

第5章 数値解析による浅層盤状改良工法の効果検証

5.1 概要

本研究の基本コンセプトである「浅層盤状改良」について、2つの有効応力解析を用いて改良範囲と住宅のめり込み沈下量の関係を研究し、設計に有用な資料を得ることを目的とした。

解析には、弾塑性構成式 SYS Cam-Clay model を搭載した水～土骨格連成有限変形コード **GEOASIA**、静的有限要素解析コード **ALID** を用いた。では、振動台実験のシミュレーションを実施し、解析モデルの作成、変形量の照査と浅層盤状改良の効果のメカニズムを考察した。また、とを用いて、実験を補完し、実物大の浅層改良の影響を把握するため、改良厚、改良幅、改良手法や隣接建屋（隣家）の有無などをパラメータにしたケーススタディを実施した。さらには、を用いて、より多様な仕様をパラメータとして、効率的かつ効果的な改良仕様の決定に資するデータの提供を行った。

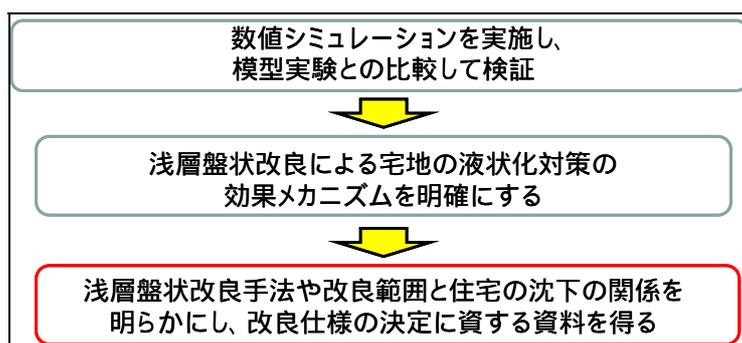


図 5.1.1 数値解析による浅層盤状改良工法の効果検証

5.2 有効応力解析 **GEOASIA** による検討

5.2.1 解析コードの特徴

地盤解析コード **GEOASIA** (All Soils All States All Round Geo-Analysis Integration)¹⁾は、名古屋大学地盤力学研究室で開発されたもので、砂から中間土、粘土までの力学挙動を同じ理論的枠組みで記述し、変形も破壊も、そして数秒から数分間の時間レベルで生じる地震中挙動と数年から数百年の時間レベルで生じる地震後変形挙動も対象にすることができる。この解析コードに搭載する土骨格の弾塑性構成式は、土の骨格構造（構造・過圧密・異方性）とその働きを記述する SYS カムクレイモデル^{2),3),4)}である。カムクレイモデルをベースにして構造を表す上負荷面、過圧密状態を表す下負荷面^{5),6)}を用いることにより、緩い砂や自然堆積粘土に特徴的な繰り返しせん断に伴う乱れを記述し、応力パラメータ η^* ⁷⁾とその硬化則⁸⁾を用いることによりそれらの土が有する異方性を記述するモデルである。この解析コードはまた、運動方程式が up-dated Lagrangian による有限変形理論に基づいて速度型で定式化され、慣性力にも対応でき、そして刻々の地盤の形状変化を扱うことができる水～土骨格連成有限変形解析コードである。この結果、この解析コードは、例えば圧密問題なら圧密専用解析コード、液状化の問題なら液状化専用解析コードのような、技術者や研究者が解く問題を決めてから、その問題に照準を合わせて選ぶ解析コードではなく、この解析コードに例えば盛土荷重や地震荷重のように与えられた外力形態に応じて、いわば地盤に何がどのように起きるかを尋ねるような解析コードである。この点が、地盤工学的な観点における、この計算プログラムの重要な特徴の一つである⁹⁾。

なお、この計算プログラムの数学/力学的な特徴は以下の4点に要約できる。水と土骨格の2層混合体理論に基づいた連続式（質量保存則）を導入していること、「加速度項」がダルシー則に（自ずと）導入されていること、直接の計算対象は土骨格の運動であること、運動方程式の増分形に対して弱形式を取っており、したがって基礎方程式に直接弾塑性構成式が載ること、の4点である。

本研究では、上記の特徴を有する地盤解析コード **GEOASIA** を使い、まずは遠心模型実験のシミュレーションを実施し、浅層盤状改良工法の定量的評価の精度を照査した。次に、改良手法、改良厚、改良幅などの各種のケーススタディを実施した。

5.2.2 遠心模型実験のシミュレーション

(1) 材料定数の決定

地震応答解析に先立ち、地盤解析コード **GEOASIA** に必要な材料定数・初期条件の決定を行った。通常、地盤解析コード **GEOASIA** に搭載されている SYS カムクレイモデルの材料定数および初期条件の決定には、単調非排水三軸圧縮試験 (CUbar 試験) や標準圧密試験結果を、構成式応答にて再現し試行錯誤的に決定する。今回、遠心模型実験に使用した珪砂 7号にて密度調整した試料を用い、単調非排水三軸圧縮試験 (CUbar 試験) を実施した。その結果を構成式応答にて再現し材料定数・初期条件を実施した。併せて、三軸圧縮試験を用いた動的変形試験を実施し、その結果と構成式応答による結果を比較し、最適な材料定数・初期値群の決定を行った。

表 5.2.1 に、本検討で用いた珪砂 7号の弾塑性性状 (弾塑性パラメータ、発展則パラメータ、初期値) の一覧を示す。弾塑性パラメータが 5 つ、発展則パラメータが 6 つ、初期値が 5 つ、その他、物理的性質を示す土粒子密度および透水係数がある。

表 5.2.1 材料定数および初期値

珪砂7号の材料定数					
弾塑性パラメータ			発展則パラメータ		
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.045	正規圧密土化指数	m	0.080
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.002	構造劣化指数	a	2.200
限界状態定数	M	1.200		b	1.000
NCLの切片	N	1.980		c	1.000
ポアソン比	ν	0.150		c_s	1.000
土粒子密度	ρ_s	2.636	回転硬化指数	b_r	3.500
透水係数 (cm/s)	k	1.0×10^{-3}	回転硬化限界定数	m_b	0.900

初期値					
液状化層					
比体積	v_0	1.900	静止土圧係数	K_0	0.600
構造の程度	$1/R_0^*$	2.000	異方性の程度	K_β	0.600

まず、単調非排水三軸圧縮試験結果から、弾塑性性状を決定した。図 5.2.1 に珪砂 7号の室内試験結果とSYS カムクレイモデルの構成式応答による再現結果を重ねて示す。なお、実験結果のデータシートを参考資料に示す。計算結果は実験結果をよく再現できていることがわかる。再現結果から珪砂 7号の材料定数・初期状態を決定した。

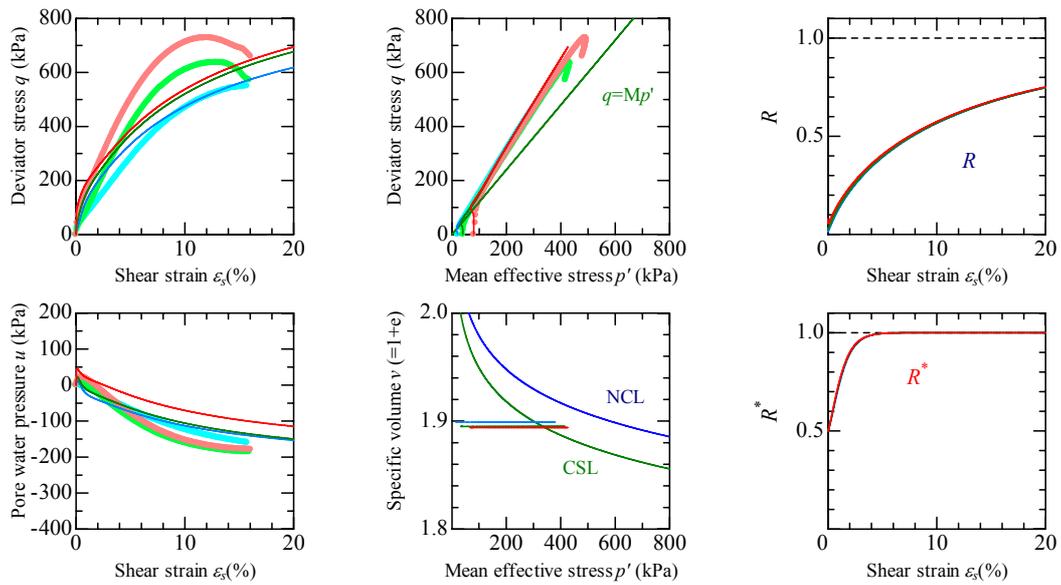


図 5.2.1 単調非排水三軸圧縮試験結果および再現結果

次に、動的変形試験の再現結果を図 5.2.2 に示す。なお、実験結果のデータシートを参考資料に示す。今回の物性値は、この試験結果も考慮して与えた物性値であるため、初期剛性および剛性が低下してゆく過程を比較的精度よく再現できている。ただし、履歴減衰率について、全般的に低めの値が出ていることに加え、後半の载荷段階では急激な増加を示している。これらの点は今後、モデルを高度化してゆく際に改善すべき課題であるが、本照査では、ひずみレベルの小さい範囲の挙動については動的変形試験が、ひずみレベルの大きい範囲の挙動については非排水三軸圧縮試験(CUbar)試験が概ね保証していると見なして照査を進める。

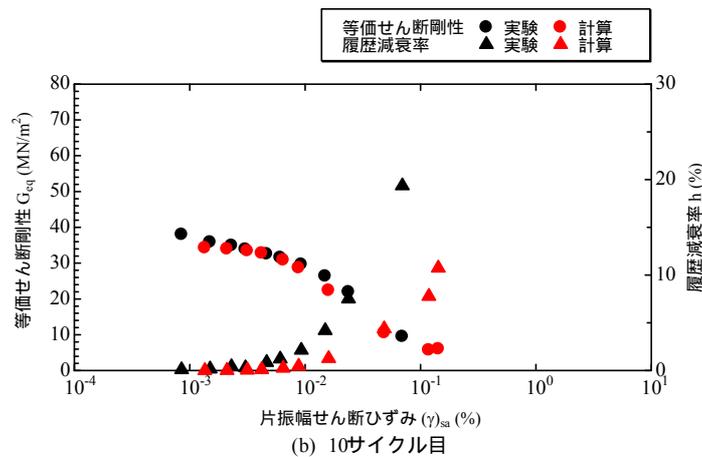


図 5.2.2 動的変形試験結果および再現結果

(2) 解析条件

今回、遠心模型実験のシミュレーションに用いた有限要素メッシュと境界条件を図 5.2.3 に示す。2次元平面ひずみ条件を仮定し水理境界は底面・側面ともに非排水とした。また地表面は大気圧とし、地下水位は GL-1m とした。ただし、SYS カムクレイモデルは飽和土のみしか表現されないため、地下水位以浅の要素はその4辺ともすべて大気圧となるような排水条件を与えることでモデル化した。

メッシュサイズは遠心土槽の1G場換算場のサイズと同値とし、深さ10m、幅47.5mとした。剛土槽であるため、下端・側面とも加速度境界として、一様変形するように設定した。浅層盤状改良体は、解析領域中央の幅8.5m区間に、表5.2.2に示す4ケースを設定して計算を行った。改良体は透水性を有する2相系弾性体としてモデル化し一軸圧縮強度 $q_u=400\text{kN/m}^2$ 程度を想定した改良体が有するような弾性定数¹⁰⁾を用いた。この改良体(弾性体)は元の未改良地盤の応力状態からの変化が生じないように、改良地点の土要素と同じ密度として置換した。また、地盤内の初期土性分布として、比体積、構造の程度 $1/R^*$ および側圧係数すなわち応力比が深さ方向に一様と仮定し、重力を考慮して土被り圧に応じ過圧密比 $OCR(=1/R)$ を分布させた。

また、建物のモデルに関しては、1相系弾性体として遠心模型実験に使用したアクリルと同物性値となる弾性係数を用いた。荷重に関しては実験同様 10kN/m^2 とし、有限要素メッシュにて水平地盤に載荷し¹¹⁾、過剰間隙水圧が消散し圧密に伴う変形が収束した後、地震応答解析を実施した。

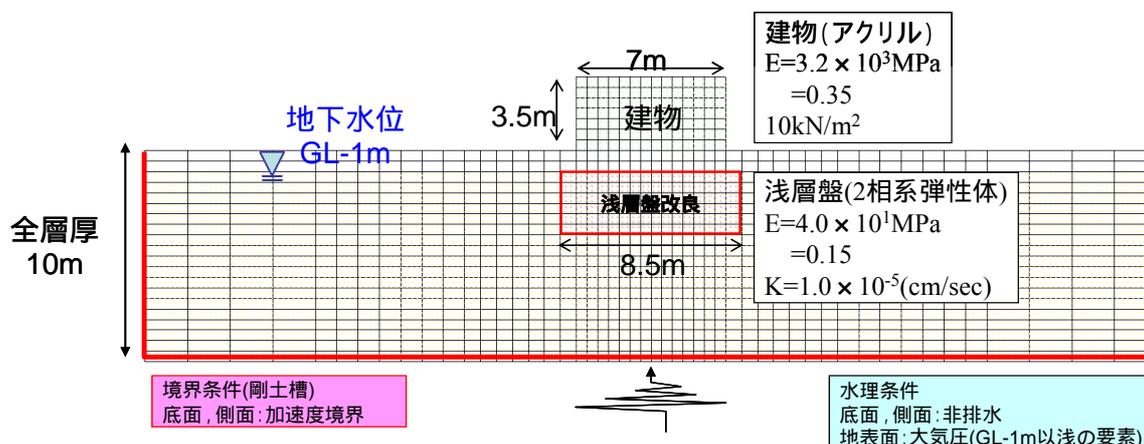
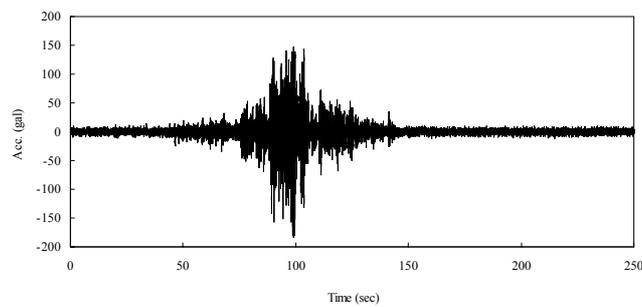


図 5.2.3 有限変形メッシュおよび境界・水理条件

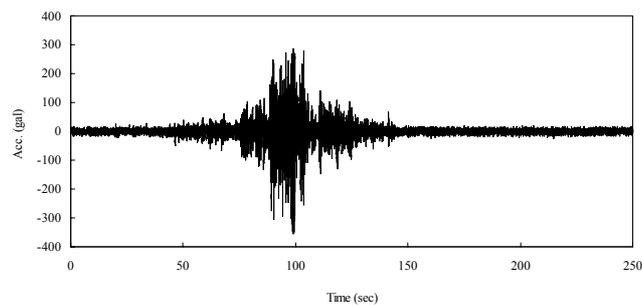
表 5.2.2 遠心模型実験シミュレーション解析 ケース一覧

ケース	浅層盤状改良厚
1	0.0m
2	1.5m
3	3.0m
4	4.5m

地震動は、遠心模型実験ケース 1,2 実施時に観測された入力波形を用いた(図 5.2.4)。また、遠心模型実験同様、地震動 1 および地震動 2 の最大加速度を表 5.2.3 のように設定した。なお、遠心模型実験では、ケース 1,2 実施時とケース 3,4 実施時にて、異なる波形が観測されているが、数値解析では挙動の比較のため、ケース 1,2 の観測波に統一して全ケースの解析を実施した。



地震動 1



地震動 2

図 5.2.4 入力地震動波形

表 5.2.3 最大加速度

ケース	最大加速度
地震動 1	1.84 m/s ²
地震動 2	3.57 m/s ²

(3) 解析結果

地震動 1

地震動 1 による地震応答解析結果を示す。図 5.2.5 に最大加速度時の過剰間隙水圧分布、図 5.2.6 に地震終了後、過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。まず、地震中の過剰間隙水圧をみると、全ケースにて水圧は上昇しており、液状化が発生していることがわかる。なお、浅層盤状改良体部分にも水圧が発生している。これは改良体を 2 相系弾性体でモデル化しているため、周辺地盤の液状化に伴う過剰間隙水圧の上昇に伴い、ひっぱられるように改良体内も上昇することによる。

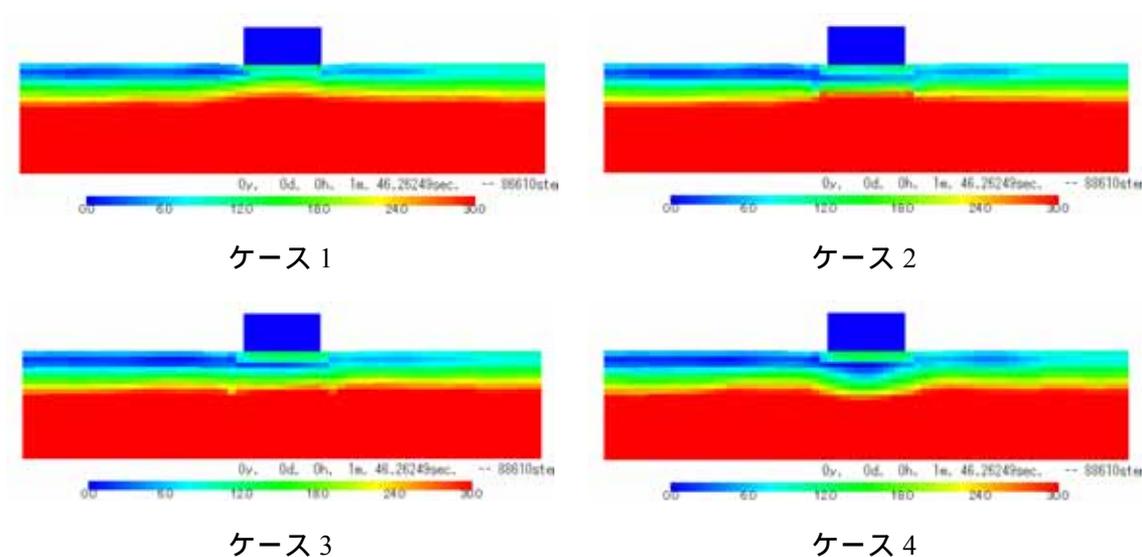


図 5.2.5 過剰間隙水圧分布 (最大加速度時)

次に、せん断ひずみ分布による変形の様子について、ケース1（無改良地盤）では、建物直下において、ほぼ全深度にわたりせん断ひずみが発生している。浅層盤状改良により、改良部においてはせん断ひずみの発生が抑制される。浅層盤状改良の下部に関しては、ケース1とほぼ同程度のひずみは発生しており、ある程度の変形は発生することがわかる。

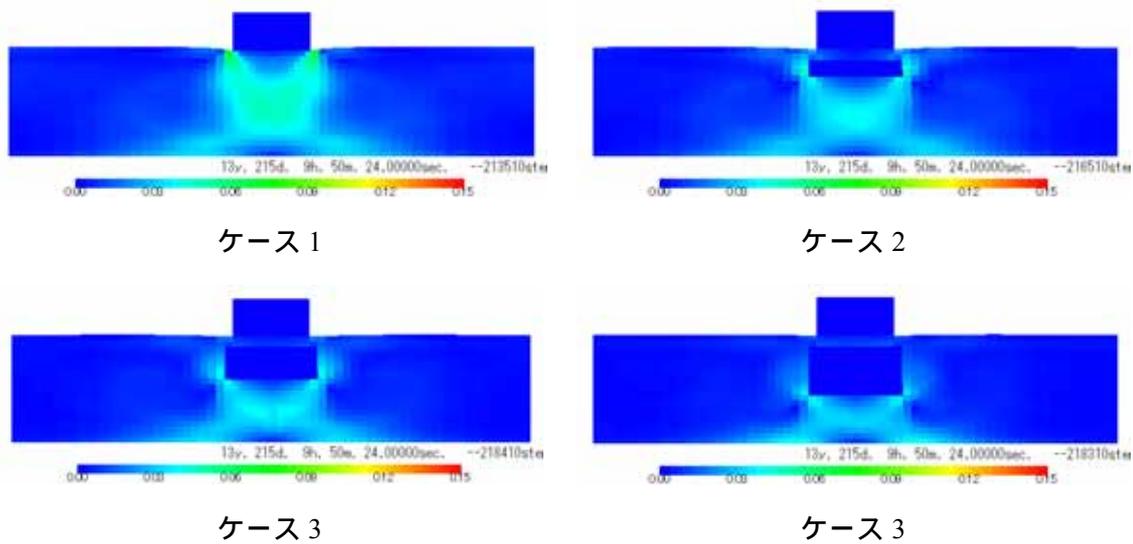


図 5.2.6 せん断ひずみ分布（地震終了 水圧消散時）

続いて変形量の地震発生からの経時変化を示す。図 5.2.7 は建屋上部の鉛直変位～時間関係の実験値と解析値の比較を示す。地震中をみると、実験では主要動が発生する 80 秒頃から大きく発生、解析では徐々に発生し次第に大きくなるといった違いはあるものの、定量的にケース 1 にて実験値および解析値とも 250mm 程度と良好な相関がみられる。また、収束過程においても、経時変化の傾向・変形量ともにより相関がみられる。

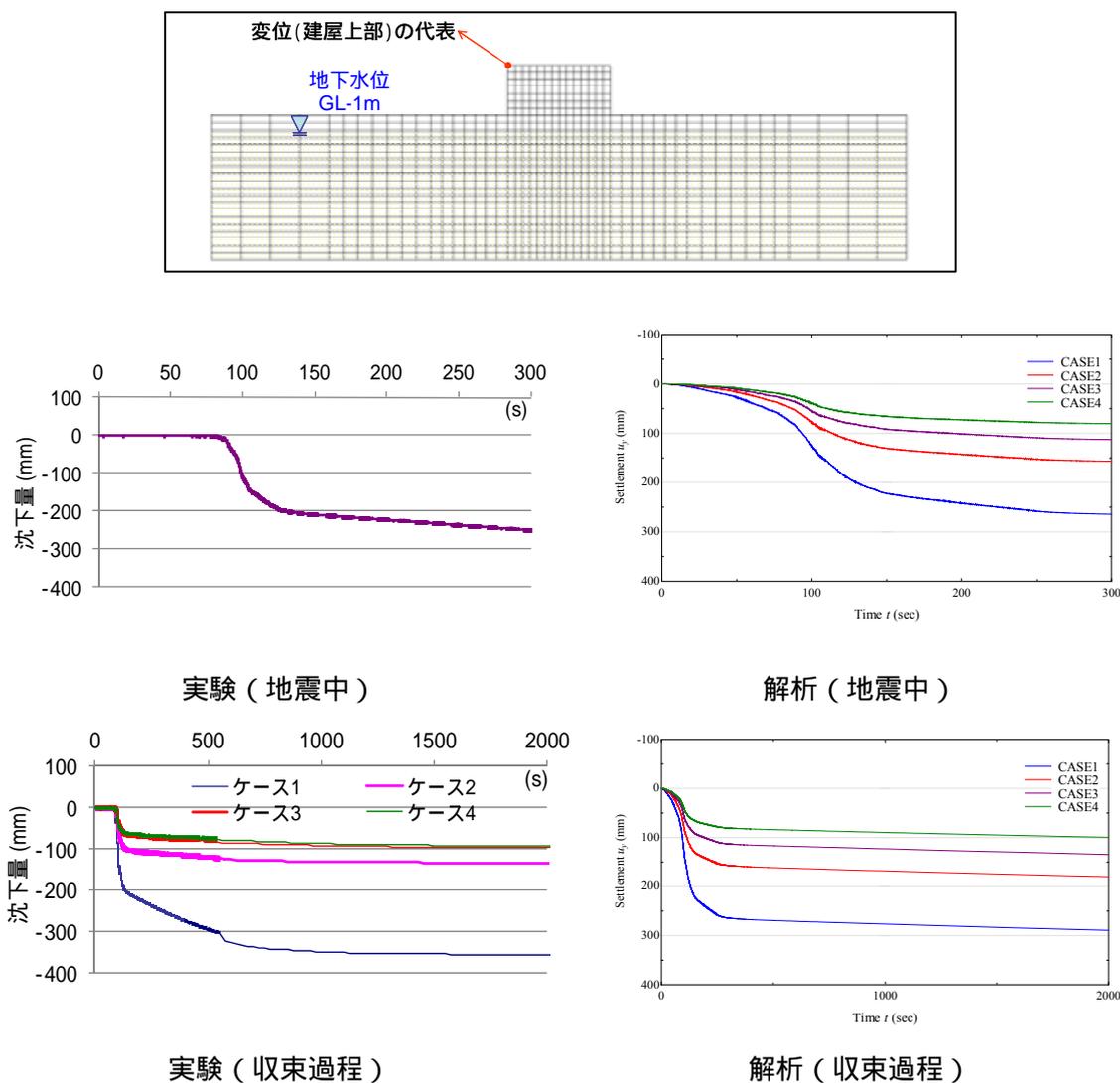


図 5.2.7 鉛直変位～時間関係(建屋上部)

図 5.2.8 に過剰間隙水圧の経時変化を示す。GL-3.75m と GL-8.75m の 2 深度の値を示す。地震中、実験では変形と同様に主要動の発生時より水圧の発生が見られるが、解析では地震発生より水圧の上昇がみられる。これに関しては本解析コードの課題としてあげられるが、水圧の程度および収束過程においては、解析において実験の傾向を精度よく表現できている。なお、地盤解析コード **GEOASIA** では地震発生から過剰間隙水圧発生・液状化、その後の水圧消散に伴う変形の収束までを一連にて表現できることを強調しておく。

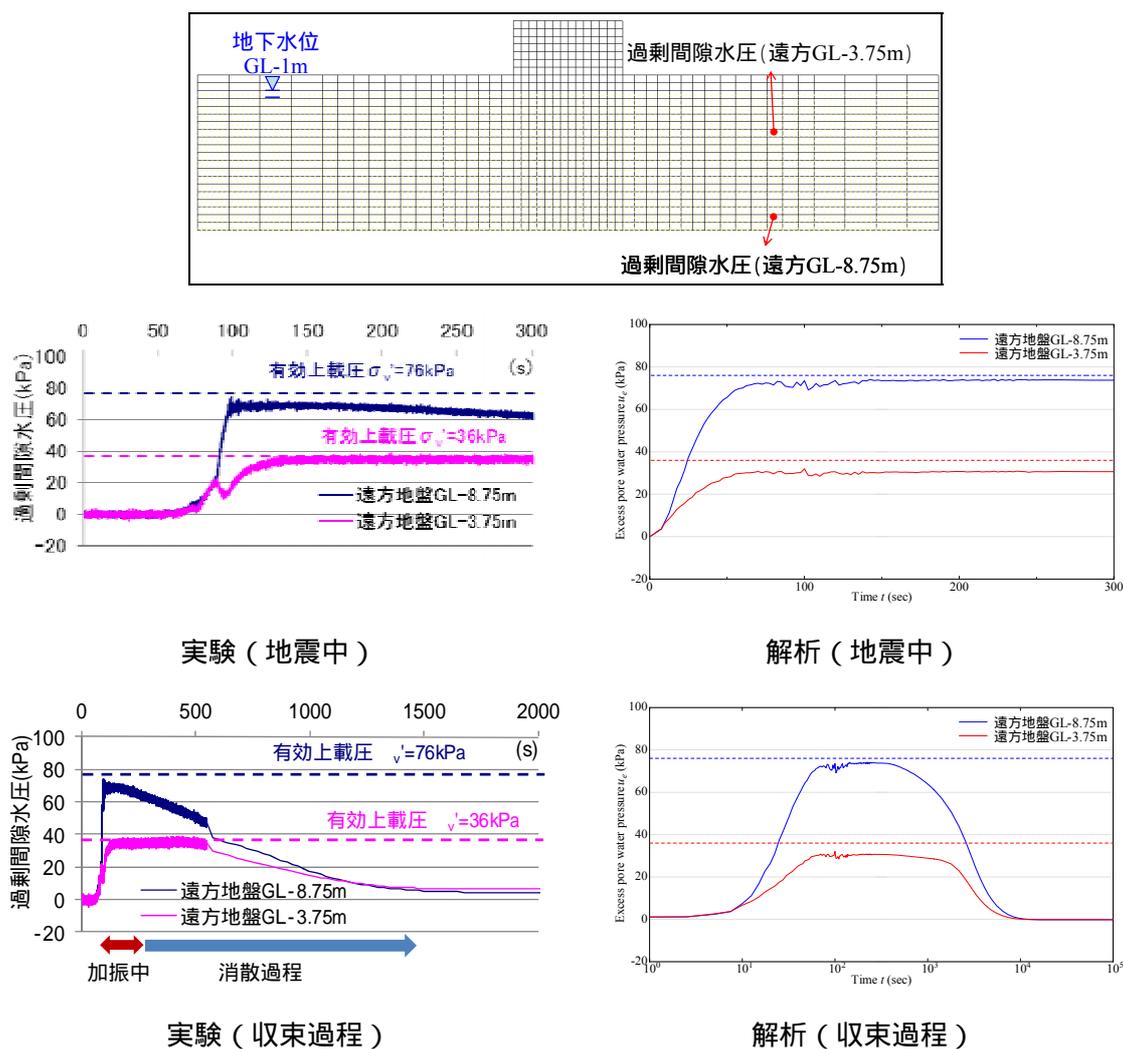


図 5.2.8 過剰間隙水圧～時間関係 (ケース 1)

地震動 2

次に、地震動 2 による地震応答解析結果を示す。本解析は、遠心模型実験同様、地震動 1 を与えた地盤で水圧が消散して変形が収束後の地盤に対し、地震動 2 を与えて解析を実施している。地震動 2 の際の発生前に、材料定数や状態量の再設定などは実施していない。このような解析が可能である事も、地盤解析コード **GEOASIA** の特徴である。

図 5.2.9 に地震中の過剰間隙水圧分布、図 5.2.10 に地震後のせん断ひずみ分布を示す。地震中には過剰間隙水圧が上昇しており、地震動 2 により再液状化が発生している。挙動の傾向に関しては地震動 1 のケースとほぼ同様であるが、程度は当然大きい。

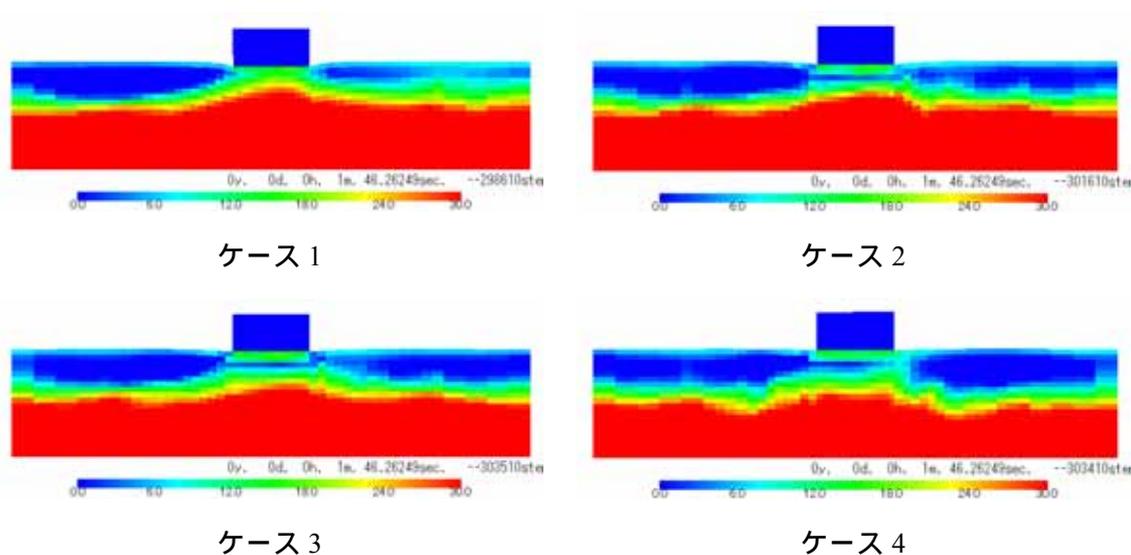


図 5.2.9 過剰間隙水圧分布（最大加速度時）

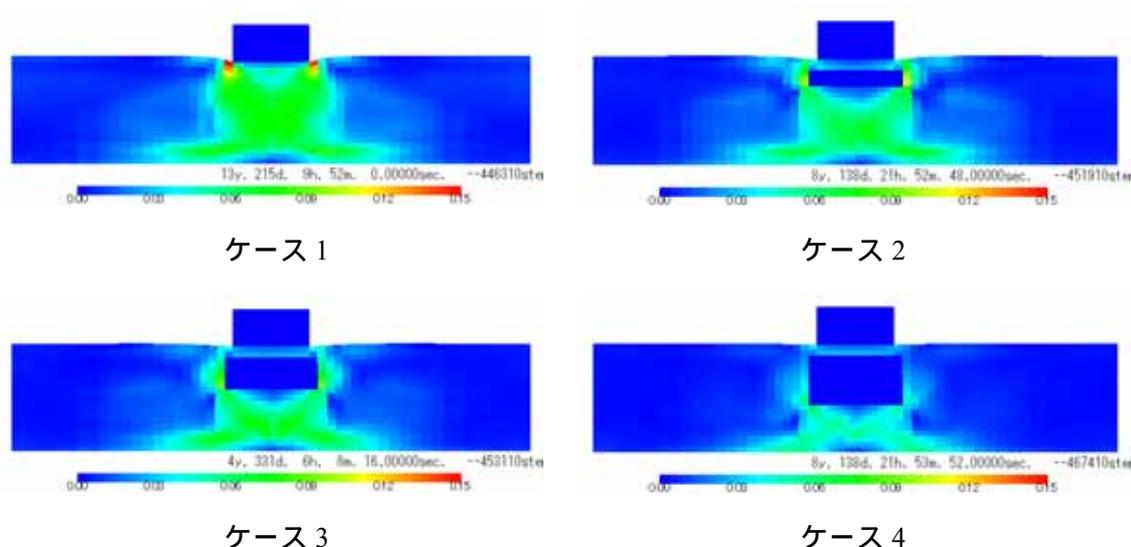


図 5.2.10 せん断ひずみ分布（地震終了 水圧消散時）

図 5.2.11 は建屋上部の鉛直変位～時間関係の実験値と解析値の比較を示す。実験では、地震動 2 では地震動 1 のときと異なり、各ケースでほぼ同程度の変形量となった。解析では、地震動 1 と同様、浅層盤状改良厚が大きくなる毎に変形量は抑制される結果となった。要因の 1 つとして、実験では遠心模型実験は地震動 1 を与えた後、計測のため遠心载荷を中断し、その後地震動 2 を与えるが、解析では連続して地震動を与えている。それによる地震動 2 開始前の状態の差異などが考えられる。

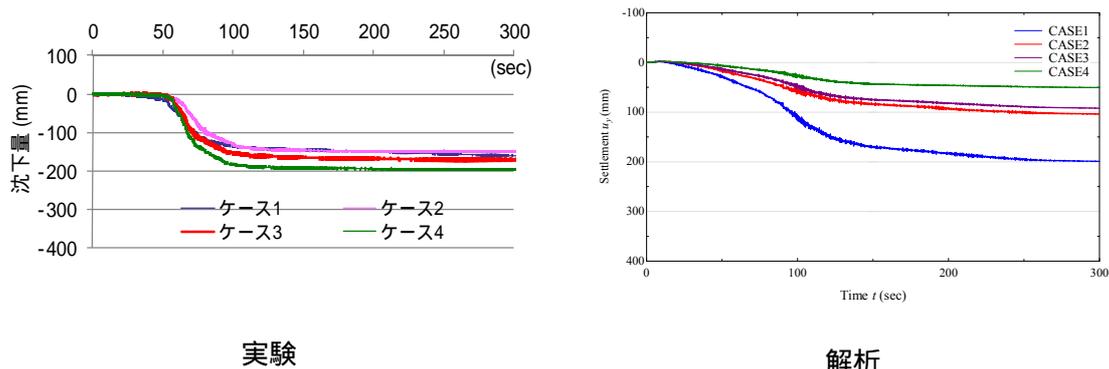


図 5.2.11 建物上部の鉛直変位～時間関係

図 5.2.12 に過剰間隙水圧の経時変化を示す。地震動 1 同様、水圧の上昇発生過程には差異があるものの、水圧の程度および地震動 1 にくらべ地震動 2 のほうが先に上昇する傾向など、解析において実験をよく表現できている。

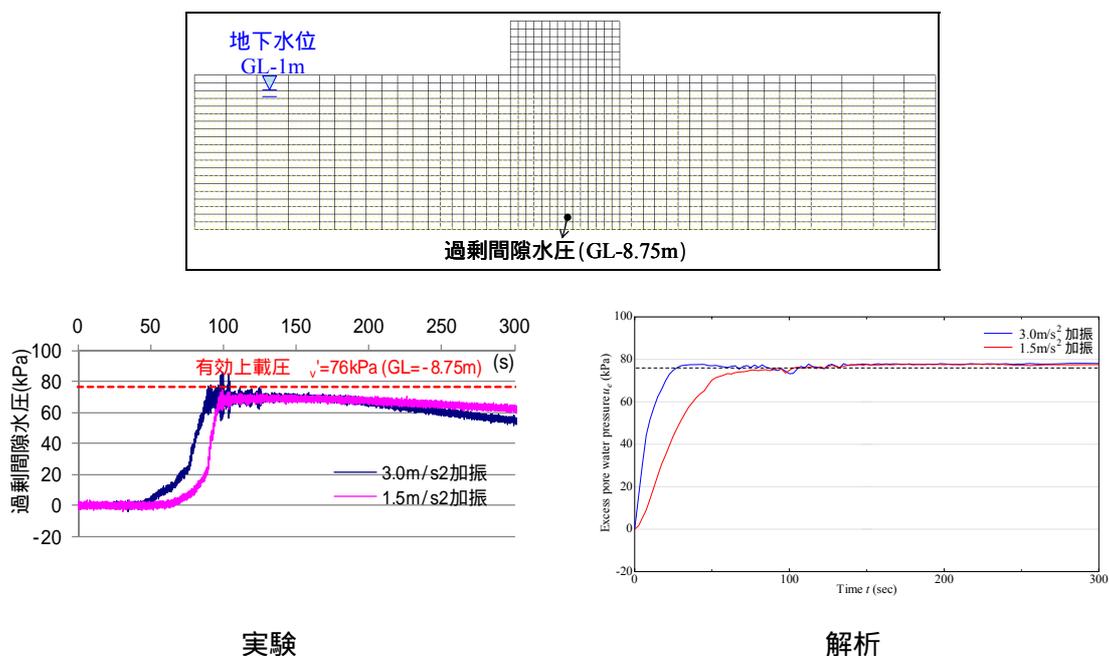


図 5.2.12 過剰間隙水圧～時間関係

図 5.2.13 には、地震動 2 の際の変形収束後の地表面総沈下量を示す。なお、土槽中心の建物および浅層改良の中心部の x 座標を 0 としている。この図からも、浅層盤状改良による沈下低減効果が見て取れる。また、左右にて非対称性が見られるが、これに関しては地震動の非対称性や境界条件が影響して現れている。また傾斜角に関しては、これらの影響が強いため、実験との比較はここでは省略した。

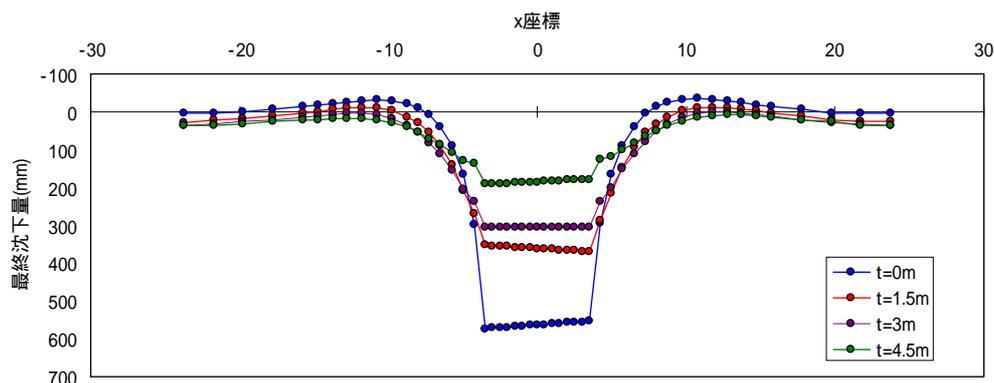


図 5.2.13 地表面総沈下量分布（地震後）

図 5.2.14 に浅層盤状改良厚と建物の総沈下量の関係を示す。図中塗潰しが実験結果、白塗りが解析結果である。また、赤色が地震動 1、青色が地震動 2、黒色が累計の値を示す。実験と解析を比較すると地震動 1 において、浅層盤状改良厚が大きくなるほど、沈下抑制効果が現れる傾向は整合している。また、各ケースで若干の差異は発生するが、特にケース 1（無改良地盤）やケース 3（改良厚 3m）の総沈下量はほぼ同値を示している。以上より、地盤解析コード **GEOASIA** を用いた解析により、浅層盤状改良による液化化対策の効果について定量的に評価されると判断した。

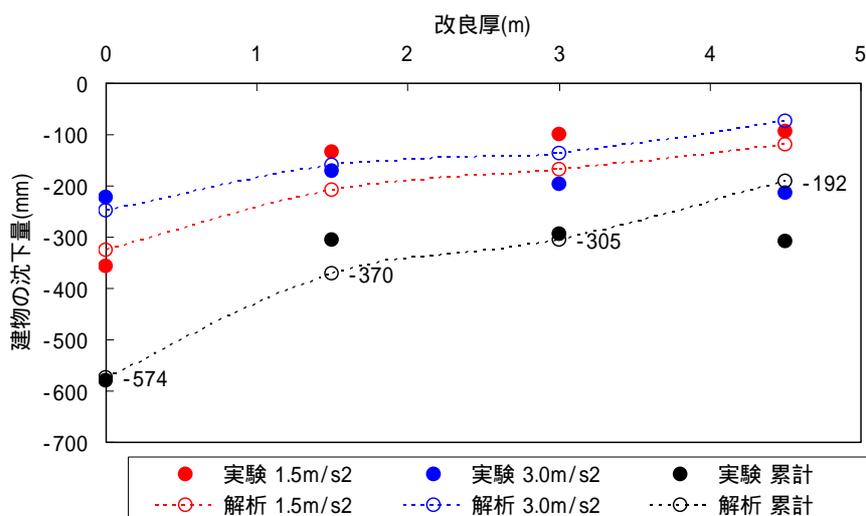


図 5.2.14 浅層盤状改良厚～建物の総沈下量の関係

5.2.3 ケーススタディ

(1) 解析条件

前項にて、数値解析による検討の有用性を示した。続いて、数値解析を用いたケーススタディを実施した。

図 5.2.15 に本検討に用いた有限要素メッシュおよび境界・水理条件を示す。有限要素メッシュは、実際問題を対象とすること、境界による影響をできるだけ排除するため幅 220m と広域に設定した。また、側方境界には同じパターンの形状モデルが無限に繰り返されることに対応した周期境界（左右端の対応する位置の節点の変位を同変位とする）とした。改良対象層厚は 10m とし、その下部に 5m の基盤層を設けた。基盤層の材料定数は改良対象層と同じ珪砂 7 号の値とし、状態を相対密度 $D_r=100\%$ の間隙比 $e=0.6$ とした。表 5.2.4 に基盤層の初期値を示す。下端に関してはせん断波速度 $V_s = 300\text{m/s}$ の粘性境界とした。水理境界に関しては、底面および側面は非排水とした。前節同様、地下水位 GL-1m を表現するため地表面および GL-1m 以浅の要素に関しては大気圧とした。改良体も、前節同様 2 相系弾性体とし、改良地点の土要素と同じ密度として置換してモデル化した。図 5.2.15 中に材料定数を示す。

また、建屋も前節同様、1 相系弾性体とし定数も同様とした。荷重に関しても 10kN/m^2 とした。有限要素メッシュにて水平地盤に載荷し、載荷に伴う過剰間隙水圧が消散し、圧密に伴う変形が収束した後、地震応答解析を実施した。

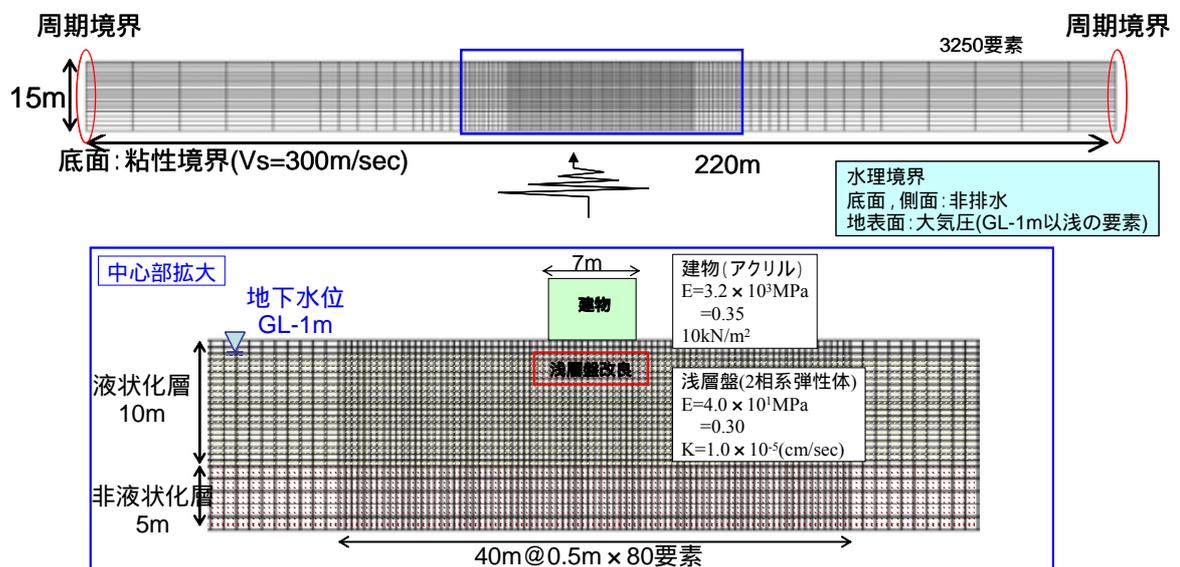
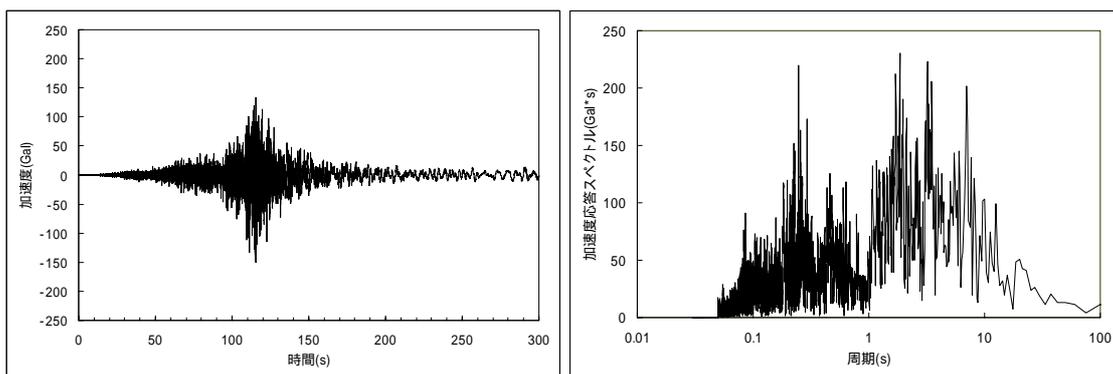


図 5.2.15 有限要素メッシュおよび境界・水理条件

表 5.2.4 改良対象層および基盤層の初期値

初期値					
液状化層					
比体積	v_0	1.900	静止土圧係数	K_0	0.600
構造の程度	$1/R_0^*$	2.000	異方性の程度	K_β	0.600
基盤層 (Dr=100%)					
比体積	v_0	1.600	静止土圧係数	K_0	0.600
構造の程度	$1/R_0^*$	1.010	異方性の程度	K_β	0.600

入力地震動に関しては、2011 年東北地方太平洋沖地震・K-net 浦安観測波 (CHB008EW) を、観測サイト近傍地盤モデルにより表層 (埋土層、沖積砂層) 下部まで SHAKE で引き戻した地震動を「地震動 1」とした。また、地震動 1 の加速度振幅を 2 倍にしたものを「地震動 2」として用いた。地震動 1 の地震波形および加速度スペクトルを図 5.2.16 に示す。



(a) 地震波形

(b) 加速度スペクトル

図 5.2.16 入力地震動 (地震動 1)

(2) 解析ケース

表 5.2.5 に、今回のケーススタディで実施した解析ケースの一覧を示す。浅層盤状改良の効果に影響する項目としては、多数存在し網羅的に把握しようとするればケース数も無限に多数になる。今回は主な入力地震動として「地震動 1」を採用し、浅層盤状改良の効果に及ぼす影響が大きく設計項目として重要と考えた下記の項目をピックアップして解析ケースに設定した。地震動 2 については、改良厚の検討にて 2 ケースのみ実施した。

浅層盤状改良厚

浅層盤状改良幅

液状化地盤 相対密度

液状化地盤 層厚

周辺環境影響（隣接建屋）

浅層盤状改良 改良工法

表 5.2.5 解析ケース一覧

ケース	地震動	浅層盤状改良				液状化地盤			周辺環境
		有無	盤厚	盤幅	工法	相対密度	性状	層厚	隣接建屋
1	1	無	-	-	-	50%	細砂	10m	無
2	1	有	1.5m	9m	固化	50%	細砂	10m	無
3	1	有	3.0m	9m	固化	50%	細砂	10m	無
4	1	有	4.5m	9m	固化	50%	細砂	10m	無
5	1	有	3.0m	7m	固化	50%	細砂	10m	無
6	1	有	3.0m	11m	固化	50%	細砂	10m	無
7	1	無	-	-	-	70%	細砂	10m	無
8	1	有	3.0m	9m	固化	70%	細砂	10m	無
9	1	有	3.0m	9m	固化	50%	細砂	20m	無
10	1	無	-	-	-	50%	細砂	20m	無
11	1	無	-	-	-	50%	細砂	10m	離隔 2m
12	1	有	3.0m	9m	固化	50%	細砂	10m	離隔 2m
13	1	無	-	-	-	50%	細砂	10m	離隔 5m
14	1	有	3.0m	9m	固化	50%	細砂	10m	離隔 5m
15	1	有	3.0m	9m	締固め	50%	細砂	10m	無
16	1	有	3.0m	9m	排水	50%	細砂	10m	無
1'	2	無	-	-	-	50%	細砂	10m	無
3'	2	有	3.0m	9m	固化	50%	細砂	10m	無

以下、項目ごとにケーススタディ結果について示す。

改良厚

浅層盤状改良の改良層厚の影響を照査した。図 5.2.17 に地震動 1 に対して実施した解析ケースの概要を示す。改良厚を無改良と 1.5m, 3.0m, 4.5m の 4 ケース実施した。改良幅に関しては 9m とした。また、地震動 2 については、改良厚を無改良と 3.0m のケースを実施した。

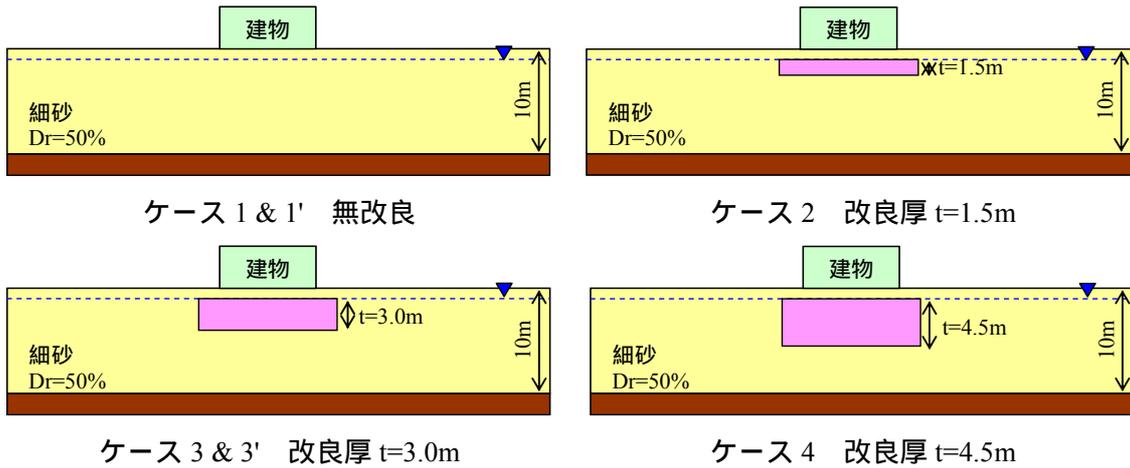


図 5.2.17 解析ケース概要（改良厚）

入力地震動1の結果として、図5.2.18に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図5.2.19に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。過剰間隙水圧比は、要素の過剰間隙水圧を初期有効鉛直土被り圧 ν' で除して求めている。(建屋が存在するため、建屋下部に関しては ν' が異なるが、簡単のため建屋載荷前の ν' で一様に除している。)

過剰間隙水圧比分布では、改良対象層全域で 1.0 以上となっており液状化を呈している。せん断ひずみ分布より、ケース1(無改良)では、建物直下において、ほぼ全深度にわたりせん断ひずみが発生している。浅層盤状改良により、改良部においてせん断ひずみの発生が抑制される。

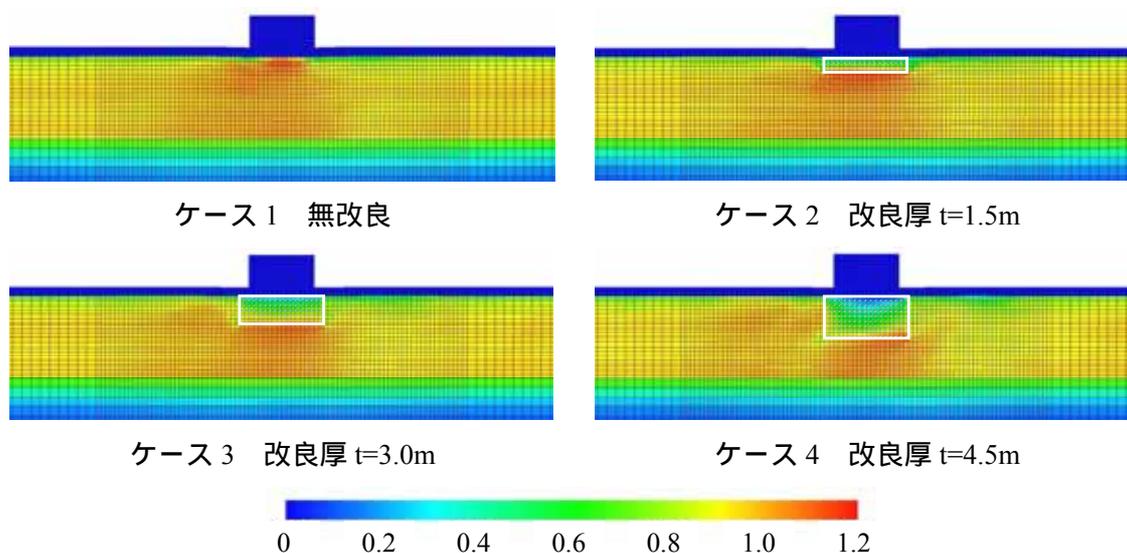


図5.2.18 過剰間隙水圧比(地震中 最大加速度時、地震動1)

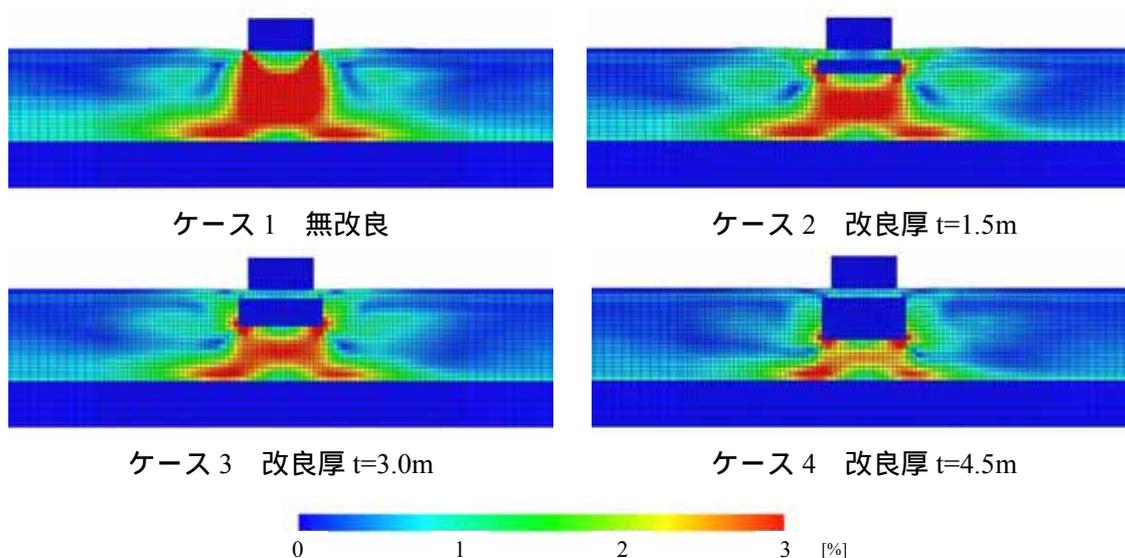


図5.2.19 せん断ひずみ分布(地震後 水圧消散時、地震動1)

図 5.2.20 に地表面総沈下量、表 5.2.6 に沈下量一覧、図 5.2.21 に改良厚～めり込み沈下量関係を示す。なお、めり込み沈下量 S_p は、建物の総沈下量 S_t から建物がない場合の地盤の沈下量 S_g を差し引いた量である。また、表内の比率は、改良した場合のめり込み沈下量を無改良地盤のめり込み沈下量で除した値である。この結果から、浅層盤状改良により、建物直下での総沈下量・めり込み沈下量とも低減されることがわかる。今回検討ケースでは、改良厚 3m 以上にすればめり込み沈下量が 10cm 程度以下の低減効果があった。また、平均傾斜角 θ_{av} に関しては、全ケースで $\theta_{av}=10/1000$ 以下となった。なお、今回の解析ケースではケース 1 (無改良) でも平均傾斜角が小さい結果となった。

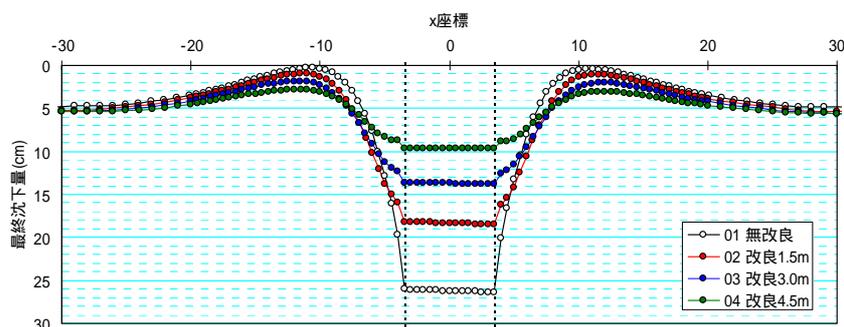


図 5.2.20 地表面総沈下量分布 (地震動 1)

表 5.2.6 めり込み沈下量一覧 (地震動 1)

ケース		めり込み沈下量 S_p				平均傾斜角 θ_{av}			
		S_t (cm)	S_g (cm)	S_p (cm)	比率	$S_{t,l}$ (cm)	$S_{t,r}$ (cm)	$ S_{t,l}-S_{t,r} $ (cm)	θ_{av} x/1000
1	01 無改良	26.4	5.7	20.6	-	26.0	26.4	0.3	0.50
2	02 改良 1.5m	18.5	5.8	12.7	62%	18.2	18.5	0.3	0.47
3	03 改良 3.0m	13.8	6.1	7.8	38%	13.6	13.8	0.2	0.34
4	04 改良 4.5m	9.7	6.4	3.3	16%	9.6	9.7	0.1	0.14

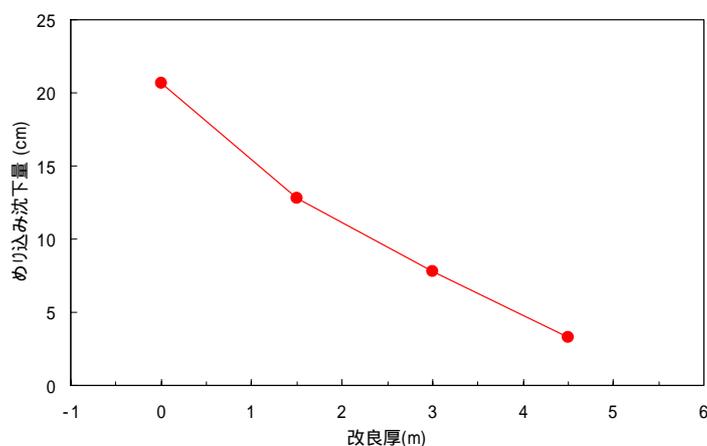


図 5.2.21 改良厚～めり込み沈下量関係 (地震動 1)

入力地震動2の結果として、図5.2.22に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図5.2.23に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。

過剰間隙水圧比分布では、地震動1の結果と似通っており、改良対象層全域で概ね1.0以上となって液状化を呈している。しかし、ケース3'では、改良体下部の過剰間隙水圧比が地震動1のケース3と比較して若干高くなっている。せん断ひずみ分布では、ケース1'(無改良)、3'(改良厚3.0m)ともに、地震動1の場合と比較して大きなせん断ひずみの発生領域が拡大している。しかし、ケース3'に見られるように、地震動2であっても浅層盤状改良部ではせん断ひずみの発生が抑制されている。

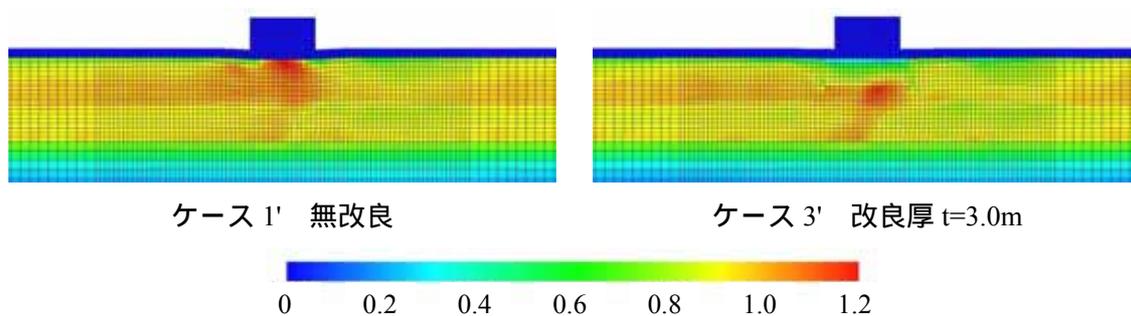


図5.2.22 過剰間隙水圧比（地震中 最大加速度時、地震動2）

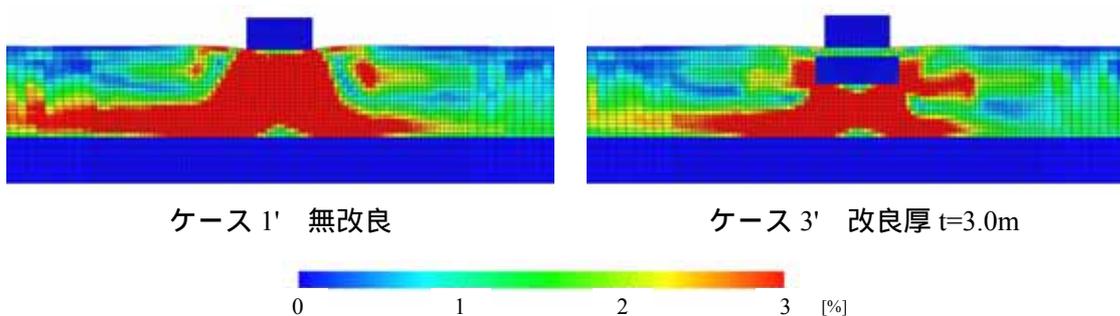


図5.2.23 せん断ひずみ分布（地震後 水圧消散時、地震動2）

図 5.2.24 に地震動 2 に対する地表面総沈下量、表 5.2.7 に沈下量一覧を示す。この結果から、地震動 2 に対しても、建物直下での総沈下量・めり込み沈下量の低減に浅層盤状改良が効果的であることがわかる。本検討ケースでは、固化工法による 3m の改良厚に対し、めり込み沈下量は 13.7cm となった。

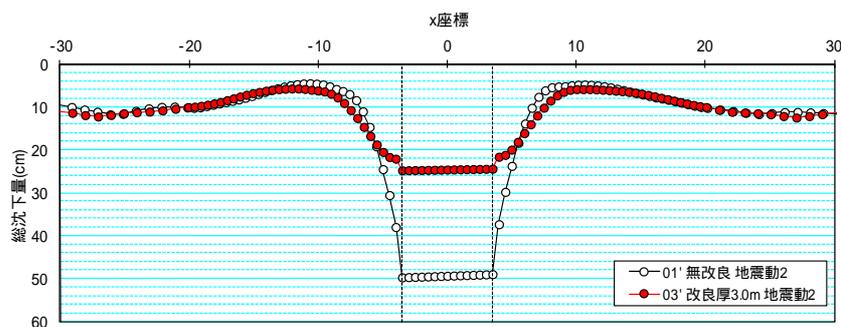


図 5.2.24 地表面総沈下量分布（地震動 2）

表 5.2.7 めり込み沈下量一覧（地震動 2）

ケース		めり込み沈下量 S_p				平均傾斜角 θ_{av}			
		S_t (cm)	S_g (cm)	S_p (cm)	比率	$S_{t,l}$ (cm)	$S_{t,r}$ (cm)	$ S_{t,l}-S_{t,r} $ (cm)	θ_{av} x/1000
1'	01' 無改良	49.7	9.5	40.2	-	49.7	49.0	0.7	1.05
3'	03' 改良 3.0m	24.8	11.1	13.7	34%	24.8	24.4	0.4	0.55

改良幅

浅層盤状改良の改良幅についての影響を照査した。図 5.2.25 に解析ケースの概要を示す。改良幅を無改良と建屋幅と同等の $b=7\text{m}$ 、建屋幅+両脇余幅 1m の $b=9\text{m}$ 、建屋幅+両脇余幅 2m の $b=11\text{m}$ の 4 ケースで比較した。改良厚に関しては $t=3\text{m}$ とした。

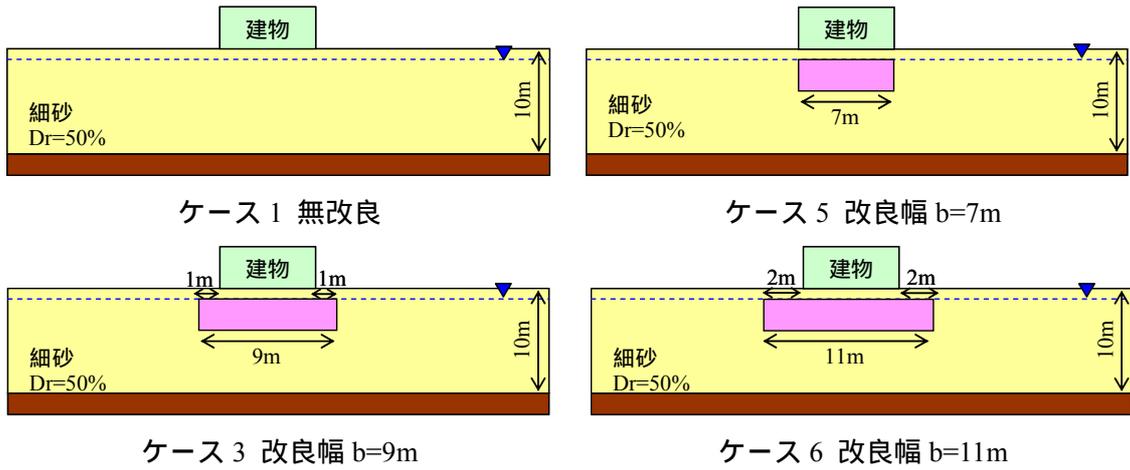


図 5.2.25 解析ケース概要（改良幅、地震動 1）

結果として、図 5.2.26 に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図 5.2.27 に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。

過剰間隙水圧比分布は、改良対象層全域で 1.0 以上となっており、液状化を呈している。せん断ひずみ分布は、改良幅を大きくした場合、建屋直下のせん断ひずみが若干低減される傾向にあることがわかった。

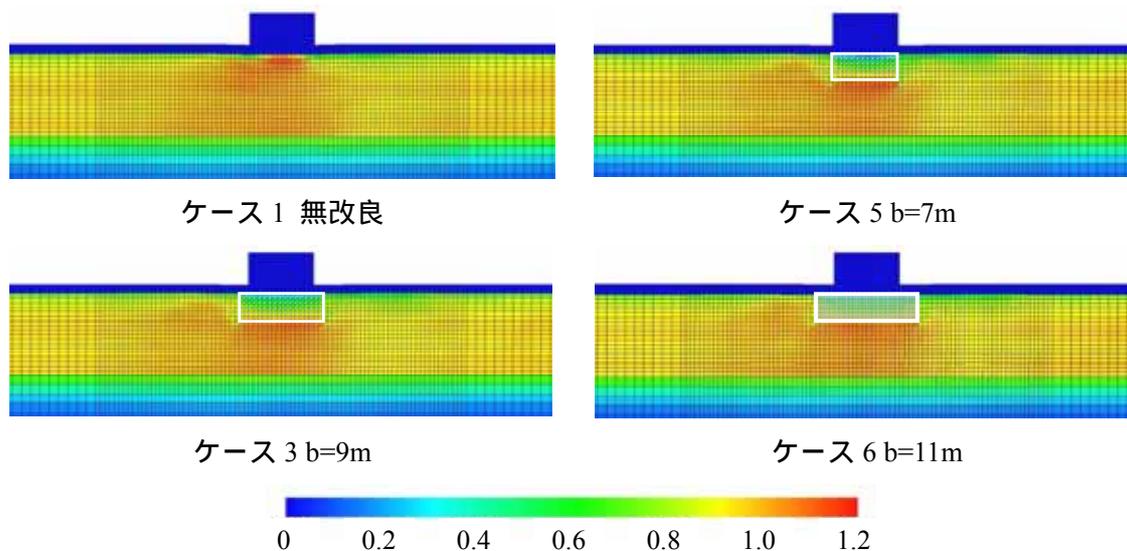


図 5.2.26 過剰間隙水圧比（地震中 最大加速度時、地震動 1）

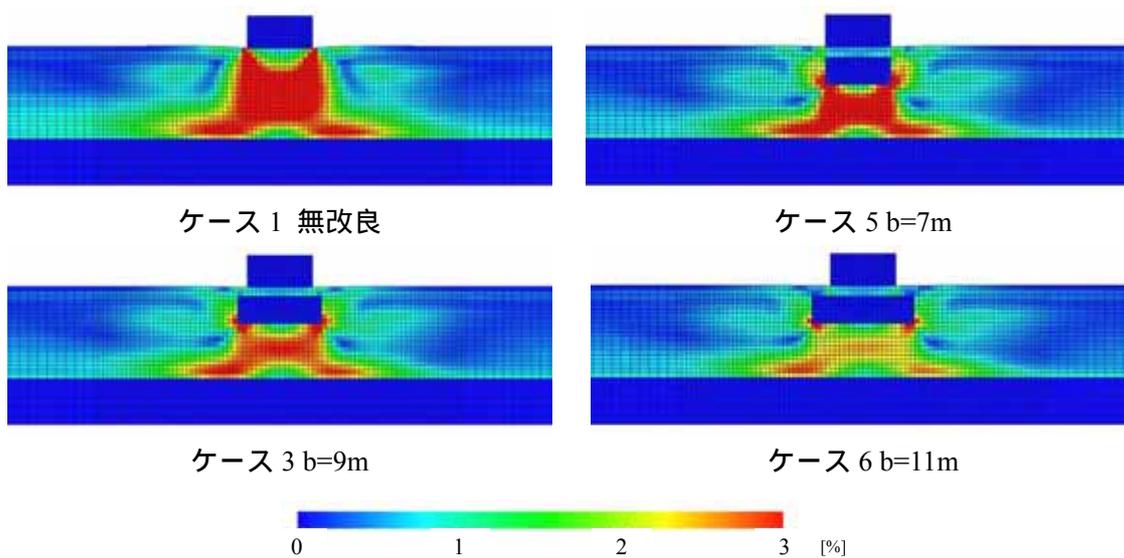


図 5.2.27 せん断ひずみ分布（地震後 水圧消散時、地震動 1）

図 5.2.28 に地表面総沈下量、表 5.2.8 に沈下量一覧、図 5.2.29 に改良幅～めり込み沈下量関係を示す。この結果から、浅層盤状改良の改良幅を大きくすると、建物直下での総沈下量・めり込み沈下量とも低減されることがわかる。今回検討ケースでは改良幅の余幅 1m 以上にすれば、めり込み沈下量が 10cm 程度以下の低減効果があった。

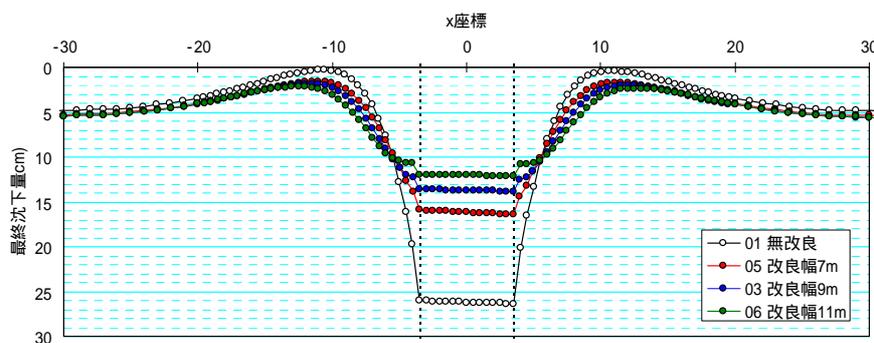


図 5.2.28 地表面総沈下量分布（地震動 1）

表 5.2.8 めり込み沈下量一覧（地震動 1）

ケース		めり込み沈下量 S_p				平均傾斜角 θ_{av}			
		S_t (cm)	S_g (cm)	S_p (cm)	比率	$S_{t,l}$ (cm)	$S_{t,r}$ (cm)	$ S_{t,l}-S_{t,r} $ (cm)	θ_{av} x/1000
1	01 無改良	26.4	5.7	20.6	-	26.0	26.4	0.3	0.50
5	05 改良幅 7m	16.4	5.7	10.7	52%	15.9	16.4	0.5	0.71
3	03 改良幅 9m	13.8	6.1	7.8	38%	13.6	13.8	0.2	0.34
6	06 改良幅 11m	12.1	6.1	6.0	29%	12.0	12.1	0.2	0.22

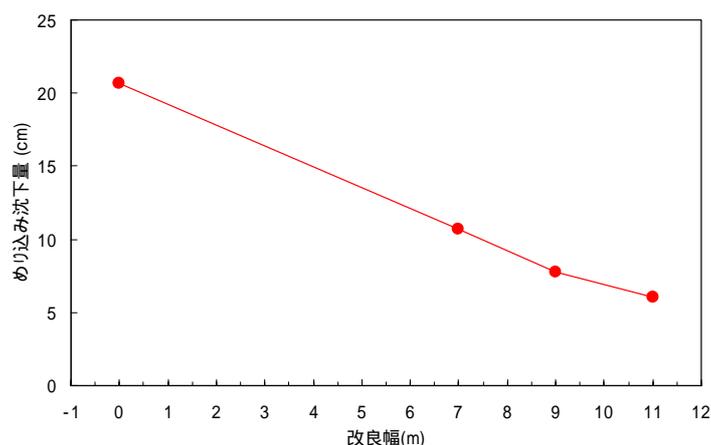


図 5.2.29 改良幅～めり込み沈下量関係（地震動 1）

原地盤 相対密度

浅層盤状改良を施す原地盤の状態についての影響を照査した。図 5.2.30 に解析ケースの概要を示す。また表 5.2.9 に初期値を示す。改良対象の砂層の相対密度を 70%程度に設定し、無改良のケースと浅層盤状改良ありのケースを実施した。改良仕様に関しては、改良厚 $t=3\text{m}$ 、改良幅 $b=9\text{m}$ とした。

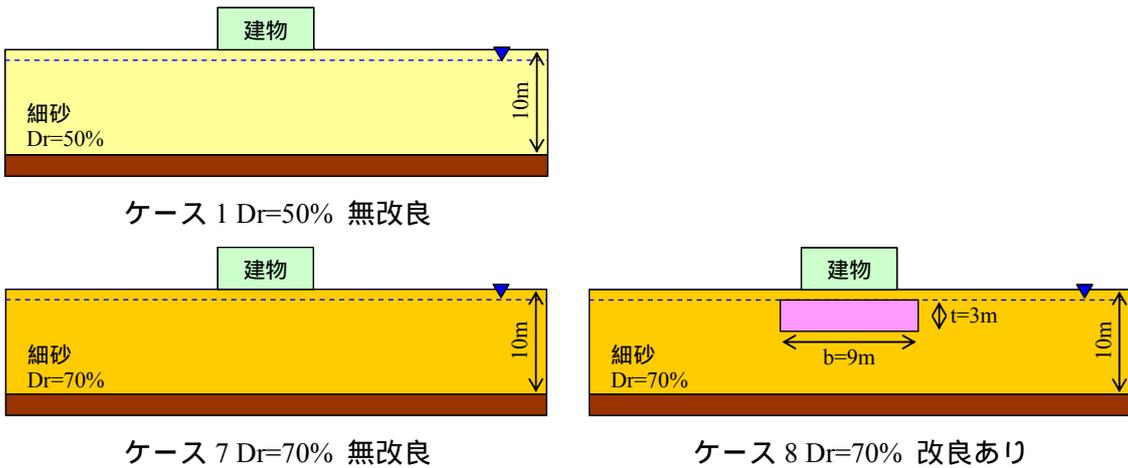


図 5.2.30 解析ケース概要 (相対密度、地震動 1)

表 5.2.9 初期値一覧

初期値					
Dr=50%					
比体積	v_0	1.900	静止土圧係数	K_0	0.600
構造の程度	$1/R_0^*$	2.000	異方性の程度	K_β	0.600
Dr=70%					
比体積	v_0	1.800	静止土圧係数	K_0	0.600
構造の程度	$1/R_0^*$	1.600	異方性の程度	K_β	0.600

結果として、図 5.2.31 に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図 5.2.32 に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。

過剰間隙水圧比分布は、 $D_r=70\%$ の砂層全域で 1.0 以下となっており、改良対象層にて液化にいたらない結果となった。せん断ひずみ分布も、 $D_r=70\%$ 程度の地盤ではほとんど発生しなかった。

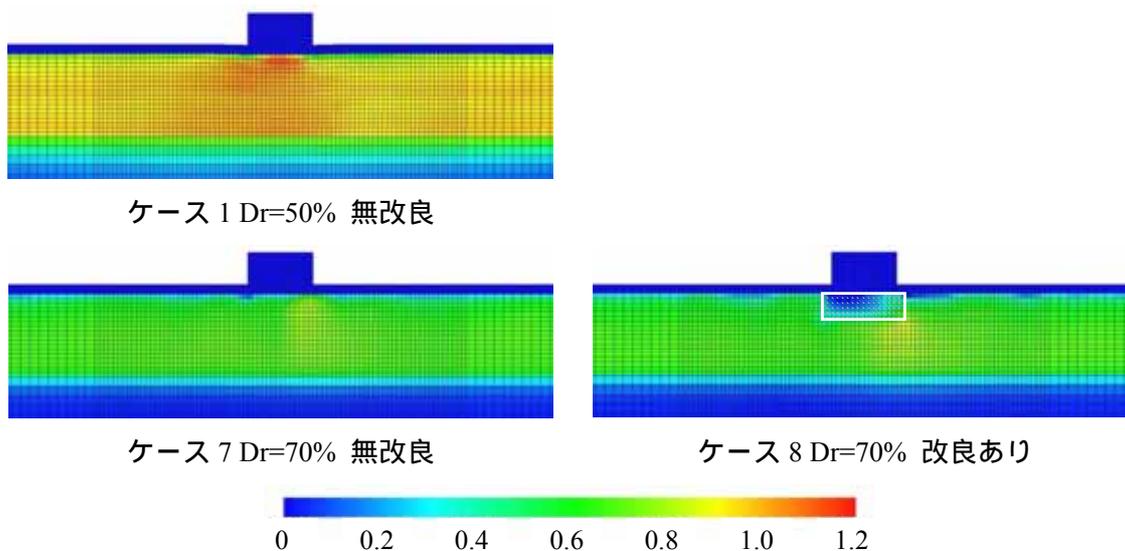


図 5.2.31 過剰間隙水圧比 (地震中 最大加速度時、地震動 1)

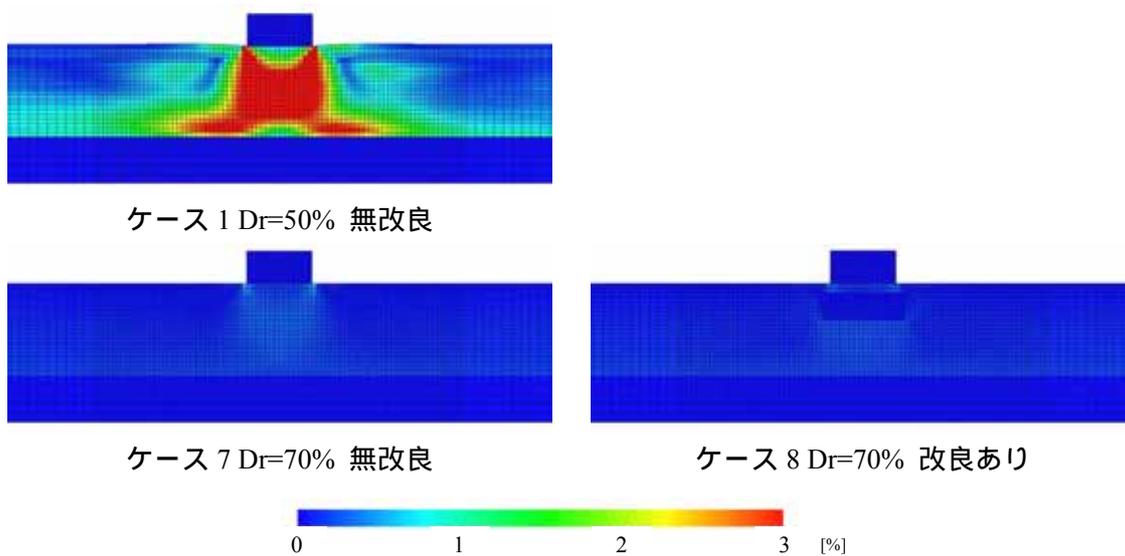


図 5.2.32 せん断ひずみ分布 (地震後 水圧消散時、地震動 1)

図 5.2.33 に地表面総沈下量、表 5.2.10 に沈下量一覧、図 5.2.34 に原地盤相対密度～めり込み沈下量関係を示す。液状化しにくい地盤のため、総沈下量、めり込み沈下量とも小さい。ただし、改良によるめり込み沈下低減効果はみられる。

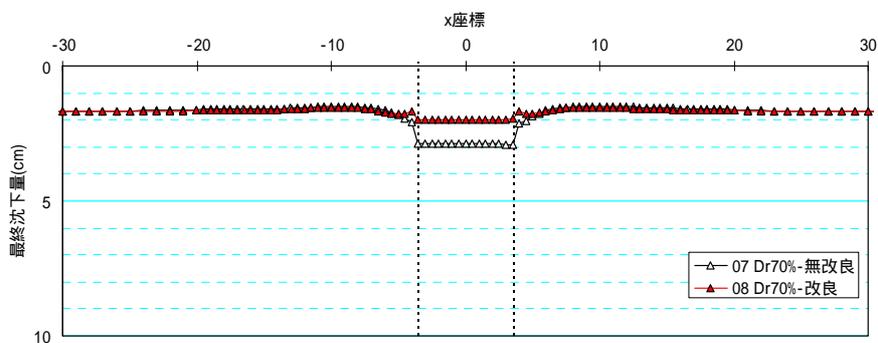


図 5.2.33 地表面総沈下量分布（地震動 1）

表 5.2.10 めり込み沈下量一覧（地震動 1）

ケース	めり込み沈下量 S_p				平均傾斜角 θ_{av}			
	S_t (cm)	S_g (cm)	S_p (cm)	比率	$S_{t,l}$ (cm)	$S_{t,r}$ (cm)	$ S_{t,l}-S_{t,r} $ (cm)	θ_{av} x/1000
1 01 無改良	26.4	5.7	20.6	-	26.0	26.4	0.3	0.50
7 07 Dr70%-無改良	2.9	1.7	1.2	-	2.9	2.9	0.0	0.07
8 08 Dr70%-改良	2.0	1.7	0.3	22%	2.0	2.0	0.0	0.01

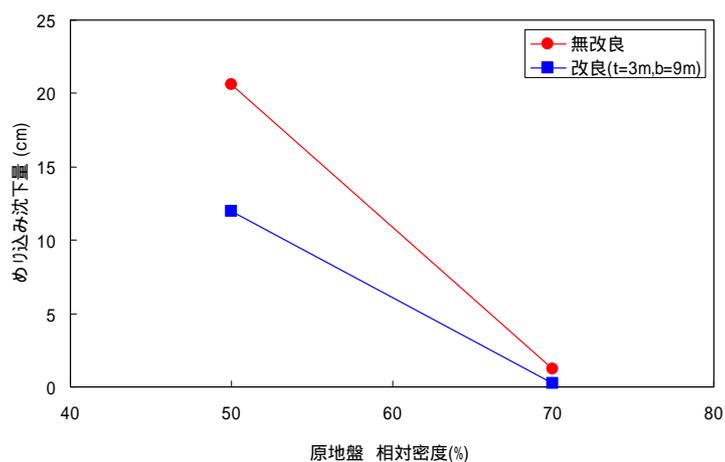


図 5.2.34 原地盤相対密度～めり込み沈下量関係（地震動 1）

液状化層厚

浅層盤状改良を施す原地盤の層厚についての影響を照査した。図 5.2.35 に解析ケースの概要を示す。改良対象層の層厚を 20m に設定し、無改良のケースを浅層盤状改良ありのケースを実施した。改良仕様に関しては、改良厚 $t=3\text{m}$ 、改良幅 $b=9\text{m}$ とした。

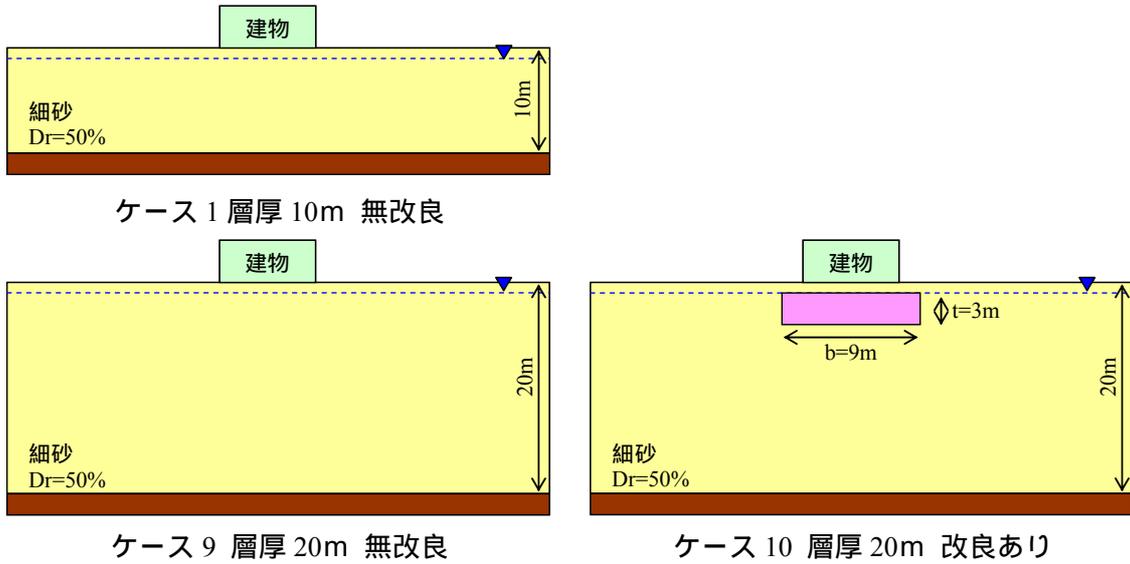


図 5.2.35 解析ケース概要 (液状化層厚、地震動 1)

結果として、図 5.2.36 に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図 5.2.37 に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。

過剰間隙水圧比分布は、層厚 20m の改良対象層全域で 1.0 以上となっており、液状化を呈した。せん断ひずみ分布では、建屋直下で層厚 10m のケースと同程度発生するが、深部ではひずみが若干小さい結果となった。

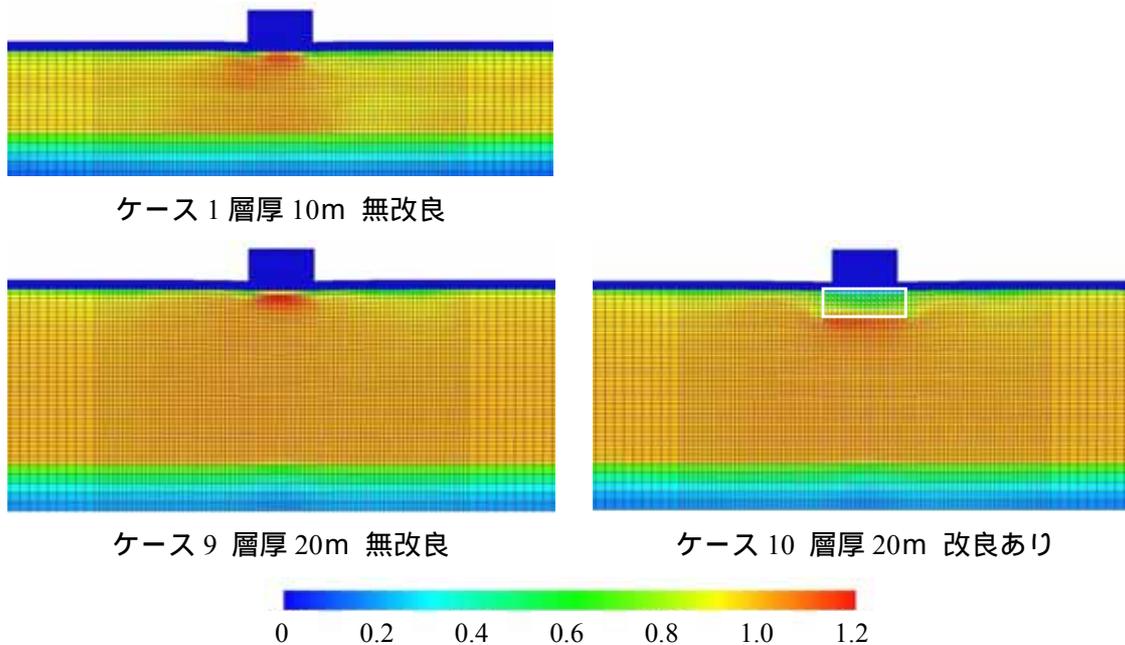


図 5.2.36 過剰間隙水圧比 (地震中 最大加速度時、地震動 1)

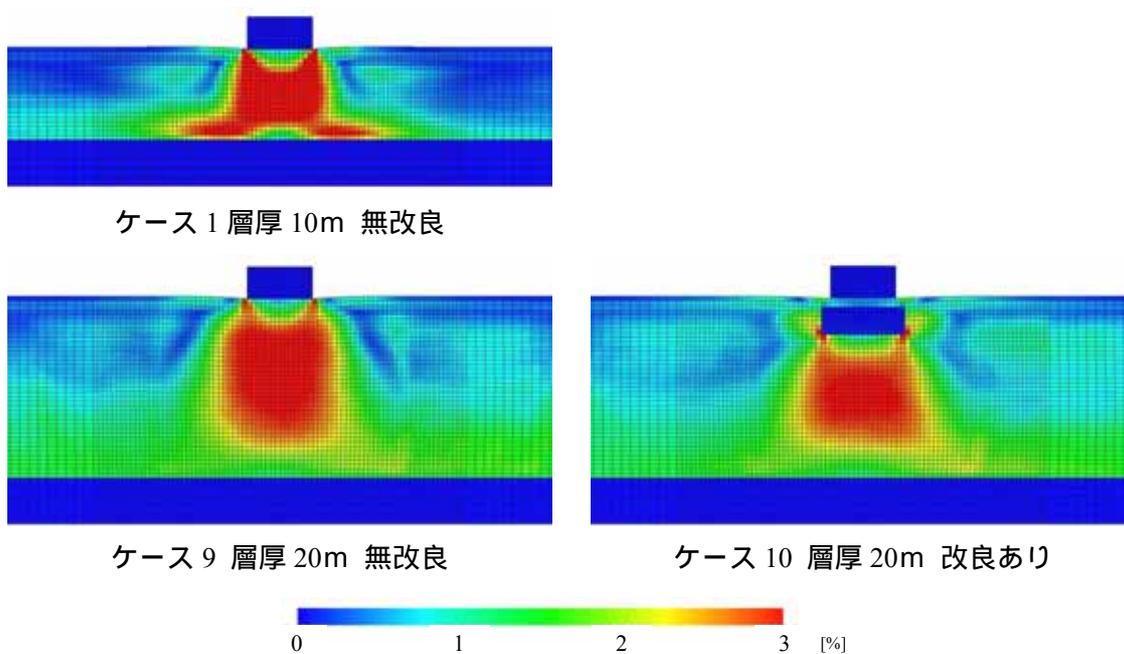


図 5.2.37 せん断ひずみ分布 (地震後 水圧消散時、地震動 1)

図 5.2.38 に地表面総沈下量、表 5.2.11 に沈下量一覧、図 5.2.39 に液状化層厚～めり込み沈下量関係を示す。無改良では、液状化層厚が 2 倍となると総沈下量 St は 2 倍となるが、建物がない場合の地盤の沈下量 S_g も大きいため、めり込み沈下量 S_p は 1.5 倍程度となった。また、浅層盤状改良地盤(改良厚 $t=3m$)では、めり込み沈下低減効果がみられるものの 10cm 程度以上となった。層厚 10m のケースで改良厚 $t=1.5m$ (ケース 2)の結果と同程度の結果でることより、層厚が大きくなる場合では浅層盤状改良の改良厚にも留意が必要である。

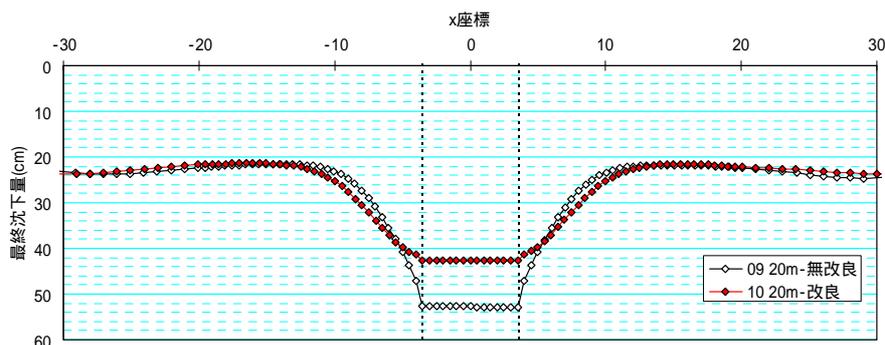


図 5.2.38 地表面総沈下量分布 (地震動 1)

表 5.2.11 めり込み沈下量一覧 (地震動 1)

ケース	めり込み沈下量 S_p				平均傾斜角 θ_{av}			
	St (cm)	S_g (cm)	S_p (cm)	比率	St,l (cm)	St,r (cm)	$ St,l-St,r $ (cm)	θ_{av} x/1000
1 01 無改良	26.4	5.7	20.6	-	26.0	26.4	0.3	0.50
9 09 20m-無改良	52.8	22.8	30.0	-	52.7	52.8	0.1	0.15
10 10 20m-改良	42.7	24.4	18.4	61%	42.7	42.7	0.0	0.07

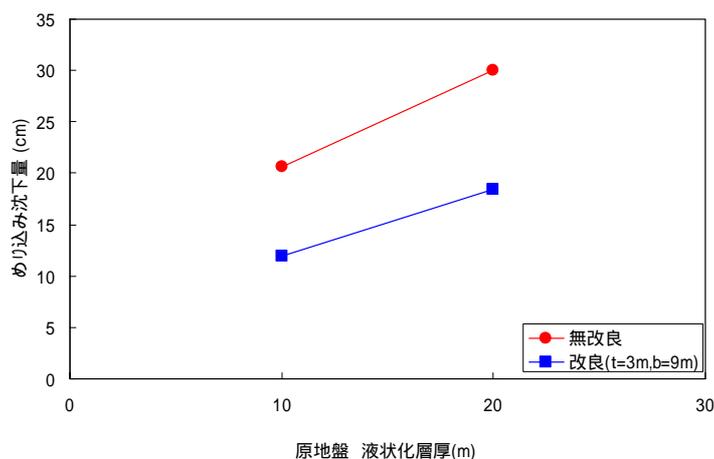


図 5.2.39 液状化層厚～めり込み沈下量関係 (地震動 1)

周辺環境（隣接建屋）

これまで、建物単体での浅層改良盤状改良による効果を検討した。ここでは、周辺環境による影響として、建物が隣接している場合について検討を行った。図 5.2.40 に解析ケースの概要を示す。改良対象とする建屋に離隔距離 2m と離隔距離 5m の 2 ケースで建屋（隣家）が存在する場合の検討を行った。建屋の仕様・荷重に関しては、既ケースと同様なものとした。浅層盤状改良の仕様に関しては、改良厚 $t=3\text{m}$ 、改良幅 $b=9\text{m}$ とした。

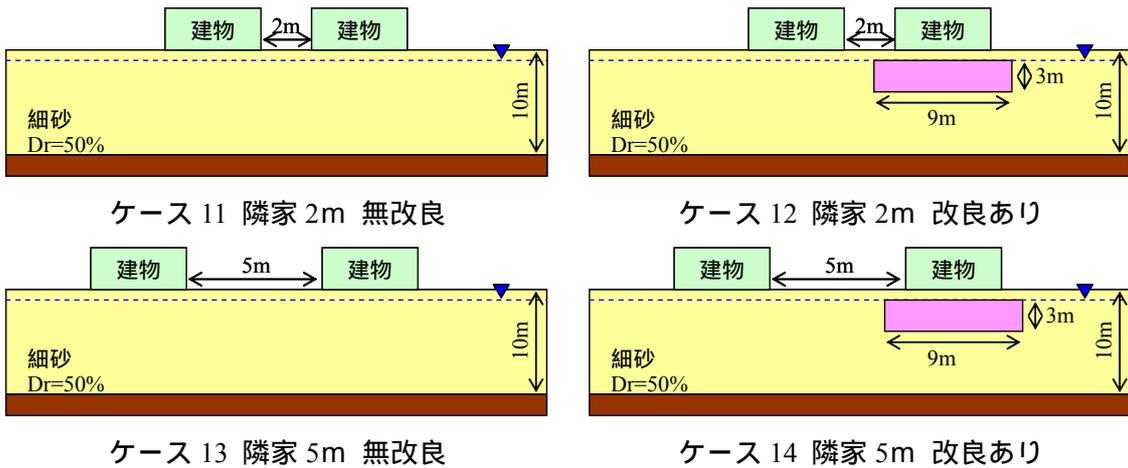


図 5.2.40 解析ケース概要（周辺環境、地震動 1）

結果として、図 5.2.41 に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図 5.2.42 に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。

過剰間隙水圧比分布は、浅層盤状改良体以外の改良対象層全域で 1.0 以上となっており、液状化を呈した。せん断ひずみ分布は、離隔距離が 2m ではせん断ひずみが大きく発生する部分が繋がっており、お互いの変形が互いに干渉・影響しあう様子がわかる。離隔距離が 5m の場合は離隔部の地表面付近に大きなひずみが発生するものの隣接建屋の影響は小さい。浅層盤状改良した場合には改良部のひずみは抑制されるが、その下部には他ケースと同様にひずみは発生した。

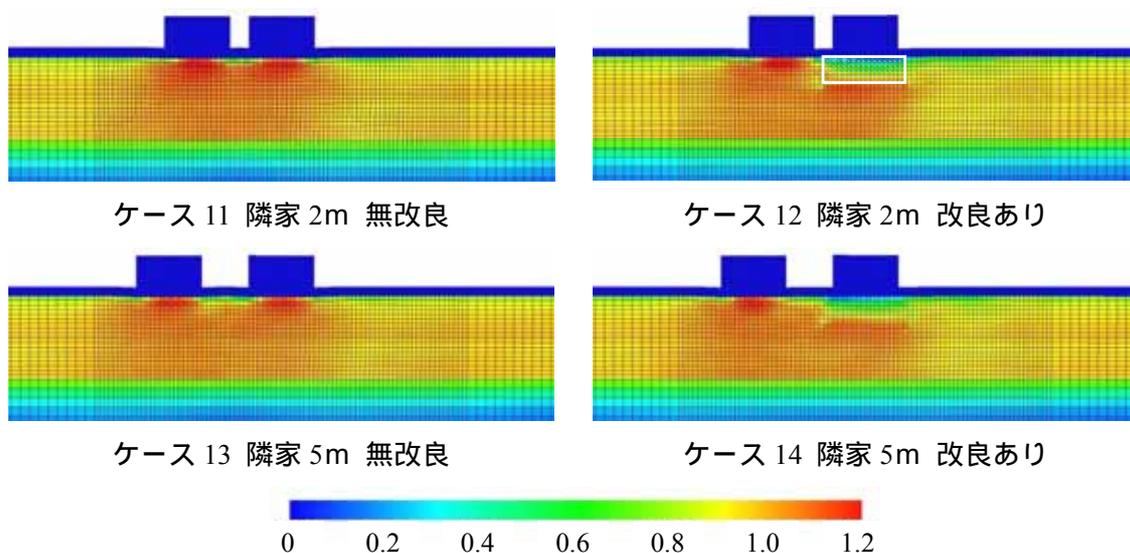


図 5.2.41 過剰間隙水圧比 (地震中 最大加速度時、地震動 1)

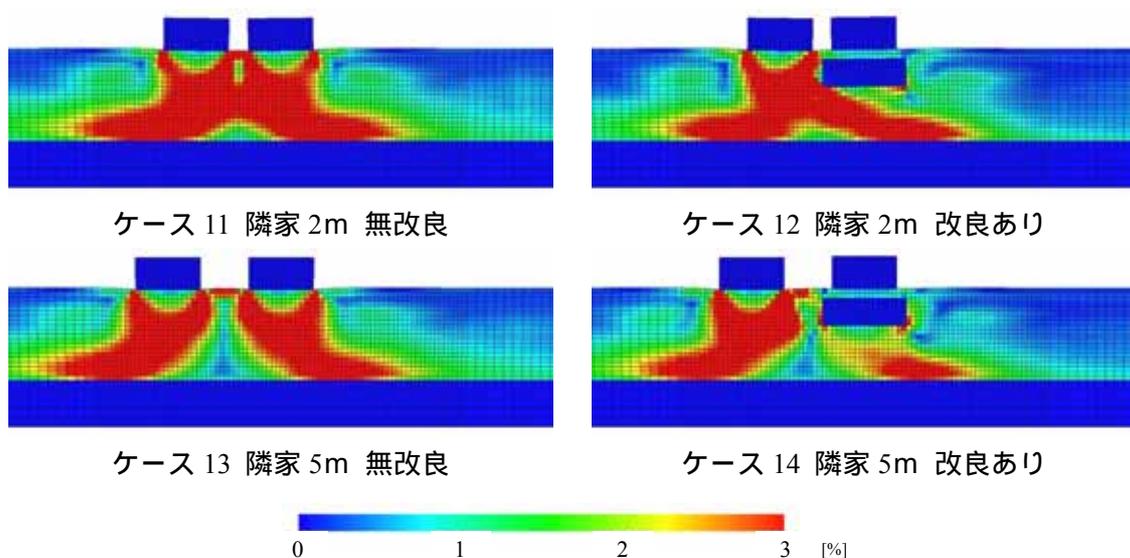
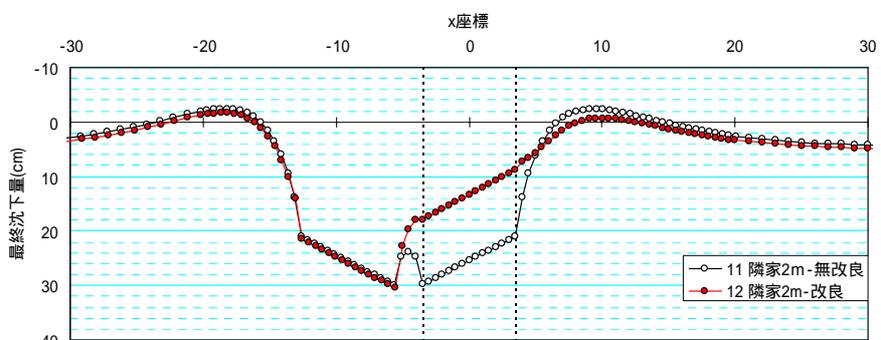
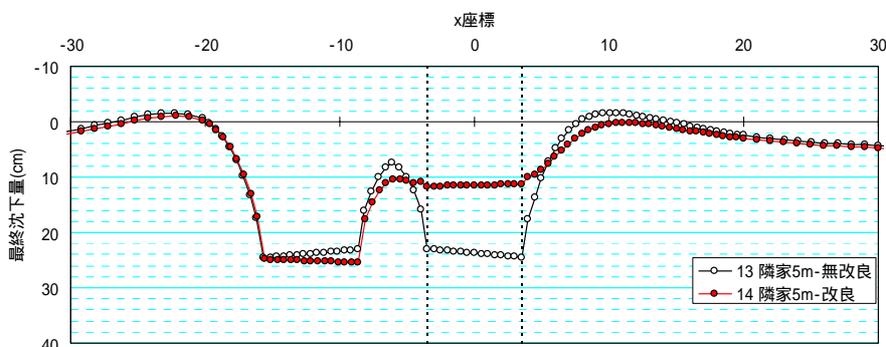


図 5.2.42 せん断ひずみ分布 (地震後 水圧消散時、地震動 1)

図 5.2.43 に地表面総沈下量、表 5.2.12 に沈下量一覧、図 5.2.44 に離隔距離によるめり込み沈下量への影響を示す。無改良の場合、離隔距離が 2m と小さい場合には内向きに傾斜するのに対し、5m と大きい場合には外向きに傾斜する。これは、震災被害で報告された事例でもみられる現象である¹²⁾。めり込み沈下量は、無改良の場合に比べ浅層盤状改良の効果により低減する。しかしながら、離隔距離が小さい場合はめり込み沈下量が小さくなるが、平均傾斜角は無改良と同程度のみで低減効果が見られない。浅層盤状改良は改良対象の近接部に荷重がある場合の適用には、特に傾斜の観点から留意が必要であることを示唆している。離隔距離が 5m とある程度確保される場合には、めり込み沈下量および平均傾斜角とも低減しており、浅層盤状改良の効果がみられる。



(a) 離隔距離 2m



(b) 離隔距離 5m

図 5.2.43 地表面総沈下量分布（地震動 1）

表 5.2.12 めり込み沈下量一覧（地震動 1）

ケース		めり込み沈下量 S_p				平均傾斜角 θ_{av}			
		St (cm)	Sg (cm)	Sp (cm)	比率	St,l (cm)	St,r (cm)	St,l-St,r (cm)	θ_{av} x/1000
1	01 無改良	26.4	5.7	20.6	-	26.0	26.4	0.3	0.50
11	11 隣家 2m-無改良	29.8	6.5	23.3	-	29.8	21.0	8.8	12.61
12	12 隣家 2m-改良	18.0	6.5	11.4	49%	18.0	8.8	9.2	13.10
13	13 隣家 5m-無改良	24.6	5.7	18.9	-	23.0	24.6	1.6	2.24
14	14 隣家 5m-改良	11.7	5.9	5.8	31%	11.7	11.3	0.4	0.54

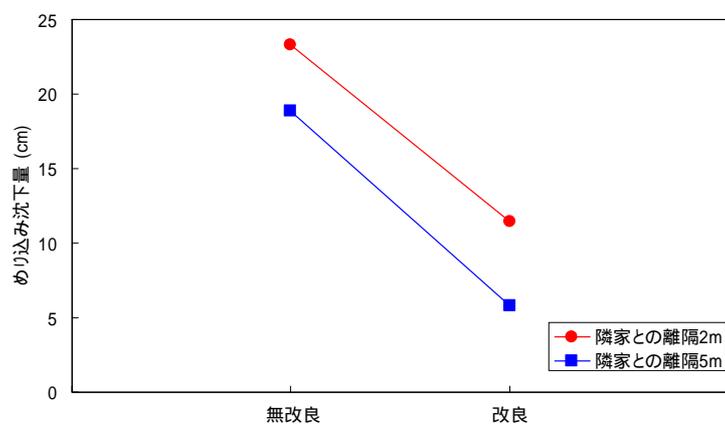


図 5.2.44 離隔距離によるめり込み沈下量への影響（地震動 1）

改良工法

これまでは、浅層盤状改良体について、2相系弾性体としてモデル化して解析を実施した。これは延伸模型実験でも使用したセメント等による固化改良をモデル化したものである。ここでは、浅層盤状改良を施工するための改良工法について検討を行った。図5.2.45に解析ケースの概要を示す。ここで取り上げる改良工法は、固化工法のほか、締固め工法と排水工法を想定した。締固め工法については、締固めの施工過程をシミュレーションして改良地盤を詳細にモデル化する方法¹³⁾もあるが、ここでは密に改良された浅層盤状改良の効果を検討する目的で、初期状態に $Dr = 95\%$ の状態を設定することでモデル化した。表5.2.13に締固め改良部に与えた状態量の初期値を示す。材料定数は原地盤と同じ珪砂7号のものである。排水工法は、状態は原地盤のままとし、改良範囲内の要素の鉛直方向の辺に関して排水境界($u=0$)を与える方法でモデル化した¹⁴⁾。なお、工法の説明に関しては、第6章に詳述する。

浅層盤状改良の仕様に関しては、改良厚 $t=3\text{m}$ 、改良幅 $b=9\text{m}$ とした。

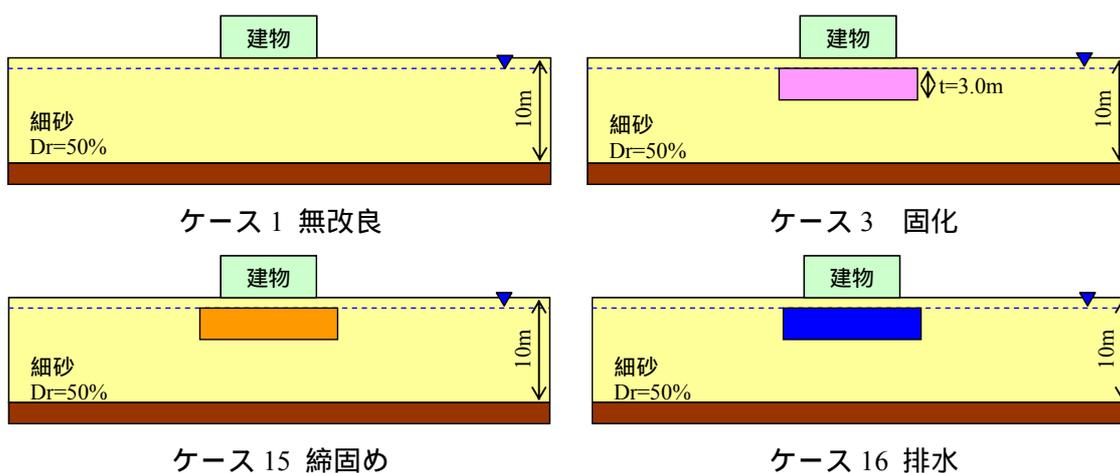


図 5.2.45 解析ケース概要（改良工法、地震動1）

表 5.2.13 締固め改良部 初期値

初期値					
締固め ($Dr=95\%$)					
比体積	v_0	1.650	静止土圧係数	K_0	1.000
構造の程度	$1/R_0^*$	1.05	異方性の程度	K_β	0.600

結果として、図 5.2.46 に地震中最大加速度時の過剰間隙水圧比、図 5.2.47 に地震後の過剰間隙水圧消散に伴う変形収束後のせん断ひずみ分布を示す。

過剰間隙水圧比分布は、改良対象層全域で 1.0 以上となっており、液状化を呈した。浅層盤状改良部に関しては、全ケースで概ね 1.0 以下となっており液状化が抑止されている状況がわかる。せん断ひずみ分布は、締固め工法では、改良部はひずみがほとんど発生していないが、下部で固化よりも大きなひずみがみられた。排水工法では、浅層盤状改良部もひずみが発生した。これは今回のケースではゆるい状態のままであるため、地震に伴うせん断により締固めが発生したためである。

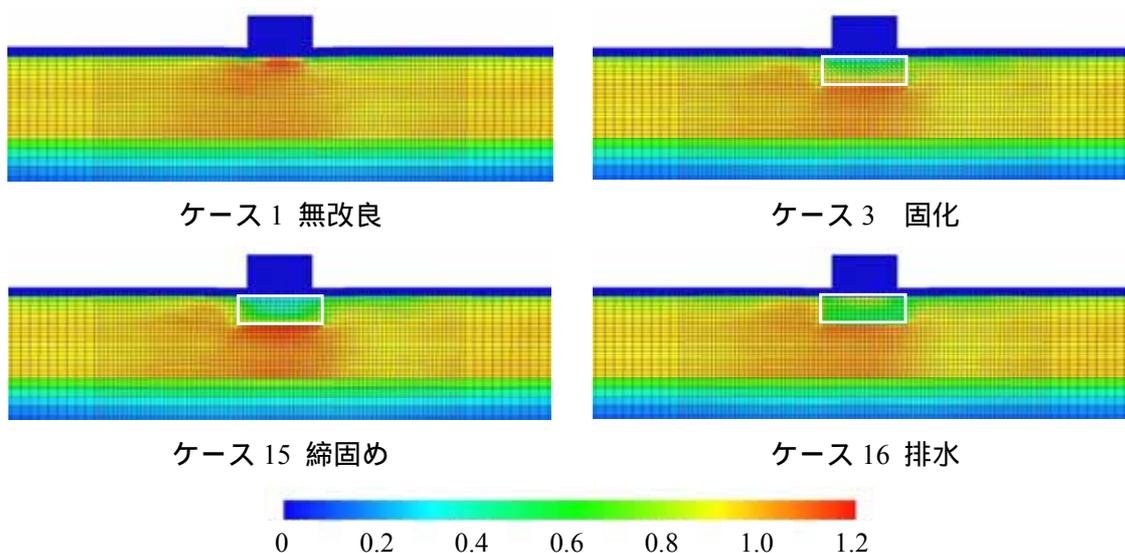


図 5.2.46 過剰間隙水圧比 (地震中 最大加速度時、地震動 1)

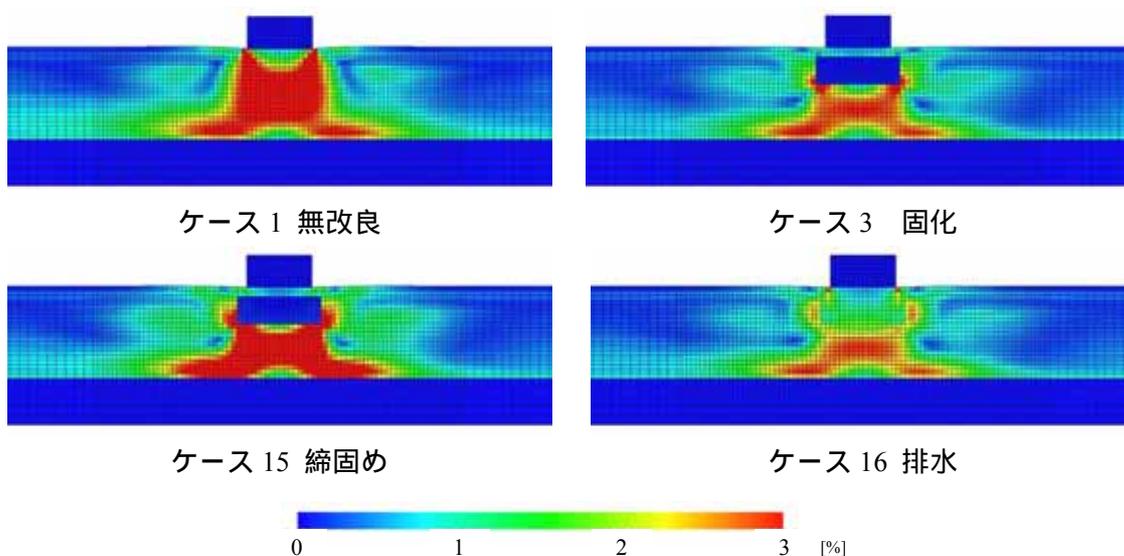


図 5.2.47 せん断ひずみ分布 (地震後 水圧消散時、地震動 1)

図 5.2.48 に地表面総沈下量、表 5.2.14 に沈下量一覧、図 5.2.49 に改良工法によるめり込み沈下量への影響を示す。浅層盤状改良の工法により、同じ改良仕様においてもめり込み沈下量の低減効果に差異が発生した。今回のモデル化においては、固化改良に比べ、締固めや排水の効果小さくなった。設定した改良部の剛性・性状の違いによるものであると考えられる。低減効果を等しくするには改良厚を変更することが挙げられるが、更なる検討が必要となる。

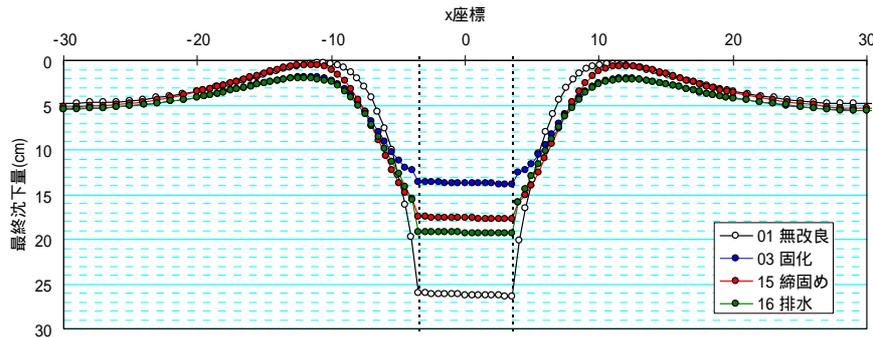


図 5.2.48 地表面総沈下量分布（地震動 1）

表 5.2.14 めり込み沈下量一覧（地震動 1）

ケース		めり込み沈下量 S_p				平均傾斜角 θ_{av}			
		S_t (cm)	S_g (cm)	S_p (cm)	比率	$S_{t,l}$ (cm)	$S_{t,r}$ (cm)	$ S_{t,l}-S_{t,r} $ (cm)	θ_{av} x/1000
1	01 無改良	26.4	5.7	20.6	-	26.0	26.4	0.3	0.50
3	03 固化	13.8	6.1	7.8	38%	13.6	13.8	0.2	0.34
15	15 締固め	17.8	5.9	11.9	58%	17.5	17.8	0.3	0.39
16	16 排水	19.4	6.0	13.4	65%	19.2	19.4	0.2	0.26

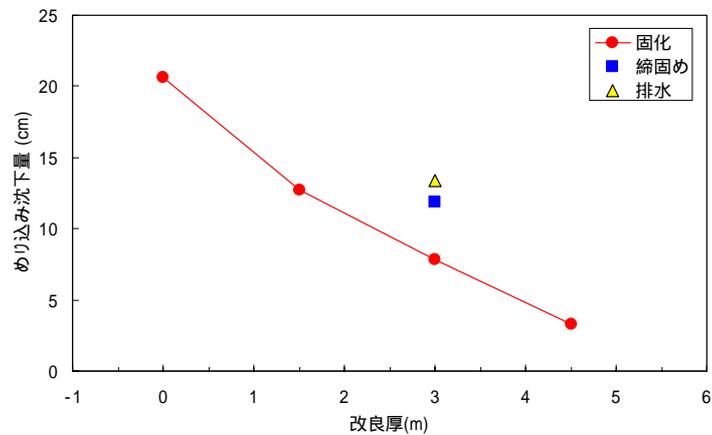


図 5.2.49 改良工法～めり込み沈下量関係（地震動 1）

5.3 静的有限要素解析 **ALID** による検討

5.3.1 **ALID** による検討の目的

浅層盤状改良による改良効果を定量的に評価するために、主として弾塑性構成式 SYS Cam-Clay model を搭載した水～土骨格連成有限変形コード **GEOASIA** を用いて検討を行ってきた。**GEOASIA** は個々の地盤の特性を忠実に反映し、非常に精緻な解析結果が得られる一方で、解析に必要なパラメータの準備、解析に実施に経験と技量が必要で、様々な条件を想定して、相当数の解析を行うことは時間的にも、コスト的にも負担が大きい。そこで、前節で遠心載荷試験の忠実なシミュレーションを行い、そのパラメータを用いて一般モデルに適用できることが証明された **GEOASIA** の解析結果に対して、液状化にともなう流動を予測する簡易解析手法である **ALID**¹⁵⁾ によって一定の精度で解析結果を表現するためのスキームを確立しておき、荷重条件や地盤条件を細かく変化させたときの、試算結果を得ることが **ALID** による検討の目的である。

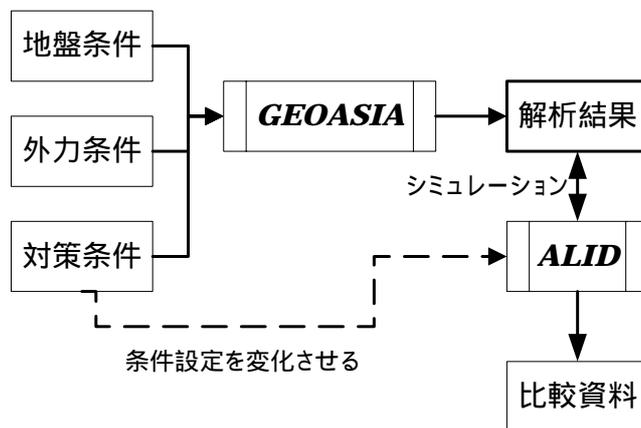


図 5.3.1 **ALID** による解析のシミュレーション

5.3.2 解析コードの特徴¹⁶⁾

静的有限要素解析コード **ALID/Win** は、液状化に伴う地盤の流動予測手法『**ALID**』をもとに開発された有限要素解析コードである。**ALID** の特徴は、液状化に伴う流動現象に対して、液状化時の地盤の剛性低下に着目して、地震前、後のステージにおける変形解析の差分によって簡易的に変形量を推定するある種の残留変形解析手法である。その考え方を以下に示す。

地震による残留変形を求める最も厳密な方法は地震応答解析による方法であるが、一方でその解析には多くのデータ、経験を要するので、誰もが常に実用的に使えるわけではない。このため、残留変形をより簡易的に求めようとする方法¹⁷⁻¹⁹⁾が提案されてきた。

図 5.3.2 は残留変形が発生する代表的なケースを示したものである。(a) は動的な加力により残留変形が残るケースである。斜面などで地震が作用すると地盤は初期せん断の方向(斜面であれば下方)に変形が偏っていく。この様な変形を地震前後の特性を用いた自重

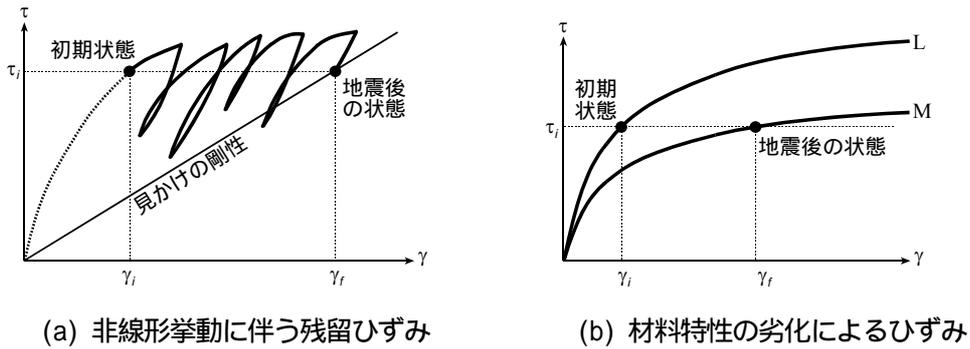


図 5.3.2 残留変形発生メカニズム

解析を行いその差を求めて残留変形とする方法は過去にも行われている。この手法では地震による加力の大きさを精度良く求める必要があり、そのために地震応答解析を行うことが必要となる。

これに対して(b)は地盤材料が劣化することにより残留変形が残るケースである。図の L は地震前の応力 - ひずみ関係である。この場合も初期せん断は作用している。これに対して過剰間隙水圧が発生すると有効応力が減少し、例えば図の M の様に応力 - ひずみ関係が変化(劣化)する。すると、地震前に作用していたせん断応力を受け持つためにはせん断ひずみが大きくなる必要がある。このようなケースでも前のケースと同様、二度の自重解析で残留変位を求めることができる。前のケースとの大きな違いは、前のケースでは地震の加力の程度が分からないと計算ができないので、動的解析とその結果得られたせん断ひずみ時刻歴を用いた室内試験が必須であったのに対して、(b)のケースでは地震後の応力 - ひずみ関係が分かれば良いということである。

図 5.3.2(b)では土の応力~ひずみ関係において、初期状態から有効応力が少し減少した状態を示しているが、更に有効応力が減少し、液状化が発生するようになると状況は少し異なる。まず、応力 - ひずみ関係は図に示したような上に凸な曲線ではなく、図 5.3.3 に示すように相当大きいひずみまではほとんど強度を發揮せず、その後急激に剛性が回復する、下に凸な形状となる。剛性のほとんどない領域は流動時には流体状に挙動しているかもしれない。しかし、流体と考える場合でも剛性回復域が存在していることは実験から確認されている²⁰⁾。

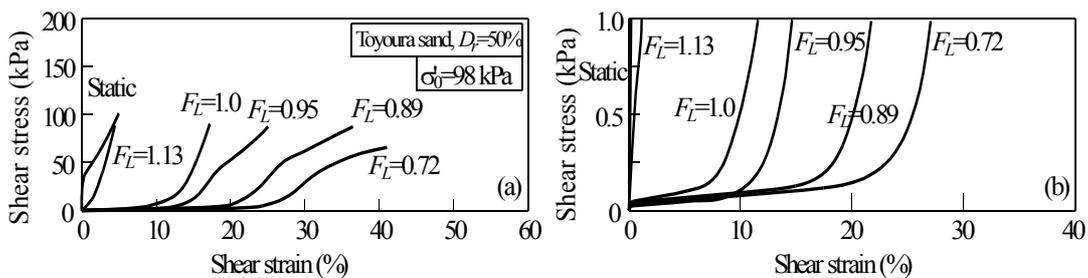


図 5.3.3 液状化後の応力 - ひずみ関係 (右図は応力軸を拡大している)

ALID ではこの応力 - ひずみ関係を図 5.3.4 に示すような下に凸なバイリニアモデルで表現している。モデルの微小抵抗領域の勾配 G_1 、剛性回復域の勾配 G_2 、剛性回復点（抵抗変曲点）のひずみ γ_L などは細粒分含有率 FL や地震により繰り返される地震動の総量（*ALID* ではこれを FL で代表させている）に依存しており、その値は実験的に求められ、経験的に適用範囲を広げている。

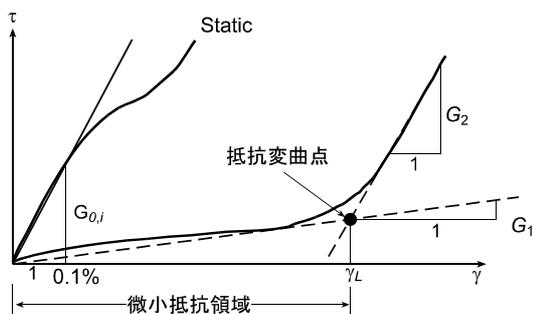


図 5.3.4 せん断応力 - せん断ひずみのモデル化¹⁶⁾

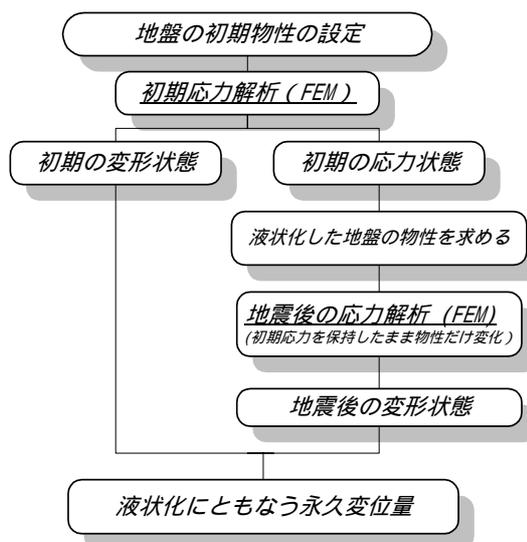


図 5.3.5 残留変形の求め方のフロー

このように *ALID* は簡易法という位置付けであるから、液化に伴う剛性低下による変形量を図 5.3.5 のような概念で求めることとし、線形応力 - ひずみ関係、全応力解析だけの機能があれば計算ができるように理論が構築されている。

一方、液化後の沈下については、過剰間隙水圧の消散に伴う体積圧縮を求めることとしている。図 5.3.6 に示すような既往の実験結果²¹⁾をもとに、液化の程度（激しさ）に依存する体積ひずみの値を対象とする液化化層に 1 次元的に掛け合わせて、沈下量を求めている。

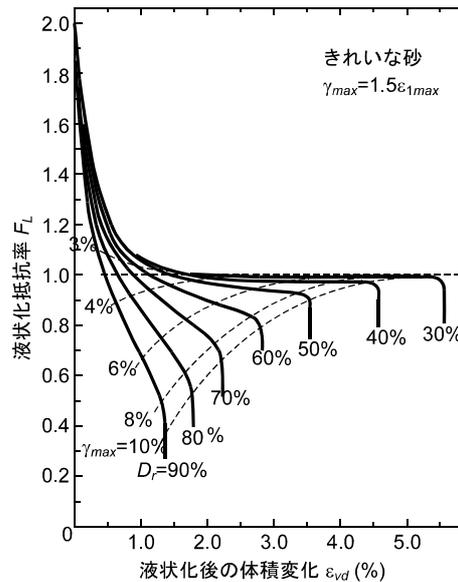


図 5.3.6 過剰水圧消散後の体積ひずみの関係²¹⁾

5.3.3 ALID による解析

(1) GEOASIA の解析結果のシミュレーション

前述したように、ALID は静的な FEM による簡易法なので、本来であれば、i)過去の様々な履歴を受けた地盤に地震動が加わり、ii)過剰間隙水圧が上昇して液状化に至り、iii)その過程で変形が生じ、iv)過剰間隙水圧の消散過程で沈下が生じるといった一連の現象を、地盤の初期応力（自重相当）が液状化によって軟らかくなった物性に加わった時の最終変形を求めることで表している。

詳細な有効応力解析である GEOASIA と静的有限要素解析の ALID では、単に解析手法、適用範囲、条件設定の精緻さが異なるだけでなく、地盤の排水効果や過剰間隙水圧消散の伴う沈下の表現方法などが異なるため、仮に同じ地盤物性を用いた解析を行ったとしても解が一致することはあり得ない。従ってここでは、GEOASIA の解析結果を正解値とし、建物の沈下量、周辺地盤の沈下量、地盤改良の効果といった結果が、比較的良好に一致・再現できるように ALID のパラメータを設定することによってシミュレーションとした。その際、以下の原則に従った。

- 1) 地盤の基本的な物性、建物の荷重等は与条件に従った。すなわち、適当な答えを得るために、解析手法ごとにて外力を調整することは行っていない。
- 2) シミュレーションは変形量の絶対値がどの解析においても一致することが理想であるが、対策（改良体）の厚さを増加させたときの、建物沈下の低減率の傾向を合わせることを第一優先とした。
- 3) モデル全体（特に建物周辺）で、過剰間隙水圧のコンター（液状化の発生状況）の形状が似通っていることを確認した後、沈下量の整合を図るため、体積圧縮係数を

仮定して、他のケースにおいても同じ値を用いることでルールを統一した。
以下に、条件設定の具体的な方法を示す。

ALID における変形結果を決定づけるのは、液状化に伴う剛性の低下率で、過去の実験結果等から、液状化に対する安全率 FL と液状化した砂の細粒分含有率 FC によって規定される。液状化後の沈下を決定づける体積圧縮係数は、同じく FL と地盤の相対密度 Dr によって規定される。当然のことながら、不飽和層の水圧上昇や消散、地盤の透水性、変形による物性の連続的な変化などは考慮していない。

FL については、地震動が明らかな場合には、地震応答解析等によって作用せん断力を求め、液状化試験結果を用いて求めることも可能であるが、通常は、地表最大加速度を定めて道路橋示方書等の基準類に準拠して FL 計算を行うことが多い。同時に液状化強度 R_L も標準貫入試験による N 値から推定することが多い。

このシミュレーションでは、**GEOASIA** の解析結果を正解値として、その変形、液状化の程度（過剰間隙水圧比または FL 分布）、**GEOASIA** における改良効果、具体的には改良体の厚さを変化させたときの沈下量との相関関係が最もよく再現できるパラメータを試行錯誤的に選ぶこととした。その際、全てのパラメータを自由に動かすと、工学的にまったく意味を成さないのので、地盤の一般的な物性値は試験結果のままとし、地表最大加速度の値を動かすことで一定のルール上で FL を変化させ、それによって液状化の範囲と沈下量の絶対値を **GEOASIA** の結果に揃えることとした。

(2)解析条件

GEOASIA によって実施された遠心模型実験シミュレーションと同じモデルに対して、*ALID* による変形解析を実施した。図 5.3.7 には *ALID* による解析に用いた有限要素モデルのブロック図と、中心部のメッシュの拡大図を示す。

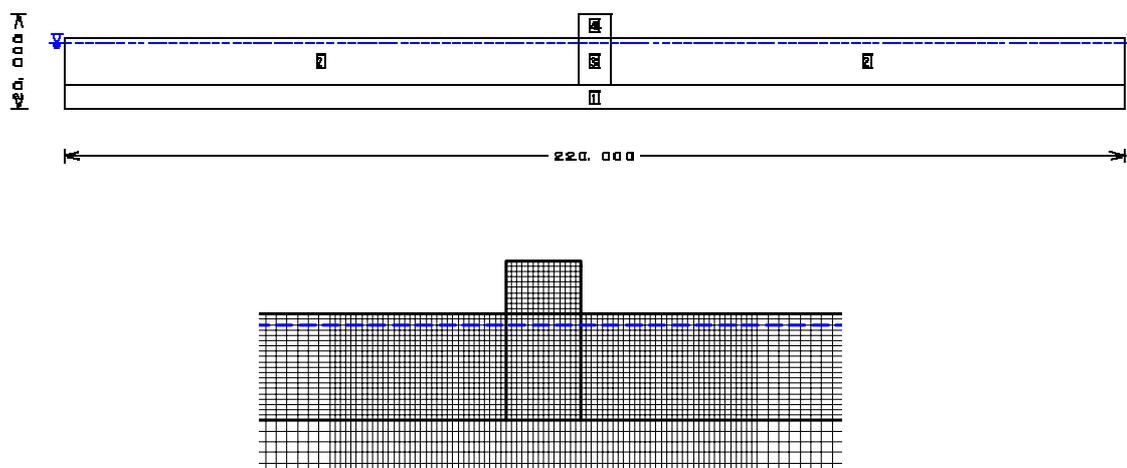


図 5.3.7 遠心模型実験に用いた有限要素メッシュ

幅 220m、高さ（厚さ）15m の地盤モデルである。上部砂層の厚さは 10m で、地下水位は GL-1m に設定している。従って液状化の可能性のある層の厚さは 9m で、その下層に非液状化層が 5m 存在している。地盤の中心部に幅 7.0m、高さ 3.5m 建物が存在し、その直下を盤状に改良するモデルである。建物モデルは弾性体と仮定して **GEOASIA** での解析と同じく、アクリルの弾性係数を設定し、建物荷重は 10kN/m² としている。

盤状改良を施したモデルでは、建物の直下の、地下水位以下の領域を改良する。建物ならびに改良体の諸元と材料定数を表 5.3.1 に示す。

表 5.3.1 建物ならびに改良体の諸元と材料定数

建物		改良体	
幅	7.0m	位置	建物直下
高さ	3.5m		地下水位面以深
荷重強度	10kN/m ²	厚さ・幅	解析ケースによる
ヤング率	3.2×10 ³ MPa	ヤング率	4.0×10 ¹ MPa
ポアソン比	0.35	ポアソン比	0.1

表 5.3.2 地盤の与条件と材料定数

材料	細粒分含有率	FC=17.5%
	平均粒径	D ₅₀ =0.136mm
	土粒子密度	ρ _s =2.636
地盤	相対密度	Dr=50%
	ポアソン比	0.35

GEOASIA による解析結果（地震動 1）と **ALID** による解析結果の相関が最も良くなるよう相当数の試算を行った。地盤材料の物理特性、地盤の相対密度は与条件に従い表 5.3.2 に示す値を用いた。その結果、地盤の相対密度と有効拘束圧にから推定した N 値を用いて、地表最大加速度 300gal のタイプ 地震動に対して、道路橋示方書の液状化判定法に従って FL を算出し、その値から規定される地盤の剛性低下率を用いた解析結果が、もっとも **GEOASIA** の過剰間隙水圧分布、せん断ひずみ分布と傾向と一致し、無対策ケースの沈下量の絶対値も、概ね一致した。図 5.3.8 には無対策モデルの変形図、図 5.3.9 には過剰間隙水圧の分布図を、図 5.3.10 には最大せん断ひずみの分布図を示す。

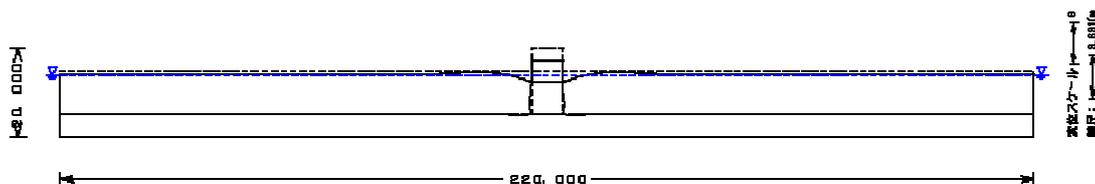


図 5.3.8 無対策ケースの解析結果・変形図（ブロック境界のみを描画、地震動 1）

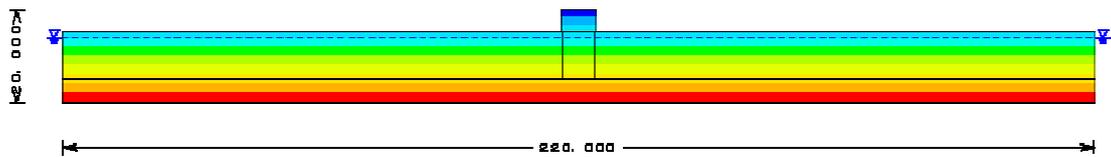


図 5.3.9 無対策ケ-スの解析結果・過剰間隙水圧分布（地震動 1）

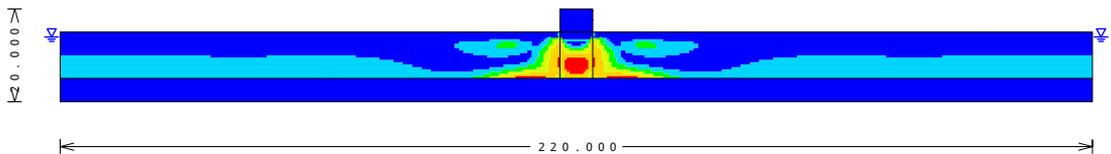


図 5.3.10 無対策ケ-スの解析結果・最大せん断ひずみ分布（地震動 1）

(3)改良体の厚さと対策効果の関係

次に、対策を施したケ-スでの **GEOASIA** との整合性について、改良体の厚さの異なるケ-スの解析結果の再現を試みた。**GEOASIA** によって解析が行われている、厚さ 1m、3m、4.5m の改良体のケ-ス（地震動 1）に対して、建物の絶対沈下量が 3 つのケ-スで概ね一致するように、改良体の直下の体積圧縮係数を調整した。図 5.3.11 に改良厚さと建物ならびに周辺地盤の絶対沈下量の関係を示す。

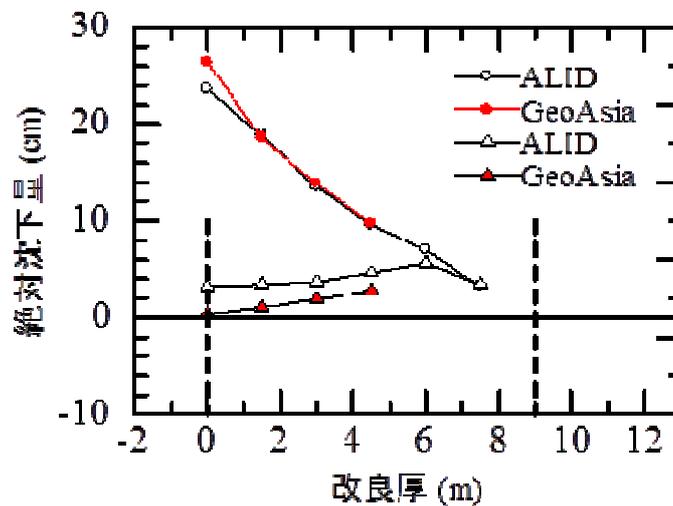


図 5.3.11 改良体の厚さと絶対沈下量の関係（地震動 1）

無対策のケ-スでは若干 **GEOASIA** の結果より沈下量は小さめになっているが、改良したケ-スでは、いずれのケ-スでも建物の絶対沈下量は非常に良好な一致が見られた。周辺地盤の絶対沈下量については **ALID** の方が幾分か大きめの値を示しているが、その相対関係は

よく一致している。この結果から、以降、このパラメータを用いて *ALID* による解析を実施することとし、両者の比較、対策の効果の評価については、建物のめり込み沈下量を用いることとする。図 5.3.12 には、改良体の幅 9m (建物の基礎から両側に 1m だけ余分に改良) 厚さ 3m のケースにおける鉛直ひずみ分布を示す。建物直下の実線で囲まれた要素が改良体の部分である。その直下の未改良の部分では、建物の重さの影響で周囲よりも大きな沈下が生じているのが図示されている。

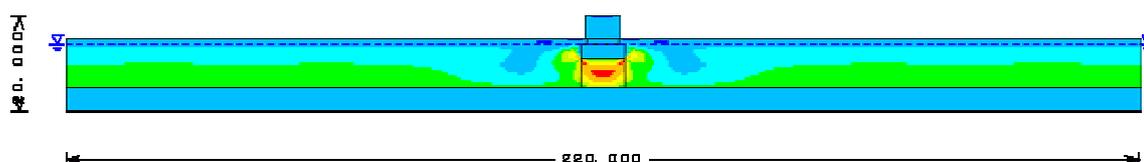


図 5.3.12 対策ケースの解析結果・鉛直ひずみ分布 (地震動 1)

同様の解析を、無対策、改良体厚 1.5、3.0、4.5、6.0、7.5、9.0m の 7 ケースに対して実施した結果のうち、建物周辺部の総沈下量の水平方向分布を図 5.3.13 に示す。無対策のケースでは建物直下が大きく 20cm 以上沈下し、建物が地中に引き込まれているが、周辺地盤では若干の盛り上がりが生じている。もっとも、液状化によって周辺地盤全体も 5cm 以上沈下しているので、決して地盤が隆起しているわけではない。建物から離れた位置での沈下量はおおよそ 7cm 程度であった。

盤状改良の厚さを厚くしてゆくと、建物の沈下量は非改良部分の層厚に応じて小さくなってゆき、4.5m の改良では周辺地盤との差が 2cm 程度と、有意な差がなくなり、6m の改良では、ほとんど周辺の地盤と同じ挙動を示す。それより改良体の厚さが増すと、逆に堅固な柱状改良の上に建物を載せたような変形挙動となり、周辺地盤との相対変位が目立つようになる。

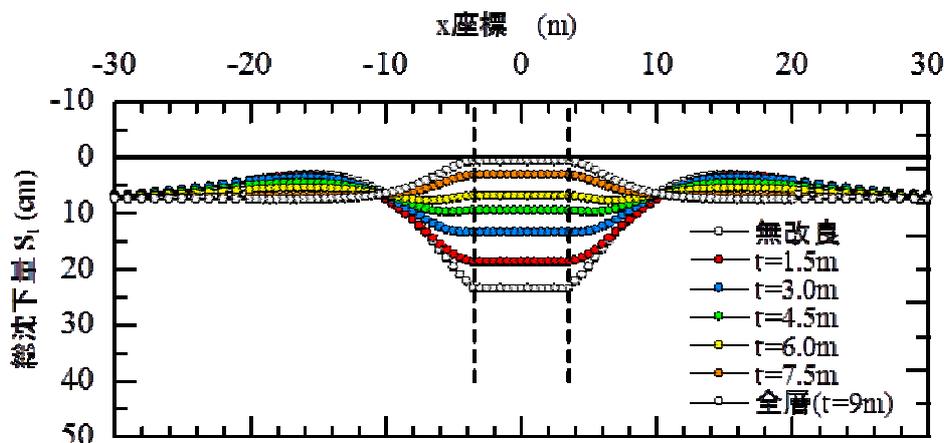


図 5.3.13 総沈下量の水平方向分布 (改良体の厚さとの関係、地震動 1)

建物ならびに周辺地盤のめり込み沈下量と改良体の厚さの関係について、**GEOASIA** と **ALID** とで比較した結果を図 5.3.14 に示す。絶対沈下量ではなく、めり込み沈下量としているため絶対値の若干の差が生じているが、沈下量の低減傾向は非常によく一致している。従って、**GEOASIA** による解析条件外の部分について **ALID** の解析結果をもとに考察を加えることとする。

無対策では 20cm 前後であっためり込み沈下量は、改良体厚の増加に応じて段階的に小さくなる。仮に「地震動 1 によるめり込み沈下量の許容値を 10cm と仮定すれば、3.0m の厚さの改良体を設けることで被害を十分に抑制できる」といった評価が可能である。周辺地盤の沈下量と建物の沈下量がほぼ一致するのは改良体の厚さが 4.0m 付近で、これより厚い対策を施すことは、建物のめり込み沈下は小さくなるものの、建物周辺地盤との間で相対変位が生じる可能性があることを意味している。もっとも液状化の程度や地盤条件が複雑になるとこの結果は変動するが、それを再現することも解析的な評価手法の目的である。

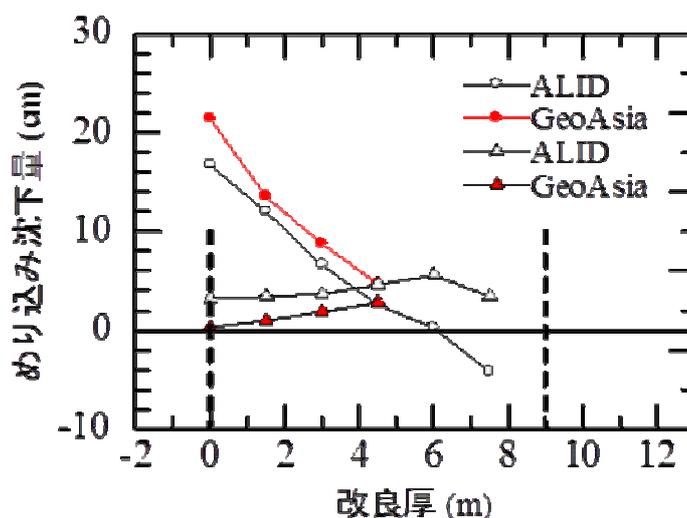


図 5.3.14 改良体の厚さとめり込み沈下量の関係 (地震動 1)

地震動 2 規模に対して若干の考察を加えると、この章での **ALID** による解析は、過剰間隙水圧比のコンターの形状と沈下量の絶対値を **GEOASIA** に同期させるようにシミュレーションを実施しているので、単純に **ALID** の計算上の地震動を大きくするといった方法では検証できない。ただし、地震動 1 規模を想定した解析結果でも、建物直下の対策領域の更の下層の過剰間隙水圧比が既に 1.0 に達していることから、地震動の大きさを単純に倍にしても、変形量、沈下量が比例的に増大するものではない。地震後の体積圧縮係数と FL の関係に依るが、具体的な沈下量については **GEOASIA** による解析結果とも整合を図る必要がある。

(4)改良体の幅と対策効果の関係

盤状改良体の幅については、建物基礎の周囲 1.0m 分だけ余分に改良するケースを標準としている。**GEOASIA** においても改良幅を広く取れば、建物のめり込み沈下量が小さくなる結果を示しているが、ここでは改良厚が3段階に異なる条件下で、さらに改良幅を変えた場合のめり込み沈下量の違いについて検討した。

図 5.3.15 には、改良厚 3.0m の設定で、1)改良幅を建物基礎の直下のみ(改良幅 7m)、2)基礎の周囲 1m まで改良(標準ケース、改良幅 9m)、3)基礎周囲 2m(改良幅 11m)まで改良、4)基礎周囲 3m(改良幅 13m)まで改良、の4つのケースについて、総沈下量の水平方向分布を無対策のケースと合わせて示す。3m の改良厚は十分な対策効果が見られたケースなので、改良幅を大きくすれば、当然、総沈下量は小さくなるが、その影響はさほど大きなものではない。

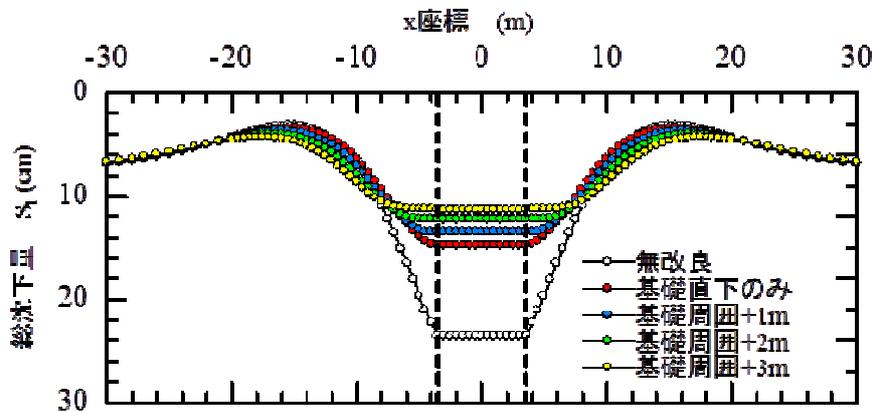


図 5.3.15 総沈下量の水平方向分布(改良厚 3m、保改良範囲との関係、地震動 1)

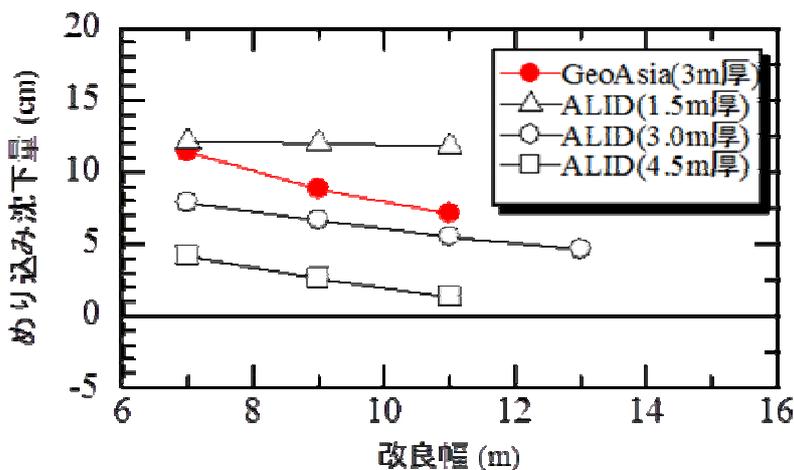


図 5.3.16 改良幅とめり込み沈下量の関係(地震動 1)

図 5.3.16 には、改良厚の異なる系列ごとに、改良幅を変えた条件で解析を行い、改良幅とめり込み沈下量の関係を示したものである。元々の対策効果がほとんど見られない 1.5m の改良厚では、改良幅を大きくしても、対策効果は改善されない。改良効果がある程度見込める 3.0m 厚改良、4.5m 厚改良では、改良幅を大きくしてゆくとめり込み沈下量は小さくなるが、その低減率はそれほど大きくなく、幅が広がるにつれて低減効果は鈍化してくる。例えば 3.0m 厚の改良体の幅を周囲 1m 増やしてもめり込み沈下量は 2cm 程度しか低減せず、当然のことながら、改良厚を厚くする方が対策効果は高い。改良幅は、施工費用に直接影響するので、施工条件と合わせて費用対効果の良い改良域を設定することが重要である。

(5) 施工領域の影響

周辺の建物や地形との関係で、対象の建物の周囲全面を均等に改良できない場合もある。或いは、建物の前面側や背面側など片側からしか施工できない条件の場合も想定される。そこで、改良域を左右アンバランスに設定した条件で解析を行なった。

変形図の一例を図 5.3.17 に、建物部分の総沈下量の水平方向分布を図 5.3.18 を示す。無対策のケースに対して全面改良を施せば、沈下量は大幅に低減されるが、建物周囲からの施工で一定距離までしか改良体が造成できない場合などでは、対策の効果が大きく失われる。さらに、建物の左右片側からしか改良体を造成できない場合には、例え建物の半分を改良できたとしても大きく沈下が生じるばかりか、建物の左右で沈下量の差が生じ、多くな不同沈下が生じる結果が求められた。仮に施工上の制約があって、基礎直下が全面改良できない場合でも、改良域は建物直下、周囲に均等に対策しなければ効果が薄れるだけでなく、大きな被害をもたらす結果になる。

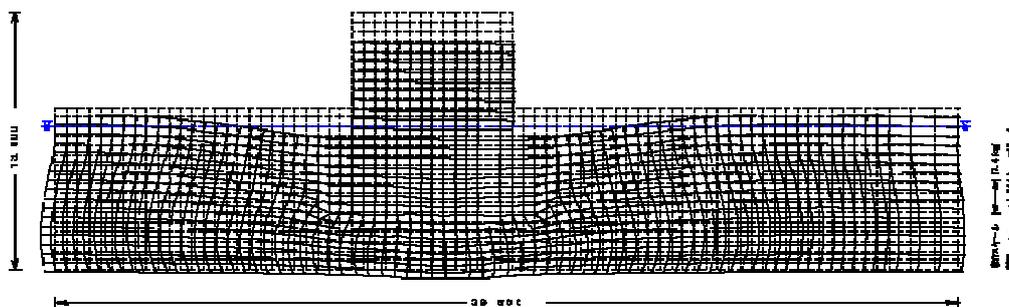


図 5.3.17 改良域がモデルの左右で異なるケースの変形図（地震動 1）

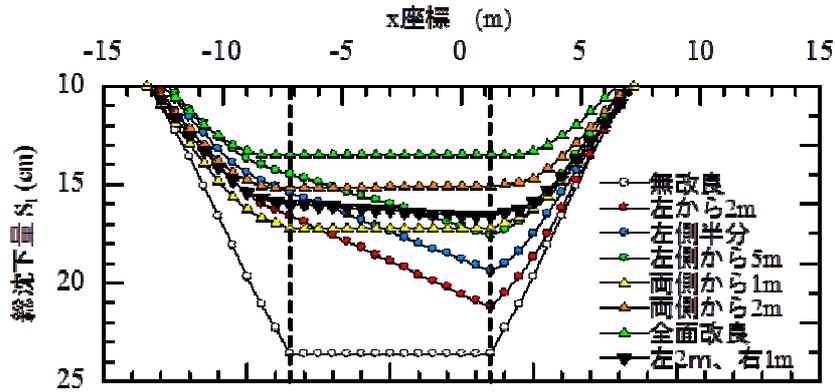


図 5.3.18 改良域がモデルの左右で異なるケースの総沈下量分布（地震動 1）

(6)均等ではない建物荷重の影響

対策の対象となっている建物の重量バランスが均等でないケースも考えられる。そこで建物の 2 階部分が半分の幅しかなく、荷重条件が水平方向に均等でない条件を想定し、改良厚のみを変化させた解析を行った。図 5.3.19 には、ブロック図表示とした変形結果の代表例を、図 5.3.20 には改良厚を変化させたケースでの総沈下量の水平方向分布を示す。

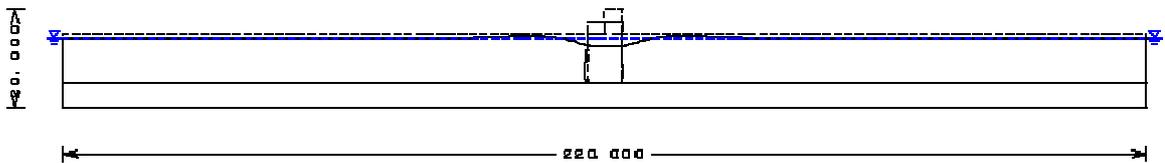


図 5.3.19 荷重条件が不均等な場合の変形結果の例（地震動 1）

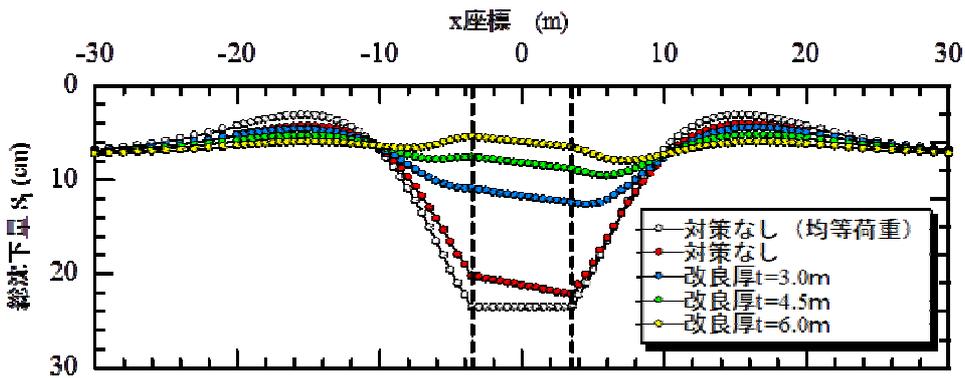


図 5.3.20 荷重条件が不均等なケースでの総沈下量分布（地震動 1）

改良体上部に加わる荷重が均等でないので、当然、変形もモデルの左右で差が生じる。改良厚を厚くしてゆくことで総沈下量は小さくなってゆくが、十分な改良厚を確保した場合でも、建物の左右で数 cm の不同沈下が生じる。浅層盤が 3m のケースでは、地震動 1 を想定

した場合の沈下量は 12.5cm、建物の傾斜角は 2/1000 となり、構造物の被害を抑止できない可能性が高い。

ただし実際の建物では、その基礎形式によって上部の荷重は分散されて基礎下の地盤に作用するはずなので、この解析結果は最も敏感なケースと考えることもできる。どの程度まで不同沈下を抑制できるかを決め、最適な改良深度を設定することが望まれるが、そのように敏感で、精度の高い計算では詳細解析である **GEOASIA** に委ねるべきと考えられる。

(7)固化工法以外の対策効果

ここまでの浅層盤状改良の解析では、改良体は固化工法によって造成されることを念頭に解析を行ってきた。一方で、液状化対策、地盤の変状対策としては、は締固め工法や排水工法も当然検討される。そこで締固め工法、排水工法をモデル上で模擬して、改良厚さを変化させて対策効果の比較を行った。

ここでは、締固め工法の手法は問わず、締固めを行った結果として N 値 20 相当の地盤に改良されたと想定して、道路橋示方書に基づく液状化判定を実施し、**ALID** による液状化流動解析を行った。また液状化沈下解析に用いる体積圧縮係数は相対密度 95% に相当する値を採用した。図 5.3.21 には締固めを模擬した解析における体積ひずみの分布図を示す。固化工法ではないので、改良体自体も若干変形していることがひずみ分布から見て取れる。また、設定地震動の大きさによっては改良体部分でも過剰間隙水圧が発生し、より大きな変形が生じることも十分考えられる。

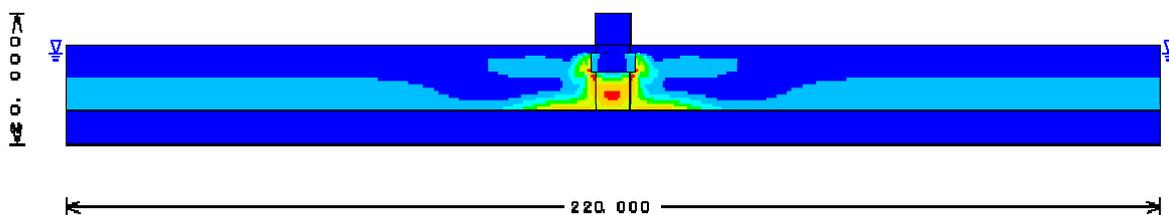


図 5.3.21 締固めを模擬したケースにおける最大せん断ひずみ分布（地震動 1）

一方、排水工法については **ALID** では地盤の透水性を考慮することが出来ないため、排水機能が十分に機能して、対策部分で液状化が発生しないという条件を課した。すなわち、改良部分の FL を強制的に 1.0 より大きくすることで、過剰間隙水圧が発生していない領域を設定した。

これらの条件設定の下、締固め工法、排水工法に対して、固化工法も合わせて、改良厚を変化させた解析を実施した。図 5.3.22 には **GEOASIA** による解析結果も合わせて、地震動 1 を想定した場合の改良厚とめり込み沈下量の関係を示す。固化工法において改良厚とめり込み沈下量の関係は既に述べたとおりであるが、**GEOASIA** の解析結果からも、対策効果は同じ改良厚であっても、固化、締固め、排水の順に大きい。また **ALID** による解

析結果から、締固め、排水工法ともに改良厚が大きくなるにつれてめり込み沈下量は小さくなっていく。

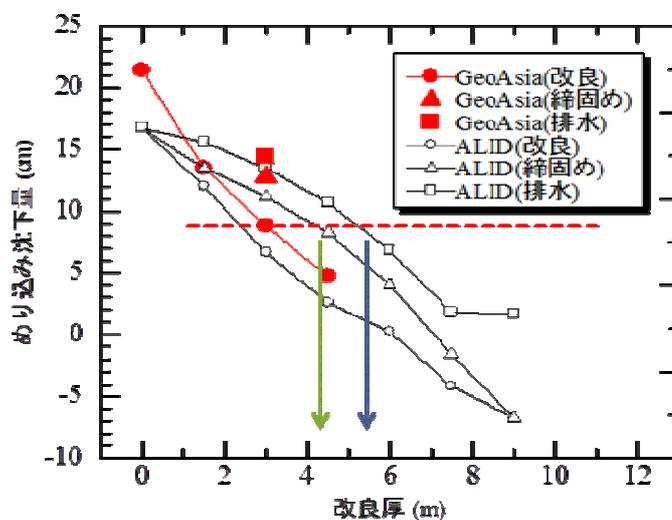


図 5.3.22 締固め、排水工法と固化工法の比較（地震動 1）

一方、固化工法、締固め工法、排水工法を比較した時、例えば厚さ 3.0m の改良厚で固化工法を採用した時と同等の対策効果を得るためには、破線と交わった変位量を読み取ることで、締固め工法では約 4.5m、排水工法なら約 6m の改良深度が必要であることが判る。こうした解析結果を利用して、対策領域の設定とコスト比較も可能であると考えられる。

5.4 まとめ

「浅層盤状改良」について、2つの解析コードを用いて研究した。以下に、まとめを示す。

(1) 有効応力解析 **GEOASIA** による検討

- ・ 地盤解析コード **GEOASIA** を用いて遠心模型実験のシミュレーションを実施した。遠心模型実験の傾向および総沈下量など、定量的評価が可能であることを確認した。
- ・ 有効応力解析においても、改良厚、改良幅、改良手法や隣接建屋（隣家）の有無などを調べるための実物大のケーススタディを実施し、以下のような浅層盤状改良によるめり込み沈下低減効果を確認できた。
- ・ 浅層盤状改良の改良厚の影響については、改良厚の増大に応じて沈下量が低減される。地震動 1 規模で液状化層厚が 9m で固化改良とした本解析ケースでは、改良厚 3m においてめり込み沈下量が 10cm 程度以下となる効果があった。また、地震動 2 規模では、改良厚 3m においてめり込み沈下量が 14cm 程度となった。非常に限られた解析条件であるが、これらの地震動をそれぞれ中地震、大地震と対応させると、得られためり込み沈下量の値は 2 章と 3 章で示された住宅の変形量の許容値を満足する。
- ・ 浅層盤状改良の改良幅の影響については、改良幅の増大に応じて沈下量が若干低減され

る。

- ・ 隣接建屋（隣家）があるケースでは、無改良時の沈下形状が実現象に見られた傾向とほぼ同じになった。隣家との離隔が小さいケースでは、傾斜角について留意が必要である。
- ・ 浅層盤状改良の改良工法による影響は、締固め工法、排水工法とも沈下低減効果が確認された。ただし、地震動 1 規模、液状化層厚が 9m で改良厚 3m とした本解析ケースでは、めり込み沈下量は両者とも 10cm 程度以上となり、固化改良と比べ低減効果は小さい。

(2) 静的有限要素解析 **ALID** による検討

- ・ 液状化流動解析 **ALID** を用いて **GEOASIA** で実施した遠心模型実験のシミュレーション結果との整合するパラメータを設定を試みた。その結果、**GEOASIA** の結果を概ね再現し、その解析条件を補完することが可能であることを確認した。
- ・ 簡易な液状化流動解析によっても、浅層盤状改良によるめり込み沈下低減効果が確認できた。
- ・ 改良効果の精確な評価については **GEOASIA** に依るが、**ALID** を適切に用いることで、地盤条件や荷重条件を変えた解析が比較的容易に行えることを確認した。
- ・ 地震動 1 規模に対する具体的な改良目標としては、改良体の厚さを 3m 程度確保することで、めり込み沈下量を 10cm 以下に抑えられる効果が確認できた。

【参考文献】

- 1) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, vol.48 No.6, pp.771-790.
- 2) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. (1998): “Superloading yield surface concept for the saturated structured soils,” Proc. of 4th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Udine, Italy, pp.233-242.
- 3) Asaoka A., Nakano M. and Noda T. (2000): Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.2, pp.99-110.
- 4) Asaoka A., Noda T., Yamada E., Kaneda K. and Nakano M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.45-57.
- 5) Hashiguchi K.(1978):Plastic constitutive equations of granular materials, *Proc. of US-Japan Seminar on Continuum Mechanics and Statistical Approaches in the Mechanics of Granular Materials* (eds. by Cowin, S.C. and Satake, M.),Sendai,JSSMFE,pp.321-329.
- 6) Hashiguchi, K. (1989): Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. Journal of Solids and Structures* 25, pp.917-945.

- 7) Sekiguchi H. and Ohta H.(1977):Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equations of Soils(Proc.9th Int.Conf.Soil Mech.Found.Eng., Spec.Session 9)*,Tokyo,pp.229-238
- 8) Hashiguchi, K. and Chen, Z.-P. (1998): Elasto-plastic constitutive equations of soils with a subloading surface and rotational hardening, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, **22**, pp.197-227.
- 9) 竹内秀克(2009)：自然 / 人工地盤～土構造物系の耐震性評価とその強化技術の開発に関する研究, 名古屋大学学位請求論文.
- 10) (財)土木研究センター(2004)：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル, p48 .
- 11) 竹内秀克, 高稲敏浩, 野田利弘(2006)：飽和粘土地盤の圧密変形に及ぼす幾何学的非線形性の効果, 応用力学論文集, Vol.9, pp.539-550.
- 12) 地盤工学会 (2012)：地震時における地盤災害の課題と対策 2011 年東日本大震災の教訓と低減(第二次) 地盤工学会 平成 23 年度学会提言の検証と評価に関する委員会、pp.16-17.
- 13) Takeuchi, H., Noda, T. and Asaoka, A. (2009): Coseismic and postseismic behavior of intermediate soils ground improved by sand compaction pile method, *Proc. of International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering (IS-Tokyo)*, Tsukuba, Japan, pp.1119-1205.
- 14) 椎名貴彦, 林健太郎, 浅岡顕, 野田利弘 (2007)：ドレーン改良された砂質地盤の地震中～地震後挙動の解析, 土木学会第 62 回年次学術講演会,第 部門, pp.115-116.
- 15) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫 (1999)：液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No. 638/III-49, pp. 71-89
- 16) ALID 研究会 (2007)：2次元液状化流動解析プログラム ALID/Win (第四版)
- 17) Lee, K. L. (1975): Seismic permanent deformations in earth dams, UCLA-Eng. 7397, pp. 1-31
- 18) Seed, H. B. (1979): Considerations in the earthquake-resistant design of each and rockfill dams, *Geotechnique* 29, No. 3, pp. 215-263
- 19) 桑野二郎, 石原研而, 李宏徹, 矢飼稔之 (1984)：地震によるアースダムの残留変形予測, 第 19 回土質工学研究発表会, pp. 691-692
- 20) 濱田政則, 若松加寿江(1998)：液状化による地盤の水平変位の研究,土木学会論文集, No. 596/III-43, pp. 189-208
- 21) Ishihara, K. and Yoshimine, M.(1992): Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 1, pp.173-188