

3.3 WG2：防災減災のための地盤改良技術とその効果の検証

3.3.1 入力地震動の設定

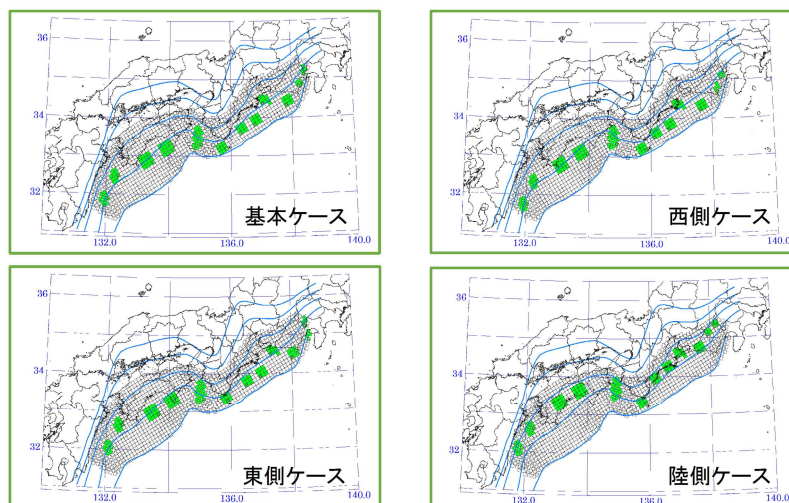
地盤改良技術の効果の検証に用いるための入力地震動の設定を行う。

伊勢湾沿岸の代表的な3地点の基盤波形と地盤データを用いて地盤の地震応答解析を行い、地表面に与える影響が大きくなる地点の基盤波形を本検証の入力地震動として設定する。

(1) 南海トラフの巨大地震の地震動の入手

内閣府の「南海トラフの巨大地震モデル検討委員会」より、工学的基盤における強振動（加速度）波形が提供されているため、そのデータを入手して検討を行う。

内閣府より提供されている強振動（加速度）波形データは、図3.3.1.1の南海トラフの巨大地震の強震断層モデルに示した4ケースのうち「基本ケース」と「陸側ケース」である。



南海トラフの巨大地震モデル検討会(第二次報告) 強震動モデル編 平成24年8月29日より

図 3.3.1.1 南海トラフの巨大地震の強震断層モデル

(2) レベル1地震動の設定

レベル1地震動として「道路橋示方書」, 「コンクリート標準示方書」, 「港湾施設の技術上の基準・同解説」で用いられている加速度波形を収集して整理をする。「道路橋示方書」では図3.3.1.2に示すように地盤種別ごとに地表面での加速度波形が提供されている。「コンクリート標準示方書」では図3.3.1.3に示すように工学的基盤面の加速度波形が提供されている。「港湾施設の技術上の基準・同解説」では、重要港湾等の工学的基盤における時刻歴波形を国土技術政策総合研究所のHPより入手することが示されている。

表3.3.1.1に国土技術政策総合研究所のHPで提供されている重要港湾の工学的基盤における時刻歴波形のリストの例を示す。

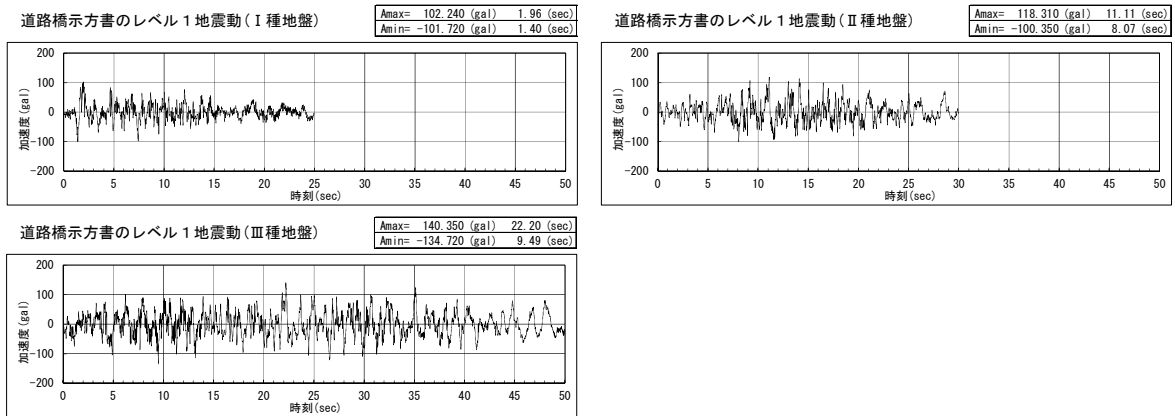


図 3.3.1.2 道路橋示方書のレベル 1 地震動の波形
日本道路協会の HP(<https://www.road.or.jp/dl/tech.html>)より

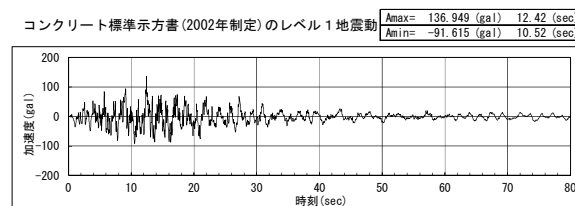


図 3.3.1.3 コンクリート標準示方書のレベル 1 地震動の工学的基盤での波形
2002 年制定コンクリート標準示方書 [耐震性能照査編]
模擬地震波形デジタルデータ (付録 CD-ROM) より

表 3.3.1.1 重要港湾の工学的基盤における時刻歴波形のリストの例

国土技術政策総合研究所の HP(<http://www.ysk.niml.go.jp/kakubu/kouwan/sisetu/level1.html>)より抜粋

港名	I地震動 (整理番号)	サイト 増幅特性	補正方法	工学基盤～ 地表地震モデル	強震観測計		ゾーニング	地震動の 更新履歴	
					緯度	経度			
尾鷲港	9301	s9301	松	j9301	MIE014	34.064	136.169	-	[追加] H22.3.17
					MIE016	33.876	135.919		
					MIE07	34.254	136.822		
津松阪港	9302	s9302	特上松	j9302	MIE006	34.717	136.505	●	◎H18.10.12
三河港①	9307	s9307	特上松	j9307	MIKAWA-G	34.731	137.343	●	◎H18.10.12
三河港②	9319	s9319	特上松	j9319	AIC014	34.826	137.22	●	◎H18.10.12
名古屋港①	9308	s9308	特上松	j9308	NAGOYA-SORAMI-G	35.059	136.848	●	◎H18.10.12
名古屋港②	9320	s9320	特上松	j9320	AIC011	34.997	136.864	●	◎H18.10.12
清水港①	9309	s9309	特上松	j9309	SHIMIZU-G	35.012	138.518	●	◎H18.10.12
清水港②	9310	s9310	特上松	j9310	SHIMIZU-HINODE-U	35.007	138.496	●	◎H18.10.12
清水港③	9321	s9321	特上松	j9321	SHINOKITU-U	35.039	138.517	●	◎H18.10.12
四日市港	9312	s9312	松	j9312	YOKKAICHI-G	34.953	136.638	-	◎H18.10.12
四日市港 (霞ヶ浦地区)	9324	s9324	松	j9324	YOKKAICHI-U (四日市-U)	34.989	136.665	-	[追加] H22.3.17
田子の浦港	9313	s9313	松	j9313	TAGONOURA-U	35.143	138.701	-	◎H18.10.12
御前崎港	9314	s9314	松	j9314	OMAEZAKI-G	34.61	138.216	-	◎H18.10.12
衣浦港	9315	s9315	松	j9315	KINUURA-U	34.882	136.944	-	◎H18.10.12

伊勢湾沿岸の代表的な 3 地点の工学的基盤における時刻歴波形が入手できることから、レベル 1 地震動については「港湾施設の技術上の基準・同解説」の加速度波形を用いるものとする。国土技術政策総合研究所の HP より入手した伊勢湾沿岸の 3 地点（津松阪港，四日市港，名古屋港①）のレベル 1 地震動の基盤波形を図 3.3.1.4 に示す。

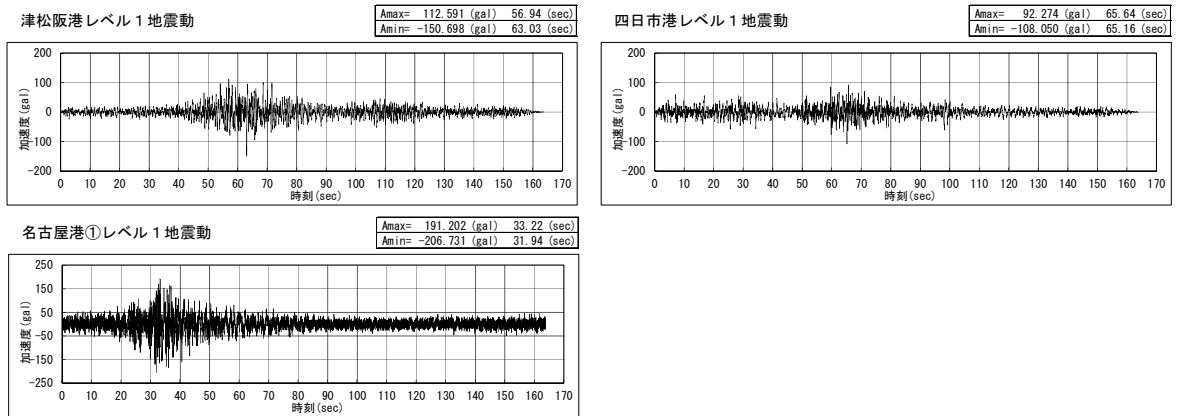


図 3.3.1.4 レベル 1 地震動の基盤波形

(3) 地盤モデルの作成

レベル 1 地震動が観測された地点の近くのボーリング柱状図を国土地盤情報検索サイト「KuniJiban」より入手して地震応答解析に用いる地盤モデルを作成する。ボーリング柱状図は地震動の観測点に最も近く、N 値 50 以上の基盤層が確認できたものを採用する。

図 3.3.1.5 にレベル 1 地震動の観測位置と基盤層が確認できたボーリング位置を、図 3.3.1.6 にはボーリング柱状図を示す。



図 3.3.1.5 レベル 1 地震動の観測位置と基盤層が確認できたボーリング位置
国土地盤情報検索サイト「KuniJiban」のデータに加筆

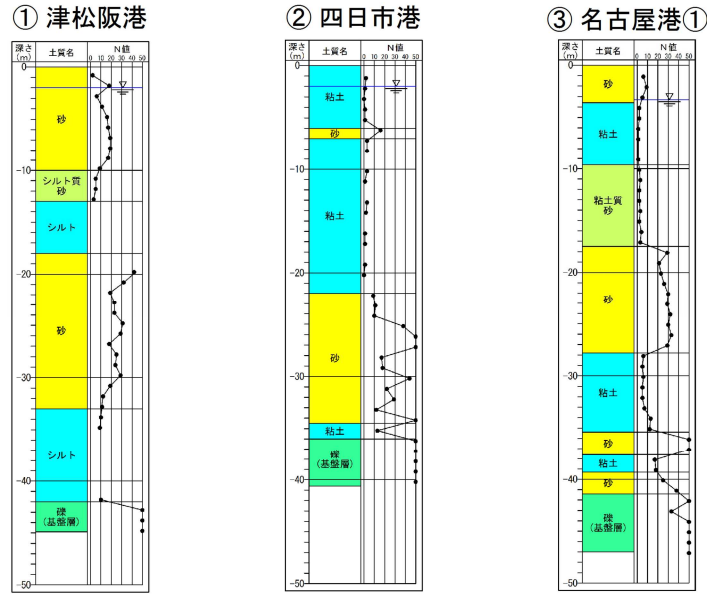


図 3.3.1.6 ボーリング柱状図

(4) 南海トラフの巨大地震の基盤波形の選定

南海トラフの巨大地震の基盤波形は 5km ごとにデータが提供されており、標準地域メッシュの 3 次メッシュ (1km メッシュ) のメッシュ番号がファイル名になっている。

伊勢湾沿岸の 3 地点 (津松阪港, 四日市港, 名古屋港①) のボーリング位置に最も近い南海トラフの巨大地震 (陸側) の基盤波形を選定する。図 3.3.1.7~図 3.3.1.9 に南海トラフの巨大地震 (陸側) の基盤波形の選定結果を示す。

津松阪港は「52360472」、四日市港は「52363522」、名古屋港①は「52364677」の基盤波形を選定した。

① 津松阪港



メッシュ番号 52360472

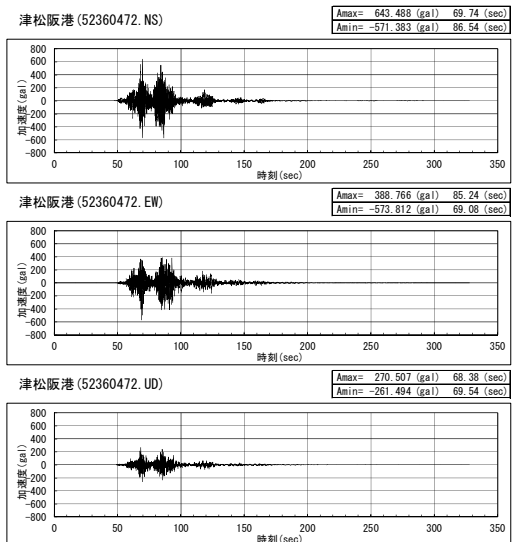


図 3.3.1.7 津松阪港の基盤波形の位置と波形

② 四日市港



メッシュ番号 52363522

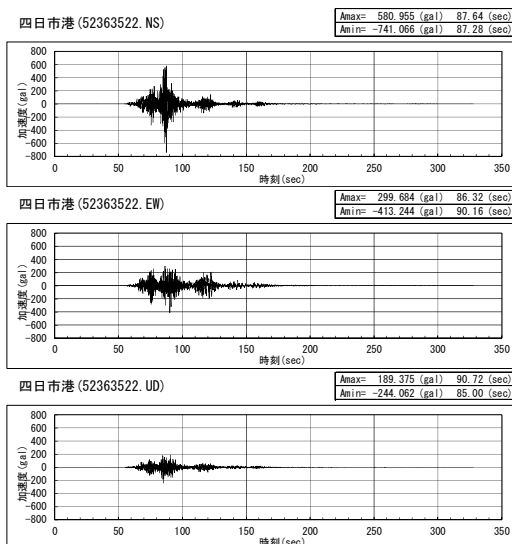


図 3.3.1.8 四日市港の基盤波形の位置と波形

③ 名古屋港①



メッシュ番号 52364677

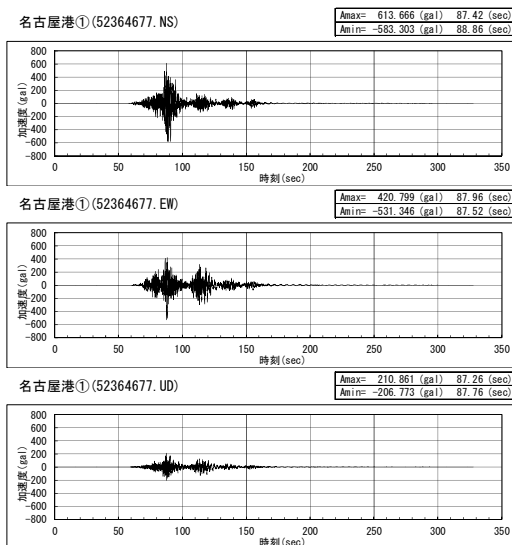


図 3.3.1.9 名古屋港①の基盤波形の位置と波形

(5) 地盤の地震応答解析

ボーリング柱状図の各層の平均N値より、 V_s 、 ϕ 、 c を推定し、地盤の応答解析に必要な地盤定数を設定する。

k-SHAKE+for Windows(Version 6.2)を使い、地盤の動的変形特性は土木研究所の式（土研式）を用いて等価線形解析により地盤の地震応答解析を行う。南海トラフの巨大地震の基盤波形（陸側）では、等価線形解析では地盤のせん断ひずみが3%~5%と大きいため、k-SHAKE+for Windowsで非線形解析（H-Dモデル）も行う。

図 3.3.1.10~図 3.3.1.12 に地盤の応答解析結果を示す。

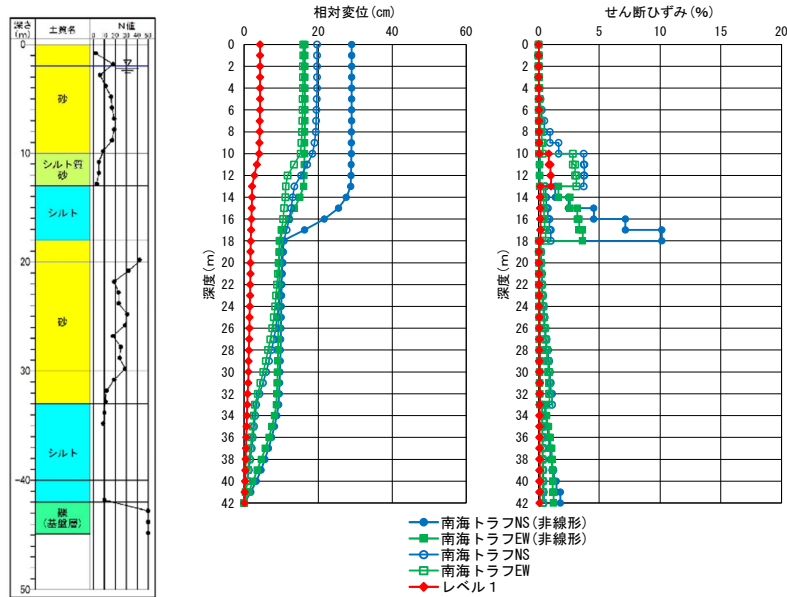


図 3.3.1.10 津松阪港の解析結果

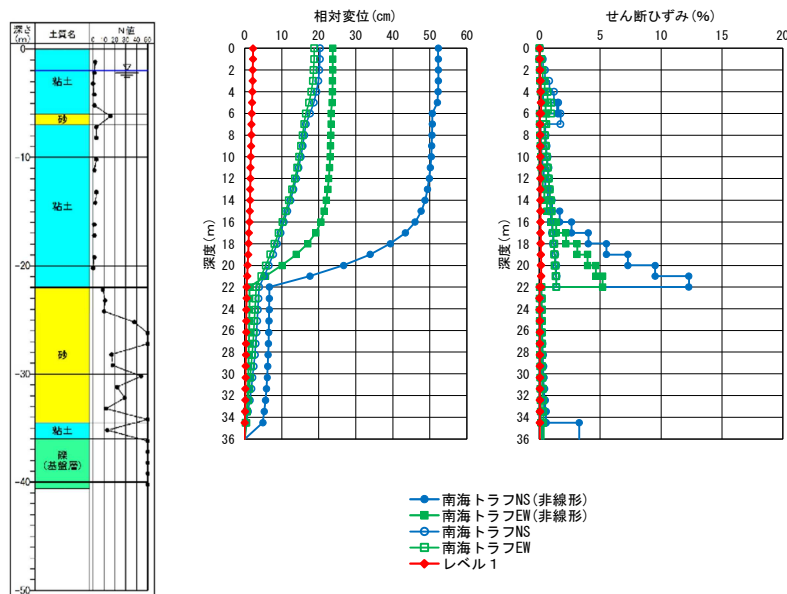


図 3.3.1.11 四日市港の解析結果

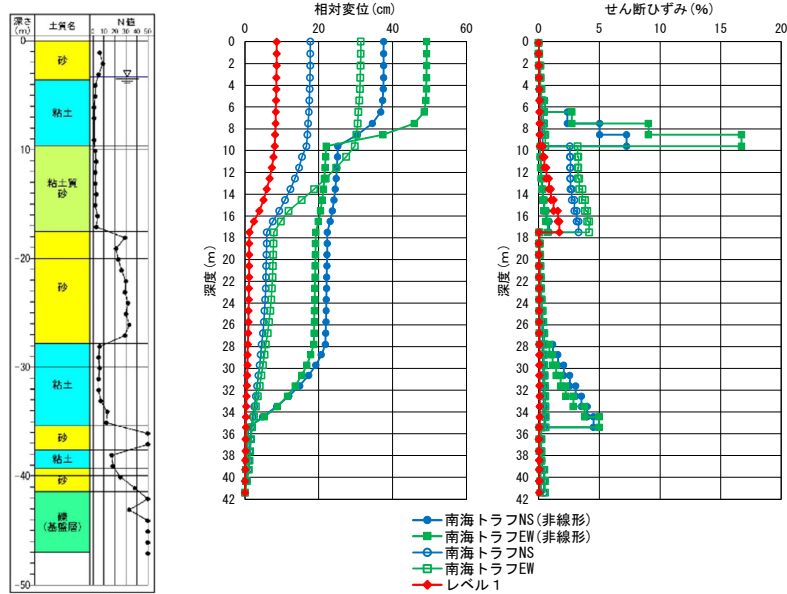


図 3.3.1.12 名古屋港①の解析結果

(6) 地表面の加速度応答スペクトル

地表面の加速度波形から加速度応答スペクトルを計算し、伊勢湾沿岸の 3 地点（津松阪港，四日市港，名古屋港①）のうち応答加速度が大きくなる地点の地震動を選定する。

図 3.3.1.13 に示したレベル 1 地震動は，固有周期が 1.0 秒未満の場合は「四日市港」が最も大きくなる傾向を示した。

図 3.3.1.14 に示した南海トラフの巨大地震（陸側）の場合は，3 地点の各成分(NS，EW)で大きな差は見られなかった。

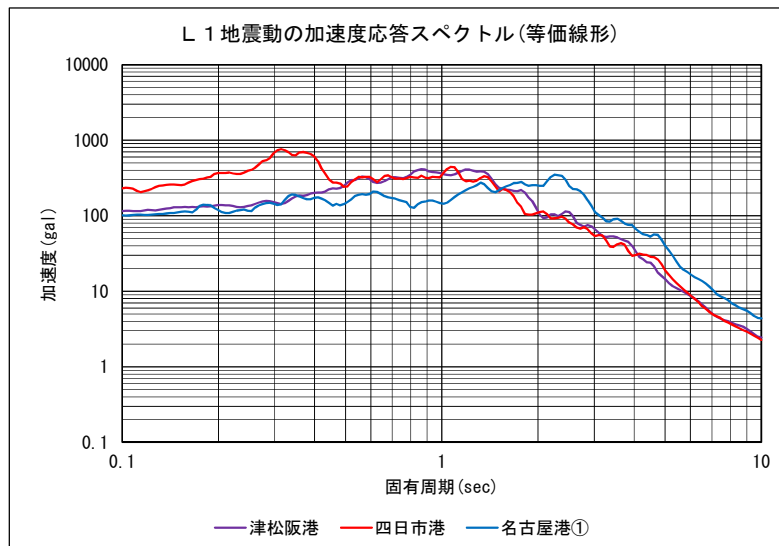


図 3.3.1.13 レベル 1 地震動の加速度応答スペクトル

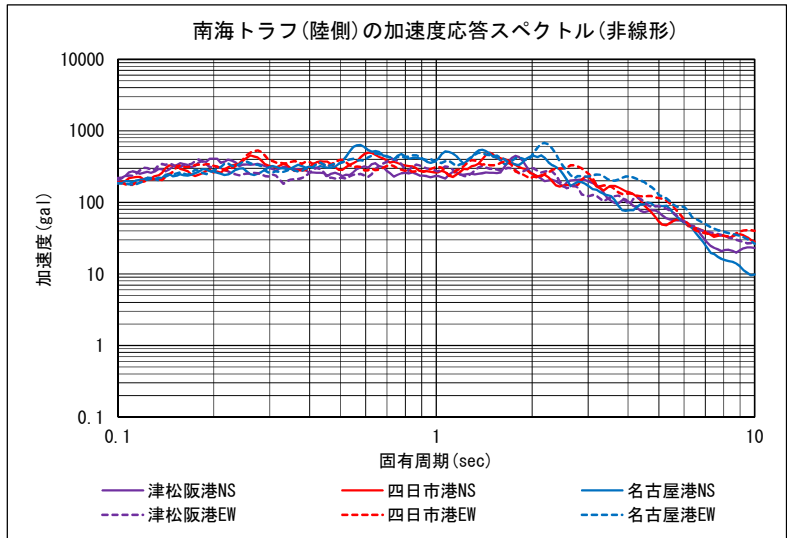


図 3.3.1.14 南海トラフ（陸側）の加速度応答スペクトル

(7) 入力地震動の設定

入力地震動は、レベル 1 地震動の加速度応答スペクトルで固有周期が 1.0 秒未満の時に応答加速度が最も大きくなる「四日市港」を使用する。

南海トラフの巨大地震（陸側）の場合は、図 3.3.1.11 の「四日市港の解析結果」で地盤の相対変位が最も大きくなる「NS 方向」を使用する。

図 3.3.1.15 と図 3.3.1.16 にそれぞれの入力地震動の加速度波形を示す。

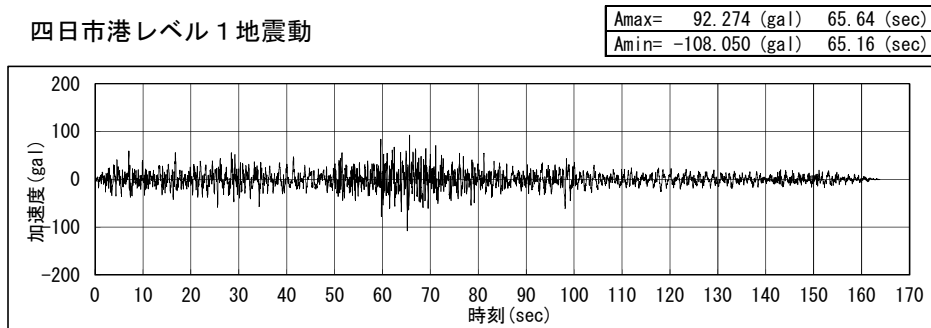


図 3.3.1.15 レベル 1 地震動の入力地震動

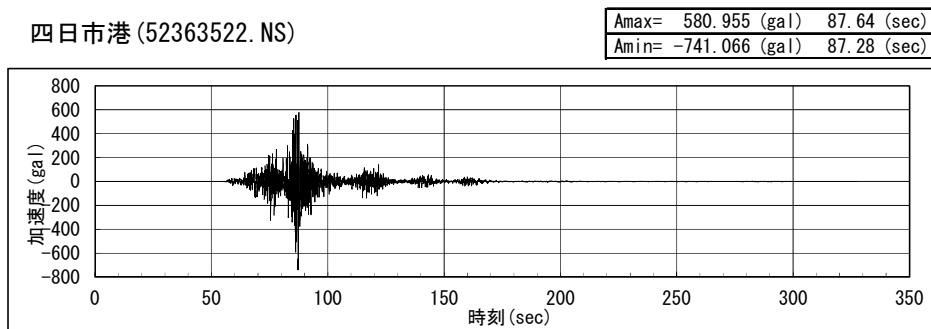


図 3.3.1.16 南海トラフの巨大地震（陸側）の入力地震動

3.3.2 検討対象の簡易モデルの設定と改良工法の選定

各種検討に用いる地盤モデルを設定する。また、堤防などの土構造物に対する耐震対策の実情を踏まえて代表的な工法2種類について対策工法を選定し、既往の設計手法を用いて改良仕様を設定する。

(1) 地盤モデルの設定

濃尾平野の沿岸域は広大なゼロメートル地帯を有することから、河川や海岸堤防に対する耐震対策がかねてより実施されている。これを踏まえて、濃尾平野の伊勢湾岸域をイメージして下図のような地盤モデルを設定した。特徴は、上部に液状化危険度の高い沖積の砂層を有し、その下部には同じく沖積の軟弱な粘性土層が堆積している点である。粘性土層の厚さは各所において様々であるが、ここでは **20m** として設定した。

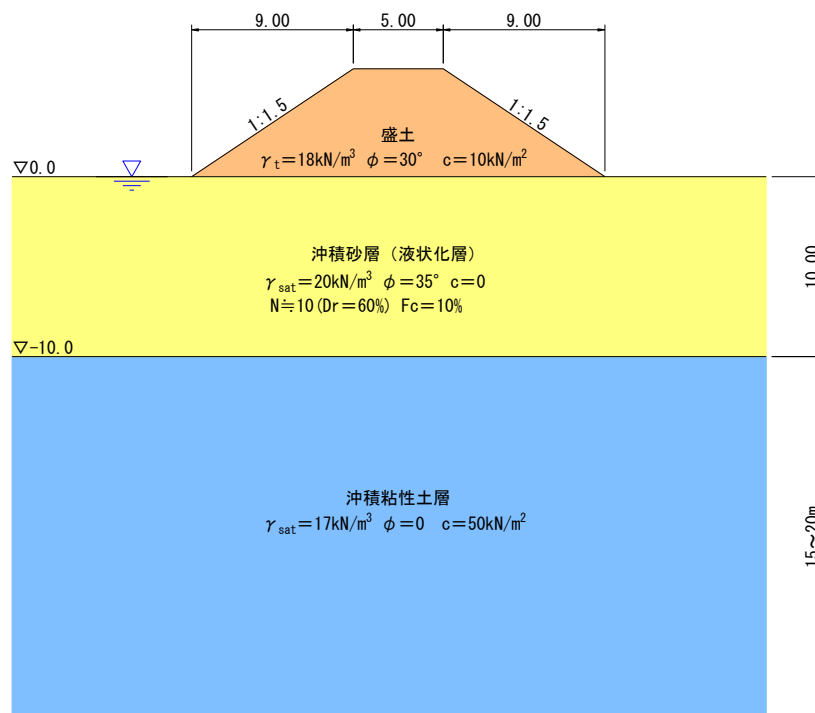


図 3.3.2.1 検討地盤モデル

(2) 検討モデル地盤の簡易検討

① 検討方法

検討モデル地盤の中規模地震（設計震度 $k_h=0.18$ ）における健全性について、液状化による過剰間隙水圧を考慮した円弧滑り解析¹⁾により簡易な検討を行った。

$$F_{sd} = \frac{\sum (cl + (W - u_0b - \Delta ub) \cos \alpha \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{所用安全率 } F_{sd} > 1.0$$

ここに、

- c, ϕ : 有効応力に関する土の粘着力(kN/m^2)及びせん断抵抗角($^\circ$)
- W : 分割細片の全重量(kN/m)
- l : 細片底面の長さ(m)
- b : 細片の幅(m)
- u_0 : 常時地下水位による間隙水圧(kN/m^2)
- Δu : 地震動によって発生する過剰間隙水圧
- α : 分割細片底面の接線方向と水平面のなす角($^\circ$)

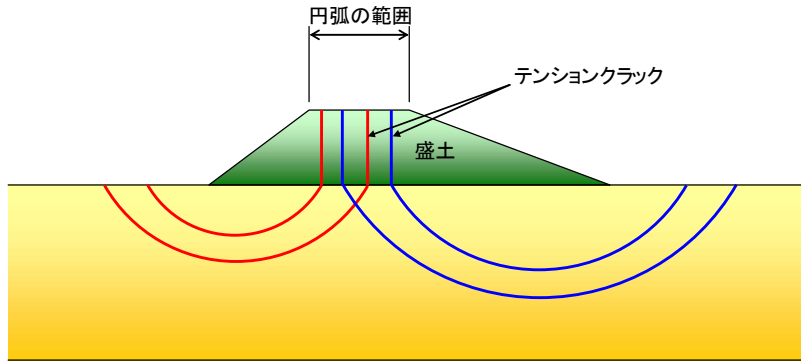


図 3.3.2.2 地震時安定計算における円弧すべりの形状

② 検討結果

液状化判定の結果を下図に示す。判定地点①（盛土直下）においては $FL > 1$ 、判定地点②（平坦部）では $FL < 1$ となる。この結果をもとに円弧滑り安定解析を行うと、安全率が $F_s = 0.592 < 1.0$ となり、既往の設計基準などにおいては対策が必要とされる地盤である。

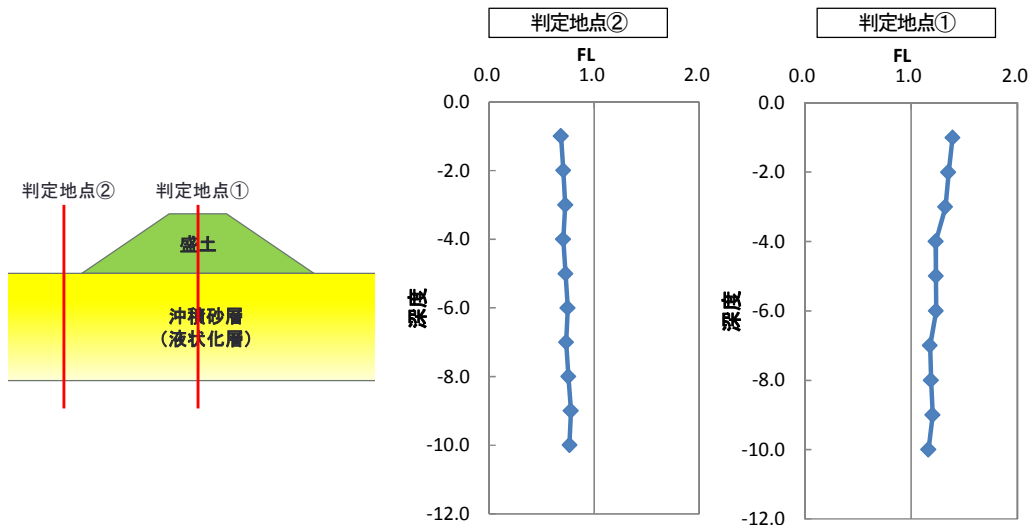


図 3.3.2.3 モデル地盤の液状化判定結果

最小安全率	$F_{S\ MIN}$	=	0.592	
円弧の中心	X	=	-19.00	(m)
	Y	=	9.00	(m)
	半径	R	=	19.00 (m)
	抵抗モーメント	M_R	=	4134.1 (kN·m)
	起動モーメント	M_D	=	6977.4 (kN·m)

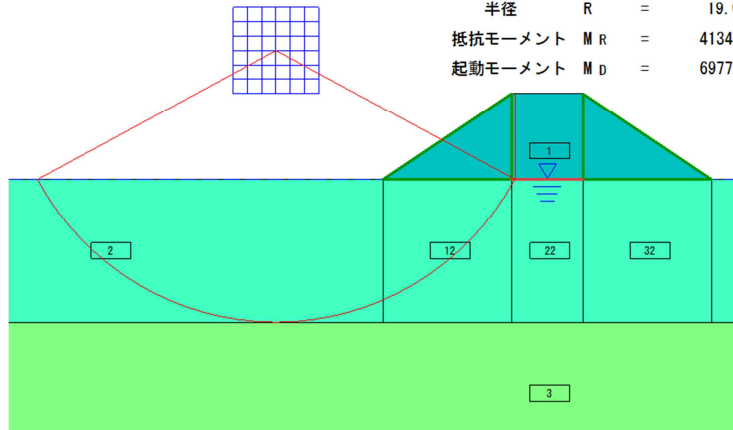


図 3.3.2.4 原地盤の円弧滑り安定解析結果

(3) 対策工法の検討

液状化対策手法は様々なものがあるが、代表的な液状化対策工法のうち、締固め工法と注入固化工法を抽出するものとした。前者は新設・既設を問わずに従来より最も幅広く適用されてきた工法である。後者は近年既設構造物の液状化対策などにおいて適用事例が多い工法である。

- ・締固め工法（サンドコンパクションパイル工法）
砂などの材料を強制的に地中に圧入して締固め砂杭を造成することで砂杭間の地盤を締固め、液状化を防止する工法。
- ・注入固化工法
特殊シリカなどの薬液を地盤中に浸透注入し間隙水と置き換えることで土粒子間に粘着力を与え液状化を防止する工法。

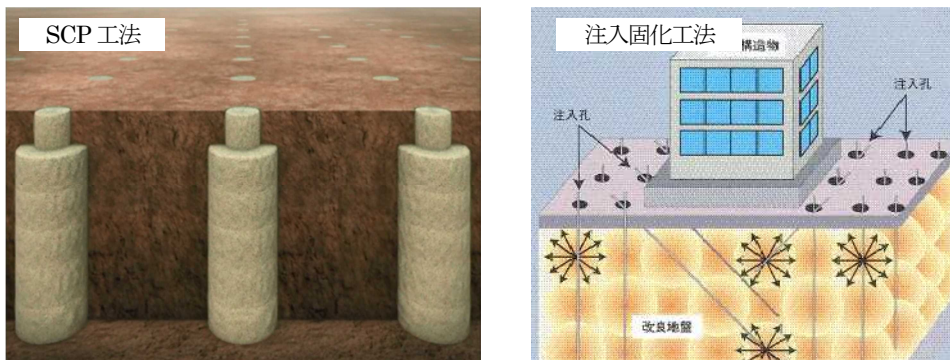
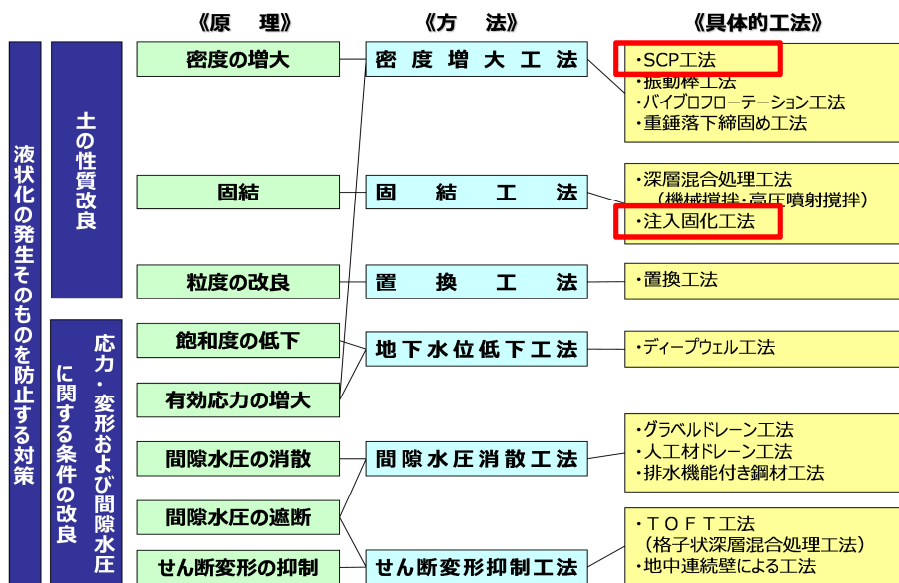
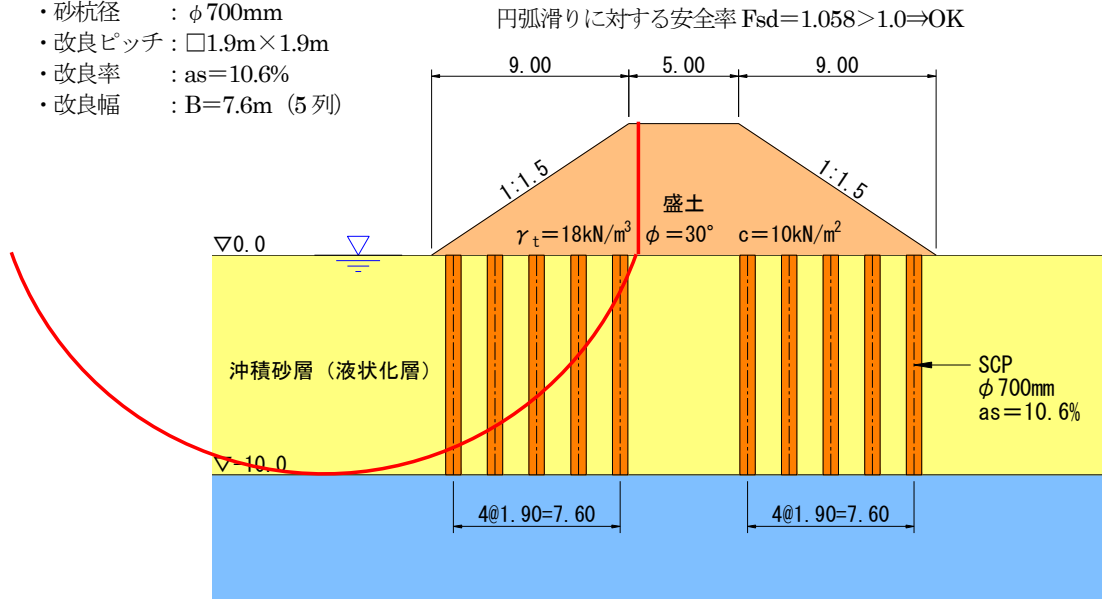


図 3.3.2.5 液状化対策原理と具体的工法の例

① 締固め工法の検討

締固め工法は、サンドコンパクションパイル（SCP）や圧入締固め工法を対象とした。改良率 $a_s (=A_s/x^2)$ (A_s : 砂杭断面積, x : 砂杭配置間隔) は、方法 D と呼ばれる設計法を用いて改良後 N 値を推定し、これを用いた液状化判定の結果が $FL > 1.1$ を満足するように設定した。改良幅は、円弧滑り安定解析において所定の安全率を満足するように改良幅を設定した。検討の結果より、下図に示す改良仕様が得られた。

- ・砂杭径 : $\phi 700\text{mm}$
- ・改良ピッチ : $\square 1.9\text{m} \times 1.9\text{m}$
- ・改良率 : $as=10.6\%$
- ・改良幅 : $B=7.6\text{m}$ (5列)

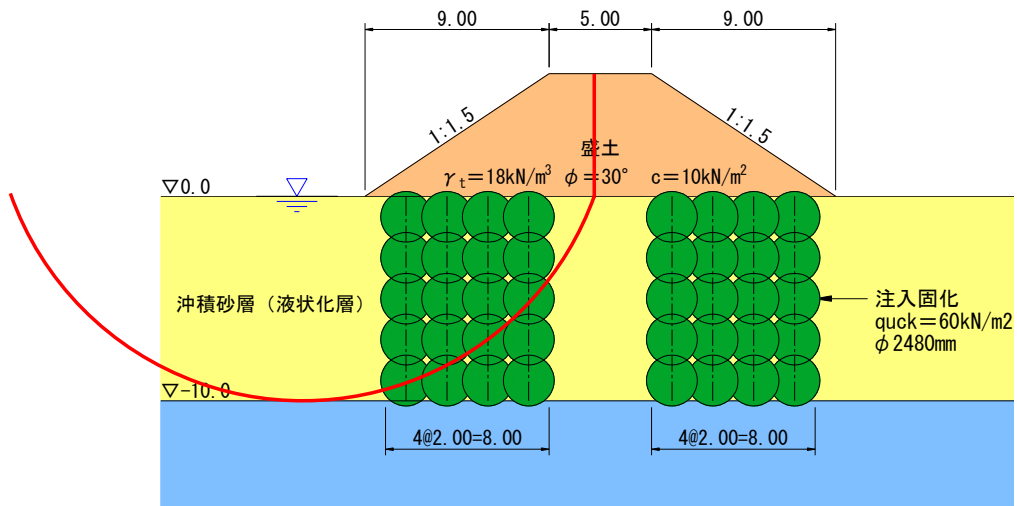


② 注入固化工法の検討

注入固化工法は、高級性を有した特殊シリカによる工法を想定した。改良率は 100%とし、改良強度は既往の改良強度と液状化強度の関係³⁾などを用いて液状化を生じないだけの強度を持たせるものとした。また、改良幅については改良地盤の全体の滑動検討と円弧滑り検討を行い所定の安定性を確保するよう設定した。

- ・改良率 : 100%
- ・改良強度 : $q_{\text{uck}}=60\text{kN/m}^2$
- ・改良幅 : $B=8.0\text{m}$

円弧滑りに対する安全率 : $F_{sd}=1.058 > 1.0 \Rightarrow \text{OK}$
 滑動に対する安全率 : $F_{sd}=1.096 > 1.0 \Rightarrow \text{OK}$



【参考文献】

- 1) 建設省土木研究所 耐震技術研究センター 動土質研究室：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル，平成9年2月
- 2) 地盤工学会：打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法設計・施工マニュアル
- 3) (財)沿岸技術研究センター：浸透固化処理工法技術マニュアル（2010年版），平成22年6月

3.3.3 地震時滑動量を考慮した簡易法による対策工の変状予測

(1) 目的

注入固化等の固結工法による地盤改良の設計では、一般にレベル1地震動に対する震度法による外的安定、内的安定の検討から対策工諸元（改良範囲、改良仕様）を決定する¹⁾。本項では、次項以降の詳細検討方法で直接得られるレベル1地震動、レベル2地震動における固結工法での盛土、基礎地盤の残留変位と異なり、固結工法による地盤改良の設計で用いる地震時外力をできるだけ反映した簡易な地震応答解析（以下、簡易法）により、固化体の残留変位である地震時滑動量を得ることを目的とする。

(2) 方法

図 3.3.3.1 に固結工法による地盤改良の設計で用いる地震時外力の一例を示す²⁾。固結工法の設計では、固化体の底面に作用する水平力、固化体の底面に作用するモーメント、固化体の底面に作用する鉛直力による滑動、転倒、支持力の外的安定と内部応力を検討する。

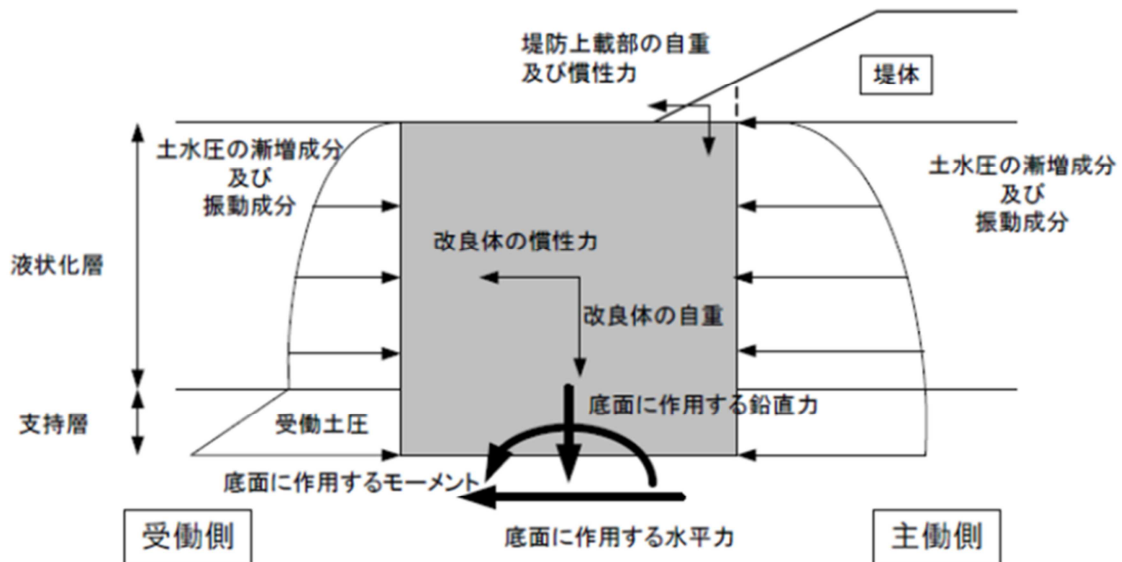


図 3.3.3.1 固結工法の設計で用いる地震時外力の一例

実際の固化体では、地震動の作用により周辺地盤で徐々に蓄積する過剰間隙水圧に応じた土水圧の漸増成分及び振動成分が作用し、液状化に至ると泥水の土水圧の漸増成分及び振動成分が作用する。

簡易法の固化体では、地震動の初期から周辺地盤が一様に液状化し、泥水の土水圧の漸増成分及び振動成分が作用すると仮定した。簡易法では、Biot の多次元圧密式の基礎式（ $u-U$ 定式化）において、骨格の変位を固定として得られる Euler の圧縮性流体式を用いて、固化体の運動に伴う液状化層からの土水圧の振動成分を表現した³⁾。図 3.3.3.2 に解析対象、解析モデルを示す。

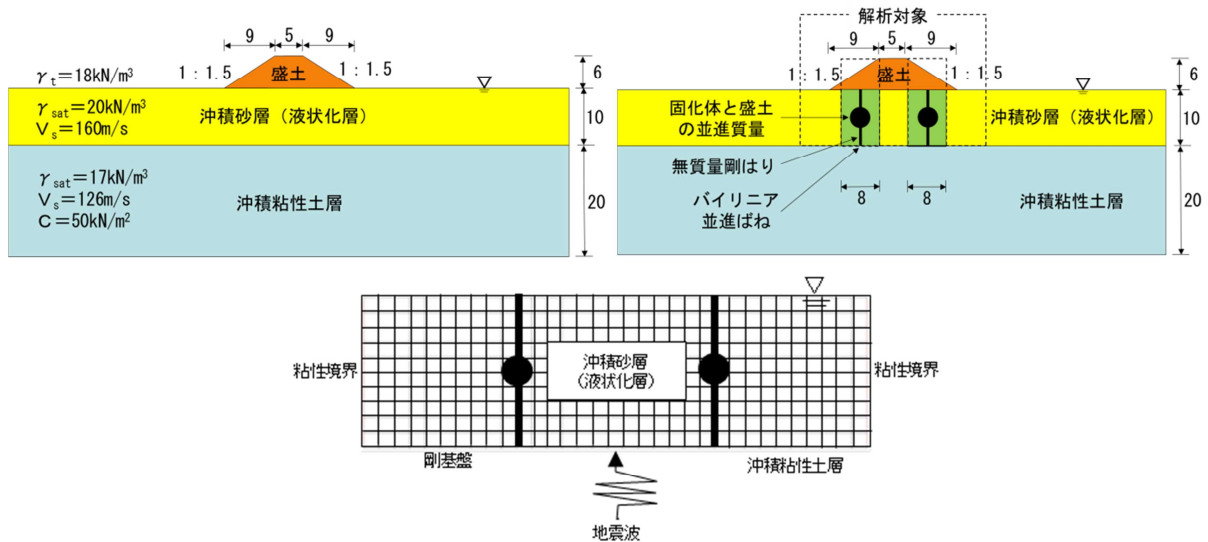


図 3.3.3.2 解析対象, 解析モデル

解析では、盛土、沖積砂層（液状化層）及び固化体を解析対象とし、固化体上の盛土を並進質量、固化体を並進質量と無質量剛はり、固化体と沖積粘性土層との境界を剛なバイリニア並進ばねで固化体の滑動のみ考慮し、沖積砂層（液状化層）を平面要素、側方を粘性境界、底部を固定境界とした。

地震波では、工学的基盤の入力地震波（2E）と異なり、沖積砂層（液状化層）、沖積粘性土層、工学的基盤（ $\gamma=20\text{kN/m}^3$ 、 $V_s=350\text{m/s}$ ）の層構成のSHAKEにより沖積粘性土層上面での地震波の合成波（E+F）を新たに作成し、沖積粘性土層上面の剛基盤波とした。

(3) 条件

図 3.3.3.3 にSHAKE で用いた動的変形特性を示す⁴⁾。沖積砂層（液状化層）では初期平均有効応力 49kN/m^2 の曲線、沖積粘性土層では初期平均有効応力 98kN/m^2 の曲線を用いた。

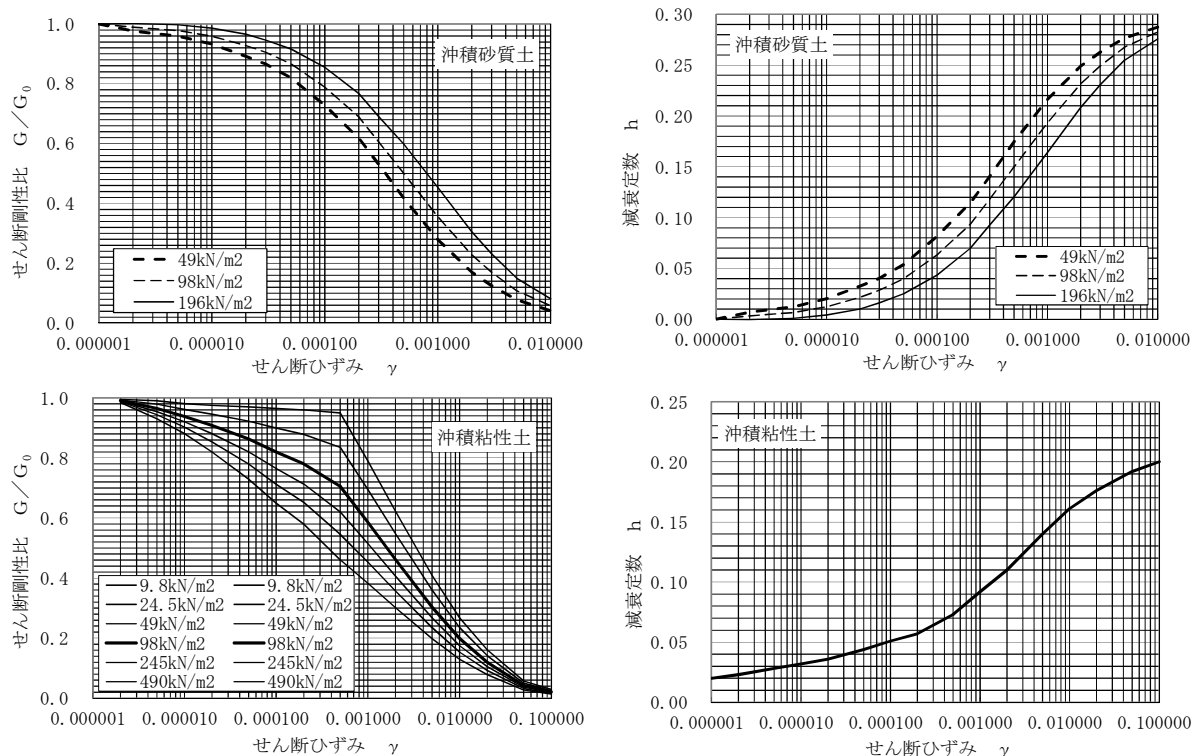


図 3.3.3.3 SHAKE で用いた動的変形特性

表 3.3.3.1 に定数を示す。盛土による漸増土水圧合力では、固化体の主働側に位置する盛土重量を盛土全幅で除して得られる分布荷重を q_0 とした。盛土による漸増土水圧合力は、固化体と沖積粘性土層との境界のバイリニア並進ばねの初期せん断力とした。

沖積砂層（液状化層）の定数では、液状化した泥水の単位体積重量、体積弾性係数とした。

表 3.3.3.1 定数（単位奥行当たり）

固化体の並進質量	160ton	$2\text{ton/m}^3 \times 8\text{m} \times 10\text{m} \times 1\text{m} = 160\text{ton}$
盛土の並進質量（固化体上）	48.6ton	$1.8\text{ton/m}^3 \times 6\text{m} \times 9\text{m} \times 1\text{m} \times 1/2 = 48.6\text{ton}$
盛土による漸増土水圧合力	235kN	$q_0 \times H = 18\text{kN/m}^3 \times 6\text{m} \times 5\text{m} \times 1\text{m} / 23\text{m} \times 10\text{m} = 235\text{kN}$
固化体の滑動抵抗力	400kN	$C \times B = 50\text{kN/m}^2 \times 8\text{m} \times 1\text{m} = 400\text{kN}$
沖積砂層（液状化層）の単位体積重量	20kN/m^3	γ_{sat}
沖積砂層（液状化層）の体積弾性係数	$2.25 \times 10^6 \text{kN/m}^2$	$V_p = 1500\text{m/s}$

(4) 結果

図 3.3.3.4, 3.3.3.5 に SHAKE で得られたレベル 1 地震動, レベル 2 地震動における沖積粘性土層上面の加速度と工学的基盤波の時刻歴, 図 3.3.3.6 に加速度の深度分布を示す。沖積粘性土層上面の最大加速度は、レベル 1 地震動で 72cm/s^2 , レベル 2 地震動で 235cm/s^2 となった。

図 3.3.3.7, 3.3.3.8 にレベル 1 地震動, レベル 2 地震動に対する地震応答解析で得られた固結体の加速度, 変位, 固結体底面のせん断力, 沖積砂層（液状化層）の土水圧の時刻歴, 固結体底面のせん断力と固結体の変位との関係を示す。ここで、レベル 2 地震動における地震応答解析では、沖積粘性土層上面の加速度時刻歴の 50s 以降を用いた。

レベル 1 地震動では、左固化体底面のせん断力が固化体の滑動抵抗力（ $= -400\text{kN}$ ）, 右固化体底面のせん断力が固化体の滑動抵抗力（ $= +400\text{kN}$ ）となり、固化体が受働側へ約 0.05m 滑動し僅かな残留変位が生じる結果となった。左固化体の加速度, 左固化体の土水圧では、固化体の降伏震度（固化体の滑動が生じる加速度）に対応して、加速度の+側, 受働側の土水圧の-側, 主働側の土水圧の+側で頭打ちの時刻歴となる。

レベル 2 地震動では、左固化体底面, 右固化体底面のせん断力が固化体の滑動抵抗力（ $= \pm 400\text{kN}$ ）となり、固化体が受働側へ約 2m 滑動し大きな残留変位が生じる結果となった。左固化体の加速度, 左固化体の土水圧では、固化体の降伏震度（固化体の滑動が生じる加速度）に対応して、加速度の±側, 受働側の土水圧の±側, 主働側の土水圧の±側で頭打ちの時刻歴となる。

(5) 結論

- ・簡易法では、レベル 1 地震動において固化体の残留変位の地震時滑動量が約 0.05m であり、固化体の地震時滑動に伴う盛土の残留変位はほとんど生じないと推察される。
- ・簡易法では、レベル 2 地震動において固化体の残留変位の地震時滑動量が約 2m であり、固化体の地震時滑動に伴う盛土の残留変位は大きくなると推察される。

(6) 今後の課題

- ・簡易法で得られる地震時滑動量では、固化体と固化体支持地盤との境界の初期せん断力（主働側の盛土による漸増土水圧合力）, 固化体の滑動抵抗力等で降伏震度（固化体の滑動が生じる加速度）が規定されることから、固化体と固化体支持地盤との境界での初期せん断力（主働側の盛土による漸増土水圧合力）の設定が重要である。

- ・固結工法では、固化体を盛土法尻直下や盛土法面直下に設置する場合がある。このような条件では、簡易法で得られた固化体の残留変位の地震時滑動量からそれに伴う実際の盛土の残留変形、残留変位量を推定する方法が必要である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所 (1999): 液状化対策工法設計・施工マニュアル (案) , 共同研究報告書第 186号, pp.109-135.
- 2) 独立行政法人土木研究所地質・地盤研究グループ (土質・振動チーム) : 3.4 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査, p.12.
- 3) 伊藤浩二, 大内一 (2002): 固化系液状化対策工における地盤免震設計法, 第 11 回日本地震工学シンポジウム, pp.963-968.
- 4) 田村敬一, 岡村未対, 石原雅規, 松尾修 (2003): 許容沈下量に基づいた河川堤防の液状化対策工法設計マニュアル, 土木研究所資料, 第 3889 号, pp.12-13.

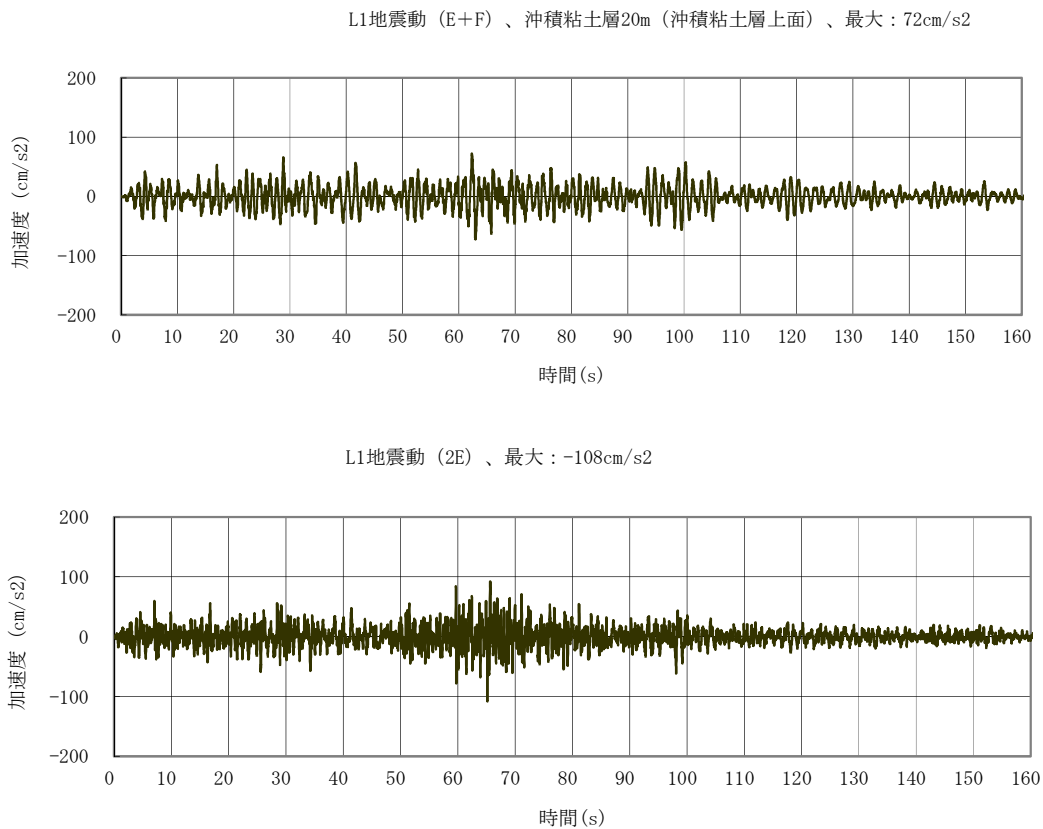
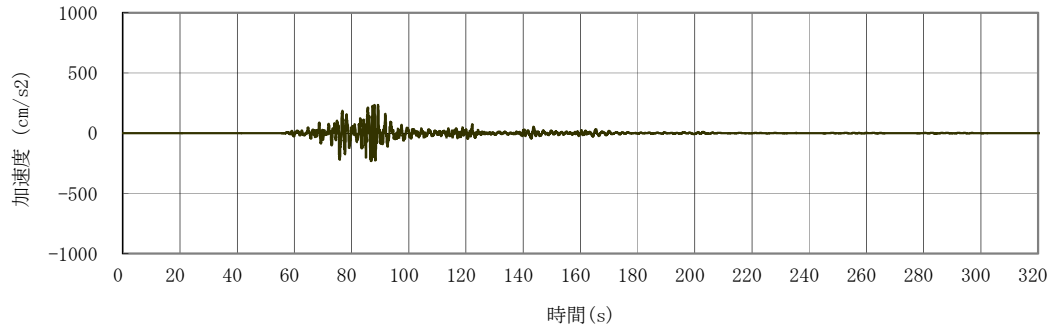


図 3.3.3.4 レベル 1 地震動における沖積粘性土層上面の加速度と工学的基盤波の時刻歴

L2地震動 (E+F)、沖積粘土層20m (沖積粘土層上面)、最大: 235cm/s²



L2地震動 (2E)、最大: -741cm/s²

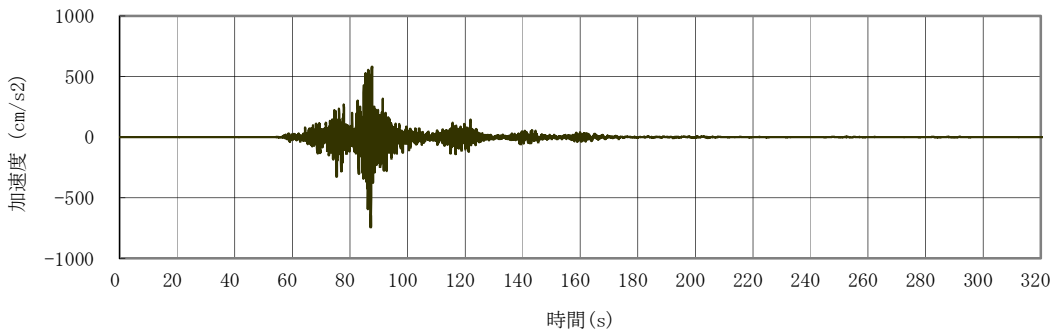
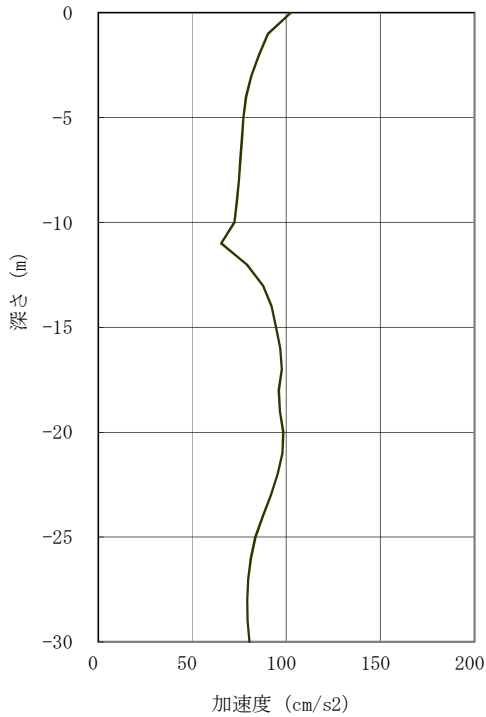


図 3.3.3.5 レベル2 地震動における沖積粘性土層上面の加速度と工学的基盤波の時刻歴

L1地震動、沖積粘土層20m



L2地震動、沖積粘土層20m

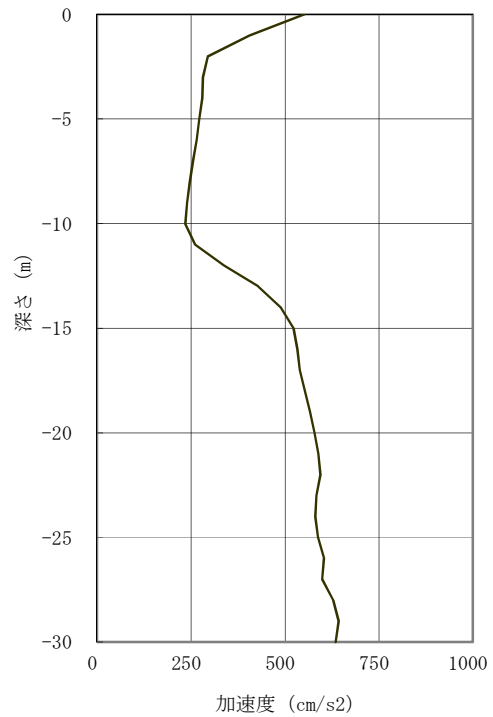


図 3.3.3.6 レベル1 地震動, レベル2 地震動における加速度の深度分布

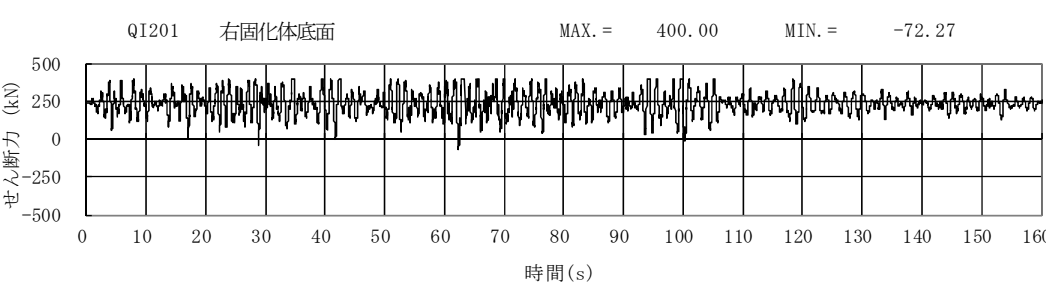
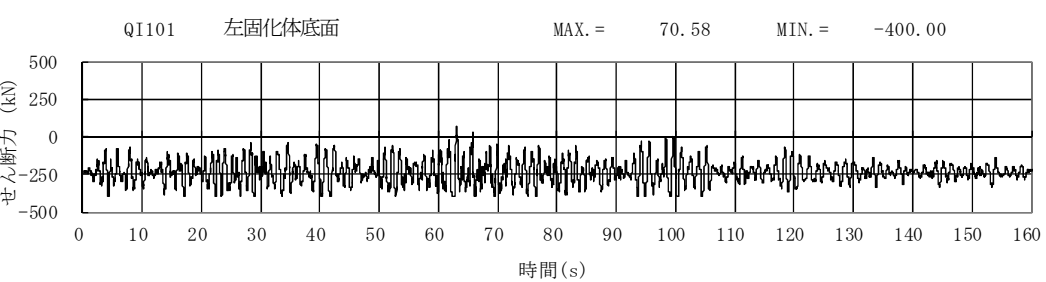
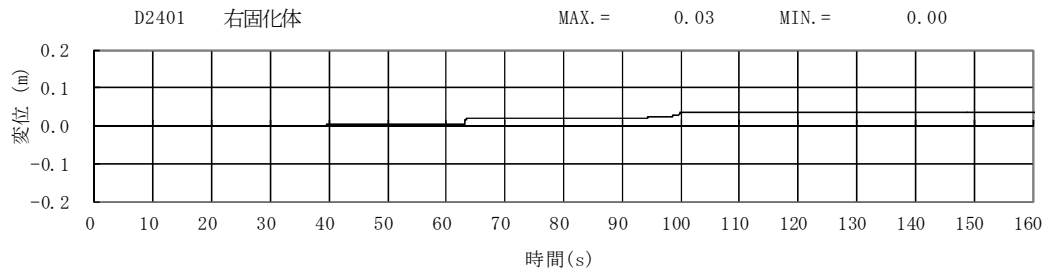
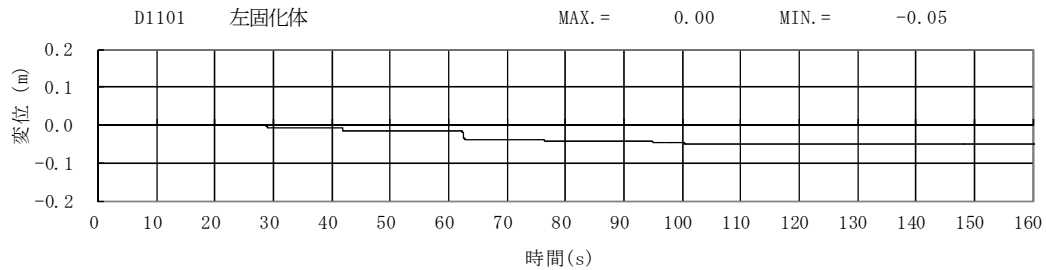
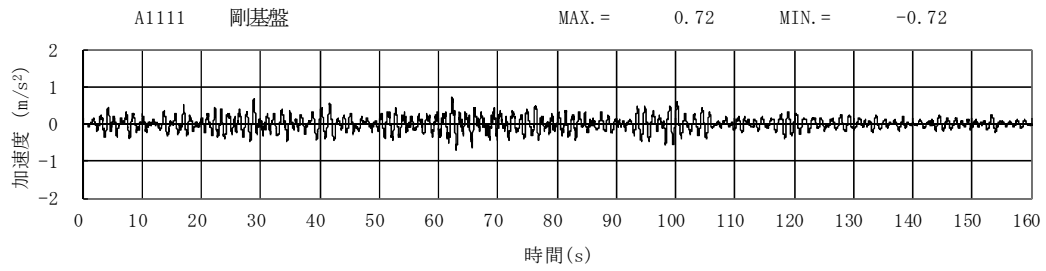
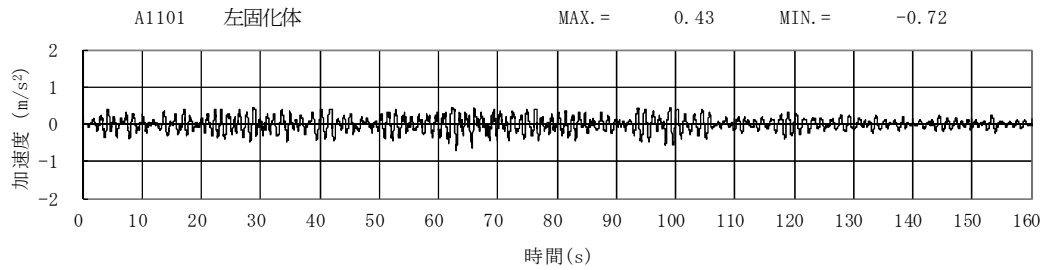


図 3.3.3.7 (1) レベル 1 地震動における加速度, 変位, せん断力の時刻歴

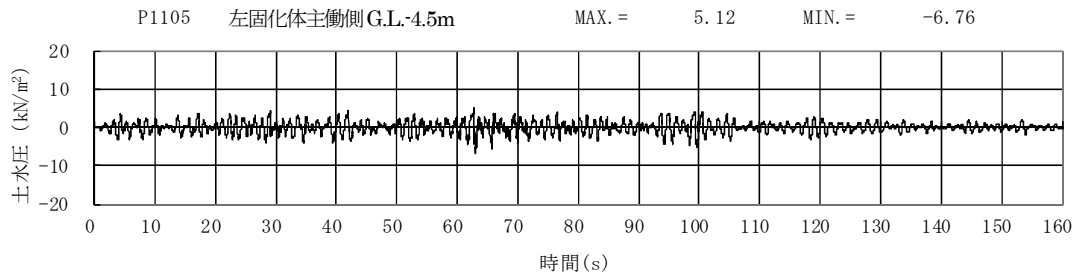
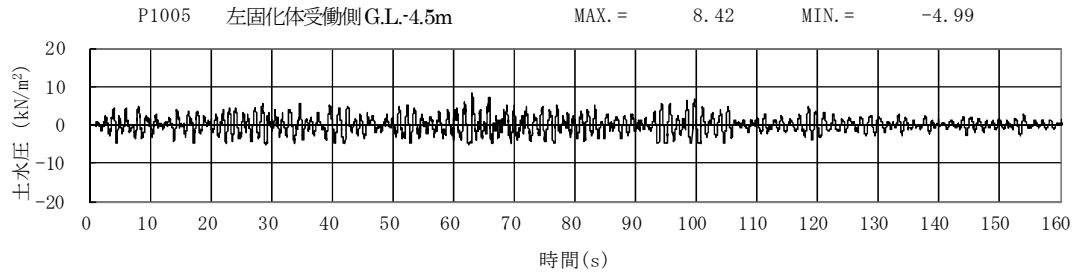


図 3.3.3.7 (2) レベル 1 地震動における土水圧の時刻歴

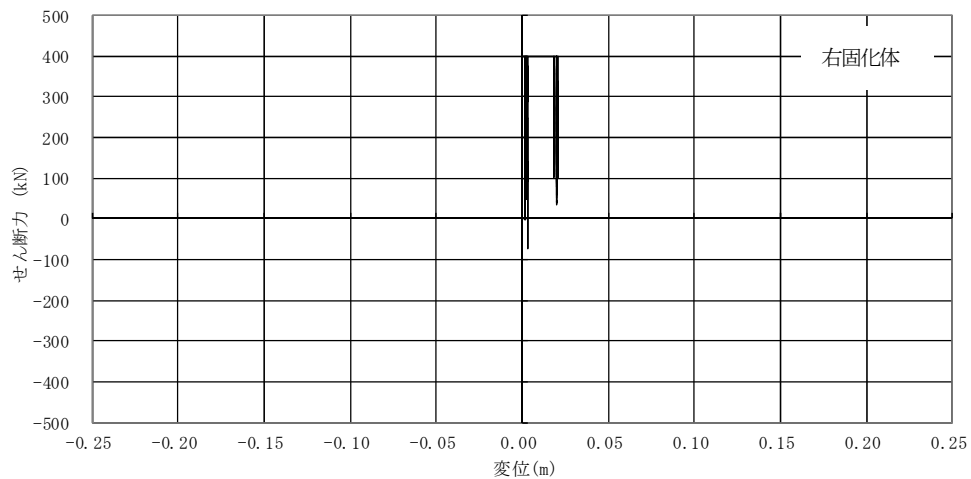
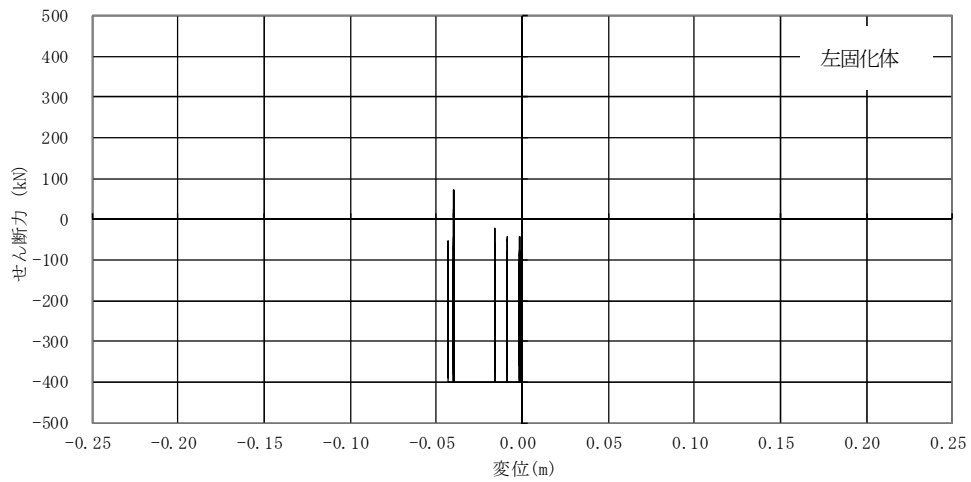


図 3.3.3.7 (3) レベル 1 地震動におけるせん断力と変位との関係

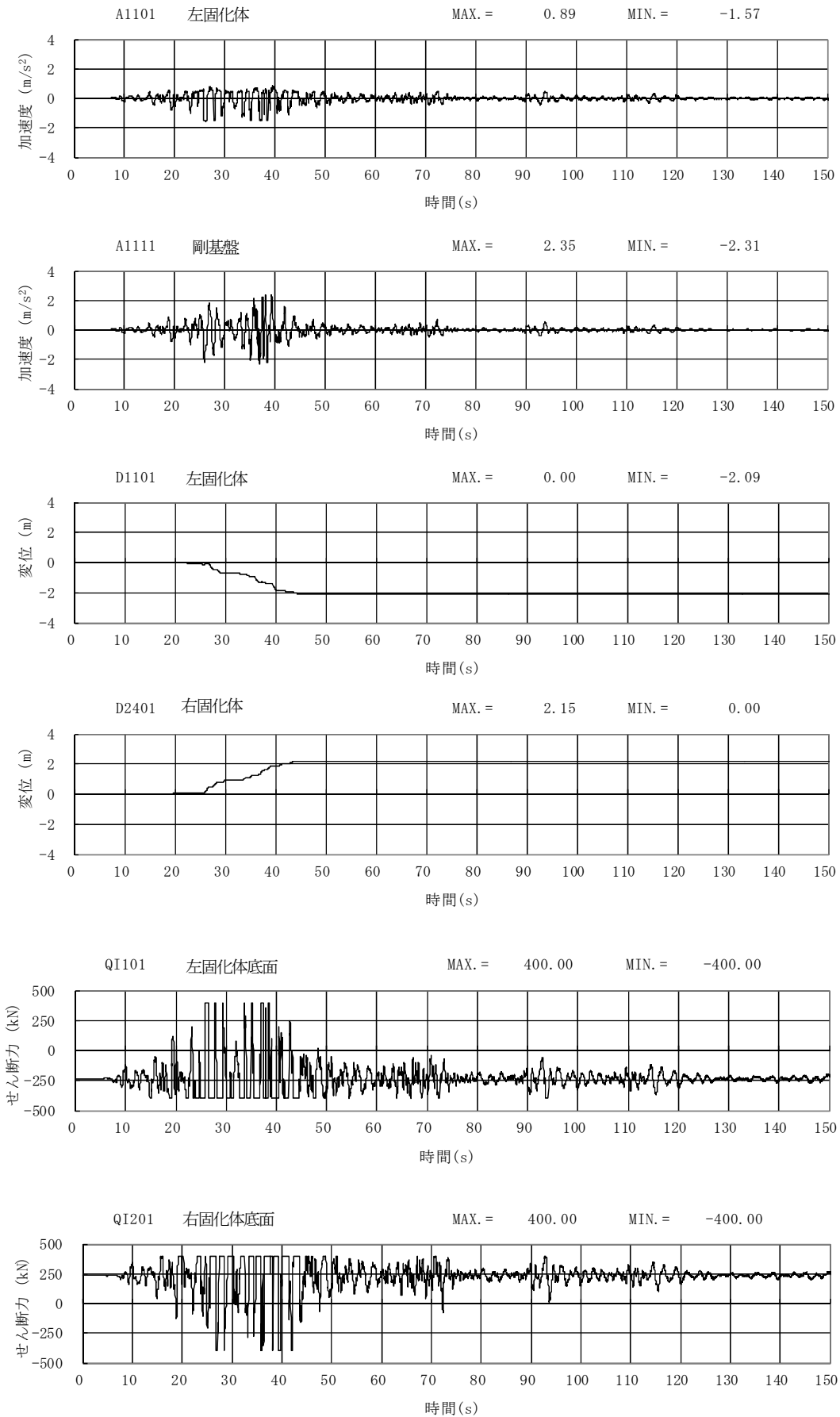


図 3.3.3.8 (1) レベル2地震動における加速度, 変位, せん断力の時刻歴

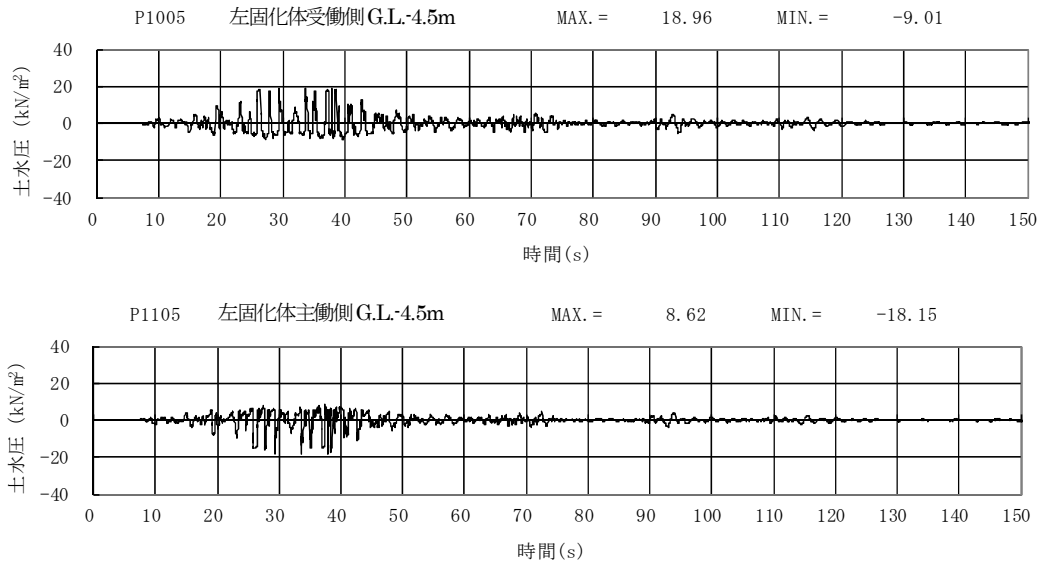


図 3.3.3.8 (2) レベル 2 地震動における土水圧の時刻歴

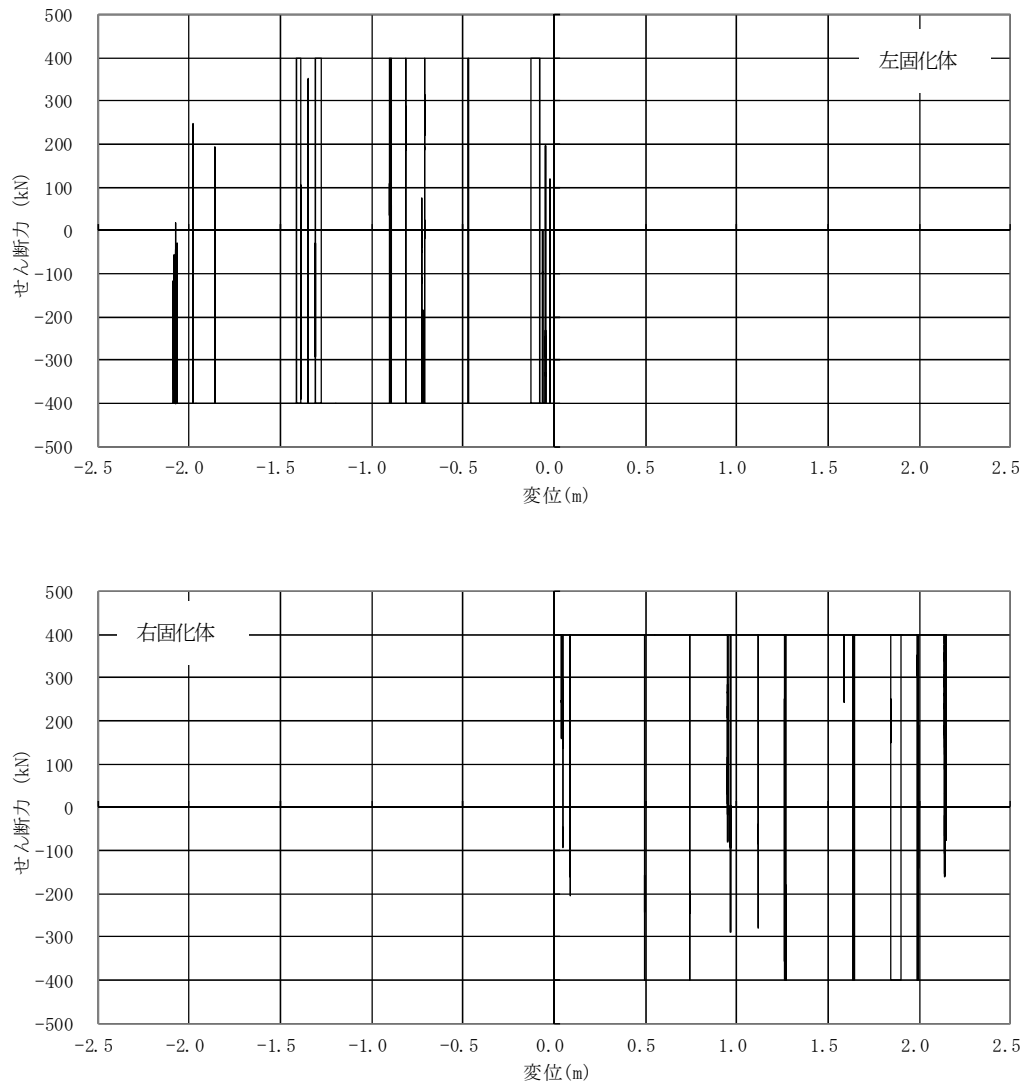


図 3.3.3.8 (3) レベル 2 地震動におけるせん断力と変位との関係

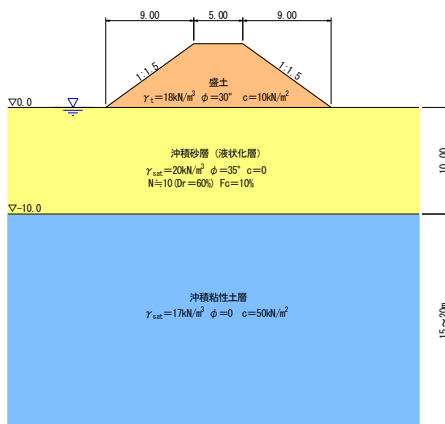
3.3.4 ALID を用いた変形解析結果

H28.3 に公開された河川堤防の液状化対策の手引きでは、耐震性能照査に変形量照査の実施が規定され、その手法として、『液状化の発生による土層の剛性低下を仮定するとともに、土構造物の自重を作用させ、その変形を有限要素法により算定する方法（有限要素法を用いた自重変形解析法）』が紹介されている¹⁾。ここでは、その該当コードである ALID/Win（2016 年 3 月時点最新版）を用いて 3.3.2 で決めた検討用モデル（無処理、締固め、注入固化）を対象とし、変形解析を実施した。コードの詳細は他書に譲る¹⁾²⁾³⁾。

(1) 解析条件

①無処理地盤

ALID に入力した条件は、3.3.2 で決めた検討用モデルを基に図 3.3.3.1 及び表 3.3.3.1 に示す通りとした。



入力 地震動 タイプ	レベル 1		レベル 2	
	Type1	Type1	Type1	Type2
	0.18	0.48	0.48	0.6

図 3.3.3.1 解析モデル

表 3.3.3.1 解析条件

項目	単位	盛土	液状化層	粘性土層	
せん断弾性係数	G	kN/m ²	7,000	10,503	3,600
ポアソン比	v		0.333	0.333	0.45
湿潤単体密度	γ_t	kN/m ³	18	20	17
粘着力	C	kN/m ²	10	0	50
せん断抵抗角	ϕ	度	30	35	0
相対密度	Dr	%		60	
液状化強度比	RL20			0.24	
液状化検討対象層				○	

②改良地盤

改良地盤は、ここでは締固めと注入固化を対象とした。締固めは改良後推定 N 値を基に、表 3.3.3.2 の通り設定した。また、液状化検討の対象層（FL による剛性低下は考慮）とした。注入固化工法は改良強度を基に C 材として評価した。本事例では液状化検討の対象層とはしない。

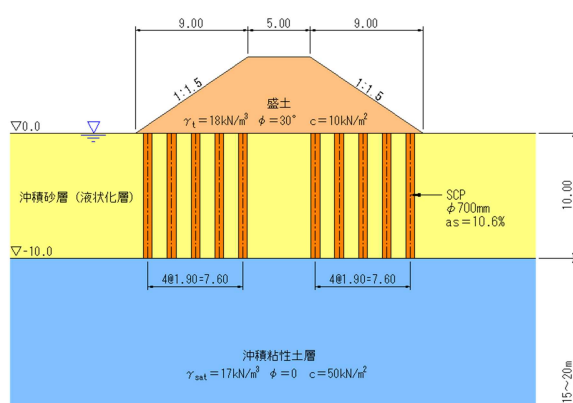


図 3.3.3.2 締固め改良モデル

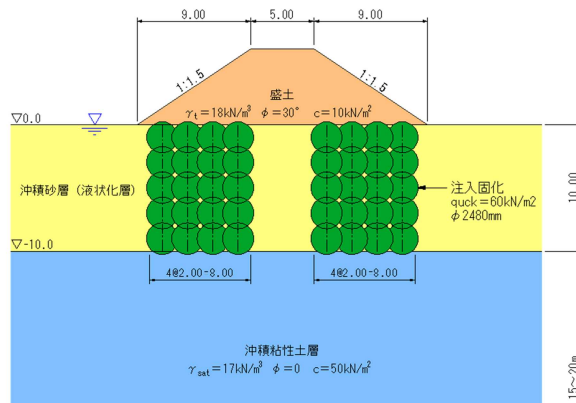


図 3.3.3.2 注入固化工法モデル

表 3.3.3.2 解析条件

項目		単位	締固め	浸透固化
せん断弾性係数	G	kN/m^2	20,000	2,400
ポアソン比	ν		0.333	0.333
湿潤単体密度	γ_t	kN/m^3	20	20
粘着力	C	kN/m^2	0	30
せん断抵抗角	ϕ	度	36.8	0
Janbu 式パラメータ	k		91,219	
	n		0.5	
相対密度	D_r	%	91.8	
液状化強度比	RL20		0.48	
液状化検討対象層			○	

(2) 解析結果

上記の解析条件で変形解析を実施した。図 3.3.3.4 及び図 3.3.3.5 にその結果の一例を示す。

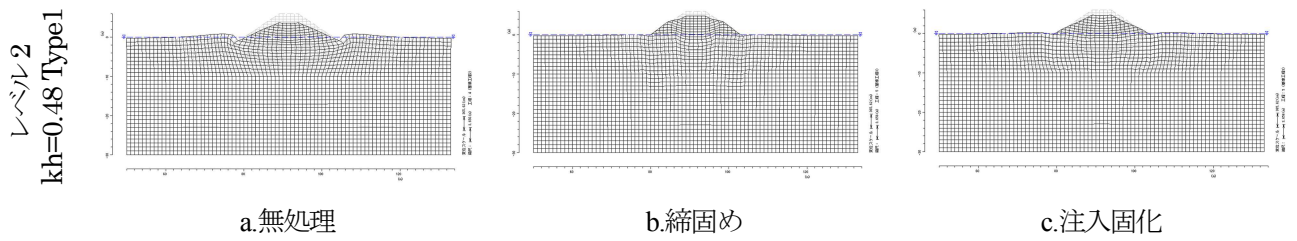


図 3.3.3.4 水圧消散後の変形図 (レベル2 Type1 kh=0.48)

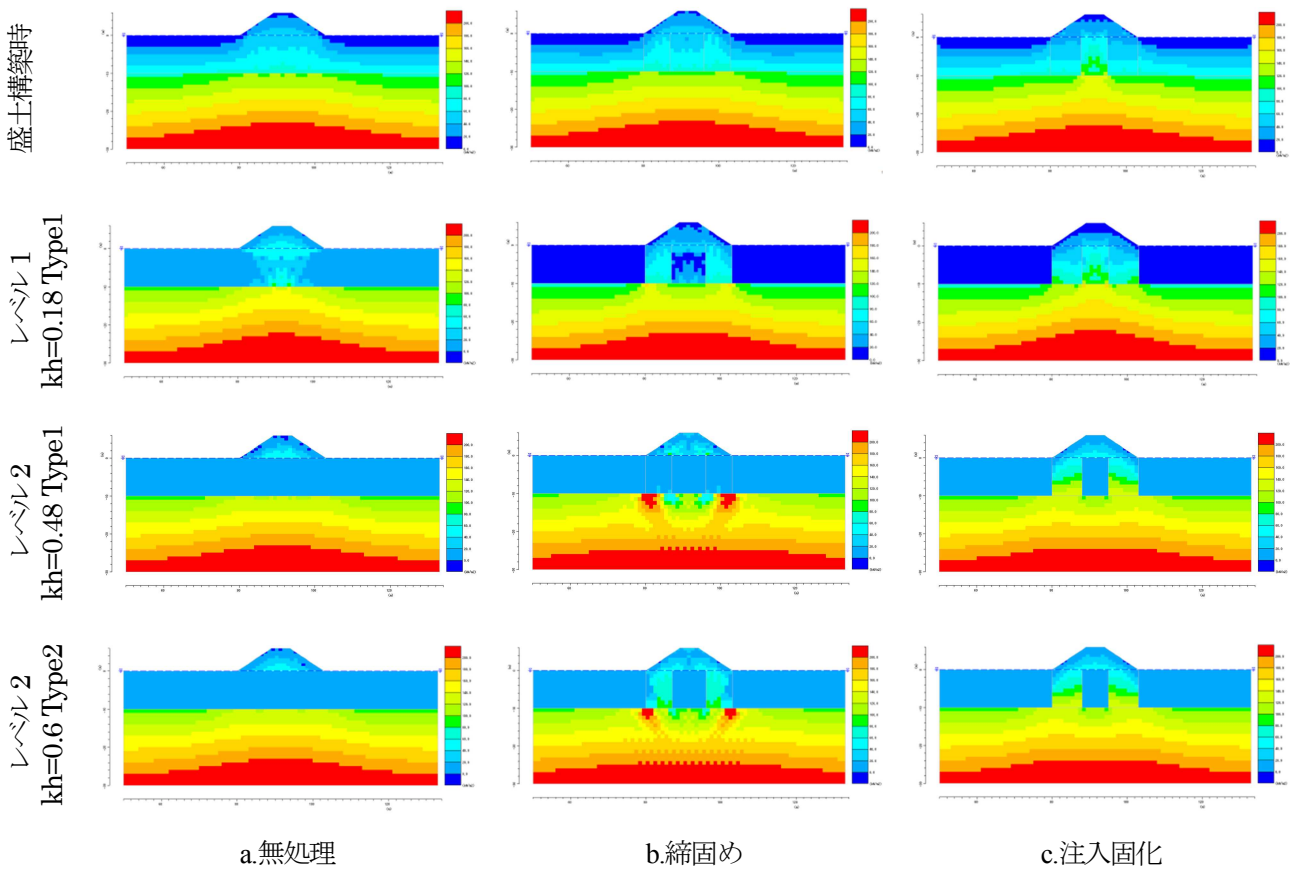


図 3.3.3.5 平均主応力 σ_m 分布図 (1 段：盛土構築時, 2~4 段：液状化流動時)

また、各外力およびケースの盛土天端の沈下についてまとめた。表 3.3.3.3 に天端の沈下量および沈下率 (=天端沈下量/盛土高さ) の結果を示す。また、図 3.3.3.6 に改良有無による天端沈下量の比較を示す。これらより下記に示すことができる。

- 1) 無処理時の天端沈下量はレベル1にて0.2m, レベル2にて2m程度であった。
- 2) レベル1では無処理でも液状化しないため、対策効果が現れにくい。
- 3) レベル2では対策を行うことで堤体の変形量は概ね半減する結果となった。

表 3.3.3.3(a) 天端沈下量

地震動タイプ	沈下量(cm)		
	L1	L2	
	Type1	Type1	Type2
	0.18	0.48	0.6
無処理	19	238	194
締固め	9	119	113
注入固化	26	143	114

表 3.3.3.3(b) 沈下率

地震動タイプ	沈下率 (天端沈下量/盛土高)		
	L1	L2	
	Type1	Type1	Type2
	0.18	0.48	0.6
無処理	3%	40%	32%
締固め	2%	20%	19%
注入固化	4%	24%	19%

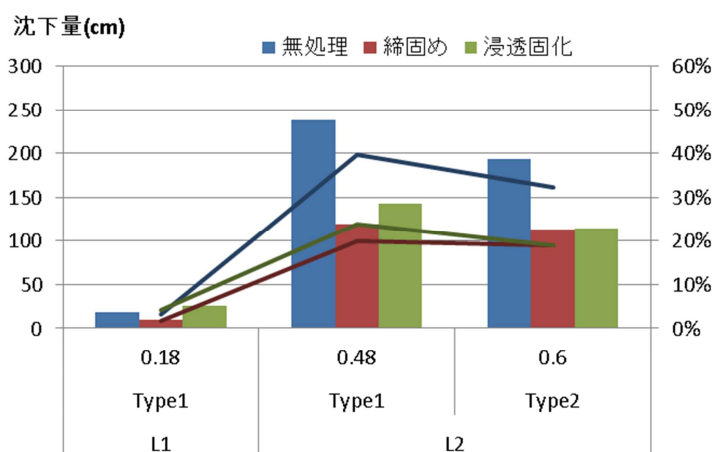


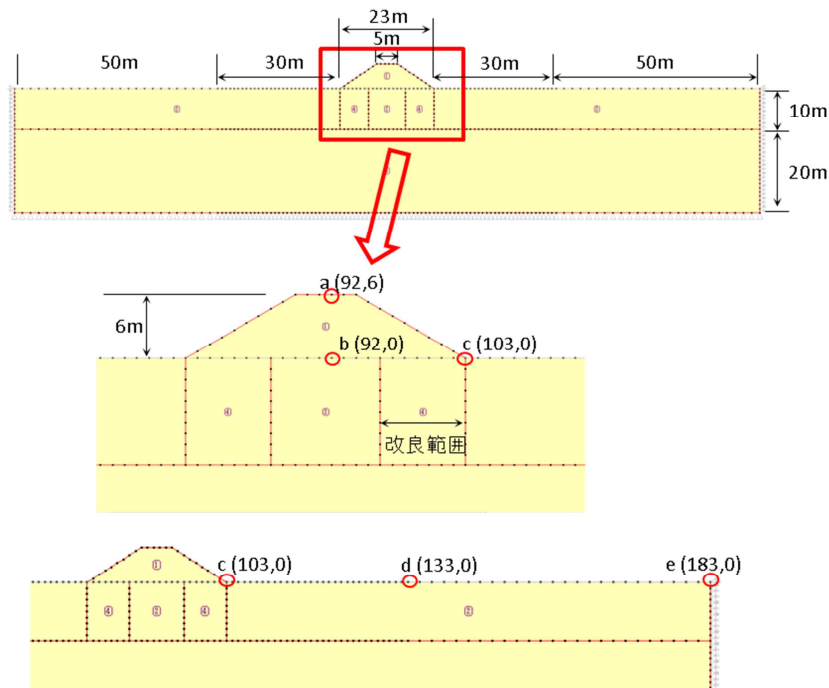
図 3.3.3.6 改良有無による天端沈下量の比較

なお、ここでは本章で示した解析条件のもと解析を実施した結果を示した。解析条件の設定について各種補正など詳細に検討した結果にはなっていない。解析コード自体も更新されており、解析条件によって当然結果も変動することを強調する。

【参考文献】

- 4) (国研)土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：土木研究所資料 河川堤防の液状化対策の手引き, 平成 28 年 3 月
- 5) (国研)土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：土木研究所資料 河川堤防の液状化対策の手引き<設計計算例>, 平成 28 年 8 月
- 6) 例えば、安田進, 吉田望, 規矩大義, 宇田将人：液状化に伴う残留変形解析方法の河川堤防への適用, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.381-384, 1999.

【参考：各ケース解析結果（変位）】



無処理

point	kh=0.18 Type1		kh=0.48 Type1		kh=0.6 Type2	
	変位X(cm)	変位Y(cm)	変位X(cm)	変位Y(cm)	変位X(cm)	変位Y(cm)
a	1	-19	2	-238	4	-194
b	1	-12	10	-192	9	-159
c	13	-23	146	-87	121	-84
d	0	-28	8	-24	6	-25
e	0	-28	0	-28	0	-28

締固め

point	kh=0.18 Type1		kh=0.48 Type1		kh=0.6 Type2	
	変位X(cm)	変位Y(cm)	変位X(cm)	変位Y(cm)	変位X(cm)	変位Y(cm)
a	1	-9	-1	-119	1	-113
b	0	-9	0	-120	1	-113
c	8	-6	63	-36	69	-21
d	0	-28	4	-26	3	-27
e	0	-28	0	-28	0	-28

注入固化

point	kh=0.18 Type1		kh=0.48 Type1		kh=0.6 Type2	
	変位X(cm)	変位Y(cm)	変位X(cm)	変位Y(cm)	変位X(cm)	変位Y(cm)
a	0	-26	-2	-143	-2	-114
b	1	-5	9	-109	7	-89
c	17	-10	89	-21	71	-21
d	1	-27	6	-25	4	-26
e	0	-28	0	-28	0	-28

3.3.5 GEOASIA を用いた詳細検討法

水～土連成有限変形解析コード GEOASIA¹⁾を用いて SCP (サンドコンパクション工法) の改良効果について検討を行った。主な検討項目として、以下の三点を挙げる。

- (1) L1 対応の設計法を適用した箇所に L2 相当の地震動が入力された場合の被害予測
- (2) 詳細な設計法による地震動の継続時間の影響の予測
- (3) 液状化対象層の下部に堆積する粘土層が被害に及ぼす影響の予測

入力地震動は三つの加速度波形を用意した。うち二つは、すでに説明のあった国土交通省港湾施設研究所より提供されている四日市港での Level 1 相当の波形と、内閣府南海トラフ巨大地震検討会が提供する Level 2 相当の四日市港での予測波形の NS 成分である。ただし、この Level 1 相当の地震動は継続時間が 160 秒以上と長いため、十勝沖地震において八戸市で観測された NS 成分 (主要動 15 秒程度、最大加速度 215gal) を入力した。これを L1 Case 1、先の Level 1 相当の地震動を L1 Case 2、内閣府の提供する Level 2 相当の地震動を L2 と呼ぶことにする。これら三つの入力波形を無改良地盤と SCP による改良地盤にそれぞれ入力した。

解析条件は図 3.3.5.1 に示す通りである。砂層および粘土層の材料定数および初期値は文献²⁾に示されている値を用いた。改良体は図 3.3.5.2 示す通り、改良率が等しくなるように、砂杭を奥行き方向に繋がる壁上の改良体に置き換えてモデル化した。砂杭は比体積を 0.15 低下させるとともに、構造の程度を 1.37 から 1.00、応力比を 0.6 から 1.5、異方性の程度を 0.72 から 1.30 に変化させた。また、砂杭の造成による杭間部の密度増加を考慮して、杭間部は比体積を 0.06 低下させるとともに、その他の諸量も砂杭部と同様に変化させた。

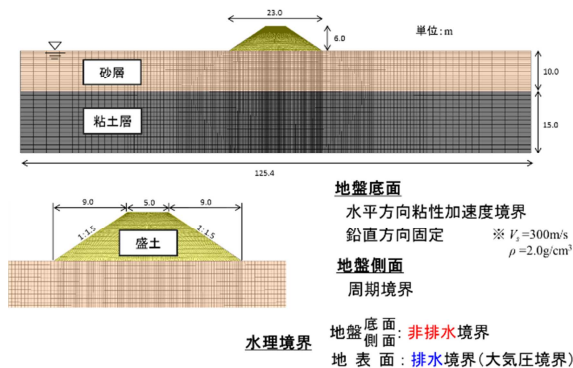


図 3.3.5.1 有限要素メッシュと境界条件

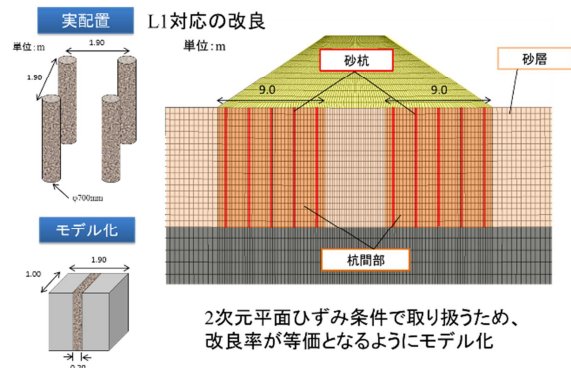


図 3.3.5.2 次元平面ひずみ条件下における改良体のモデル化

図 3.3.5.3 にせん断ひずみ分布を示す。L1 Case1 に比べて、L1 Case2 は加速度が小さくても継続時間が長いため変形が大きくなる傾向がみられる。簡易的な液状化判定法では、継続時間の長さが反映されないことが多いが、液状化の予測を行う上で継続時間は必須の要因であるといえる。L2 地震動が入力された場合は、顕著なひずみが発生しているが、改良域の変形は抑制できている。L1 対応の改良に L2 地震動が入力されるような場合でも、改良の効果は発揮されることが分かる。ただし、L2 地震動が入力された場合は粘土層にも影響が及んでいる。

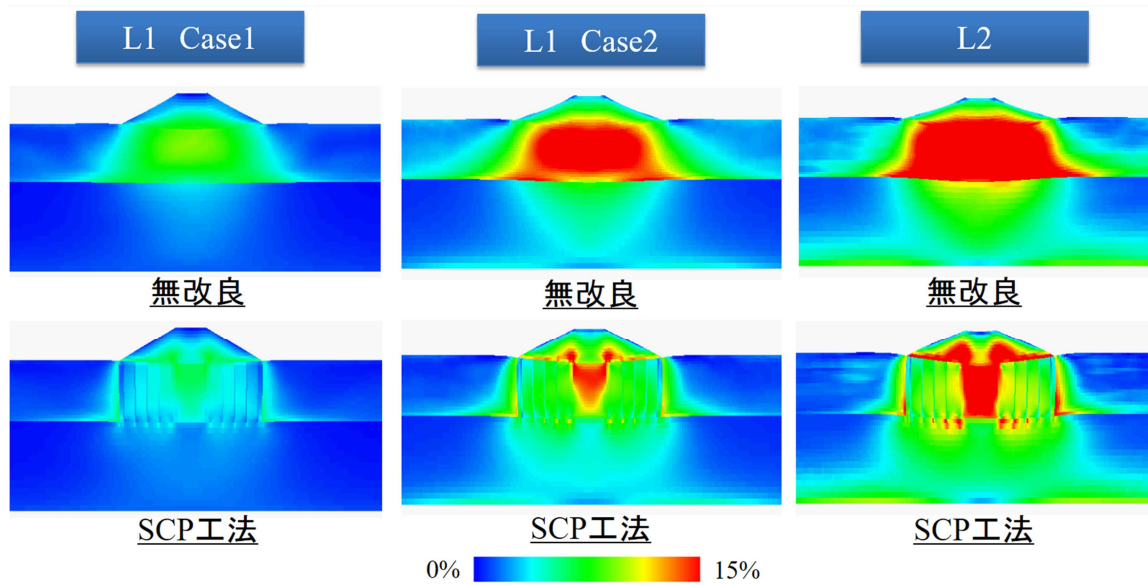


図 3.3.5.3 地震および圧密終了後のせん断ひずみ分布

図 3.3.5.4 に最大加速度入力時付近の有効応力分布を示す。L2 や L1 Case2 では有効応力の低下が顕著である。粘土層の有効応力もある程度低下している。ただし、いずれの地震動に対して、改良域の杭間および砂杭部分の有効応力は維持されており、改良の効果が発揮されていることを確認できる。

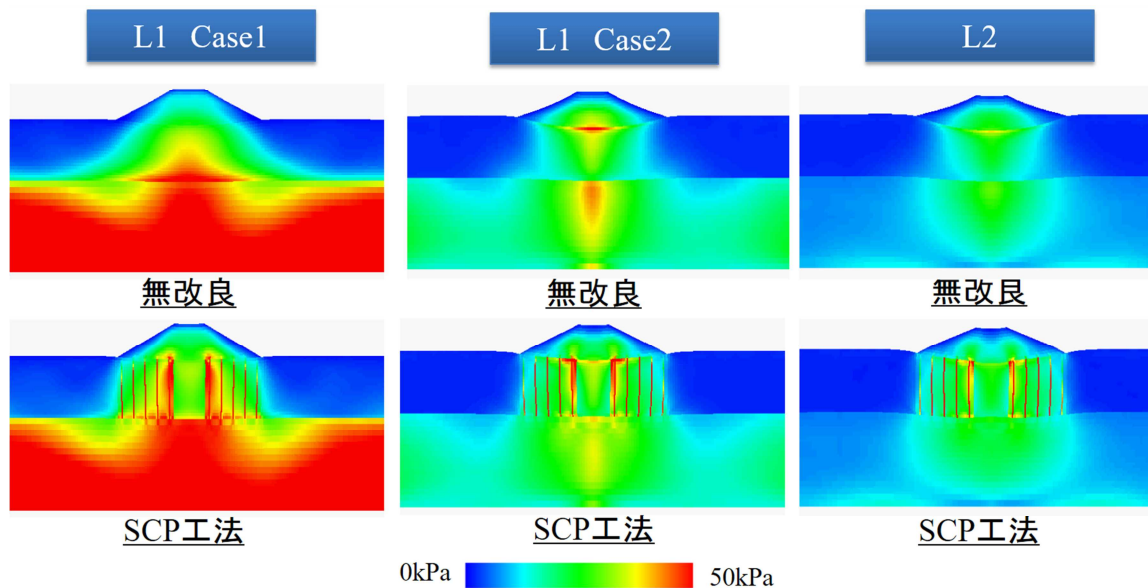


図 3.3.5.4 最大加速度入力時付近の有効応力分布

図 3.3.5.5 に盛土法尻部の側方変位の経時変化図を示す。L1 Case 1 と Case 2 の比較より、やはり継続時間の影響が側方変位量に影響を与えていることが分かる。いずれの地震動を入力した場合でも、改良ケースの最終的な側方変位量は無改良のケースの 6 割近くに減じられている。やはり L2 相当の地震動が入力されても、改良の効果は発揮されると考えられる。

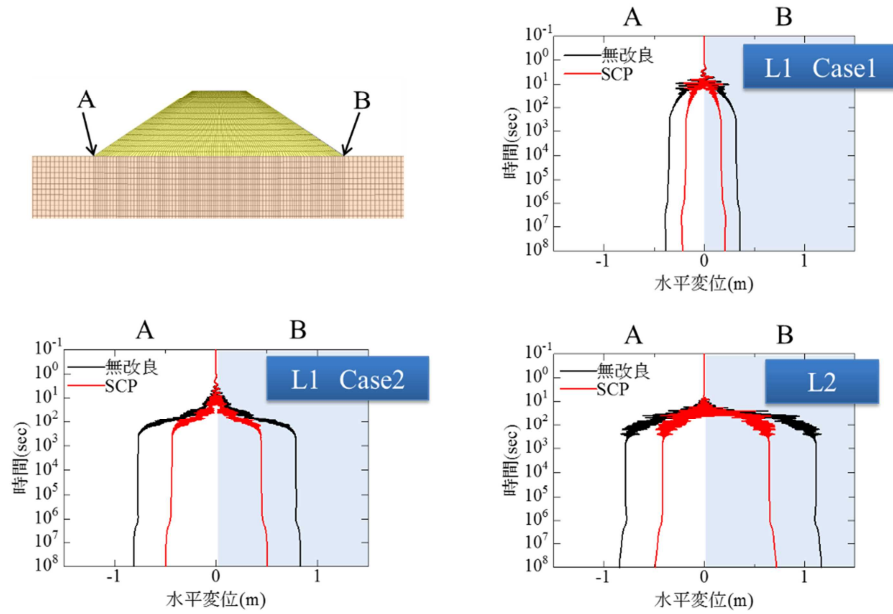


図 3.3.5.5 盛土法尻部の側方変位の経時変化

図 3.3.5.6 に時間—沈下関係を示す。基本的には、他の図面で見られたのと同様な傾向が表れている。ただし、沈下の抑制効果という意味では必ずしも大きな効果が表れているとは言い難い。沈下の抑制効果が比較的小さな値を示した理由を探るために、図 3.3.5.7 に最終沈下量に占める各層の沈下の割合を示す。いずれの入力地震動が入力された場合でも、改良が施されている砂層の沈下量は無改良の場合の 6 割程度に抑制されていることが分かる。一方で、改良が施されていない盛土や粘土層では、無改良ケースと同程度かそれ以上の沈下が生じている。粘土層や盛土で生じる沈下が比較的高い割合を占めるために、改良の効果が低くなっているといえる。したがって、盛土の強化や粘土層の沈下を見越した対策の検討を行う必要があると考えられる。

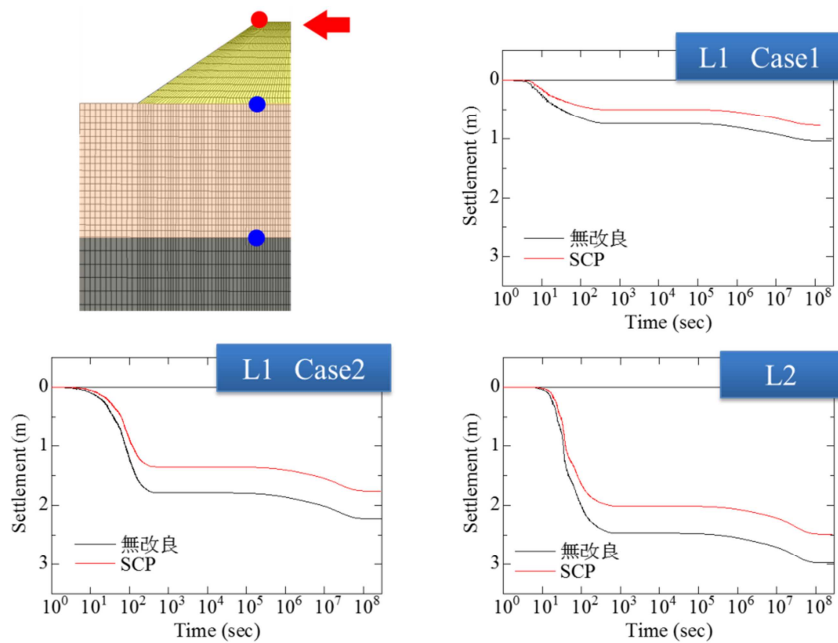


図 3.3.5.6 時間—沈下関係

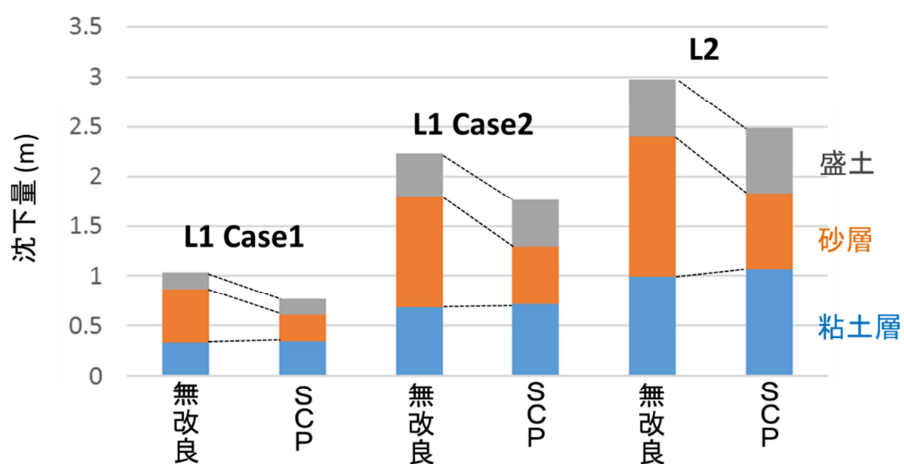


図 3.3.5.7 層別最終沈下量

参考文献

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-slay model, *Soils and Foundations*, 45(6), 771-790.

Noda, T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A. (2009): Co-seismic and post-seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, *Soils and Foundations*, 49(5), 739-756.

3.3.6 DBLEAVES を用いた詳細検討法

(1) 検討項目

3.3.2 で決めた検討用モデルを対象として、以下の項目に着目する：

- ・L2 地震が生じた場合に、L1 対応の設計法を適用した改良体（注入固化工法）の効果と変位量の定量的評価
- ・砂質土層の液状化だけでなく、粘土層の過剰間隙水圧の消散による地盤の長期沈下の定量的評価

(2) 検討手法

一斉解析の一部であるため、中部地域の代表的な地盤モデルとして、伊勢湾岸における土層構成をイメージして下記のような条件で対象構造物と地盤構成を設定した。堤防の断面寸法、地盤改良の諸元および設計方法は、実務レベルに限りなく近い手法を用いた。すなわち、現地盤においては、1) 堤体直下が液状化しない（レベル1）；2) 平坦部が液状化する；3) 円弧すべり安全率が不足し、液状化による被害が発生することを前提として要対策となっている。対策工法は、代表的な液状化対策工法のうち、1) 締固め工法；2) 注入固化工法を選定した。本解析では、注入固化工法のみを対象とする。

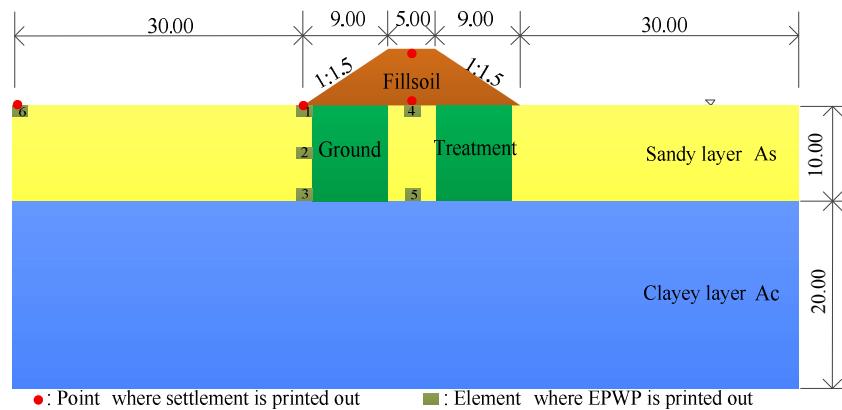


図 3.3.6.1 地盤構成および改良範囲

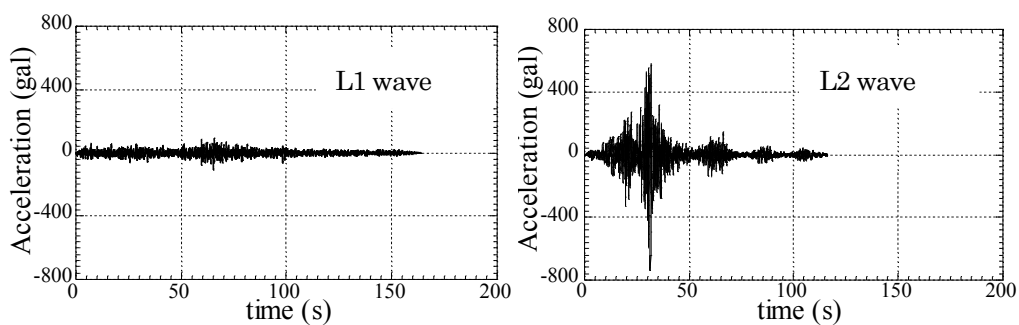


図 3.3.6.2 入力地震波

地盤構成、盛土寸法および浸透固化工法による地盤改良範囲を図 3.3.6.1 に示す。また、L1 および L2 地震波形を図 3.3.6.2 に示す。L1 地震動は「港湾施設の技術上の基準・同解説」の四日市港の加速波形で、継続時間 163 秒、最大加速度 108.5gal とした。一方、L2 地震動は、南海トラフ巨大地震（陸側）の基盤波形が同じ場所に最も近いものを採用した。解析に用いた FEM 解析メッシュを図 3.3.6.3 に示す。堤防、地盤および改良体の力学特性は、著者が提案した Cyclic mobility model²⁾で表現した。材料パラメータは、本来ならば要素試験を基に設定すべきであるが、日常設計ベースの実情を勘案して N 値に基づき設定した。また、液状化および地震後の圧密沈下を統一的に模擬するために、水・土連成静的・動的解析を DBLEAVES

で実施した。動解においては、初期剛性比例型の Rayleigh 減衰を使用し、減衰定数を 0.05 と設定した。境界条件は、底面を鉛直・水平方向固定とし、解析メッシュの両側面においては等変位条件を用いた。

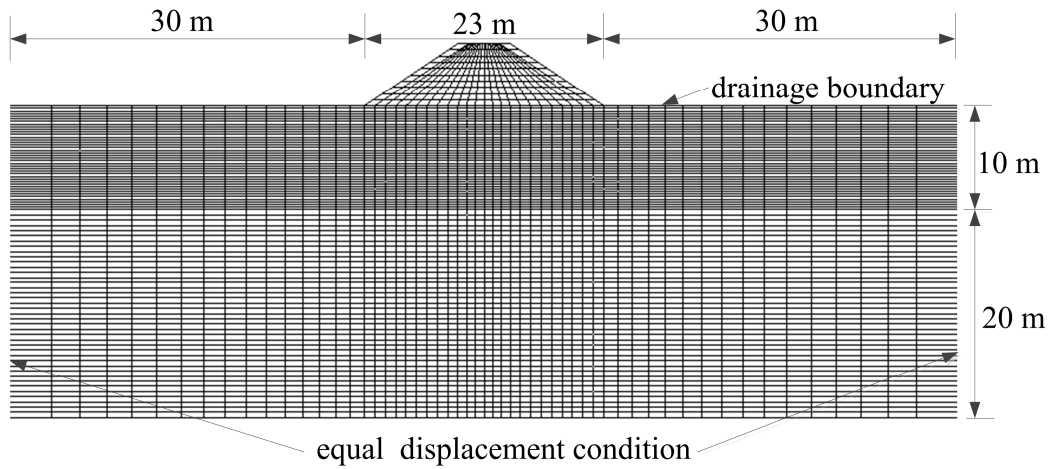


図 3.3.6.3 FEM 解析メッシュ

(3) 得られた結果および議論の結論

L1 および L2 地震動による堤防沈下の経時変化の比較を図 3.3.6.4 と図 3.3.6.5 に示す。いずれの場合においても、地盤改良による沈下の抑制効果は顕著である。また、L2 地震動が L1 地震動より遙かに強いにもかかわらず、その沈下はそれほど大きくない。

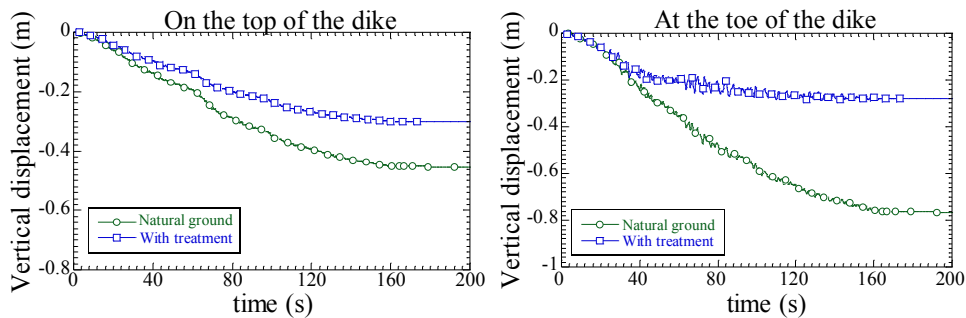


図 3.3.6.4 L1 地震による堤防の沈下経時変化の比較

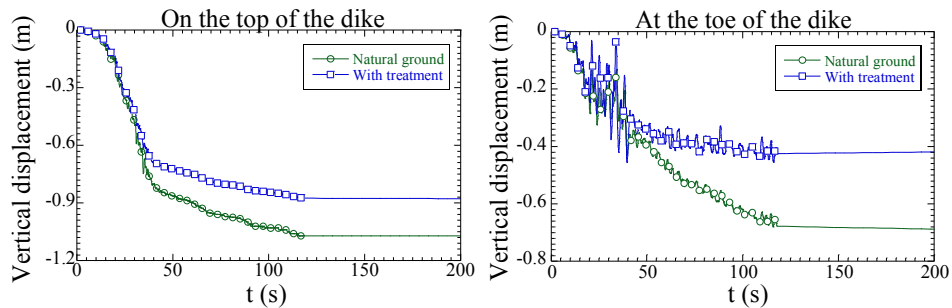


図 3.3.6.5 L2 地震による堤防の沈下経時変化の比較

L1 および L2 地震直後の有効応力低減比 (ESRR) 分布の比較を図 3.3.6.6 と図 3.3.6.7 に示す。ESRR = 1 は、地盤が完全液状化していることを意味する。これらの結果より、改良範囲以外の地盤は改良範囲の有無に

かかわらず、液状化の程度がほとんど変わらない。この結論は、図 3.3.6.8 と図 3.3.6.9 に示す ESRR の経時変化の比較からも見て取れる。堤防のり尻の未改良地盤の ESRR は、隣の地盤改良によりその上昇が抑制されたが、堤防直下のは逆に増幅される傾向が見られた。言い換えれば、地盤改良の液状化抑止効果は改良域内に限られていることが分かった。

L1 および L2 地震 50 年後の地盤変形分布の比較を図 3.3.6.10 と図 3.3.6.11 に示す。本研究では、地震中の液状化・地盤沈下だけでなく、地震後の圧密沈下も検討するため、液状化解析と圧密沈下解析を連続的に時系列に沿って行った。その結果、地盤改良することで、堤防のり尻の沈下を L1 および L2 地震のいずれにおいても約半分に抑え、最大沈下量はそれぞれ 0.42 m と 0.75 m であった。一方、堤防天端に着目すると、地盤改良により沈下がかえって大きくなっている。これは、天端に伝わる地震動が改良により大きくなり、激しく揺さぶられたことが原因と考えられる。

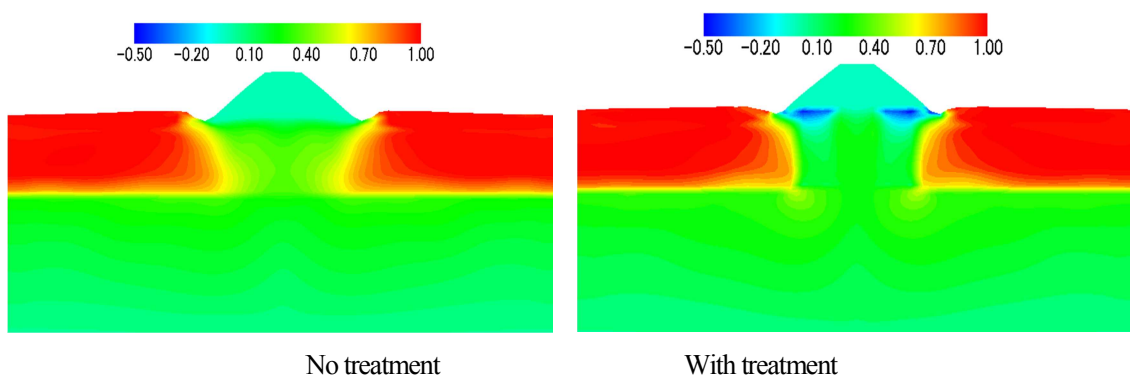


図 3.3.6.6 L1 地震直後の有効応力低減比 (ESRR) 分布の比較

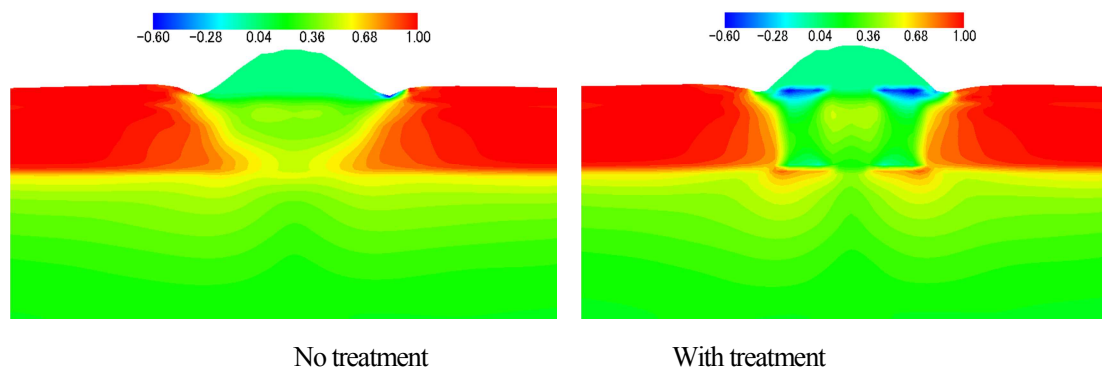


図 3.3.6.7 L2 地震直後の有効応力低減比 (ESRR) 分布の比較

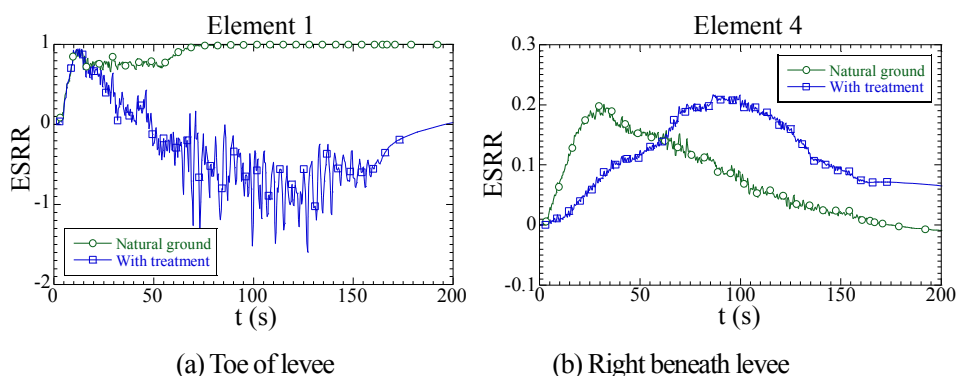


図 3.3.6.8 L1 地震中の過剰間隙水圧比 (ESRR) 経時変化の比較

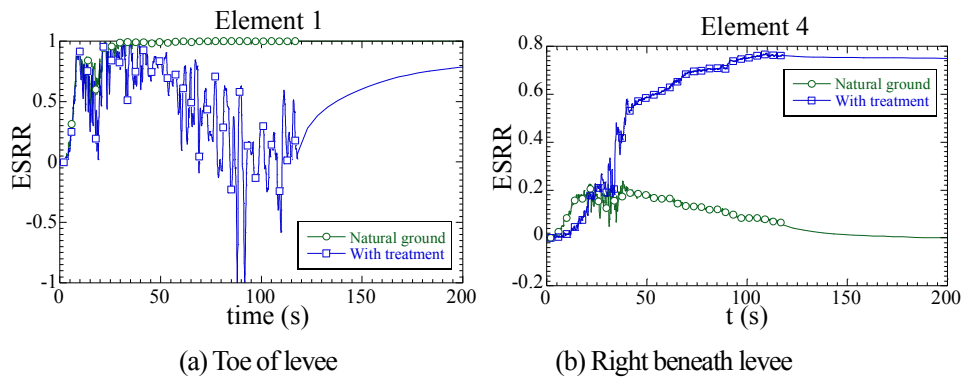


図 3.3.6.9 L2 地震中の過剰間隙水圧比 (ESRR) 経時変化の比較

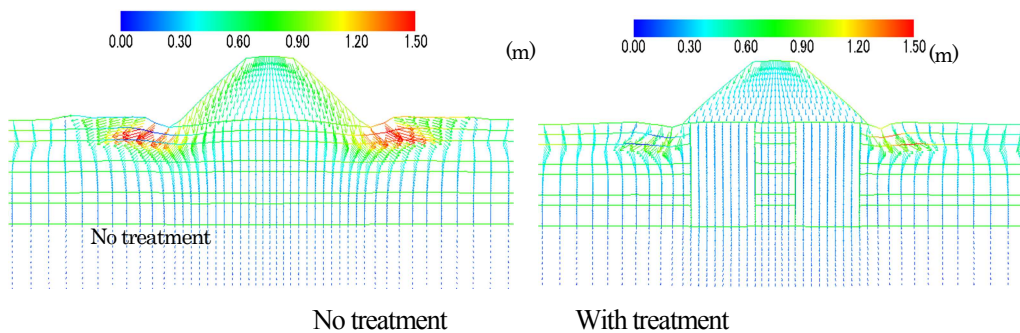


図 3.3.6.10 L1 地震 50 年後の地盤変形分布の比較

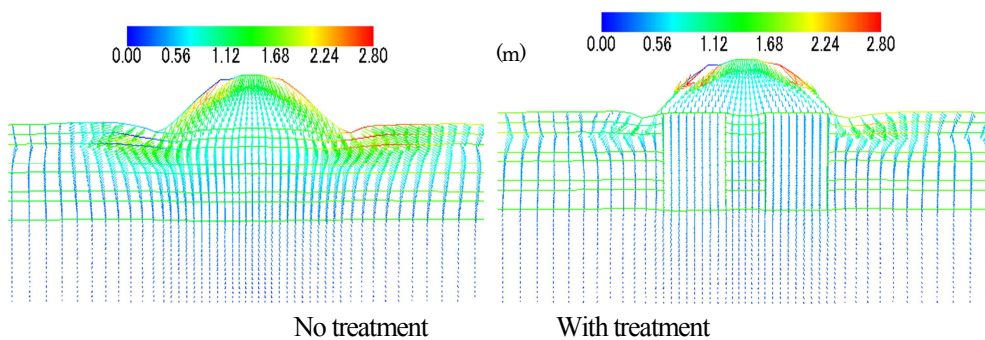


図 3.3.6.11 L2 地震 50 年後の地盤変形分布の比較

(3) 結論

本稿では、地盤改良技術の一つである浸透固化工法を用いた地盤改良により、堤防の液状化による被害を抑止する効果を検証するために、水・土連成解析による比較検討を行った。得られた結論は、以下の通りである。

(1) 地盤液状化により、堤防の沈下が大きく発生したことは予測通りであるが、L2 地震による地盤変形はそれほど大きくなく、L1 地震によるもの 2 倍程度であった。

(2) 地盤改良の液状化抑止効果は、改良域内に限られていることが分かった。ただし、沈下抑止効果は堤防に限って言えば、場所的にかなり効果的なものもあれば、そうでないものもある。

(3) 液状化後の圧密沈下による堤防の変形は無視できない。特に、液状化層下部に厚い粘土層が存在する場合、後続沈下は十年以上も続く。また、L2 地震における堤防のり尻の沈下に限って言えば、対策の有無に関わらず、その継続沈下量が地震直後まで発生したものの約 60%に達している。

参考文献

- 1) B. Ye, G. L. Ye, F. Zhang and A. Yashima: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, *Soils and Foundations*, Vol. 47, No. 3, 547-558, 2007;
- 2) F. Zhang, B. Ye, T. Noda, M. Nakano and K. Nakai: Explanation of cyclic mobility of soils: approach by stress-induced anisotropy, *Soils and Foundations*, Vol. 47, No. 4, 635-648, 2007.

3.3.7 結論

本ワーキングでは、実設計土構造物に限りなく近い諸条件の基に、検討対象構造物を設定し、同じ対象土構造物、地盤条件のもとで、簡易解析手法、詳細解析手法を含め、様々の解析手法を駆使して、土構造物の地震時変形性能を評価した。ベンチマーク手法により、異なる手法で得られた結果を比較した。手法の優劣をつけることを目的としているものではなく、あくまでも、個々の解析手法の特徴を把握することは重要と考えている。得られた結果より、ばらつきが大きかったことがわかった。ただし、ある程度の傾向が見られ、これを実際の設計にどのように反映していくかは今後の課題である。本WGの検討結果を足掛かりに、南海トラフ巨大地震が発生したときに、現在実施済みのLevel 1対応の地盤改良によって、被害がどの程度食い止められるのか予測を進めてゆくことが、今後の対策を考えてゆく上で重要であると考えられる。また、Level 2に対する適切な対策について、さらに議論を進めてゆく必要があると考えられる。