剰間隙水圧の上昇と下降の変動が大きく、下降時に負の間隙水圧が発生し正のダイレイタンスが生じている。これは、加振中に PBD 改良域の拘束性が増加し、せん断抵抗が増加しているものと考えられるが、それ以上に過剰間隙水圧の上昇が大きくなり、液状化に至ったと考えられる。

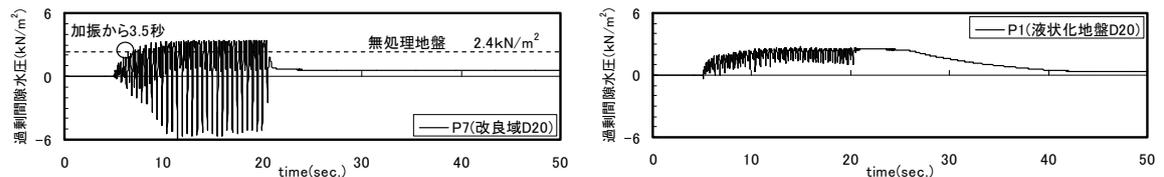
過剰間隙水圧の上昇要因として、図 7.30 に示すように、加振に伴って基礎地盤が液状化し、盛土は沈下しながら液状化地盤側に流動しようとする。これに対し、PBD 改良域では PBD とジオグリッドによる引張抵抗により流動を妨げようとする。その結果、盛土直下部には盛土上載圧分の過剰間隙水圧が大きくなり、液状化地盤側との水圧差が生じ、間隙水が盛土側から PBD 改良域、液状化地盤側に流れ、PBD 改良域の過剰間隙水圧が上昇したのと考えられる。



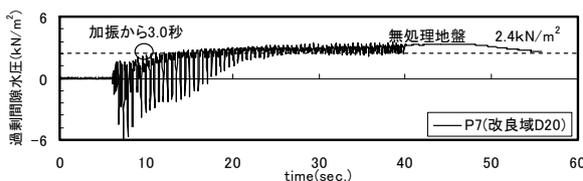
(1) 無処理地盤 (C-1) (左: 改良域・深さ 20cm、右: 液状化地盤・深さ 20cm)



(2) PBD 正方形配置地盤 (C-2) (左: 改良域・深さ 20cm、右: 液状化地盤・深さ 20cm)



(3) PBD 千鳥格子配置地盤 (C-3) (左: 改良域・深さ 20cm、右: 液状化地盤・深さ 20cm)



(4) 締めめ地盤 (C-4) (左: 改良域・深さ 20cm)

図 7.29 過剰間隙水圧の経時変化

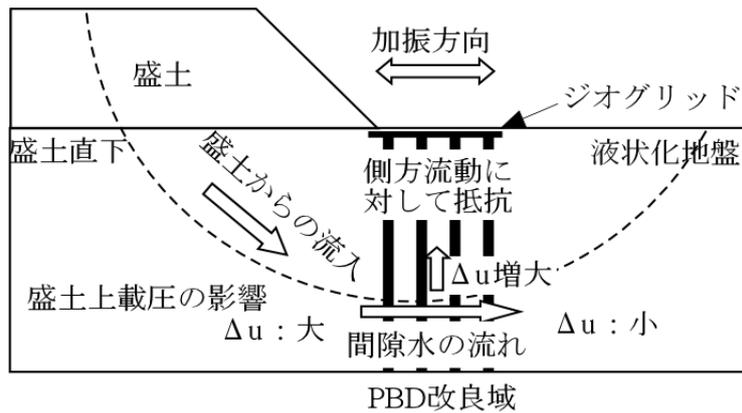


図 7.30 過剰間隙水圧の上昇要因

(3) 地盤の変形

地盤の変形状況を整理したものを図 7.31 に示す。左の写真は加振後に撮影した法面の変状を、右の図は加振前後の地盤表面の変形状況および計測計器の移動量を表す。

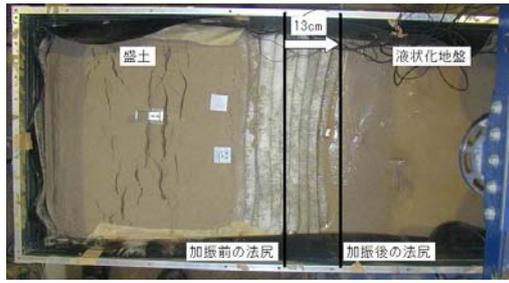
写真より、加振後、盛土には複数のクラックが入り、法尻が液状化地盤側に変位していることがわかる。その変位量は、無処理地盤のケース(C-1)で 13cm、正方形配置のケース(C-2)で 13cm、千鳥格子配置のケース(C-3)で 5.5cm、締固めのケース(C-4)で 13.7cm である。また、千鳥格子配置のケース(C-3)では、土嚢が崩れることなく法面がその形状を保っていることがわかる。締固めのケース(C-4)では、他のケースより加振回数が多く、一概には比較できないが、図 7.32 の液状化地盤側の隆起量の経時変化に示すように加振して 20 秒後には液状化地盤側の隆起はほぼ一定値になり、盛土の形状をほとんど見られず平らになっているものと考えられる。

右の図より、盛土側の沈下に伴い、基礎地盤内の盛土側から液状化地盤側に流動が生じて、液状化地盤側が隆起していることがわかる。

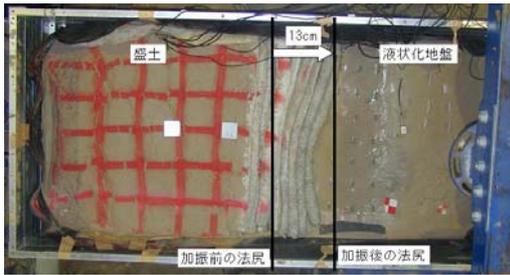
各ケースの盛土の沈下率および液状化地盤の隆起率を表 7.9 に示す。沈下率は盛土部分の沈下量の平均値を加振前の高さで除した値を、隆起率は液状化地盤部分の隆起量を加振前の高さで除した値を表す。これより千鳥格子配置のケース(C-3)が最も沈下率と隆起率が小さいことが分かる。

振動台底盤から 12cm と 35cm の位置のせん断フレームの相対変位の経時変化を図 7.33 に示す。

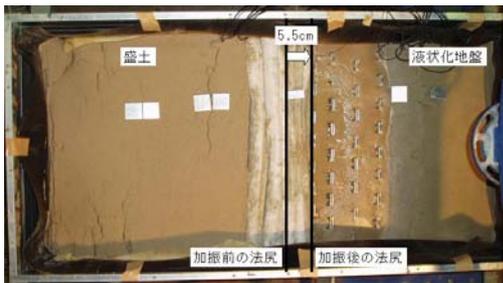
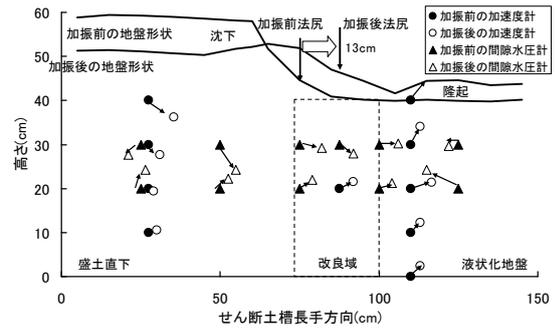
全てのケースで、せん断フレームは完全両振りではなく盛土側に残留変位を生じていることが分かる。これは基礎地盤の流動が盛土側から液状化地盤側に生じていることを表す。また、その量は千鳥格子配置のケース(C-3)が最も小さい。



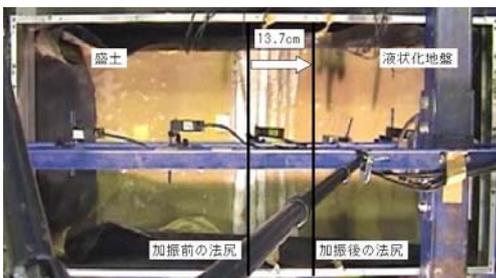
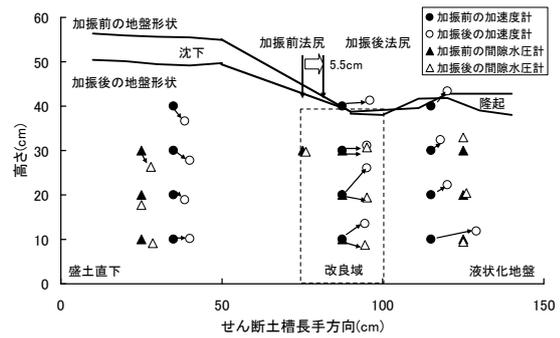
(1) 無処理地盤 (C-1)



(2) PBD 正方形配置地盤 (C-2)



(3) PBD 千鳥格子配置地盤 (C-3)



(4) 締めめ地盤 (C-4)

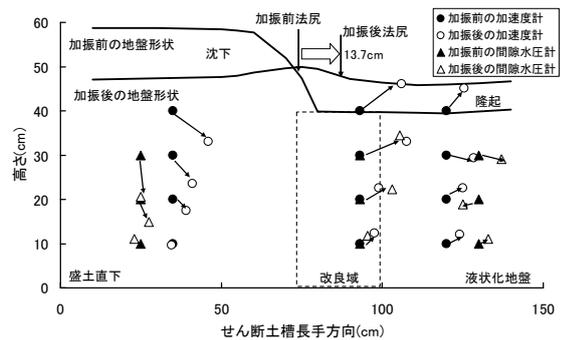


図 7.31 法尻の変形、地盤の変形と計測計器の移動量

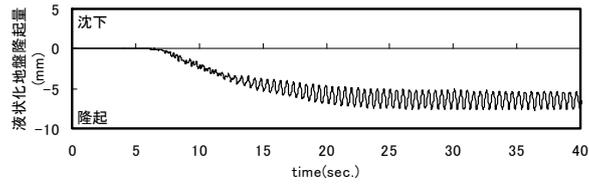
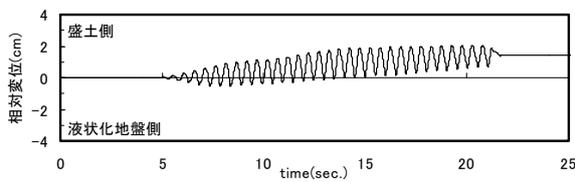


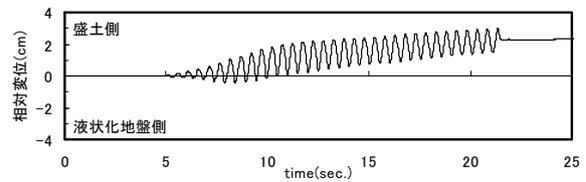
図 7.32 締固め地盤 (C-4) の液状化地盤の隆起量

表 7.9 盛土の沈下率と液状化地盤の隆起率

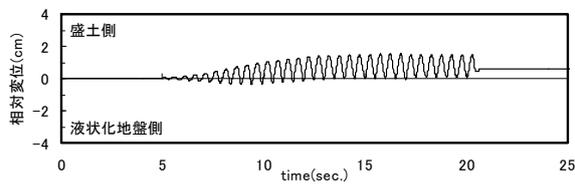
ケース	配置形式	盛土の沈下率(%)	液状化地盤の隆起率(%)
C-1	なし	12.6	11.6
C-2	正方形	13.5	9.8
C-3	千鳥格子	10.6	5.6
C-4	締固め	18.2	15.8



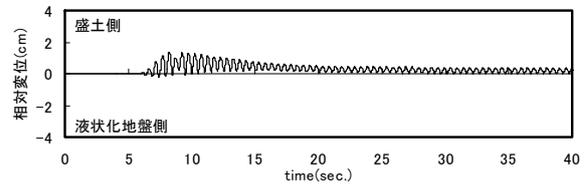
(1) 無処理地盤 (C-1)



(2) PBD 正方形配置地盤 (C-2)



(3) PBD 千鳥格子配置地盤 (C-3)



(4) 締固め地盤 (C-4)

図 7.33 せん断フレームの相対変位の経時変化

(4) 改良効果の評価

表 7.10 に 7.3 節で提案した設計法にしたがって基礎地盤の液状化抵抗率 F_L 値を試算した結果を示す。置換率 a_s は図 7.25 に示す PBD 占有面積を PBD 改良面積で除した値を表す。

加振加速度 200gal の場合、千鳥格子配置のケース(C-3)では、液状化抵抗率 F_L 値が 1 前後と試算したが、結果として前述した原因により基礎地盤は液状化した。提案した設計法は水平地盤を対象にしたものであり、側方流動が問題となるように地盤については、再検討を行っていく必要がある。

表 7.10 改良効果の評価

		正方形配置(C-2)	千鳥格子(C-3)	備考
置換率	a_s	0.019	0.029	式(7-1)
改良相対密度	$(D_{r0} + \angle D_{rp})$	76.8	98.1	式(7-10)
液状化強度	R_p	0.330	0.422	式(7-9)
液状化抵抗率	F_L 値	100gal	1.58	繰返しせん断応力比 L 式(7-8-1),(7-8-2)
		150gal	1.06	
		200gal	0.79	

(5) 考察

原地盤強度に対して加振条件が過大であったためか、全てのケースで、地盤の液状化を防ぐことはできなかつた。締固めのケースでは、加振回数が多いが図 7.32 に示したように加振して 20 秒後には盛土形状を示さず完全に崩壊しているものと考えられる。同一加振回数で比較すると、改良域を千鳥格子配置にすることで、加振後、盛土に小さなクラックは入ったものの、盛土は崩壊することなく変形を最小限に留めることができ、正方形配置や締固めのケースに比べ側方流動を抑制する効果があることが分かった。これは PBD とジオグリッドの拘束効果により、盛土の沈下が抑えられ地盤に生じるせん断ひずみが小さくなったためだと考えられる。

法尻部は盛土斜面の変形が最大になる箇所と考えられ、また、盛土の慣性力によって盛土下の基礎地盤の水平変位が急変するため多大な水平力が作用しやすい部分である。したがって、今後はこの部分での PBD の排水性が過剰間隙水圧の発生を抑止するような施工方法（例えば、PBD の許容排水容量以下になるよう周囲から流入する間隙水のある程度遮断するなど）の検討が必要と考えられる。

また、傾斜地盤で生じる液状化に伴う流動メカニズムに関する研究が、数多くの実験と解析から報告されている^{14)~16)}。例えば、振動台上に斜面モデルを作製し、斜面方向に対して直角方向に加振しても流動現象を生じること、あるいは、解析では、慣性力を考慮せず、重力のみを考慮した解析で流動現象を説明できることが確認されており、盛土の慣性力による残留変形は、非線形挙動を伴う多くのケースでは支配的な要因であるが、流動の直接的な要因でないことが報告されている。このように、加振方向の影響によって流動を過大に評価した可能性も考えられる。

7.5 結論

本章では、これまで実施した振動台実験と室内要素試験の結果および DEM 解析の結果から、加振時における排水効果による強度増加と拘束効果による強度増加の関係を整理し、PBD 群打設工法の補強メカニズムを明らかにした。そして、既往の設計法を用いて、PBD 群打設工法の設計法への適用性について検討を行い、それらを踏まえ、排水効果と拘束効果を加味した新たな設計法を提案し、PBD 群打設工法の設計を行う上での基本的な考え方について述べた。最後に、PBD 群打設工法の適用事例として、液状化危険度が高い地盤に既設盛土が構築されている場合を想定した振動台実験を行い、締固め工法と比

較しながら側方流動に対する PBD の最適配置について検討を行った。

本章では、以下のような結論が得られた。

(1) PBD 群打設による液状化対策工法の補強メカニズムに関して

- ① 繰返し載荷時の強度増加 (ΔR_p) を、拘束効果による強度増加 (ΔR_c) と、排水効果による強度増加 (ΔR_d) とに分け、排水効果による強度増加の割合 ($\Delta R_d / \Delta R_p$) は 0.4~0.6 程度占めている。
- ② 拘束効果として、PBD とジオグリッドにより、PBD とジオグリッドで囲まれた領域内で、土粒子の再配列が生じ、特にせん断方向に向かって前方側で上下方向に連なった土粒子の構造骨格が形成される。構造骨格による応力伝達に伴い、領域内の土粒子が押し出されようとするのを、PBD の引張抵抗とジオグリッドが抑制している。
- ③ 排水効果として、PBD の排水により、PBD 周囲の土粒子の移動が少なくなり、間隙水圧の発生が抑制されるとともに、上下方向の構造骨格がせん断方向に向かって後方側にも拡大し、領域内全域に上下方向の構造骨格が形成される。
- ④ 地盤を PBD とジオグリッドとで囲むことによって、地震動による水平方向のせん断力を PBD に沿った鉛直方向に変化させ、PBD が引張り補強材として働くとともに、PBD 自体が持っている排水性に加え、PBD とジオグリッドの拘束性によって、土粒子の移動で発生した過剰間隙水圧を消散させる。また、全体として土粒子の移動量が小さく抑えられる。このように、PBD 群工法の補強メカニズムは、拘束効果と排水効果が有効に組み合わさったものである。

(2) 水平地盤における PBD 群打設工法の設計法の提案に関して

- ① 板状ドレーン材の設計法を適用し、振動台実験における PBD の置換率から発生する間隙水圧量を逆算し、実験で得られた間隙水圧の測定値と比較すると、PBD の置換率が増えると過剰間隙水圧比は小さくなる。設計図表から推定した値の方が過大になるが、ある程度の整合性が得られた。
- ② SCP 工法の設計法を適用し、振動台実験における PBD の置換率から改良後の間隙比、N 値を求め、求めた N 値から液状化抵抗率 F_L 値を計算して、その設計値と実験結果とを比較すると、実験結果とかけ離れた結果となる。
- ③ ①と②から PBD 群打設工法の設計法として、拘束効果と排水効果とを加味した新たな設計法を提案する。水平地盤における PBD 敷設地盤の液状化強度 R_p は、補強効果により見掛け上相対密度が増加したのものとして、改良相対密度 ($D_{10} + \Delta D_p$) で評価する。
- ④ 地盤材料に細粒分が含まれる場合、ドレーン材の目詰まりも考慮した PBD 敷設地盤の液状化強度を補正する方法と、施工条件等を考慮した PBD の置換率と改良相対密度 ($D_{10} + \Delta D_p$) の関係について、今後検討を行う必要がある。

(3) 盛土構造物への適用に関して

- ① 原地盤強度に対して加振条件が過大であったためか、PBD 群を打設した地盤および締固めた地盤に

においても、基礎地盤の過剰間隙水圧が上昇し、液状化に至った。その中で、千鳥格子配置の場合、盛土形状をある程度維持することができ、側方流動に対し、PBD とジオグリッドによる拘束効果が発揮されていることが分かった。

- ② 側方流動が問題となるような盛土地盤を対象にした PBD 敷設地盤の液状化強度の評価方法については新たに検討する必要がある。
- ③ 盛土法尻部は盛土斜面の変形が最大になる箇所、また、盛土下の基礎地盤の水平変位が急変するため多大な水平力が作用しやすい箇所である。この箇所での PBD の排水性が過剰間隙水圧の発生を抑制するよう、改良範囲、施工方法を見直す必要がある。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）と液状化対策工法設計・施工マニュアル（案）にもとづく試設計例、1999.
- 2) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）、1997.
- 3) グラベルドレーン工法（技術資料）：グラベルドレーン工法研究会、1990.
- 4) 日本道路協会：共同溝設計指針、1986.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）、1996.
- 6) 原田光男、浦沢義彦、白井伸一：細粒分を含む砂によって造成された海岸埋立地盤の液状化強度特性（塑性指数と液状化強度の関係）、土と基礎、Vol.38、No.6、pp.21～26、1990.
- 7) 桑野二郎、Sapkota, Bino K.,橋爪秀夫、高原健吾：細粒分を含む砂の液状化特性、土と基礎、Vol.41、No.7、pp.23～28、1993.
- 8) 原田健二、安田進、丹羽俊輔、新川直利、出野智之：細粒分を含んだ締固めによる改良地盤の評価、土木学会地震工学論文集、pp.98～103、2003.
- 9) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2001.
- 10) 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム：地盤工学会、pp.245～248、1999.
- 11) 池西康博：PD 群打設による地盤の側方流動抑止に関する研究、神戸大学大学院自然科学研究科建設学専攻、修士論文、2005.
- 12) 田中泰雄、古石賢、溝口敬人、有村貴紀、：空気圧浮上式振動台の構築と液状化実験、第 38 回地盤工学研究発表会、pp.1973～1974、2003.
- 13) 日本建築学会：地震動と地盤—地盤震動シンポジウム 10 年の歩み—、pp.205～224、1983.
- 14) Yoshida, N.: Finite Displacement Analysis on Liquefaction-Induced Large Permanent Ground Displacements, Proc., 2nd Japan-US Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifeline Facilities, pp.207-217,1989.
- 15) Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H. and Uchida, Y. : The mechanism and a Simplified Procedure for the Analysis of Permanent Ground Displacement due to Liquefaction, Soils and Foundations, Vol.32,No.1, pp.149-160, 1992.

- 16) Towhata, I., Tokida, K., Tamari, Y., Matsumoto, H. and Yamada, K. : Prediction of permanent lateral displacement of liquefied ground by means of variational principle, Proc., 3rd Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Technical Report NCEER-91-0001, NCEER, pp.237-251, 1991.

第8章 結論

8.1 結論

本研究は、PBDの排水機能に新たにPBDとジオグリッドによる地盤の拘束機能を付加したPBD群打設工法の開発に関する研究成果をまとめたものである。本論文は、大きく分けて、①PBD群打設による液状化対策工法の有効性の確認と、②拘束効果および排水効果によるPBD群打設工法の補強メカニズムの解明、および③PBD群打設工法の拘束効果と排水効果とを加味した合理的な設計法の提案、の3つの事項について述べたものである。

以下、本研究で得られた結論を総括して述べる。

1. PBD群打設による液状化対策工法の有効性の確認

2章では、振動台装置を用いた液状化実験を実施し、PBD自体が持つ排水機能と、PBDとジオグリッドとによる地盤の拘束機能によって、地震時における地盤の過剰間隙水圧の発生抑制とせん断変形抑制とを兼ね備えた液状化対策機能について調査した。

(1) 小型土槽を用いたPBD群打設工法の有効性の確認

数多くの試験ができる小型土槽を用いて、PBDの材質、固定方法等を変化させたモデル地盤による簡易な液状化実験を行い、PBD群打設工法の基本的な特性を調べた。その結果、以下のことが分かった。

- ① PBD先端部を固定し、PBD頭部をジオグリッドで固定した場合、液状化に対する効果が最も高く、また、PBDの本数が多いほど地盤が液状化しにくい。
- ② PBD頭部の連結材料の自重が大きい場合、加振によりPBD頭部に働いた慣性力によって、大きなせん断力が地表面に与えられ、地盤が液状化しやすい。また、排水機能を有しないPBDを用いた場合、地盤は液状化しやすい。

(2) 単純せん断土槽を用いたPBD群打設工法の液状化対策機能の確認と液状化特性の把握

(1)で有効性が認められたPBDの設置方法を基本として、PBDの敷設本数、排水性の有無をパラメータにしてPBD敷設地盤の振動台実験を実施し、排水効果と拘束効果からなる液状化対策機能および間隙水圧特性や地盤の変形形状等について調べた。その結果、以下のことが分かった。

- ① 排水機能を有したPBDを敷設した地盤では、PBDの置換率が大きくなると液状化強度が大きく、せん断剛性も大きくなるが、PBDの敷設の方向性の違いによる影響は少ない。加振中、過剰間隙水圧の上昇と下降の変動が大きく、下降時に負の間隙水圧が発生し正のダイレイタンスが生じている。このことは、加振中にPBD周辺地盤の拘束性が増加し、せん断抵抗が増加しているものと考えられる。加振終了後の過剰間隙水圧の消散はPBDの敷設本数が多くなるほど早くなり、PBDの排水効果が発揮されている。また、PBD先端部での引張ひずみが大きく、PBDが引張補強材として機能している。
- ② せん断ひずみが1%以下で地盤が液状化するまでは、排水PBD敷設地盤のせん断剛性は無処理地盤

に比べると大きく、PBDの本数効果がある。

- ③ 排水機能を有しないPBD敷設地盤では、排水PBD敷設地盤ほどの強度増加が見られない。
- ④ 地盤中とPBDの内部に設置したりん青銅のひずみから推定した地盤とPBDの変位を比較して、PBDとジオグリッドによる拘束効果を調べた。図8.1に示すように、PBDを敷設したPBDゾーンの変位は小さい。これは、非PBDゾーンでは土粒子の移動が自由で容易であるが、PBDゾーンは非PBDゾーンからの土の回り込みもあるが土粒子の移動が少なく、PBDとジオグリッドによる拘束効果を示している。

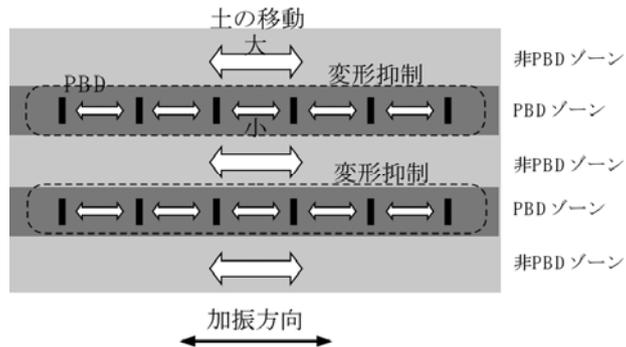


図 8.1 PBD とジオグリッドによる地盤の変形抑制効果の模式図

(3) 単純せん断土槽を用いた実大PBD敷設地盤の排水特性

実大PBDと実施工で用いられている板状ドレーン材を敷設した地盤の振動台実験を行い、ドレーン材の排水特性について調べた。その結果、以下のことが分かった。

- ① 実大PBDの敷設位置から周長より求めた等価換算径の3倍程度離れた位置（PBDの最小打設間隔80cmに対応）では、過剰間隙水圧の発生が抑制され、等価換算径がほぼ等しい板状ドレーン材と同程度の排水効果が発揮される。また、PBDの置換率が等しくても1本当たりの断面積が小さいPBDを多数敷設する方が、過剰間隙水圧の消散効果は高い。
- ② せん断ひずみが1%以下で地盤が液状化するまでは、実大PBDと板状ドレーン材を敷設した地盤のせん断剛性は、ほぼ同じ値を示し、無処理地盤のせん断剛性より大きい。

(4) PBD敷設地盤の液状化強度

PBD群打設工法の設計法を提案するため、液状化強度と相対密度の関係に着目し、締固め密度を変えた無処理地盤の振動台実験と中空ねじりせん断試験を行った。その結果、以下のことが分かった。

- ① 旧道路橋示方書等で用いられている方法と同様に検討を行った結果、相対密度が50%～80%の範囲では、無処理地盤の液状化強度と相対密度の関係には線形関係がある。
- ② PBD敷設地盤の液状化強度は、初期相対密度 D_{r0} に係らず、無処理地盤に対応する相対密度 D_r で表され、相対密度 D_r との間には非常に高い相関性がある。

2. 拘束効果および排水効果によるPBD群打設工法の補強メカニズムの解明

第2章で行ったPBD敷設地盤の振動台実験で、PBD群打設工法の排水効果と、PBDとジオグリッド

とによる地盤の拘束効果による補強効果を確認することができたが、振動台実験のみでは、排水効果と拘束効果が統合されているため、個別の補強メカニズムを解明することはできない。そこで、第3章から第6章では、室内要素試験とDEMを用いたシミュレーション解析から拘束効果および排水効果について別々に検討することによって、PBD群打設工法の補強メカニズムを明らかにした。

2.1 単調載荷時におけるPBDとジオグリッドによる拘束効果

第3章と第4章では、単調載荷時のPBD敷設地盤の拘束効果を調べるため、室内要素試験とそのシミュレーション解析を行った。また、DEM解析による室内要素試験の再現性についても検討を行い、補強メカニズムの解明に有効なツールであることを示した。

第3章では、振動台実験のPBD敷設地盤をモデル化するため、単純せん断試験装置を用いた定体積せん断試験とそのシミュレーション解析を行い、PBDの本数、PBD先端部の固定の影響について調べた。

第4章では、定体積せん断試験のせん断箱の側壁の影響がない中空ねじりせん断試験装置を用いた一方方向の非排水ねじりせん断試験と、周期境界条件でのシミュレーション解析を行い、PBDの本数、PBDの剛性、PBD頭部のジオグリッドとの連結の影響について調べた。それらの結果、以下のことが分かった。

- ① PBD先端部を固定しPBD頭部をジオグリッドで連結した場合、無処理のものとは比べるとせん断応力は大きく、PBDの本数が増えるほど有効応力の低下は少なく、PBDの本数効果がある。(1)定体積せん断試験では、土要素とPBDとの一体化が見られるが、PBDで囲まれた領域内の要素変位は領域外の変位より小さい。一方、(2)非排水一方方向中空ねじり試験では、土要素の変位とPBDの変位はほとんど同じで、土とPBDが一体となって動き、無処理のものとは比べると、地盤の変形は小さい。これらは、PBDとジオグリッドによる拘束効果が発揮されていることを示している。ところで、(1)と(2)では境界条件が異なり、(1)定体積せん断試験の場合、境界の影響によりせん断箱内でのひずみ分布が不均一になりやすく、せん断方向に向かって前方の側壁近くの土は緩くなるのに対して、後方の側壁近くの土は締まる傾向が見られ、PBDで囲まれた領域内外で要素変位と要素間の接触力に差が生じたものと考えられる。
- ② DEM解析は定体積せん断試験および非排水一方方向中空ねじり試験の結果を定性的に再現することができる。2次元解析のため、試験結果と比べるとダイレイタンスを過大に評価する傾向がある。
- ③ DEM解析の結果であるが、PBDの剛性が高くなるほど、地盤が変形しにくく、PBDの引張力は大きくなる。また、PBD頭部をジオグリッドで連結しない場合、地盤が変形しやすく、PBD頭部の引張力はゼロである。したがって、PBD頭部をジオグリッドで連結することにより地盤の変形は抑制される。
- ④ 図8.1に示すように無処理地盤は非PBDゾーン、PBDを敷設した地盤はPBDゾーンに対応するものとして、非PBDゾーンに対するPBDゾーンの変位の比率は、振動台実験結果では約1/2、DEM解析では約1/3となり、DEM解析の方が小さい。DEM解析では土の回り込みが考慮されないため、拘束効果を過大に評価しているものと考えられる。

2.2 繰返し載荷時における PBD とジオグリッドによる拘束効果

5章では、繰返し載荷による PBD 敷設地盤の拘束効果を調べるため、中空ねじりせん断試験装置を用いた非排水繰返し中空ねじり試験と、試験のシミュレーション解析を行い、PBD の本数、PBD の剛性、PBD 頭部のジオグリッドとの連結の影響について調べた。その結果、以下のことが分かった。

- ① 非排水繰返し中空ねじり試験の地盤が液状化するまでのせん断ひずみが小さい範囲では、PBD の本数効果が見られるが、せん断ひずみが 5%と大きくなり地盤が液状化すると、PBD の本数効果は小さい。一方、DEM 解析では、せん断ひずみが無処理の場合に比べて 1/10 以下となり、非排水繰返し中空ねじり試験の結果に比べて、せん断ひずみが過小に評価される。そのため、せん断ひずみに基づいた繰返し回数による液状化強度曲線では、非排水繰返し中空ねじり試験の結果を十分に表現できない。そこで、過剰間隙水圧比に基づいた繰返し回数による液状化強度曲線に再整理すると、PBD の本数が多くなるほど液状化強度は大きく、PBD の本数効果を確認することができ、非排水繰返し中空ねじり試験の結果を十分に表現することができる。
- ② 単調載荷の場合、土粒子と PBD が一体となって動いていると示したが、繰返し載荷の場合、土粒子には PBD と同等に動く土粒子と自由に動く土粒子が混在し、粒子の再配列が生じる。地盤の変形形状を見ると、PBD 先端部と頭部の変位が小さく、中央部が最も変形しやすい。PBD は引張補強材として機能しているが、繰返し載荷における PBD の引張抵抗は単調載荷時のものと異なり、ある程度の変位（せん断ひずみが 0.1%以上）にならないと、PBD 先端部と頭部に引張力が生じない。繰返し載荷時と単調載荷時では地盤の変形形状と PBD の引張力分布に違いが見られる。これは、せん断方式が応力制御と変位制御の違いによって、異なる挙動を示したものと考えられる。
- ③ DEM 解析によると、PBD の剛性が高くなるほど、地盤が変形しにくく、液状化強度は大きい。また、PBD 頭部をジオグリッドで連結しない場合、液状化強度は小さく、地盤が変形しやすく、特に PBD 頭部付近が最も変形が大きい。したがって、PBD 頭部をジオグリッドで連結することにより地盤の変形は抑制される。
- ④ DEM 解析は、非排水繰返し中空ねじり試験の結果を定性的には再現することができるが、2次元解析のために PBD の拘束効果が過大に評価され、せん断ひずみは過小に評価する傾向がある。

2.3 繰返し載荷時における PBD の排水効果および PBD とジオグリッドによる拘束効果

6章では、実条件を想定した PBD 敷設地盤の排水効果について DEM を用いたシミュレーション解析を行った。(1)実地盤と解析モデルとの寸法効果を検討し、PBD に排水機能を持たせたケースと、PBD に排水機能を持たせない PBD 敷設地盤について、排水繰返し解析を行った。ここでは、寸法効果として PBD の敷設間隔と PBD の水平方向の排水距離に基づく相似則を適用した。また、(2)実施工では、PBD の敷設は奥行き方向に対してもある間隔で配置される。その PBD の奥行き方向の敷設間隔の影響を調べるため、PBD の奥行き間隔に見合った PBD の剛性および PBD の排水量を低減させた擬似的な解析モデルに対して、排水繰返し解析を試みた。これらの DEM 解析の結果、以下のことが分かった。

- (1)PBD の奥行きを考慮しない 2次元解析による PBD 敷設地盤の排水効果および拘束効果

- ① 排水機能を有した PBD を敷設した地盤は、排水機能を有しない PBD を敷設した地盤と比べて、せん断ひずみは小さく、過剰間隙水圧の発生も少なく、液状化強度は大きい。また、PBD の本数が多くなるほど液状化強度は大きく、PBD の本数効果が顕著に示される。
- ② 排水機能を有した PBD を敷設した地盤は、PBD を敷設した位置の過剰間隙水圧が最も低く、PBD と PBD の中央部の過剰間隙水圧が最も大きい。土要素の間隙の増減と間隙水圧の変化には一義的な関係があり、過剰間隙水圧の発生抑制の要因として、(1)PBD とジオグリッドとの拘束効果による地盤の変形抑制によって過剰間隙水圧の発生が抑制され、さらに、(2)PBD の排水による PBD 周辺部の変形抑制によって過剰間隙水圧の発生が抑制されるものと考えられる。
- ③ PBD 敷設地盤の補強効果を(1)拘束効果と(2)排水効果に分けて考える。要素の接触点網や接点角分布などに着目して微視的に比較した結果、(1)PBD とジオグリッドによる拘束効果として、PBD とジオグリッドで囲まれた領域の土粒子は、PBD と同等に動く土粒子と自由に動く土粒子が混在し、粒子の再配列が生じ、特にせん断方向に向かって前方側で上下方向に連なった土粒子の構造骨格が形成され、応力伝達を行う。その応力伝達によって、領域内の土粒子が押し出されようとするのを、PBD の引張抵抗とジオグリッドが拘束している。そのため、PBD 先端部と頭部の引張力が大きく、また、ジオグリッド付近での土の圧縮力が大きくなる。(2)PBD の排水効果として、PBD の排水により PBD 周辺の土粒子の移動が少なくなり、上下方向の構造骨格がせん断方向に向かって後方側にも拡大し、領域内全域に上下方向の構造骨格が形成され、応力伝達を行っている。

(2)PBD の奥行き方向の配置を擬似的に考慮した PBD 敷設地盤の排水効果

- ① PBD の奥行き方向の敷設間隔が広くなるほど、過剰間隙水圧が発生しやすく、液状化強度が小さくなる傾向を示す。
- ② 2次元解析では、土要素が PBD 間への回り込みを考慮することができず、拘束効果を過大に評価する傾向があり、PBD 敷設地盤の振動台実験の結果と比べても満足できる結果とはならなかった。土の回り込みを考慮できる 3次元解析による正方形配置等の PBD の奥行き方向の敷設間隔の影響について検討していく必要がある。

3. 合理的な設計法の提案

7章では、これまで実施した振動台実験と室内要素試験の結果および DEM 解析の結果から、繰返し載荷時における拘束効果による強度増加と排水効果による強度増加の関係を整理し、PBD 群打設工法の補強メカニズムを明らかにした。そして、既往の設計法を用いて、PBD 群打設工法の設計法への適用性について検討を行い、排水効果と拘束効果を加味した新たな設計法を提案し、PBD 群打設工法の設計を行う上での基本的な考え方を述べた。最後に、PBD 群打設工法の適用事例として、液状化危険度が高い地盤に既設盛土が構築されている場合を想定したモデル地盤の振動台実験を行い、締固め工法と比較しながら側方流動に対する PBD の最適配置について検討を行った。その結果、以下のことが分かった。

(1)PBD 群打設による液状化対策工法の補強メカニズム

- ① 繰返し載荷時の強度増加 (ΔR_p) を、(1)拘束効果による強度増加 (ΔR_c) と、(2)排水効果による強

度増加 (ΔR_d) とに分け、排水効果による強度増加の割合 ($\Delta R_d/\Delta R_p$) は 0.4~0.6 程度占めている。

- ② これまで(1)拘束効果と(2)排水効果を別々に検討したが、PBD 群打設工法の補強メカニズムをまとめると、次の通りである。地盤を PBD とジオグリッドとで囲むことによって、地震動による水平方向のせん断力を PBD に沿った鉛直方向に変化させ、PBD が引張り補強材として働くとともに、PBD 自体が持っている排水性に加え、PBD とジオグリッドの拘束性によって、土粒子の移動で発生した過剰間隙水圧を消散させる。また、全体として土粒子の移動量が小さく抑えられる。このように、PBD 群打設工法の補強メカニズムは、(1)拘束効果と(2)排水効果が有効に組み合わせられたものである。

(2) 水平地盤における PBD 群打設工法の設計法

- ① 板状ドレーン材の設計法を適用し、振動台実験における PBD の置換率から発生する間隙水圧量を逆算して、実験で得られた間隙水圧の測定値と比較すると、PBD の置換率が増えると過剰間隙水圧比は小さくなり、設計図表から推定した値の方が過大になるが、概ね整合性があると考えられる。
- ② SCP 工法の設計法を適用し、振動台実験における PBD の置換率から改良後の間隙比、N 値を求め、求めた N 値から液状化抵抗率 F_L 値を計算して、実験結果と設計値とを比較すると、実験結果とかけ離れた結果となった。
- ③ ①と②を踏まえて、拘束効果と排水効果とを加味した新たな設計法について検討を行った。水平地盤における PBD 敷設地盤の液状化強度 R_p は、補強効果により見掛け上相対密度が増加したものととして、無処理地盤に対応する相対密度 ($D_{r0} + \Delta D_r$) で、また、その相対密度 ($D_{r0} + \Delta D_r$) は、PBD の置換率 a_s でそれぞれ評価することができ、この PBD 敷設地盤の液状化強度 R_p ~ 相対密度 ($D_{r0} + \Delta D_r$) ~ 置換率 a_s の関係に基づく PBD 群打設工法の設計法を提案する。
- ④ 地盤材料に細粒分が含まれる場合、PBD 敷設地盤の液状化強度を補正する方法については、本研究では明らかにすることができなかった。今後、検討していく必要がある。

(3) 盛土構造物への適用事例

- ① 原地盤強度に対して加振条件が過大であったためか、PBD 群を打設した地盤および締固めた地盤においても、基礎地盤の過剰間隙水圧が上昇し、液状化に至ったが、千鳥格子配置の場合、盛土形状をある程度維持することができ、側方流動に対し、PBD とジオグリッドによる拘束効果が発揮される。
- ② 盛土法尻部は盛土斜面の変形が最大になる箇所であり、また、盛土下の基礎地盤の水平変位が急変するため多大な水平力が作用しやすい箇所である。この箇所での PBD の排水性が過剰間隙水圧の発生を抑制するよう、改良範囲、施工方法について再検討を要する。

8.2 今後の課題および展望

本研究から明らかとなった今後検討すべき課題として、以下の項目が挙げられる。

- ① DEM 解析は、2次元解析のため、室内要素試験の結果と比べるとダイレイタンシーを過大に評価す

る傾向があり、室内要素試験の結果を定性的に表現することができたが、定量的に再現するまでには至らなかった。土粒子と PBD の 3 次元的な拘束効果と排水効果を調べるためには、2 次元モデル条件では、解析に限界であると考えられる。したがって、PBD 配置および土粒子と間隙水の 3 次元移動が考慮できる 3 次元 DEM 解析を行い、液状化対策効果を定量的に表現する必要がある。

- ② PBD 敷設地盤の液状化強度は、初期相対密度に係らず、無補強地盤に対応する相対密度で表され、相対密度との間には相関性があると結論したが、相関式を導くまでに至らなかった。また、PBD の置換率と相対密度の関係についても同様である。今後、置換率を変えた PBD 敷設地盤の液状化強度を検討し、本研究成果を補完していく必要がある。
- ③ PBD の排水効果および PBD とジオグリッドによる地盤の拘束効果は、主に補強地盤における地盤の変形が抑制され、過剰間隙水圧が低減されるものと考えているが、PBD 敷設地盤の液状化強度は見掛け上相対密度が増加したものとして評価しているため、過剰間隙水圧低下による液状化強度増加を直接的に判断できていない。そこで、改良された原位置地盤の液状化強度を確認する方法を開発する必要がある。
- ④ 地盤材料に細粒分が含まれる場合、PBD の目詰まりによる排水機能の低下によって、PBD 敷設地盤の液状化強度は低下する可能性も考えられる。液状化強度を補正する方法についても検討する必要がある。また、PBD のフィルターが目詰まりに関しても長期的に確認する必要がある。
- ⑤ PBD 群打設工法の適用事例として、液状化危険度が高い地盤に既設盛土が構築されている場合を想定した振動台実験を行い、盛土形状をある程度維持することができ、側方流動に対しては、PBD とジオグリッドによる拘束効果を確認することができた。しかし、原地盤強度に対して加振条件が過大であったため基礎改良地盤が大きく液状化し、過剰間隙水圧の発生と過大な変形を抑制することができなかった。PBD の排水性、改良範囲、施工方法、加振条件を再検討し、研究を発展させる必要がある。
- ⑥ 本研究において特に施工方法についての研究は実施していないので、施工機械・施工手順・施工管理等の施工方法に関する研究を行う必要がある。この場合、従来から PBD は軟弱地盤の圧密促進を目的として施工された実績が多いが、砂質土を対象にした事例が少ない。特に砂質地盤にケーシングを用いて PBD を打設した後の地盤と PBD の隙間の処理方法を検討することが重要と考える。また、地震等によって地盤が変形した際、PBD とジオグリッドとの連結部が変形に耐えうる連結方法・連結材料等を確認することも必要である。

最後に、本研究において PBD 群打設工法の有効性を確認することができた。今後は実用化に向け、上記の課題に対して鋭意研究を続けていく、記して本論文の結びとする。

謝辞

本論文は、筆者の神戸大学大学院博士後期課程在学中における研究成果を、神戸大学大学院自然科学研究科教授 田中泰雄先生の御指導のもとにとりまとめたものです。田中先生には、研究の遂行から本論文の作成に至るまで、終始懇切丁寧な御指導、暖かいご鞭撻を賜りました。また、論文の審査にあたって適切な御助言と御教示をいただき、深甚なる感謝の意を表します。

本論文の作成にあたって、神戸大学工学部 沖村孝教授、神戸大学農学部 内田一徳教授には、論文の審査を通して研究内容に関する数々の貴重な御助言と御指導を賜り、厚く御礼を申し上げます。

本研究のきっかけを作って頂き、その後も現在に至るまで長い間、懇切な御指導およびご助言を頂きました窪嶋章伍氏（元青木マリーン(株)）には心から感謝の意を表します。

さらに本研究で行った DEM 解析に対する有益な御指導と御助言を頂いた中瀬仁博士（東電設計(株)）には深く感謝の意を表します。また、DEM の拘束効果+排水効果を加味した解析手法は、原弘典氏（中央開発(株)）の研究成果であり、この手法がなければ筆者の研究は仕上がることはありませんでした。ここに深く感謝いたします。

著者が社会人大学院生として博士後期課程に入学することを快く許可していただきました(株)浅沼組 浅沼健一社長ならびに大西日出雄副社長には深く感謝いたします。さらに、(株)浅沼組技術研究所 福本昇所長には本研究を進めるにあたっていろいろ御配慮いただき、厚く御礼を申し上げます。また、本研究中に何かとご迷惑をおかけした(株)浅沼組技術研究所の所員の方々には、さまざまな面からご支援をいただきましたが、特に、土木研究グループの浅田毅氏には著者が研究活動を優先せざるを得ない状況の時に、業務が滞ることがしばしば生じても寛大な心で見守っていただきました。心からお礼を申し上げます。また、栗津肇巳氏（大阪市下水道局）には、本研究開発にともなう振動台実験・室内要素試験などにおいて多大な協力を得ました。各位に深く感謝いたします。

以上の方々の他にも、本研究において最も重要な役割を占めた振動台実験に対して、多大なる後協力を頂いた、錦城護謨(株)、青木マリーン(株)、不動建設(株)、日本海工(株)の皆様、ならびに、神戸大学田中研究室の卒業生、学生の方々に感謝の意を表します。

本研究に用いた DEM 解析には、京都大学 澤田純男教授の開発した”DEMS”を改良したプログラムを用いた。記して感謝いたします。

付録1 個別要素法

A1.1 個別要素法の概要

個別要素法 (Distinct Element Method、以下 DEM とする) は、Cundall(1971)によって発表された「A computer model for simulating progressive、 large scale movement in blocky rock system」¹⁾に端を発している。DEM は、有限要素法や境界要素法のような連続体を解析する手法でなく、粒状体や粉体のような離散体の力学挙動を解析するための一手法である。

DEM による解析では、集合体を構成する各離散体を、個別要素と呼ばれる多角形や球あるいは円筒形の剛体としてモデル化し、集合体の挙動を計算する際のアルゴリズムはきわめて単純である。まず、要素毎に他の要素と接触判定を行い、粒子間に弾性ばねや粘性ダッシュポッドを仮定することにより接触力を求め、その結果から得られた運動方程式を時間積分で解き、個々の要素の運動を追跡していくものである。

DEM は、離散体の解析を対象としたもの適しており、土のように、変形過程でダイラタンシーを伴い、粒状体としての特性が重要となる問題に適用されることが多い。また、伯野ら²⁾はコンクリートのような構造物に対しても要素間のばねにある程度の引張り抵抗を持たせることによって、載荷から破壊後といった、連続体から離散体までの一連の現象のシミュレーションを行い、有益な解析手法へと拡張している。

A1.2 個別要素法の流れ

本研究に用いた DEM 解析のフローチャート³⁾を図 A1.1 に示す。不連続面で区切られた要素の集合体に対し、個々の要素が運動方程式を満足し、要素間の力の伝達が作用・反作用の法則に従うことを条件として、間隙水を考慮しながら要素の集合体の挙動を時間軸上で数値解析するものである。

以下、各項目に関して説明を行う。

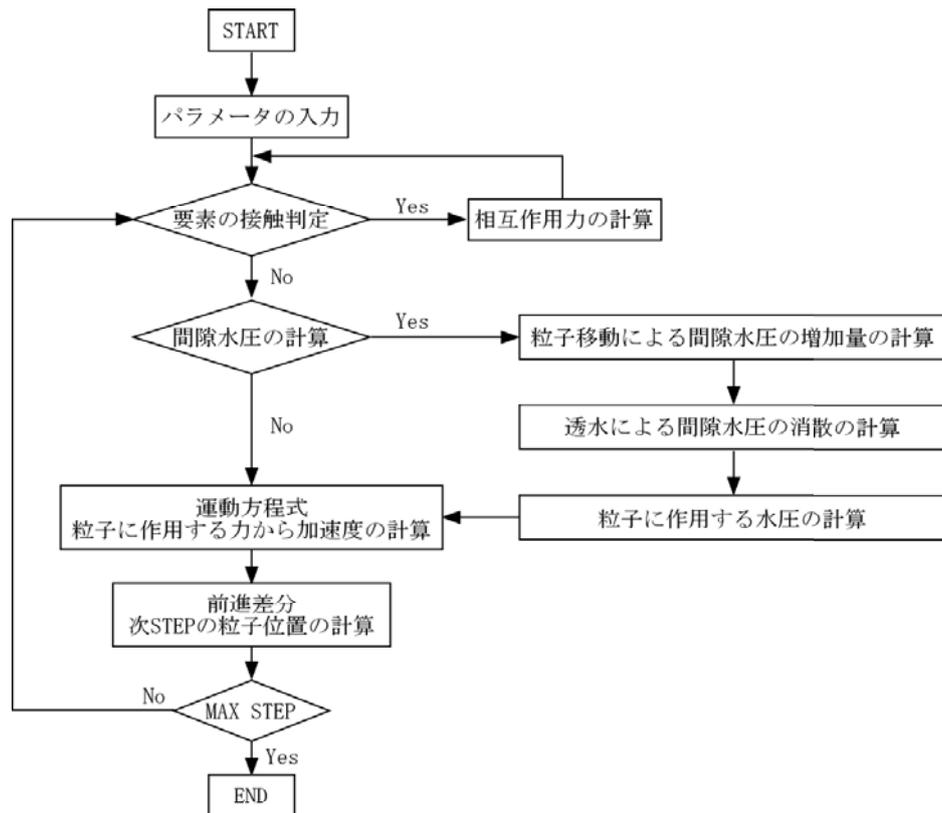


図 A1.1 個別要素法のプログラムの流れ

A1.3 要素の接触と相互作用力の計算

まず、粒子の接触判定を行い、接触している粒子の相互作用力を計算する。

(1) 要素の接触判定

要素同士が接触していると要素間に相互作用が働く。そのため、まず、要素間の接触判定を行う。時刻 t における要素 i と要素 j の中心の座標を $([X]_t^i, [Y]_t^i)$ 、 $([X]_t^j, [Y]_t^j)$ 、回転変位量を $([\theta]_t^i, [\theta]_t^j)$ 、半径を r_i, r_j とする。図 A1.2 に示すように、要素 i と要素 j が接触しているかどうかの判別条件は、式(A1-1)で表される。要素が接触しなくなると、(A1-1)が成り立たない。

$$r_i + r_j \leq [L]_t \quad (\text{A1-1})$$

ここに、

$$[L]_t = \sqrt{([X]_t^i - [X]_t^j)^2 + ([Y]_t^i - [Y]_t^j)^2} \quad (\text{A1-2})$$

ところで、すべての粒子間の接触判定を行おうとすると、要素数が n 個とすれば nC_2 回の接触判定が必要となり、要素数の 2 乗のオーダーで計算時間が増加する。岩崎、澤田ら⁴⁾は、要素をグループに分けて接触判定を行う手法を提案し、計算時間の短縮を図っている。その方法は、全要素を一辺が最大粒径と同程度の正方形のグループに分け、ある要素の接触判定は、その要素の属するグループとそれに隣接するグループに属する要素との接触判定を行うことにより、計算時間の増加を n の 1 乗オーダーにと

どめることができる。本研究にも岩崎らの手法を用いた。

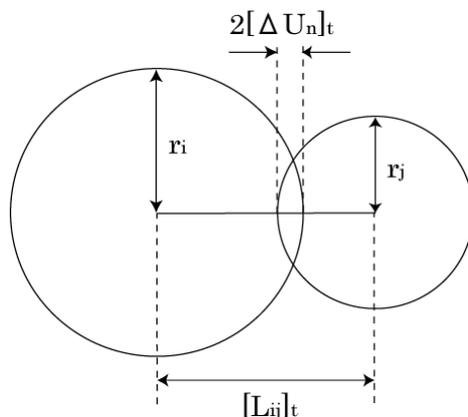


図 A1.2 要素間の接触判定

(2) 要素間相互作用力の計算

要素間の接触力は、法線方向と接線方向にそれぞれに弾性スプリングと粘性ダッシュポッドを仮定し、それぞれの方向について、変位増分に比例した反力増分と変位速度に比例した抗力増分から求める。

図 A1.3 に接触点における相対変位を示す。法線方向の変位増分 $[\Delta U_n]_t$ 、接線方向の変位増分 $[\Delta U_s]_t$ は次の式で表される。なお、 $[\Delta U_s]_t$ には並進運動と回転運動の和である。

$$[U_n]_t = ([X]_t^j - [X]_t^i) \cos[\theta_{ij}]_t + ([Y]_t^j - [Y]_t^i) \sin[\theta_{ij}]_t \quad (A1-3)$$

$$[U_s]_t = -([X]_t^j - [X]_t^i) \sin[\theta_{ij}]_t + ([Y]_t^j - [Y]_t^i) \cos[\theta_{ij}]_t - [\theta]_t^i \times r_i - [\theta]_t^j \times r_j \quad (A1-4)$$

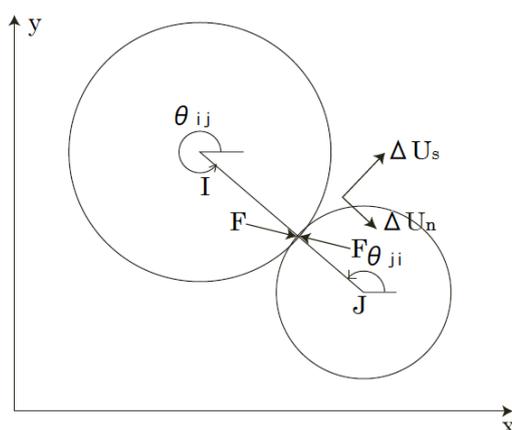


図 A1.3 要素の接触時の相対変位

①法線方向に作用する力

弾性スプリングによる弾性抗力は式(A1-5)で表される。

$$[F_{en}]_t = k_n \times [\Delta U_n]_t \quad (A1-5)$$

ここに、 k_n ：法線方向の弾性バネ係数

粘性ダッシュポッドによる粘性抗力は式(A1-6)で表される。

$$[F_{dn}]_t = \eta_n \times [\dot{U}_n]_t \quad (\text{A1-6})$$

ここに、 η_n ：法線方向の減衰係数

(A1-5), (A1-6)より、法線方向に作用する力は、式(A1-7)で表される。

$$[F_n]_t = [F_{en}]_t + [F_{dn}]_t \quad (\text{A1-7})$$

②接線方向に作用する力

弾性ばねによって作用する弾性抗力は式(A1-8)で表される。接触した時点での値をゼロとして要素が接触している間、ステップ毎に増減させながら接線方向力を算出する。

$$[\Delta F_{es}]_t = k_s \times [\dot{U}_s]_t \times \Delta t \quad (\text{A1-8})$$

ここに、 k_s ：接線方向の弾性バネ係数

$[F_{es}]_t$ は、式(A1-9)の条件を満たす場合には滑りが生じる。その際、式(A1-10)のような接線力が働く。

$$[F_{es}]_t \leq C + [F_n]_t \tan \phi \quad (\text{A1-9})$$

$$[F_{es}]_t = C + [F_n]_t \tan \phi \quad (\text{A1-10})$$

ここに、 C ：粒子間の粘着力

ϕ ：粒子間の摩擦角

粘性ダッシュポッドによる粘性抗力は式(A1-11)で表される。

$$[F_{ds}]_t = \eta_s \times [\dot{U}_s]_t \quad (\text{A1-11})$$

ここに、 η_s ：接線方向の減衰係数

(A1-8)～(A1-11)より、接線方向に働く力は式(A1-12)で表される。

$$[F_s]_t = [F_{es}]_{t-\Delta t} + [\Delta F_{es}]_t + [F_{ds}]_t \quad (\text{A1-12})$$

③転がり摩擦の導入

一般に個別要素法は円形粒子を用いて解析する。これは要素の接触判定に要する計算量を大幅に減らすことができるが、転がりに対する抵抗が少なく、粒子が非常に回転しやすいという欠点がある。実際の土粒子は細長い扁平の形をし、また、粒子表面の凹凸があるなどして、粒子は容易には回転しない。阪口⁵⁾や岩下⁶⁾らは、回転抵抗の影響を考慮した手法を用いている。本研究では阪口の提案した転がり摩擦を導入して要素の回転抑制を行う。転がり摩擦の概要を以下に述べる。

円形要素を用いた場合、個々の要素について回転運動の中心と要素の中心が同一点となり、接触点における接線方向力のみが回転運動に寄与する。そこで、**図 A1. 4**に示すような要素間の接触点ではなく、ある接触面を考慮して、回転運動の抑制を行う。接触面積を規定する角度 θ を転がり摩擦角として定義する。要素にモーメント M が作用し、要素が転がるものとする、要素が水平面から受ける反力は、 C 点ではなく B 点に作用する。したがって、鉛直力 N と接触面長さの半分に当たる f との積からなるモーメント M_f が転がりに対する抵抗力として生じる。なお、 M_f は転がりに対する抵抗力の最大値であり、円形

要素が転がらない場合には当然このモーメントは作用しない。

転がり抵抗モーメント M_f は、式(A1-13)より表される。ただし、 $M_f \geq M$ のとき、 $M_f=M$ とする。

$$M_f = \alpha \times N \times r \times \tan \theta \quad (\text{A1-13})$$

ここに、 α : 転がり抵抗係数

r : 要素半径

θ : 転がり摩擦角

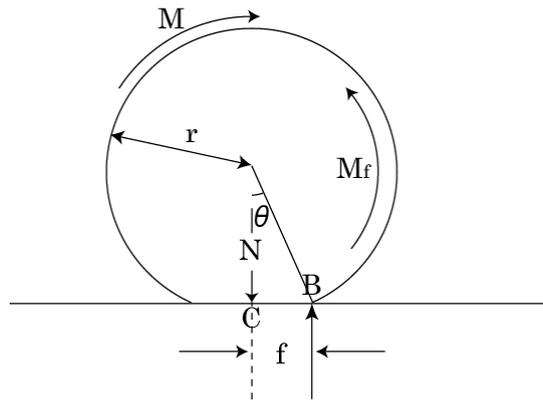


図 A1.4 転がり摩擦の考え方

A1.4 間隙水圧の計算

液状化現象をシミュレーションするためには間隙水圧の変化を適切に評価する必要がある。個別要素法では、間隙面積の変化から間隙水圧の変化を求める。まず、図 A1.1 に示すように各粒子が変位すると粒子間の間隙面積も変化し、その面積に対応する間隙水圧を水の体積弾性率を考慮して求める（粒子移動による間隙水の増加）。そして、隣接した間隙の水圧に差があると、高水圧の間隙から低水圧の間隙に水が流れ、その量をダルシーの法則から求める（間隙水圧の消散）ことにより間隙水圧を算出する。

Hakuno、Tarumi らは、解析モデル内の要素間の接触によって形成される間隙の大きさをすべて求め、厳密に間隙水圧の発生と消散の計算を行っている。しかし、この手法は間隙が結合したり分割したりすると計算方法が複雑で非常に多くの計算時間がかかる。そこで、藤谷⁷⁾、中瀬ら⁸⁾は解析モデルをメッシュに分割し、メッシュ内の間隙面積の増分から格子メッシュ単位で水圧増分の計算を行っている。

本研究において、中瀬らの手法を用い、解析領域を正方形のメッシュで分割し、粒子移動にともなったメッシュ毎の間隙面積の変化量から間隙水圧の増加量を計算し、その間隙水圧をもとにして間隙水圧の消散の計算を繰り返す。以下、粒子移動による間隙水圧の発生（増加）および間隙水圧の消散について述べる。

(1) 間隙水圧の発生

間隙水圧の発生には、間隙メッシュ内の粒子移動による間隙水圧の発生と境界移動による間隙水圧の

発生がある。

①粒子移動による間隙水圧の発生

粒子が移動すると、間隙水の移動に時間がかかり過剰間隙水圧が発生する。粒子移動に伴った過剰間隙水圧の発生量は式(A1-14)で表される。

$$\Delta u_t = \frac{[\Delta V_{m,n}]_t}{S_{m,n} \times A} \quad (\text{A1-14})$$

ここに、 $S_{m,n}$ ：間隙メッシュ(m, n)の貯留係数

A ：間隙メッシュの面積

$\Delta V_{m,n}$ ：間隙メッシュ(m, n)の体積変化量

式(A1-14)の $S_{m,n}$ と A は材料特性からパラメータとして設定する。 $\Delta V_{m,n}$ は、ステップ毎の粒子移動による体積（面積）変化量を表すが、次の方法で求める。

図 A1.5 にメッシュ毎の間隙面積の変化を求める模式図を示す。ある時間 t に速度 $[\dot{X}_i]_t$ 、 $[\dot{Y}_i]_t$ を持つ半径 R_i の粒子が移動する時の面積変化量について考える。まず、粒子の中心と隣接する辺との距離をそれぞれ $\delta_0, \delta_1, \delta_2, \delta_3$ とする。粒子が交わる可能性のある格子辺は 12 辺考えられ、各辺と粒子の交わることができる直線の長さをそれぞれ L_0, L_1, L_2, \dots とすると、それぞれの長さは式(A1-15)～(A1-17)で表される。

$$L_2 = \sqrt{R_i^2 - \delta_0^2} - \delta_1 \quad (\text{A1-15})$$

$$L_{10} = \sqrt{R_i^2 - \delta_0^2} - \delta_3 \quad (\text{A1-16})$$

$$L_0 = 2\sqrt{R_i^2 - \delta_0^2} - L_2 - L_{10} \quad (\text{A1-17})$$

ただし、式(A1-15)～(A1-17)が負になると、 L_0, L_2, L_{10} はゼロとする。他の辺についても、90°ごと回転させることで同様に求めることができる。上の方向を 0 方向、右を 1 方向、下を 2 方向、左を 3 方向とすると i 方向については、式(A1-18)～(A1-20)で表される。ただし、辺 L_{i+2} は、辺 L_{i0} に相当する。

$$L_{i+2} = \sqrt{R_i^2 - \delta_i^2} - \delta_{i+1} \quad (\text{A1-18})$$

$$L_{i-2} = \sqrt{R_i^2 - \delta_i^2} - \delta_{i-1} \quad (\text{A1-19})$$

$$L_i = 2\sqrt{R_i^2 - \delta_i^2} - L_{i+2} - L_{i-2} \quad (\text{A1-20})$$

上記から求めた L_1, L_2, L_3, \dots より、粒子が隣接するメッシュに移動することによる面積変化量は、式(A1-21)で表される。

$$[\Delta V_{m,n}]_{t+\Delta t}^i = -L_0 \times [\dot{Y}_i]_t - L_3 \times [\dot{X}_i]_t + L_6 \times [\dot{Y}_i]_t + L_9 \times [\dot{X}_i]_t \quad (\text{A1-21})$$

他の格子についても同様の計算を行うことによって、解析領域の間隙面積の変化量が求められる。

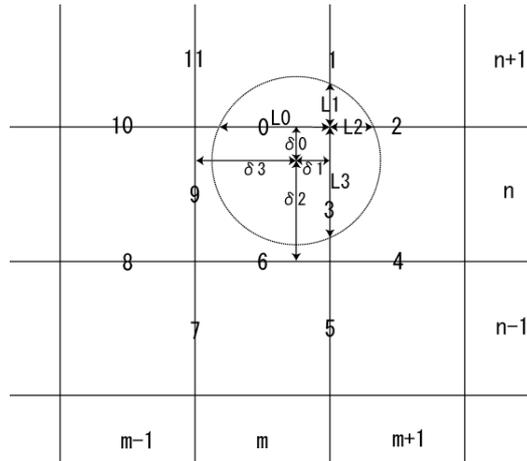


図 A1.5 粒子移動による間隙面積の変化

②境界移動による間隙水圧の発生

境界移動による間隙水圧の発生についても基本的には①粒子移動によるものと変わらない。図 A1.6 に示すように境界要素が Δy 沈下したとすると、境界が属するメッシュの間隙面積の変化量は式(A1-22) で表される。

$$[\Delta V_{m,n}]_{t+\Delta t}^b = -[\dot{Y}_b]_t \times dx \quad (\text{A1-22})$$

ここに、 $[\dot{Y}_b]_t$: 時刻 t における境界速度

dx : メッシュの x 方向の幅

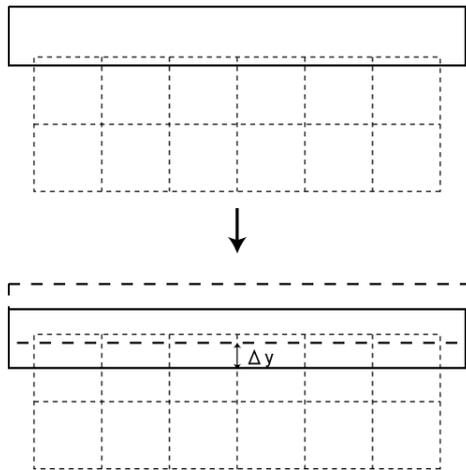


図 A1.6 境界移動による間隙面積の変化

(2) 間隙水圧の消散

過剰間隙水圧は水の流出入によって消散する。本研究では、多孔質体の浸透流解析⁹⁾ を用いて過剰間隙水圧の消散の計算を行う。水の流れの解析を行う場合、粒子間相互作用の計算と同様に、時間および

空間について離散化を行う。

図 A1.7 に示すように局所的な番号をつける。時間ステップ Δt を小さくすると、単位時間あたりの水圧変化量は式(A1-23)で表される。

$$([h_0]_{t+\Delta t} - [h_0]_t) = \frac{\Delta t(Q_1 + Q_3 + Q_5 + Q_7 + Q_0)}{S_0 \times dx \times dy} \quad (\text{A1-23})$$

ここに、 $[h_0]_t$: 時刻 t におけるメッシュ番号 0 での間隙水圧の水頭

Q_1, Q_3, Q_5, Q_7 : メッシュ番号 1,3,5,7 からの流入量

Q_0 : メッシュ番号 0 での流出量

S_0 : メッシュ番号 0 の貯留係数

dx, dy : メッシュの x, y 方向の幅

ダルシーの法則を適用し、メッシュ番号 1,3,5,7 からの流入量は式(A1-24)～(A1-27)で表される。

$$Q_1 = \frac{T_{10}([h_1]_{t+\Delta t} - [h_0]_{t+\Delta t})dx}{dy} \quad (\text{A1-24})$$

$$Q_3 = \frac{T_{30}([h_3]_{t+\Delta t} - [h_0]_{t+\Delta t})dy}{dx} \quad (\text{A1-25})$$

$$Q_5 = \frac{T_{50}([h_5]_{t+\Delta t} - [h_0]_{t+\Delta t})dx}{dy} \quad (\text{A1-26})$$

$$Q_7 = \frac{T_{70}([h_7]_{t+\Delta t} - [h_0]_{t+\Delta t})dy}{dx} \quad (\text{A1-27})$$

ここに、 T_{ij} : 透水量係数の節点間平均値

透水量係数の節点間平均値 T_{ij} は、式(A1-28)の調和平均を用いて求める。

$$T_{ij} = \frac{2T_i T_j}{T_i + T_j} \quad (\text{A1-28})$$

式(A1-23)に式(A1-24)～(A1-27)を代入すると次式(A1-29)が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{([h_0]_{t+\Delta t} - [h_0]_t)S_0}{\Delta t} = & \frac{T_{10}([h_1]_{t+\Delta t} - [h_0]_{t+\Delta t})}{dy^2} + \frac{T_{30}([h_3]_{t+\Delta t} - [h_0]_{t+\Delta t})}{dx^2} \\ & + \frac{T_{50}([h_5]_{t+\Delta t} - [h_0]_{t+\Delta t})}{dy^2} + \frac{T_{70}([h_7]_{t+\Delta t} - [h_0]_{t+\Delta t})}{dx^2} + Q_0 \end{aligned} \quad (\text{A1-29})$$

時刻 t に関するものを左辺、時刻 $t+\Delta t$ に関するものを右辺に移項し整理すると、式(A1-30)となる。

$$\begin{aligned} -Q_0 - \frac{[h_0]_t S_0}{\Delta t} = & \frac{T_{10}[h_1]_{t+\Delta t}}{dy^2} + \frac{T_{30}[h_3]_{t+\Delta t}}{dx^2} + \frac{T_{50}[h_5]_{t+\Delta t}}{dy^2} + \frac{T_{70}[h_7]_{t+\Delta t}}{dx^2} \\ & - [h_0]_{t+\Delta t} \left(\frac{T_{10}}{dy^2} + \frac{T_{30}}{dx^2} + \frac{T_{50}}{dy^2} + \frac{T_{70}}{dx^2} + \frac{S_0}{\Delta t} \right) \end{aligned} \quad (\text{A1-30})$$

式(A1-30)は局所座標系での表記で、全体座標系での表記に書き直すと、式(A1-31)となる。式(A1-31)は、 $[h_{m,n}]_{t+\Delta t}$ に関する連立方程式である。

$$\begin{aligned}
-Q_{m,n} - \frac{[h_{m,n}]_t S_{m,n}}{\Delta t} &= \frac{T_{m,n+1}[h_{m,n+1}]_{t+\Delta t}}{dy^2} + \frac{T_{m+1,n}[h_{m+1,n}]_{t+\Delta t}}{dx^2} \\
&+ \frac{T_{m,n-1}[h_{m,n-1}]_{t+\Delta t}}{dy^2} + \frac{T_{m-1,n}[h_{m-1,n}]_{t+\Delta t}}{dx^2} \\
&- [h_{m,n}]_{t+\Delta t} \left(\frac{T_{m,n+1}}{dy^2} + \frac{T_{m+1,n}}{dx^2} + \frac{T_{m,n-1}}{dy^2} + \frac{T_{m-1,n}}{dx^2} + \frac{S_{m,n}}{\Delta t} \right)
\end{aligned}
\tag{A1-31}$$

過剰間隙水圧の消散は、初期水頭をもとに時間ステップ毎に式(A1-31)の連立方程式を解くことによって求めることができる。

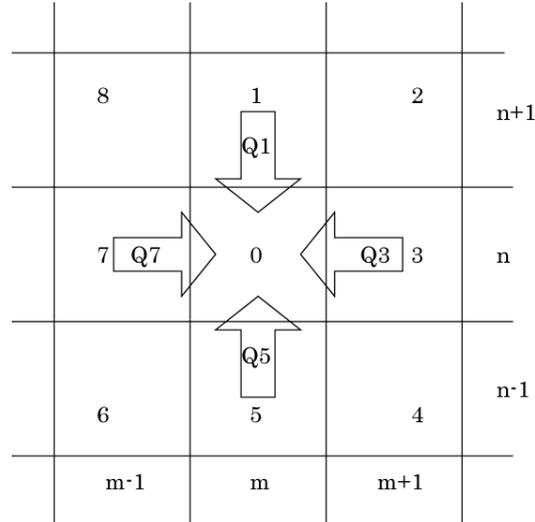


図 A1.7 間隙水の消散

(3) 過剰間隙水圧の評価

前述の過剰間隙水圧では、離散的であるのでそのまま用いるのは適切ではない。そこで、求めた過剰間隙水圧はメッシュ中心部分でのものとし線形近似することによって粒子に作用する過剰間隙水圧を求める。

図 A1.8 の粒子 I に着目すると、粒子の近傍での圧力水頭の勾配は式(A1-32)、(A1-33)で近似することができる。

$$\frac{\partial}{\partial x} [h]_t^i = \frac{[h_{m+1,n}]_t - [h_{m-1,n}]_t}{2dx}
\tag{A1-32}$$

$$\frac{\partial}{\partial y} [h]_t^i = \frac{[h_{m,n+1}]_t - [h_{m,n-1}]_t}{2dy}
\tag{A1-33}$$

ここに、 $[h]_t^i$: 時刻 t における要素 i 近傍の圧力水頭

$[h_{m,n}]_t$: 時刻 t におけるメッシュ (m,n) の圧力水頭

dx, dy : メッシュの x, y 方向の幅

粒子のある面 θ に作用する水圧は、式(A1-34)で表される。

$$[h_\theta]_t^i = [h_{0i}]_t + \frac{\partial [h]_t^i}{\partial x} r_i \cos \theta + \frac{\partial [h]_t^i}{\partial y} r_i \sin \theta \quad (\text{A1-34})$$

ここに、 $[h_{0i}]_t$: 要素の中心での圧力

r_i : 粒子半径

θ : 水平面と圧力作用面との角度

粒子表面に作用する水圧の x 方向成分を粒子表面全体で積分すると、粒子に作用する x 方向の合圧力を求めることができる。

$$[F_{wx}]_t^i = \int_0^{2\pi} \rho_w g [h_\theta]_t^i r_i \cos \theta d\theta \quad (\text{A1-35})$$

同様に、y 方向についても粒子表面全体で積分すると、y 方向の合圧力を求めることができる。

$$[F_{wy}]_t^i = \int_0^{2\pi} \rho_w g [h_\theta]_t^i r_i \sin \theta d\theta \quad (\text{A1-36})$$

ここに、 ρ_w : 水の密度

g : 重力加速度

式(A1-35)、(A1-36)を整理すると、次式(A1-37)、(A1-38)のようになる。

$$[F_{wx}]_t^i = \rho_w g r_i^2 \pi \frac{\partial [h]_t^i}{\partial x} \quad (\text{A1-37})$$

$$[F_{wy}]_t^i = \rho_w g r_i^2 \pi \frac{\partial [h]_t^i}{\partial y} \quad (\text{A1-38})$$

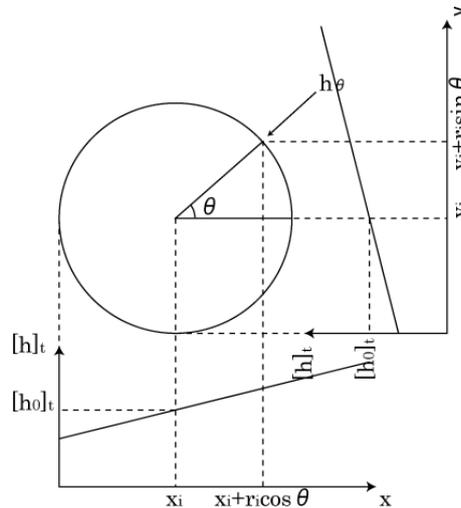


図 A1.8 要素の水圧変化

(4) 間隙水圧の貯留係数について

室内試験では土の飽和度を評価する際、間隙圧係数 B 値が指標として用いられ、土の液状化試験では B 値は 0.95 以上が条件となっている¹⁰⁾。個別要素法において、それに準じ B 値 0.95 以上に相当する貯

留係数を用いれば十分である。貯留係数と B 値との関係は式(A1-39)で表される。

$$B = \frac{1}{1 + \frac{nC_v}{C_b}} \quad (\text{A1-39})$$

ここに、 C_v ：間隙水の圧縮係数

C_b ：土粒子骨格の圧縮係数

n ：間隙率

また、貯留係数は一つのメッシュに貯留することができる水の量であり、式(A1-40)の関係が成り立つ。

$$\frac{\Delta V_v}{V} = S\Delta h \quad (\text{A1-40})$$

ここに、 V ：メッシュの体積

ΔV_v ：メッシュの体積変化量

Δh ：圧力水頭の変化量

S ：貯留係数

また、水の体積圧縮量と水圧の関係は式(A1-41)で表される。

$$\frac{\Delta V_v}{nV} = C_v \rho g \Delta h \quad (\text{A1-41})$$

ここに、 C_v ：水の体積圧縮係数

貯留係数と間隙水の圧縮係数との関係は式(A1-42)で表され、式を整理すると式(A1-43)になる。

$$S = \rho g n C_v \quad (\text{A1-42})$$

$$S = \frac{\rho g C_b (1 - B)}{B} \quad (\text{A1-43})$$

例えば、緩い砂の土粒子骨格の圧縮率 $C_b = 9.0 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{N}$ として $B = 0.95$ を式(A1-43)に代入すると貯留係数は、式(A1-44)の条件を満たせばよい。

$$S \leq 4.64 \times 10^{-5} \text{ (m}^2/\text{N)} \quad (\text{A1-44})$$

A1.5 運動方程式

A1.3 節で、時刻 t での要素座標から相互に作用する力を求めることができた。次に、求めた力から運動方程式を用いて粒子加速度を求める。ある要素 i に関して運動方程式(A1-45)～(A1-47)が成り立つ。

$$[F_x]_t^i = m_i [\ddot{X}]_t^i \quad (\text{A1-45})$$

$$[F_y]_t^i = m_i [\ddot{Y}]_t^i \quad (\text{A1-46})$$

$$[M]_t^i = I_i [\ddot{\phi}]_t^i \quad (\text{A1-47})$$

ここに、 $[F_x]_t^i$ ：要素に働く力の x 方向成分

$[F_y]_t^i$ ：要素に働く力の y 方向成分

$[M]_t^i$ ：要素に働くモーメント

m_i : 質量

I_i : 慣性モーメント

粒子加速度は式(A1-48)～(A1-50)で表される。

$$[\ddot{X}]_t^i = \frac{[F_x]_t^i}{m_i} \quad (\text{A1-48})$$

$$[\ddot{Y}]_t^i = \frac{[F_y]_t^i}{m_i} \quad (\text{A1-49})$$

$$[\ddot{\phi}]_t^i = \frac{[M]_t^i}{I_i} \quad (\text{A1-50})$$

A1.6 要素の変位と速度

運動方程式から求めた加速度を用いて、 Δt に関する前進差分法を用いて次ステップにおける粒子の位置と速度を求める。

変位に関しては式(A1-51)～(A1-53)で表される。

$$[X]_{t+\Delta t}^i = [X]_t^i + [\dot{X}]_t^i \times \Delta t + \frac{1}{2} [\ddot{X}]_t^i \times \Delta t^2 \quad (\text{A1-51})$$

$$[Y]_{t+\Delta t}^i = [Y]_t^i + [\dot{Y}]_t^i \times \Delta t + \frac{1}{2} [\ddot{Y}]_t^i \times \Delta t^2 \quad (\text{A1-52})$$

$$[\theta]_{t+\Delta t}^i = [\theta]_t^i + [\dot{\theta}]_t^i \times \Delta t + \frac{1}{2} [\ddot{\theta}]_t^i \times \Delta t^2 \quad (\text{A1-53})$$

速度に関しては式(A1-54)～(A1-56)で表される。

$$[\dot{X}]_{t+\Delta t}^i = [\dot{X}]_t^i + [\ddot{X}]_t^i \times \Delta t \quad (\text{A1-54})$$

$$[\dot{Y}]_{t+\Delta t}^i = [\dot{Y}]_t^i + [\ddot{Y}]_t^i \times \Delta t \quad (\text{A1-55})$$

$$[\dot{\theta}]_{t+\Delta t}^i = [\dot{\theta}]_t^i + [\ddot{\theta}]_t^i \times \Delta t \quad (\text{A1-56})$$

以上のように、求めた変位と速度から次のステップでの位置を計算し、順次繰返すことによって解析を行う。

A1.7 個別要素法に用いる各パラメータについて

個別要素法で解析を行うには、パラメータを実際の現象と一致するように決定する必要がある¹¹⁾。しかしながら、これらのパラメータの決定方法は、まだ確立されたものがなく容易に決定することができないのが現状である。パラメータの決定方法に関する研究には、松岡ら¹²⁾、阿部ら¹³⁾の方法がある。

松岡ら¹²⁾は、アルミ丸棒積層体の一面せん断試験と二軸圧縮試験の結果と個別要素法によるシミュレ

一シオン結果との比較試験から、法線方向および接線方向の弾性係数、粘性係数などの材料定数の決定に、弾性円柱と弾性板の接触理論を用いて、個別要素法の粒状体解析への適用性について検討を行っている。

接触理論より法線方向の弾性円柱と弾性板の弾性係数は式(A1-57)、(A1-58)で表される。

$$k_N = \frac{\pi \cdot E}{2(1-\nu^2) \left(\frac{2}{3} + 2 \ln \sqrt{1.6 \frac{D_1 + D_2}{2q} \cdot \frac{E}{1-\nu^2}} \right)} \quad (\text{A1-57})$$

$$k_N' = \frac{\pi \cdot E}{2(1-\nu^2) \left(\frac{1}{3} + \ln \sqrt{1.6 \frac{D}{q} \cdot \frac{E \cdot E'}{(1-\nu^2)E' + (1-\nu^2)E}} \right)} \quad (\text{A1-58})$$

ここに、 D_1 、 D_2 、 D ：弾性円柱の直径

E ：弾性円柱のヤング率

ν ：弾性円柱のポアソン比

E' ：弾性板のヤング率

ν' ：弾性板のポアソン比

q ：単位長さ当たりの荷重

また、接線方向に作用する弾性円柱と弾性板の弾性係数は、同様に 2 円柱間の接触理論を用いて式(A1-59)、(A1-60)で表される。

$$k_s = a \cdot G \sqrt{q} \quad (\text{A1-59})$$

$$k_s' = a \cdot \frac{G + G'}{2} \sqrt{q} \quad (\text{A1-60})$$

ここに、 G ：弾性円柱のせん断弾性係数

G' ：弾性板のせん断弾性係数

q ：単位長さ当たりの垂直荷重

a ：定数 ($4.7 \times 10^{-5} (\text{m}^2/\text{N})^{1/2}$)

粘性定数は、式(A1-61)に示すように純静的な問題の場合に安定させる役割を担うのみとし、一自由度系の臨界減衰定数を用いている。

$$\eta_c = 2\sqrt{km} \quad (\text{A1-61})$$

ここに、 k ：弾性係数

m ：粒子質量

η_c ：粘性係数

粒子間摩擦角は、アルミ棒間の摩擦試験結果から決定している。このようにして決定した各材料定数を用いた解析結果は、実験結果と非常によく一致しており、この手法が材料定数を決定するのに有効な手法のひとつであると述べている。しかしながら、本研究での解析対象は、土粒子であるためにアクリルやアルミ棒の材料定数とは異なり実験から求めることは困難である。

次に、阿部ら¹³⁾は、個別要素法のパラメータと要素集合体の巨視的弾性定数との関係を理論的に導いている。コンクリート構造物等の衝撃载荷時の破壊現象の解析を対象としたもので、離散体に対して用いることは適切ではないかもしれないが、変形が極微小で、粒子の接触が外れ新たに接触することが無ければ、その挙動は連続体に近いものである。したがって、微小変形時のせん断弾性係数等のパラメータを用いることで弾性変形時のパラメータ設定方法として有効なものとしている。

この理論は、弾性域のみ考えており、せん断ばねは破壊しないものとし、法線ばねは引張りに対しては圧縮と同様に力を及ぼすものとしている。また、静的つり合い条件を満たし、ダッシュポッドの作用は考えないものとしている。このような仮定のもとで、粒子間力の和から求めた巨視的なつり合い方程式と等方弾性体における平面ひずみ状態でのつり合い方程式を比較し、各パラメータの設定方法として式(A1-62)、(A1-63)から導いている。

$$k_n = \frac{\rho G}{\gamma} \cdot \frac{1}{1-2\nu} \cdot \frac{1}{\Psi} \quad (\text{A1-62})$$

$$k_s = \frac{\rho G}{\gamma} \cdot \frac{1-4\nu}{1-2\nu} \cdot \frac{1}{\Psi} \quad (\text{A1-63})$$

ここに、 ρ ：要素の密度

γ ：要素集合体の巨視的密度

ν ：ポアソン比

G ：せん断弾性係数

Ψ ：接触点密度関数

この理論を用いて弾性係数を決定するには、初期のせん断弾性係数やポアソン比の計測等が必要であり、実験結果から推定する必要があると述べている。

本研究で用いた個別要素法解析プログラムは、要素間のパラメータとして法線方向弾性係数、法線方向粘性係数、接線方向弾性係数、接線方向粘性係数、粘着力と摩擦角、転がり摩擦係数、転がり摩擦角、また、境界と要素間パラメータとしての粘着力と摩擦角、さらに貯留係数、透水係数の間隙水圧のパラメータがある。これらのパラメータは、個別要素法の弾性係数と巨視的変形挙動との関連性からパラメータを設定している中瀬ら^{14),15)}の方法を用いた。

参考文献

- 1) Cundall, P. A : A Computer Model for Simulating Progressive, Large Scale Movement in Blocky Rocksystem, symp. ISRM, Nancy France, Proc., Vol2, pp.129-136, 1971.
- 2) 伯野元彦：破壊のシミュレーションー拡張個別要素法で破壊を追うー、森北出版、pp.13~55、1997.
- 3) 原弘典：個別要素法によるプラスチックドレーン補強された地盤の液状対策効果に関する研究、神戸大学大学院自然科学研究科建設学専攻、修士論文、2003.
- 4) 澤田純男、岩崎好規、プラダン・テージ：個別要素法による砂の単純せん断の静的解析、第 25 回土質工学研究発表会、pp.525~526、1990.

- 5) 阪口秀：円形要素を用いた DEM における回転抑制に関する研究、第 27 回土質工学研究発表会、pp.571～572、1992.
- 6) 岩下和義、松浦浩一、小田匡寛：粒子節点でのモーメント伝達を考慮した個別要素法の研究、土木学会論文集、No529/III-33、pp.145～154、1995.
- 7) 藤谷昌弘、石川博之、中瀬仁、茂木寛之：個別要素法による液状化現象のシミュレーション、第 24 回地震工学研究発表会論文集、pp.489～492、1996.
- 8) 中瀬仁：実地盤の液状化現象に対する個別要素法の適用、第 33 回地盤工学研究発表会、pp.975～976、1998.
- 9) W.キンツェルンバッハ：パソコンによる地下水解析、森北出版、pp.16～51、1990.
- 10) 地盤工学会：土質試験の方法と解説—第 1 回改訂版—、2000.
- 11) 土質工学会：粒状体の力学、粒状体力学に関する国内委員会、1993.
- 12) 松岡元、山本修一：個別要素法による粒状体のせん断機構の微視的考察、土木学会論文集、No.487/III-26、pp.167～175、1994.
- 13) 阿部和久：個別要素法による連続体解析におけるばね定数の設定、土木学会論文集 No.543/I-36、pp.83～90、1996.
- 14) 中瀬仁、本田中、西野隆之：個別要素法摩擦パラメータを設定するためのねじりせん断シミュレーション、第 36 回地盤工学研究発表会、pp.503～504、2001.
- 15) 阪口秀、岩下和義、中瀬仁、本田中、西野隆之：土の構造とメカニクス—マイクロからマクロへ—4. 数値粒子法による土の微視的挙動の追跡（その 4）、土と基礎、pp.53～58、2002.

付録2 簡易コーン貫入試験によるコーン指数と液状化強度の関係

細粒土の少ない砂の液状化強度と相対密度の関係については、数多くの提案式がある¹⁾。Tatsuoka らは、種々の相対密度に対する豊浦砂の繰返しねじりせん断試験を行い、相対密度 80%以下では式(A2-1)の関係があると述べている。

$$R_L = 0.0042 \cdot Dr \quad (A2-1)$$

ここに、 R_L ：繰返し回数 20 回で軸ひずみ両振幅 5%時のせん断応力比

また、時松ら²⁾は、コーン貫入試験および標準貫入試験から液状化強度を評価する手法の相対関係を明らかにするために、両手法の比較検討を行い、その結果を図 A2.1 にまとめている。図には建築基礎構造設計指針(1988)の N 値に基づく方法も併記している。細粒分含有率が 5%以下で細粒分含有率による補正を必要としないきれいな砂に関して、コーン貫入試験と標準貫入試験でほぼ同じ液状化強度が予測されることを示している。したがって、きれいな砂に関して、コーン貫入試験で得られたコーン指数と相対密度との間にも比例関係にあるものと考えられる。

そこで、本研究で用いた簡易なコーン貫入試験で得られたコーン指数と相対密度の関係について検討する。各実験で得られたコーン指数の深度分布を図 A2.2～図 A2.4 に示す。各ケースともコーン指数は深さとともに直線的に大きくなっている。表 A2.1 にそのコーン指数の傾きを求めたものを示す。なお、液状化強度 R_L は式(A2-1)から算出した値である。

図 A2.5 に初期相対密度 D_{r0} あるいは液状化強度 R_L とコーン指数の傾きの関係を示す。図より、簡易なコーン貫入試験で得られたコーン指数は初期相対密度と比例関係にあることが分かる。

以上のことから、簡易なコーン貫入試験で得られたコーン指数から液状化強度を推定することが可能である。今後、コーン貫入試験と簡易なコーン貫入試験で得られたコーン指数の関係を比較検討しながら、簡易なコーン貫入試験で得られたコーン指数と液状化強度の関係式を導く必要がある。

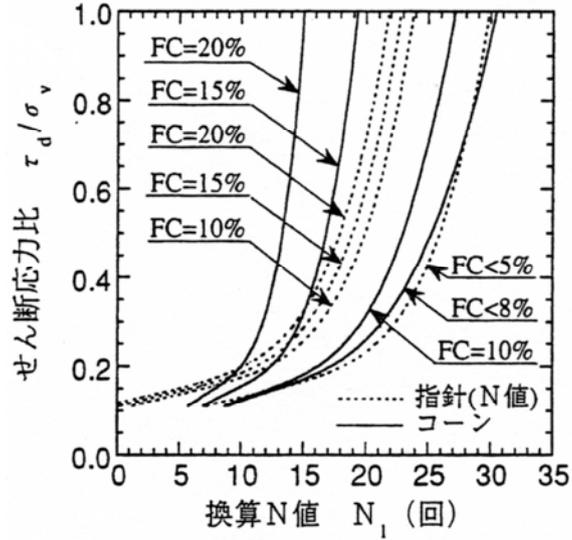


図 A2.1 コーン貫入試験結果から換算したN値と標準貫入試験のN値から得られた液状化強度の比較

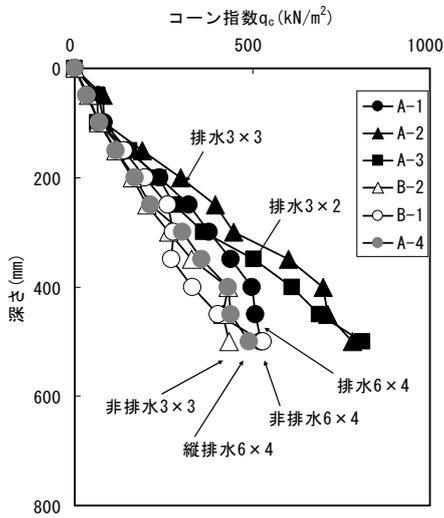


図 A2.2 コーン指数の深度分布(2.4節より)

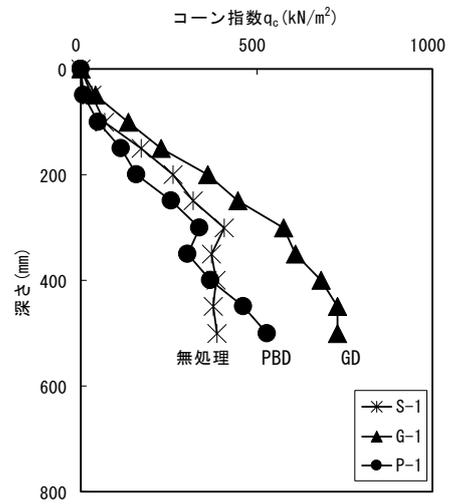


図 A2.3 コーン指数の深度分布(2.5節より)

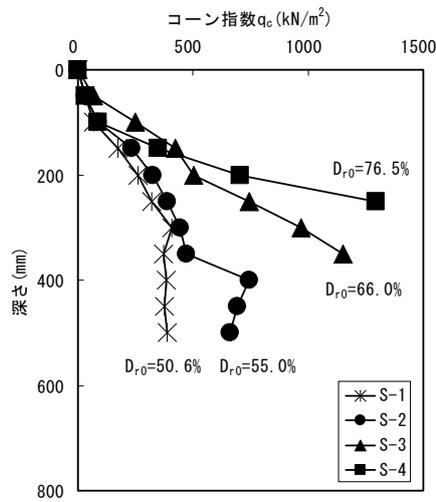


図 A2.4 コーン指数の深度分布(2.6節より)

表 A2.1 コーン指数の傾き

ケース	初期相対密度 D_{r0} (%)	コーン指数 q_c の傾き ((kN/m ²)/mm)	液状化強度 R_l (kN/m ²)
S-1	50.6		
A-1	48.4	1.172	0.203
A-2	56.9	1.605	0.239
A-3	51.7	1.474	0.217
A-4	43.9	0.987	0.184
B-1	42.2	0.939	0.177
B-2	44.7	0.924	0.188
S-5	49.5	1.016	0.208
P-1	49.7	1.664	0.209
G-1	49.8	0.997	0.209
S-2	55.0	1.528	0.231
S-3	66.0	3.096	0.277
S-4	76.5	4.365	0.321

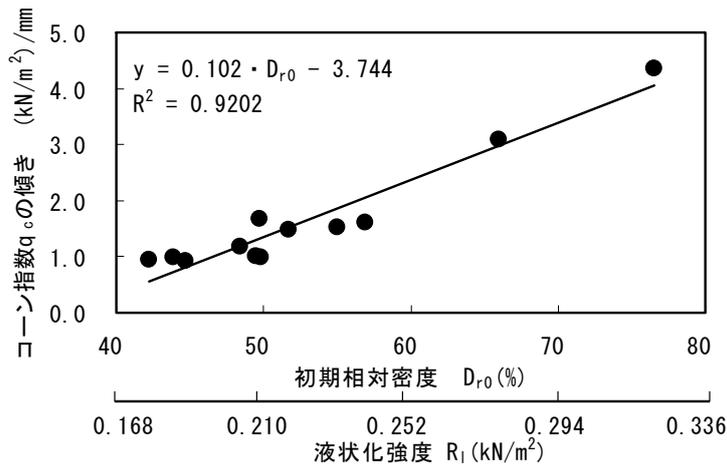


図 A2.5 初期相対密度・液状化強度～コーン指数の傾きの関係

参考文献

- 1) 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム：地盤工学会、pp.28～37、1999.
- 2) 鈴木康嗣、時松孝次：コーン貫入試験と標準貫入試験に基づく液状化強度予測法の比較、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1、pp.791～792、1997.