

5. レベル2地震動に対する液状化対策

5.1 はじめに（検討の目的）

液状化対策が施された地盤上の構造物が被災から免れた事例については、図 5.1.1 に示すように過去の地震の調査により多く報告されている¹⁾。特に、1995 年兵庫県南部地震においてもポートアイランド、六甲アイランドの締固めによる改良地盤に変形抑制効果がみられたこと²⁾は、このような地盤がレベル2地震動に対しても有効に機能したことを実証したものとといえるであろう。

しかしながら、前回の土木学会「阪神淡路大震災地盤調査会（平成8年～10年）」（委員長：石原東京理科大学教授）において議論されたように、ポートアイランドの梱包倉庫内の凍結サンプリングによる要素実験をメインとする地盤調査結果から、このような烈震において締固め改良地盤で液状化が発生したのか、また、それに伴う変形はどの程度で何に起因しているのかなどについての結論には至らなかった。また、この地震後に土木学会から出された「第二次提言」³⁾には、レベル1地震動に対する“構造物の機能の維持”とレベル2地震動に対する“復旧が可能な範囲内での損傷の許容”が謳われており、地震による変形の定量的な把握が重要であることが示唆されている。

本章においては、このような背景からレベル2地震動による締固めによる改良地盤の変形を予測するためのツールとして7つの動的解析コードを用い、「阪神淡路大震災地盤調査会」で調査された締固めによる改良地盤に土木構造物としてのタンクが直接基礎されたものをモデル化し、それを検討対象とした。

これらの解析結果のまとめと考察にあたっては、着目した変形に関する課題である許容変形量と不同沈下量の関係以外にも改良範囲、さらに深層混合処理やドレーン（排水）系の締固め改良以外の液状化対策についても考察した。

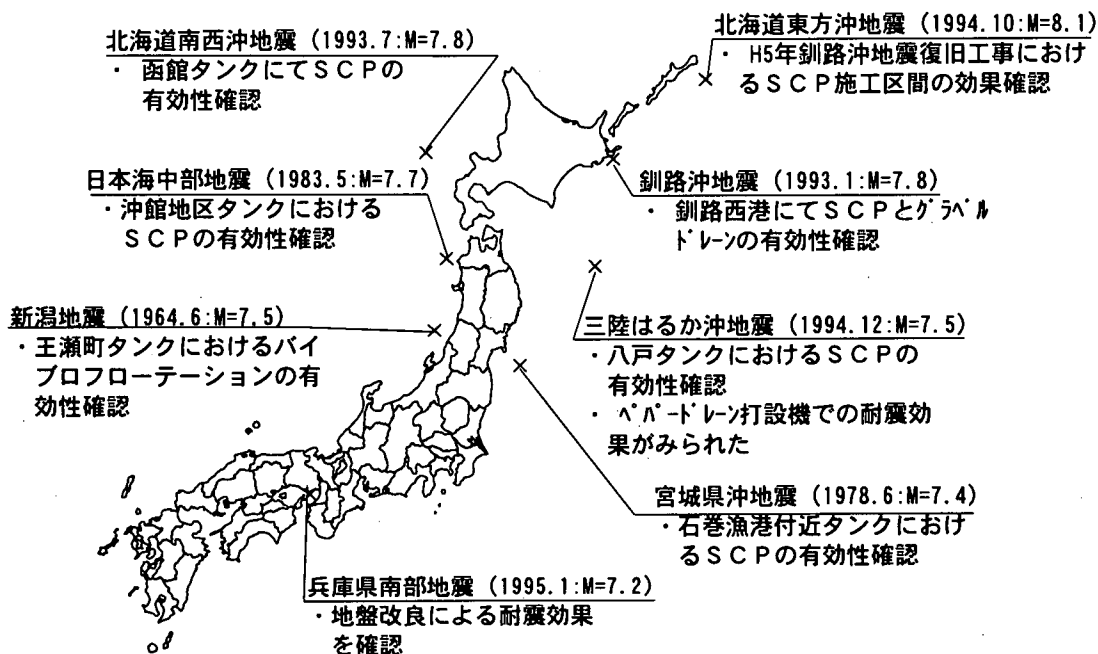


図 5.1.1 新潟地震以降の我が国の地震における対策に関する主な知見¹⁾

5.2 一斉解析

前章で述べた目的で同じ対象モデル，土質パラメータを用いた一斉解析を実施する。5.2.1 では，本一斉解析の条件と解析ケースを概説し，5.2.2 より各解析コードの結果を中心に示していく。

5.2.1 解析条件と各ケース

5.2.1.1 解析ケースの概要と解析モデル

解析ケースの概要と解析モデルの模式図を図 5.2.1-1 に示す。各解析コードでは表 5.2.1-1 に示す解析ケースについて解析を実施する。同表に示すように，基本ケースでレベル 2 地震動での改良効果を把握することを基本とし，CASE 1～3 では，入力地震動規模，改良仕様，改良範囲のそれぞれの要因で締固めによる対策について検討するものとした。基本ケースの解析モデル図を図 5.2.1-2，5.2.1-3 に示している。

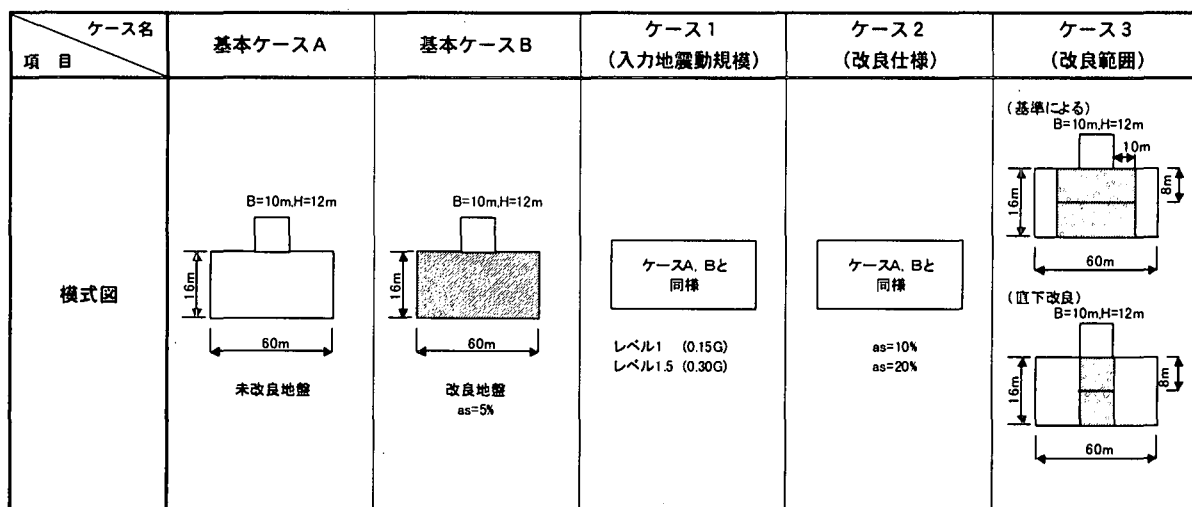


図 5.2.1-1 解析ケース概要

表 5.2.1-1 各プログラムの解析ケース

解析コード名	CASE A	CASE B	CASE 1	CASE 2	CASE 3	備考
① FLIP	○	○	○	○	○	
② STADAS 2	○	○	○	○	○	
③ LIQCA	○	○	○	○	○	
④ DIANA	○	○	○			
⑤ NUW2	○	○				
⑥ ALID	○	○	○	○	○	オプションも実施
⑦ STADAS	○	○	○			

CASE A : 基本ケース (未改良 : レベル 2)

- ・レベル 2 地震動 (神戸波) を使用
- ・「阪神淡路大震災地盤調査会」での締固めによる改良地盤の実験データを使用

CASE B : 基本ケース (改良 (改良率 5%) : レベル 2)

- ・レベル 2 地震動 (神戸波) を使用
- ・「阪神淡路大震災地盤調査会」での未改良地盤の実験データを使用

CASE 1 : 入力地震動

- ・CASE A, B において地震動レベルをレベル 1.5, レベル 1 として検討

CASE 2 : 改良率

- ・改良率を 10%, 20% として検討

CASE 3 : 改良範囲

- ・改良範囲を消防法によるもの (2/3), 直下改良をベースとして検討

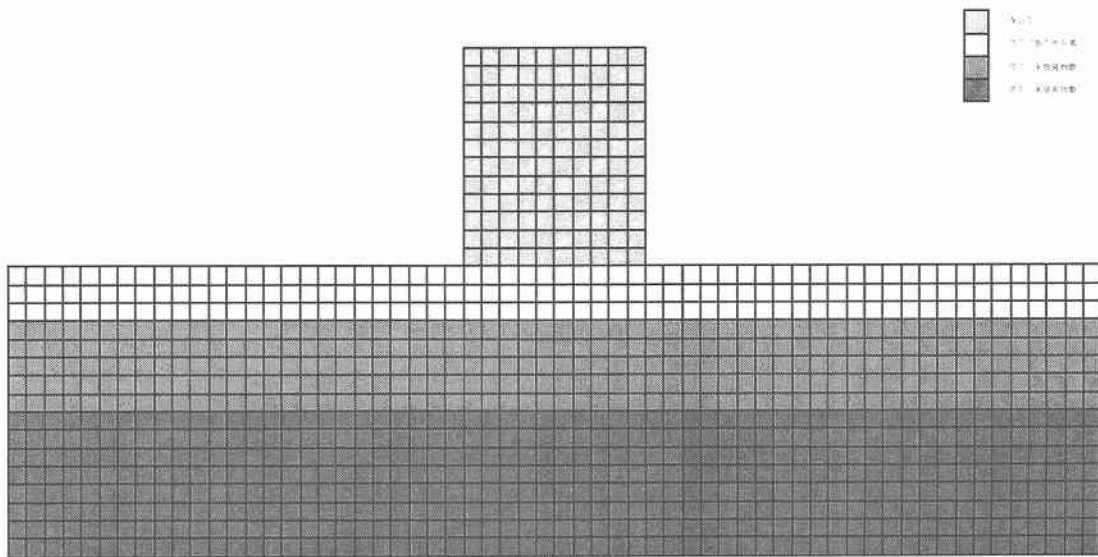


図 5.2.1-2 解析モデル (基本ケース A)

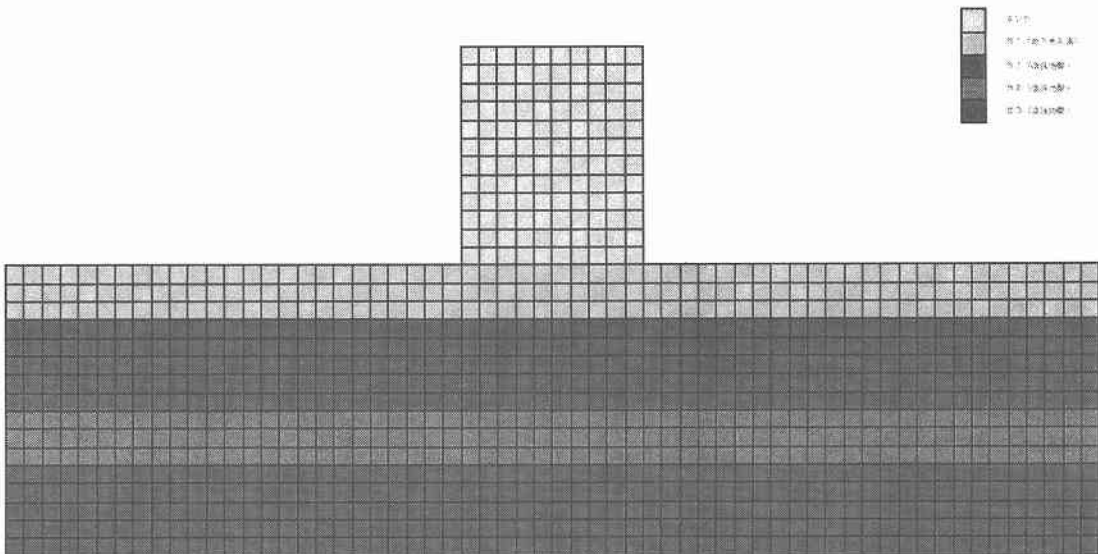


図 5.2.1-3 解析モデル (基本ケース B)

5.2.1.2 解析用物性値⁴⁾

未改良地盤および（締め）改良地盤の解析用物性値を表 5.2.1-2, 5.2.1-3 に示す。なお、繰返し回数 5 回における液状化強度 (R_{15}) はポートアイランドにおける地盤改良サイトの地盤調査における液状化強度試験結果より求めた。

ケース 2 では地盤改良率をパラメータとした解析を行うが、液状化強度については改良率に基づき表 5.2.1-4 のように設定した。また、地盤改良時には、改良地盤内の水平応力が増加することが知られており、改良率の増加に伴い K_0 も増加する関係が得られている⁵⁾。これより、本一斉解析では表 5.2.1-5 のように K_0 と改良率の関係を設定した。さらに、液状化強度は地盤の有効平均種応力 (σ'_m) に依存することから、次式の関係を用いて液状化強度を設定した。

$$\sigma'_m = \frac{1+2K_0}{3} \cdot \sigma'_v$$

表 5.2.1-2 解析用物性値

未改良地盤

層	地層番号	層厚	深度	単位体積重量(kN/m ³)		σ'_m (kN/m ²)	K_0	せん断波速度 v_s (m/s)	せん断剛性 G (kN/m ²)	ヤング率 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg.)
				湿潤	水中								
砂礫	B1(水面上)	3	0~3m	18.9	-	18.9	0.5	140	38000	98000	0.3	0	41.8
	B1(水面下)	5	3~8m	21.7	11.7	57.3	0.5	170	64000	166000	0.3	0	41.8
	B2	8	8~16m	21.6	11.6	103.9	0.5	200	88000	229000	0.3	0	39.5

改良地盤

層	地層番号	層厚	深度	単位体積重量(kN/m ³)		σ'_m (kN/m ²)	K_0	せん断波速度 v_s (m/s)	せん断剛性 G (kN/m ²)	ヤング率 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg.)
				湿潤	水中								
砂礫	B1(水面上)	3	0~3m	19.8	-	25.7	0.8	140	40000	99000	0.25	0	42.3
	B1(水面下)	5	3~8m	22.2	12.2	77.9	0.8	190	82000	204000	0.25	0	42.3
	B2	3	8~11m	22.0	12.0	119.9	0.8	210	99000	248000	0.25	0	42.4
	B3	5	11~16m	22.3	12.3	162.2	0.8	220	112000	112000	0.25	0	43.3

表 5.2.1-3 タンク物性

密度 γ (kN/m ³)	8.0
ヤング率 E (kN/m ²)	100,000
ポアソン比 ν	0.3

表 5.2.1-4 要素シミュレーションにおける目標液状化強度

改良率 a_s (%)	K_0	液状化強度					
		B1		B2		B3	
		R_{15}	R_{20}	R_{15}	R_{20}	R_{15}	R_{20}
0	0.5	0.23	0.15	0.31	0.20	-	-
5	0.8	0.50	0.32	0.35	0.23	0.41	0.27
10	1.0	0.58	0.37	0.40	0.27	0.47	0.31
20	1.5	0.77	0.49	0.54	0.35	0.63	0.42

R_{15} : 繰返し回数 5 回時のせん断応力比

R_{20} : 繰返し回数 20 回時のせん断応力比

表 5.2.1-5 一斉解析における K_0 と改良率の関係

改良率 a_s (%)	K_0	備考
0	0.5	基本ケース A
5	0.8	基本ケース B
10	1.0	ケース 2
20	1.5	ケース 2

5.2.1.3 入力地震動

入力地震動を図 5.2.1-4 に示す。入力地震動は、別途解析で算定されたポートアイランド GL-16.4m における入射波を用いた⁶⁾。また、ケース 1 では入力地震動レベルをパラメータとした解析を行うが、L1、L1.5 のケースにおける入力地震動は、L2 の波形の最大加速度を以下のように設定して解析を行った。

- L1.5 : L2 波形の最大加速度を 0.3G (294gal) に調整
- L1 : L2 波形の最大加速度を 0.15G (147gal) に調整

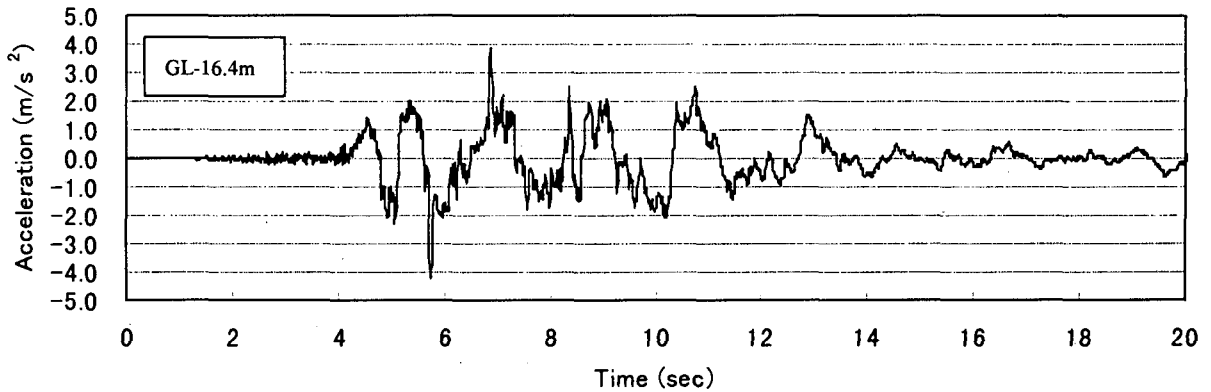


図 5.2.1-4 入力地震動 (L2)

5.2.1.4 解析ケース

各解析ケースの詳細な条件を表 5.3.1-6 にまとめる。

表 5.2.1-6 解析ケース

解析ケース	地盤条件	入力地震動レベル	改良仕様 a_s (%)	改良部 K_0 [*]	備考
基本ケース A	未改良	2	—	—	
基本ケース B	全面改良	2	5	0.8	
ケース 1 A(1)	未改良	1	—	—	
ケース 1 A(2)	未改良	1.5	—	—	
ケース 1 B(1)	全面改良	1	5	0.8	
ケース 1 B(2)	全面改良	1.5	5	0.8	
ケース 2(1)	全面改良	2	10	1.0	
ケース 2(2)	全面改良	2	15	1.5	
ケース 3(1)	部分改良	2	5	0.8	B=30m,H=16m
ケース 3(2)	部分改良	2	5	0.8	B=10m,H=16m
ケース 3(3)	部分改良	2	5	0.8	B=30m,H=8m
ケース 3(4)	部分改良	2	5	0.8	B=10m,H=8m

※未改良部の K_0 は 0.5

5.2.1.5 初期応力解析

初期応力解析は以下の 2 ステップで実施した。

- I ステップ 1 : タンク構築前の水平成層地盤の自重解析
- II ステップ 2 : タンク構築解析

液状化解析に限らず、初期応力解析では様々な問題が生じる場合があるが、これらの問題の多くは以下のような事項が原因となっていると考えられる。

- ① 本当の初期応力がどうなっているのか分からない (誰も知らない)。

②自重解析は、いわば無重力状態でモデルを構築し、いきなり重力場に持ってきたことに相当するため、剛比が異なる異物間の境界付近で、実際に地盤中（構造物中にも）に生じているとは考えられないような応力が生じる。

③重力と地盤の物性（構成則）だけでは再現できない要因（締固、固結等）による地中応力の再現が難しい。このうち、①については、計測結果を反映する場合もあるが、多くの場合理想的（かつ常識的）な状態を想定して初期応力解析の目標とする事が行われる。これは水平成層であれば比較的容易に応力状態を想像できるが、地盤構成が複雑になったり構造物が入ってくると何が本当か分からなくなってしまい、解析結果を信じるしかない状況に陥る。

②の代表的な例としては以下のようなものがある。

- ・地中構造物があるモデルの初期応力解析の際、構造物があまり変形せず周辺の地盤だけが自重により変形（沈下）するため、ネガティブフリクションのように地盤が構造物につり下がってしまい、地盤中に引張応力が多く発生し、構造物には過剰な鉛直応力が生じる。
- ・地上に重量構造物を置いた場合に、直下の地盤が水平方向に広がろうとするが構造物の底面がそれを拘束するため、地盤の応力が乱れ、構造物内の底面近傍には水平引張応力が生じる。

これらへの対処としては、構造物と地盤の境界にジョイント要素を設けて滑らせたり、構造物と地盤の節点を別々に設けて拘束条件を付加する（上記の前者の場合であれば、水平変位連動、鉛直変位非連動）ことが一般に行われている。ここで、液状化解析における初期応力解析について考えてみると、特に改良地盤を考慮する場合において剛性の高い改良地盤と剛性の低い未改良地盤の境界付近で同様の現象が生じている可能性があり、これは明らかに実現象とは異なるため、この原因で初期応力が乱れている場合には注意を要する。

③については、今回の解析のように所定の K_0 値を地盤内に再現させる方法として、 K_0 に対応したポアソン比 ($\nu = K_0 / (1 + K_0)$) を用いることがよく行われる。この方法では、ポアソン比は現実の変形係数ではなく、 K_0 に相当する地盤内応力を応力解析を通じて再現するための係数（みかけのポアソン比）として用いられることになる。従って、このような初期応力解析を行う場合には、まず見かけのポアソン比による地盤のみの初期応力解析を行い、次に変形係数としてのポアソン比を用いた掘削、盛り土、構造物構築等の解析を行うステップ解析を行う必要がある。

今回の解析のように未改良地盤 (K_0 が大、 ν が小) 中に局部的に改良地盤 (K_0 が大、 ν が大) が存在する場合について初期応力解析を行うと、当然の事ながら、地盤内の応力は未改良地盤から改良地盤に向かって徐々に増加することになり、解析結果は想定した K_0 分布とはならず、応力解析の結果が改良地盤中の応力を再現しているかどうか疑問が残るところである。なお、 K_0 を地盤内に反映させる方法として、理想的な応力を要素内に与条件として与えることも考えられるが、この方法は、一様地盤の場合には有効と考えられるが、改良地盤と未改良地盤が混在するモデルでは、応力の釣り合いがとれていないために不合理となる。

その他、筆者らの過去の解析事例では、 K_0 が小さく初期の水平応力が小さかった未改良地盤が動的解析によって液状化し、水平応力が増加して、液状化しない改良地盤を両側から押し上げる（改良地盤部分が盛り上がる）現象も経験しており、実現象との対応に疑問が残るところである。

以上、筆者らが経験した範囲でいくつかの問題点のみ列挙したが、このほかにも初期応力解析については様々な問題が残されていると思われる。動的な有効応力解析だけでなく、その前提となる初期応力解析についても精度の向上に向けた検討が今後も望まれる。

5.2.1.6 地震応答解析

地震応答解析は、初期応力解析で得られた初期応力状態から、時間刻み 0.01 秒、継続時間 20 秒間の解析を実施した。境界条件は底面粘性境界、側面周期境界とする。

5.2.2 FLIP

5.2.2.1 プログラムの概要^{7)~10)}

FLIPは有限要素法に基づく2次元の地震応答解析プログラムであり平面歪状態を取り扱う。地盤(土と間隙水の複合物も可能)、海水等の流体、矢板・ケーソン等の構造部材から成る系を取り扱うことができる。ただし、流体には非圧縮性を仮定している。土の応力-歪モデルとしては、双曲線モデルを組み合わせたマルチスプリングモデルを採用している。また、有効応力法により非排水条件下での地盤の液状化を考慮した解析が可能である。

支配方程式は、地盤-構造部材系の運動方程式、間隙水の収支バランス式、流体の動水圧波動伝播式の3つである。ただし、間隙水については非排水条件を仮定しているため過剰間隙水圧は土骨格の体積歪増分で表現され、また流体部分は運動方程式の付加質量に置き換えるので、これらの影響を考慮に入れた地盤-構造部材系の運動方程式のみを解くことになる。

以下にFLIPの特徴、マルチスプリングモデル、過剰間隙水圧発生モデルについて示す。

① FLIPの特徴

- ・ 平面歪状態を解析対象とする、有限要素法に基づくプログラムである。
- ・ 地盤の液状化を考慮した地震応答解析を行い、部材断面力や残留変形等を計算する。
- ・ 土のせん断応力-せん断歪モデルとして、東畑らのマルチスプリングモデルを採用。
- ・ 液状化は有効応力法により取り扱う。過剰間隙水圧発生モデルとして井合モデルを使用。

② マルチスプリングモデルの概要

- ・ 各スプリングの挙動は双曲線モデルに従う。
- ・ Masing則を修正し、履歴ループの大きさを任意に調節可能なよう拡張した。
- ・ 主応力軸の回転が自然に考慮される。

③ 過剰間隙水圧発生モデル(井合モデル)

- ・ 非排水条件を仮定
- ・ 累積塑性せん断仕事に基づいて、液状化の進展に伴う過剰間隙水圧の上昇、有効応力の減少およびせん断剛性の低下等を考慮する。
- ・ 数値計算上安定している。

なお、解析に用いるレーレー減衰パラメータは、 $\alpha=0$ 、 $\beta=0.004$ とした。

5.2.2.2 要素シミュレーション結果

要素シミュレーション結果の一例を以下に示す。

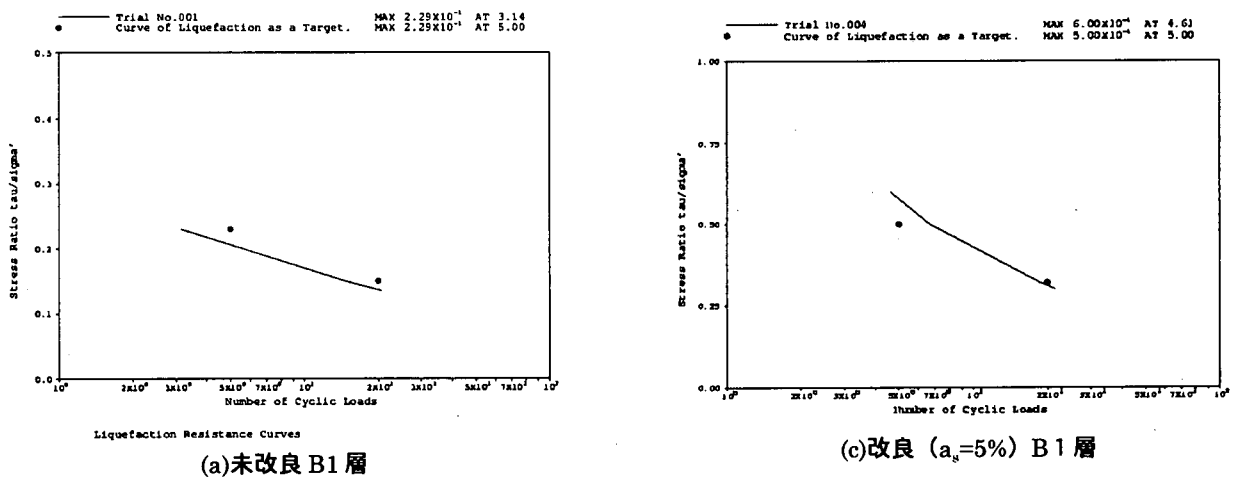


図 5.2.2-1 要素シミュレーション結果例

5.2.2.3 地震応答解析結果

地震応答解析結果を図 5.2.2-1~5.2.2-18, 表 5.2.2-1 に示す。以下, 検討ケース毎に解析結果の考察をまとめる。

表 5.2.2-1 20 秒後のタンク沈下量一覧

ケース	番号	地震動レベル	改良条件	タンク沈下量					
				絶対沈下量(cm)			相対沈下量(cm)		
				消散考慮なし	20秒まで消散考慮	最終的な消散考慮	消散考慮なし	20秒まで消散考慮	最終的な消散考慮
基本ケース	A	L2	未改良	87.1	—	—	109.1	—	—
	B	L2	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	8.6	—	—	9.8	—	—
ケース1 (入力地震動)	A(1)	L1	未改良	10.9	—	—	13.9	—	—
	B(1)	L1	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	0.3	—	—	0.4	—	—
	A(2)	L1.5	未改良	39.9	—	—	52.9	—	—
	B(2)	L1.5	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	1.5	—	—	1.5	—	—
ケース2 (改良率)	(1)	L2	全面改良 $a_s=10\%$ ($K_0=1.0$)	1.2	—	—	1.8	—	—
ケース3 (改良範囲)	(1)	L2	余改良 10m (全層) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	9.2	—	—	9.9	—	—
	(2)	L2	直下 (全層) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	43.7	—	—	54.7	—	—
	(3)	L2	余改良 10m (上層のみ) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	18.2	—	—	23.9	—	—
	(4)	L2	直下 (上層のみ) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	65.1	—	—	82.2	—	—

(1) ケース1 (入力地震動レベルの違いによるタンク沈下量に及ぼす影響)

図 5.2.2-2 に入力地震動レベルと 20 秒時点のタンク沈下量を示す。以下, 解析結果に対する考察を示す。

- ・ 未改良地盤の沈下量は L2, L1.5, L1 で, 87.1cm, 39.9cm, 10.9cm となり, L1 では B1 層で若干過剰間隙水圧比が 1.0 に達している箇所があるものの沈下量としては改良地盤と同程度となった。
- ・ 改良地盤については $a_s=5\%$ の改良で, 未改良時の沈下量の 10% 程度まで沈下低減効果があることが確認された。

(2) ケース2 (改良率による沈下量への影響)

図 5.2.2-3 に改良率毎の 20 秒時点のタンク沈下量を示す。以下, 解析結果に対する考察を示す。

- ・ 改良率 $a_s=10\%$ の場合は, 過剰間隙水圧比が 1.0 に達している要素は見られず, 沈下量も 1.2cm と改良効果が顕著にみられた。

(3) ケース3 (改良範囲による沈下量への影響)

- ・ タンク直下のみの改良では, 未改良に比べ 50% 程度の沈下低減効果しかみられないが, 余改良を 10m とすると全面改良した場合と同程度まで沈下低減効果が見られる。

- ・ タンク直下のみの改良では、改良域端部で過剰間隙水圧の上昇が見られ、これが50%程度の沈下低減効果しか見られなかった要因と考えられる。

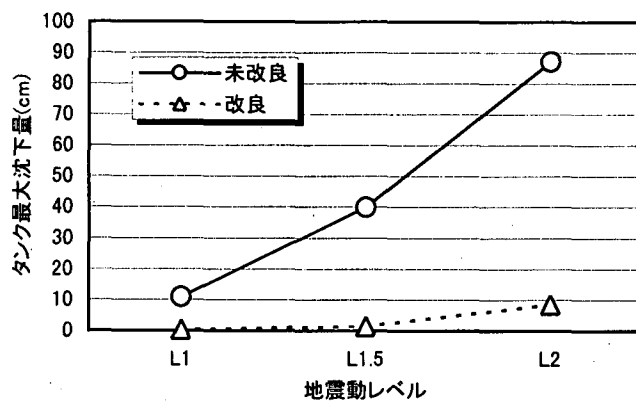


図 5.2.2-2 ケース 1 (入力地震動レベルと沈下量の関係)

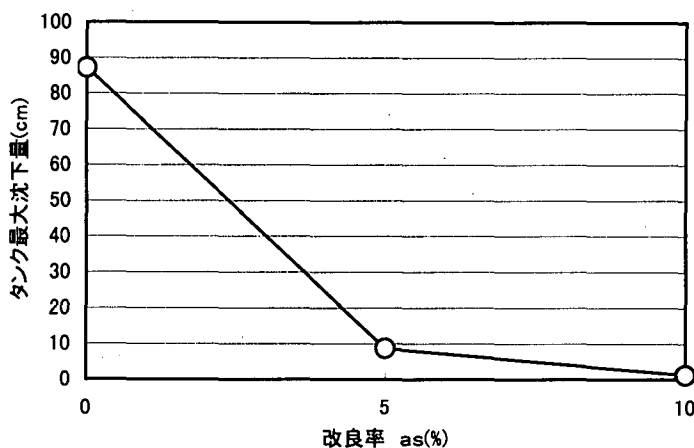


図 5.2.2-3 ケース 2 (改良率と沈下量の関係)

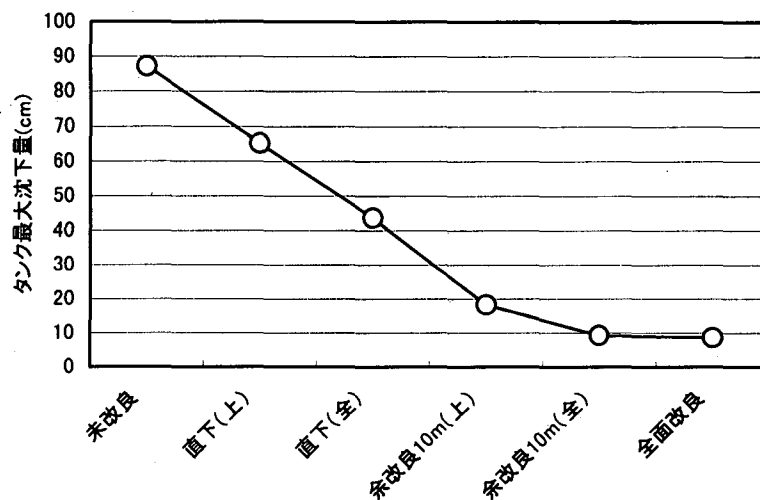
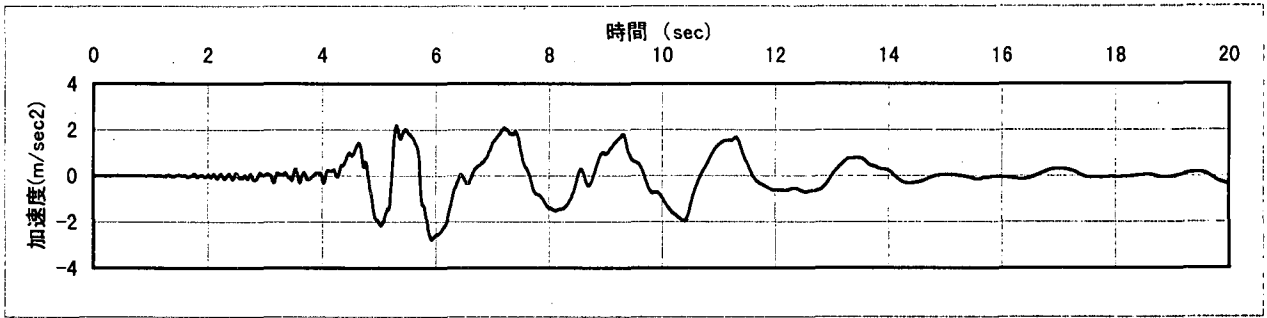


図 5.2.2-4 ケース 3 (改良範囲と沈下量の関係)

【基本ケース A】



【基本ケース B】

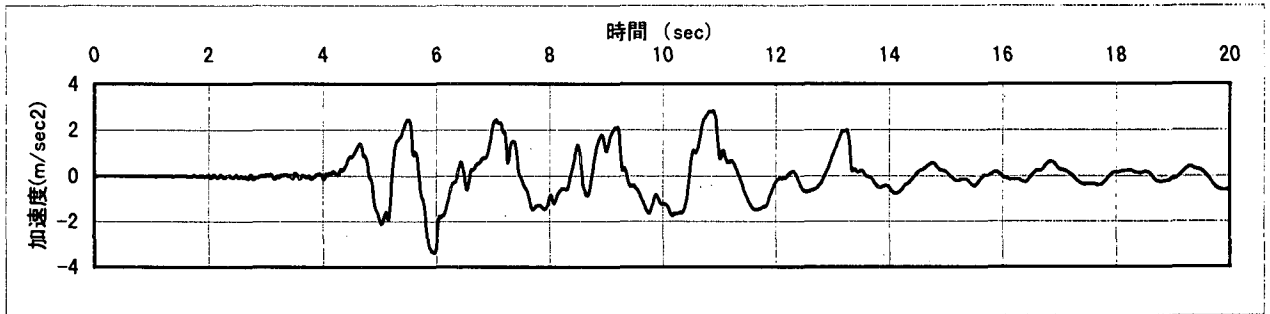


図 5.2.2-5 地表面加速度時刻歴 (基本ケース A, B)
(タンク境界より 10m 位置)

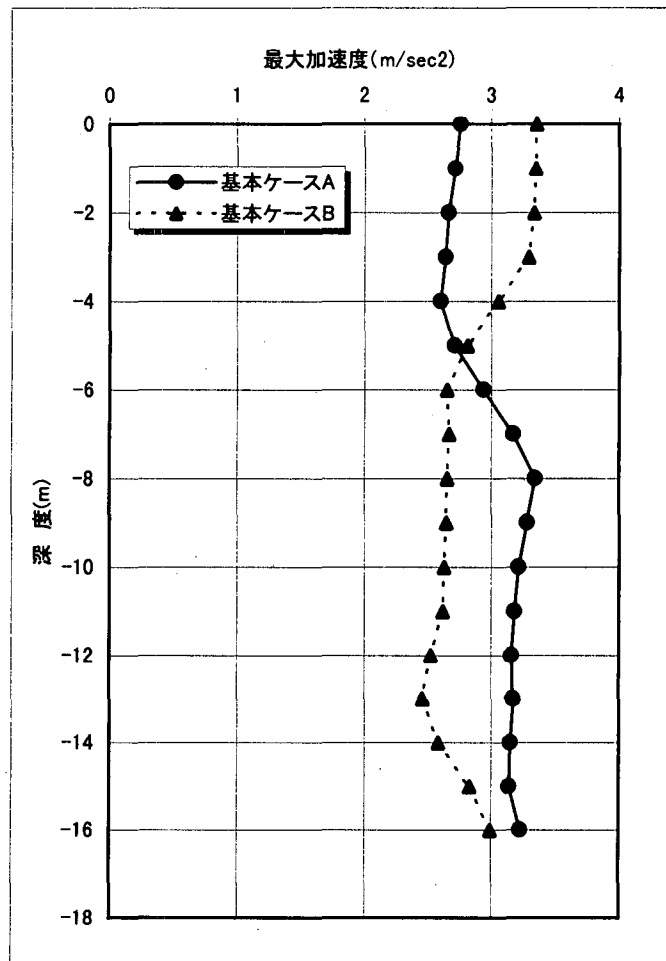


図 5.2.2-6 最大加速度深度分布 (基本ケース A, B)
(タンク境界より 10m 位置)

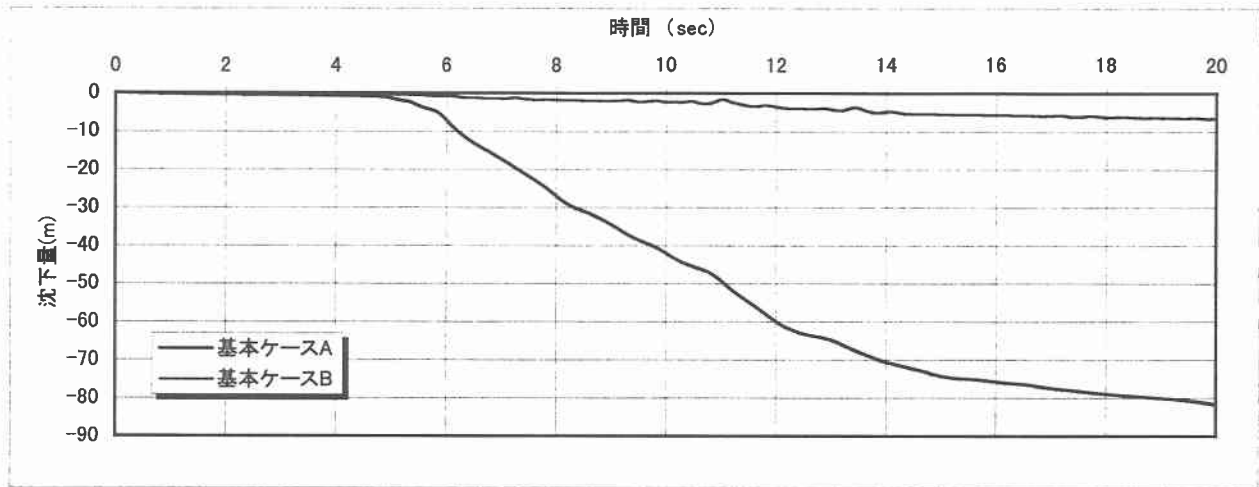
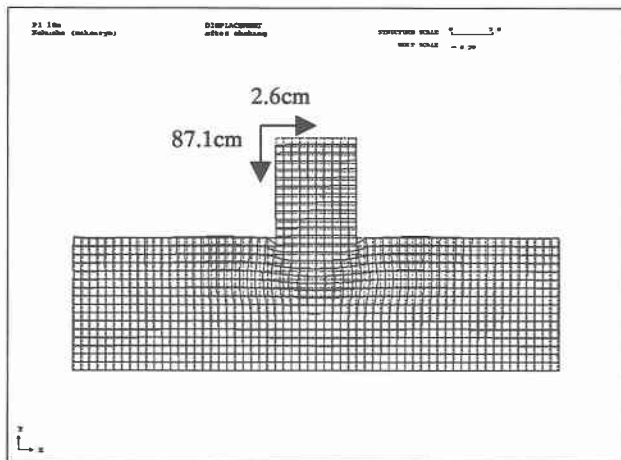
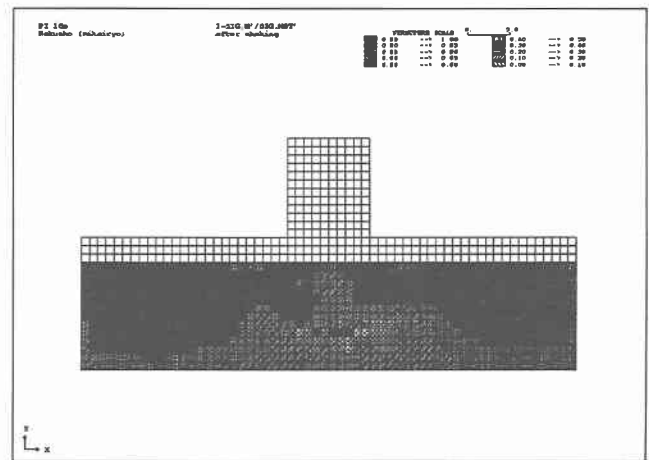


図 5.2.2-7 タンク中央部沈下量時刻歴 (基本ケース A, B)

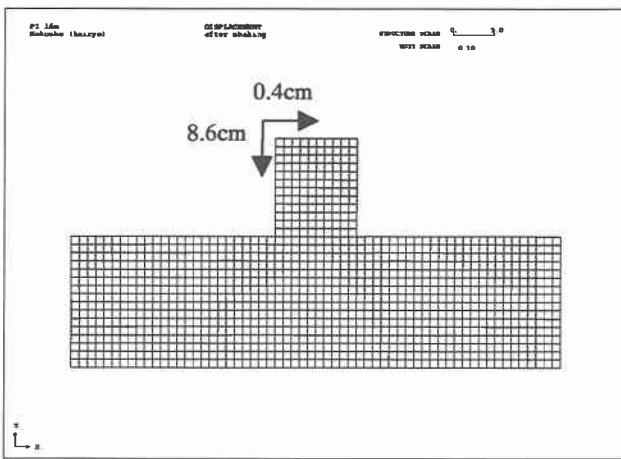


変形図 (20秒後)

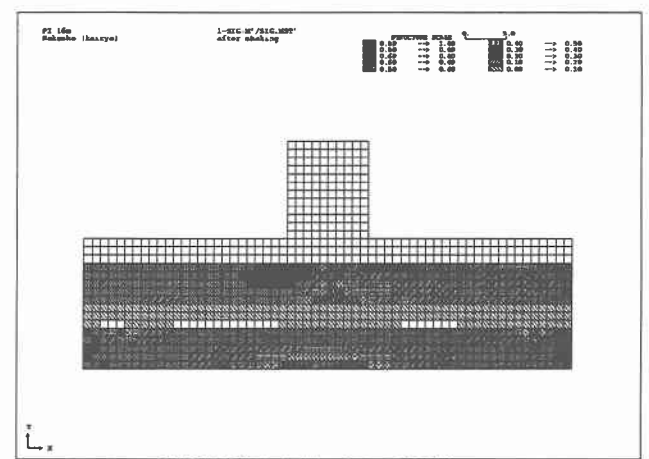


過剰間隙水圧比 (20秒後)

図 5.2.2-8 基本ケース A (未改良, レベル 2)

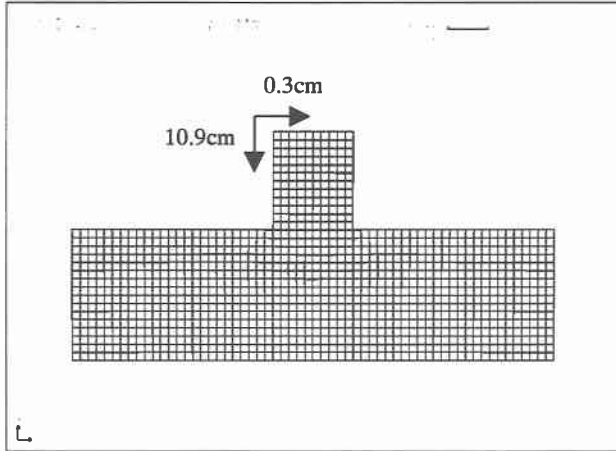


変形図 (20秒後)

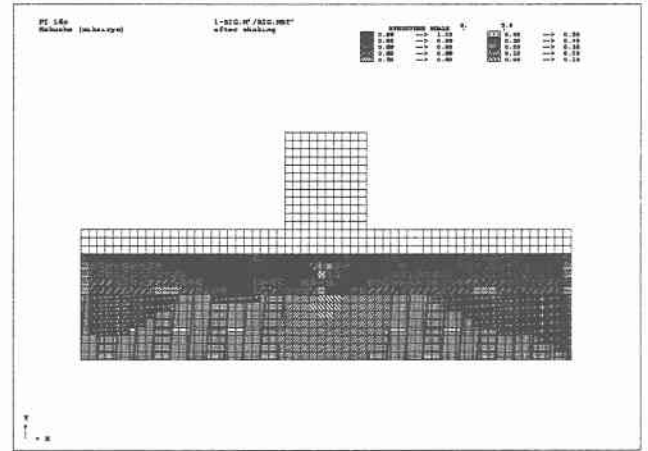


過剰間隙水圧比 (20秒後)

図 5.2.2-9 基本ケース B (全面改良 $a_s=5\%$, レベル 2)

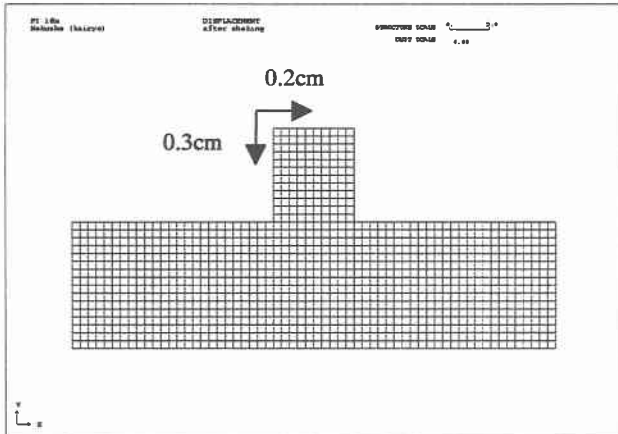


変形図 (20秒後)

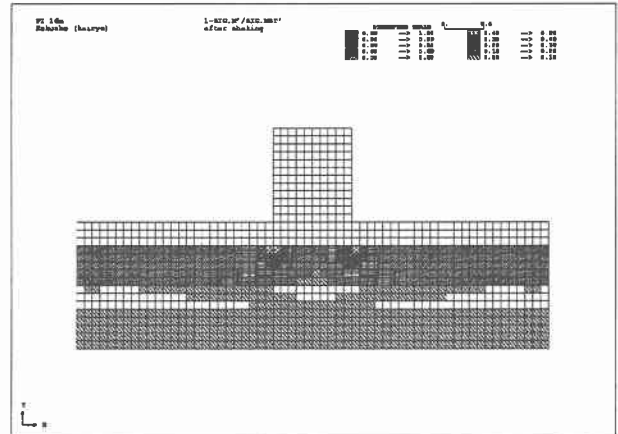


過剰間隙水圧比 (20秒後)

図 5.2.2-10 ケース 1A(1) (未改良, レベル1)

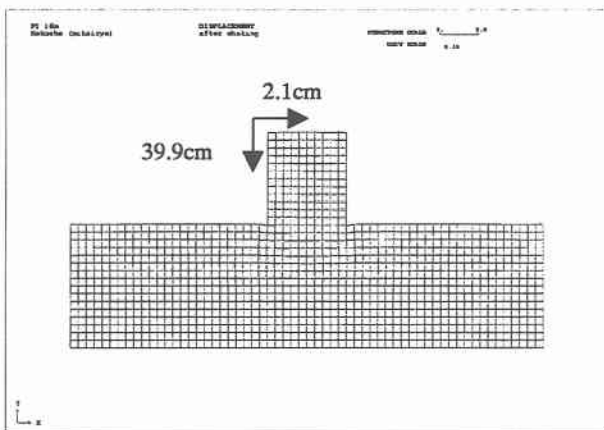


変形図 (20秒後)

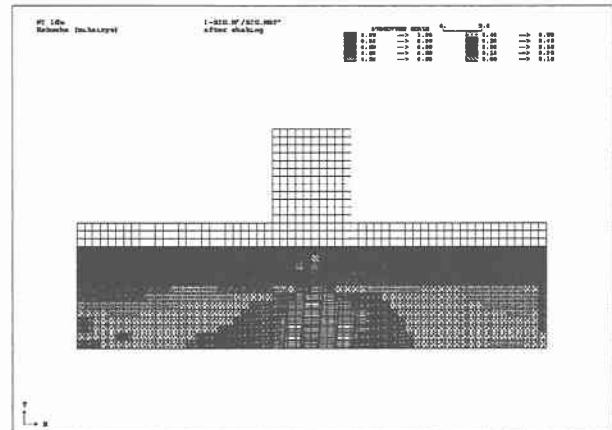


過剰間隙水圧比 (20秒後)

図 5.2.2-11 ケース 1B(1) (全面改良 $a_s=5\%$, レベル1)

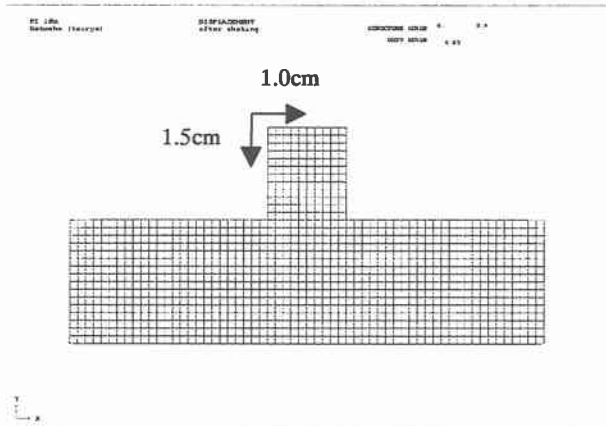


変形図 (20秒後)

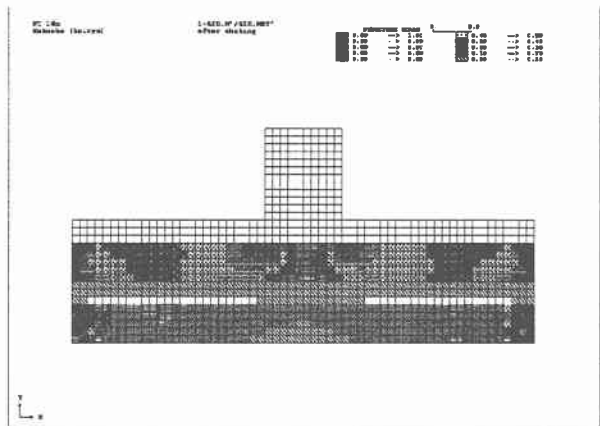


過剰間隙水圧比 (20秒後)

図 5.2.2-12 ケース 1A(2) (未改良, レベル 1.5)

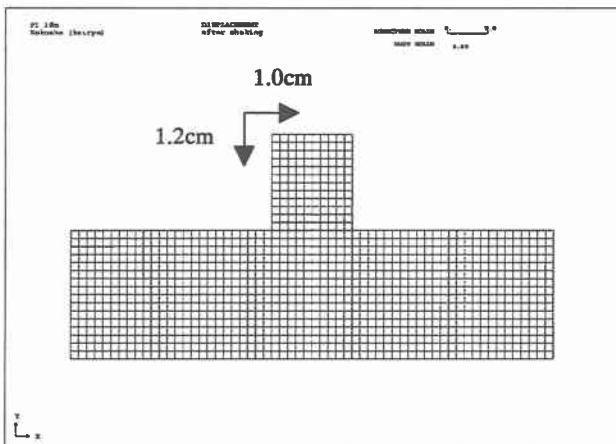


変形図 (20秒後)

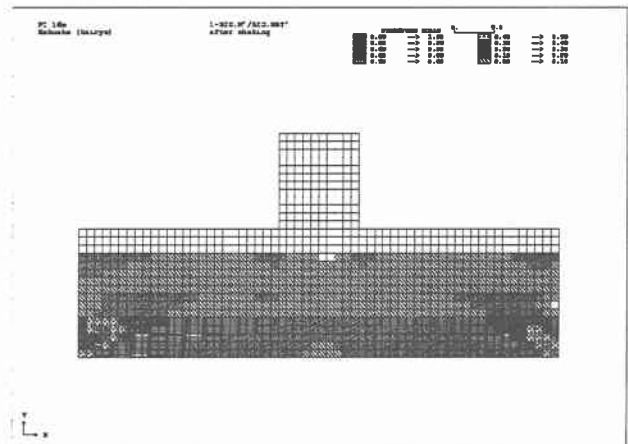


過剰間隙水圧比 (20秒後)

図 5.2.2-13 ケース 1B(2) (全面改良 $a_s=5\%$, レベル 1.5)

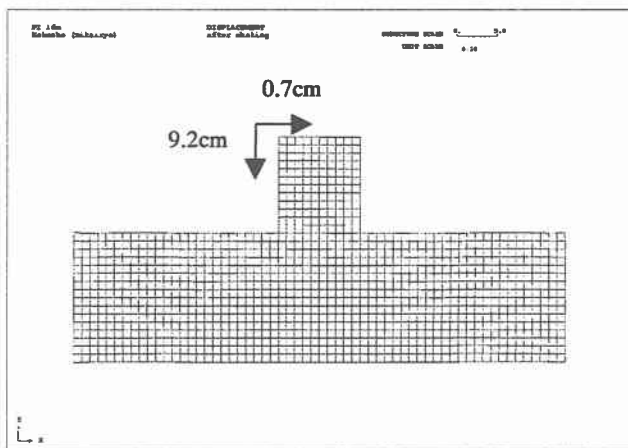


変形図 (20秒後)

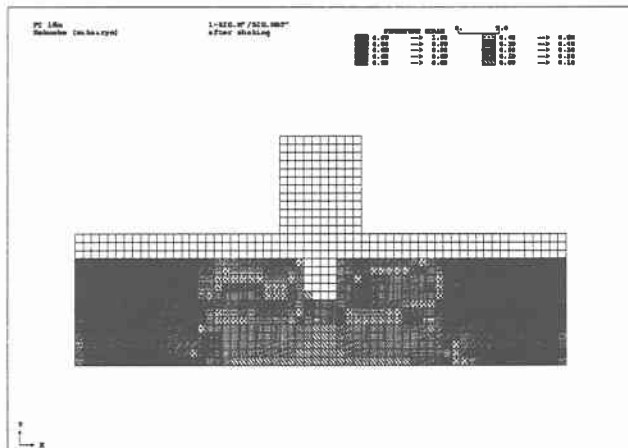


過剰間隙水圧比 (20秒後)

図 5.2.2-14 ケース 2 (全面改良 $a_s=10\%$, レベル 2)

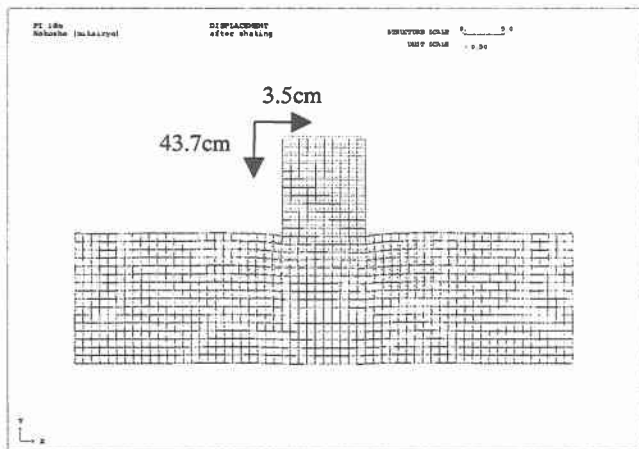


変形図 (20秒後)

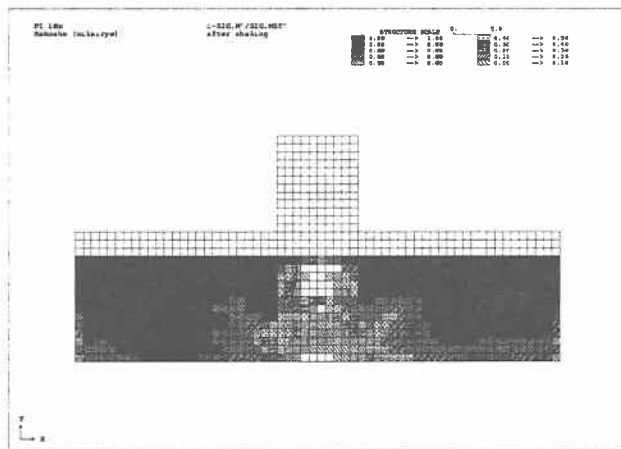


過剰間隙水圧比 (20秒後)

図 5.2.2-15 ケース 3(1) (余改良 10m (全層), $a_s=5\%$, レベル 2)

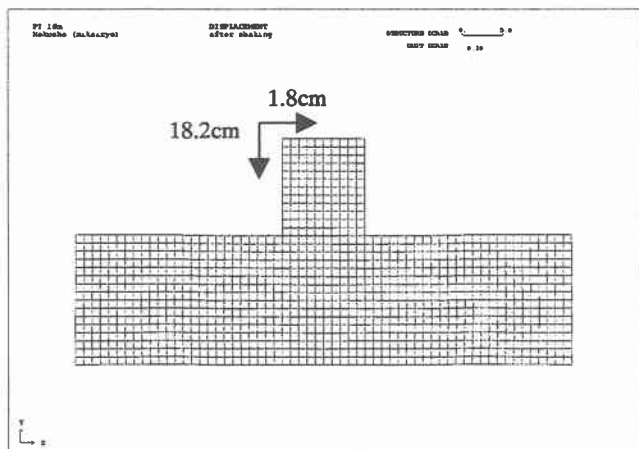


変形図 (20秒後)

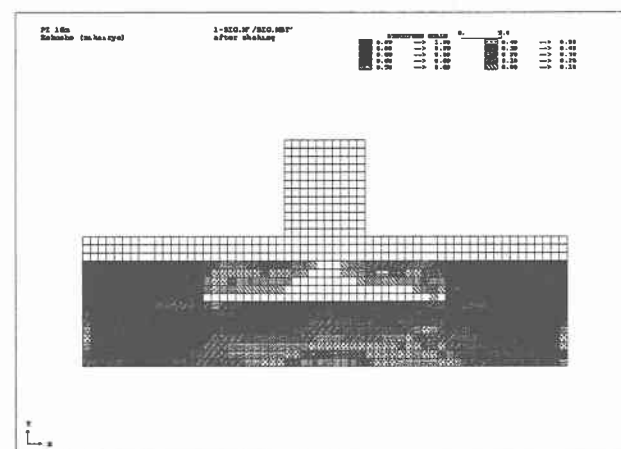


過剰間隙水圧比 (20秒後)

図 5.2.2-16 ケース 3 (2) (直下改良 (全層) $a_s=5\%$, レベル 2)

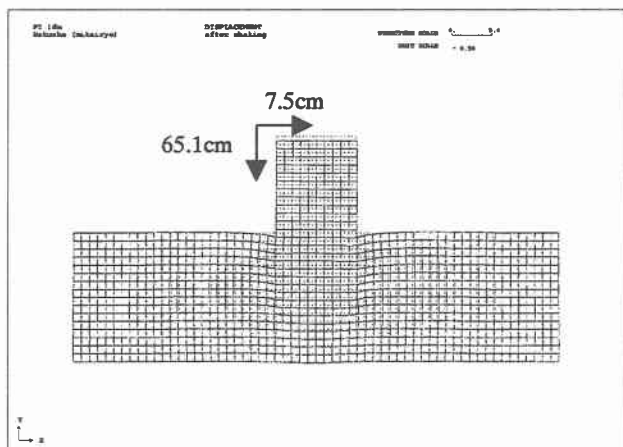


変形図 (20秒後)

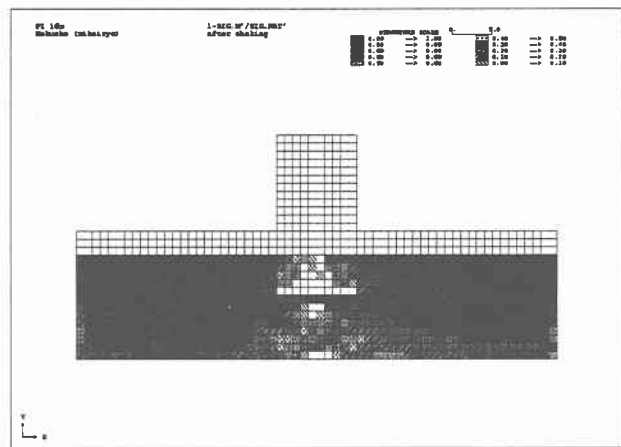


過剰間隙水圧比 (20秒後)

図 5.2.2-17 ケース 3 (3) (余改良 10m (上層のみ) $a_s=5\%$, レベル 2)



変形図 (20秒後)



過剰間隙水圧比 (20秒後)

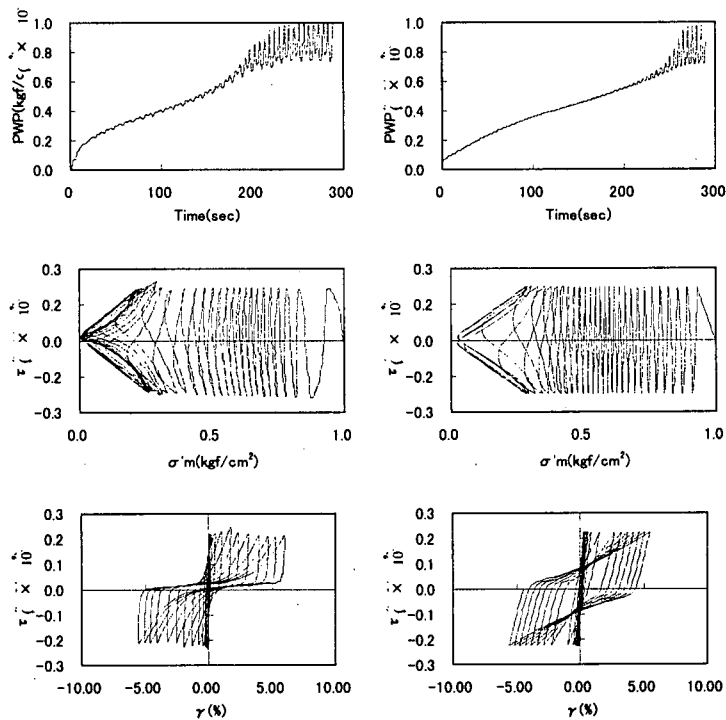
図 5.2.2-18 ケース 3 (4) (直下改良 (上層のみ) $a_s=5\%$, レベル 2)

5.2.3 STADAS 2

5.2.3.1 プログラムの概要

解析には、サイクリック・モビリティを表現できる飛田・吉田モデル¹¹⁾を改良した構成則を用いた STADAS 2¹²⁾を使用した。このプログラムは、試験結果に見られるサイクリック・モビリティ現象をほぼ再現できるだけでなく、作用応力比と繰返し回数の関係及び繰返し載荷によって生じる大きなひずみの発生の再現も可能となるよう、せん断弾性係数Gの取り扱いに関して改良を行った構成則¹³⁾を用いている。

この構成則では、室内試験結果によるGの拘束圧依存性の傾向を取り入れ、破壊角に有効応力経路がどの程度接近したかを認識して、有効応力経路が破壊線に接近したときにはGを小さくし、ひずみが生じやすくなるように操作している¹³⁾。この構成則を用いた解析結果による過剰間隙水圧の経時変化、せん断応力～平均有効主応力の経路およびせん断応力～せん断ひずみ関係を液状化試験結果と比較して図 5.2.3-1 に示す。解析結果による有効応力経路が試験結果と良く一致しているだけでなく、試験結果とほぼ同程度の大きなひずみが生じていることが分かる。



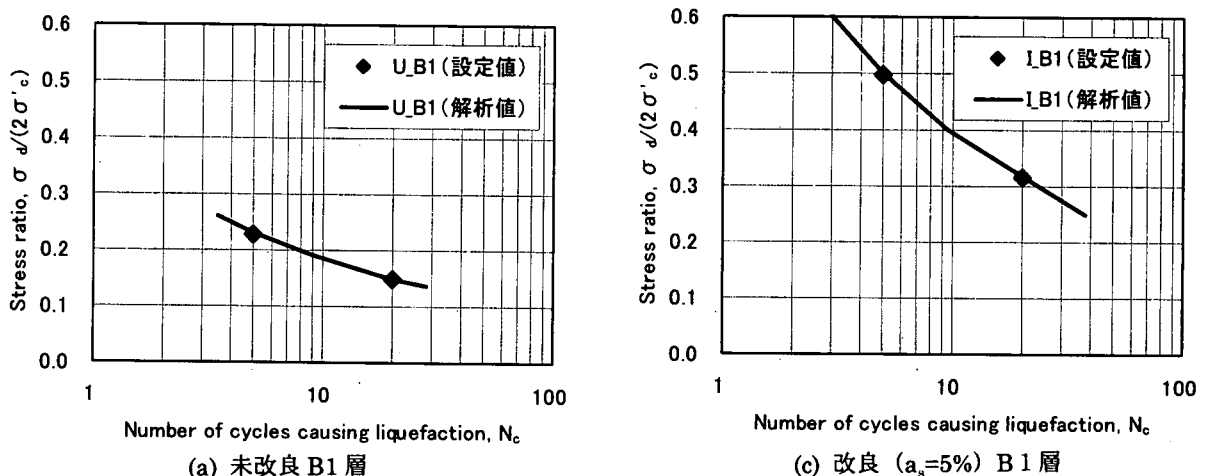
(a) 液状化試験結果

(b) 解析結果

図 5.2.3-1 液状化試験結果と STADAS による解析結果の比較

5.2.3.2 要素シミュレーション結果

要素シミュレーション結果を以下に示す。



(a) 未改良 B1 層

(c) 改良 ($a_g=5\%$) B1 層

図 5.2.3-2 要素シミュレーション結果例

5.2.3.3 初期応力解析

この解析における初期応力の算出は、以下のステップで行った。

- ① ステップ1：タンク構築前の水平成層地盤の自重解析
- ② ステップ2：タンク構築解析

解析は排水条件で実施し、境界条件は底面固定、側方鉛直ローラーとした。5.2.3.4 に後述する解析ケースのうち、ケース3以外の地盤は水平成層であるため、ステップ1の応力は所定の K_0 なるように別途計算した。ケース3では、所定の K_0 相当のポアソン比を与えて自重解析を行った。ステップ2では、動的解析に用いる物性値を用いてタンク構築解析を行った。なお、この解析では、構造物と地盤の境界にジョイント要素は設置していない。

5.2.3.4 地震応答解析結果

地震応答解析結果を図 5.2.3-3～図 5.2.3-22 及び表 5.2.3-1 に示す。なお、解析では、レーリー減衰を考慮するための係数は、 $\alpha=0.0$ 、 $\beta=0.004$ としている。以下、検討ケース毎に解析結果の考察をまとめる。

表 5.2.3-1 20 秒後のタンク沈下量一覧

ケース	番号	地震動レベル	改良条件	タンク沈下量					
				絶対沈下量(cm)			相対沈下量(cm)		
				消散考慮なし	20秒まで消散考慮	最終的な消散考慮	消散考慮なし	20秒まで消散考慮	最終的な消散考慮
基本ケース	A	L2	未改良	—	15.6	—	—	26.8	—
	B	L2	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	5.3	—	—	7.4	—
ケース1 (入力地震動)	A(1)	L1	未改良	—	1.0	—	—	1.0	—
	B(1)	L1	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	0.2	—	—	0.2	—
	A(2)	L1.5	未改良	—	10.4	—	—	15.2	—
	B(2)	L1.5	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	1.1	—	—	1.2	—
ケース2 (改良率)	(1)	L2	全面改良 $a_s=10\%$ ($K_0=1.0$)	—	1.7	—	—	2.0	—
	(2)	L2	全面改良 $a_s=20\%$ ($K_0=1.5$)	—	0.1	—	—	0.1	—
ケース2' (K_0)	(1)	L2	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=1.0$)	—	3.2	—	—	4.0	—
	(2)	L2	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=1.5$)	—	1.4	—	—	1.6	—
ケース3 (改良範囲)	(1)	L2	余改良 10m (全層) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	18.6	—	—	26.2	—
	(2)	L2	直下 (全層) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	19.6	—	—	31.2	—
	(3)	L2	余改良 10m (上層のみ) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	18.2	—	—	27.7	—
	(4)	L2	直下 (上層のみ) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	17.1	—	—	28.4	—

(1) ケース 1 (入力地震動レベルの違いがタンク沈下量に及ぼす影響)

図 5.2.3-3 に未改良地盤及び全面改良地盤における L2, L1.5, 及び L1 の入力地震動レベルと 20 秒時点のタンク沈下量の関係を示す。以下、これらの解析結果の考察について述べる。

(a) 未改良地盤

未改良地盤の沈下量は L2, L1.5, L1 で、15.6cm, 10.4cm, 1.0cm となった。図 5.2.3-9 を見ると、L2 では、地下水位以下の地盤はほぼ全層にわたって液状化しているが、タンク直下に過剰間隙水圧があまり上昇していない領域があり、幅は小さいものの、深さ方向には B 1 層から B 2 層の中間まで柱の様に伸びているのが分かる。この領域は、タンク直下の初期有効上載圧が周辺地盤よりも高かったために生じたと考えられ、解析結果のタンク沈下量が 15cm と程度と比較的小さな値になったのは、この領域の変形が小さかったためと考えられる。タンクの沈下に大きな影響を及ぼしたのは、B2 層の中の下層部分の変形と考えられる(後述する図 5.2.3-23 参照)。

未改良地盤における L1.5 の解析結果である図 5.2.3-13 を見ると、この過剰間隙水圧があまり上昇しない柱状の領域は、モデル下端にまで到達しており、モデル下端付近では若干の広がりすら見られる。L1 の解析結果である図 5.2.3-11 を見ると、タンク側方の B1 層中に、過剰間隙水圧が 95%以上となる領域が若干現れるが、タンク直下の地盤では、過剰間隙水圧は 60%程度までしか上昇していない。

(b) 未改良地盤

改良地盤については、 $a_g=5\%$ の改良で、L2 地震に対して未改良時の沈下量の 30%程度の沈下低減効果がある解析結果となった。図 5.2.3-10 を見ると、タンク直下では、B2 層の改良地盤の過剰間隙水圧が 95%以上となっており、液状化の発生がこの部分に集中していることが分かる。これは、B2 層の改良地盤の液状化強度が B1 層及び B2 層のそれよりも小さいサンドイッチ構造になっているために、この部分にひずみが集中したと考えられ、タンクの沈下に大きく影響したのは B2 層の変形と考えられる(後述する図 5.2.3-23 参照)。タンク直下の B3 層に過剰間隙水圧が 95%以下となる領域が現れるのは、タンク直下の初期有効上載圧が周辺地盤よりも高かったことによると考えられる。

図 5.2.3-14 及び図 5.2.3-12 を見ると、L1.5, L1 とも過剰間隙水圧が 95%を越える領域は現れず、L2 に対する未改良地盤の沈下量のそれぞれ 7%, 1%程度の沈下しか生じない結果となった。

(2) ケース 2 (改良率の違いが沈下量に及ぼす影響)

図 5.2.3-4 に、20 秒時点における 0% (未改良), 5%, 10%及び 20%の改良率毎のタンク沈下量を示す。

前述の図 5.2.3-10 (改良率 5%) では B2 層だけでなく B3 層においても過剰間隙水圧比が 95%を越える領域が広く現れるのに対して、図 5.2.3-15 (改良率 10%) を見ると、過剰間隙水圧比が 95%を越えるのは B2 層のみとなっており、図 5.2.3-16 (改良率 20%) では全層が過剰間隙水圧比 40%以下となっている。この結果、L2 に対する未改良地盤の沈下量の、それぞれ 10%, 0.6%程度の沈下しか生じない結果となった。

(3) ケース 2' (K_0 の違いが沈下量に及ぼす影響)

初期応力解析時の改良地盤の K_0 を変化させた場合に、解析結果の沈下量がどのように変化するかを見るため、改良率を 5%に固定し、 $K_0=1.0$, $K_0=1.5$ とした場合の解析を行った。この解析結果によるタンク沈下量を前述の $K_0=0.8$ とした基本ケース B の結果とともに図 5.2.3-5 に示す。同図には、比較のため、未改良地盤の基本ケース A の沈下量も示してある。

初期応力計算の際に設定する K_0 を大きくするほど、タンク沈下量は減少する結果となっている。図 5.2.3-10 ($K_0=0.8$)、図 5.2.3-17 ($K_0=1.0$)、図 5.2.3-18 ($K_0=1.5$) を見ると、過剰間隙水圧比分布の傾向はほぼ同じであるが、 K_0 の増大に伴って、次第に、過剰間隙水圧比は全体的に減少していくことが分かる。これは、 K_0 値が大きいほど、初期の平均有効拘束圧が大きくなるためと考えられる。なお、初期せん断力の大きさやその方向が K_0 によって変化することも影響の一つとして考えられるが、この影響の度合いや影響の現れ方については、実現象としても解明されているとは言い難く、構成則として解析に反映するのは今後の課題の一つであろう。

(4) ケース 3 (改良範囲の違いが沈下量に及ぼす影響)

本検討においても、改良範囲の影響検討のための解析を実施したが、表 5.2.3-1 中に示すように、ケース 3 の解析結果によるタンク沈下量は 17.1cm~19.6cm となり、未改良地盤におけるそれ (15.6cm) を上回る結果となった。このような結果が実地盤で生じるとは考えがたいが、この結果は、解析上生じた以下のような現象によるものと考えられる。

基本ケース A, B 及びケース 3 (1), (2) のタンク中心位置における鉛直変位(地盤沈下量)の深度分布を図 5.2.3-23 に示す。前述の通り、基本ケース A では未改良地盤の B2 層の下層部分で、基本ケース B では改良地盤の B2 層で大きな沈下が見られる。ケース 3 では、B 2 層で特に大きな沈下が認められ、この層による沈下でケース A の沈下を追い越す結果となっているのが分かる。これは、基本ケース B の説明で述べたように、相対的に液状化強度が強い土層に挟まれた液状化強度が弱い B 2 層に大きなひずみが生じたことに加え、側方の未改良地盤の液状

化の影響を受け、改良地盤内の過剰間隙水圧が大幅に上昇した（図 5.2.3-10 と図 5.2.3-19 の比較から）ことが B2 層の変形をさらに増大させたためと考えられる。また、ケース 3 において沈下の支配的要因となっている B2 層の改良地盤が、基本ケース A において沈下の支配的要因となっている未改良地盤 B2 層の下部よりもタンク底面に接近しており、タンク荷重の影響を受けやすかったことも一見不合理な解析結果の原因の一つと考えられる。

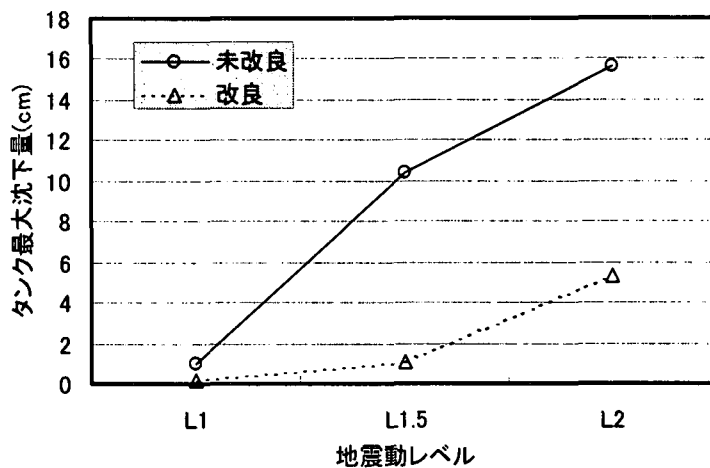


図 5.2.3-3 ケース 1 (入力地震動レベルと沈下量の関係)

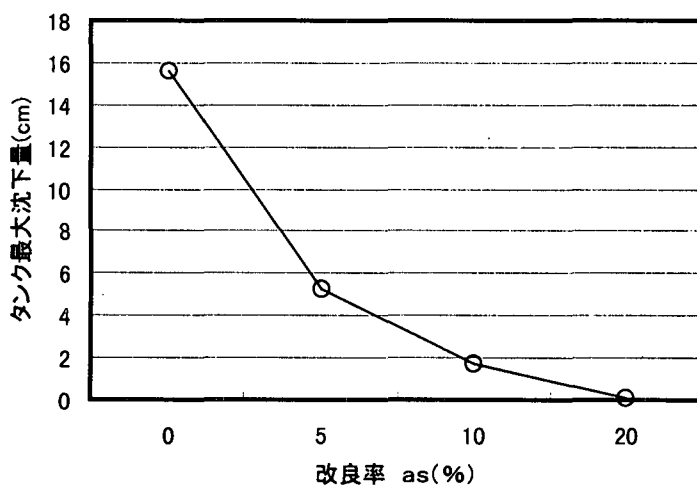


図 5.2.3-4 ケース 2 (改良率と沈下量の関係)

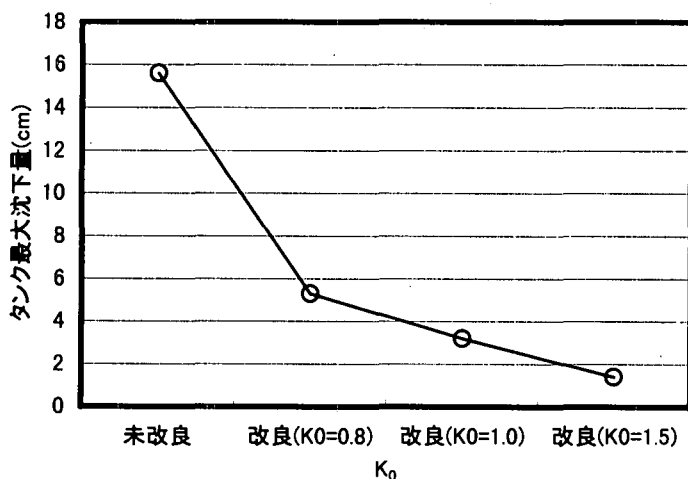


図 5.2.3-5 ケース 2' (K_0 と沈下量の関係)

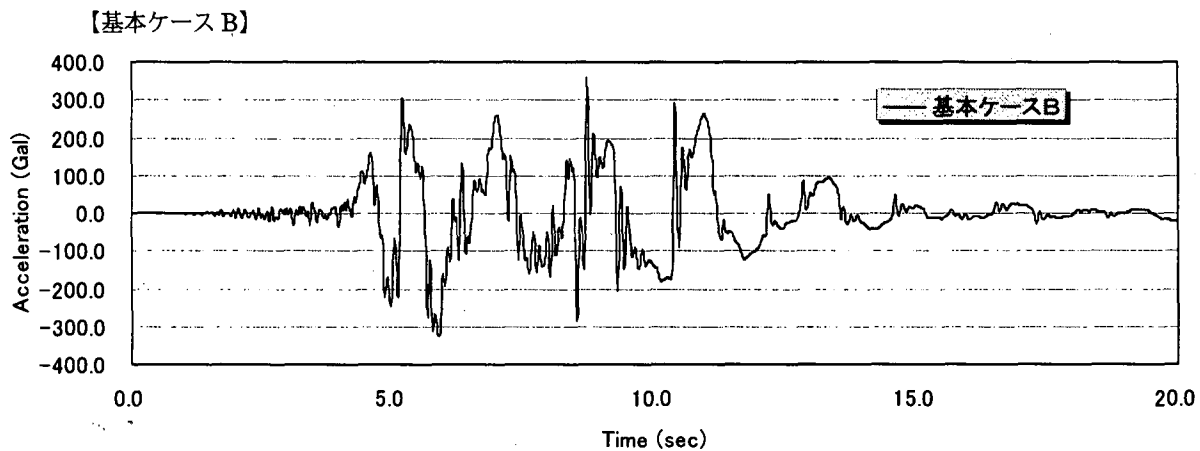
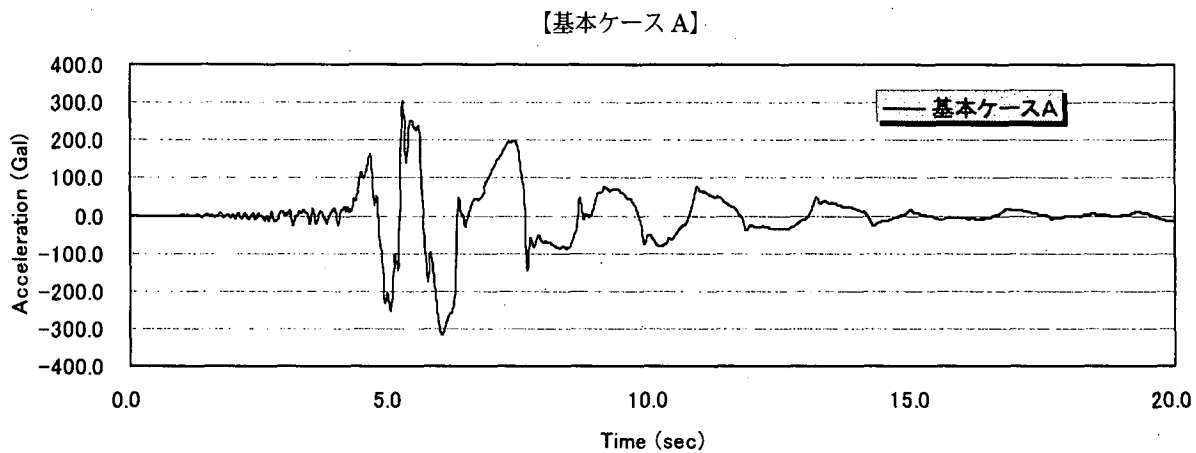


図 5.2.3-6 地表面加速度時刻歴（基本ケース A, B）

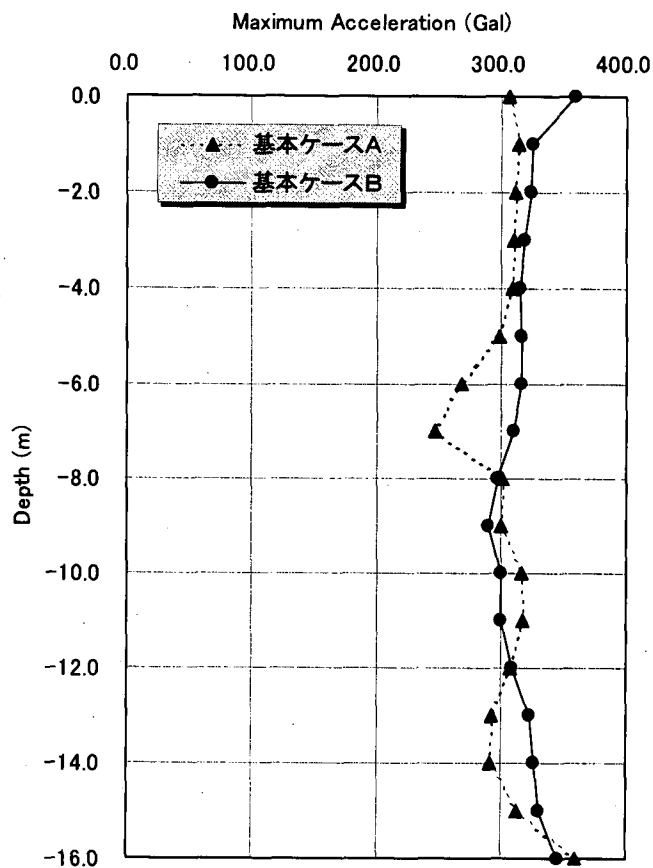


図 5.2.3-7 最大加速度の深度分布（基本ケース A, B）

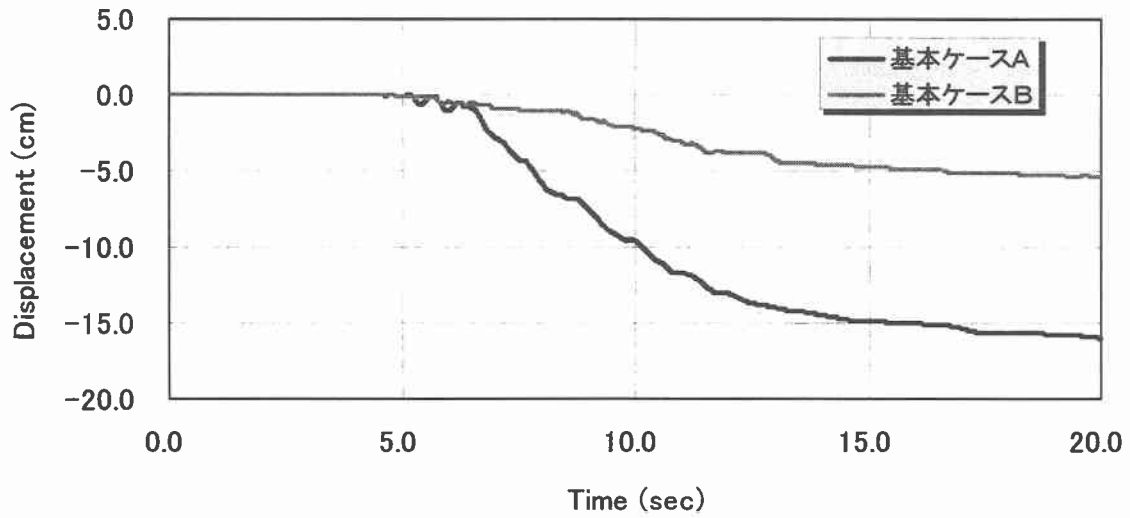
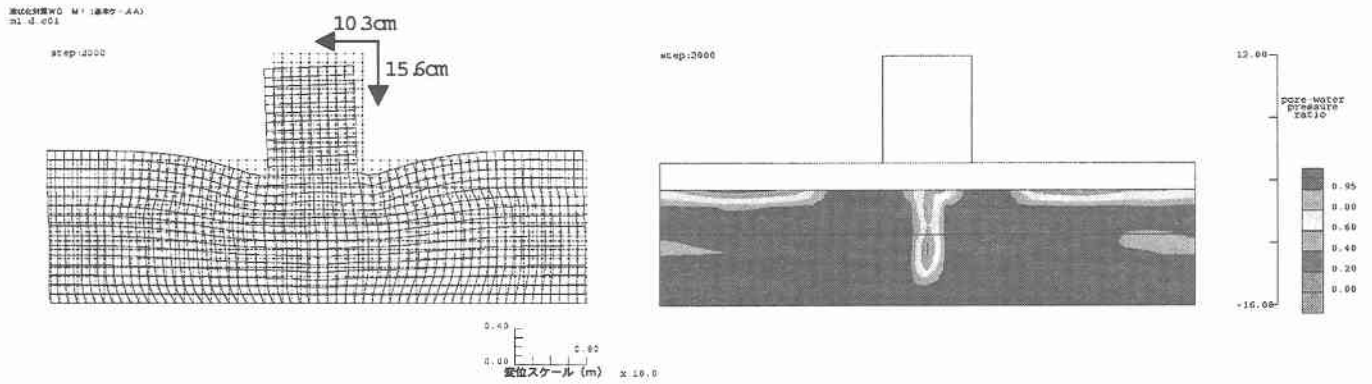


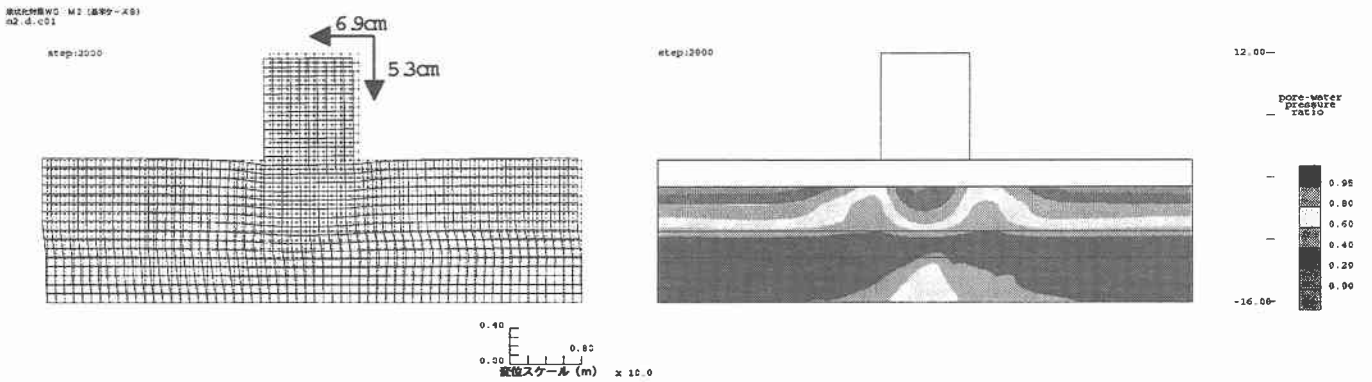
図 5.2.3-8 タンク中央部沈下量時刻歴 (基本ケース A, B)



変形図 (20 秒後)

過剰間隙水圧比 (20 秒後)

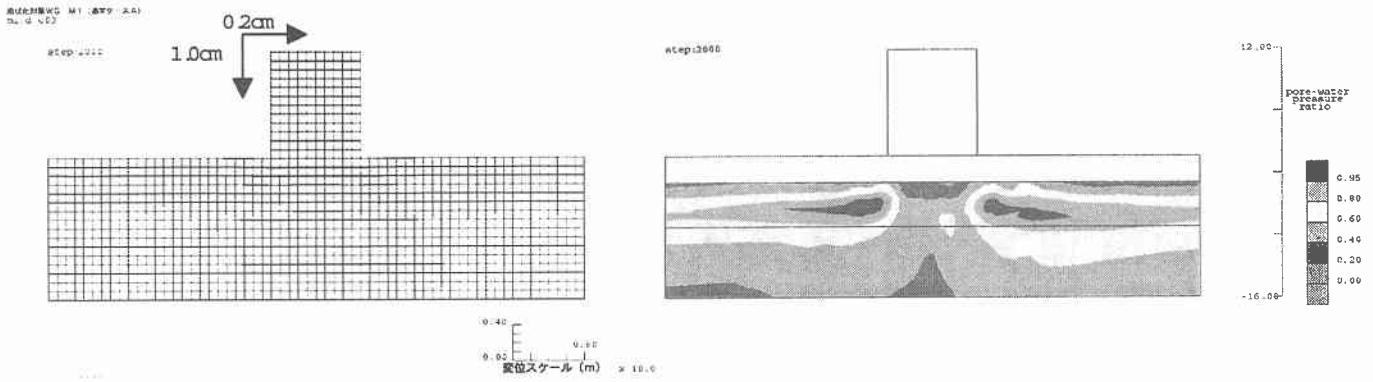
図 5.2.3-9 基本ケース A (未改良, L2)



変形図 (20 秒後)

過剰間隙水圧比 (20 秒後)

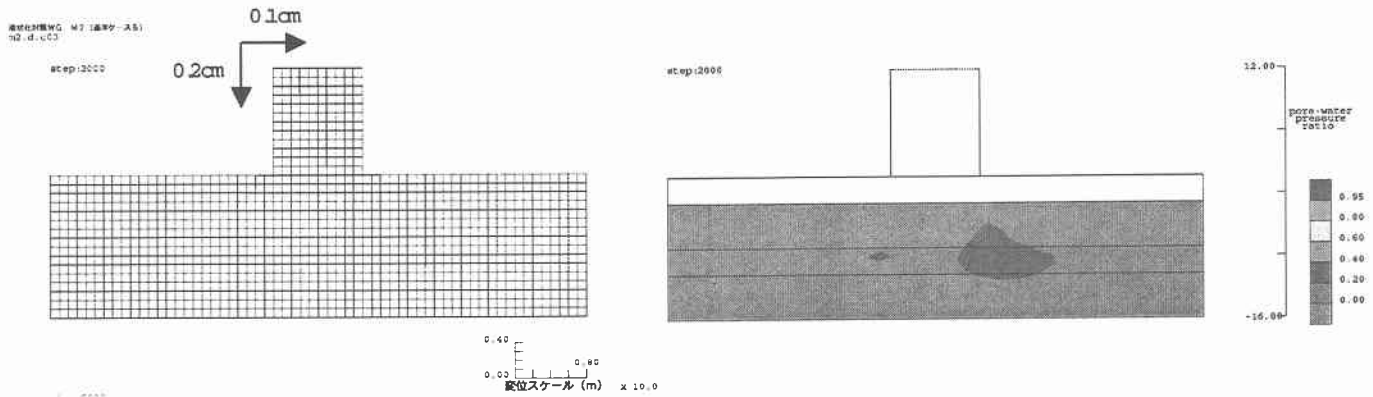
図 5.2.3-10 基本ケース B (全面改良 $a_v=5\%$, L2)



変形図 (20秒後)

過剰間隙水圧比 (20秒後)

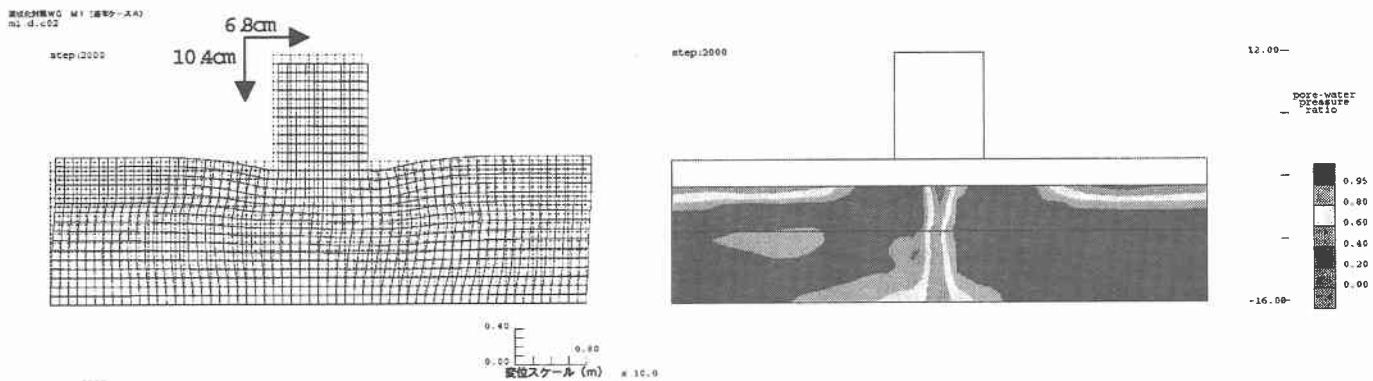
図 5.2.3-11 ケース 1A(1) (未改良, L1)



変形図 (20秒後)

過剰間隙水圧比 (20秒後)

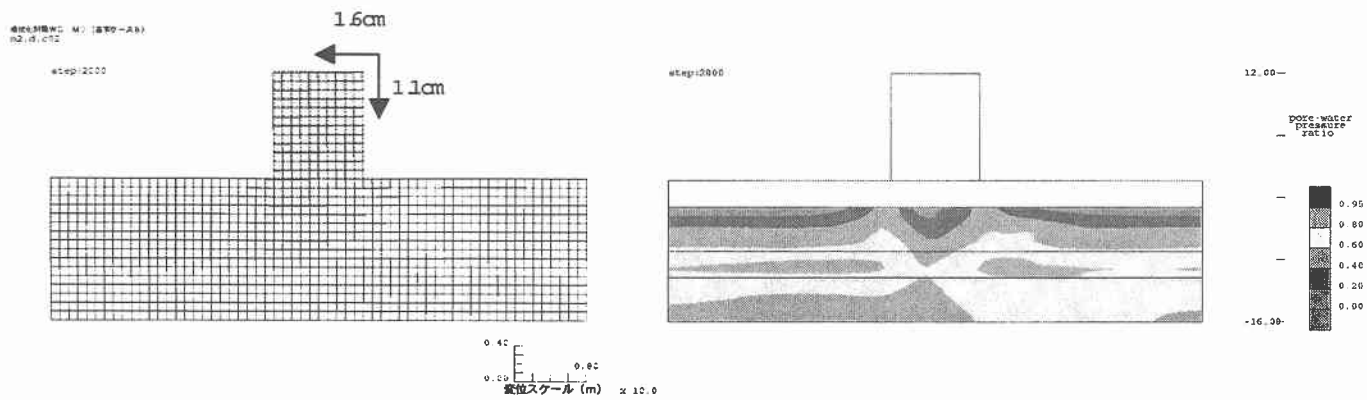
図 5.2.3-12 ケース 1B(1) (全面改良 $a_s=5\%$, L1)



変形図 (20秒後)

過剰間隙水圧比 (20秒後)

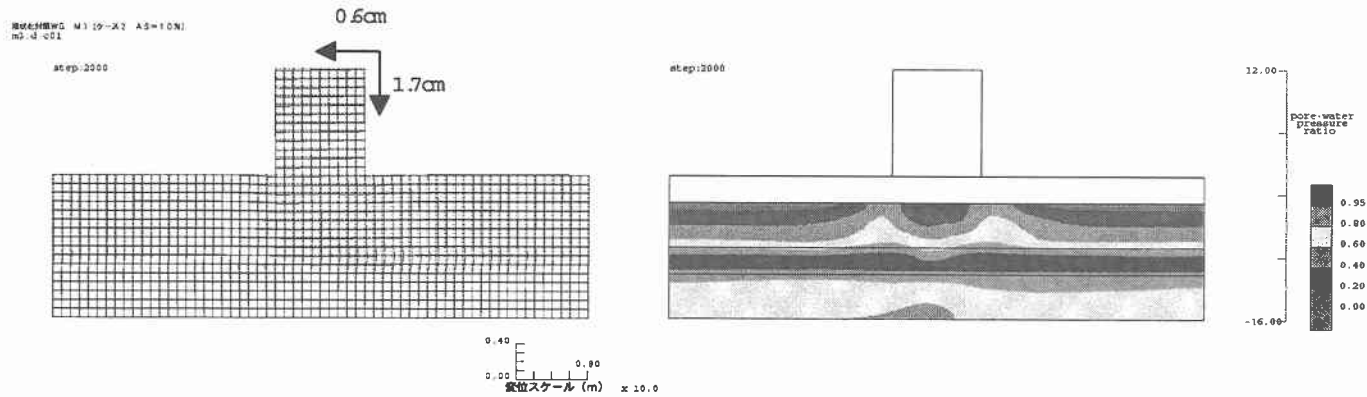
図 5.2.3-13 ケース 1A(2) (未改良, L1.5)



変形図 (20秒後)

過剰間隙水圧比 (20秒後)

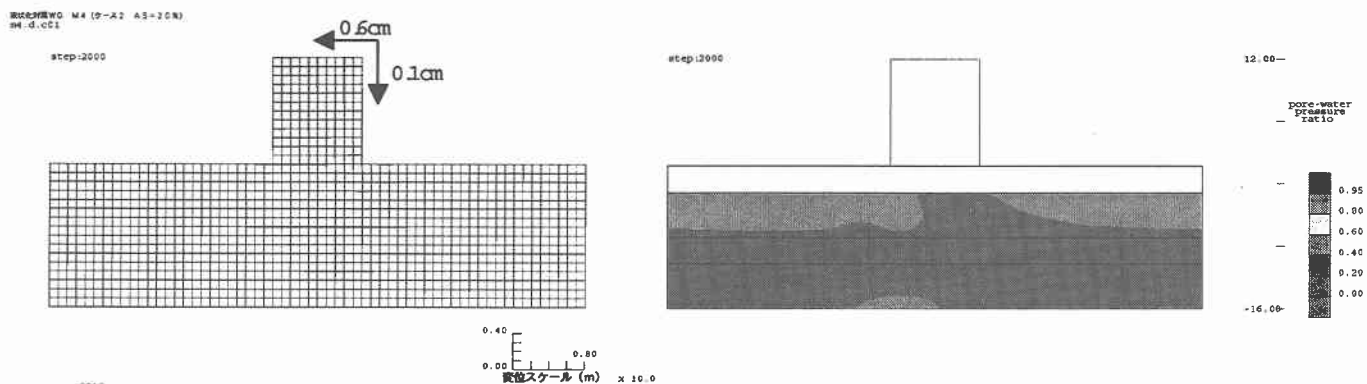
図 5.2.3-14 ケース 1 B(2) (全面改良 $a_s=5\%$, L1.5)



変形図 (20秒後)

過剰間隙水圧比 (20秒後)

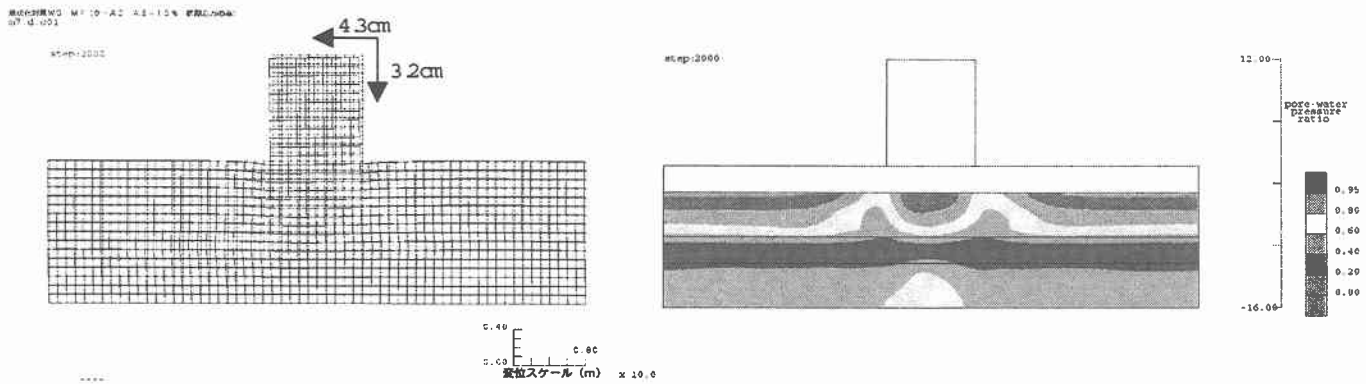
図 5.2.3-15 ケース 2 (全面改良 $a_s=10\%$, $K_0=1.0$, L2)



変形図 (20秒後)

過剰間隙水圧比 (20秒後)

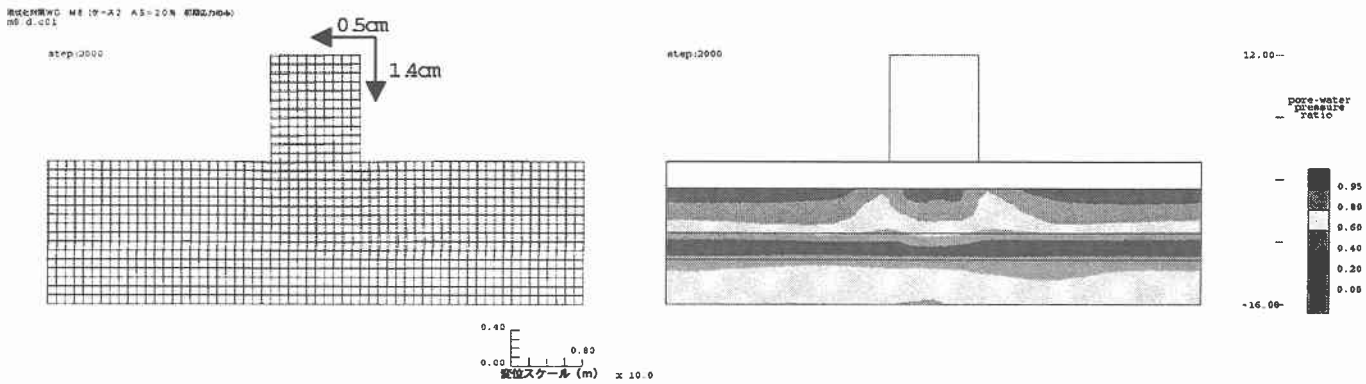
図 5.2.3-16 ケース 2 (2) (全面改良 $a_s=20\%$, $K_0=1.5$, L2)



変形図 (20秒後)

過剰間隙水圧比 (20秒後)

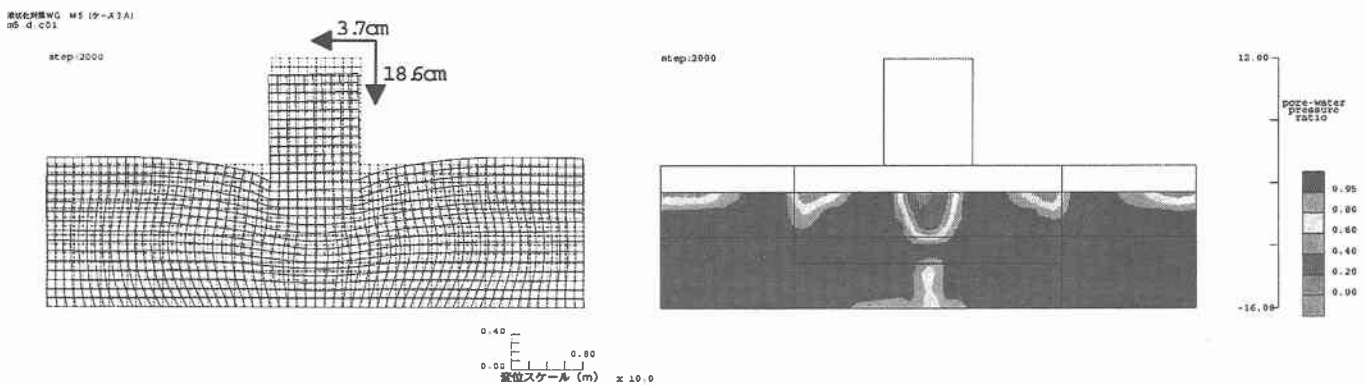
図 5.2.3-17 ケース 2'(1) (全面改良 $a_s=5\%$, $K_0=1.0$, L2)



変形図 (20秒後)

過剰間隙水圧比 (20秒後)

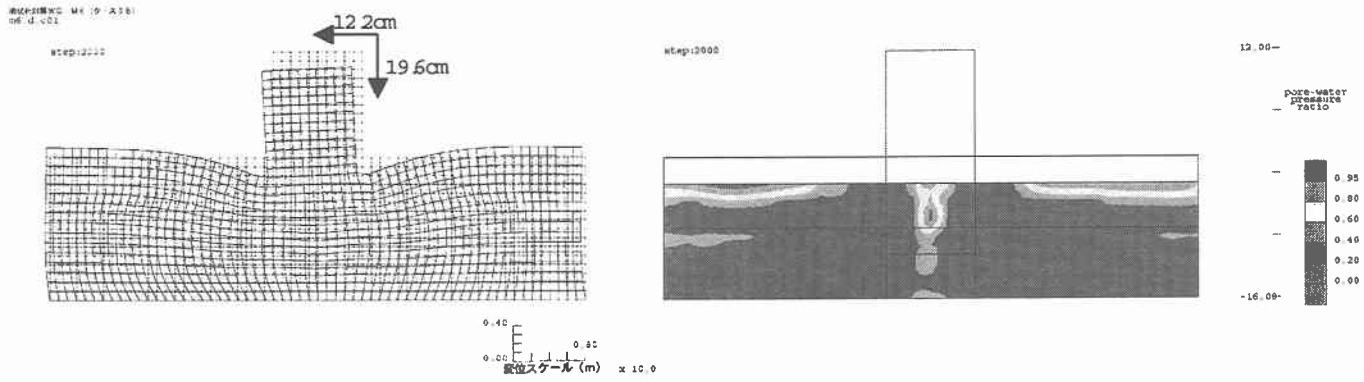
図 5.2.3-18 ケース 2'(2) (全面改良 $a_s=5\%$, $K_0=1.5$, L2)



変形図 (20秒後)

過剰間隙水圧比 (20秒後)

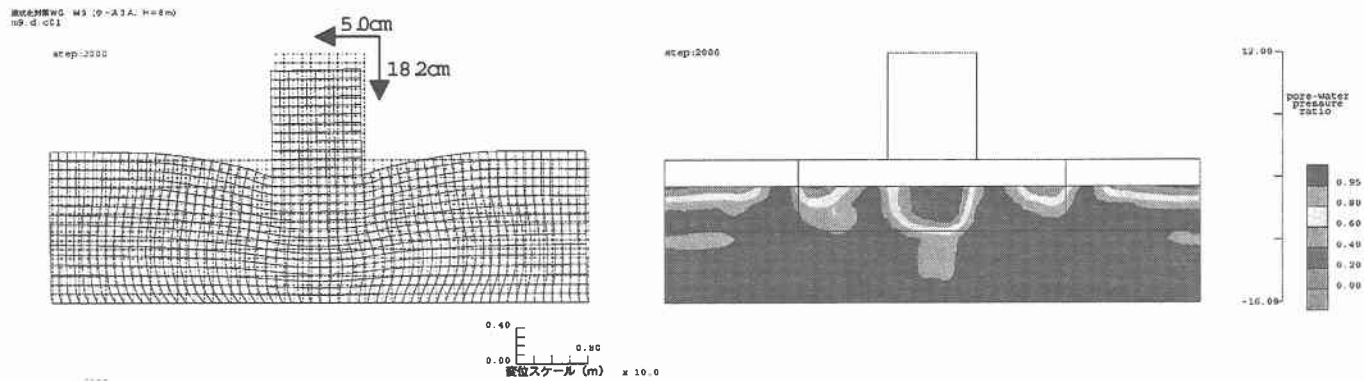
図 5.2.3-19 ケース 3(1) (余改良 10m (全層), $a_s=5\%$, L2)



変形図 (20 秒後)

過剰間隙水圧比 (20 秒後)

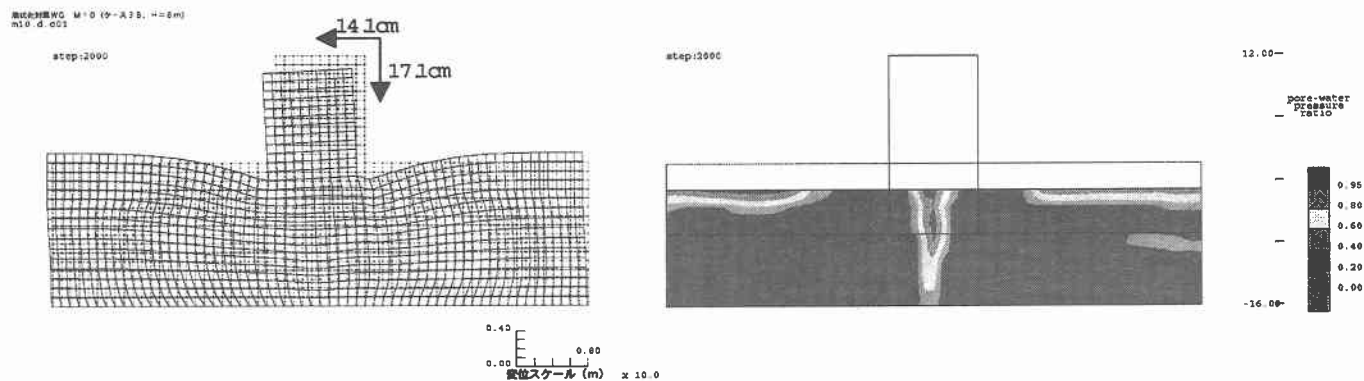
図 5.2.3-20 ケース 3(2) (直下改良 (全層) $a_s=5\%$, L2)



変形図 (20 秒後)

過剰間隙水圧比 (20 秒後)

図 5.2.3-21 ケース 3(3) (余改良 10m (上層のみ) $a_s=5\%$, L2)



変形図 (20 秒後)

過剰間隙水圧比 (20 秒後)

図 5.2.3-22 ケース 3(4) (直下改良 (上層のみ) $a_s=5\%$, L2)

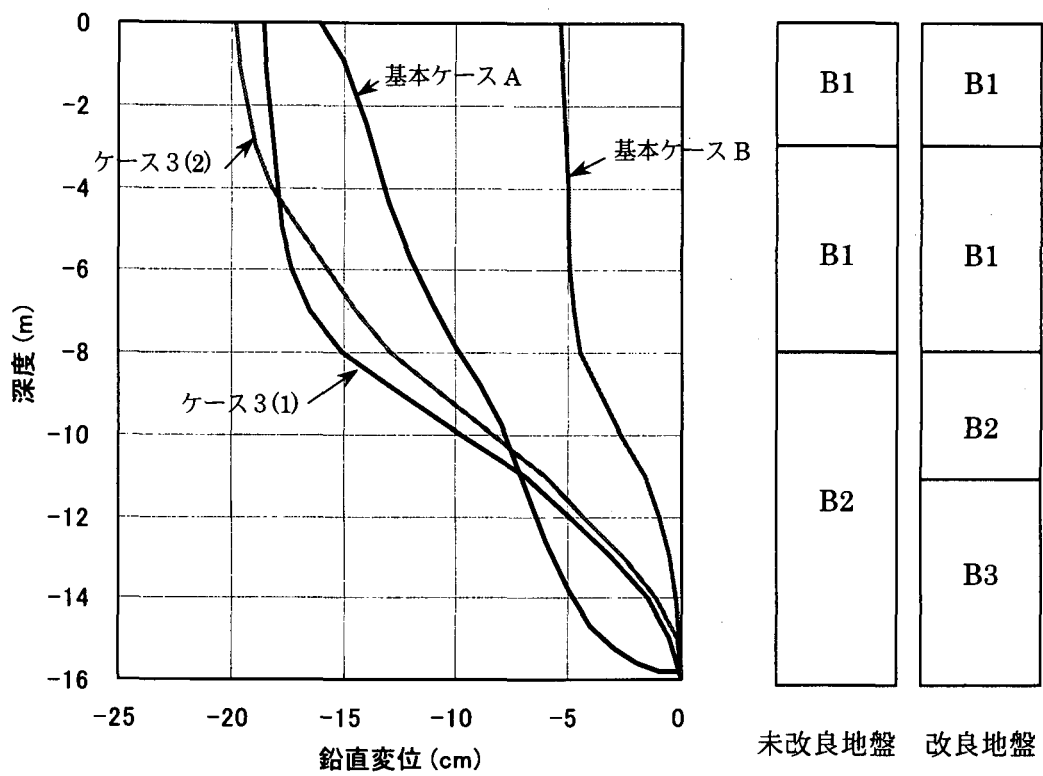


図 5.2.3-23 タンク直下の地盤の鉛直変位の深度分布
(基本ケース A, B 及びケース 3(1), (2))

5.2.4 LIQCA

5.2.4.1 プログラムの概要^{14), 15)}

LIQCA は、液状化地盤を含む地盤 構造物系の動的相互作用が考慮可能な FEM 解析プログラムであり、Biot の二相混合体理論による土・水連成の動的な支配方程式に、液状化地盤を対象とした土の構成則として、砂の繰返し弾塑性モデルを組み込んだものである。Biot の二相系の式には、未知数の取り方や近似の方法によって、様々な定式化があるが、LIQCA では固相の変位 u と間隙水圧 p を変数とする u - p 形式を用いている。

また、LIQCA では、場の方程式の離散化として、つり合い式の空間離散化には有限要素法を、連続式の間隙水圧の項の空間離散化には差分法を用いており、時間離散化には Newmark の β 法を用いている。

以下に、LIQCA の特徴と、砂の繰返し弾塑性モデルの概要を示す。

① LIQCA の特徴

- ・ 有限要素法に基づく、土・水連成の有効応力解析プログラムであり、時間領域で地震応答解析を行うものである。
- ・ 砂の繰返し弾塑性モデルによって、液状化する地盤要素（平面ひずみ要素）がモデル化できる。
- ・ 構造要素として、杭および矢板等をモデル化できるビーム要素や、要素間の剥離およびすべりが表現できるジョイント要素が組み込まれている。
- ・ 境界条件は、土骨格に対して変位固定境界、粘性境界および繰返し境界が設定でき、間隙水に対して水頭固定境界および流量 0 の非排水境界が設定可能である。

② LIQCA における砂の繰返し弾塑性モデルの概要

- ・ 弾塑性理論を基本としたモデルである。
- ・ 非線形移動硬化則を適用し、硬化関数を塑性偏差ひずみ増分に応じて変化させることによって、応力ひずみ関係を表現している。
- ・ 応力空間上において過圧密境界曲面を定義することにより、有効応力低下に伴う擬似的な過圧密領域を規定している。
- ・ 非関連流動則に基づく塑性ポテンシャルと過圧密境界曲面によって、ストレス ダイレイタンス特性を表現し、塑性体積ひずみ（過剰間隙水圧）の発生量を制御している。
- ・ 応力径路が変相線を越えた後のせん断ひずみ量の増加は、ひずみ量に応じた剛性の低減によって表現している。

5.2.4.1 要素シミュレーション結果

要素シミュレーション結果例を以下に示す。

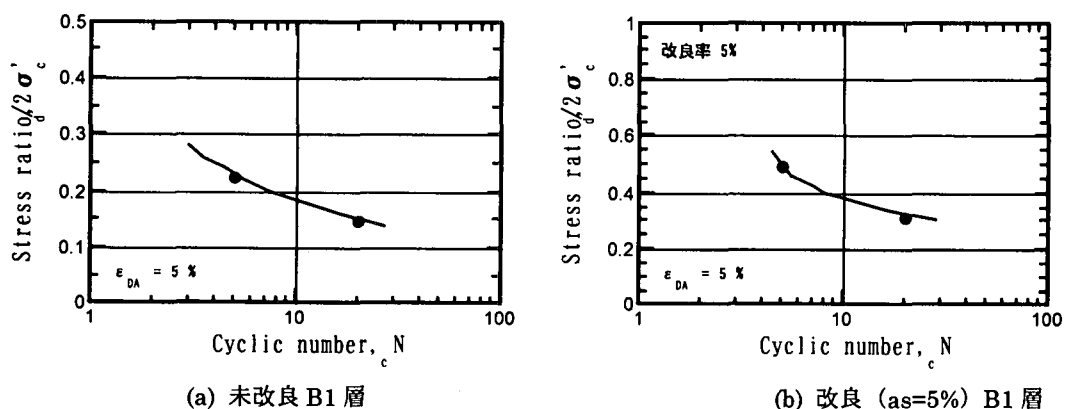


図 5.2.4-1 要素シミュレーション結果例

5.2.4.3 地震応答解析結果

地震応答解析結果を図 5.2.4-2～5.2.4-20、表 5.2.4-1 に示す。各ケースの解析結果は以下の通り。

表 5.2.4-1 20 秒後のタンク沈下量一覧

ケース	番号	地震動レベル	改良条件	タンク沈下量					
				絶対沈下量(cm)			相対沈下量(cm)		
				消散考慮なし	20秒まで消散考慮	最終的な消散考慮	消散考慮なし	20秒まで消散考慮	最終的な消散考慮
基本ケース	A	L2	未改良	—	69.8	—	—	93.1	—
	B	L2	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	35.5	—	—	50.4	—
ケース1 (入力地震動)	A(1)	L1	未改良	—	14.3	—	—	9.6	—
	B(1)	L1	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	2.2	—	—	2.3	—
	A(2)	L1.5	未改良	—	42.6	—	—	53.5	—
	B(2)	L1.5	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	10.6	—	—	11.3	—
ケース2 (改良率)	(1)	L2	全面改良 $a_s=10\%$ ($K_0=1.0$)	—	7.0	—	—	8.2	—
	(2)	L2	全面改良 $a_s=20\%$ ($K_0=1.5$)	—	1.0	—	—	1.0	—
ケース3 (改良範囲)	(1)	L2	余改良 10m (全層) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	31.7	—	—	27.7	—
	(2)	L2	直下 (全層) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	46.8	—	—	61.0	—
	(3)	L2	余改良 10m (上層のみ) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	46.5	—	—	66.9	—
	(4)	L2	直下 (上層のみ) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	—	74.8	—	—	99.6	—

(1) 基本ケース

図 5.2.4-5～図 5.2.4.8 に加速度応答、沈下時刻歴、図 5.2.4-9、5.2.4-10 に 20 秒時点での変位分布および過剰間隙水圧比分布を示す。各検討ケースにおける結果は以下のとおり。

- ・ 20 秒時点でのタンクの沈下量は、ケース A で 69.8cm、ケース B で 35.5cm であり、地盤改良により沈下が抑制されていた。
- ・ 加振中における過剰間隙水圧の発生状況に差があるものの、20 秒時点ではケース A、B ともタンク直下地盤の一部を除いてほぼ全面的に過剰間隙水圧比が 1.0 付近まで達していた。
- ・ タンクの沈下経時変化から (図 5.2.4-7)、改良の有無による沈下量の差は加振初期から主要動までの比較的初期段階での沈下挙動による違いであると考えられ、ほぼ全面的に過剰間隙水圧比が上昇している加振後半部分 (15 秒以降) では、両者ともほぼ同様の沈下経時変化を示していた。

(2) ケース1 (入力地震動レベルの違いによるタンク沈下量に及ぼす影響)

- ・ 未改良地盤では入力地震動レベルが大きい程タンクの沈下量は大きく、L1 で 14.3cm、L2 で 69.8cm と約 4.8 倍もの違いが見られた (図 5.2.4-2)。これは、入力レベルの違いによる地盤の過剰間隙水圧の発生状況 (水圧比最大値の分布) の違いによるものと思われる。
- ・ 改良地盤についても入力地震動レベルの増加に伴いタンク沈下量が増加しているが、いずれの入力レベルにおいても未改良地盤よりも沈下量が抑えられていた。特に、タンク沈下経時変化 (図 5.2.4-8(a))、水圧比分布 (図 5.2.4-12、5.2.4-14) などから、L1、L1.5 において沈下抑制効果が大きいことがわかる。

(3) ケース2 (改良率による沈下量への影響)

- ・ 改良率が $a_s=0, 5, 10, 20\%$ と増加するに従い 20 秒時のタンク沈下量は 69.8, 35.5, 7.0, 1.0cm と急激に小さくなり、改良効果が顕著に見られた (図 5.2.4-3、5.2.4-8(b))。特に改良率 $a_s=20\%$ の場合には、過剰間隙水圧の上昇がほとんど見られなかった (図 5.2.4-16)。

(4) ケース3 (改良範囲による沈下量への影響)

- ・ 20 秒時点でのタンク沈下量を比較すると、直下改良よりも余改良の沈下が抑制され、いずれの場合も上層のみよりも全層改良の方が沈下が抑制される傾向であった (図 5.2.4-4, 5.2.4-8(c)).
- ・ タンク直下の上層改良は、主要動の終了する 13 秒までは基本ケース A より沈下が小さいものの、20 秒時点では逆転していた。これは、タンクによる上載荷重が改良直下の地盤に集中したため、局所的なせん断変形が大きくなった影響と思われる (図 5.2.4-8(c), 図 5.2.4-20).
- ・ 基本ケース B (改良率 $a_s=5\%$ 、全面改良) において、L2 地震動に対し全面的に過剰間隙水圧が 1.0 付近まで上昇していた点を考慮すると、改良範囲と沈下抑制効果については改良率を上げて検討すべきであったと思われる。

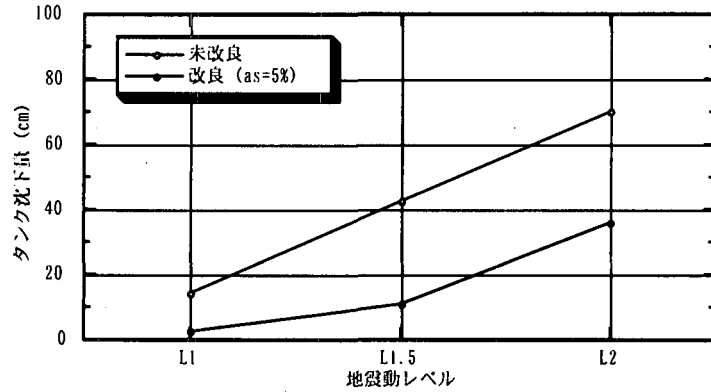


図 5.2.4.2 ケース 1 (入力地震動レベルと沈下量の関係)

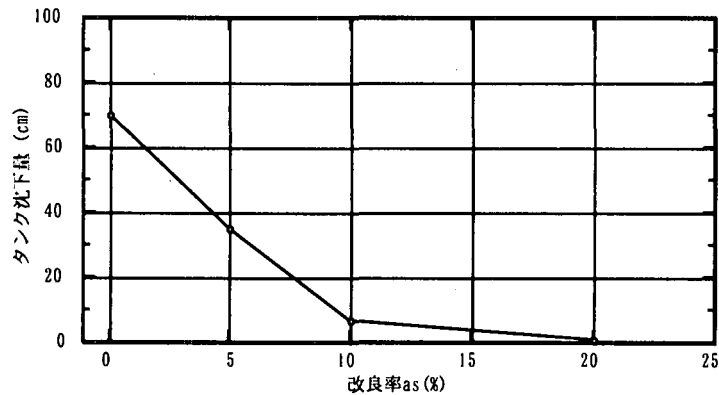


図 5.2.4.3 ケース 2 (改良率と沈下量の関係)

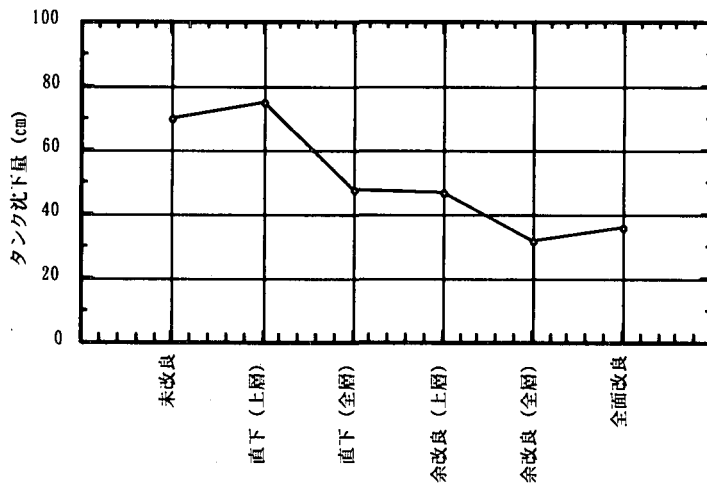
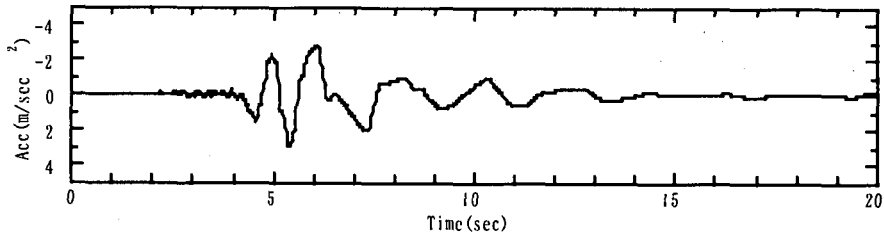
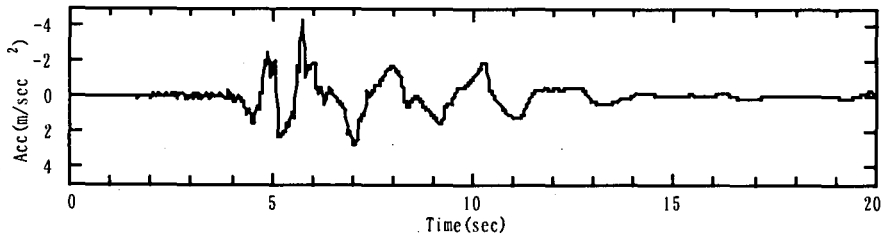


図 5.2.4.4 ケース 3 (改良範囲と沈下量の関係)

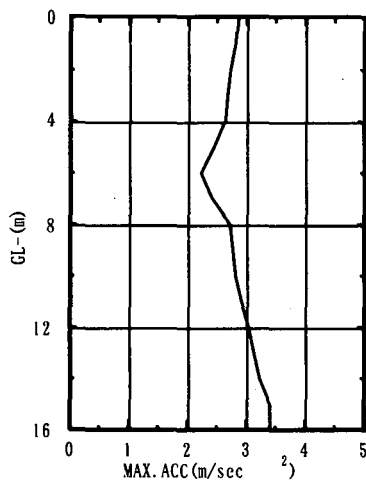


(a) 基本ケースA

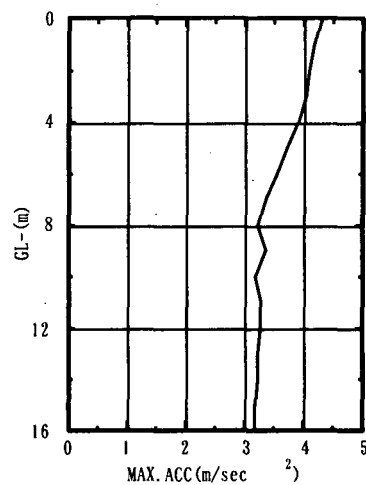


(b) 基本ケースB

図 5.2.4-5 地表面加速度時刻歴



(a) 基本ケースA



(b) 基本ケースB

図 5.2.4-6 最大加速度の深度分布

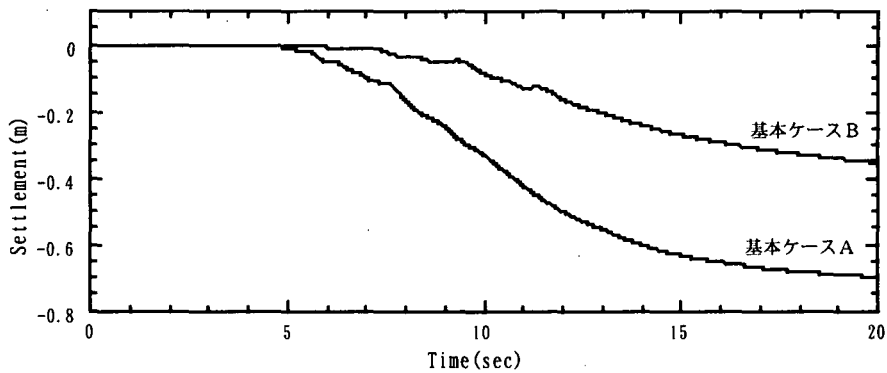
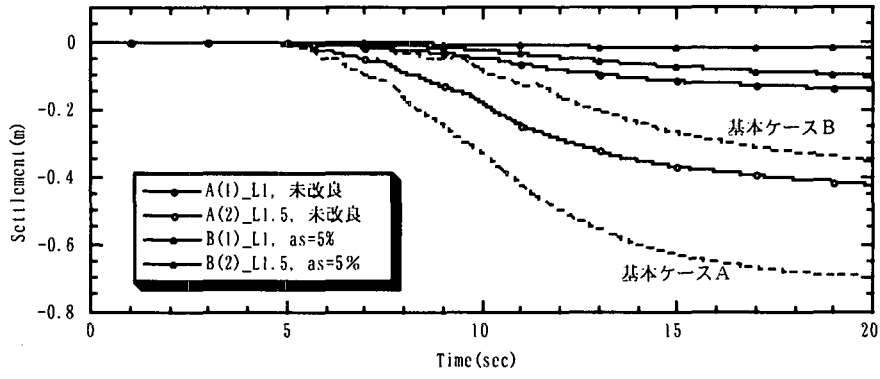
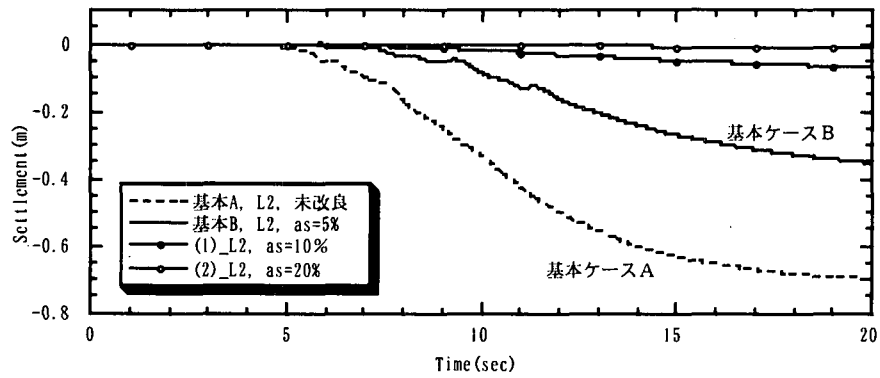


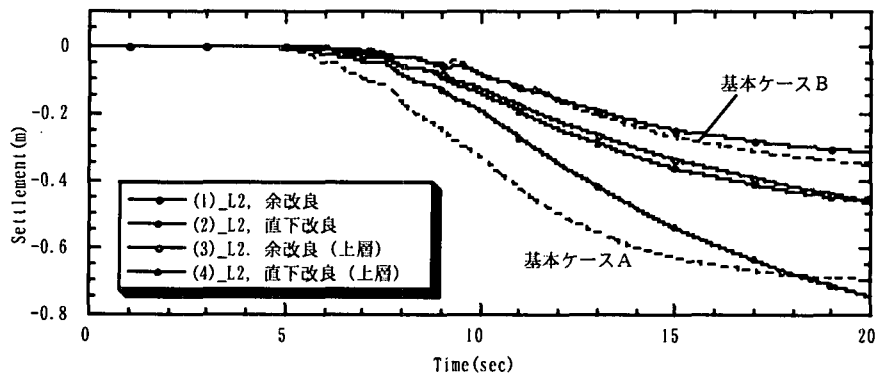
図 5.2.4-7 タンク中央の沈下時刻歴 (基本ケースA, B)



(a) ケース 1 (入力地震動レベルと沈下量の関係)

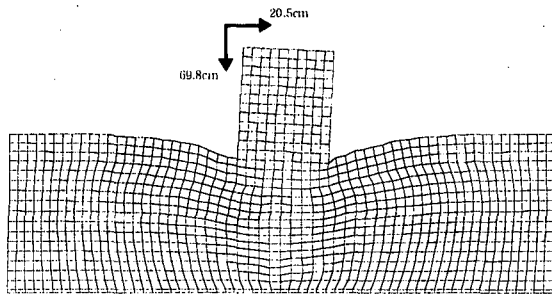


(b) ケース 2 (改良率と沈下量の関係)

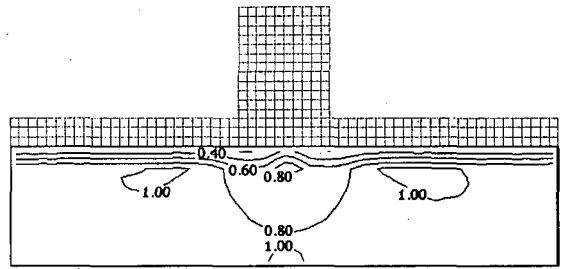


(c) 改良範囲と沈下量の関係

図 5.2.4-8 タンク中央の沈下時刻歴

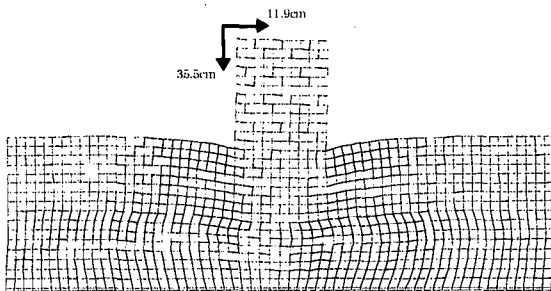


変形図 (3倍拡大)

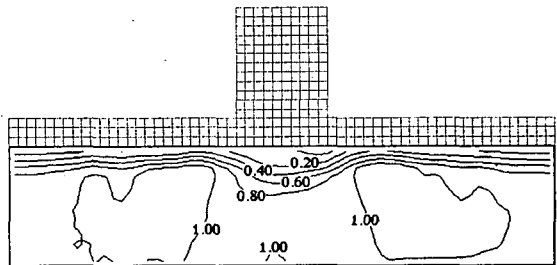


過剰間隙水圧比分布

図 5.2.4-9 基本ケース A (未改良, L2, 20sec)

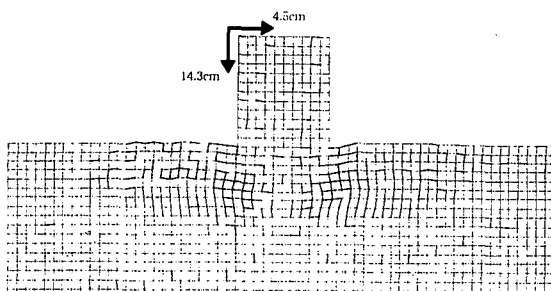


変形図 (3倍拡大)

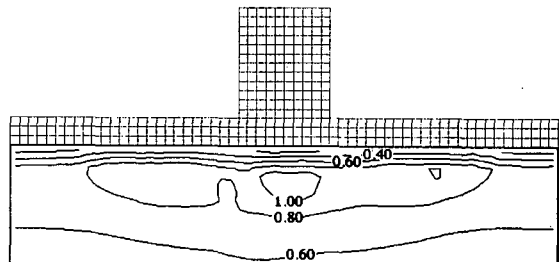


過剰間隙水圧比分布

図 5.2.4-10 基本ケース B (全面改良 $a_s=5\%$, L2, 20sec)

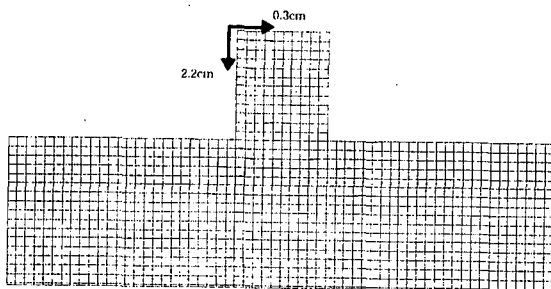


変形図 (3倍拡大)

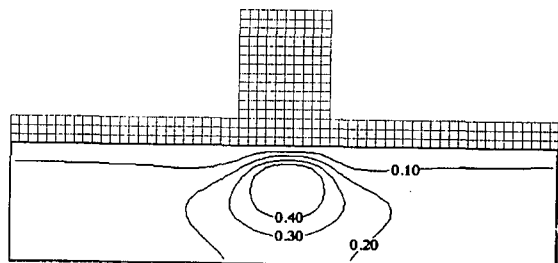


過剰間隙水圧比分布

図 5.2.4-11 ケース 1A(1) (未改良, L1, 20sec)

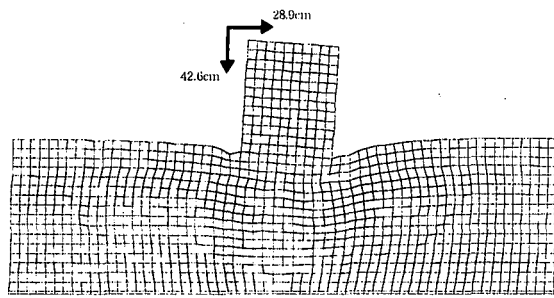


変形図 (3倍拡大)

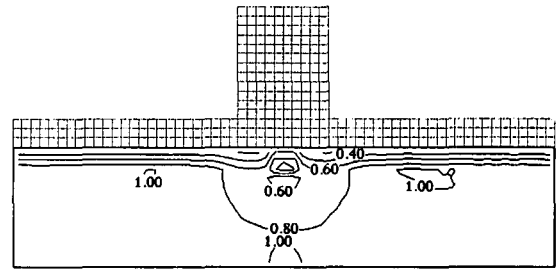


過剰間隙水圧比分布

図 5.2.4-12 ケース 1B(1) (全面改良 $a_s=5\%$, L1, 20sec)

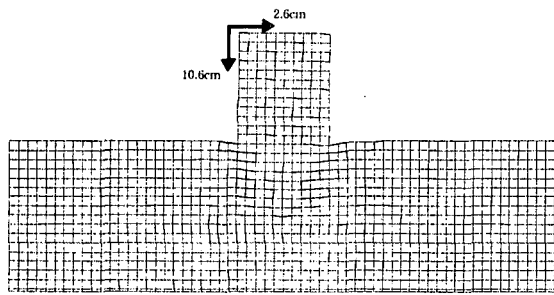


変形図 (3倍拡大)

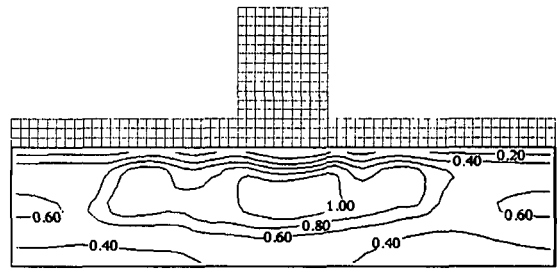


過剰間隙水圧比分布

図 5.2.4-13 ケース 1A(2) (未改良, L1.5, 20sec)

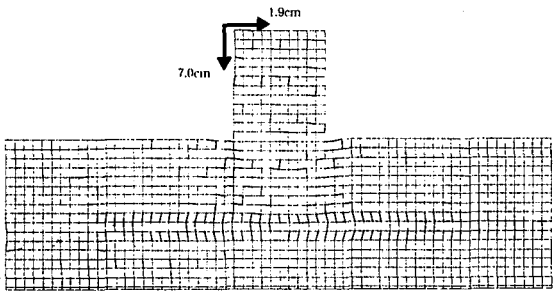


変形図 (3倍拡大)

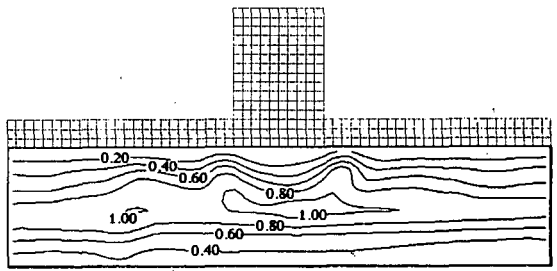


過剰間隙水圧比分布

図 5.2.4-14 ケース 1B(2) (全面改良 $a_s=5\%$, L1.5, 20sec)

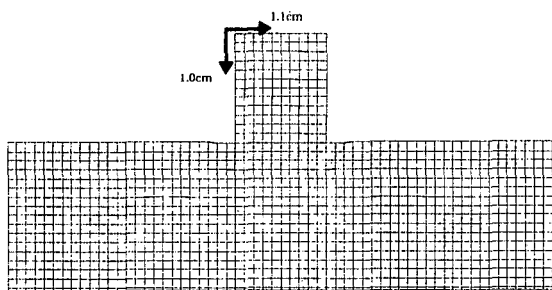


変形図 (3倍拡大)

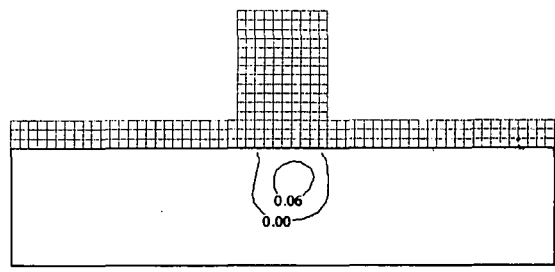


過剰間隙水圧比分布

図 5.2.4-15 ケース 2 (全面改良 $a_s=10\%$, L2, 20sec)

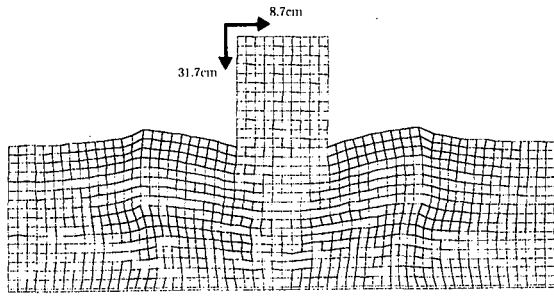


変形図 (3倍拡大)

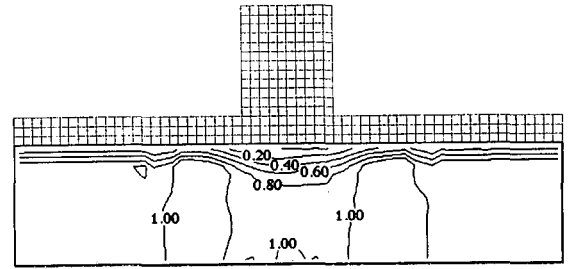


過剰間隙水圧比分布

図 5.2.4-16 ケース 2 (全面改良 $a_s=20\%$, L2, 20sec)

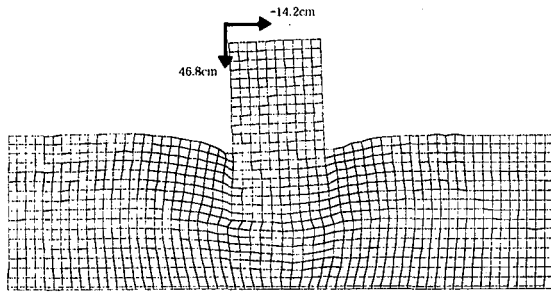


変形図 (3倍拡大)

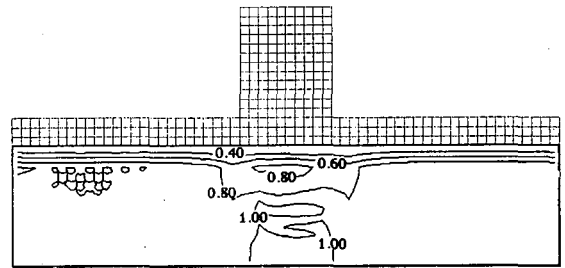


過剰間隙水圧比分布

図 5.2.4-17 ケース 3(1) (余改良 10m (全層), $a_s=5\%$, L2, 20sec)

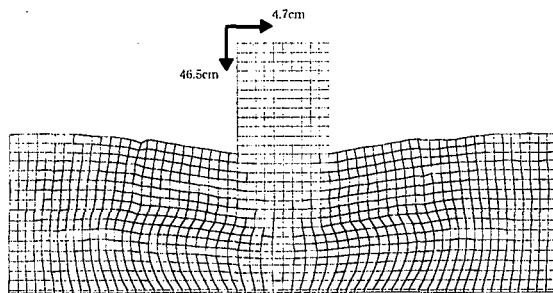


変形図 (3倍拡大)

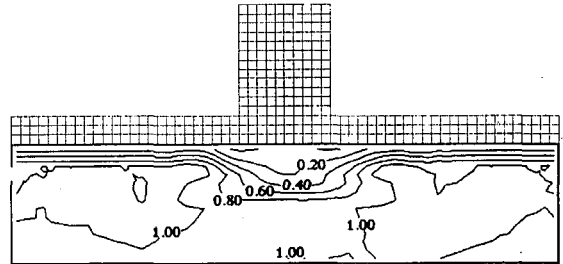


過剰間隙水圧比分布

図 5.2.4-18 ケース 3(2) (直下改良 (全層) $a_s=5\%$, L2, 20sec)

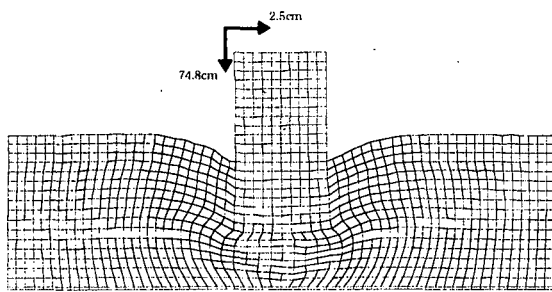


変形図 (3倍拡大)

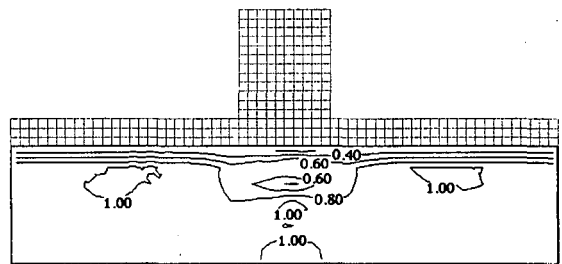


過剰間隙水圧比分布

図 5.2.4-19 ケース 3(3) (余改良 10m (上層のみ) $a_s=5\%$, L2, 20sec)



変形図 (3倍拡大)



過剰間隙水圧比分布

図 5.2.4-20 ケース 3(4) (直下改良 (上層のみ) $a_s=5\%$, L2, 20sec)

5.2.5 DIANA

5.2.5.1 プログラムの概要

汎用 FEM 解析プログラム DIANA に組み込まれた金谷・西モデルの概要を示す。金谷・西モデル¹⁶⁾は、弾塑性構成関係に立脚し、中間主応力の影響や繰返し載荷挙動を改良するために相対応力比¹⁷⁾が導入され、かつ、過剰間隙水圧、および、せん断ひずみの蓄積が促進されるよう工夫が施された有効応力モデルである。なお、解析に用いたモデルは 3 次元に対応した破壊時、変相時相対応力比の算定や、塑性剛性の低減方法は元論文とは若干相違があるが、大部分は元論文を参照しているため金谷・西モデルと呼ぶこととする。以下にモデルの概要を示す。

降伏関数 f 、塑性ポテンシャル g は

$$\begin{aligned} f &= \eta^* \\ g &= \frac{\eta^*}{M_m} - \ln \sigma_m' \end{aligned} \quad (1)$$

で定義される。ここで η^* は関口・太田により提案された相対応力比、 M_m は変相時の相対応力比、 σ_m' は平均有効応力である。繰返し時の相対応力比は初期偏差応力、初期平均有効応力の代わりに応力反転点の応力により定義される。硬化関数は

$$\sqrt{2I_2} = \frac{d\eta^*}{G^* (1 - \eta^* / M_f)} \quad (2)$$

で表される。 η^* は塑性偏差ひずみ増分、 G^* は塑性剛性、 M_f は破壊時の相対応力比で(4)式は、相対応力比と塑性偏差ひずみが双曲線関係にあることを示している。繰返し載荷時は、相似比 2 の Masing-rule が適用される。ストレス-ダイレタンス関係は

$$\frac{dV_d}{\sqrt{2I_2}} = \alpha (M_m - \eta^*) \quad (3)$$

で定式化され、 dV_d は塑性体積ひずみ増分である。 α は単調載荷時には 1.0 で、繰返し載荷時はパラメータ m^* により $0 \leq \alpha \leq 1.0$ の範囲で変化する。過剰間隙水圧、および、せん断ひずみの蓄積を目的に塑性剛性を低下させる定式化が(5)式によりなされている。

$$G^* = G_0^* \cdot \exp(-\beta_1 \int \sqrt{2I_2}) \quad (4)$$

$\int \sqrt{2I_2}$ は偏差塑性ひずみ増分の積分値、 G_0^* は塑性剛性の初期値、 β はパラメータで β が大きいほど塑性剛性が低下し、液状化し易くなる。塑性剛性の低下に関しては、急激な剛性低下により計算結果が不安定になることを防止するため、基準量を $\int \sqrt{2I_2}$ から塑性偏差ひずみの最大値に変更した。

5.2.5.2 要素シュミレーション

未改良地盤、改良地盤の要素シミュレーション結果を図 5.2.5-1 に示す。本解析では入力波の特性を考慮して繰返し回数 5 回時の繰返し応力比の実験結果を優先的にフィッティングした。解析パラメータを表 5.2.5-1 に示す。なお、B1 層の地下水位以浅の層は事前に行った解析でタンク近傍の土要素に応力集中による不安定現象が起こるため、せん断波速度より求めたせん断剛性の 1/2 の値をもち、B1 層と同じポアソン比を持つ弾性要素を用いることとした。

表 5.2.5-1 解析に用いたパラメーター

改良有無	区分	ν	κ^*	m^* (1/Pa)	$G0^*$	β	Φ_p (deg.)	Φ_f (deg.)
未改良地盤	B1(地下水下)	0.3	0.002	1.00E+06	4000	300	33.5	41.8
	B2	0.3	0.002	1.00E+06	6000	300	32.4	39.5
改良地盤	B1(地下水下)	0.25	0.003	1.00E+06	9000	80	33.5	42.3
	B2	0.25	0.003	1.00E+06	7000	180	32.1	42.4
	B3	0.25	0.003	1.00E+06	8000	150	32.6	43.3

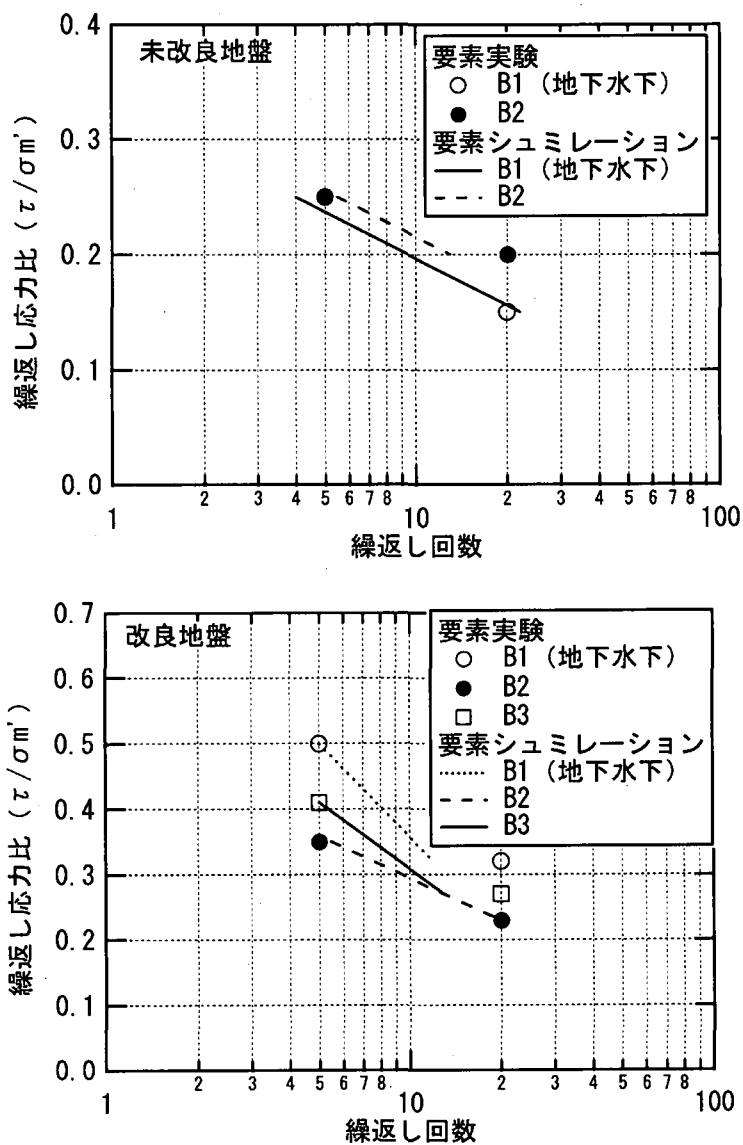


図 5.2.5-1 要素シミュレーション結果

5.2.5.3 地震応答結果

表 5.2.5-2 および図 5.2.5-2 に基本ケースとケース 1 におけるタンクの沈下量をまとめて示す。基本ケースのタンクの最大沈下量は未改良に比べて、改良地盤の沈下量が小さいことがわかる。最大値を比較すれば未改良で 27.8cm, 改良地盤で 19.5cm であり、本解析では改良により沈下が 1/2 強にしか抑えられてない。これは、解析が非排水条件で行われたことおよび、液状化後の再圧密を評価していないためであると考えられる。地盤改良により液状化後の収縮特性は大幅に改善されていると考えられるため、消散時の圧密量を加味すれば改良効果がさらに現れるものと考えられる。また、未改良、改良地盤とも地振動レベルが大きくなると沈下量が増加していくが、沈下量は入力地振動の増加とともに線形に増加しているわけではなく、未改良地盤では L1.5 と L2 の差が小さくなり頭打ちの傾向となっている。一方、改良地盤では L1.5 レベルから L2 レベルの間に沈下量が急激に増加する傾向を示している。

図 5.2.5-3 および図 5.2.5-4 に未改良地盤および改良地盤における自由地盤とみなせる位置（側方境界より 10m 位置）の地表面加速度時刻暦を示す。改良地盤では後述する過剰間隙水圧分布にあるように完全液化化に至った層が少ないために未改良地盤に比べて大きな加速度が発生している。未改良地盤では入力レベルが大きくなるにつれ、5 秒以降に液化化に伴う加速度の長周期化がみられた。

図 5.2.5-5 にはタンク中央部の鉛直変位の時刻歴を示す。どのケースにおいてもタンク中央部の沈下量は表 5.2.5-2 に示した最大沈下量よりも小さい値を示しているが、これはタンクが傾斜しながら沈下しているためである。また、タンクの沈下は主要動の第 1 波目の 5 秒付近から発生し、主要動が終息する 15 秒付近からは沈下量が頭打ちとなる傾向がみられた。未改良地盤の L2 レベルのケースでは、タンクのロッキング運動により、時刻暦に振動成分が現れていることがみてとれる。

図 5.2.5-6～図 5.2.5-11 には実施したすべてのケースの地震終了時（20 秒時）の変形図ならびに過剰間隙水圧比分布を示す。ここでは変位のスケールはすべてのケースにおいて統一して表示した。変形モードは図-5.2.5-9 の改良地盤 L1 レベルのケースを除いて、紙面左側に傾斜をした不同沈下の傾向を示している。これは、地震動の方向性が関係し、最初に大きなダメージを受けた側に変形が残留したものと考えられる。この傾向は側方境界における変形が紙面左側に残留していることとも整合している。また地表面の鉛直変位はタンク近傍では沈下、タンクから離れた位置では隆起した傾向となっている。一方でタンク下の地盤は要素の剛性低下により圧縮され、側方に流動するような変形モードを示している。過剰間隙水圧比はタンク直下では地盤の側方への変形が拘束されていないため過剰間隙水圧比が低い状態になっている。この傾向は改良、未改良地盤に共通する傾向である。タンクから離れた位置の地盤では未改良地盤 A では全層がほぼ液化化状態となっているため、水平残留変位は最下層（B2 層底部）より発生しているのに対し、改良地盤では相対的に液化化強度が小さく過剰間隙水圧が他の部分より高い B2 層の底部より変形が発生している。タンク直下より若干離れた位置で過剰間隙水圧が他の部分より高くなっている領域が見られるが、この領域は初期応力解析においてタンク自重によるせん断応力が発生した位置とほぼ整合している。

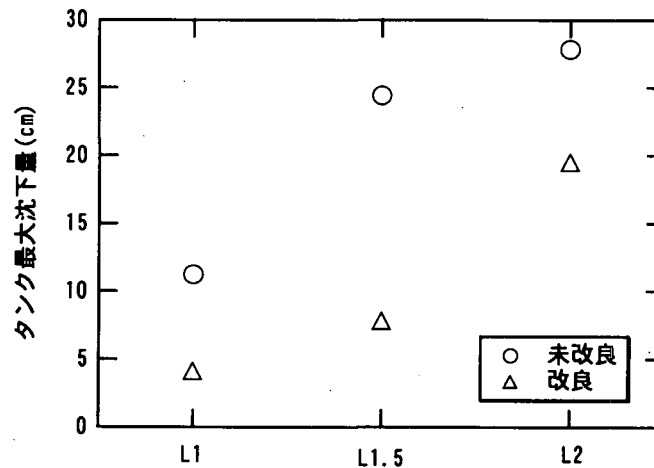


図 5.2.5-2 タンク最大沈下量と地震動レベルの関係

表 5.2.5-2 20秒後のタンク沈下量一覧表

ケース	番号	地震動レベル	改良条件	タンク沈下量					
				絶対沈下量(cm)			相対沈下量(cm)		
				消散考慮なし	20秒まで消散考慮	最終的な消散考慮	消散考慮なし	20秒まで消散考慮	最終的な消散考慮
基本ケース	A	L2	未改良	27.8	—	—	—	—	—
	B	L2	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	19.5	—	—	—	—	—
ケース1 (入力地震動)	A(1)	L1	未改良	11.2	—	—	—	—	—
	B(1)	L1	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	4.1	—	—	—	—	—
	A(2)	L1.5	未改良	24.4	—	—	—	—	—
	B(2)	L1.5	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	7.8	—	—	—	—	—

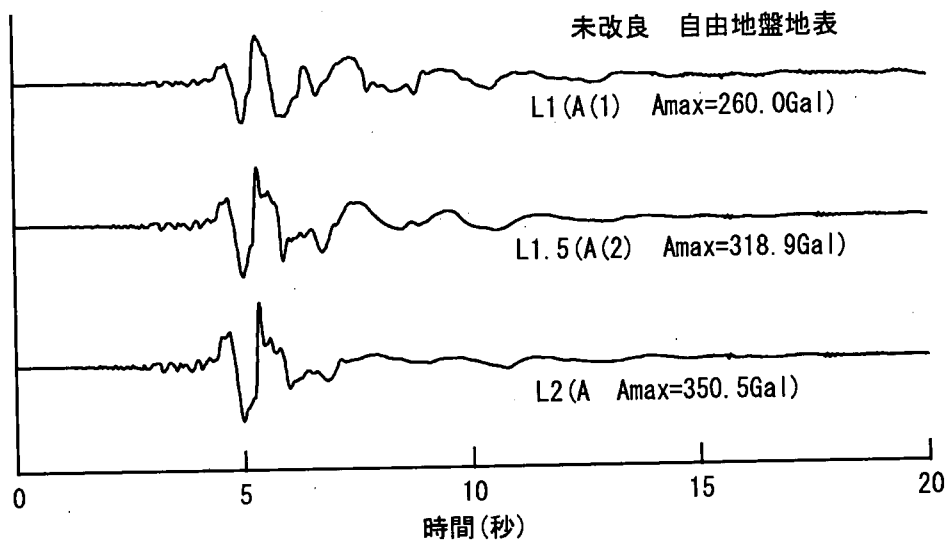


図 5.2.5-3 自由地盤地表面の加速度時刻歴 (未改良地盤)

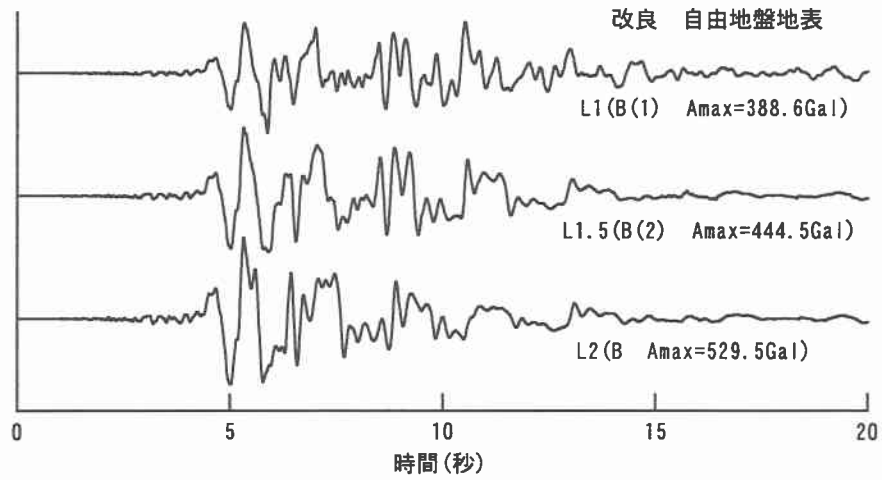


図 5.2.5-4 自由地盤地表面の加速度時刻歴 (改良地盤)

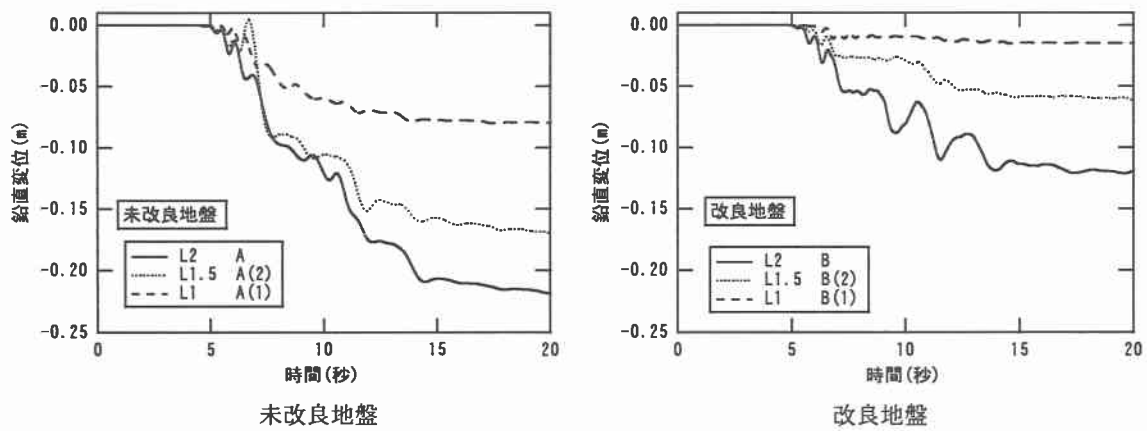
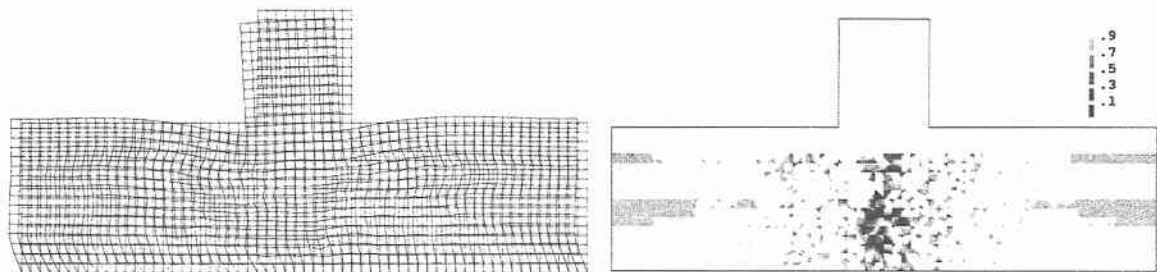


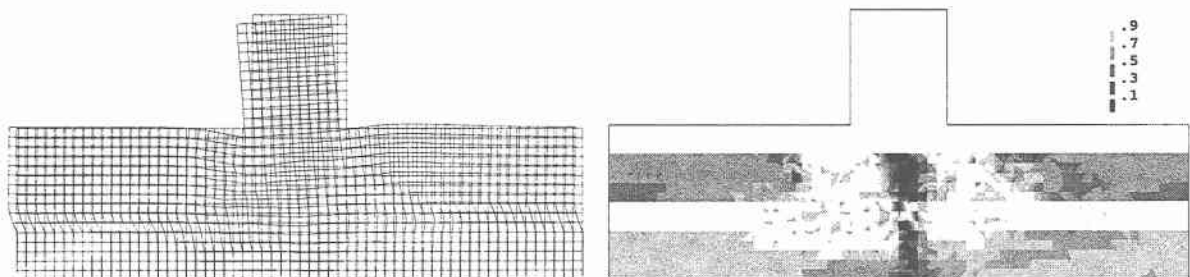
図 5.2.5-5 タンク中央部の鉛直変位時刻歴



変形図 (20 秒後, 5 倍拡大)

過剰間隙水圧比 (20 秒後)

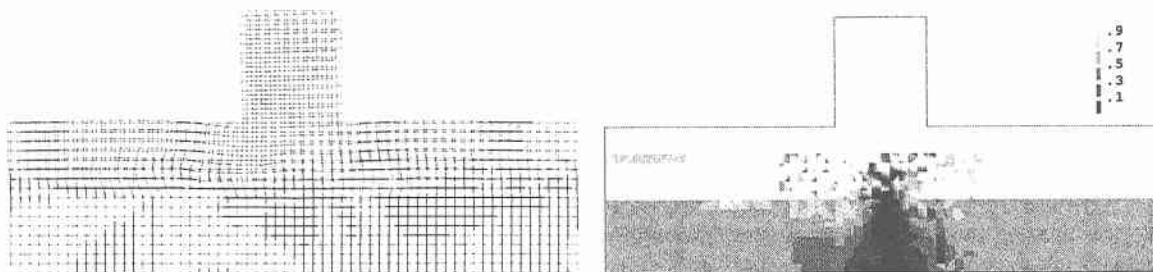
図 5.2.5-6 基本ケース A (未改良地盤 L2) の変位・過剰間隙水圧分布



変形図 (20 秒後, 5 倍拡大)

過剰間隙水圧比 (20 秒後)

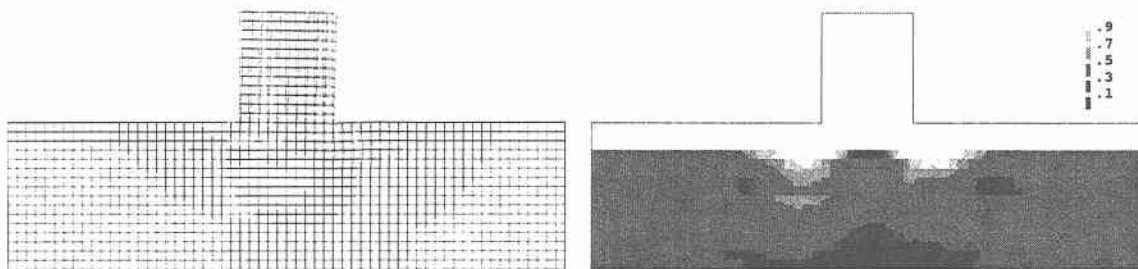
図 5.2.5-7 基本ケース B (改良地盤 L2) の変位・過剰間隙水圧分布



変形図 (20 秒後, 5 倍拡大)

過剰間隙水圧比 (20 秒後)

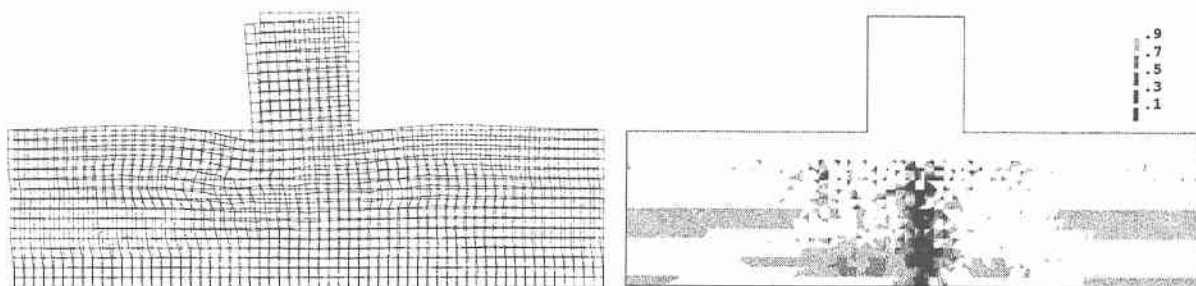
図 5.2.5-8 ケース 1 A(1) (未改良地盤 L1) の変位・過剰間隙水圧分布



変形図 (20 秒後, 5 倍拡大)

過剰間隙水圧比 (20 秒後)

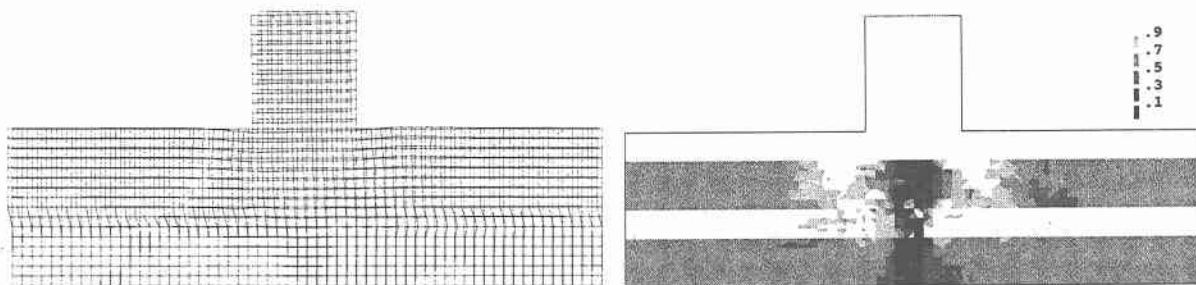
図 5.2.5-9 ケース 1 B(1) (改良地盤 L1) の変位・過剰間隙水圧分布



変形図 (20 秒後, 5 倍拡大)

過剰間隙水圧比 (20 秒後)

図 5.2.5-10 ケース 1 A(2) (未改良地盤 L1.5) の変位・過剰間隙水圧分布



変形図 (20 秒後, 5 倍拡大)

過剰間隙水圧比 (20 秒後)

図 5.2.5-11 ケース 1 B(2) (改良地盤 L1.5) の変位・過剰間隙水圧分布

5.2.5.4 まとめ

基本ケースでは最大沈下量は未改良地盤では 27.8cm, 改良地盤では 19.5cm であった。またタンクの沈下は片側への傾斜を伴う変形モードを示し、タンク際の地盤では側方にはらむような地盤の変形モードが見られた。過剰間隙水圧比はタンク直下では低い値を示し、初期せん断応力が大きい領域では他の領域よりも高くなる傾向が見られた。

5.2.6 NUW2

5.2.6.1 プログラムの概要

本プログラムの解析手法は、Biotの2相混合体理論に基づき、土-水2相系の構成式と間隙水圧発生に関するモデルとして井合らによる、ひずみ空間における多重せん断機構モデル¹⁸⁾を組み込んだ、有限要素法によるものであり、秋吉らにより、2次元有効応力プログラムNUW2 (Nonlinear $u-w$ analysis in 2-dimension) として開発されている¹⁹⁾。

この解析プログラムでは、基礎式としてBiotの2相混合体理論に基づいた土粒子骨格と間隙水圧の2つの運動方程式から、間隙水圧の慣性項を無視した $u-w$ 形式(変位 u と間隙水の土粒子に対する相対変位 w とする定式化)の基礎方程式を導いている。また、構成式としては、井合氏らが開発した増分形の応力-ひずみ関係(砂質土のサイクリックモビリティとダイレイタンスモデル)¹⁸⁾を採用している[これらの詳細については文献¹⁹⁾を参照]。図5.2.6-1は、解析に用いた基本モデルの有限要素メッシュの模式図を表している。

表5.2.6-1および表5.2.6-2は、それぞれ未改良地盤モデルおよび改良地盤モデルにおける材料定数と液状化パラメータを表している。解析を実施したケースは、図5.2.6-1に示す基本モデルにおいて未改良地盤と全面改良地盤の2ケースで、両ケースに対して入力加速度最大値が 4 m/s^2 と 2 m/s^2 の場合についてそれぞれ解析を行った。

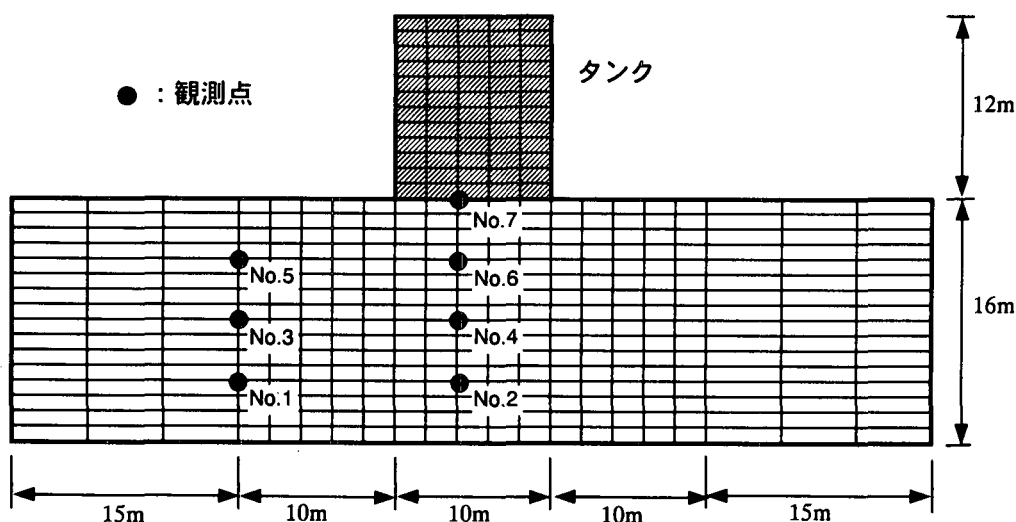


図 5.2.6-1 解析モデルのメッシュ分割図

表 5.2.6-1 未改良地盤の材料定数と液状化パラメータ

深さ (m)	y方向の 透水系数 $k(\text{m/s})$	x方向の 透水系数 $k(\text{m/s})$	単位体積 重量 (N/m^3)	内部 摩擦角 $f(^{\circ})$	静的せん 断剛性 G_{mo} (KPa)	間隙率 e	動的せん 断係数 (KPa)
0-3	2.0×10^{-5}	2.0×10^{-5}	18500	41.8	37044	0.2780	81127
3-5	2.0×10^{-5}	2.0×10^{-5}	21300	41.8	62713	0.2780	87801
5-8	2.0×10^{-5}	2.0×10^{-5}	21300	41.8	62713	0.2780	73281
8-11	1.1×10^{-4}	1.1×10^{-4}	21200	39.5	86400	0.2857	84168
12-15	1.1×10^{-4}	1.1×10^{-4}	21200	39.5	86400	0.2857	74341
15-16	1.1×10^{-4}	1.1×10^{-4}	21600	39.8	106480	0.2620	84206

粘性抵抗 $C=0$ (KPa) 静的ポアソン比 0.33 水の圧縮係数 2.0×10^{-6} (KPa)

Reyleigh damping =0.0 =0.004

動的ポアソン比 0.33

深さ (m)	P1	P2	w1	S1	C1	変相角 $\phi_p(^{\circ})$	Damping
0-3	0.5	0.82	21.00	0.005	1.00	33.5	0.02
3-5	0.5	0.83	19.90	0.005	1.03	33.5	0.02
5-8	0.5	0.96	8.93	0.005	1.42	33.5	0.02
8-11	0.5	0.91	12.53	0.005	1.26	32.4	0.02
12-15	0.5	0.98	7.93	0.005	1.47	32.4	0.02
15-16	0.5	1.02	5.50	0.005	1.60	33.1	0.02

表 5.2.6-2 改良地盤の材料定数と液状化パラメータ

深さ (m)	y方向の 透水係数 k(m/s)	x方向の 透水係数 k(m/s)	単位体積 重量 (N/m ³)	内部 摩擦角 f (°)	静的せん 断剛性 G _{mo} (KPa)	間隙率 e	動的せん 断係数 (KPa)
0-3	1.5*10 ⁻⁵	1.5*10 ⁻⁵	19400	42.3	38808	0.2366	75062
3-5	1.5*10 ⁻⁵	1.5*10 ⁻⁵	21800	42.3	80142	0.2366	100108
5-8	1.5*10 ⁻⁵	1.5*10 ⁻⁵	21800	42.3	80142	0.2366	83604
8-11	1.2*10 ⁻⁵	1.2*10 ⁻⁶	21600	42.4	97020	0.2593	86930
11-15	2.2*10 ⁻⁵	2.2*10 ⁻⁶	21900	43.3	107932	0.2366	84749
16	1.8*10 ⁻⁵	1.8*10 ⁻⁶	21400	42.0	136250	0.2701	98755

粘性抵抗 C=0 (KPa) 静的ポアソン比 0.44 水の圧縮係数 2.0*10⁻⁶ (KPa)

Reyleigh damping α=0.0 β=0.004 動的ポアソン比 0.44

深さ (m)	P1	P2	w1	S1	C1	変相角 φ _p (°)	Damping
0-3	0.5	0.92	50.00	0.005	1.00	33.5	0.02
3-5	0.5	0.87	16.00	0.005	1.15	33.5	0.02
5-8	0.5	0.82	21.00	0.005	1.00	33.5	0.02
8-11	0.5	0.82	21.00	0.005	1.00	32.1	0.02
11-15	0.5	0.78	33.38	0.005	1.06	32.6	0.02
16	0.5	1.02	5.50	0.005	1.60	33.1	0.02

5.2.6.2 初期応力解析結果

図 5.2.6-2 は基本モデルにおける初期有効応力の分布を示したものであり、(a)が未改良地盤を、(b)が改良地盤の場合を表している。

5.3.6.3 地震応答解析結果

図 5.2.6-3 及び図 5.2.6-4 は入力加速度最大値 4 m/s² の場合の基本モデルにおける加速度応答及び鉛直相対変位応答の時刻歴を示したもので、両図とも(a),(b),(c)はそれぞれ No.7 (地表面), No.6 (深さ 4m), No.4 (深さ 8m) における応答である。改良地盤においては液状化の影響が出ているが、鉛直変位抑制効果も現れている。

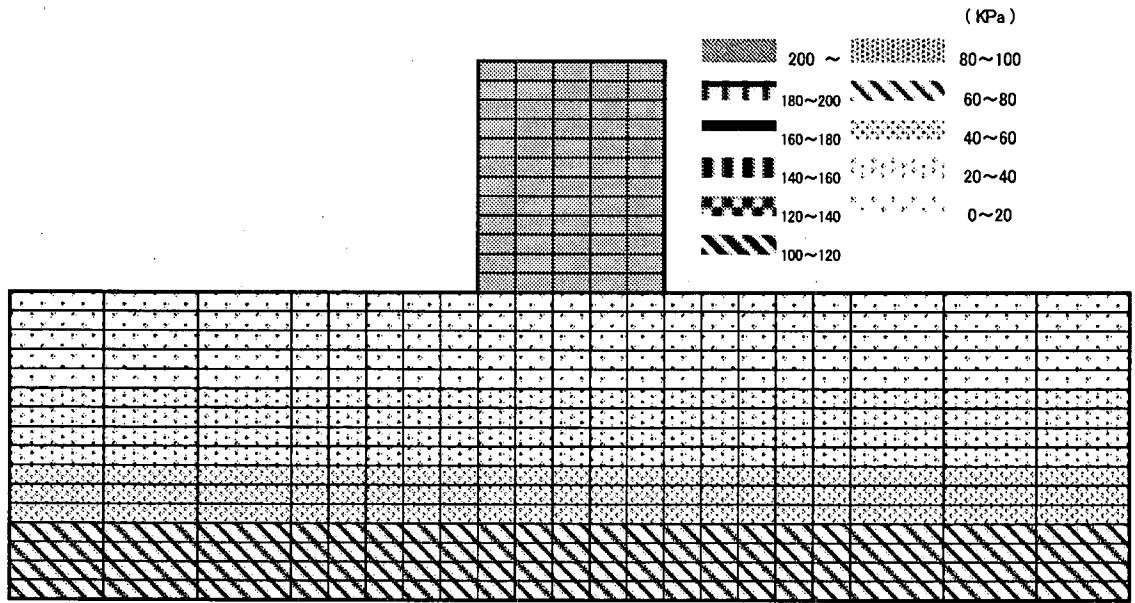
図 5.2.6-5 は入力加速度最大値 4m/s² の場合の基本モデルにおける過剰間隙水圧応答の時刻歴を示したもので、(a),(b),(c)はそれぞれ No.6 (深さ 4m), No.4 (深さ 8m), No.2 (深さ 12m) における応答である。入力加速度 4 m/s² では過剰間隙水圧を抑えることはできないものの、その上昇を遅らせる効果が見られる。

図 5.2.6-6 及び図 5.2.6-7 は入力加速度最大値 2 m/s² の場合の基本モデルにおける加速度応答及び鉛直相対変位応答の時刻歴を示したもので、両図とも(a),(b),(c)はそれぞれ No.7 (地表面), No.6 (深さ 4m), No.4 (深さ 8m) における応答である。入力加速度が 2 m/s² のレベルでは改良地盤において液状化がある程度抑制されており、鉛直変位応答の大きさはほとんど問題にならない結果となっている。

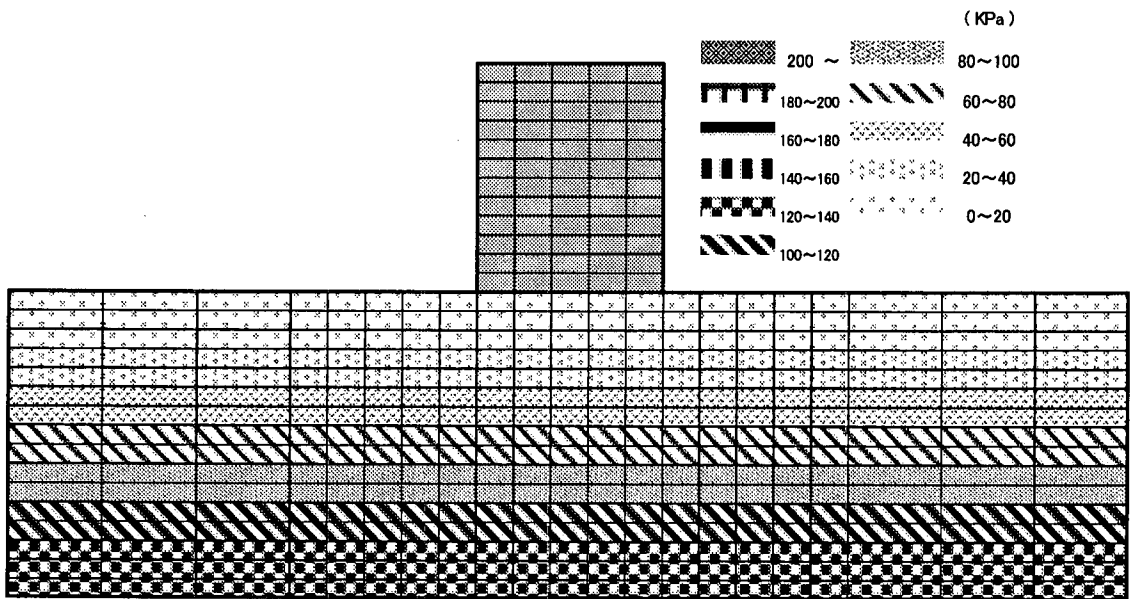
図 5.2.6-8 は入力加速度最大値 2 m/s² の場合の基本モデルにおける過剰間隙水圧応答の時刻歴を示したもので、(a),(b),(c)は図 5.2.6-5 と同様の深さにおける応答を示している。表層の浅い部分である深さ 4m においては過剰間隙水圧が上昇して液状化が生じているが、水圧上昇は未改良地盤のそれよりも明らかに遅れており、改良の効果が現れている。それよりも深い場所では過剰間隙水圧比が未改良地盤に比べて大きく低減しており、最大加速度 2 m/s² の入力加速度レベルでは改良の効果が顕著といえる。

図 5.2.6-9 及び図 5.2.6-10 はそれぞれ入力加速度最大値 4 m/s² 及び 2 m/s² の場合の基本モデルにおける過剰間隙水圧応答の分布を示したものであり、(a)が未改良地盤を、(b)が改良地盤の場合を表わしている。入力加速度最大値 4 m/s² の場合にはタンク直下を除いて改良地盤でも表層の広い範囲で液状化が生じることがわかる。一方、入力加速度最大値 2 m/s² の場合には、改良地盤で過剰間隙水圧が抑制されており、改良の効果が明白に現れている。

以上の結果より、レベル 2 地震動に対しては液状化の発生そのものを抑制する地盤改良の効果が期待できないと考えられる。



(a) 未改良地盤



(b) 改良地盤

图 5.2.6-2 初期有效应力分布

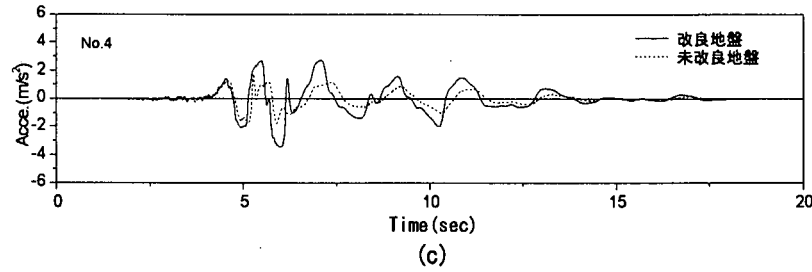
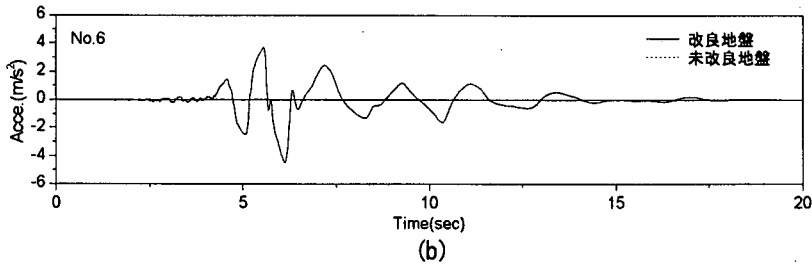
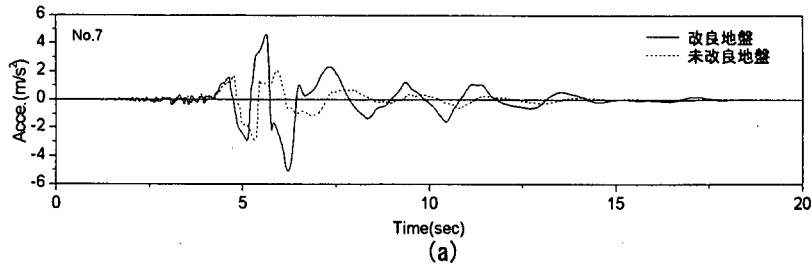


図5. 2. 6-3 加速度応答の時刻歴 (入力加速度 $4m/s^2$)

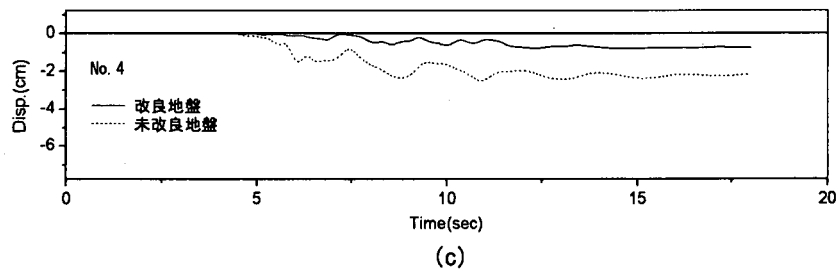
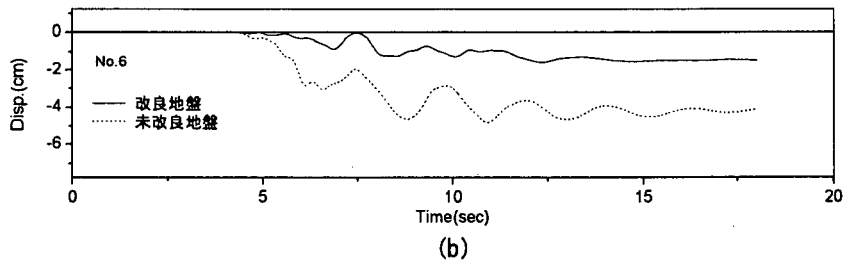
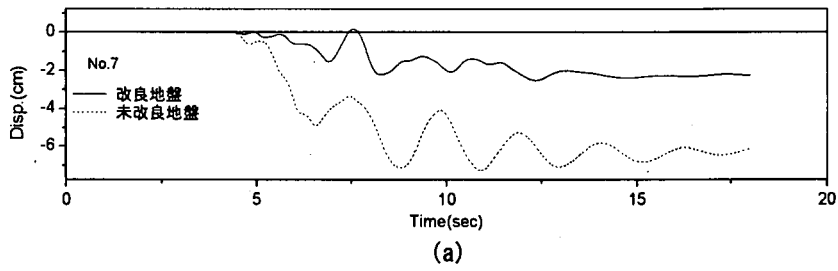


図5. 2. 6-4 鉛直相対変位応答の時刻歴 (入力加速度 $4m/s^2$)

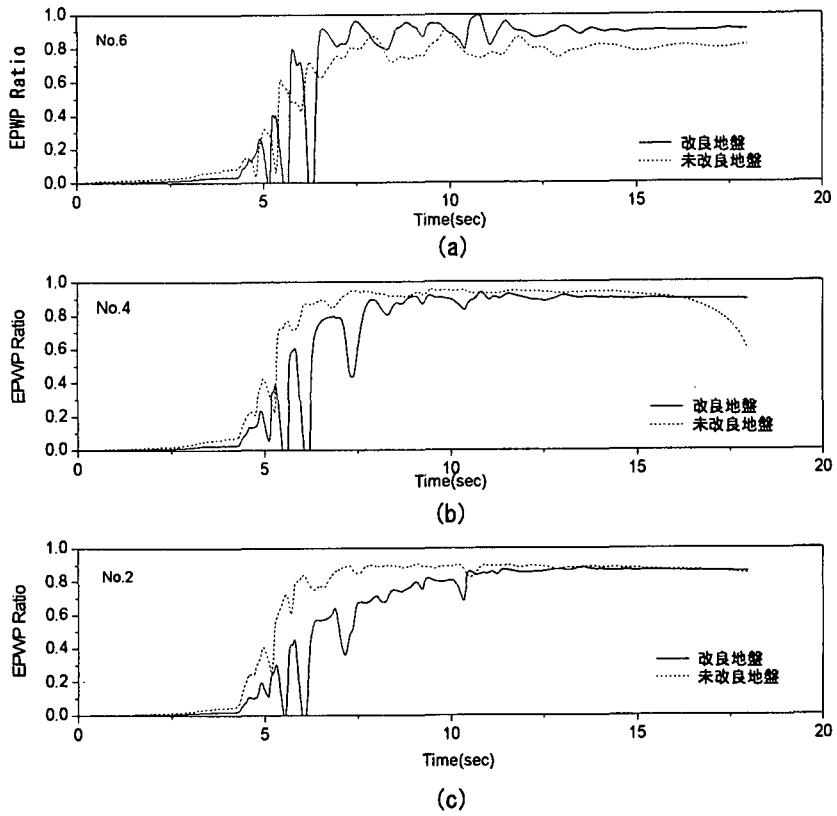


図5.2.6-5 過剰間隙水圧比 (入力加速度 $4m/s^2$)

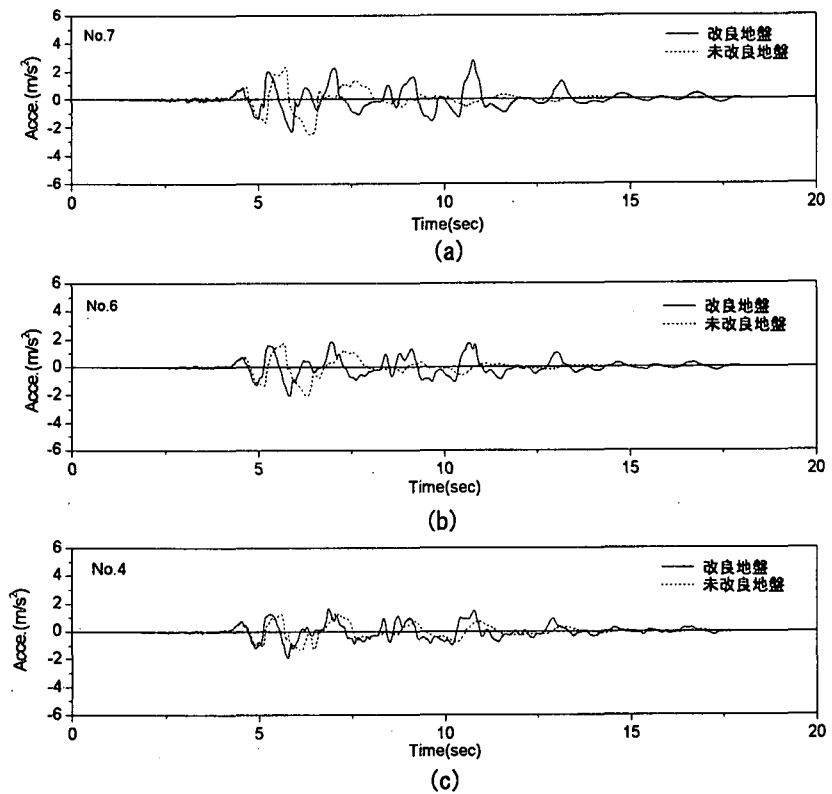
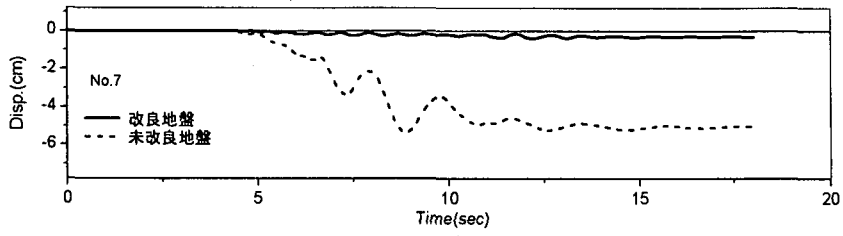
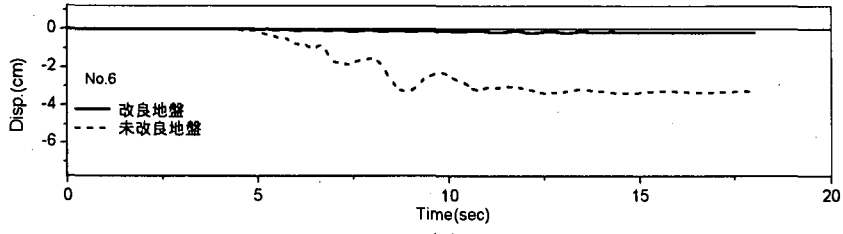


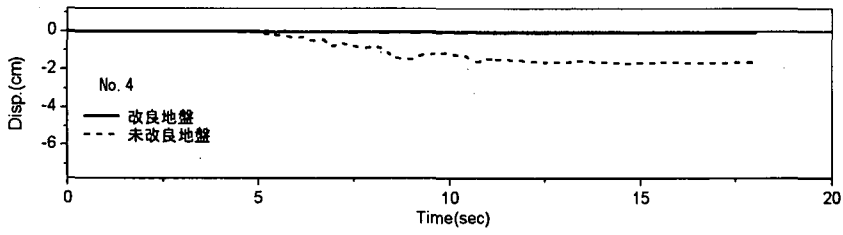
図5.2.6-6 加速度応答の時刻歴 (入力加速度 $2m/s^2$)



(a)

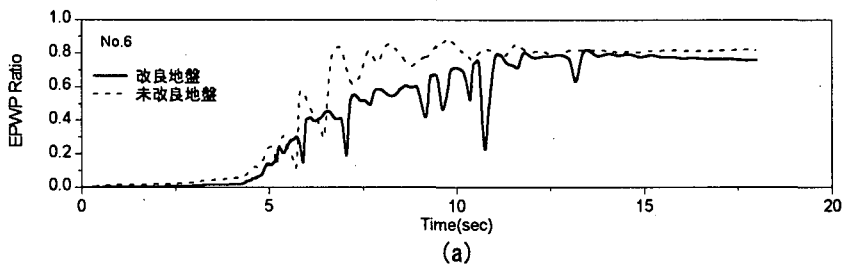


(b)

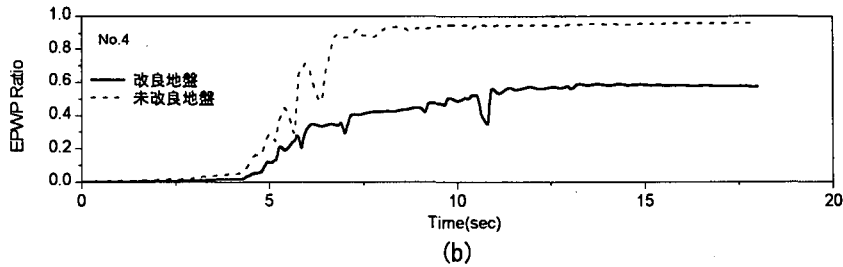


(c)

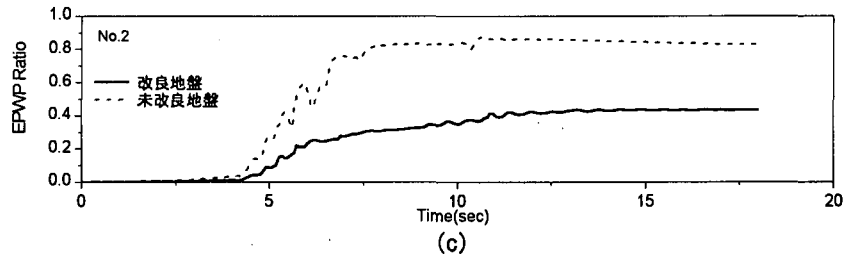
図5. 2. 6-7 鉛直相対変位応答の時刻歴 (加速度入力 $2m/s^2$)



(a)

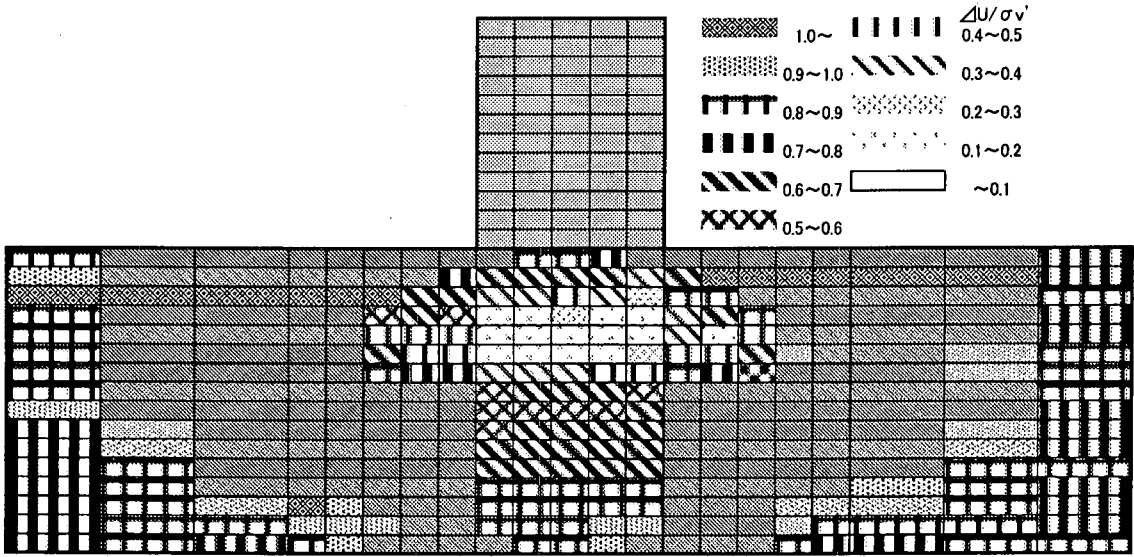


(b)

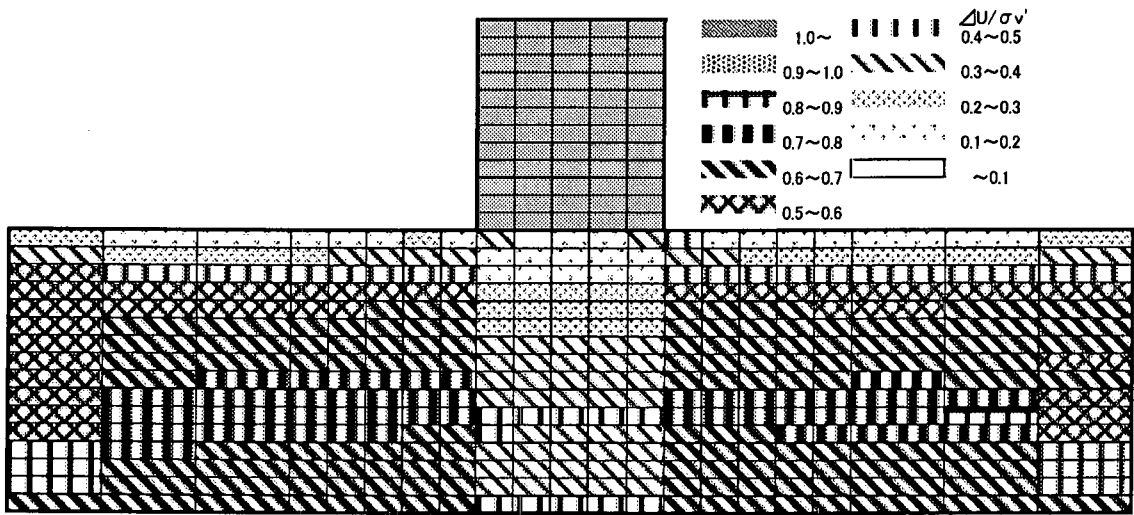


(c)

図5. 2. 6-8 過剰間隙水圧比の時刻歴 (入力加速度 $2m/s^2$)

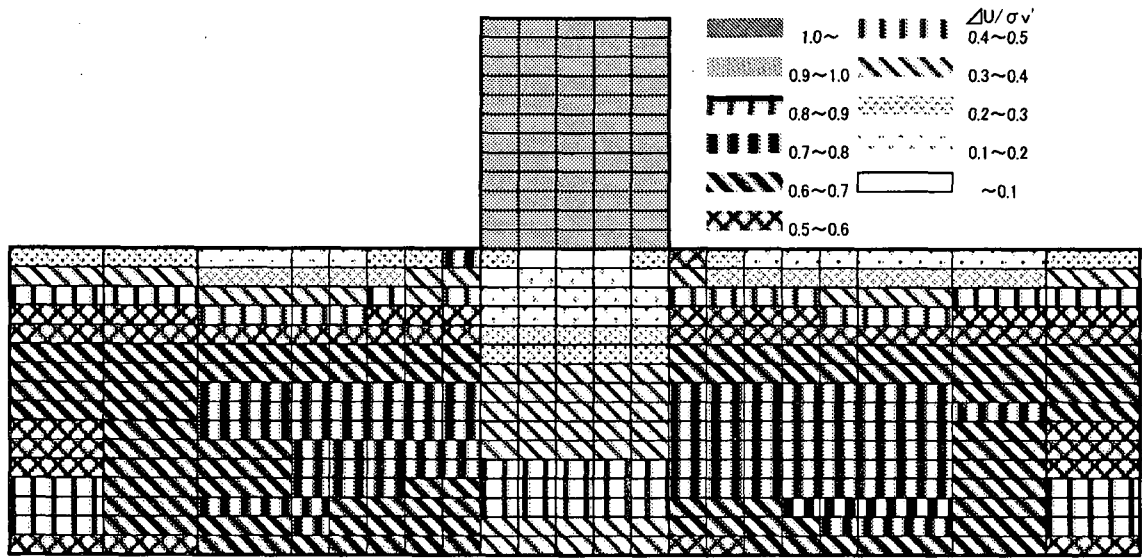


(a) 未改良地盤

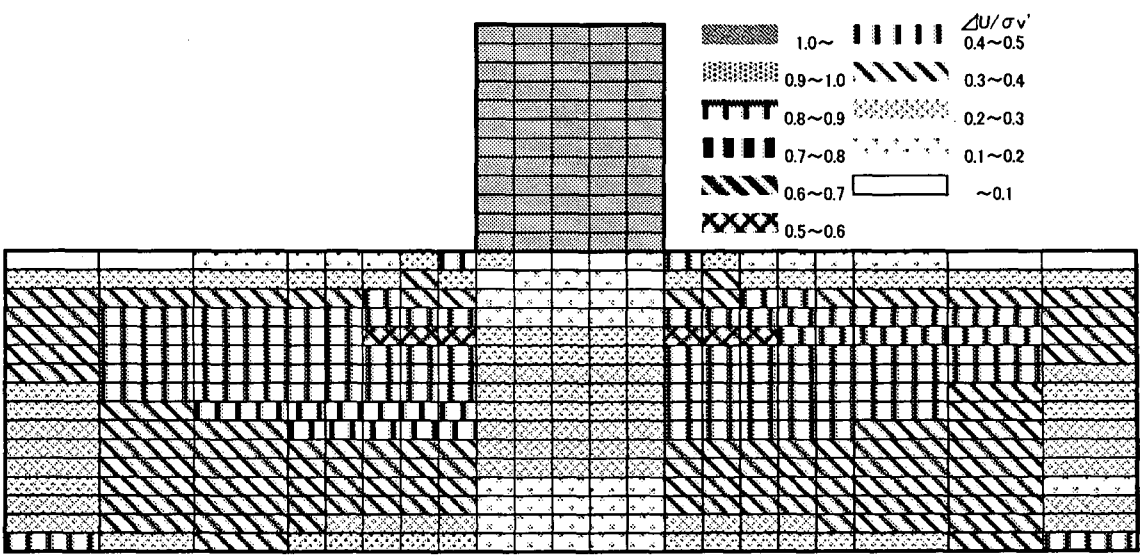


(b) 改良地盤

图 5.2.6-9 过剩間隙水圧比分布 (入力加速度 $4m/s^2$)



(a) 未改良地盤



(b) 改良地盤

图 5. 2. 6-10 过剩間隙水圧比分布 (入力加速度 $2m/s^2$)

5.2.7 ALID

5.2.7.1 プログラムの概要

本解析では、まず液状化層の推定を他の方法で行っておき、その結果を利用して静的な FEM で液状化に伴う構造物の変形を求める方法をとっている。この場合、液状化した状態での応力～ひずみ関係を用いると、液状化に伴う変形量を簡易的に解析できる。この概念を示したのが図 5.2.7-1 である。地盤内のある点の応力とひずみが地震前に A にあったとすると、液状化が生じると有効応力および形状の変化によって C に移動する。本解析方法では、これを A→B→C または O→B→C の経路に沿って求めるようにしている²⁰⁾。

今回の解析では以下のような物性の入力を行った。

- ① 地震前の地盤内の応力・変形状態の解析段階：地層構成，地下水位，常時の土の変形係数，密度を入力した。
- ② 液状化に伴う変形の解析段階：液状化発生時の非排水変形過程における応力～ひずみ関係を入力した。下に凸な液状化後の応力～ひずみ関係を，図 5.2.7-2 のようにバイリニアで近似する。今回は，既往の研究結果をもとに，第 1 勾配の G_1 は図 5.2.7-3 に示す細粒分含有率と液状化に対する安全率から推定し，微小抵抗領域 γ_L と第 2 勾配の G_2 は G_1 との相関性があることが実験から得られているのでその関係を利用した。
- ③ 液状化後の沈下現象段階：図 5.2.7-4 に示すような石原らの研究成果²¹⁾を利用して，体積圧縮率を密度，液状化に対する安全率の関係から求めた。

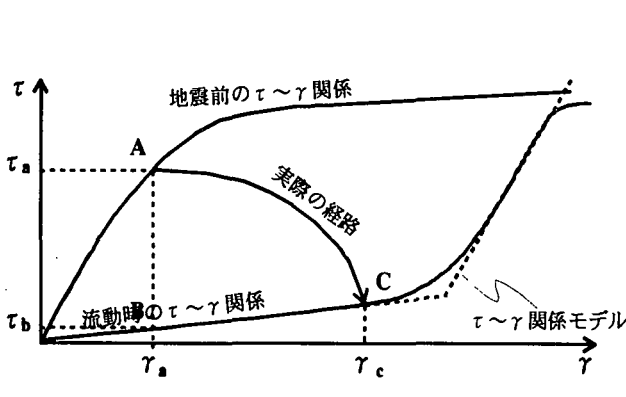


図 5.2.7-1 地震前と液状化後の応力～ひずみ関係と解析方法の概念²⁰⁾

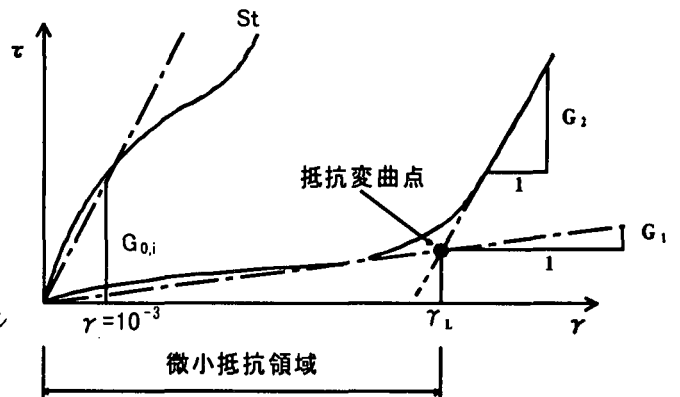


図 5.2.7-1 液状化後の応力～ひずみ関係の近似方法²⁰⁾

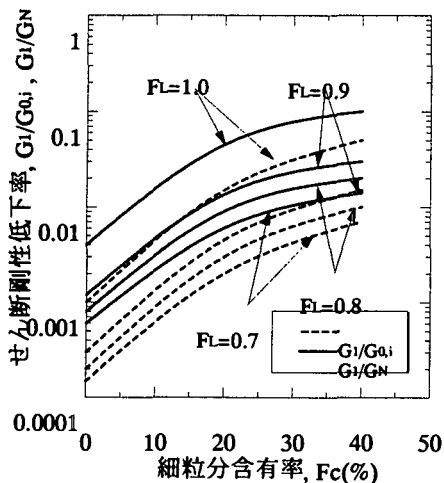


図 5.2.7-3 解析に用いるせん断剛性の低下率と F_c , F_L の関係²⁰⁾

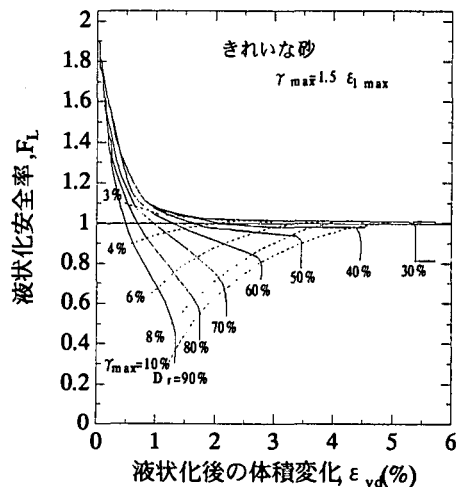


図 5.2.7-4 過剰間隙水圧消散後の体積ひずみと F_L 及び相対密度の関係²¹⁾

5.2.7.2 地震応答解析

液状化層の推定のために"SHAKE"を用いて1次元断面の地震応答解析を行った。1次元断面のため、地盤モデルは基本ケースA(未改良)、基本ケースB(全面改良)、ケース3(上部のみ改良)の3ケースの解析を行った。解析で得られた最大加速度分布を図5.2.7-5に、また、それを用いて液状化の判定を行った結果を図5.2.7-6に示す。さらに、地表最大加速度を400galとして道路橋示方書の簡易方法で液状化の判定を行った結果を図5.2.7-7に示す。

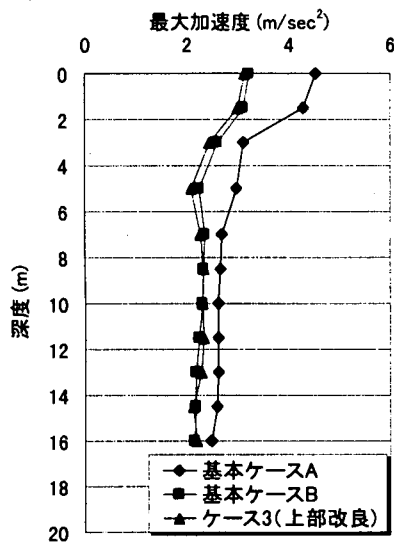


図 5.2.7-5 最大加速度深度分布

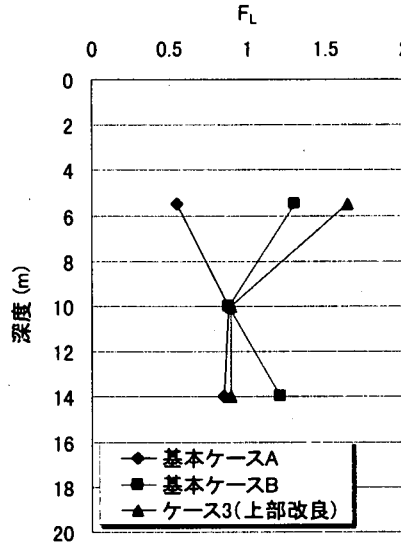


図 5.2.7-6 F_L 深度分布(SHAKE)

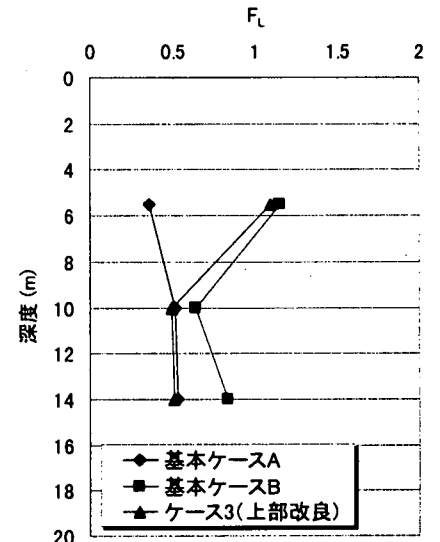


図 5.2.7-7 F_L 深度分布(道示の簡易式)

5.2.7.3 初期応力解析結果

初期応力解析は以下の2ステップで実施した。

- ① ステップ1: タンクの構築前の水平成層地盤の自重解析
- ② ステップ2: タンク構築解析

初期応力解析結果を表5.2.7-1に示す。

表 5.2.7.1 初期応力解析結果

5.2.7.4 液状化後の変形解析結果

SHAKEによる地震応答解析結果から液状化層を推定した場合に対して、ALIDでタンクの沈下量を解析した結果を表5.2.7-2および図5.2.7-11~5.2.7-22に示す。また、道路橋示方書の簡易式で液状化層を推定し、ALIDでタンクの沈下量を推定した結果を表

ケース	番号	地震動レベル	改良条件	沈下量	
				ステップ1 地盤 (cm)	ステップ2 タンク (cm)
基本ケース	A	L2	未改良	2.9	2.3
	B	L2	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	0.7	2.0

5.2.7-3に示す。表中相対沈下量とはタンクの沈下量から周辺地盤(タンクより25m地点)の沈下量を差引いたものである。2つの表を比較してみると、道路橋示方書の簡易式で液状化層を推定した場合の方が、タンクの沈下量が大幅に大きくなった。これは図5.2.7-6と5.2.7-7から分かるように、後者の方が液状化層が厚く、また、 F_L が小さかったためである。

以下、SHAKEによる液状化判定結果を用いた場合のみに対し、入力レベル、改良率、改良範囲が与える影響に関して考察してみる。なお、以下に比較するタンクの沈下量とは、間隙水圧消散を考慮した最終絶対沈下量である。

(1) 入力地震動レベルの違いがタンクの沈下量に与える影響

図5.2.7-8に入力地震動レベルとタンクの沈下量の関係を示す。未改良地盤の沈下量はL2, L1.5, L1地震動で、それぞれ55.9cm, 17.7cm, 11.2cmとなり、入力レベルが大きくなると沈下量が大きくなる結果となった。改良地盤でも沈下量が小さいものの同様の傾向となった。

(2) 改良率が沈下量へ与える影響

図5.2.7-9にL2地震動のもとでの改良率とタンクの沈下量の関係を示す。これに見られるように改良率が大きくなるとタンクの沈下量は減少する傾向を示した。ただし、改良率が10%以上では沈下量に変化が少なかった。

た。これは、10%の改良率ですでに液状化の発生を抑制しているため、それ以上の改良率になっても沈下量に差が現れなかったものと考えられる。

(3) 改良範囲が沈下量へ与える影響

図 5.2.7-10 に L2 地震動のもとでの改良範囲とタンクの沈下量の関係を示す。これに見られるようにタンク直下のみ改良した場合、改良しないケースに対し上層のみを改良した場合に 3 割程度、全層を改良した場合に 2 割程度の沈下量となった。そして、周囲へ余改良すると沈下量がさらに減少した。

表 5.2.7.2 タンクの沈下量一覧(SHAKE による地震応答解析から液状化層を推定)

ケース	番号	地震動レベル	改良条件	タンク沈下量			
				絶対沈下量 (cm)		相対沈下量 (cm)	
				間隙水圧消散考慮なし	最終的な消散考慮	間隙水圧消散考慮なし	最終的な消散考慮
基本ケース	A	L2	未改良	38.7	55.9	36.3	15.5
	B	L2	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	4.5	6.7	2.8	0.1
ケース1 (入力地震動)	A(1)	L1	未改良	10.2	11.2	6.1	3.8
	B(1)	L1	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	4.4	4.4	2.6	2.6
	A(2)	L1.5	未改良	11.5	17.7	7.6	-2.4
	B(2)	L1.5	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	4.4	5.2	2.6	2.2
ケース2 (改良率)	(1)	L2	全面改良 $a_s=10\%$ ($K_0=1.0$)	4.3	4.4	2.6	1.3
	(2)	L2	全面改良 $a_s=20\%$ ($K_0=1.5$)	4.3	4.3	2.6	2.6
ケース3 (改良範囲)	(1)	L2	余改良 10m(全層) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	4.7	7.2	0.5	-37.0
	(2)	L2	直下(全層) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	5.4	10.4	1.6	-34.0
	(3)	L2	余改良 10m (上層のみ) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	6.9	13.5	4.2	-29.6
	(4)	L2	直下(上層のみ) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	8.5	16.8	5.3	-27.0

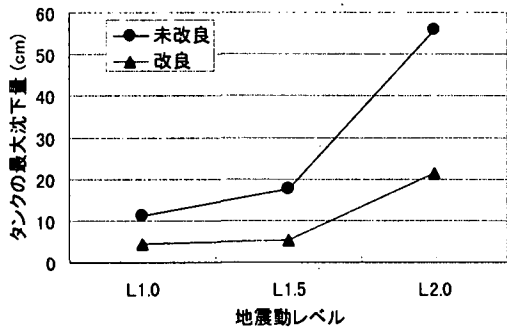


図 5.2.7-8 ケース 1 (入力地震動レベルと沈下量の関係)

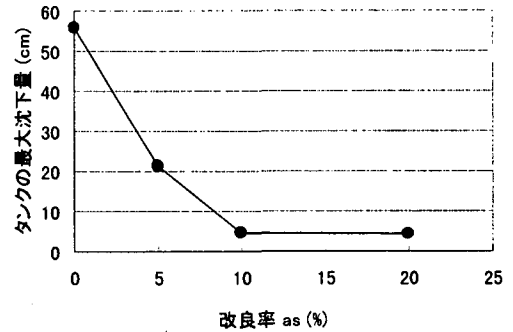


図 5.2.7-9 ケース 2 (改良率と沈下量の関係)

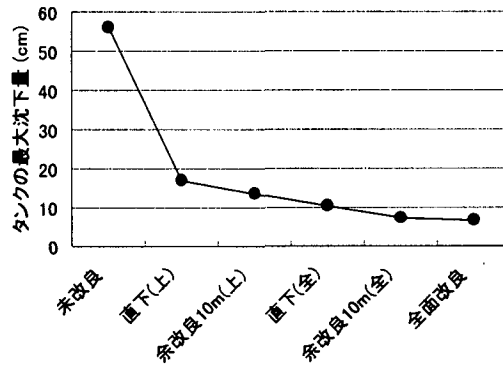
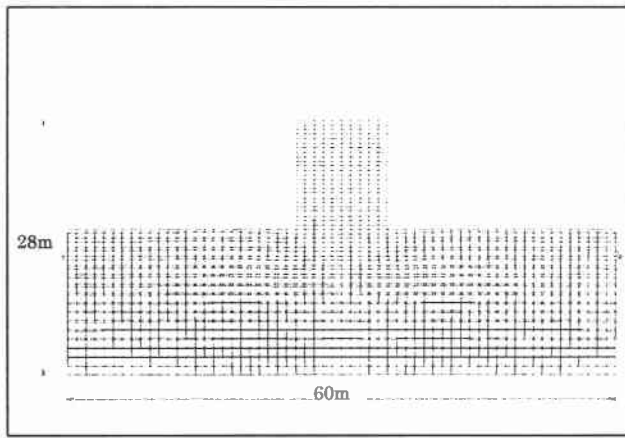


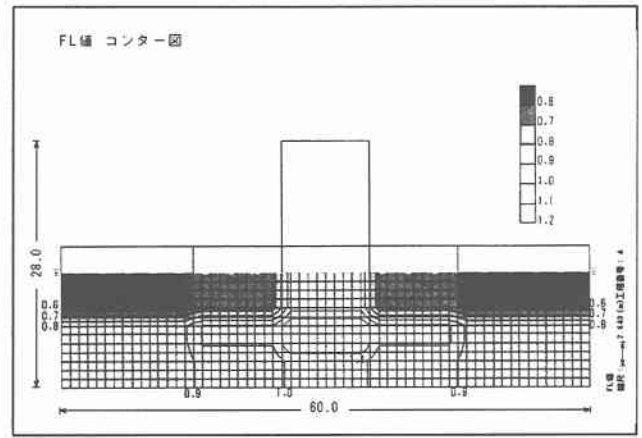
図 5.2.7-10 ケース 3 (改良範囲と沈下量の関係)

表 5.2.7-3 タンクの沈下量一覧 (道路橋示方書の簡易式で液状化層を推定)

ケース	番号	地震動レベル	改良条件	タンク沈下量			
				絶対沈下量 (cm)		相対沈下量 (cm)	
				間隙水圧 消散考慮 なし	最終的な 消散考慮	間隙水圧 消散考慮 なし	最終的な 消散考慮
基本ケース	A	L2	未改良	112.2	146.8	95.1	121.3
	B	L2	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	12.4	21.3	12.4	21.3
ケース1 (入力地震動)	A(1)	L1	未改良	10.8	13.2	6.9	0.3
	B(1)	L1	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	4.4	4.4	2.6	2.6
	A(2)	L1.5	未改良	78.4	111.7	69.7	78.6
	B(2)	L1.5	全面改良 $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	4.5	7.5	2.8	-1.4
ケース2 (改良率)	(1)	L2	全面改良 $a_s=10\%$ ($K_0=1.0$)	5.1	9.6	3.7	-0.7
	(2)	L2	全面改良 $a_s=20\%$ ($K_0=1.5$)	4.3	4.4	2.6	2.7
ケース3 (改良範囲)	(1)	L2	余改良 10m(全層) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	13.6	22.3	11.6	18.3
	(2)	L2	直下(全層) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	18.2	27.6	-0.6	-14.4
	(3)	L2	余改良 10m (上層のみ) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	33.4	58.5	21.1	29.0
	(4)	L2	直下(上層のみ) $a_s=5\%$ ($K_0=0.8$)	67.5	93.3	56.2	62.5

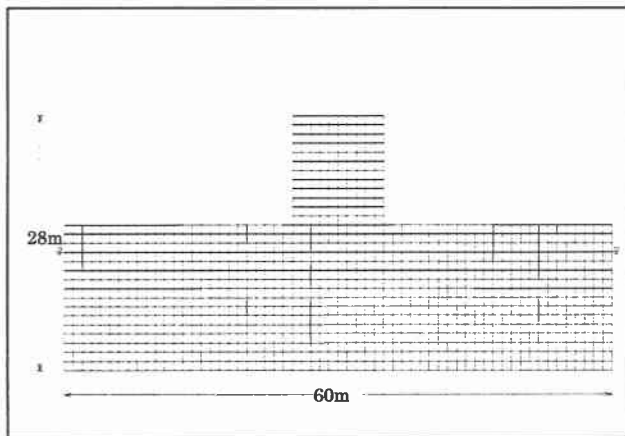


変形図（間隙水圧消散後）

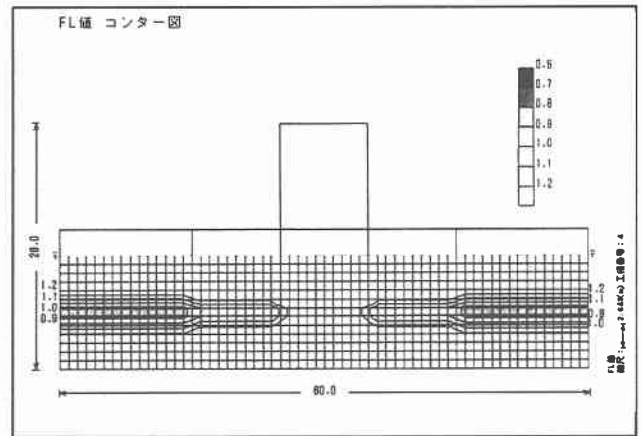


F_L 値分布図

図 5.2.7-11 基本ケース A（未改良, L2）

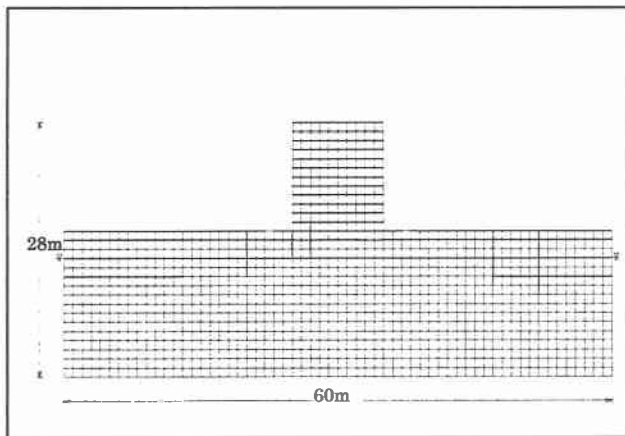


変形図（間隙水圧消散後）

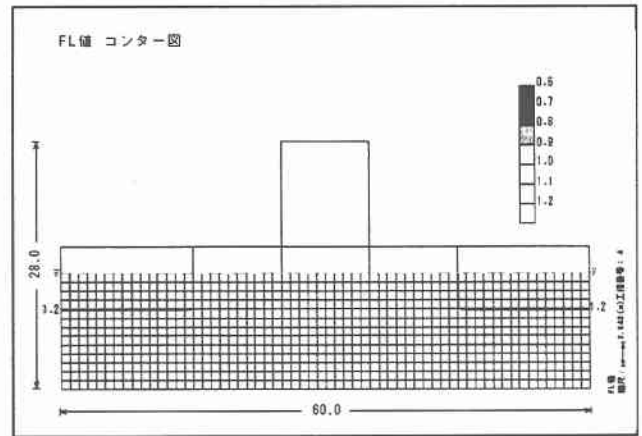


F_L 値分布図

図 5.2.7-12 基本ケース B（全面改良 $a_s=5\%$, L2）



変形図（間隙水圧消散後）



F_L 値分布図

図 5.2.7-13 基本ケース 1A(1)（未改良, L1）

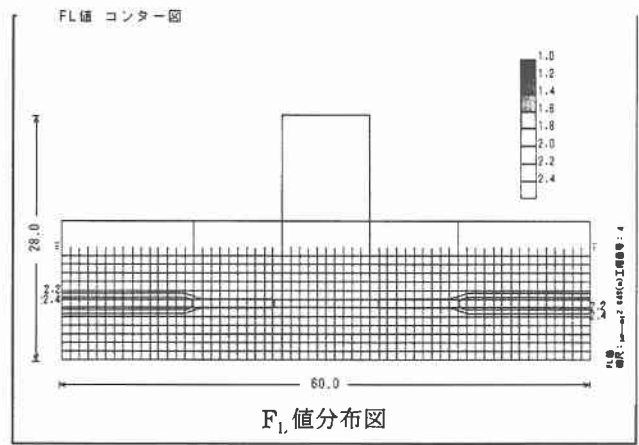
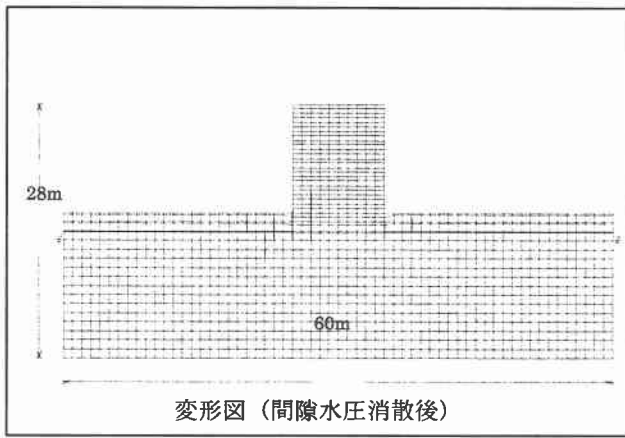


図 5.2.7-14 ケース 1B(1) (全面改良 $a_s=5\%$, L1)

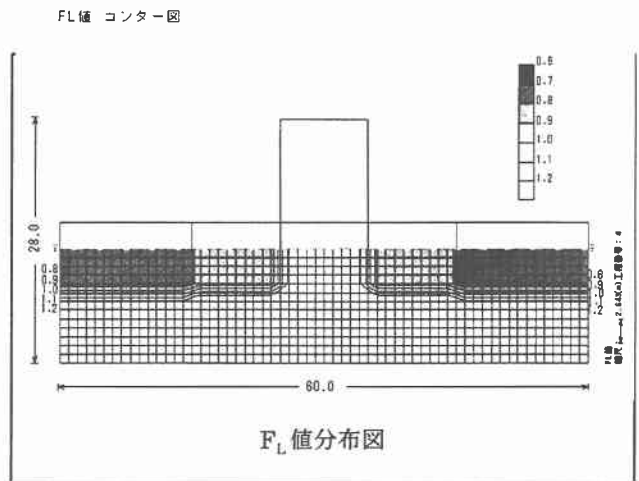
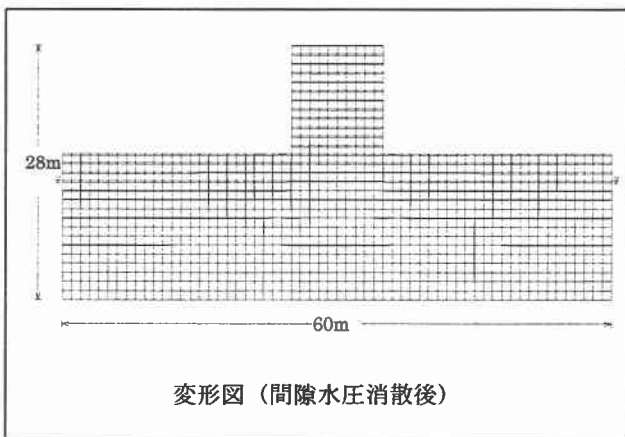


図 5.2.7-15 ケース 1A(2) (未改良, L1.5)

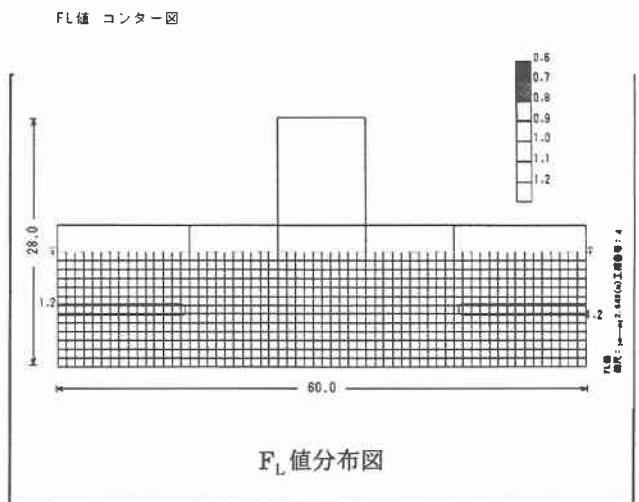
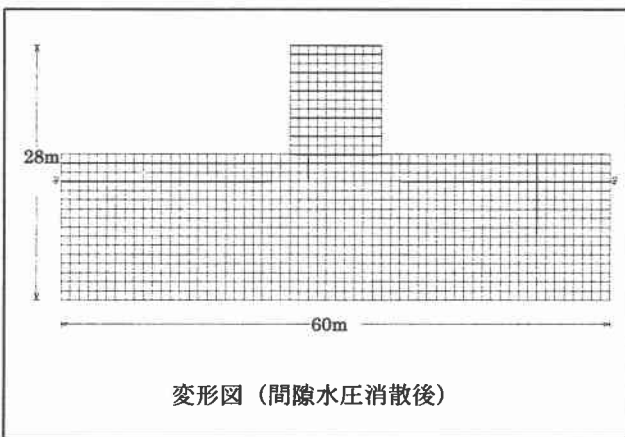
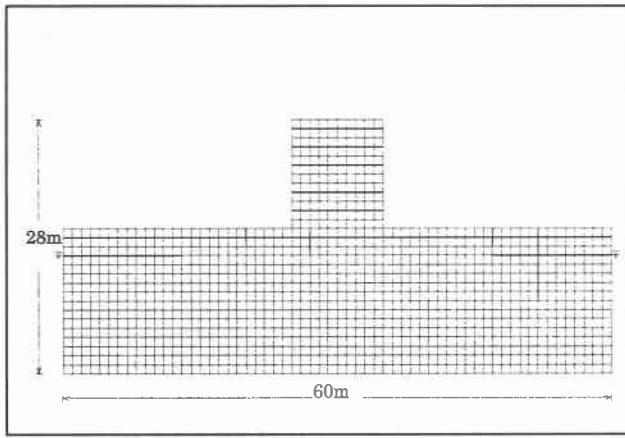
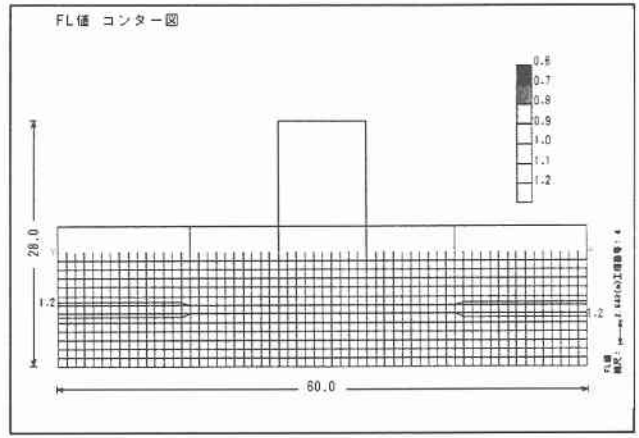


図 5.2.7-16 ケース 1B(2) (全面改良 $a_s=5\%$, L1.5)

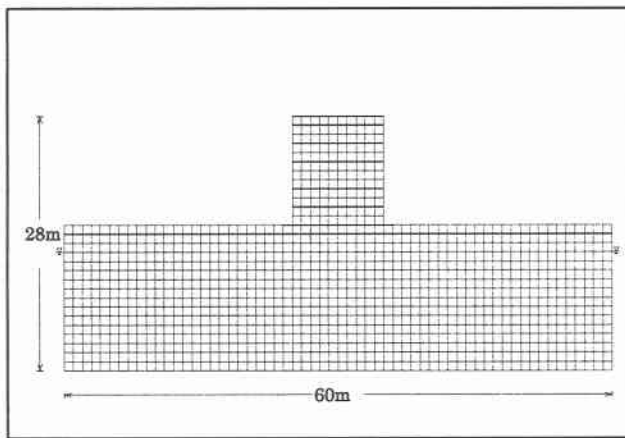


変形図（間隙水圧消散後）

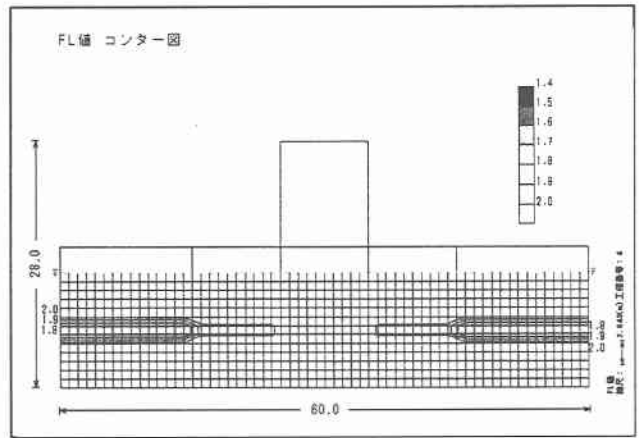


F_L 値分布図

図 5.2.7-17 ケース 2（全面改良 $a_s=10\%$, L2）

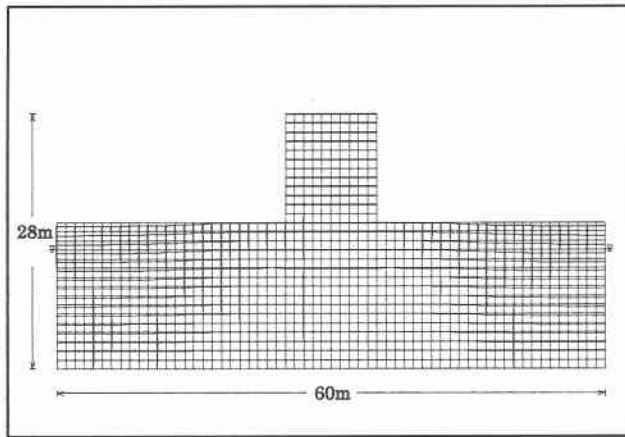


変形図（間隙水圧消散後）

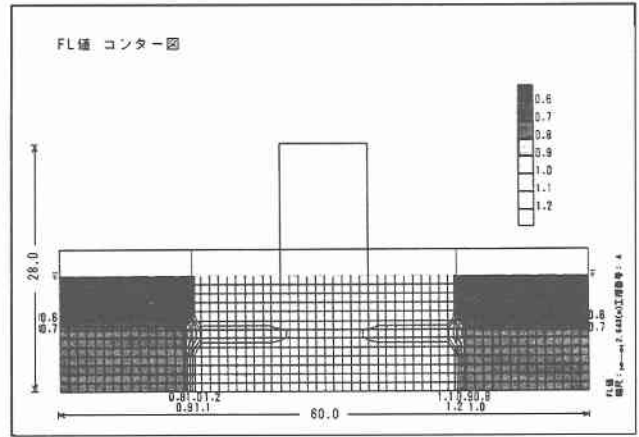


F_L 値分布図

図 5.2.7-18 ケース 2（全面改良 $a_s=20\%$, L2）

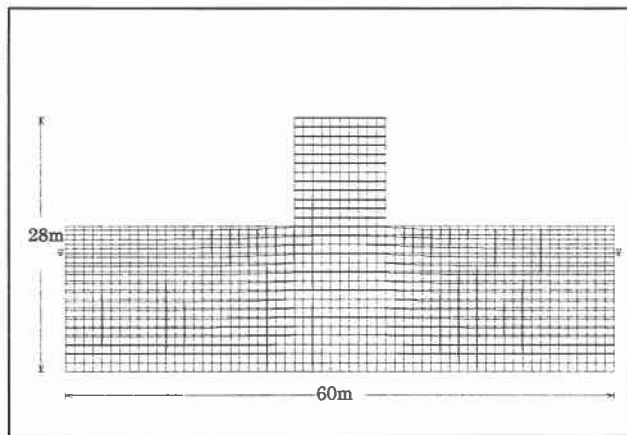


変形図（間隙水圧消散後）

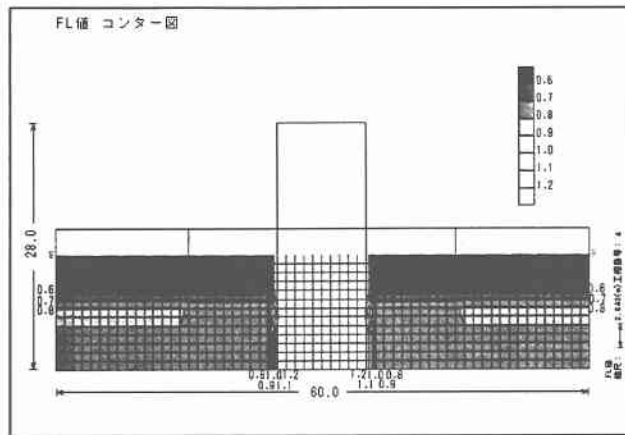


F_L 値分布図

図 5.2.7-19 ケース 3(1)（余改良 10m(全層), $a_s=5\%$, L2）

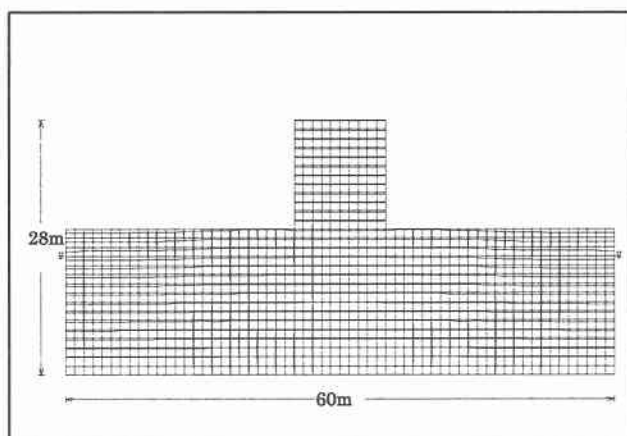


変形図 (間隙水圧消散後)

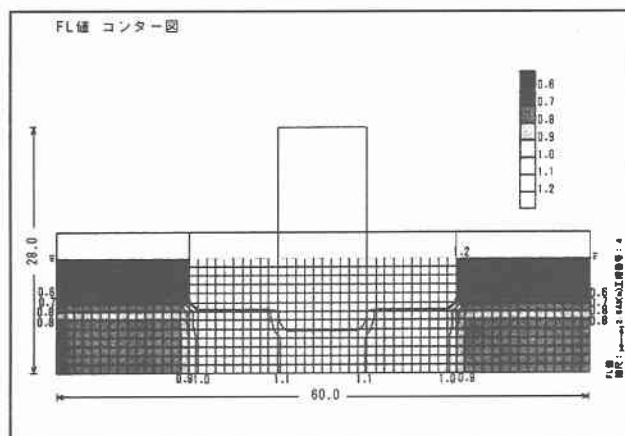


F_L 値分布図

図 5.2.7-20 ケース 3(2) (直下改良(全層), $a_s=5\%$, L2)

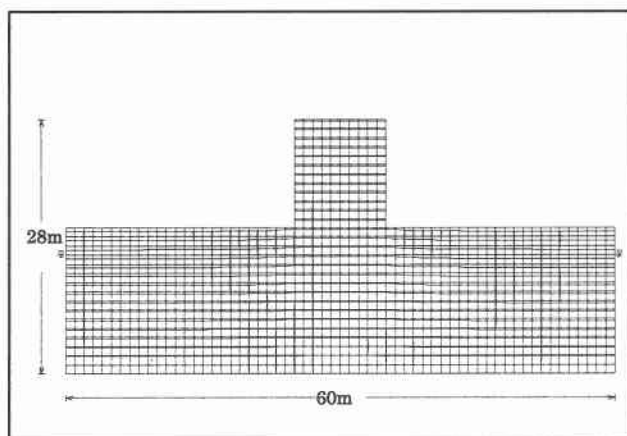


変形図 (間隙水圧消散後)

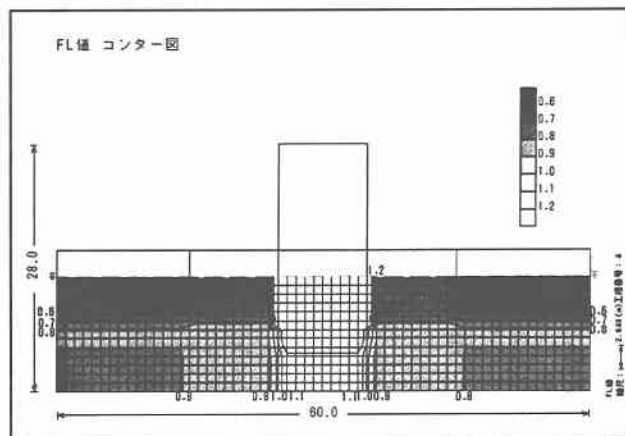


F_L 値分布図

図 5.2.7-21 ケース 3(3) (余改良 10m(上層のみ), $a_s=5\%$, L2)



変形図 (間隙水圧消散後)



F_L 値分布図

図 5.2.7-22 ケース 3(4) (直下改良(上層のみ), $a_s=5\%$, L2)

5.2.8 STADAS

5.2.8.1 STADAS の概要

STADAS²²⁾は有効応力に基づく地盤と構造物の解析に関する汎用コードで、その特徴は次のようなものである。

- ・有効応力に関しては Christian 流の u-p 形式による定式化をしている。
- ・盛立、掘削、静的加力などの静的解析から圧密、地震応答、動的加振まで幅広い解析機能を備えている。
- ・多くの液状化に関する構成則を備えているほか、ユーザー定義構成則を用いることも可能である。
- ・ばね、はりなどにも多様な非線形構成則を備えている。
- ・水の出入りを考えたジョイント要素²³⁾を備えている。

本報告の要素試験のシミュレーションでは小ひずみから液状化を超えた大ひずみまでの追跡が可能な構成則を用いたが、この様な構成則のパラメータを決めるには対応して詳細な実験が必要であるが、本解析においては液状化強度が与えられているのみであるのでそのパラメータを決めることはできない。そこで、せん断変形と体積変化に関しては吉田らの提案による任意の $G-\gamma$, $h-\gamma$ 関係を満たすことの可能な一次元の簡易構成則²⁴⁾を多次元²⁵⁾に拡張した簡易モデルを用い、ダイレタンシーによる体積変化は実験式を用いる。この方法は体積変化、せん断、ダイレタンシーに関し独立に構成関係を定義できるので使いやすい。前述のように弾性定数と液状化強度以外の詳細な条件が与えられていないことから、なるべく簡易な形の式を用いることとし、せん断変形には Ramberg-Osgood モデル、体積変化は増分弾性、ダイレタンシーは Bowl モデル²⁶⁾を用いる。

地盤材料の非線形性は、せん断定数と等価減衰比のひずみ依存性として表現される。ところで、多くの土の構成則では、履歴法則に Masing 則を用いるが、実験で得られる材料の非線形性は Masing 則では表現できない²⁴⁾。また、骨格曲線も数学モデルでは完全に実験値と一致させることは出来ない。したがって、地盤の解析の精度を上げるためには、構成則に用いられるパラメータの値を決めるために工学的な判断が必要であった。このような欠点を解消するため、筆者はこれまで、実験で得られたせん断定数と等価減衰定数をそのまま用いることが出来、かつ、与えられた範囲において実験結果を完全に満たすモデルを提案してきた。モデルはまず一次元モデルについて提案し²⁴⁾、次いで多次元解析に拡張した²⁵⁾²⁷⁾。多次元における構成則は、いわゆる Duncan-Chang のモデル²⁸⁾の骨格曲線に自由度を持たせ、かつ履歴法則を付け加えたもので、実務的に使いやすい簡易なモデルとなっている。

せん断変形は相当応力 σ_c と相当ひずみ e の無次元化量 $\eta = \sigma_c / \tau_{max}$, $\xi = e \cdot G_{max} / \tau_{max}$ を用いて

$$\xi = \eta(1 + a\eta^{b-1}) \quad (1)$$

と表す。ここで、 G_{max} , τ_{max} はそれぞれせん断弾性定数とせん断強度である。この式には拘束圧が陽な形が入っていないので、拘束圧依存性は自動的に満たされる。繰返し載荷時には、文献29)で行ったように、仮定の骨格曲線を考え、これに Masing 則を適用する。仮定の骨格曲線に必要な条件を満たす最も簡単なモデルとして双曲線モデルを用いる。

ダイレタンシーによる体積ひずみは次式で表される。

$$\epsilon_{vd} = -Ae^b + \frac{\int de}{C + \int de/D} \quad (2)$$

ここで e は相当ひずみ、 $A \sim D$ はパラメータである。なお、Ramberg-Osgood モデルと Bowl モデルの組み合わせは形式的には文献26)と同じであるが、本構成則では Mohr-coulomb 型の破壊および降伏局面を考えているので結果は文献26)とは全く異なったものとなる。

5.2.8.2 要素シミュレーション

式(1)および(2)に必要な6つのパラメータを表5.2.8-1に示す。また、液状化強度の例を図5.2.8-1に示す。

表5.2.8-1 材料パラメータの値

	a	b	A	B	C	D
未改良 B1	5.0	4.0	1.0	1.6	18.0	5.0
未改良 B2	5.0	4.0	1.0	1.6	34.0	5.0
改良 B1	5.0	4.0	1.0	3.0	194.0	5.0
改良 B2	5.0	4.0	1.0	3.0	70.0	5.0
改良 B3	5.0	4.0	1.0	3.0	100.0	5.0

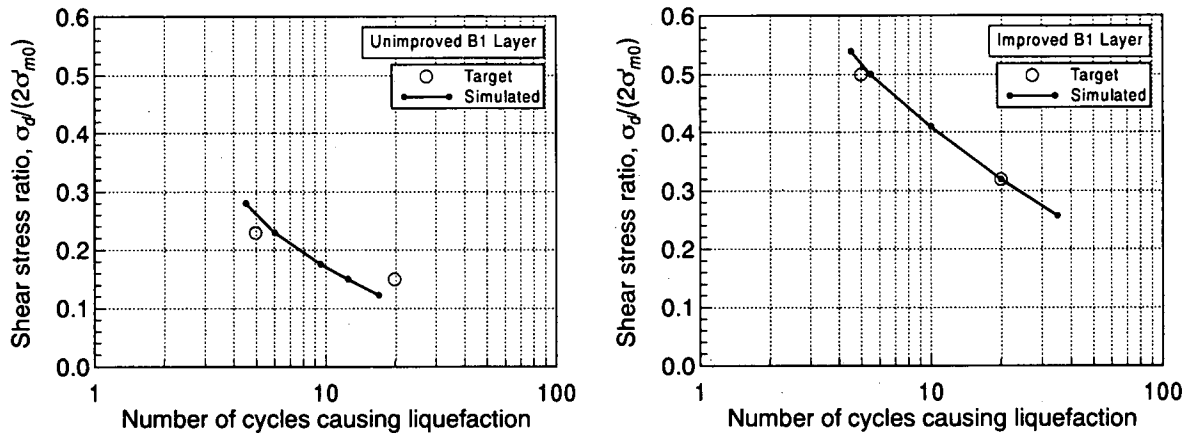


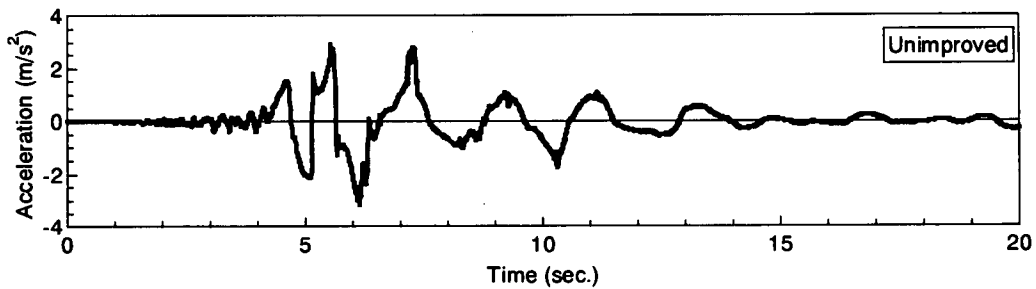
図5.2.8-1 要素シミュレーションの例

5.2.8.3 地震応答解析結果

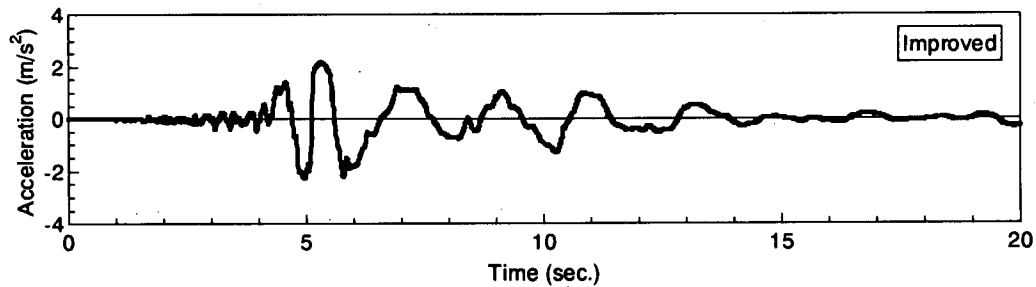
解析では、これまでに述べた値の他、Rayleigh 減衰として剛性マトリックスの0.005倍を減衰マトリックスに用いている。また、非排水条件を仮定し、透水の影響は考慮しなかった。解析結果のまとめを表5.2.8-2に示す。

表5.2.8-2 20秒後のタンク沈下量一覧

ケース	番号	地震動レベル	改良条件	タンク沈下量 (cm)					
				絶対沈下量			相対沈下量		
				非排水	20秒まで消散考慮	最終的な消散考慮	非排水	20秒まで消散考慮	最終的な消散考慮
基本ケース	A	L2	未改良	23.9			36.9		
	B	L2	全面改良	11.6			18.9		
ケース1 (入力地震動)	A(1)	L1	未改良	4.1			6.3		
	B(1)	L1	全面改良	0.3			0.2		
	A(2)	L1.5	未改良	17.1			25.5		
	B(2)	L1.5	全面改良	4.3			6.6		



(a) 基本ケース A



(b) 基本ケース B

図5.2.8-2 地表面加速度時刻歴

(1) 基本ケース

図5.2.8-2に基本ケースに対する地表の加速度時刻歴，図5.2.8-3にタンク中央下端の沈下に対する時刻歴を示す。沈下量は絶対値で未改良のケースで23.9cm，改良した場合には11.6cmである。また，タンクの沈下に伴い周辺地盤は隆起するが，最大隆起と沈下の差（相対沈下量）はそれぞれ36.9cm，18.9cmである。

次に，過剰間隙水圧の発生量（20秒における値で地下水より下の層のみ $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0}$ で定義。）を変位図とともに図5.2.8-4と図5.2.8-5に示すが，ケース A（未改良）ではタンク地下の一部に水圧比の小さい部分があるが，ほぼ全域で液状化しているといえる。これに対して，ケース B（改良）ではタンク直下に液状化していない領域があるほか，B1層では過剰間隙水圧の小さい部分が存在している。

なお，本解析では液状化が起こったときに応力ひずみ関係にみられるスリップ領域のせん断強度を確保するために粘着力 c は0とはせず，小さい値（0.1kPa）を用いているが，この値を帰ることで沈下量が大きく変わることを確認しており， c を小さくすると沈下量は大きくなる。

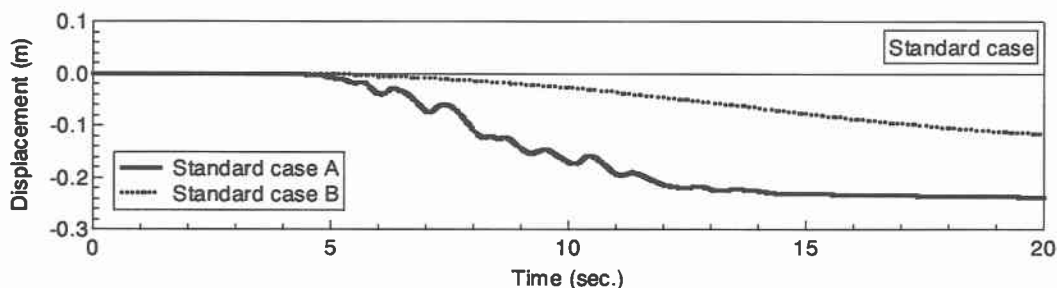


図5.2.8-3 タンク中央の沈下時刻歴（基本ケース A, B）

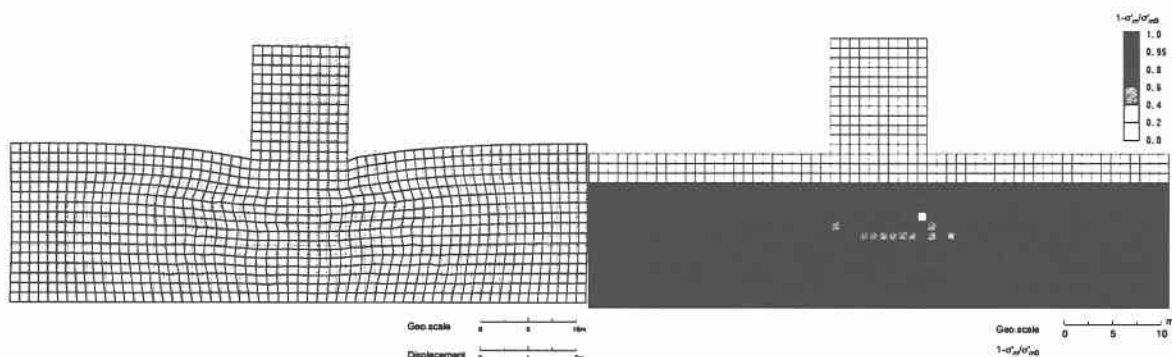


図5.2.8-4 基本ケース A（未改良，L2，20秒）

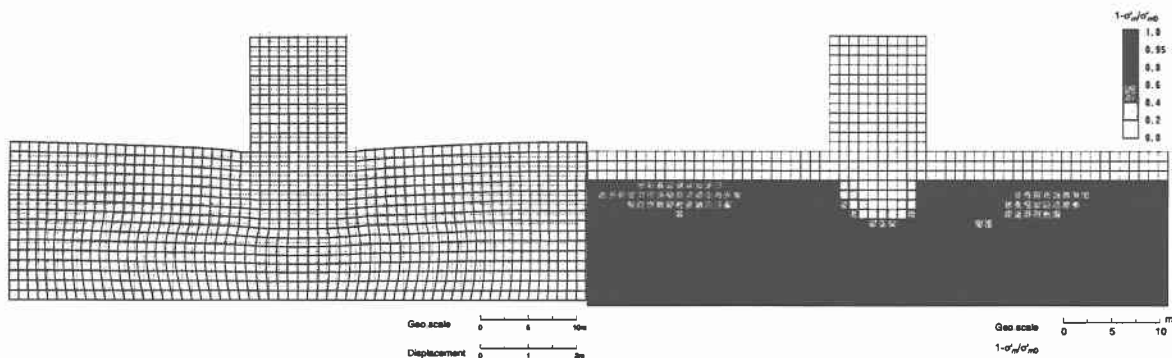


図5.2.8-5 基本ケース B（改良，L2，20秒）

(2) ケース1（入力レベルがタンク沈下量に及ぼす影響）

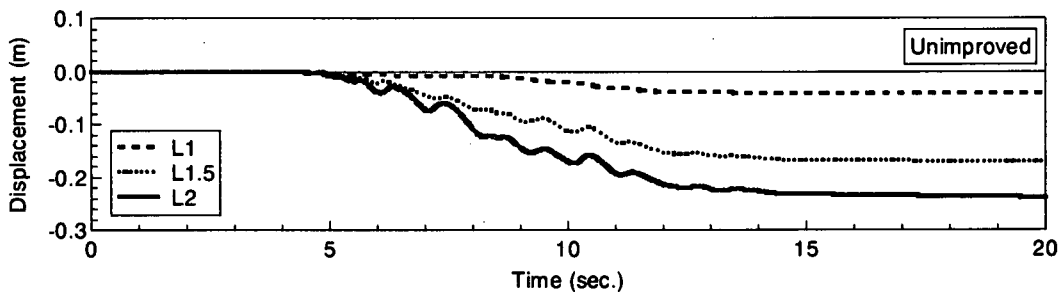
図5.2.8-6に未改良，改良のそれぞれについてタンク中央下端の沈下量を示す。また，図5.2.8-7には最大沈下量と地震動レベルの関係を示す。沈下量は地震動レベルに対してほぼ線形であるが，未改良のケースではレベルと

ともに定常化する方向にあるのに対して、改良のケースではまだ増加傾向にある。

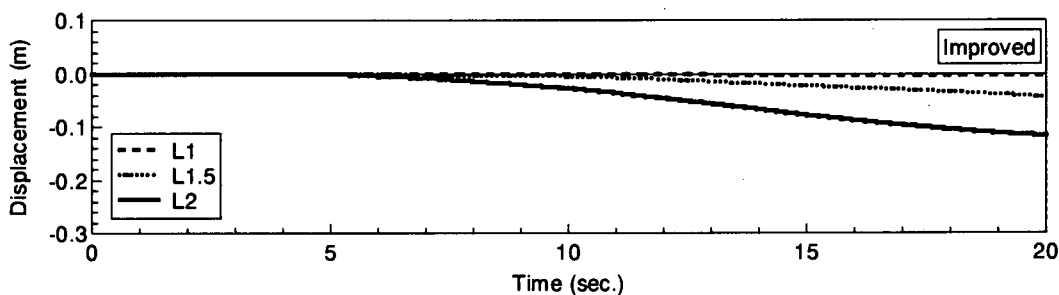
図5.2.8-8～図5.2.8-11に前と同様20秒時の変位と過剰間隙水圧比を示す。未改良地盤では L1.5では構造物周辺の完全には液状化していない領域が若干増えているものの地盤のほぼ全域で液状化が発生している。これに対して L1では B2層は全体として液状化せず B1層でもタンク側方地盤では液状化していない領域がある。これが L1.5から変位が大きくなった理由と考えられる。

一方、改良地盤においては液状化の傾向に違いが見受けられる。すなわち、L1.5に対しては B2層以下で液状化しているのに対して B1層では液状化が発生していない。また、L1に対しては B2層以下でも液状化が発生しなくなっている。これが特に L1に対して改良地盤の沈下量が非常に小さくなっている理由である。

改良地盤では B2層の液状化強度が相対的に小さい。B1層が L1、L1.5で液状化していないのは、B2層が先に液状化したため地震動の地表側への伝播が押さえられた結果かもしれない。



(a) 未改良地盤



(b) 改良地盤

図5.2.8-6 ケース1沈下量の時刻歴（入力地震動レベルと沈下量の関係）

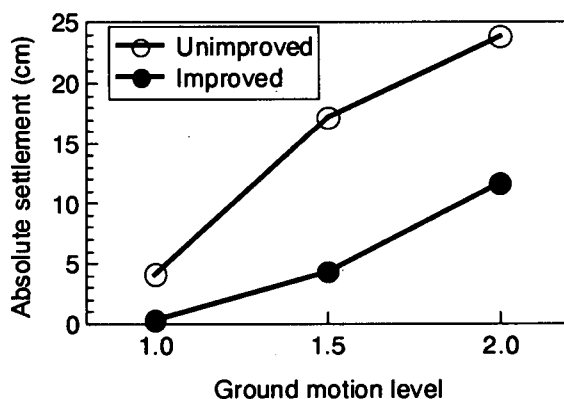


図5.2.8-7 ケース1絶対沈下量（入力地震動レベルと沈下量の関係）

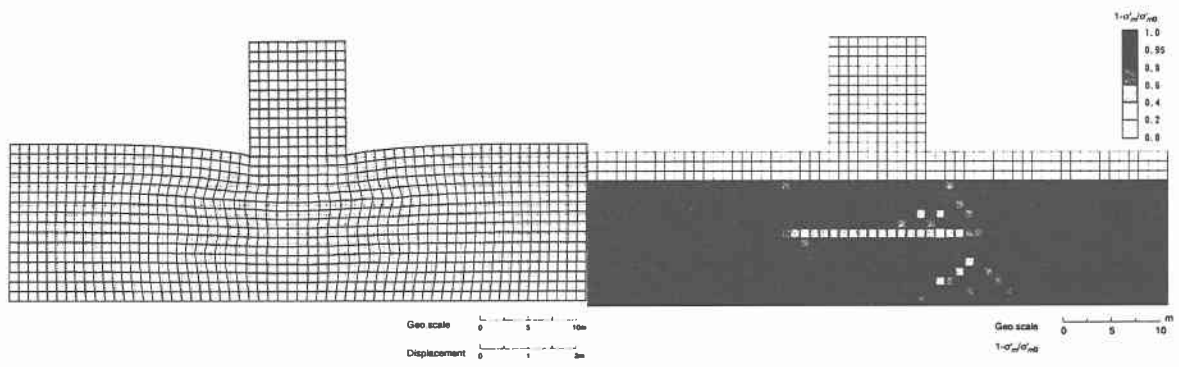


図5.2.8-8 基本ケース A(2) (未改良, L1.5, 20秒)

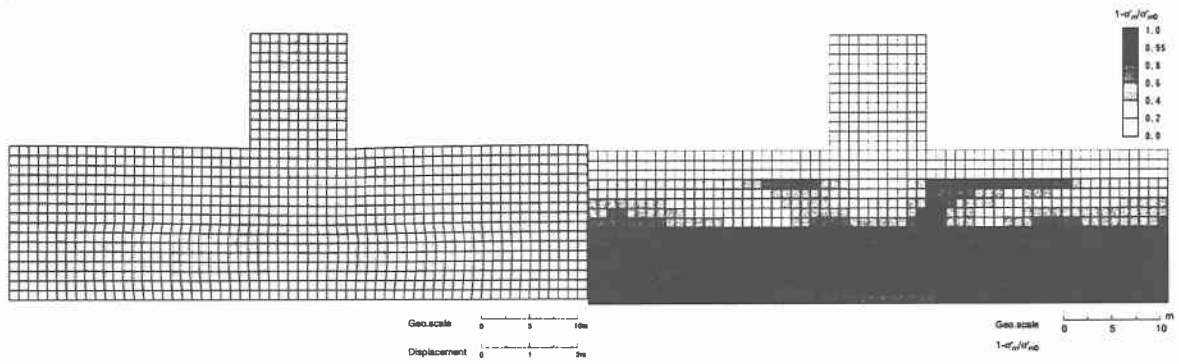


図5.2.8-9 基本ケース B(2) (改良, L1.5, 20秒)

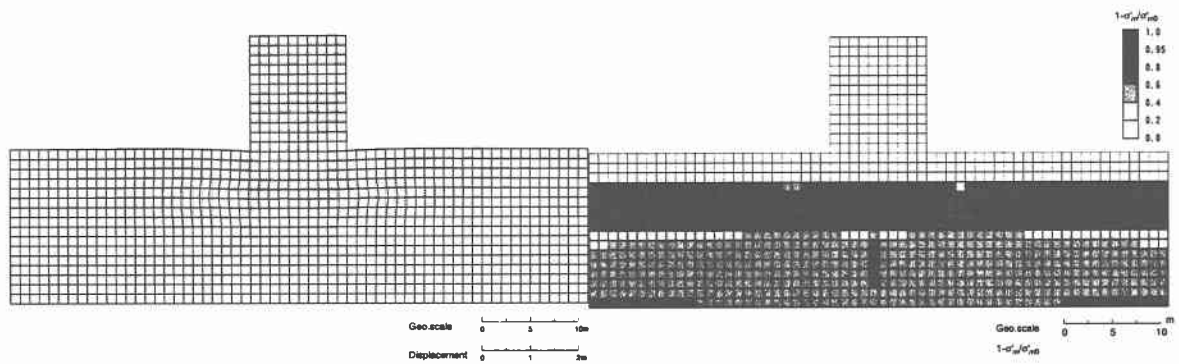


図5.2.8-10 基本ケース A(1) (未改良, L1, 20秒)

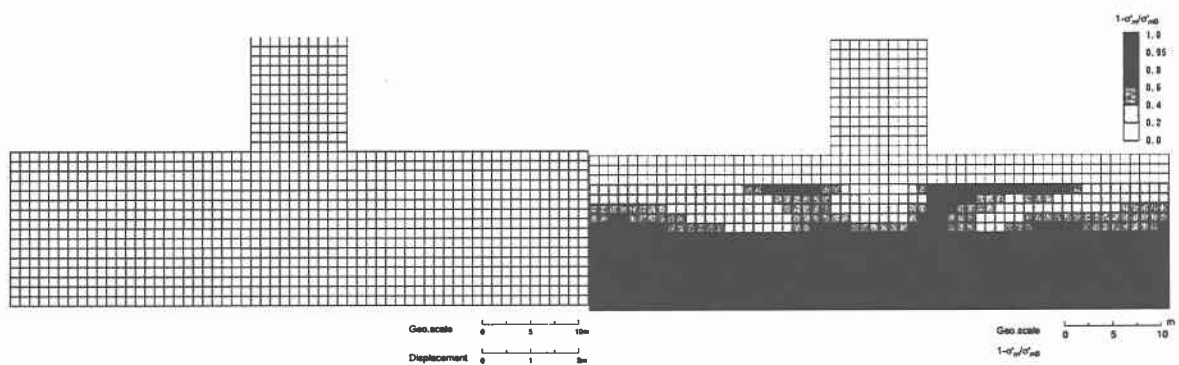


図5.2.8-11 基本ケース B(1) (改良, L1, 20秒)

5.3 変形に関する解析結果の評価

本節では 5.2 節で行われた解析に対して、解析手法、地震動レベル、改良率、改良範囲の違いがどの程度タンクの鉛直変位に影響を及ぼすかについて考察を行うものである。対象となった解析モデルは仮想の地盤・タンク系のモデルであり、解析結果と比較する実物がいないため、どのモデルが実物の挙動と対応しているかは不明である。言い換えれば、目標とする変位量がないために、各解析では実物挙動を表わすためにパラメータを微修正するなどの解析者の判断があまり行われていないと考えられる。したがって、行われた解析の母数は限られるが、現状でいくつか提案されている液状化による残留変形の評価解析によるアウトプットがどれほどの幅を持っているものが、液状化対策によりどの程度タンクの変形が抑制されるかを認識する上では重要であると考えられる。なお、以下の評価ではタンクの鉛直変位はタンク中央部における絶対沈下量をもとにした。

(a) 基本ケース A, B

図 5.3.1 に、基本ケース A, B におけるタンクの鉛直変位の度数分布を示す。度数を求めるための鉛直変位の範囲は 20cm とした。未改良地盤（基本ケース A）では、鉛直変位は 0-20cm~80-100cm まで解析結果が広く分布していることがわかる。タンク鉛直変位の平均値は 45.5cm、標準偏差は 26.3cm、変動係数は 0.49 となった。一方、改良地盤（基本ケース B）では、鉛直変位は 0-20cm~20-40cm に集中している。平均値は 13.1cm、標準偏差は 11.1cm、変動係数は 0.85 となった。解析結果の変動係数のみを見た場合、同じ解析対象、液状化強度を目標にしたにも拘らず、解析手法によるばらつきはかなり大きくなった。その原因としては、手法の違い（構成モデル、離散化）、同じ液状化強度曲線をフィッティングしてもそれ以上の両振幅せん断ひずみレベルでの構成モデルの挙動が保証されないという指摘³⁰や境界値問題としてタンク下の複雑な応力状態の再現の難しさを加味すればこの程度のばらつきは現状では十分にありえるものと思われる。対策効果についてはどの解析手法でも対策を行うことで、タンクの鉛直変位は確実に抑制されていることがわかる。手法により鉛直変位の大きさが異なっているため、改良効果を改良倍率（基本ケース A の鉛直変位/基本ケース B の鉛直変位）で示した度数分布を図 5.3.2 に示す。図より、改良効果が現れやすい手法と現れにくい手法に傾向がわかれている。改良倍率が 4 倍以下の手法の多くは弾塑性理論に立脚したモデルであったが、これは改良地盤においても過剰間隙水圧が高くなり、沈下量が発生したためである。

以上は鉛直変位量に着目した考察を行ったが、定性的な変形モードと過剰間隙水圧比分布の傾向をまとめると以下のようになる。

- ・ 基本ケース A ではタンクが鉛直または若干の傾斜をしながら沈下し、タンク直下地盤では側方にはらみだすような変形モードとなる。
- ・ 過剰間隙水圧比はタンクからはなれた地盤ではほぼ全層が液状化し、タンク直下では過剰間隙水圧比が比較的小さい柱状の領域が存在する。
- ・ 基本ケース B ではタンク直下地盤の側方へのはらみだしが抑制される。
- ・ 改良地盤でも液状化する解析手法もあった。液状化強度が比較的小さい B2 層のみ液状化するものや、ほぼ全層でも液状化するものもあった。これは、地盤改良により地盤の応答加速度が大きくなっていることから、大きなせん断応力が改良層に作用して液状化したものと推測される。

(b) 入力地震レベルの違い

入力レベルの違いとタンクの鉛直変位の関係を図 5.3.3 に示す。どの手法においても地震動レベルが大きくなると鉛直変位が増加するという共通した傾向を示した。しかしながら増加の傾向は手法により異なっており、L1.5 以上になると沈下量が急激に増加する、レベルに応じてほぼ線形に鉛直変位が増加する、L1.5 以上で沈下量の増加がにぶる 3 つの傾向が見られた。

(c) 改良率による違い

改良率とタンク沈下量の関係を図 5.3.4 に示す。改良の傾向をさらにわかりやすくするため縦軸を改良率 5% の鉛直変位で正規化した関係を図 5.3.5 に示す。図より今回行った大きな地震動レベルでは改良率が 5% から 10% に上がると改良効果が明確に現れる結果となり、鉛直変位は 1/3 以下に抑制される結果となった。また改良率が 20% ではほとんどタンクの沈下が発生しないという結果となった。なお、e と f の解析は液状化に対する安全率 F_L に基づいて地盤のせん断剛性低下率を定めており、 F_L が 1 以上になるとせん断剛性の変化率は小さくなる。よって、改良率 5% のケースですでに F_L が 1 以上であったため改良率による差が他の解析に比べて顕著に現れなかったものと考えられる。

(d) 改良範囲の違い

改良範囲とタンク鉛直変位の関係を図 5.3.6 に示す。図 5.3.7 には図 5.3.6 の縦軸を未改良地盤の鉛直変位で正規化した関係を示す。図の横軸は右に行くほど改良範囲は広くなるように、言い換えれば、改良にかかるコストが大きくなるように配置してある。図より、動的解析に分類される解析（e, f を除く）では、改良範囲が大きくなっても鉛直変位が必ずしも減少しない場合もありうる結果となっている。これは、せん断剛性が異なる改良体が地盤中に存在することにより、地震動の増幅過程において、地震動が弱層に集中し、改良を行っていない地盤に変形が集中することで生じている

ものと考えられる。また、bの解析を除けば、余改良を10mとして液状化層（層厚13m）を改良した場合は、全面改良とほぼ同程度にタンクの鉛直変位を抑制する効果が有ることがわかる。この結果は余改良範囲を液状化層厚の2/3倍とする基準³¹⁾と概ね対応していると考えられる。この余改良範囲をどれだけ狭められるかを検討することは敷地の制限や工費に大きく影響を及ぼし、実務上、重要な課題である。今回の解析では解析手法によって改良深度が等しければ余改良した方が直下改良（余改良無し）に比べてタンクの沈下が抑制される結果となった。この余改良範囲をどこまで小さくできるかは、液状化地盤（未改良地盤）からの水平方向の浸透による改良地盤の間隙水圧上昇に伴う劣化³²⁾も考慮に入れて、模型実験や解析事例を積み重ねることにより、慎重に判断していく必要があるものと思われる。一方、改良深度に関しては、既往の改良範囲に着目した解析では、改良幅よりも、改良深さを大きくした方がタンク鉛直の抑制には効果的であるという指摘³³⁾があるが、今回の解析でも概ねそのような傾向が認められた。

(e)まとめ

改良の有無、地震動レベル、改良率、改良範囲に着目した解析により、それぞれの手法で定性的な傾向は概ね一致しているものの、タンクの鉛直変位量にはばらつきが大きいことがわかった。改良範囲に関する解析では手法による違いが大きく、改良範囲の設定に関しては今後多くの研究が必要であると考えられる。

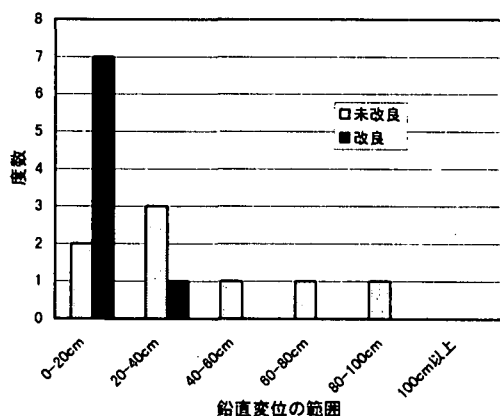


図 5.3.1 タンク鉛直変位の度数分布

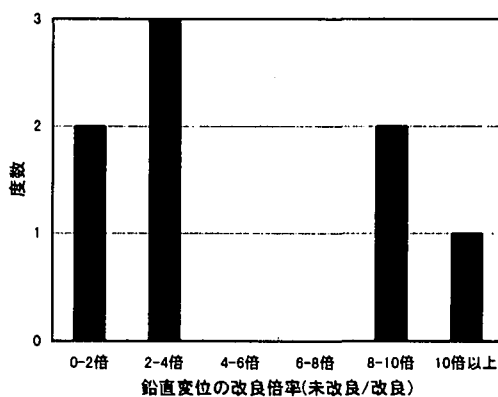
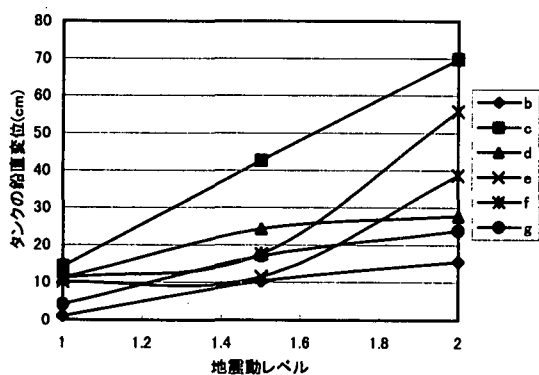
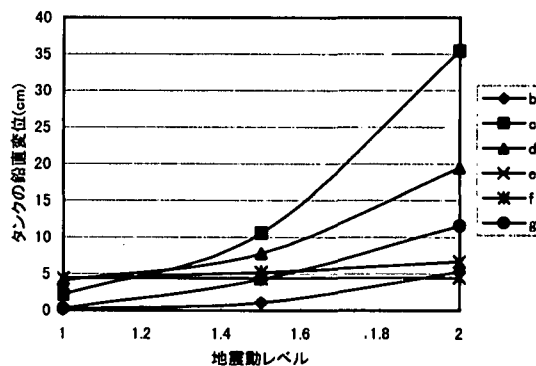


図 5.3.2 改良倍率の度数分布



(a)未改良地盤



(b)改良地盤

図 5.3.3 地震動レベルとタンク鉛直変位の関係

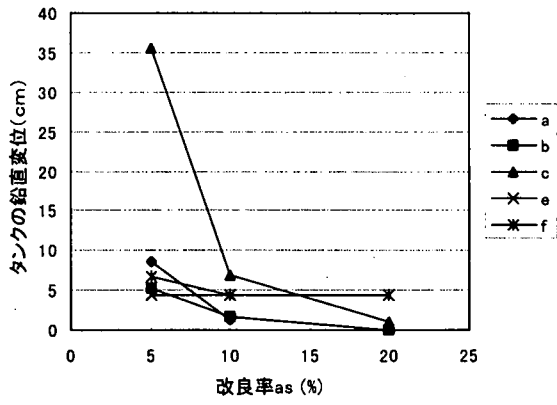


図 5.3.4 タンク鉛直変位と改良率

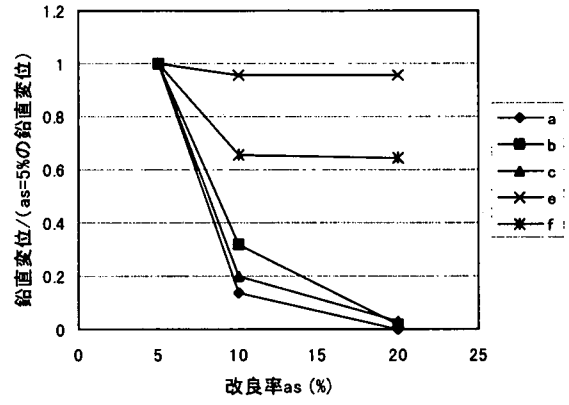


図 5.3.5 タンク鉛直変位と改良率 (改良率 5% で正規化)

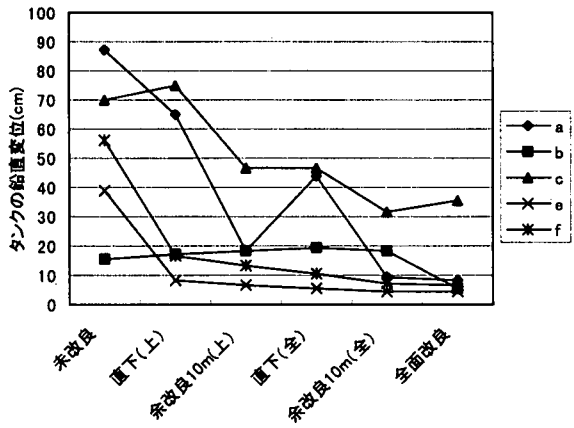


図 5.3.6 タンク鉛直変位と改良範囲

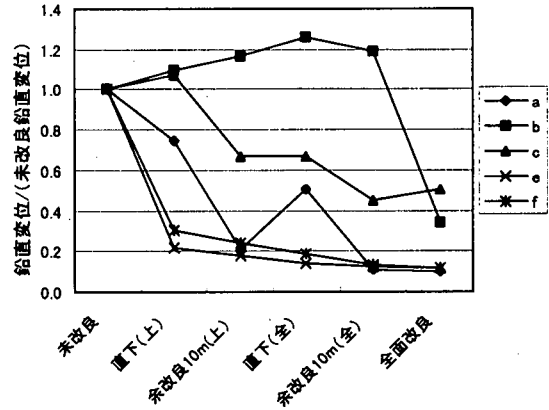


図 5.3.7 タンク鉛直変位と改良範囲 (未改良地盤で正規化)

5.4 まとめと課題

本章においては、締固めによる改良地盤の挙動について7つの解析コードを用いて、その抑制効果としての変形の定量的な把握を試みた。結果は、5.3 でまとめたように解析コードによる相違は大きいものの、改良の有無による効果には定性的な傾向の一致がみられた。また、地震動レベル、改良率、改良範囲と変形の関係においても、解析を通じて変形についてのある程度の定量的な把握ができた。しかしながら、想定する地震動レベルと構造物の重要度に応じた要求性能及び許容値の設定といった今後の耐震性能設計の流れを鑑みると、許容沈下や不同沈下の考え方が重要な視点となっていくものと考えられる。また、今回の解析で追えなかった経済的な改良率や合理的な改良範囲の設定方法についても課題として残されている。そこで、これらの現状の課題と対応について以下にまとめ、本章の液状化対策に関する今後の研究課題とする。

(1) 許容沈下量や不同沈下について

土木学会では1995年兵庫県南部地震における構造物の被害を受けて、地震後にすぐ「耐震基準等基本問題検討会議」を設置し検討を開始した。そして、1995年5月に第1次提言³⁴⁾、1996年1月に第2次提言³⁵⁾、2000年に第3次提言が発表された。そのうち、第1次提言では、「構造物の耐震性能の照査では、供用期間内に1~2度発生する確率を持つ地震動強さと、発生確率は低い極めて激しい地震動強さの二段階の地震動強さを想定することが必要である。」と提言された。そして第2次提言ではこの二段階の地震動レベルの目的と性格が構造物ごとに位置づけられた。そのうち、地盤および構造物基礎に関しては、以下のように位置づけられた。

- ①レベル1地震動に対して上部および地中構造物の機能を維持することを構造物基礎の耐震性能の目標とする。
液状化発生の可能性がある地盤に関しては、地盤改良により液状化を発生させないことを一応の原則とするがそれが困難な場合には基礎構造の工夫や強化により上部構造の機能を保持できるようにする。
- ②レベル2地震動に対しては、上部および地中構造物に重大な損傷が発生しないことを耐震性能の目標とする。
地盤改良による液状化防止が困難な場合には、地盤の測方流動や沈下により基礎に過大な変位が発生し、上部構造に重大な被害が生じないように、基礎構造の強化や構造系全体の見直しを行うものとする。

ここに述べられているように、レベル2地震動に対しては、液状化の発生の防止が困難な場合には、上部構造物に重大な被害が生じないように設計を行うことになる。この際、直接基礎の構造物では沈下量、地中構造物では浮上がり量が問題となり、その許容値を設定して設計する必要がある。タンクや住家などでは単なるめり込み沈下だけでなく、不同沈下量も問題となる。ところが、このような許容値に関しては、まだ、研究の途上にあり構造物ごとに検討されつつあるのが現状である。以下には、直接基礎の構造物の沈下量に関して最近調査されたものとして、中層建物のめり込み沈下量と傾斜角の関係調べた事例と、戸建て住宅で許容不同沈下量を調べた事例を示しておく。

液状化に伴って直接基礎が沈下する場合、1964年新潟地震における川岸町の県営アパートの被害に見られるように、めり込み沈下と同時に傾斜(不同沈下)も生じる。構造物の形状が非対称な場合は傾斜し易いのは勿論であるが、直方体や円筒形でも傾斜が生じてきている。1964年新潟地震、1990年フィリピン・ルソン島地震、1999年トルコ・コジャエリ地震における中層建物のめり込み沈下量 Sav (cm)と傾斜角 θ (°)の関係を調べてみた例³⁶⁾が図5.4.1である。ここではめり込み沈下量として平均沈下量をとっている。各地震での関係はかなりばらついており、また、3つの地震で少し関係が異なっているが、直線関係にあると仮定すると、 $\theta = 0.05 Sav$ 程度の関係となる。本章ではめり込み沈下量の解析を行ってきたが、それだけでは傾斜角の推定は出来ない。そこで図

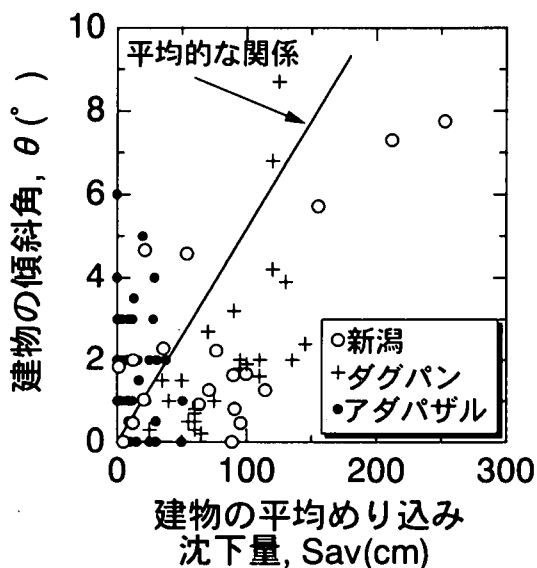


図 5.4.1 3つの地震における中層建物のめり込み沈下と傾斜角の関係³⁶⁾

5.4.1のような関係を今後も整理し、解析上では表現できない傾斜をさらに推定する方法を開発していく必要があると考えられる。

2000年鳥取県西部地震(M=7.3)では、米子市から境港市にかけての弓ヶ浜半島やその周辺で液状化が発生し、家屋や道路などに被害をもたらした。そのうち、米子市の安倍彦名団地では団地内の各所で噴砂・噴水が生じ、

多くの家屋が沈下・傾斜や損壊の被害を受けた。傾斜した家屋では住民の方々にめまいや頭痛が生じ、そのままでは生活が出来なくなった。そのため、傾斜がひどい家屋は基礎下嵩上げを行って水平に戻す水平復元工事が行われた。この傾斜量、つまり不同沈下量について、地震後の被災状況把握時や復旧時に測定が行われた。それによると全戸の内最大の傾斜角は 37.5/1000 であり、最大の不同沈下量は 33cm であった。そして、15/1000 以上傾いた家屋が 47 棟、10/1000～15/1000 ほど傾いた家屋が 30 棟、5/1000～10/1000 ほど傾いた家屋が 39 棟、5/1000 以下か沈下量が測定されていない家屋が 53 棟あった。各戸の傾斜角に加えて平均沈下量(ただし、ここではめり込み沈下量は含まれていない)も求めて両者の関係をプロットしたのが図 5.4.2 である³⁷⁾。この図は復旧にあたって水平化工事を施したか否かを分けてプロットしたものである。これを見ると、傾斜角が(5～15)/1000 程度が水平化工事を行ったか否かの境となっている。従って 1/100 程度以上傾斜するとめまいや頭痛が生じて水平復元工事を行わざるを得なかったと言えそうであり、住家としてはこの程度の傾斜角が許容傾斜角と言えそうである。

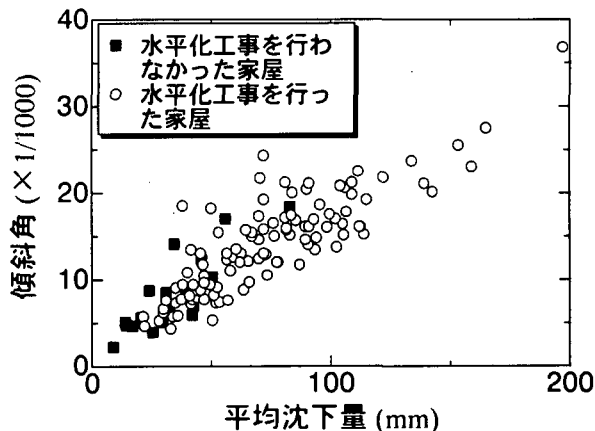


図 5.4.2 水平化工事を行った家屋と行わなかった家屋の傾斜角³⁷⁾

(2) 液状化対策範囲について

液状化対策としての締固め工法による地盤改良を行う場合、改良は構造物直下だけでなく構造物の安定性を支配する範囲が対象となる。平面的な範囲については構造物により現行の基準では、石油タンクを対象とする場合には改良深さの 2/3 (危険物の規制に関する規則)、建築構造物を対象とした場合には、改良深さの 1/2 に相当する範囲 (建築基礎構造設計指針) で良いとしている。また、井合ら³²⁾ は過剰間隙水圧の伝播による損傷領域を想定し、主働崩壊面と受働崩壊面を網羅する範囲を地盤改良範囲としている。

臨海部の新設のエネルギー施設などのように用地に余裕がある場合には、改良範囲を大きくとることができるが、建築構造物のように敷地境界がある場合には改良範囲がとれないケースが多い。このような場合には、外周部に連続地中壁やグラベルコンパクションパイルを打設して対応する方法もあると考えられる。前者の方法は外部の過剰間隙水圧を遮断する方法であり、後者については、改良域外の過剰間隙水圧の上昇により、改良域が損傷を受けること、すなわち不安定領域が生じないように、外周部に透水性の高い粒調砕石を材料としたグラベルコンパクションパイルを打設することにより過剰間隙水圧の消散を図るものである。この方法の有効性については兵庫県南部地震で実証されている³⁸⁾。同地区では、図 5.4.3 に示すように支持力増大を目的とした締固め工法が適用され、外周部については上述した考え方によりグラベルコンパクションパイルが施工されていた。兵庫県南部地震の際、同施設の周辺では液状化による噴砂、地盤沈下が生じたが、同施設域では液状化による噴砂・沈下等の被害や改良域端部の損傷場等も認められず、上述の考え方の有効性が実証された。しかしながら、合理的かつ経済的な改良範囲の決定方法については、研究の余地が残されているといえる。

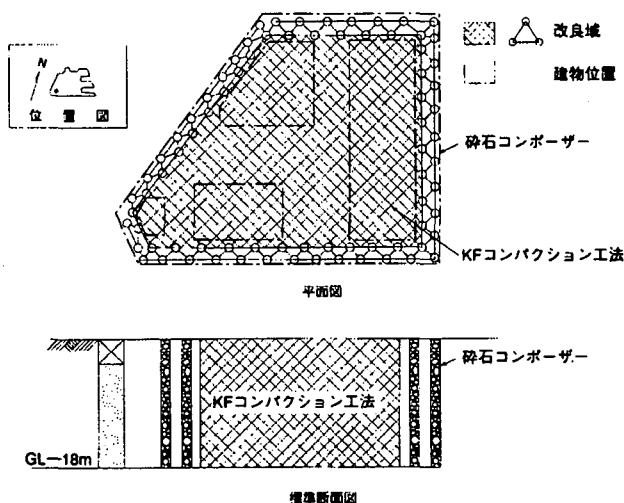


図 5.4.3 締固めによる地盤改良の平面図・断面図

(3) 締固め工法以外の工法の課題について

今回の一斉解析では締固め工法のみ扱ったが、この工法以外に良く採用される液状化対策工法としては、ドレーン工法と固化工法がある。締固め工法においては、当解析で考慮した締固めによる改良地盤特有の静止土圧係数 K_0 の増加効果以外にも杭芯の強度も含んだ複合地盤の解析的な扱い方や地震時の排水効果³⁹⁾の定量的な把握などが課題として残されているが、それ以外の2工法についての現状の課題について以下に列挙する。

(ドレーン工法)

- 1) レベル2地震動の場合、初期に大きな振動波形が現れるため、レベル1の時に比べて過剰間隙水圧の発生形態が異なる可能性がある。この結果、ドレーンの発生が間に合わず、最初の数波の段階で間隙水圧が急上昇するため、有効応力が現象して、体積圧縮係数が大きくなるため、排水効果が小さくなる可能性がある。
- 2) 同じドレーン材であっても、動水勾配が大きいほど透水係数は低下するため、急激な水圧上昇時にはウェルレジスタンスが大きくなる。また、人工材料の場合にはドレーン材料の目詰まり防止のためのフィルター材の選定によって耐久性が大きく影響される。
- 3) ドレーン工法の設計にあたっては、構造物の機能に影響する地盤剛性の変化や許容変形量に基づき設計過剰間隙水圧比（現状では0.2~0.5程度）の設定を理論付けることが必要となる。

(固化工法)

- 1) 液状化対策として固化工法を適用する場合には、格子状改良が経済的であるが、図5.4.4に示す過剰間隙水圧と寸法比（格子間隔/改良深さ）の関係がレベル2地震動においても適用できるかが議論となる。
- 2) 固化改良の場合は、現状では構造物としての設計となるため、外的安定、内的安定の検討が必要となる。この時動土圧や動水圧の設定の仕方が過大であり、不経済であるということも課題として残されている

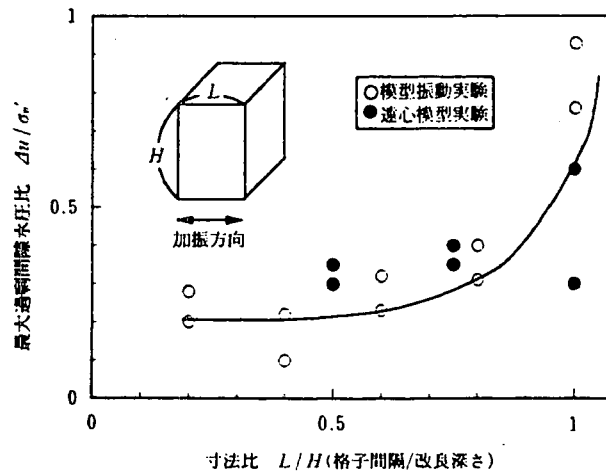


図 5.4.4 寸法比と過剰間隙水圧比の関係

【参考文献】

- 1) 大林淳, 原田健二, 山本実, 佐々木康: 締め地盤の液状化抵抗に関する評価, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.1411-1416., 1998.
- 2) Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa N.: Effect of Soil Improvement on Ground Subsidence due to Liquefaction, *Soils and Foundations*, Special Issue, pp.99-107, 1996.
- 3) (社) 土木学会: 土木建造物の耐震基準に関する「第二次提言」, 1996. 1. 10
- 4) 阪神大震災・地盤調査研究会: 平成9年度報告書, 7. 改良地盤と未改良地盤の兵庫県南部地震における応答のシミュレーション, pp.145-206., 1998.
- 5) 原田健二・石田英毅: 大地震における建築建造物の締めによる直接基礎改良地盤の評価に関する実証的研究, 実務にみる地盤改良工法の技術的諸問題シンポジウム論文集, pp.93-98., 1999.
- 6) 吉田望・末富岩雄・小林悟史・三浦均也: 周波数依存性を考慮した等価線形解析の適用性, 第36回地盤工学研究発表会, pp.2355-2356., 2001.
- 7) 井合進・松永康男・亀岡知弘: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility: 港湾技術研究所報告, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- 8) 井合進・松永康男・亀岡知弘: Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, 港湾技術研究所報告, Vol.29, No.4, pp.57-83, 1990.
- 9) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15., 1992.
- 10) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Analysis of Undrained Cyclic Behavior of Sand Under Anisotropic Consolidation, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.16-20., 1992.
- 11) Tobita, Y. and Yoshida, N.: An Isotropic Bounding Surface Model for Undrained Cyclic Behavior of Sand, Limitation and Modification, Proc., International Symposium on Pre-Failure Deformation of Geomaterials, Sapporo, pp.457-462.
- 12) 小瀬木克己, 王均, 黒瀬浩公, 佐藤正行, 石川博之, 藤谷昌弘: 砂の非排水繰返しせん断試験のシミュレーション, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集/Ⅲ-A, pp.332-333, 1996.
- 13) 佐藤正行: 埋立地盤の液状化と護岸建造物の地震被害のメカニズムに関する研究, pp.143-184, 1997.3.
- 14) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R.: FEM-FDM coupled liquefaction analysis of porous soil using an elasto-plastic model, *Applied Science Research*, Vol.52, pp.209-245, 1994.
- 15) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 16) 金谷, 西, 当麻, 大波: 有効応力に基づく地盤の非線形解析手法の開発とその検証, 土木学会論文集 No.505, pp.49-58, 1994.
- 17) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, specialty session 9, 9th int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.229~238, 1977.
- 18) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T., Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, JSSMFE, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 19) Akiyoshi, T., Fuchida, K., et al, of sandy ground improved by sand compaction piles, *Int. J. Soil Dynamics and Earthquake E Liquefaction analysis engineering*, Vol.12, No.5, pp.299-307, 1993.
- 20) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化にともなう流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No.638/Ⅲ-49, pp.71-89, 1999.
- 21) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
- 22) Yoshida, N. (1993): STADAS, A computer program for static and dynamic analysis of ground and soil-structure interaction problems, Report, Soil Dynamics Group, The University of British Columbia, Vancouver, Canada
- 23) Yoshida, N. and Finn, W. D. L. (2000): Simulation of liquefaction beneath an impermeable surface layer, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, Vol. 19, No. 5, pp. 333-338
- 24) 吉田望, 辻野修一, 石原研而 (1990): 地盤の1次元非線形解析に用いる土のせん断応力-せん断ひずみ関係

- のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 1639-1640
- 25) 吉田望, 辻野修一 (1993): 多次元解析に用いる簡易な構成則, 第 28 回土質工学研究発表会平成 5 年度発表講演集, pp. 1221-1224
 - 26) 福武毅芳, 大槻明 (1993): ALISS による解析, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム, 土質工学会, pp. 125-134
 - 27) 吉田望, 辻野修一, 中島智樹, 矢野康明: 多次元解析に用いる簡易な構成則 その 2 ダイラタンシーの考慮, 土木学会 48 回年次学術講演会講演概要集, 第 3 部, pp.1218-1219, 1993
 - 28) Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970): Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, Proc. ASCE, Jour. of SM, Vol.96, No.SM5, pp.1629-1653
 - 29) Ishihara, K., Yoshida, N. and Tsujino, S. (1985): Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, Proc. 5th International Conference for Numerical Method in Geomechanics, Nagoya, Vol. 1, pp. 373-380, 1985
 - 30) 渦岡, 立石, 八嶋: 液状化メカニズム・予測と設計法 7.液状化解析法 (その 2), 土と基礎 Vol.51 No.2, pp.49-54, 2003
 - 31) 消防庁: 危険物の規制に関する規則, 1978
 - 32) 井合進, 小泉勝彦, 倉田栄一: 液状化対策としての地盤の締固め範囲, 土と基礎 Vol.39 No.2, pp.35-40, 1991.
 - 33) 吉澤, 鬼丸, 畑中, 内田, 難波: LPG タンク基礎および周辺地盤の地震による影響についての考察, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1149-1152, 1997
 - 34) 土木学会: 土木学会耐震基準等に関する提言集, 1996.
 - 35) 土木学会: 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会: 土木構造物の耐震設計法等に関する第 3 次提言と解説, 2000.
 - 36) Yasuda, S., Irisawa, T. and Kazami, K.: Liquefaction-induced settlements of buildings and damages in coastal areas during the Kocaeli and other earthquakes, Proc. of the Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes, 15th ICSMGT, pp.33-42, 2001.
 - 37) 安田進・橋本隆雄: 鳥取県西部地震における住宅の液状化による沈下について, 第 57 回年次学術講演会講演概要集, III-515, pp.1029-1030, 2002.
 - 38) 不動建設株式会社: 平成 7 年兵庫県南部地震調査速報集, 平成 7 年 3 月
 - 39) Maegawa, F., Yasuda, S., Arai, D., Fukui, Y. and Harada, K.: Effectiveness of compaction pile method as a measure against liquefaction under intense shaking, XVICSME(Turkey), TC4, Satellite Conference on "Lessons Learned from Recent Strong Earthquake, pp.357-362, 2001.