

軟弱・液状化地盤対策としての地盤改良工法 での性能設計に用いる解析手法の研究

2015 年 3 月

津國 正一

| | |
|--|-----------|
| 1 章 序論 | 5 |
| 1-1 研究の背景と論文の構成 | 5 |
| 1-2 既往の設計法との比較 | 8 |
| 1-2-1 コラムリンク工法 | 8 |
| 1-2-2 既設高圧ガス導管の圧密沈下対策 | 11 |
| 1-2-3 格子状地盤改良工法による液状化対策 | 12 |
| 2 章 FEM 解析手法と解析事例 | 21 |
| 2-1 解析コード MuDIAN の概要 | 22 |
| 2-2 理論的背景 | 23 |
| 2-2-1 静的問題 | 23 |
| 2-2-2 動的有効応力および連成圧密問題 | 23 |
| (1) 支配方程式 | 23 |
| (2) u - U 定式化 | 23 |
| (3) u - p 定式化 | 24 |
| (4) u - p - s 定式化 | 25 |
| 2-2-3 土の材料非線形モデル | 26 |
| (1) 概論 | 26 |
| (2) 液状化を表現できる構成式 | 28 |
| 2-3 有限要素法 | 33 |
| 2-3-1 要素の種類 | 33 |
| 2-3-2 境界条件 | 34 |
| 2-3-3 非線形解析法 | 34 |
| 2-3-4 時間積分 | 34 |
| 2-4 並列計算による高速化 | 35 |
| 2-5 解析事例 | 37 |
| 2-5-1 2次元有効応力解析(プログラム DIANA-G)による模型振動実験のシミュレーション | 37 |
| 2-5-2 斜め組杭式栈橋の地震時挙動 | 40 |
| 2-5-3 兵庫県南部地震で被災したアースダムの有効応力解析 | 43 |
| 2-5-4 ロックフィルダムの地震時残留変位推定 | 45 |
| 2-5-5 中越地震で被災したため池の3次元モデルを用いたシミュレーション | 47 |
| 2-5-6 廃棄物処分場護岸隅角部での遮水矢板の耐震性能に関する解析的考察 | 56 |
| 2-5-7 格子状地盤改良の遠心模型振動実験シミュレーション | 60 |

| | |
|---|------------|
| 2-5-8 浮き型格子状改良地盤を用いた液状化対策 | 63 |
| 2-6 2章のまとめ | 68 |
| 3章 コラムリンク工法施工時の圧密沈下量・周辺地盤変位量予測 | 69 |
| 3-1 コラムリンク工法の概要 | 70 |
| 3-2 側部壁の位置と盛土沈下量の関係 | 72 |
| 3-2-1 3次元解析モデルとパラメータ | 72 |
| 3-2-2 解析結果と考察 | 75 |
| 3-3 低改良率杭状改良工法との効果比較 | 82 |
| 3-3-1 コラムリンク工法の解析 | 82 |
| 3-3-2 低改良率杭式工法の解析 | 83 |
| 3-3-3 コラムリンク工法と低改良率杭式改良工法の周辺地盤変状抑止効果の比較 | 85 |
| 3-3-4 変状抑止効果のメカニズムに対する考察 | 87 |
| 3-4 熊本宇土道路での試験施工 | 90 |
| 3-4-1 試験施工区間の設計 | 92 |
| 3-4-2 施工状況 | 100 |
| 3-4-3 動態観測結果のシミュレーション | 101 |
| 3-4-4 2次元 FEM 解析・複合バネモデルを用いた動態観測シミュレーション | 107 |
| 3-5 3章からの結論 | 113 |
| 4章 既設高圧ガス導管の防護工施工時の圧密沈下量予測 | 115 |
| 4-1 考案した防護工の概要 | 117 |
| 4-2 地盤調査 | 119 |
| 4-3 防護工の設計 | 122 |
| 4-3-1 高圧ガス導管の許容沈下量の設定 | 122 |
| 4-3-2 防護工のタイプ | 123 |
| 4-3-3 高圧ガス導管の沈下量予測 | 127 |
| 4-4 動態観測 | 135 |
| 4-5 4章からの結論 | 140 |
| 5章 格子状地盤改良工法での道路と既設宅地の液状化対策時の住宅沈下量予測 | 141 |
| 5-1 遠心模型振動実験ケースと条件 | 144 |
| 5-1-1 実験ケース | 144 |
| 5-1-2 模型地盤の作成 | 145 |

| | | |
|------------|--|------------|
| 5-1-3 | 入力地震波 | 146 |
| 5-1-4 | 住宅のモデル化 | 147 |
| 5-1-5 | 格子状改良地盤のモデル化 | 147 |
| 5-2 | 格子間隔と地表面沈下量の関係(遠心模型振動実験) | 149 |
| 5-2-1 | 考察に用いた遠心模型振動実験 | 149 |
| 5-2-2 | 水平応答加速度に対する考察 | 150 |
| 5-2-3 | 過剰間隙水圧に対する考察 | 151 |
| 5-2-4 | 水平相対変位に対する考察 | 154 |
| 5-2-5 | 地表面沈下量に対する考察 | 157 |
| 5-3 | 有効応力解析を用いたシミュレーション解析 | 159 |
| 5-3-1 | 解析モデルとパラメータの設定 | 159 |
| 5-3-2 | シミュレーション結果に対する考察 | 161 |
| 5-4 | 格子間隔と住宅沈下量の関係(遠心模型振動実験) | 175 |
| 5-4-1 | 考察に用いた遠心模型振動実験 | 175 |
| 5-4-2 | 住宅沈下量に対する考察 | 177 |
| (1) | 住宅沈下量 | 177 |
| (2) | 水平応答加速度 | 179 |
| (3) | 水平相対変位・鉛直相対変位 | 180 |
| (4) | 過剰間隙水圧 | 182 |
| 5-5 | 等価線形解析を用いた住宅沈下量予測の簡易・詳細解析手法 | 186 |
| 5-5-1 | 擬似 3 次元モデルを用いた詳細解析 | 187 |
| (1) | 地盤モデルと地盤改良の仕様 | 188 |
| (2) | 2 次元 FEM による改良地盤のモデル化 | 191 |
| (3) | 解析結果に基づく液状化判定 | 192 |
| (4) | 検討結果 | 192 |
| 5-5-2 | 解析コードと解析次元の影響 | 196 |
| (1) | 解析コードの違いに対する考察 | 198 |
| (2) | 解析次元の違いに対する考察 | 200 |
| (3) | 等価な D_{ey} を得るための改良体剛性 | 203 |
| 5-5-3 | 簡易評価シート | 205 |
| (1) | 簡易評価シートの作成手順 | 205 |
| (2) | 道路・宅地地盤モデルの作成 | 206 |
| (3) | 格子状地中壁(改良体)モデルの作成 | 207 |
| (4) | 等価線形解析(2 次元 FEM)の実施 | 208 |
| (5) | 簡易評価シートの作成 | 210 |
| (6) | 遠心模型振動実験結果との比較 | 211 |

| | |
|-------------------------------------|-----|
| 5-6 有効応力解析を用いた住宅沈下量予測の詳細解析手法 | 212 |
| 5-6-1 解析モデルとパラメータの設定 | 213 |
| 5-6-2 シミュレーション結果に対する考察 | 216 |
| 5-7 5章からの結論 | 224 |
| 6章 解析手法と設計照査指標の予測精度の関係..... | 226 |
| 6-1 変位(地盤・住宅)と改良体に発生する応力の予測精度 | 227 |
| 6-2 実設計での予測精度 | 229 |
| 6-3 解析手法に関する課題..... | 231 |
| 7章 結論 | 232 |
| 謝辞..... | 233 |
| 参考文献 | 235 |

1 章 序論

1-1 研究の背景と論文の構成

土木構造物の設計では従来の仕様規定型設計法から性能規定型設計法に移行しようとしている。国土交通省の「土木・建築にかかる設計の基本」(国土交通省 2002)では、性能規定型設計法への指向が示されている。土木学会では「包括設計コード」(土木学会 2003)、地盤工学会では地盤工学基準 JGS4001-2004「性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則」(地盤工学会 2009)がそれぞれ策定されている。しかし、これらの基準等は設計コードを作成する技術者を主な対象として作成されている。現業で設計を直接担当している技術者が性能規定型設計法で構造物の設計を行う場合、設計対象物が規定された性能を満足していることを、照査できる照査技術が最も必要とされている技術と考える。

地盤工学の分野で対象としている地盤は、同じ土木工学の分野で取扱うコンクリート・鉄などの材料に比べて複雑な性状を有している。このように複雑な性状を有する地盤を対象として性能規定型設計法による照査を行う場合、設計対象とする地盤の情報を正確に把握し、解析技術を用いて求められている性能を満足できているかを照査する方法が考えられる。「性能設計のための地盤工学 地盤調査・試験・設計・維持管理まで」(正垣 2012)では、地盤データのばらつき・試験調査方法の違いによる地盤データのばらつきを考慮した性能規定型設計法が示されている。その中で用いられている解析手法は一次元圧密理論・すべり面解析といった仕様規定型設計法でも主に用いられている解析手法である。

本論分で研究対象とした軟弱粘性土地盤に施工される盛土基礎地盤の地盤改良工法、道路と既設宅地を一体とした液状化対策工法では、変位を性能規定型設計法での照査指標として用いることができる。また、改良地盤の形状が 3 次元形状で、改良体に発生する応力照査が課題となる。軟弱粘性土地盤で盛土を施工した時の盛土沈下量・周辺地盤の変位量を一次元圧密理論から求める手法はあるが、経験的な解析手法であり基礎地盤の地盤改良形状が複雑になると対応することができない。有限要素法(FEM)を用いた数値解析技術は、これまで設計照査の参考として用いられていることが多かったが、近年の計算機能力の向上により設計照査手法として用いることも可能となっている。しかし FEM を用いた非線形解析では、解析技術者の技量・用いる解析コードによって得られる解に差が生じる(たとえば、地盤工学会 2007)。また解析での解析モデルの作成・パラメータの設定に関して明確なマニュアルがあるわけではなく、これらのことは解析技術者の技量に応じて設定されてきた。さらに性能規定型設計法について FEM を用いた解析事例に関する論文を検索しても、性能規定型設計法自体が新しい設計法であるため、設計対象と想定した構造物に関する有用な論文は少ない。

このような背景から土木構造物の中でも地盤工学で対象としている構造物を対象に、変位を設計照査指標とするために必要な解析手法の研究をテーマとして選定した。ここでの

解析手法は **FEM** を用いた数値解析による手法を意味している。

本論文での研究目的は 2 つある。1 つは, **FEM** を用いた解析手法を用いることによって, 複雑な改良形状に対応した性能規定型設計法が実現可能であることを示すことによって, 仕様規定型設計法では対応できない経済的で効果のある地盤改良工法の実用化を図ることである。もう一つの目的は, 変位を照査指標とすることによって, 仕様規定型設計法では適用対象外となっていた範囲にまで設計対象を広げることによって, 地盤改良工法の適用対象を広げることにある。最初の研究目的は, 軟弱粘性土地盤での圧密対策に用いられる地盤改良工法を対象とした, **3 章**と **4 章**の研究で達成している。2 つ目の研究目的は, 軟弱砂質地盤での液状化対策に用いる格子状地盤改良工法を対象として, 道路と既設住宅を一体とした液状化対策事業へ適用が可能であることを示した **5 章**の研究で達成している。

FEM による解析で用いた主な解析コードは MuDIAN(塩見他 1998)である。MuDIAN については **2 章**で詳述する。

研究対象とした軟弱粘性土地盤に施工される盛土基礎の地盤改良工法では, 杭状・壁状配置併用型改良工法(コラムリンク工法と呼ぶ, コラムリンク工法研究会 2012)と既設高压ガス導管の防護工に関する研究を行った。コラムリンク工法は深層混合処理工法によって施工する杭状改良と壁状改良を組合せた新しい形状(特許第 4310502 号)の地盤改良工法で, 周辺地盤の変状抑止効果が高いことが工法の特長である。家屋近接部の軟弱粘性土地盤での道路盛土施工への適用に適している。しかし, 改良形状が複雑なため 3 次元 **FEM** を用いた解析を用いないと, 各部材の設計を正確に行うことができない。そのため 3 次元 **FEM** により試験施工断面の設計, 周辺地盤の変状を抑止できるメカニズムの検討と動態観測結果のシミュレーションを通じて設計手法の検証を行った(津國 2014a)。コラムリンク工法に関する研究は **3 章**で詳述する。

既設高压ガス導管の防護工に関する研究では, 札幌市郊外に埋設されている高压ガス導管(ϕ 600mm)の上に新設盛土が計画され, 新設盛土の荷重によって既設高压ガス導管の下地の地盤に圧密沈下が発生するため, 高压ガス導管に当初設計で考慮していなかった応力が発生する問題の対策として, 深層混合処理工法を用いた防護工を考案し, 設計・施工・動態観測を実施した。そして 3 次元 **FEM** で行った防護工の設計手法(Yamazaki et. al. 2009)を検証することによって, 経済的な地盤改良工法の設計が可能であることを示した(津國他 2014b)。防護工に関する研究は **4 章**で詳述する。

格子状地盤改良工法を用いた道路と既設宅地を一体とした液状化対策では, 東北地方太平洋沖地震で液状化により大きな被害を受けた浦安市をはじめとした東京湾岸の埋立て地区で計画されている, 道路と既設宅地を一体とした液状化対策事業で, 採用が検討されている格子状地盤改良工法に関する研究を行った。これまで格子状地盤改良工法の設計では, 過剰間隙水圧比(土木研究所 1999)・液状化安全率 **FL**(内田他 2013)を用いて格子内の地盤が液状化しない条件で格子間隔を設定していた。しかし道路と既設宅地を一体として格子状地盤改良で対策を行う場合, 既設住宅の下には改良壁を低コストで施工できないという技術的制約があるため, 格子間隔を狭くするのにも限界があり, 設計で考慮する地震動の

大きさによっては格子内地盤が液状化しない条件での設計が成立しなくなる。そのため格子内地盤で部分的な液状化は許容するが、住宅の機能を損なわない程度の住宅沈下は許容する性能規定型設計法での設計が求められる。遠心模型振動実験(津國他 2014c, 津國他 2014d, 津國他 2014e)・擬似 3 次元モデルを用いた等価線形解析と、3 次元モデルを用いた有効応力解析によって、設計で用いる解析手法の研究を行ない、道路と既設住宅を一体とした液状化対策事業に格子状地盤改良工法が適用できることを示した。格子状地盤改良工法に関する研究は **5 章** で詳述する。

本論文の研究目的は、**FEM** 解析手法を用いることによって性能設計が可能になることを示すことにある。**3 章**～**5 章**の研究課題では、**FEM** 解析を用いた設計法以外に簡易手法による設計法も検討されている。また、**3 章**～**5 章**はそれぞれ独立した内容となっているので、解析手法と地盤・住宅に発生する変位量と改良体に発生する応力の予測精度の関係を、**6 章**で総括している。

最後の **7 章**で本論分での結論をまとめている。

1-2 既往の設計法との比較

1-2-1 コラムリンク工法

図 1- 1 に深層混合処理工法で打設するコラムリンク工法の改良杭配置図を示す。法肩付近に設置する壁状改良と杭状改良を組合せているため、改良形状は 3 次元的な形状となる。壁状改良による着底・拘束・遮断効果により盛土の沈下抑制と周辺地盤の変状抑止効果が高いのが特長である。このような特長を生かすために、複雑な改良形状に対応できる設計法として、地盤改良工法の設計では一般的でない有限要素法を用いた詳細設計をコラムリンク工法のマニュアル(コラムリンク工法研究会 2012)では採用している(図 1- 2 参照)。そのため、周辺地盤の変位量を指標とした性能規定型設計法に対応することができる。

一方、コラムリンク工法と同様に深層混合処理工法を用いた軟弱粘性土地盤上に盛土を施工するための対策工法として、図 1- 3 に示す法尻ブロック状改良工法と低改良率杭状改良工法がある。これらの工法では軟弱地盤対策工指針(日本道路協会 2012)・ALiCC 工法マニュアル(土木研究所 2007)に従う仕様規定型の設計法を採用している。盛土の沈下量は未改良部の層厚から一次元圧密理論で求めており、周辺地盤の変位についても軟弱地盤対策工指針に示されている経験的な式(図 1- 4 参照)を用いる程度に留まっている。

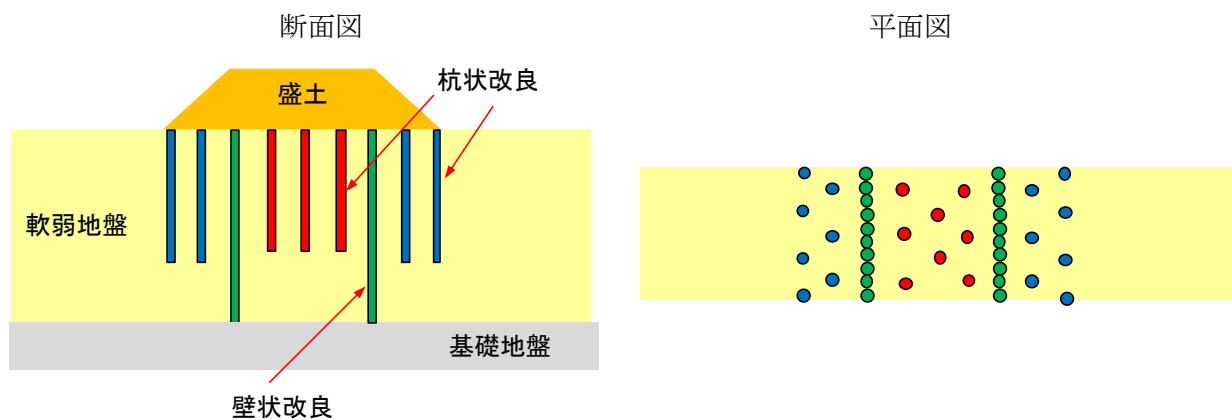


図 1-1 コラムリンク工法

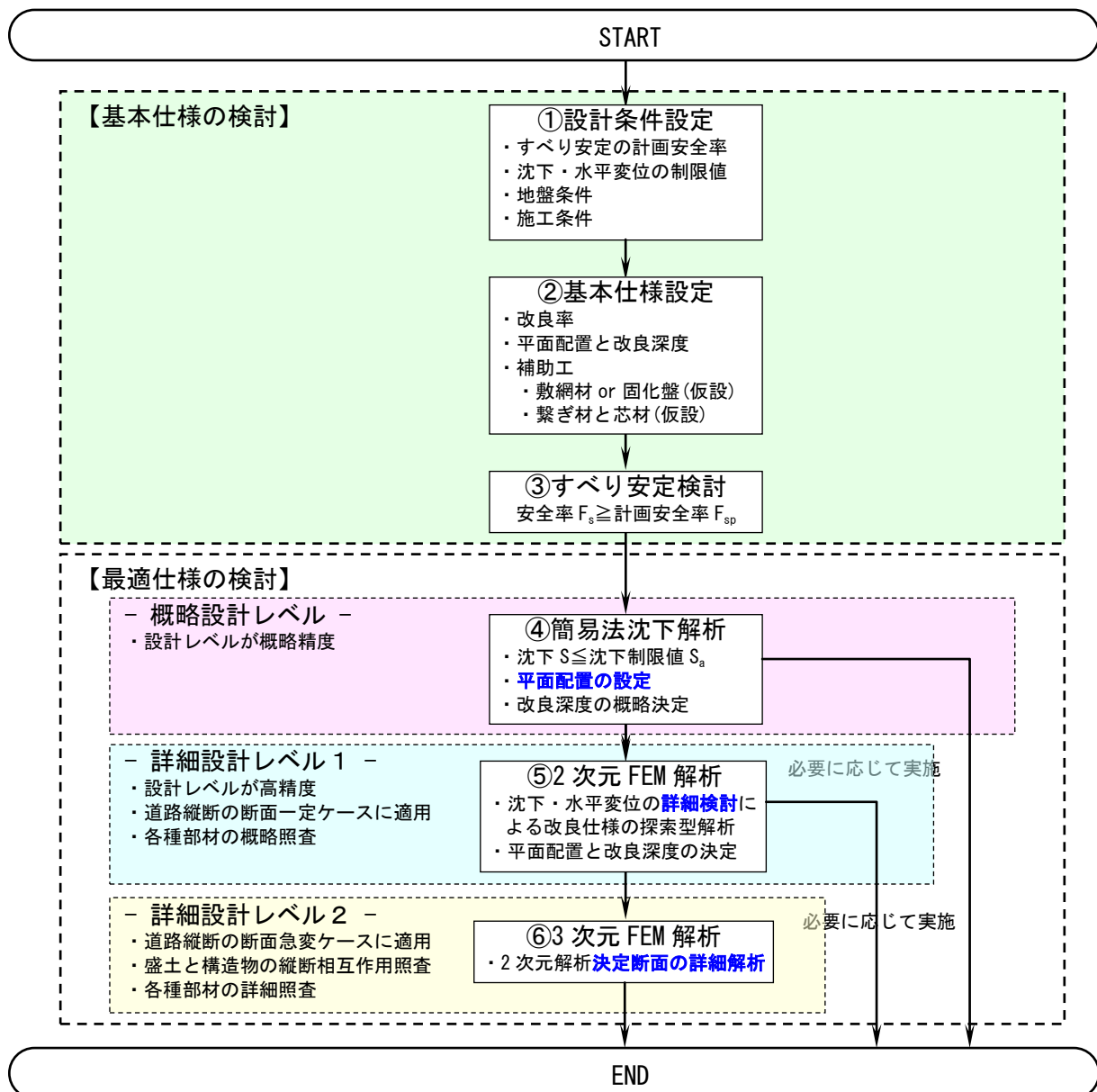


図 1-2 コラムリンク工法の設計の流れ

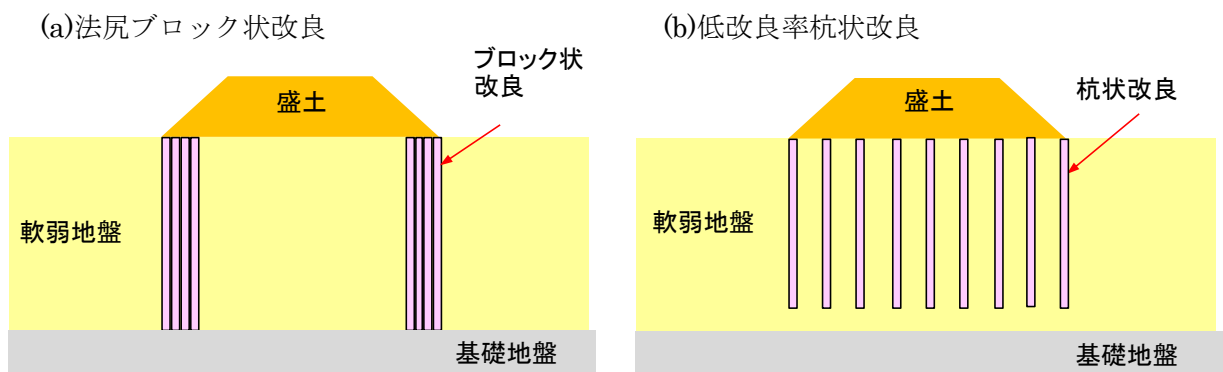
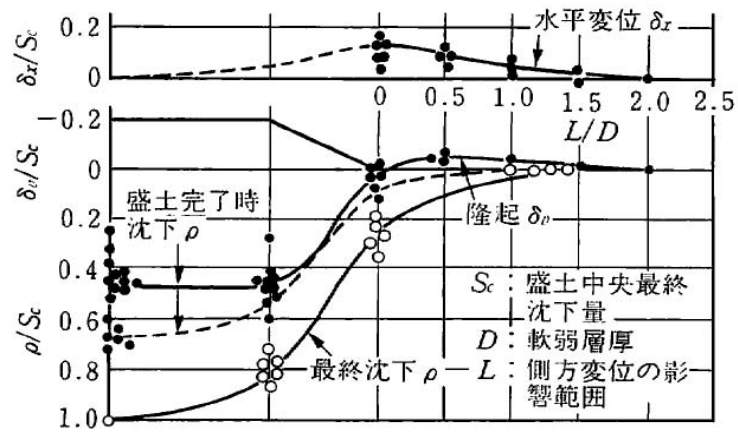


図 1-3 在来工法



(出典：日本道路協会 道路土工 軟弱地盤対策工指針)

図 1-4 無対策の軟弱地盤上の盛土の沈下・変位(日本道路協会 2012)

考案した既設高圧ガス導管の圧密沈下対策のための防護工の構造を図 1- 5 に示す。深層混合処理工法により施工する改良杭の上に、浅層改良により施工する浅層盤状改良がある門型の構造をしており、浅層盤状改良の上に新設される盛土の荷重は、改良杭の下の地盤に伝わるため、改良杭の長さを変えることによって高圧ガス導管下の粘性土層で発生する圧密沈下量を調整することができる。従って、高圧ガス導管の沈下量を指標とした性能規定型設計法に対応することができる。

盛土による载荷重(盛土高約2.5m)の増加

沈下後の地表面

浅層盤状改良

高圧ガス導管

改良杭

11

1-2-3 格子状地盤改良工法による液状化対策

液状化の危険がある砂地盤を格子状に囲うように地盤改良する(図 1- 6 参照)液状化対策工法は TOFT 工法として知られている。TOFT 工法は建設省土木研究所と民間会社 4 社による共同研究によって開発された工法(土木研究所 1999)で、当初は河川堤防基礎の液状化対策として適用されていたが、その後、建物基礎の液状化対策としても適用されるようになり、兵庫県南部地震・東北地方太平洋沖地震で液状化防止効果が確認されている(鈴木他 1995, 内田他 2013)。

1995 年の兵庫県南部地震時、基礎地盤の液状化対策として格子状地盤改良工法が適用されていたホテル(図 1- 7, 図 1- 8 参照)では、図 1- 9 に示すホテル横の護岸が液状化によって崩壊したが、格子状地盤改良工法の効果によって液状化が発生しなかった。

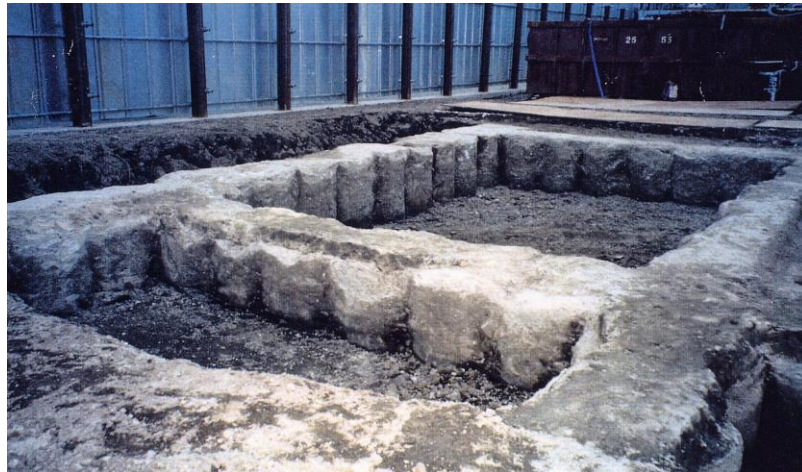


図 1-6 格子状地盤改良



図 1-7 格子状地盤改良工法が採用されていたホテル(兵庫県南部地震時に撮影)

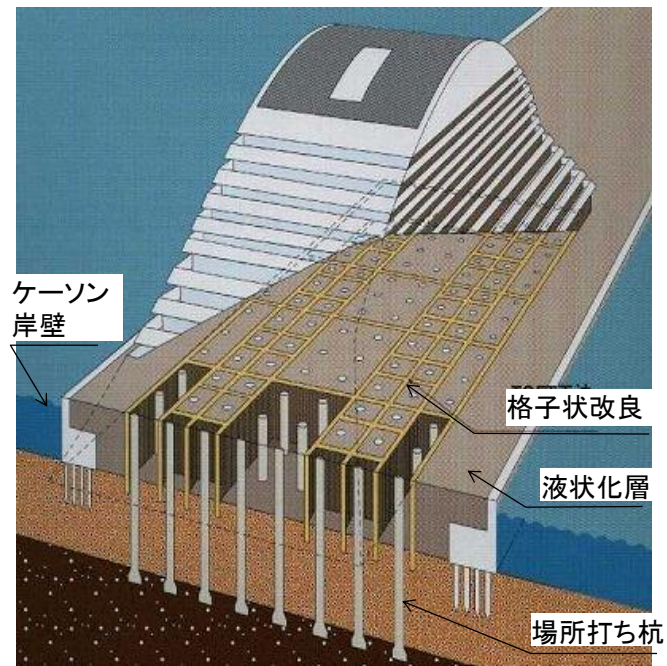


図 1-8 格子状地盤改良工法により液状化対策されていたホテル



図 1-9 液状化によって崩壊したホテル横の護岸

図1- 10に格子状地盤改良による液状化防止原理を示す。地盤改良していない地盤では、地震によるせん断力が地盤に全て作用するため、地盤に大きなせん断応力が発生して液状化する。それに対して格子状に地盤を改良した場合、地震によるせん断力が格子状改良地盤に作用する割合は、格子間隔を狭くすると大きくなるため、地盤に発生するせん断応力が小さくなり液状化を防止できる。

格子状地盤改良の格子間隔と過剰間隙水圧上昇量の関係についての既往の研究例として、古賀ら(1998)は 1G 場の振動台実験で、地盤改良していない地盤模型と格子間隔を変えた地盤模型に対して、5Hz の sin 波 20 波で、最大加速度を変えた 2 回(151gal, 209gal)の実験を実施し、加振方向の格子幅 L を液状化地盤の層厚 H で除した値と最大過剰間隙水圧比を、実験結果からまとめている。そして、最大加速度 209gal の実験結果から、 $L/H=0.8$ 以下であれば格子内地盤の最大過剰間隙水圧比が 0.5 以下に抑えられることを示し(図 1- 11 参照)、 $L/H=0.8$ 以下になるように格子間隔を設定する設計法を提案している(土木研究所 1999)。

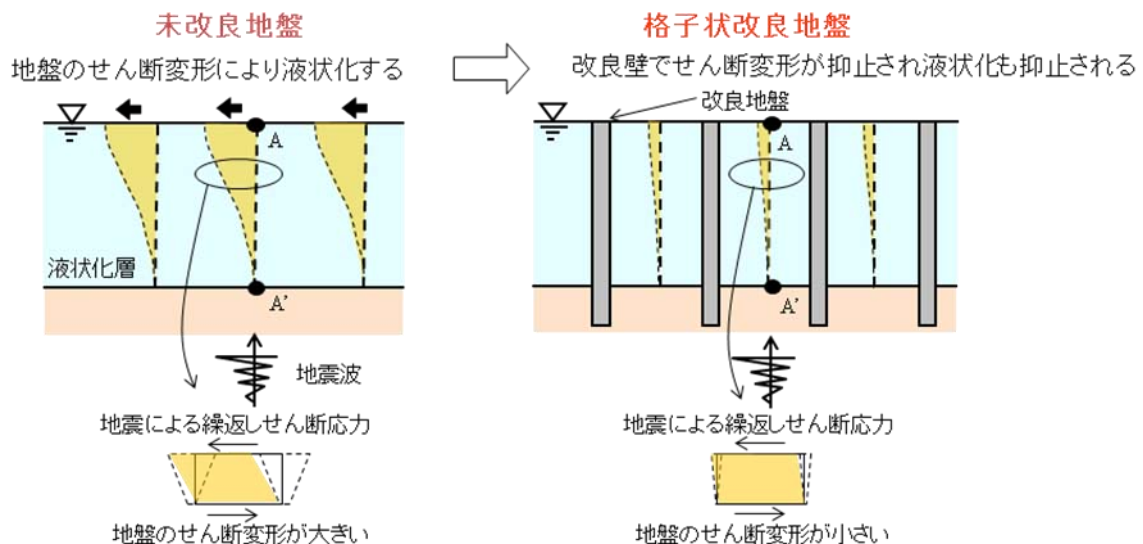


図 1- 10 格子状地盤改良による液状化防止原理

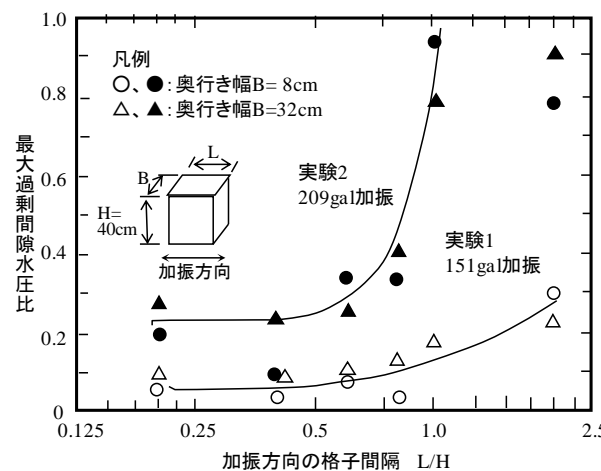


図 1- 11 格子間隔と最大過剰間隙水圧比の関係(古賀他 1998)

同設計法及びフューラット工法(港湾空港技術研究所他 2014)での改良体に発生する応力照査の設計法は、改良体の内的安定として規定されている。設計照査指標は次の 3 つである。

- ① 端し圧
- ② 水平せん断及び抜け出しせん断
- ③ 鉛直せん断

各指標の検討内容について詳述する。

① 端し圧

改良体の端し圧の検討により、改良体内部に働く圧縮応力が設計に用いる許容圧縮強さ q_{ua} よりも大きくならないことを確認する。照査に用いる端し圧は、改良体支持力の検討で求まる地盤反力の最大値とする。図 1-12 に改良体支持地盤の地盤反力分布を示す。この例では地盤反力の最大値 $q_1=233.68(kN/m^2)$ 以上の q_{ua} が改良体に必要となる。

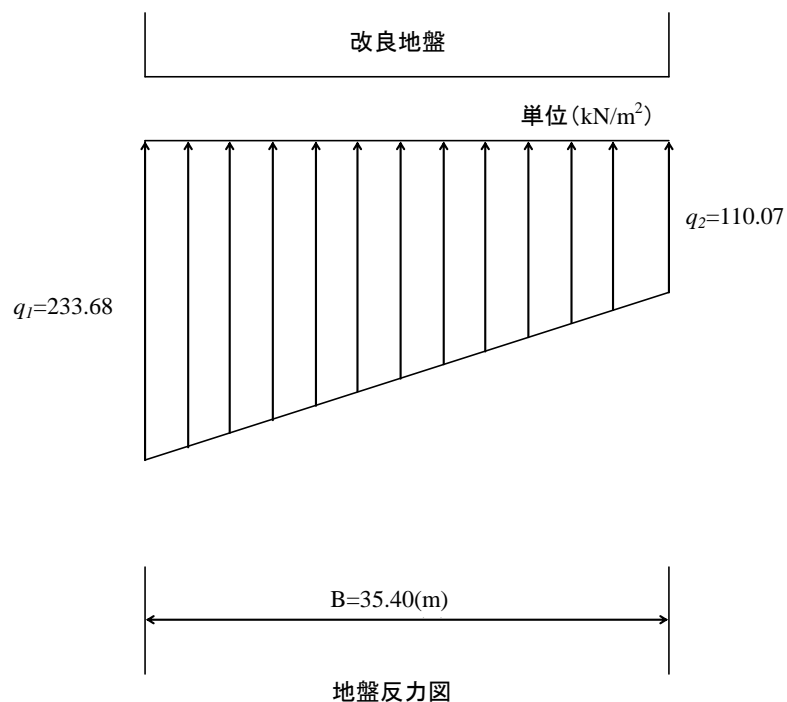


図 1-12 改良体の地盤反力分布例

② 水平せん断および抜け出しせん断

改良体に生じる全体の水平せん断応力 τ_1 および各格子状改良壁に生じる水平せん断応力 τ_2 は、設計に用いる改良体の許容せん断強さ τ_a を越えてはならない。

図 1- 13 に示す改良体全体に作用する力から改良体の平均せん断応力 τ_1 は次のように求まる。

$$\tau_1 = (H_Z + P_{AHZ} - P_{PHZ} + H_E) / (a_p \cdot B)$$

H_Z ：検討するせん断面上部の改良地盤に作用する慣性力

P_{AHZ} ：検討するせん断面上部の改良地盤に作用する主働側土水圧合力

P_{PHZ} ：検討するせん断面上部の改良地盤に作用する受働側土水圧合力

H_E ：改良体上部にある盛土の慣性力

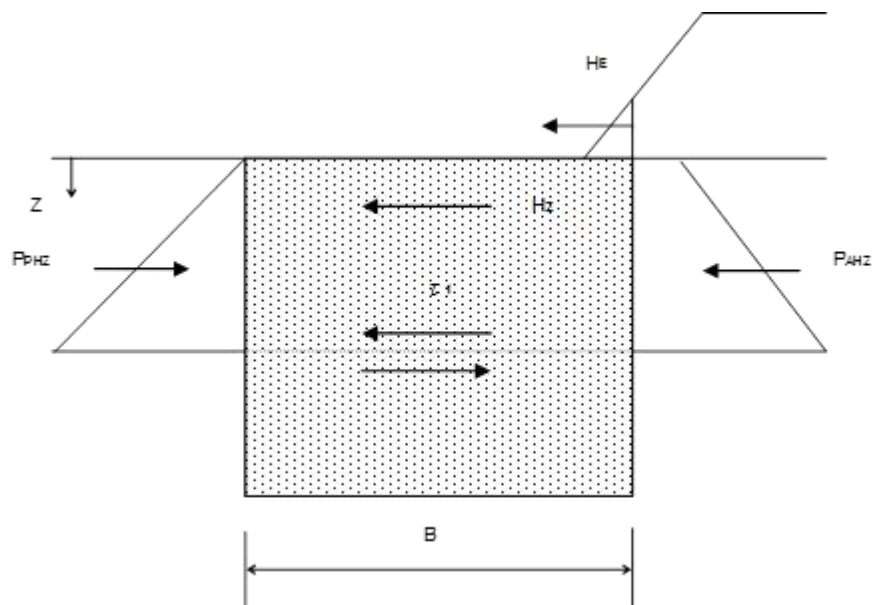


図 1- 13 改良体全体のせん断破壊

図 1-14 に示すように，盛土側の格子状改良壁は盛土側から大きな側圧合力を受ける。一方，格子内部の未改良地盤は液状化しないと考えた方が抵抗は小さいので，格子内部は K_0 土圧が作用すると考える。この状態で，盛土側と格子内部の土圧差に改良壁が耐えられず，格子状改良壁の抜け出しによる破壊モードが生じるかどうかを下式で判定する。

$$\tau_2 = (H_Z \cdot l + P_{AHZ} \cdot l - P_{PHZ}' \cdot l + H_E \cdot l) / (b \cdot l + 2 \cdot b \cdot z)$$

P_{PHZ}' ：格子状改良壁内部の土圧合力

H_E ：改良体上部にある盛土の慣性力

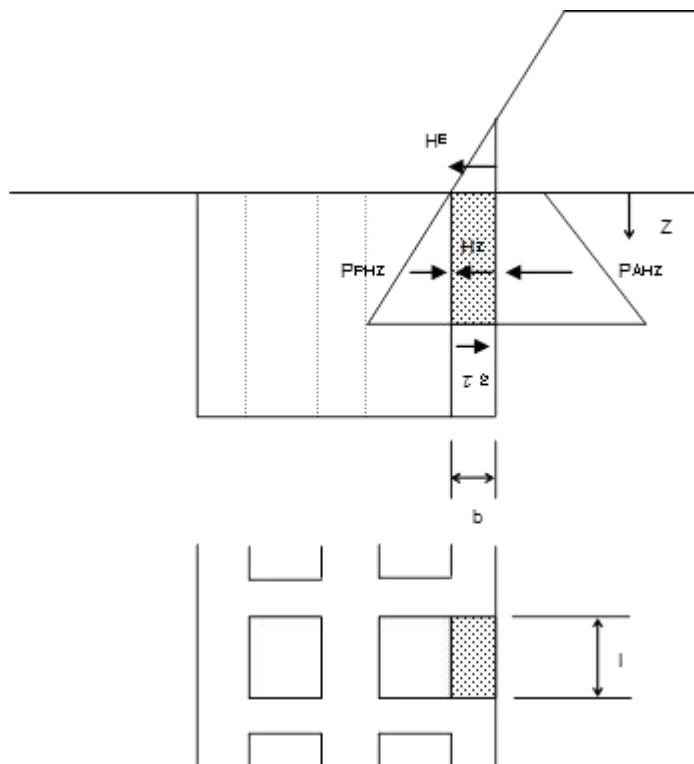


図 1-14 格子状改良壁の抜け出し破壊

③ 鉛直せん断

改良体に生じる鉛直せん断力 τ_v は、設計に用いる改良体のせん断強さ τ_a を超えてはならない。

改良体には慣性力と共に、盛土側・自由地盤側共に土水圧が働くが、盛土側から大きな土水圧が働くために、結果として偏った地盤反力が生じる。鉛直せん断は、この地盤反力によって改良体に生じるせん断応力の検討を下式で行うものである。

$$\tau_v = ((P_1 - w_1) \cdot a_p - W_E + P_{PV}') \cdot L_u / (D \cdot L_T)$$

τ_v : 鉛直せん断強さ

P_1 : 改良地盤前しより、鉛直せん断を検討する地点間までの地盤反力の合力

W_1 : 改良地盤前しより、鉛直せん断を検討する地点間までの改良地盤の全重量

W_E : 改良地盤前しより、鉛直せん断を検討する地点間までの盛土の重量

D : 改良深さ

L_u : 改良地盤の鉛直方向の 1 ユニットの長さ

L_T : 1 ユニットに占める延長方向の改良体の厚さ

P_{PV}' : $P_{PV1} + f \cdot P_{PV2}$ で受働側鉛直土圧を算定する。

改良体の内的安定の設計指標となっている各せん断応力の求め方を述べたが、上記の方法で用いている土水圧は設計震度に対して計算しているため、入力地震動の違いによる応答特性の差が反映されていない。また、3 次元的な形状をした格子状改良地盤の改良壁には曲げによる引張り応力が作用するするが、上記の方法では求めることができない。従って、改良体に発生する応力を正確に把握するためには、3 次元的な形状をモデル化できる 3 次元 FEM 解析が必要になる。

図 1- 15 に示すのは格子状地盤改良工法による液状化対策が採用されていた浦安市内の建物全景と改良杭配置平面図である。この建物では東北地方太平洋沖地震時に液状化による被害が発生していないことが報告されている。格子間隔の設計は擬似 3 次元モデル(図 1- 16 参照)を用いた等価線形解析により、格子内地盤の液状化安全率 $FL > 1.0$ を満足する条件で決められている。

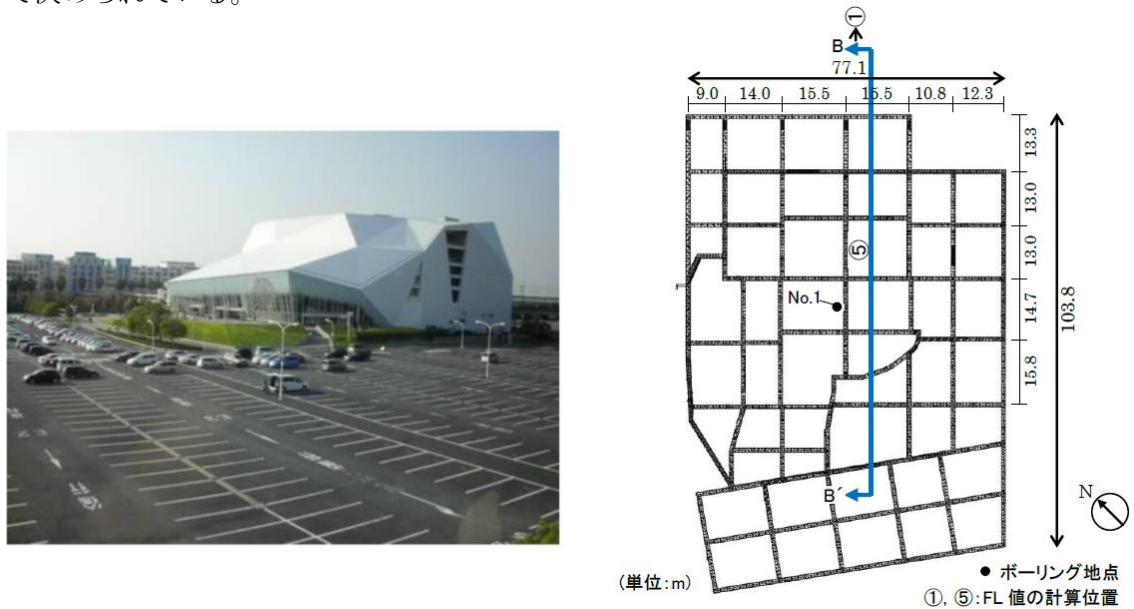


図 1- 15 格子状地盤改良による液状化対策が採用されていた浦安市内の建物(内田他 2013)

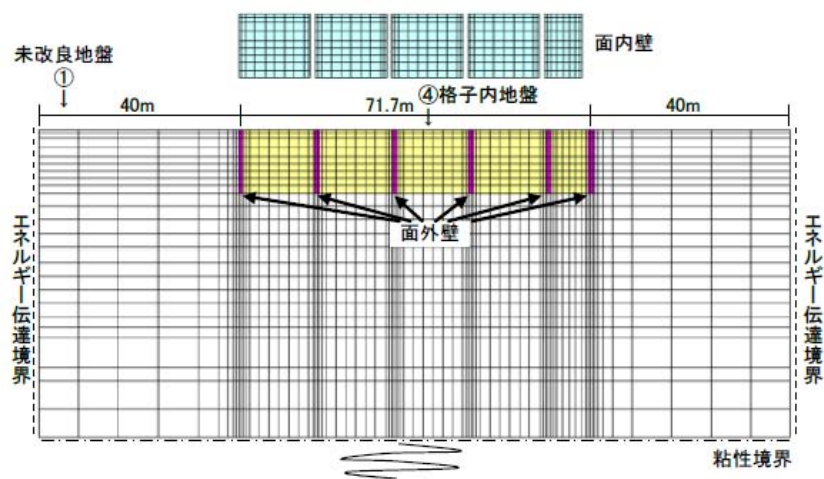


図 1- 16 擬似 3 次元モデルを用いた等価線形解析による格子状地盤改良の設計
(内田他 2013)

これまでの格子状地盤改良工法の格子間隔の設計は、格子内地盤の過剰間隙水圧比・FL値を用いて、格子内地盤が液状化しない条件で行われていた。しかし、東北地方太平洋沖地震で液状化により大きな被害を受けた東京湾岸地域で計画されている道路と宅地を一体とした液状化対策に格子状地盤改良工法を適用する場合(図 1- 17 参照)，既設住宅があるために地盤条件や設計で考慮する地震動の大きさによっては、格子内地盤が液状化しない間隔まで格子間隔を狭めることができない場合もある。このような条件に対する格子状地盤改良工法の設計では、住宅沈下量を設計指標とした性能規定型設計法が必要となる。そして、格子内地盤で発生する沈下量に着目した既往の研究がないことから、格子内地盤の地表面沈下量・住宅沈下量に関する知見を得るための実験が必要となり、住宅沈下量を予測できる解析手法が求められる。

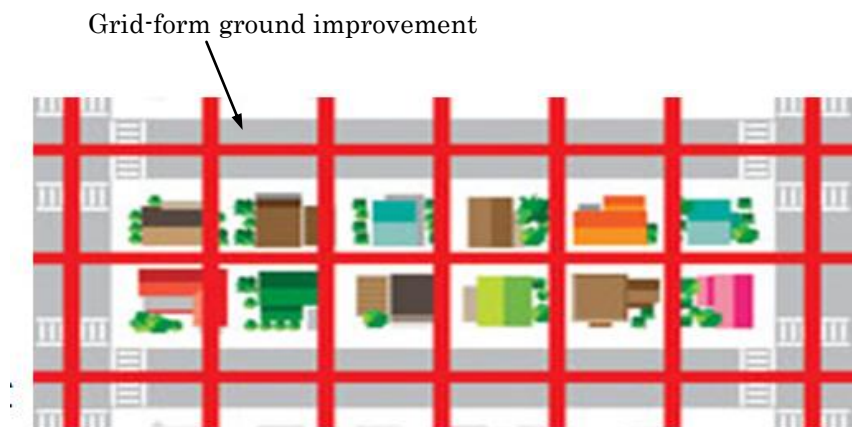


図 1- 17 格子状地盤改良による道路と宅地を一体とした液状化対策(Tsukuni et. al. 2014)

2 章 FEM 解析手法と解析事例

2 相系の有効応力解析ができる有限要素法の解析コードとして、1980 年代の前半に開発された DIANA-G をベースとしている解析コード MuDIAN は、これまで地盤を対象とした幅広い分野での検討に用いられてきた。使用できる土の構成式も、開発当初の反射曲面モデル・PZ モデル・Multi-mechanism モデルに加えて、MC-Densification モデル・修正 Densification モデル・関口・太田モデル等が使用可能になり、液状化の問題だけでなく粘性土地盤を対象とした圧密の問題にも適用可能となっている。

また、並列計算のアルゴリズムを構築することによって計算時間の短縮が可能となり、2000 年台に入ると 3 次元解析手法による検討も頻繁に行われるようになった。

本章の構成を表 2-1 に示す。まず解析コード MuDIAN の概要・理論的背景と用いられているアルゴリズムについて述べる。最後に著者がこれまで土木分野の課題解決のために、MuDIAN を用いた解析での検討実施例について述べ、本論文のテーマとなる「変位を指標とする設計の解析手法に関する研究」に至るまでの研究背景を示す。

表 2-1 2 章の構成

| 節 | 内 容 |
|-----|--|
| 2-1 | 解析コード MuDIAN の概要を記述。 |
| 2-2 | MuDIAN の理論的背景として、2 相系の有効応力解析の定式化・使用している土の構成式について記述。 |
| 2-3 | 有限要素法で用いている要素の種類・境界条件・非線形解析法・時間積分法について記述。 |
| 2-4 | 並列計算手法を用いることによる計算の高速化について、解析事例を用いて記述。 |
| 2-5 | MuDIAN を用いた解析事例を記述。解析事例で対象としている構造物は斜め組杭式栈橋・アースダム・ロックフィルダム・ため池・模型振動実験(液状化)・廃棄物処分場護岸隅角部・格子状地盤改良(遠心模型振動実験)。 |
| 2-6 | 著者のこれまでの解析に関する研究を通じて、実プロジェクトを対象とした設計で FEM 解析を用いた性能設計が適用可能になるまでの背景を記述。 |

2-1 解析コード MuDIAN の概要

地盤の非線形性を考慮した静的、動的構造解析システム MuDIAN (Multiphase Dynamic Interaction Analysis)は、University College of Swansea で O.C. Zienkiewicz 教授のもとで開発された地盤の動的応答解析プログラム DIANA-G (1981)をベースに、三次元要素、非線形梁、剛体要素、新しい土の構成式、ポストプロセッサの改良等を加え、地盤、構造物の汎用解析プログラムにバージョンアップしたものである。

本プログラムは地盤中の土と水との動的連成を解く動的有効応力解析、水の影響を考慮しない動的全応力解析、及び一般の有限要素法プログラムと共通な静的弾塑性解析が可能である。解析機能の重要な特徴としては地震時の地盤の液状化解析があげられる。

解析結果の処理は MuDIAN-PLOT を用いてコンター図・変形図・時刻歴図等の出力が可能である。また画像処理用に開発された EODAS (Engineering Oriented Design Assistant System) を用いることにより、応力、歪みの発生過程を変形図と共に時刻を追って可視化することも可能である。可視化例を図 2-1 に示す。図 2-1 は地盤の鉛直有効応力のコンター図を変形とともに示した。建物の周辺地盤の応力状態を見るために、地盤要素の一部を抜き出して可視化している。

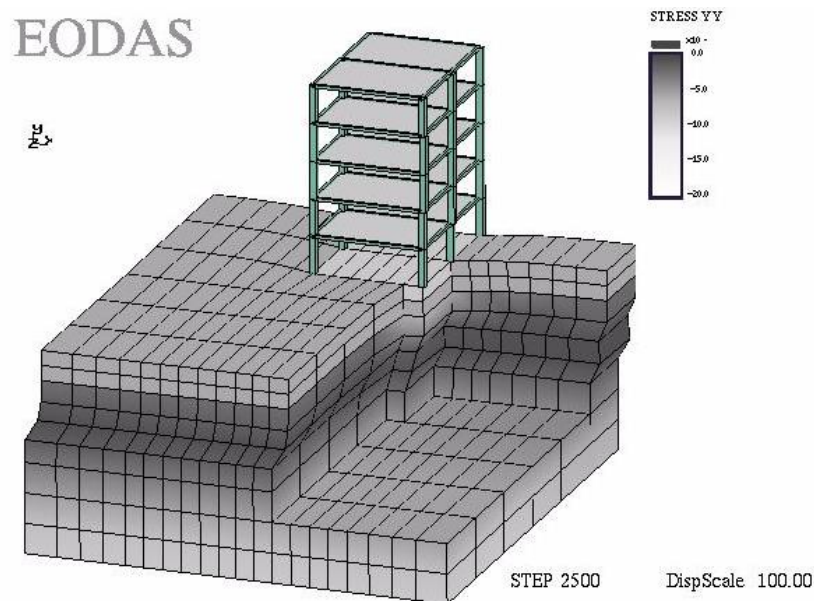


図 2-1 EODAS を用いた画像処理例

2-2 理論的背景

2-2-1 静的問題

解析モデルに作用する外力に対する変形と内部応力分布を求める弾性・弾塑性解析が可能であり、掘削・盛土等の施工過程を考慮できる。また、震度法のように慣性力を静的に載荷した安定計算も可能である。

2-2-2 動的有効応力および連成圧密問題

(1) 支配方程式

水が飽和した多孔質体の運動方程式は Biot (1956)により示されており、その有限要素法による定式化は Ghaboussi 他(1972)や Zienkiewicz 他(1990)らによって示されている。

土骨格と水骨格の釣り合い式と水の連続式は

$$\sigma_{ji,j} - (\alpha - n)p_{,i} - (1 - n)\rho_s \ddot{u}_i + (1 - n)\rho_f b_i - R_i = 0 \quad (1)$$

$$-np_{,i} - n\rho_f \ddot{U}_i + n\rho_f b_i + R_i = 0 \quad (2)$$

$$-n\dot{U}_{i,i} = (\alpha - n)\dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{1}{Q}\dot{p} \quad (3)$$

p は間隙水圧、 ρ_s, ρ_f は土の粒子及び水の質量密度、 n は間隙比、 b_i は物体力、 k は透水係数である。 u_i, U_i はそれぞれ土骨格及び水の変位であり、 (\cdot) は時間による微分を意味する。ここで U_i は水の土との相対変位 w_i と土骨格の変位 u_i より表される絶対変位である。

$$U_i = u_i + \frac{w_i}{n} \quad (4)$$

R_i は Darcy 則による多孔質体とその中を流れる水の相互作用項である。

$$R_i = -\frac{n^2}{k}(\dot{U}_i - \dot{u}_i) \quad (5)$$

ε_{ii} は土骨格の体積歪み、係数 α は $\alpha = 1 - K_T / K_s$ で定義され、 K_T, K_s はそれぞれ土骨格及び粒子の体積弾性係数である。 Q は土粒子と水の複合体の圧縮剛性である。

$$\frac{1}{Q} = \frac{n}{K_f} + \frac{\alpha - n}{K_s} \quad (6)$$

(2) u - U 定式化

Q が有限で水の圧縮性を考慮する場合は、式(3)の時間積分より水圧 p を求めて式(1)(2)に代入することにより水圧項 p を消去することが出来る。Galerkin 法により有限要素法の離散化をすると次式のマトリクス表示で表される。

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{M}_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}} \\ \ddot{\mathbf{U}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_1 & -\mathbf{C}_2 \\ -\mathbf{C}_2^T & \mathbf{C}_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \dot{\mathbf{U}} \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} \mathbf{K} + \mathbf{K}_1 & -\mathbf{K}_2^T \\ -\mathbf{K}_2^T & \mathbf{K}_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{U} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{f}_u \\ \mathbf{f}_U \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (7)$$

ここで $\mathbf{u}, \mathbf{p}, \mathbf{U}$ はそれぞれ土変位, 間隙水圧, 水変位のベクトルで, $[\mathbf{M}_s], [\mathbf{M}_f]$ は質量マトリクス, $[\mathbf{C}_1], [\mathbf{C}_2]$ は土と水の連成マトリクス, $[\mathbf{K}]$ は土骨格の弾性剛性マトリクス, $\mathbf{f}_u, \mathbf{f}_U$ は外力項及び自然境界条件を示す。

$u-U$ 定式化は, $u-U-p$ 定式化に比べて, 節点当たりの自由度が少ないこと, 数値解析面により安定であること, 及び次節の $u-p$ 定式化に比べて振動問題に対しては, 精度の良い解を得ることができる。

(3) $u-p$ 定式化

$u-p$ 定式化は, $u-U$ 定式化から水の相対加速度に関する項を無視したつり合い式を用いる方法である。 $u-p$ 定式化では, (1)(2)のつり合い式から, 水の土骨格に対する相対的な動きによる慣性項を無視することにより次式のつり合い式を得る。

$$\sigma_{ji,j}'' - \alpha p_{,i} + \rho b_i - \rho \ddot{u}_i = 0 \quad (8)$$

$$-\bar{k} p_{,ii} + \bar{k} \rho_f b_{i,i} - \bar{k} \rho_f \ddot{u}_{i,i} + \dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{\dot{p}}{Q} = 0 \quad (9)$$

ここで, 式(9)中の左辺第 3 項は水の多孔質体骨格に対する相対的振動による間隙水圧の影響の項であるが, 非排水状態に近く, 外力の周期が系の固有振動数に比べて長い場合には無視できる。以上より, 式(9)を整理すると

$$-\bar{k} p_{,ii} + \bar{k} \rho_f b_{i,i} + \dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{\dot{p}}{Q} = 0 \quad (10)$$

を得る。式(8)(10)に対して同様に有限要素法の離散化をすると次式のマトリクス表示となる。

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} \mathbf{M}_s & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_p & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}} \\ \ddot{\mathbf{p}} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_1 & \mathbf{0} \\ \mathbf{Q}^T & \mathbf{S} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \dot{\mathbf{p}} \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} \mathbf{K} & -\mathbf{Q} \\ \mathbf{0} & \mathbf{H} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{p} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{f}_u \\ \mathbf{f}_p \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (11)$$

ここで $[\mathbf{M}_s], [\mathbf{M}_p]$ は質量マトリクス, $[\mathbf{C}_1]$ は土と水の連成マトリクス, 水の圧縮性は $[\mathbf{S}]$ マトリクスで取り扱える。 $[\mathbf{K}]$ は土骨格の弾性剛性マトリクス, $[\mathbf{H}]$ は透水係数より構成される。

$u-p$ 定式化は, $u-U$ 定式化に比べて節点当たりの自由度が少ないことや, 浸透流解析等と同じ未知変数で展開でき有利である。

(4) u - p - s 定式化

実地盤では間隙に占める間隙水の飽和度が 100%であることは少なく、間隙は水及び空気による不飽和な状態である。間隙に占める水の割合を S_w 、空気の割合を S_a とすれば ($S_w + S_a = 1.0$)、土の応力状態は次式で表される (Zienkiewicz et. al. 1978)。

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} - \delta_{ij}(S_w p_w + S_a p_a) \quad (12)$$

ここで間隙の水、及び空気の絶対変位をそれぞれ U_w , U_a とすれば、土骨格の変位 u と水の相対変位 w_w 、空気の相対変位 w_a により次式で定義される。

$$\dot{U}_w = \dot{u} + \frac{\dot{w}_w}{nS_w} \quad ; \quad \dot{U}_a = \dot{u} + \frac{\dot{w}_a}{nS_a} \quad (13)$$

U_w , U_a により連続の式は次式で表される。

$$\frac{\partial[(1-n)\rho_s]}{\partial t} + \frac{\partial[(1-n)\rho_s \dot{u}_i]}{\partial t} = 0 \quad (14)$$

$$\frac{\partial(nS_w \rho_w)}{\partial t} + \frac{\partial(nS_w \rho_w \dot{U}_{w,i})}{\partial t} = 0 \quad (15)$$

$$\frac{\partial(nS_a \rho_a)}{\partial t} + \frac{\partial(nS_a \rho_a \dot{U}_{a,i})}{\partial t} = 0 \quad (16)$$

また、多孔質体の間隙の水と空気とそれぞれに Darcy 則を適用すると次式を得る。

$$\dot{w}_{wi} = (k_w)_{ij}(-p_{w,j} + \rho_w(b_j - \ddot{u}_j)) \quad (17)$$

$$\dot{w}_{ai} = (k_a)_{ij}(-p_{a,j} + \rho_a(b_j - \ddot{u}_j)) \quad (18)$$

以上の式を Galerkin 法により離散化すると次式の形式のマトリクスを得る。

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} \mathbf{M}_u & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_p & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{M}_s & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}} \\ \ddot{\mathbf{p}}_w \\ \ddot{\mathbf{S}}_w \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{pp} & \mathbf{C}_{ps} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{sp} & \mathbf{C}_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \dot{\mathbf{p}}_w \\ \dot{\mathbf{S}}_w \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} \mathbf{K} & -\mathbf{Q}_p^T & -\mathbf{Q}_s^T \\ \mathbf{0} & \mathbf{H}_{pp} & \mathbf{H}_{ps} \\ \mathbf{0} & \mathbf{H}_{ps}^T & \mathbf{H}_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{p}_w \\ \mathbf{S}_w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{f}_u \\ \mathbf{f}_p \\ \mathbf{f}_s \end{Bmatrix} \quad (19) \end{aligned}$$

2-2-3 土の材料非線形モデル

(1) 概論

MuDIAN で用いている主な土の構成式を表 2-2 に示す。

応力-歪み関係を双曲線等の関数形で定義している RO モデル, HD モデル以外のモデルでは, 増分形の弾塑性論に基づき, 次の仮定により応力-歪み関係が求められる。

1) 歪み増分は弾性歪みと塑性歪みに分けられる。

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (20)$$

弾性歪み増分に対して応力増分の関係は

$$d\sigma'_{ij} = D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl}^e \quad (21)$$

となる。

ここで塑性歪みをせん断成分と圧縮成分とに分ける Densification モデルと, 分けない一般的な弾塑性モデルがある。後者に関しては次のルールを用いている。

2) 塑性歪みは塑性ポテンシャル曲面 g に垂直である (normality rule)。

$$d\varepsilon_{ij}^p = \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} d\lambda \quad (22)$$

3) 応力は常に降伏曲面上にある。

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} d\sigma'_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{d\kappa}{d\lambda} d\lambda \quad (23)$$

式(21)(22)を式(23)に代入して整理すると,

$$d\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl}}{\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{lm}} D_{lmrs}^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{rs}} + H} \quad (24)$$

ただし, $H = -\frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{d\kappa}{d\lambda}$ である。

古典的な降伏関数を表 2-3 に示す。

Tresca と Von-Mises 降伏関数は金属材料においてよく用いられ, 土の材料のように拘束応力が破壊せん断力に影響を与えるものは Mohr-Coulomb と Drucker-Prager 降伏関数がよく用いられる。

表 2-2 構成式のタイプ

| | | |
|----------------|-------------|--|
| 流れ則 | 古典的 降伏関数 | Tresca |
| | | Von – Mises |
| | | Mohr – Coulomb |
| | | Drucker – Prager |
| | 弾塑性モデル | Multi – mechanism モデル |
| | | Pastor-Zienkiewicz モデル |
| | | 反射曲面モデル |
| Endochronic 理論 | | MC- Densification モデル 修正 Densification モデル |
| その他 | | Ramberg-Osgoods モデル(RO) Hardin-Drnevich モデル(HD) 破壊接近度法モデル 関口ー太田モデル 橋口モデル(HS) |

表 2-3 降伏関数

| | 降伏関数 |
|----------------|---|
| Tresca | $f = 2\bar{\sigma} \cos \theta - \sigma_y(k) = 0$ |
| Von-Mises | $f = \sqrt{3}\bar{\sigma} - \sigma_y(k) = 0$ |
| Mohr-Coulomb | $f = \sigma_m \sin \phi + \bar{\sigma} \left(\cos \theta - \frac{\sin \phi \sin \theta}{\sqrt{3}} \right) - c \cos \phi = 0$ |
| Drucker-Prager | $f = \alpha \sigma_m + \bar{\sigma} - k' = 0$ ただし、 $\alpha = \frac{2\sqrt{3} \sin \phi}{3 - \sin \phi}$, $k' = \frac{2\sqrt{3} c \cos \phi}{3 - \sin \phi}$ |

(2) 液状化を表現できる構成式

液状化現象は土のせん断変形に伴う体積変化（ダイレイタンス）によって発生する。このダイレイタンスのモデル化により構成式を分類したのが表 2-4 である。

ダイレイタンスをせん断強度と独立に求めるタイプは Endochronic 理論に基づいており、せん断歪みの累積量でダイレイタンスを表現している。せん断強度と連成して求めるタイプは、弾塑性論の中で流れ則により表現している。以降に簡単に特徴を述べる。

(a) MC-Densification モデル

MC-Densification モデルは非関連流れ則を用いた Mohr-Coulomb モデルに、それとは独立なダイレイタンス関数を付加したものである。間隙水圧の発生と塑性せん断歪みの累積量にある規則性があることが、O. C. Zienkiewicz らによって示され(Zienkiewicz et. al. 1978)、間隙水圧を発生させる体積歪みを自生積歪みと名付けた。本モデルの構成則はこの自生体積歪みを用いて次式のように定義している。

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl} (d\varepsilon_{kl} - \delta_{kl} \varepsilon_v^0 / 3) \quad (25)$$

$$dp = \frac{1}{n/K_f + 1/K_T} d\varepsilon_v^0 \quad (26)$$

ここで K_f , K_T はそれぞれ水と土骨格の体積弾性係数であり、 n は間隙率である。自生体積歪み $d\varepsilon_v^0$ は次式で定義され、偏差歪みの 2 次不変量と偏差応力の 2 次不変量の関数となっている。

$$d\varepsilon_v^0 = -\frac{Ad\kappa}{1+B\kappa} \quad (27)$$

$$\kappa = e^{r\theta} \xi, \quad d\kappa = e^{r\theta} (r\xi d\theta + d\xi), \quad \theta = \frac{\bar{\sigma}'}{\sigma'_{mo}}$$

$$d\xi = (1/2 d e_{ij} d e_{ij})^{1/2}$$

ここで、 A , B , γ はパラメータであり単純せん断試験から求める。また e_{ij} は偏差歪みである。

表 2-4 ダイレイタンスによる構成式の分類

| モデル | せん断強度に | 間隙水圧発生機構 | ダイレイタンスを制御する塑性硬化関数の変量 |
|--------------------|--------|----------|-----------------------|
| MC-Densification | 独立 | 単数 | 応力比と累積せん断歪み |
| 修正Densification | | | |
| 反射曲面 | 連成 | 単数曲面 | 応力位置と体積歪み |
| Pastor-Zienkiewicz | | | 応力比とせん断歪み |
| Multi Mechanism | | 複数曲面 | 応力比とせん断仕事 |

(b) 修正 Densification モデル

修正 Densification モデル(津國他 2001)は MC-Densification モデルと同様に累積せん断歪みによってダイレイタンスシー量を制御している。MC-Densification モデルから塑性体積ひずみと塑性せん断ひずみの求め方を次のように改良している。

塑性体積ひずみ増分はダイレイタンスシーによって発生する自生体積ひずみ増分 $d\varepsilon_{v0}$ だけを考えている。 $d\varepsilon_{v0}$ は土が受けたダメージの程度を表す損傷パラメータ κ から求まる関数 $f(\kappa)$ と、応力比 ($\theta = \bar{\sigma} / \sigma_m$: 平均有効応力、 $\bar{\sigma}$: 偏差応力) から求まる関数 $h(\theta)$ によってコントロールされる。

$$d\varepsilon_{v0} = f(\kappa) \cdot h(\theta) \cdot d\kappa \quad d\kappa = \bar{\sigma} / \sigma_{m0} \cdot d\xi \quad (28)$$

(σ_{m0} : 初期平均有効応力、 $d\xi$: 偏差ひずみの第二次不変量の増分)

これによってサイクリックモビリティが表されるようになり、各応力比に対する自生体積ひずみの発生量が土質試験結果に対応できるようになった。

塑性せん断ひずみの計算には下負荷面モデルの考え方(橋口 1996)を取り入れた。下負荷面モデルでは降伏面の内部に応力が存在する場合でも、常に現応力点を通して降伏面と相似な形を保ちながら膨張・収縮する下負荷面を仮定(図 2-2 参照)することによって、降伏面の内部でも塑性ひずみの発生を考慮することができる。また相似中心 s が移動することによってある程度 Masing 則が満足される。

塑性せん断ひずみの計算は関連流れ則による。降伏関数とポテンシャル関数 f に角度 $\phi=0$ とした Mohr-Coulomb 面を下負荷面として用いる。図 2-2 に示す主応力空間上で降伏面の大きさを F とし、降伏面と下負荷面の相似比を R とすると $f = R \cdot F$ である。

下負荷面の外向き単位法線ベクトル $N_f (= (\partial f / \partial \hat{\sigma}) / \|\partial f / \partial \hat{\sigma}\|)$ から

$$d\varepsilon_s^p = \lambda \cdot N_f \quad (\lambda > 0) \quad (29)$$

$\hat{\sigma}$: 下負荷面上の応力

$$\lambda = N_f \cdot E \cdot d\varepsilon' / (H + N_f \cdot E \cdot N_f) \quad d\varepsilon' = d\varepsilon - d\varepsilon_v^p \quad (30)$$

H は塑性係数で、 $H \rightarrow \infty$ は弾性、 $H=0$ は完全塑性を示す。

相似比 R の微分を (32) 式で定義することによって H が求まる。

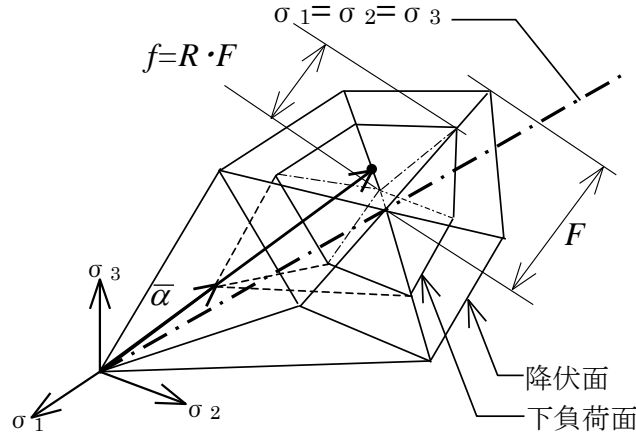


図 2-2 降伏関数の概念図

また相似中心の移動則は (33) 式で定義している。

$$H = (1 - R) \cdot c \cdot \text{tr}(N_f \cdot \tilde{\sigma}) + U / R \cdot \text{tr}(N_f \cdot \hat{\sigma}) - U \cdot \text{tr}(N_f \cdot s) \quad (31)$$

$$\dot{R} = U(R) \cdot \|d\varepsilon_s^p\| \quad U = -u \cdot \ln R \quad (32)$$

$$ds = c \cdot \|d\varepsilon_s^p\| \cdot (\bar{\sigma} - s) \quad (33)$$

c, U : パラメータ

$$\tilde{\sigma} = \sigma - s \quad (34)$$

(c) 反射曲面 (Reflecting Surface) モデル (Pande et. al. 1982)

反射曲面モデルは、境界曲面モデルの一種であり、境界曲面を応力空間上で次式のように定義する。

$$f^B = f^B(\sigma'_{ij} - \alpha_{ij}^B, a^B(e^p)) = 0 \quad (35)$$

σ'_{ij} : 有効応力テンソル, α_{ij}^B : 境界曲面の中心座標

a^B : 境界曲面の大きさ, e^p : 間隙比の塑性変化

f^B には Cam-Clay モデルの一つである楕円を用いている。反射曲面モデルでは図 2-3 に示すように、境界曲面の他に現有効応力点 σ'_{ij} を通り境界曲面に相似な 4 曲面を考え、これらの内の一つを有効応力増分の方角に応じて選び、流れ則を適用する (活動化ルール)。

塑性歪みは次式で表される。

$$d\varepsilon_{kl}^p = \frac{1}{H_p} \left(\frac{\partial f^c}{\partial \sigma_{ij}} \cdot d\sigma_{ij} \right) \frac{\partial f^l}{\partial \sigma_{kl}} \quad (36)$$

$$H_p = (1 + e) \left(\frac{\partial f^c}{\partial a} - t_r \left(\frac{\partial f^c}{\partial \sigma_{ij}} \right) \right) \frac{\partial a}{\partial e^p} t_r \left(\frac{\partial f^l}{\partial \sigma_{ij}} \right) \quad (37)$$

ここで f^l は 4 曲面の内の活動している曲面によって f^{CS} , f^{CCS} , f^{RCSs} , f^{RCCS} となる。

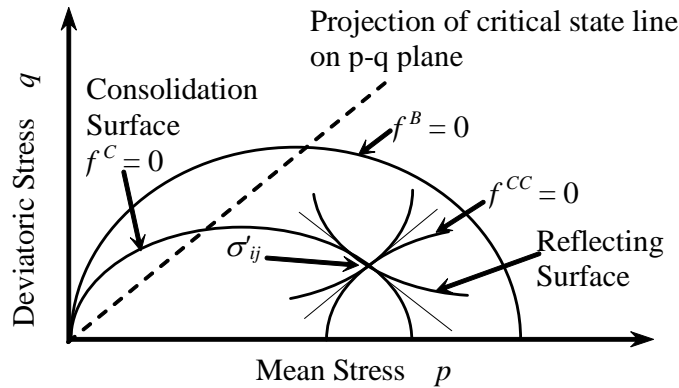


図 2-3 境界曲面および圧密曲面

(d) General Plasticity モデル (PZ モデル) (Pastor et. al. 1986)

PZ モデルは、粘性土に適用されている Critical State モデルを拡張したものであり、塑性ポテンシャル曲面と降伏関数とその単位法線ベクトル $\mathbf{n}_g, \mathbf{n}_f$ で定義する (表 2-5)。また、硬化パラメータ H は現在の応力比と応力および歪み履歴に依存している (表 2-6)。

表 2-5 PZ モデルでの $\mathbf{n}_g, \mathbf{n}_f$

| | 載荷時 | 除荷時 |
|------------------|--|--------------------------|
| \mathbf{n}_g^T | $\{n_{gv}, n_{gs}, n_{g\theta}\} = \frac{1}{(1+d_g)^2} [d_g, 1, 0]$ $d_g = (1 + \alpha_g)(M_g - \eta)$ | $\{n_{gv}, -n_{gs}, 0\}$ |
| \mathbf{n}_f^T | $\{n_{fv}, n_{fs}, n_{f\theta}\} = \frac{1}{(1+d_f)^2} [d_f, 1, 0]$ $d_f = (1 + \alpha_f)(M_f - \eta)$ | |

ただし、

$n_{gv}, n_{gs}, n_{g\theta}$: ポテンシャル曲面に対する単位法線ベクトルの体積, せん断, Lode 角成分。

$n_{fv}, n_{fs}, n_{f\theta}$: 降伏関数に対する単位法線ベクトルの体積, せん断, Lode 角成分

d_g : ダイレタンシー比

α_g : モデル・パラメータ

M_g : 変相線での応力比

α_f : モデル・パラメータ

M_f : 降伏曲面を表わすモデル・パラメータ

η : 応力比 $= \sqrt{3}\bar{\sigma} / \sigma'_m$

表 2-6 PZ モデルでの硬化パラメータ H

| | 硬化パラメータ H |
|----|---|
| 載荷 | $H_L = H_o K_o \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f}\right)^4 (H_v + H_s) H_{DM}$ |
| 除荷 | $H_u = H_{uo} \left(\frac{\eta_u}{M_g}\right)^{-\gamma} \left(\frac{\eta u}{M'_g}\right)^{-\gamma u}$ |

ただし、

K_o : 体積弾性係数

η : 応力比 $= \bar{\sigma} / \sigma'_m$ $\eta_f = (1 + 1/\alpha_f) M_f$

$H_v = (1 - \eta/M_g)$ $H_s = \beta_0 \beta_1 e^{-\beta_0 \xi}$

ξ : 偏差歪みの累積値

$$H_{DM} = \frac{\eta}{(\eta_{REV})} \gamma \left(\frac{\eta}{\eta_{REV}}\right)^{-\gamma}$$

η_{REV} : 応力履歴における最大応力比

η_u : 最前の除荷点における応力比

$H_0, \beta_0, \beta_1, \gamma, H_{u0}, \gamma_u$: モデル・パラメータ

(e) Multi-mechanism モデル

Cyclic mobility 現象を表わす土の構成モデルとして、滑動面の概念(Matsuoka 1977)および移動則を用いて Critical State モデルを拡張した Hujeux-Aubry モデルがある(Aubry et. al. 1982)。

MuDIAN では石原, Kabilamany(Kabilamany et. al. 1975)が、塑性仕事と歪みの実験データに基づいて拡張したモデルを導入している。

2-3 有限要素法

2-3-1 要素の種類

MuDIAN で扱うことが出来る要素の種類を表 2-7 に示す。梁は修正トリリニア型とバイリニア型の非線形モデルを導入した。バネ要素も同じ非線形モデルができる。またジョイント要素は Goodman により提案された要素(Goodman 1968)を用い、垂直方向は許容引張応力まで、せん断方向は Mohr-Coulomb 降伏規準の強度を持つこととした。

表 2-7 要素の種類

| 要素の種類 | 2 次元 | 3 次元 |
|-----------------|------|------|
| 剛体要素, 剛棒要素 | ○ | |
| 梁要素 | ○ | ○ |
| バネ要素 | ○ | ○ |
| 粘性ダンパー要素 | ○ | ○ |
| 側面ダンパー要素 | ○ | ○ |
| 面外ダンパー要素 | ○ | ○ |
| 三角形要素 | ○ | |
| 四角形要素 | ○ | |
| ジョイント要素／スライダー要素 | ○ | |
| 六面体要素 | | ○ |
| Mindlin 板要素 | | ○ |
| 水要素 | ○ | |
| 水・土インターフェース要素 | ○ | |
| 水の放射境界要素 | ○ | |

2-3-2 境界条件

境界条件は表 2-8 に示す条件を用いることができる。

表 2-8 境界条件

| 境界の種類 | 説 明 |
|----------------|---|
| 固定境界, 強制変位 | 十分に剛な境界を, 節点の変位を既知とすることで実現している。 |
| 自然境界 (応力境界) | フリー条件の境界で, 任意の荷重を載荷することができる。土骨格及び水それぞれの節点荷重, 分布荷重として扱う。 |
| 半無限境界 | 繰返し境界, 粘性ダンパー要素, または Smith 境界要素によって近似する。側面ダンパーおよび面外ダンパーもある。 |

2-3-3 非線形解析法

非線形の反復計算方法は表 2-9 に示す方法を選択できる。

表 2-9 非線形解析法

| 計算方法 | 説 明 |
|--------|--|
| 初期剛性法 | 常に初期剛性を用いて, 反復計算を行う方法 |
| 接線剛性法 | 反復毎に接線剛性を求める方法 |
| KT1 法 | 接線剛性を反復の最初だけ求める方法 |
| KT2 法 | 1 度目は前回までの接線剛性を用い, 反復 2 度目の接線剛性で求める方法。 |
| KOT 法 | 最初の 1 度だけは初期剛性を用い, それ以降は接線剛性を反復毎に求める方法 |
| BFGS 法 | 接線剛性を反復時に直接求めず, 前ステップ剛性マトリックスの逆行列から現ステップの剛性マトリックスの逆行列を近似する方法 |

2-3-4 時間積分

時間積分法は、Newmark β 法 の他に Zienkiewicz の新しい時間積分法 SSpj 法 (Zienkiewicz et. al. 1984)を採用している。本積分法は、時間積分法の積分係数を変えるだけで Wilson- θ 法, Newmark- β 法, Houbolt 法と等価な時間積分が出来る方法である。

2-4 並列計算による高速化

図 2- 4 に示すのは海上に建設される処分場の護岸隅角部での遮水矢板の耐震性能検討時に用いた 3 次元モデルである(安間他 2005)。解析では護岸の液状化を解析できる土の構成式(MC-Densification モデル)を用いており，解析モデルは要素数 37381，節点数 40535 であった。

このような 3 次元モデルを対象とした解析を 1 台の計算機で行うことは，計算機の容量に制限がある問題と計算時間がかかりすぎる問題があるため困難である。この問題を解決するため，MuDIAN に並列計算用のアルゴリズムが導入された。並列計算手法の概念を図 2- 5 に示す。全体モデルを幾つかの部分モデルに分解し，それぞれの部分モデルを 1 台の計算機で解析を行う。何台かの計算機を同時に使って計算を行うため，1 台の計算機にかかる負荷が少なくなり，1 台の計算機では計算できない大きなモデルの解析が可能となる。また 1 台の計算機での計算に比べて計算時間も短縮される。図 2- 4 に示す 3 次元モデルの解析は 8 台の計算機を用いて行われた。

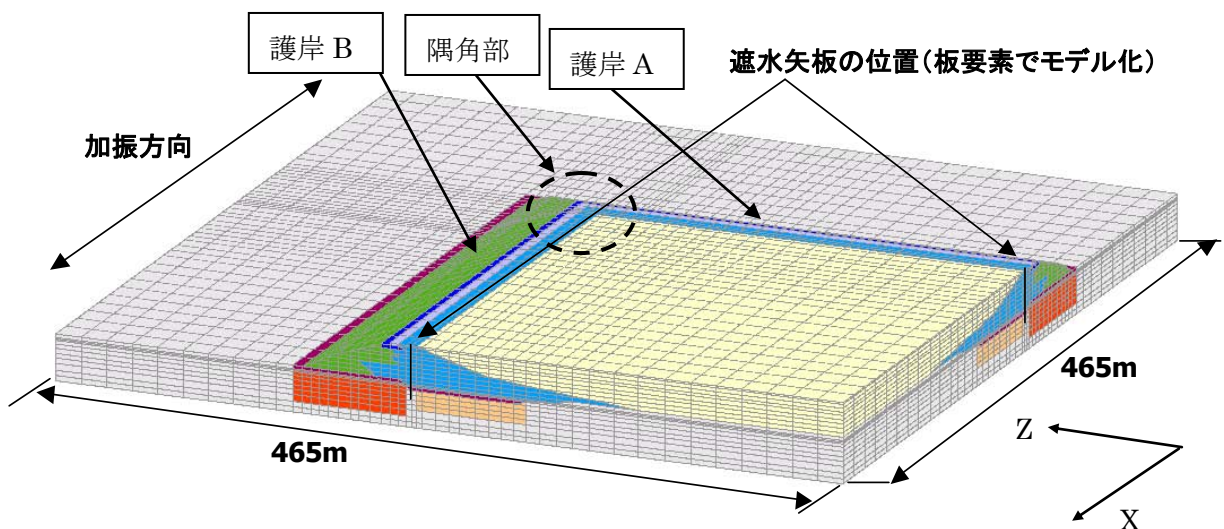


図 2- 4 護岸隅角部の液状化解析での 3 次元モデル

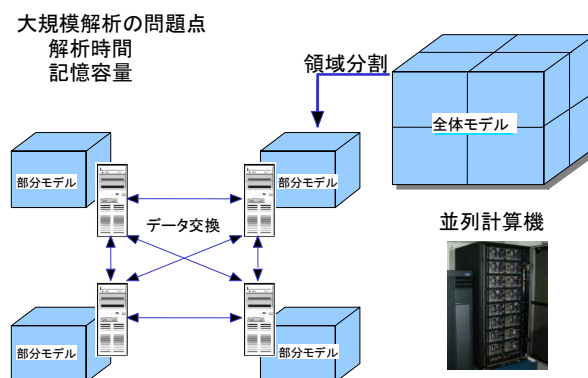


図 2- 5 並列計算の概念

表 2- 10 に示すのは、図 2- 4 に示す 3 次元モデルの解析に要する時間と並列数の関係である(重野 2013)。1 台の計算機を用いる場合に比べて 8 台の計算機を用いた並列解析では、解析時間の高速化は 3.71 倍になっており、3 次元解析モデルを用いた解析が比較的容易になっていることが分かる。

表 2- 10 並列数の違いによる解析時間の比較(重野 2013)

| 並列数 | 1 | 2 | 4 | 8 |
|-------------------|-------|------|------|------|
| 計算時間 (h) | 11.02 | 7.00 | 4.41 | 2.97 |
| 並列数 1 を基準とした高速化倍率 | 1.00 | 1.57 | 2.50 | 3.71 |

2-5 解析事例

2-5-1 2次元有効応力解析(プログラム DIANA-G)による模型振動実験のシミュレーション

MuDIAN の前身である DIANA-G の開発当時, 図 2-6 に示す模型振動実験のシミュレーションによって解析コードの検証を行った(津國ほか 1985, Tsukuni et al. 1987)。模型地盤は豊浦砂で作成されており, 構造物が無い場合と有る場合の 2 ケースのシミュレーションを実施した。

表 2-11 に解析で使したパラメータの一覧を示す。地盤の $\lambda \cdot \kappa$ とせん断剛性は, それぞれ 1G 場の模型振動実験(杉本他 1983)と同じ低拘束圧下で実施した実験結果(杉本他 1985)から設定している。

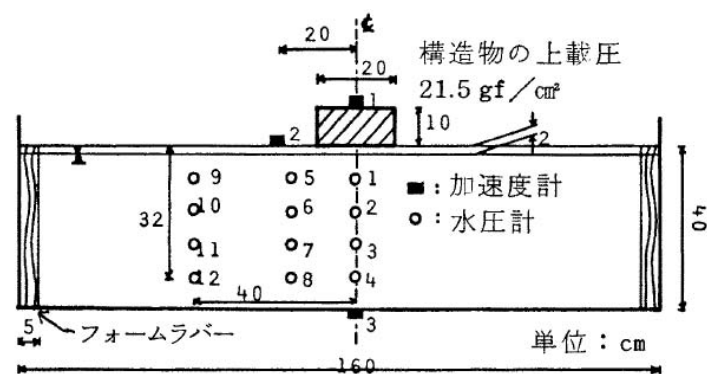


図 2-6 豊浦砂で模型地盤を作成した模型振動実験

表 2-11 解析に用いたパラメータ

| 地盤の材料定数 | |
|----------------|------------------------------|
| ポアソン比 | 0.33 |
| 土粒子の単位体積重量 | 2.65 t / m ³ |
| 圧縮指数 λ | 0.01675 |
| 膨張指数 κ | 0.00452 |
| 水の単位体積重量 | 1.00 t / m ³ |
| 内部摩擦角 | 34.1° |
| 水の圧縮係数 | 2.22 × 10 ⁸ kPa |
| 土の圧縮係数 | 3.70 × 10 ¹⁰ kPa |
| RSモデルの定数 | 0.98 |
| 透水係数 | 2.6 × 10 ⁻⁴ m / s |
| 間隙率 | 0.441 |
| 構造物の材料定数 | |
| ポアソン比 | 0.3 |
| 構造物の単位体積重量 | 2.15 t / m ³ |
| ヤング率 | 2.0 × 10 ⁷ kPa |

図 2-7 が解析に用いた 2 次元モデルで、豊浦砂のモデル化は反射曲面モデルで行った。

解析を行った 1985 年当時、要素数 100 以下のモデルに対して、sin 波入力 of 30 秒間の解析に 2 日以上を要した。

図 2-8 に最大過剰間隙水圧比の実験結果と解析結果の比較を示す。図 2-9 は残留変形図である。構造物が無い場合の実験での沈下量 0.63cm に対して解析結果は 0.37cm，構造物がある場合の実験での沈下量 1.93cm に対して解析結果は 0.95cm であった。

解析の精度については、現在の解析で得られる精度と比較しても遜色のないものであった。

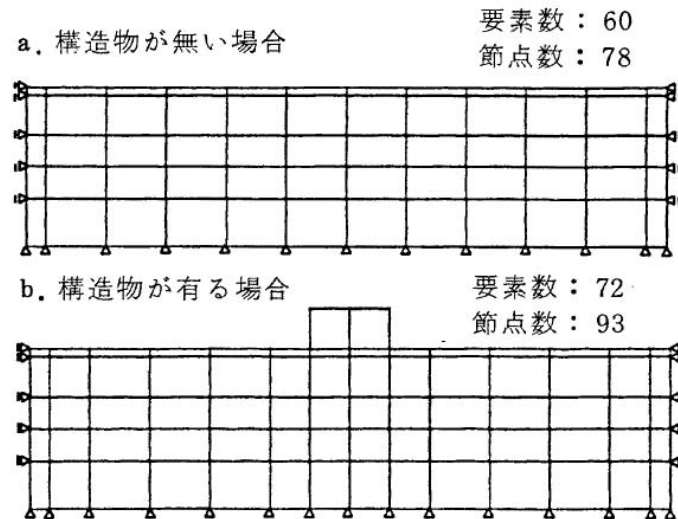
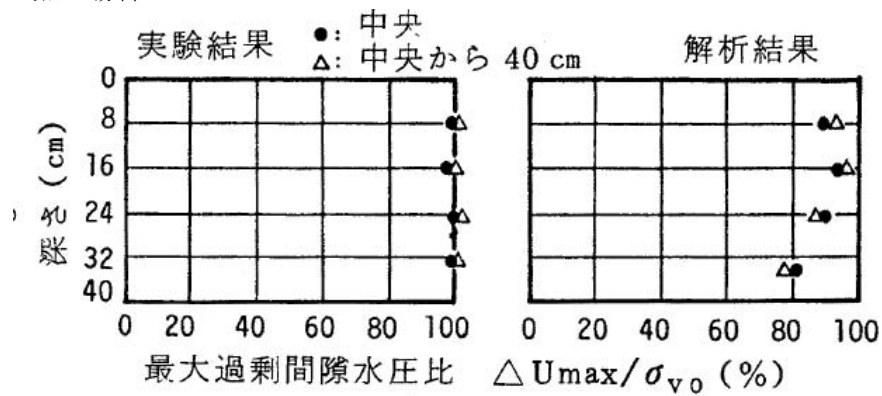


図 2-7 2 次元解析モデル

a. 構造物が無い場合



b. 構造物が有る場合

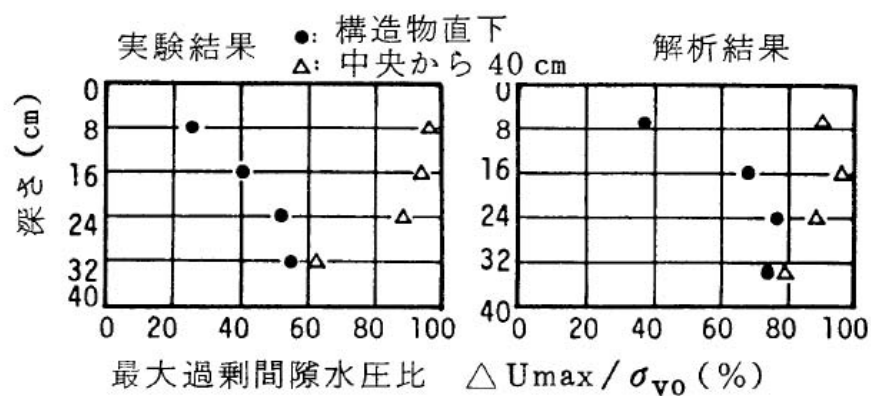
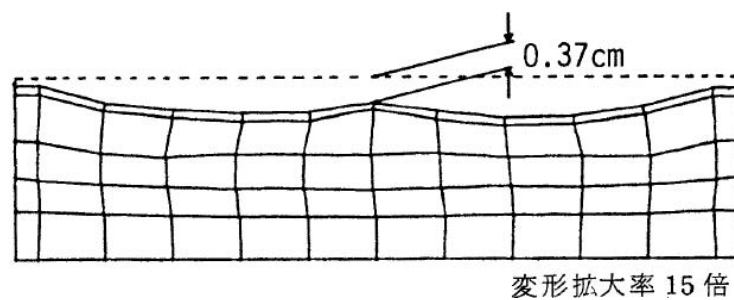


図 2-8 地盤中の最大過剰間隙水圧比の比較

a. 構造物が無い場合



b. 構造物が有る場合

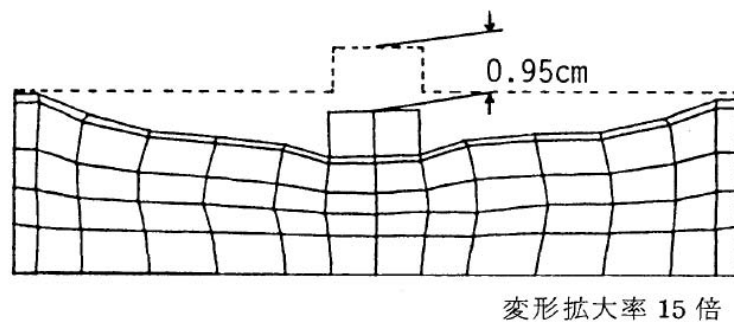


図 2-9 残留変形図

2-5-2 斜め組杭式栈橋の地震時挙動

斜め杭式栈橋では鋼管杭が用いられているが、鋼管杭に比べて安価な PHC 杭を用いた時の適用性について、多質点系モデルを用いた静的弾塑性解析と、2 次元 FEM モデルを用いた地震応答解析を行い、鋼管杭と異なる終局曲面(M_p -N 曲面)を持つ PHC 杭を用いた斜め組杭式栈橋の破壊パターンについて検討を行った(横田他 2003)。

モデル化したPHC杭C種断面を図2- 10に示す。円筒形のコンクリート中にPC鋼材が配置され、コンクリートにプレストレス力が与えられる。PHC杭の特徴として

- ① 腐食に強く防食の必要が無い。
- ② 軸力が引張り時に比べて圧縮時の曲げ強度が高い。
- ③ 鋼管杭に比べてせん断抵抗力が著しく小さい。

が挙げられる。

PHC 杭の曲げー曲率関係を図 2- 11 に示す。設計用曲げー曲率関係では、載荷時にひび割れ発生時 (M_c)、降伏時 (M_y) と終局時 (M_p) に曲げー曲率関係の勾配が変化するが、モデル化では図 2- 11 に示すようにトリリニアでモデル化した。除荷時はひび割れ発生時までの勾配でモデル化されている。図 2- 11 に示すトリリニアでモデル化した曲げー曲率関係を用いた終局曲面は、図 2- 12 に示すように設計用終局面とほぼ対応している。

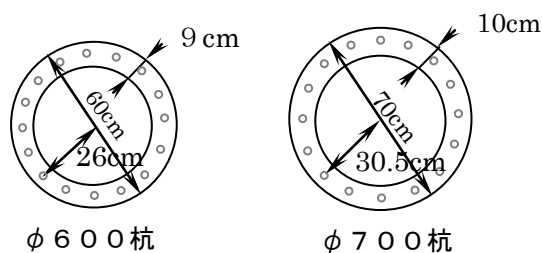


図 2- 10 PHC 杭の断面

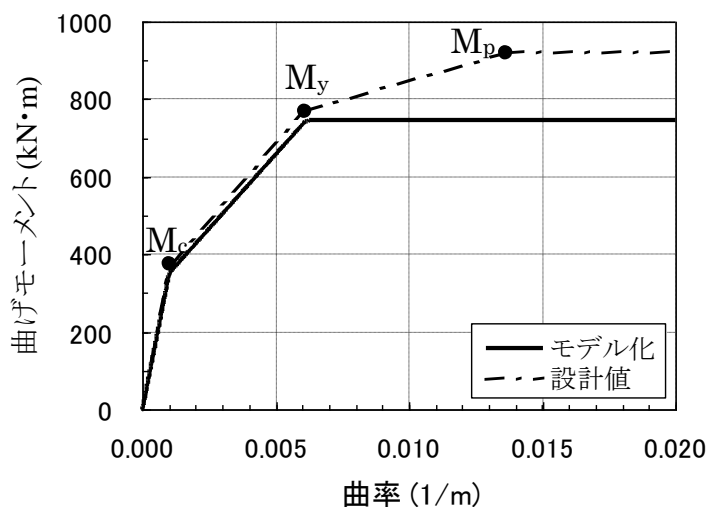


図 2- 11 PHC 杭(φ 700)の解析でのモデル化

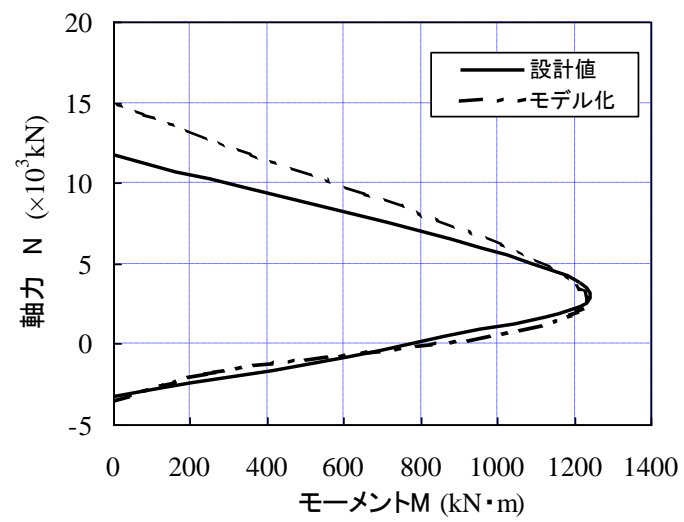


図 2-12 PHC 杭(φ 700)の終局局面

図 2-13 に多質点系モデルを用いた静的弾塑性解析結果を示す。図 2-14 は地震応答解析に用いた 2 次元有限要素法モデルである。これらの解析検討結果から以下の結論が得られた。

- (1)PHC 杭を用いた斜め組杭式栈橋の地震応答特性は，鋼管杭を用いた場合と同様に斜杭の引抜きによって支配される。
- (2)斜杭が引抜けた後は，PHC 杭に曲げモーメントによる破壊が最初に関起こり，その時点ではせん断抵抗力を十分に保持していることから，鋼管杭を用いた場合と同様に PHC 杭を用いた場合も，設計で考慮する破壊パターンは曲げモーメントによって引き起こされるものを考慮すれば良い。

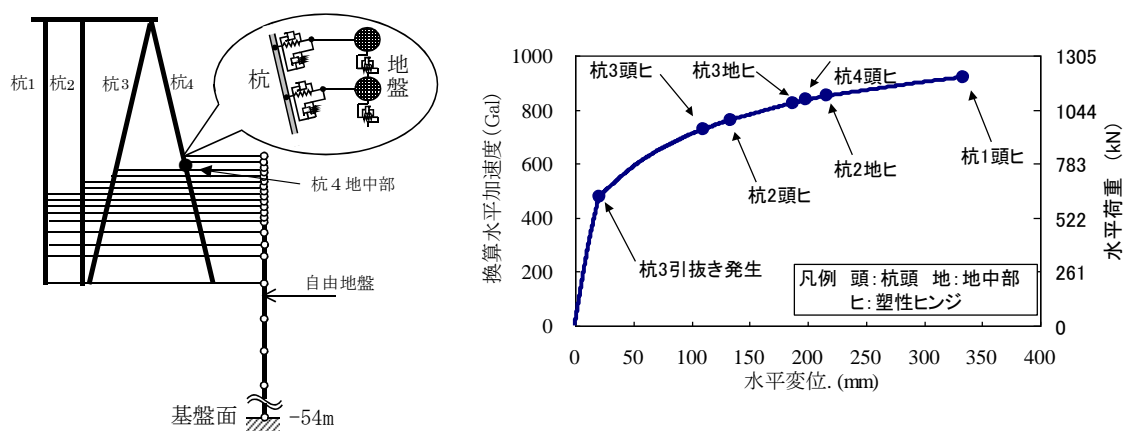


図 2-13 多質点系モデルを用いた静的弾塑性解析結果

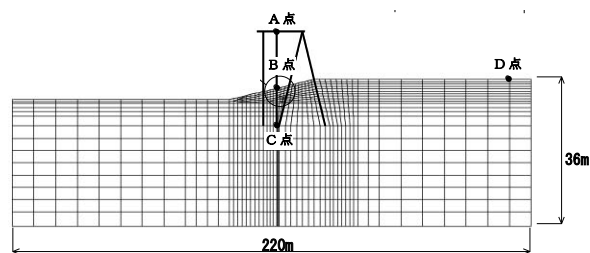


図 2-14 2 次元 FEM 解析モデル

2-5-3 兵庫県南部地震で被災したアースダムの有効応力解析

1995 年の兵庫県南部地震時，兵庫県西宮市の北山ダム(堤高 24.5m のアースダム)では上流側表層で滑り破壊が生じる被害が発生した(図 2- 15 参照)。図 2- 16 に示す 2 次元解析モデルを用い，上流側浸潤線以下の堤体部は修正 **Densification** モデルでモデル化した有効応力解析を行っている。

動的解析で用いた初期応力は，築堤解析と湛水解析による応力を合成している。築堤解析では，堤体部において逐次盛立て解析を行い，湛水解析では，湛水による浮力，浸透力を算定している。修正 **Densification** モデルのパラメータは，繰返し三軸試験のシミュレーションによって設定している(図 2- 17 参照)。



図 2- 15 アースダム堤体の被災状況

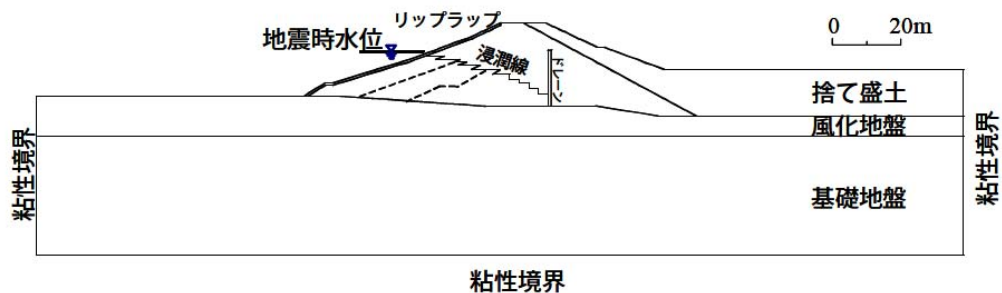


図 2- 16 解析モデル

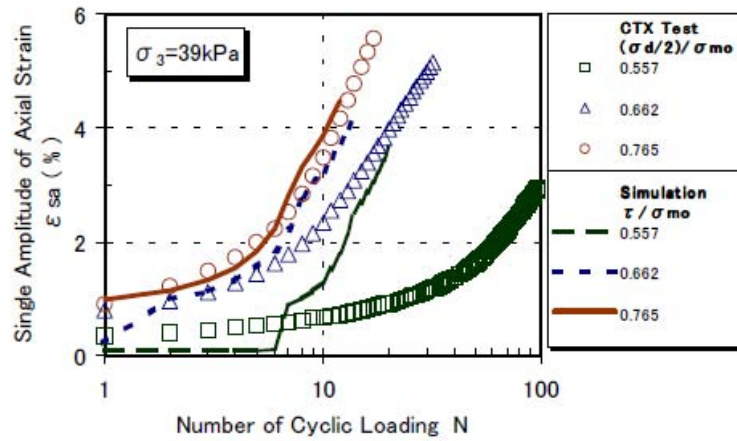


図 2-17 繰返し三軸試験のシミュレーション(繰返し載荷回数とひずみの関係)

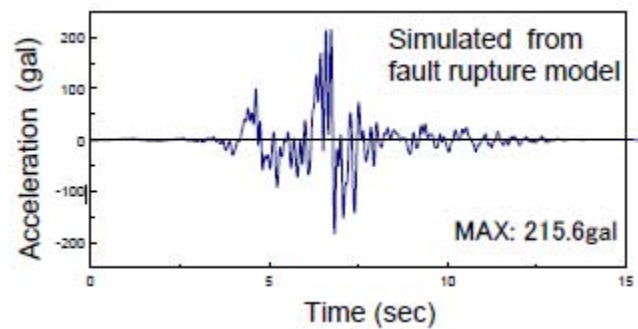


図 2-18 入力地震動

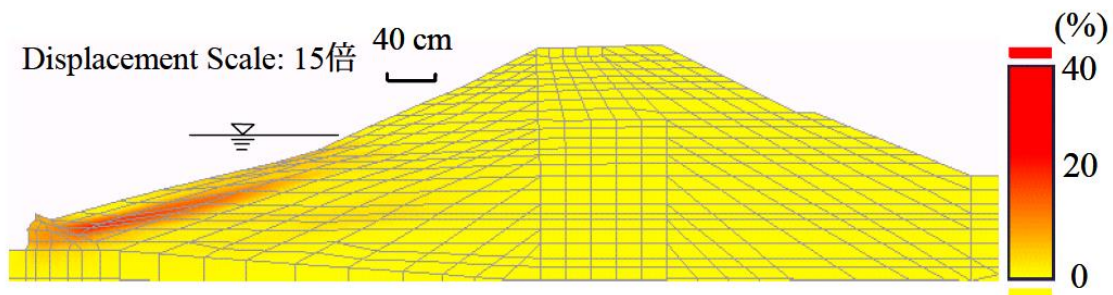


図 2-19 残留変形図最大せん断ひずみ分布

このダムには地震計が設定されておらず、また、ダムサイト付近でも地震記録は観測されていない。そのため、ダムサイトの 350m 地下の地震基盤面($V_p=5\text{km/s}$)における兵庫県南部地震時の地震動を、統計的 Green 関数法により波形合成した地震波を工学的基盤に引き上げた地震波(最大加速度 215.6gal, 図 2-18 参照)を用いた。

得られた残留変形図と最大せん断ひずみ分布図(図 2-19 参照)から、浸水部の法面付近でのすべりを定性的にシミュレートすることができた(岩下他 2000)。

2-5-4 ロックフィルダム地震時残留変位推定

兵庫県南部地震以降，ロックフィルダムの耐震性能の検討手法に有効応力解析を用いた検討を行った(岩下他 2001)。図 2- 20 に示す既存のロックフィルダム断面を参考に設定した堤高 110m のモデルダムを対象に，図 2- 21 の 2 次元解析モデルを用いた有効応力解析を実施した。表 2- 12 に解析で用いた地盤定数を示す。初期応力解析は Mohr-Coulomb モデルを用いた自重解析で行った。浸潤線以下のモデル化は，せん断による硬化則に Hardin-Drnevich モデルを用いた初期の修正 Densification モデルで行った。修正 Densification モデルのパラメータは，ロック材料の繰返し中空ねじりせん断試験のシミュレーションで設定した。

入力地震動に最大加速度 289gal の模擬地震波と，兵庫県南部地震での観測波の最大加速度を 400gal に増幅した 2 種類の地震動(図 2- 22 参照)を用いた解析結果から，上流側では地震中に発生する過剰間隙水圧の影響で，下流側よりも比較的深い範囲で変形が生じ，入力地震動の継続時間が，最終変位量に大きな影響を及ぼすことを示した。

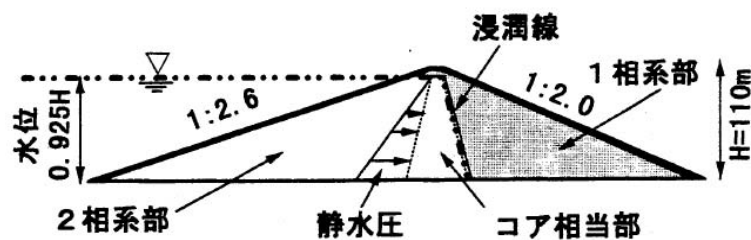


図 2- 20 堤高 110m のモデルダム

表 2- 12 解析で用いた地盤定数

| | コア材 | ロック材 | |
|----------------------------|----------------------|----------------------|-------|
| | | 上流側 | 下流側 |
| 内部摩擦角 | 50° | 70° | 45.5° |
| 粘着力 (kPa) | 0 | 0 | 84.9 |
| 透水係数 (cm/s) | 1.0×10^{-5} | 1.0×10^{-2} | — |
| 土粒子密度 (g/cm ³) | 2.725 | 2.929 | 2.929 |
| 間隙率 | 0.383 | 0.242 | 0.237 |

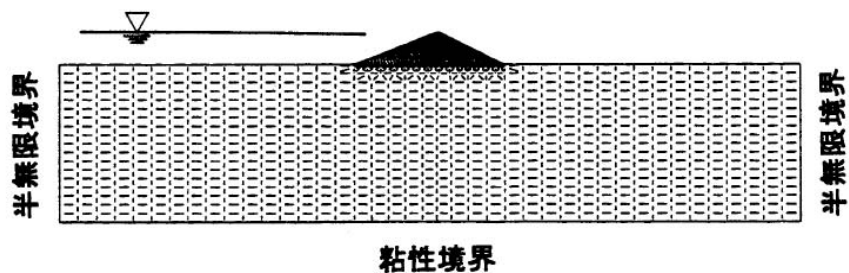


図 2-21 2次元解析モデル

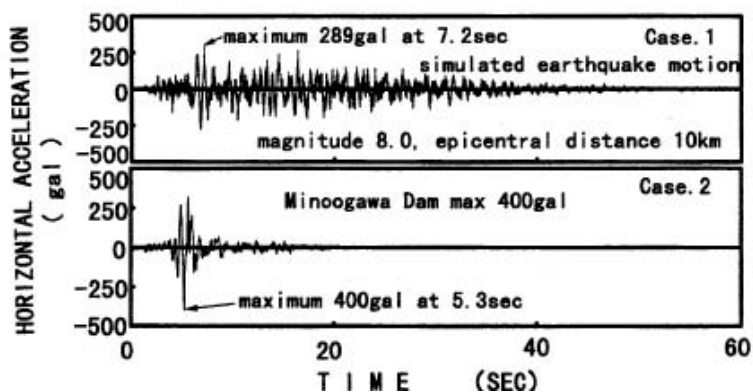
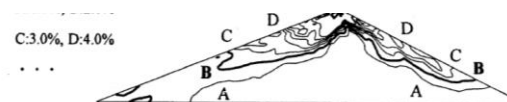
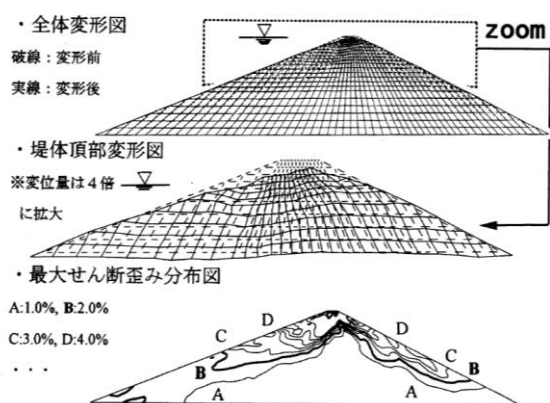


図 2-22 入力地震動



図—1 1 変形図とコンター図 (Case. 1、60秒)

図 2-23 変形図とコンター図(左: 模擬地震波, 右: 兵庫県南部地震での観測波)

2-5-5 中越地震で被災したため池の3次元モデルを用いたシミュレーション

2004年10月23日に発生した平成16年(2004年)新潟県中越地震(マグニチュード $M=6.8$)で、震央から20km圏内にあった十日町市の川西ダム(堤高43mの中心コア型フィルダム)では、幸い地震時には湛水していなかったため被害は軽微であったが、堤体全体の変状と上流左岸側で深さ1.5m程度の表層すべりが発生した。川西ダムから約8km離れた十日町市千歳町での震度は6弱(計測震度5.9)で、川西ダムに設置されていた地震計での左岸地山観測波ダム軸方向成分の最大加速度は545galであった。図2-24に川西ダムと震央の位置関係を示す。本節では川西ダムを対象とした3次元FEM解析での解析を行い、堤体の沈下・変状予測するための解析手法について考察した(谷他 2006)。

図2-25～図2-27に川西ダムの平面図・堤体縦断面図・堤体標準断面図を示す。川西ダムは新潟県十日町市にある昭和53年8月に完成したダムで、堤高は43mである。

新潟中越地震時には貯水されていない状態にあり、図2-28に示す左岸上流側に深さ約1.5mの表層滑りと、堤体全体での変状が観測された。表層滑りはブロック積が壊れている左岸側の法面の中段付近から法尻にかけて発生している。

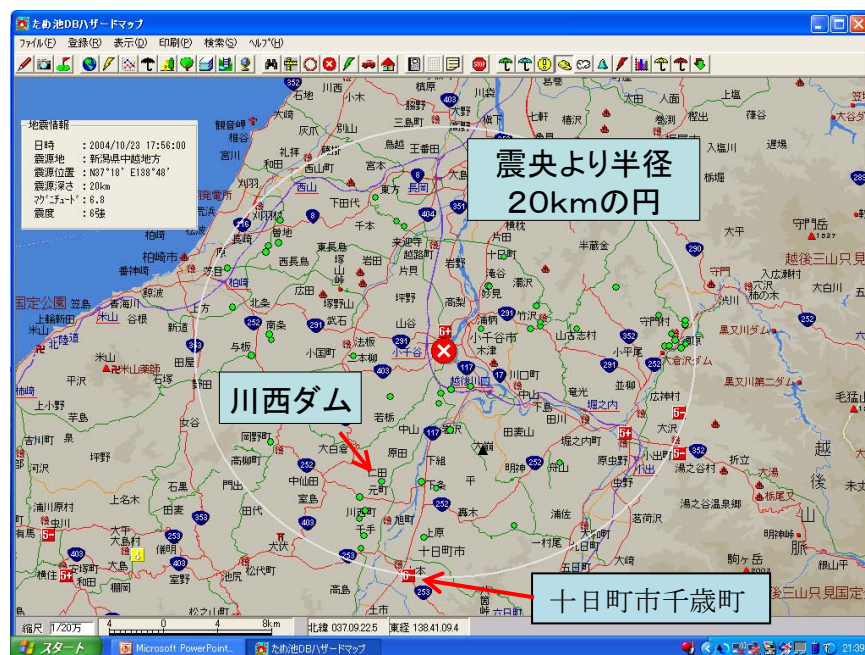


図2-24 新潟県中越地震の震央と川西ダムの位置

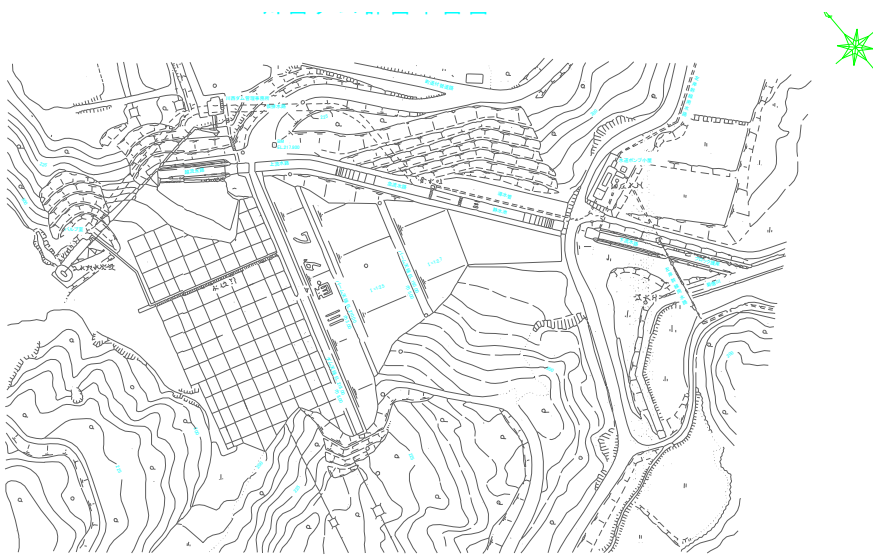


図 2-25 川西ダムの平面図

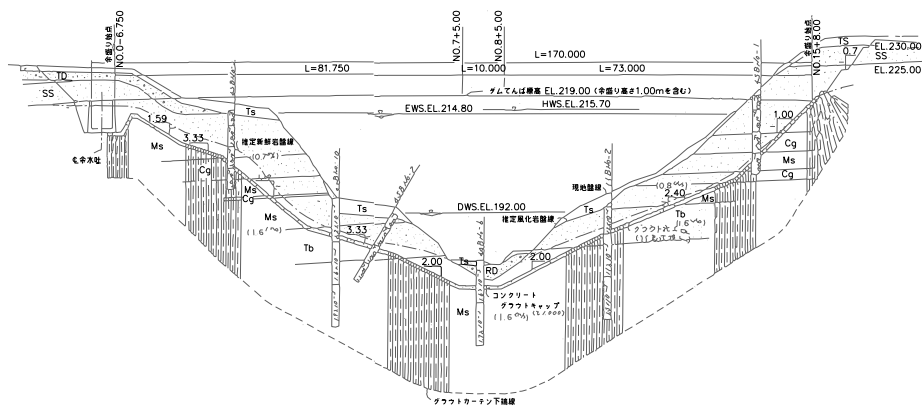


図 2-26 川西ダムの堤体縦断面図

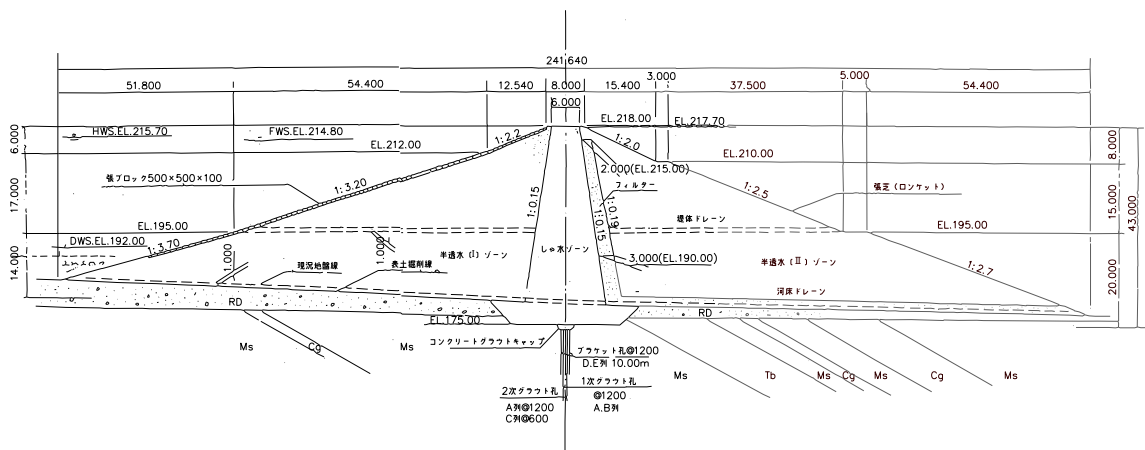


図 2-27 川西ダムの堤体標準断面図



図 2-28 川西ダム上流左岸側でのブロックの変状

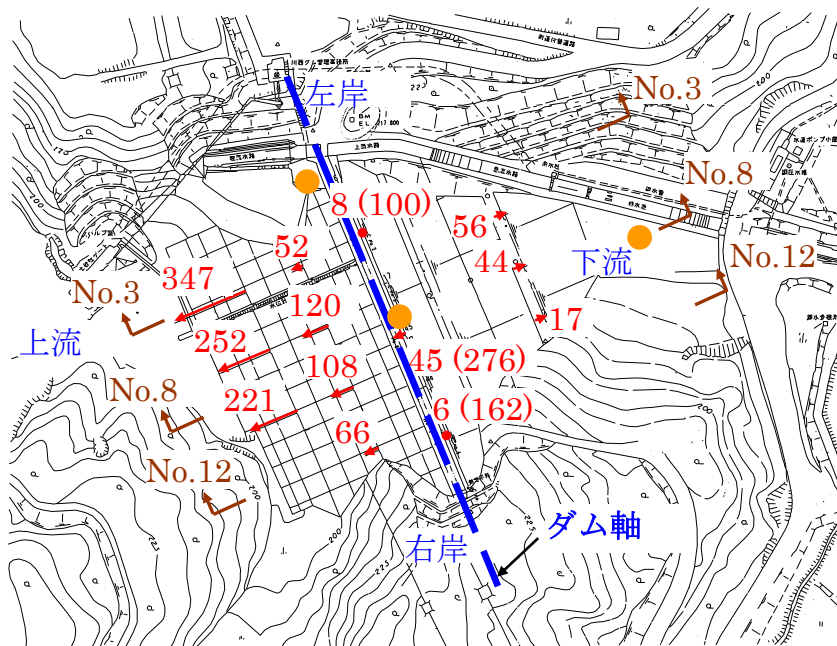


図 2-29 川西ダムの新潟中越地震時の変状

図 2-29 に観測されたダム全体の変状を示す。括弧内は沈下量を表しており堤体天端中央付近の沈下量は 276mm、堤体左右岸での沈下量は中央より小さかったが、天端の平均沈下量は 106mm あった。矢印は堤体表面の水平変位を表しており、水平変位は下流側よりも上流側で大きく発生し、上下流共に法尻側に変位は発生した。

左岸地山の観測波を開放基盤での観測波と考え、加速度の応答値が殆ど 0 になっている前半 10 秒をカットした図 2- 30 に示す地震波を入力地震動として用いた。ダム軸方向成分の最大加速度 435gal，上下流方向成分の最大加速度 545gal であった。

図 2- 31 は堤体の横断図と材料区分を示している。川西ダムは地震時に貯水されていなかったため、水位線は設定していない。No.3 を堤体左岸側の代表断面，No.8 を堤体中央部の代表断面とした。左岸側の No.3 断面では，上流側基礎が大きくせり上がっている特徴がある。右岸側の No.12 断面でも基礎のせり上がりは見られるが，No.3 断面よりもせり上がりの程度は少ない。

表 2- 13 は解析に用いた地盤定数の一覧を示す。堤体の密度は，築堤時の盛土の管理試験結果，内部摩擦角は設計値を用いた。粘着力は，遮水部とフィルター部は築堤時の設計値とし，半透水部の粘着力は 10kPa に設定した。遮水部と半透水部・フィルター部のせん断剛性は平均有効応力 σ_m ($\sigma_{m0}=98\text{kPa}$) の関数とし，既設フィルダムのデータを参考に設定した。

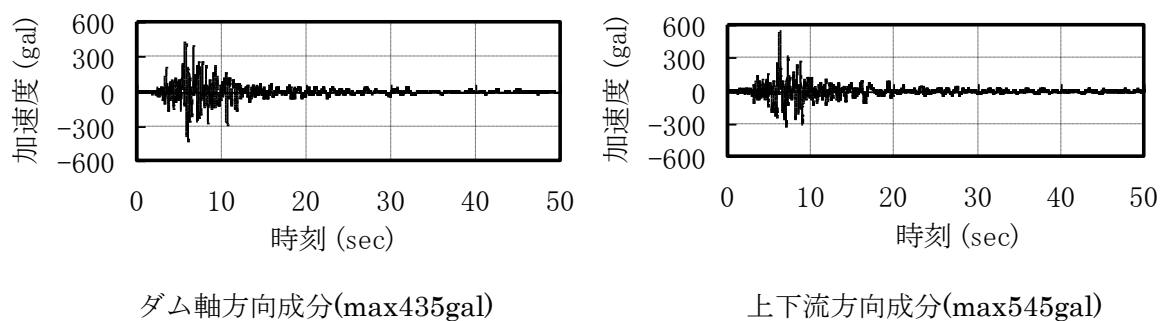


図 2- 30 入力地震動(左岸地山観測波)

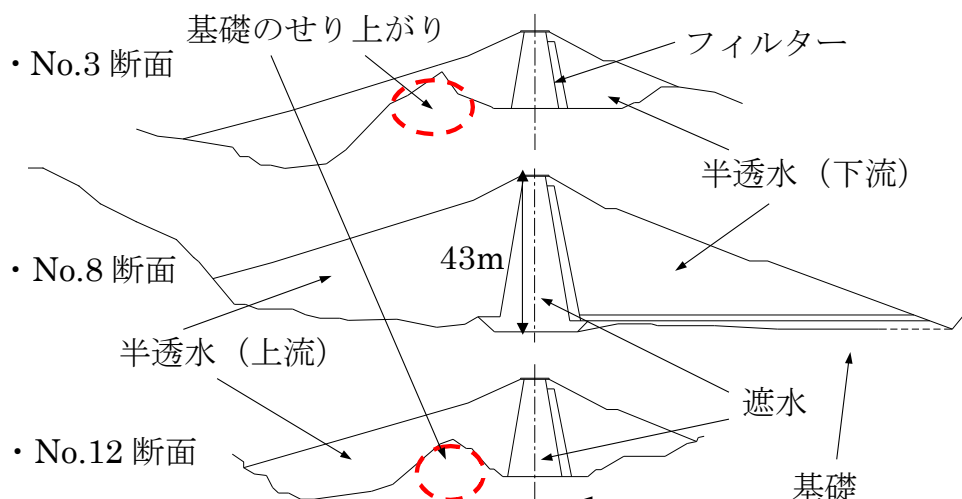


図 2- 31 堤体横断図と材料区分

図 2- 32 に川西ダムを含む周辺の 3 次元形状図を示す。3 次元 FEM 解析モデルの作成では、境界の影響が解析結果に出ることを防ぐために、このように堤体寸法に対して 2 倍以上の距離の範囲までモデル化することとした。

表 2- 13 川西ダムの地盤定数一覧

| 材料区分 | 湿潤密度 kN / m ³ | 内部摩擦角 ° | 粘着力 kPa | V _s m / sec | せん断剛性 kPa |
|----------|-----------------------------|------------|------------|---------------------------|--|
| 遮 水 | 17.2 | 19.0 | 32.0 | — | 50000 (σ_m / σ_{m0}) ^{0.6} |
| 半透水 (上流) | 25.3 | 33.1 | 10.0 | — | 183200 (σ_m / σ_{m0}) ^{0.5} |
| 半透水 (下流) | 18.4 | 24.5 | 10.0 | — | 113600 (σ_m / σ_{m0}) ^{0.5} |
| フィルター | 18.0 | 30.0 | 0.0 | — | 203200 (σ_m / σ_{m0}) ^{0.7} |
| 基 礎 | 23.3 | — | — | 1600 | 6086530 |

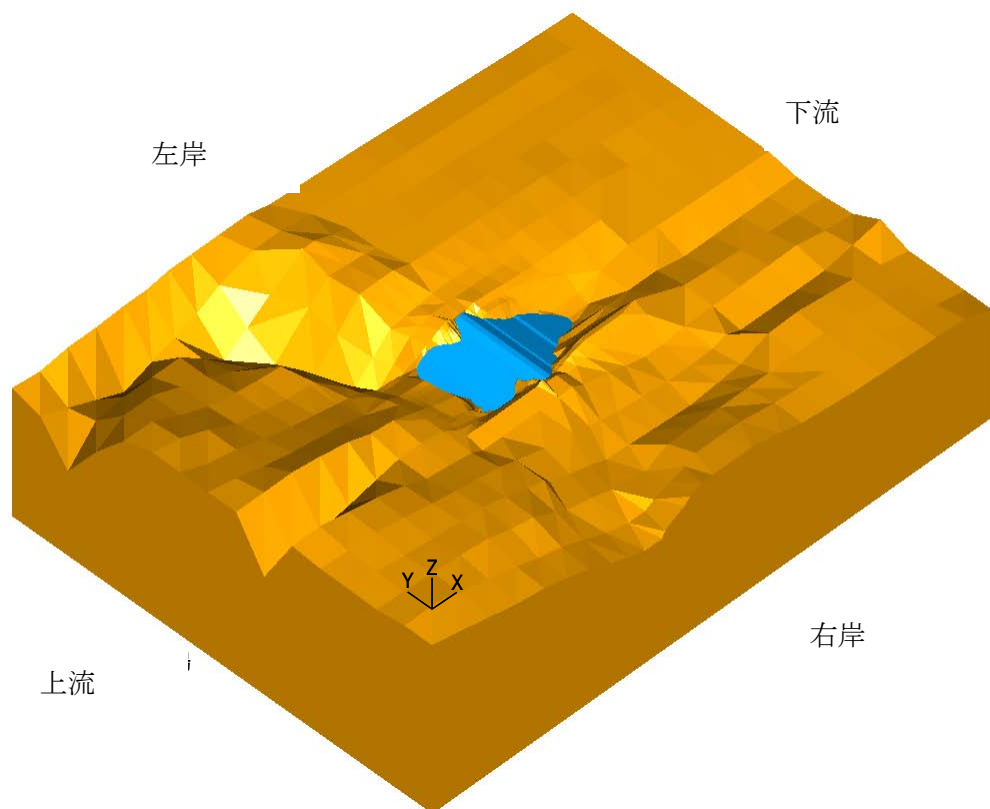


図 2- 32 川西ダム周辺の 3 次元地形図(上：堤体なし， 下：堤体あり)

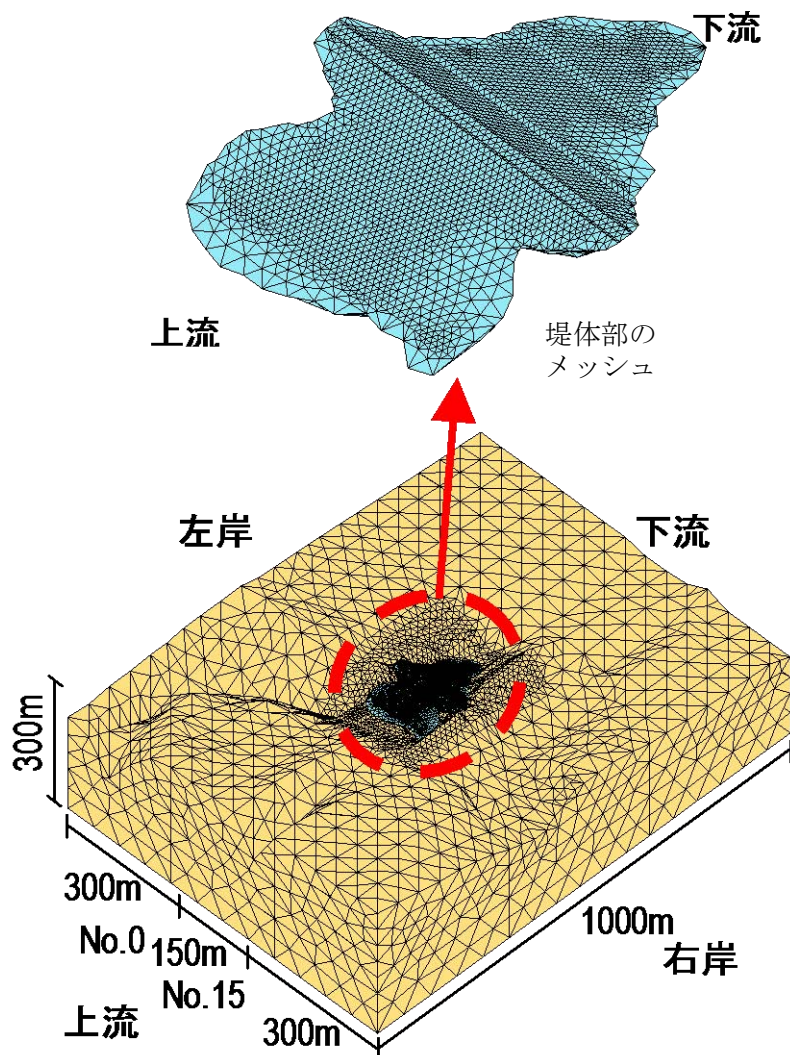


図 2-33 3次元有限要素法解析モデル

図 2-33 は有限要素法の解析に用いた 3 次元の解析モデルである。解析モデルでは 4 面体の形状を 6 面体要素でモデル化し、節点数 15937、要素数 81134 である。遮水部のポアソン比は 0.40、遮水部以外のポアソン比は 0.33 とした。動的解析で必要となる初期応力は、堤体部を Mohr-Coulomb モデルでモデル化した自重解析で求めた。自重解析時の境界条件は、底面固定、側面鉛直ローラーとし、基礎部と堤体部に分けた 2 ステップの自重解析を行った。

堤体のモデル化には Mohr-Coulomb モデルを用い、入力地震動として図 2-30 に示す左岸地山観測波の 2 成分を同時に入力した。境界は底面・側面共に粘性境界とし、減衰に用いたレーリー減衰のパラメータは、水平方向の 1 次と 2 次の固有振動数に対して 2.5% の減衰を目標に設定した。

図 2- 34 に残留変形図を，図 2- 35 に堤体表面の残留水平変位のベクトル図をそれぞれ示す。堤体は法面勾配の急な下流側での変形が大きく，上流側の水平変位が大きかった観測結果の変形パターンとは対応しなかった。

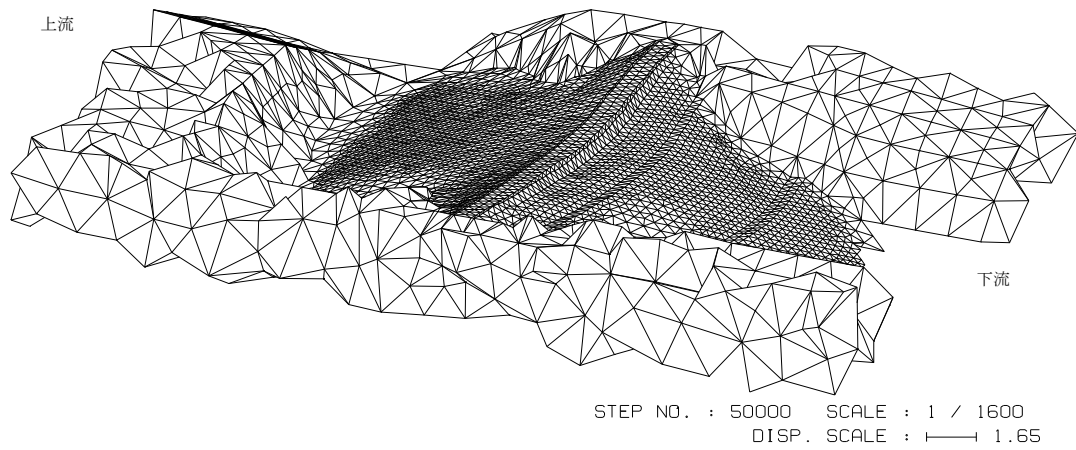


図 2- 34 残留変形図(変形スケール 1.65m)

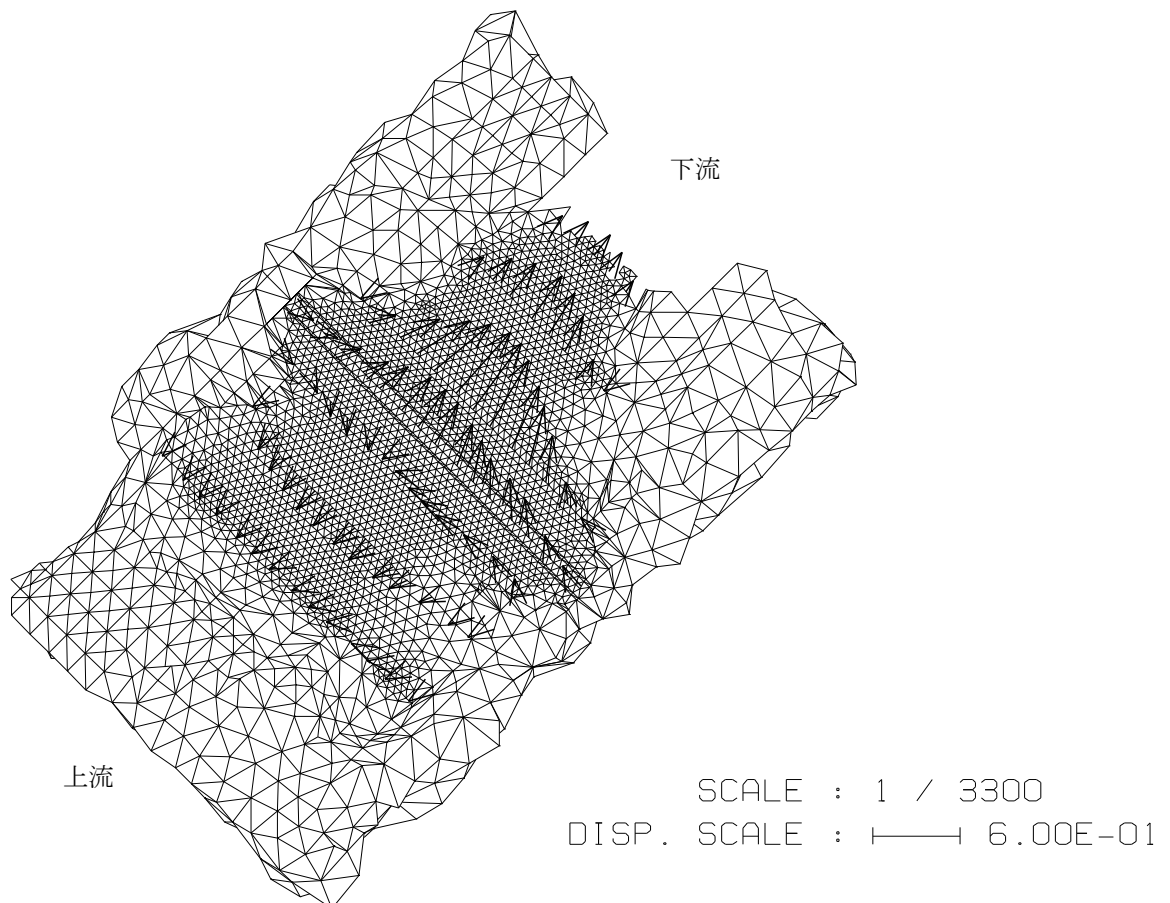
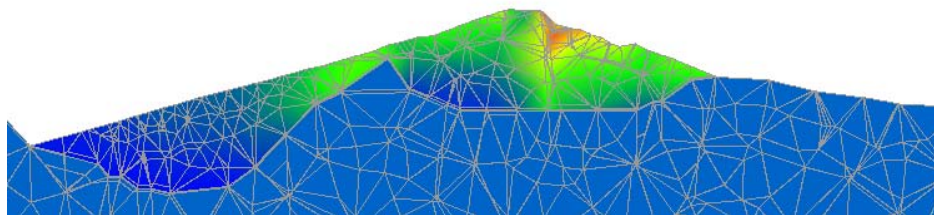


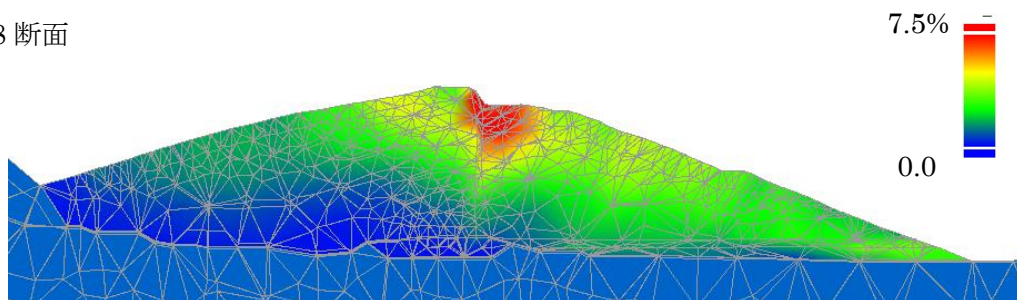
図 2- 35 堤体表面の残留水平変位ベクトル図(変形スケール 0.6m)

図 2- 36 は解析最終ステップの各断面での γ_{\max} コンター図と変形を同時に描いている。変位量は 10 倍に拡大して表示している。 γ_{\max} がピーク値を示すのは堤体天端付近の下流側で、各断面共にこの付近で最も大きな残留変位が発生している。No.8 断面と No.12 断面では、堤体変位は上下流共に法面の中段付近より高い位置で大きく発生しており、堤高の低い部分での変位量は小さい。No.3 断面の下流側法面の中段付近より高い位置で大きな変位が発生しているのは、No.8 断面・No.12 断面と同じであるが、No.3 断面の上流側法尻から基礎がせり上がっている部分にかけては、基礎の拘束効果で堤体変位の発生量は小さい。

・ No.3 断面



・ No.8 断面



・ No.12 断面

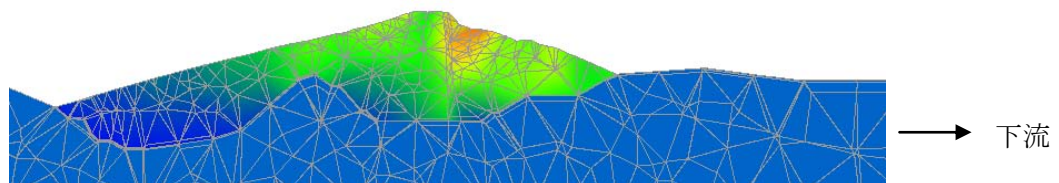


図 2- 36 解析最終ステップでの γ_{\max} コンター図

図 2-37 は上下流方向加速度の時刻歴中での最大値だけを選んだコンター図である。上下流共に堤体中央付近の法面中段付近で加速度が最大値を示しているのは、堤体天端に近づくにつれて変位も大きく発生し塑性化しているため、中段より堤高の高い部分での加速度応答が小さくなるためである。また、上流左岸側の法尻から中段にかけて加速度が大きくなっているのは、基礎の拘束効果で堤体の変位が抑えられるため、法面付近での加速度応答が大きくなるため、地震時に上流左岸側で表層滑りが発生したのは、基礎の形状に起因した応答特性によるものと考えられ、ニューマーク法でこの応答を考慮した加速度を入力に用いれば、地震時の滑りの発生が予測される。ダム軸での最大沈下量は、堤体中央付近が 428mm で、左岸側・右岸側に近づくにつれて小さくなり、観測値の傾向と対応している。

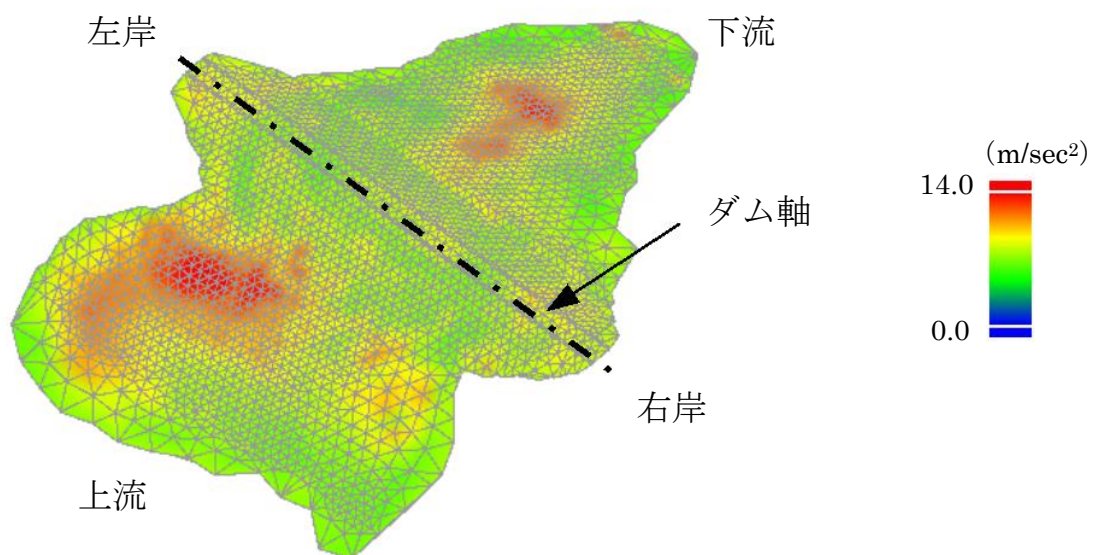


図 2-37 堤体表面での上下流方向加速度の最大値コンター図

2-5-6 廃棄物処分場護岸隅角部での遮水矢板の耐震性能に関する解析的考察

海上に建設される廃棄物処分場では、場内の汚水が流出しないように護岸に遮水矢板を設置している(図 2- 38 参照)。図 2- 39 に示す護岸断面内に設置されている遮水矢板のレベル 2 地震に対する耐震性能について、護岸隅角部での挙動に着目して検討を行った(安間他 2005, 安間他 2007)。

解析には図 2- 4 に示す 3 次元解析モデルを用い、盛砂と敷砂は液状化を考慮できる MC-Densification モデルでモデル化した。表 2- 14 に解析で用いた土質定数の一覧を示す。

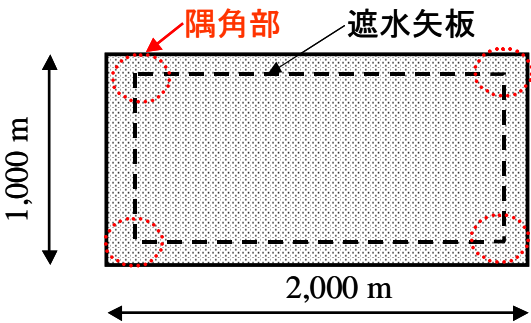


図 2- 38 廃棄物処分場の平面図

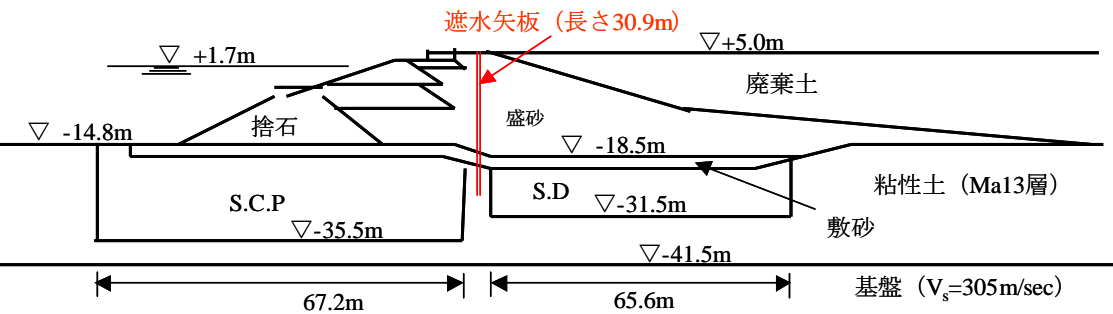


図 2- 39 護岸断面

表 2- 14 土質定数一覧

| 材料名 | 深度(OP) 単位m | 単位体積重量 (kN / m ³) | 内部摩擦角 (度) | せん断弾性 係数(kN/m ²) | N値 | V _s (m/sec) |
|-------------------|---------------|----------------------------------|--------------|---------------------------------|----|---------------------------|
| 遮水矢板 | +5.0 ~ -25.9 | 78.50 | — | 80,770,000 | — | — |
| ブロック | +5.0 ~ +4.0 | 23.00 | — | 953,000 | — | 2,000 |
| 栗石 | +4.0 ~ +1.7 | 20.00 | — | 183,700 | — | 300 |
| 盛砂 | +5.0 ~ -20.5 | 18.00 | 36.0 | 68,920 | 10 | 194 |
| 廃棄土 | +5.0 ~ -14.8 | 15.00 | 35.0 | 43,020 | 5 | 168 |
| 捨石 | +4.0 ~ -14.8 | 20.00 | 40.0 | 183,700 | — | 300 |
| 敷砂 | -14.8 ~ -20.5 | 18.00 | 36.0 | 68,920 | 10 | 194 |
| サンドコンパクション パイル | -16.8 ~ -25.9 | 17.10 | 35.9 | 25,660 | — | 122 |
| | -25.9 ~ -31.5 | 17.30 | 35.9 | 25,660 | — | 122 |
| | -31.5 ~ -35.5 | 17.70 | 35.9 | 25,660 | — | 122 |
| サンドドレーン | -16.8 ~ -25.9 | 14.90 | 30.0 | 10,110 | — | 82 |
| | -25.9 ~ -31.5 | 15.80 | 30.0 | 10,110 | — | 80 |
| Ma13層 | -14.8 ~ -16.8 | 14.50 | 30.0 | 10,110 | — | 84 |
| | -16.8 ~ -25.9 | 14.90 | 30.0 | 10,110 | — | 82 |
| | -25.9 ~ -31.5 | 15.80 | 30.0 | 10,110 | — | 80 |
| | -31.5 ~ -41.5 | 17.70 | 30.0 | 10,110 | — | 76 |
| 基盤 | -41.5 ~ | | | | 50 | 305 |

護岸隅角部では護岸の形状が 3 次元的になる。さらに U 字型をしている遮水矢板の形状をそのままモデル化しようとする、要素数が膨大になり並列計算手法を使っても解析することができない。そこで 3 次元形状をした遮水矢板を 2 次元形状の板要素でモデル化するためのパラメータ設定解析を行い(図 2- 40 参照)、3 次元解析モデルの中では 2 次元形状としてモデル化している。表 2- 15 に 3 次元解析で矢板のモデル化に用いた板要素のパラメータを示す。

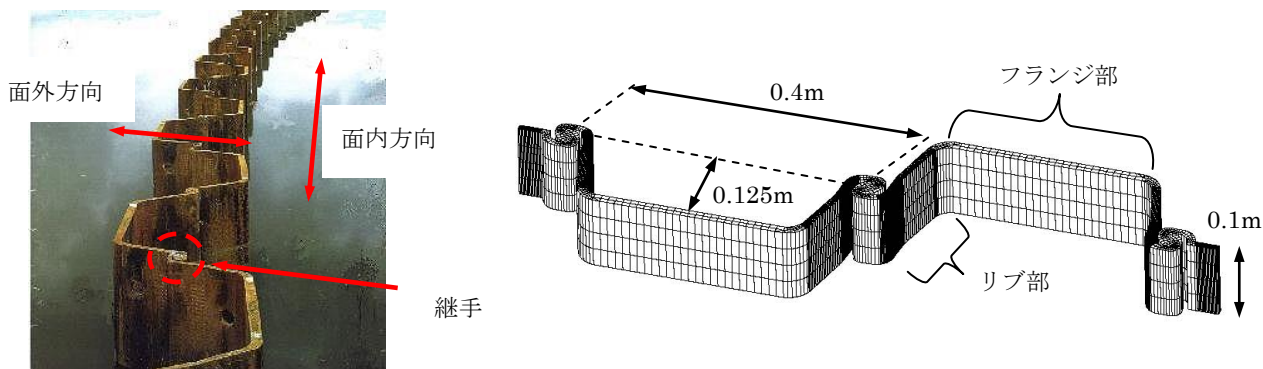


図 2- 40 遮水矢板の面内方向・面外方向の定義と引張り試験モデル

表 2- 15 3 次元解析で使用する板要素の剛性と部分的降伏発生応力

| 厚さ (mm) | 断面 2 次モーメント (cm^4 / m) | 断面係数 (cm^3 / m) | 面内方向ヤング率 (N / m^2) | 面外方向ヤング率 (N / m^2) |
|------------|---|--------------------------------------|---|---|
| 13 | 16,800 | 2,646 | 1.05×10^8 | 1.58×10^{11} |

| 面内方向の部分的降伏発生応力 (N / m^2) | 面外方向の部分的降伏発生応力 (N / m^2) |
|---|---|
| 5.38×10^6 | 1.76×10^8 |

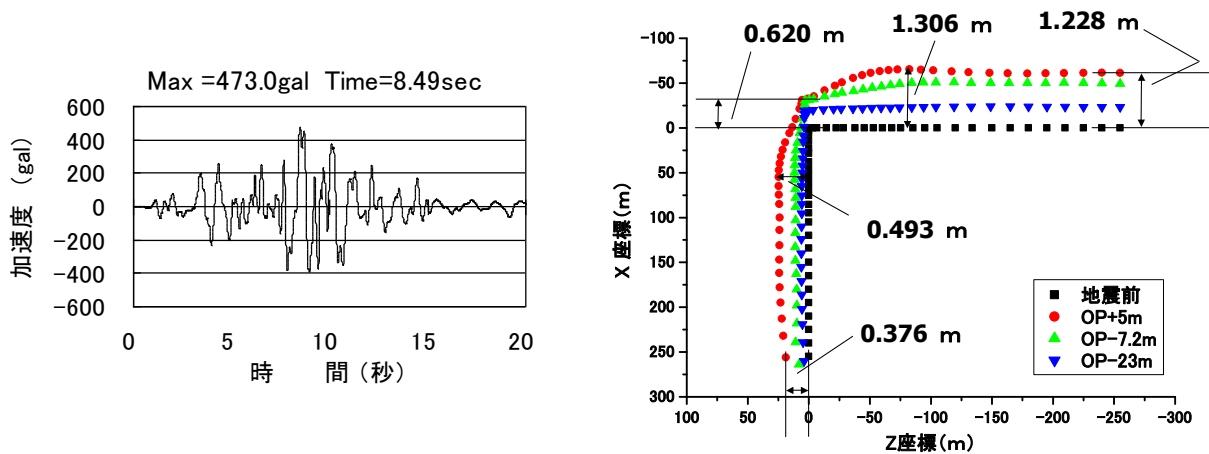


図 2-41 入力地震動と水平方向残留変位の平面分布

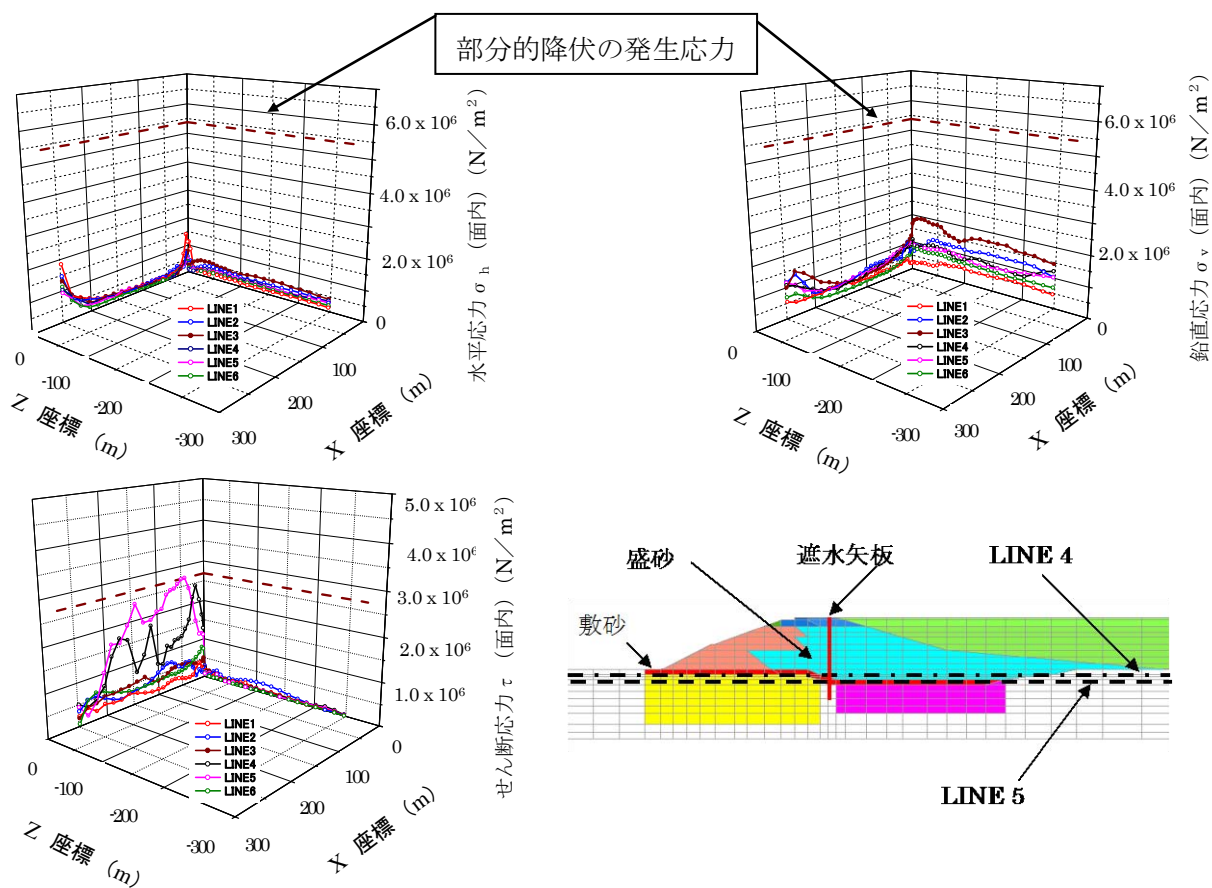


図 2-42 遮水矢板に発生する面内方向の応力分布

最大加速度 473gal の模擬地震波(図 2- 41 参照)を用いた地震応答解析結果から、護岸の残留水平変位の水平分布(図 2- 41 参照)と遮水矢板に発生する面内方向と面外方向の応力分布を求めた(図 2- 42, 図 2- 43 参照)。そして、護岸隅角部では遮水矢板の面内方向のせん断応力分布が最もクリティカルな状態になることと、加振平行方向の護岸に比べて加振直交方向の護岸の残留変位が大きくなることを明らかにした。

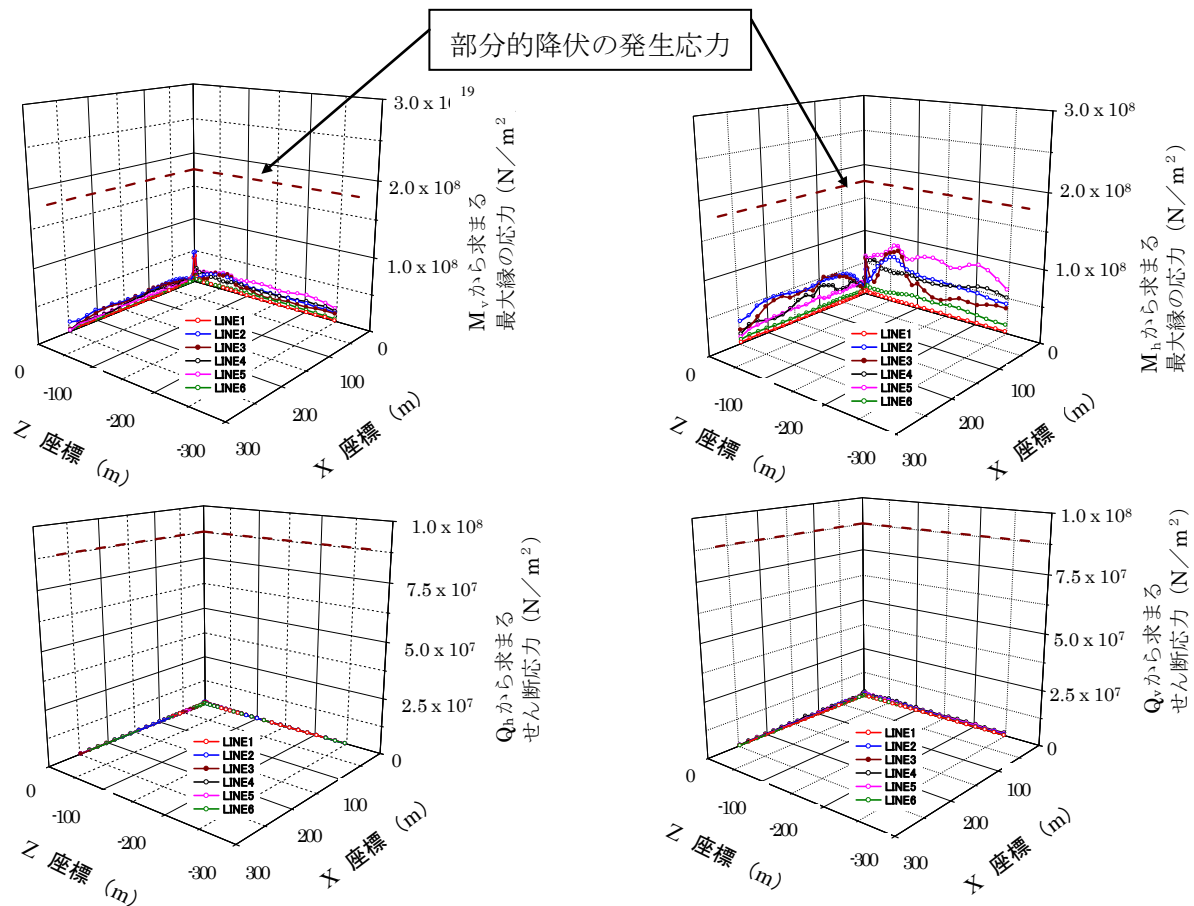


図 2- 43 遮水矢板に発生する面外方向の応力分布

2-5-7 格子状地盤改良の遠心模型振動実験シミュレーション

図 2- 44 に示す格子状改良地盤の加振方向の格子幅を変えた遠心模型振動実験を, 図 2- 46 に示す 3 次元モデルを用いてシミュレーションした(津國他 2001)。入力地震動は 1G 場に換算した最大加速度 187gal の正弦波 20 波である。豊浦砂のモデル化は修正 Densification モデルで行っている。修正 Densification モデルのパラメータは, 繰返し三軸試験のシミュレーションによって設定した(図 2- 45 参照)。

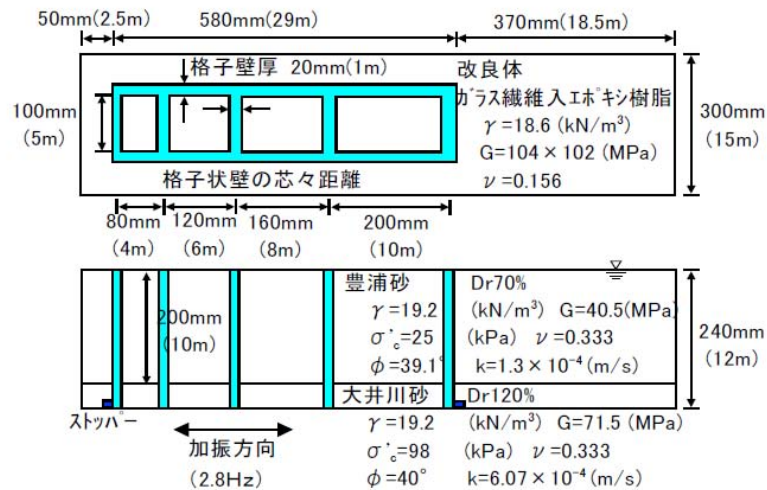


図 2- 44 格子状地盤改良の格子幅を変えた遠心模型振動実験

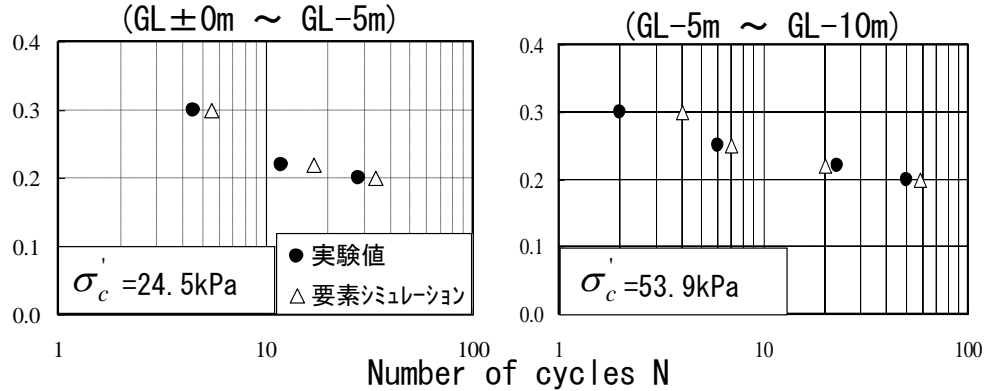


図 2- 45 液状化強度の設定

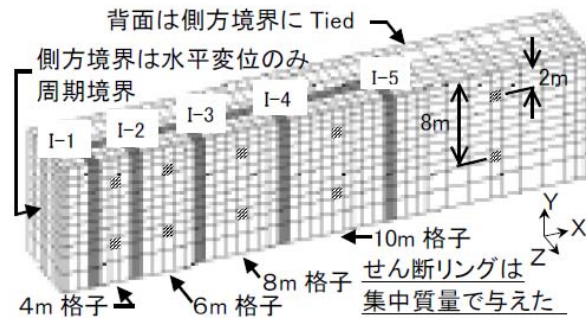


図 2- 46 シミュレーション解析に用いた 3 次元解析モデル

過剰間隙水圧比時刻歴の解析結果と実験結果の比較を図 2-47 に示す。周辺地盤部では過剰間隙水圧比 1.0 まで上昇しているのに対して、格子内地盤では過剰間隙水圧の発生が抑えられている。4m 格子内地盤では、格子間隔が広い 6m 格子内地盤よりも過剰間隙水圧の発生量と振幅が大きい。

面外方向改良体に作用するせん断応力の最大値の深度分布を図 2-48 に示す。液状化によりせん断応力の分担が小さくなっている周辺地盤に接している部分と、せん断ひずみが抑えられる面外方向改良体との接合部でせん断応力が小さくなっている。面外方向改良体の相対水平変位の最大値分布を図 2-49 に示す。液状化している周辺地盤に接している I-1 と I-5 の相対水平変位は格子に囲まれている I-2, I-3, I-4 に比べて大きく、接している格子の間隔が広くなるに従って最大相対水平変位が大きくなり、4m 格子を除いて過剰間隙水圧発生量と最大相対水平変位が対応していることから、各格子内での過剰間隙水圧発生量は、面外方向改良体の曲げの影響を大きく受けると考えられる。

シミュレーション解析を通じて以下のことが分かった。

- ① 液状化する周辺地盤に接している面外方向改良体は周辺地盤の影響によって、格子内の面外方向改良体に比べて、改良体の水平変位量が大きい。
- ② 面外方向改良体の曲げと格子内の過剰間隙水圧発生量は関係している。

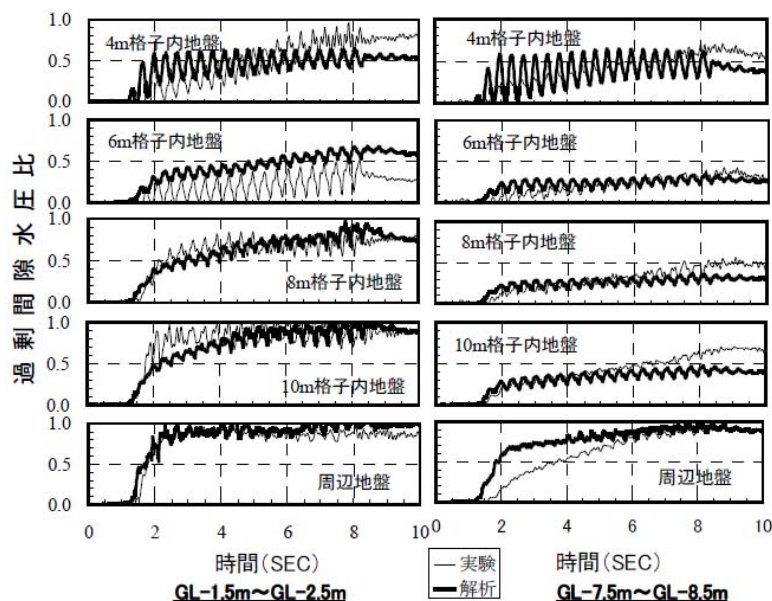


図 2-47 過剰間隙水圧比時刻歴の比較

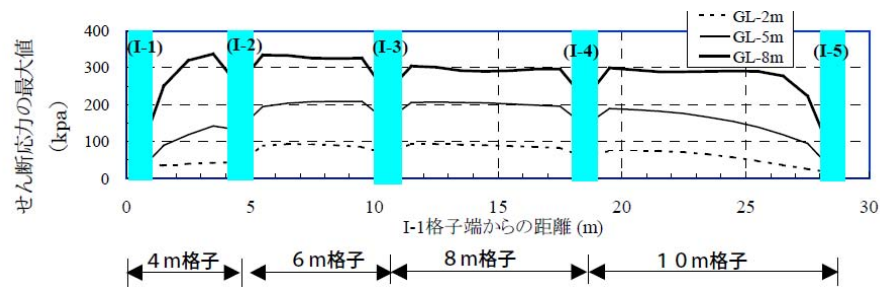


図 2-48 面内方向改良体のせん断応力の分布図(xy 平面)

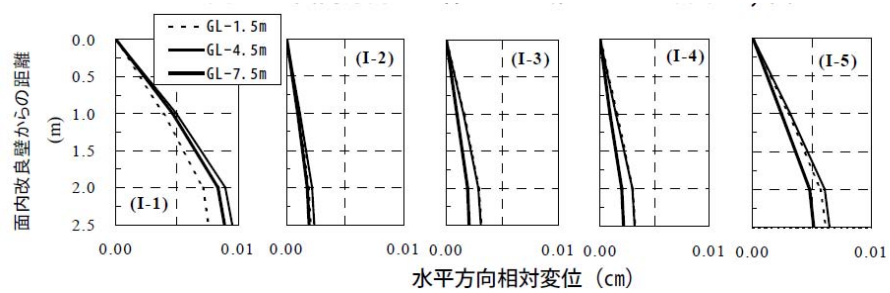


図 2-49 面外方向改良体の最大相対変位分布図(xz 面)

2-5-8 浮き型格子状改良地盤を用いた液状化対策

格子状地盤改良を用いた液状化対策では、これまで液状化層の全深度を改良することを前提としていたが、求められる性能によっては液状化層内に未改良部を残す浮き型形式での対策も考えられる。この浮き型形式では、着底型の構造体と浮き型の固化体を組合せた構造となっており、深層で発生するせん断応力の低減および浅層から深層への過剰間隙水圧の伝播の抑制の 2 つの効果で液状化対策効果が表れていると考える(図 2- 50 参照)。

浮き型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を 3 次元有効応力解析でシミュレーションした(図 2- 51 参照)。遠心模型振動実験で液状化層は $Dr=46\sim54\%$ の相馬桂砂 5 号で作成し、実スケール換算で 2hz の sin 波 50 波でステップ加振している。液状化層のモデル化には修正 **Densification** モデルを用いている。このシミュレーションは表 2- 16 に示すケースに対して実施した(高橋他 2012)。

着底型の構造体と浮き型の固化体を組合せることによる液状化抑制効果のメカニズムを調べるために、着底型固化体の幅 W と浮き型固化体の幅 L を変えたシリーズ D の解析を実施した(表 2- 17, 図 2- 52 参照)。それぞれの固化体は 100%改良の構造体としてモデル化している。

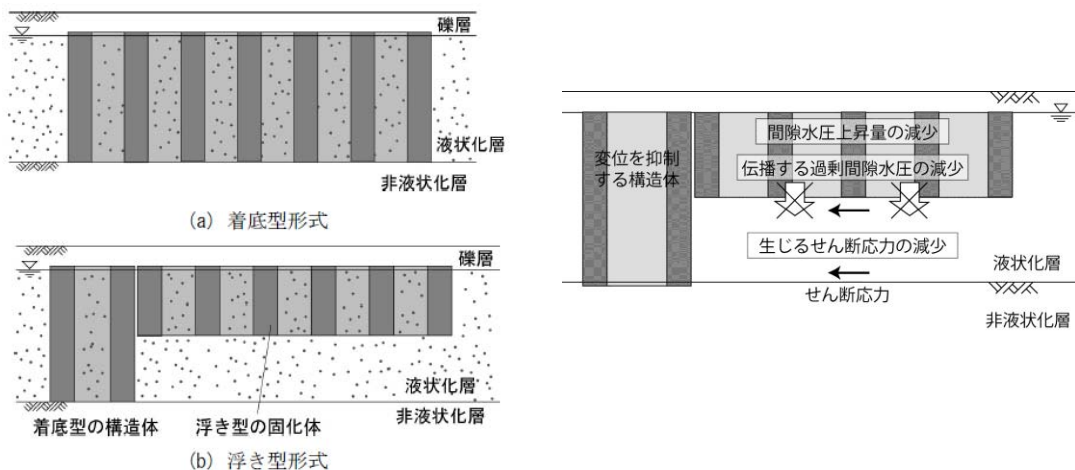
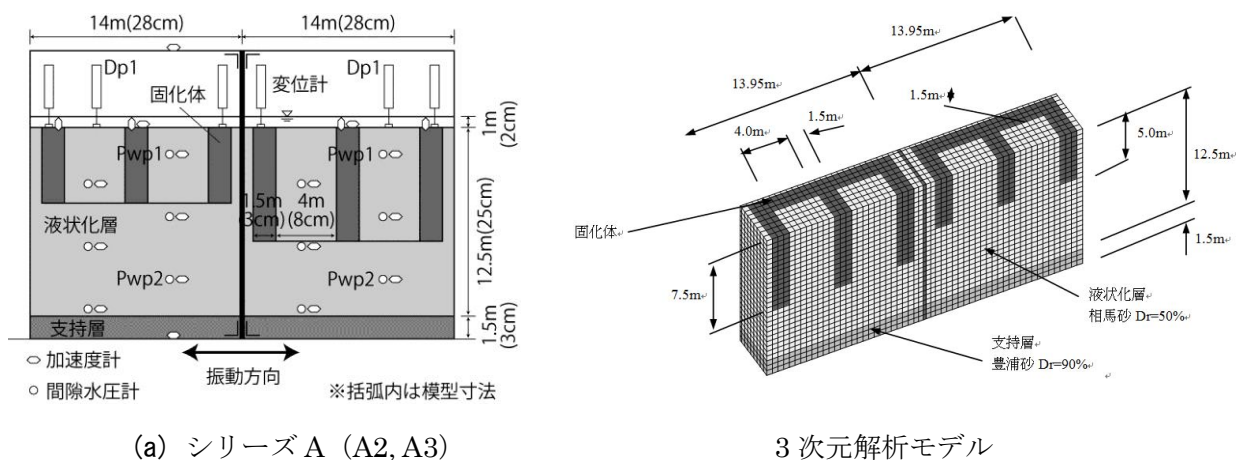


図 2- 50 格子状地盤改良工法の種類と浮き型格子状改良の対策効果発現メカニズムの概念



(a) シリーズ A (A2, A3)

3 次元解析モデル

図 2- 51 浮き型格子状改良遠心実験断面図(左)と 3 次元解析モデル(右)

表 2- 16 実験シリーズ A のシミュレーション解析ケース

| シリーズ | ケース | 深さ | | 形式 | 備考 |
|------|-----|--------|--------|-----|--------------------|
| | | 液状化層 | 浮き型固化体 | | |
| A | A1 | 12.5 m | 0.0 m | 無改良 | 実験シリーズ A のシミュレーション |
| | A2 | 12.5 m | 5.0 m | 浮き型 | |
| | A3 | 12.5 m | 7.5 m | 浮き型 | |
| | A5 | 12.5 m | 12.5 m | 着底型 | |

表 2- 17 解析シリーズ D のケース一覧

| シリーズ | ケース | 固化体の幅 | | 形式 |
|------|-----|--------|--------|-----|
| | | 着底型固化体 | 浮き型固化体 | |
| D | D1 | — | 25.0 m | 浮き型 |
| | D2 | 4.0m | 25.0 m | 浮き型 |
| | D3 | 6.0m | 25.0m | 浮き型 |
| | D4 | 8.0m | 25.0m | 浮き型 |
| | D5 | 10.0m | 25.0m | 浮き型 |
| | D6 | 15.0m | 25.0m | 浮き型 |
| | D7 | — | 50.0m | 浮き型 |
| | D8 | 4.0m | 50.0m | 浮き型 |
| | D9 | 6.0m | 50.0m | 浮き型 |
| | D10 | 8.0m | 50.0m | 浮き型 |
| | D11 | 10.0m | 50.0m | 浮き型 |
| | D12 | 15.0m | 50.0m | 浮き型 |

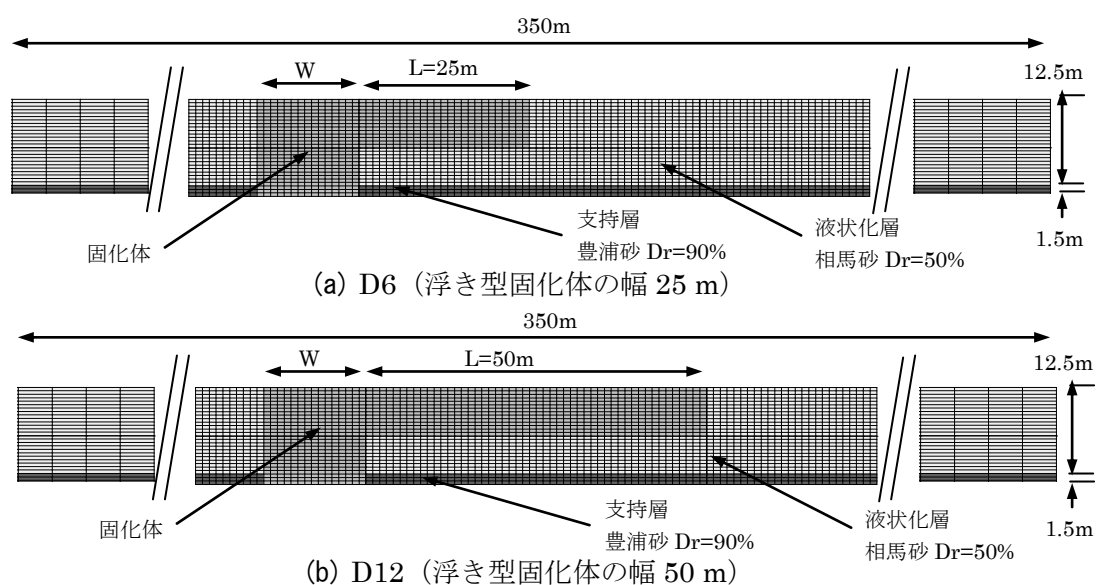


図 2- 52 解析シリーズ D(D6, D12)の解析モデル

シリーズ A のシミュレーション解析で得られた過剰間隙水圧比時刻歴の実験結果と解析結果の比較を図 2- 53 に示す。シミュレーション解析では、各実験ケースでの過剰間隙水圧上昇過程を良くシミュレーションできている。表 2- 18 に解析で用いた土質パラメータの一覧を示す。下負荷面のパラメータ U は降伏曲面内の応力に対するせん断の塑性量をコントロールしており、 U を大きくするとせん断の塑性量が小さくなる。ダイレイタンシーのパラメータの組み合わせによって、繰返し三軸試験のシミュレーションによる液状化強度曲線のフィッティングを行う。

着底型固化体の幅 W を変化させた場合の過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma$ の時系列を図 2- 54 に示す。この解析値は浮き型固化体の中央の深度 10.3 m での結果であり、図 2- 54 (a) は浮き型固化体の幅が $L = 25$ m での値で、図 2- 54 (b) は $L = 50$ m での値である。図 2- 54 (a) を見ると、着底型固化体を設けなかったケース D1 において $\Delta u/\sigma$ が最も初期段階で増加している。これに対して、 W を大きくすると $\Delta u/\sigma$ が増加しにくくなる傾向にあり、 W が最も大きいケース D6 での $\Delta u/\sigma$ の増加量が最も小さかった。図 2- 54 (b) においても、 W を大きくするほど $\Delta u/\sigma$ の増加量が小さくなっていた。また、図 2- 54 (a) に示した $L = 25$ m での結果よりも $\Delta u/\sigma$ は大きく、浮き型固化体の幅が広いほど $\Delta u/\sigma$ は増加しやすいことが分かった。

表 2- 18 解析に用いた土質パラメータ

| | G_0 (MN/m ²) ($\sigma_0' = 98 \text{ kN/m}^2$) | ν | k (m/sec) | ρ (g/cm ³) | c (kN/m ²) | ϕ (°) | ϕ_p |
|------|--|-------|-----------------------|--------------------------------|-----------------------------|---------------|----------|
| 固化土 | 1089.0 | 0.33 | 1.0×10^{-10} | 1.92 | — | — | — |
| 液状化層 | 75.8 | 0.33 | 2.3×10^{-4} | 1.92 | 0.001 | 36.0 | 0.80 |
| 支持層 | 110.0 | 0.33 | 1.0×10^{-4} | 1.97 | 4.9 | 35.9 | — |

| | 下負荷面 | ダイレイタンシーのパラメータ | | | | | |
|------|------|----------------|--------------|---------------|--------------|----------------|---------------|
| | U | α_{bc} | β_{bc} | α_{ac} | β_{ac} | α_{out} | β_{out} |
| 液状化層 | 300 | 0.40 | 0.005 | 0.015 | 0.004 | 0.05 | 0.2 |

| | ダイレイタンシーのパラメータ | | | | |
|------|----------------|-----|-----|-----|----------------|
| | α_{ud} | B | a | b | σ_{min} |
| 液状化層 | 2.0 | 10 | 0.5 | 4.0 | 0.01 |

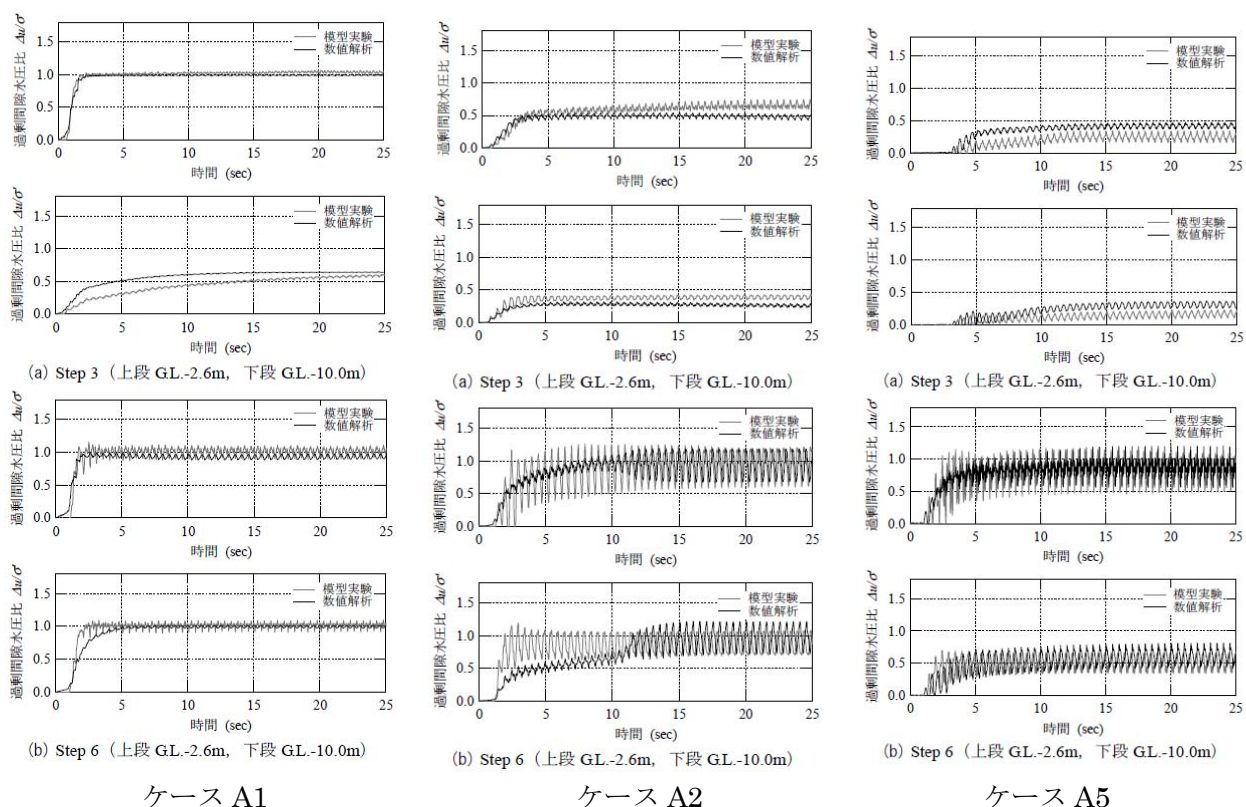


図 2-53 過剰間隙水圧比時刻歴の比較(実験シリーズ A のシミュレーション)

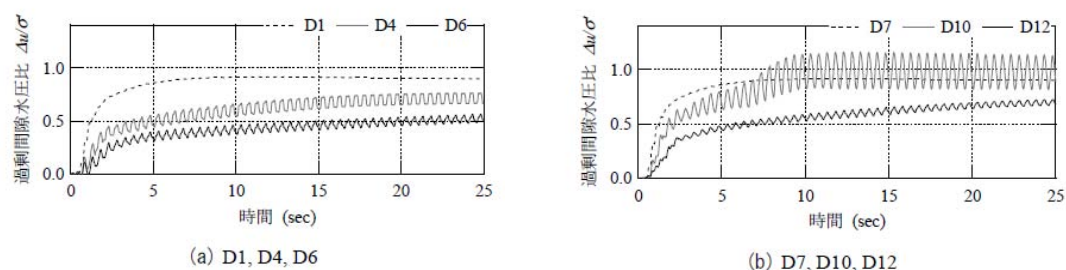
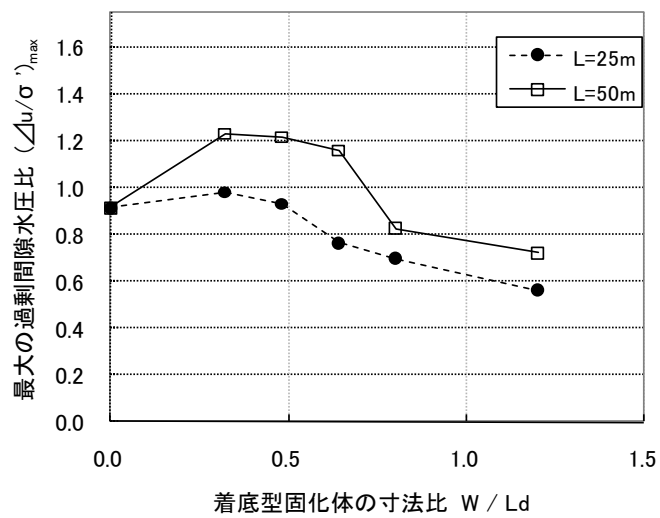


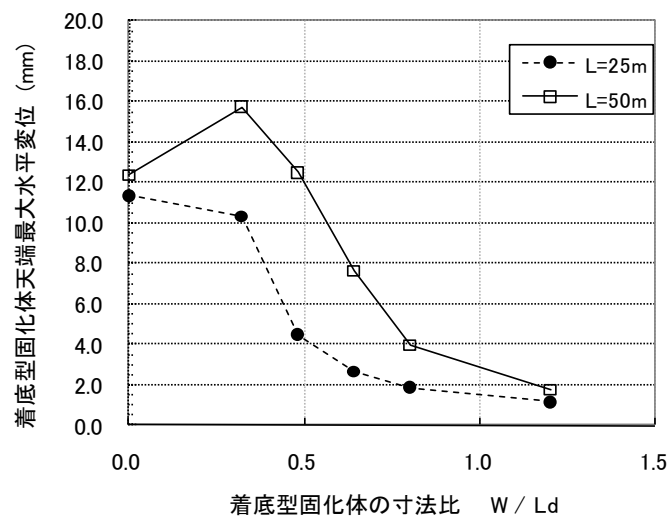
図 2-54 深度 10.3m での過剰間隙水圧比の時刻歴

着底型固化体の幅 W が液状化の抑制に与える影響をまとめると図 2-55 のようになる。深度 10.3 m での過剰間隙水圧比の最大値 $(\Delta u/\sigma)_{max}$ と液状化層厚で除した着底型固化体の寸法 W/L_d の関係が図 2-55(a) で、着底型固化体天端での水平変位の最大値と W/L_d の関係が図 2-55(b) である。図 2-55(a) を見ると、着底型固化体が無い場合を除いて W/L_d が大きくなるほど $(\Delta u/\sigma)_{max}$ が小さくなり、液状化の抑制効果が表れている。 $(\Delta u/\sigma)_{max}$ が大幅に低減するのは、浮き型固化体の幅が 25 m の場合で $W/L_d = 0.64$ 、50 m の場合で $W/L_d = 0.8$ であった。図 2-55(b) においても、着底型固化体が無い場合を除いて W/L_d が大きくなるほど水平変位量の最大値が小さくなっていった。水平変位量が大幅に低減するのは、浮き型固化体の幅が 25 m の場合で $W/L_d = 0.48$ 、50 m の場合で $W/L_d = 0.8$ であった。これらのことから、着底型固化体の幅は液状化層厚の 0.8 倍程度とすれば、十分に液状化対策

効果が見込めることが分かった。



(a) 深度 10.3m での過剰間隙水圧比の最大値



(b) 着底型固化体天端での水平変位量の最大値

図 2- 55 着底型固化体の幅と液状化対策効果の関係(解析シリーズ D)

2-6 2章のまとめ

著者が初めて有効応力解析による液状化解析を行ったのは、図 2- 21 に示す要素数 72 の 2 次元解析モデルを用いた模型振動実験のシミュレーションであった。1985 年に解析した当時、会社の大型計算機を用いて 3000 ステップで 30 秒の解析に丸 2 日を要した。この計算スピードでは、とても設計で用いられるレベルのものではなかったが、計算機の進歩と並列計算手法の導入により、図 2- 4 に示す護岸隅角部をモデル化した液状化解析では、解析モデルの要素数 37381 と、図 2- 21 に示す 2 次元解析モデルの要素数に比べて 500 倍以上の要素を用いてモデル化しているが、解析時間は約 3 時間(表 2- 10 参照)にまで短縮されており、設計で用いることができるレベルに到達している。

また、1995 年に発生した兵庫県南部地震以降、設計で考慮する地震動をレベル 1 地震動とレベル 2 地震動に区分し、レベル 2 地震動に対しては性能設計の考え方が適用されるようになったことも、解析手法を用いた設計が受け入れられる背景になっている。そして、兵庫県南部地震で被災したアースダム(図 2- 15 参照)・平成 16 年新潟県中越地震で被災した川西ダムの 3 次元解析(図 2- 33 参照)・格子状地盤改良の遠心模型振動実験の 3 次元解析でのシミュレーション(図 2- 46, 図 2- 51 参照)を通じて、解析ノウハウの蓄積と解析精度の向上を図ってきたことによって、解析手法を用いた性能設計が可能となっている。

3 章 コラムリンク工法施工時の圧密沈下量・周辺地盤変位量予測

軟弱粘性土地盤上に盛土を施工する場合、これまで盛土法尻部改良工法あるいはドレーン打設による圧密促進により盛土下地盤の強度増加を図る工法が用いられてきた。また最近では、盛土下の地盤を低改良率の杭状改良で対策する工法も開発され、有明海沿岸地域等で適用されている。

これらの従来工法に対して、盛土下の地盤の改良に壁状改良と杭状改良を併用するコラムリンク工法が新しく開発された。コラムリンク工法の特長は、側部壁の効果により盛土の沈下抑制効果と周辺地盤の変状抑止効果が高く、熊本宇土道路の試験施工区間に適用された実績(新川他 2010 年)を有している。

コラムリンク工法では壁状改良と杭状改良を併用しており、対策効果を高めるために壁状改良に埋め込んだ H 鋼等の芯材を PC 鋼材等の繋ぎ材で連結する補助工法を採用する場合もあり、複雑な改良形状に対応するために従来工法では用いられることがあまりない 3 次元 FEM 解析を、マニュアルの中では詳細設計法(コラムリンク工法研究会 2012)と位置づけている。

本章の構成を表 3- 1 に示す。解析コード MuDIAN を用いた 3 次元圧密解析により、コラムリンク工法の盛土沈下抑制メカニズム・周辺地盤変状抑止メカニズムを明らかにした。また、コラムリンク工法の試験施工を初めて行った熊本宇土道路でも、解析コード MuDIAN を用いた 3 次元圧密解析により試験施工区間の設計を行った。そして、試験施工後の動態観測結果をシミュレーションすることによって、3 次元 FEM 解析手法の検証を実施した(津國 2014a)。

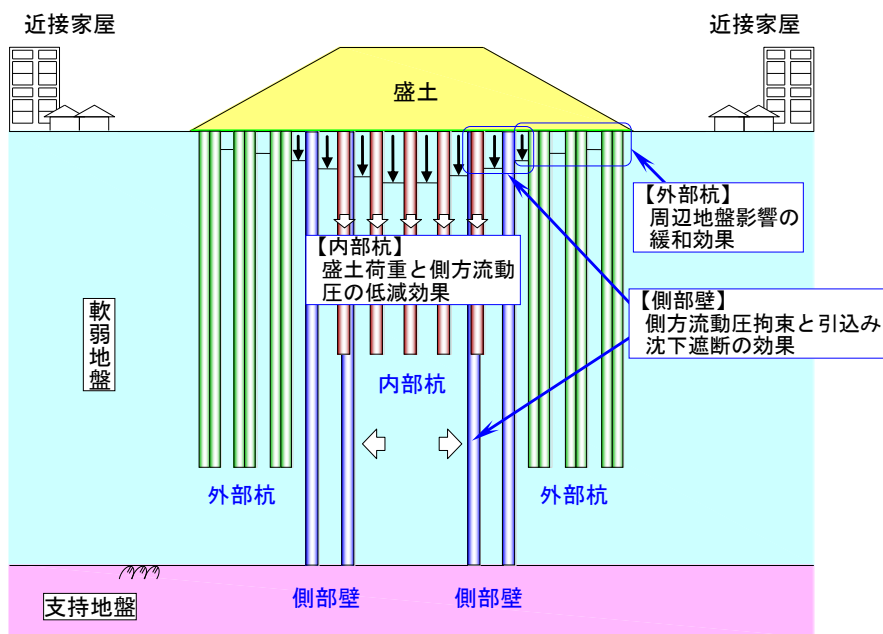
表 3- 1 3 章の構成

| 節 | 内 容 |
|-----|--|
| 3-1 | 軟弱粘性土地盤上の盛土施工を対象として開発された、基礎地盤の圧密対策のための地盤改良工法であるコラムリンク工法の概要を記述。 |
| 3-2 | 杭状改良と壁状改良を併用しているコラムリンク工法で、最適な壁状改良の配置位置について考察。 |
| 3-3 | コラムリンク工法と低改良率杭状改良工法について、盛土沈下量・周辺地盤変位量・経済性について比較し、それぞれの工法の盛土沈下・周辺地盤変位抑止メカニズムについて考察。 |
| 3-4 | 解析コード MuDIAN を用いた 3 次元圧密解析によりより実施した、熊本宇土道路試験施工断面の設計と、動態観測結果のシミュレーション解析について記述。 |
| 3-5 | 3 章の検討で得られた新たな知見のまとめ。 |

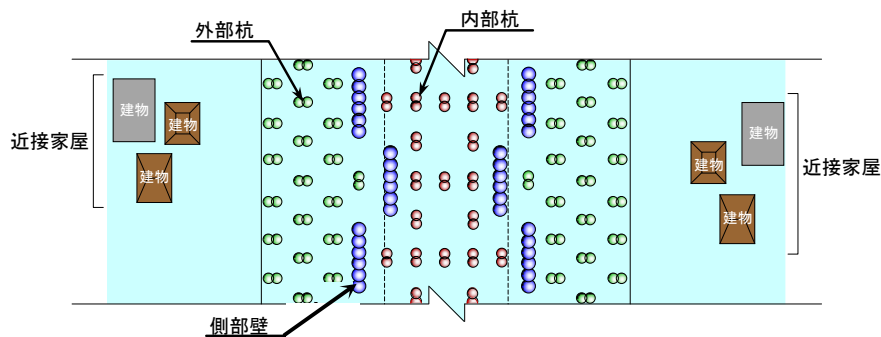
3-1 コラムリンク工法の概要

軟弱粘性土地盤上の高盛土の施工では、固化処理工法に着目すると深層混合処理工法を用いた基礎の地盤改良が必要になることが多く、盛土法尻部のブロック状改良，あるいは盛土下の低改良率杭状改良(着底，浮式)等の改良形状が，これまで用いられてきた。

図 3- 1 に杭状・壁状配置併用型改良工法(併用改良工法と呼ぶ)の概念(コラムリンク工法研究会 2012)を示す。併用改良工法の改良形状は，既存工法の改良形状と異なり，壁状改良と杭状改良を併用している。壁状改良部を側部壁と呼び，側部壁より盛土中心側の杭状改良を内部杭，側部壁から盛土法尻側の杭状改良を外部杭とそれぞれ呼んでいる。併用改良工法の特長として側方流動を抑止する効果が高いことが遠心模型実験で確認されており



(a) 断面図



(b) 断面図

図 3- 1 コラムリンク工法の概念

(堤他 2010)、盛土周辺地盤に発生する変状が小さいことから、民家等に近接して施工が必要な区間の基礎として適している。補助工法としてアンカーで盛土両側の側部壁の頭部を繋ぐことによって、周辺地盤の変状抑止効果をさらに高めることができる。

しかし、壁状改良と杭状改良を併用しているため、改良形状が複雑になり、設計では 3 次元形状の改良に対するモデル化が課題となる。そのため併用改良工法の設計では、設計で求められる仕様に応じて簡易設計法、詳細設計レベル 1 の設計法を推奨している(図 1- 2 参照)。

簡易設計法は、設計レベルが概略精度の時に用いられ、地盤と改良体をバネで置き換えた複合バネモデル(松井他 2013)を用いて、盛土沈下量・周辺地盤の変状を求める。

詳細設計レベル 1 は、設計レベルが高精度な時に用いられ、2 次元 FEM 解析による探索型解析(Matsui et. al. 2013)により、盛土の沈下量・周辺地盤の変状、各種部材の照査を実施する。

さらに詳細な設計が必要な場合は、3 次元 FEM 解析を用いた詳細設計を実施する(コラムリンク工法協会 2012)。

これまで地盤改良の設計で 3 次元の FEM 解析を用いることは一般的ではなかった。しかし、併用改良工法のように複数の改良形状を併用することによって、周辺地盤の変状抑止効果が高くなる工法では、その効果を精度良く照査できれば、より経済的な設計が可能となる。

3-2 側部壁の位置と盛土沈下量の関係

カオリンクレイ(ASP100)を用いた遠心模型実験(堤他 2010, Tsutumi et. al. 2009)によって、壁状改良と杭状改良を組合せた効果の確認を行っているが、盛土高さや周辺地盤範囲の設定条件は、実験装置・模型容器の制約をある程度受けた形になっている。

そのため、3次元 FEM 解析を用いて実施工を想定した断面に対して、壁状改良となる側部壁の最適な配置位置の検討を行った。地盤条件は、遠心模型実験で用いたカオリンクレイ(ASP100)を参考に設定した。

3-2-1 3次元解析モデルとパラメータ

図 3- 2 に側部壁の配置位置を変えた 3 次元解析モデルの断面図と平面図を示す。側部境界条件を鉛直ローラー、底面境界条件を固定とし、盛土断面中心で対称となる 1/2 モデルとした。側部壁の最適な配置位置の検討が目的なので、内部杭と外部杭の長さと平面配置の改良率は、10m と改良率 10%に固定した。そして側部壁中心位置を、①法肩、②法肩から法尻側に 2.89m、③法肩から法尻側に 4.95m の 3 パターンとした。それぞれの解析モデルに対して PC 鋼材($\phi 15.2\text{mm}$)の繋ぎ材を、入れた場合と入れない場合の合計 6 ケースの解析を実施した。表 3- 2 に解析ケースの一覧を示す。

粘性土地盤の厚さ 19.8m とし、地表面部での地盤のせん断強度が有明粘土地盤相当の 9.6kPa となるように、強度増加率 0.23(カオリンクレイ ASP100 の強度特性)を考慮して、図 3- 3 に示す圧密降伏応力 p_c の深度分布を設定した。

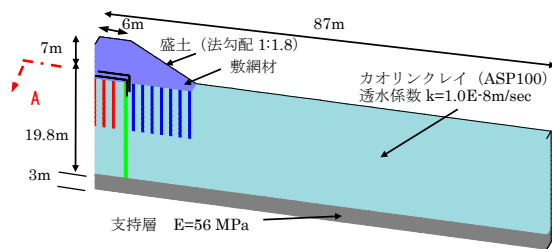
厚さ 3m の支持層は、N 値 20 相当のヤング率 $E=56000\text{kPa}$ とし、弾性要素でモデル化した。また、高さ 7m の盛土も N 値 10 相当のヤング率 $E=28000\text{kPa}$ とし、弾性要素でモデル化した。図 3- 4 に示すように高さ 7m の盛土は 70 日間で載荷し、30 年後まで解析は実施している。

表 3- 3 に各部材の仕様とモデル化を示す。側部壁・内部杭・外部杭は一軸圧縮強度 $q_u=1000\text{kPa}$ と想定し、ヤング率 $E=170q_u$ (日本建築センター 2002a)の関係より、改良体のヤング率 $E=170000\text{kPa}$ に設定し、弾性要素でモデル化した。

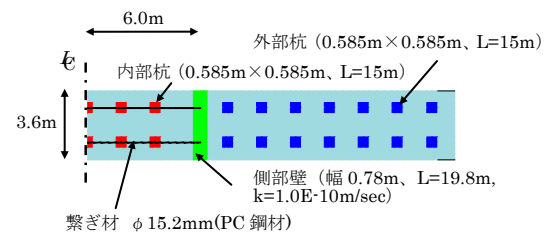
粘性土地盤は弾塑性の関口・太田モデル(Sekiguchi et. al. 1977)でモデル化した。弾塑性の関口・太田モデルでは、土の要素の変形を等方的な応力成分による相似変形と、せん断成分によるねじれ変形とに分けて考えることから出発する。つまり等方圧密成分とダイレイタンシーによる成分とを一般応力状態の下で結びつけ、体積変化を表す式が導かれている(飯塚敦 1988)。パラメータはカオリンクレイ(ASP100)の圧密試験結果から、関口・太田モデルのパラメータ設定法(Iizuka et al. 1987)により設定した。表 3- 3 中の M は、critical state を表す応力条件(破壊条件)の定義に用いられる。圧密による体積変化を表すパラメータは λ , κ , e_0 。ダイレイタンシーによる体積変化を表すパラメータは D である。

盛土両側の側部壁を繋ぐための固定点にするために、改良杭打設直後に側部壁に挿入する長さ 3m の H-200 の芯材と、芯材間を繋ぐ PC 鋼材の繋ぎ材は弾性梁要素でモデル化した。

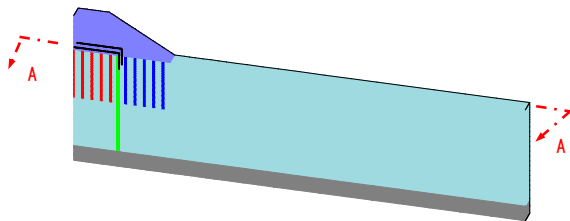
①側部壁を法肩に配置



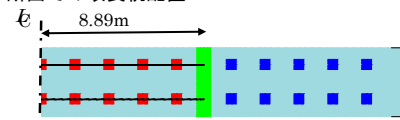
・A-A断面での改良杭配置



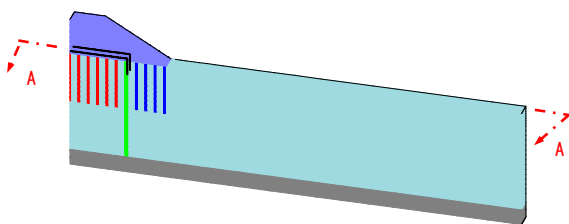
②側部壁を法肩から 2.89m に配置



・A-A断面での改良杭配置



③側部壁を法肩から 4.95m に配置



・A-A断面での改良杭配置

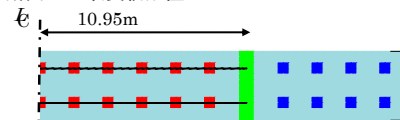


図 3-2 3次元解析モデルと側部壁の位置

表 3-2 解析ケースと解析結果一覧

| | 側部壁位置 | 繋ぎ材(PC鋼材) φ15.2mm | 盛土沈下量 (mm) | 法尻から10m地表面 の鉛直変位 (mm) |
|--------|-----------|----------------------|---------------|--------------------------|
| CASE-1 | 法尻 | なし | 209 | 5.4 (17.6) |
| CASE-2 | 法尻 | 有り | 202 | 5.1 (16.3) |
| CASE-3 | 法尻から2.89m | なし | 276 | 9.1 (27.4) |
| CASE-4 | 法尻から2.89m | 有り | 264 | 8.6 (25.3) |
| CASE-5 | 法尻から4.95m | なし | 377 | 15.7 (47.2) |
| CASE-6 | 法尻から4.95m | 有り | 359 | 14.7 (43.4) |

※()内は水平変位

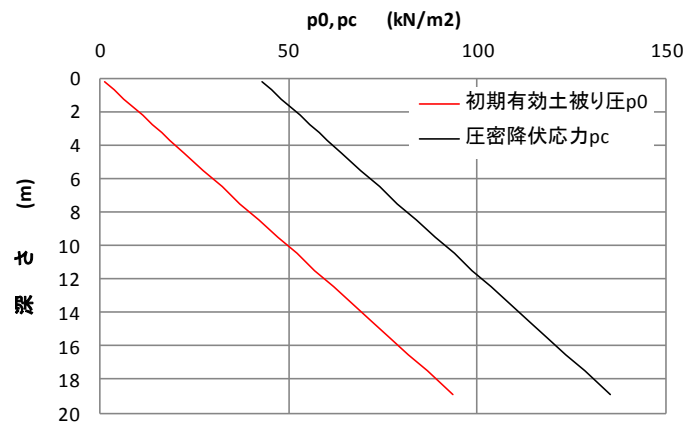


図 3-3 粘性土地盤の圧密降伏応力 p_c の深度分布

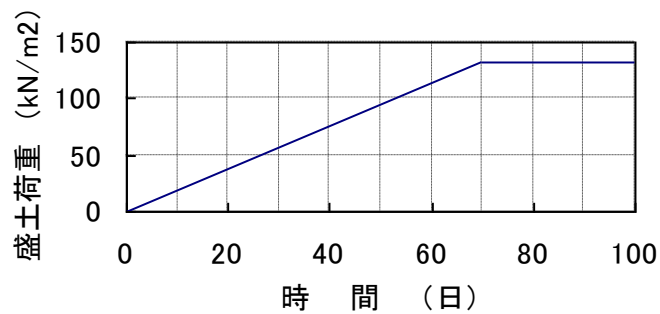


図 3-4 盛土の載荷過程

表 3-3 各部材の仕様とモデル化

| 土質区分 | 解析でのモデル化 | 単位体積重量 (kN/m^3) | ポアソン比 | M | λ | κ | A | e_0 | D | 透水係数 (m/sec) |
|-------|----------|-------------------------------|-------|-------|-----------|----------|-----|-------|---------|----------------------------|
| 粘性土地盤 | 関口・太田モデル | 15.0 | 0.49 | 0.997 | 0.274 | 0.0274 | 0.9 | 2.243 | 0.07627 | 1.00E-08 |

| 土質区分 | 解析でのモデル化 | 単位体積重量 (kN/m^3) | ポアソン比 | ヤング率 E (kN/m^2) | 透水係数 (m/sec) |
|--------------|----------|-------------------------------|-------|---------------------------------|----------------------------|
| 盛土 (高さ7.0m) | 弾性要素 | 19.0 | 0.33 | 28000 | — |
| 支持層 (厚さ3.0m) | 弾性要素 | 17.8 | 0.33 | 56000 | 1.00E-05 |

| 部材名 | 解析でのモデル化 | 仕様 | ポアソン比 | ヤング率 E (kN/m^2) |
|-----|----------|--|-------|---------------------------------|
| 側部壁 | 弾性要素 | 幅0.78m, $q_u=1000(\text{kN/m}^2)$ | 0.2 | 170000 |
| 内部杭 | 弾性要素 | 0.585m×0.585m, 改良率10%, $q_u=1000(\text{kN/m}^2)$ | 0.2 | 170000 |
| 外部杭 | 弾性要素 | 0.585m×0.585m, 改良率10%, $q_u=1000(\text{kN/m}^2)$ | 0.2 | 170000 |

| 部材名 | 解析でのモデル化 | 仕様 | 断面積 (m^2) | 断面2次モーメント(m^4) | ヤング率 (kN/m^2) | せん断剛性(kN/m^2) |
|-----|----------|--------------------------------|----------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| 芯材 | 弾性梁要素 | H-200 | 6.20E-03 | 1.46E-05 | 2.00E+08 | 7.69E+07 |
| 繋ぎ材 | 弾性梁要素 | $\phi=15.2\text{mm}$ (PC鋼材) | 1.39E-04 | 2.62E-09 | 2.00E+08 | 7.69E+07 |

3-2-2 解析結果と考察

図 3-5～図 3-7 に圧密が終了した 30 年後の変形図を示す。側部壁が法肩にある場合、側部壁と内部杭が法尻側に大きく押されるような変形は見られない。側部壁から盛土中心側の盛土荷重による側方流動力に対して、側部壁で十分抵抗できているため、側部壁による遮断効果が発揮できているためと考えられる。しかし法尻側の外部杭は地表面から 5m より深い位置で周辺地盤側に変形している。外部杭では、盛土荷重による側方流動を遮断する効果が期待できないためである。

側部壁が法肩から 2.89m の位置にある場合、内部杭と外部杭の下端深度に相当する地表面から 10m 付近で、側部壁は法尻側に大きく押されたような変形をしている。内部杭も地表から 5m 付近で法尻側に変形していることから、盛土の荷重による側方流動によって側部壁が法尻側に押されたと考えられる。側部壁が法肩にある場合に比べて側部壁から盛土中心側の盛土荷重が増えていることが、このような変形パターンに表れたと考えられる。外部杭の変形については、側部壁が法肩にある場合と大きな差は見られない。

側部壁が法肩から 4.95m の位置にある場合、側部壁と内部杭が法尻側に押されている変形パターンは、側部壁が法肩から 2.95m の位置にある場合と同様であるが、変形が表れている深度が浅くなっている。側部壁の位置が法肩から離れると、側部壁よりも盛土中心側の盛土荷重も増加するため、発生する側方流動力も大きくなるために、より大きな側方流動力が側部壁に作用するため、側部壁の遮断効果が期待できなくなるためである。

これらの変形パターンは、繋ぎ材の有無によらず同じであった。繋ぎ材で側部壁の法尻側への移動を拘束する効果があるのは地表面付近だけであるため、深度の深い位置で発生する側方流動を抑止する効果まで期待できないためであると考えられる。

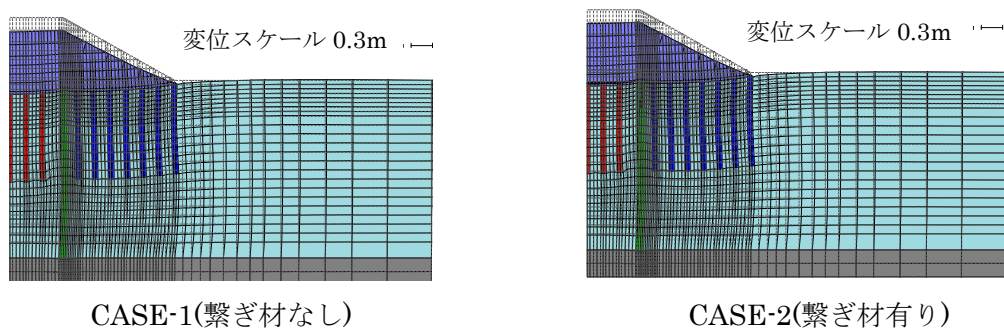


図 3-5 側部壁法肩配置の圧密終了時点(30 年後)の変形図(破線：初期, 実線：最終)

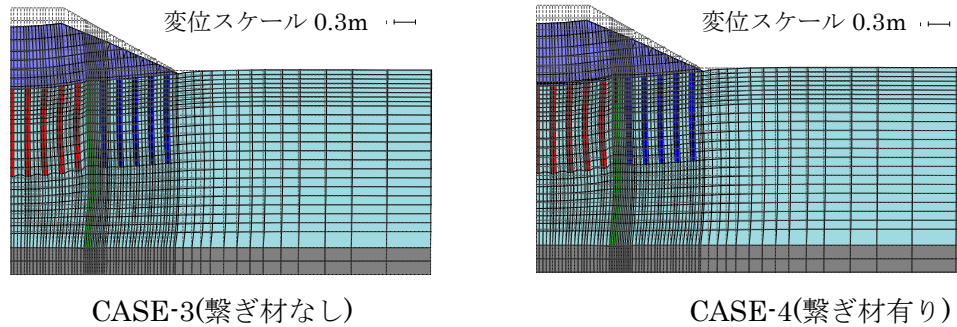


図 3-6 側部壁法肩から 2.89m 配置の圧密終了時点(30 年後)の変形図
(破線：初期, 実線：最終)

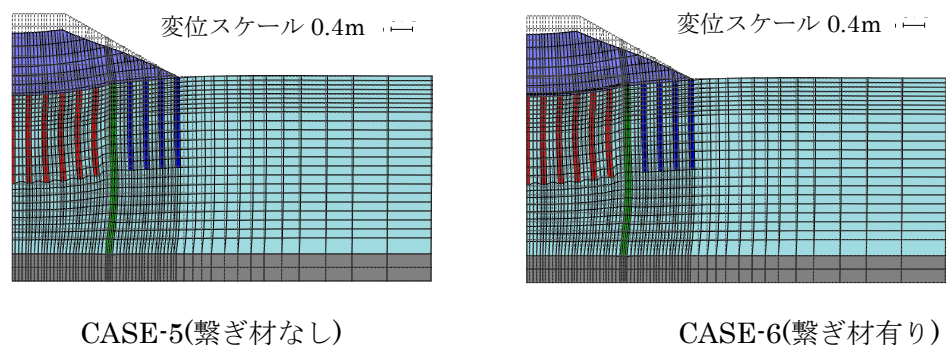


図 3-7 側部壁法肩から 4.95m 配置の圧密終了時点(30 年後)の変形図
(破線：初期, 実線：最終)

図3- 8に示すのは、側部壁の法肩からの距離と盛土天端沈下量の関係である。側部壁の位置が法肩から遠くなると、盛土の沈下量も大きくなる傾向がある。変形パターンで見たように、側部壁の位置が法肩から離れると、側部壁を法尻側に押す側方流動力も大きくなるため、側部壁で盛土荷重による側方流動力を抑える効果が期待しにくくなるためである。

繋ぎ材の効果は、側部壁が法肩から離れた位置にある方が大きい、盛土の沈下抑制に対して補助的な効果しか期待できない。

図3- 9に示すのは、側部壁の法肩からの距離と法尻から10m離れた地表面での鉛直変位量・水平変位量の関係である。鉛直変位量・水平変位量ともに側部壁の位置が法肩に近づくとも小さくなる傾向があり、繋ぎ材を用いた方が変位量は小さくなる。このように周辺地盤の変状抑止効果という点でも、側部壁を法肩に配置する方が効果的であった。また、繋ぎ材の効果が補助的なものであったのも盛土の沈下抑制に対する効果と同様であった。

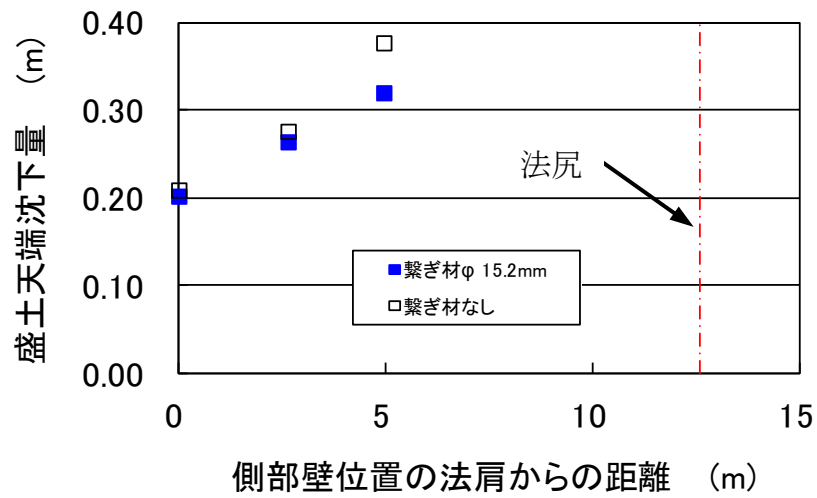


図 3-8 側部壁位置と盛土天端沈下量の関係

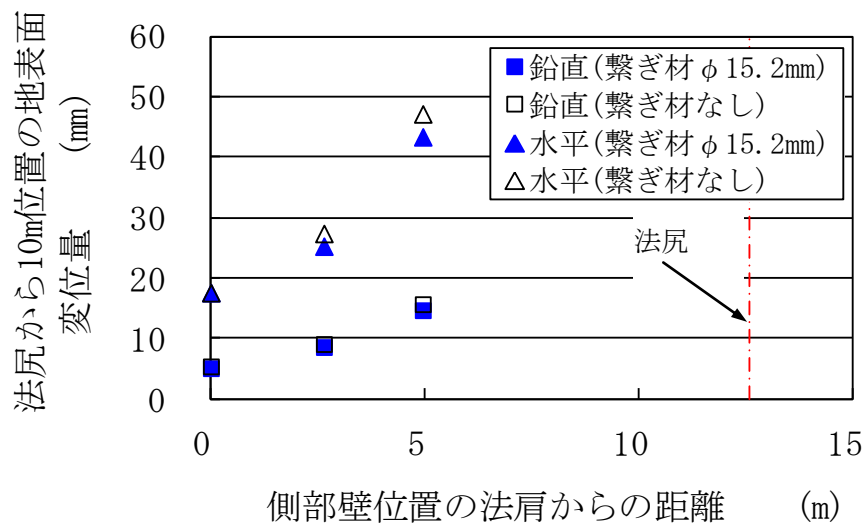


図 3-9 側部壁位置と法尻から 10m の地表面変位量の関係

図3- 10に繋ぎ材がない条件での側部壁・内部杭・外部杭に発生する最大主応力の最大値コンター図を示す。地表面から10m付近までの側部壁に発生する応力を比較すると、側部壁が法尻に近い方が最大主応力の最大値も大きくなる傾向が見られる。これは盛土の荷重を分担する効果が、側部壁が法尻に近い方が高いためと考えられる。

側部壁に発生する最大主応力が最も大きくなるのは、内部杭・外部杭の下端深度(GL-10m)より少し深い位置であった。また、最大主応力が最も大きくなるのは、側部壁が法肩から最も遠い4.95mの位置にある場合であったのは、盛土荷重による側方流動力が最も高くなるためである。

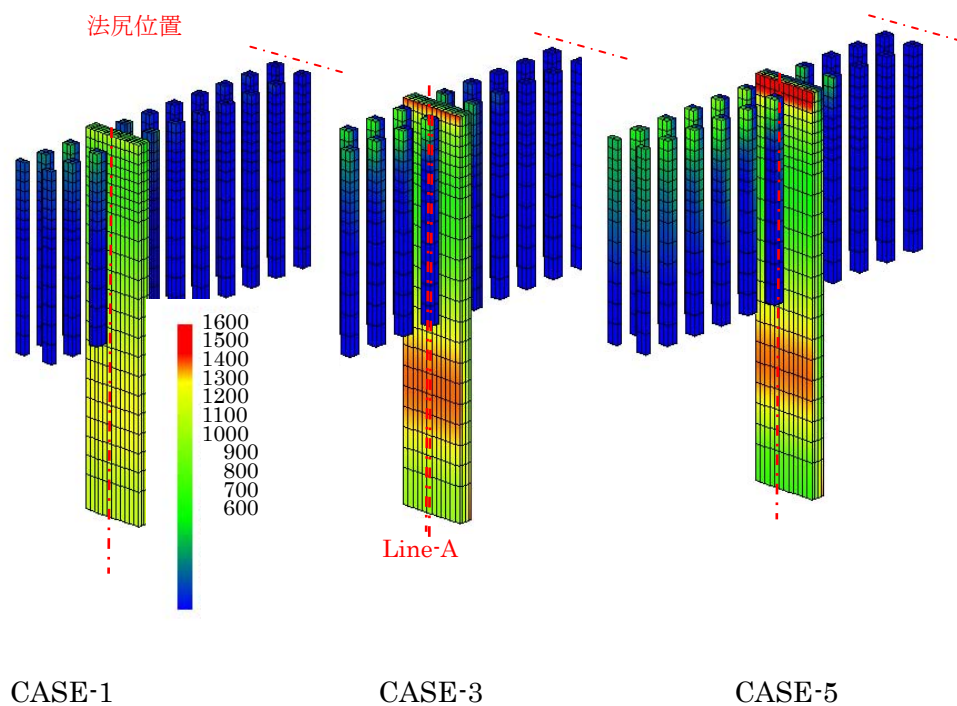


図 3- 10 側部壁・内部杭・外部杭の最大主応力最大値コンター図
(圧縮がプラス, 単位 : kPa)

図 3-11 に示すのは、繋ぎ材がない条件での側部壁・内部杭・外部杭に発生する最小主応力の最小値のコンター図である。 q_u の 15%以上の引張り応力が発生しているのは、側部壁が法肩から離れた位置にある場合の内部杭天端付近だけである。側部壁には q_u の 15%以上の引張り応力は全てのケースで発生していない。これは盛土の上載圧の効果によるためで、側部壁の破壊では曲げ引張りによる影響は小さい。

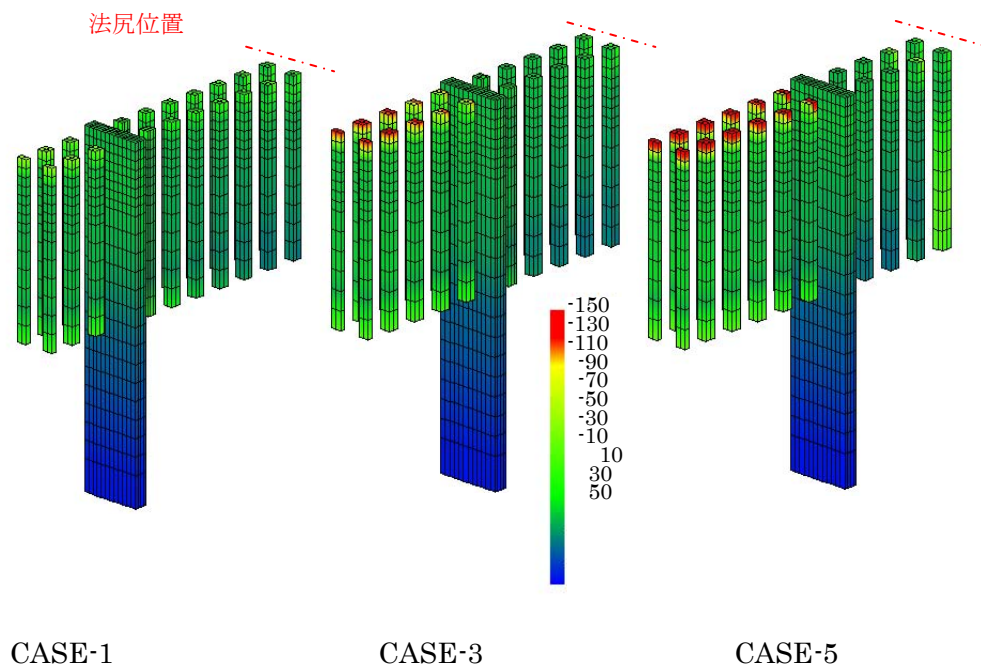


図 3-11 側部壁・内部杭・外部杭の最小主応力最小値コンター図
(圧縮がプラス, 単位 : kPa)

図3- 12に示すのは、側部壁の盛土側測線Line-A(図3- 10参照)での鉛直応力最大値と最大主応力最大値の比率に対する深度分布である。側部壁の位置に関係なく、地表面付近を除いて比率がほぼ1.0であることから、側部壁の最大主応力が発生する方向はほぼ鉛直方向であることが分かる。

図3- 13に示すのは、側部壁の盛土側測線Line-A(図3- 10参照)での水平応力最大値の深度分布である。側部壁の位置が法肩から離れると、地表面付近の水平応力最大値が大きくなっており、繋ぎ材の効果が側部壁の位置が法肩から離れると大きくなる傾向と対応している。また、深度10mより深い位置での水平応力最大値も側部壁の位置が法肩から離れると大きくなる傾向があることから、側部壁が盛土荷重による側方流動の影響を最も受けないのは、法肩に配置した時であることが分かる。

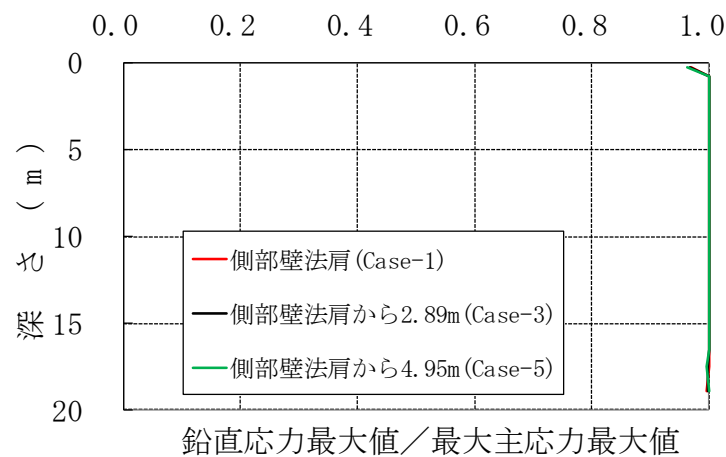


図 3- 12 側部壁(Line-A)に発生する鉛直応力最大値と最大主応力最大値の比

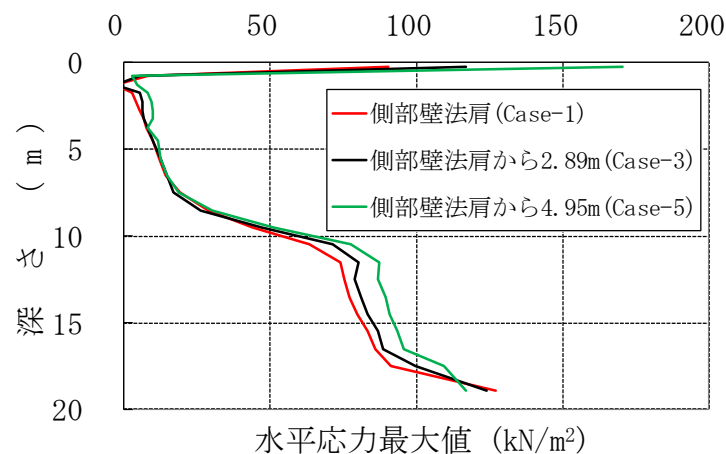


図 3- 13 側部壁(Line-A)に発生する水平応力(盛土中心から法尻方向成分)最大値の深度分布

側部壁の効果をまとめると下記のようなになる

- ①法肩に近い位置に入れると、盛土荷重による側方流動力に対する遮断効果を発揮して、盛土の沈下抑制効果も高くなる。
- ②盛土の荷重を分担して支持層に伝達する効果がある。
- ③繋ぎ材を用いることによって、盛土の沈下抑制効果が高められるが、補助的な効果しか期待できない。

3-3 低改良率杭状改良工法との効果比較

前節の検討で最も効果が大きかった，側部壁を法肩に配置した条件で内部杭と外部杭の長さを変えた解析を実施し，内部杭・外部杭の果たす効果に対する考察を行なった。杭状改良工法との効果の比較は，改良土量を尺度としたコストと，盛土・周辺地盤の変状抑止効果に関するメカニズムに着目して実施した。

3-3-1 コラムリンク工法の解析

表3- 4に内部杭と外部杭の長さを変えて実施した解析条件と解析結果の一覧を示す。

地盤条件と解析で用いたパラメータは，前節の検討で用いたものと同じである．杭状改良との効果の比較を改良土量で行なうため，補助工法として用いる繋ぎ材が無い条件とした。

比較のために実施した無対策(CASE-0)の，30年後の盛土沈下量は2227mmである。

表 3- 4 コラムリンク工法の解析ケースと解析結果一覧

| | CASE-0（無対策） | CASE-7 | CASE-8 | CASE-9 | CASE-10 | CASE-11 |
|--------------------------------------|-------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 杭配置断面図 赤色：内部杭 緑色：側部壁 青色：外部杭 | | | | | | |
| 盛土高さ | 7.0 m | 7.0 m | 7.0 m | 7.0 m | 7.0 m | 7.0 m |
| 内部杭長 | — | 15.0m | 10.0m | 5.0m | 15.0m | 15.0m |
| 外部杭長 | — | 15.0m | 15.0m | 15.0m | 10.0 m | 5.0m |
| 側部壁長 | — | 19.8 m | 19.8 m | 19.8 m | 19.8 m | 19.8 m |
| 盛土沈下量盛立終了（70日後） | 933 mm | 147 mm | 165 mm | 185 mm | 151 mm | 158 mm |
| 盛土沈下量最終（30年後） | 2227 mm | 167 mm | 196 mm | 216 mm | 180 mm | 190 mm |
| のり尻から10m位置での地表面鉛直変位 | 408 mm | 1.3 mm | 3.9 mm | 4.6 mm | 3.1 mm | 7.4 mm |
| のり尻から10m位置での地表面水平変位 | 678 mm | 5.9 mm | 13.1 mm | 16.6 mm | 10.9 mm | 28.2 mm |
| 改良土量（奥行き3.6m当り） | — | 153.1 m ³ | 144.6 m ³ | 136.0 m ³ | 129.2 m ³ | 105.2 m ³ |

3-3-2 低改良率杭式工法の解析

地盤条件および解析で用いたパラメータは、コラムリンク工法の解析で用いた条件と同じとした。

図3- 14に杭状改良工法の3次元解析モデルを示す。改良杭のモデル化は、内部杭・外部杭とも0.585m×0.585mの正形状の単杭としている。平面視での改良率は、盛土の上載荷重(7m×19kN/m³=133kN/m²)と改良杭の設計基準強度 $q_{uck}=1000\text{kPa}$ から決まる13%とした。

表3- 5に解析ケースと結果の一覧を示す。杭長5m, 10m, 15mの浮型改良と、杭長19.8mの着底改良の計4ケースの解析を実施した。

図 3- 15 に圧密が終了する 30 年後の変形図を示す。杭長 5m と最も短い Case-12 では、盛土下の地盤が側方流動により大きく周辺地盤側に変形しており、盛土沈下量は 1389mm で、CASE-0 と大きく変わらなかった。

杭長が 10m(CASE-13), 15m(CASE-14)と長くなるにつれて、側方流動による変状抑制効果が高くなることで、CASE-14 では盛土沈下量が 350mm まで抑制されている。また着底改良(CASE-15)では盛土荷重の大部分が改良杭によって支持層に伝達されるため、側方流動による変形は殆ど発生しておらず、盛土沈下量も 112mm と CASE-0 の 6%弱に留まっている。

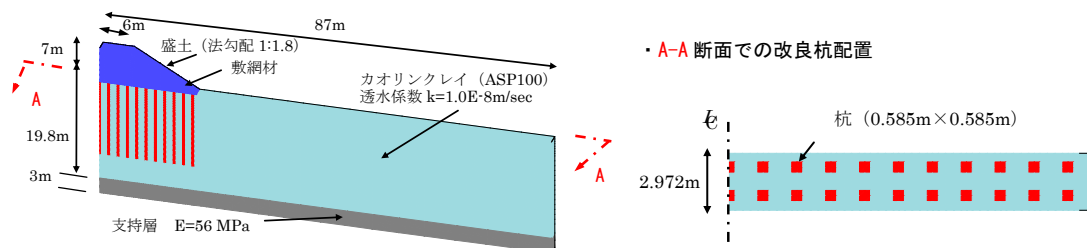
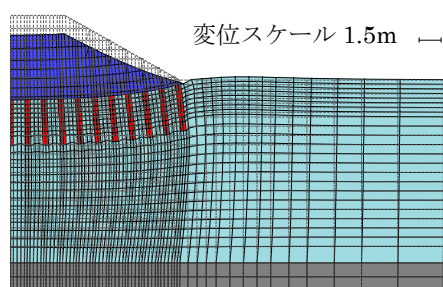


図 3- 14 低改良率杭式工法の 3 次元解析モデル

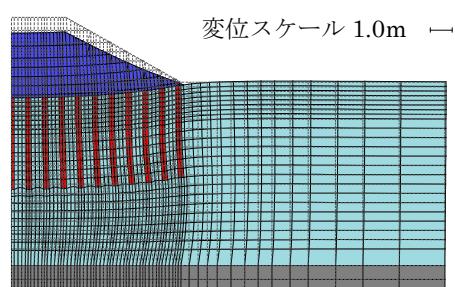
表 3- 5 低改良率杭式改良工法の解析ケースと解析結果一覧

| | CASE-12 (杭状5m改良) | CASE-13 (杭状10m改良) | CASE-14 (杭状15m改良) | CASE-15 (杭状着底改良) |
|---------------------------------------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 杭配置断面図 (杭状13%改良) 赤色 : 杭状改良杭 | | | | |
| 盛土高さ | 7.0 m | 7.0 m | 7.0 m | 7.0 m |
| 杭 長 | 5.0m | 10.0m | 15.0m | 19.8m |
| 盛土沈下量 盛立終了 (70日後) | 593 mm | 384 mm | 271 mm | 102 mm |
| 盛土沈下量 最終 (30年後) | 1389 mm | 730 mm | 350 mm | 112 mm |
| のり尻から10m位置での地表面鉛直変位 | 185.1 mm | 50.8 mm | 9.1 mm | 2.7 mm |
| のり尻から10m位置での地表面水平変位 | 381.3 mm | 130.9 mm | 24.5 mm | 10.4 mm |
| 改良土量 (奥行き3.6m当り) | 45.1 m ³ | 90.1 m ³ | 135.2 m ³ | 178.5 m ³ |



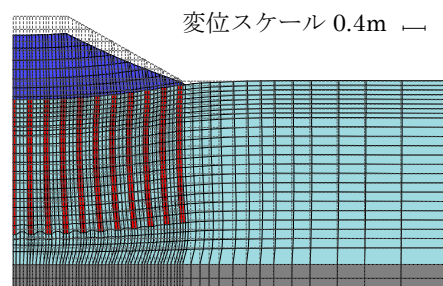
変位スケール 1.5m

杭長 5m(CASE-12)



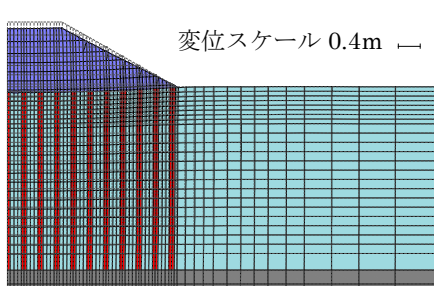
変位スケール 1.0m

杭長 10m(CASE-13)



変位スケール 0.4m

杭長 15m(CASE-14)



変位スケール 0.4m

着底(CASE-15)

図 3-15 低改良率杭状改良工法の変形図(30 年後)

3-3-3 コラムリンク工法と低改良率杭式改良工法の周辺地盤変状抑止効果の比較

図3- 16にコラムリンク工法と低改良率杭式改良工法の解析で得られた、改良土量と盛土沈下量の関係を示す。コラムリンク工法で内部杭長を短くした時の盛土沈下量の増加割合は、外部杭長を短くした時よりも大きいことから、盛土の沈下抑止には内部杭の効果が大きく、外部杭の盛土沈下抑止効果は小さいことが分かる。内部杭を長くすると、盛土直下の圧密層の厚さが小さくなるため、圧密によって発生する沈下量が小さくなるために効果が大きいと考えられる。一方、外部杭長を長くすると、側方流動による変形を抑止する効果で盛土沈下量も小さくなる。

図3- 17と図3- 18に示すのは、コラムリンク工法と低改良率杭式改良工法の解析で得られた、改良土量と法尻から10m離れた周辺地盤での鉛直変位量・水平変位量の関係である。盛土沈下量での傾向と同様に、内部杭長を短くした時の方が、外部杭長を短くしたときよりも少ない改良土量の変化で周辺地盤変位量が増加していることから、内部杭の長さを長くして盛土沈下量を低減すると、周辺地盤の変状抑止効果も得られることが分る。また、外部杭長を15m(CASE-7)から10m(CASE-10)に短くした時に比べ、外部杭長を10mから5m(CASE-11)に短くした時に発生する周辺地盤変位量の増加割合が大きいことから、周辺地盤の変位を抑止するためには、一定長さの外部杭が必要で、外部杭には周辺地盤の変状抑止の役割がある。法尻から10m地点での鉛直変位量を4mmに抑えるための必要改良土量は、コラムリンク工法の方が低改良率杭式改良工法よりも46m³少なくできる。

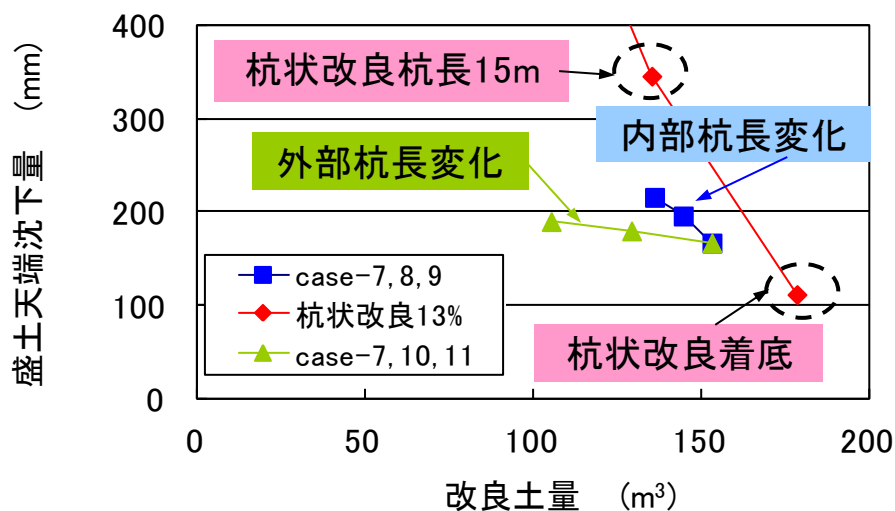


図 3- 16 改良土量と盛土天端沈下量の関係

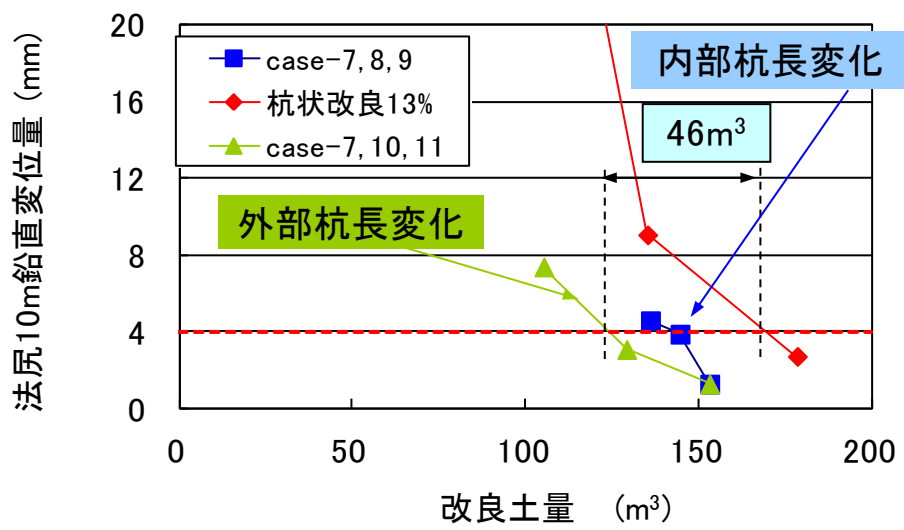


図 3- 17 改良土量と周辺地盤鉛直変位量の関係

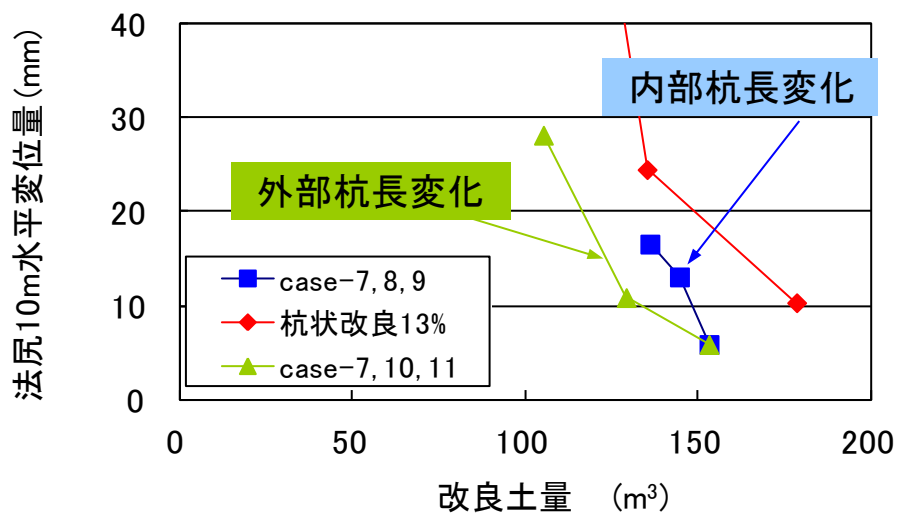


図 3- 18 改良土量と周辺地盤水平変位量の関係

3-3-4 変状抑止効果のメカニズムに対する考察

図3- 19に杭状改良工法(CASE-14, CASE-15)と併用改良工法(CASE-7, CASE-8, CASE-10))の改良杭に発生する最大主応力の最大値コンターを示す。

浮型のCASE-14では、盛土中心側の改良杭に比べて法尻側の改良杭に発生する最大主応力の方が小さいが、その差は大きくない。また、最大主応力の深度方向の差を見た場合、地表面付近で最も大きくなっているが、改良杭下端の最大主応力との差は大きくない。着底のCASE-15では、盛土中心側の改良杭に発生する最大主応力は、法尻側の改良杭に発生する最大主応力に比べて明らかに大きい。着底の場合、改良杭上部の盛土高さによって、改良杭に作用する鉛直荷重に差が生じるためである。しかし、最大主応力が地表面付近で最も大きくなるが、最大主応力の深度方向の差が大きいのは、浮型の場合と同じである。このように杭状改良工法では改良杭の地表面付近で最も最大主応力が大きくなるため、盛土の鉛直荷重を平面視の改良面積で割って求めた鉛直応力で、改良杭の応力照査ができる。

次に併用改良工法の改良杭に発生する最大主応力に対して考察を行なう。内部杭・外部杭ともに地表面付近で最大主応力が最大になる。深度方向の分布を見た場合、深度が深くなると最大主応力が小さくなる傾向があり、内部杭長15mのCASE-10, CASE-7でその傾向が良く表れている。従って内部杭と外部杭については、杭状改良工法と同様に盛土の鉛直荷重を平面視の改良面積で割って求めた鉛直応力で、改良杭の応力照査ができる。

側部壁に発生する最大主応力の深度分布を見ると、最大値は内部杭下端深度より少し深い位置に表れており、深度方向での差も大きいことから、側部壁の応力照査を行なうためには、深度方向の差を考慮できる解析手法を用いる必要がある。

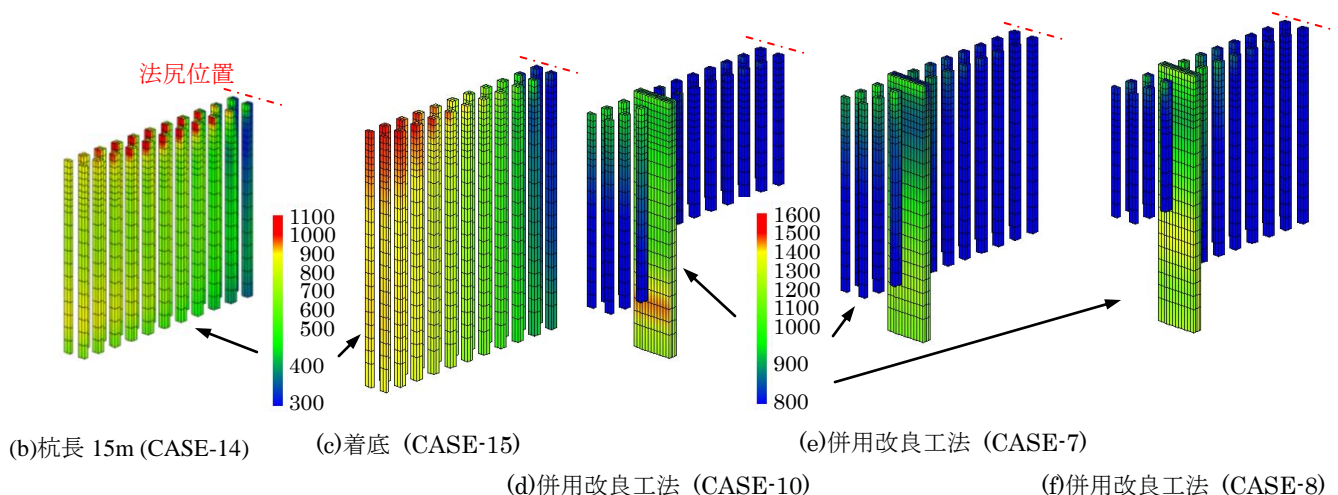


図3- 19 改良杭の最大主応力コンター図(圧縮がプラス, 単位 : kPa)

図3- 20は無対策と杭状改良について、盛土の鉛直荷重が地中でどのように支持層まで伝達されているかを示している。まずGL-0.25m地点で盛土中心～盛土法肩(領域①と呼ぶ)と盛土法肩～盛土法尻(領域②と呼ぶ)の2つの領域に分けて、それぞれの領域での解析で求めた鉛直応力から鉛直荷重の合計を求め、盛土全荷重に対する割合を求める。次に支持層の真上のGL-18.9m地点で各領域に対する割合を求める。GL-18.9m地点では、盛土法尻から周辺地盤側の領域(領域③と呼ぶ)についても盛土全荷重に対する割合を求めて、盛土の鉛直荷重が地中でどのように伝達されているかを考察した。

無対策の場合、GL-0.25m地点での領域①と領域②の鉛直荷重の割合は、それぞれ33.1%と63.8%である。GL-18.9m地点での領域①～領域③の鉛直荷重の割合は、30.5%、48.1%、21.4%に変化している。領域①では盛土の鉛直荷重の大部分が支持層直上まで伝達されているのに対して、領域②では領域③の周辺地盤に分散した鉛直荷重の割合が大きくなっている。領域③のGL-18.9m地点での鉛直荷重の割合21.4%の大部分は、領域②の盛土の鉛直荷重が地中で周辺地盤に分散したものと考えられる。

次に杭状改良工法の場合について考察する。浮型のCASE-14では、GL-0.25m地点での領域①と領域②の鉛直荷重の割合は、それぞれ41.4%と58.6%である。GL-18.9m地点での領域①～領域③の鉛直荷重の割合は、36.7%、51.81%、11.5%に変化している。無対策に比べて周辺地盤に分散している荷重の割合が減少しているのは、杭長15mの改良杭によって盛土の荷重が支持層付近まで伝えられているためで、改良長を長くすると周辺地盤に分散する荷重の割合が減少するために、側方流動による変形が抑制される。これに未改良層の厚さが小さくなることで、圧密沈下量が小さくなる効果も加わって盛土沈下量が減少している。

着底のCASE-15では、GL-0.25m地点での領域①と領域②の鉛直荷重の割合は、それぞれ47.5%と52.5%である。GL-18.9m地点での領域①～領域③の鉛直荷重の割合は、43.5%、51.4%、5.1%に変化している。盛土荷重の大部分が支持層に伝達されているので、盛土沈下量と周辺地盤の変状抑止効果が高い。

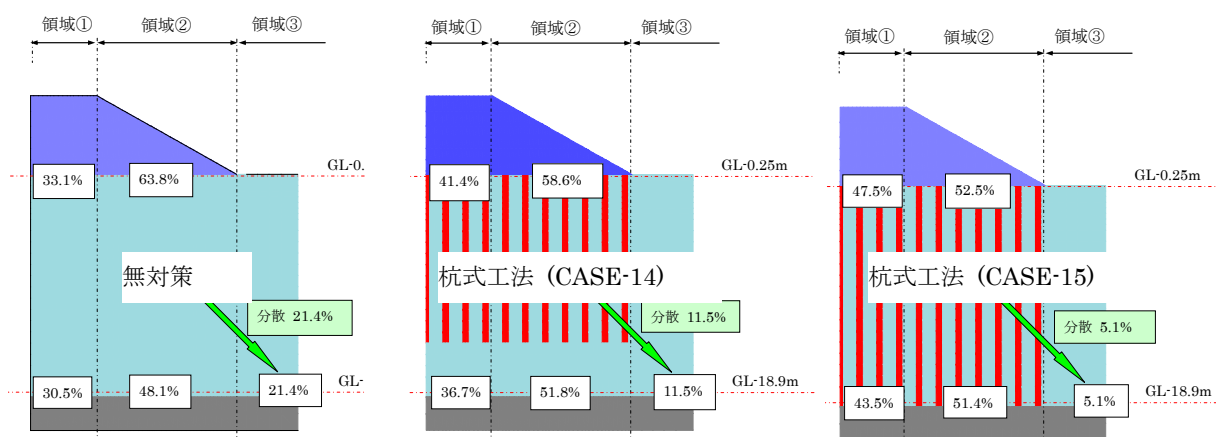


図 3- 20 盛土荷重の支持層までの伝達状況(無対策・杭状改良工法)

一方、併用改良工法の場合には杭状改良工法と異なる盛土荷重の伝達メカニズムが見られる。

図3- 21では杭状改良と同様の処理によって、盛土の鉛直荷重が支持層までどのように伝達されているかを示している。CASE-10・CASE-7・CASE-8の側部壁に作用する鉛直荷重の割合は、GL-0.25m地点でそれぞれ40.4%, 35.4%, 41.4%に対して、GL-18.9m地点では55.0%, 51.3%, 55.6%とそれぞれ増加している。GL-0.25m地点でも盛土荷重が側部壁に作用する割合が高いが、地中で側部壁に荷重が集中していくメカニズムについて考察する。

領域①の内部杭に作用するGL-0.25m地点での鉛直荷重の割合は、それぞれ25.1%, 23.5%, 15.9%であるが、GL-18.9m地点では、16.5%, 15.1%, 9.7%とそれぞれ減少している。同様に領域②の外部杭に作用するGL-0.25m地点での鉛直荷重の割合は、それぞれ34.5%, 41.1%, 42.8%であるが、GL-18.9m地点では、18.3%, 24.6%, 24.9%にそれぞれ減少している。しかし、領域③の周辺地盤でのGL-18.9m地点に分散している鉛直荷重の割合は10%前後と大きな差がないことから、内部杭と外部杭に作用する盛土の鉛直荷重の一部は地中で、側部壁の周面に作用する摩擦によって側部壁に伝達されていることになる。図3- 19に示す最大主応力コンター図でも、側部壁に作用する最大主応力のピークが内部杭下端深度付近に表れており、地中で応力分配によって側部壁に盛土の荷重が集中していることを裏付けている。

併用改良工法では、側部壁と内部杭・外部杭を組合せることによって、側部壁に盛土荷重を集中させるメカニズムがある。そして、この効果によって盛土荷重の半分程度が支持層に伝達されるために、内部杭と外部杭の下の未改良部に作用する荷重が小さくなることによって、圧密沈下量も小さくなり、盛土の沈下が抑制される。また、盛土の沈下量が抑制される効果によって、周辺地盤に作用する側方流動力も小さくなるので、高い周辺地盤の変状抑止効果がある。

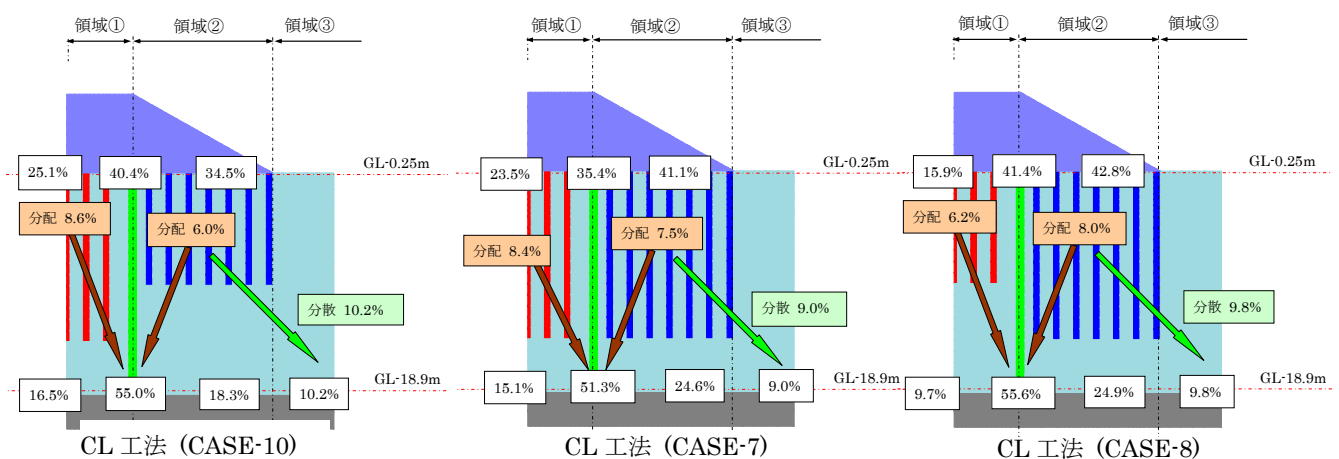


図 3- 21 盛土荷重の支持層までの伝達状況(コラムリンク工法)

3-4 熊本宇土道路での試験施工

熊本県の宇土市と熊本市を結ぶ熊本宇土道路(図 3- 22 参照)は、有明海沿岸部を通る道路として計画されている。現地の地層は軟弱な粘性土が厚く堆積しているため、道路盛土を施工すると圧密による沈下・側方流動が発生する。そのため、本体工事の施工に先立って各種の軟弱地盤対策工法の試験施工で、工法の効果確認が行われることになった。コラムリンク工法は軟弱地盤対策工法の一つとして、主に家屋近接部での側方流動対策が必要な区間への適用工法として試験施工に採用されることになった。図 3- 23 に試験施工箇所の平面図、図 3- 24 に試験施工箇所の盛土断面図を示す。コラムリンク工法の試験施工が実施される区間はインター部で、試験施工では盛土高さ 7m まで施工して動態観測を実施し、その後、正規の盛土高さ 5m 以上の部分は撤去される。



図 3-22 熊本宇土道路の位置図

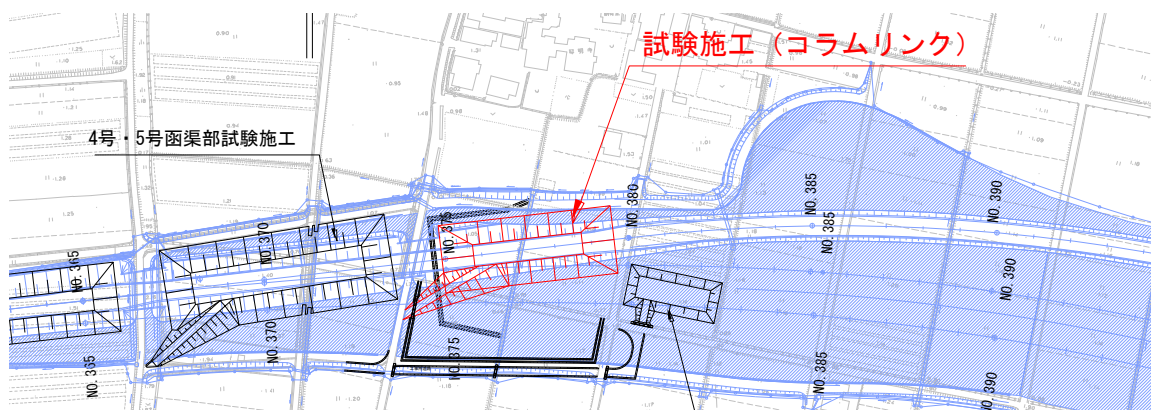


図 3-23 試験施工箇所の平面図

図 3-25 に試験施工箇所 の 推定地質縦断図を示す。Ac1・Ac2 の軟弱粘性土が厚く堆積しており、基礎となる Dg 層は地表面から 50m 近い深度にある。

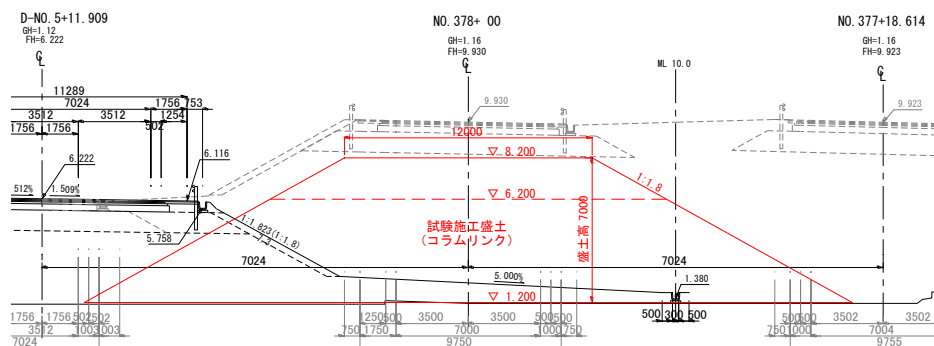


図 3-24 試験施工の盛土断面

推定地質縦断面図 [熊本側] (縮尺H=1:5,000, V=1:400)

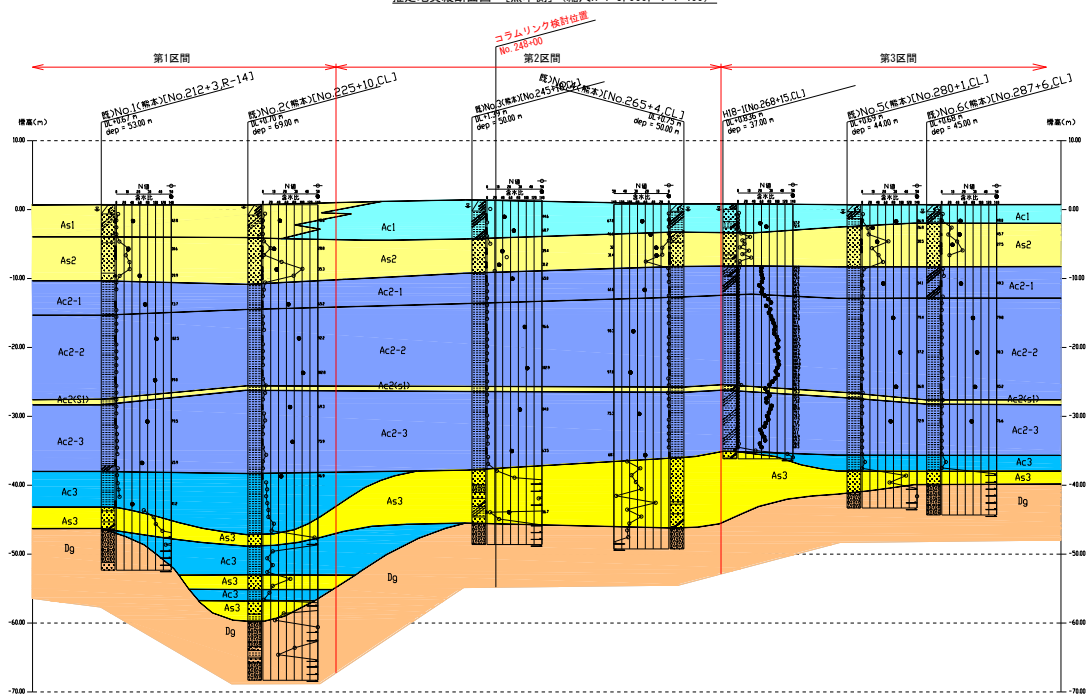


図 3-25 推定地質縦断図

3-4-1 試験施工区間の設計

表 3- 6 にコラムリンク工法の適用が想定される区間での要求性能を示す。道路盛土部の沈下制限値は、道路の供用開始後から 300mm 以内。周辺地盤の変位制限値は、建築物を対象とした A ランクの制限値から水平・鉛直ともに法尻から 10m 地点で 20mm 以下とした。改良仕様は建築物を対象とした A ランクの制限値で決まることになる。表 3- 7・表 3- 8 の設計用地盤定数を用い、3 次元 FEM 解析で決定した改良杭の平面配置と断面図を図 3- 26 に示す。側部壁と外部杭は Dvs 層に着底させ改良深度 42.6m、内部杭は Ac2-2 層下端までの改良とし改良深度 21.2m となった。コラムリンク工法の初めての適用例という点を考慮し、周辺地盤の変状抑止効果を確実に発揮させるために外部杭を支持層に着底させている。

また試験施工区間の周辺には田畑があるため、側部壁によって地下水の流動を阻害する危険を避けるため、側部壁を縦断方向に連続的に配置しないで千鳥に配置した。そのため、側部壁が法肩から法尻側に離れた位置に配置されることになったので、φ 15.2mm の PC 鋼材を繋ぎ材として用いた。また周辺地盤の変状抑止効果を高めるために、外部杭は着底とした。

表 3- 6 変位の制限値(要求性能)

| 対象構造物 項 目 | 道 路 | 周辺地盤 | | | | |
|--------------|------------------|-----------|--------|---------------------------|-----------|----------|
| | 道路本体 | 建築物 | | | 用排水路 | 田 畑 |
| 種 類 | 残留沈下 | 全沈下量 | 相対沈下量 | 変形角 | 全沈下量 | 全沈下量 |
| 制限時期 | 供用開始後 | 施工開始後 | 同 左 | 同 左 | 施工開始後 | 施工開始後 |
| 制限位置 | 盛土部 | のり尻から 10m | 同 左 | 同 左 | のり尻から 4m | のり尻から 4m |
| 沈下制限値 S | ≤ 300mm | ≤ 20mm | ≤ 10mm | $\leq 0.3 \times 10^{-3}$ | ≤ 100mm | ≤ 100mm |
| 水平変位制限値 δ | ≤ 100mm | ≤ 20mm | —— | —— | ≤ 100mm | ≤ 100mm |
| 制限ランク | C ランク | A ランク | —— | —— | B ランク | B ランク |
| 備 考 | 供用開始：施工開始から 2 年後 | —— | —— | —— | 制限位置は用地境界 | 同 左 |

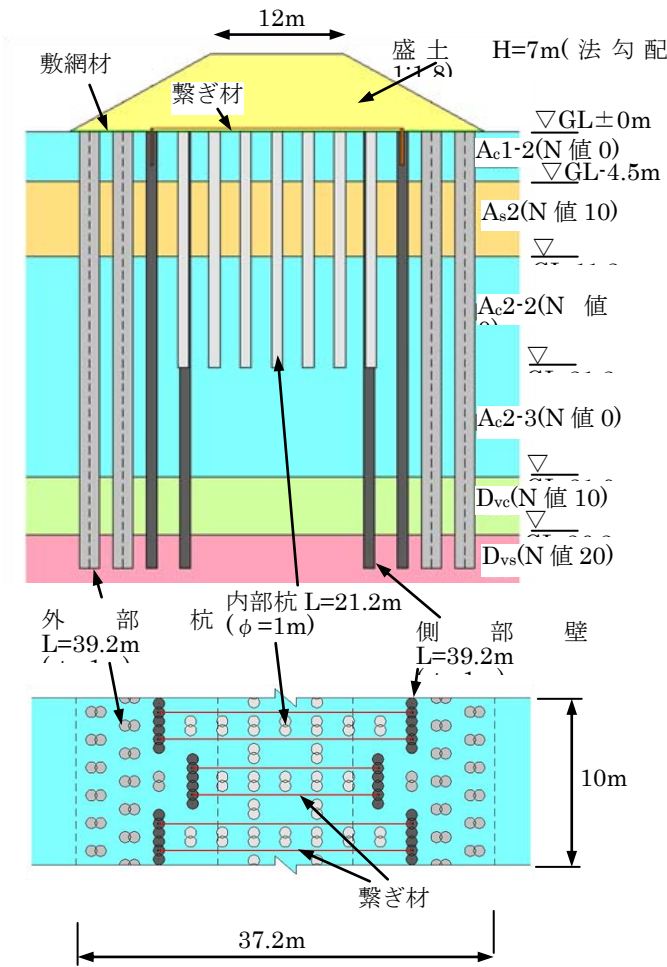
注) 1. 水平変位制限値は、沈下の制限値と同一とする。

表 3- 7 設計用地盤定数(その 1)

| 地層 | 解析モデル | 層厚 h (m) | 単位体積重量 γ (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 φ (°) | 変形係数 E (kN/m ²) | 初期間隙比 e ₀ | 圧密降伏応力 p _c (kN/m ²) |
|-------|--------------------|-------------|----------------------------------|-------------------------------|----------------|--------------------------------|-------------------------|---|
| B(盛土) | 線形弾性体 | 7.0 | 19.0 | 10.0 | 30.0 | 28,000 | — | — |
| DM改良 | 線形弾性体 | — | — | 500.0 | 0.0 | 250,000 | — | — |
| Ac1-2 | 弾塑性体 (関口・太田モデル) | 5.5 | 14.6 | 10.0 | 0.0 | 1,720 | 2.13 | 36.8 |
| As2 | 線形弾性体 | 6.1 | 18.7 | 0.0 | 35.0 | 28,000 | 1 | — |
| Ac2-2 | 弾塑性体 (関口・太田モデル) | 9.6 | 14.3 | 36.3 + 0.6Z | 0.0 | 6,380 | 2.53 | 146.1 |
| Ac2-3 | 弾塑性体 (関口・太田モデル) | 10.8 | 15.1 | -115.8 + 6.05Z | 0.0 | 7,130 | 2 | 178.5 |
| Ac2-4 | 弾塑性体 (関口・太田モデル) | 6.8 | 15.8 | 55.0 | 0.0 | 6,510 | 1.63 | 215.7 |
| Ac3 | 弾塑性体 (関口・太田モデル) | 3.8 | 16.9 | 55.0 | 0.0 | 10,200 | 1.21 | 627.6 |
| Dvs | 線形弾性体 | 5.0 | 19.0 | | | 70,000 | 1 | — |

表 3- 8 設計用地盤定数(その 2)

| 圧縮指数 C_c | 圧縮指数 $\lambda = 0.434C_c$ | 膨張指数 κ | 限界状態応力比 M | 不可逆比 Λ | ゲルタンジー係数 D | ポアソン比 ν | 透水係数 k_x, k_y (cm/sec) |
|---------------|------------------------------|------------------|----------------|-------------------|-----------------|----------------|-----------------------------|
| — | — | — | — | — | — | 0.25 | — |
| — | — | — | — | — | — | 0.20 | — |
| 0.667 | 0.289 | 0.029 | 1.48 | 0.90 | 0.056 | 0.35 | 1.30E-06 |
| — | — | — | — | — | — | 0.25 | 1.00E-03 |
| 1.533 | 0.665 | 0.067 | 1.47 | 0.90 | 0.115 | 0.35 | 3.00E-07 |
| 0.939 | 0.408 | 0.041 | 1.33 | 0.90 | 0.092 | 0.35 | 2.30E-07 |
| 0.685 | 0.297 | 0.03 | 1.33 | 0.90 | 0.076 | 0.35 | 2.00E-07 |
| 0.343 | 0.149 | 0.015 | 1.33 | 0.90 | 0.046 | 0.35 | 1.40E-07 |
| — | — | — | — | — | — | 0.25 | 1.00E-03 |



| 部材名 | 仕様 | 備考 |
|-----|---|-----------------|
| 側部壁 | $\phi 1.0\text{m}$, 2軸CDM $L=39.2\text{m}$, $V=674.2\text{m}^3$ 設計基準強度 $q_{uck}=1000\text{kN/m}^2$ | 改良率 4.72% |
| 内部杭 | $\phi 1.0\text{m}$, 2軸CDM $L=21.2\text{m}$, $V=508.8\text{m}^3$ 設計基準強度 $q_{uck}=1000\text{kN/m}^2$ | 改良率 6.53% |
| 外部杭 | $\phi 1.0\text{m}$, 2軸CDM $L=39.2\text{m}$, $V=1058.4\text{m}^3$ 設計基準強度 $q_{uck}=1000\text{kN/m}^2$ | 改良率 7.26% |
| | 合計 $V=2241.4\text{m}^3$ | 全体改良率 18.51% |
| 芯材 | H型钢材 (H-200 \times 200 \times 8 \times 12) ピッチ 2.4m, $L=3.3\text{m}$ (挿入長 3.0m) | 仮設 |
| 繋ぎ材 | PC鋼線, ピッチ 2.4m 設計荷重 $T_d=130\text{kN/本}$ 許容荷重 $T_a=157\text{kN/本}$ | 仮設 |
| 敷網材 | 高強度帯状ジオンセティック2方向 製品基準強度 $T=100\text{kN/m}$ | 仮設 |

図 3- 26 改良杭の配置図と各種部材の仕様

3次元 FEM 解析で行った試験施工区間の解析結果一覧を表 3-9 に示す。解析は未改良(ケース-0)とコラムリンク工法で対策を実施したケース(盛土高 5.0m のケース-1, 盛土高 7.0m のケース-2)に対して行っている。図 3-27 に示すのは解析に用いた 3 次元解析モデルである。高さ 7m の盛土は 70 日間で載荷し(図 3-28 参照), 解析は 30 年後まで実施した。

表 3-9 設計解析結果の一覧

| | ケース-0 | ケース-1 | ケース-2 |
|--|---|--|---|
| 上 : 断面図、下 : 平面図 赤色 : 内部杭 薄灰色 : 側部壁 青色 : 外部杭 |  |  |  |
| 盛土高さ | 7.0m | 5.0m | 7.0m |
| 内部杭長 | — | 21.2m | 21.2m |
| 外部杭・最外側部壁長 | — | 42.6m 杭状改良 | 42.6m 杭状改良 |
| 側部壁長 | — | 42.6m | 42.6m |
| Dvs層厚さ | 23.2m | 5.0m | 5.0m |
| 芯材 H-200 | — | 3.0m | 3.0m |
| ジオテキスタイル | バラリンク100L | バラリンク100L | バラリンク100L |
| 盛土沈下量 | | | |
| 盛立終了時点 | 1008 mm | 102 mm | 131 mm |
| 盛土沈下量 施工開始2年後 | 1522 mm | 136 mm | 172 mm |
| 盛土沈下量 最終 | 2126 mm | 142 mm | 178 mm |
| 残留沈下 (300mm) | 604 mm | 6 mm | 6 mm |
| のり尻30m 鉛直変位 | -21 mm | -0.2 mm | 0.0 mm |
| のり尻30m 水平変位 | -12 mm | 0.0 mm | 0.5 mm |
| のり尻10m 鉛直変位(20mm) | -364 mm | -20 mm | -24 mm |
| のり尻10m 水平変位(20mm) | -131 mm | -9 mm | -10 mm |
| のり尻4m 鉛直変位(100mm) | -577 mm | -36 mm | -44 mm |
| のり尻4m 水平変位(100mm) | -46 mm | -11 mm | -11 mm |
| 側部壁の 最小主応力 (kN/m ²) | — | 73 | 123 |
| 側部壁の 最大主応力 (kN/m ²) | — | -967 | -1159 |
| 最外側部壁の 最小主応力 (kN/m ²) | — | 156 (外部杭) | 296 (外部杭) |
| 繋ぎ材の最大軸力 (kN) | — | 70 | 131 |
| 芯材の最大縁応力 (MN/m ²) | — | 54.1 | 87.6 |
| ジオグリッドの最大引張り力 | 17.21 kN/m (17211 kN/m ²) | 2.430 kN/m (2430 kN/m ²) | 3.755 kN/m (3755 kN/m ²) |

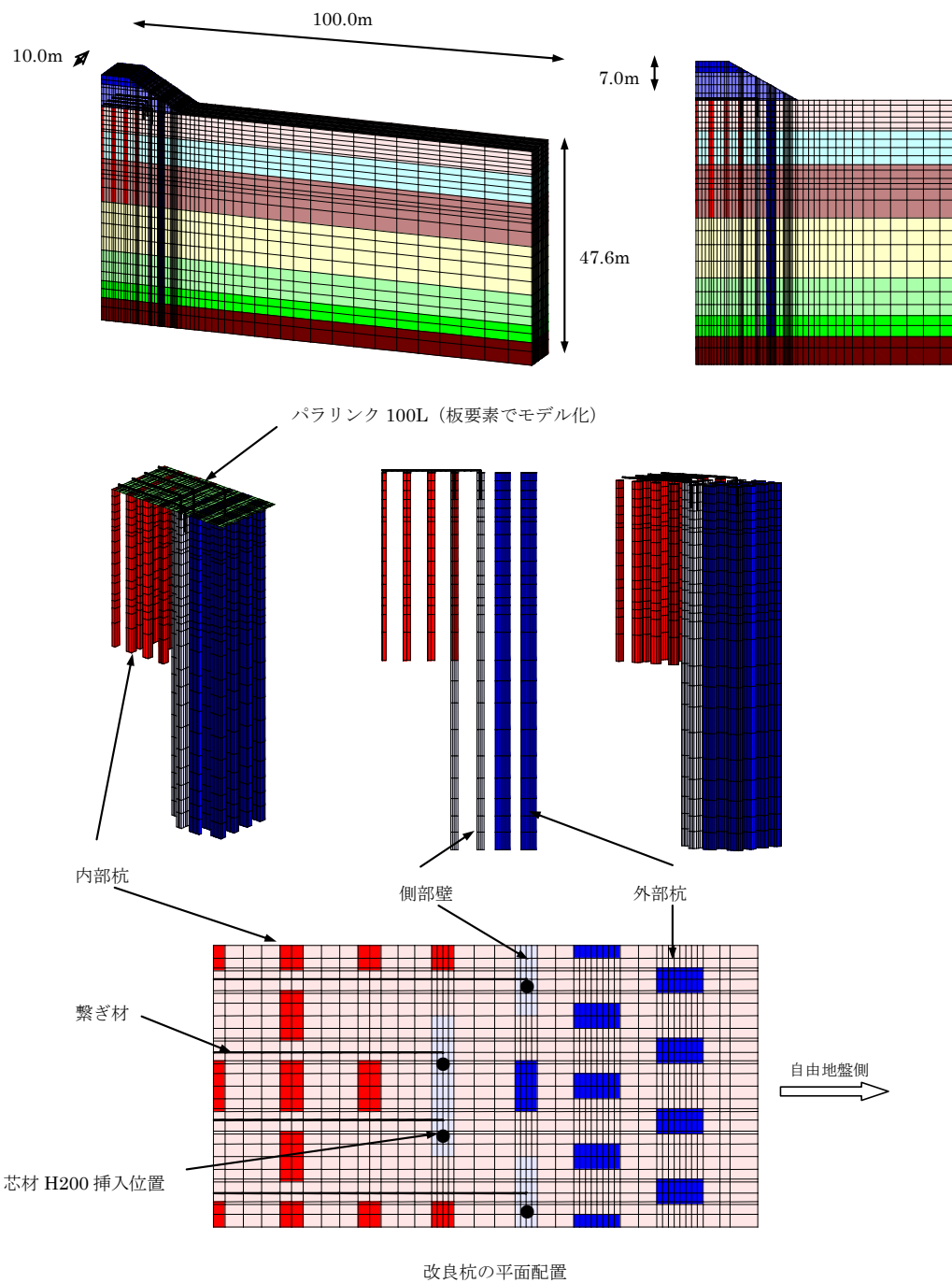


図 3-27 3次元 FEM 解析モデル

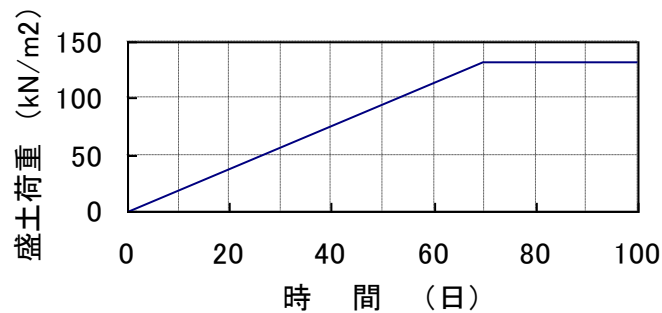


図 3-28 盛土の载荷過程

図 3-29 に未改良の最終変形図を示す。盛土の沈下 2126mm、法尻から 10m 地点での水平変位 131mm・鉛直変位 364mm はともに要求性能(表 3-6)を満足できていない。

図 3-30 と図 3-31 は盛土高 5.0m と盛土高 7.0m の条件に対してコラムリンク工法での対策を実施した時の最終変形図である。盛土の沈下量・法尻から 10m 地点での変位が抑制されているのが確認できる。盛土高 7.0m の盛土沈下量 178mm、正規の盛土高さ 5.0m での法尻 10m 地点の水平変位 9mm・鉛直変位 20mm はともに要求性能を満足している(表 3-6 参照)。

側部壁の応力照査は 3 次元 FEM 解析結果を用いて行なった。図 3-32 に側部壁の局所安全率 LSF の深度分布を示す。盛土高 7.0m に対しても $LSF \geq 1.0$ を満足できている。

改良体の内部摩擦角 $\phi = 25^\circ$ (日本建築センター 2002b)、設計基準強度 $q_{\text{uck}} = 1000 (\text{kN/m}^2)$ に対する Mohr-Coulomb の破壊基準から粘着力 $c = 318.5 (\text{kN/m}^2)$ として、LSF は 3 次元 FEM 解析結果の最大主応力 σ_3 と最小主応力 σ_1 から求めた。

$$LSF = (2c \cdot \cos \phi - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi) / (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (38)$$

図 3-33 に側部壁の最小主応力の深度分布を示す。側部壁は曲げに対しても十分な安全性を確保できていることが分かる。

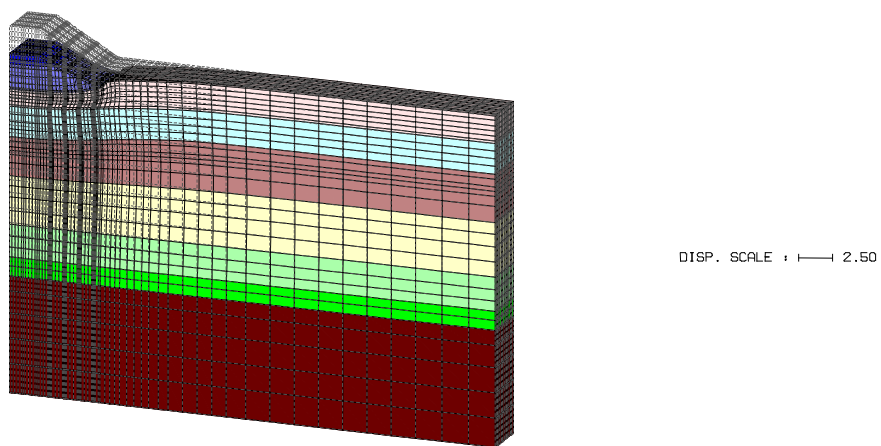


図 3-29 未改良(ケース-0)の最終変形図(変形スケール 2.5m)

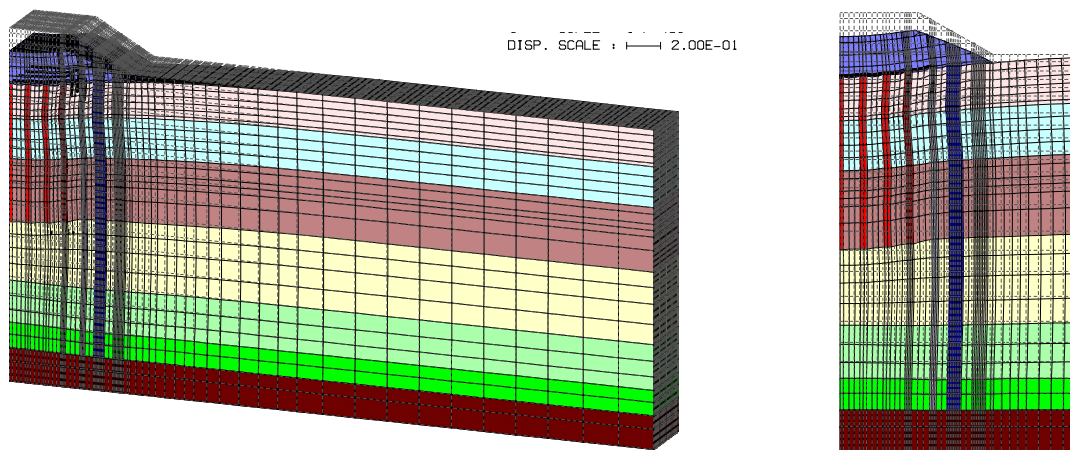


図 3-30 盛土高 5.0m の最終変形図(変形スケール 0.2m)

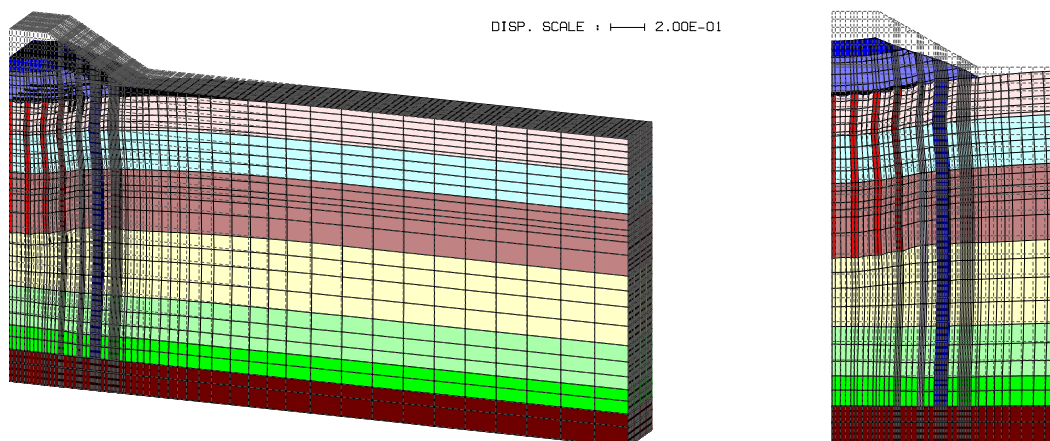


図 3-31 盛土高 7.0m の最終変形図(変形スケール 0.2m)

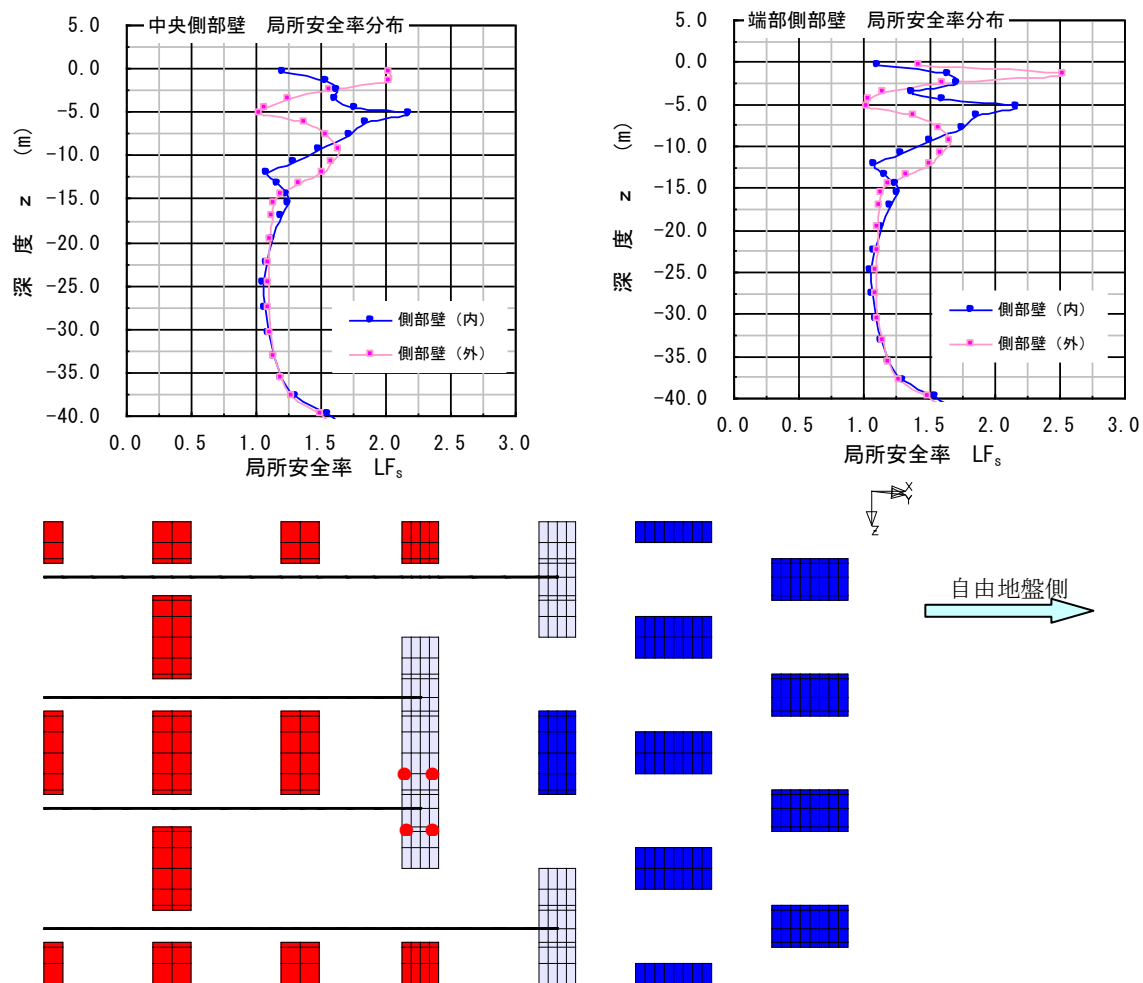


図 3- 32 側部壁の局所安全率分布

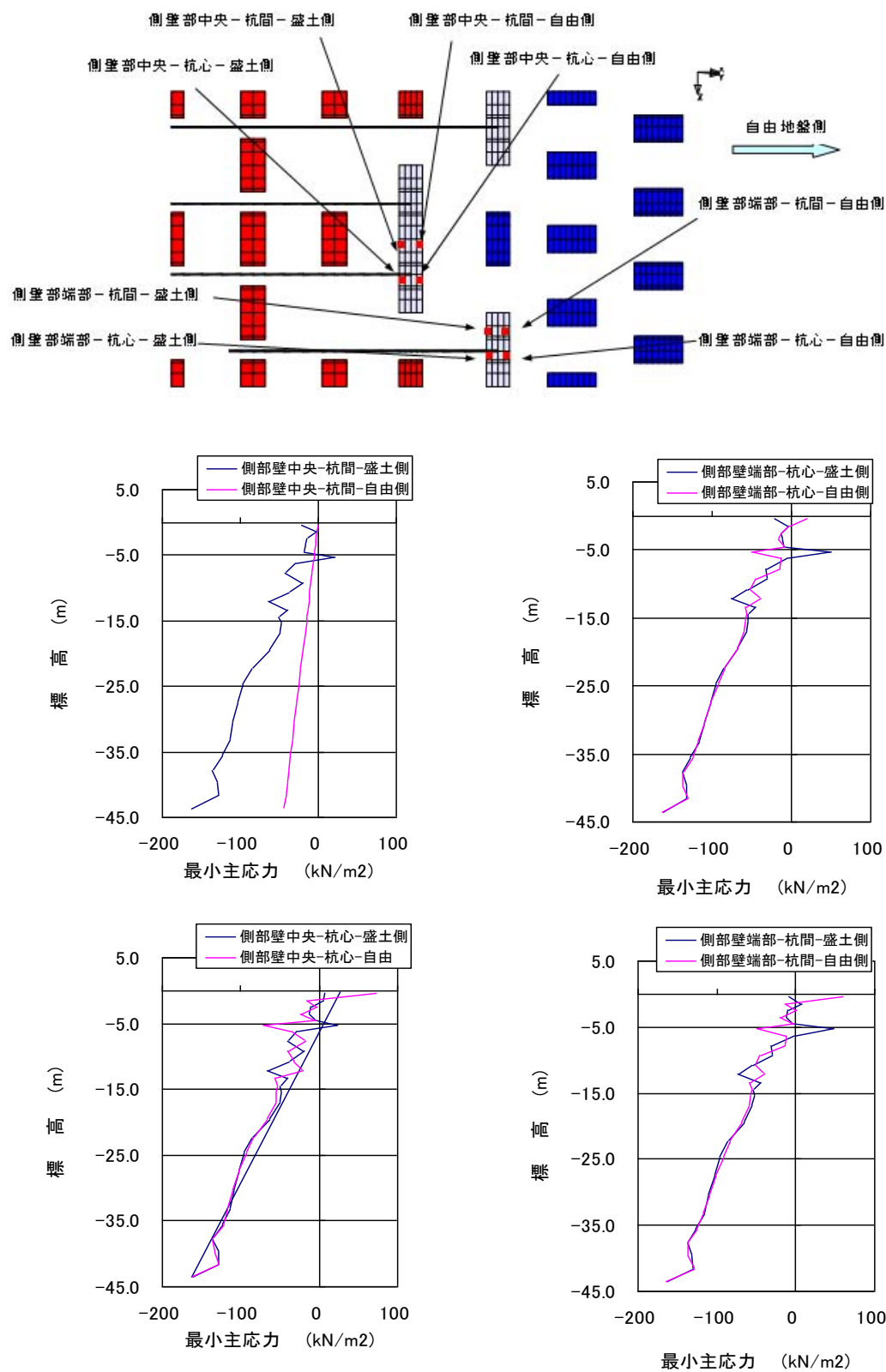


図 3-33 側壁部に作用する最小主応力分布 (単位 kN/m²、引張りがプラス)

3-4-2 施工状況

写真 3- 1 に 2 軸で施工した改良杭の打設完了状況を示す。地下水の流動阻害を防止するために側部壁は千鳥配置となっている。側部壁に挿入した H-200 の芯材の頭部は、黄色く着色されている。

写真 3- 2 に敷網材の敷設を完了した状況と、側部壁に挿入した芯材間の連結に用いている繋ぎ材の PC 鋼材にプレストレスを与えて、緊結している状況を示す。



写真 3- 1 改良杭(2 軸)の打設完了(左：縦断方向， 右：横断方向)

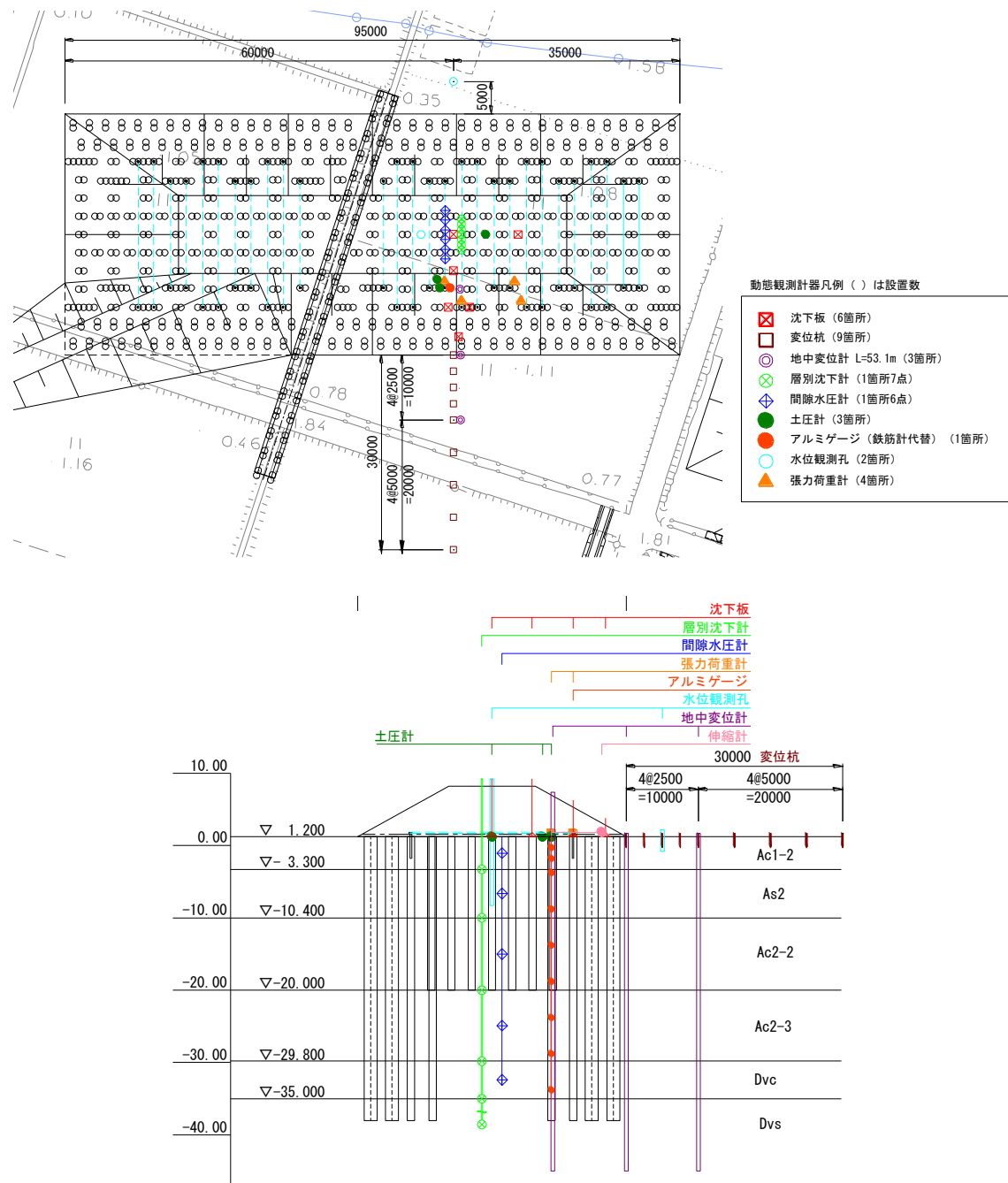


写真 3- 2 敷網材敷設完了(左)， 繋ぎ材の緊結状況(右) (新川他 2010)

3-4-3 動態観測結果のシミュレーション

図3- 34に示す計測器の配置で、盛土の施工開始から623日後までの動態観測を実施している。

3次元FEM解析を用いた詳細な検証を行うために、動態観測結果のシミュレーションを行った。図3- 35にシミュレーションで用いた解析モデルを示す。盛土のモデル化をMohr-Coulombモデルで行なっている点を除いて、モデル化の方法は3-4-1節の解析と同じである。



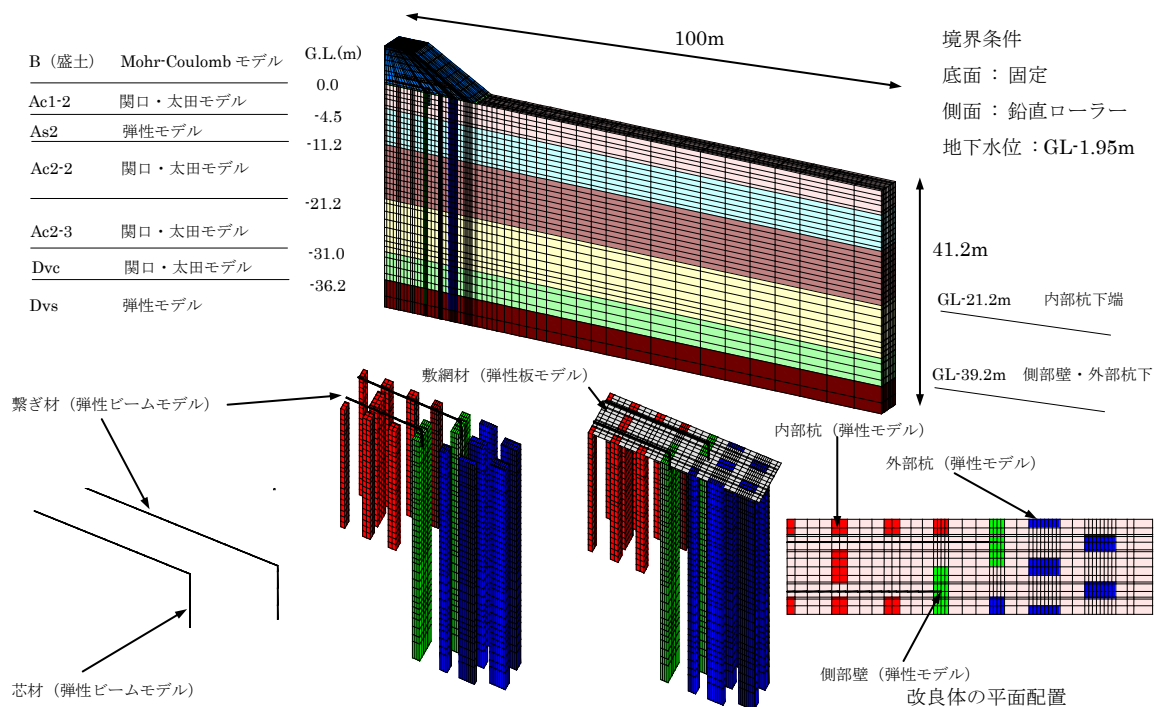


図 3-35 動態観測シミュレーションで用いた 3 次元 FEM 解析モデル

表 3-10 動態観測シミュレーションで用いた解析パラメータ

| 地層 | 解析モデル | 層厚 h (m) | 単位体積重量 γ (kN/m ³) | 粘着力 C (kN/m ²) | 内部摩擦角 φ (°) | 変形係数 E (kN/m ²) | 初期間隙比 e ₀ | 圧密降伏応力 p _c (kN/m ²) |
|--------|---------------------------|-------------|----------------------------------|-------------------------------|----------------|--------------------------------|-------------------------|---|
| B (盛土) | 弾塑性体 (Mohr-Coulombモデル) | 7.0 | 19.0 | 5.0 | 35.0 | 28,000 | — | — |
| 改良体 | 弾性体 | — | — | 500.0 | 0.0 | — | — | — |
| Ac1-2 | 弾塑性体 (関口・太田モデル) | 4.5 | 14.6 | 10.0 | 0.0 | 1,720 | 2.13 | 36.8 |
| As2 | 弾性体 | 6.7 | 18.7 | 0.0 | 35.0 | 28,000 | 1 | — |
| Ac2-2 | 弾塑性体 (関口・太田モデル) | 10.0 | 14.3 | 36.3 + 0.6Z | 0.0 | 6,380 | 2.53 | 146.1 |
| Ac2-3 | 弾塑性体 (関口・太田モデル) | 9.8 | 15.1 | -115.8 + 6.05Z | 0.0 | 7,130 | 2 | 178.5 |
| Dvc | 弾塑性体 (関口・太田モデル) | 5.2 | 15.8 | 55.0 | 0.0 | 6,510 | 1.21 | 215.7 |
| Dvs | 弾性体 | 5.0 | 19.0 | — | — | 70,000 | 1 | — |

| 地層 | 解析モデル | 圧縮指数 C _c | 圧縮指数 λ = 0.434C _c | 膨張指数 κ | 限界状態応力比 M | 不可逆比 Δ | ダイラタンシー係数 D | ポアソン比 ν | 改良体の変形係数 E (MN/m ²) | 透水係数 k _x , k _y (m/sec) |
|--------|---------------------------|------------------------|---------------------------------|-----------|--------------|-----------|----------------|------------|------------------------------------|---|
| B (盛土) | 弾塑性体 (Mohr-Coulombモデル) | — | — | — | — | — | — | 0.25 | — | — |
| 改良体 | 弾性体 | — | — | — | — | — | — | 0.20 | — | 1.00E-10 |
| Ac1-2 | 弾塑性体 (関口・太田モデル) | 0.667 | 0.289 | 0.029 | 1.48 | 0.90 | 0.056 | 0.35 | 1088 | 1.30E-08 |
| As2 | 弾性体 | — | — | — | — | — | — | 0.25 | 1795 | 1.00E-05 |
| Ac2-2 | 弾塑性体 (関口・太田モデル) | 1.533 | 0.665 | 0.067 | 1.47 | 0.90 | 0.115 | 0.35 | 1440 | 3.00E-09 |
| Ac2-3 | 弾塑性体 (関口・太田モデル) | 0.939 | 0.408 | 0.041 | 1.33 | 0.90 | 0.092 | 0.35 | 1339 | 2.30E-09 |
| Dvc | 弾塑性体 (関口・太田モデル) | 0.343 | 0.149 | 0.015 | 1.33 | 0.90 | 0.046 | 0.35 | 1175 | 1.40E-11 |
| Dvs | 弾性体 | — | — | — | — | — | — | 0.25 | 1795 | 1.00E-05 |

表 3-10 にシミュレーションで用いた解析パラメータを示す。関口・太田モデルのパラメータは、圧密試験結果を用いて関口・太田モデルのパラメータ設定法(Iizuka et. al. 1987)により設定した。改良杭の弾性係数は、改良体の一軸圧縮試験結果から設定している。設計時には 70 日間で盛立てを完了する予定であったが、施工休止期間が発生しているため、現地の盛土施工に合わせた載荷ステップで盛土荷重を載荷している(図 3-36)。シミュレーションでは盛土開始から 2 年後までの解析を実施した。

図 3- 37 で盛土中央地表面の沈下時刻歴を比較している。動態観測終了時点での沈下量 196mm に対して、シミュレーションで得られた沈下量は 164mm と小さかった。シミュレーションでの沈下量が実測値よりも小さくなったのは、側部壁への盛土荷重の集中が解析結果では大きかったことが考えられる。

図 3- 39 に示す側部壁天端の鉛直土圧は観測結果に比べて解析結果の方が大きかった。また図 3- 41 に示す側部壁の鉛直ひずみ分布でも、内部杭下端深度より深い位置でのひずみは観測結果に比べて解析結果の方が大きかった。側部壁への荷重集中を大きく評価すると、内部杭下の未改良層に作用する盛土荷重が小さくなることで、解析での圧密沈下量が小さくなる。今回の動態観測では内部杭天端の土圧と、内部杭に発生するひずみの深度分布が計測項目に入っていないこともあり、内部杭下の未改良層に作用する盛土荷重の大きさまで評価することができなかった。今後、併用改良工法の施工での動態観測実績を積み重ねることで、解析精度の向上を図りたい。

図3- 38は動態観測終了時点の地表面沈下量分布を、シミュレーション結果・無対策の観測結果と比較している。無対策の観測結果は、併用改良工法の試験施工区間に隣接した工区で行なわれた、無対策地盤上に施工された盛土高6.2mの動態観測結果で、盛立て完了時点から盛立て完了1年後までの増分値である。併用改良工法の観測結果は、盛立て完了時点から観測終了時点(盛土の施工開始から623日後)までの増分値である。シミュレーションでは圧密が観測結果より早く終了しているの、併用改良工法の解析結果は盛立て開始時点からの沈下量を示している。無体策では周辺地盤で大きな沈下が発生しているのに対して、併用改良工法の観測結果は周辺地盤での沈下が抑制されていることを示しており、併用改良工法の周辺地盤の変状抑止効果が確認できる。周辺地盤の沈下抑止効果はシミュレーシ

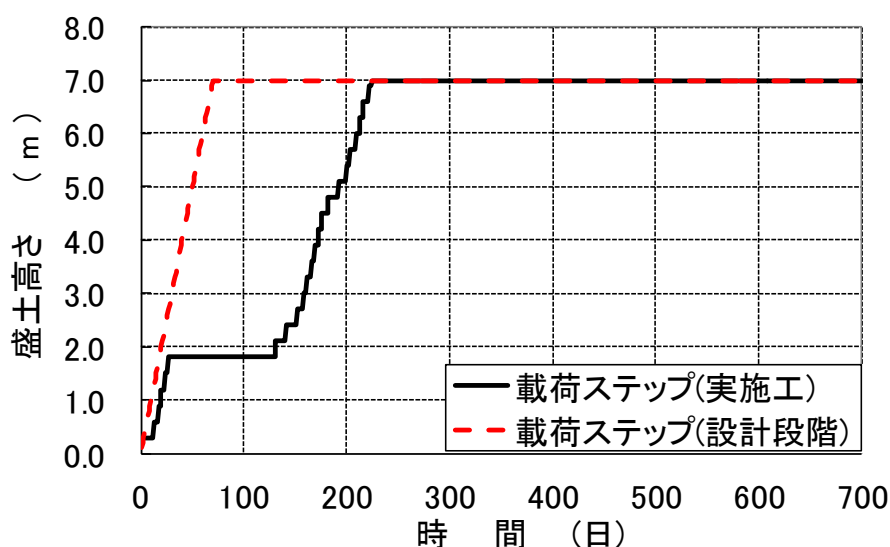


図 3- 36 盛土の载荷ステップ

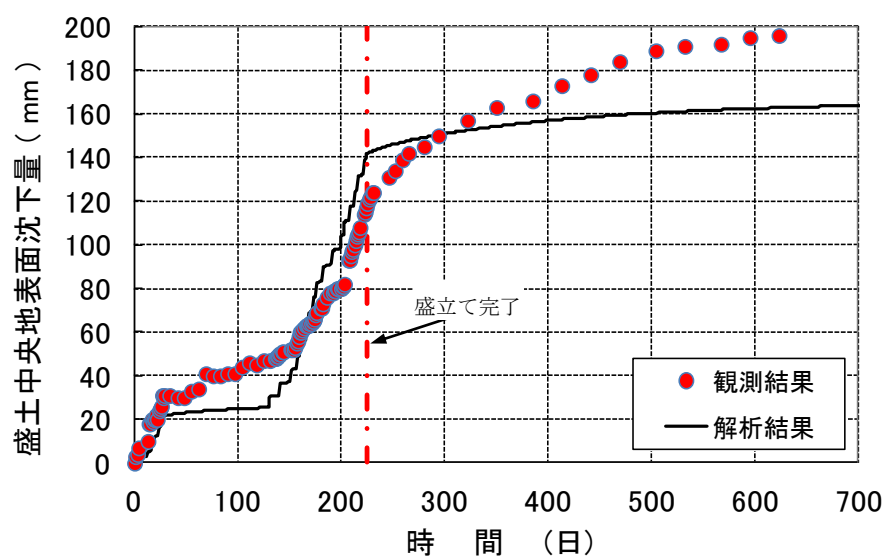


図 3-37 盛土中央地表面の沈下時刻歴比較

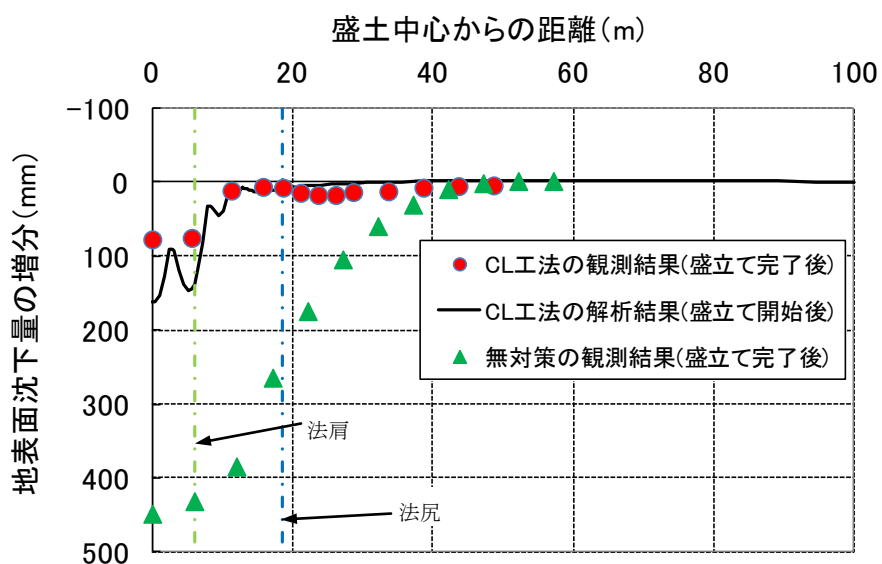


図 3-38 地表面沈下量増分の分布比較

ョンでも表せているが、沈下量は観測結果よりも少し小さくなっている。シミュレーションでは、杭間の未改良地盤に作用する盛土荷重を小さく評価する傾向にあるので、観測結果よりも沈下量が小さくなっていると考えられる。観測結果の法尻から10m地点の地表面沈下量は、盛立て完了からの増分値で13mm、盛立て開始からの累計で40mmであった。これに対して解析結果の法尻から10m地点の地表面沈下量は、盛立て完了からの増分値で8mm、盛立て開始からの累計で18mmであった。観測結果には盛立て初期の重機の往来による影響も含まれているが、解析結果は観測結果よりも小さくなる傾向であった。

図3- 39では側部壁近傍の未改良地盤の鉛直土圧時刻歴を比較している。観測結果では盛立て開始初期に鉛直土圧が増加するが、その後は殆ど鉛直土圧が変化していないことが分かる。図3- 40では側部壁近傍の未改良地盤の鉛直土圧時刻歴を比較している。観測結果では盛立て開始初期に鉛直土圧が増加するが、その後は殆ど鉛直土圧が変化していないことが分かる。解析結果は未改良地盤に殆ど盛土荷重が作用していないことを示しており、杭間の未改良地盤に作用する盛土荷重の差が、側部壁天端の鉛直土圧の差として表れている。未改良地盤の鉛直土圧が盛立て初期にしか増加していないのは、盛立て高さが増加するとアーチ効果によって盛土の鉛直荷重が全て内部杭に作用するためである。解析結果で未改良地盤に作用する鉛直土圧を評価できていないのは、メッシュ分割を細かくできなかったことも影響していると考えられる。

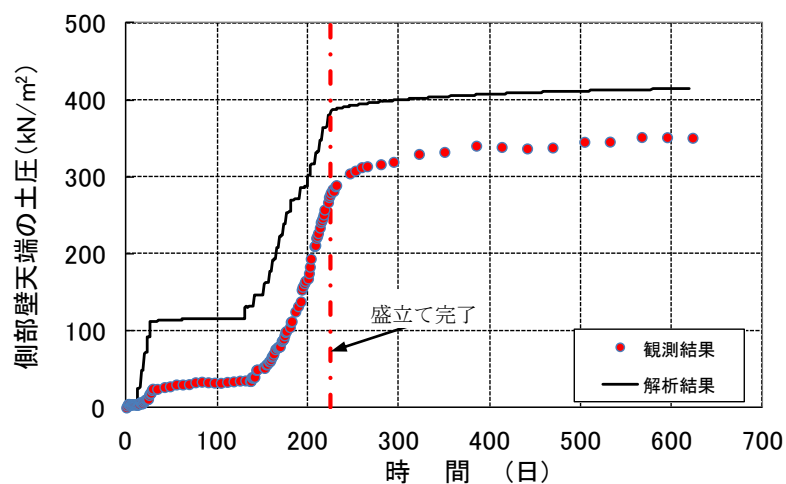


図 3- 39 側部壁天端の鉛直土圧時刻歴の比較

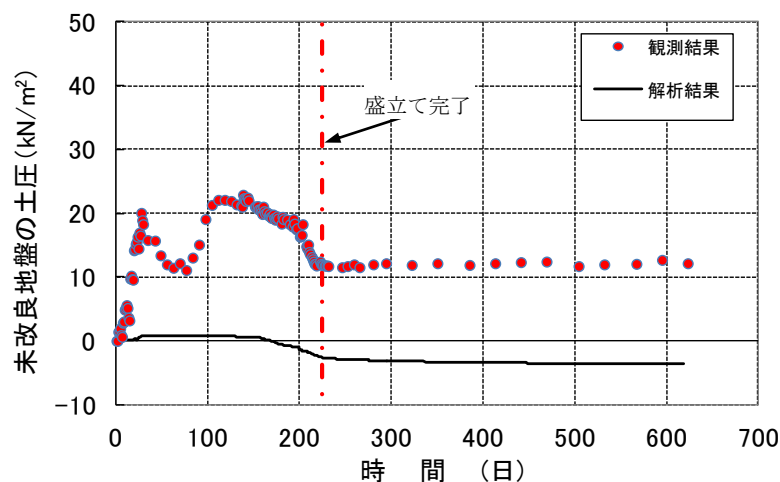


図 3- 40 未改良地盤の鉛直土圧時刻歴比較

図 3- 41 に側部壁に挿入したアルミゲージで計測した改良体の鉛直ひずみ深度分布の比較を示す。観測結果と解析結果の対応は良く、内部杭下端深度付近で鉛直ひずみのピークが表れる傾向が、観測結果と解析結果の両方で見られる。3章で考察した地中の応力分配による側部壁への盛土荷重の集中が、観測結果でも見られることから、試験施工では内部杭の効果により側部壁に盛土荷重が集中するメカニズムが検証できた。

図3- 42では繋ぎ材のPC鋼材に発生する張力を比較している。解析結果は観測結果に比べて張力が大きくなる傾向が見られる。解析でPC鋼材をモデル化している梁要素と、盛土をモデル化しているソリッド要素は同一節点になっているため、盛土がPC鋼材の下にもぐり込んでいく現象は表せない。そのためPC鋼材に作用する盛土荷重が現地よりも大きくなるために、解析で得られる張力が観測結果よりも大きくなると考えられる。

シミュレーションでは杭間に作用する盛土荷重を過小評価する傾向が見られた。3次元FEM解析で併用改良工法の詳細検討を行う時は、この点に留意する必要がある。

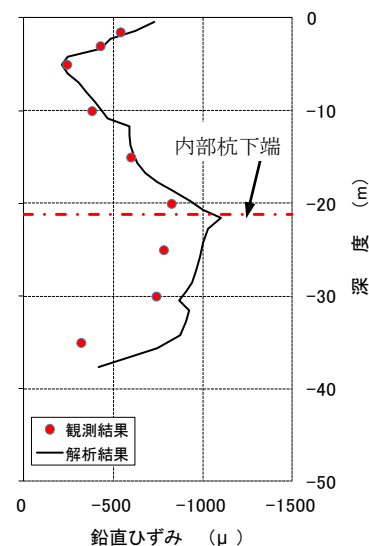


図 3- 41 側部壁の鉛直ひずみ深度分布

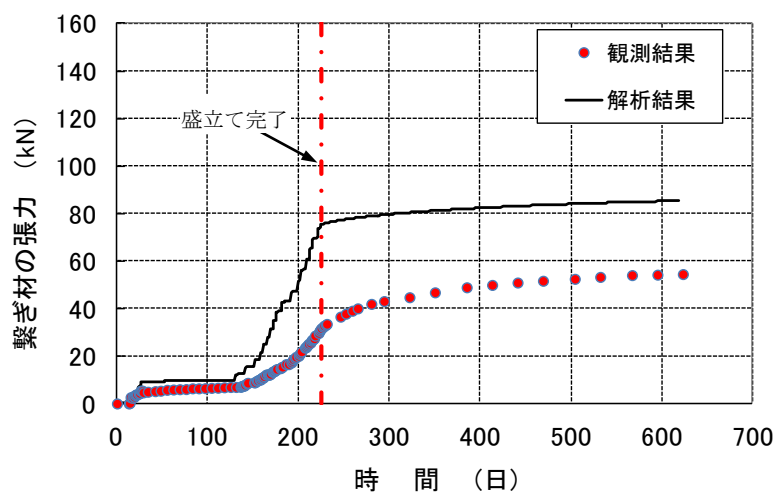


図 3- 42 繋ぎ材発生張力の時刻歴比較

3-4-4 2次元 FEM 解析・複合バネモデルを用いた動態観測シミュレーション

コラムリンク工法設計マニュアルでは、3次元 FEM 解析を用いた設計を詳細設計レベル 2 と位置付けている(図 1- 2 参照)。3次元 FEM 解析以外の設計手法として 2次元 FEM 解析を用いた詳細設計レベル 1 と、複合バネモデルを用いた概略設計レベルがある。2次元 FEM 解析と複合バネモデルを用いた動態観測シミュレーション結果を示すことにより、3段階の設計手法と予測精度の関係を示す(松井ほか 2013)。2次元 FEM 解析に用いた解析コードは Plaxis Ver.9.0 である。

複合バネモデルは、改良体および未改良地盤をばねに置き換え、改良地盤全体を複合ばねとみなし、盛土荷重に対する鉛直方向の力のつり合いから改良地盤内の各地点の変位を求めるものである。

図 3- 43 に複合ばねモデルの概念図を示す。ここで、図中の記号は、 P ：各領域に作用する盛土荷重， a_p ：各領域の平面改良率， Z ：各部の鉛直方向長さ， B ：各部の水平方向長さ， K ：各部のばね定数， L ：盛土奥行方向の長さをそれぞれ示している。

モデル化の概要を下記に示す。

- ・ 改良地盤を、内部杭領域、側部壁領域、外部杭領域、外周地盤領域の 4 つの領域に区分した。
- ・ それぞれの領域において、深さ方向に改良体と杭間地盤が混在する部分と、無改良地盤のみの部分に区分した。
- ・ 内部杭領域と側部壁領域の境界において、内部杭領域の改良体混在部上端および下端に相互作用を表現するジョイント部を設けた。同様に、側部壁領域と外部杭領域の境界および外部杭領域と外周地盤領域の境界にジョイント部を設けた。
- ・ 盛土荷重は側部壁領域への応力集中を想定し、暫定的に図 3- 43(a)に示す形状（内部杭領域側に 60° ，外部杭領域側に 30° ）で各領域上端に作用するものとした。

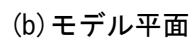
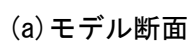


図 3-43 改良地盤のモデル化(概念図)

複合ばねモデルと変位計算

図 3-43 に示した地盤モデルを複合ばねとして図 3-44 に示す。

- ・ 改良体と無改良地盤が混在する部分は、改良体ばねと改良体間の無改良地盤ばねの並列ばねとした。
- ・ ジョイント部にはせん断ばねを設定した。
- ・ 各部分の上端・下端に節点を設定した。ここで各領域下端（支持層着底部分）は不動点としている。

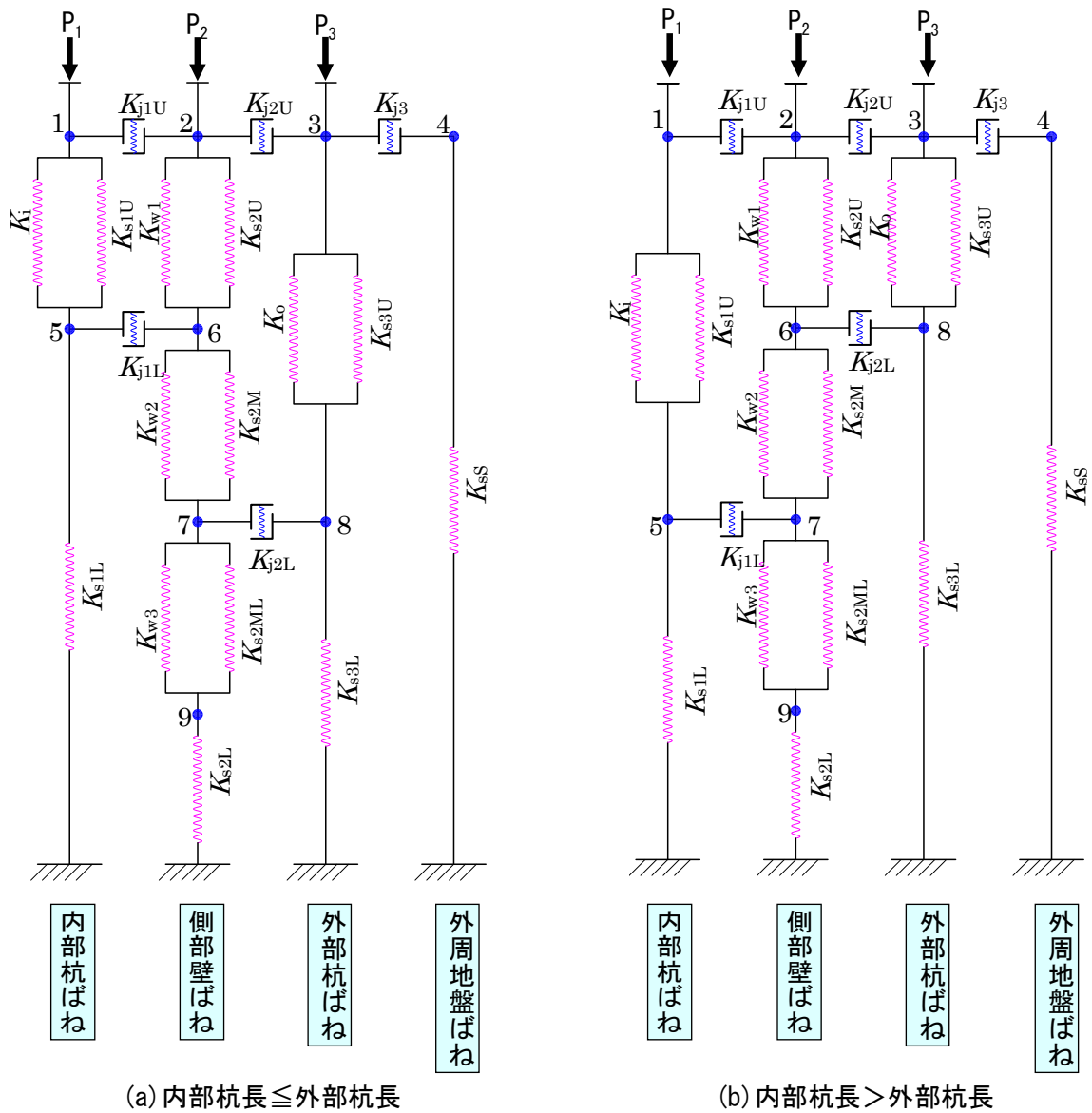


図 3-44 複合ばねモデル

複合ばねの変形特性は、個々の要素の重ね合わせで算定することができる。例として、図 3-44 の節点 1 について、鉛直方向の力のつり合いを考える。

- ・ 作用する外力は P_1 のみである。
- ・ 隣り合う節点 5 との間のばねから、両節点の相対変位に応じた荷重 $(= (K_i + K_{slw}) \cdot (\delta_1 - \delta_5))$ をうける。
- ・ 隣り合う節点 2 との間のばねから、両節点の相対変位に応じた荷重 $(= K_{jw} \cdot (\delta_1 - \delta_2))$ をうける。

これらを合算すると、節点 1 の力のつり合い式は下記のようなになる。

$$\begin{aligned} P_1 &= (K_i + K_{slw}) \cdot (\delta_1 - \delta_5) + K_{jw} (\delta_1 - \delta_2) \\ &= (K_i + K_{slw} + K_{jw}) \cdot \delta_1 - K_{jw} \cdot \delta_2 - (K_i + K_{slw}) \cdot \delta_5 \end{aligned}$$

節点 1 に関するつり合い式では、未知数が 3 つ（各節点の変位 δ_1 , δ_2 , δ_5 ）あり、それぞれの値は得られない。そこで他の節点についても同様に力のつり合い式をたてることで、未知数である各節点の変位 9 つに対して、節点数と同数の 9 つの式ができ、連立方程式を解くことで解を得ることができる。

図 3- 45 に複合バネモデルと 2 次元 FEM 解析で求めた盛土中心部での沈下量の深度分布を示す(松井他 2013)。動態観測との比較は、盛立完了から 398 日(盛立て開始から 623 日)時点で行っている。深度 22m 付近で分布勾配が変化する傾向を含め、複合バネモデルと 2 次元 FEM 解析で得られた結果は、動態観測で得られた傾向を捉えている。

図 3- 46 では地表面沈下量分布を比較している(松井他 2013)。おおむね動態観測で得られた傾向を表せていると言える。

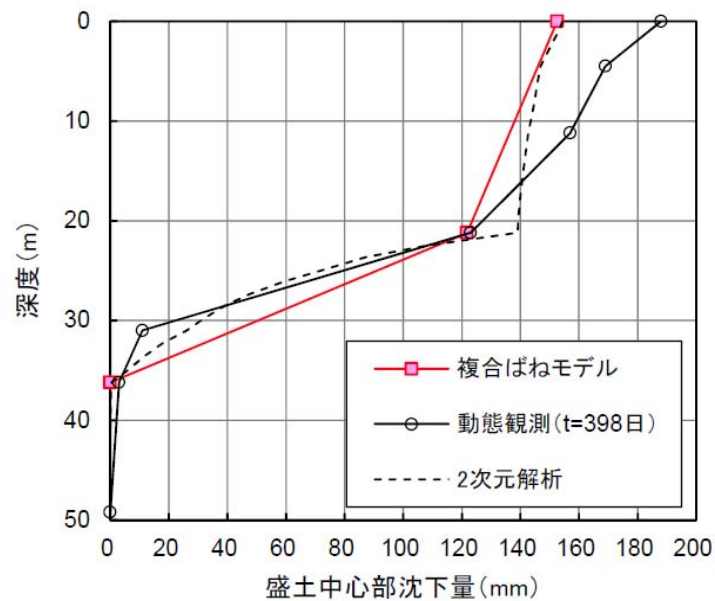


図 3- 45 盛土中心部での沈下量の深度分布(松井他 2013)

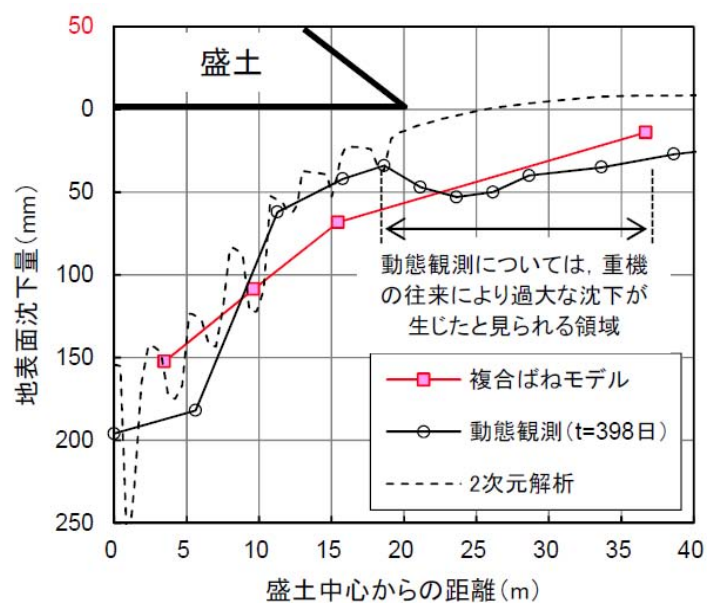


図 3- 46 地表面沈下量の分布(松井他 2013)

図 3- 47 では動態観測で得られた盛立て開始から 623 日後の側部壁の鉛直ひずみ分布を、2 次元 FEM 解析結果と比較している(Matsui et. al. 2013)。3 次元 FEM 解析では表すことができた、内部杭下端深度付近で側部壁に発生する鉛直ひずみが最大になる傾向を、2 次元 FEM 解析では表せていない。図 3- 26 に示す改良杭の平面配置図では、奥行方向の同一断面に側部壁と内部杭が混在している。2 次元 FEM 解析では奥行方向は一定としてモデル化しているので、このように奥行方向に異なる形状の改良杭が配置されている条件では、改良杭に発生する応力を正確に求めることができない。

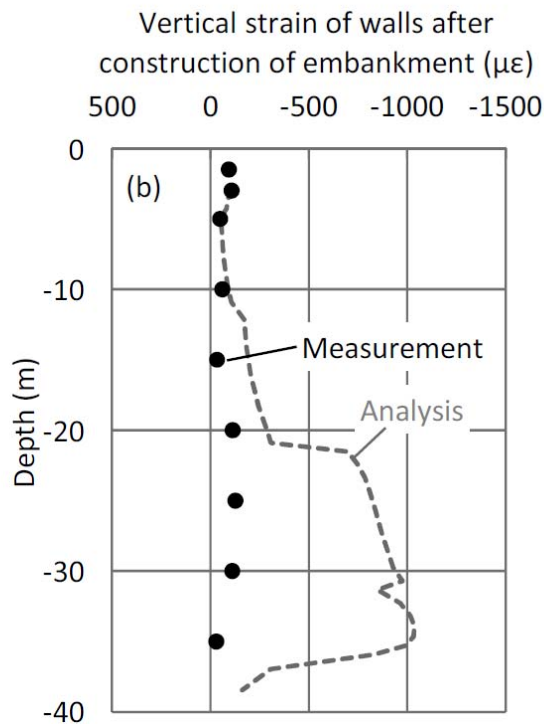


図 3- 47 2 次元 FEM 解析で得られた側部壁の鉛直ひずみ深度分布の比較(Matsui et. al. 2013)

3-5 3章からの結論

3次元の改良形状を有するコラムリンク工法の盛土沈下抑制・周辺地盤変状抑止効果を考慮した設計法として、3次元 FEM 解析が有効であることが熊本宇土道路の試験施工を通じて検証できた。3次元 FEM 解析を用いた設計法を用いることによって、複雑な形状を有する地盤改良の効果を設計で最大限考慮できるようになり、経済的で効果的な地盤改良の施工が可能であることを示した。

熊本宇土道路の試験施工で施工した高さ 7m の盛土のうち、高さ 5m～高さ 7m の部分は余分に盛土をしている部分なので本体施工時に撤去される。試験施工時には、高さ 5m～7m の部分が将来撤去されることが分っていたので、設計で予測した盛土沈下量・周辺地盤変位量の設計での予測値が動態観測結果と乖離したとしても、盛土の撤去によって対応することができた。今後、本体の施工にコラムリンク工法が適用される場合、設計段階では今回の試験施工で得られた設計値と動態観測結果の差を考慮する必要がある。そのため、設計仕様には余裕を持たせる必要がある。この設計仕様に対する余裕分は、コラムリンク工法の設計・施工を積み重ねることによる解析手法の精度向上により、小さくしていくことができる量である。

以下にコラムリンク工法に関して得られた新たな知見を示す。

I. 側部壁・内部杭・外部杭と繋ぎ材の役割

- ① 側部壁には、側方流動の遮断効果と盛土荷重を分担する役割があり、遮断効果により側部壁から盛土中心側にある内部杭以深の粘性土層で発生する沈下量を抑制している。また盛土荷重を分担する割合が高く、その荷重を支持層に伝えているため、内部杭・外部杭以深の粘性土層に作用する荷重が小さくなることによって、圧密沈下量を抑制する効果を発揮する。
- ② 側部壁を法肩に配置すると、盛土沈下量を抑制する効果が最も高くなる。盛土沈下量が抑制されると、結果的に周辺地盤の変状も抑制される。
- ③ 内部杭・外部杭は、盛土荷重を分担することによって、杭下端深度までの粘性土層に作用する荷重が小さくなるので、圧密沈下量を抑制する効果がある。また地中での応力分配の効果により、支持層に着底している側部壁に盛土荷重を伝達するため、粘性土層に作用する荷重が減少する効果で圧密沈下量を抑制している。
- ④ 内部杭は外部杭に比べて盛土の沈下抑制効果が高い。外部杭には周辺地盤の変状を抑制する効果があるので、一定長さの外部杭は必要である。
- ⑤ 内部杭と外部杭に発生する最大主応力が最大になるのは盛土直下の地表面付近であるので、内部杭と外部杭の上部にある盛土荷重を用いて、内部杭と外部杭の応力照査が可能である。
- ⑥ 繋ぎ材の効果は、側部壁の位置が法肩から法尻側に離れるにつれて高くなり、盛土の沈下抑制効果が高まるが、効果は限定的で補助的な役割しかない。

II. 試験施工での動態観測結果のシミュレーションより

- ① 解析でのモデル化によっては、杭状改良部の杭間に作用する盛土荷重を過小評価する傾向がある。この傾向に留意して3次元FEM解析による詳細検討を実施する必要がある。
- ② 側部壁に発生する鉛直応力が最大になるのが、内部杭下端深度付近になることが動態観測結果でも検証できた。しかし、盛土沈下量・周辺地盤変位量の解析結果は実測値よりも小さくなる傾向があったことに留意して、3次元FEM解析を詳細設計法として用いる必要がある。また、側部壁に発生する応力を2次元FEM解析では正確に予測することができない点にも留意する必要がある。
- ③ 今回の動態観測では観測項目から抜けていた内部杭天端の土圧と、内部杭に発生するひずみの深度分布について、今後、併用改良工法での施工時には動態観測項目に加えることによって、内部杭下の未改良層に作用する盛土荷重の大きさを評価できるようにすることで、3次元FEM解析を用いた詳細設計法の解析精度向上を図る必要がある。

4 章 既設高圧ガス導管の防護工施工時の圧密沈下量予測

本章では既設の線状構造物を対象とした圧密沈下対策での解析手法について述べる。線状構造物に一樣な沈下が生じた場合、線状構造物に余分な応力の発生はなく、生じる沈下量によって線状構造物の機能に障害が生じないのであれば、問題にはならない。しかし、線状構造物の縦断方向に生じる沈下量が一樣ではない、あるいは固定点があるために部分的に沈下が生じないような場合には、線状構造物に余分な応力が生じることになる。

札幌市郊外の既設高圧ガス導管の埋設箇所(図 4-1 参照)では、新たに高さ約 2.5m の盛土の造成が計画されることになった(図 4-2 参照)。約 2.5m の盛土の一部はプレロード用に載荷されており、盛土施工後 20 ヶ月でプレロード部分は撤去された。φ 600mm の高圧ガス導管は軟弱な粘性土層の上に埋設されており、しかも新設盛土範囲に固定点があると一樣な圧密沈下が生じないために余分な応力が高圧ガス導管に発生する。この問題を解決するために考案した防護工を用いた対策の設計を、縦断方向の圧密沈下量予測に 3 次元 FEM 解析を用いて行なった。



図 4-1 造成が計画されている既設高圧ガス導管の埋設箇所

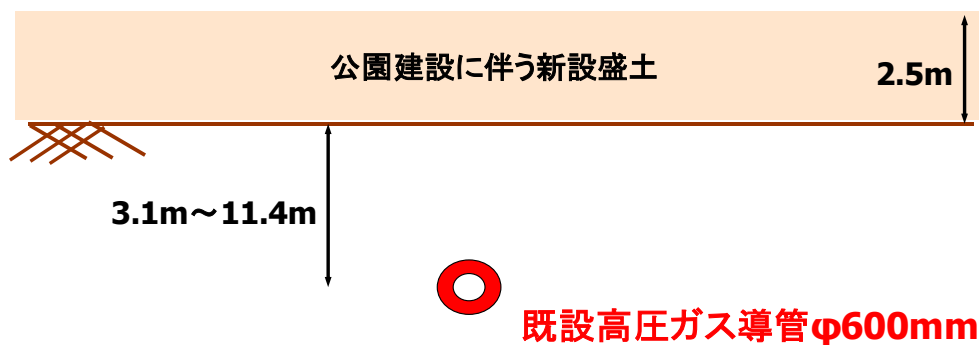


図 4-2 既設高圧ガス導管の埋設深度と新設盛土の関係

表 4- 1 に本章の構成を示す。本章では解析コード **MuDIAN** を用いた防護工の設計と、施工後の動態観測シミュレーションによる設計法の検証について述べている。

表 4- 1 4 章の構成

| 節 | 内 容 |
|------------|--|
| 4-1 | 軟弱粘性土地盤に埋設されている高圧ガス導管が布設されている地域に、新設盛土を施工した時に高圧ガス導管の圧密沈下対策として施工する，地盤改良を用いた防護工の構造について記述。 |
| 4-2 | 防護工設計のために必要な地盤情報を得るために実施した地盤調査について記述。 |
| 4-3 | MuDIAN を用いた 3 次元圧密解析で実施した防護工の設計について記述。 |
| 4-4 | 新設盛土の施工時に実施した動態観測結果と，防護工の設計結果を比較し，防護工の設計を検証した。 |
| 4-5 | 4 章の検討で得られた新たな知見のまとめ。 |

4-1 考案した防護工の概要

図 4-3 に高压ガス導管が埋設されている地域の平面図を示す。破線で示す高压ガス導管の埋設延長は約 430m である。

高压ガス導管が埋設されている地域の土層構成は、地表から粘性土層と砂層が互層になっている。そして、高压ガス導管の下土層は、N 値=0 の厚さ約 8m の軟弱粘性土層が分布しており、新設盛土による圧密沈下量は約 0.6m と予測されている。

図 4-3 の A 点で高压ガス導管の鉛直方向の変形が拘束されているため、新設盛土の荷重による粘性土層の圧密沈下が発生すると、高压ガス導管は一様に沈下できないので、設計で考慮していなかった応力が高压ガス導管に発生することになる。

発生する応力は高压ガス導管の機能を損なうものではないが、重要幹線という点を考慮して発生応力の低減対策が行なわれることになった。A 点が固定されている影響で発生する応力の低減対策について、考案した防護工の設計と、設計での高压ガス導管の沈下予測と動態観測の比較について述べる(津國ほか 2014b)。

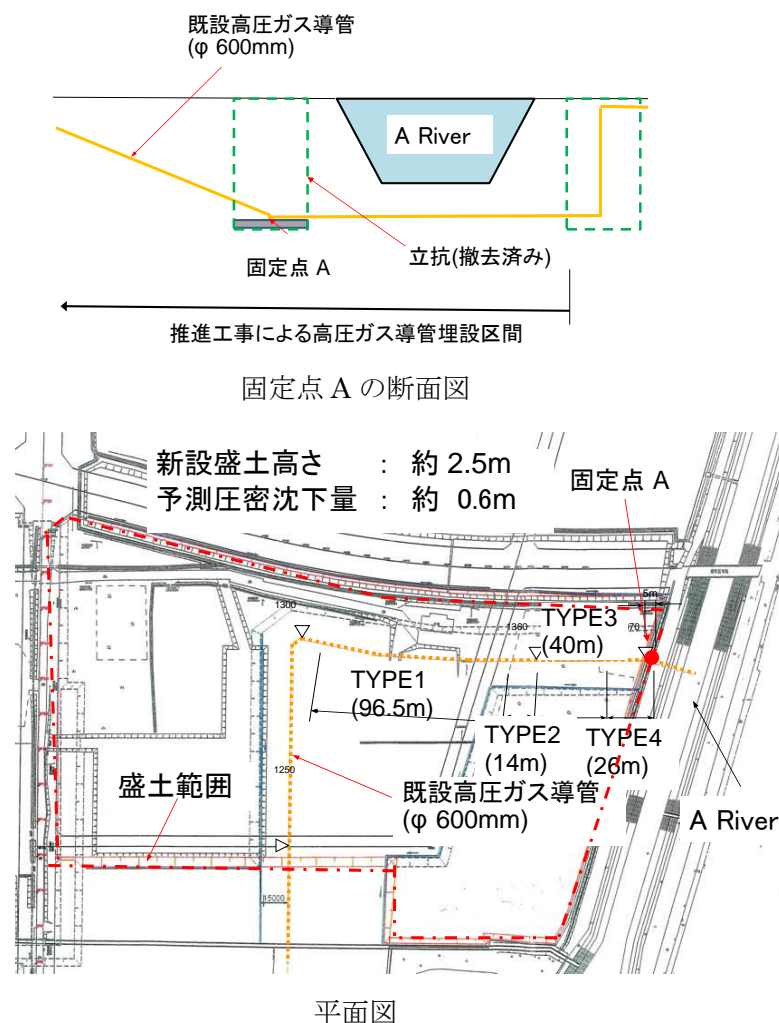


図 4-3 既設高压ガス導管の埋設位置の平面図と固定点 A の断面図

北海道では泥炭層に高圧ガス導管を埋設している場所も多く、これまで泥炭層の圧密により沈下が発生した箇所では、高圧ガス導管の下を地盤改良により支持層まで改良し、沈下の発生を防ぐ沈下対策が採用されてきた。このような沈下の発生を防ぐ方法を採用すると、盛土が新設される地域に埋設されている約 430m の高圧ガス導管の全区間に対策が必要となる。また、高圧ガス導管を供用しながらの施工が求められており、掘削を伴う施工の採用は困難である(掘削深度が 10m 以上となる地点もあるため)。対策区間の延長を減らしより経済的な対策を行なうために、図 4-4 に示す構造の防護工を考案し対策を行なうことにした。

防護工は深層混合処理工法により施工する改良杭の上に、浅層改良により施工する浅層盤状改良がある門型の構造をしており、浅層盤状改良の上に新設される盛土の荷重は、改良杭の下の地盤に伝わるため、改良杭の長さを変えることによって高圧ガス導管の下の粘性土層で発生する圧密沈下量を調整することができる。

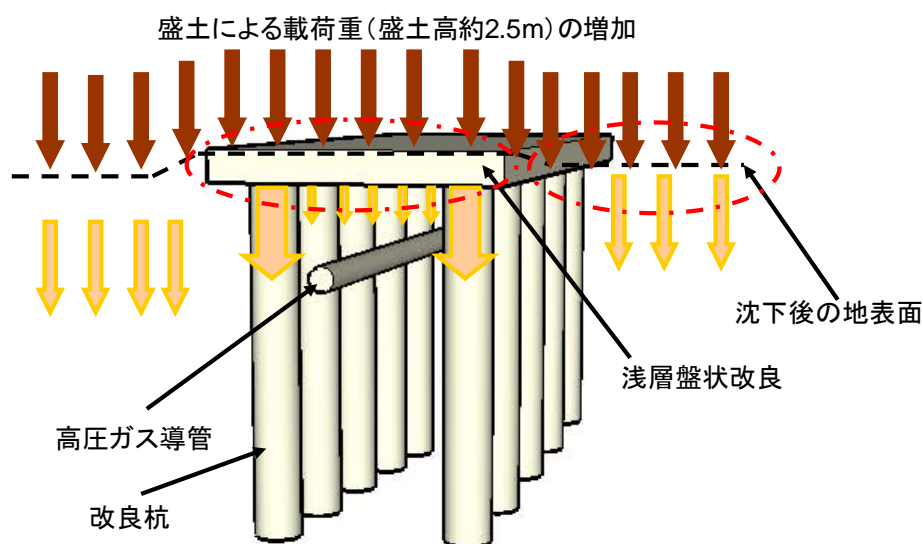


図 4-4 防護工の構造

4-2 地盤調査

高圧ガス導管の埋設位置を把握するために数箇所を試掘を行っている(図 4-5 参照)。また、設計に必要な現地の地盤情報を得るために、図 4-6 の平面図と横断図に示す 7 箇所でボーリングを実施した。横断図には高圧ガス導管の埋設位置も示されている。固定点となる A 点で埋設深さが最も深く(地表面から 11.4m)、次第に埋設深さが浅くなり、A 点から 60m 付近で埋設深度がほぼ一定(地表面から約 3.5m)になる。

ボーリング結果から現地の土層は、地表面から粘性土層①・砂質土層②・粘性土層③・砂質土層④の 4 層に分類した。地下水位は現況地盤面から 2.5m～3.75m の範囲にあり、A 川の傍にある A 点から離れるほど地下水位が低くなる傾向であった。

粘性土層①と粘性土層③は N 値=0 の軟弱粘性土で、粘性土層①は腐植物混じりシルト、粘性土層③はほぼ均一なシルト層で、層厚もほぼ一定の約 8m であった。

砂質土層②は A 点付近で N 値 20 以上あるが、A 点から離れると N 値が下がっていき、ボーリング No.1 地点の N 値は 3～5 しかない。A 点からの距離 60m 付近から、高圧ガス導管はこの層に埋設されている。

砂質土層④には、粘性土層③の境界から数 m 下に N 値=15 以上の層がある。また、砂質土層④の層中には薄い腐食土層も挟まっている。



図 4-5 既設高圧ガス導管の試掘状況

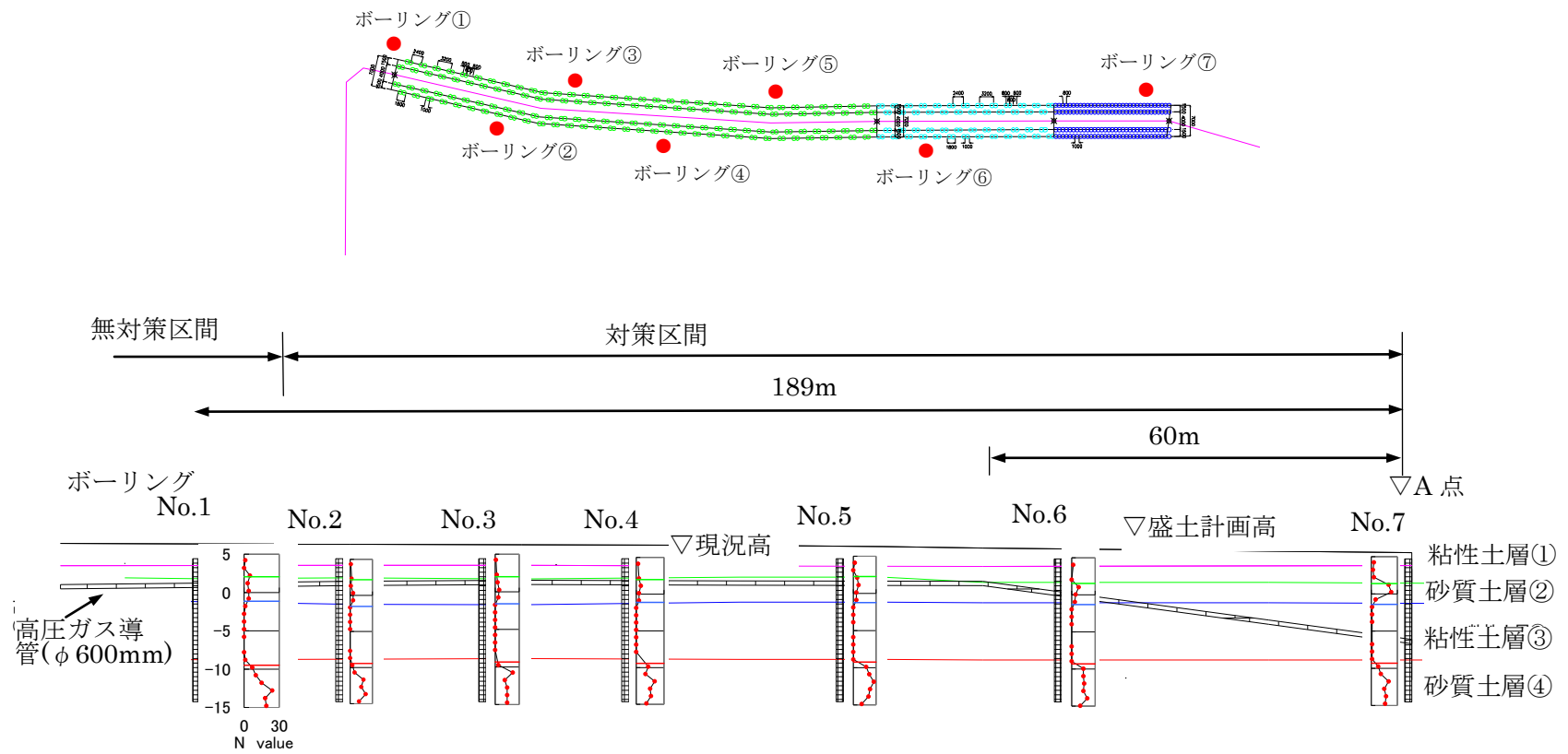


図 4-6 ボーリング調査位置の平面図・横断図と N 値の深度分布

表 4- 2 に土質試験結果から設定した設計用地盤定数の一覧を示す。表の括弧内に土質試験で得られた結果の範囲を示している。高圧ガス導管の圧密沈下に影響するのは粘性土層③だけで、粘性土層③の圧縮指数 $C_c=0.880\sim1.118$ の範囲にあり、設計ではフローティング区間となるボーリング No.2 の土質試験結果から圧縮指数 $C_c=1.008$ を用いることにした。また、設計で粘性土層③は正規圧密状態とした。

表に示されている透水係数は、現地試験の結果である。

表 4- 2 土質試験結果から決定した設計用地盤定数

| | 粘性土層① | 砂質土層② | 粘性土層③ |
|--|---|---|---|
| wet density g/cm^3 | 1.432 (1.287~1.709) | — | 1.562 (1.532~1.595) |
| natural water content % | 89.6 (47.3~142.2) | 30.8 (21.6~34.8) | 71.9 (65.7~77.8) |
| liquid limit % | 111.6 (58.0~169.0) | NP | 70.7 (65.6~76.7) |
| plastic limit % | 39.3 (21.4~56.4) | NP | 28.1 (25.2~29.9) |
| plasticity index | 72.3 (35.4~112.8) | NP | 42.5 (37.7~47.8) |
| void ratio | 2.717 (1.326~3.501) | — | 1.947 (1.784~2.097) |
| compression index C_c | 1.384 (0.342~1.908) | — | 1.08 (0.880~1.118) |
| consolidation yield stress p_c kN/m^2 | 85.0 (28.8~191.8) | — | 95.2 (82.7~109.0) |
| overconsolidation ratio | 1.417 (1.0~2.25) | — | 1.0 (1.0~1.27) |
| unconfined compressive strength q_u kN/m^2 | 27.2 (24.6~30.6) | — | 50.5 (40.0~62.9) |
| Young's modulus E kN/m^2 | 568.7 (124.0~807.0) | — | 2734.3 (1340.0~3403.0) |
| permeability coefficient m / sec | $0.94\text{E-}9$ ($0.40\text{E-}9\sim1.33\text{E-}8$) | $2.23\text{E-}5$ ($1.15\text{E-}5\sim3.58\text{E-}5$) | $3.66\text{E-}9$ ($2.96\text{E-}9\sim4.67\text{E-}9$) |

4-3 防護工の設計

4-3-1 高圧ガス導管の許容沈下量の設定

A 点から 60m 付近までは高圧ガス導管の埋設深度が変化し、高圧ガス導管下部の粘性土層③の厚さも変化するため、この区間で発生する高圧ガス導管の沈下量をコントロールするのは難しいと考え、A 点から 60m 以上離れた地点から無対策区間への沈下量のすり付けを計画した。

その結果、高圧ガス導管に発生する応力を設定値以下にするための許容沈下量は、A 点で 8mm、A 点から 189m 離れた地点で 0.57m となった。表 4-3 に各測点での許容沈下量と盛土の計画高を示す。各測点での許容沈下量の算出では、梁要素でモデル化した高圧ガス導管を、地盤反力係数から算出したバネ係数で地盤をモデル化したバネ要素と結合し、固定点 A と別の固定点を境界条件として与える。そして、沈下量を強制変位として各測点に与え、沈下量と高圧ガス導管に発生する応力の関係を求めることによって、各測点での許容沈下量を決めている。盛土施工後 20 ヶ月後に造成計画高さ以上の盛土部分は撤去された。

表 4-3 盛土の計画高さと高圧ガス導管の許容沈下量

| A点からの距離(m) | 189 | 170.5 | 148.5 | 124.5 | 94 | 74 | 60 | 20 | 0 |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 盛土計画高さ(m) | 3.11 | 3.02 | 2.94 | 2.87 | 2.89 | 2.76 | 2.57 | 2.06 | 1.81 |
| 盛土造成高さ(m) | 1.42 | 1.30 | 1.22 | 1.12 | 1.12 | 1.06 | 0.96 | 0.67 | 0.52 |
| 高圧ガス導管埋設深度(m) | 3.70 | 3.53 | 3.29 | 3.14 | 3.14 | 3.13 | 3.14 | 8.63 | 11.38 |
| 高圧ガス導管の許容沈下量(m) | 0.570 | 0.465 | 0.336 | 0.190 | 0.119 | 0.049 | 0.035 | 0.022 | 0.008 |

4-3-2 防護工のタイプ

図 4-7 に採用した防護工タイプの縦断図を示す。A 点から最も離れている区間の TYPE-1 は、無対策区間で発生する沈下量とすり付ける必要があるため、改良杭下端深度を粘性土層③内で次第に浅くするフローティングタイプとした。

TYPE-1 の A 点側の区間の TYPE-2 は、改良杭下端深度を粘性土層④の下端深度とし、この区間では粘性土層③の圧密沈下の影響が出ないようにした。

TYPE-3 と TYPE-4 では許容沈下量が小さくなり、A 点の沈下量は 0.008m しかないので、この両区間では確実に沈下の発生を抑えられるように、砂質土層④の N 値=15 以上の層に改良杭を着底させる支持タイプとした。

図 4-8 に TYPE-3 の改良杭配置を示す。改良杭が高圧ガス導管から 1.4m 以上離れる千鳥配置とし、隣り合う改良杭どうしが接するように配置することで、防護工外部での地盤の変形が高圧ガス導管に影響しない構造とした。千鳥配置としたのは、防護工は大規模地震に対する照査も行なうため、幅を広くして安定性を増す狙いもある。浅層盤状改良の厚さは 1.2m で、改良杭間の部分は粘性土層①の下端深度まで改良している。TYPE-1 と TYPE-2 の改良杭は、平面配置は同じで下端深度が異なるだけである。また、浅層盤状改良の厚さ 1.2m は同じで、改良杭間の厚さも 1.2m である点が異なるだけである。

図 4-9 に TYPE-4 の改良杭配置を示す。A 点での許容沈下量が 0.008m しかないため、改良杭は 0.2m ラップの壁式改良とし、浅層盤状改良の厚さ 1.2m で改良杭間は粘性土層下端まで改良している。改良杭天端から塑性角 60 度の範囲の盛土荷重が防護工に作用するとして、改良杭と浅層盤状改良の現場強度 q_{uf} を決めた。防護工に作用する荷重の考え方は他のタイプでも同じで、改良杭の $q_{uf}=941(\text{kN/m}^2)$ 、浅層盤状改良の $q_{uf}=600(\text{kN/m}^2)$ として設計した。

図 4-10 に現地での施工状況を示す。

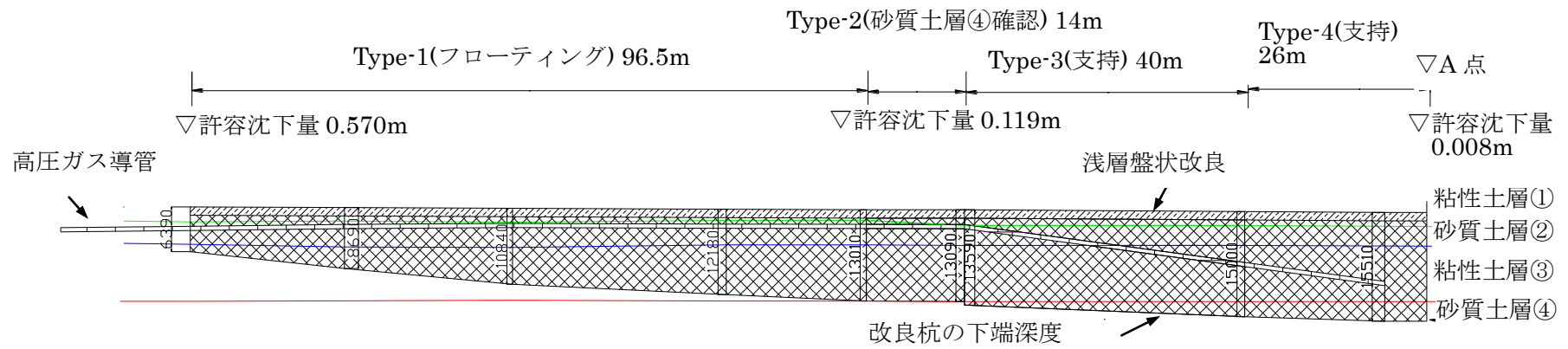


図 4-7 防護工のタイプと縦断図

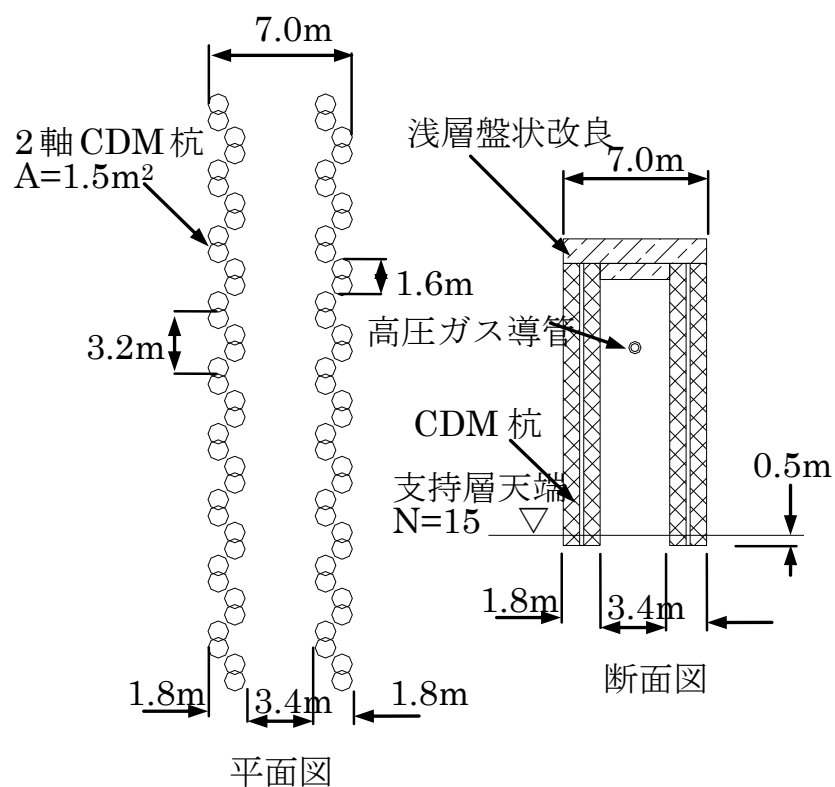


図 4-8 TYPE-3 の改良杭配置(左：平面図，右：断面図)

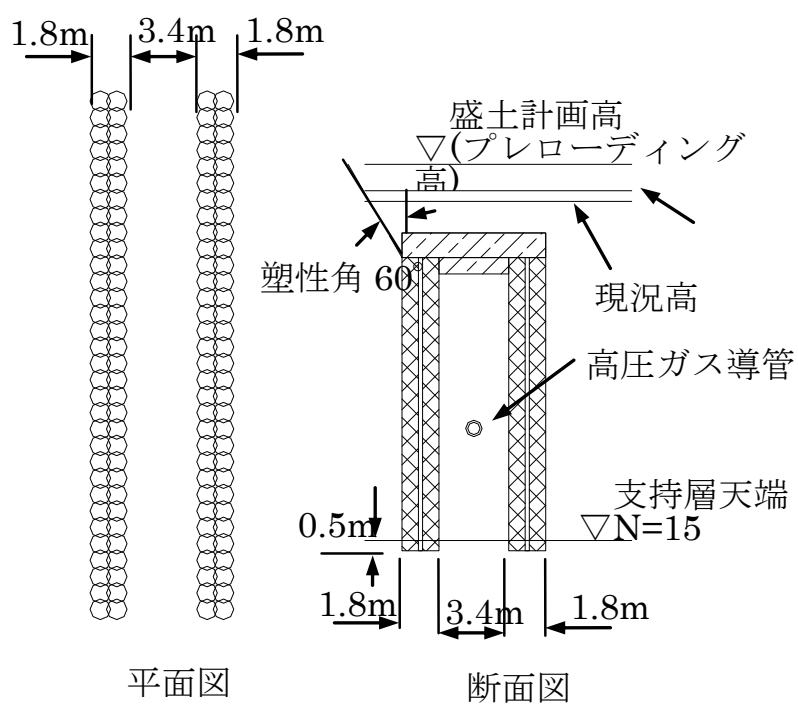


図 4-9 TYPE-4 の改良杭配置(左：平面図，右：断面図)

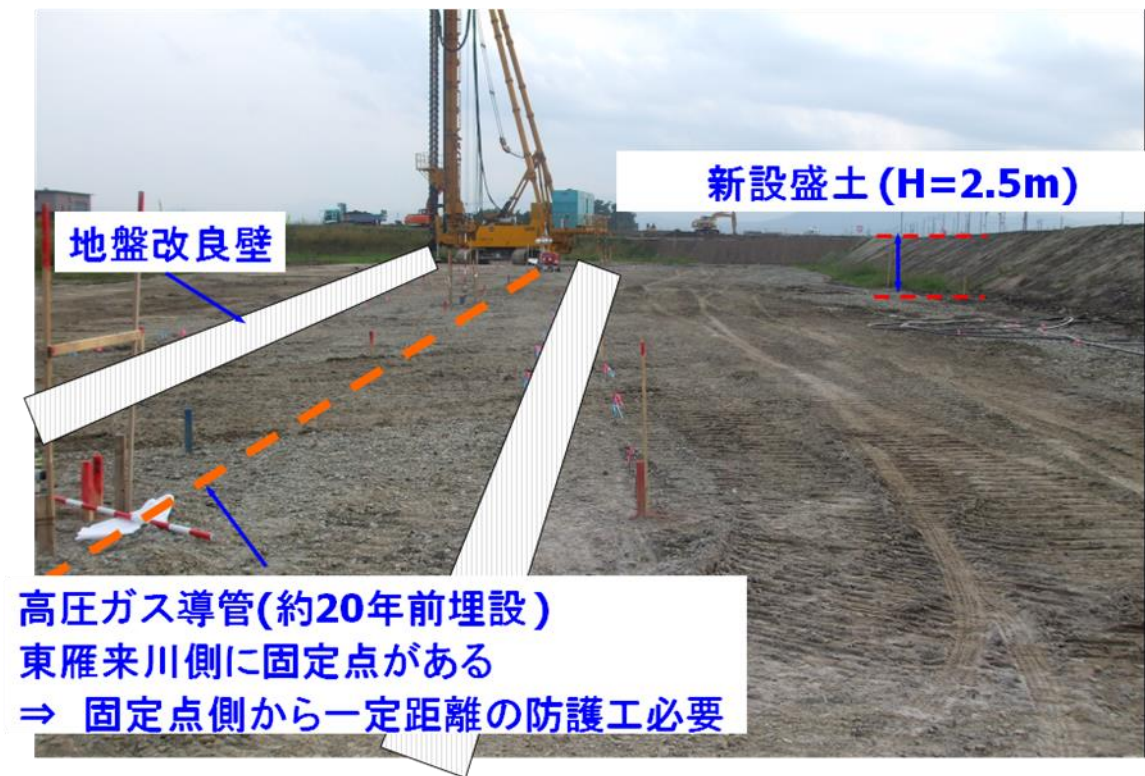


図 4- 10 現地での施工状況

4-3-3 高圧ガス導管の沈下量予測

フローティングタイプの防護工区間では、高圧ガス導管の沈下が一定勾配で生じないと、高圧ガス導管に想定以上の応力が発生するため、解析コード MuDIAN を用いた 3 次元 FEM 解析で防護工区間の縦断方向の沈下量分布を照査した。MuDIAN には地盤中の土と水との動的連成を解く動的有効応力解析機能が有り、この機能を用いて圧密問題での過剰間隙水圧消散課程を解析することができる。

粘性土層のモデル化ではクリープを考慮しないので、弾塑性の関口・太田モデル (Sekiguchi et al. 1977) を用い、砂質土層・改良杭と浅層盤状改良は弾性要素でモデル化している。盛土による鉛直荷重は、地表面に分布荷重として作用させた。

表 4-4 に解析で用いたパラメータを示す。関口・太田モデルで用いている圧縮指数 λ は、圧密試験から求めた圧縮指数 C_c から、 $\lambda=0.434C_c$ の関係を用いて算出した。関口・太田モデルのパラメータは、関口・太田モデルのパラメータ設定法 (Iizuka et al. 1987) により設定している。また、静止土圧係数 $K_0=0.5$ として算出した初期応力を用いて、圧密解析を実施した。

改良土の一軸圧縮強度 q_u とヤング率 E_{50} の間には、概略 $E_{50}=(400\sim600)q_u$ の関係式 (沿岸技術研究センター 2008) がある。この関係式から $E_{50}=500q_u$ を目安に、改良杭と浅層盤状改良の設計基準強度 q_{uck} を参考にして、改良杭と浅層盤状改良のヤング E を設定した。改良杭と浅層盤状改良のポアソン比は、改良土の q_u とポアソン比の関係 (沿岸技術研究センター 2008) を参考に、解析で用いるポアソン比を 0.4 に設定した。

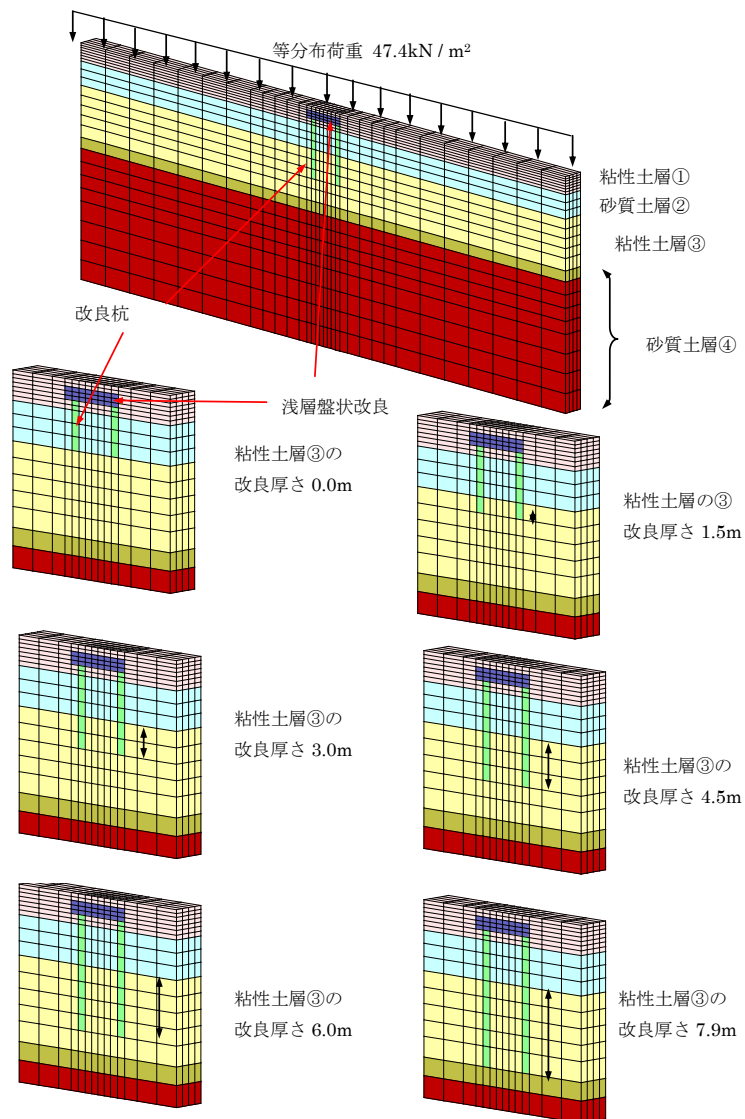
表 4-4 解析パラメータ

| 土層区分 | N値 | 層厚 (m) | TP (m) | 単位体積重量 (kN/m ³) | ヤング率 (kN/m ²) | ポアソン比 | M | λ | κ | Λ | e_0 | 過圧密比 | D | 透水係数 (m/sec) |
|--------|----|--------|--------|--------------------------------|------------------------------|-------|-----|-----------|----------|-----------|-------|------|--------|-----------------|
| 粘性土層① | | 2.78 | 2.17 | 13.2 | 775 | 0.499 | 0.8 | 0.826 | 0.0826 | 0.9 | 3.325 | 1 | 0.2149 | — |
| 砂質土層② | 5 | 3.7 | -1.53 | 16.7 | 14000 | 0.33 | — | — | — | — | — | — | — | 1.97E-05 |
| 粘性土層③ | | 7.9 | -9.43 | 15.2 | 1340 | 0.499 | 1 | 0.471 | 0.0471 | 0.9 | 2.002 | 1 | 0.141 | 3.88E-09 |
| 砂質土層④ | 10 | 1.7 | -11.13 | 17.6 | 28000 | 0.33 | — | — | — | — | — | — | — | 1.00E-05 |
| | 15 | 8 | -19.13 | 17.6 | 42000 | 0.33 | — | — | — | — | — | — | — | 1.00E-05 |
| | 30 | 12 | -31.13 | 17.6 | 84000 | 0.33 | — | — | — | — | — | — | — | 1.00E-05 |
| 改良杭 | — | — | — | 13.2~17.6 | 200000 | 0.4 | — | — | — | — | — | — | — | 1.00E-10 |
| 浅層盤状改良 | — | — | — | 13.2~16.7 | 131580 | 0.4 | — | — | — | — | — | — | — | — |

砂質土層②の N 値は、固定点 A からの距離によって変化しており、A 点から離れると N 値が小さくなる傾向が得られている(図 4-6 参照)。フローティング部での沈下量を正確に求めるために、フローティング部のボーリング No.2 と No.3 の N 値から、砂質土層②の N 値を 5 とした。砂質土層②を全て N 値 5 とすると、TYPE-3・TYPE-4 区間での N 値を実際よりも小さく評価するために、TYPE-3・TYPE-4 区間での沈下量が大きくなるが、この区間では発生する沈下量の大きさが問題となるので、解析で求まる沈下量を大きく評価しても、許容値以内に収まっていれば問題は無いと判断した。そのため、解析でのモデル化を簡易にするために、砂質土層②の N 値は全て 5 とした。

砂質土層のヤング率 E は、N 値との関係式 $E=2800N(\text{kN/m}^2)$ (日本建築学会 2001)から算出している。砂質土層のポアソン比を 0.33 としたのは、 $K_0=0.5$ と仮定しているからである。

粘性土層の E は、ボーリングで得られた試料に対して実施した一軸圧縮試験結果から決めている。圧密解析時の粘性土層のポアソン比を 0.499 としているのは、更地地盤に対して圧密試験から求めた C_c を用いて一次元圧密理論で算出した圧密沈下量と、関口・太田モデルを用いた FEM 解析で求めた沈下量の値が、ほぼ等しくなるようにするためである。



・境界条件

底面(土・水)：固定

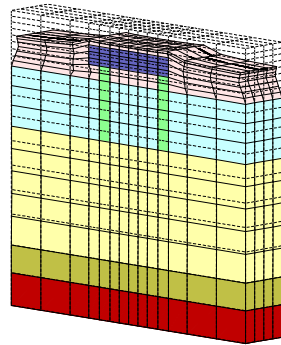
側面(土・水)：鉛直ローラー

図 4-11 フローティングタイプの 3 次元解析モデル(予備解析)

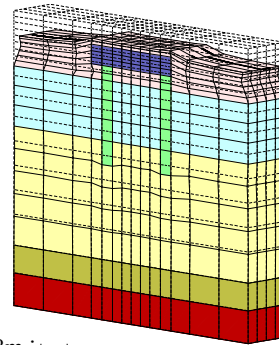
防護工の全区間の解析モデルを作成する前に、フローティングタイプ部の改良深度を決めるための予備解析を実施した。

フローティングタイプ部は、改良杭の平面配置が千鳥配置となっているので、奥行き方向 3.2m をモデル化し、図 4-11 に示すように粘性土層③の改良深度を変えた 6 種類の 3 次元モデルを作成した。分布荷重で作用させる盛土荷重を 35 日間で載荷し、50 年後までの圧密解析を実施した。高圧ガス導管の沈下量は、埋設されている砂質土層②の下端深度での沈下量とした。

粘性土層③の改良厚さ 0.0m

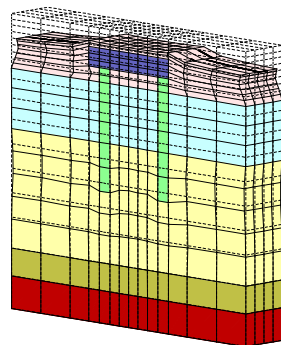


粘性土層③の改良厚さ 1.5m

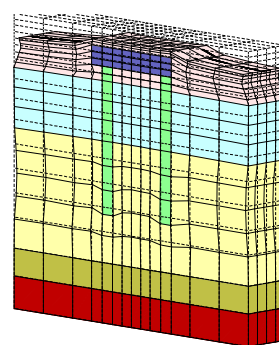


変位スケール 1.3m : —

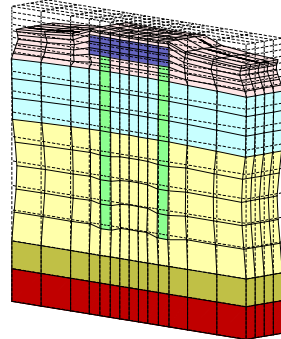
粘性土層③の改良厚さ 3.0m



粘性土層③の改良厚さ 4.5m



粘性土層③の改良厚さ 6.0m



粘性土層③の改良厚さ 7.9m

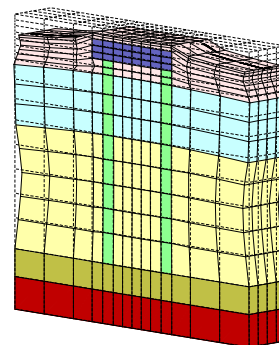


図 4- 12 フローティングタイプの 50 年後の変形図(破線 : 初期, 実線 : 50 年後, 変形スケール 1.3m)

図 4- 12 に 50 年後の変形図を示す。防護工の周囲が大きく沈下しているのに対して、防護工内部の粘性土層③の圧密沈下量が、改良杭の下端深度が深くなるにつれて小さくなっていくのが分かる。

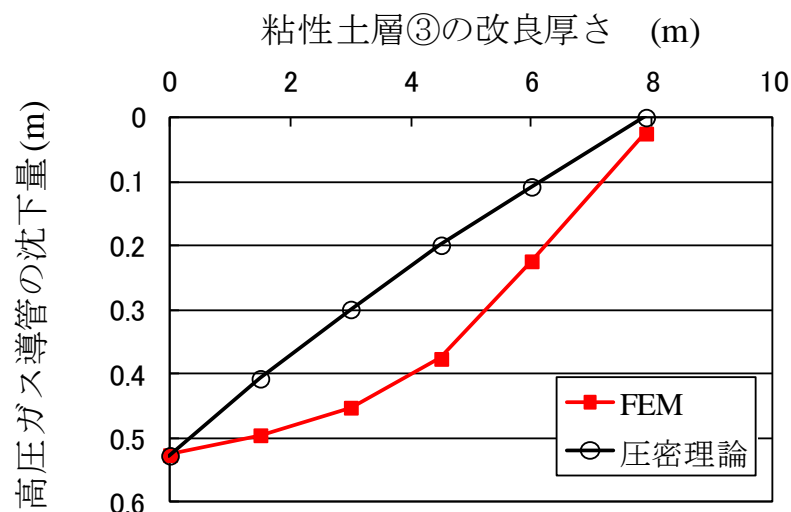


図 4-13 粘性土層③の改良厚さと高压ガス導管沈下量の関係

図 4-13 に解析で求めた沈下量と粘性土層③の改良厚さの関係を示す。圧密理論から求めた沈下量の算出は、粘性土層③の未改良部の厚さに相当する層厚に対して、圧密試験で求めた C_c を用いて 1 次元圧密理論から求めた沈下量である。圧密理論から求めた沈下量は、改良深度にほぼ比例しているのに対して、解析で求めた沈下量は、下に凸な分布をしており、改良深度 4.5m で解析と圧密理論の沈下量の差が最も大きくなっている。図 4-12 の変形図を見ると、改良杭間に地盤がめり込む変形が最も大きく表れているのは、改良深度 4.5m の時で、この改良杭間の地盤がめり込んでいく影響が、解析と圧密理論の沈下量の差として表れている。圧密理論から求まる改良厚さを用いると、想定以上の沈下が発生する危険があるので、解析で得られた粘性土層③での改良深度と沈下量の関係を用いて、A 点からの距離によって決まっている許容沈下量に応じて改良深度を設定した。

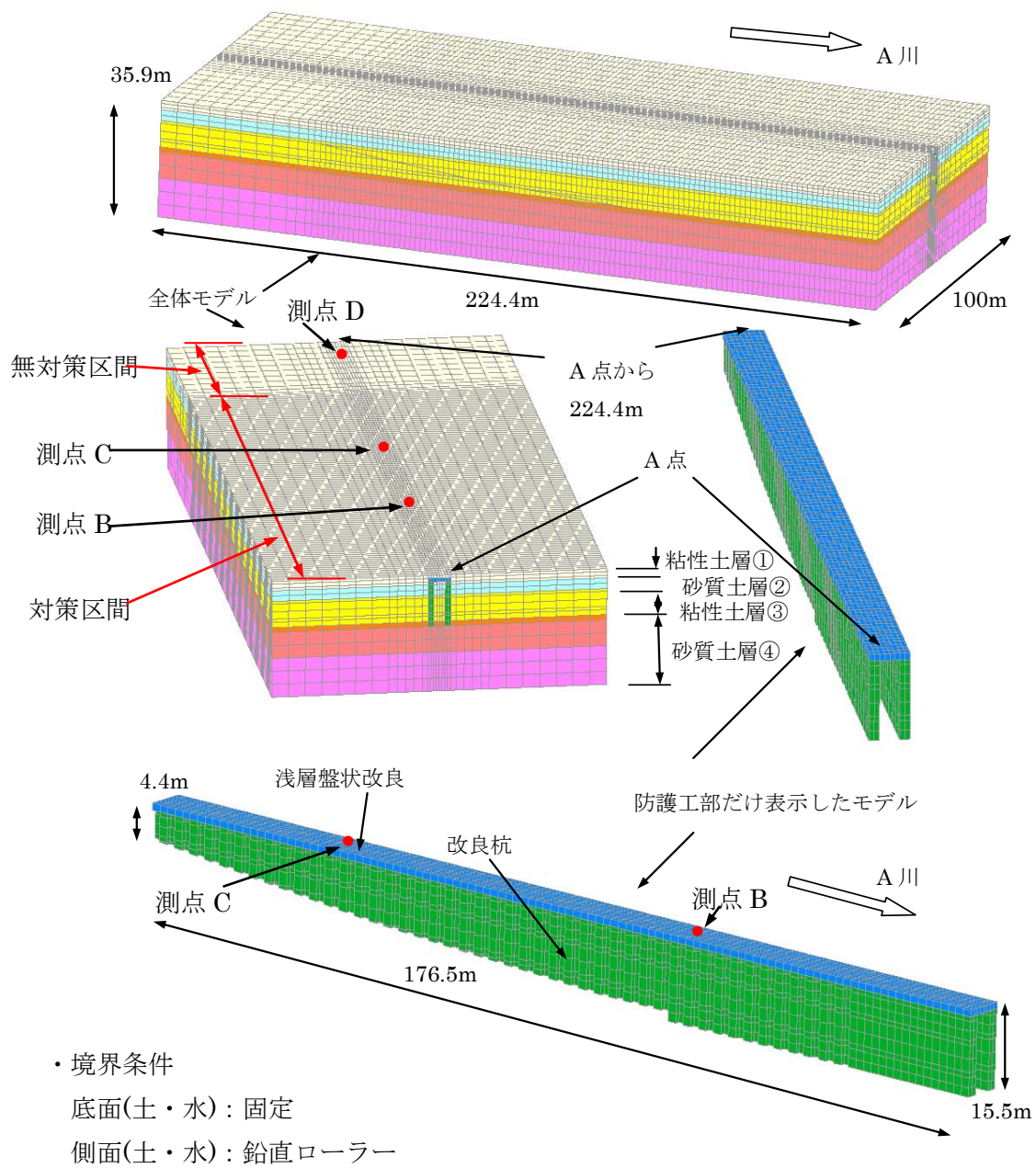


図 4-14 防護工全区間をモデル化した 3 次元解析モデル

このようにして求めたフローティングタイプ部の改良深度を参考に，防護工全区間と周囲の無対策区間を含めて作成した 3 次元解析モデルを図 4-14 に示す。解析モデルの作成では，2 軸で施工する改良杭 1 本 1 本をモデル化し，高压ガス導管の縦断方向の沈下分布をできるだけ正確に予測できるようにした。

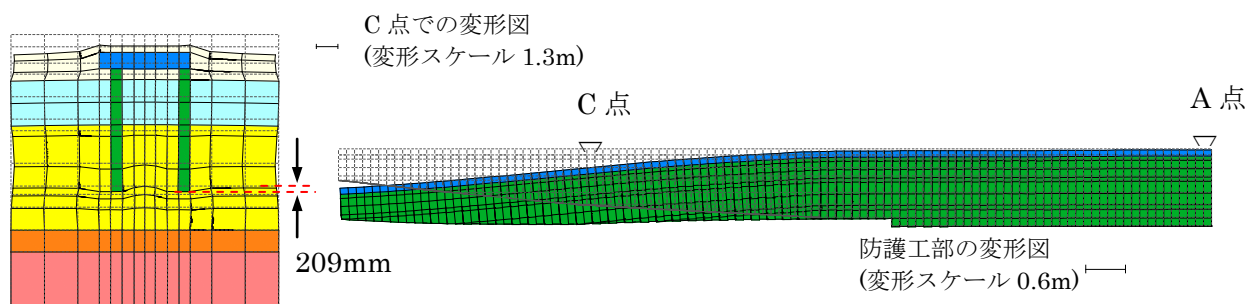


図 4-15 防護工部分と C 点での 50 年後の変形図(破線：初期，実線：50 年後)

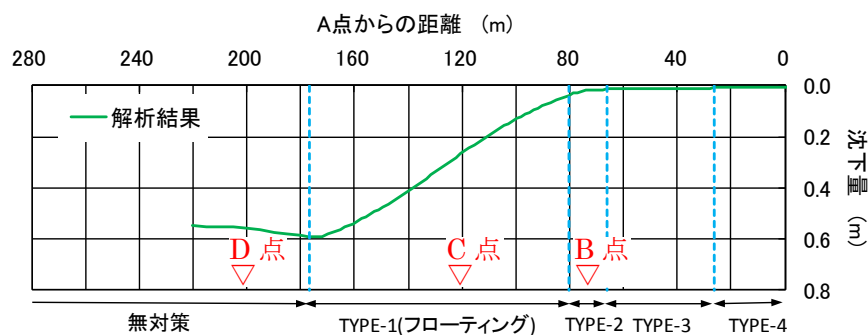


図 4-16 高圧ガス導管の縦断方向沈下量分布(50 年後)

図 4-15 に解析で求めた改良部だけの変形図(変形スケール 0.6m)と、測点 C での変形図(変形スケール 1.3m)を示す。フローティングタイプの沈下が滑らかに変化しているのが分かる。また、C 点の変形図からは、改良杭間に周囲の粘性土がめり込んで変形している様子が、この 3 次元解析結果からも確認できた。改良杭下端深度でのめり込み沈下量は 209mm であった。

図 4-16 に高圧ガス導管の埋設深度の地盤沈下量と A 点からの距離の関係を示す。高圧ガス導管の沈下量は、地盤の沈下量と同じとして改良深度の設計を行った。フローティングタイプ部で高圧ガス導管の沈下は一定勾配になっており、縦断方向の許容沈下量を満足できることが確認できたので、この結果から防護工の改良杭下端深度の縦断分布を決定した。

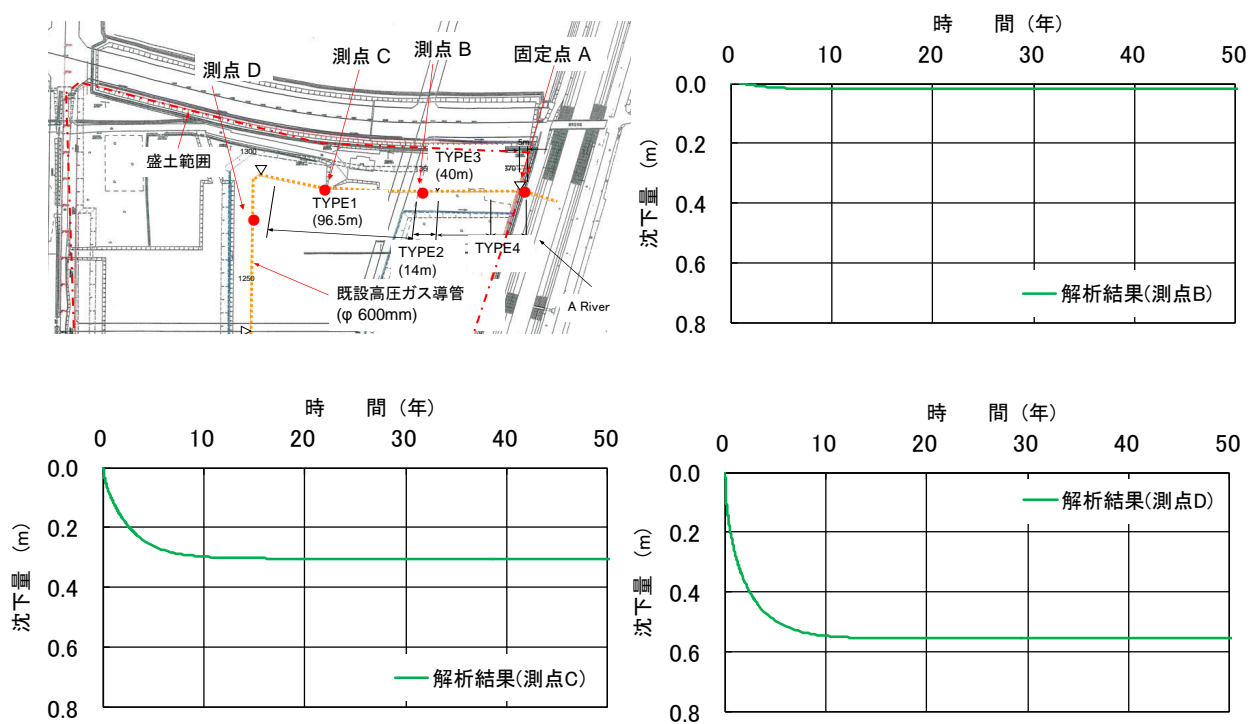


図 4-17 各測点での高圧ガス導管の沈下時刻歴図

図 4-17 に測点 B(A 点からの距離 74m)、測点 C(同 124.5m)と無対策区間の測点 D の高圧ガス導管の沈下時刻歴を示す。砂質土層④に着底している測点 B の最終沈下量は 19mm で、着底区間では沈下が防止できている。

測点 D の最終沈下量は 554mm、プレロード撤去時に相当する 592 日時点での沈下量は 340mm で、61%の圧密が終了していることになる。

4-4 動態観測

高压ガス導管には沈下棒が設置されており、各計測点で長期の沈下量が計測されている。この沈下棒を利用して盛土施工後の動態観測を実施した。

盛土は約 1 ヶ月間の短期間で施工されたので、動態観測との比較には、設計時の解析結果をそのまま用いた。設計で行なった解析結果との比較は、プレロード部分の撤去が始まる盛土施工後 592 日までの観測結果に対して行なっている。

図 4- 18 に測点 B、測点 C、測点 D の高压ガス導管沈下量時刻歴の解析結果と観測結果の比較を示す。改良杭を着底させている測点 B の 592 日時点の沈下量は 35mm であった。沈下はほぼ収束していることから、着底区間では高压ガス導管の沈下を大幅に低減できることが確認できた。

フローティング区間の測点 C では、解析結果と観測結果は良く対応している。また、無対策区間の測点 D でも、解析結果と観測結果の対応は良いことから、設計時点の解析で設定した土質定数が適切であったと言える。図 4- 18 には測点 C の防護工中央直下部での過剰間隙水圧比時刻歴も示している。盛土施工によって上昇した過剰間隙水圧の消散は終了していないが、過剰間隙水圧の消散に伴って測点 C での沈下が進行しているのが分かる。

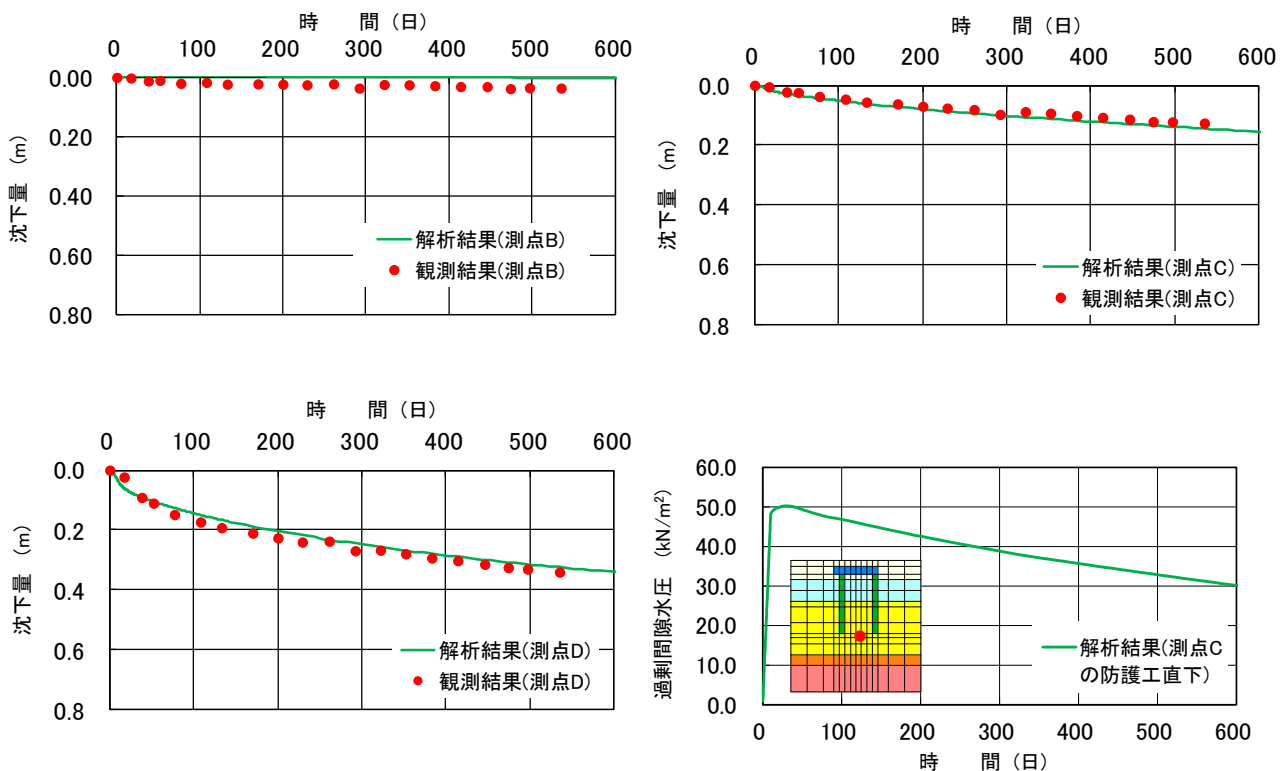


図 4- 18 高压ガス導管沈下量の解析結果と観測結果の比較と、測点 C の防護工直下の過剰間隙水圧時刻歴

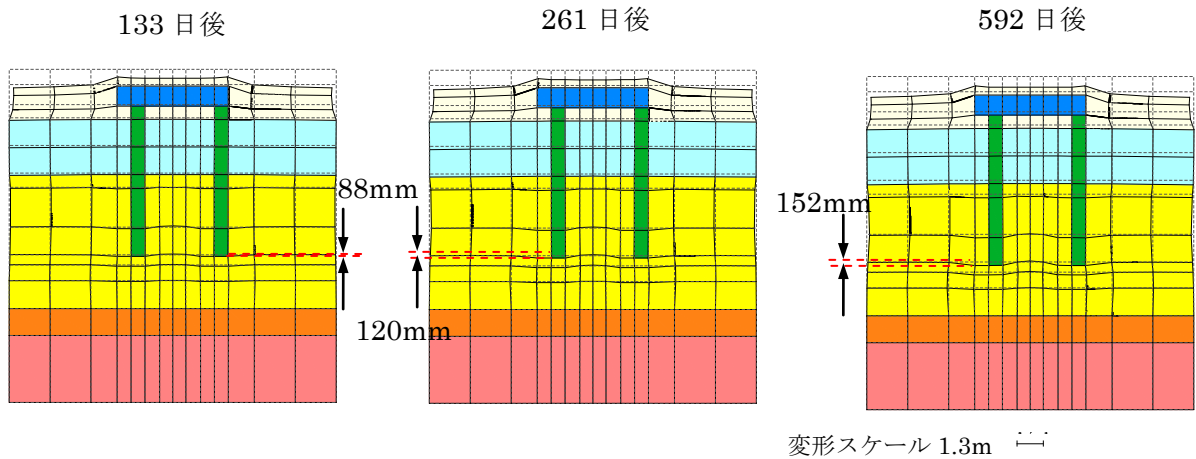
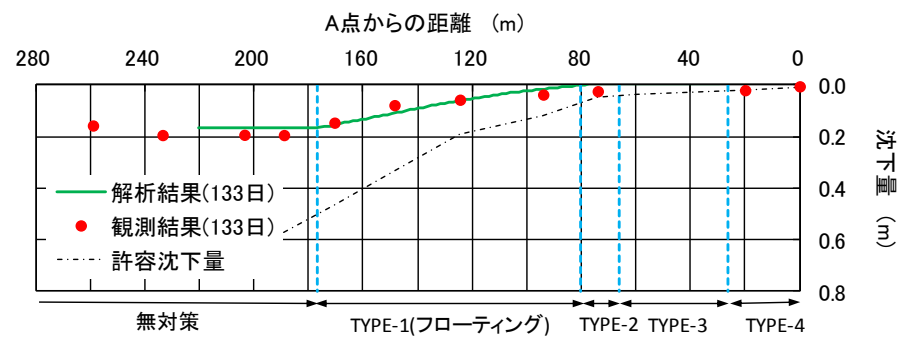


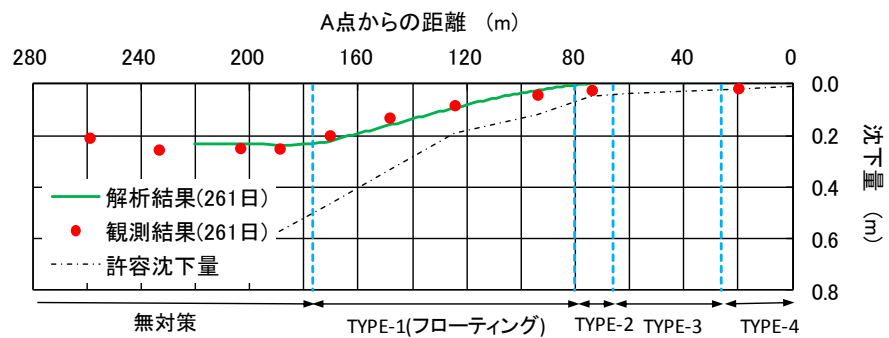
図 4- 19 測点 C での変形図(変形スケール 1.3m)

図 4- 19 に測点 C での盛土施工後 133 日，261 日，592 日の変形図を示す。改良杭下端の沈下量は，同一深度の周辺地盤の沈下量より大きく，杭間に軟弱な粘性土がめり込んでいる状況が良く分かる。535 日後のめり込み沈下量は 152mm で，砂質土層②の沈下量で評価している高圧ガス導管に発生する沈下量の大きさに，このめり込み沈下量が影響している。

・盛土施工後 133 日後



・盛土施工後 261 日後



・盛土施工後 592 日後

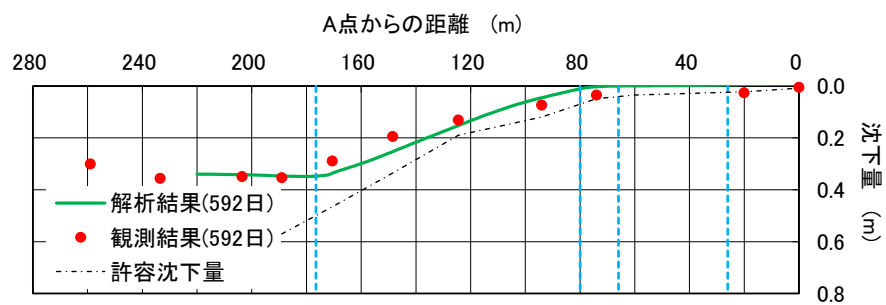


図 4- 20 高圧ガス導管沈下量の縦断分布比較

図 4-20 では盛土施工後 133 日、261 日、592 日の高圧ガス導管沈下量の縦断分布を、解析結果と観測結果で比較している。改良杭を砂質土層④に着底している区間では、解析での沈下量が小さくでている傾向があった。解析では粘性土層③の下の地盤を全て砂質土層④としてモデル化しているが、ボーリングデータでは薄い腐食土層と N 値は高いが土質分類ではシルト層と分類される地層もあることから、防護工を施工した深度よりも深い位置で沈下が発生したことが考えられる。しかし、フローティング部の解析結果と観測結果の対応は良く、観測結果でもほぼ直線状に高圧ガス導管が沈下していることから、3 次元 FEM 解析を用いて、杭間にめり込む沈下量を評価した沈下予測手法が適切であったことが確認できた。

図 4-21 に改良体に発生する最小主応力(引張りがプラス)の最大値コンター図を示す。改良杭に最も大きな引張り応力が発生しているのは、A 点から約 85m 離れた TYPE-1 区間の浅層盤状改良から少し下の高さである。TYPE-1 の隣の TYPE-2 区間では沈下が殆ど発生しておらず、A 点から最も離れた TYPE-1 の終点位置で最も沈下量が大きくなっているために、この位置で改良杭に発生する引張り応力が最も大きくなっている。しかし、改良杭に発生している引張り応力の最大値は 114kN/m^2 と q_{uf} の 12%であった。

図 4-22 に改良体に発生する最大主応力(圧縮がマイナス)の最小値コンター図を示す。改良杭に発生する最大主応力が最も小さくなるのは、A 点から約 85m 離れた位置の改良杭下端深度付近で、最大主応力は 614kN/m^2 であった。この値は q_{uf} の 65%であった。

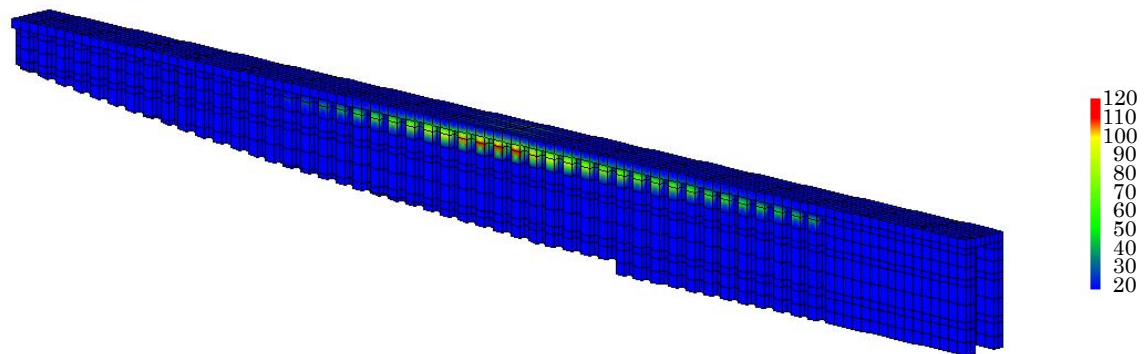


図 4-21 改良体に発生する最小主応力の最大値コンター図(単位: kN/m^2 , 引張りがプラス)

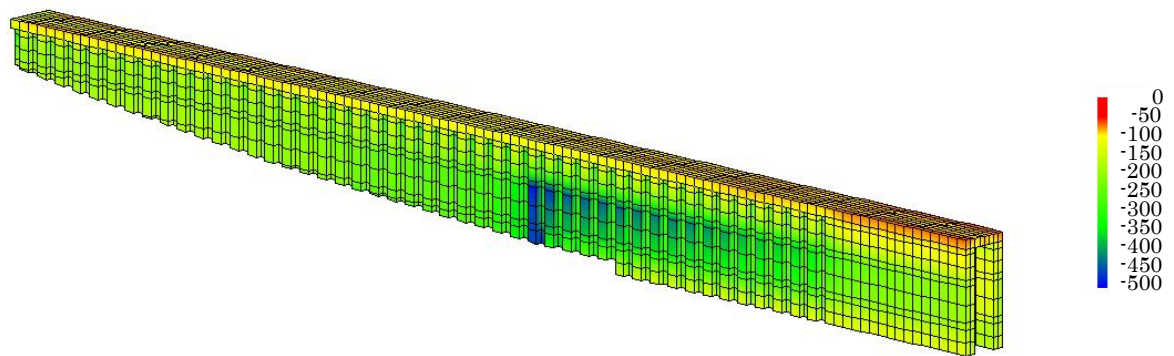


図 4- 22 改良体に発生する最大主応力の最小値コンター図(単位: kN/m^2 , 圧縮がマイナス)

4-5 4章からの結論

既設の高圧ガス導管の圧密沈下対策のために考案した防護工に関して、設計段階の 3 次元 FEM 解析で予測した解析結果と動態観測結果は良く対応しており、部分的な地盤改良工法の沈下予測に対する 3 次元 FEM 解析が有効であることと、考案した対策構造の効果の検証ができた。

設計での予測値と動態観測結果を比較することにより得られた新たな知見を以下に示す。

- ①改良杭を支持層に着底させるタイプの場合、高圧ガス導管に発生する圧密沈下量を大幅に低減する効果があることが確認できた。しかし、予測値が観測結果より小さくなる傾向があったことには留意する必要がある。
- ②改良杭を支持層まで到達させないフローティングタイプの場合、1 次元圧密理論から必要改良深度を設定すると、予測値に比べて観測結果の沈下量が大きくなったと考えられる。これは、1 次元圧密理論では改良杭下端部の改良杭間に軟弱粘性土がめり込んでいく現象を考慮できないため、この改良杭間のめり込み沈下量を、設計では考慮する必要がある。

3 章のコラムリンク工法の試験施工での設計値と動態観測結果の差に比べて、本章で示した防護工の設計での予測値と動態観測結果の差は小さく、3 次元 FEM 解析を用いたより精度の高い設計が行われていた。この差が生じた原因の一つとして設計段階での土質調査が考えられる。コラムリンク工法試験施工の設計では、設計用の土質定数は設計を請負ったコンサルタントが決定しており、現地の土質調査には関わらなかった。一方、防護工については設計施工で請負っていたため、土質調査も計画実施している。そのため解析で設定するパラメータの精度が高かったと考えられる。

設計での予測値と現地での動態観測結果の差を、設計段階では余裕として考慮する必要がある。この余裕分については、設計で用いる解析手法の信頼性・設計で設定するパラメータの信頼性によって大きさを変える必要があり、設計施工データの積み重ねによって解析手法の信頼性と、設計で設定するパラメータの信頼性も向上していくものとする。

5 章 格子状地盤改良工法での道路と既設宅地の液状化対策時の住宅沈下量予測

2011 年の東北地方太平洋沖地震では、津波による甚大な人的被害と共に、浦安市や潮来市をはじめとする東京湾岸地域および利根川流域で、液状化による宅地の被害が大きいという特徴があった(地盤工学会 2014)。戸建住宅では、地震の揺れによる被害ではなく、液状化による地盤の沈下によって居住が困難になるという被害の割合が高く、このような被害が発生した原因の一つとして、東北地方太平洋沖地震の継続時間が長く、従来想定していなかった液状化による被害が発生する条件になっていたことが挙げられる。

格子状に深層混合処理工法で地盤改良する耐液状化対策工法は、兵庫県南部地震と東北地方太平洋沖地震に対して、建物基礎の液状化対策として採用された事例で液状化防止効果が実証されている(鈴木他 1996, 内田他 2013)。

これまでの格子状地盤改良工法の設計では、過剰間隙水圧比か液状化安全率 FL 値に着目して、過剰間隙水圧比か FL 値で液状化が発生しない格子間隔(格子壁の中心間距離で定義)を用いてきた。しかし、継続時間が長い地震を設計対象地震とした場合、同じ加速度レベルの継続時間の短い地震に比べて、格子内地盤で発生する過剰間隙水圧は大きくなり、これまでのように過剰間隙水圧比あるいは FL 値を用いて、液状化が発生しない条件で格子間隔を設計すると、格子間隔が狭くなりコストが上昇する。また、図 5-1 に示すように既設の戸建住宅を対象とした場合、既設住宅の下には改良壁を低コストで施工できないという技術的な制約により、格子状改良壁の配置が既設住宅との関係で決まるため、格子間隔が広くなり部分的な液状化を許容する性能設計の考え方も必要となる。

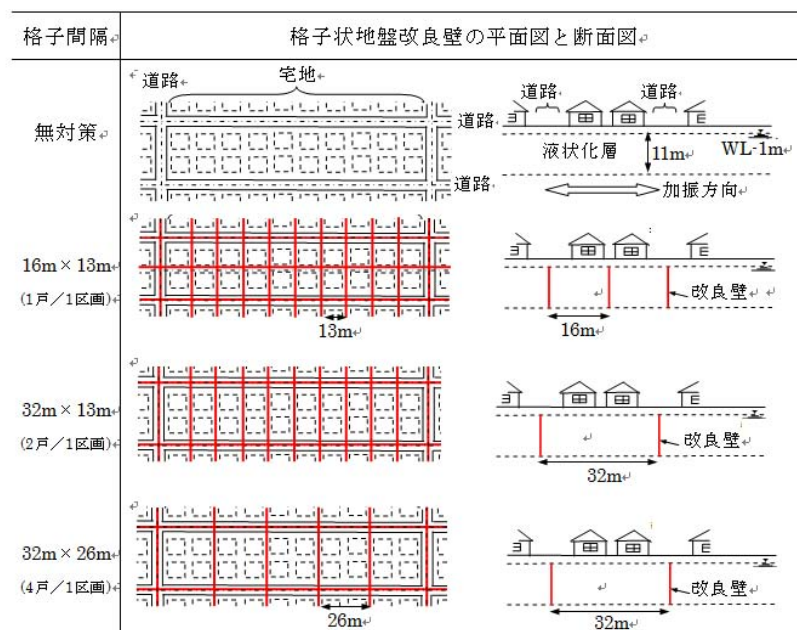


図 5-1 道路と宅地を一体とした液状化対策事業での格子状改良壁の配置例

しかし、これまで過剰間隙水圧比が FL 値で設計していた格子状地盤改良の設計とは別に、格子内地盤の地表面あるいは住宅で発生する沈下量に着目し、沈下量を用いた性能設計を採用しようとしても、格子内地盤で発生する沈下量に着目した既往の研究がない。

そこで、解析手法の検証対象とするための遠心模型振動実験を実施し、実験結果と解析結果の比較により、解析手法を性能設計で用いることの妥当性について検証した。

表 5-1 に本章の構成を示す。5-1 節に本章での考察対象とした遠心模型振動実験ケースに関する模型地盤の作成条件、実験で用いた入力地震波、住宅模型と格子状改良壁模型の作成条件を示す。

表 5-1 5 章の構成

| 節 | 内 容 |
|-----|---|
| 5-1 | 遠心模型振動実験を実施したケースと、共通する実験条件の模型地盤条件・入力地震波・住宅のモデル化・格子状改良地盤のモデル化を記述。 |
| 5-2 | 住宅がない条件で実施した遠心模型振動実験結果(豊浦砂 $D_r=50\%$ 、豊浦砂 $D_r=80\%$)から、格子間隔と地表面沈下量の関係について考察。 |
| 5-3 | 5-2 節の遠心模型振動実験を、MuDIAN を用いた有効応力解析でシミュレーションし、格子内地盤に発生する沈下量の予測精度検証と、改良体発生応力に対する検討を実施。 |
| 5-4 | 格子間隔を変えて実施した遠心模型振動実験結果(浦安砂、豊浦砂)から、格子間隔と住宅沈下量の関係について考察。 |
| 5-5 | FLUSH で擬似 3 次元モデルを用いた等価線形解析から算出した D_{cy} と、5-4 節の遠心模型振動実験で得られた住宅沈下量の関係について考察。 D_{cy} は簡易シートからと、地盤を詳細にモデル化した擬似 3 次元モデルを用いた場合の 2 通りの方法から算出している。 この節では解析コードと解析次元の差による影響についても、MuDIAN を用いた等価線形解析結果を用いて考察している。 |
| 5-6 | MuDIAN を用いた 3 次元有効応力解析で 5-4 節の遠心模型振動実験をシミュレーションし、格子状改良壁の照査と住宅沈下量の予測ができることを示した。 |
| 5-7 | 5 章の検討から得られた新たな知見のまとめ |

5-2 節では、住宅がない条件での格子状地盤改良の実験ケースを用いて、格子面積と格子内地盤の地表面沈下量の関係について考察し、格子面積が大きくなると地表面沈下量が大きくなることと、深度の浅い格子内地盤での過剰間隙水圧上昇と地表面沈下量の相関が高いことを明らかにした。

5-3 節では、**5-2 節**の遠心模型振動実験(Case-1)を対象に、MuDIAN を用いた 3 次元有効応力解析でシミュレーションした。そして、これまで格子状地盤改良の内的安定の検討では照査項目となっていなかった格子壁に発生する曲げ引張応力について、3 次元 FEM 解析で評価できることを示した。

5-4 節では、格子間隔を変えた実験結果から格子面積と住宅沈下量の間関係を求め、格子面積が小さくなると住宅沈下量も小さくなり、深度の浅い部分での過剰間隙水圧が上昇すると住宅沈下量も大きくなる傾向にあることを明らかにした。

5-5 節では、浦安市の「液状化対策実現可能性検討委員会」で検討されたモデル地盤の条件に対して、格子間隔を変えた擬似 3 次元モデルを用いた FLUSH での等価線形解析から算出した D_{cy} (日本建築学会 2001)と、モデル地盤をモデル化して模型地盤を作成している**5-4 節**の遠心模型振動実験で得られた住宅沈下量が良く対応していることを示し、住宅をモデル化しない地盤だけの解析モデルを用いても、格子状地盤改良で対策を行った時の住宅沈下量を予測できることを示した。また、擬似 3 次元モデルでは改良体剛性を標準値の 70% 程度に設定することが妥当であることも示している。

5-6 節では、**5-5 節**の遠心模型振動実験を、MuDIAN を用いた 3 次元有効応力解析でシミュレーションした。そして、実験での過剰間隙水圧上昇・住宅沈下量の予測ができることを示した。また、この解析手法により格子状改良壁の照査ができることも明らかにした。

5-1 遠心模型振動実験ケースと条件

5-1-1 実験ケース

表 5-2 に遠心模型振動実験を実施したケースの一覧を示す。実験は全て 60G 場で行われている。本論分内では模型寸法等を全て実スケールに換算した値で表示している。液状化層となる砂地盤の作成に用いた材料は、豊浦砂と東北地方太平洋沖地震時に浦安市で発生した噴砂を細粒分含有率 25%になるように粒度調整した砂(浦安砂と呼ぶ)である。入力地震動には、東北地方太平洋沖地震時に液状化しなかった K-NET 浦安の地表面で観測された地震波の EW 成分(最大加速度 157gal, 浦安波と呼ぶ)を用いた。格子間隔は格子壁の中心間隔で定義している。

表 5-2 実験ケースの一覧

| ケース名 | 模型地盤(砂層) | | 地下水位 | 格子間隔 | 格子模型の材質 | 入力地震波 | 住宅の接地圧 (kN/m ²) | 備考 |
|---------|-----------|----------|-------|---|------------------|-------|--------------------------------|------------------------|
| | 材料 | 深度 (GL) | | | | | | |
| Case-1 | 豊浦砂Dr=50% | 0m～-11m | GL-1m | 4m×5.25m 8m×5.25m 8m×10.5m 12m×10.5m | エポキシ | 浦安波 | 住宅なし | 改良壁厚 t=0.9m, t=0.5m |
| Case-3 | 浦安砂D値90% | 0m～-8m | GL-1m | 無対策 | — | 浦安波 | 8.4 | |
| | 浦安砂D値95% | -8m～-12m | | | | | | |
| Case-4 | 〃 | 〃 | GL-1m | 32m×26m | アクリル (t=0.9m) | 〃 | 〃 | |
| Case-5 | 〃 | 〃 | | 32m×13m | 〃 | 〃 | 〃 | |
| Case-6 | 〃 | 〃 | GL-1m | 16m×13m 無対策 | 〃 | 〃 | 〃 | |
| Case-11 | 豊浦砂Dr=80% | 0m～-11m | GL-1m | 4m×5.25m 8m×5.25m 8m×10.5m 12m×10.5m | エポキシ | 〃 | 住宅なし | 改良壁厚 t=0.9m, t=0.5m |

5-1-2 模型地盤の作成

図 5-2 に浦安砂の粒度分布を示す。浦安砂を用いた実験では、表 5-3 に示す浦安市の「液化対策実現可能性検討委員会」(浦安市 2014)のモデル地盤の条件に合わせて模型地盤を作成した。模型地盤の作成時、図 5-3 に示す浦安砂の締固め試験の最大乾燥密度($\rho_{dmax}=1.451\text{t/m}^3$)に対する D 値で管理した。模型地盤の D 値は、模型地盤の密度(ρ_d)の最大乾燥密度(ρ_{dmax})に対する比($=\rho_d/\rho_{dmax}$)で定義されている。豊浦砂は相対密度 D_r で管理した。図 5-4 に浦安砂と豊浦砂の繰返し三軸試験結果を示す。

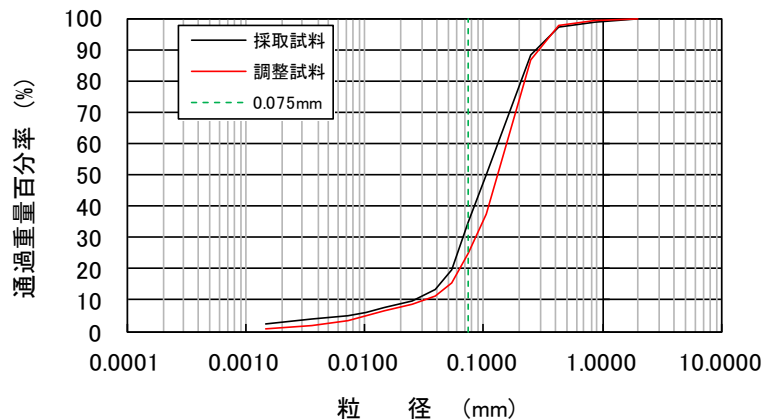


図 5-2 浦安砂の粒度分布

表 5-3 検討委員会でのモデル地盤と模型地盤の関係

| | 浦安モデル地盤 | | 遠心模型地盤 | | | |
|---------|---------|-----------------------|---------------|-----------------------|---------------|-----------------------|
| 深度 (m) | 層区分 | ε a=2.5%, 20波の 応力比 | 層区分 | ε a=2.5%, 20波の 応力比 | 層区分 | ε a=2.5%, 20波の 応力比 |
| 0～2m | Bs | 0.25 | 豊浦砂 Dr=50% | 0.17 | 浦安砂 D値=90% | 0.18 |
| 2m～8m | Fs | 0.20 | | | | |
| 8m～10m | As1 | 0.36 | 豊浦砂 Dr=70% | 0.22 | 浦安砂 D値=95% | 0.28 |
| 10m～12m | As2 | 0.23 | | | | |

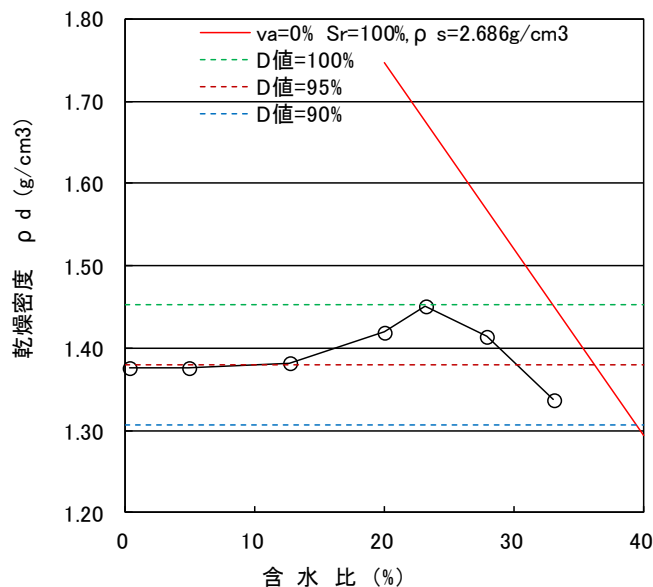


図 5-3 浦安砂の突固め試験結果

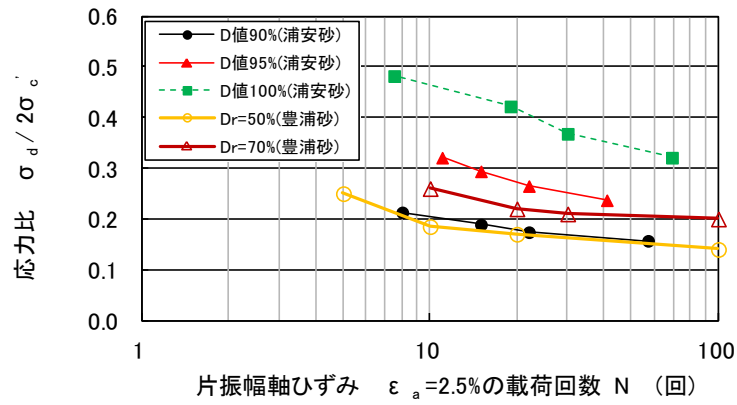


図 5-4 浦安砂と豊浦砂の繰返し三軸試験結果

全ての実験ケースで間隙流体には粘性のあるシリコンオイル(50CS)を用いて、相似則をプロットタイプに近づけている。

5-1-3 入力地震波

図 5-5 浦安波の時刻歴を示す。浦安波を用いた実験では 200 秒間の加振を行った。

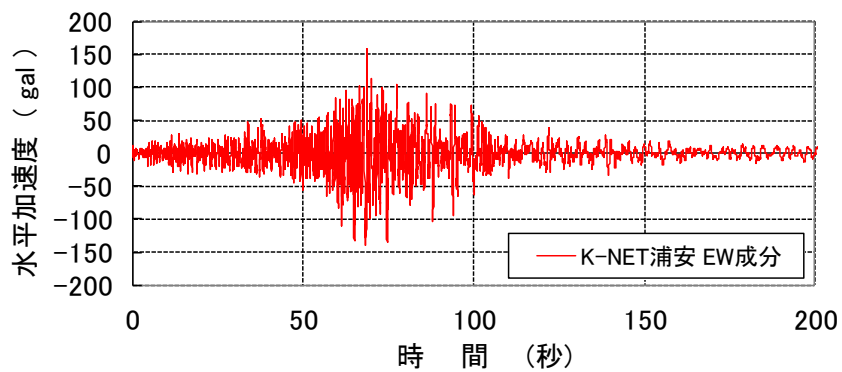


図 5-5 浦安波の時刻歴

5-1-4 住宅のモデル化

図 5-6 に住宅模型のモデル化を示す。住宅は 2 階建てを想定し、固有振動数が 6Hz となる 1 質点系モデルで模型を作成した。住宅基礎部はアクリル製で幅 8m×奥行き 11m×高さ 0.5m。基礎だけの接地圧は 6.0(kN/m²)となり、鋼製材料で作製した 1 質点系の建物部を合わせた全体の接地圧は 8.4(kN/m²)となる。

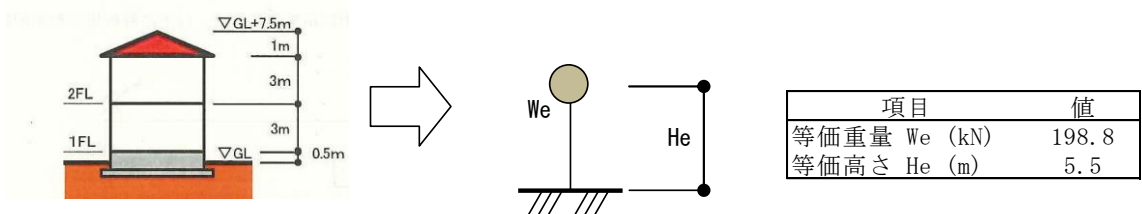


図 5-6 住宅模型のモデル化

5-1-5 格子状改良地盤のモデル化

格子状改良地盤のモデル化にはアクリル、エポキシ、FRP(ガラス繊維強化ポリエステル)の 3 種類の材料を用いた(図 5-7 参照)。それぞれの材料の試験片を用いた圧縮試験結果を図 5-8 に示す。表 5-4 に圧縮試験結果と、圧縮剛性から算出したせん断剛性の一覧を示す。

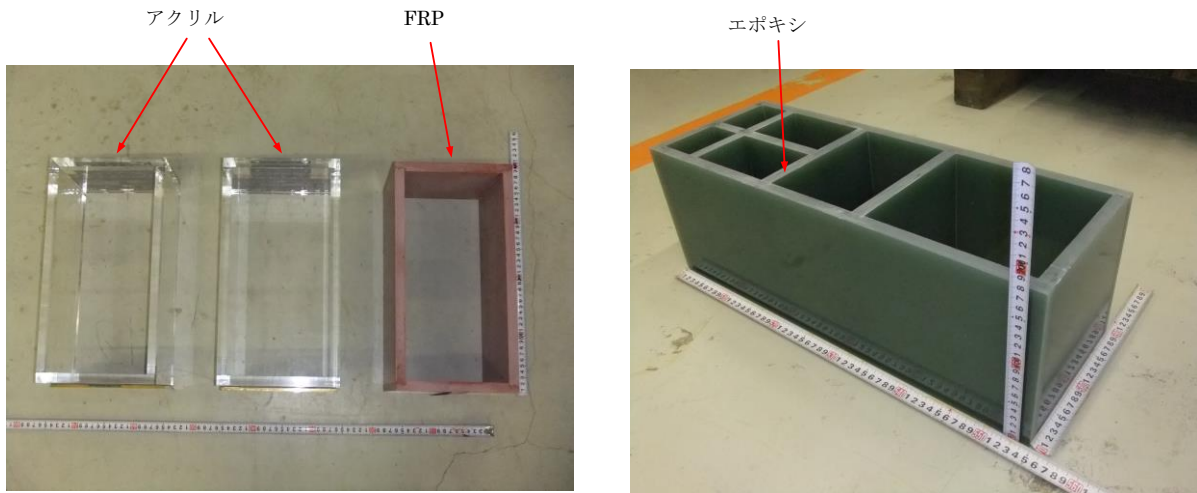


図 5-7 格子状地盤改良のモデル化に用いた 3 種類の材料

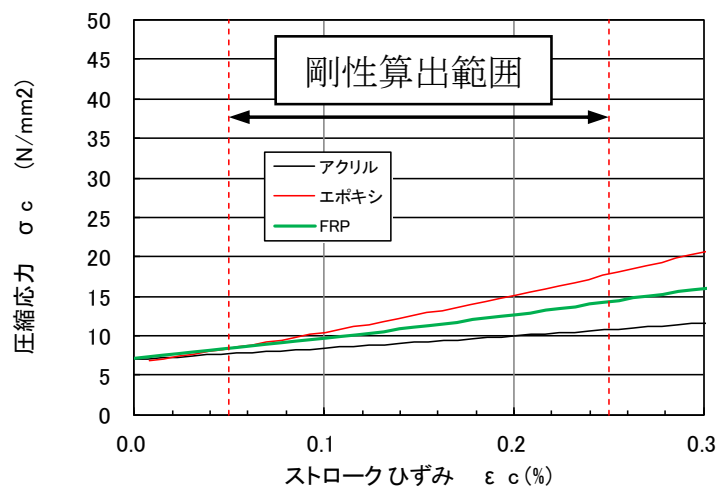


図 5-8 圧縮試験結果

表 5-4 圧縮試験結果と各材料の物性

| | ひずみ | 圧縮試験結果 | | ポアソン | 単位体積重量 (g/cm ³) | せん断剛性G (N/mm ²) |
|------|-------|--------------------------------------|---------------------------------|------|--------------------------------|--------------------------------|
| | | 圧縮応力 σ_c N/mm ² | 圧縮剛性 E_c N/mm ² | | | |
| アクリル | 0.50% | 7.7 | 1534.1 | 0.4 | 1.2 | 547.9 |
| | 0.25% | 10.8 | | | | |
| エポキシ | 0.50% | 8.7 | 4769.8 | 0.34 | 1.91 | 1779.8 |
| | 0.25% | 18.2 | | | | |
| FRP | 0.50% | 8.3 | 2989.0 | 0.26 | 2.05 | 1186.1 |
| | 0.25% | 14.3 | | | | |

5-2 格子間隔と地表面沈下量の関係(遠心模型振動実験)

浦安波で加振した Case-1(豊浦砂 $Dr=50\%$)(津國他 2014c)と Case11(豊浦砂 $Dr=80\%$)の実験結果を用いて考察した。

5-2-1 考察に用いた遠心模型振動実験

図5- 9に豊浦砂 $Dr=50\%$ で砂層を作成した遠心模型振動実験 (Case-1) の模型地盤の平面図と断面図を示す。豊浦砂 $Dr=80\%$ で砂層を作成したCase-11は、砂層の相対密度がCase-1と違うだけで、平面図・断面図はCase-1と同じである。

せん断土槽(幅800mm×奥行き530mm×高さ230mm)内に改良壁厚 $t=0.9m$ (以降、実大スケール換算で表示)と $t=0.5m$ のエポキシ製の格子状改良地盤模型を、砂礫層に1m根入れして設置した。 $t=0.5m$ と $t=0.9m$ の壁厚の差を改良壁の剛性の差と仮定すると、 $t=0.9m$ の結果は $t=0.5m$ で改良壁剛性を1.8倍した結果と置き換えて考察することもできる。格子状改良地盤の天端は、地下水位と同じ地表面から1m下(GL-1m)である。 $t=0.9m$ と $t=0.5m$ の2種類の格子状改良地盤の格子間隔(改良壁の中心間隔で表示する)は、 $4m \times 5.25m$, $8m \times 5.25m$, $8m \times 10.5m$, $12m \times 10.5m$ の4種類で同じである。

次に砂礫で作成した厚さ 2m の支持層の上に、相対密度 $Dr=50\%$ の豊浦砂で厚さ 11m の砂層を作成した。地下水位は GL-1m としたので、液状化層の厚さは 10m となる。

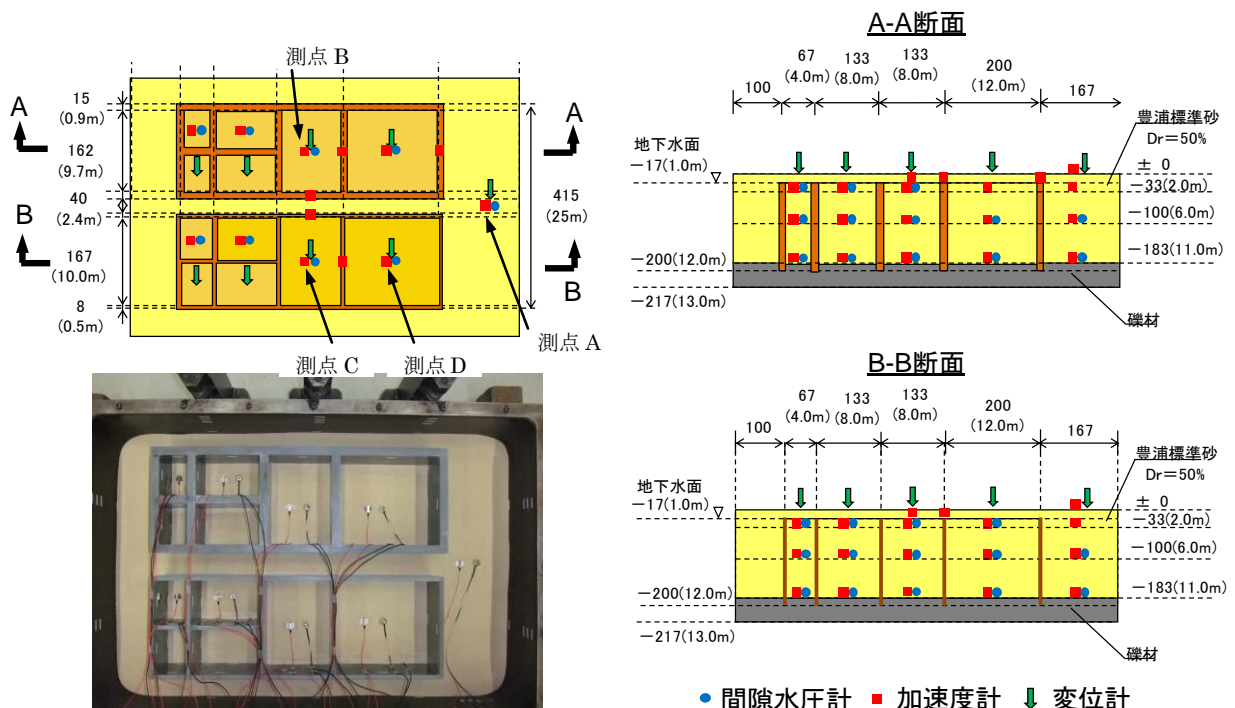


図 5-9 Case-1 の計測器配置図と模型地盤の作成状況

図 5- 10 に浦安波と Case-1 の実験時に振動台で計測した水平方向加速度の加速度応答スペクトルの比較を示す。周期 0.2 秒以下の短周期と周期 1.0 秒以上の長周期の再現性は、振動台の能力の関係で悪いが、周期 0.5 秒付近の再現性は良かった。

5-2-2 水平応答加速度に対する考察

表5- 5に周辺地盤(測点A)と格子間隔8m×10.5m(t=0.9m(測点B), t=0.5m(測点C))の格子内地盤中央地表面で計測した水平応答加速度の時刻歴図を示す。Dr=50%のCase-1に対して考察する。測点Aでは、浦安波の主要動が始まる60秒付近からの応答が小さくなり、70秒付近で加速度計に不具合が生じたと思われる応答が表れている。入力地震動に比べて地表面での応答が極端に落ちていることから、格子状改良地盤の外側地盤で液状化が発生したと評価できる。それに対して、格子間隔が2番目に広い格子状改良地盤内の測点Bと測点Cの地表面での水平方向応答加速度には、各測点の下で地盤で液状化が発生した明確な痕跡は

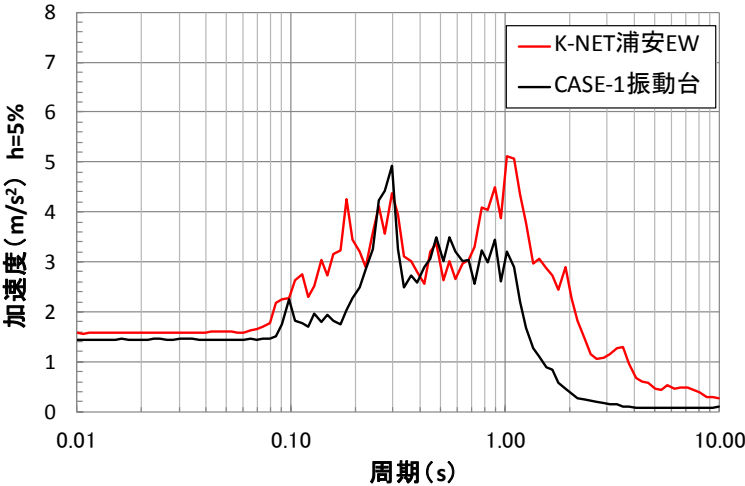


図 5- 10 加速度応答スペクトルの比較

表 5- 5 地表面での水平応答加速度時刻歴

| 実験 ケース | Case-1 (豊浦砂Dr=50%) | Case-11 (豊浦砂Dr=80%) |
|-----------------------------|--------------------|---------------------|
| 測点A (周辺地盤) | | |
| 測点B (8m×10.5m t=0.9m) | | |
| 測点C (8m×10.5m t=0.5m) | | |

見られないことから、格子状改良地盤内では液状化が発生しなかったか、液状化が発生していても軽微なものであったと評価できる。

次にDr=80%のCase-2に対して考察する。測点A、測点B、測点Cのすべての測点で液状化が発生している明確な痕跡は見られない。

表 5- 6 に格子間隔 12m×10.5m で t=0.5m と最も液状化防止効果が低いと考えられる測点 D の、地中での水平応答加速度時刻歴図を示す。Case-1・Case-11 とともに明確な液状化発生痕跡は見られない。

5-2-3 過剰間隙水圧に対する考察

表5- 7に測点Aの下地盤で発生した過剰間隙水圧比の時刻歴図を示す(Case-1のGL-2m地点は計測不良)。Case-1・Case-11ともに浦安波の主要動が始まる60秒付近で過剰間隙水

表 5- 6 水平方向応答加速度時刻歴図(12m×10.5m, t=0.5m)

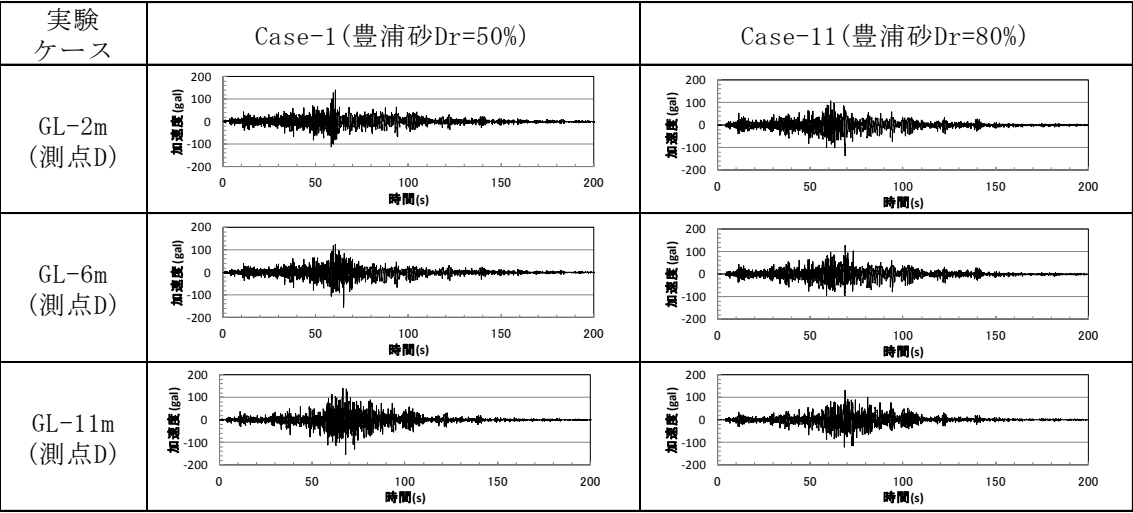
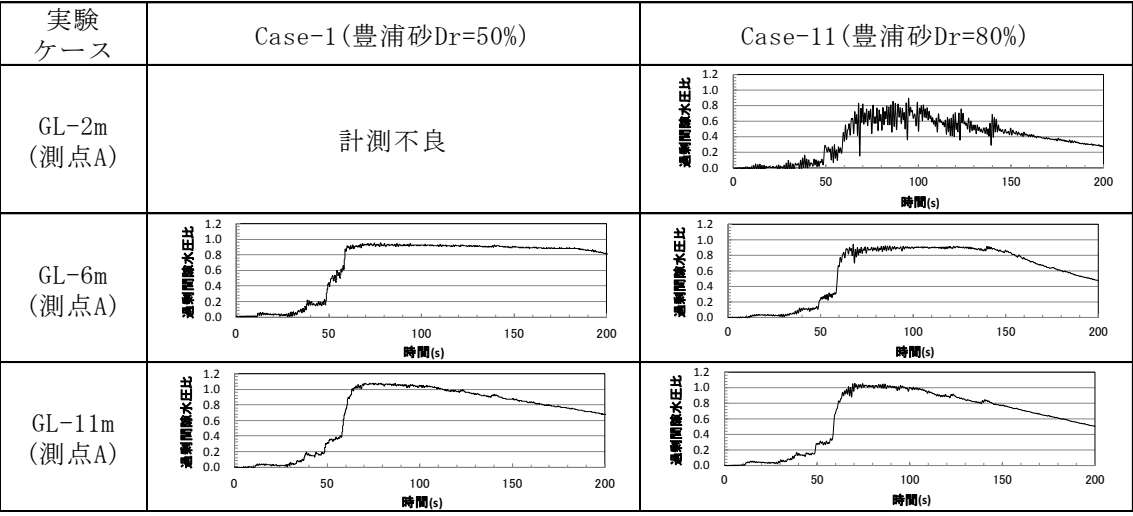


表 5- 7 過剰間隙水圧比時刻歴図(周辺地盤)

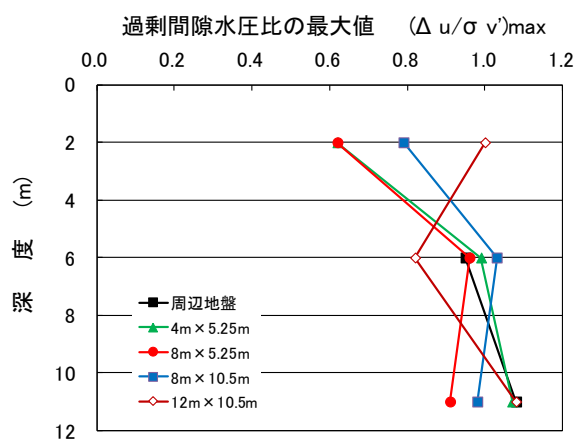
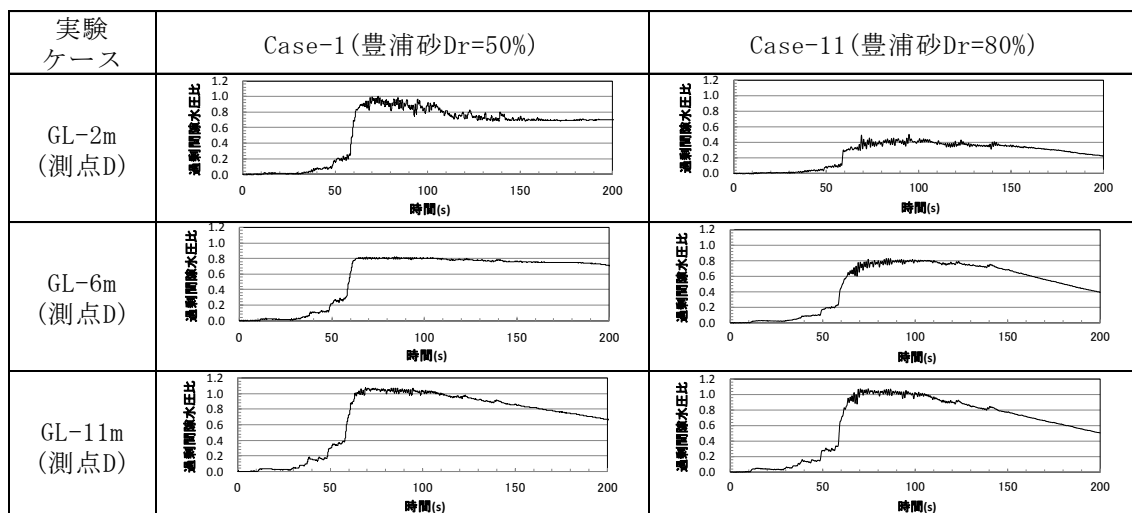


圧比は 1 前後まで上昇していることから、格子状改良地盤の外側地盤では液状化が発生したと評価できる。

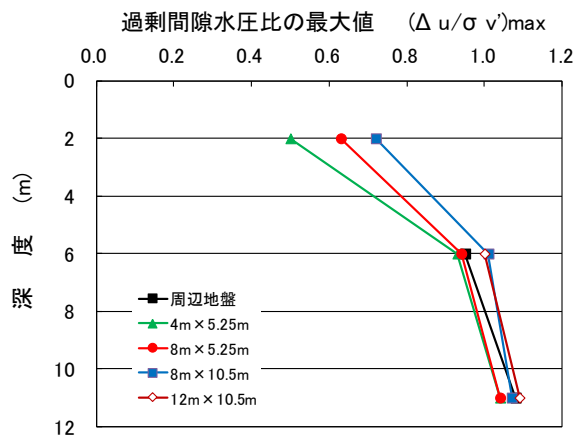
表5- 8に格子間隔12m×10.5mでt=0.5mと最も液状化防止効果が低いと考えられる測点Dの下で発生した過剰間隙水圧比時刻歴図を示す。Dr=50%のCase-1に対して考察する。過剰間隙水圧比はGL-2mで1に近く、GL-11mでは1を超えていることから、格子間隔12 m×10.5m(t=0.5m)の格子内地盤で液状化が発生していたと、過剰間隙水圧の上昇量から評価することができる。

次にDr=80%のCase-2に対して考察する。GL-11mでは過剰間隙水圧比1まで上昇しているが、深度が浅くなると過剰間隙水圧比の最大値は小さくなり、GL-2mの過剰間隙水圧比最大値は0.5までしか上昇しておらず、深度の浅い部分でDr=50%と緩いCase-1と比較して差が生じている。

表 5- 8 過剰間隙水圧比時刻歴図(12m×10.5m, t=0.5m)



改良壁厚 t=0.5m



改良壁厚 t=0.9m

図 5- 11 最大過剰間隙水圧比の最大値分布(Case-1, 豊浦砂 Dr=50%)

図5- 11にCase-1の $t=0.9\text{m}$ と $t=0.5\text{m}$ の過剰間隙水圧比最大値の深度分布を示す。GL-6mとGL-11m地点での過剰間隙水圧比最大値が最も小さいのは、格子間隔 $12\text{m} \times 10.5\text{m}$ ($t=0.5\text{m}$)の0.81であることから、水平応答加速度の評価では、格子状改良地盤内で液状化発生の明確な痕跡が見られなかったが、過剰間隙水圧の上昇量からは、格子状改良地盤内では液状化が発生していたという評価になる。このように過剰間隙水圧上昇量に対する評価で液状化が発生していると、浦安波に対しては、格子間隔が最も狭い $4\text{m} \times 5.25\text{m}$ 以下に設定する必要がある、コストの高い格子間隔になってしまう。

また、GL-6mとGL-11m地点の過剰間隙水圧比最大値の差は小さく、格子間隔と過剰間隙水圧比最大値の間に明確な相関は見られない。しかしGL-2m地点の過剰間隙水圧比最大値の差は大きく、格子間隔を小さくすると最大過剰間隙水圧比も小さくなる傾向がある。

図 5- 12 に Case-11 の $t=0.9\text{m}$ と $t=0.5\text{m}$ の過剰間隙水圧比最大値の深度分布を示す。GL-6m と GL-11m 地点では過剰間隙水圧比最大値が 0.8 以上まで上昇しており、Case-1 でみられる傾向と大きな差が見られないが、GL-2m 地点での過剰間隙水圧比最大値はCase-1 と比較して小さく、密度が高いと深度の浅い部分での過剰間隙水圧上昇が抑制されている傾向が明確に見られた。

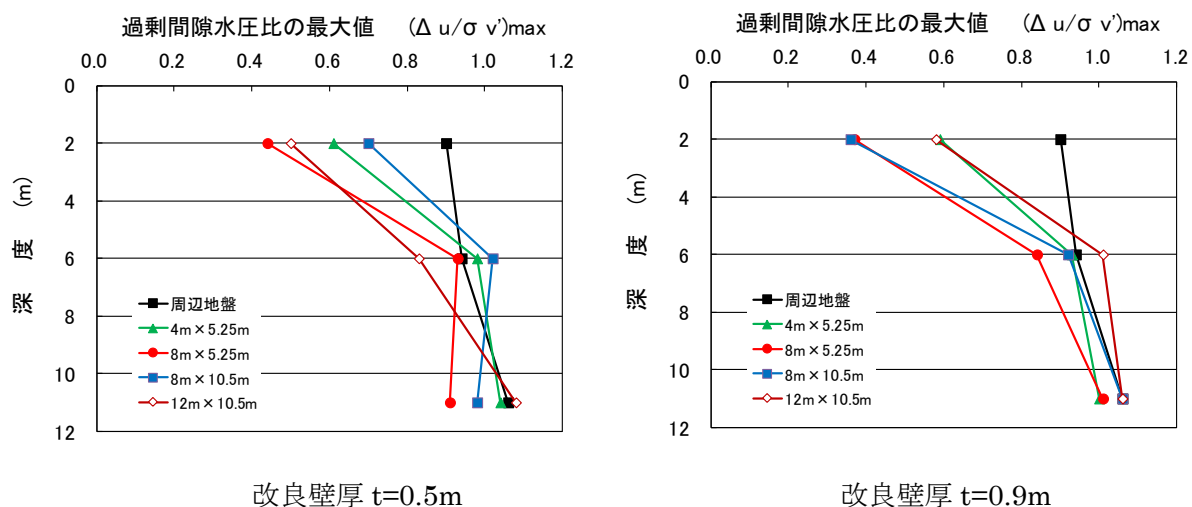


図 5- 12 最大過剰間隙水圧比の最大値分布(Case-11, 豊浦砂 $Dr=80\%$)

5-2-4 水平相対変位に対する考察

表 5-9 に示すのは、 $Dr=50\%$ で $t=0.5m$ の時の測線間の水平相対変位時刻歴図である。例えば GL-2m～GL-6m の水平相対変位算出手順は、まず GL-2m で観測された水平加速度時刻歴を積分して水平変位を算出する。次に GL-6m 地点での水平変位も同様に算出し、GL-2m 地点の水平変位から GL-6m 地点の水平変位を引いた値を、GL-2m～GL-6m の水平相対変位としている。従って、この水平相対変位は地盤のせん断ひずみと等価な特性を表すことになる。

GL-6m～GL-11m の深度の深い部分で水平相対変位が大きい。また、GL-2m～GL-6m の深度の浅い部分では格子間隔が小さいと水平相対変位が小さく、格子間隔が大きくなると水平相対変位が大きくなる傾向がある。これらの傾向は、深度の深い部分で過剰間隙水圧比が大きくなり上昇し、深度の浅い部分では格子間隔が大きくなると過剰間隙水圧比の最大値が大きくなる傾向と対応している。

表 5-10 に示すのは、 $Dr=50\%$ で $t=0.9m$ の時の測線間の水平相対変位時刻歴図である。 $t=0.5m$ で見られた深度の深い部分での水平相対変位が大きく、深度の浅い部分では格子間隔が大きくなると水平相対変位も大きくなる傾向が同様に表れている。

表 5-11 と表 5-12 に示すのは、 $Dr=80\%$ で $t=0.5m$ と $t=0.9m$ の時の水平相対変位時刻歴図である。 $Dr=80\%$ でも深度の深い部分の水平相対変位は大きくなる傾向にあった。また格子間隔 $8m \times 5.25m$ を除いて、深度の浅い部分の水平相対変位は非常に小さかった。格子間隔 $8m \times 5.25m$ の水平相対変位だけが大きくなっていた原因は不明である。

表 5-9 測線間の水平相対変位時刻歴図(Case-1, 豊浦砂 $Dr=50\%$, 改良壁厚 0.5m)

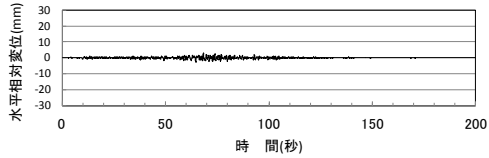
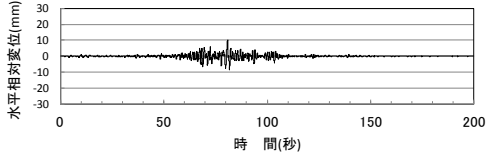
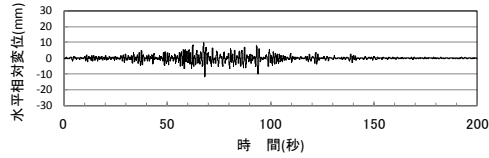
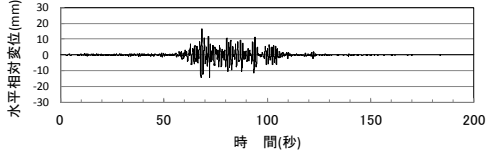
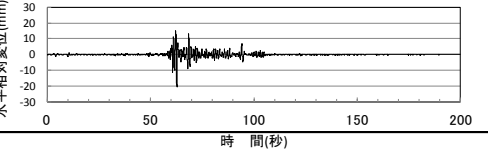
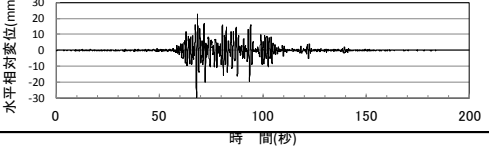
| 格子間隔 | GL-2m～GL-6m間の水平相対変位 | GL-6m～GL-11m間の水平相対変位 |
|-----------|---|--|
| 4m×5.25m |  |  |
| 8m×5.25m |  |  |
| 8m×10.5m | データ不良 | データ不良 |
| 12m×10.5m |  |  |

表 5-10 測線間の水平相対変位時刻歴図(Case-1, 豊浦砂 Dr=50%, 改良壁厚 0.9m)

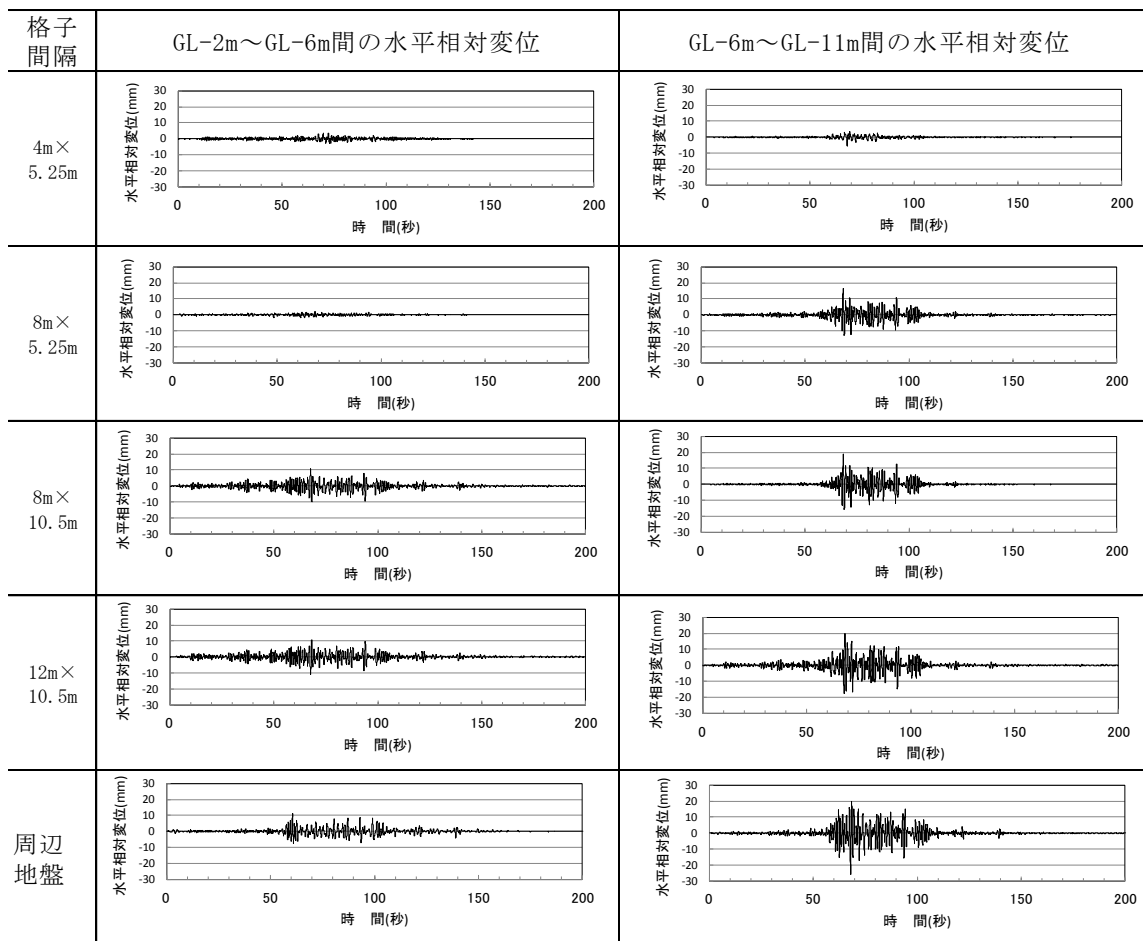


表 5-11 測線間の水平相対変位時刻歴図(Case-11, 豊浦砂 Dr=80%, 改良壁厚 0.5m)

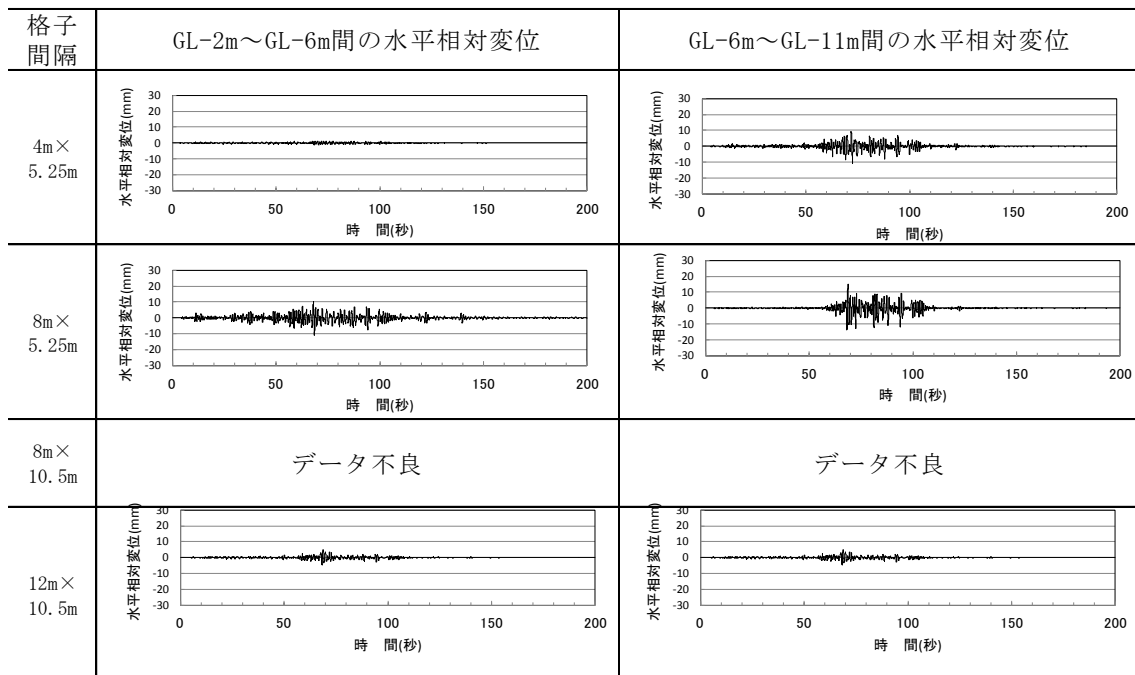
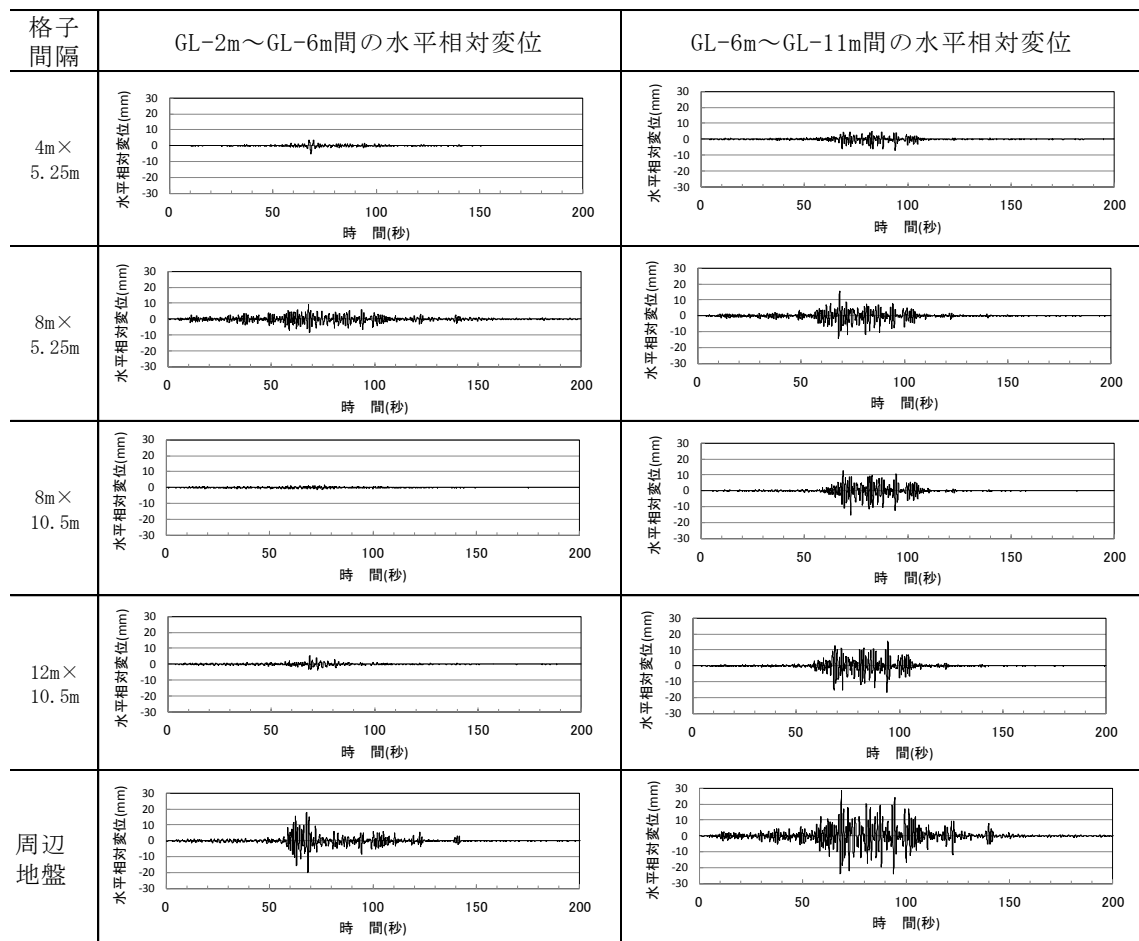


表 5- 12 測線間の水平相対変位時刻歴図(Case-11, 豊浦砂 Dr=80%, 改良壁厚 0.9m)



5-2-5 地表面沈下量に対する考察

図5- 13にCase-1の $t=0.9\text{m}$ と $t=0.5\text{m}$ の格子内地盤中央地表面の沈下量時刻歴を示す。格子壁とせん断土槽の壁の影響を受けているので完全な自由地盤ではないが、測点Aの周辺地盤での最終沈下量404mmに対して、格子内地盤で最も沈下量大きい格子間隔 $12\text{m} \times 10.5\text{m}$ ($t=0.5\text{m}$)の最終沈下量は158mmと、周辺地盤の沈下量の39%しか発生していない。また、最も沈下量が小さい格子間隔 $4\text{m} \times 5.25\text{m}$ ($t=0.9\text{m}$)の最終沈下量は54mmと、周辺地盤の沈下量の13%にすぎない。

これまで、格子状改良地盤の設計指標として用いられてきた過剰間隙水圧の上昇に着目すると、格子間隔が最も狭い格子間隔 $4\text{m} \times 5.25\text{m}$ の格子内地盤でも液状化が発生していたという評価になり(図5- 11参照)、格子間隔を更に狭くする必要がある。しかし、格子間隔が最も広い格子間隔 $12\text{m} \times 10.5\text{m}$ でも地表面沈下量は周辺地盤と比較して半分以下に低減されていることから、地表面沈下量で液状化抑制効果を評価した場合、格子状地盤改良によりCase-1の実験条件に対して、全ての格子間隔で液状化抑制効果があったと言える。

図5- 14にCase-11の $t=0.9\text{m}$ と $t=0.5\text{m}$ の格子内地盤中央地表面の沈下量時刻歴を示す。密度の高いCase-11では、Case-1と比較して地表面沈下量が更に抑制されていた。

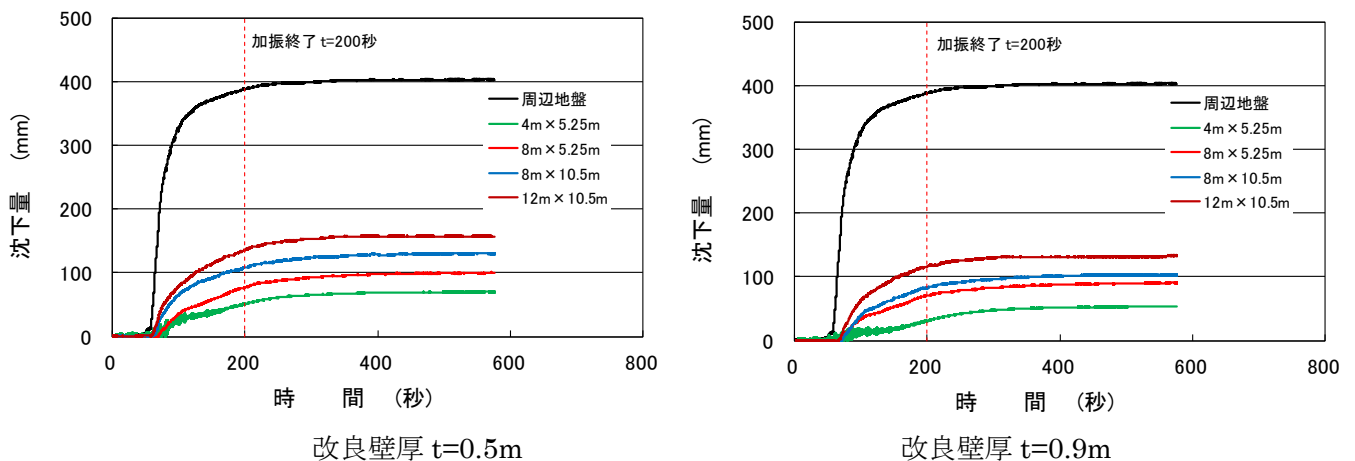


図5- 13 地表面沈下量の時刻歴図(Case-1, 豊浦砂 $\text{Dr}=50\%$)

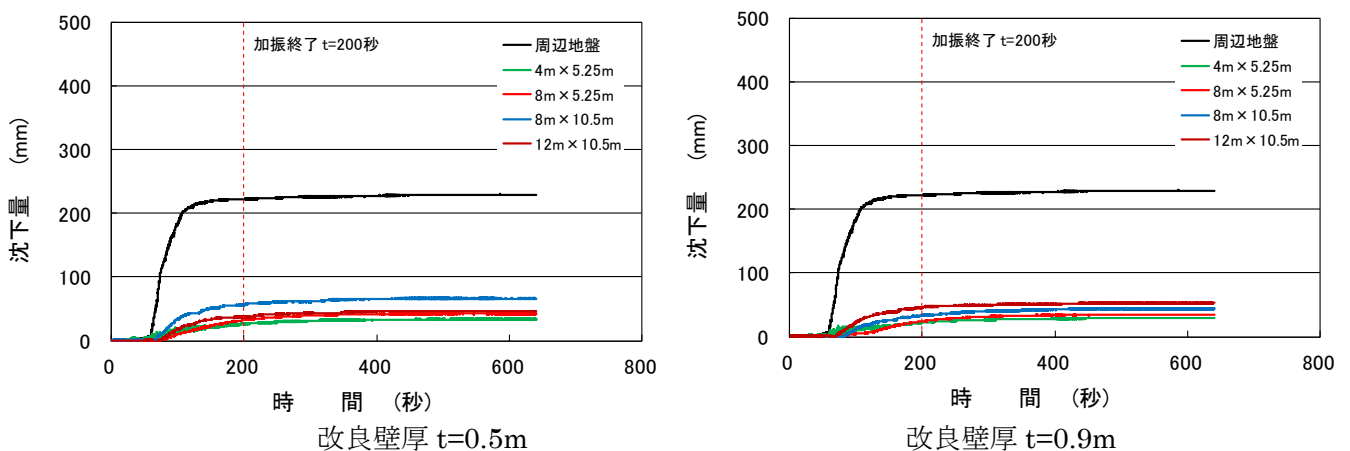


図5- 14 地表面沈下量の時刻歴図(Case-11, 豊浦砂 $\text{Dr}=80\%$)

図 5-15 の横軸の格子面積は、改良壁の中心間距離で算出した改良壁で囲っている部分の面積である。図 5-15 より Case-1・Case-11 とともに格子面積が広くなると地表面沈下量が大きくなる傾向があることから、格子状地盤改良による液状化抑制効果は、格子間隔を小さくすれば高まることが分かる。また格子間隔が同じであれば、改良壁厚が厚く断面剛性が高い $t=0.9\text{m}$ の方が $t=0.5\text{m}$ に比べて発生する地表面沈下量が小さく、液状化抑制効果が高い。ただ改良壁厚の差による地表面沈下量の差は、格子間隔による差よりも小さいことから、格子状地盤改良の液状化抑制効果を高めるためには、改良壁厚を厚くするよりも格子間隔を小さくした方が効果的であることが分かる。また格子間隔を広くしていくと格子内地盤を拘束する効果が小さくなり、地表面沈下量が大きくなる傾向があることから、地表面沈下量で液状化抑制効果を判定したとしても、効果が得られる格子間隔には限界がある。

表5-7と表5-8に示す過剰間隙水圧比時刻歴図では、浦安波の主要動が始まる60秒付近で過剰間隙水圧比がピークに達しており、過剰間隙水圧上昇により有効応力が低下した状態で加振されていることを裏付けている。また、図5-11と図5-12に示す過剰間隙水圧比の最大値分布から、過剰間隙水圧比最大値の差が大きく、格子間隔との相関が高いのは、深度が浅いGL-2m地点であることから、地表面から近い部分での過剰間隙水圧上昇が、格子状改良地盤内の地表面沈下量に大きく影響していると考えられる。

格子状地盤改良では改良壁によって水平方向の地盤変位が拘束されている。しかし、格子状改良地盤内の深度の浅い部分で過剰間隙水圧が上昇すると、地表面付近の地盤変位を拘束できなくなる。そのため深度の浅い部分の過剰間隙水圧上昇が、地表面沈下量を大きくする要因になると考える。

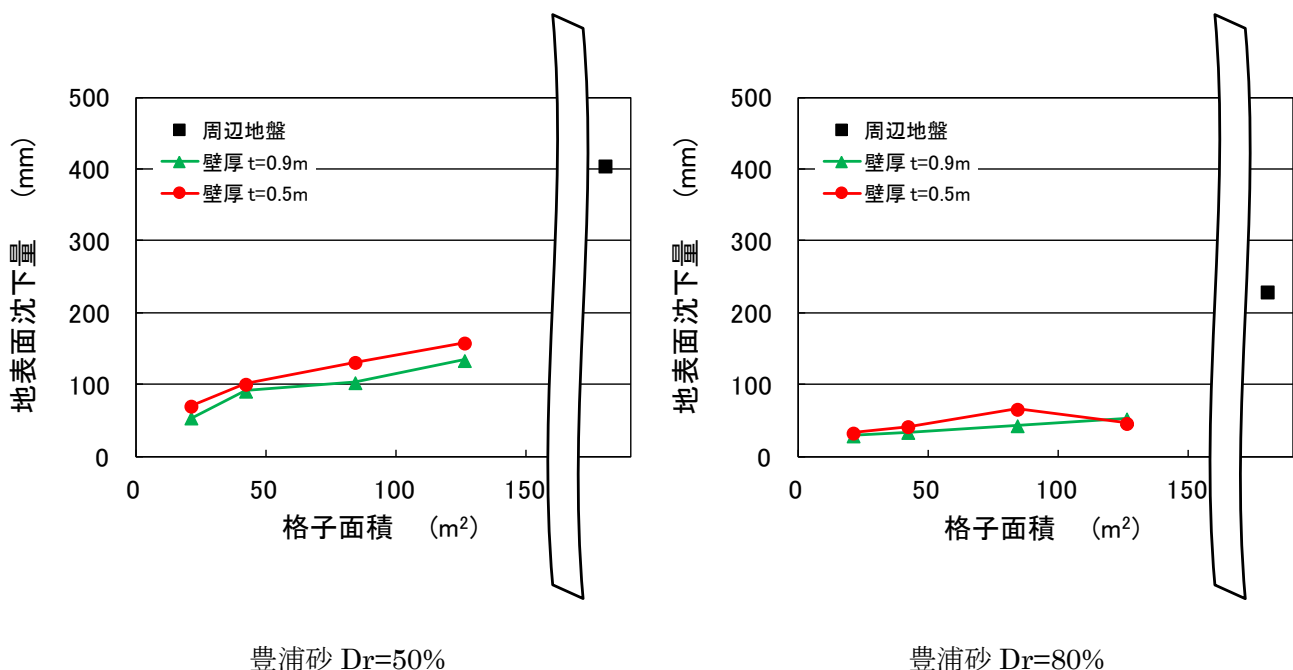


図 5-15 格子面積と地表面沈下量の関係

5-3 有効応力解析を用いたシミュレーション解析

5-2 節の豊浦砂 $Dr=50\%$ (Case-1)の遠心模型振動実験を、解析コード MuDIAN を用いた 3 次元有効解析でシミュレーション解析した。シミュレーション解析では格子壁厚の違いと格子壁に発生する引張り応力の関係に着目している。豊浦砂 $Dr=50\%$ の液状化層は修正 Densification モデルでモデル化している。Case-1 と Case-11 の液状化層を sys-camclay モデルを使ってシミュレーション解析している事例(金田他 2015)もある。

5-3-1 解析モデルとパラメータの設定

図 5-16 にシミュレーション解析に用いた要素数 45,968 の 3 次元解析モデルを示す。

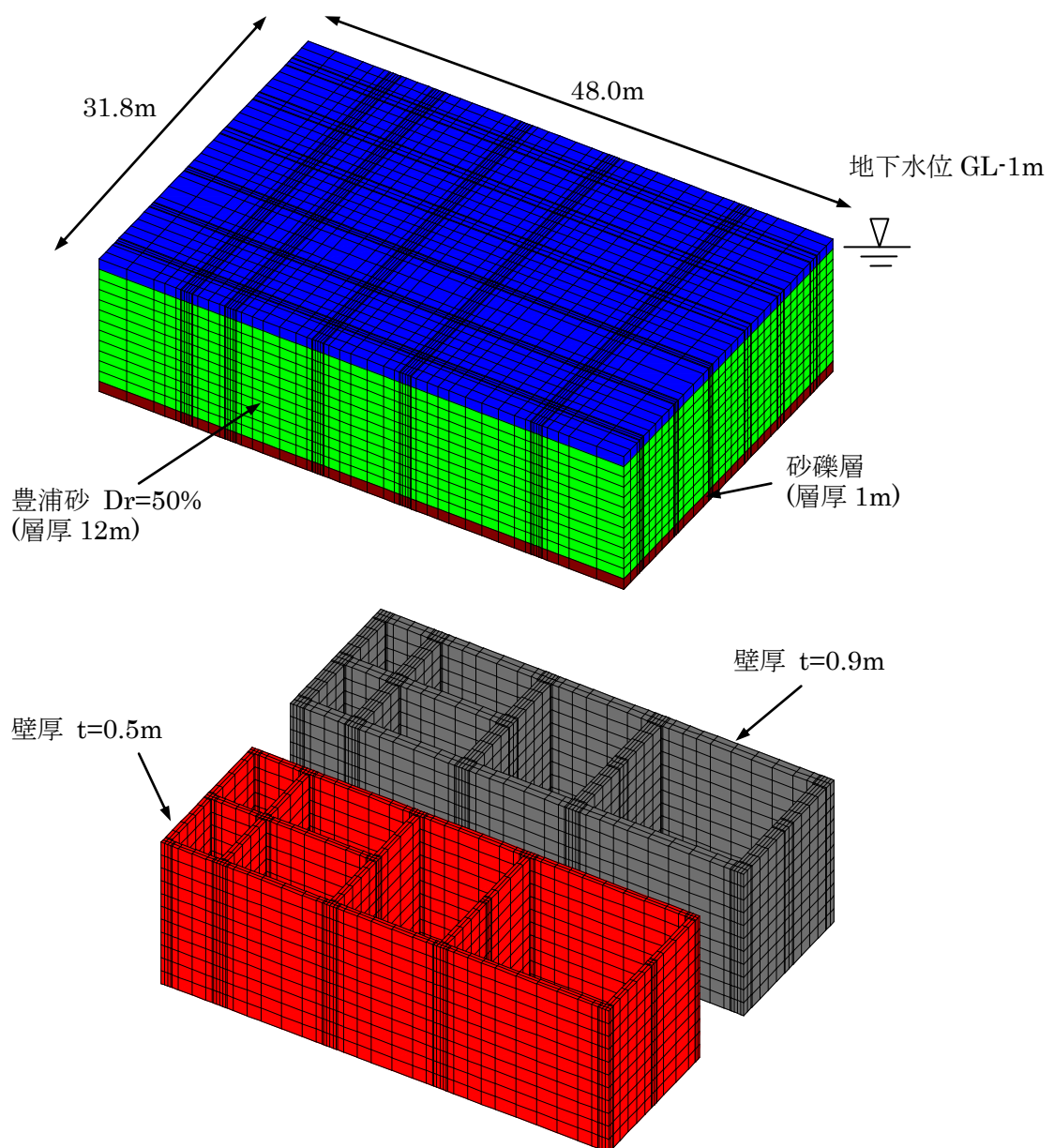


図 5-16 シミュレーション解析モデル(上:全体モデル, 下:改良体部だけ描画)

表 5-13 に解析で用いたパラメータの一覧を示す。豊浦砂 $Dr=50\%$ の液状化層をモデル化している修正 **Densification** モデルのパラメータの設定手順を示す。最初に動変形特性を排水条件の要素試験シミュレーションによって決定する。これによって下負荷面特性を決めているパラメータ R が決まる。動変形特性のシミュレーションは砂の $G \sim \gamma$ (日本建築学会 2006) に対して行った(図 5-17 参照)。ダイレイタンス特性に関するパラメータ (P_{rate} , α_v , U_{LX} , α_u , U_{BX} , α_B , A , B , α_w) は、繰返し三軸試験のシミュレーション結果から設定している。図 5-18 にシミュレーションで得られたストレスパス、せん断ひずみとせん断応力の関係を示す。図 5-19 では片振幅ひずみ $\varepsilon_a=2.5\%$ に到達する繰返し回数と応力比の関係について、実験結果とシミュレーション結果を比較している。

解析で用いた入力地震波には、Case-1 の浦安波加振時に振動台で計測された水平加速度で 150 秒まで加振した後、過剰間隙水圧が消散する 600 秒まで解析した。解析では水平方向の 1 次と 2 次の固有周期に対して算出した、0.5% の Rayleigh 減衰を用いた。

表 5-13 解析パラメーター一覧

| depth (m) | layer | internal friction angle (degree) | cohesion (kN/m ²) | shear modulus (kN/m ²) | poisson's ratio | unit weight (t/m ³) | permeability (m/sec) |
|--------------------|--------------------|----------------------------------|-------------------------------|---|-----------------|---------------------------------|----------------------|
| 0~8m | Urayasu sand D=90% | 34.20 | 4.80 | 37000 ($\sigma_{n0}=100\text{kN/m}^2$) | 0.33 | 1.822 | 1.67E-05 |
| 8m~12m | Urayasu sand D=95% | 34.80 | 3.00 | 44600 ($\sigma_{n0}=100\text{kN/m}^2$) | 0.33 | 1.865 | 9.05E-06 |
| 12m~14m | sandy gravel | 32.00 | 0.01 | 77696 ($\sigma_{n0}=100\text{kN/m}^2$) | 0.33 | 2.000 | 2.00E-04 |
| house | — | — | — | 28000 | 0.33 | 0.034 | — |
| base of house | — | — | — | 56000 | 0.33 | 1.290 | — |
| ground improvement | — | — | — | 930000 | 0.26 | 1.822~1.865 | 1.00E-10 |

| depth (m) | layer | R | P rate | α_v | U_{LX} | α_u | U_{BX} | α_B | A | B | α_w |
|--------------------|--------------------|------|--------|------------|----------|------------|----------|------------|-----|---|------------|
| 0~8m | Urayasu sand D=90% | 800 | 0.8 | 1.1 | 0.025 | 0.025 | 0.2 | 10 | 2.7 | 4 | 1.8 |
| 8m~12m | Urayasu sand D=95% | 800 | 0.8 | 0.675 | 5 | 0.025 | 0.35 | 10 | 4.3 | 4 | 1.9 |
| 12m~14m | sandy gravel | 4000 | 0.8 | — | — | — | — | — | — | — | — |
| house | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| base of house | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| ground improvement | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |

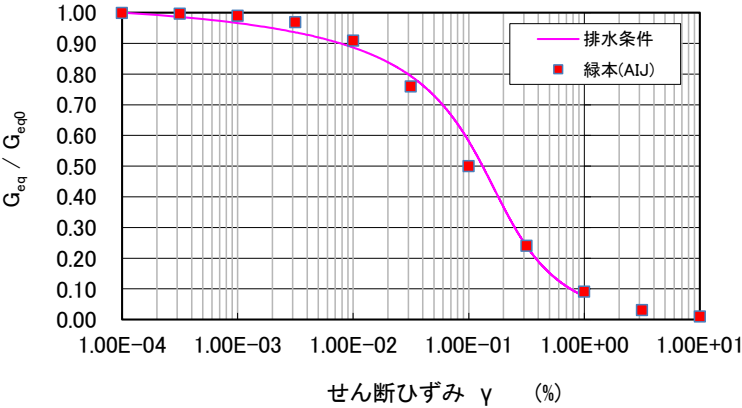


図 5-17 要素試験での動変形特性シミュレーション結果

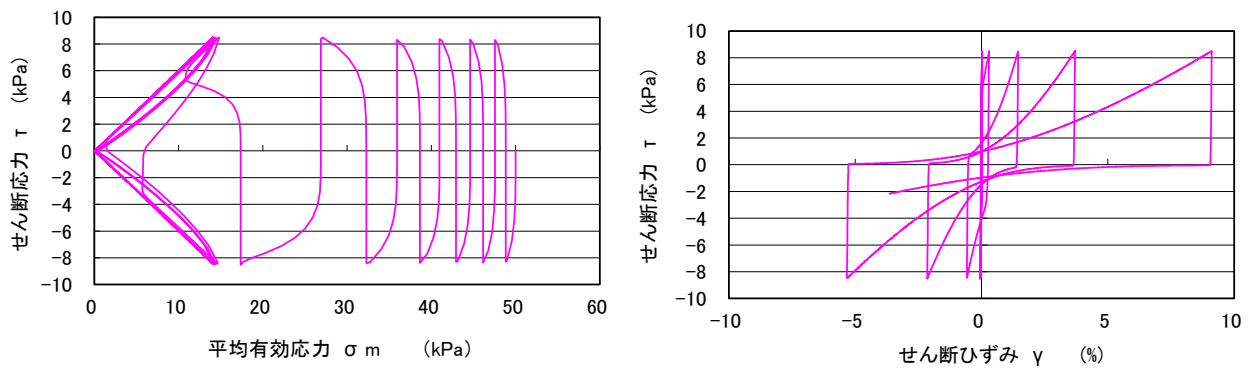


図 5-18 繰返し三軸試験のシミュレーション結果(応力比 0.170)

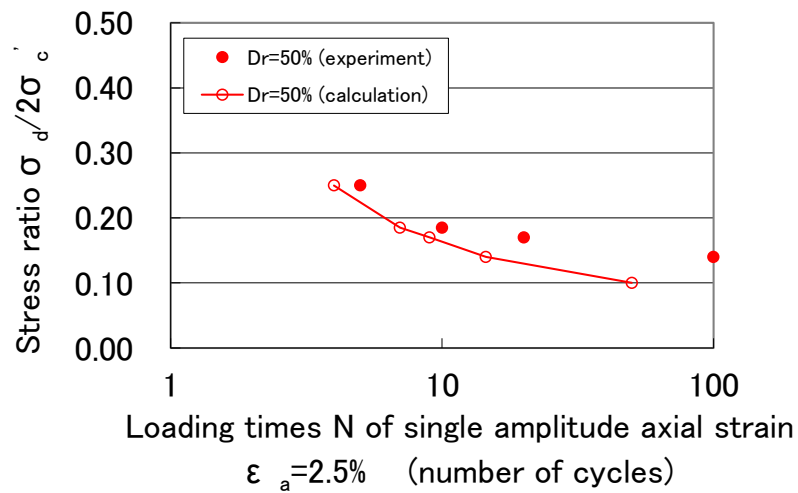


図 5-19 繰返し三軸試験のシミュレーション結果(豊浦砂 Dr=50%)

5-3-2 シミュレーション結果に対する考察

図 5-20 に解析の加振が終了する 150 秒時点の変形図を示す。壁厚 $t=0.5\text{m}$ の格子内地盤の変形に比べて、壁厚 $t=0.9\text{m}$ の格子内地盤の変形が小さくなっている傾向が見られる。

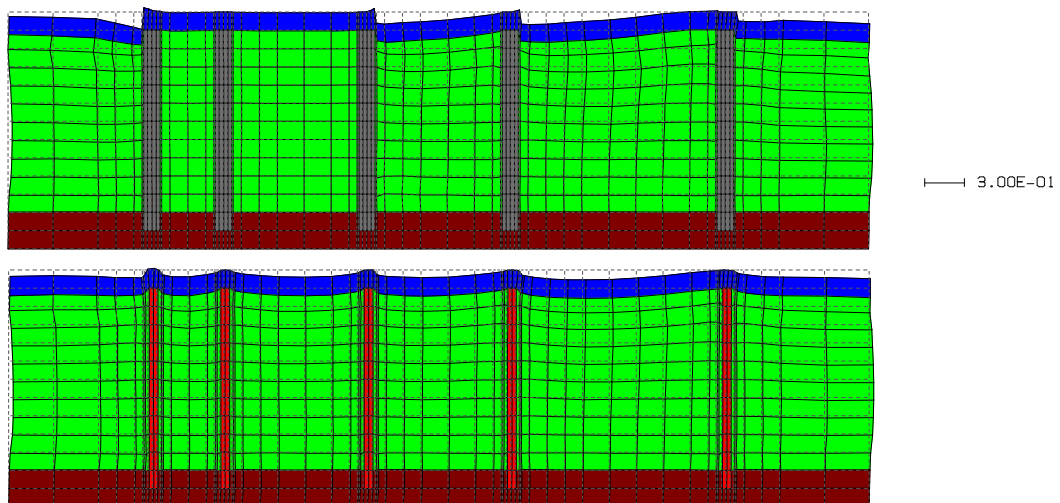


図 5-20 150 秒時点の変形図(上:壁厚 $t=0.9\text{m}$, 下:壁厚 $t=0.5\text{m}$, 変形スケール 0.3m)

表 5- 14 格子中央地表面の沈下量比較

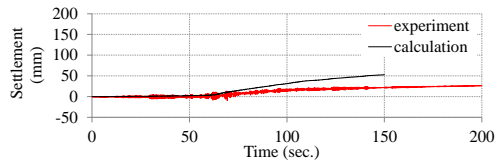
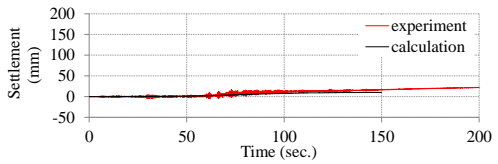
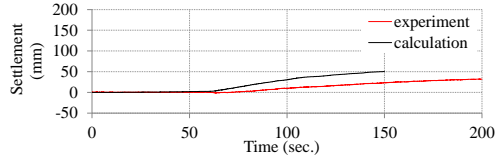
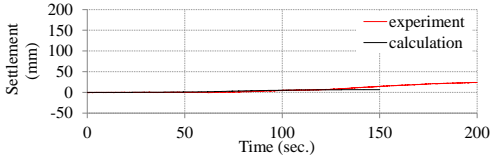
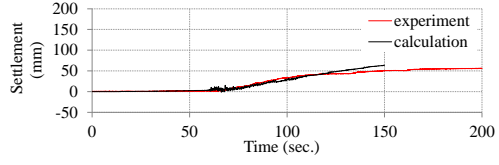
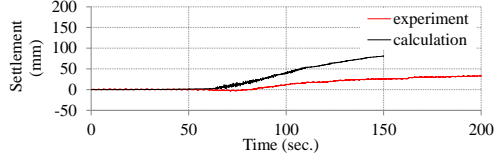
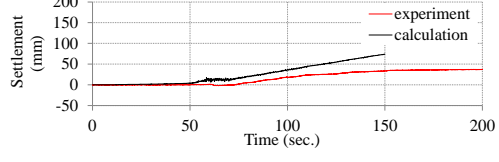
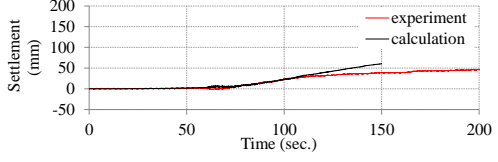
| 格子 間隔 | 壁厚 $t=0.5\text{m}$ | 壁厚 $t=0.9\text{m}$ |
|----------------------------------|--|---|
| $4\text{m} \times 5.25\text{m}$ |  |  |
| $8\text{m} \times 5.25\text{m}$ |  |  |
| $8\text{m} \times 10.5\text{m}$ |  |  |
| $12\text{m} \times 10.5\text{m}$ |  |  |

表 5- 14 では格子内地盤中央の地表面沈下量時刻歴について実験結果と解析結果を比較している。全体的に実験結果に比べて解析での沈下量が大きくなる傾向にある。しかし、図 5- 21 に示す実験での最終沈下量と解析での 600 秒時点での沈下量の比較では、逆に実験で得られた沈下量の方が大きくなっている。修正 Densification モデルでは過剰間隙水圧の消散課程での沈下量を小さく評価する傾向にあることから、過剰間隙水圧の消散を考慮した沈下量に対しては値が小さくなると想定される。

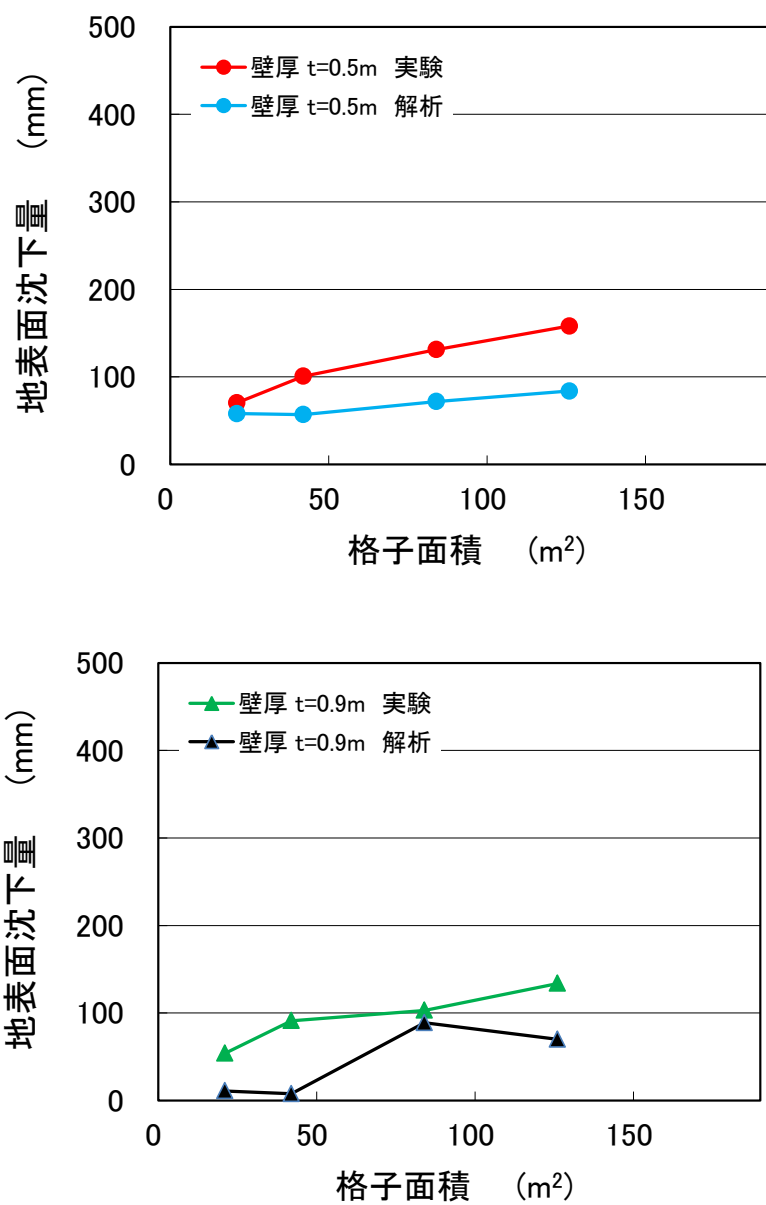


図 5-21 格子内地盤地表面沈下量の比較(上:壁厚 $t=0.5\text{m}$, 下:壁厚 $t=0.9\text{m}$)
(実験結果は最終値, 解析結果は 600 秒時点)

表 5- 15 水平応答加速度時刻歴の比較(格子間隔 4m×5.25m, 壁厚 t=0.5m)

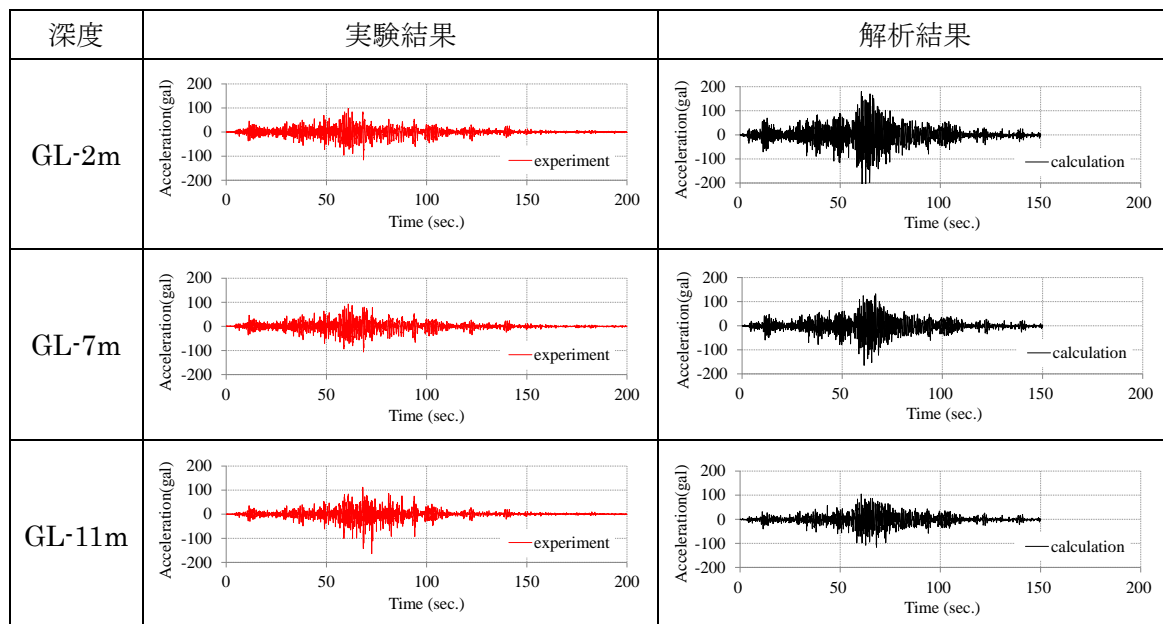


表 5- 16 水平応答加速度時刻歴の比較(格子間隔 4m×5.25m, 壁厚 t=0.9m)

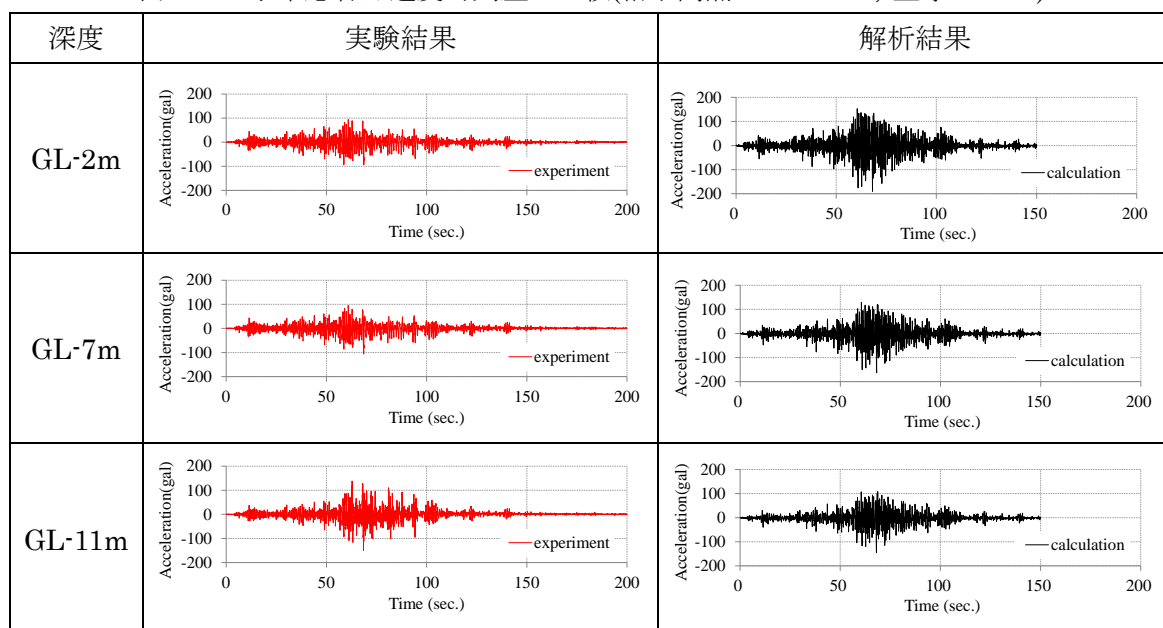


表 5- 15～表 5- 22 に水平応答加速度時刻歴の実験結果と解析結果の比較を示す。全体的な傾向として、GL-11m 地点では実験結果と解析結果の間に大きな差が見られないのに対して、地表面に近い GL-2m 地点では実験結果に比べて解析での水平応答加速度が大きくなる傾向にある。このような差が生じている原因として、図 5- 17 で設定している解析での動的変形特性の減衰が、実験の模型地盤に比べて小さく設定されている可能性がある。

表 5- 17 水平応答加速度時刻歴の比較(格子間隔 8m×5.25m, 壁厚 t=0.5m)

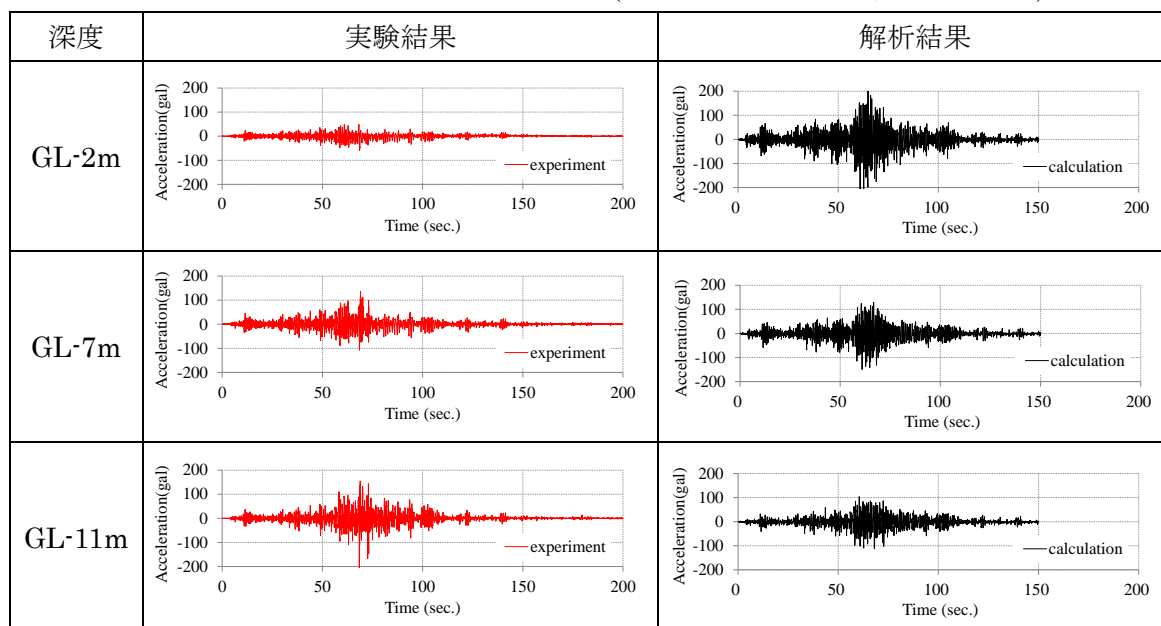


表 5- 18 水平応答加速度時刻歴の比較(格子間隔 8m×5.25m, 壁厚 t=0.9m)

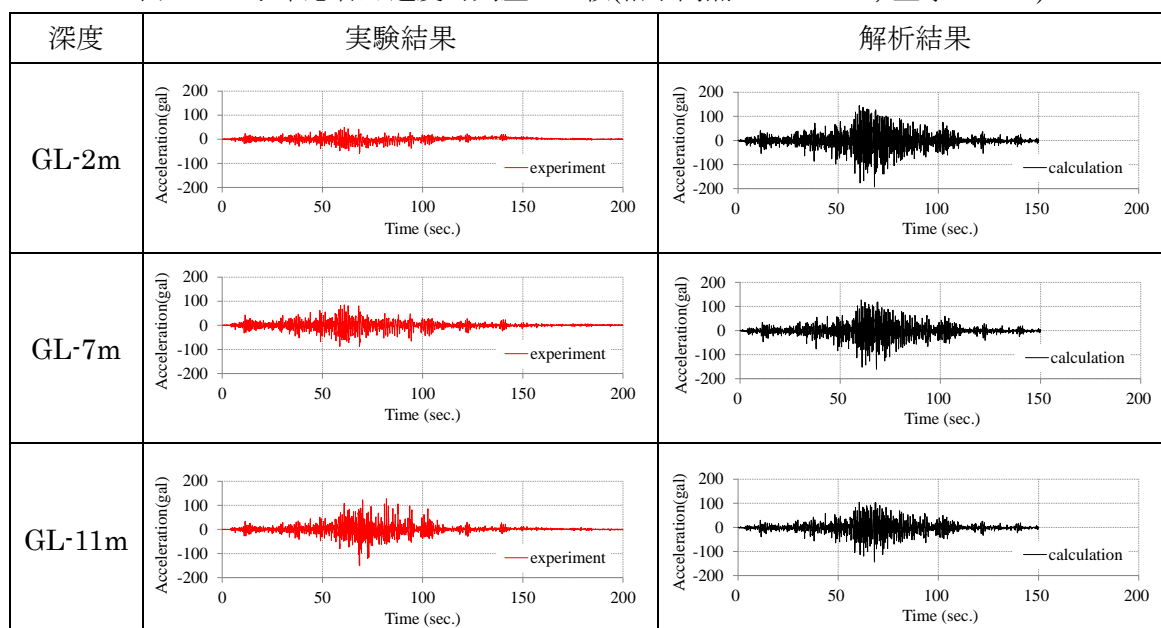


表 5- 19 水平応答加速度時刻歴の比較(格子間隔 8m×10.5m, 壁厚 t=0.5m)

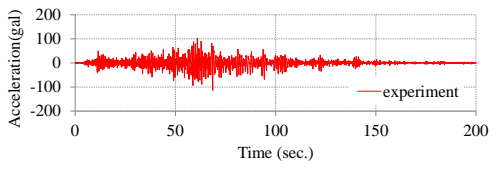
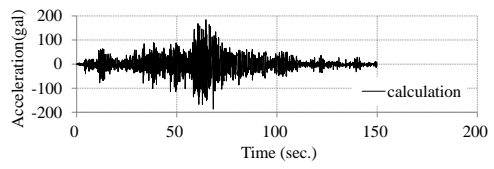
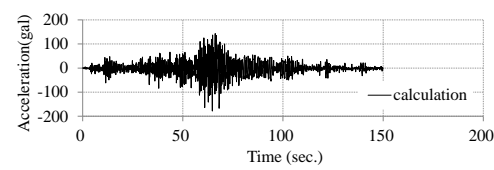
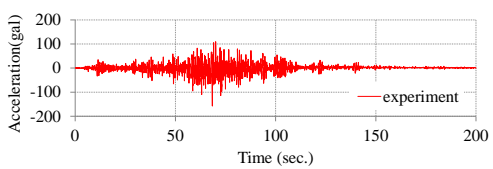
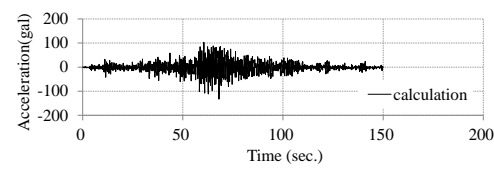
| 深度 | 実験結果 | 解析結果 |
|--------|---|--|
| GL-2m |  |  |
| GL-7m | 計測不良 |  |
| GL-11m |  |  |

表 5- 20 水平応答加速度時刻歴の比較(格子間隔 8m×10.5m, 壁厚 t=0.9m)

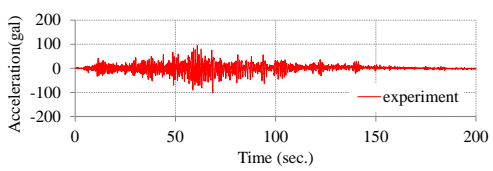
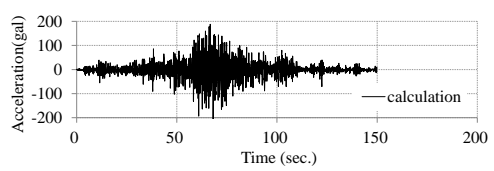
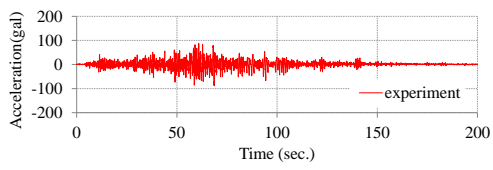
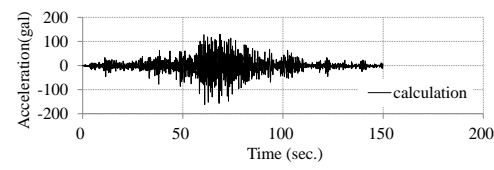
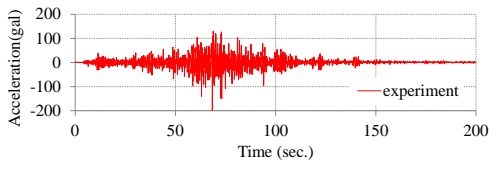
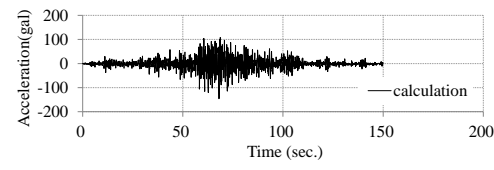
| 深度 | 実験結果 | 解析結果 |
|--------|---|--|
| GL-2m |  |  |
| GL-7m |  |  |
| GL-11m |  |  |

表 5- 21 水平応答加速度時刻歴の比較(格子間隔 12m×10.5m, 壁厚 t=0.5m)

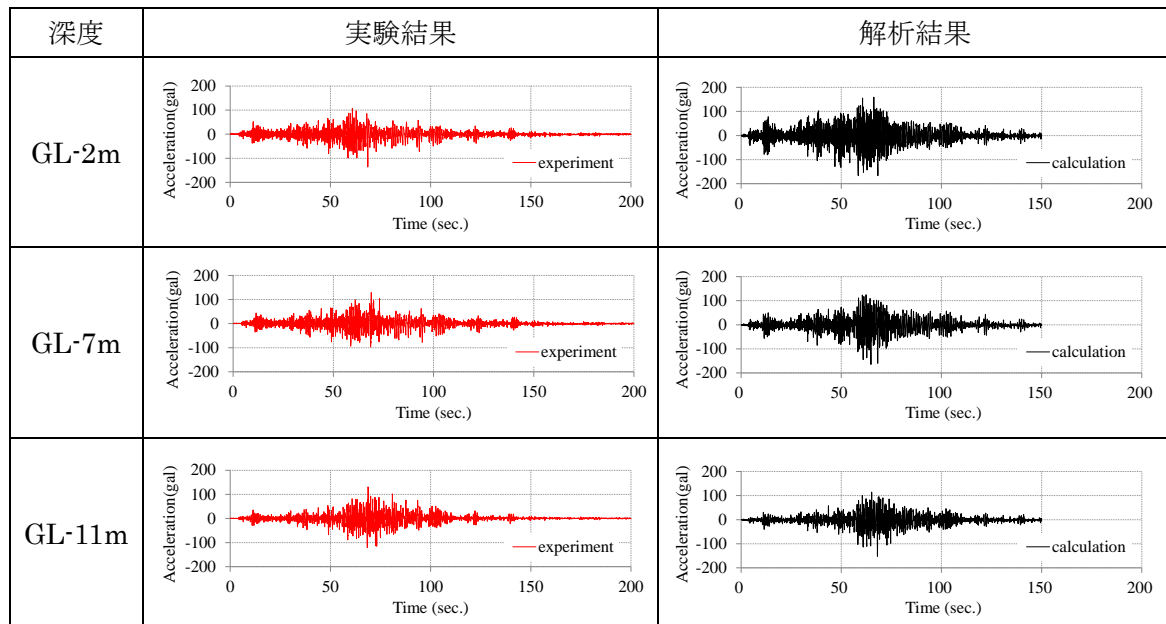
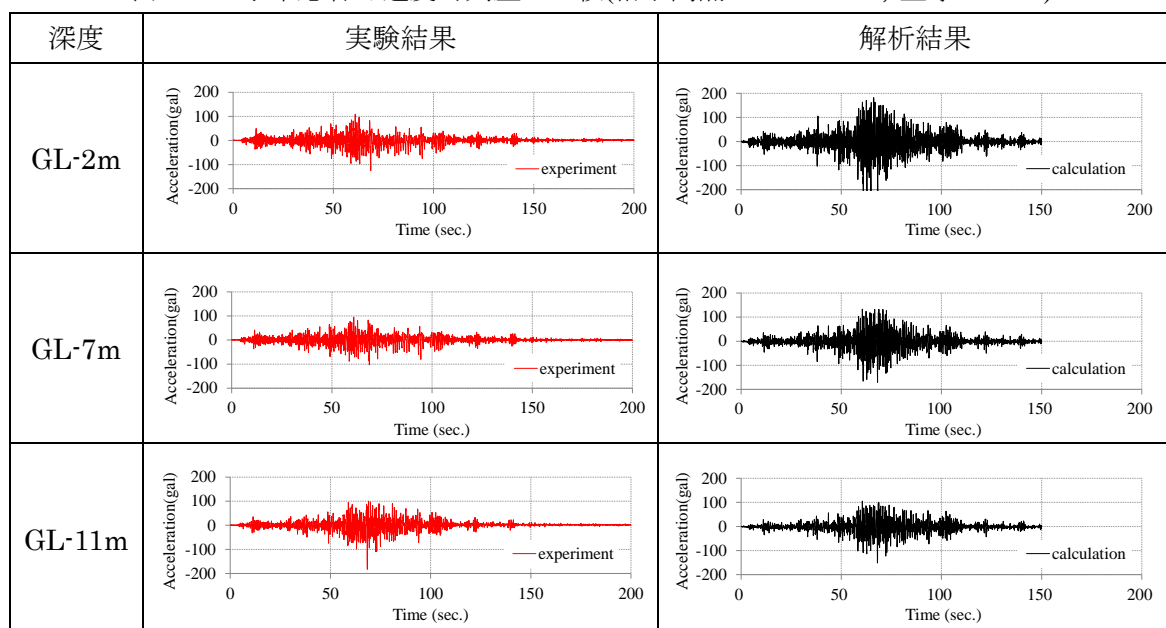


表 5- 22 水平応答加速度時刻歴の比較(格子間隔 12m×10.5m, 壁厚 t=0.9m)



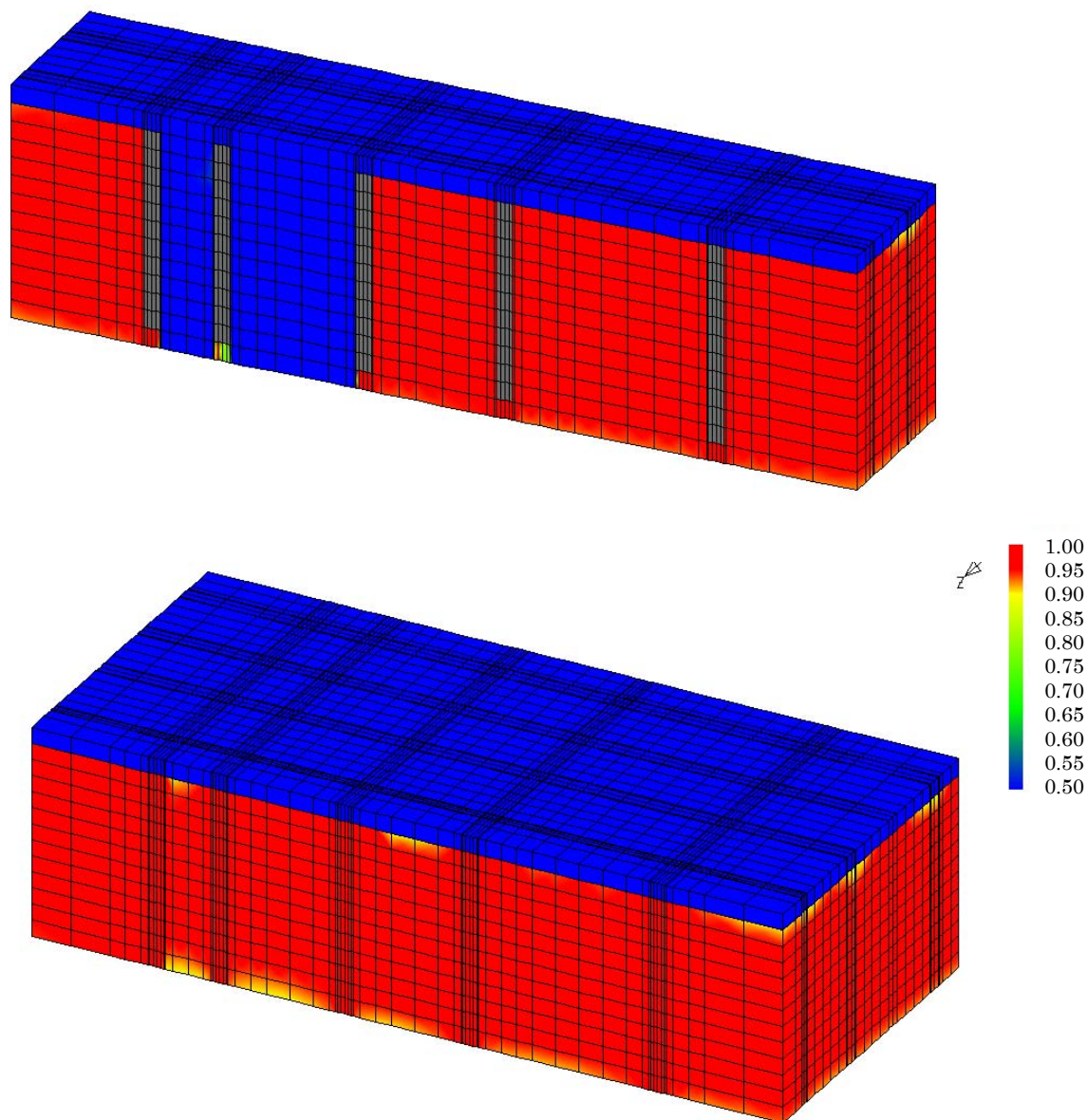


図 5- 22 過剰間隙水圧比の最大値コンター(上:壁厚 $t=0.9\text{m}$, 下:壁厚 $t=0.5\text{m}$)

図 5- 22 に $t=0.5\text{m}$ と $t=0.9\text{m}$ の断面での過剰間隙水圧比最大値のコンター図を示す。 $t=0.5\text{m}$ では全ての格子間隔に対して液状化の発生まで過剰間隙水圧が上昇しているのに対して、 $t=0.9\text{m}$ の断面では広い格子間隔($8\text{m} \times 10.5\text{m}$, $12\text{m} \times 10.5\text{m}$)では液状化の発生まで過剰間隙水圧が上昇しているが、狭い格子間隔($4\text{m} \times 5.25\text{m}$, $8\text{m} \times 5.25\text{m}$)では液状化の発生は見られない。

表 5- 23～表 5- 26 に過剰間隙水圧時刻歴の実験結果と解析結果の比較を示す。 $t=0.5\text{m}$ では GL-7m 地点と GL-11m では、実験結果と解析結果の対応が良いが、GL-2m 地点では実験結果に比べて解析での過剰間隙水圧上昇が大きくなる傾向にある。壁厚 $t=0.9\text{m}$ では、格

子間隔が広いと GL-7m 地点と GL-11m 地点での実験結果と解析結果の対応が良い。しかし GL-2m 地点については全体的に、実験結果と解析結果の対応は良くない。

表 5- 23 過剰間隙水圧比時刻歴の比較(格子間隔 4m×5.25m)

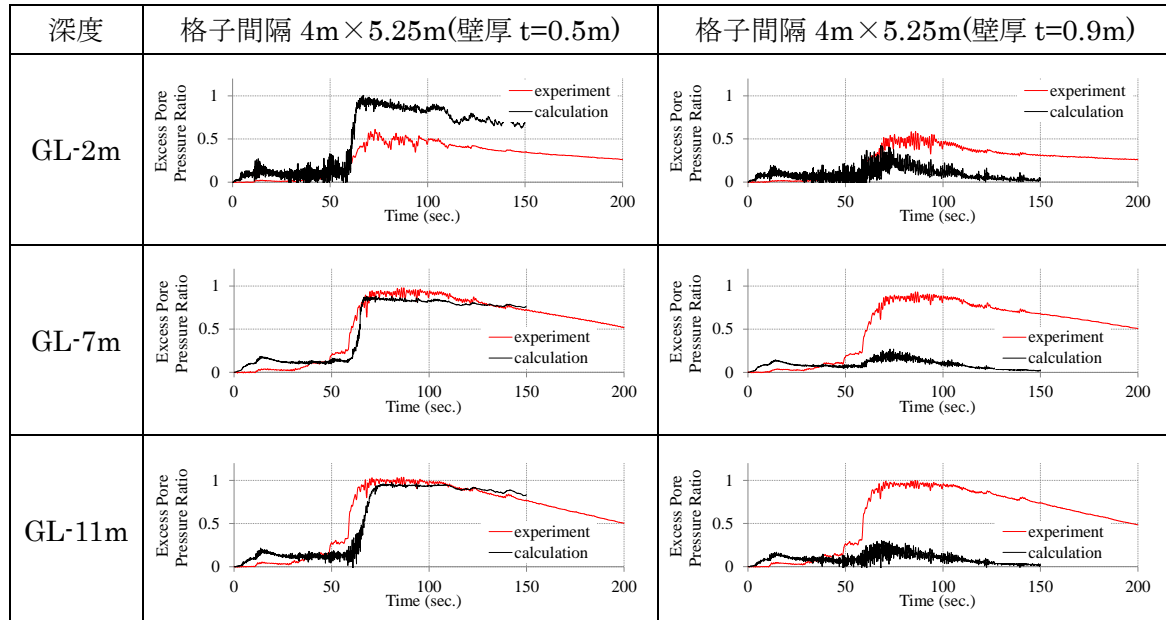


表 5- 24 過剰間隙水圧比時刻歴の比較(格子間隔 8m×5.25m)

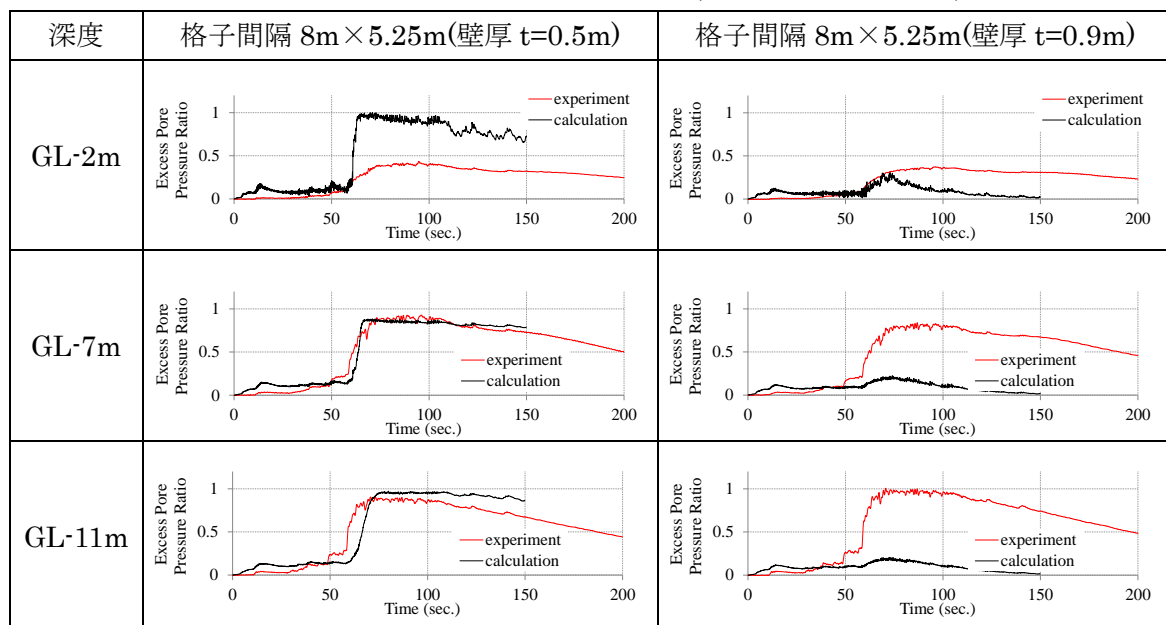


表 5- 25 過剰間隙水圧比時刻歴の比較(格子間隔 8m×10.5m)

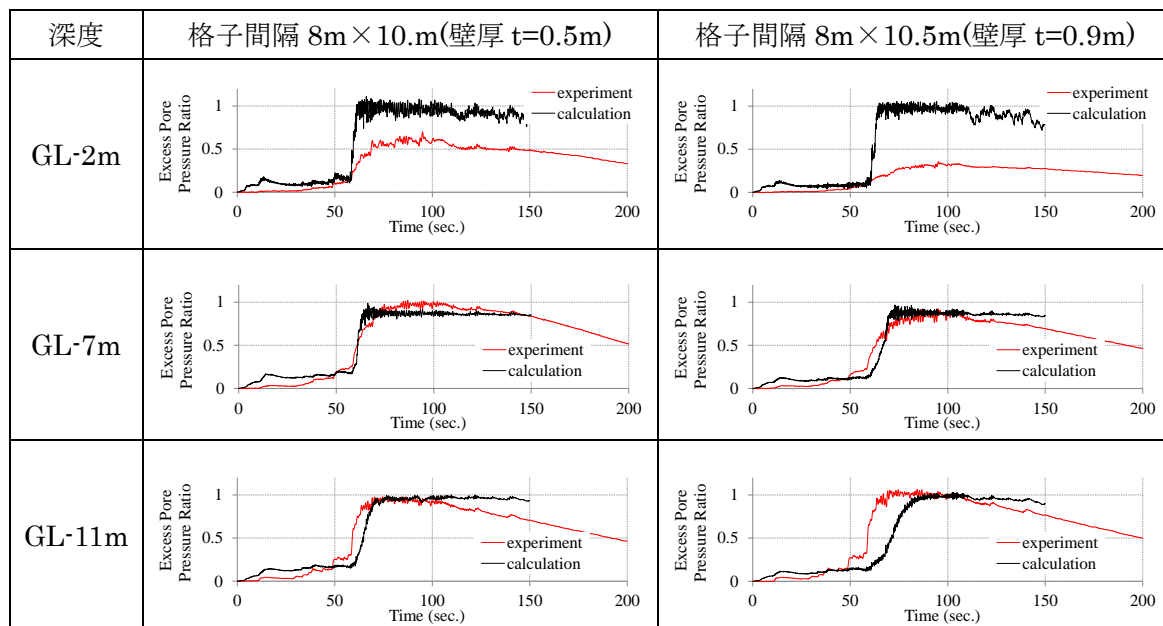
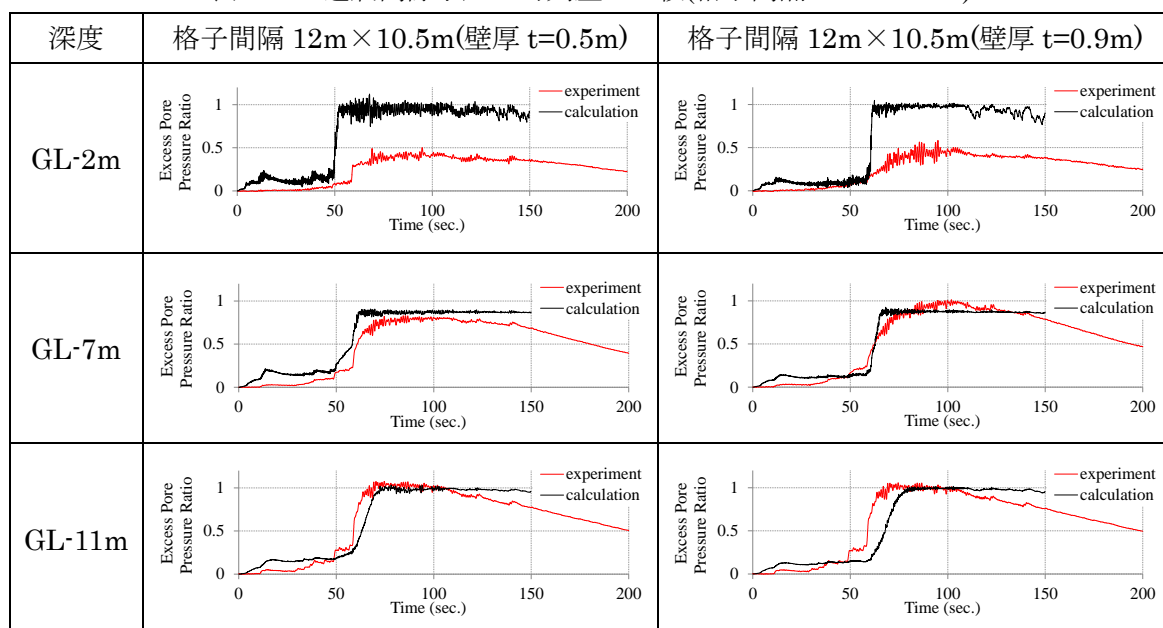


表 5- 26 過剰間隙水圧比時刻歴の比較(格子間隔 12m×10.5m)



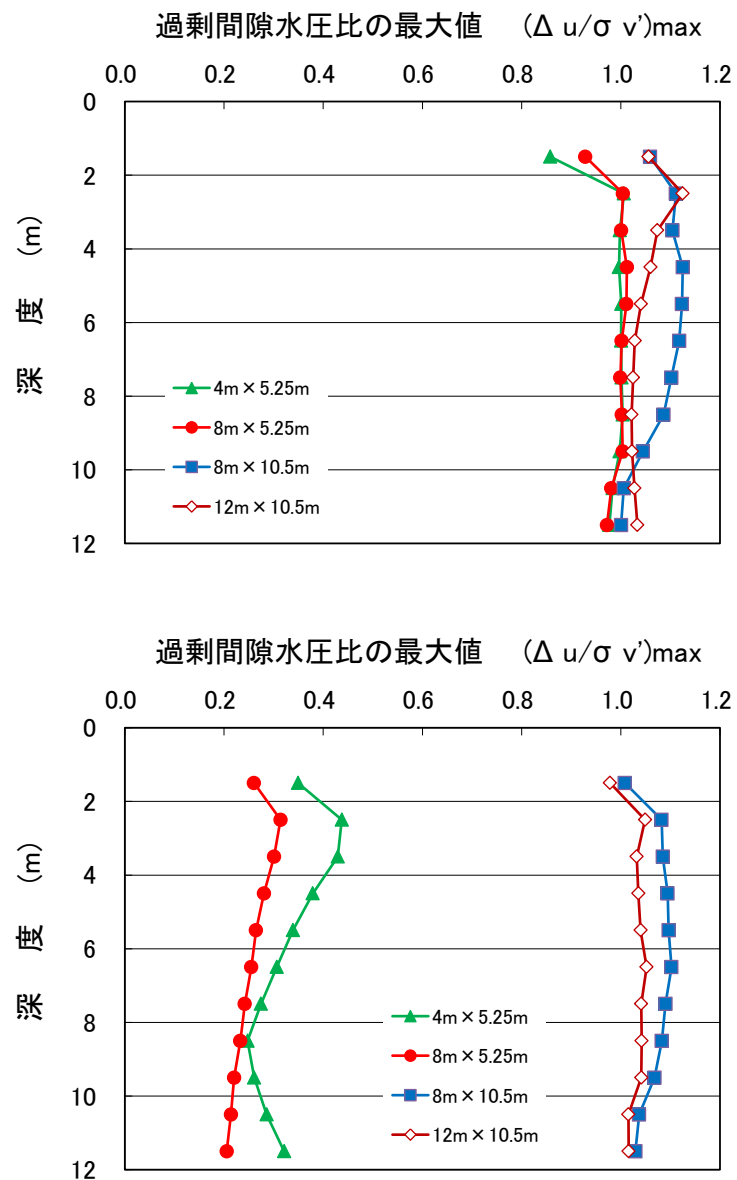


図 5- 23 解析での格子内地盤中央での過剰間隙水圧比最大値分布
(上:壁厚 $t=0.5\text{m}$, 下:壁厚 $t=0.9\text{m}$)

図 5- 23 に解析で得られた格子内地盤中央での過剰間隙水圧比最大値の深度分布を示す。図 5- 11 に示す実験での深度分布に比べて、壁厚 $t=0.9\text{m}$ の狭い格子間隔($4\text{m} \times 5.25\text{m}$, $8\text{m} \times 5.25\text{m}$)で解析結果が小さくなる傾向にある。また、過剰間隙水圧比時刻歴について考察したように、GL-2m 地点での解析での過剰間隙水圧上昇量が大きい傾向にある。

図 5-24 に解析で得られた最大せん断ひずみ γ_{\max} の最大値コンターを示す。壁厚 $t=0.5\text{m}$ の断面に比べて $t=0.9\text{m}$ の断面での γ_{\max} の方が小さくなっており，過剰間隙水圧の上昇量が $t=0.5\text{m}$ の断面で大きかった傾向と対応している。

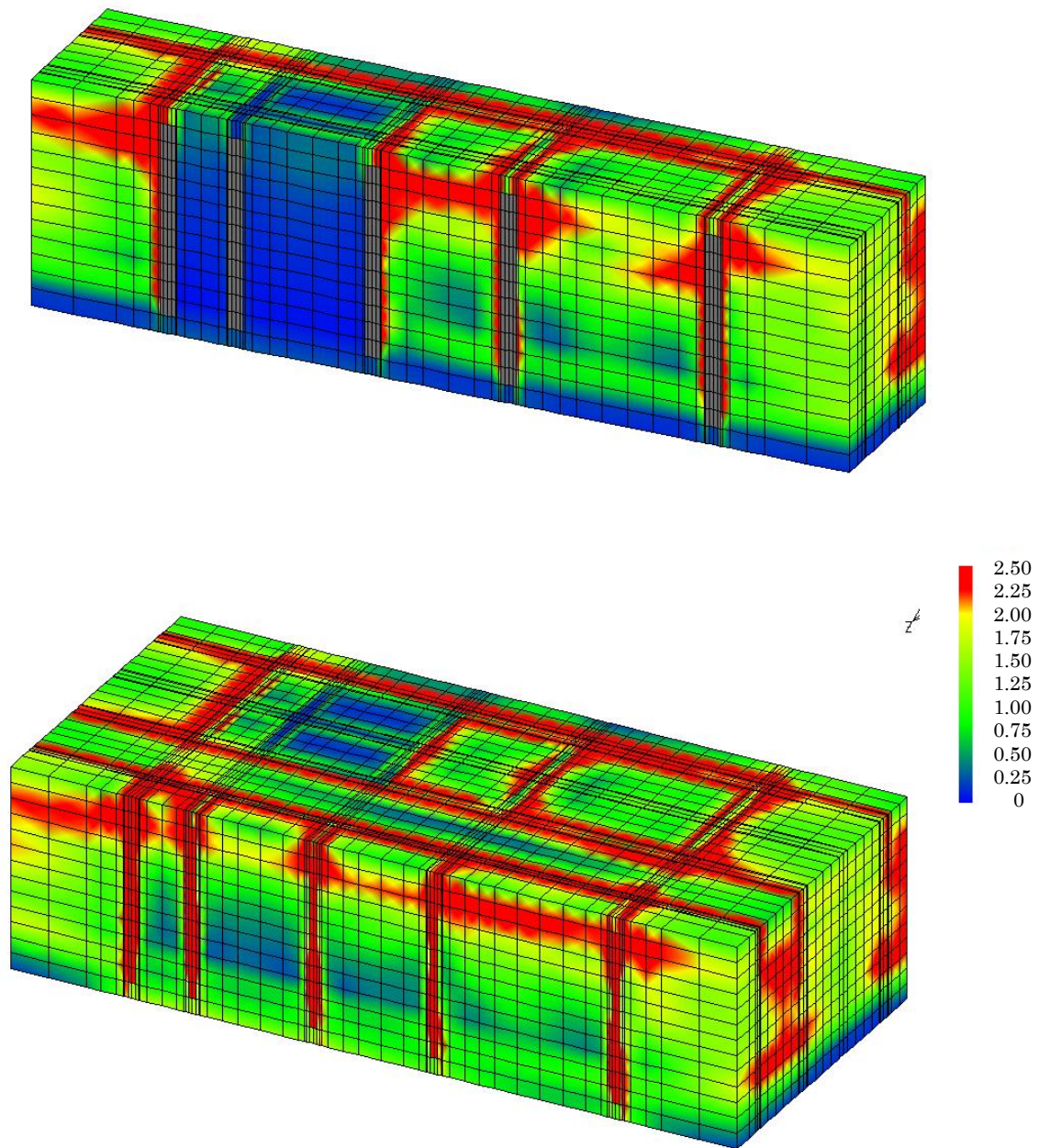


図 5-24 最大せん断ひずみ γ_{\max} の最大値コンター
(単位: %, 上: 壁厚 $t=0.9\text{m}$, 下: 壁厚 $t=0.5\text{m}$)

図 5- 25 に格子壁に発生する最大せん断応力 τ_{\max} の最大値コンターを示す。壁厚が薄い $t=0.5\text{m}$ の格子壁に発生する τ_{\max} は、 $t=0.9\text{m}$ の格子壁に発生する τ_{\max} に比べて大きくなっている。また、 $t=0.9\text{m}$ の格子壁でも格子間隔 $12\text{m} \times 10.5\text{m}$ と格子間隔の広い格子では、液状化層に接している加振直交方向の格子壁で大きな τ_{\max} の発生が見られる。

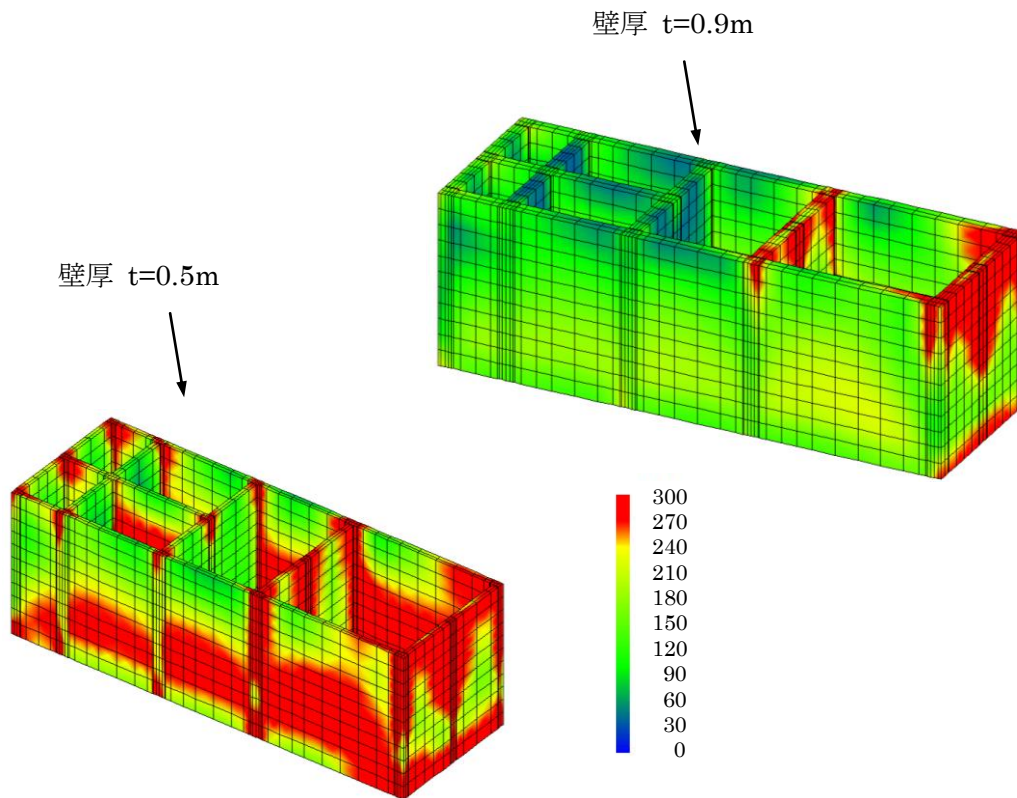


図 5- 25 改良体に発生する最大せん断応力 τ_{\max} の最大値コンター(単位:kPa, 圧縮がプラス)

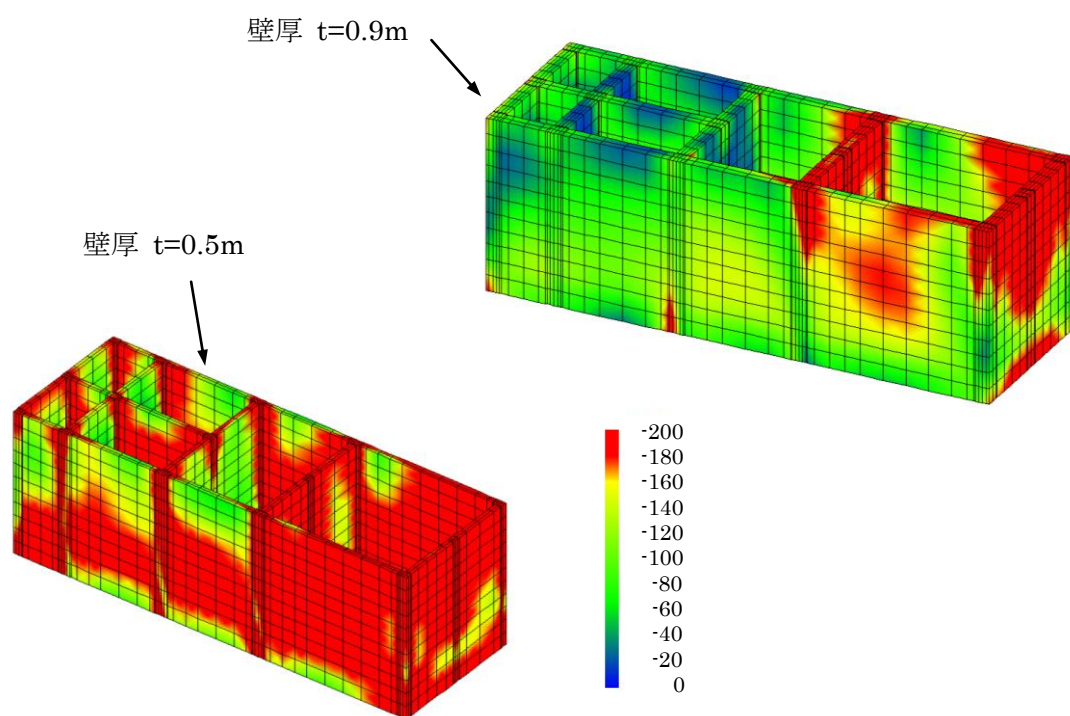


図 5- 26 改良体に発生する最小主応力の最小値コンター(単位:kPa, 引張りがマイナス)

図 5- 26 に格子壁に発生する最小主応力の最小値コンター図を示す。 $t=0.5\text{m}$ の格子壁に発生する引張応力は、 $t=0.9\text{m}$ の格子壁に発生する引張応力に比べて大きくなっており、 200kPa 以上の引張応力が広い範囲で発生していることが分かる。図 5- 15 に示す実験で得られる格子内地盤中央地表面での沈下量は、壁厚による差は見られない。実験では格子壁を弾性材料のエポキシでモデル化していることから、加振中に格子壁が壊れて機能が發揮できなくなることはないが、3 次元の FEM 解析による応力照査では、壁厚の差による発生応力の違いを評価することができる。

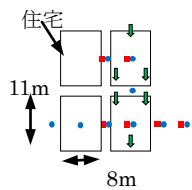
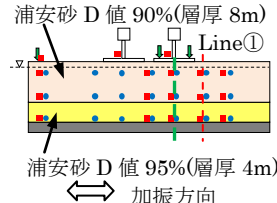
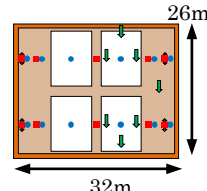
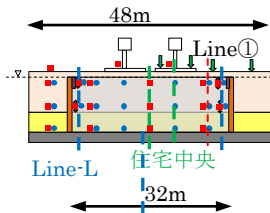
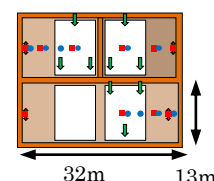
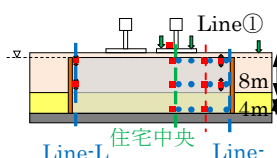
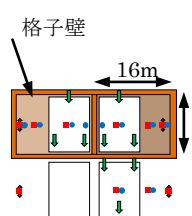
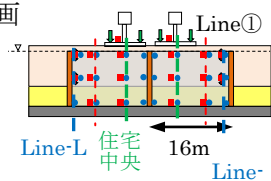
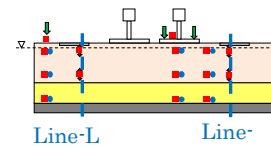
5-4 格子間隔と住宅沈下量の関係(遠心模型振動実験)

浦安市の「液状化対策実現可能性検討委員会」の検討で用いられたモデル地盤条件に合わせて模型地盤を作成した Case-3(無対策), Case-4(4戸/1区画), Case-5(2戸/1区画, 長方形格子), Case-6(1戸/1区画, 無対策)の実験結果を用いて, 格子間隔と住宅沈下量の関係について考察した。

5-4-1 考察に用いた遠心模型振動実験

表 5-27 に 60G 場で実施した遠心模型振動実験の実験ケースと, 計測器配置の平面図と断面図を示す。実大寸法で幅 48m×奥行き 31.8m×高さ 13.8m のせん断土槽を用いた。住宅模型寸法 8m(加振方向)×11m(加振直交方向), 接地圧 8.4(kN/m²)である。模型地盤は,

表 5-27 遠心模型振動実験の実験ケースと計測器配置

| ケース名 | 模型地盤の計測器配置 | |
|----------------------------|---|--|
| | 平面図 | 断面図 |
| Case-3 (無対策) |  |  |
| Case-4 (4戸/1区画) |  |  |
| Case-5 (2戸/1区画) |  |  |
| Case-6 (1戸/1区画, 無対策) |  | <p>・ 1戸/1区画</p>  <p>・ 無対策</p>  |

■ 加速度計 ● 加速度計(上下) ● 間隙水圧計 ■ 土圧計

浦安市で発生した噴砂の細粒分含有率を 25% に粒度調整(図 5-2 参照)した砂(浦安砂)を用いた。ただし、格子間隔 32m×26m の Case-4 は豊浦砂を用いた。模型地盤は表 5-3 に示す検討委員会のモデル地盤の条件に合わせて作成した。浦安砂は細粒分を含んでいるため相対密度で管理できない。そのため突固め試験で求めた最大乾燥密度に対する密度の比で定義される D 値で管理した。地下水位は GL-1m とした。

図 5-27 に Case-6 の模型地盤の作成状況と、作成完了した状況を示す。格子状地盤改良の模型はアクリル製(ヤング率 $E=1.47 \times 10^3 \text{MPa}$)で、改良体の設計基準強度 $F_c=1.5(\text{N/mm}^2)$ にほぼ相当する剛性を有している。また、道路に相当する部分には薄い塩ビ板を置いて、住宅と道路の位置関係が分かるようにしている。実験では水平・鉛直応答加速度、過剰間隙水圧、住宅・周辺地盤の沈下を計測した。

図 5-5 に示す K-NET 浦安観測波 EW 成分(最大加速度 157gal, 浦安波と呼ぶ)を遠心模型振動実験の入力に用いた。図 5-28 では K-NET 浦安観測波の加速度応答スペクトルと、実験結果の加速度応答スペクトルを比較している。実験結果は Case-6 の振動台で計測した水平応答加速度から求めた値である。浦安波を用いた実験は $M=9.0$, 地表面加速度約 200gal 相当の地震に対する実験であった。

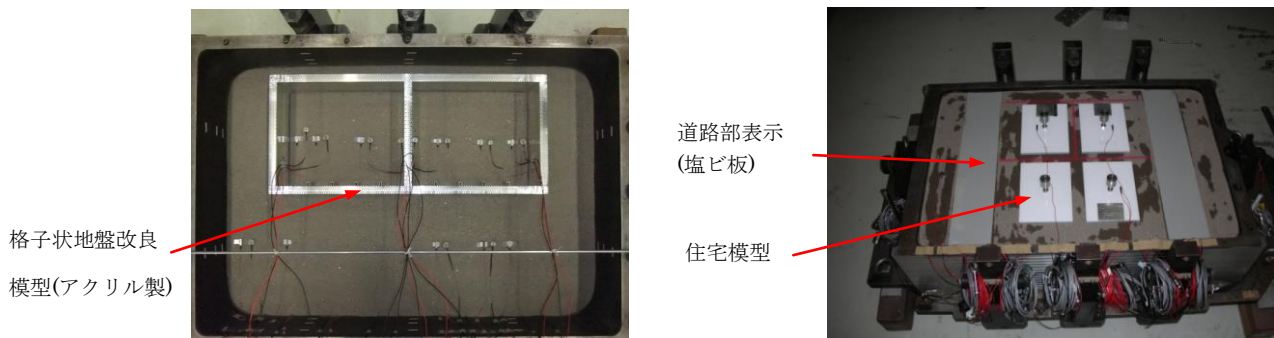


図 5-27 模型地盤の作成状況(Case-6) 左:作成中, 右:作成完了

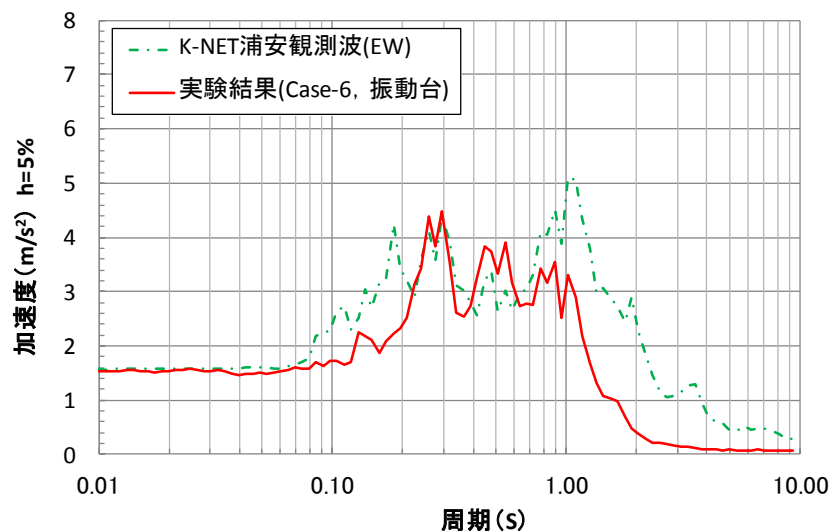


図 5-28 加速度応答スペクトルの比較(浦安波加振)

5-4-2 住宅沈下量に対する考察

(1) 住宅沈下量

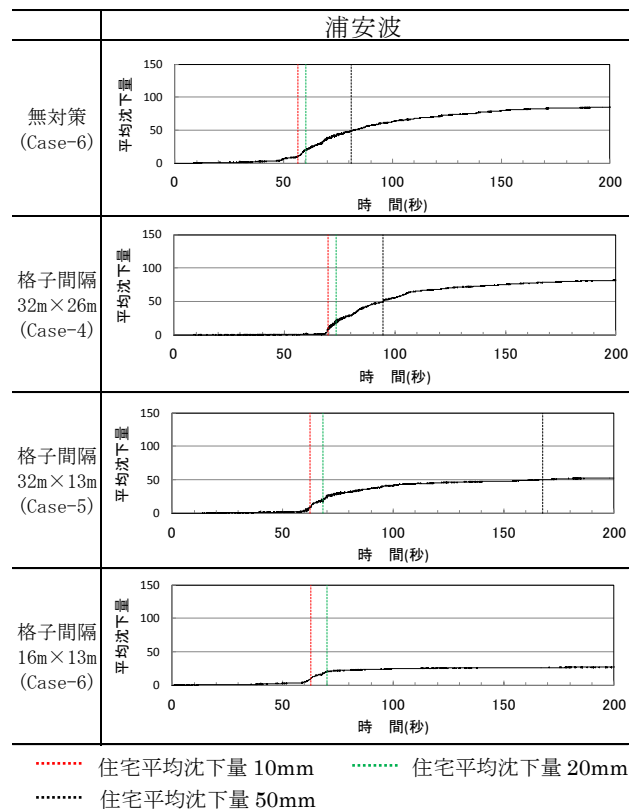
表 5-28 に浦安波に対する住宅の平均沈下量を示す。平均沈下量は計測対象住宅すべての計測点に対する平均で算出している。表には加振が終了する 200 秒時点と、過剰間隙水圧が完全に消散した後の最終沈下量を示し、両者の比率も示している。比率を示しているのは、過剰間隙水圧の消散過程と住宅沈下量の関係を見るためである。最終沈下量を比較すると無対策の住宅平均沈下量が最も大きく、1つの格子の中に入る住宅の数が増える、すなわち格子間隔が大きくなると住宅平均沈下量も大きくなる傾向がある。

表 5-29 に住宅平均沈下量の時刻歴を示す。無対策は Case-6 の結果を用いている。

表 5-28 住宅の平均沈下量

| | 住宅の平均沈下量 (mm) | | 200秒時点での沈下割合 |
|-----------------|----------------|-------------------|--------------|
| | 200秒 | 最終 | 200秒 / 最終 |
| 無対策 (Case-3) | 89 (83, 80) | 133 (135, 131) | 0.67 |
| 無対策 (Case-6) | 85 | 123 | 0.69 |
| 4戸/1区画 (Case-4) | 82 (83, 80) | 109 (121, 93) | 0.75 |
| 2戸/1区画 (Case-5) | 53 | 66 | 0.80 |
| 1戸/1区画 (Case-6) | 27 (50, 4) | 50 (75, 25) | 0.54 |

表 5-29 住宅の平均沈下量時刻歴



住宅平均沈下量が 10mm, 20mm, 50mm に到達する時間は、住宅平均沈下量と応答加速度・過剰間隙水圧・相対変位との関係についての考察の中でも用いている。住宅平均沈下量が 20mm に到達する時間は無対策が最も早く、格子状地盤改良で対策を行っていると遅くなっている。この傾向は住宅沈下量が 50mm に到達する時間ではより顕著に表れており、格子間隔が狭くなると住宅沈下量が 50mm に到達する時間も遅くなっている。

図 9 に格子面積と住宅平均沈下量の関係を示す。格子面積は格子壁中心で囲まれる面積で定義しており、格子間隔 16m×13m で 208m²、格子間隔 32m×13 で 416m²、格子間隔 32m×26m では 832m² となる。無対策の住宅平均沈下量は、Case-3 の 133mm と Case-6 の 128mm の平均をプロットしている。格子面積が小さくなると住宅平均沈下量が小さくなる傾向にあることを示しており、格子間隔 16m×13m の住宅平均沈下量は 50mm と、無対策の約 40%にまで抑制する効果があることが確認できた。

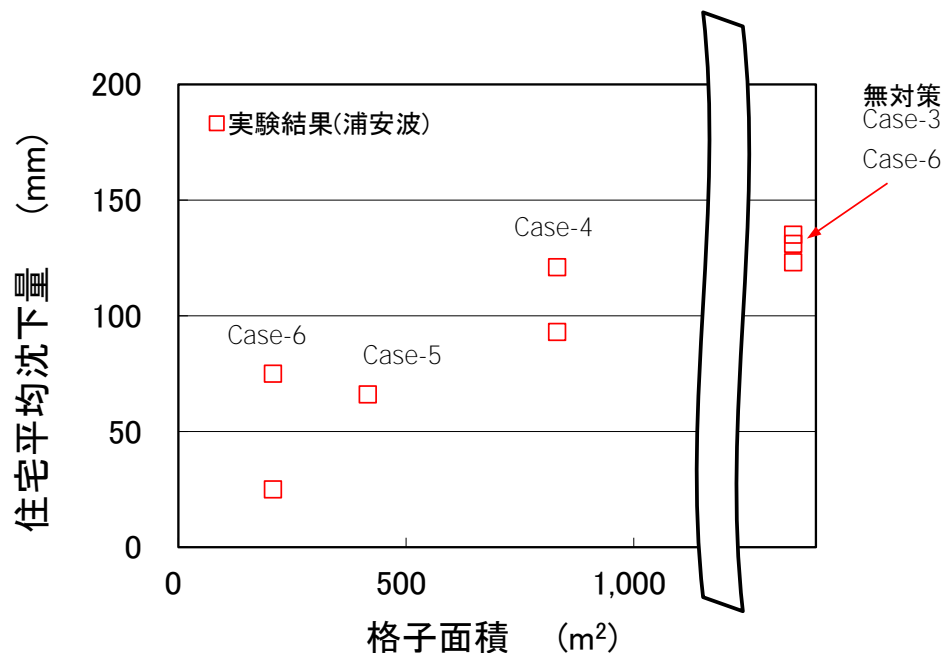
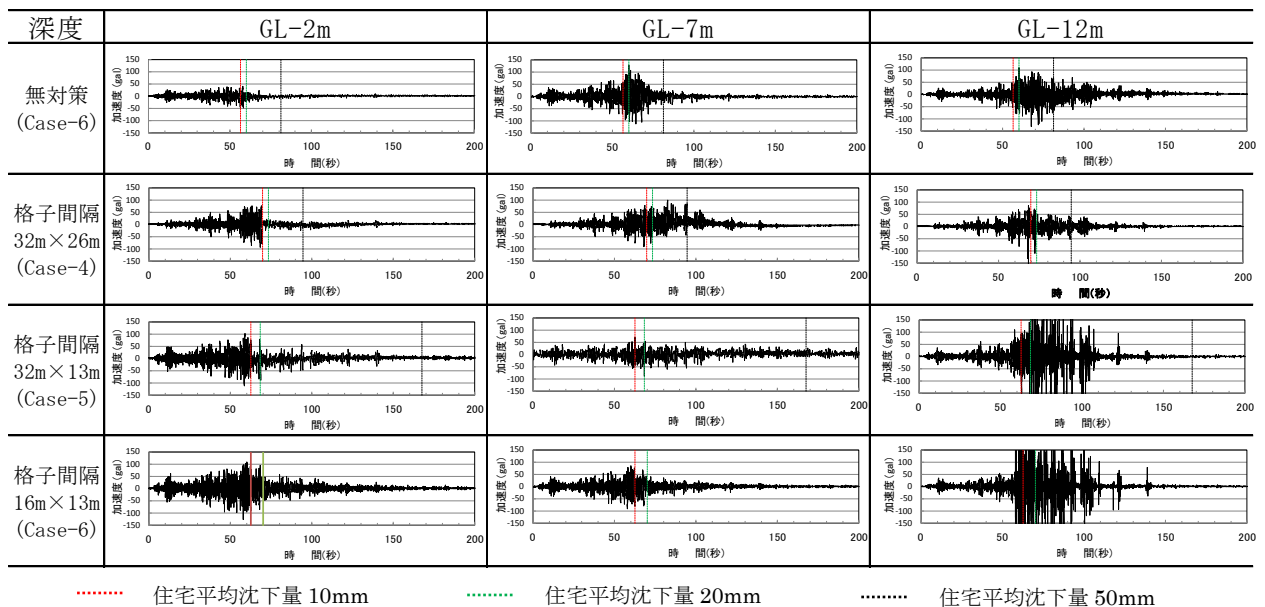


図 5-29 住宅平均沈下量と格子面積の関係

(2) 水平応答加速度

表 5-30 に浦安波入力に対する水平加速度時刻歴を示す。水平加速度の計測位置は、宅地の庭に相当する表 5-27 の Line①である。GL-2m 地点に着目すると、無対策と格子間隔 32m×26m の応答は全体的に小さく、住宅平均沈下量が 10mm 到達以降に応答が殆ど表れておらず、液状化が発生していると判断され住宅平均沈下量が 50mm に到達する時間も早いことから、液状化発生以降に住宅沈下量が大きく発生していると考えられる。格子間隔 32m×13m では、住宅平均沈下量が 10mm に到達する時間までは応答がはっきりと表れているが、それ以降は無対策ほどではないが入力地震動(図 6 参照)に比べて応答が低下していることから、部分的な液状化が発生していたと考えられる。また住宅平均沈下量が 50mm に到達する時間は無対策・格子間隔 32m×26m に比べて遅いことから、液状化の程度は無対策・格子間隔 32m×26m ほど激しくなかったと考えられる。それに対して格子間隔 16m×13m では全体的にははっきりとした応答が見られ、液状化が発生している形跡を応答加速度からは判断できない。そして住宅平均沈下量の最終値も 50mm と小さかったことから、表 5-29 に示す 4 ケースの中では最も液状化発生が抑制されていることは応答加速度からも判断できる。

表 5-30 水平加速度時刻歴(Line①)

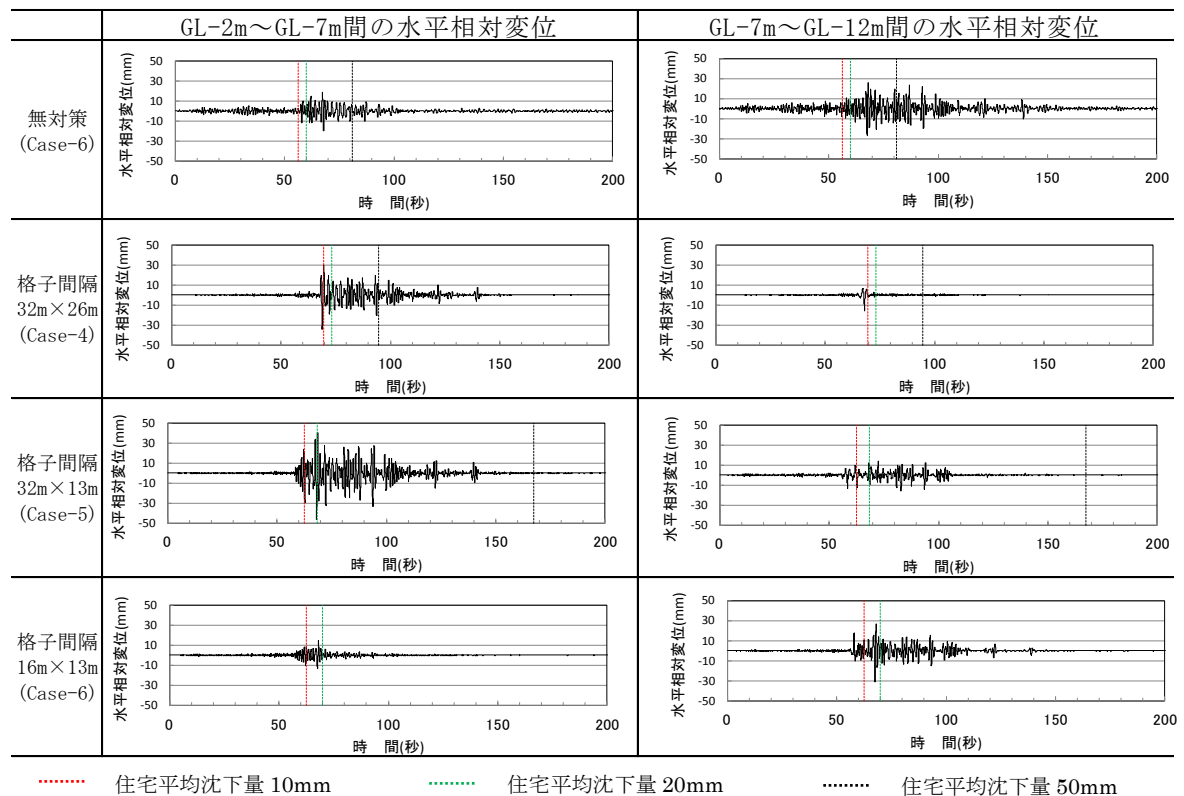


(3) 水平相対変位・鉛直相対変位

表 5- 31 に浦安波に対する住宅中央位置(表 5- 27 参照)の水平相対変位時刻歴を示す。例えば GL-2m～GL-7m の水平相対変位算出手順は、まず GL-2m で観測された水平加速度時刻歴を積分して水平変位を算出する。次に GL-7m 地点での水平変位も同様に算出し、GL-2m 地点の水平変位から GL-7m 地点の水平変位を引いた値を、GL-2m～GL-7m の水平相対変位としている。従って、この水平相対変位は地盤のせん断ひずみと等価な特性を表すことになる。図中には住宅の平均沈下量が 10mm, 20mm, 50mm に到達した時間も明示している。

無対策では GL-2m～GL-7m と GL-7m～GL-12m の両深度で水平相対変位が大きい、すなわち地盤のせん断ひずみ発生量が全深度で大きかった。それに対して格子状地盤改良で対策を行っている場合、格子間隔 32m×26m・格子間隔 32m×13m では GL-2m～GL-7m の水平相対変位は大きい、GL-7m～GL-12m の水平相対変位は小さい。格子間隔 16m×13m では逆に、GL-2m～GL-7m の水平相対変位は小さく、GL-7m～GL-12m の水平相対変位は大きかった。このように格子状地盤改良で対策を行った場合は、全深度で水平相対変位が大きい、すなわち地盤のせん断ひずみ発生量が大きくなる傾向は見られなかった。水平加速度の計測点が深度方向に 3 点しかないことから定量的な評価まではできないが、無対策の住宅沈下量が最も大きくなっていたのは、住宅下の深度方向に広い範囲で大きなせん断ひずみが発生していたためであると考えられる。

表 5- 31 住宅中央位置での水平相対変位時刻歴(浦安波)

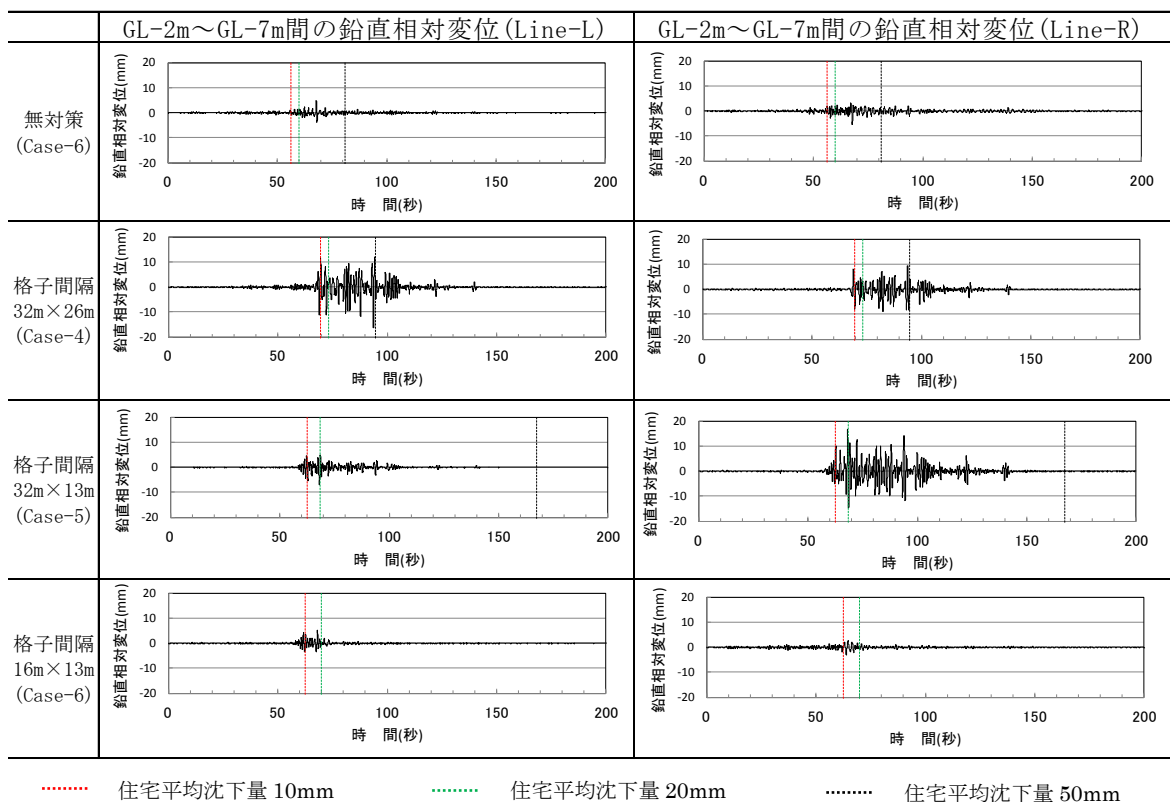


一方、格子状地盤改良で対策を行っているケース間での比較では、GL-2m～GL-7m の水平相対変位は格子間隔 16m×13m で最も小さく、格子間隔 32m×26m・格子間隔 32m×13m では大きな水平相対変位が発生している。住宅平均沈下量が 10mm に到達する少し前の時間から水平相対変位の発生が見られる。

表 5- 32 は浦安波入力に対する格子状地盤改良で対策を行っているケースでは改良壁近傍位置、無対策では模型地盤での水平位置が同じ Line-L・Line-R(表 5- 27 参照)での鉛直相対変位時刻歴を示している。算出手順は水平相対変位と同じである。

無対策の鉛直相対変位は小さかった。格子状地盤改良で対策を行っているケース間で比較すると、格子間隔 16m×13m の鉛直相対変位が小さいのに対して、格子間隔 32m×26m・格子間隔 32m×13m の鉛直相対変位が大きい、すなわち格子壁近傍でのせん断ひずみ発生量が大きかった。格子状地盤改良で対策を行った場合、格子壁付近の深度の浅い位置で過剰間隙水圧が上昇し地盤の剛性が低下すると、格子壁近傍の地盤では格子壁があるために水平方向に移動することはできないが、格子壁に沿って鉛直方向には移動できるので鉛直相対変位が大きく発生することになる。このことは格子内地盤での過剰間隙水圧比最大値の深度方向分布が、住宅下と格子壁近傍で異なっていたことと対応しており(図 5- 30 参照)、無対策とは異なる特性となっている。

表 5- 32 Line-L・Line-R での鉛直相対変位時刻歴(浦安波)



(4) 過剰間隙水圧

表 5- 33 に浦安波入力に対する Line①での過剰間隙水圧比時刻歴を示す。過剰間隙水圧比の算出は、過剰間隙水圧の計測データに 1Hz のローパスフィルターを通したデータを使用している。ローパスフィルターを使ったのは、浦安波のように加振時間の長い地震波を用いた実験では、瞬間的な過剰間隙水圧上昇での最大値を見るよりも、平均的な値で考察した方が特性を把握できると判断したからである。図中には住宅の平均沈下量が 10mm, 20mm, 50mm に到達した時間も明示している。

GL-12m 地点では、全ケースで過剰間隙水圧比 1.0 付近まで上昇しており、各ケース間の差はあまり見られない。

表 5- 33 過剰間隙水圧比時刻歴(浦安波, Line①)

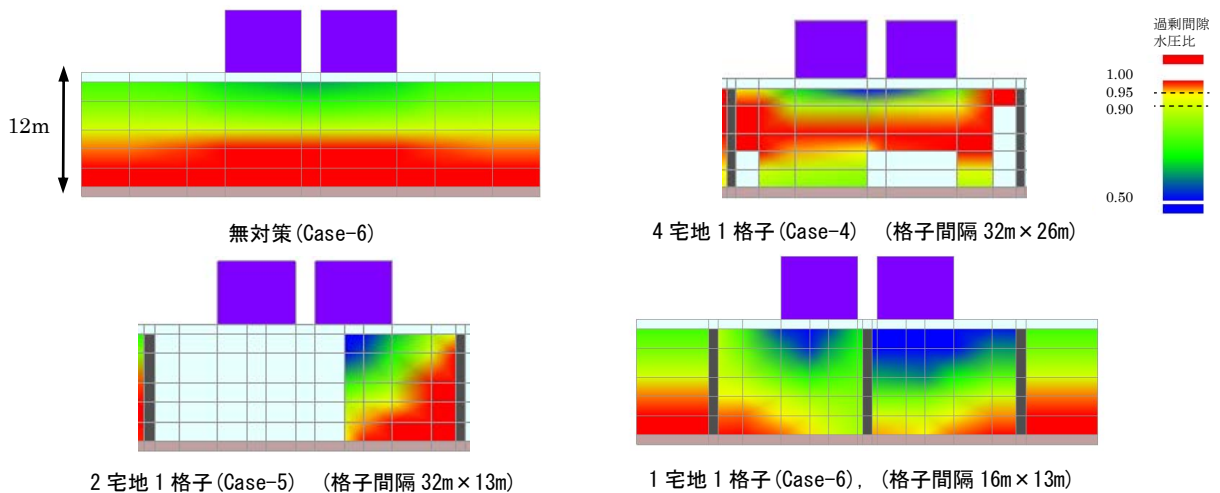
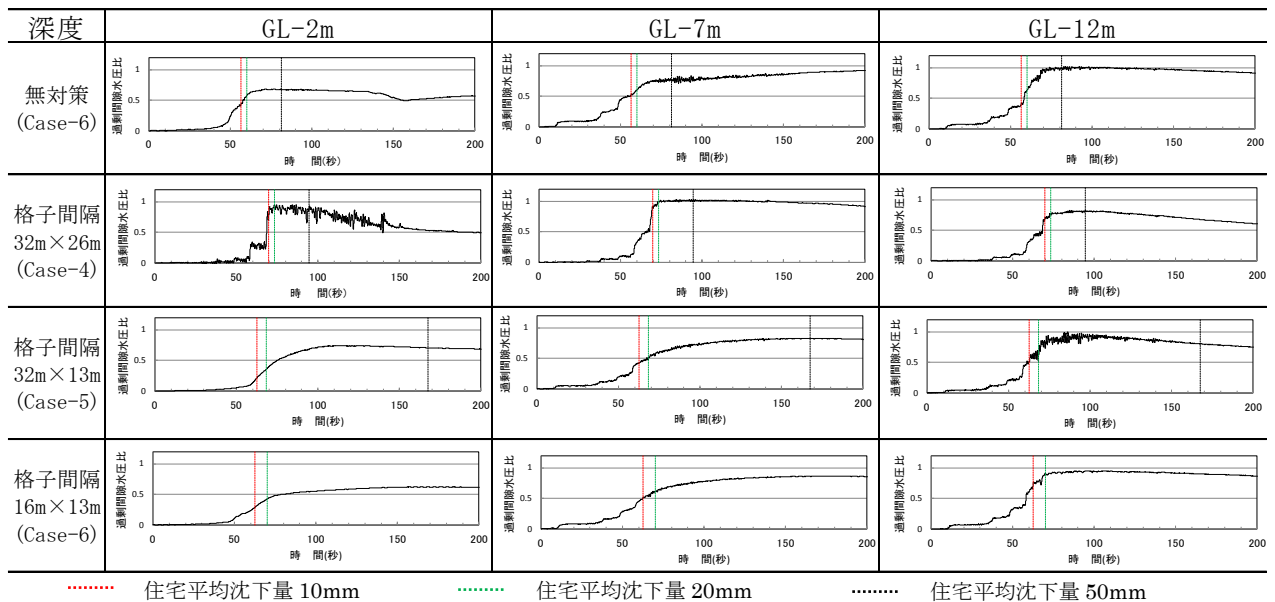


図 5- 30 過剰間隙水圧比の最大値コンター(浦安波)

GL-7m 地点で比較した場合、過剰間隙水圧が上昇し始めるのは、無対策の方が格子状地盤改良しているケースよりも早い。また、格子間隔 $32\text{m} \times 26\text{m}$ では過剰間隙水圧比 1.0 まで上昇しているのに対して、格子間隔が狭い格子間隔 $32\text{m} \times 13\text{m}$ と格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ では、過剰間隙水圧比の最大値は 0.8 程度に留まっている。

GL-2m 地点では、格子状地盤改良を実施しているケース間で差が見られ、格子間隔が狭くなると過剰間隙水圧比の最大値も小さくなる傾向にある。一方、無対策の過剰間隙水圧比最大値は 0.68 と低い。これは下部地盤の液状化による免振効果で、深度の浅い部分の揺れが小さくなったためと考えられる。

次に過剰間隙水圧の発生状況と住宅平均沈下量の関係について、格子状地盤改良で対策を行っている 3 ケース間で比較考察する。住宅平均沈下量が 20mm に到達する時間で格子間隔 $32\text{m} \times 26\text{m}$ は過剰間隙水圧がほぼピークまで上昇しているのに対して、格子間隔 $32\text{m} \times 26\text{m}$ ・格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ では過剰間隙水圧が上昇している途中でピークには達していない。過剰間隙水圧比の最大値については GL-12m 地点では大きな差がないが、GL-2m と GL-7m 地点では差があり、格子間隔 $32\text{m} \times 26\text{m}$ に比べて格子間隔 $32\text{m} \times 13\text{m}$ ・格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ は低く、その差は GL-2m 地点の方が大きいことから、格子状地盤改良で対策を行った場合、深度の浅い部分での過剰間隙水圧上昇量と住宅沈下量の相関が高いと言える。また地盤の水平相対変位の発生が表れるのが、住宅平均沈下量が 10mm に到達する時間の少し前であった。この時間には GL-7m 以深で過剰間隙水圧比がほぼ 0.5 に上昇していることから、過剰間隙水圧の上昇による地盤剛性の低下によって水平相対変位の発生が始まる、すなわち地盤のせん断ひずみが発生することが、過剰間隙水圧比の時刻歴からも確認できる。

図 5-30 に浦安波入力に対する過剰間隙水圧比の最大値コンター図を示す。実験断面の要素分割を行ない、過剰間隙水圧の計測データがある要素では計測データを入力し、計測データのない要素では、近接する要素の計測データを線形補完した値を入力としてコンター図を描いている。また、近接する要素に計測データがない要素と、計測不良の測点の要素は描画対象から削除している。

無対策では GL-7m～GL-12m の範囲で過剰間隙水圧比 1.0 まで上昇しているが、GL-7m よりも深度が浅い部分の過剰間隙水圧上昇は大きくない。格子状地盤改良で対策を行なった場合、格子間隔 $32\text{m} \times 26\text{m}$ では GL-7m 付近の広い範囲で過剰間隙水圧比 1.0 まで上昇している。しかし格子間隔が狭くなると過剰間隙水圧比 1.0 まで上昇する部分は、改良壁付近の深度の深い部分に限定される傾向にあり、格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ で過剰間隙水圧比 0.95 以上になっている範囲は、他のケースに比べて最も狭くなっている。また、住宅直下部で過剰間隙水圧比 0.5 以下になる深度は、格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ で最も深く、格子間隔が広くなると、過剰間隙水圧比 0.5 以下になる深度も浅くなる傾向がある。無対策では水平方向で過剰間隙水圧比最大値の深度方向の分布に大きな差はないが、格子状地盤改良で対策を行っているケースでは、住宅直下部と格子壁際で過剰間隙水圧比最大値の深度方向の分布が異なっていることから、格子状地盤改良では格子壁の影響で過

剰間隙水圧比最大値の深度分布が、住宅直下部と格子壁際で異なっていると言える。このことは鉛直相対変位の考察でも確認されている。

このように無対策と格子状地盤改良で対策を行っているケースでは、過剰間隙水圧比最大値の深度方向の分布傾向が異なるので、格子状地盤改良で対策を行っているケース間で過剰間隙水圧比の最大値を比較し考察を行う。図 5-31 では格子状地盤改良で対策を行っているケースの過剰間隙水圧比最大値の深度分布を、Line①と住宅中央位置で示している。表 5-27 に示す Case-6 には格子間隔 16m×13m の格子が 2 つあり、それぞれの格子の結果を平均した値を図 5-31 にプロットしている。深度の浅い GL-2m で比較すると、Line①よりも住宅中央位置の過剰間隙水圧比最大値の方が小さくなる傾向が見られる。GL-7m・GL-12m では Line①と住宅中央で過剰間隙水圧比最大値に大きな差はなかった。

図 5-32 は浦安波入力に対する非液状化層厚 H1 と、1 つの格子で囲まれている面積の関係を示している。H1 は図 5-31 の過剰間隙水圧比最大値が 0.8 になる深度で定義している。住宅から少し離れた Line①では、格子面積が小さくなると H1 が大きくなる傾向が明確に見られ、格子間隔 16m×13m の H1=7.2m であった。住宅中央位置でも格子面積が小さくなると H1 が大きくなる傾向はあり、格子間隔 16m×13m の H1=7.4m であった。Line①よりも住宅中央の H1 が大きくなる傾向があるのは、住宅の上載圧の効果で過剰間隙水圧比が小さくなっている影響と考える。

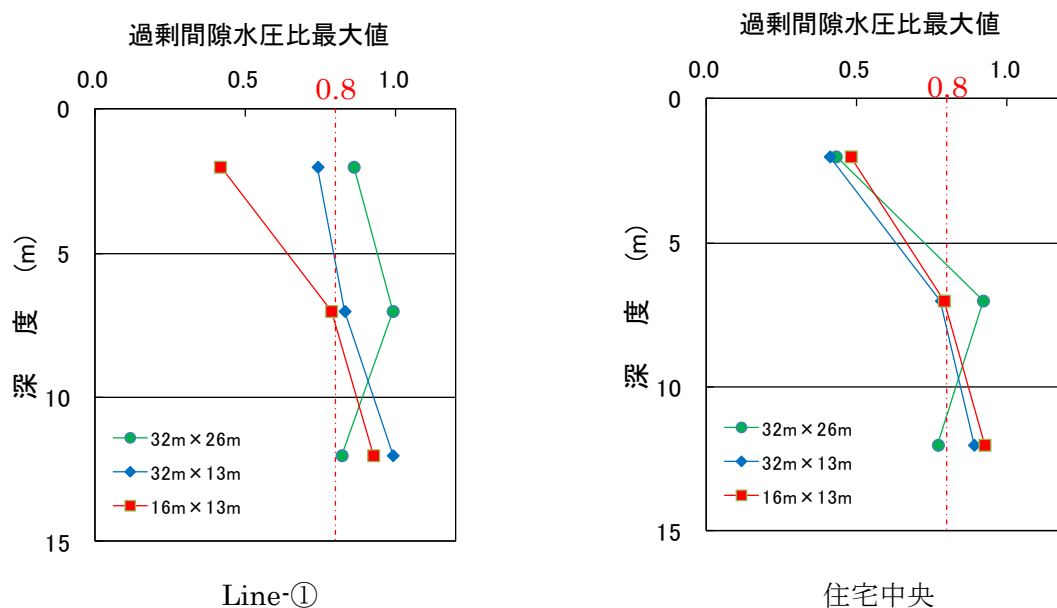


図 5-31 過剰間隙水圧比最大値の深度分布(浦安波)

図 5- 33 に非液状化層厚さと住宅平均沈下量の関係を示す。Line-①と住宅中央の両方を考慮した非液状化層厚さ H1 が大きくなると、住宅平均沈下量も小さくなる傾向があることが、格子状地盤改良で対策を行った場合には言える。

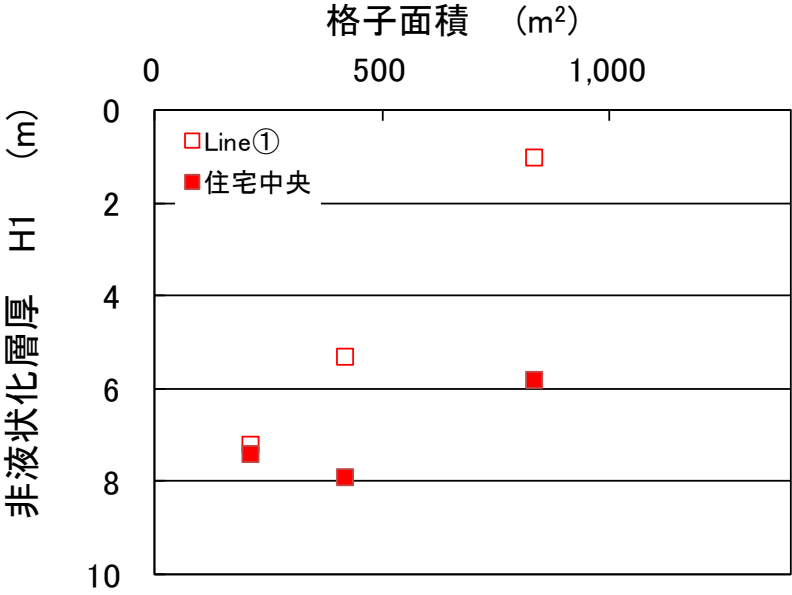


図 5- 32 非液状化層厚さ H1 と格子面積の関係(浦安波)

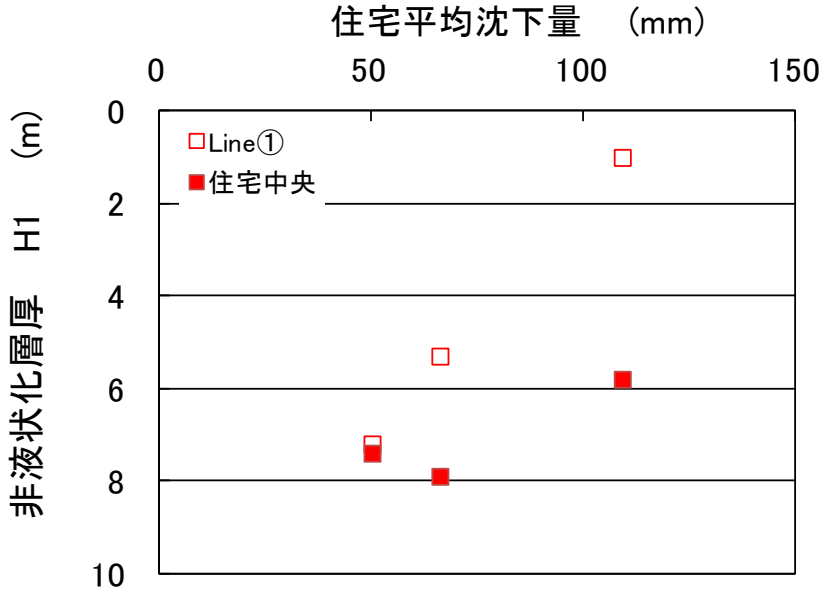


図 5- 33 非液状化層厚さ H1 と住宅平均沈下量の関係(浦安波)

5-5 等価線形解析を用いた住宅沈下量予測の簡易・詳細解析手法

格子状地盤改良の格子間隔を設定するための設計法として、格子間隔 L と液状化層厚さ H の比 L/H が 0.8 以下になるように設計法とは別に、格子状改良地盤の 3 次元形状を擬似 3 次元モデルでモデル化し、解析コード FLUSH を用いた等価線形解析結果から求まる液状化安全率 FL が 1.0 以上になるように格子間隔を決める設計法も用いられてきた。

本節では地盤だけをモデル化した擬似 3 次元モデルで FLUSH を用いた等価線形解析を実施し、解析結果を使って算出した D_{cy} と遠心模型振動実験で得られた住宅沈下量の関係について検討する。

5-5-1 節では、浦安市の「液状化対策実現可能性検討委員会」の検討で用いられたモデル地盤をモデル化した解析モデルを用いて、遠心模型振動実験での入力レベルがほぼ同等となる条件で求まる D_{cy} と、遠心模型振動実験で得られた住宅沈下量との対応について考察している。使用した解析コードは Super FLUSH である。

5-5-2 節では、**5-5-1 節**と同じ地盤条件に対して解析コード MuDIAN を用いた擬似 3 次元解析と 3 次元解析を実施している。そして、解析結果に及ぼす解析コードの違いと解析次元の違いについて考察している。

5-5-3 節では、地盤条件・格子間隔を変えた条件に対する解析結果から、簡易的に格子間隔を算出するために作成された簡易シートを用いた時の、遠心模型振動実験で得られた住宅沈下量との対応について考察している。

5-5-1 擬似 3 次元モデルを用いた詳細解析

浦安市の「液状化対策実現可能性検討委員会」では、東北地方太平洋沖地震での夢の島観測波(図 5-35 参照)を工学的基盤での入力地震動とし、格子間隔を変えたモデル(格子間隔 16m×13m(図 5-35 参照)、32m×26m、無対策)の検討を行なった。格子間隔 32m×26m では、1 格子に道路と 4 宅地が入る。ただし、住宅をモデル化しない条件で解析は行なっている。検討委員会での検討条件とは別に、夢の島観測波の最大振幅を 1.4 倍にした入力地震動の検討も行なった。

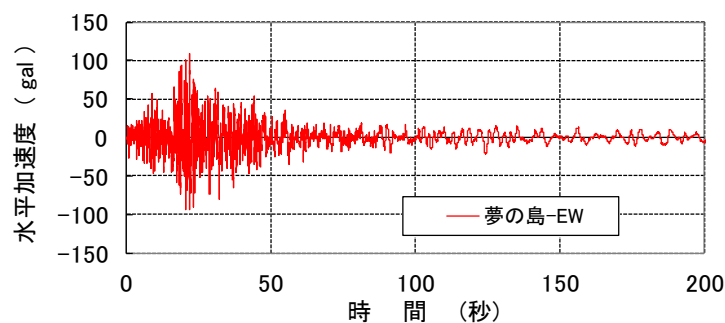


図 5-34 入力に用いた夢の島観測波 EW 成分

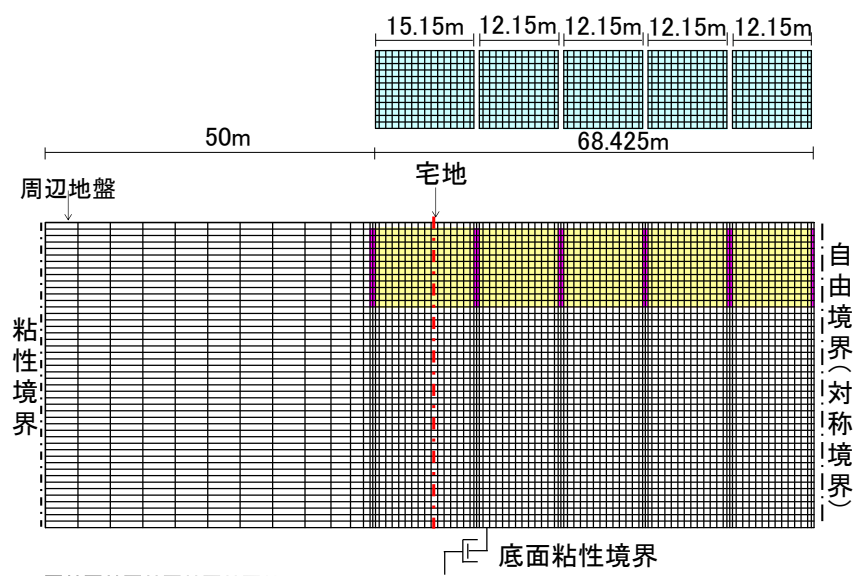


図 5-35 擬似 3 次元解析モデル

(1) 地盤モデルと地盤改良の仕様

ア) 地盤モデル

地盤モデルは浦安市の液状化地点で得られたボーリングデータの平均的な値（図 5-36）とし、解析に用いた地盤定数は表 5-34 の値とした。地下水位は GL-1m である。

イ) 地盤と改良体の非線形特性

地盤の非線形特性は現地土質試験結果から得られたものであり、図 5-37 に示す。また、改良体の非線形特性は日本建築センター指針(日本建築センター 2002c) を参照した。

ウ) 改良深度

地盤改良の改良深さは地下水位以深の GL-1m～13m までとした（非液状化層への根入れ 1m を含む）。

エ) 改良体の初期せん断剛性

改良体の初期せん断剛性 G_0 は設計基準強度 F_c から日本建築センター指針(日本建築センター 2002) に示されている式に基づいて以下のように設定した。

$$F_c = (1 - 1.3 - V_{quf}) q_{uf} \quad (1)$$

V_{quf} : q_{uf} の変動係数であり、施工実績データが乏しい場合は 0.45 とする

q_{uf} : 一軸強度の平均値

よって、

$$q_{uf} = F_c / (1 - 1.3 \times 0.45) = 2.4 F_c$$

文献には、改良体のヤング係数 E_{50} , E_o と一軸強度 q_u の間に次の相関が提案されている。

$$E_{50} = 130 q_u \text{ (砂)} \quad (2)$$

$$E_{50} / E_o = 0.2 \quad (3)$$

また、ヤング係数とせん断剛性の関係は次のとおりである。

$$E_o = 2(1 + \nu) G_o \quad (4)$$

改良体のポアソン比 $\nu = 0.26$ とされている。

$$\text{以上より、} G_o = E_o / 2(1 + \nu) = 5E_{50} / 2(1 + \nu) = 5 \times 130 / 2(1 + 0.5) q_u = 258 q_u$$

$$G_o = 258 \times 2.4 F_c = 619 F_c$$

改良体の F_c を 1.5 N/mm^2 とすれば、 G_o は 930 N/mm^2 となる。

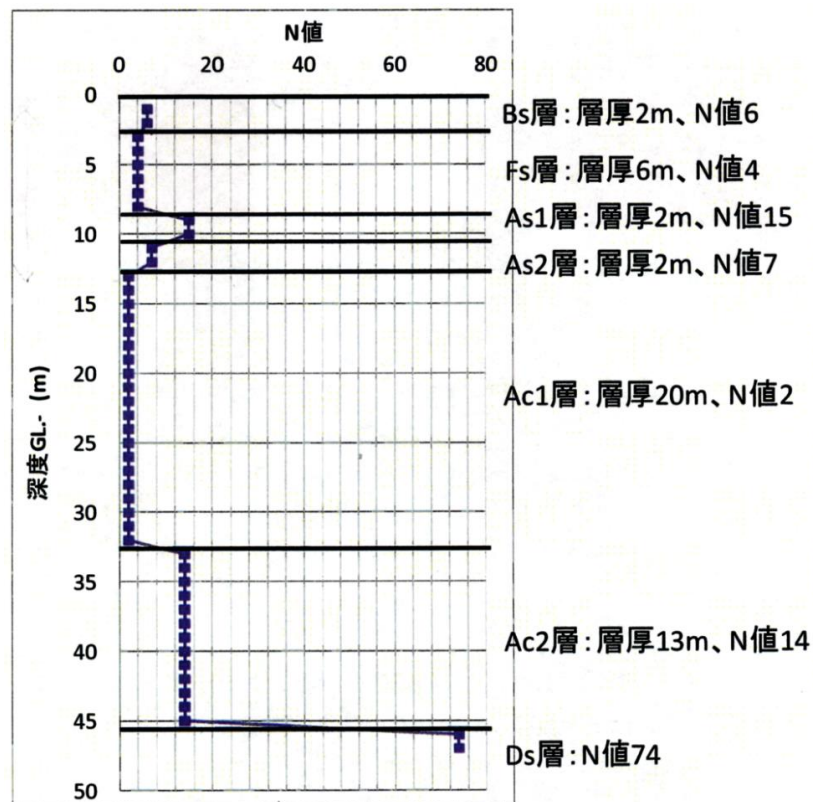
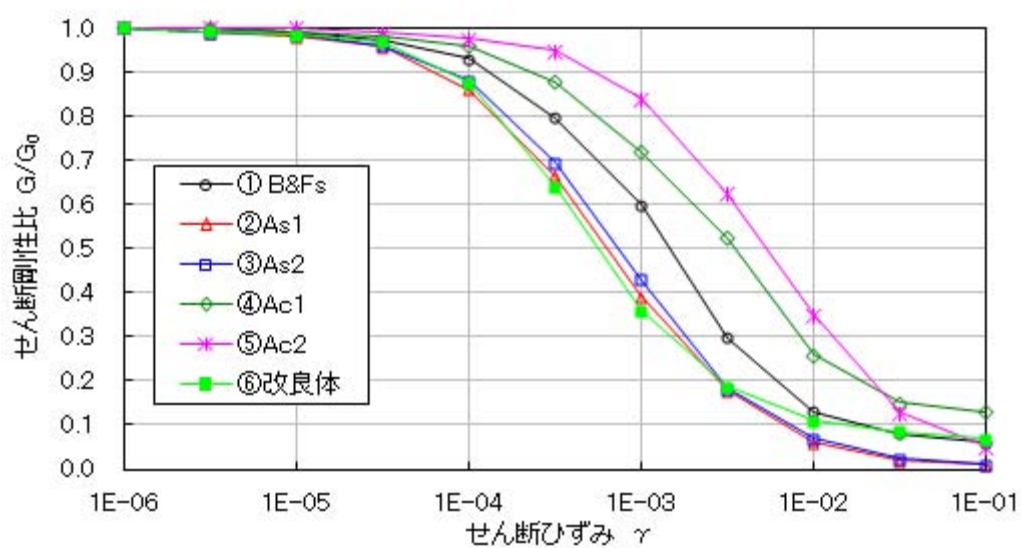


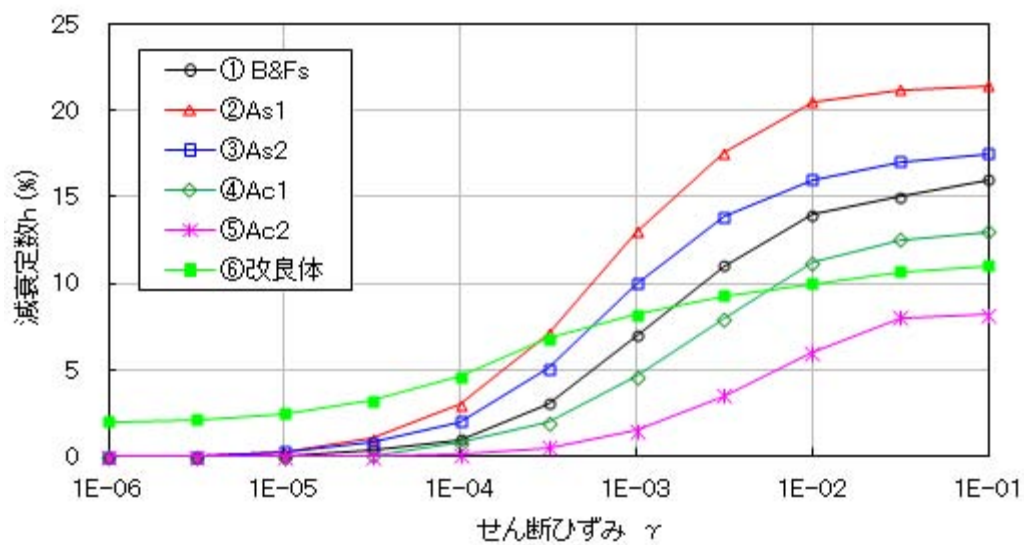
図 5- 36 モデル地盤(地下水位 GL-1m)

表 5- 34 地盤定数一覧

| 土質名 | N値 | 層厚 (m) | 細粒分 含有率 (%) | 密度 (t/m^3) | せん断波速度 (m/s) | 初期せん断剛性 (kN/m^2) | ポアソン比 |
|------------|----|-----------|-------------------|---------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|-------|
| | | | Fc | ρ | Vs | G_0 | ν |
| Bs (乾燥) | 6 | 1 | 18 | 1.80 | 145 | 38,038 | 0.49 |
| Bs (飽和) | 6 | 1 | 18 | 1.80 | 145 | 38,038 | 0.49 |
| Fs | 4 | 6 | 22 | 1.80 | 127 | 29,029 | 0.49 |
| As1 | 15 | 2 | 21.9 | 1.80 | 197 | 70,067 | 0.49 |
| As2 | 7 | 2 | 31 | 1.70 | 153 | 39,813 | 0.49 |
| Ac1 | 2 | 20 | 93.6 | 1.50 | 133 | 26,534 | 0.49 |
| Ac2 | 14 | 15 | 93.6 | 1.50 | 220 | 72,600 | 0.49 |
| Ds (工学的基盤) | 74 | — | 10 | 2.00 | 388 | 301,088 | 0.49 |



(1) $G/G_0 \sim \gamma$



(2) $h \sim \gamma$

図 5-37 地盤と改良体の非線形特性(①～⑤は現地土質試験による)

(2) 2次元 FEM による改良地盤のモデル化

格子状改良地盤による地盤の液状化防止効果は、周辺地盤（未改良地盤）も含めた 2 次元等価線形解析を実施して、格子内地盤の液状化に対する安全率である FL 値の分布を調べることで確認した。解析プログラムには Super FLUSH（等価線形解析）を用い、改良地盤と未改良地盤をそれぞれモデル化した（図 5- 38 参照）。FLUSH での解析では奥行き方向が単位長さ（1m）として行うため、格子状改良による改良壁を平行壁（紙面平行方向）と直交壁（紙面直交方向）に分けた。直交壁は奥行き方向に連続しているものとして改良体の材料定数を与えるが、平行壁は奥行き方向の格子間隔毎に壁が 1 枚となるように密度およびせん断剛性を換算した。さらに未改良地盤と平行壁を 2 重要要素とし、平行壁は未改良地盤と節点を共有せず、左右端で直交壁と節点を共有させることで格子状改良の拘束効果を模擬した。

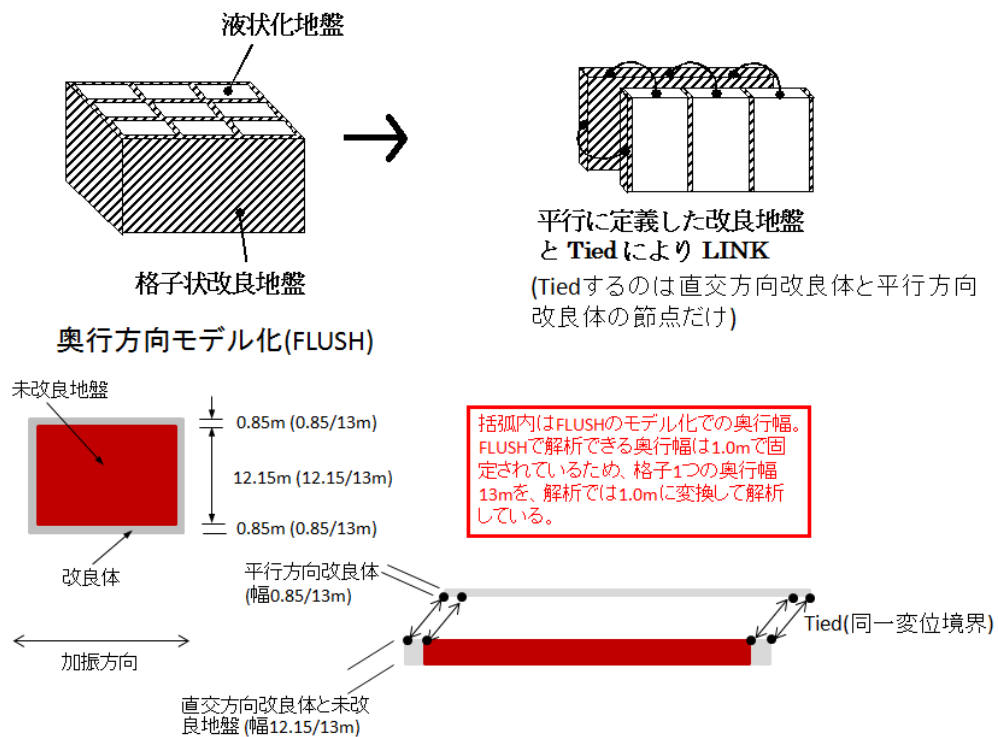


図 5- 38 格子状改良地盤のモデル化

(3) 解析結果に基づく液状化判定

工学的基盤から地震動を入力して FEM モデル全体の地震応答解析を行い、地盤の最大せん断応力 τ_{xy} を求め、その値を用いて液状化判定を行った。検討手順を以下に示す。

地震応答解析結果から、検討位置における最大せん断応力 τ_{xy} の深度分布を求める。なお、地盤のせん断応力評価において、地震応答解析で得られる最大せん断応力 τ_{xy} を液状化判定の外力として用いる等価なせん断応力 τ_{eff} に換算する際の補正係数は地震のマグニチュード (M) を考慮して、次式を用いた。

$$\gamma_n = 0.1(M-1) \quad (5)$$

したがって、M=9.0 に対しては $\gamma_n=0.8$ となる。

以上より、等価なせん断応力比は次式で表される。

$$\tau_{eff}/\sigma'_z = \gamma_n \times \tau_{xy}/\sigma'_z \quad (6)$$

ここに、 σ'_z は検討深さにおける有効応力である。

一方、液状化強度については、格子状改良を実施しても格子内地盤の液状化強度は変化しないものとし、建築基礎構造設計指針(日本建築学会 2001)に基づいて N 値から算定した。

液状化強度比は τ/σ'_z と表されるので、液状化に対する安全率 FL は下記の式で求められる。

$$FL = (\tau/\sigma'_z) / (\tau_{eff}/\sigma'_z) \quad (7)$$

(4) 検討結果

図 5・39 は無対策の宅地位置での水平応答加速度の最大値と、FL 値の深度分布である。

地表面最大加速度は、夢の島観測波 1.0 倍入力に対して 143gal，夢の島観測波 1.4 倍入力に対して 191gal で、いずれの入力に対してもほぼ全深度で $FL < 1$ であった。

図 5・40 に格子間隔 16m×16m と格子間隔 32m×26m のモデルに対する FL 値の深度分布を示す。格子間隔 16m×16m では、夢の島観測波 1.0 倍入力に対して $FL \geq 1$ を満足でき、夢の島観測波 1.4 倍入力でも $FL < 1$ となる深度は部分的であった。格子間隔 32m×26m の FL 値分布の傾向は、無対策と大きな差はなかった。

図 5・41 では K-NET 浦安観測波の加速度応答スペクトルと、解析結果・実験結果の加速度応答スペクトルを比較している。解析結果は格子間隔 16m×16m のモデルで夢の島観測波 1.4 倍入力に対して、格子状地盤改良下端(GL-12m)での水平応答加速度から求めた値である。実験結果は Case-6 の振動台で計測した水平応答加速度から求めた値である。解析結果と実験結果の加速動応答スペクトルは、周期 0.5 秒～1.0 秒の間で良く対応している。夢の島観測波 1.4 倍入力の解析での地表面加速度 187gal から、実験は M=9.0、液状化していない地点の地表面加速度約 200gal 相当の地震に対する実験であったと言える。

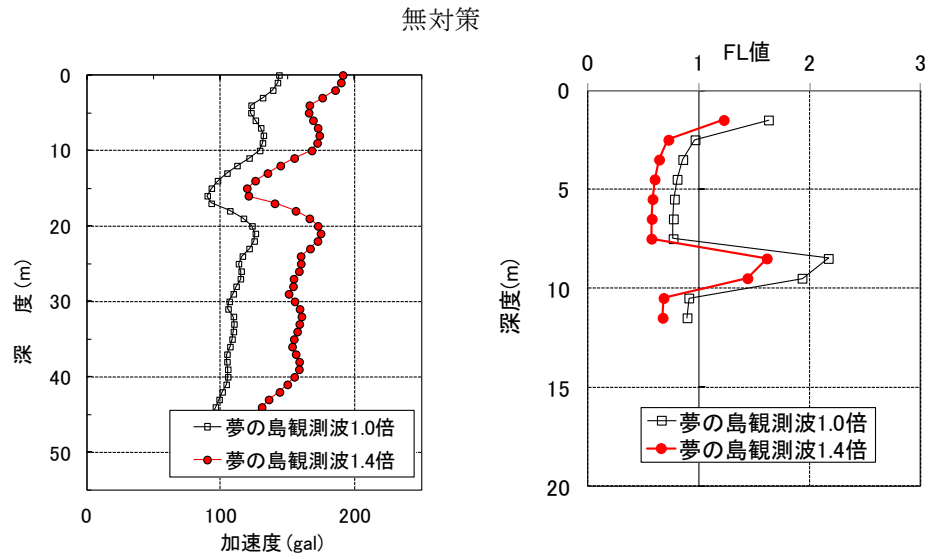


図 5-39 水平応答加速度と FL 値の深度分布

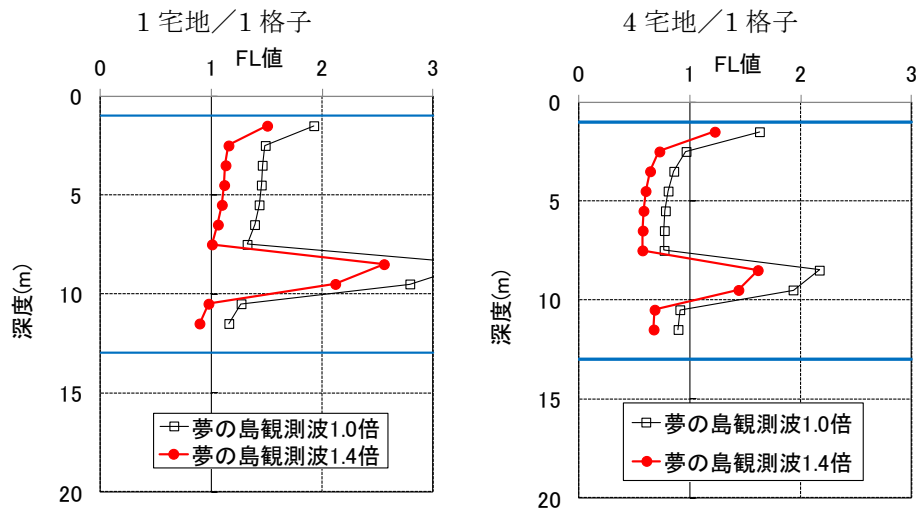


図 5-40 FL 値の深度分布(左:格子間隔 16m×16m, 右:格子間隔 32m×26m)

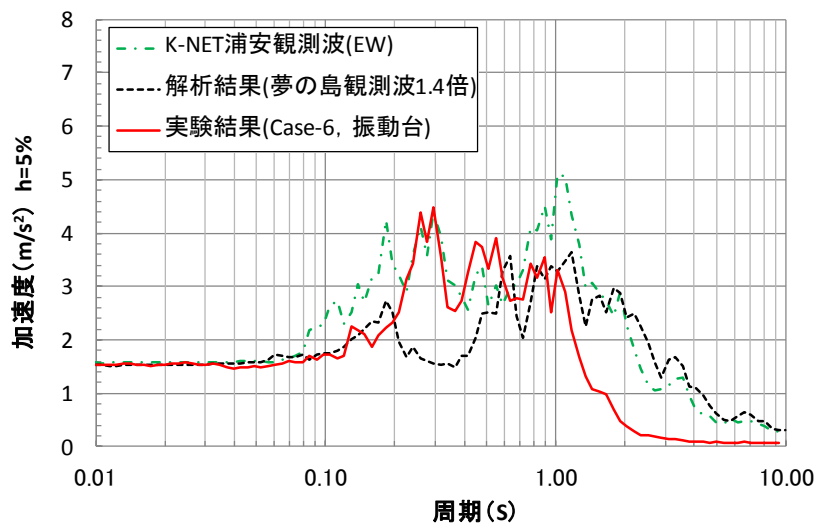


図 5-41 加速度応答スペクトルの比較

図 5- 42 中の D_{ey} の定義は建築基礎構造設計指針(日本建築学会 2001)に示されている。 $FL < 1$ となる深度での繰返しせん断ひずみ γ_{ey} から求めた変位を累積して、地表での最大変位を求めた値が D_{ey} で、沈下量を求める場合は、 γ_{ey} を体積ひずみ ε_v にそのまま読み換える。 D_{ey} と液状化の程度の関係は、 $D_{ey} \leq 5\text{cm}$ で軽微、 $5\text{cm} < D_{ey} \leq 10\text{cm}$ で小、 $10\text{cm} < D_{ey} \leq 20\text{cm}$ で中となっている。図中の D_{ey} は、夢の島観測波 1.4 倍入力に対する等価線形解析で得られた、格子内地盤のせん断応力の応答値と FL 値から算出した値である。実験結果と D_{ey} の対応は非常に良く、擬似 3 次元モデルを用いた等価線形解析による格子状地盤改良の設計法を用いて、住宅の沈下量を照査できることが確認できた。ただし、格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ の D_{ey} は実験結果に比べて小さかった。格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ では、部分的な液状化しか発生しておらず(図 5- 30 参照)，その点は等価線形解析結果(図 5- 40 参照)と対応している。しかし、 D_{ey} の定義より $FL \geq 1$ では沈下量を計算しないので、液状化している深度が部分的な場合、少しの条件変化で液状化するかしないかの判定が変わるため、実験結果と D_{ey} の差が大きくなったと考える。

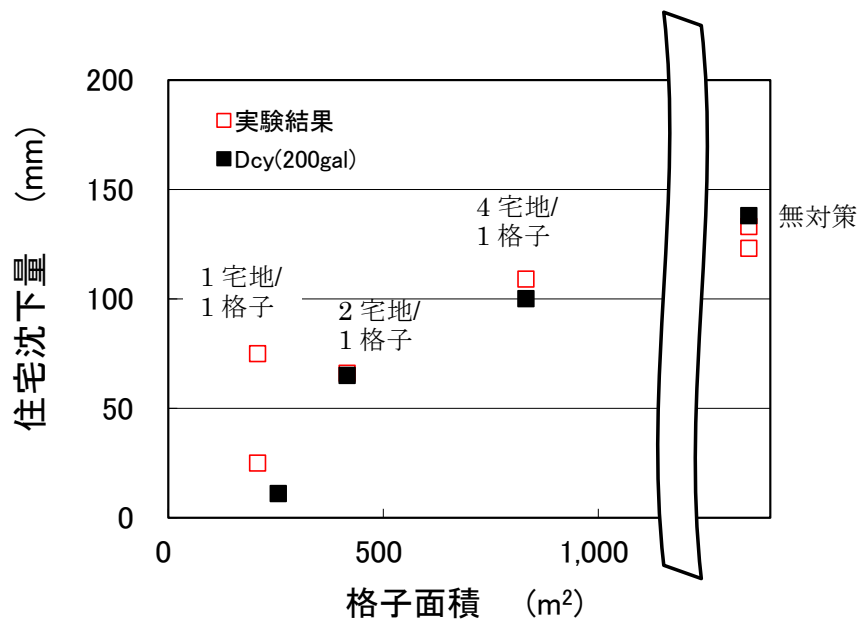


図 5- 42 格子面積と住宅沈下量の関係

最後に改良体の安定性の検討結果を示す。地震時応力に対して格子状地盤改良に発生する最大せん断応力が許容値（許容せん断応力度）以内かどうかを確認している。

改良体のせん断強度は日本建築センター指針(日本建築センター 2002b)より

$f_{\tau} = \min(0.3F_c + \sigma_n \tan \phi, 0.5F_c)$ であるが、 $\sigma_n \tan \phi$ の項を無視して $f_{\tau} = 0.3F_c$ とすると

$f_c = 1.5 \text{ N/mm}^2$ では $f_{\tau} = 450 \text{ kN/m}^2$

夢の島観測波入力に対する解析結果より、改良体平行壁に生じる最大せん断応力と安全率は以下の通りである。

①1 宅地 1 格子(格子間隔 16m×13m)

最大せん断応力：206.61 kN/m²

安全率 $F_s = 450 / 206.61 = 2.2 > 1.5$ （短期）

②4 宅地 1 格子(格子間隔 32m×26m)

最大せん断応力：184.73 kN/m²

安全率 $F_s = 450 / 184.73 = 2.4 > 1.5$ （短期）

5-5-2 解析コードと解析次元の影響

5-5-1 節の解析には解析コード Super FLUSH が用いられている。同じ地盤条件と入力地震波を用いて、解析コード MuDIAN による等価線形解析を、擬似 3 次元モデルと 3 次元モデルに対して実施することで、解析コードと解析次元の違いが解析結果に及ぼす影響について考察した。

Super FLUSH は周波数領域で等価線形解析を行っているため、全ての周波数に対して図 5-37 に示す $\gamma \sim h$ 曲線から決まる減衰を用いている。これに対して MuDIAN では時刻歴解析での等価線形解析を実施している。Rayleigh 減衰を用いており、減衰の指定は図 5-43 のようになる。指定した 2 つの周波数 $f_1 \sim f_2$ の幅に対して、図 5-37 に示す減衰がひずみレベルに応じて適用される。

図 5-44 に MuDIAN の等価線形解析で用いた擬似 3 次元モデルを示す。底面は粘性境界、側面は繰返し境界とした。地盤定数と非線形特性は、Super FLUSH と同じ表 5-34 に示す値と、図 5-37 に示す $G/G_0 \sim \gamma$ と $h \sim \gamma$ を用いた。Rayleigh 減衰を指定する周波数は 0.85Hz と 1.51Hz とした。改良体のせん断剛性は 930(N/mm²)を標準値とした。

図 5-45 に MuDIAN の等価線形解析で用いた 3 次元モデルを示す。加振平行方向側面は鉛直ローラー、加振直交方向側面は繰返し境界、底面は粘性境界とした。用いた地盤定数と非線形特性は、擬似 3 次元モデルと同じである。

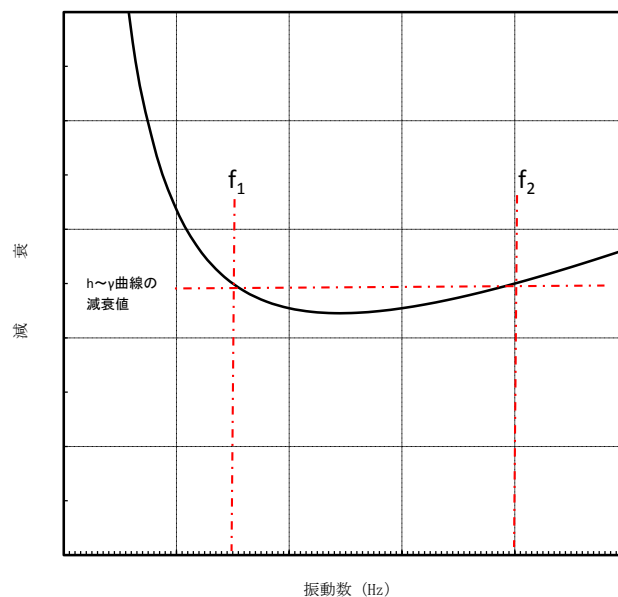


図 5-43 MuDIAN の等価線形解析で用いている減衰

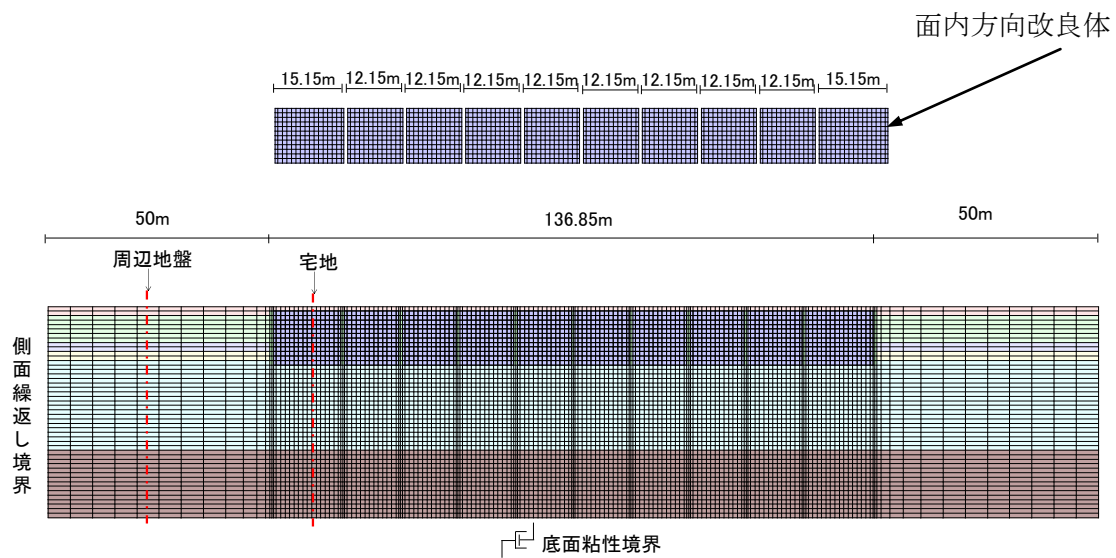


図 5-44 MuDIAN の等価線形解析での擬似 3 次元モデル

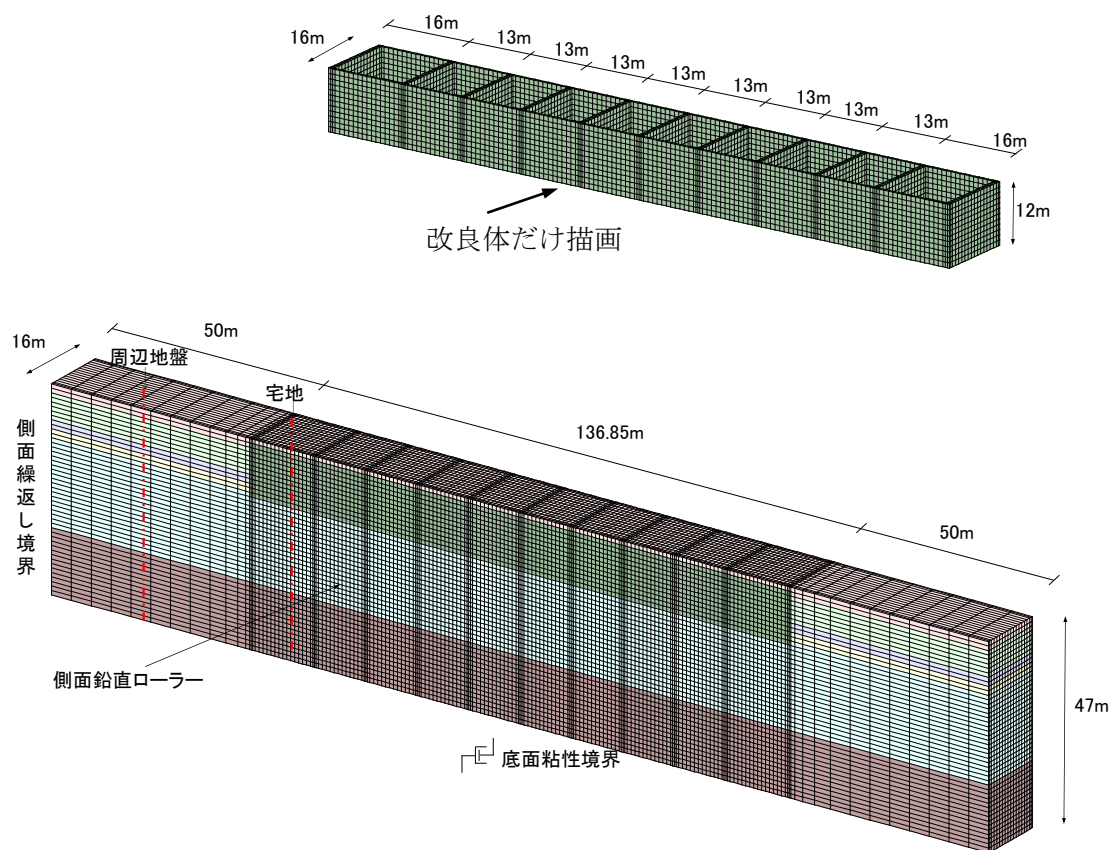


図 5-45 MuDIAN の等価線形解析での 3 次元解析モデル

(1) 解析コードの違いに対する考察

夢の島観測波 1.4 倍振幅の入力条件に対して、Super FLUSH と MuDIAN の擬似 3 次元解析結果について比較する。図 5-46 では、周辺地盤の水平応答加速度最大値と FL 値の深度分布を比較している。水平応答加速度・FL 値とも全体的な対応は良いが、深度の浅い部分で少し差が生じている。これは Super FLUSH の側面境界が粘性境界に対して、MuDIAN では繰返し境界にしており、側面境界条件の差が影響していると考えられる。図 5-47 では同様に、格子間隔 16m×16m の格子内地盤での水平応答加速度と FL 値を比較している。全体的には良く対応しているが、深度の浅い部分で少し差が生じている傾向は周辺地盤と同じであった。側面境界条件の差が影響していると考えられる。

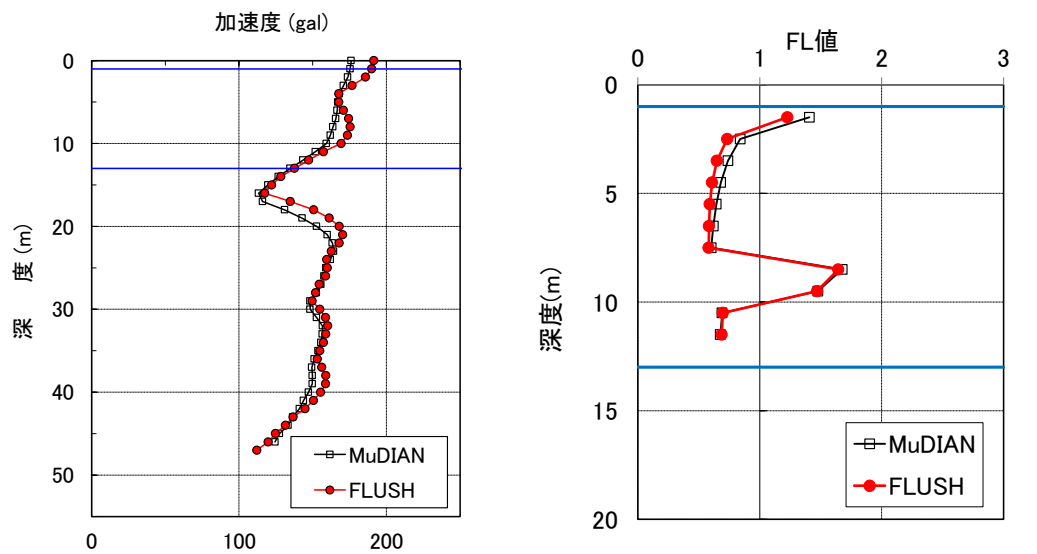


図 5-46 水平応答加速度最大値と FL 値の深度分布(周辺地盤)

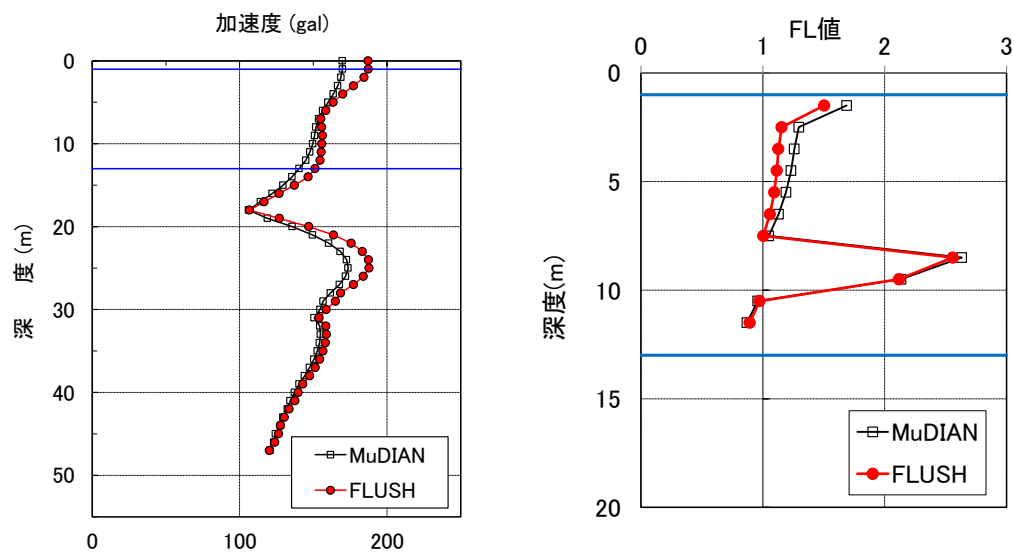


図 5-47 水平応答加速度最大値と FL 値の深度分布(格子間隔 16m×16m の宅地)

図 5-48 に Super FLUSH の擬似 3 次元解析結果と MuDIAN の擬似 3 次元解析結果それぞれから求めた D_{ey} の比較を示す。両解析コードで得られた D_{ey} はほぼ同じ値であるので、Super FLUSH と MuDIAN の擬似 3 次元モデルでの等価線形解析結果はほぼ等価であると言える。

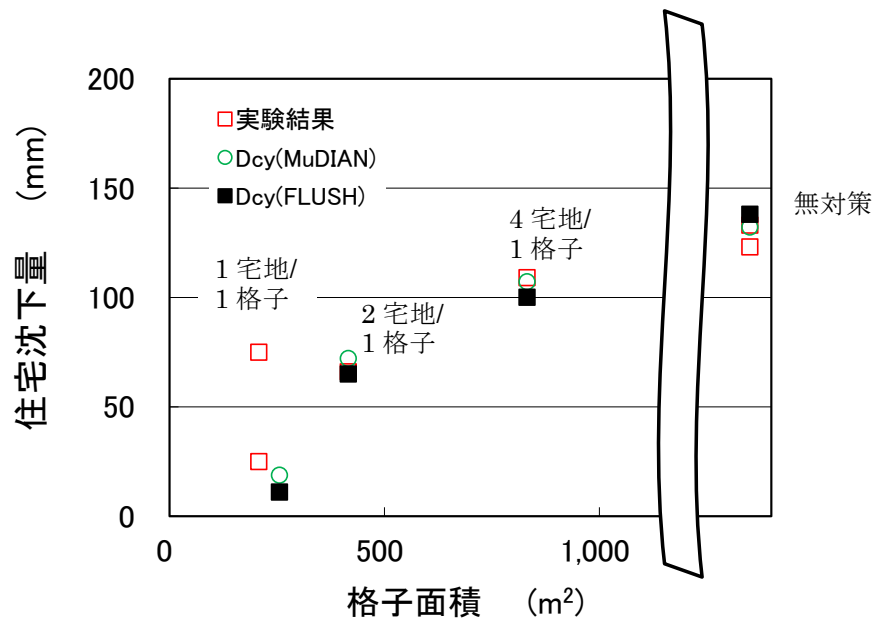


図 5-48 Super FLUSH と MuDIAN で求めた D_{ey} の比較

(2) 解析次元の違いに対する考察

MuDIANによる等価線形解析を擬似3次元モデル(図5-44参照)と3次元モデル(図5-45参照)で行い、解析次元が解析結果に及ぼす影響について考察する。比較は夢の島観測波の最大振幅1.4倍の入力地震波に対して行った。3次元解析モデルで用いている地盤定数と非線形特性は、擬似3次元モデルの解析で用いているものと同じである。

図5-49では周辺地盤での水平応答加速度最大値とFL値の深度分布を、擬似3次元モデルの結果と3次元モデルの結果の間で比較している。両者はほぼ一致していることから、周辺地盤の解析結果に解析次元の差の影響は見られなかった。

図5-50では格子間隔16m×16mの格子内地盤での水平応答加速度最大値とFL値の深度分布を同様に比較している。水平応答加速度については深度の浅い部分で、擬似3次元

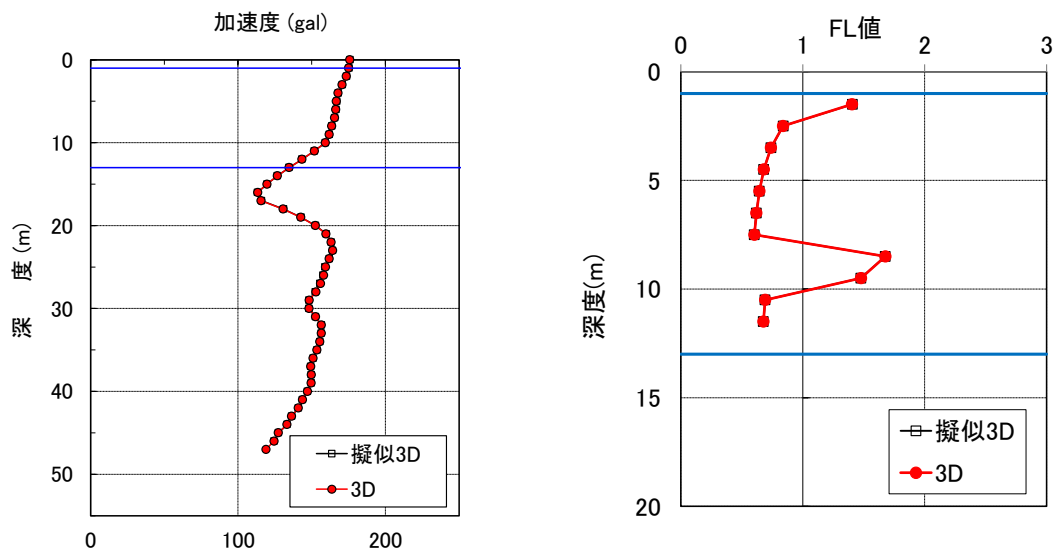


図 5-49 水平応答加速度最大値とFL 値の深度分布(周辺地盤)

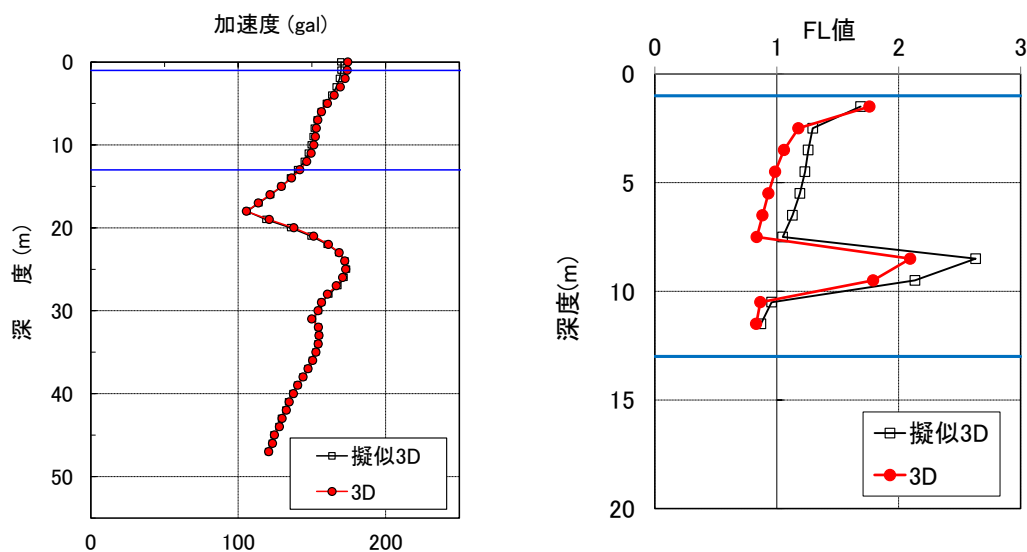


図 5-50 水平応答加速度最大値とFL 値の深度分布(格子間隔 16m×16m の宅地)

の解析結果と3次元の解析結果に差が生じている。FL値の深度分布では差が明瞭に見られ、擬似3次元の解析結果から算出したFL値に比べて、3次元の解析結果から算出したFL値は小さくなっている。

図5-51に示すのは、面内方向改良体中央位置と格子内地盤中央で発生するせん断応力最大値の深度分布を、擬似3次元モデルと3次元モデルで得られた結果の間で比較している。地表面から10m以浅の面内方向改良体に発生するせん断応力は、3次元モデルの解析結果に比べて擬似3次元モデルの解析結果の方が大きくなっている。そのため、格子内地盤中央に発生するせん断応力の最大値は、3次元モデルの解析結果の方が全体的に大きくなっている。このように3次元解析での格子内地盤中央で発生するせん断応力が大きくなっているために、3次元解析結果から求めたFL値の深度分布は、擬似3次元解析結果から求めたFL値に比べて小さくなる傾向にある。

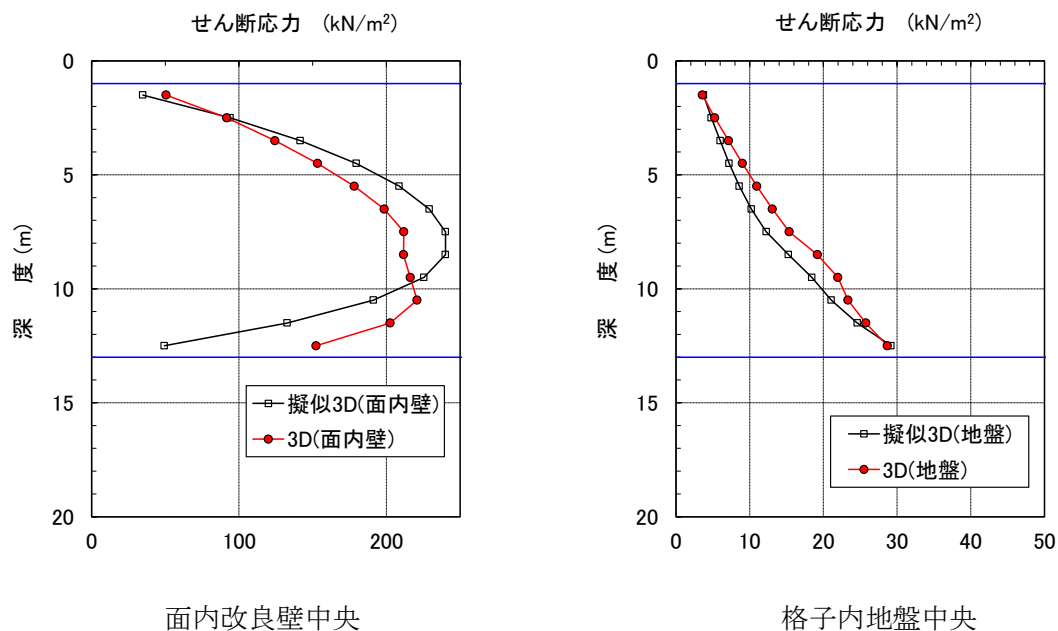


図 5-51 面内改良壁と格子内地盤に発生するせん断応力最大値の深度分布

図 5- 52 に最大せん断応力の最大値コンター図を示す。3 次元モデルに比べて擬似 3 次元モデルの最大せん断応力最大値の方が大きくなる傾向にあるのが分かる。

格子内地盤に発生するせん断応力最大値に解析次元の違いが表れているため、擬似 3 次元モデルで得られた格子間隔 $16\text{m} \times 16\text{m}$ の格子内地盤中央地表面での D_{cy} が 18mm に対して、3 次元モデルで得られた格子間隔 $16\text{m} \times 16\text{m}$ の格子内地盤中央地表面での D_{cy} は 62mm という差につながっている。

図 5- 53 に改良体に発生する最小主応力の最小値コンターを示す。最小主応力が -300kN/m^2 よりも小さくなるのは、液状化している周辺地盤に接する格子コーナー部の深度の深い部分に限られている。また、擬似 3 次元モデルでは改良体に発生する曲げによる引張り応力を照査することができない。

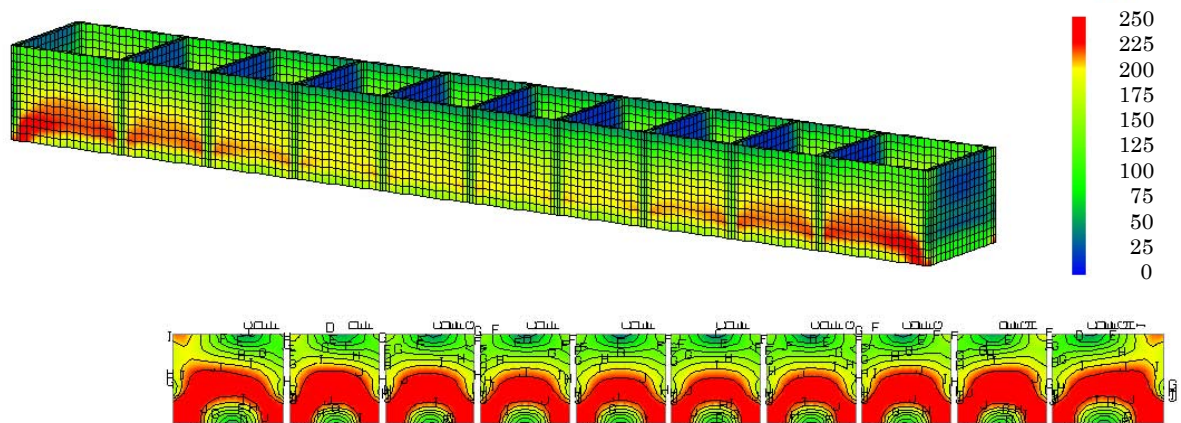


図 5- 52 最大せん断応力の最大値コンター
(単位: kN/m^2 , 上:3 次元モデル, 下:擬似 3 次元モデル)

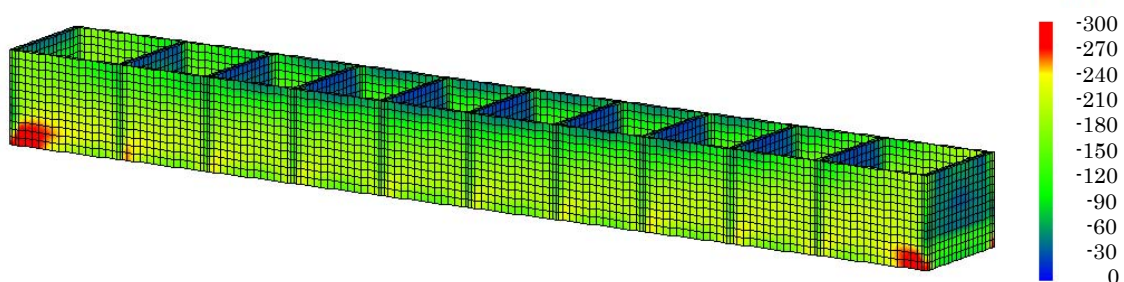


図 5- 53 改良体に発生する最小主応力の最小値コンター(単位: kN/m^2 , 引張りがマイナス)

(3) 等価な D_{cy} を得るための改良体剛性

格子状地盤改良のモデル化を擬似 3 次元モデルで行ったシミュレーション解析で、面内方向改良体のせん断剛性を低下させると実験結果との対応が良くなることが報告されている(高橋他 2012, 吉田他 2013)。そこで表 5- 35 に示す 4 種類の改良体せん断剛性を用いて、擬似 3 次元モデルでの解析を行った。

図 5- 54 に改良体のせん断剛性を変えた 4 ケースの擬似 3 次元解析で得られた FL 値深度分布と、3 次元解析で得られた FL 値深度分布の比較を示す。FL 値は液状化する周辺地盤に接している格子間隔 $16\text{m} \times 16\text{m}$ の格子内地盤中央の値を用いている。改良体せん断剛性を標準値の 70%(651N/mm^2)に落とした条件では、擬似 3 次元モデルを用いて算出した FL 値と 3 次元モデルを用いて算出した FL 値がほぼ等価になった。

表 5- 35 擬似 3 次元モデルの解析で用いたせん断剛性の一覧

| 改良体剛性 | 擬似3次元モデルで用いた改良体のせん断剛性 (N/mm^2) |
|-------------------|---|
| 100%(3 次元モデルと同じ) | 930 |
| 3次元モデルの80% | 744 |
| 3次元モデルの70% | 651 |
| 3次元モデルの50% | 465 |

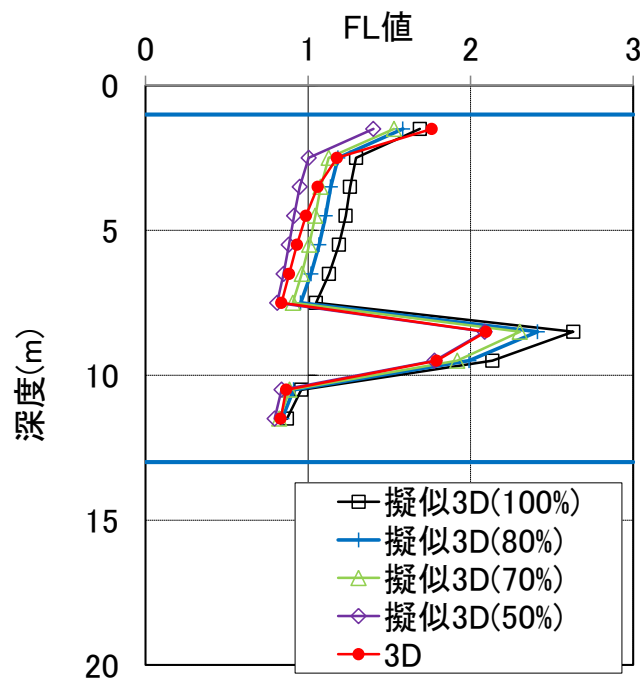


図 5- 54 改良体のせん断剛性と FL 値深度分布の関係

図 5- 55 では改良体のせん断剛性を変えた 4 ケースの擬似 3 次元解析で得られた D_{cy} と、遠心模型振動実験で得られた住宅沈下量を比較している。遠心模型振動実験で得られた住宅沈下量との比較でも、改良体せん断剛性を標準値の 70%(651N/mm²)に落とした条件での対応が良かった。

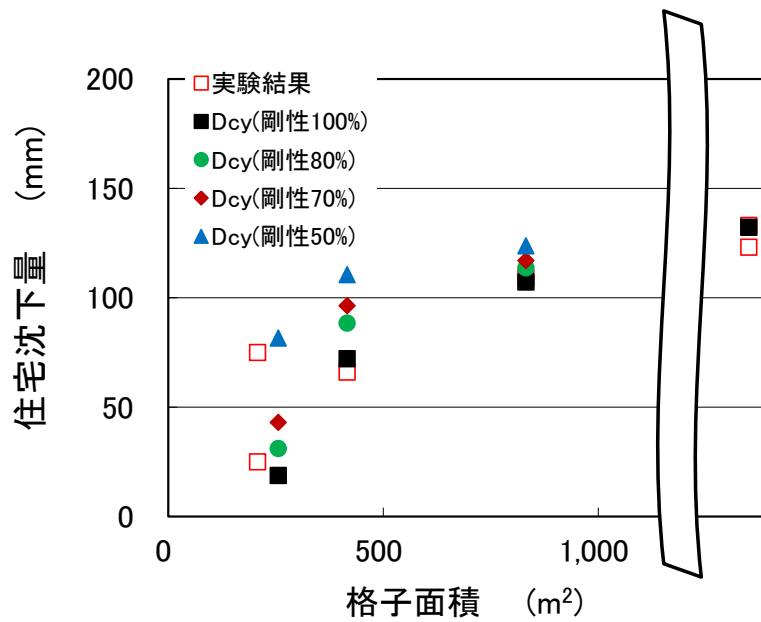


図 5- 55 改良体剛性と D_{cy} の関係

5-5-3 簡易評価シート

(1) 簡易評価シートの作成手順

格子状地中壁工法はセメント系固化材などで地盤を平面的に格子状に改良し、地中壁による地盤の変形抑制によって液状化を抑止する工法である。格子状地中壁工法の一般的な設計法は次の通りである。①地中壁の仕様（格子間隔、深さ、改良強度、壁厚など）を仮定，②地中壁による地盤の拘束効果を表現可能な FEM モデルを用いて未改良地盤部も含めた地盤モデルを作成，③所定の地震動に対して地震応答解析を実施，④格子内地盤(未改良地盤)の液状化可能性を確認。⑤発生応力に対する改良体の健全性の確認。従って，地盤に関する専門知識がないと格子状地中壁工法の設計は難しい。そこで，これらの解析をあらかじめ実施して，検討結果をわかりやすく表示することで，専門技術者でなくても格子状地中壁工法の概略検討が可能な簡易評価シートを作成することとした。

簡易評価シートの作成手順を図 5-56 に示す。道路・宅地地盤と格子状地中壁をモデル化した 2 次元 FEM モデルによる地震応答解析(等価線形)を様々な条件に対して実施した。解析結果を FL 値と地表変位量 Dcy 値で表すことにより，各条件に対する対策効果を 1 枚のシートに表示することとした。なお，FL 値，Dcy 値は建築基礎構造設計指針(日本建築学会 2001)（以下，基礎指針と略す）の考え方に基づいて算定する。

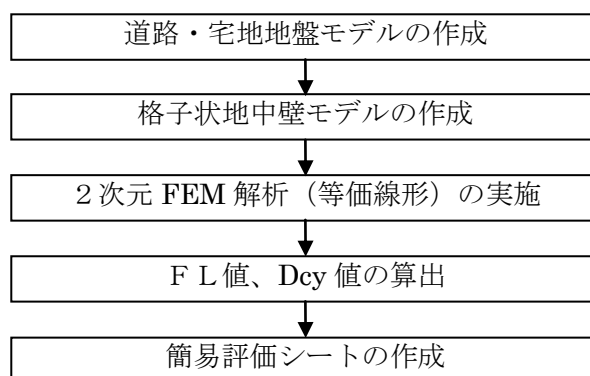


図 5-56 簡易評価シートの作成フロー

(2) 道路・宅地地盤モデルの作成

表 5- 36 に地盤モデルの地層構成，表 5- 37 に液状化層(砂)の地盤条件を示す。液状化層のパラメータについては N 値を 4 通り，層厚を 4 通り，細粒分含有率 Fc を 4 通り，地下水位を 2 通りとした。地盤モデルは液状化層の下部に層厚 20m の粘土層(S 波速度，Vs=200m/s)と砂層(Vs=250m/s，非液状化層)を設け，工学的基盤は Vs=400m/s とした。液状化層の Vs は今井の提案式(Imai 1977)の沖積砂質土の式に基づいて N 値より算定した。工学的基盤より上の 3 つの地層については，地盤の非線形性を考慮した。土の非線形特性については(日本建築学会 2006)，改良体の非線形特性については(日本建築センター 2002c)を参照した。

表 5- 36 地盤モデルの基本ケース

| | 液状化層厚 | | | |
|---------|-----------|-----------|-----------|---------|
| 下端深度(m) | 5m | 10m | 15m | 20m |
| 5 | 砂 | 砂 | 砂 | 砂 |
| 10 | 粘土(200) | | | |
| 15 | | | | |
| 20 | | | | |
| 25 | | 粘土(200) | 粘土(200) | 粘土(200) |
| 30 | | | | |
| 35 | 砂(250) | 砂(250) | 砂(250) | |
| 40 | | | | |
| 45 | | | | |
| 50 | 工学基盤(400) | 工学基盤(400) | 工学基盤(400) | |
| 55 | | | | |
| 60 | | | | |
| | | | | |

()内は Vs 値(m/s)

表 5- 37 液状化層(砂)の地盤条件

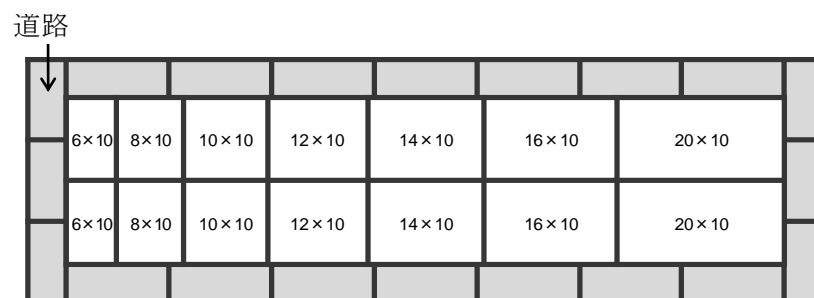
| 地盤条件 | 検討ケース |
|------------|--------------------|
| 層厚(m) | 5, 10, 15, 20 |
| N 値 | 3, 5, 10, 15 |
| 細粒分含有率(%) | 0, 10, 20, 30 |
| 地下水位(m) | -1, -2 |
| S 波速度(m/s) | 120, 140, 170, 200 |

(3) 格子状地中壁(改良体)モデルの作成

表 5-38 に格子状地中壁の検討パターンを示す。また、図 5-57 に解析対象とした改良体の平面モデル例を示す。敷地のサイズとして幅 6~20m、奥行き 10,15m とする 1 住戸/1 格子となるパターンおよび幅 10~40m で奥行き 30m とする 4 住戸/1 格子を前提とした改良パターンを組み合わせることで 1 街区を形成した。街区周囲には幅 6m の道路があり、道路の両側にも地中壁を設けた。格子状地中壁の仕様は機械式攪拌工法での実績に基づき、強度は 1.5N/mm^2 を標準として 4 通りとした。また、壁厚は $\phi 1000\text{mm}$ で 200mm ラップの施工を行った場合の有効幅である 850mm とした。

表 5-38 住宅敷地(格子形状)と地中壁強度の検討ケース

| 敷地の奥行き | 敷地の幅 |
|--------------------------------|----------------------------|
| 10 m | 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20 m |
| 15 m | 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20 m |
| 30 m | 15, 20, 30, 40 m |
| 地中壁の強度 (N/mm^2) | 0.75, 1.0, 1.5, 3.0 |
| 地中壁の剛性 $G_0(\text{N/mm}^2)$ | 460, 620, 930, 1860 |



数字は宅地の大きさ (m)

図 5-57 改良体の平面モデル

(4) 等価線形解析(2次元FEM)の実施

格子状地中壁による地盤の液状化抑制効果は周辺地盤(無対策地盤)も含めた2次元有限要素解析を実施して、格子内地盤のFL値の分布を調べることで確認した。解析プログラムにはSuper-FLUSH(等価線形解析)を用いた。解析モデル例を図5-58に示す。2次元解析で地中壁による拘束効果を表現するため、改良壁を平行壁(紙面平行方向)と直交壁(紙面直交方向)に分ける。直交壁は奥行き方向に連続しているものとして改良体の材料定数を与えるが、平行壁は奥行き方向の格子間隔ごとに壁が1枚となるように密度およびせん断剛性を換算する。さらに、無対策地盤と平行壁を2重要素とし、平行壁は無対策地盤と節点を共有せず、左右端で直交壁と節点を共有することで地中壁による拘束効果を模擬した。なお、改良体の初期せん断剛性 G_0 は設定した強度から(日本建築センター 2002a)に基づいて算定した(表5-38参照)。

入力地震動は検討委員会で採用した地震動(図5-59参照)を用いて、地表面最大加速度で 200cm/s^2 および 350cm/s^2 を目標とした。オリジナル波形に対して地震波aは1.4倍、地震波bは1.0倍とし、地盤モデルごとと同じ振幅の波を用いた。

解析結果から地中壁に囲まれた地盤中央部での最大せん断応力 τ_{\max} を求め、その値から算定される等価な地震時せん断応力比と液状化強度を比較することでFL値を算定した。地盤のせん断応力評価では地震のマグニチュード M を考慮し、等価なせん断応力 τ_{eff} に換算する際の補正係数は $\gamma_n=0.1(M-1)$ とした。砂層の液状化強度は基礎指針に従って、 N 値と細粒分含有率から算定した。なお、FL値が1.0未満となった地層については、指針の方法により D_{cy} 値を算定した。

また、改良体に発生するせん断応力を解析結果から求め、設定した設計基準強度との比較から改良体の健全性をチェックした。改良体のせん断体力に対して地震波aについては2/3、地震波bについては3/3の安全率とした。

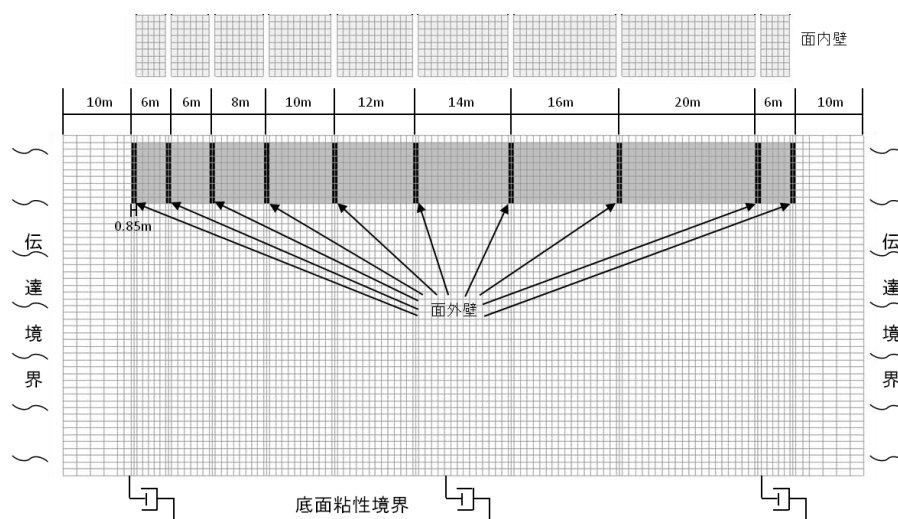
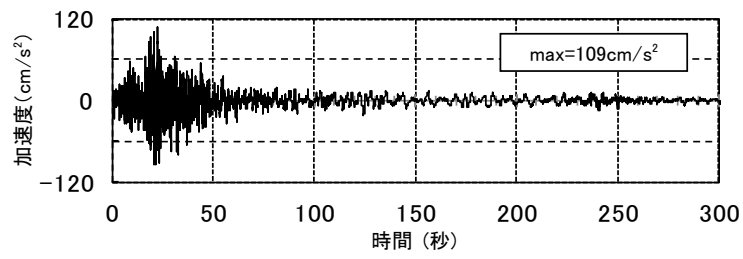
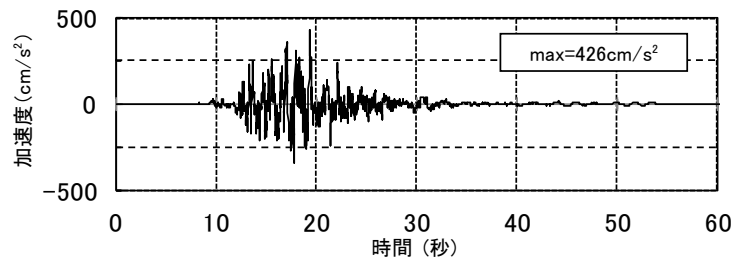


図 5-58 2次元FEMによる格子状改良のモデル図(液状化層厚10m)



(a) 夢の島観測波 M=9.0 (地震波 a)



(b) 東京湾北部地震波 M=7.3 (地震波 b)

図 5-59 検討に用いた地震波

(5) 簡易評価シートの作成

解析結果に基づき、各ケースについて深さ方向 0.5m ごとに FL 値を算定し、その深度分布を図表として表示するエクセルシートを図 5-60 のようにまとめた。表示される FL 値のパターンは 18432 通りである。また、地震波 a および b に対する無対策と対策後の D_{cy} 値を算定しシートに表示した。ユーザーは地盤及び地中壁の条件をメニューから選択することによって、表示される FL 値や D_{cy} 値から格子状地中壁工法の適用の可否を判断できる。なお、設定した条件に対して地中壁の発生応力が設定した安全率を超える場合は、画面に「検討対象外」であることが表示されるようにした。ただし、本シートは概略検討用であり、詳細な検討を行うためには対象となる地盤条件に応じた地震応答解析を別途に行う必要がある。

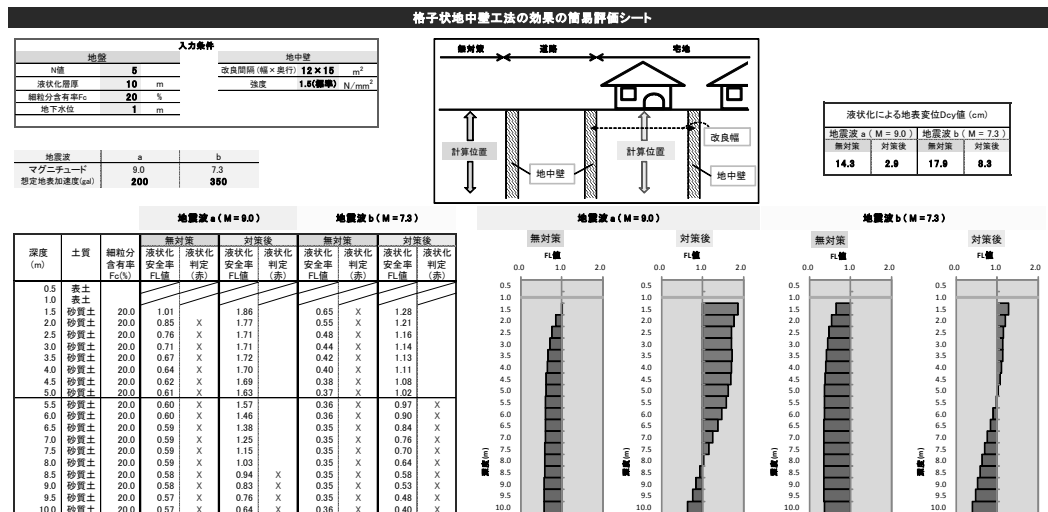


図 5-60 簡易評価シート例

(6) 遠心模型振動実験結果との比較

表 5-27 に示す Case-3, Case-4, Case-5, Case-6 の遠心模型振動実験で得られた住宅沈下量と、簡易評価シートから求まる D_{cy} 値との比較を行う。遠心模型振動実験で用いた浦安波の最大加速度 150cm/s^2 は、簡易評価シートの地震波 **a** とほぼ同等である。

一方、簡易評価シートによる D_{cy} 値の算定条件は下記の通りである。遠心模型実験と近い条件を選定した。

- ・液状化層厚：10m
- ・N 値：5
- ・地下水位：GL-1m
- ・細粒分含有率：20%,30%
- ・改良強度： 1.5N/mm^2
- ・検討地震動：地震波 **a** ($M=9.0$ 、 $\alpha_{\text{max}}=200\text{ cm/s}^2$)

遠心模型実験に用いた浦安砂の細粒分含有率を 25%としたため、簡易評価シートの F_c は 20%と 30%について算定した。

宅地面積（＝地中壁で囲まれた面積）と沈下量の関係を図 5-61 に示す。簡易評価シートは宅地面積 200m^2 以上のみプロットした。実験では、地中壁に囲まれた部分において住宅の沈下しか測定していないため、厳密には D_{cy} 値と比較できない。しかし、格子状地中壁がある条件では、遠心実験による住宅沈下量と D_{cy} 値ともに宅地面積が大きくなると両者とも増加傾向にあり、沈下量も概ね対応していることがわかる。また、遠心実験における地中壁なしの更地の沈下量はせん断土槽の境界に近い地点で測定していることもあり、かなりばらつきが大きいが、 D_{cy} 値および遠心実験による地中壁なしの住宅沈下量もその幅の中に入っている。したがって、簡易評価シートによる D_{cy} 値は格子状地中壁の効果を反映した評価が可能と言える。なお、簡易評価シートによる評価では、宅地面積 $200\sim450\text{m}^2$ において同じ面積でも D_{cy} 値に差が出ているが、これは宅地の形状比（長辺と短辺の比率）が異なることによる影響であり、これは既往の実験結果の知見(津國ほか 2014e)と整合している。

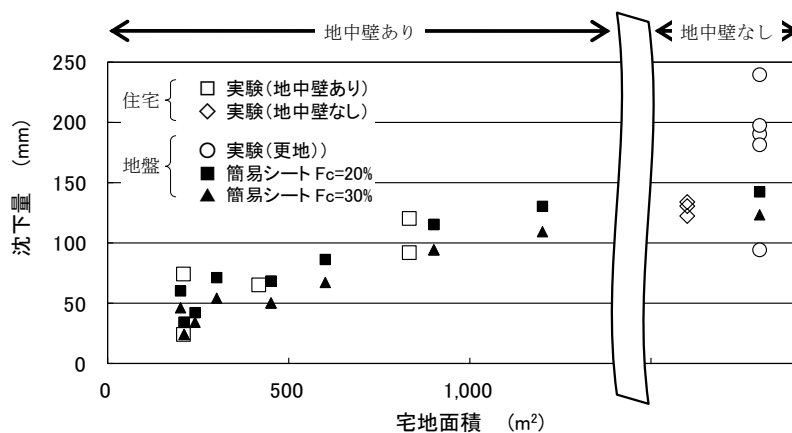
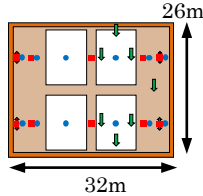
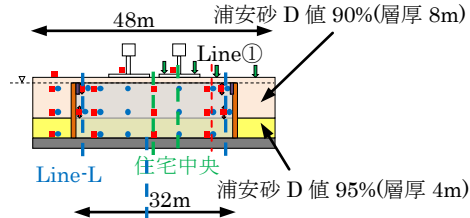
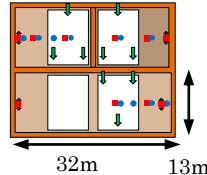
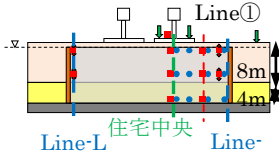
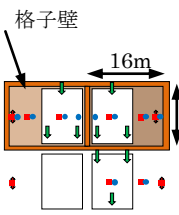
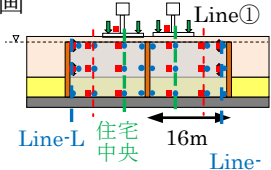
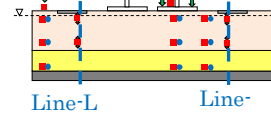


図 5-61 宅地面積と住宅沈下量の関係

5-6 有効応力解析を用いた住宅沈下量予測の詳細解析手法

表 5-39 に示す Case-4, Case-5, Case6 の 3 ケースの遠心模型振動実験を対象に, 解析コード MuDIAN を用いた 3 次元有効応力解析を実施し(Tsukuni et al. 2014), 格子状地盤改良を用いた道路と宅地を一体とした液状化対策の設計に関して, 3 次元有効応力解析手法の適用性について検討した。

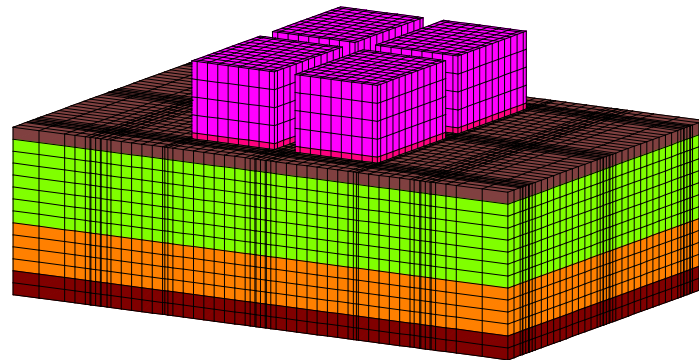
表 5-39 シミュレーション対象とした実験ケース

| ケース名 | 模型地盤の計測器配置 | |
|---|---|--|
| | 平面図 | 断面図 |
| <p>Case-4 (4 戸 / 1 区画)</p> |  |  |
| <p>Case-5 (2 戸 / 1 区画)</p> |  |  |
| <p>Case-6 (1 戸 / 1 区画, 無対策)</p> |  | <p>・ 1 戸 / 1 区画</p>  <p>・ 無対策</p>  |

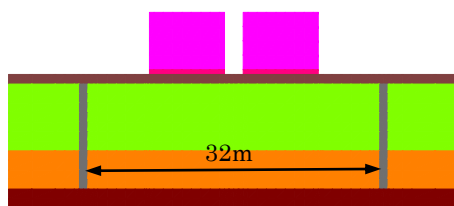
5-6-1 解析モデルとパラメータの設定

図 5- 62 に要素数 38,040 の 3 次元解析モデルを示す。この解析モデルを用いて Case-4, Case-5, Case-6 のシミュレーションを実施した。各 Case の格子状地盤改良の配置が異なるだけで(図 5- 62 参照), 全体の解析モデルは同一である。

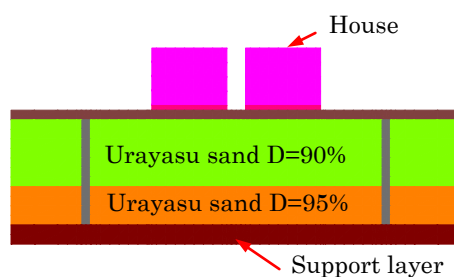
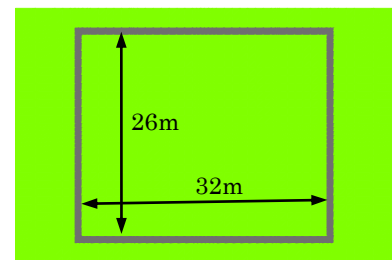
遠心模型振動実験の Case-5 は, 豊浦砂で模型地盤を作成しているが, シミュレーションでは浦安砂のパラメータを用いている。



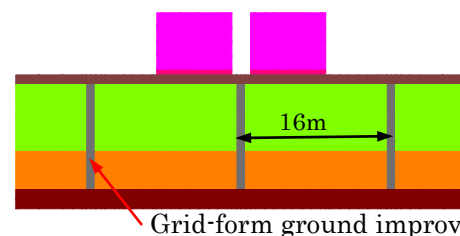
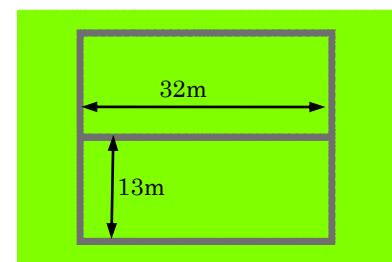
3 次元解析全体モデル



Case-4(格子間隔 32m×26m)



Case-5(格子間隔 32m×13m)



Case-6(格子間隔 16m×13m, 無対策)

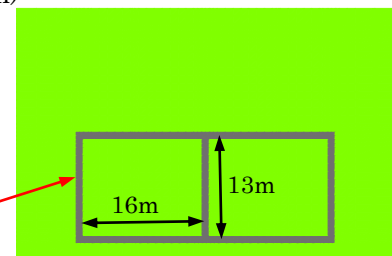


図 5- 62 解析モデル

表 5- 40 に解析で用いたパラメータを示す。地盤のモデル化では、Densification モデルを修正した修正 Densification モデルを用いている。修正 Densification モデルのパラメータは、図 5- 4 に示す浦安砂の繰返し三軸試験のシミュレーションで設定した。図 5- 63 に動的変形試験を要素試験でシミュレーションした結果を示す。図 5- 64 と図 5- 65 は繰返し三軸試験のシミュレーション結果を示している。繰返し载荷回数 10 回付近のシミュレーション結果が、実験結果と対応するようにパラメータは設定した。

遠心模型振動実験では住宅を質点系モデルでモデル化しているが、住宅の固有振動数が実験結果に及ぼす影響が小さかったことから、シミュレーションでは住宅をソリッド要素でモデル化した。

Case-6 のシミュレーションで用いた入力地震動は、図 5- 5 に示す地震波を用いて行なわれた遠心模型振動実験時に、振動台で計測された水平加速度の 200 秒までの観測データを用いている。Case-4 と Case5 のシミュレーションには、Case-6 と同じ入力地震動を用いている。解析は過剰間隙水圧が消散する 600 秒まで実施した。解析では水平方向の 1 次と 2 次の固有周期に対して算出した、0.5% の Rayleigh 減衰を用いた。

表 5- 40 解析パラメーター一覧

| depth (m) | layer | internal friction angle (degree) | cohesion (kN/m ²) | shear modulus (kN/m ²) | poisson's ratio | unit weight (t/m ³) | permeability (m/sec) |
|--------------------|--------------------|----------------------------------|-------------------------------|---|-----------------|---------------------------------|----------------------|
| 0~8m | Urayasu sand D=90% | 34.20 | 4.80 | 37000 ($\sigma_{m0}=100\text{kN/m}^2$) | 0.33 | 1.822 | 1.67E-05 |
| 8m~12m | Urayasu sand D=95% | 34.80 | 3.00 | 44600 ($\sigma_{m0}=100\text{kN/m}^2$) | 0.33 | 1.865 | 9.05E-06 |
| 12m~14m | sandy gravel | 32.00 | 0.01 | 77696 ($\sigma_{m0}=100\text{kN/m}^2$) | 0.33 | 2.000 | 2.00E-04 |
| house | — | — | — | 28000 | 0.33 | 0.034 | — |
| base of house | — | — | — | 56000 | 0.33 | 1.290 | — |
| ground improvement | — | — | — | 930000 | 0.26 | 1.822~1.865 | 1.00E-10 |

| depth (m) | layer | R | P rate | α_v | U_{Lx} | α_u | U_{Bx} | α_B | A | B | α_w |
|--------------------|--------------------|------|--------|------------|----------|------------|----------|------------|-----|---|------------|
| 0~8m | Urayasu sand D=90% | 800 | 0.8 | 1.1 | 0.025 | 0.025 | 0.2 | 10 | 2.7 | 4 | 1.8 |
| 8m~12m | Urayasu sand D=95% | 800 | 0.8 | 0.675 | 5 | 0.025 | 0.35 | 10 | 4.3 | 4 | 1.9 |
| 12m~14m | sandy gravel | 4000 | 0.8 | — | — | — | — | — | — | — | — |
| house | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| base of house | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| ground improvement | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |

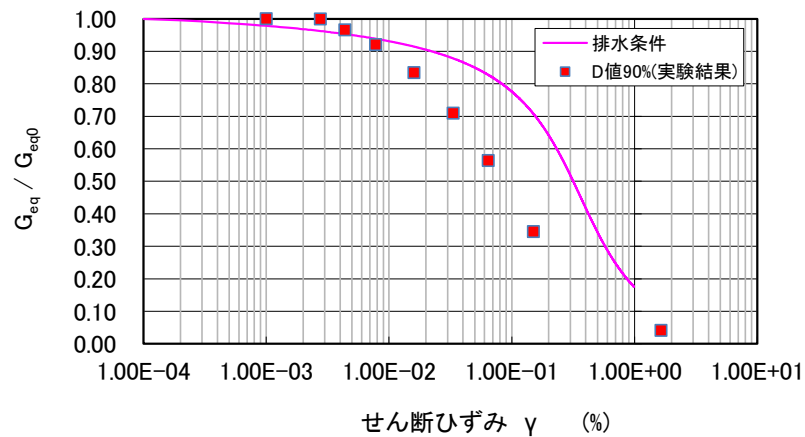


図 5- 63 要素試験での動的変形特性シミュレーション結果(浦安砂 D 値=90%)

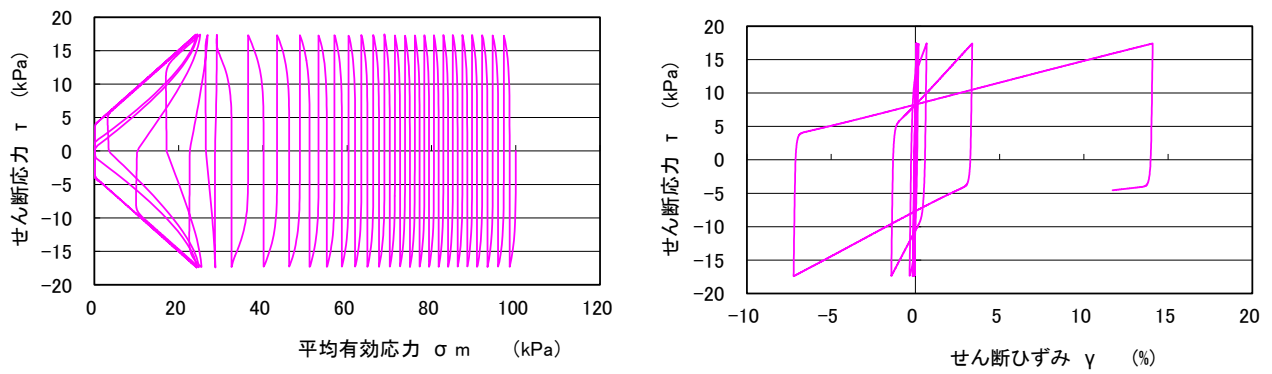


図 5- 64 繰返し三軸試験のシミュレーション結果(応力比 0.174)

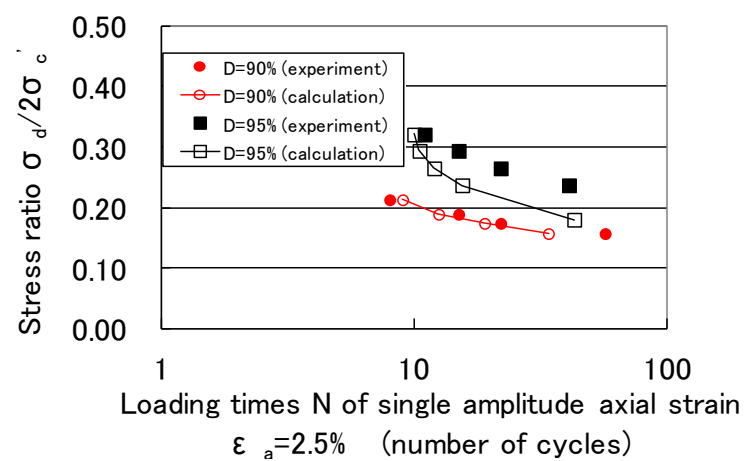


図 5- 65 繰返し三軸試験のシミュレーション結果

5-6-2 シミュレーション結果に対する考察

図 5- 66 に加振終了時点(200 秒)での変形図を示す。無対策と 1 宅地 1 格子の格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ で液状化対策を同時にモデル化している Case-6 の結果と比較すると、無対策では大きな変形が発生して住宅が大きく沈下しているのに対して、格子状地盤改良で液状化対策を行なった場合には、住宅の沈下が抑制されていて液状化対策の効果が表れていることが分かる。また、格子間隔が $32\text{m} \times 13\text{m}$, $32\text{m} \times 26\text{m}$ と広くなる Case-4・Case-5 の変形図を比べると、Case-5 の変形は Case-6 と変わらず、住宅の沈下が抑制されているのに対して、格子間隔が一番広い Case-4 では大きな変形が発生しており、無対策に近い住宅の沈下が発生していることから、Case-4 の格子間隔 $32\text{m} \times 26\text{m}$ では液状化抑制効果を殆ど期待できないことが分かる。

図 5- 67 では Case-6 の過剰間隙水圧比時刻歴について、無対策と格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ のそれぞれについて、実験結果と解析結果を比較している。計測位置は宅地の庭部分で、表 5- 39 の Line-①に相当する。実験結果を見ると、無対策での過剰間隙水圧上昇の方が格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ よりも少し大きい程度で、大きな差は生じていなかった。この傾向は解析結果でも同じで、深度の浅い部分での過剰間隙水圧上昇スピードが、実験結果よりも速い傾向が見られる。過剰間隙水圧比の最大値の実験結果と解析結果は、ほぼ対応している。

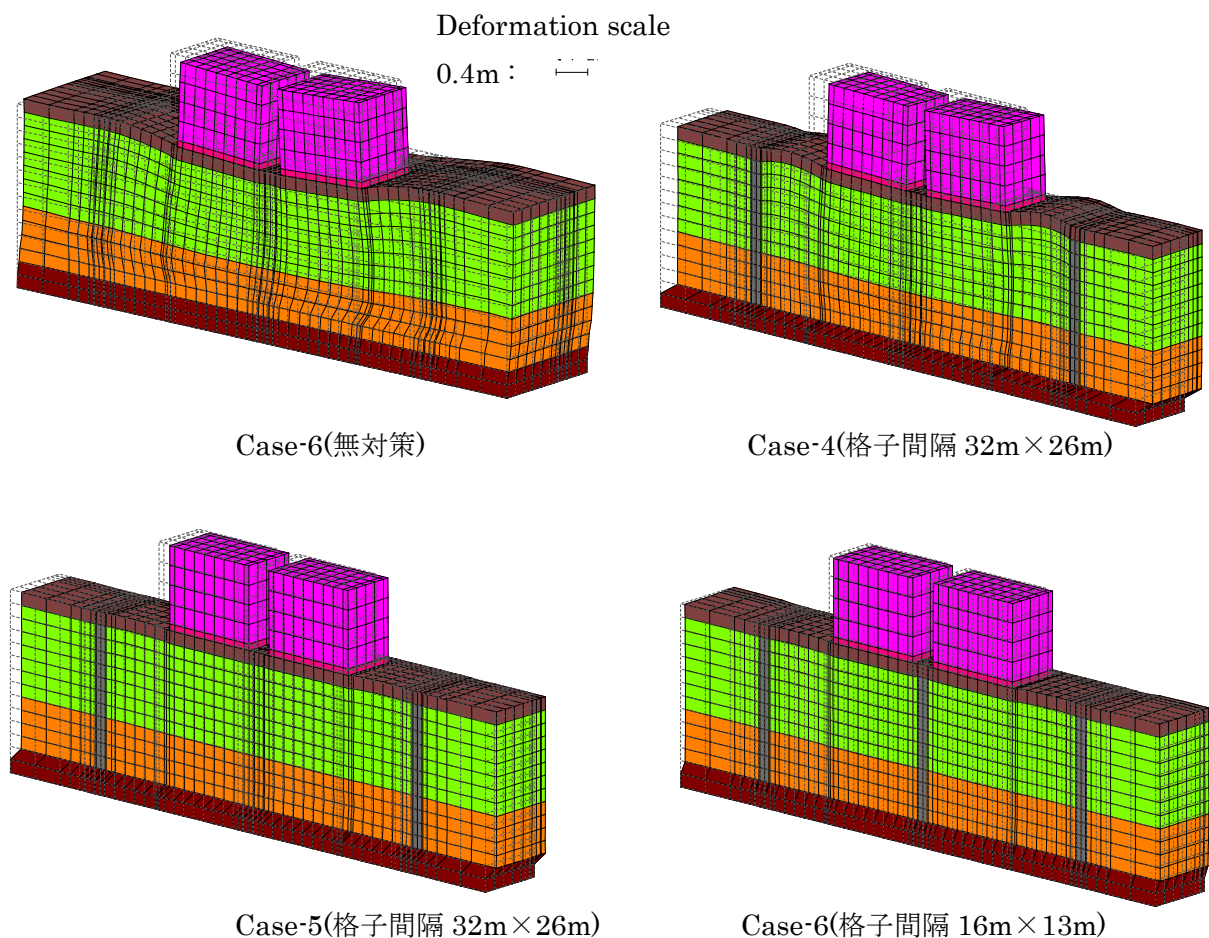
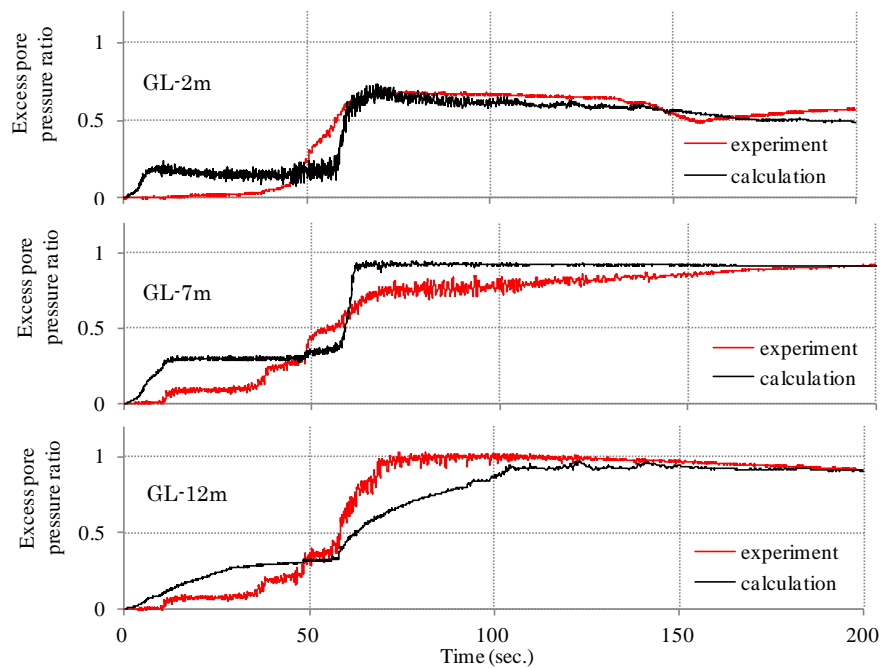
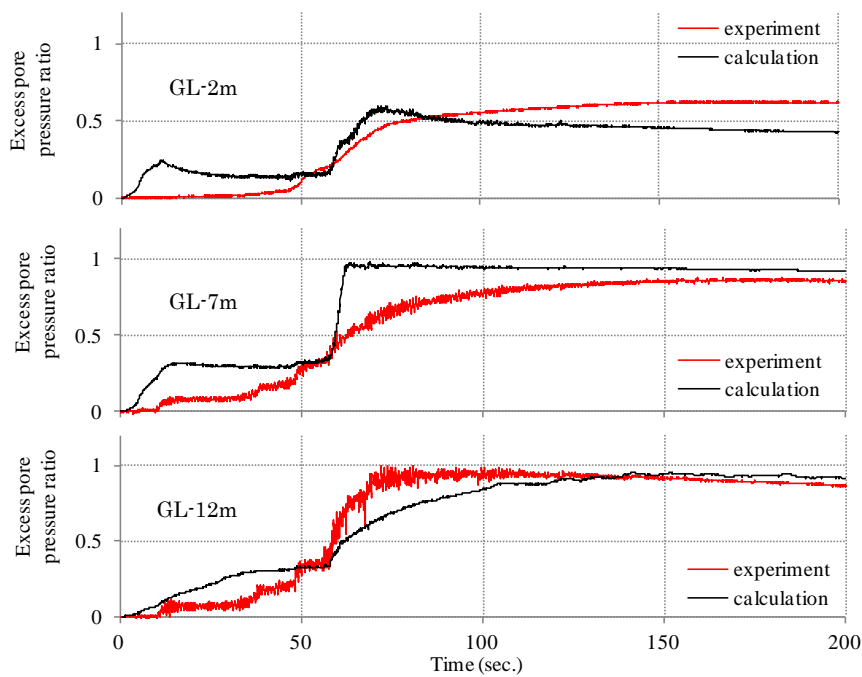


図 5- 66 変形図(200 秒, 変形スケール 0.4m)



Case-6(無対策)



Case-6(格子間隔 16m×13m)

図 5- 67 過剰間隙水圧比時刻歴(上:無対策, 下:格子間隔 16m×13m)

図 5-68 に実験結果と解析結果の過剰間隙水圧比の最大値コンター図を示す。無対策について比較すると、実験結果では深度の深い部分で液状化まで過剰間隙水圧が上昇しているのに対して、解析結果では住宅直下部を除いてほぼ全層で液状化まで過剰間隙水圧が上昇している。実験での過剰間隙水圧計測点は少なく、過剰間隙水圧比の最大値コンターは各計測点の値を平均化して描いているために、実験結果では深度の浅い部分での過剰間隙水圧上昇が小さくなる傾向にある点に留意する必要があるが、解析では深度の浅い部分での過剰間隙水圧上昇が大きくなる傾向が見られる。

格子間隔 $32\text{m} \times 26\text{m}$ の実験結果と解析結果の比較でも、無対策と同じ傾向が見られる。格子間隔 $32\text{m} \times 13\text{m}$ と格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ の実験結果を見ると、住宅直下部での過剰間隙水圧上昇量が格子間隔 $32\text{m} \times 26\text{m}$ に比べて小さく、その傾向は格子間隔が狭い格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ の方が顕著である。一方、解析結果でも住宅直下部の過剰間隙水圧上昇量が小さくなっている傾向は同じであるが、格子間隔の狭い格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ の過剰間隙水圧上昇量が大きくなっている。これは改良壁付近のメッシュ分割を一定以上に細かくするこ

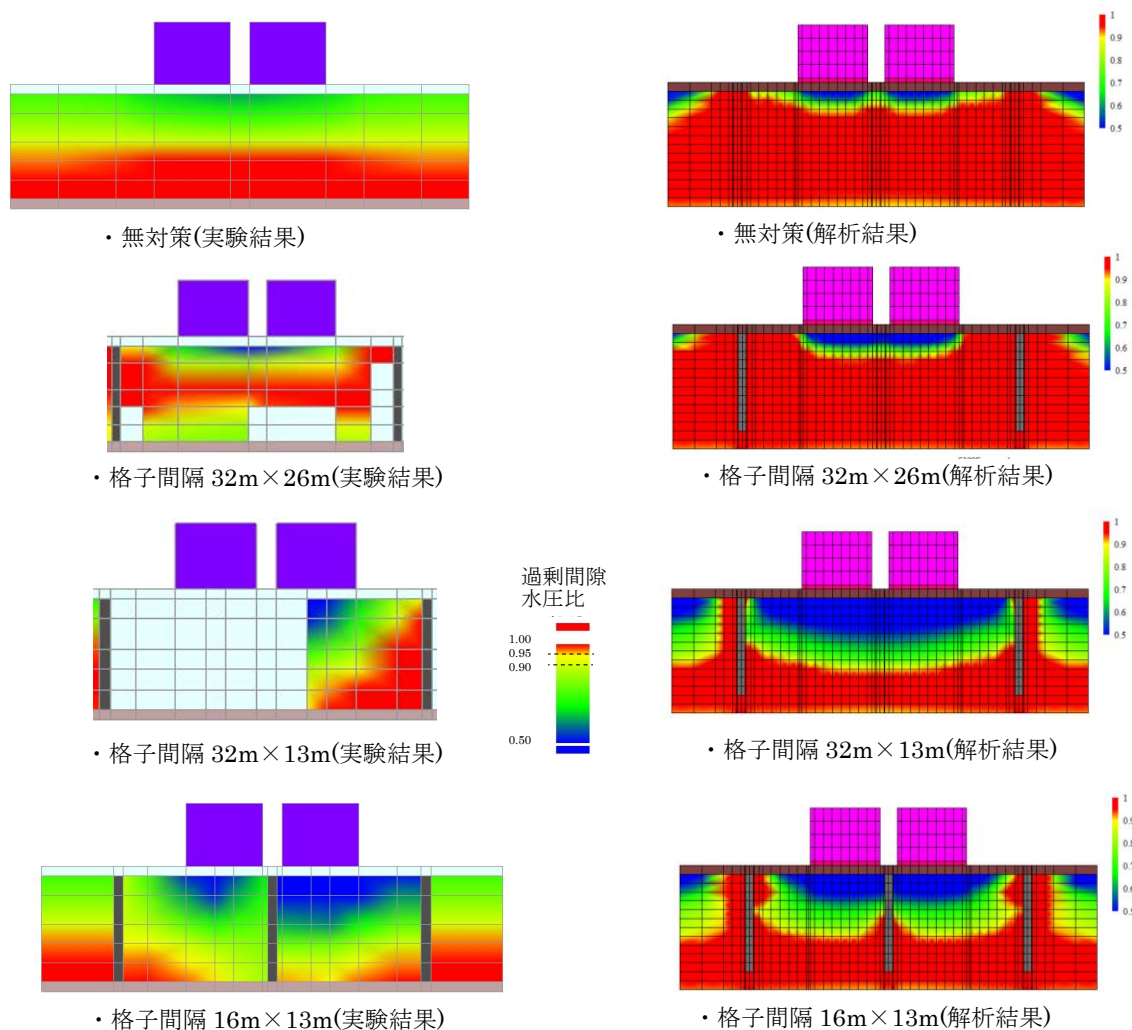
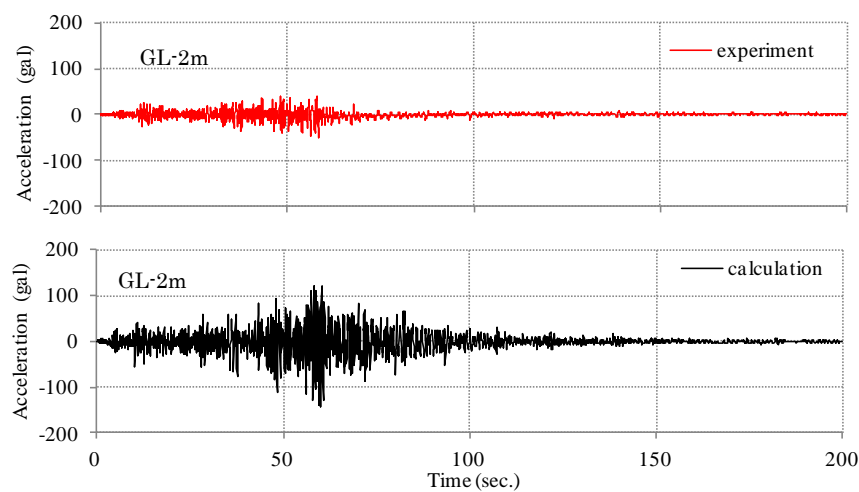


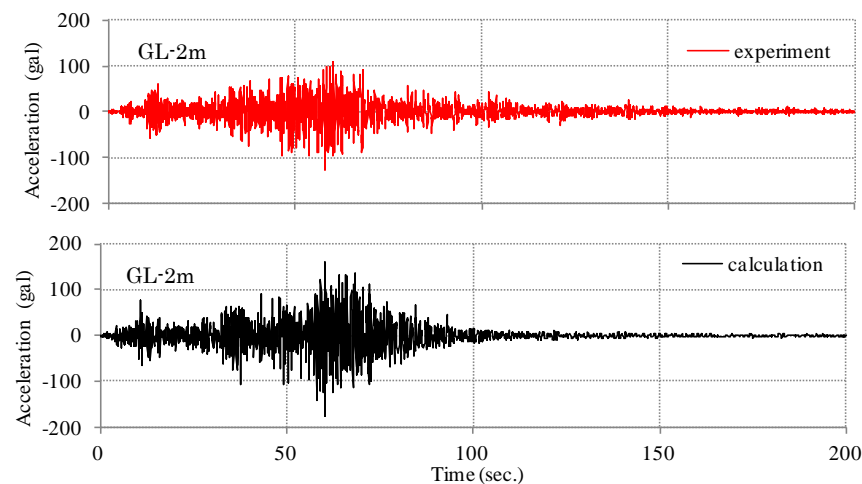
図 5-68 過剰間隙水圧比の最大値コンター(左列:実験結果, 右列:解析結果)

とができないのと、改良壁と地盤の節点が共有されているために、改良壁付近の最大せん断ひずみが大きく発生することによって、改良壁付近の過剰間隙水圧上昇が実験結果よりも大きくなる傾向にあるためと考えられる。

図 5- 69 で Line-①の GL-2m 地点での水平応答加速度の実験結果と解析結果を、無対策と格子間隔 16m×13m で比較している。無対策では、下の地盤の液状化によって応答が殆ど表れていない。解析結果の応答も格子間隔 16m×13m に比べて落ちているが、解析では液状化によって完全にせん断剛性が 0 になる状態を表せないため、一定の応答は表れている。そのため深度の浅い部分でもせん断力が発生するので、図 5- 68 に示す解析での過剰間隙水圧比の最大値コンター図では、全層で液状化まで過剰間隙水圧が上昇している結果となっている。



Case-6(無対策)



Case-6(格子間隔 16m×13m)

図 5- 69 水平応答加速度の時刻歴比較

図 5- 70 で住宅沈下量の実験結果と解析結果の比較を，無対策と格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ で行っている。格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ での実験結果と解析結果の対応は良いが，無対策では解析結果の沈下量が大きく発生する傾向が表れている。無対策の水平応答加速度の発生に関して考察したように，解析では下の地盤の液状化によって完全に上の地盤で応答が発生しなくなる現象が表せていないので，深度の浅い部分での過剰間隙水圧上昇量が大きくなることで，解析結果での沈下量が大きくなる傾向となっている。

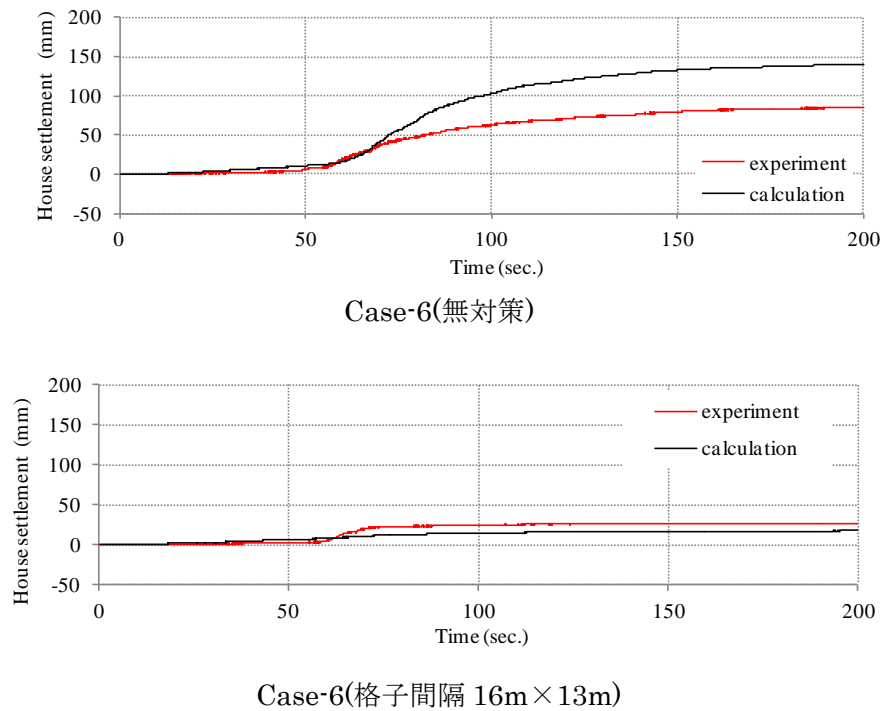


図 5- 70 住宅沈下量の時刻歴比較

図 5-71 に示すのは格子面積と住宅沈下量の関係について、実験結果と解析結果を比較したものである。実験結果・解析結果ともに無対策に比べて格子状地盤改良で対策した住宅沈下量が小さくなっており、格子面積が小さくなると住宅沈下量も小さくなる傾向が得られている。格子面積が最も小さい格子間隔 16m×13m の場合、図 5-68 に示す過剰間隙水圧比の最大値コンター図では、実験結果・解析結果ともに格子内地盤で液状化の発生が見られるが、住宅沈下量を無対策と比較すると液状化抑制効果が見られる。このことから、格子内地盤で過剰間隙水圧が上昇していても、住宅沈下量で評価する液状化抑制効果は期待できる。

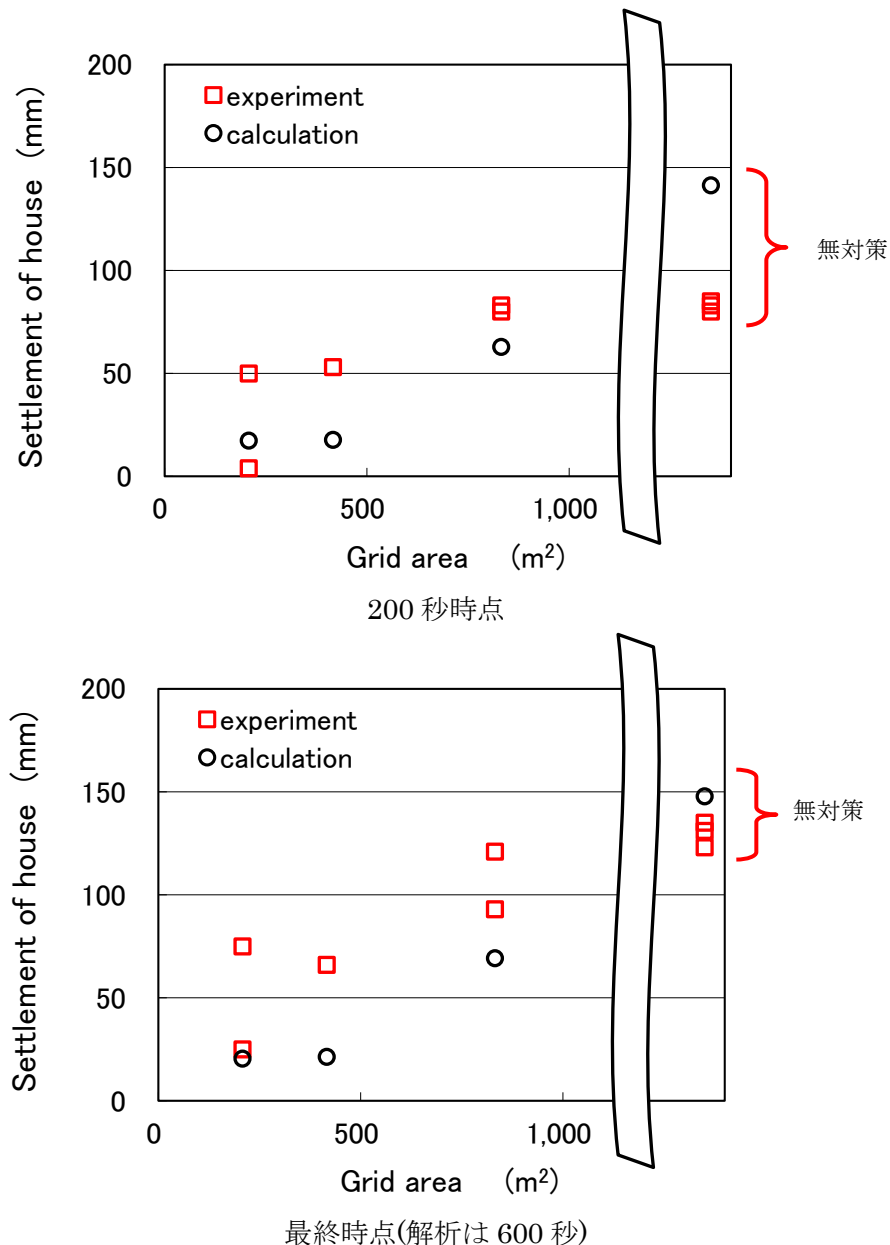


図 5-71 格子面積と住宅沈下量の関係

改良体のせん断強度は日本建築センター指針(日本建築センター 2002b)より

$f_{\tau} = \min(0.3F_c + \sigma_n \tan \phi, 0.5F_c)$ であるが、 $\sigma_n \tan \phi$ の項を無視して $f_{\tau} = 0.3F_c$ とすると

$f_c = 1.5 \text{ N/mm}^2$ では $f_{\tau} = 450 \text{ kN/m}^2$

となる。

図 5- 72 に改良体に発生する最大せん断応力 τ_{\max} の最大値コンターを示す。格子間隔 $32\text{m} \times 26\text{m}$ では $\tau_{\max} > 450\text{kPa}$ となる部分は殆ど見られない。これは格子間隔が広いため、改良体に格子内地盤のせん断応力が集中する割合が低いためと考えられる。

それに対して格子間隔 $32\text{m} \times 13\text{m}$ と格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ では深度の深い部分で $\tau_{\max} > 450\text{kPa}$ となる部分が見られる。図 5- 68 の過剰間隙水圧比最大値のコンターでも、深度の深い部分では液状化まで過剰間隙水圧が上昇しているため、改良体にせん断応力が集中したと考えられる。

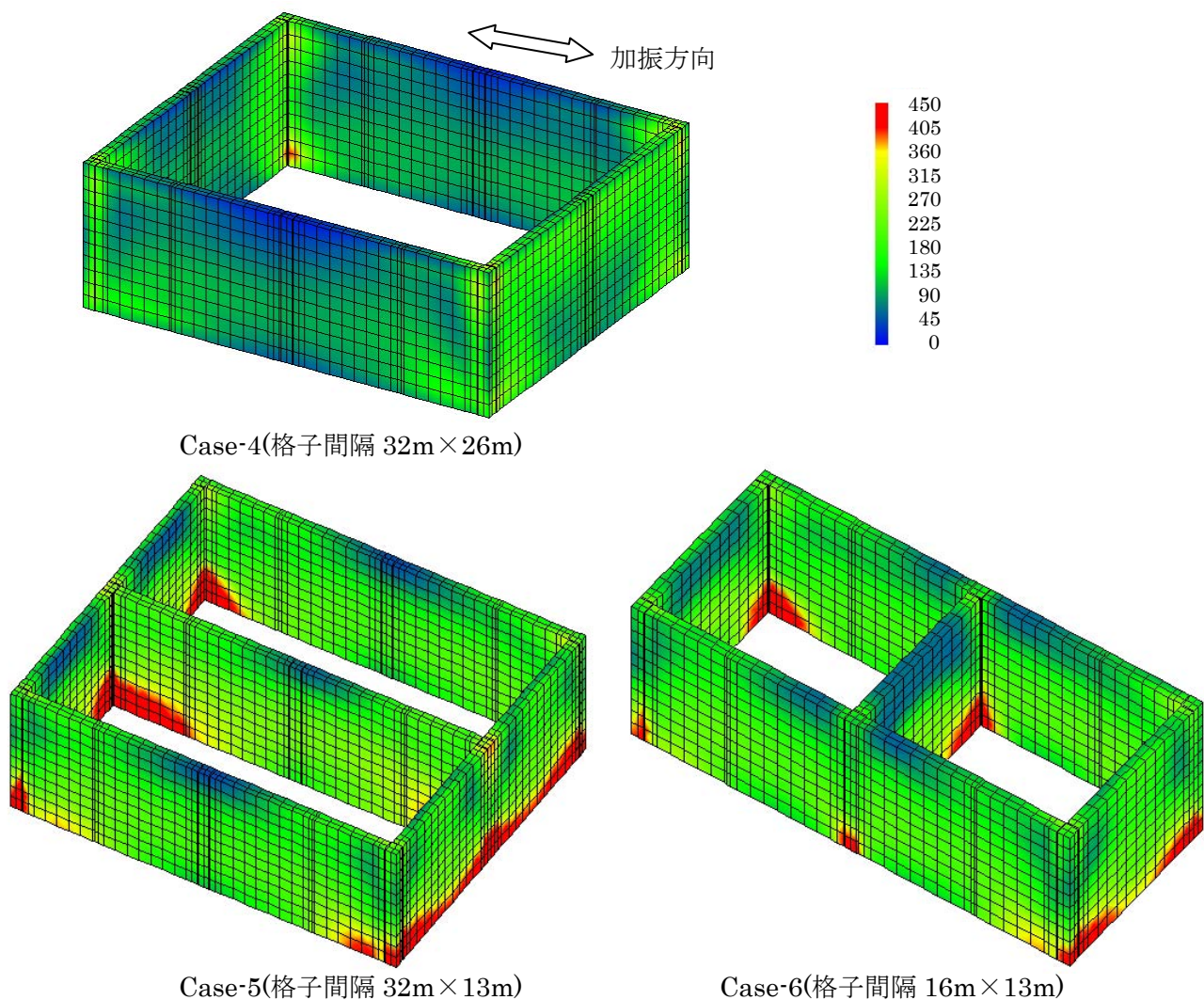


図 5- 72 改良体に発生する最大せん断応力 τ_{\max} の最大値コンター(単位:kPa, 圧縮がプラス)

中地震動時の改良体の許容引張り強度 f_t は、 $0.2f_c$ か極限引張り強度 $q_{utmax}=300(\text{kN/m}^2)$ の小さい方となるので

$f_c=1.5 \text{ N/mm}^2$ では $f_t=200 \text{ kN/m}^2$ となる。

図 5-73 に改良体に発生する最小主応力の最小値コンターを示す。格子間隔 $32\text{m} \times 26\text{m}$ では $f_t > 200\text{kPa}$ となる部分が格子壁のコーナー部に見られ、 $f_t > 200\text{kPa}$ となる範囲は改良壁を貫通している。格子間隔 $32\text{m} \times 13\text{m}$ でも格子間隔 $32\text{m} \times 26\text{m}$ と同様に、 $f_t > 200\text{kPa}$ となる部分が格子壁のコーナー部に見られ、 $f_t > 200\text{kPa}$ となる範囲は改良壁を貫通している。しかし、格子間隔が $16\text{m} \times 13\text{m}$ に狭なると、 $f_t > 200\text{kPa}$ となる部分が格子壁のコーナー部に見られるのは同じであるが、 $f_t > 200\text{kPa}$ となる範囲は改良壁を貫通はしていない。このことから改良体に発生する引張り応力を低減するためには、格子間隔を狭くすることが有効であることが確認できる。

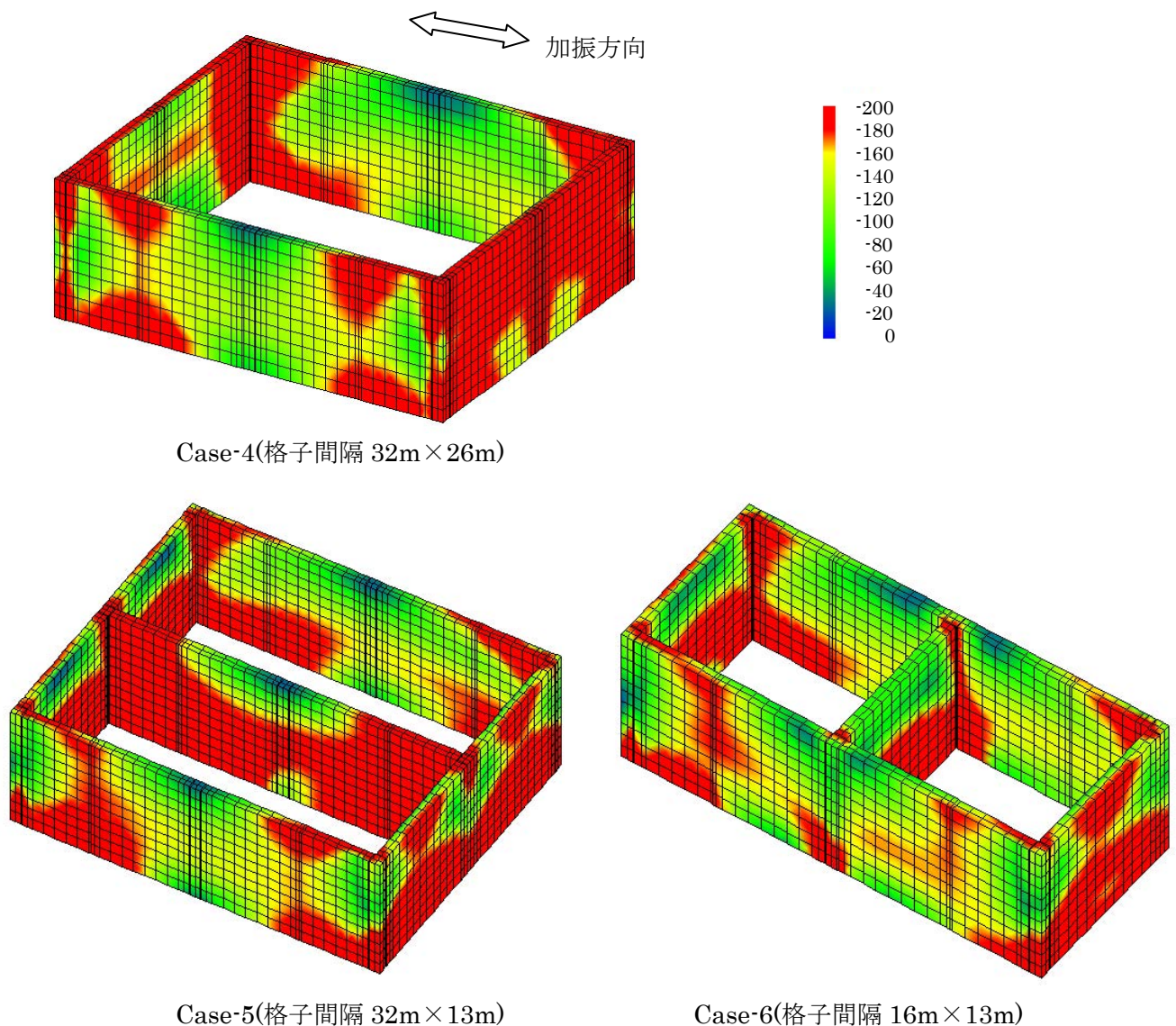


図 5-73 改良体に発生する最小主応力の最小値コンター(単位:kPa, 引張りがマイナス)

5-7 5章からの結論

格子状地盤改良工法の設計では、これまで格子内地盤が液状化しない条件として、過剰間隙水圧比が FL 値を設計指標として格子間隔を設計していた。これまで格子状地盤改良工法の適用を想定していなかった、既設宅地と道路を一体とした液状化対策への適用を目指し、住宅の沈下量を設計指標とする設計手法を確立するのに必要な情報を得るために、遠心模型振動実験を実施した。そして、1 格子の中に 1 軒の住宅と道路が入る $16\text{m} \times 13\text{m}$ 程度の格子間隔で、地表面から 1.0m 以上の非液状化層が確保されている地盤条件であれば、マグニチュード 9.0 ・地表面加速度約 200gal という地震動に対して住宅沈下量 50mm 以下という仕様を満足できることを明らかにした。

また、格子状地盤改良工法の設計でこれまで用いられてきた、2次元(擬似3次元)モデルの中で住宅をモデル化しなくても、等価線形解析手法によって求まる地盤の D_{ey} を用いて、住宅沈下量を予測することが可能であることを明らかにした。また、3次元有効応力解析手法を用いることによって、格子状地盤改良で対策した地盤の過剰間隙水圧発生状況の予測と、格子状改良壁に発生する応力照査が可能であることを明らかにした。

以下に格子状地盤改良工法に関する実験と解析で得られた新たな知見を示す。

格子状地盤改良による液状化抑制効果に関して

- (1)格子面積が小さくなると地表面沈下量も小さくなる。
- (2)改良壁厚(改良壁剛性)が小さくなると地表面沈下量は大きくなる。
- (3)地表面沈下量への影響程度は、改良壁厚(改良壁剛性)よりも格子面積の方が大きい。
- (4)格子状改良地盤内の深度の深い部分で液状化が発生しても、地表面沈下量への影響は小さい。
- (5)格子状改良地盤内の深度の浅い部分での過剰間隙水圧上昇が、地表面沈下量を大きくする要因である。
- (6)格子状地盤改良で対策を行った場合、格子内地盤の水平方向の変位は格子壁によって拘束されている。

格子状地盤改良で対策を行った時に発生する住宅沈下量に関して

- (1)格子面積を小さくすると住宅の沈下量を小さくする効果が高くなることが確認できた。最も格子間隔が狭い格子間隔 $16\text{m} \times 13\text{m}$ の住宅沈下量 50mm は、無対策の約 40% にまで抑制されていた。
- (2)格子状地盤改良で対策を行った場合、住宅下部と近傍での非液状化層厚さ $H1$ と住宅沈下量の相関が高く、格子面積を小さくすると $H1$ も大きくなる傾向にあることから、格子状地盤改良では $H1$ を大きくすることによって住宅沈下量を小さくする効果が高められる。

格子状地中壁工法の液状化対策効果を簡易に判定することを目的として、等価線形解析結果に基づく検討結果をエクセルシートとして表示した簡易評価シート(内田他 2014)を作成した。この簡易評価シートの有効性を確認するため、遠心模型振動実験結果と比較した。本検討により得られた結論は以下の通りである。

- (1)簡易評価シートを利用すれば、複雑な地震応答解析を行わなくても格子状地中壁工法の効果を概略的に評価することができる。したがって、専門技術者でなくても工法の適用可否を判断できる。ただし、詳細な検討を行うためには、地震応答解析を別途に行う必要がある。
- (2) 格子間隔をパラメータとした遠心模型実験結果による住宅の沈下量と簡易評価シートによる D_{ey} 値を比較した。 D_{ey} 値は住宅がない部分の地表面沈下を表しているため厳密には比較できないが、簡易評価シートによる D_{ey} 値は格子状地中壁の効果を反映した評価が可能と言える。

擬似 3 次元モデルを用いた等価線形解析結果から算出した D_{ey} と、遠心模型振動実験で得られた住宅沈下量の対応が良いのは、改良体のせん断剛性を標値値に対して 70%程度に低減した条件であった。また、地盤だけをモデル化した擬似 3 次元モデルを用いた等価線形解析で D_{ey} を求める解析手法で、格子状地盤改良で対策を行った時の住宅沈下量の予測が可能であると考えられる。

MuDIAN を用いた 3 次元有効応力解析手法によって、地盤の過剰間隙水圧上昇を予測できている。また、住宅沈下量についても比較的良い精度で予測できていることから、3 次元有効応力解析での設計が可能であると考ええる。また、格子間隔が広くなると格子状改良壁に発生する引張応力が大きくなる現象も表せていることから、MuDIAN を用いた 3 次元有効応力解析手法は、格子状改良壁の応力照査に有効である。

6 章 解析手法と設計照査指標の予測精度の関係

本論文では軟弱粘性土地盤基礎の圧密沈下・側方流動対策と、液状化地盤基礎の液状化対策に用いる地盤改良工法を対象として、性能規定型設計法で用いる解析手法に関する研究を行った。既に終了したプロジェクトと、これから発生するプロジェクトに対して性能規定型設計法を適用している **3 章～5 章** の研究内容は、それぞれ別個の研究で独立したものである。そのため **本章** で **3 章～5 章** の研究内容をまとめ総括する。

6-1 変位(地盤・住宅)と改良体に発生する応力の予測精度

性能規定型設計法での設計指標となる変位(地盤・住宅)と改良体に発生する応力について、解析レベル毎に予測精度の評価を行った。表 6- 1 に評価結果の一覧を示す。表中の○は、設計で利用できるレベルを示す。同様に△は、設計で用いるには課題があるが使用可能なレベルを示す。そして×は、設計で用いられないレベルを示している。

軟弱粘性土地盤基礎の圧密沈下・側方流動対策の性能規定型設計法では、簡易手法を解析手法として用いるには課題が多く難しいことを示している。しかし 2 次元 FEM 解析を用いた場合、改良体発生応力の予測精度に課題は残るが、地盤に発生する変位の予測には十分用いることが可能であることを示している。そして 3 次元 FEM 解析手法は、地盤に発生する変位と改良体に発生する応力の両方に対して予測精度が良く、性能規定型設計法に用いることができるレベルにあると評価される。コラムリンク工法は杭状と壁状の改良を組合せた形状が 3 次元的な改良である。同様に高圧ガス導管防護では縦断方向に改良深度が変わる 3 次元的な改良形状であるため、2 次元 FEM 解析手法での改良体発生応力の予測精

表 6- 1 解析レベルと性能規定型設計法で用いる設計手法の予測精度の関係

| 章 | 解析対象 | 地盤改良での対策目的 | 解析レベル | 解析コード or 解析理論 | 変位 (地盤、住宅) | 改良体 発生応力 |
|---|----------|-------------|------------------|----------------------|---------------|-------------|
| 3 | コラムリンク工法 | 圧密沈下・側方流動対策 | 簡易手法 | 梁・バネモデル | △ | △ |
| | | | 2次元FEM | Plaxis 2D Ver. 9. 02 | ○ | △ |
| | | | 3次元FEM | MuDIAN | ○ | ○ |
| 4 | 高圧ガス導管防護 | 圧密沈下対策 | 簡易手法 | 一次元圧密理論 | × | △ |
| | | | 2次元FEM | MuDIAN | ○ | △ |
| | | | 3次元FEM | MuDIAN | ○ | ○ |
| 5 | 格子状地盤改良 | 液状化による沈下対策 | 簡易手法 | 簡易シート (国総研シート) | ○ | △ |
| | | | 2次元FEM (等価線形) | Super FLUSH | ○ | △ |
| | | | 3次元FEM (有効応力) | MuDIAN | △ | ○ |

度が低かった。

格子状地盤改良を用いた液状化地盤基礎の対策に用いる解析手法の評価では、課題はあるものの簡易手法でも性能規定型設計で用いることが可能であるという評価である。また、2次元(擬似3次元)FEM解析を用いた等価整形解析手法も簡易手法と同様に、改良体発生応力の予測精度に課題はあるが、性能規定型設計法に用いることが可能なレベルにあると評価できる。簡易手法の評価レベルが高くなっているのは、簡易手法自体が2次元(擬似3次元)等価線形解析結果をベースに作成されており、ほぼ2次元(擬似3次元)等価線形解析と等価な解析手法であるためである。最後に有効応力解析を用いた3次元FEM解析手法では、2次元(擬似3次元)等価線形解析とは逆に住宅沈下量の予測精度は低いですが、改良体発生応力の予測精度が高く、性能規定型設計法に用いることが可能なレベルにあると評価できる。有効応力解析を用いた液状化解析ではまだ信頼できる構成式が無いことが、上記の評価になった原因であり、予測精度の高い構成式を研究していくことが、これからの研究課題であると考ええる。

6-2 実設計での予測精度

最後に性能規定型設計法で地盤改良の設計を行った場合の現地での予測精度について考察する。軟弱地盤の圧密対策の場合、図 6-1 に示すように調査・設計後にそのまま本工事の施工を行うルートと、本工事の前に試験施工が入るルートが考えられる。試験施工を行わない場合、盛土沈下量・周辺地盤変位量を 3 次元 FEM 解析で予測したとしても、現地に適用した時にどれだけの精度が確保されているかの保証は確保されていない。そのため設計上の余裕が必要となる。

4 章で述べた既設高压ガス導管の圧密沈下対策を例にとると、高压ガス導管は 180° 曲げても亀裂が入らない非常に性能の高いものであった。また、高压ガス導管の埋設部分は道路になる予定で、プレロードの载荷中に道路の施工は行われたい。そのため载荷中に異常な沈下がガス導管に生じてても、プレロードを撤去することによって対応できる。このような背景を考慮してフローティング部を設計に採用している。解析で予測しなかった事態に対処できない条件であれば、安全な設計法を採用すべきである。

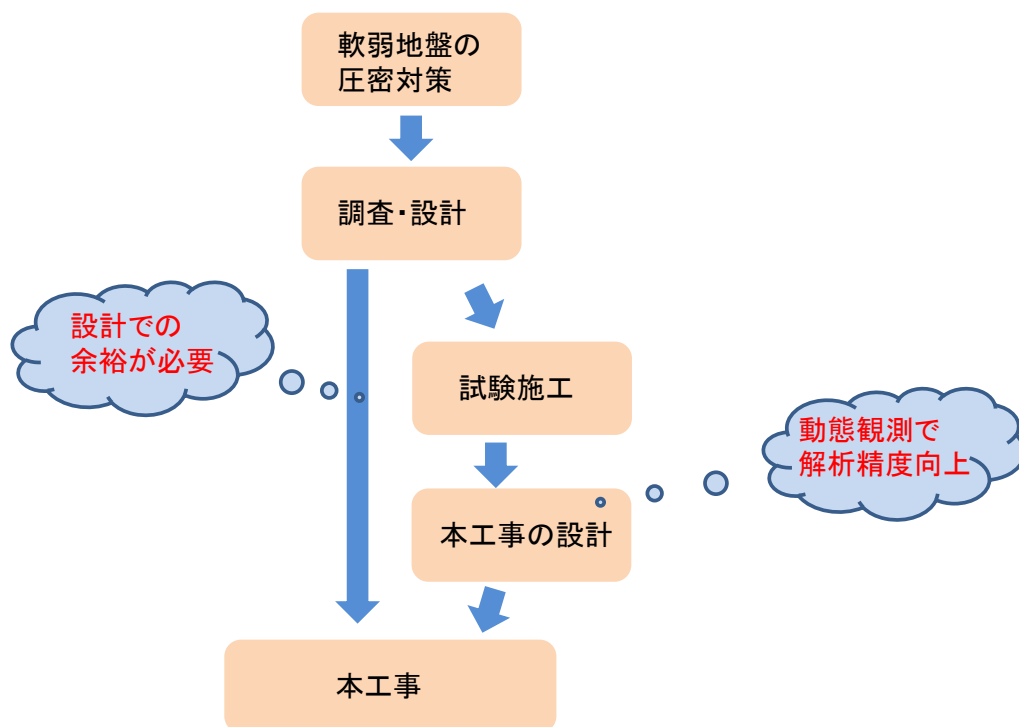


図 6-1 軟弱地盤圧密対策での地盤改良の設計フロー

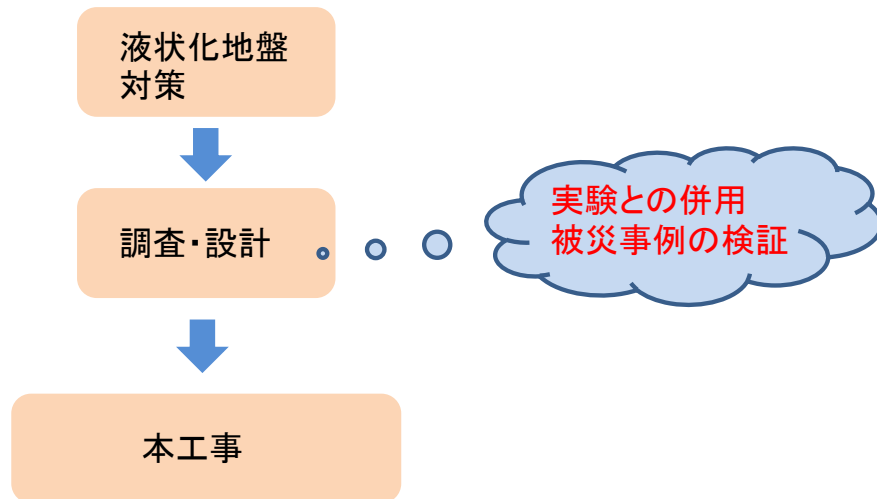


図 6-2 液状化地盤対策での地盤改良設計フロー

3章で述べたコラムリンク工法の熊本宇土道路での適用では、試験施工での動態観測で効果を確認した後に本工事に採用するという条件であった。大規模なプロジェクトになると本工事の前に試験施工というステップを踏むので、試験施工での動態観測で得られた知見を、本工事の設計に反映することができる。したがって本工事の設計時には解析精度の向上が見込まれるので、現地に適用した時に解析で予測しなかった事態の生じる可能性は低くなる。試験施工での盛土中央沈下量の観測値 196mm に対して解析での予測値は 164mm であった。試験施工段階での予測精度は観測値に対して 84%であったが、本工事の段階になるとこの精度が更に向上すると見込めることから、3次元 FEM 解析を用いた設計が十分成立する精度にあると判断しても支障はない。

次に液状化対策の地盤改良に、性能規定型設計法を現地に適用した時の予測精度について考察する。図 6-2 のフローに示すように液状化対策の場合、軟弱地盤の圧密対策のように試験施工というステップを踏むことはできない。そのため設計したものが現地でどのような挙動を示すかは、地震が発生しないと分からない。5章で述べた道路と既設宅地に格子状地盤改良を適用する場合、住宅沈下量を解析で予測して設計したとしても、その予測値が正しいかどうかを判断することは難しいので、解析だけに頼らずに遠心模型振動実験のような実験を併用することによって、解析での予測値の検証を行う必要がある。また、過去の被災事例を検証することによっても解析精度の向上は期待できる。浦安市の道路と既設宅地を一体とした液状化対策事業に格子状地盤改良の適用が計画されており、2015 年 1 月から液状化対策事業の事業計画作成のための設計がスタートする。この設計では、東日本大震災時の被災事例を設計の中で考慮し、解析だけでなく遠心模型振動実験を併用することによって、住宅沈下量を設計指標とした性能規定型設計法が採用される見込みである。

性能規定型設計法に FEM 解析を用いることはまだ研究段階にあり、今後、適用事例を積み重ねることによって、現地に適用した時の予測精度は向上していき、研究段階から実用段階の設計手法として用いられるようになると思う。

6-3 解析手法に関する課題

解析技術の進歩により 3 次元 FEM 解析を用いた性能設計が可能であることを、本論文では示している。しかし、設計での解析精度を高めるためにはまだ、解析技術に課題が残されている。3 章～5 章の研究を通じた解析技術の課題を以下に示す。

① コラムリンク工法の解析に関して

- ・改良杭と改良杭の間の未改良地盤に作用する盛土荷重の評価が不十分である。その原因が解析メッシュを細かくできないことに起因するモデル化の問題なのか、用いている土の構成式の問題なのかを明確にする必要がある。2 次元解析であるが高次要素を用いている Plaxis での解析では、改良杭間の未改良地盤に盛土荷重が作用する現象を比較的良く表せている。
- ・盛土のモデル化を弾性で行っている場合と、Mohr-Coulomb モデルで行っている場合がある。モデル化の違いが解析結果にどのように反映されるかの考察が不十分である。また、研究の中では盛土のモデル化で用いるパラメータの影響について十分に評価されていない。今後、盛土で用いる構成式を含めたモデル化について更に検討する必要がある。
- ・コラムリンク工法を現地に適用した事例は熊本宇土道路の 1 例だけである。今後、コラムリンク工法の施工に際しては、熊本宇土道路での動態観測を参考に動態観測を積み重ね、そのシミュレーションを通じて解析精度向上に努める必要がある。

② 高圧ガス導管の防護工の解析に関して

- ・高圧ガス導管が重要構造物であるため、延長 176m の防護工施工区間に対して 7 箇所のボーリングで、十分な土質調査を行うことができた。しかし、通常の構造物であれば土質調査の情報も少なく、その条件下で精度の高い解析パラメータをどのようにして設定するか課題が有る。

③ 格子状地盤改良工法での沈下量予測解析に関して

- ・有効応力解析で用いた修正 **Densification** モデルでは、更地地盤の液状化後に発生する過剰間隙水圧消散過程での沈下量を過少評価する傾向にある。この点を修正することによって沈下量予測精度の向上が図れ、解析結果に対する信頼性も向上する。
- ・修正 **Densification** モデルのパラメータは、繰返し载荷の液状化試験の結果を精度良くシミュレーションできるように、ダイレイタンスをコントロールするパラメータが 9 個ある。パラメータの数も多いが、それぞれのパラメータと土質試験結果が関連付けられていない。今後、土質試験結果との関係を明確にして行く必要がある。
- ・格子状地盤改良の解析では改良体の剛性を変えると、過剰間隙水圧上昇の抑制効果も比較的敏感に変わる。しかし遠心模型振動実験では、改良体剛性の差が解析ほど過剰間隙水圧上昇の抑制効果に影響していない。この差が生じているメカニズムを明確にすることによって、格子状地盤改良工法での加振方向の格子壁と、加振直交方向の格子壁が過剰間隙水圧上昇の抑制効果に対して、それぞれどのようなメカニズムで効果を発揮しているのかを明確にする必要がある。

7 章 結論

地盤に発生する変位(沈下・水平変位)、住宅沈下量と改良体に発生する応力を、性能規定型設計法の設計指標として用いた場合の予測精度について、解析レベルに応じた評価を行った。その結果、改良体に発生する応力の評価精度に課題は残るが、2次元 FEM 解析を性能規定型設計に適用することは可能であることを示した。また、液状化対策での沈下量の予測精度に課題は残るが、本論文で研究対象とした軟弱粘性土地盤基礎の圧密沈下・側方流動対策と、液状化地盤基礎の液状化対策に用いる地盤改良工法の性能規定型設計に用いる解析手法として、3次元 FEM 解析が総合的に優れた手法であることを明らかにした。

もう一つの研究目的である格子状地盤改良工法の適用範囲拡大に関しては、格子内地盤で発生する部分的な液状化を許容し、住宅沈下量を設計指標とした性能規定型設計法を用いることによって、道路と既設宅地を一体とした液状化対策事業への適用が可能であることを明らかにした。

謝辞

本論文は著者が芝浦工業大学大学院理工学研究科博士(後期)課程地域環境システム専攻の早期修了コースの学生として在籍した1年間でまとめたものです。

1年間で論文をまとめることができたのは、主査である並河努教授(芝浦工業大学工学部土木工学科)の指導・助言によるものであり、深く感謝いたします。また副査を務めて頂いた岡本敏郎教授(芝浦工業大学工学部工学部土木工学科)、紺野克昭教授(芝浦工業大学工学部工学部土木工学科)、穴見健吾教授(芝浦工業大学工学部工学部土木工学科)からは有意義な指摘・指導を受けることができ、論文をまとめるにあたり大きな助力となりましたことに深く感謝いたします。そして学外副査を務めて頂いた古関潤一教授(東京大学生産技術研究所)からは、論文の構成に関する助言と指導を受けることができ、論文としての完成度を高めることができました。ここに深く感謝いたします。

本論文の研究成果の多くは、在籍している竹中土木の社員として竹中技術研究所の研究者という立場で実施したものです。博士課程への進学にあたっては、竹中土木の技術・生産本部をはじめとした社内関係者からの多大な支援を受けることができましたことに深く感謝いたします。

論文の中で用いている解析の多くは解析コード MuDIAN を使用したものです。MuDIAN は入社2年目から3年半の期間携わった DIANA プロジェクトで研究が行われた有効応力解析プログラム DIANA-G をベースにしたものです。竹中工務店の塩見忠彦氏は、DIANA プロジェクトのリーダーとして活躍されていた1984年当時から、退職されるまでの長い期間に渡って MuDIAN の開発に貢献され、解析技術についての指導を受けることができました。本論文を完成させる基礎を築いて頂いたことに深く感謝いたします。学生時代は水理学を専攻していたため、地盤工学の分野の知識が殆ど無かった著者に対して、DIANA プロジェクトに関係していた当時の竹中工務店の鈴木善雄氏(故人)、畑中宗憲氏からは地盤工学に関する温かい指導をうけることができ、地盤工学をテーマとした学位論文をまとめるための基礎を築いていただいたことに深く感謝いたします。

本論文の研究成果には社外関係者との共同成果によるものも多く含まれています。**2章**に掲載している解析の中でロックフィルダムの解析は、1995年から部外研究員として土木研究所に1年間在籍した期間の研究をベースにしており、国土交通省の岩下友也氏から指導を受けましたことに深く感謝いたします。

2章の川西ダムの解析は、農村工学研究所からの受託業務として行った研究成果です。当時の農村工学研究所の谷茂氏から指導を受けましたことに深く感謝いたします。

同じく**2章**の浮き型格子状地盤改良を用いた液状化対策は、港湾空港技術研究所と民間6社による共同研究です。同共同研究の研究成果をまとめるにあたり港湾空港技術研究所の高橋英紀氏から指導いただきました。また、修正 Densification モデルの解析精度は共同研究を通じて行った解析の中で高めることができました。共同研究の関係者に深く感謝いた

します。

3 章のコラムリンク工法は，土木研究所と民間 13 社の共同研究成果の著者が担当した 3 次元解析の部分をもとめたものです。圧密に関する研究に初めて関わったのがこの共同研究でした。共同研究の中で行った 3 次元の圧密解析に関する成果は，共同研究当時の設計ワーキングメンバーである土木研究所の堤祥一氏，大成建設の石井裕泰氏・松井秀岳氏，清水建設の川崎廣貴氏，不動テトラの新川直利氏，土木研究センターの了戒公利氏からの助言・指導によりものであり，深く感謝いたします。

4 章の既設高圧ガス導管の防護工は，北海道ガスの事業として竹中土木が設計施工で受託した業務の設計成果をもとめたものです。北海道ガスの秋村晋也氏からは貴重な動態観測データをまとめた資料を提供していただきました。ここに深く感謝いたします。

5 章の格子状地盤改良工法による液状化対策の研究に関して，竹中工務店技術研究所の内田明彦氏からは，研究全般に関して液状化に関する深い専門知識をベースとした的確な助言・指導を受けることができました。特に住宅沈下量予測の簡易解析手法に関する研究成果部分は内田氏の研究による部分が大きく，深く感謝いたします。竹中土木の小西一生氏，今井政之氏，野口達也氏，竹中工務店技術研究所の本多剛氏からは，遠心模型振動実験実施にあたり多大な協力を受けましたことに深く感謝いたします。竹中工務店技術研究所の金田一広氏からは，格子幅を変えた遠心模型振動実験のシミュレーションに関して有意義な助言を頂いたことに深く感謝いたします。竹中工務店技術研究所の重野喜政氏の研究成果である並列計算手法を用いることによって 3 次元の解析を容易におこなうことができましたことに深く感謝いたします。また，使用している遠心模型振動実験結果の一部は国土技術政策総合研究所からの受託業務として実施したものです。国土技術政策総合研究所の明石達生(現，東京都市大学教授)氏，大橋征幹氏，新井洋氏には，遠心模型振動実験の実験方法・実験条件に関して的確な助言・指導を頂き，実験成果をあげることができましたことに深く感謝いたします。実験と解析に用いました浦安波は，防災科学技術研究所 HP よりダウンロードして使用しました。ここに謝意を表します。

最後に，この論文をまとめるにあたり協力していただいた関係者の方々に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) Aubry, D. and et al. (1982) : A double memory with multiple mechanisms for cyclic soil behavior, Proc. Int. Symp. on Num. Models in Geomech., Zurich, pp.3-13.
- 2) 安間清, 津國正一 (2005) : 廃棄物処分場護岸隅角部での遮水矢板の耐震性能に関する解析的考察, 土木学会論文集, No.806, III-73, pp.13-31.
- 3) 安間清, 津國正一 (2007) : 遮水矢板の構造異方性を考慮した耐震性能に関する研究, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.2, pp.326-335.
- 4) Biot (1956) : Theory of propagation of elastic waves in a fluid saturated porous solid, Part I -Low frequency range-, Part II -Higher frequency range-, J.Acoust., Soc. Am., Vol.28, pp.168-191.
- 5) 土木学会 (2003) : 包括設計コード(案),
https://www.jsce.or.jp/committee/acecc/code/CODE_PLATFORM_ver.1_j.pdf.
- 6) 土木研究所耐震技術センター動土質研究室ほか (1999) : 液状化対策工法設計・施工マニュアル(案), 土木研究所共同研究報告書.
- 7) 土木研究所 (2007) : 地盤改良のための ALicc 工法マニュアル, 鹿島出版会.
- 8) 沿岸技術研究センター (2008) : 深層混合処理工法技術マニュアル(改訂版), pp.153.
- 9) Ghaboussi, J. and Wilson, E. I. (1972) : Variational formulation of dynamic s of fluid-saturated porous elastic solids, J. Engng.Mech.Div., ASCE, 98, (EM4).
- 10) Goodman, E. (1968) : A model for the mechanics of jointed rock, Proc. American Society of Civil Engineers Soil Mech. Found. Engng., SM3, pp.429-451, pp.657-659.
- 11) 橋口広一, 上野正美, 陳忠平 (1996) : 下負荷面および回転硬化の概念に基づく土の弾塑性構成式, 土木学会論文集, No.567, III-3 6, pp.127-144.
- 12) Iizuka, A. and Ohta, H. (1987) : A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-Viscoplastic Finite Element Analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87.
- 13) Imai, T (1977) : P and S-wave velocities of the ground in Japan, Proc., 9th ISSMFE Tokyo, vol.2, pp257-260.
- 14) 飯塚敦 (1988) : 軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究, 京都大学学位論文.
- 15) 岩下友也, 山口嘉一 (2000) : 兵庫県南部地震で被災したアースダムの有効応力解析, 土木学会第 55 回年次学術講演会, III-A133.
- 16) 岩下友也, 津國正一 (2001) : 動的弾塑性有効応力解析によるロックフィルダムの遠心力模型振動実験のシミュレーション, 第 26 回地震工学研究発表会, pp.685-688.
- 17) コラムリンク工法研究会 (2012) : コラムリンク工法マニュアル.
- 18) 地盤工学会 土構造物の地震時における許容変形と性能設計に関する研究委員会 (2007) : 土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム,

pp.143.

- 19) 地盤工学会 (2009) : 性能設計概念に基づいた基礎構造物等に関する設計原則,
http://www.jiban.or.jp/file/organi/bu/kijyunbu/kouji/jgs_4001-2.pdf.
- 20) 地盤工学会 (2014) : 土構造物耐震化研究委員会最終報告書.
- 21) Kabilamany, K. and et al. (1975) : Development of yield surface for sand, 第 20 回土質工学研究発表会, pp.366-368.
- 22) 金田一広, 津國正一, 本多剛, 内田明彦 (2015) : 格子状地盤改良の格子間隔に対する地震時の沈下解析, 日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.706, pp.1817-1824.
- 23) 川崎廣貴, 樋口尚弘, 堤祥一, 新川直利 (2011) : 熊本宇土道路に用いたコラムリンク工法の試験施工動態観測挙動, 土木学会第 66 回年次学術講演会, III 部門, pp.51-52.
- 24) 古賀泰之, 松尾修, 榎田実, 伊藤浩二, 鈴木吉夫 (1998) : 深層混合処理工法による砂地盤の液状化対策に関する模型振動実験(その 2)ー格子状改良地盤の液状化抑制効果についてー, 土質工学研究発表会, pp.1019-1020.
- 25) 国土交通省 (2002) : 土木・建築にかかる設計の基本,
<http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha02/13/131021/131021.pdf>.
- 26) 港湾空港技術研究所, 沿岸技術研究センター, 五洋建設, 清水建設, 竹中土木, 東亜建設工業, 東洋建設, 不同テトラ (2014) : 浮き型格子状液状化対策工法(フューラット工法)技術マニュアル(案).
- 27) Matsui, H., Ishii, H and Horikoshi, K. (2013): Hybrid Application of Deep Mixing Columns Combined with Walls as a Soft Ground Improvement Method Under Embankment, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp.2545-2548.
- 28) 松井秀岳, 石井裕泰, 宮川智史, 上村一義, 了戒公利 (2013) : コラムリンク工法を適用した改良地盤の簡易沈下計算手法の提案, 土木学会第 68 回年次学術講演会, III 部門, pp.143-144.
- 29) Matsuoka, H. and Nakai, T. (1977): Stress strain relationship of soil based on the SMP, IXICSMFE.
- 30) Pande, G. N. and Pietruszczak, S. (1982) : Reflecting surface for soils, Proc. Of Int. Symposium on Numerical Models in Geomech., Zurich, pp.50-64.
- 31) Pastor, M. and Zienkiewicz, O. C. (1986) : A generalized plasticity , hierarchical model for sand under monotonic and cyclic loading, Proc. 2nd Int. Sym. On Numerical models in Geomech., Ghent, pp.131-150.
- 32) 日本建築学会 (2006) : 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計.
- 33) 日本建築学会 (2001) : 建築基礎構造設計指針 2001 改定, pp.146.
- 34) 日本建築センター (2002a) : 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針ーセメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法ー, pp.349.
- 35) 日本建築センター (2002b) : 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指

- 針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—, pp.49.
- 36) 日本建築センター (2002c): 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針—セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法—, pp.355.
- 37) 日本道路協会 (2012): 道路土工 軟弱地盤対策工指針(平成 24 年度版), 丸善出版.
- 38) Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive equations of soil, Proceedings of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.229-238.
- 39) 塩見忠彦, 吉澤睦博, 鬼丸貞友, 津國正一(1998): 地盤と構造物の非線形挙動を考慮した構造解析システムの開発, 竹中技術研究報告, No.54, pp.1-8.
- 40) 重野喜政 (2013): 基礎構造を対象とした有限要素法解析プログラムのスレッド並列による高速化, 日本建築学会技術報告集, 41 巻, pp.345-350.
- 41) 正垣孝晴 (2012): 性能設計のための地盤工学—地盤調査・試験・設計・維持管理まで—, 鹿島出版会.
- 42) 新川直利, 堤祥一, 川原実, 川崎廣貴 (2010): 熊本・宇土道路における側方流動対策としてのコラムリンク工法の試験施工, 土木学会第 65 回年次学術講演会, III 部門, pp.1005-1006.
- 43) 杉本三千雄, 畑中宗憲, 鈴木善雄, 伊藤尚彦, 栗原文夫 (1983): 低拘束圧下の砂の動力学特性, 第 18 回土質工学研究発表会, pp.501-502.
- 44) 杉本三千雄, 畑中宗憲, 鈴木善雄, 佐藤博志, 菅沢守 (1985): 低拘束圧下の砂質土の一次元圧縮・膨張特性, 第 20 回土質工学研究発表会, pp.231-232.
- 45) 鈴木吉夫, 斉藤聡, 鬼丸貞友, 木村玄, 内田明彦, 奥村良介 (1995): 深層混合処理工法を用いた格子状地盤改良による液状化対策工, 土と基礎, Vol.44, No.3, pp.46-48.
- 46) 高橋英紀, 森川嘉之, 津國正一, 吉田誠, 深田久 (2012): 液状化対策としての格子状固化処理工法の改良深さ低減に関する研究, 港湾空港技術研究所報告, 第 51 巻, 第 2 号, pp.3-39.
- 47) 谷茂, 津國正一, 塩見忠彦 (2006): フィルダムの地震時変形予測手法に関する研究, 第 12 回日本地震工学シンポジウム, pp.730-733.
- 48) Tsukuni, S., Shiomi, T. Hatanaka, M. Tanaka, Y. Suzuki, Y. and Hirose, T. (1987) : Simulation Analysis of Ground Liquefaction In A Soil-structures System Of A Shaking Table Test, Proc. of the International Conference on Numerical Methods in Engineering: Theory and Applications, Swansea, T40-1.
- 49) Tsukuni, S., Namikawa, T. (2014): Proceedings of the 14th International Conference of International Association for Computer and Recent Advances in Geomechanics, Kyoto.
- 50) Tsutsumi, S., Sawamatsu, T., Iso, Y. and Oshita, T. (2009): Centrifuge Model experiment of new improvement type in deep mixing method with steel tied by cable for lateral flow, Deep mixing 2009 Okinawa symposium.

- 51) 津國正一 (2014a) : 3 次元 FEM 解析による杭状・壁状配置併用型改良工法の詳細設計法の検討, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.70, No.3, pp.313-327.
- 52) 津國正一, 並河努 (2014b) : 地盤改良を用いた防護工による既設高压ガス導管の圧密沈下対策, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.4, pp.659-670.
- 53) 津國正一, 小西一生, 内田明彦 (2014c) : 格子状地盤改良内で発生する沈下量に着目した遠心模型振動実験, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.70, No.3, pp.301-312.
- 54) 津國正一, 内田明彦, 本多剛, 小西一生 (2014d) : 格子状地盤改良による住宅沈下量抑制効果に着目した遠心模型振動実験, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.4, pp.761-771.
- 55) 津國正一, 内田明彦, 小西一生 (2014e) : 格子状地盤改良の住宅沈下量抑制効果に着目した遠心模型振動実験, 地盤工学会誌, No.62-6, pp.14-17.
- 56) 津國正一, 畑中宗憲, 田中芳行, 塩見忠彦, 広瀬忠孝 (1985) : 2 次元有効応力解析法(プログラム DIANA-G)による模型振動実験のシミュレーション, 第 18 回地震工学研究発表会, pp.365-368
- 57) 津國正一, 塩見忠彦 (2001) : 土木学会第 56 回年次学術講演会, III 部門, pp.172-173.
- 58) 堤祥一, 小橋秀俊, 澤松俊寿 (2010) : コラムリンク工法の遠心模型実験による検討, 土木学会第 65 回年次学術講演会, III 部門, pp.1007-1008.
- 59) 内田明彦, 小田島鴨之, 山下清 (2013) : 東北地方太平洋沖地震における格子状地盤改良を施した建物基礎の挙動, 日本建築学会技術報告集, vol.19, pp.481-484.
- 60) 内田明彦, 津國正一, 明石達生, 大橋征幹, 新井洋 (2014) : 格子状地中壁工法の液状化対策効果に関する簡易評価シート, 日本建築学会技術報告集, Vol.20, No.46, pp.921-924.
- 61) 浦安市 (2014 参照) : 液状化対策実現可能性検討委員会,
<http://www.city.urayasu.chiba.jp/dd.aspx?menuid=12095>.
- 62) Yamazaki Y., Konno M., Tsukuni S., Ao T. and Kadonaka S. (2009) : Soil Improvement design for preventing consolidation settlement, Deep Mixing 2009 Okinawa Symposium International Symposium on Deep Mixing & Admixture Stabilization, DI-14.
- 63) 横田弘, 濱田純次, 大熊弘行, 杉澤政敏, 芥川博昭, 津國正一, 佐藤博 (2003) : 斜め組杭式栈橋の地震時挙動に関する数値解析と耐震性能照査法の提案, 港湾空港技術研究所報告, Vol.42, No.2, pp.87-132.
- 64) 吉田誠, 高橋英紀, 森川嘉之, 深田久, 中島秀晃, 河田雅也, 水谷征治, 住谷圭一 (2013) : 浮き型格子状固化処理工法への擬似三次元化解析手法の導入と水平成層地盤への工法適用性, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.69, No.2, pp.I_951-I_963.
- 65) Zienkiewicz, O. C. and et al. (1978) : Non-linear seismic response and liquefaction, Int. J. Num. and Meth. On Geomech., Vol.2, No.4, pp.381-404.
- 66) Zienkiewicz, O. C. and et al. (1984) : A unified set of single-step algorithms, Part1: general formulation and applications, Int. J. Num. Mech. Eng., 20, pp.1529-52.

- 67) Zienkiewicz, O. C. and et al. (1990) : Static and dynamic behavior of soils: a rational approach to quantitative solutions, I. Fully saturated problems, II, Semi-saturated problems, Proc. R. Soc. Lond. A, pp.285-309, pp.311-321.

査読付き論文

| 章 | 関連論文 |
|------------|--|
| 3 章 | 津國正一：3次元 FEM 解析による杭状・壁状配置併用型改良工法の詳細設計法の検討, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.70, No.3, 2014, pp.313-327. |
| 4 章 | 津國正一, 並河努：地盤改良を用いた防護工による既設高圧ガス導管の圧密沈下対策, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.4, 2014, pp.659-670. |
| 5 章 | 津國正一, 小西一生, 内田明彦：格子状地盤改良内で発生する沈下量に着目した遠心模型振動実験, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.70, No.3, 2014, pp.301-312. |
| | 津國正一, 内田明彦, 本多剛, 小西一生：格子状地盤改良による住宅沈下量抑制効果に着目した遠心模型振動実験, 地盤工学ジャーナル, Vol.9, No.4, 2014, pp.761-771. |
| | 内田明彦, 津國正一, 明石達生, 大橋征幹, 新井洋：格子状地中壁工法の液状化対策効果に関する簡易評価シート, 日本建築学会技術報告集, Vol.20, No.46, pp.921-924, 2014. |