

河川堤防の地震時変形量の解析手法

平成 14 年 2 月



財団法人 国土技術研究センター
Japan Institute of Construction Engineering (JICE)

目 次

1. まえがき	1 - 1
2. 設計地震動	2 - 1
3. 堤防の地震動による被害と変形解析手法	3 - 1
3.1 地震被害事例における地盤変形メカニズム	3 - 1
3.2 液状化対策工法の種類と対策原理	3 - 3
3.3 解析手法の分類と各手法の特徴	3 - 5
3.4 有限要素法（FEM）を用いる手法	3 - 9
(1) 動的解析（LIQCA, FLIP）	
(2) 静的解析（ALID）	
3.5 有限要素法（FEM）以外の手法	3 - 12
(1) 流体力学に基づく永久変形解析法（東畠モデル）	
(2) 極限平衡法に基づく円弧すべり法（ Δu 法）	
3.6 変形解析手法の選定条件	3 - 14
(1) 解析手法の特性から見た比較	
(2) 地盤材料（基礎地盤・堤体）の評価方法から見た比較	
(3) 液状化対策工法のモデル化から見た比較	
(4) 解析に必要な土質定数の個数および経済性から見た比較	
(5) 変形の予測精度	
(6) まとめ	
4. 堤防の耐震性評価と対策工の設計	4 - 1 - 1
4.1 全体の流れ	4 - 1 - 1
4.2 有限要素法に基づく動的解析法(その1: LIQCA)	4 - 2 - 1
I. 手法の特性	4 - 2 - 1
① 堤防変形の捉え方	4 - 2 - 1
② 計算の手順	4 - 2 - 2
II. 堤防のモデル化	4 - 2 - 4
① 基礎地盤構造と物性	4 - 2 - 4
② 堤体構造と物性	4 - 2 - 4
③ 境界条件	4 - 2 - 4
④ その他の仮定条件	4 - 2 - 4
III. 入力条件の設定	4 - 2 - 5
① 地震動	4 - 2 - 5
② 液状化層の設定	4 - 2 - 5

IV. パラメータ設定	4-2-5	VII. 現場への適用性	4-3-8
① LIQCAでの土のパラメータ	4-2-6	① 事前の土質試験項目	4-3-8
② 減衰定数	4-2-7	② プログラムの一般化	4-3-9
V. 計算結果	4-2-7	③ パラメータ設定の難易	4-3-9
VI. 対策工を評価する場合の留意点	4-2-8	④ モデル化の難易及び計算時間	4-3-9
① 密度増大工法（締固め工法）	4-2-8	⑤ 予測精度	4-3-10
② 固結工法	4-2-8	⑥ 適用範囲の限界	4-3-10
③ 間隙水圧消散工法（ドレン工法）	4-2-9		
④ せん断変形抑制工法（鋼材工法）	4-2-9		
VII. 現場への適用性	4-2-10		
① 事前の土質試験項目	4-2-10		
② プログラムの一般化	4-2-10		
③ パラメータ設定の難易	4-2-10		
④ モデル化の難易及び計算時間	4-2-10		
⑤ 予測精度	4-2-11		
⑥ 適用範囲の限界	4-2-11		
 4.3 有限要素法に基づく動的解析法(その2:FLIP)	4-3-1		
I. 手法の特性	4-3-1		
① 堤防変形の捉え方	4-3-1		
② 計算の手順	4-3-2		
II. 堤防のモデル化	4-3-4		
① 基礎地盤構造と物性	4-3-4		
② 堤体構造と物性	4-3-4		
③ 境界条件	4-3-5		
④ その他の仮定条件	4-3-5		
III. 入力条件の設定	4-3-5		
① 地震動	4-3-5		
② 液状化層の設定	4-3-5		
IV. パラメータ設定	4-3-5		
① FLIPでの土のパラメータ	4-3-6		
② 減衰定数	4-3-6		
V. 計算結果	4-3-7		
VI. 対策工を評価する場合の留意点	4-3-7		
① 密度増大工法（締固め工法）	4-3-7		
② 固結工法	4-3-8		
③ 間隙水圧消散工法（ドレン工法）	4-3-8		
④ せん断変形抑制工法（鋼材工法）	4-3-8		
		V. 4.4 静的FEM自重解析に基づく変形解析法(ALID)	
		I. 手法の特性	4-4-1
		① 堤防変形の捉え方	4-4-1
		② 解析のアルゴリズム	4-4-2
		③ 計算の手順	4-4-3
		II. 堤防のモデル化	4-4-4
		① 基礎地盤構造と物性	4-4-4
		② 堤体構造と物性	4-4-4
		③ 境界条件	4-4-4
		④ その他の仮定条件	4-4-4
		III. 入力条件の設定	4-4-5
		① 地震動	4-4-5
		② 液状化層の設定	4-4-5
		IV. パラメータ設定	4-4-5
		① 剛性低下率	4-4-5
		② 液状化パラメータ	4-4-5
		V. 予測結果	4-4-6
		VI. 対策工を評価する場合の留意点	4-4-6
		① 密度増大工法（締固め工法）	4-4-7
		② 固結工法	4-4-7
		③ 間隙水圧消散工法（ドレン工法）	4-4-7
		④ せん断変形抑制工法（鋼材工法）	4-4-7
		VII. 現場への適用性	4-4-8
		① 事前の土質試験項目	4-4-8
		② プログラムの一般化	4-4-8
		③ パラメータ設定の難易	4-4-8
		④ モデル化の難易及び計算時間	4-4-8
		⑤ 予測精度	4-4-8
		⑥ 適用範囲の限界	4-4-8

4.5 流体力学に基づく永久変形解析法(東畠モデル)	
I. 手法の特性	4-5-1
① 堤防変形の捉え方	4-5-1
② 解析のアルゴリズム	4-5-2
③ 計算の手順	4-5-3
II. 堤防のモデル化	4-5-5
① 基礎地盤構造と物性	4-5-5
② 堤体構造と物性	4-5-5
③ 境界条件	4-5-6
III. 入力条件の設定	4-5-7
① 地震動	4-5-7
② 液状化層の設定	4-5-7
IV. パラメータ設定	4-5-8
① 減衰定数	4-5-8
② 液状化パラメータ	4-5-8
V. 予測結果	4-5-8
VI. 対策工を評価する場合の留意点	4-5-9
① 密度増大工法(締固め工法)	4-5-10
② 固結工法	4-5-10
③ 間隙水圧消散工法(ドレン工法)	4-5-10
④ せん断変形抑制工法(鋼材工法)	4-5-10
VII. 現場への適用性	4-5-12
① 事前の土質試験項目	4-5-12
② プログラムの一般化	4-5-12
③ パラメータ設定の難易	4-5-12
④ モデル化の難易及び計算時間	4-5-12
⑤ 予測精度	4-5-12
⑥ 適用範囲の限界	4-5-12
4.6 円弧すべり計算法(△u法)	
I. 手法の特性	4-6-1
① 堤防変形の捉え方	4-6-1
② モデル化へのアルゴリズム	4-6-3
③ 計算の手順	4-6-3
II. 堤防のモデル化	4-6-5
① 基礎地盤構造と物性	4-6-5
② 堤体構造と物性	4-6-5
③ 境界条件	4-6-6
III. 入力条件の設定	4-6-6
① 地震動	4-6-6
② 液状化層の設定	4-6-6
IV. 予測結果	4-6-6
V. 対策工を評価する場合の留意点	4-6-7
VI. 現場への適用性	4-6-7
① 事前の土質試験項目	4-6-7
② プログラムの一般化	4-6-7
③ パラメータ設定の難易	4-6-7
④ 予測精度	4-6-7
⑤ 適用範囲の限界	4-6-8

卷末資料

- A 1 後志利別川堤防、淀川堤防解析事例
- A 2 法先固化改良した模型盛土の動的遠心載荷実験解析事例
- A 3 法先締固め改良した模型盛土の動的遠心載荷実験解析事例
- A 4 矢板工法(自立式)による対策盛土の模型振動実験の解析事例
- A 5 解析事例のまとめ

1. まえがき

河川堤防は洪水を堤内へ溢水させないことが本来の機能であり、この治水機能は地震によっても阻害されないことが期待される。「建設省河川砂防技術基準（案）・同解説」によれば、堤防は地震時に被害を被っても越水させないこと、とされている。これは、堤防にはどのような地震に対しても壊れないようなきわめて高い耐震性を確保するのではなく、地震により多少の被害を被ってもその後の緊急復旧に要する期間内に生じうる高水に対して越水を生じさせないようにする、ということが意図されている。

このことを地震対策事業において実現するためには、想定される地震動に対して堤防の被害の程度を予測し、予測された地震後の堤防の高さと緊急復旧期間内に生じうる高水を比較して越水の可能性を判断する。その結果越水の可能性があるとされた場合には必要な堤防強化対策を行う、ということが必要となる。

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震以降、ゼロメートル地帯に位置する河川堤防では耐震強化を推進してきた。この中で、堤防の地震による被害の程度を予測する手法（耐震点検手法¹⁾）としては、円弧すべり法が用いられている。この方法は、基礎地盤の液状化によるせん断強さの低下や地震時慣性力の作用などを取り込んでいるが、得られる結果は安全率であり、堤防の被害程度すなわち沈下量を直接に予測するものではない。これを補完するために、過去の多くの被災事例検証に基づき、安全率と堤防の沈下量との関係が経験的に設定され、この関係を用いて安全率を沈下量に読み換える、という方法がとられている。

以上に述べた方法はおそらく最も簡便であり、実務的に取り扱いやすいものであるが、予測精度については必ずしも十分とは言えない面がある。

他方、近年、堤防のような土構造物の地震時変形量を解析する手法が著しく進歩して来ており、一部の分野では設計実務に用いられ始めている。このような手法を用いることの利点は、地震による変形量を直接に得ることができることから、耐震性能が定量的かつ合理的に評価できることである。河川堤防の耐震点検においても必要に応じてこのような手法を用いれば、より合理的な耐震点検が可能となると考えられる。

これまでに報告された過去の地震による河川堤防の被害事例において大規模な堤防天端の沈下量を生じた事例のほとんどは、堤防直下の砂質土層の液状化によるものと推定され、河川堤防においては液状化する可能性のない粘性土地盤での大規模な地震被害事例はほとんどない。

このようなことから、本書では地盤の液状化を主因とする土構造物の地震後の残留変形量を評価できる5つの解析手法をとりあげ、これらを河川堤防に適用する場合の考え方、各手法の特性・適用性等を紹介するものである。

なお、土構造物の地震後変形量を予測評価する手法には種々のものが提案、研究されており、ここに紹介する手法はそれらのうちの代表的なものである。したがって、ここに示す解析手法だけに適用を限定するものではない。また、ここで挙げた手法を含め多くの手

法が日々改良が加えられ更新されている。大切なことは、いずれの手法においても解析上の仮定条件を有しており、それぞれに適用性・予測精度・適用限界があること等を理解したうえで適切に利用することである。

なお、本書は、財団法人 国土技術研究センターに設置した河川堤防耐震研究グループ（座長 佐々木 康 広島大学大学院教授）の先生方の御指導、御意見をいただき作成したものである。

河川堤防耐震研究グループ

名簿

座長	佐々木 康	広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻	教授
副座長	松尾 修	国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター	
地震災害研究官			
委員	井合 進	独立行政法人港湾空港技術研究所	特別研究官
委員	安田 進	東京電機大学理工学部建設環境工学科	教授
委員	兵動 正幸	山口大学工学部社会建設工学科	教授
委員	東畑 郁生	東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻	教授
委員	八嶋 厚	岐阜大学地域共同研究センター	教授
委員	風間 基樹	東北大学大学院工学研究科土木工学専攻	教授
委員	小俣 篤	国土交通省河川局治水課	企画専門官
委員	上谷 昌史	国土交通省河川局治水課	課長補佐
委員	岡村 未対	独立行政法人土木研究所技術推進本部	主任研究員
事務局	田所 正	財団法人国土技術研究センター調査第一部	部長
事務局	中山 修	財団法人国土技術研究センター調査第一部	次長
事務局	西嶋 洋明	財団法人国土技術研究センター調査第一部	上席主任研究員

(平成13年10月現在)

2. 設計地震動

本書で取り扱う 5 つの解析手法の内、有限要素法による動的解析法である 2 つの手法は地震力として地震の時刻歴波形を用いるものであり、したがって、設計地震力として具体的な地震動時刻歴波形が必要となる。一方、動的解析法以外のその他 3 つの手法では、地盤の液状化簡易判定による F_L 値が求まればよく、従来の震度法による設計震度を設定すればよい。

前章で述べたように、平成 7 年度から全国で進められてきた河川堤防の耐震強化では、液状化簡易判定により地震時の液状化層を特定した上で円弧すべり法 (Δu 法) により地震による被害の程度を予測しており、液状化判定で用いられる設計震度は、地域により 0.12 ~ 0.18 の値が設定されている。動的解析法を用いない 3 つの手法は、何れも地盤の液状化簡易判定を行い、液状化するものと判定された層の土の力学特性を手法ごとに評価して堤防の沈下量を計算するものである。これらの手法は、設計震度が液状化判定にのみ使われるという点において既往の堤防耐震点検法 (Δu 法) の考え方の延長上の解析手法であることから、これまでに用いられている液状化判定用震度をそのまま準用するのが妥当であると考えられる。ちなみに、堤防の地震被害事例の解析によると、 Δu 法に用いられる設計震度 0.18 は、地表面加速度 220~300gal 程度の地震動に相当することになる¹⁾。

一方、有限要素法による動的解析法では、工学的基盤面における具体的な地震波形を設定する必要がある。地震動の設定方法としては、ある特定の断層で生じる想定地震動を断層モデルから設定する方法が挙げられるが、数多くの断層パラメータを合理的に設定することは現状では困難であり、必ずしも実用的な方法とは言えない。次善の方法としては、地震発生期待値から確率的に最大加速度を求め、過去の代表的な地震観測波形の加速度振幅を調整して設計地震動とする方法がある。この方法に従って設計地震動を設定した事例として、高規格堤防の耐震設計に用いられている地震動の設定方法²⁾を以下に紹介する。

まず、事業対象区域の地震履歴を基に、地震の最大加速度と再来年数の関係を整理した結果、再来年数 50 年とすればその期間に 1 回の確率で発生する地震の基盤加速度は概ね 120~200gal であった。続いて図 2.1 に示す 6 つの地震観測波形を、最大加速度が何れも 150gal となるように振幅調整し、これらを用いて有限要素法による動的解析法による堤防の地震時変形解析を行ったところ、図 2.2 に示す堤防天端の沈下量が得られた。最大加速度が同じでも卓越周波数が小さく継続時間の長い地震動で変形が大きくなっている。この結果から、高規格堤防では安全側の配慮として八戸波を選定し、設計では最大加速度を 150gal に振幅調整した加速度波形を基盤面に入力することとされている。

上述の方法は波形選定方法の一例ではあるが、一般堤防でも幾つかの加速度波形の中より厳しい波形、すなわち堤体変形量の大きくなる波形を選定すれば、安全側の設計になるものと考えられる。

また、河川流域の諸条件等によっては、レベル 2 地震動に対する河川堤防の耐震性を検討する必要が生じる場合も考えられる。(社) 土木学会の「土木構造物の耐震設計法等に関する第 3 次提言」³⁾によれば、レベル 2 地震動とは、「構造物の耐震設計に用いられる地震動で、現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さをもつ地震動である」とされている。さらに、レベル 2 地震動の設定に関しては、「内陸及び海溝で発生する地震の活動履歴、活断層の分布と活動度、震源断層から当該地点に至る地下構造、当該地点の地盤条件、および強震観測結果などに基づいて設定する」とされている。しかしながら、レベル 2 地震動を実務的かつ具体的に設定する方法に関しては議論・検討の余地が多く残されており、盛んに研究が行われている状況である^{4), 5)}。したがって、レベル 2 地震動に対する河川堤防の耐震性を検討する場合には、他の土木構造物等の設計基準において規定されているレベル 2 設計地震動、あるいは地域防災計画において想定されている地震動などを参考にしつつ適切と思われる地震動を設定するのが現実的な対応と考えられる。

参考文献

- 1) 田本修一、岡村未対、松尾修：河川堤防の地震時安定性評価に対する円弧滑り計算法の適用性について、第 25 回地震工学研究発表会、pp.385-388、1999
- 2) (財) リバーフロント整備センター：高規格堤防盛土設計・施工マニュアル、2000
- 3) (社) 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
- 4) (社) 土木学会 地震工学委員会 耐震基準小委員会：土木構造物の耐震設計ガイドライン－耐震基準作成のための手引－、2001
- 5) (社) 土木学会 地震工学委員会 レベル 2 地震動研究小委員会：レベル 2 地震動研究小委員会の活動成果報告書、2000

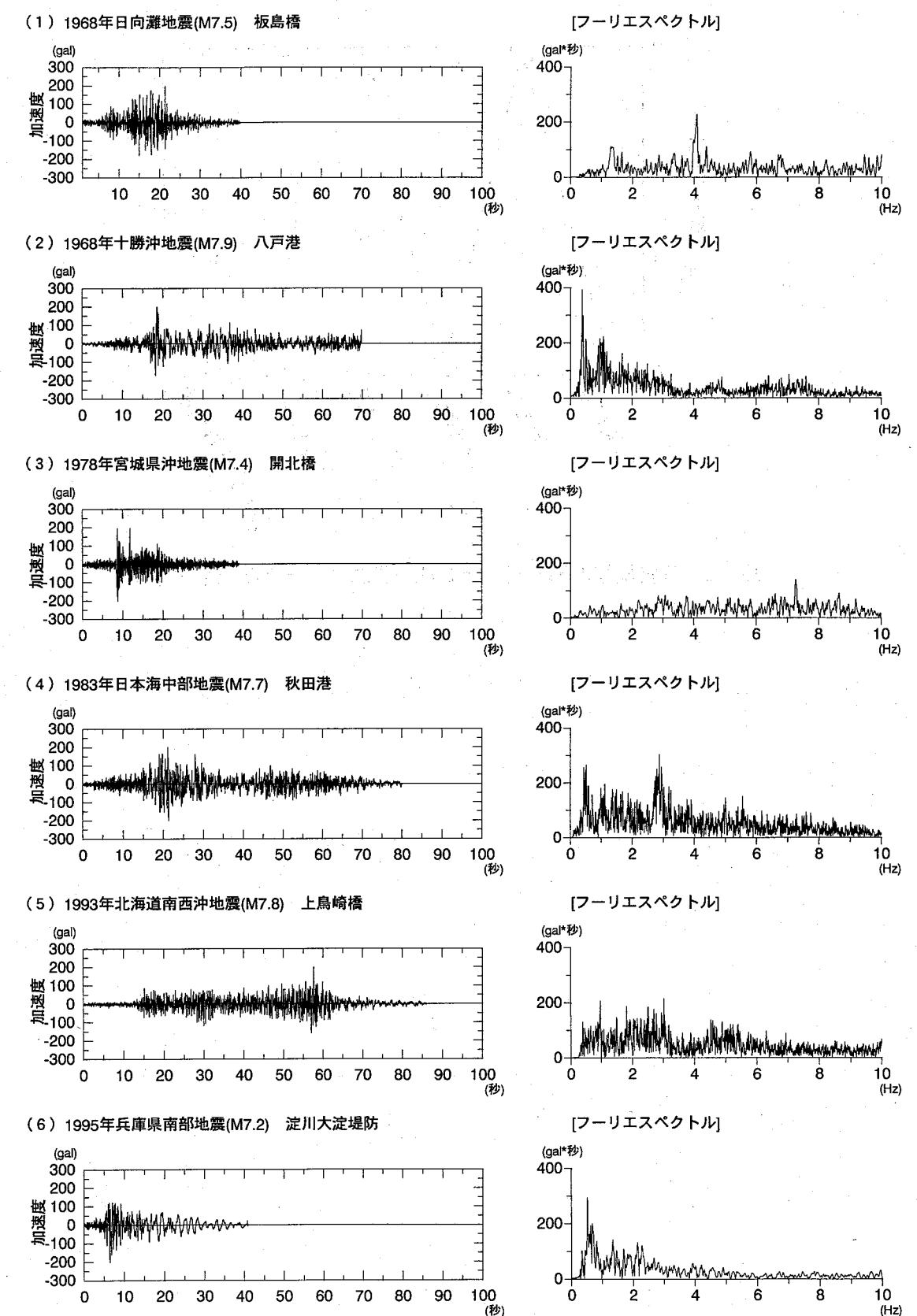


図 2.1 代表的な既往地震観測波形

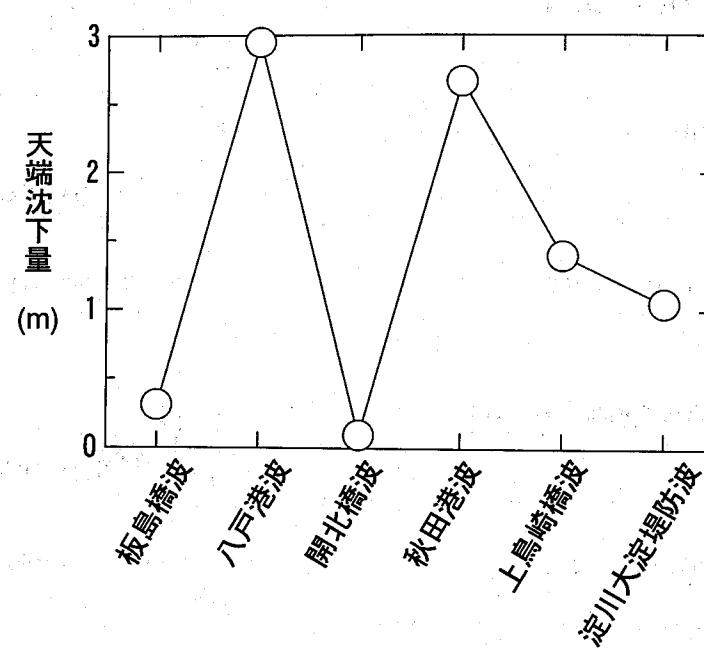


図 2.2 各種地震波形を用いた動的解析法による堤防天端沈下量

3. 堤防の地震動による被害と変形解析手法

3.1 地震被害事例における地盤変形メカニズム

地震時の地盤の挙動を 5 つの段階に分けて図 3.1.1 に示す。また、図 3.1.1 中の①～⑤に 対応する。堤防盛土の挙動を図 3.1.2 に模式的に示す。

段階①は、地震前の状態であり、盛土には自重のみが作用し、地震の慣性力は作用しておらず静止している。盛土底面と基礎地盤との境界面には初期せん断力が作用している。ただし、基礎地盤の砂層は剛性低下しておらず、安定性を保っている。

段階②は、地震波の主要動の前半部における完全液状化までに達するまでの段階である。地震時の慣性力による繰返し荷重が盛土および基礎地盤に作用することにより、砂層の過剰間隙水圧が上昇して完全液状化に至る。

段階③は、過剰間隙水圧の上昇により、初期に作用していたせん断応力は失われ、盛土内応力の再配分が行われ、塑性破壊が生じる。基礎地盤の砂層では過剰間隙水圧の上昇に伴い土の強度・剛性が低下する。

段階④は、地震波の主要動の後半部における完全液状化後の段階である。液状化により法先地盤の有効応力が失われ、盛土直下地盤が左右にしばり出されるように変形する。

段階⑤は、地震動が収束した後の段階である。この段階では地震の慣性力は作用していないが、発生した過剰間隙水圧の消散に伴う圧縮沈下が生じ、盛土は沈下する。

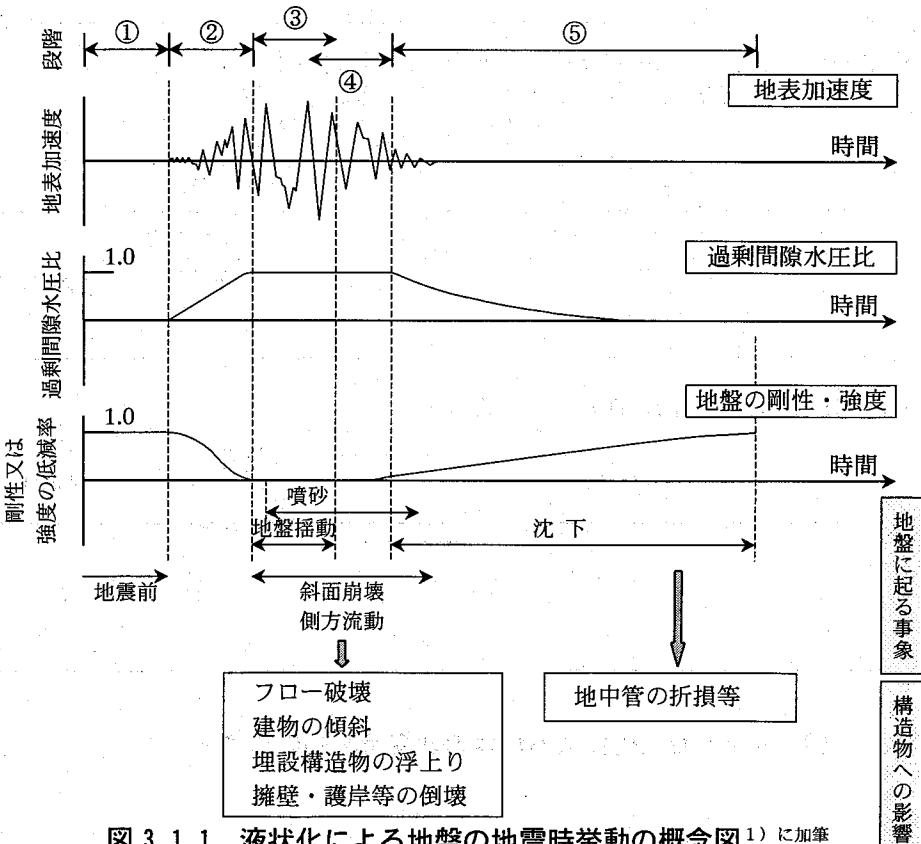


図 3.1.1 液状化による地盤の地震時挙動の概念図¹⁾に加筆

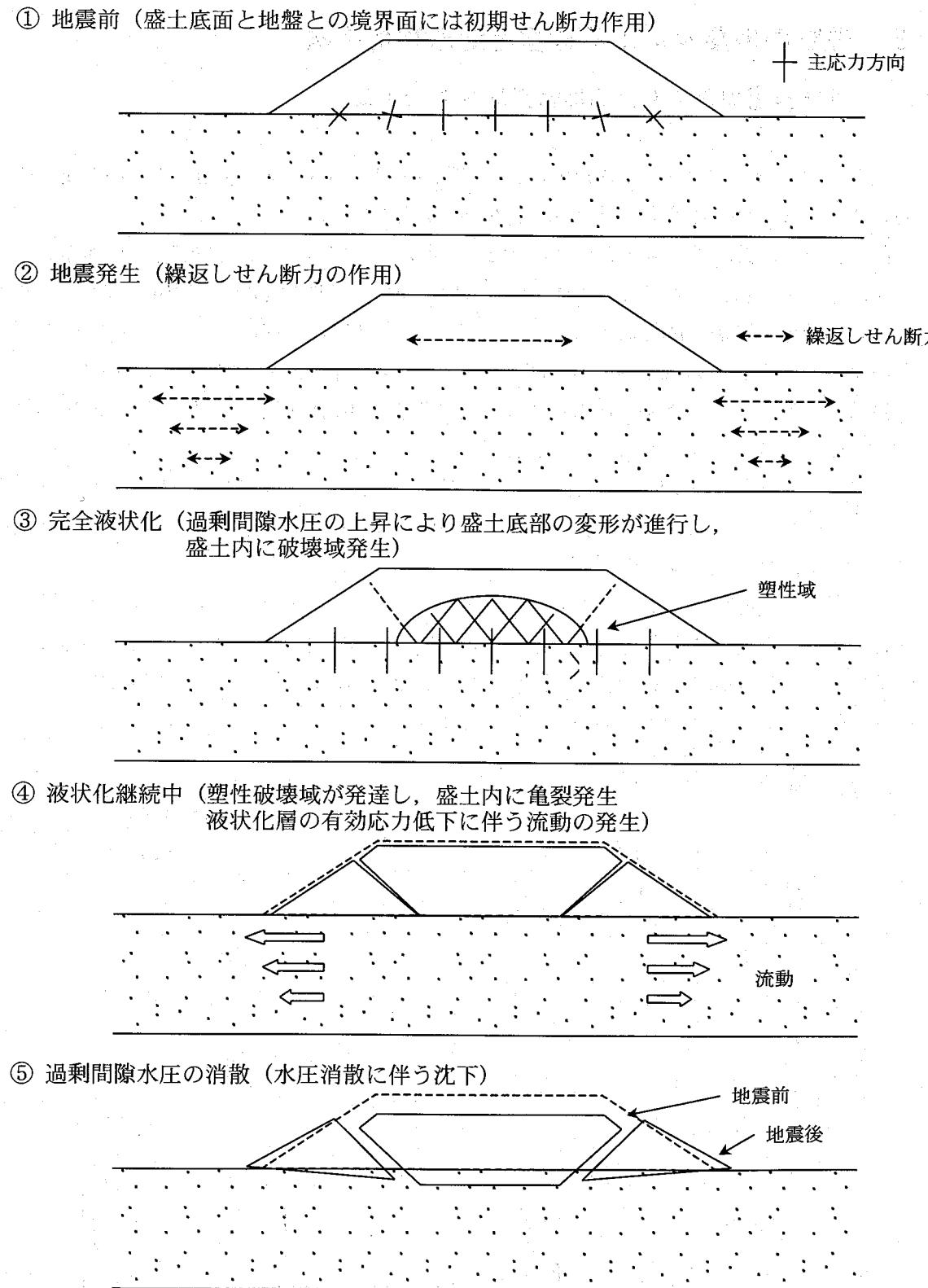


図 3.1.2 液状化による地盤の地震時挙動の概念図¹⁾に加筆

3.2 液状化対策工法の種類と対策原理

地震による河川堤防の被害要因には、前節で示したとおり堤体に作用する地震力と地盤（堤体を含む場合もある）の液状化が挙げられる。ただし、過去の地震による河川堤防の被害事例において大規模な堤防天端の沈下被害を生じた事例のほとんどは、堤防下の地盤の液状化に起因するものと推定されている。そこで本節では河川堤防の液状化対策工法についてその種類と対策原理について示す。

河川堤防の液状化対策工法は、その対策原理に基づき以下に大別される。

① 土の性質の改良

- ・地盤改良により、地盤そのものを液状化しにくい性質に変える工法
<代表的な対策工法：密度増大工法・固結工法>

② 応力・変形および間隙水圧に関する条件改良

- ・間隙水圧の発生や地盤の変形を抑制するなど、液状化の発生条件をコントロールする工法
<代表的な対策工法：間隙水圧消散工法、せん断変形抑制工法>

図 3.2.1 は各種液状化対策工法を上記①と②に大別し、各工法の原理と方法を整理したものである。ただし、同図に示す工法は堤防の液状化対策として適用可能な工法に限っていないことに留意されたい。また、同図に示した以外の工法についても、その有効性および設計法が明らかであれば適用は可能である。

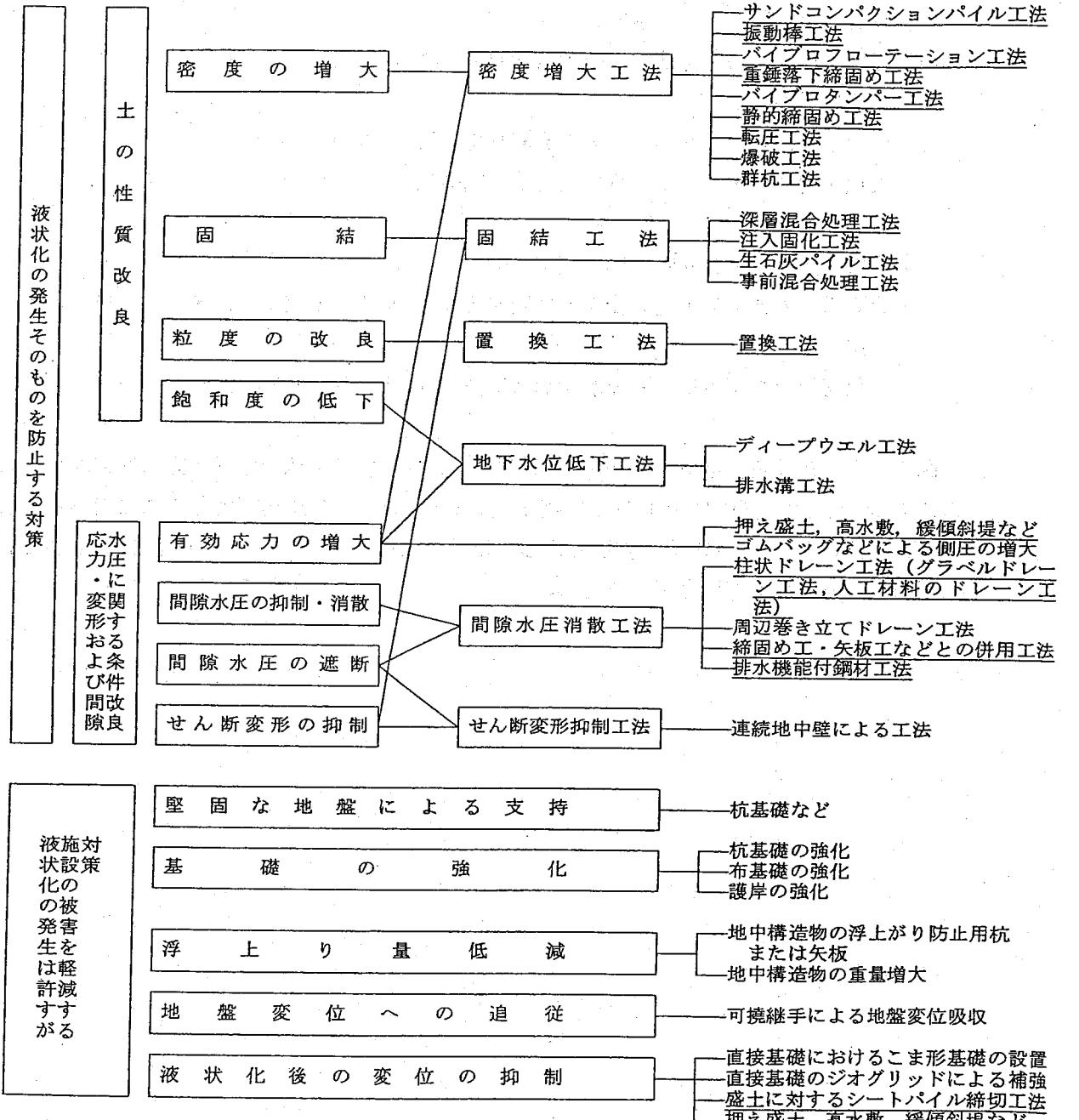


図 3.2.1 液状化対策の原理と方法²⁾

3.3 解析手法の分類と各手法の特徴

近年、堤防のような土構造物の地震時変形量を解析により評価する手法が著しく進歩しており、一部の分野では設計実務に用いられ始めている。このような手法を用いることの利点は、地震による変形量を直接的に得ることができることから、耐震性能が定量的かつ合理的に評価できることである。

堤防のような土構造物の地震による変形量を定量的に予測する手法としては、過去の事例に基づく簡便なものから有効応力解析法のような複雑なものまで種々のものがある。

本書では地盤の液状化を主因とする土構造物の地震後の残留変形量を評価できる解析手法をとりあげ、これらを河川堤防に適用する場合の考え方、各手法の特性・適用性等を紹介するものである。

なお、土構造物の地震後変形量を予測評価する手法には種々のものが提案、研究されており、ここに紹介する手法はそれらのうちの代表的なものである。したがって、ここに示す解析手法だけに適用を限定するものではない。

また、これら変形解析手法では、地震動及び各パラメータを入力し解析を行うことにより残留変形量を求めることができる。各パラメータの値は地盤の不均質性など様々な要因により本来ばらつきをもつものである。また、解析手法によっては、変形量に敏感に影響するパラメータとそうでないものがある。したがって、1つの設計地震動を与えて得られる変形量は、入力パラメータのばらつきにしたがってある幅をもつものであるということを認識した上で変形量を取扱うことも必要といえる。本来は何らかのパラメトリックな検討によって、得られる変形量の幅を吟味しておくことが望ましいが、一般の実務において多くのパラメトリックな検討を行うことは現実的とはいえない。現状では、変形量に敏感に影響するパラメータとそうでないパラメータを認識し、パラメータ設定の際に留意しておくこと、地盤の土質状況に応じた各パラメータの一般値を把握しておくこと、実測結果（地震時の堤防変形量の実測値）の得られている事例解析の経験を積み重ね、パラメータ設定のノウハウを蓄積していくこと、などが有効であろう。

解析手法はまず大きく「有限要素法（FEM）を用いる手法」と「その他の手法」に分けることができる。有限要素法による手法は、地盤を数多くの有限要素に分割することにより、きめ細かなモデル化が可能な手法である。有限要素法を大別すると動的応答解析法により地震時の変形を時刻歴にしたがって追跡していく「動的解析」と、適切に地盤の物性を設定し解析上の仮定を設けることにより「静的解析」として簡便に取り扱う方法がある。前者の動的応答解析手法は更に「全応力法」・「有効応力法」に分類することができる。液状化を考慮した地震応答解析法は概念的に、釣り合い式を解く応答解析と、過剰間隙水圧の発生・消散解析で成り立っている。「全応力法」では動的応答解析を一通り行った後、その結果（せん断応力の履歴など）より過剰間隙水圧の発生による有効応力の減少により地盤の軟化を取り扱い、自重解析等を用いて地震後の残留変形量を算出する方法である。一方、「有効応力法」は、これら2つの解析を時間領域で逐次同時に行うものである。有効応力法はこの2つの解析の取り扱いから更に2つに分類することができる。1つは、釣り合い式と連続式を連

成させて2相系の支配方程式を解く「連成解析法」であり、Biotにより最初に提案されたものである。もう1つの手法は、2つの式を時間領域で交互に解く「非連成解析法」である。本書では、これらのうち「連成解析法」の例としてLIQCA、非連成解析法の例としてFLIPを紹介する。

有限要素法のうち、後者の「静的解析」の例としては、液状化に対する抵抗率(F_L)から地盤の剛性低下率を算定し自重解析により地震後に残留する変形量を求めるALIDを紹介する。

有限要素法以外の手法では、モデル化や物性設定が簡便であるものがいくつか提案されている。本書ではこれらの内、液状化時の地盤を粘性流体と仮定する東畠モデルと、極限平衡法に基づく円弧すべり法(Δu 法)を紹介する。

河川堤防の地震時の挙動を予測するための本書で紹介する解析手法の分類を表3.3.1に、それらの特徴、課題等を整理した表を表3.3.2に示す。

表3.3.1 河川堤防の変形解析手法の分類

手 法	過剰間隙水圧の発生	土の強度・剛性の低下	盛土の沈下の主な原因		
			盛土自重による 基礎地盤の 変形	盛土に作用する慣 性力による変形	基礎地盤の 圧密沈下
LIQCA	○	○	○	○	○
FLIP	○	○	○	○	×
ALID	F_L から求める	F_L とFCに応じて簡易に設定する	○	×	×
最小エネルギー 原理	東畠モデル	F_L から求める	液状化層の土を強度のない粘性流 体と仮定する	○	×
極限平衡法	円弧すべり (Δu 法)	F_L から求める	過剰間隙水圧の発生を考慮したせ ん断強度を用いる。極限平衡法の ため、剛性は考慮されない	× ^{注)}	× ^{注)}

注) 円弧すべり(Δu 法)は直接的に変形を算出する手法ではないが、経験的な関係をもとに、基礎地盤の圧密沈下までを含めた変形(沈下)を推定することができる。

表 3.3.2 各種変形解析手法の特徴

項目	有限要素法に基づく動的解析法		有限要素法に基づく静的解析法	流体力学に基づく永久変形解析法	円弧すべり計算法
	LIQCA	FLIP	ALID	東畠モデル	△u 法
入力地震動 ～過剰間隙水圧 の発生 ～土の強度・剛性の低下	<ul style="list-style-type: none"> 解析底面において入力地震動を設定する。小さな時間ステップ毎に変位や土の応力、過剰間隙水圧、ひずみ、強度、剛性などが地盤内の全ての地点において求まる。 <p><長所></p> <ul style="list-style-type: none"> 地表面震度から求まる地盤内のせん断応力 L と土の液状化抵抗 R の比から簡便に液状化の程度を予測する液状化判定法(F_L 法)とは異なり、地震動の特性(振幅、周波数、継続時間など)、土の力学特性や地層構成が地盤の状態(加速度分布、応力、ひずみ)等に及ぼす影響が考慮される。 <p><短所・課題></p> <ul style="list-style-type: none"> 工学的基盤面、あるいは地盤剛性が急増する地層までを解析領域とするのが望ましいが、明確な基盤層などがない場合には注意が必要。どこまでの層を解析領域とするかによって、地盤内の加速度分布、ひいては堤防沈下量にある程度の違いが生じる。 	<ul style="list-style-type: none"> 液状化判定によって地盤内の F_L の分布を求め、液状化すると判定された土については F_L と細粒分含有率から液状化後の低下した剛性を求める。非液状化層の剛性も低下させる。 <p><長所></p> <ul style="list-style-type: none"> 簡便である。 <p><短所・課題></p> <ul style="list-style-type: none"> F_L に応じて土の剛性を徐々に低下させており、$F_L < 1.0$ で強度を一律にゼロとする Δu 法と比較して実際の土の特性を反映している。 <p><短所・課題></p> <ul style="list-style-type: none"> 地震動の特性が考慮されない。 剛性低下率の設定法が明確になっていない。 	<ul style="list-style-type: none"> 液状化判定によって液状化層と非液状化層を判別する。液状化層の土を粘性流体、非液状化層の土を弾性体とする。 <p><長所></p> <ul style="list-style-type: none"> 簡便である。 <p><短所・課題></p> <ul style="list-style-type: none"> 地震動の特性の1つである継続時間の影響は考慮されるが、その他の特性は考慮されない。 液状化の程度による土の特性の変化が考慮されない($F_L < 1.0$ では土の特性は F_L によらず一定)。 液状化層の土(粘性流体)の粘性、非液状化層(弾性体)の弾性定数の設定法が明確になっていない。 原則的に1層の液状化層しか考慮できないため2層以上の液状化層が存在する場合、その取り扱いに工夫が必要。 	<ul style="list-style-type: none"> 液状化判定によって地盤内の F_L の分布を求め、F_L 値に応じて土の強度を低減させる($F_L < 1.0$ の液状化層は強度=0)。 <p><長所></p> <ul style="list-style-type: none"> 簡便である。 <p><短所・課題></p> <ul style="list-style-type: none"> 地震動の特性が考慮されない。 液状化の程度による土の特性の変化が考慮されない($F_L < 1.0$ では土の特性は F_L によらず一定)。 	
盛土の沈下	<ul style="list-style-type: none"> 地震中に生じる土の強度・剛性の低下、及び地盤に作用する地震慣性力による地盤の変形が計算される。 <p><短所・課題></p> <ul style="list-style-type: none"> 微小変形の仮定をしているため、堤防の沈下量が大きいほど沈下量を過大に評価することになる。実際の堤防は、最大でも堤体高さのおよそ7割程度までしか沈下しないが、この手法によると沈下量はいくらでも大きくなり得る。この問題を解決するために LIQCA では有限変形理論に基づくプログラムも研究目的に開発されている。 計算での土の応力～ひずみ関係は、およそ 10～20% 以上の大ひずみレベルでの妥当性は検証されていないので、地盤内のひずみが大きい場合には結果の信頼性がやや落ちる。 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の剛性が低下したことによって盛土が沈下するものと考え、地盤剛性が低下した状態での堤防沈下量を静的な FEM によって求め、これを地震による沈下量とする。 <p><長所></p> <ul style="list-style-type: none"> 比較的簡便 <p><短所・課題></p> <ul style="list-style-type: none"> 地震動の特性が考慮されない。 地盤に作用する地震慣性力が盛土の沈下に及ぼす影響が考慮されない。 微小変形の仮定 	<ul style="list-style-type: none"> 液状化層が粘性流体になったものとし、地盤が時間と共に流動して盛土が沈下するものと考える。この手法では、十分長い時間の後には、盛土は平衡状態(盛土の自重と盛土に作用する浮力が釣合う状態)に達するまで沈下するが、50gal 以上の加速度が継続する時間を便宜的に有効継続時間とし、その間に生じる変形を地震による変形とする。 <p><長所></p> <ul style="list-style-type: none"> 簡便 <p><短所・課題></p> <ul style="list-style-type: none"> 微小変形の仮定から生じる問題はない。 地震動の特性が考慮されない(地震の継続時間は考慮されている)。 地盤に作用する地震慣性力が盛土の沈下に及ぼす影響が考慮されない。 	<ul style="list-style-type: none"> 円弧すべり計算による安全率を求める。 F_s と沈下量の経験的な関係から沈下量を求める。 <p><長所></p> <ul style="list-style-type: none"> 簡便 <p><短所・課題></p> <ul style="list-style-type: none"> 液状化した地盤では、円弧すべり破壊が生じない。実際の地盤変形領域と計算での円弧が対応しない。 地震動の特性が考慮されない。 地盤に作用する地震慣性力が盛土の沈下に及ぼす影響が考慮されない。 沈下量を求める際に用いる、 F_s～沈下量の関係の相関が低い 	
地震中・地震後の圧密等による沈下・変形	<p><短所・課題></p> <p>解析中のいかなる時刻でも圧密による土の体積変化が考慮される。</p> <p>非排水条件での解析であり、圧密による沈下は考慮されない。液状化層厚の 3～5% 程度の圧密沈下が生じるものと仮定し、これを加えたものを最終的な沈下量とするなどの対処が必要。</p>	<p><短所・課題></p> <p>非排水条件での解析であり、圧密による沈下は簡易的にしか考慮されない。液状化層厚の 3～5% 程度の圧密沈下が生じるものと仮定し、これを加えたものを最終的な沈下量とするなどの対処が必要。</p>	<p><短所・課題></p> <p>等体積条件での解析であり、圧密による沈下は考慮されない。液状化層厚の 3～5% 程度の圧密沈下が生じるものと仮定し、これを加えたものを最終的な沈下量とするなどの対処が必要。</p>		<p>過去の地震における被害事例解析結果を基に、実際に生じた堤防沈下量と計算から得られた F_s の関係を基に沈下量を決めていたために、圧密による沈下も含まれている。</p>
手法の特徴	<p>原理的に実際の現象を最も忠実に表現しうる方法である。</p> <p>計算に用いられる土のモデルは様々な土の挙動を表現しうるが、その反面、比較的多くのパラメータを決める必要がある。パラメータを決めるためには標準貫入試験以外の幾つかの試験が必要であり、また試験だけでは決まらないパラメータがあるので、パラメータ設定にはある程度の経験が必要。これが解析者によって結果が異なることの原因となる。その他、減衰や境界条件の設定によっても結果が異なるが、これらの決定に際しては、物理現象を十分考慮して決定する必要がある</p>	<p>地盤の剛性低下によって生じる盛土の沈下を比較的簡便に計算する方法である。</p> <p>詳細な土の応力～ひずみ関係は考慮せず、 F_L 等によって剛性の低下率を決める。$F_L < 1$ の場合に F_L の値に応じて徐々に剛性を低下させる点で東畠モデル、 Δu 法と異なる。</p> <p>解析結果に及ぼす影響要因としては、液状化層の減衰定数と非液状化層の弾性定数が極めて重要。</p>	<p>簡便である。地震動の特性の中で、50gal 以上の振動が継続する時間が考慮される。</p> <p>解析結果に及ぼす影響要因としては、液状化層の減衰定数と非液状化層の弾性定数が極めて重要。</p>		<p>極めて簡便である。沈下量の予測精度は低いが、数多くの被害事例の上限をとるように沈下量と F_s の関係が設定されているため、安全側の値を与える。</p>

3.4 有限要素法（FEM）を用いる手法

前節で示したとおり、有限要素法（FEM）を用いる方法は「動的解析」と「静的解析」に分類される。

(1) 動的解析 (LIQCA, FLIP)

動的有限要素解析の中で有効応力解析法に分類される LIQCA, FLIP の特徴を以下に列挙し、図 3.4.1 にその概要を示す。

- ・解析モデル底面に地震の加速度を入力する。この地震波が地盤中を伝播して生じる地震動による加速度、変形、応力、水圧、強度、剛性等を各要素について十分に細かい時間ステップ Δt ごとに逐次計算してゆく。
- ・土の構成式は、様々な土質、密度の状態、応力状態における応力～ひずみ関係を表現できるように構築されている。土の応力～ひずみ関係を適切に表現すれば、精度よく変形量を予測できる他、地盤内の変位、加速度、応力など多くの情報が計算結果として得られる。その反面、多くの土質パラメータを設定する必要があり、必要となる土質試験も多い（少なくとも砂層については、液状化試験が必要となる）。
- ・地震動をモデル底面に直接入力するので、振幅、振動数、継続時間等の地震動の特徴が反映された結果が得られる。
- ・地盤の圧密沈下も考慮することができる。(LIQCA)。
- ・微小変形理論（変形が微小であると仮定して、計算中は常に初期状態の節点座標に基づいて構成式を解く手法）に基づく方法と、計算中、常に変形に応じて節点座標を更新する updated Lagrangian(更新座標)法を用いる有限変形解析法がある。大変形する場合には微小変形理論に基づいた方法を用いると計算の誤差が一般に無視できなくなる。
- ・土の応力～ひずみ関係は一般に最大で 10～20%程度のひずみレベルまでの要素試験を基に構築されたものである。したがって、計算の結果、数 10%あるいはそれ以上のひずみを生じる要素が多数ある場合には、計算結果の信頼性も低いものとなる。

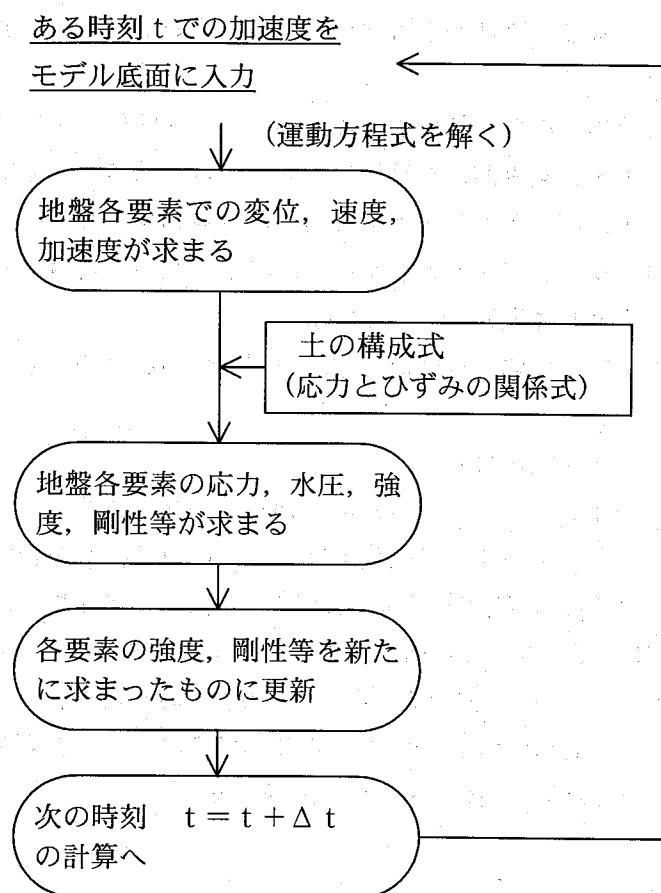
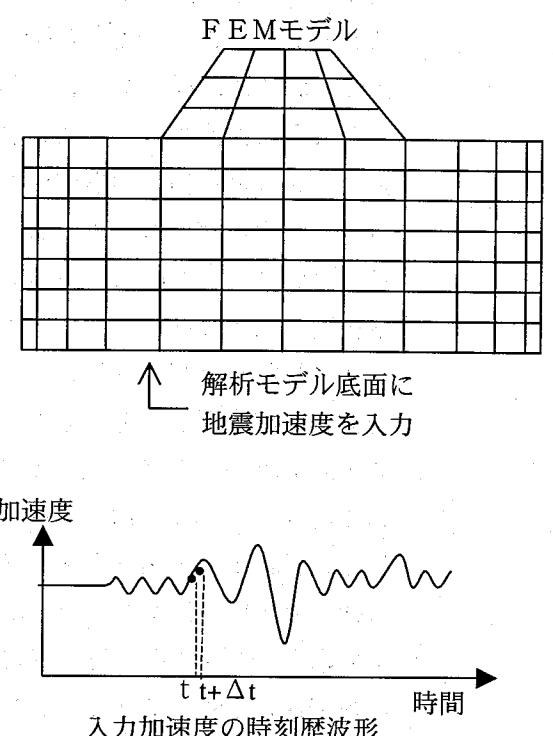


図 3.4.1 動的有限要素解析の概要



(2) 静的解析 (ALID)

静的有限要素解析の中で自重沈下解析法に分類される ALID の特徴を以下に列挙し、図 3.4.2 にその概要を示す。

- ・堤防の変形は、液状化層の剛性が低下した結果、盛土荷重により生じるものとみなしている。
- ・地震動の諸特性が反映されない。
- ・地盤に作用する地震慣性力による地盤の変形の影響が考慮されない。
- ・圧密沈下は考慮されない。
- ・モデル化が比較的簡便であり、計算時間も短い。
- ・解析に必要な地盤データは少なく、通常のボーリング調査から得ることができる。
- ・汎用の静的 FEM プログラムで計算が可能である。
- ・一般の解析プログラムでは微小変形の仮定を設けているため、大変形する場合には微小変形を仮定したことによる計算の誤差が一般に無視できなくなる。

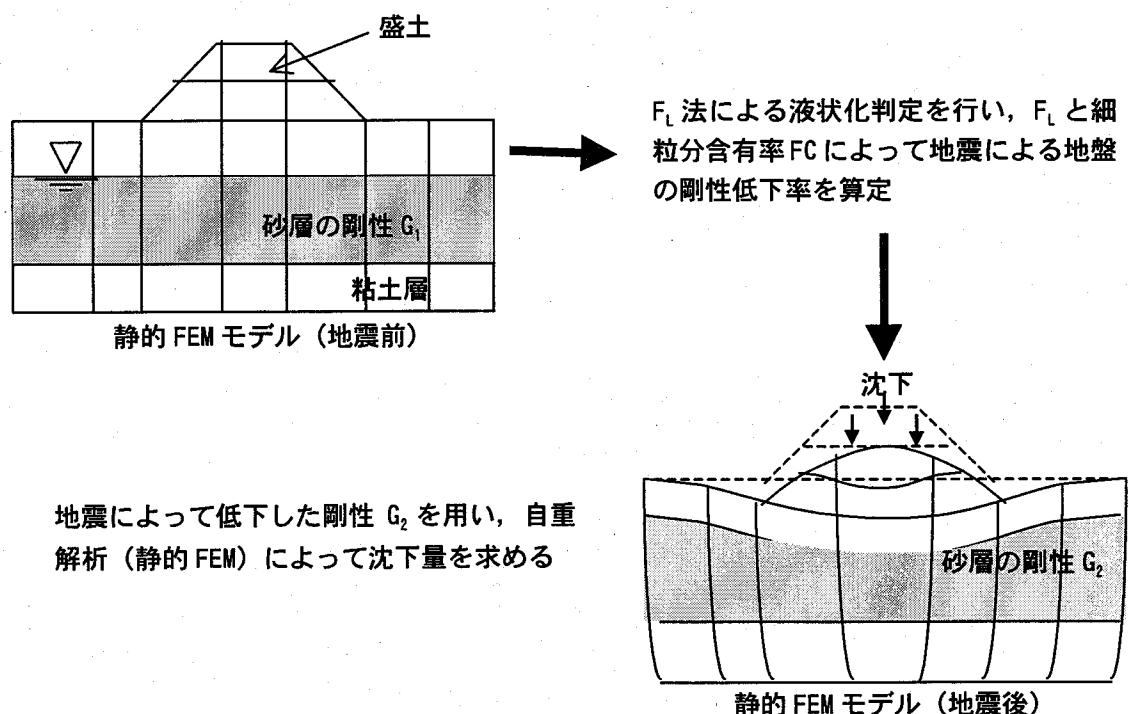


図 3.4.2 静的 FEM による自重沈下解析法 (ALID) の概要

3.5 有限要素法（FEM）以外の手法

前節で示したとおり、有限要素法（FEM）を用いない方法は数多く提案されている。ここではこの中から「流体力学に基づく手法」と従来の「円弧すべり計算法」の概要を紹介する。

（1）流体力学に基づく永久変形解析法（東畠モデル）

流体力学における最小エネルギー原理に基づいた永久変形解析法（東畠モデル）の特徴を以下に列挙し、図3.5.1にその概要を示す。

- ・液状化層を剛性のない粘性流体としてモデル化する。
- ・永久変形は、液状化発生後に 50cm/s^2 以上の加速度が作用する時間（液状化継続時間）中に累積して生じ、加速度が小さくなると変形は停止すると仮定している。
- ・液状化層の変形モードを正弦波 $1/4$ 曲線と仮定している。
- ・微小変形の仮定に起因する問題はない。
- ・地震動に関する特性としては、液状化抵抗率 F_L の算定に用いる震度に加えて、液状化継続時間が考慮されている。しかし、地震動をそのまま用いて解析を行うわけではないため、地震動の諸特性を正確に取り込むことはできない。
- ・液状化層と地表の非液状化層の2層地盤を基本的に想定しているため、2層以上の液状化層が存在する場合のモデル化には工学的判断を要する。
- ・液状化層の減衰定数、液状化継続時間の定義、設定方法の物理的意味が曖昧であり、それらの設定手法が必ずしも確立していない。
- ・モデル化が簡便であり、計算時間は短い。
- ・解析に必要な地盤データは少なく、通常のボーリング調査から得ることができる。
- ・圧密沈下は考慮されない。

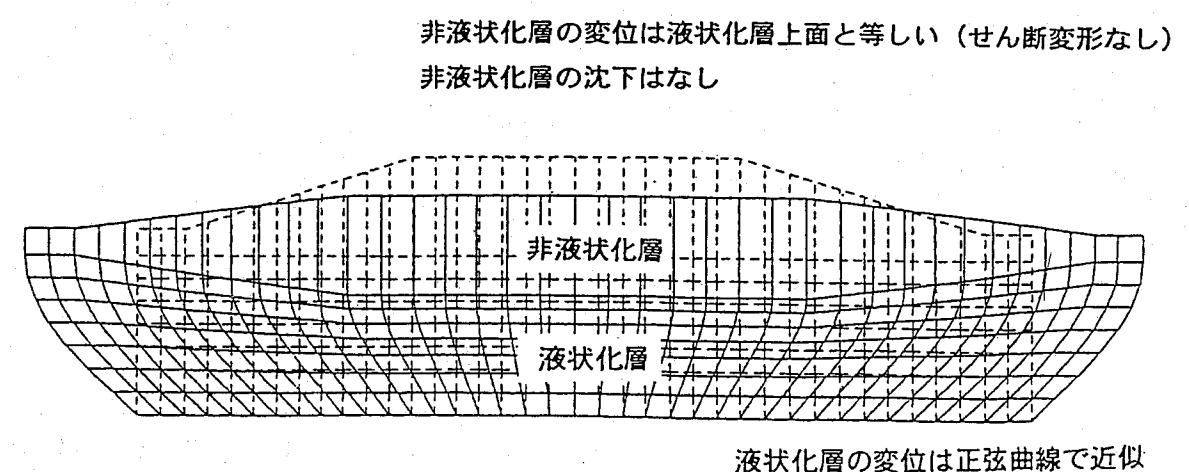


図3.5.1 流体力学に基づく永久変形解析法の概要

(2) 極限平衡法に基づく円弧すべり法 (Δu 法)

「河川堤防耐震点検マニュアルに基づく算定手法」に示され、これまでの堤防設計に用いられてきた円弧すべり計算法 (Δu 法) の特徴を以下に列挙し、図 3.5.2 にその概要を示す。

- ・ 5 手法の中で最も簡便な手法である。
- ・ 地盤物性としては、変形係数が考慮されず、強度のみが考慮される。
- ・ 計算には震度のみが用いられ、地震動の特性は考慮されない。
- ・ 過去の事例解析によると沈下率～ F_s の関係の相関はさほど高くない。図 3.5.2 (c) に示す沈下率を F_L の関係は、過去の地震による堤防沈下率の上限を包含するように設定されているため安全側の沈下率を与えることになる。そのため地震による被害が生じないであろう堤防に対しても、この手法によると大きな沈下量となることが少なくない。したがって、長い延長にわたって多くの堤防断面の中から要対策区間をラフに抽出する 1 次スクリーニングには適している。

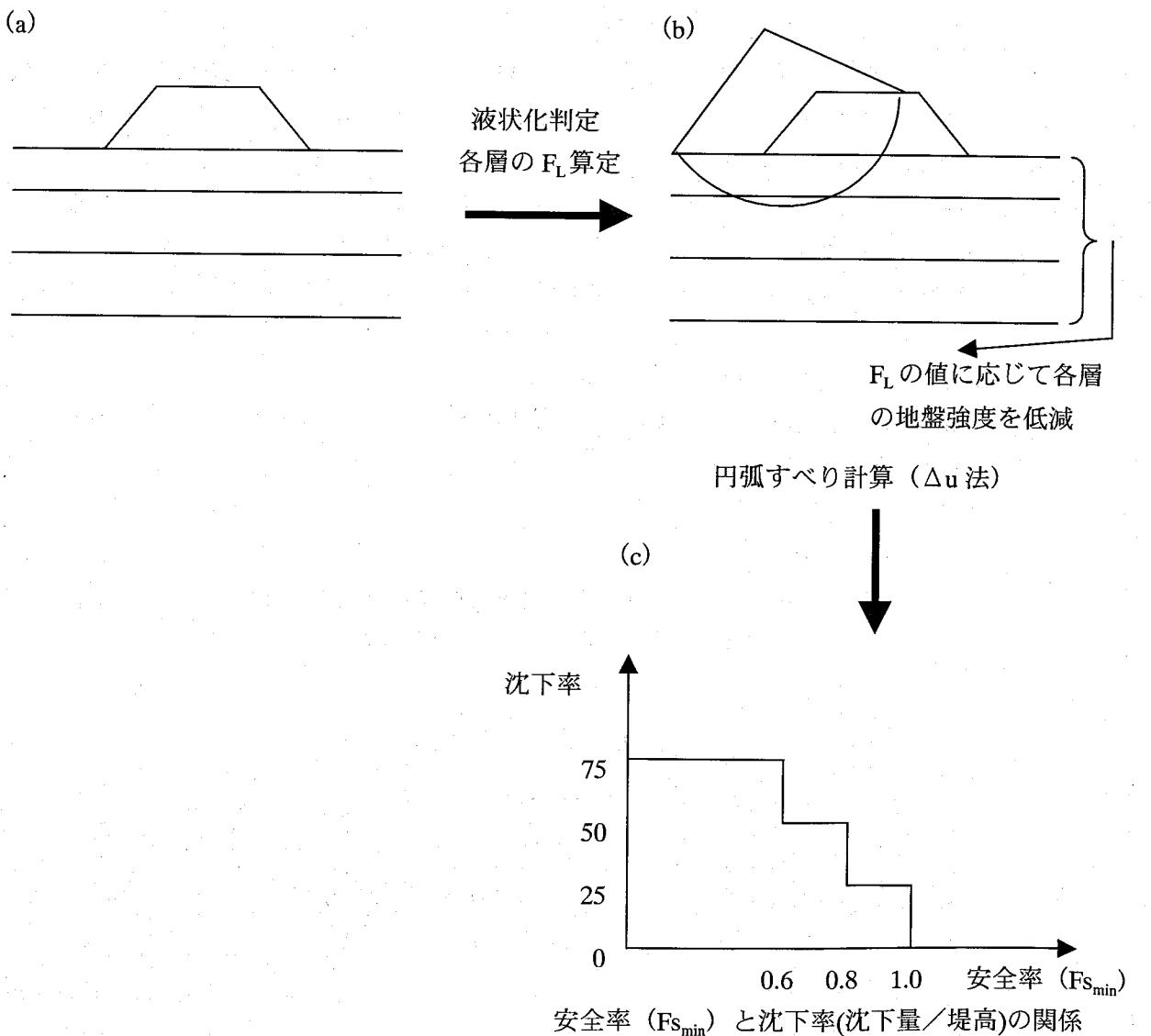


図 3.5.2 円弧すべり法 (Δu 法) の概要

3.6 変形解析手法の選定条件

河川堤防の耐震設計を実施するにあたり設計技術者が選定すべき変形解析手法は、その設計で求めている予測項目や予測精度によって異なる。つまり、対象とする河川堤防の設計条件において、堤防天端の沈下量の評価のみで良い場合もあれば、河川構造物との取り合いや近接する構造物の変形挙動までが設計上求められる場合には、これらが評価できる解析手法を選定する必要がある。一方、設計上液状化対策の必要性が生じた場合には、それらの対策効果を評価可能な解析手法を選ぶ必要性も生じてくる。

本節では、前節で紹介した 5 種類の変形予測手法の特徴より、堤防設計にあたって選定するための条件を整理する。これら変形解析手法の大まかな特徴については既に表 3.3.2 に示したが、ここではさらに細かく整理したものを表 3.6.1(a), (b), 表 3.6.2(a), (b) に示す。

(1) 解析手法の特性から見た比較

変形解析法の選定にあたり考慮すべき解析手法の特性としては、プログラムの普及度、実績、解析に必要となる時間（解析費用）、解析精度、パラメータ数等がある。例えば、普及度を見ればこれまでの設計法で用いられてきた円弧すべり法が最も高く当然実績も多くて、解析費用も少なくて済む。しかし解析精度は高いとはいはず、また河川構造物や近接する他の構造物に対する変形の評価ができない等の短所がある。一方、有限要素法による動的解析 (LIQCA, FLIP) では、プログラムの普及度、実績は比較的少ないものの、解析精度は比較的高く地震中の挙動が結果として得られる他、近接構造物等を含めたモデルによる解析も行うことができる。しかしその反面、パラメータ設定のための原位置・室内試験が必要となること、解析に必要となる時間（解析費用）が多くかかるなどの短所もあるしている。一方、流体力学に基づく手法（東畠モデル）や静的 FEM 解析 (ALID) はこれらの中間的な位置づけとなる。

(2) 地盤材料（基礎地盤・堤体）の評価方法から見た比較

土の強度・剛性低下については、LIQCA, FLIP では過剰間隙水圧と同様に解析の時間ステップに従い強度・剛性低下を逐次追跡することが可能である。それに対してその他の手法では、それぞれ何らかの仮定を設けることにより地震時の土の強度・剛性低下を簡単に設定している。ALID では、液状化に対する抵抗率 F_L 及び細粒分含有率 F_c から経験的な図表を用いて剛性低下率が簡単に算定される。東畠モデルでは、液状化層の土を強度のない粘性流体と仮定している。円弧すべり法 (Δu 法) では、過剰間隙水圧の発生を考慮したせん断強度を用いるが、極限平衡法であるため剛性は計算上考慮されず、変形も直接的には求まらない。

盛土の沈下の主な要因についてみた場合、盛土自重による基礎地盤の変形、盛土に作用する慣性力による変形、基礎地盤の圧密沈下による変形の 3 つの要因が主に寄与しているものと考えられる。1 番めの盛土重量による基礎地盤の変形は、盛土の変形に最も寄与す

る度合が大きいと考えられ、本書で述べる全ての解析手法でこの影響が考慮される。2番めの盛土に作用する慣性力による影響は、動的解析である LIQCA, FLIP では自動的に考慮されるが、他の手法ではこの影響は直接的には考慮されない。3番めの基礎地盤の圧密沈下による影響は、地盤中に発生した過剰間隙水圧の消散時の排水の考慮が可能な LIQCA では考慮されるが、他の手法ではこの影響が考慮されない。

(3) 液状化対策工法のモデル化からみた比較

液状化対策工法のモデル化からみた各種手法の適応性は、「3.2 液状化対策工法の種類と対策原理」で示した液状化対策工法の対策原理及び設計上での取り扱いにより区分される。

有限要素法を用いた動的解析(LIQCA)では、密度増大工法・固結工法・間隙水圧消散工法・せん断変形抑制工法ともモデル化が可能である。また FLIP では、密度増大工法・固結工法・せん断変形抑制工法のモデル化が可能であるが、地盤の透水現象が考慮されない解析手法であることから、間隙水圧消散工法や間隙水圧の消散過程の解析には別途、何らかの工夫が必要となる。

次に ALID, 東畠モデルでは地震後の残留変形量を求めるための解析であり、地震中の間隙水圧の発生・消散過程が考慮できない。このことから間隙水圧消散工法に対しては別途の仮定を用いる必要が生じる。また、これらの解析方法は地震中の改良体の内部応力の評価、鋼材の動土圧の効果による生じる曲げ応力の評価が難しいため、固結工法および鋼材によるせん断変形抑制工法に用いるためには別途の検討が必要である。

一方、円弧すべり計算法については、無対策堤防の耐震点検に用いられる天端沈下量と F_L の関係は、過去の被害事例の逆解析結果から得られたものであり、これらの検証事例には液状化対策工法が実施されたものは含まれていない。このため、算出された安全率から液状化対策後の地震時変形量を算出することはできない。液状化対策工法の設計法に関してはマニュアル(案)²⁾があるが、そこに記述された設計法は模型実験等に基づいて安全側に設定されたものである。ただし、変形量についての評価はできない。この中には上述した改良体の内部安定の照査法も示されており、適宜参考にできる。

(4) 解析に必要な土質定数の個数および経済性からみた比較

① 土質定数・各種調査・試験

表 3.6.1(a), (b) に、それぞれの解析手法において必要となる土質定数、パラメータおよびそれらを得るために必要となる土質調査・試験の項目を示す。なお、同表に示す土質調査・試験項目は、実施するのが望ましい項目を網羅的に並べており、これらすべてが実施されるのが理想的ではあるが、多くの土質調査・試験によらないパラメータ設定法も提案されている。また、対象とする堤防の延長・規模とのバランスなどを総合的に勘案し、部分的に簡略化することも可能である。

表 3.6.1(a)によれば、LIQCA と FLIP は 10 種類以上の土質定数、パラメータが必要である。表 3.6.1(b)にパラメータ等を設定するために必要な土質調査・試験を解析結果の精

度により 3 種類に大別し設定項目を示した。まず、全てのパラメータを理想的に設定するためには、物理試験、N 値の他に、PS 検層、透水試験、圧密試験、三軸圧縮試験、液状化強度試験(特に解析結果に大きく影響する)、動的変形特性試験等を必要とする。また、透水試験、圧密試験などは、土質に応じて既往の一般値などから推定することにより、省略することもできる。そして最も簡単には、LIQCA・FLIP とともに物理試験、N 値程度の情報から物性値を設定する簡易設定法もマニュアル^{3),4)}に示されており、物理試験、N 値以外の調査・試験については、ある程度の延長の区間につき 1 試験としたり、既往の類似事例等を参考にするなどして適宜省略することも可能である。

次に、東畠モデル、ALID では 6, 7 種類のパラメータのみで解析が可能であり、それを設定するために必要な土質調査・試験は、物理試験、N 値程度で一般には十分である。また、円弧すべり法は、パラメータとして湿潤密度、強度定数があれば解析可能であり、必要な土質調査・試験は、物理試験、N 値があれば解析が可能である。

②費用

a) 調査・試験のコスト

調査・試験のコストは、既に述べた土質定数・各種調査・試験の数、内容と直接に関連する。LIQCA・FLIP では理想的なフルスペックでみた場合には調査・試験のコストは相対的に高く、物理試験、N 値程度で十分な東畠モデル、ALID、円弧すべり法を行う場合のコストは相対的に低い。

b) 解析コスト

解析コストは、動的 FEM 解析である LIQCA・FLIP が最も高く、静的 FEM 解析の ALID、エネルギー原理に基づく東畠モデルは、比較的解析が簡単なためそれほど高くなない。また、円弧すべり法は最もコストが低い。

c) トータルコスト

調査・試験・解析に要するコストを単純に比較すると、安価な順には、円弧すべり法、(東畠モデル・ALID), (LIQCA・FLIP) となる。ただし、一般的には、予測精度あるいは信頼性はその逆の順番になる。また、これまでに実務に用いられている震度法を用いて対策工の設計を行った場合には、その設計法が盛土の安定性を確保すること前提に作られていることから、対策工の規模が過大となる傾向のあることが知られている。他方、(許容) 变形量に基づく設計を行うと、より無駄の少ない対策工の設計が可能となる。その結果として、対策工の施工に要する費用は震度法による設計を行った場合に比べて小さくなることが期待される。

(5) 变形の予測精度

それぞれの解析手法が有する变形の予測精度を、一般論として比較するのはきわめて困難であるが、少なくとも円弧すべり法(および震度法に基づく対策工設計法²⁾) は变形量を過

大に評価する傾向がある。この他の解析手法について敢えて比較すれば、詳細な土質調査試験データが与えられている場合には、(LIQCA・FLIP) が(東畠モデル・ALID) よりも予測精度が高いと思われる。

この変形予測能力について、無対策の堤防および対策工が施された堤防を対象に比較計算を行った結果を付録に掲載しているので参考にされたい。

(6) まとめ

堤防の耐震性評価・対策工設計の実務において、解析手法を選定するための判断要素は以下のようにまとめられる。

- ・ 対象とする堤防の総延長・規模
- ・ 必要とする予測精度(概略点検・詳細点検、概略設計・詳細設計)
- ・ 解析手法の特徴・適用性、および手法の信頼性に関する検証実績
- ・ 調査・試験・解析に要する費用

参考文献

- 1) 佐々木康、森脇武夫、山田義満、加藤昌文：液状化に伴う盛土の変形・破壊メカニズムの解釈、地盤と建設、Vol.15, No.1, pp.81-90, 1997
- 2) 建設省土木研究所 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(案)、土木研究所資料 第3513号、1997.10
- 3) 液状化解析手法 LIQCA 研究会：パラメータ設定マニュアル、1999.7.19
- 4) 森田年一、井合 進、Hanlong Liu、一井康二、佐藤幸博：“液状化による構造物被害予測プログラム FLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法”，港湾技研資料 No.869, July, 1997

表 3.6.1(a) 変形予測手法に必要な定数(○: 必要項目)

分類	項目	変形予測手法			
		FEM動的解析(LIQCA)	FEM動的解析(FLIP)	FEM静的解析(ALID)	流体力学に基づく解析(東畠モデル) △u法
土質調査・試験から求まる定数	物理	湿潤密度 $\rho_s(t/m^3)$	○	○	○
		細粒分含有率 FC(%)		○	△注
		10%粒径 D_{10} 、平均粒径 D_{50} (mm)		△注	△注
		塑性指数 $I_p(%)$		△注	△注
	圧密	初期間隙比 e_0	○		
	せん断	内部摩擦角 ϕ_f (度)(破壊応力比 M_f)	○	○	
		変相角 ϕ_p (度)(変相応力比 M_m)	○	○	
	変形	せん断弾性係数 $G(kPa)$		○	
		弾性係数 $E(kPa)$			○
		初期せん断弾性係数 $G_{ma}(kPa)$	○	○	
		体積弾性係数 $K_{ma}(kPa)$		○	
		ボアソン比 ν	○	○	
		せん断波速度 $V_s(m/s)$	○	○	
土質定数・パラメータ	圧縮・膨潤	履歴減衰の上限値 h_{max}		○	
		圧縮指數 λ	○		
		膨潤指數 κ	○		
	透水	透水係数 $k(cm/s)$	○		
	解析に必要なパラメータ	圧密過圧密比 OCR	○		
		硬化パラメータ B_0, B_1, C_t	○		
		砂の弾粘塑性モデル 基準ひずみ $\gamma^P_{ref}, \gamma^E_{ref}$	○		
		ダ'イルタジン-係数 $D_{0,n}$	○		
	液状化特性	液状化特性全体を規定するパラメータ $W1$		○	
		液状化特性の前半を規定するパラメータ $P1$		○	
		液状化特性の後半を規定するパラメータ $P2$		○	
		液状化特性の下限値を規定するパラメータ $C1$		○	
		液状化の最終状態を規定するパラメータ $S1$		○	
	地震動と液状化層の特性	液状化層の減衰定数 h			○
		地震動継続時間 $T_{ul}(秒)$			○

注)「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編: 平成 8 年 12 月」の判定方法にしたがい液状化層の判定を実施する場合に必要となる。

表 3.6.1 (b) 変形予測手法に必要な各種調査・試験

分類	項目	FEM動的解析 (LIQCA)		FEM動的解析 (FLIP)		FEM静的解析 (ALID)		流体力学に基づく解析 (東畠モデル)		円弧すべり計算 (Δu 法)	
		これだけあれば完璧といえる組合せ	結果の精度が期待できる最低限の組合せ	これだけあれば完璧といえ る組合せ	結果の精度が期待できる最 低限の組合せ	結果の精度が期待できる最 低限の組合せ	最低限の組合せ	解析可能な組合せ	解析可能な組合せ	最低限必要な組合せ	最低限必要な組合せ
土質調査・試験室内土質試験	標準貫入試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	PS検査	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	透水試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	密度試験	○	○	○	○	○	○	○	○	△注3	△注3
	粒度試験	○	○	○	○	○	○	○	○	△注3	△注3
	液性限界・塑性限界	○	○	○	○	○	○	△注3	△注3	△注3	△注3
物理的変形試験	圧密試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	圧密非排水三軸圧縮試験(CU) ^{注2}	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△注4
	繰返し非排水三軸試験 ^{注5}	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△注4
動的変形試験	動的方形特牲試験 ^{注5}	○	○ ^{注6}	○	○	○	○	○	○	○	○
	動的菱形特牲試験 ^{注5}	○	○ ^{注6}	○	○	○	○	○	○	○	○

注 1) FEM 静的解析 (ALID)、流体力学に基づく解析 (東畠モデル)、および円弧すべり計算 (Δu 法) については、パラメータの数が比較的少なく、その設定方法が標準化されているため、最低限必要な調査・試験項目のみを示した。

注 2) 砂質土の排水せん断強度を求める目的であれば、圧密排水三軸圧縮試験 (CD) を採用すればよい。

注 3) 「道路構造物設計方書・同解説 V耐震設計編：平成 8 年 12 月」の判定方法にしたがい液状化層の判定を実施する場合に必要となる。

注 4) 試験条件は、砂質土に対して圧密排水三軸圧縮試験 (CD)、粘性土に対して一軸圧縮試験もしくは圧密排水三軸圧縮試験 (CU) を採用するが、試験結果が得られない場合、N 値等により強度定数を推定して計算することもできる。

注 5) チューブサンプリングによる採取試料を用いた試験は、試料の乱れにより、一般に信頼性に欠けること、他方、凍結サンプリングによる採取試料を用いた試験は信頼性が高いが費用も高いことに留意することが必要。

注 6) R-O モデルを用いる場合に必要

表3.6.2 (a) 各種変形解析手法の特徴比較（解析手法）

解析手法	有限要素法			最小エネルギー原理			極限平衡法		
	動的解析	静的解析	ALID	東畠モデル	円弧すべり法	(Δu 法)			
LIQCA	FLIP								
パラメータ設定の難易度	一般に難しいが、パラメータ設定用の支援ソフトが用意されている(簡易な設定法も可能だが解析精度落ち込める)	一般に難しいが、パラメータ設定用の支援ソフトが用意されている(簡単な設定法も可能だが解析精度落ち込める)	簡単	簡便であるが、液状化層の減衰定数、液状化継続時間の設定に課題が残る	非常に簡便				
モデル化の難易度	有限要素法のため、地盤構成や対策工が複雑な場合は、モデル化がやや煩雑となる場合がある	有限要素法のため、地盤構成や対策工が複雑な場合は、モデル化がやや煩雑となる場合がある	有限要素法のため、地盤構成や対策工が複雑な場合は、モデル化がやや煩雑となる場合がある	有限要素法よりもモデル化は単純。ただし、対策工を含む場合には工夫の余地あり	非常に容易				
計算時間	一般的にある程度の時間を要する	一般的にある程度の時間を要する	早い	早い	非常に早い				
プログラム上、大変形を考慮可能	現在、研究用に開発されている	不可	FEM 解析プログラムが大変形を考慮可能であれば可能	可能	不可				
応答値(変形量等)が時刻歴で算定可能	時刻歴応答解析のため、可	時刻歴応答解析のため、可	静的解析のため、不可	近似的に可能(変形モード一定)	静的解析のため、不可				
地震波の特性が考慮可能	時刻歴応答解析のため、完全に考慮可能	時刻歴応答解析のため、完全に考慮可能	液状化層の判定の際にのみ考慮可能	液状化層の判定の際にのみ考慮可能	液状化層の判定の際にのみ考慮可能				
残留変形量が算定可能	可能	可能	可能	可能	可能				
解析の安定性	安定性低い場合もある	安定性低い場合もある	安定性よい	一般に安定	完全に安定				
解析の適用範囲	動的FEMのため、適用範囲広い	動的FEMのため、適用範囲広い	静的FEMのため、適用範囲比較的広い	地盤・対策工のモデル化的仮定が單純なため、複雑な断面・構造のモデル化の割切りが必要	地盤・対策工のモデル化的仮定が单純なため、断面・構造のモデル化の割切りが必要				
予測の精度	比較的よい	比較的よい	比較的よい	比較的よい(事例によらずつき少ない)	比較的よい(変形をやや過大評価気味だが、事例によらずつき少ない)				
(詳細は、卷末資料A1～A5参照)	普及しつつある(現段階で京都大学と相談する必要あり)	港湾構造物関係では、指針にも記載され、比較的普及している	汎用静的FEM 解析プログラムで対応可能であるため、普及しているといえる	汎用計算法のため普及度非常に高い	一般に精度落ちる(過度に安全側の変形量を示す傾向)				
プログラムの普及度									

表3.6.2(b) 各種変形解析手法の特徴比較（地盤の評価、対策工の評価等）

		有限要素法		静的解析		最小工ネルギー原理		極限平衡法	
		LiqCA	FLIP	ALID	東畠モデル			円弧すべり法 (△u法)	
地盤の評価	盛土自重による基礎地盤の側方流動を考慮可能	可能	可能	可能	可能	可能	可能	不可	
	互層状の複数の液状化層への対応が可能な液状化層の過剰間隙水圧発生を考慮可能	直接モデル化可能	直接モデル化可能	剛性低下率の形で経験的に考慮	モデル化により近似的に考	一般には、完全液状化と仮定	直接モデル化可能		
	液状化層に伴う土の強度低下を考慮可能	直接考慮可能	直接考慮可能	剛性低下率の形で経験的に考慮	强度としては考慮不可	液状化層の残留強度を0として考	有効応力の減少として経験的		
	液状化層に伴う土の剛性低下を考慮可能	直接考慮可能	直接考慮可能	剛性低下率の形で経験的に考慮	强度としては考慮不可	考慮	的に考慮		
	過剰間隙水圧の消散に伴う圧密沈下を考慮可能	直接考慮可能	直接考慮可能	圧密解析等により、別途算定する必要	圧密解析等により、別途算定する必要	圧密解析等により、別途算定する必要	圧密解析等により、別途算定する必要	不可	
	非液状化層の剛性低下等を考慮可能	直接考慮可能	直接考慮可能	剛性低下率の形で経験的に不考慮(低下方法の設定に不确定性残る)	剛性低下率の形で経験的に不考慮(低下方法の設定に不确定性残る)	経験的に設定する必要ある	経験的に設定する必要ある	不可	
	盛土の強度を考慮可能	考慮可能	考慮可能	剛性低下率として経験的に考慮	剛性低下率として経験的に考慮	不可	不可	考慮可能	
	矢板タイプがモデル化可能	考慮可能	考慮可能	考慮可能	可能だが、タイロッドの評合もある	設計マニュアルに基づき考	設計マニュアルに基づき考		
	固結タイプがモデル化可能	考慮可能	考慮可能	考慮可能	可能だが、根入れ深さ、改良体幅等の関係で割り切り	設計マニュアルに基づき考	設計マニュアルに基づき考		
	締固めタイプがモデル化可能	考慮可能	考慮可能	考慮可能	可能だが、根入れ深さ、改良体幅等の関係で割り切り	設計マニュアルに基づき考	設計マニュアルに基づき考		
対策工の評価	ドーナンタイプがモデル化可能	直接考慮可能	直接考慮可能	近似的に可能(直接は考慮できない)	近似的に可能(直接は考慮できない)	近似的に可能(直接は考慮できない)	近似的に可能(直接は考慮できない)	近似的に可能(直接は考慮できない)	
	地震慣性力の作用による対策工への影響	考慮可能	考慮可能	近似的に可能(直接は考慮できない)	近似的に可能(直接は考慮できない)	近似的に可能(直接は考慮できない)	近似的に可能(直接は考慮できない)	近似的に可能(直接は考慮できない)	
	解析の難易度	一般に難しい	一般に難しい	比較的容易	比較的容易	比較的容易	比較的容易	非常に容易	
	解析費用(解析のみ)	高い	高い	安い	安い	安い	安い	非常に安い	
その他	経済性(必要な土質調査・試験まで含む)	高い	高い	高い	高い	高い	高い	非常に安い	
	実務設計における実績	まだそれほど多くある	まだそれほど多くないが、実績が増えつつある	まだそれほど多くないが、実績が増えつつある	まだそれほど多くないが、実績が増えつつある	まだそれほど多くないが、実績が増えつつある	まだそれほど多くないが、実績が増えつつある	非常に多い	

4. 堤防の耐震性評価と対策工の設計

4.1 全体の流れ

本章では、前章で紹介した5つの変形解析手法について、下記に示す項目に従って説明を加える。

I. 手法の特性

- ①堤防変形の捉え方
- ②計算の手順

II. 堤防のモデル化

- ①基礎地盤構造と物性
- ②堤体と物性
- ③境界条件
- ④その他の仮定条件

III. 入力条件の設定

- ①地震動
- ②液状化層の設定

IV. パラメータ設定

V. 計算結果

VI. 対策の評価

- ①密度増大工法(締固め工法)
- ②固結工法
- ③間隙水圧消散工法(ドレン工法)
- ④せん断変形抑制工法(鋼材工法)

VII. 現場への適用性

- ①事前の土質試験項目
- ②プログラムの一般化
- ③パラメータ設定の難易
- ④モデル化の難易及び計算時間
- ⑤予測精度
- ⑥適用範囲の限界

4.2 有限要素法に基づく動的解析法（その1：LIQCA）

I. 手法の特性

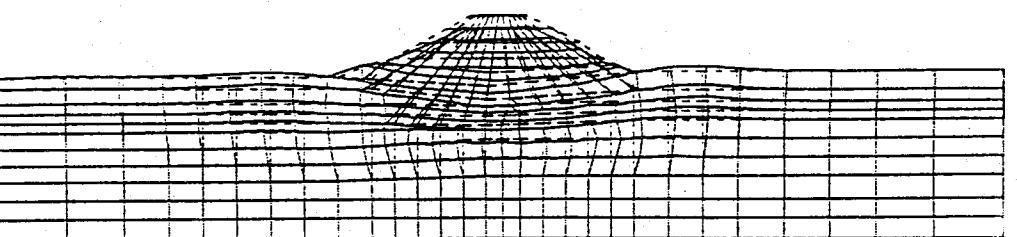
① 堤防変形の捉え方

堤体横断方向の2次元断面を対象として、有限要素法により応力及び各節点の変位量を計算する。解析は入力地震動を加速度の時刻歴波形として与える動的解析であり、地震動時刻歴の細かい時間ステップ毎に解析断面の応力・変位分布を求めることができる。

地盤のモデル化は、有効応力に基づく弾塑性理論にしたがい、地震時の過剰間隙水圧の発生、地盤の剛性低下を考慮することができる。また、LIQCAでは、地盤中の間隙水の移動、すなわち地盤の透水現象が考慮されている。したがって、計算から得られる変形量には圧密による変形も含まれており、地震後に生ずる地盤の圧密に伴う沈下も計算することができる。

LIQCAでは、a)地震動による繰返しせん断を受け地盤が液状化する、b)盛土内の応力再配分により塑性破壊域が生じる、c)液状化した地盤が盛土直下から側方へ流動する、d)発生した過剰間隙水圧が時間と共に消散することによる圧密沈下等、地震時の堤防の変形要因として考えられるもの全てが考慮される。

LIQCAで得られた堤防の変形図の例を図4.2.1に示す。



——：変形後 ······：初期形状

図4.2.1 解析結果例

②計算の手順

計算の手順は図 4.2.2 に示すとおりである。

事前の準備として検討対象断面を選定し、既存の地盤調査結果の収集・整理を行った後に FEM メッシュを作成、入力パラメータを設定する。

入力パラメータのうち、地盤調査や土質試験で直接的に設定することができないものについては、繰返し三軸試験などの要素シミュレーションを行い決定する。

本解析では、初めに静的 FEM 自重解析を行い、地盤の初期応力状態を算定しておく。次に、入力地震動を設定し、動的 FEM 解析を行い、時刻歴応答値の算定を行う。最後に得られた解析結果を整理し、評価を行う。

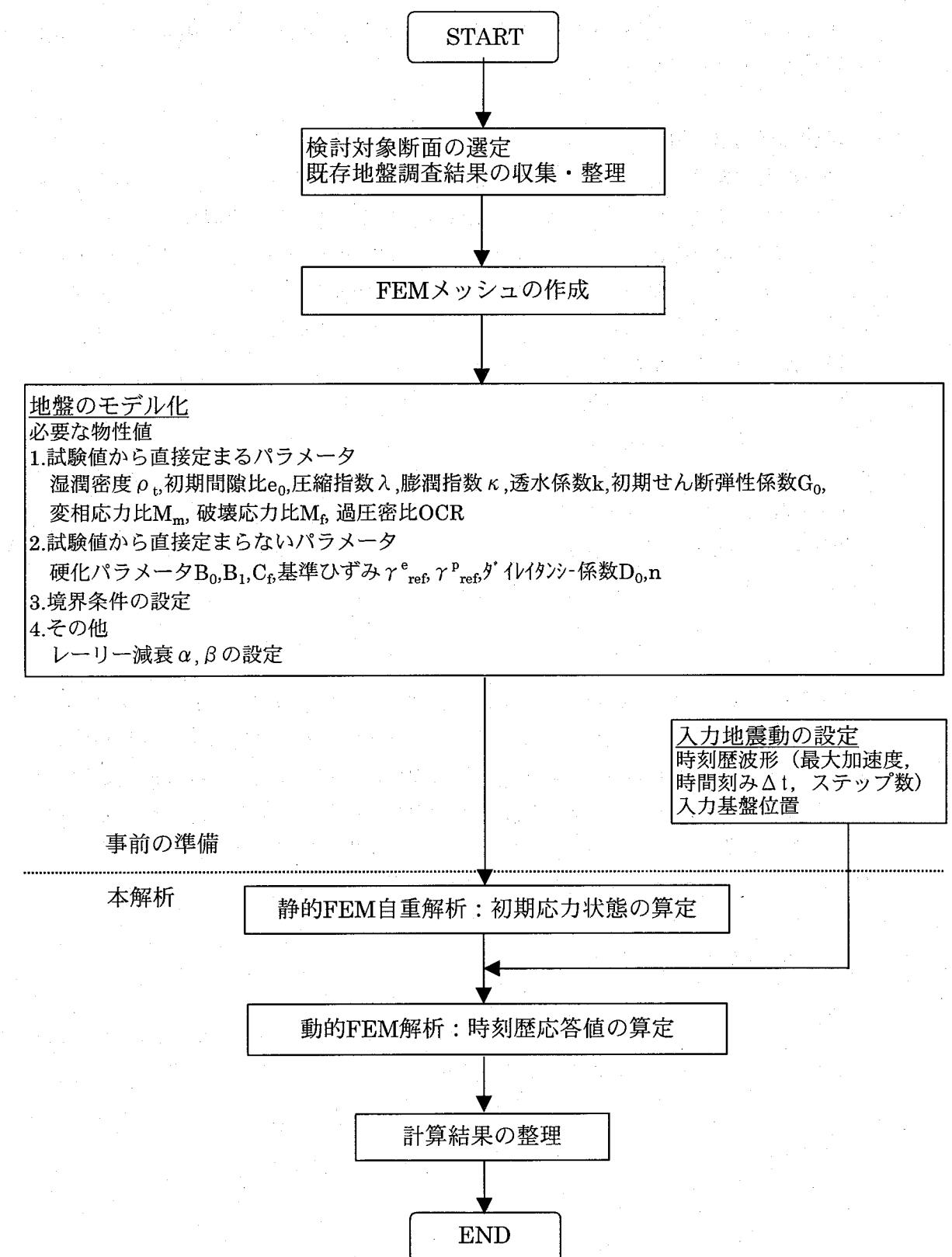


図4.2.2 LIQCAによる解析の手順

II. 堤防のモデル化

本手法では、堤防軸線方向に平面ひずみ状態を仮定した2次元有限要素として堤防および地盤をモデル化する。

①基礎地盤構造と物性

基礎地盤関係資料のボーリング調査結果及び土質試験結果に基づき、対象とする2次元断面の想定地質断面図等を基にして基礎地盤をモデル化し、有限要素メッシュに分割する。分割した各要素に対して表4.2.1に示す地盤定数を設定する。盛土及び砂質土は弾塑性要素として、粘性土は弾塑性もしくは非線形弾性要素として、硬質な地盤については弾性（非線形または線形）要素としてそれぞれ地盤定数の設定を行う。砂質土あるいは粘性土のいずれかに明確に判別し難いわゆる中間土についても、液状化対象の土層判定等に基づき適宜分類をしてモデル化を行う。

②堤体構造と物性

堤体関係資料の定期縦横断測量図、開削調査資料、天端位置からのボーリング調査結果及び室内土質試験結果に基づき、堤体をモデル化し、基礎地盤と同様にメッシュ分割を行い、表4.2.1に示す地盤定数を設定する。

③境界条件

LIQCAでは、解析領域側面は等変位境界、底面は固定境界または粘性境界とされることが多い。側方境界の影響を避けるため、解析領域の幅を十分に広くとるとともに等変位境界とするのが望ましい。この場合、解析領域の幅を広くとるのは解析における境界の影響を低減するのが目的であり、水平方向の範囲において地形、地盤条件を忠実にモデル化する必要はない。底面境界は剛性が大きく変化する層の境界とし、それ以深の地盤には地震による極端な剛性低下が生じないことを確認する。

④その他の仮定条件

LIQCAに組み込まれている構成則は微小変形条件で定式化されているので、大変形・大ひずみが生じる場合には適用性について原理的に問題がある。なお、有限変形理論を組み込んだプログラムが研究目的に開発されている。

表4.2.1 設定すべき土のパラメータ

分類	記号	パラメータ	必要な試験・調査
物理試験結果	ρ_t	湿潤密度	密度試験
	e_0	初期隙比	密度試験
圧密試験結果	λ	圧縮指數	等方圧密膨潤試験
	κ	膨張指數	等方圧密膨潤試験
透水試験結果	OCR	過圧密比	圧密試験
弾塑性変形特性	k	透水係数	透水試験
	G_0	初期せん断弾性係数	PS検層／動的変形特性試験
	B_0, B_1, C_f	硬化パラメータ	非排水繰返し三軸試験
	$\gamma_{ref}^P, \gamma_{ref}^E$	基準ひずみ（砂質土）	非排水繰返し三軸試験
	D_0, n	ダイレイタンシー係数（砂質土）	非排水繰返し三軸試験
	Mf	破壊応力比	圧密非排水三軸圧縮試験
減衰特性	Mm	変相応力比	圧密非排水三軸圧縮試験
	α, β	レーリー減衰	

III. 入力条件の設定

①地震動

入力地震動は、加速度の時刻歴波形として有限要素モデル底面において与える。あらかじめ入力地震動が解析モデル底面位置で与えられていない場合には、一次元波動論による応答解析（プログラムSHAKE）などによって別途求める必要がある。LIQCAでは、2次元断面において面内の水平成分のみならず鉛直成分も同時に入力することも可能である。

②液状化層の設定

LIQCAは動的FEM有効応力解析法であるため、事前に液状化層の設定は不要である。液状化するか否かは、解析により判定される。

IV. パラメータ設定

LIQCAの入力パラメータとそれらを決定するために必要な試験・調査法を表4.2.1に示す。ここに示した試験・調査法を全ての地層について実施することはコスト面から現実的ではない。地盤の比較的浅い部分に位置する地層や液状化する可能性のある層は、解析結果に大きく影響を及ぼすことが予想されるので重点的に試験・調査を行うものとする。その他の深部地盤や変形の関与が薄いと考えられる地層等についてはボーリング調査結果から推定される概略値を入力パラメータとすることもできる。

①LIQCAでの土のパラメータ

LIQCAで入力すべきパラメータの決定法は以下のとおりである。

・圧縮指数 λ

等方圧密試験より得られる e （間隙比）～ $\ln p$ （有効応力）の勾配から設定される。

$(\lambda - \kappa)$ の形で塑性変形量に影響し、 $(\lambda - \kappa)$ が小さいほど塑性変形量が減少する。土質に応じた標準値として設定することも可能である。

・膨潤指数 κ

圧密試験の膨潤過程より得られる e （間隙比）～ $\ln p$ （有効応力）の勾配から設定される。 λ と同様に、 $(\lambda - \kappa)$ の形で塑性変形量に影響するほか、体積弾性係数の算定に用いられる。土質に応じた標準値として設定することも可能である。

・初期せん断弾性係数 G_0

微小ひずみ域でのせん断弾性係数であり、PS検層等の原位置試験により測定されるせん断弾性波速度 V_s と地盤の湿潤密度 ρ_t から、 $G_0 = \rho_t \cdot V_s^2$ により算定できる。

・硬化パラメータ B_0, B_1, C_f

塑性せん断剛性の値を規定するパラメータであり、動的変形特性、液状化（ダイレタンシー）特性の両方に強い影響を及ぼす。硬化パラメータ B_0, B_1, C_f は、液状化の繰返し強度曲線および動的変形特性に対して曲線フィッティングするように設定するが、通常は、繰返し回数20回における繰返せん断応力比 R_{L20} が合うことを第1目標とし、その後、全体の曲線形状を微調整することにより行う。なお、通常は $B_1=B_0/50, C_f=0$ 程度とし、 B_0 のみを決定すればよい。

・基準ひずみ $\gamma_{ref}^P, \gamma_{ref}^E$

応力状態が変相線に到達した後のせん断剛性低下を双曲線関数で規定するパラメータであり、変相線到達後のなめらかなひずみの発生を表現するためのものである。変形解析結果に及ぼす影響が大きいパラメータといえる。基準ひずみ $\gamma_{ref}^P, \gamma_{ref}^E$ は、異なる破壊規準に対応する液状化強度曲線（例えば、両ひずみ振幅1, 5, 10%）および動的変形特性に対してフィッティングする。通常、 γ_{ref}^P は γ_{ref}^E の1/20～1/5程度の値である。

・破壊応力比 M_f

圧密非排水三軸試験の破壊包絡線の勾配から設定される。内部摩擦角に対応する量である。

・変相応力比 M_m

圧密非排水三軸試験の応力経路から定まる変相線の勾配より設定される。変相応力比が破壊応力比に近いほどひずみの発生量が大きくなり、破壊応力比と等しく設定した場合、正のダイレタンシーが発生せず、ひずみ軟化挙動を示すことになる。

・ダイレタンシー係数 D_0, n

ダイレタンシー特性に影響を与えるパラメータであり、試験結果からは直接定まらないパラメータである。硬化パラメータとともに液状化の繰返し強度曲線にフィ

ッティングさせて決めるのが望ましいが、土質・密度に応じた標準値として設定することも簡易的には可能である。 D_0 を大きくするとダイレタンシーは減少するが、液状化強度曲線の勾配には影響を与えない。 n を大きくすると、液状化強度曲線の勾配が小さくなる。

その他に液状化特性と関連する一般的なパラメータとして、初期間隙比 e_0 、過圧密比 OCR がある。 e_0 は土粒子の密度試験から得られる土粒子密度および乾燥密度より算定できる。 OCR は原位置での応力履歴を考慮して設定することもできるが、不明な場合は1.0とする。

②減衰定数

LIQCAでは2種類の減衰定数が考慮される。

地盤材料の履歴減衰定数は、剛性低下率と同様に、硬化パラメータを設定すれば自動的に考慮される。

履歴減衰定数とは別に、数値計算を安定させる目的でレーリー減衰 α, β を与える必要がある。レーリー減衰は、パラメータ自体に物理的な意味を特に与えることは難しいが、応答加速度に現れる数値計算上生じる高振動数のパルスを除去する役割を果たし、変位など他の応答値に与える影響は小さい。実際には、 $\alpha=0$ とし、表層地盤の1次モードの固有円振動数に対して微小な減衰 h （通常0.1～0.5%程度）を仮定して、次式より β を設定することが多い。

$$h_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2}$$

ここで、 h_n ：減衰定数

ω_n ：固有円振動数

n ：モード次数

V. 計算結果

有限要素でモデル化したメッシュの変形形状として、地震動の時刻歴の各時点の変形が算定される。地震動終了後も圧密による変形が進行するので、地震動終了後しばらく時間が経過した後の変形を出力すれば、それが最終的な変形形状となる。

モデル化したメッシュの任意地点の節点変位量から沈下量及び変形量が時刻歴で求まる。また、各要素の応力、ひずみも時刻歴で計算される。

本手法は、時刻歴応答解析であるため、地震動の各時刻における変形量が算定される。さらに、地震終了後の圧密沈下も考慮した残留変形量も算定可能である。

VI. 対策工を評価する場合の留意点

対策工の効果を本解析手法を用いて評価し設計に利用する場合には、対策工を解析モデルに適切に組み込んで、無対策の場合と同様に解析して得られる堤防の沈下変形量に注目すればよい。また、工法や解析モデルの設定条件によっては別途部材安定を照査する必要がある。

以下では、対策工法を①密度増大工法（締固め工法）、②固結工法、③間隙水圧消散工法（ドレーン工法）、および④せん断変形抑制工法（鋼材工法）に大別して、工法別に本解析手法の適用上の留意点や適用性等について述べる。

①密度増大工法（締固め工法）

締固め工法は、締め固めた部分の液状化抵抗および液状化した後の変形抵抗が周辺の原地盤に比べて大きいことにより堤防の沈下変形量を低減させるものである。したがって、解析では、締固め改良範囲について、その領域の密度が増大することにより液状化強度が大きくなることを適切にモデル化することが肝要である。締固め改良部についてはN値で評価されることが一般的であるが、この値から道路橋示方書の経験式などにより液状化強度 R_{L20} を評価する。さらに砂質土の液状化強度特性に関する既往の研究成果等を参考に液状化強度曲線を推定する。つぎに、本解析プログラムを用いてその液状化強度曲線にできるだけ再現するように要素試験レベルのシミュレーション解析を行い最適なパラメータを見出す。このとき、液状化曲線だけでなく、液状化後のひずみの伸び具合についても適切に再現していることを確認することが大切である。

②固結工法

固結工法は改良体自身が地震時に内部破壊せず、かつ改良体が滑動・転倒に対して抵抗することにより対策効果を発揮するものである。このことから、固化改良体自身の力学特性のモデル化および改良体と周辺地盤との接合部のモデル化が肝要である。改良体の内部破壊については引張破壊がクリティカルとなることが多い。したがって、固化改良体には引張・圧縮強度を考慮した弾塑性モデルを適用するのが望ましい。この場合、改良体内部では塑性変形により過剰間隙水圧が発生しないように設定する。また、弾性体でモデル化する方法もあるが、この場合、改良体が引張・圧縮破壊しないかどうかを別途照査せざるを得ず、またこの方法は安全側に過ぎる照査となる。

液状化対策としての固結工法では全面改良の他、格子状や壁状の改良形式もしばしば採用されるが、この場合には改良範囲を複合地盤としてモデル化する必要がある。そのモデル化の方法として確立した方法はないが、固化体の配列や改良面積率等を勘案して適切にモデル化する必要がある。また、改良体と周辺地盤の接する部分（地震動により挙動が大きく異なる部分）にはその挙動を再現する目的でジョイント要素を設けるのがよい。

③間隙水圧消散工法（ドレーン工法）

グラベルドレーンに代表されるドレーン工法ではドレーン杭が離散的に地盤に打設されるが、本解析法のようなFEMでドレーン杭の部分とその周囲の地盤の部分を細かく有限要素分割するのは実用上困難である。このため、本解析法では、ドレーンの配置およびウェルレジスタンスを考慮した「マクロ要素」を用いて改良範囲をモデル化する方法が用いられている。

④せん断変形抑制工法（鋼材工法）

鋼材ははり要素によりモデル化する。また、曲げ変形について弾性モデル化する方法と弾塑性モデル化する方法がある。前者の場合には、鋼材が曲げ変形降伏・破壊しないかどうかを別途照査する必要がある。この方法は一般に安全側の評価となる。また、鋼材と周辺地盤の接合部にはジョイント要素を設けるのがよい。

VII. 現場への適用性

①事前の土質試験項目

LIQCA の解析を行う上で事前に行う必要のある土質試験項目は、必要とする結果の精度、費用などに応じて表 4.2.2 に示すように分類できる。

表 4.2.2 結果の精度、費用に応じた土質試験項目の組合せ

試験項目	試験から得られる情報	結果精度、費用に応じた試験項目の組合せ		
		これだけあれば完璧といえる組合せ	結果の精度が期待できる最低限の組合せ	最低限解析可能な組合せ
原位置試験	標準貫入試験 N 値、土質柱状図、地下水位	○	○	○
	PS 検層 せん断波(S 波) 速度 Vs	○	○	
	透水試験 透水係数 k	○		
室内試験	密度試験 湿潤密度 ρ_w 、間隙比 e_0	○	○	○
	粒度試験 (粒度分布, FC, D ₅₀)	○		
	圧密非排水三軸圧縮試験 内部摩擦角 ϕ_p 、変相角 ϕ_s	○	○	
	圧密試験 過圧密比 OCR、圧縮指數 λ 、膨潤指數 κ	○		
	繰返し非排水三軸試験 繰返し回数 N ~ せん断応力比 τ / σ'_0 関係	○	○	
	動的変形特性試験 せん断ひずみ γ ~ せん断剛性低下率 G/G ₀ 、減衰定数 h 関係	○	○ ^{注1)}	

注 1) R-O モデルを用いる場合に必要

②プログラムの一般化

解析プログラムは、京都大学と岐阜大学を中心としたグループにより開発されてきた。その使用等については京都大学に連絡。

③パラメータ設定の難易

試験結果から直接定まらないパラメータの設定においては、要素シミュレーションソフトが準備されており、繰返し非排水三軸試験から求まる液状化強度曲線にフィッティングすることによって比較的容易に硬化・液状化パラメータ、ダイレタンシー係数を決定することが可能な環境が整っている。

④モデル化の難易及び計算時間

有限要素法を用いているため地盤構成や対策工が複雑な場合にはモデル化がやや煩雑となる場合がある。

地震動の時刻歴にしたがい非線形計算を逐次行っていく手法であるため、計算には一般にある程度の時間を要する。例えば、400 要素、60 秒間の解析（時間ステップ $\Delta t = 0.001$ 秒）は、パソコン（ペンティアム II ; 300MHz）で 1~2 時間程度である。

⑤予測精度

1995 年兵庫県南部地震の各種構造物の被災事例解析では、その適用性が比較的高いことが報告されている^{4), 5)}。

なお、粘土層については、通常 R-O モデルが用いられるが、さらなる精度向上を目指す場合には、弾粘塑性モデル⁶⁾が用いられる。巻末資料の事例解析においては、粘土層のモデル化として弾粘塑性モデルを用いたプログラム (LIQCA99) が使われている。

⑥適用範囲の限界

地震前の初期状態から液状化に至るまでの変形がそれほど大きくない範囲の解析を本来の対象目的としているため、大地震時における流動を伴うような地盤の大変形に対する予測精度は十分とはいえない。

参考文献

- 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, Oct., pp.661-680, 1999
- Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R.: FEM-FDM coupled Liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, No.52, pp.209-245, 1994.
- 岡二三生, 八嶋厚: 液状化挙動を追跡する, 土木学会誌, Vol.82, No.1, pp.10-12, 1997.
- Matsuo, M., Shimazu, T., Uzuoka, R., Mihara, M. and Nishi, : Numerical analysis of seismic behavior of embankments founded on liquefiable soils, Soil and Foundations, Vol. 40, No.2, pp.21-40, 2000
- 松尾 修, 岡村未対, 島津多賀夫, 渡岡良介: 有限要素法による後志利別川堤防の地震被害事例解析, 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム発表論文集, pp.445-450, 1999
- Oka, F.: A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear-hardening rule, Proc. 4th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Swansea, Pande, G.N. and Pietruszczak, S. eds., 1, Balkema, pp.105-114, 1992

4.3 有限要素法に基づく動的解析法（その2：FLIP）

1. 手法の特性

① 堤防変形の捉え方

堤体横断方向の2次元断面を対象として、有限要素法により応力及び各節点の変位量を計算する。解析は入力地震動を加速度の時刻歴波形として与える動的解析であり、地震動時刻歴の細かい時間ステップ毎に解析断面の応力・変位分布を求めることができる。

地盤のモデル化は、有効応力に基づく応力経路を規定することにより、地震時の過剰間隙水圧の発生、地盤の剛性低下を考慮することができる。FLIPの構成則は応力～ひずみ関係には主応力軸の回転が考慮できる東畑・石原によるマルチスプリングモデル¹⁾、過剰間隙水圧の発生には過剰間隙水圧発生量が塑性仕事の関数として表されるという実験結果²⁾に基づいて非排水状態における応力経路を決定する手法³⁾を採用して両者を非連成で定式化している。このため、地盤中の間隙水の移動、すなわち地盤の透水現象を考慮していないことから、計算された変形量には圧密による変形が含まれていない。つまり、FLIPでは、a)地震動による繰返しせん断を受け地盤が液状化する、b)盛土内の応力再配分により塑性破壊域が生じる、c)液状化した地盤が盛土直下から側方へ流動する、までの挙動は直接的に求められるものの、d)発生した過剰間隙水圧が時間と共に消散することによる圧密沈下による地震時の堤防の変形量は別途算定し、本解析で得られた変位量と足し合わせることによって考慮することも可能である。

FLIPで得られた堤防の変形図の例を図4.3.1に示す。

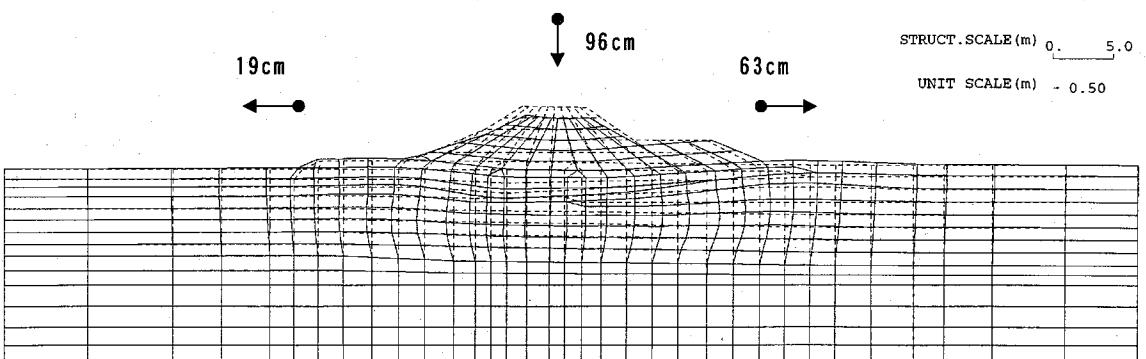


図4.3.1 解析結果例

②計算の手順

計算の手順は図4.3.2に示すとおりである。

事前の準備として検討対象断面を選定し、既存の地盤調査結果の収集・整理を行った後にFEMメッシュを作成、入力パラメータを設定する。

入力パラメータのうち、地盤調査や土質試験で直接的に設定することができないものについては、繰返し三軸試験などの要素シミュレーションを行い決定する。

本解析では、初めに静的FEM自重解析を行い、地盤の初期応力状態を算定しておく。次に、入力地震動を設定し、動的FEM解析を行い、時刻歴応答値の計算を行う。最後に得られた解析結果を整理し評価を行う。

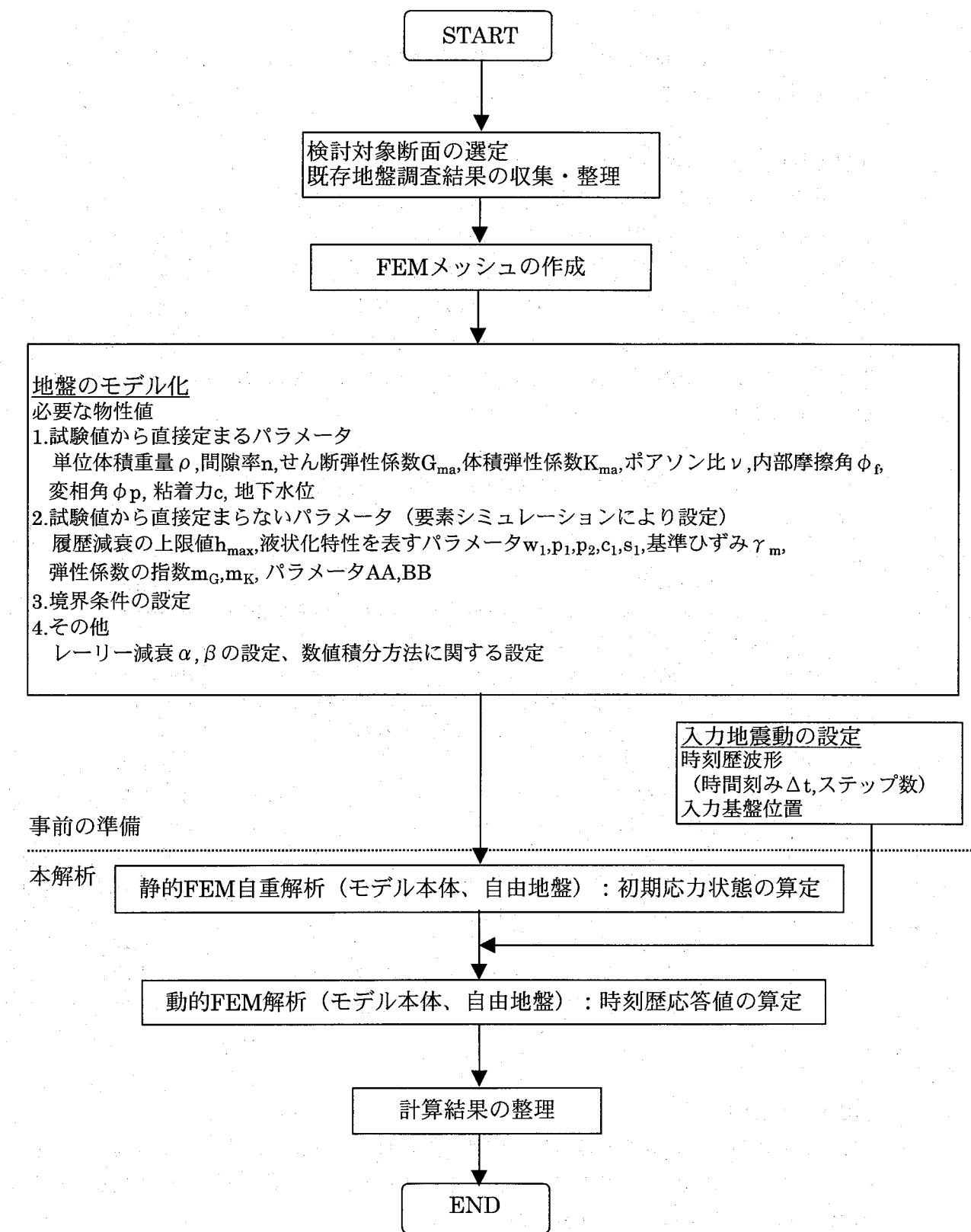


図4.3.2 FLIPの解析の手順

II. 堤防のモデル化

本手法では、堤防軸線方向に平面ひずみ状態を仮定した2次元有限要素として堤防および地盤をモデル化する。

①基礎地盤構造と物性

基礎地盤関係資料のボーリング調査結果及び土質試験結果に基づき、対象とする2次元断面の想定地質断面図等を基にして基礎地盤をモデル化し、有限要素メッシュに分割する。分割した各要素に対して表4.3.1に示す地盤定数を設定する。盛土及び砂質土はマルチスプリング要素として、粘性土は非線形要素として、硬質な地盤については弾性（非線形または線形）要素としてそれぞれ地盤定数の設定を行う。砂質土あるいは粘性土のいずれかに明確に判別しがたいいわゆる中間土についても、液状化対象の土層判定等に基づき適宜分類をしてモデル化を行う。

表4.3.1 FLIPの解析で指定すべき地盤定数

分類	記号	パラメータ	必要な調査・試験
物理試験結果	ρ_t	湿潤密度	密度試験
	n	間隙率	密度試験
動的変形特性	σ_{ma}'	G_{ma} , K_{ma} に対応する平均有効応力（基準拘束圧）	PS検層
	G_{ma}	せん断弾性係数 ($\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)	PS検層
	K_{ma}	体積弾性係数 ($\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)	PS検層
	m_G	せん断弾性係数 G_m の有効拘束圧依存性	PS検層
	m_K	体積弾性係数 K_m の有効応力依存性	PS検層
	ϕ_f	せん断抵抗角	圧密非排水三軸圧縮試験
	C	粘着力	圧密非排水三軸圧縮試験
	h_{max}	履歴減衰の上限値	動的変形特性試験
液状化特性	ϕ_p	変相角	圧密非排水三軸圧縮試験
	W_1	液状化特性全体を規定するパラメータ	非排水繰返し三軸試験
	p_1	液状化特性の前半を規定するパラメータ	非排水繰返し三軸試験
	p_2	液状化特性の後半を規定するパラメータ	非排水繰返し三軸試験
	c_1	液状化発生の下限値を規定するパラメータ	非排水繰返し三軸試験
	S_1	液状化の終局状態を規定するパラメータ	非排水繰返し三軸試験

②堤体構造と物性

堤体関係資料の定期縦横断測量図、開削調査資料、天端位置からのボーリング調査結果及び室内土質試験結果に基づき、堤体をモデル化し、基礎地盤と同様にメッシュ分割を行い、表4.3.1に示す地盤定数を設定する。

③境界条件

FLIPでは、解析領域側面は等変位境界または粘性境界、底面は固定境界または粘性境界とされることが多い。側方境界の影響を避けるため、解析領域の幅を十分に広くとるとともに等変位境界または粘性境界とするのが望ましい。この場合、解析領域の幅を広くとるのは解析における境界の影響を低減するのが目的であり、水平方向の広い範囲において地形、地盤条件を忠実にモデル化する必要はない。底面境界は剛性が大きく変化する層の境界とし、それ以深の地盤には地震による極端な剛性低下が生じないことを確認する。

④その他の仮定条件

FILPでは、応力経路法において固層と液層を節点で変位を拘束する条件の基で非排水条件を仮定している。このことから、間隙水圧の伝搬に基づく諸現象の予測が考慮できない。また、構成則は微小変形条件で定式化されているので、大変形・大ひずみが生じる場合には適用性について原理的に問題がある。

III. 入力条件の設定

①地震動

入力地震動は、加速度の時刻歴波形として有限要素モデル底面において与える。あらかじめ入力地震動が解析モデル底面位置で与えられていない場合には、一次元波動論による応答解析（プログラムSHAKE）などによって別途求める必要がある。FLIPでは、2次元断面において面内の水平成分のみならず鉛直成分も同時に入力することも可能であるが、鉛直成分は土の液状化にはさほど寄与しないと考えられるので、水平成分のみを入力する解析を行えばよい。

②液状化層の設定

FLIPは動的FEM有効応力解析であるため、事前に液状化層の設定は不要である。液状化するか否かは、解析により判定される。

IV. パラメータ設定

FLIPの入力パラメータとそれらを決定するために必要な試験・調査法を表4.3.1に示す。ここに示した試験・調査法を全ての地層について実施することはコスト面から現実的ではない。地盤の比較的浅い部分に位置する地層や液状化する可能性のある層は、解析結果に大きく影響を及ぼすことが予想されるので重点的に試験・調査を行うものとする。その他の深部地盤や変形の関与が薄いと考えられる地層等についてはボーリング調査結果から推定される概略値を入力パラメータとすることもできる。

FLIPでは、通常の地盤調査で比較的入手しやすい標準貫入試験から得られる各深度のN値と関連付けて設定する方法も提案されている⁴⁾。

①FLIPでの土のパラメータ

FLIPで入力すべきパラメータの決定法は以下のとおりである。

・せん断弾性係数、体積弾性係数G_{ma}、K_{ma}

基準拘束圧時のせん断弾性係数G_{ma}、体積弾性係数、K_{ma}は、通常、原位置で計測されたPS検層の結果から得られるS波速度と湿潤密度、土骨格のポアソン比から決定する。PS検層結果が無い場合には通常の地盤調査で比較的入手しやすい標準貫入試験から得られる各深度のN値と関連付けて設定する方法もある。

・せん断抵抗角φ_f

圧密非排水三軸試験の破壊包絡線の勾配から設定される。

・変相角φ_p

圧密非排水三軸試験の応力経路から定まる変相線の勾配より設定される。変相応力比が破壊応力比に近いほどひずみの発生量が大きくなり、破壊応力比と等しく設定した場合、正のダイレタンシーが発生せず、ひずみ軟化挙動を示すことになる。

・液状化パラメータW₁、p₁、p₂、c₁、S₁

過剰間隙水圧の上昇特性に影響を与えるパラメータであり、試験結果から直接定まらないパラメータである。繰返し非排水三軸試験結果から得られる各応力比毎の応力経路、応力～ひずみ関係、過剰間隙水圧の上昇曲線とのフィティングと共に液状化強度曲線にフィッティングさせて各定数を決定する。

液状化特性に関するパラメータには以下のものがある。

φ_p：変相角

W₁：液状化特性全体を規定するパラメータ

p₁：液状化特性の前半を規定するパラメータ

p₂：液状化特性の後半を規定するパラメータ

c₁：液状化発生の下限値を規定するパラメータ

S₁：液状化の終局状態を規定するパラメータ

②減衰定数

FLIPでは2種類の減衰定数が考慮される。

地盤材料の履歴減衰定数は、塑性ひずみ仕事量から計算される剛性低下率から自動的に考慮される。

履歴減衰定数とは別に、数値計算を安定させる目的でレーリー減衰α、βを与える必要がある。レーリー減衰は、パラメータ自体に物理的な意味を特に与えることは難しいが、応答加速度に現れる数値計算上生じる高振動数のパルスを除去する役割を果たし、変位など他の応答値に与える影響は少ない。実際には、α=0とし、表層地盤の

1次モードの固有円振動数に対して微小な減衰h（通常0.1～0.5%程度）を仮定して、次式よりβを設定することが多い。

$$h_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2}$$

ここで、h_w：減衰定数

ω_n：固有円振動数

n：モード次数

この他に、自由地盤部の地震応答解析結果に基づいて決定する方法もある。FLIPによる自由地盤部の地震応答解析で、α=0.0とし、また、βを徐々に小さくしていくと、最大変位の地中分布がもはや変化しなくなるようなβの臨界点が存在する。この臨界のβの値を不規則領域の解析においても採用する方法である。

V. 計算結果

有限要素でモデル化したメッシュの変形形状として、地震動の時刻歴毎の変形が算定される。地震動終了後は圧密による変形が進行しないので、地震動終了後の変形が最終的な変形形状となる。

モデル化したメッシュの任意地点の節点変位量から沈下量及び変形量が時刻歴で求まる。また、各要素の応力、ひずみも時刻歴で計算される。

本手法は、時刻歴応答解析であるため、地震動の各時刻における変形量が算定される。

VI. 対策工を評価する場合の留意点

本解析手法を用いて対策工の効果を評価し設計に利用する場合には、対策工を解析モデルに適切に組み込んで、無対策の場合と同様に解析して得られる堤防の沈下変形量に注目すればよい。また、工法や解析モデルの設定条件によっては別途部材安定を照査する必要がある。

以下では、対策工法を①密度増大工法（締め工法）、②固結工法、③間隙水圧消散工法（ドレン工法）、および④せん断変形抑制工法（鋼材工法）に大別して、工法別に本解析手法の適用上の留意点や適用性等について述べる。

①密度増大工法（締め工法）

締め工法は、締め固めた部分の液状化抵抗および液状化した後の変形抵抗が周辺の原地盤に比べて大きいことにより堤防の沈下変形量を低減させるものである。したがって、解析では、締め改良範囲について、その領域の密度が増大することにより液状化強度が大きくなることを適切にモデル化することが肝要である。締め改良部についてはN値で評価されることが一般的であるが、この値から道路橋示方書の経験式などにより液状化強度R_{L20}を評価する。さらに砂質土の液状化強度特性に関する既

往の研究成果等を参考に液状化強度曲線を推定する。つぎに、本解析プログラムを用いてその液状化強度曲線にできるだけ再現するように要素試験レベルのシミュレーション解析を行い最適なパラメータを見出す。このとき、液状化抵抗曲線だけでなく、液状化後のひずみの伸び具合についても適切に再現していることを確認することが大切である。

②固結工法

固結工法は改良体自身が地震時に内部破壊せず、かつ改良体が滑動・転倒に対して抵抗することにより対策効果を発揮するものである。このことから、固化改良体自身の力学特性のモデル化および改良体と周辺地盤との接合部のモデル化が肝要である。改良体の内部破壊については引張破壊がクリティカルとなることが多い。したがって、固化改良体は引張・圧縮強度を考慮した弾塑性としてモデル化することが望ましいが、これまでの解析事例では弾性体でモデル化する方法が多く用いられてきている。この場合、改良体が引張・圧縮破壊しないかどうかを別途照査せざるを得ず、またこの方法は安全側に過ぎる照査となることに注意が必要である。

液状化対策としての固結工法では全面改良の他、格子状や壁状の改良形式もしばしば採用されるが、この場合には改良範囲を複合地盤としてモデル化する必要がある。そのモデル化の方法として定まった方法はないが、固化体の配列や改良面積率等を勘案して適切にモデル化する必要がある。また、改良体と周辺地盤の接する部分（地震動により挙動が大きく異なる部分）にはその挙動を再現する目的でジョイント要素を設けるのがよい。

③間隙水圧消散工法（ドレン工法）

前述したとおりFLIPは非排水条件で解析する。このため、地盤中の間隙水の移動、すなわち地盤の透水現象が計算されないことから、間隙水圧消散を考慮した対策工法の設計には別途の検討が必要となる。

④せん断変形抑制工法（鋼材工法）

鋼材ははり要素によりモデル化する。また、曲げ変形について弾性モデル化する方法と弾塑性モデル化する方法がある。前者の場合には、鋼材が曲げ変形降伏・破壊しないかどうかを別途照査する必要がある。この方法は一般に安全側の評価となる。

また、鋼材と周辺地盤の接合部にはジョイント要素を設けるのがよい。

VII. 現場への適用性

①事前の土質試験項目

FLIPの解析を行う上で事前に行う必要のある土質試験項目は、必要とする結果の精度、費用などに応じて表4.3.1に示すように分類できる。

表4.3.1 解析結果の精度、費用に応じた土質試験項目の組合せ

試験項目		試験から得られる情報	結果精度、費用に応じた試験項目の組合せ		
原位置試験	標準貫入試験 PS検層		これだけあれば完璧といえる組合せ	結果の精度が期待できる最低限の組合せ	最低限解釈可能な組合せ
	N値、土質柱状図、地下水位	○	○	○	
室内試験	密度試験	湿潤密度 ρ_w 、間隙比 e_0	○	○	○
	粒度試験	粒度特性（粒度分布、FC, D ₅₀ ）	○		
	圧密非排水三軸圧縮試験	内部摩擦角 ϕ_u 、変相角 ϕ_p	○	○	
	繰返し非排水三軸試験	繰返し回数N～せん断応力比 τ/σ_0 関係	○	○	
	動的変形特性試験	せん断ひずみ γ ～せん断剛性低下率 G/G_0 、減衰定数h関係	○		

②プログラムの一般化

解析プログラムFLIPは1997年に(財)沿岸開発技術研究センターから一般に公開されており、実務的に使いやすい環境が整っている。

③パラメータ設定の難易

試験結果から直接定まらないパラメータの設定においては、要素シミュレーションソフト（flipsim）が準備されており、繰返し非排水三軸試験から求まる液状化強度曲線にフィティングすることによって比較的容易に液状化パラメータを決定することが可能な環境が整っている。

④モデル化の難易及び計算時間

有限要素法を用いているため地盤構成や対策工が複雑な場合にはモデル化がやや煩雑となる場合がある。ただし、メッシュ作成を含む入力ジェネレータ（flipgen）、結果作図プログラム（plstruc, pltime）が公開されている他、各ソフトメーカーからプリ・ポスト処理関連のプログラムが販売されている。

地震動の時刻歴にしたがい非線形計算を逐次行っていく手法であるため、計算には一般にある程度の時間を要する。例えば、400要素、60秒間の動的FEM解析（時間ステップ $\Delta t=0.01$ 秒）は、パソコン（ペンティアムⅡ；300MHz）で20～30分程度。

⑤予測精度

1983年日本海中部地震や1995年兵庫県南部地震における港湾施設をはじめとして各種構造物の被災事例解析結果では、その適用性が比較的高いことが報告されている^{5)～9)}。

⑥適用範囲の限界

地震前の初期状態から液状化に至るまでの変形がそれほど大きくない範囲の解析を本来の対象目的としているため、大地震時における流動を伴うような地盤の大変形に対する予測精度は十分とはいえない。

また、要素内非排水条件を仮定している点や微小変形条件で定式化されている点からの間隙水圧の伝播に基づく諸現象の予測や大変形時の地盤挙動の追従性に適用の限界がある。

参考文献

- 1)Towhata,I. and Ishihara K.:Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc.5th International conference on numerical method in geomechanics, Nagoya, pp.523-530, 1985
- 2)Towhata,I. and Ishihara,K.: "Shear Work and Pore Water Pressure in Undrained Shear", Soils and Foundations, Vol.25, No.3, pp.73-84, 1985
- 3)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
- 4)森田年一, 井合 進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博：“液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法”, 港湾技研資料 No.869, July, 1997
- 5)Iai,S.and Matsunaga,Y.: Mechanism of uplift of underground structure due to liquefaction, International symposium on Natural Disaster reduction and Civil Engineering, 土木学会関西支部, pp.297-306, 1991
- 6)Iai,S.and Kameoka,T.:Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls, Soils and Foundations, Vol.33, No.1, pp.77-91, 1993
- 7)Liu,H.,K,Morita,T.and Iai,S.:Analysis of Deformation to the Kobe Ohashi Bridge Foundation, Proceedings of the 3rd Kansai International Geotechnical Forum'97), 地盤工学会関西支部, pp.189-198, 1997
- 8)Sawada,S.,Ozutsumi,O.and Iai,S.: Analysis of liquefaction induced residual deformation for two types of quaywalls:Analysis by “Flip”, Proceedings of 12th World Conference of Earthquake Engineering, Paper No.2486, 2000
- 9)井合 進, 竹島康人, 澤田俊一, 杉山 弥, 小堤 治：河川堤防を対象とした地震時変形解析の適用事例, 第46回地盤工学シンポジウム－地盤・構造物の変形とその評価－, 平成13年度論文集, pp.89-94, 2001

4.4 静的FEM自重解析に基づく変形解析法（ALID）

1. 手法の特性

① 堤防変形の捉え方

堤体横断方向の2次元断面を対象として、有限要素法により各節点の変位量を算出する。ALIDは、堤防の沈下のメカニズムを次のように仮定して沈下量を計算する手法である。すなわち、地震によって液状化した層は剛性が低下し、これによって堤体が沈下する。剛性低下率は液状化に対する抵抗率 F_L 及び細粒分含有率 FC の関数として与えられており、地震前の土の剛性、細粒分含有率及び地震時の F_L 値がわかれば沈下量を求めることができる比較的簡便な方法である。地震時慣性力は、液状化の発生には大きく寄与する要因であるが、流動による変形量に及ぼす影響は大きくないという仮定のもとに、ALIDでは地震時慣性力が直接地盤の変形に及ぼす影響は考慮していない。また、非排水条件を仮定しているため、発生した過剰間隙水圧が消散することによる圧密沈下も考慮されないが、これを別途算定し、本手法で得られた変位量と足し合わせることにより考慮することも可能である。

ALIDで得られた堤防の変形図の例を図4.4.1に示す。

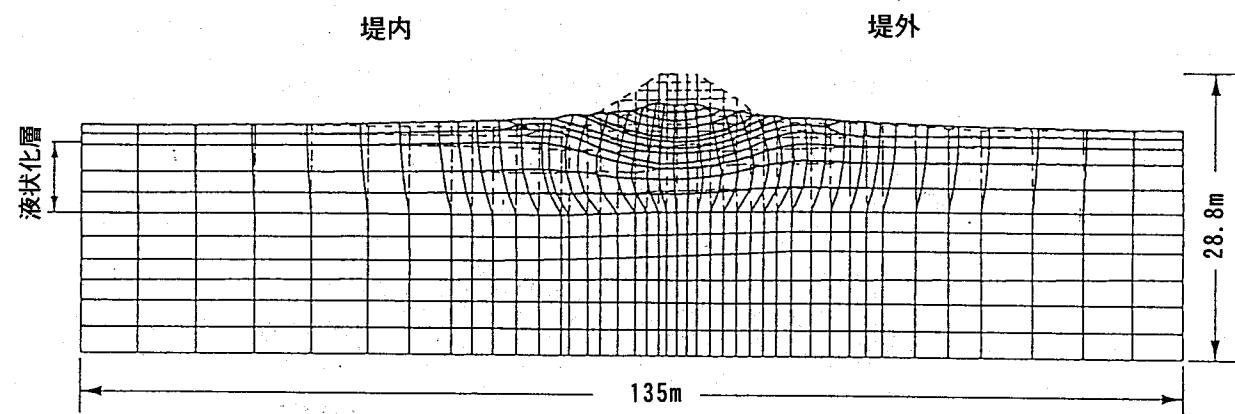


図4.4.1 解析結果例

② 解析のアルゴリズム

ALIDによる解析は、外力を重力（自重）のみとした静的弾性有限要素法を用いる。

初めに、液状化判定により液状化に対する抵抗率 F_L を算定し、検討対象となる断面内の各地層について液状化層・非液状化層の判別を行っておくことが必要である。

静的弾性自重解析は、地震前と地震後の物性値を用いた2つのケースを同一の有限要素メッシュ、同一の外力（自重）を用いて実施する。ALIDにおいて変形に影響を及ぼす重要なパラメータは、地震前と地震後における弾性係数である。有限要素法の解析プログラムにおいて入力すべき弾性定数としては、通常は、ヤング率 E 、せん断弾性定数 G 、ポアソン比 ν 、体積弾性係数 K 等の内、任意の2組を与えれば解析が可能であり、使用する有限要素法のプログラムの種類によっては入力すべき組合せが異なる場合もあるが、以下では、せん断弾性定数 G とポアソン比 ν の組合せについて述べる。

図4.4.2は地震前と地震後の液状化地盤のせん断応力 τ ～せん断ひずみ γ 関係の模式図を示したものである。地震前の解析には液状化層のせん断弾性係数 G_N としてOA線の傾きを使用する。一方、地震後の解析では、液状化層については剛性低下したせん断弾性係数 G_1 としてOC線の傾きを使用する。ポアソン比については、地震前の解析では常時の値 ν_N を用い、地震後の解析では体積弾性係数 K が地震前・後で一定となるように逆算した地震後のポアソン比 ν_1 を用いる。非液状化層についても、地震前の解析では常時の物性値 G_N 、 ν_N を使用し、地震後の解析では液状化層の過剰間隙水圧の影響等によりある程度のせん断剛性の低下を見込んだ物性値 G_1 、 ν_1 を用いる。

最終的に、地震後の節点変位量から地震前の節点変位量の差を取り、地震時に発生する変形量が算定される。

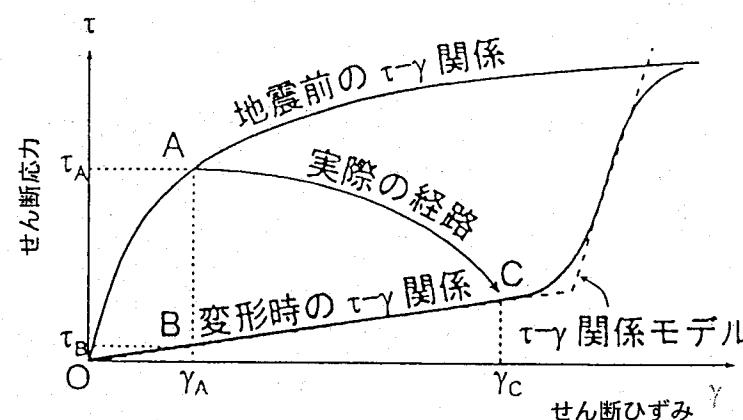


図4.4.2 地震前と地震後の液状化地盤のせん断応力 τ ～せん断ひずみ γ 関係の模式図³⁾

③ 計算の手順

計算の手順は図4.4.3に示すとおりである。

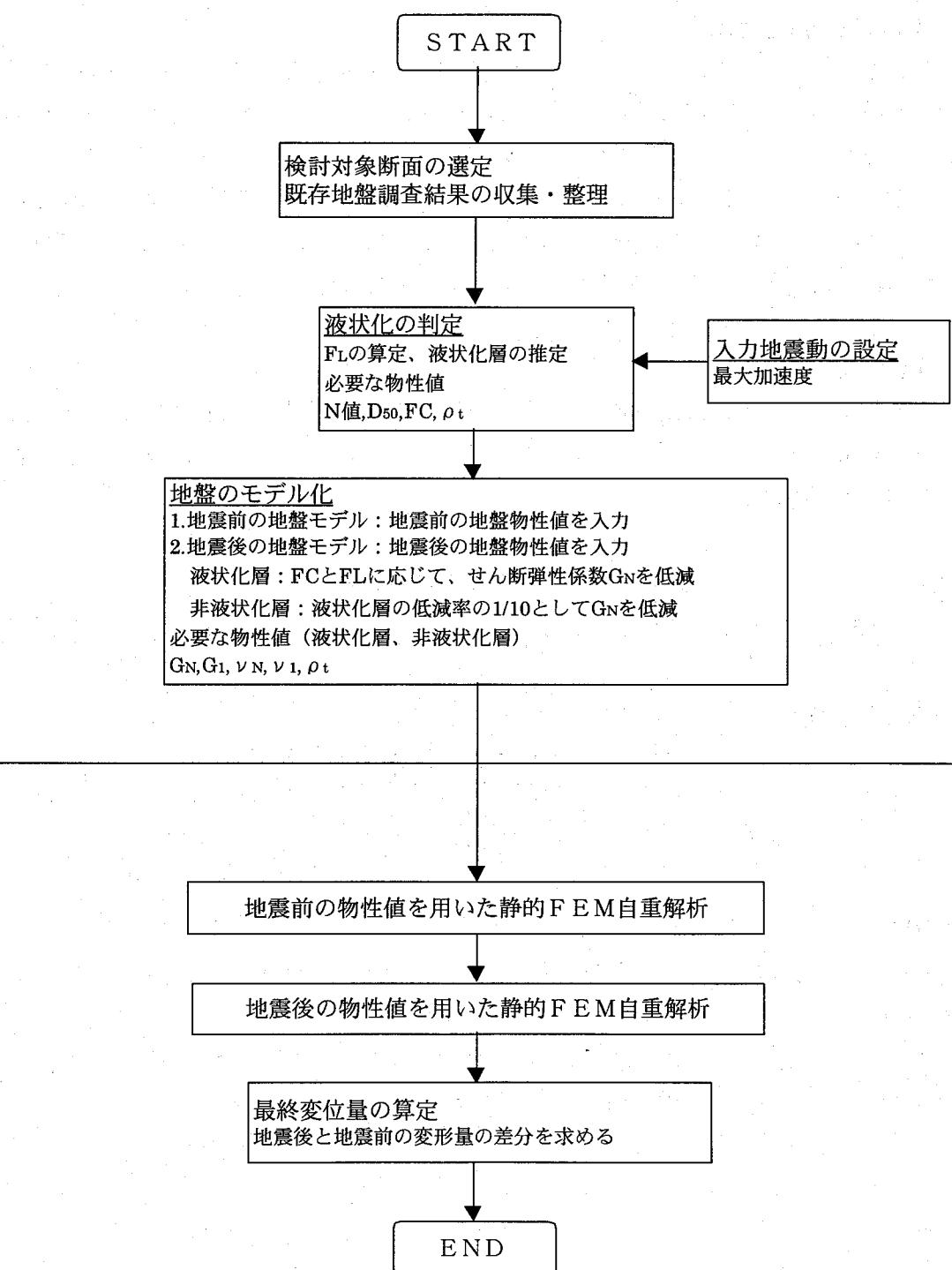


図4.4.3 ALIDによる解析の手順

II. 堤防のモデル化

本手法では、堤防縦断方向に地盤を平面ひずみ状態の弾性体と仮定した 2 次元有限要素として堤防をモデル化する。

①基礎地盤構造と物性

基礎地盤関係資料のボーリング調査結果及び土質試験結果に基づき、対象とする 2 次元断面の想定地質断面図に対して基礎地盤をモデル化し、有限要素メッシュに分割する。分割した各要素に対して表 4.4.1 に示す地盤定数を設定する。

ALID では、液状化に対する抵抗率 F_L による液状化の判定を事前に行い、 F_L が 1 を下回り液状化が想定される地層は液状化層として、粘性土層及び F_L が 1 を上回る砂質土層は非液状化層として、それぞれ地盤定数の設定を行う。

②堤体構造と物性

堤体関係資料の定期縦横断測量図、開削調査資料、ボーリング調査結果及び室内土質試験結果に基づき、堤体をモデル化し、基礎地盤と同様にメッシュ分割を行い、表 4.4.1 に示す地盤定数を設定する。

表 4.4.1 指定すべき土のパラメータ

分類	記号	パラメータ
物理試験	ρ_t	湿潤密度
	FC	細粒分含有率
標準貫入試験	N	標準貫入試験の N 値
変形特性	G_N	地震前のせん断弾性係数
	G_I	地震後のせん断弾性係数
	ν_N	地震前のポアソン比
	ν_I	地震後のポアソン比

③境界条件

ALID の境界条件は、一般には側面が鉛直ローラー（水平変位固定）、底面は固定境界を用いる。

側方の解析領域としては、堤内側については、地盤の流動による影響が無視できる範囲（一般には堤防から 100m 程度）までをとることが望ましい。堤外側については、川の中央位置までとすれば十分である。深度方向については、ALID では最も深い液状化層までをモデル化すれば一般に十分である。

④その他の仮定条件

汎用の静的有限要素法プログラムは、一般に微小変形理論に基づいているため、非常に大きな変形が生じる場合の適用性については注意を要する。

III. 入力条件の設定

①地震動

ALID は静的 FEM 解析であるため地震動を用いる必要はない。ただし、次項に示す事前に液状化に対する抵抗率 F_L を算出する際に、静的震度または入力地震動が必要となる。

②液状化層の設定

ALID は事前に液状化層の判定を行い、液状化層・非液状化層の設定を行う必要がある。液状化層の判定は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編：平成 8 年 12 月」の判定方法にしたがい、液状化に対する抵抗率 F_L に基づいて実施する。そこで最低限必要となる物性値は、N 値、10% 粒径 D_{10} 、平均粒径 D_{50} 、塑性指数 I_p 、細粒分含有率 FC、湿潤密度 ρ_t である。また、SHAKE¹⁾などによる地震応答解析の結果得られた地震時のせん断応力から F_L 値を算定するより詳細な判定方法もある。

IV. パラメータ設定

①剛性低下率

液状化層と判定された土層のせん断剛性 G の低下率は、室内試験で求めることが最も望ましい。しかしながら、初めに非排水繰返し三軸試験を行い、供試体を一度液状化させた後に、非排水単調載荷試験を行う必要があるため、一般的な試験とはいえない。現段階では F_L 値と細粒分含有率 FC の値から図 4.4.4 を用いる簡易的な設定方法が提案されている^{2), 3)}。図 4.4.4 では、地震前の初期せん断弾性係数を設定する際に、地盤のひずみレベルの違いに応じて次の 2 種類の関係が示されている。

a) 標準貫入試験で得られる N 値から、道路橋示方書に示されているヤング係数の推定式 $E=98.1 \times 28N$ (単位 : kPa) とポアソン比を用いて設定する場合には破線の関係を使用する。

b) 静的せん断試験におけるせん断ひずみ $\gamma=10^{-3}$ でのせん断弾性係数を用いる場合には実線の関係を用いる。

なお、 F_L 値が 0.7 以下の場合には $F_L=0.7$ の関係を用いることが提案されている。

非液状化層・堤体のせん断剛性の低下率は、今後の検討の余地が残されているが、現状では液状化層の剛性低下率の 10 倍と設定することにより、被災事例と比較的整合した結果が得られている^{2), 3)}。

②液状化パラメータ

液状化に関するパラメータは、液状化判定の結果として得られる液状化に対する抵抗率 F_L のみである。

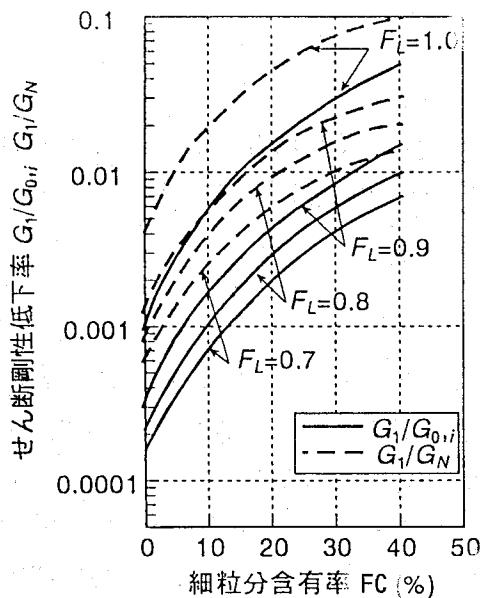


図 4.4.4 せん断剛性低下率と F_L , 細粒分含有率 FC 関係のまとめ³⁾

V. 予測結果

解析の結果、モデル化した有限要素メッシュの各節点において地震終了後の残留変形量が算定され、変形図を描くことにより残留変形のモードが算定できる。

VI. 対策の評価

対策工の効果を本解析手法を用いて評価し、設計に利用する場合には、対策工を解析モデルに適切に組み込んで、無対策の場合と同様に解析して得られる堤防の沈下変形量に注目すればよい。また、工法や解析モデルの設定条件によっては別途部材安定を照査する必要がある。

以下では、対策工法を①密度増大工法（締固め工法）、②固結工法、③間隙水圧消散工法（ドレーン工法）、および④せん断変形抑制工法（鋼材工法）に大別して、工法別に本解析手法の適用上の留意点や適用性等について述べる。

①密度増大工法（締固め工法）

密度増大工法（締固め工法）は、締め固めた部分の液状化抵抗および液状化した後の変形抵抗が周辺の原地盤に比べて大きいことにより堤防の沈下変形量を低減させるものである。したがって、解析では、締固め改良範囲について、その領域の密度が増大することにより液状化強度が大きくなることを適切にモデル化することが肝要である。締固め改良部についてはN値で評価されることが一般的であるが、この値から道路橋示方書の経験式などにより繰返し三軸強度比 R_L を評価する。これ以降は原地盤と同様に F_L 値の算定、剛性低下率の設定を行えばよい。

②固結工法

固結工法は改良体自身が地震時に内部破壊せず、かつ改良体が滑動・転倒に対して抵抗することにより対策効果を発揮するものである。本解析法では改良体は弾性体としてモデル化される。その弾性係数は、改良地盤のN値あるいは一軸圧縮強度との相關（経験）式により設定すればよい。改良体と周辺地盤の接合部にはジョイント要素を設けるのがよい。設定方法としては、a)簡便に線形ジョイント要素を用い、接合部直角方向には改良体よりも十分大きな変形係数を、接合部に沿った方向には周辺地盤よりも十分に小さな変形係数を与える方法、b)非線形のジョイント要素を用い、接合部直角方向に静止土圧よりも大きな引張側の土圧が作用する場合には剥離を考慮し、接合部に沿った方向に改良体と周辺地盤間のせん断強度より大きなせん断応力が作用する場合には滑動を考慮する、等の方法が挙げられる。また、地震時に周辺地盤が液状化すると改良体が根入れされている支持地盤にはせん断応力が集中し、その周囲の支持地盤に比べて軟化があるので、適宜検討の上考慮するのがよい。

改良体の内部破壊に対する照査は、解析により得られる内部応力を改良体の引張・圧縮強度と比較することにより行う。しかし、本解析法では地震時の慣性力や改良体に作用する動土圧の効果により生じる内部応力を評価できないので、別途の検討を加える必要がある。

③間隙水圧消散工法（ドレーン工法）

ALID は非排水条件での解析のため、液状化時のドレーン材による排水効果を厳密に考慮することはできない。したがって、ドレーン材による改良範囲については剛性低下が周囲の液状化領域よりも小さな非液状化領域とみなして解析を行う等の近似化を行う必要がある。しかしながら、その際の剛性低下率の設定方法などまだ十分な知見が得られていないため適用にあたっては十分な検討を必要とする。

④せん断変形抑制工法（鋼材工法）

鋼材は弾性体はり要素によりモデル化する。また、鋼材と周辺地盤の接合部にはジョイント要素を設けるのがよい（設定方法については、固結工法と同様である）。鋼材の曲げ変形降伏・破壊に対する照査は、解析により得られる曲げ応力を鋼材の曲げ降伏強度と比較することにより行う。しかし、本解析法では地震時に鋼材に作用する動土圧の効果により生じる曲げ応力を評価できないので、別途の検討を加える必要がある。

VII. 現場への適用性

①事前の土質試験項目

ALID の解析を行う上で最低限必要な地盤定数を求めるための原位置試験・室内土質試験を示す。

- ・標準貫入試験 (N 値)
- ・湿潤密度試験 (湿潤密度 ρ_t)
- ・粒度試験 (細粒分含有率 FC, 10%粒径 D_{10} , 平均粒径 D_{50})

注)「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編：平成 8 年 12 月」の判定方法にしたがい液状化層の判定を実施する場合には、別途、液性限界・塑性限界試験 (塑性指数 I_p) が必要となる。

②プログラムの一般化

汎用の静的有限要素法プログラムで解析することができる。

③パラメータ設定の難易

本手法は簡易な解析を目標としているため、各パラメータは通常の地盤調査で比較的入手しやすい標準貫入試験から得られる各深度の N 値及び地盤種別に応じた標準値から設定することが可能である。

④モデル化の難易及び計算時間

有限要素法を用いているため地盤構成や対策工が複雑な場合にはモデル化がやや煩雑となる場合がある。静的な弾性有限要素解析を 2 回行うだけであるため、計算時間は短い。

⑤予測精度

1993 年北海道南西沖地震における河川堤防の被災事例、1995 年兵庫県南部地震におけるケーソン式護岸の被災事例の解析では、その適用性が比較的高いことが報告されている^{2), 3)}。

⑥適用範囲の限界

適用範囲の限界として、以下の項目を挙げることができる。

- ・液状化後の過剰間隙水圧の消散により生じる圧密沈下は含まれないこと（別途、液状化層厚の 3~5%程度を体積圧縮量として簡易的に求め、ALID の解析で得られた変位量と足し合わせることにより考慮することは可能）。
- ・ボアソン比 ν として 0.5 に非常に近い値を用いる場合には、要素の変形ロッキング現象が起きる場合があり、変位量を過小評価する可能性があることが指摘されている³⁾。この対策として、①次数低減積分と抗砂時計剛性を導入する、②四角形要素を四つ

の三角形要素に分割するなどの数値計算上の工夫をする必要がある。

- ・提案されているせん断剛性低下率、細粒分含有率 FC、液状化に対する抵抗率 F_L の関係（図 4.4.4）は最終変形量に大きな影響を与えるが、限られた土の種類、土の密度に対する関係であるため、今後さらにデータの蓄積が望まれる。
- ・液状化層上部の非液状化層および盛土のせん断剛性の低下率の設定方法がまだ十分には確立していない。
- ・ドレーン工法における改良地盤の剛性低下率の設定方法がまだ十分には確立していない。
- ・通常の有限要素法の解析プログラムを使う場合には、微小変形条件による定式化を用いているため、変形量が非常に大きな場合における予測精度は十分とはいえない。
- ・本手法については、ここで述べた計算手法にさらに改良を加えた方法も提案されている^{4), 5)}。

参考文献

- 1) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. : SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No.EERC 72-12, EERC, 1972.
- 2) 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
- 3) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫 : 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集 No.638/III-49, pp.71-89, 1999
- 4) 安田進 : 河川堤防の液状化に起因した変形に対する ALID の適用性の検討結果, 東京電機大学理工学部建設環境工学科, 地盤工学研究室, 2001
- 5) 安田進, 安達健司, 吉田望, 規矩大義, 出野智之, 櫻井祐一 : 液状化に伴う盛土および直接基礎の沈下に対する ALID の適用性, 第 46 回地盤工学シンポジウム講演論文集 pp.77-82, 2001

4.5 液状化層を粘性流体として取扱う手法(東畠モデル)

1. 手法の特性

①堤防変形の捉え方^{1),2)}

堤体横断方向の2次元断面を対象として、最小エネルギー原理に基づいて堤体・基礎地盤の各節点の変位量を算出する。本手法では、堤防の変形は液状化地盤の剛性が低下した結果、堤防の自重によって生じるものと捉えている。本手法の特徴として、液状化層は粘性流体として取り扱うことが、一般の変形解析手法と異なる点である。また、定式化において通常の微小変形の仮定ではなく、大変形に伴う幾何学的影響が考慮されており、通常の有限要素法による変形解析で取り扱うことが難しい大変形問題を取り扱うことができる。

地盤の液状化に伴う流動変形は、振動台実験の結果等によれば、液状化の発生からある程度の時間内のみ発生・進行し、振動が小さくなるにしたがい強度回復が生じて変形が停止することが知られている。これを解析に取り入れるために液状化継続時間 T_{ul} （最大加速度発生時刻以後、地震動の加速度が 50cm/s^2 を維持する時間）というパラメータを導入し、この液状化継続時間の間だけ変形が発生・進行し、その時間を過ぎると強度が回復し、変形が停止するものと仮定している。また、液状化層が粘性流体として挙動すると仮定し、その粘性抵抗を規定するパラメータとして液状化層の減衰定数 h というパラメータを導入している。

過剰間隙水圧の消散により生じる圧密沈下は本手法では考慮していないが、別の手法で算定し、本手法で得られた変位量と足し合わせることにより考慮することが可能である。

本手法で得られた堤防の変形図の例を図4.5.1に示す。

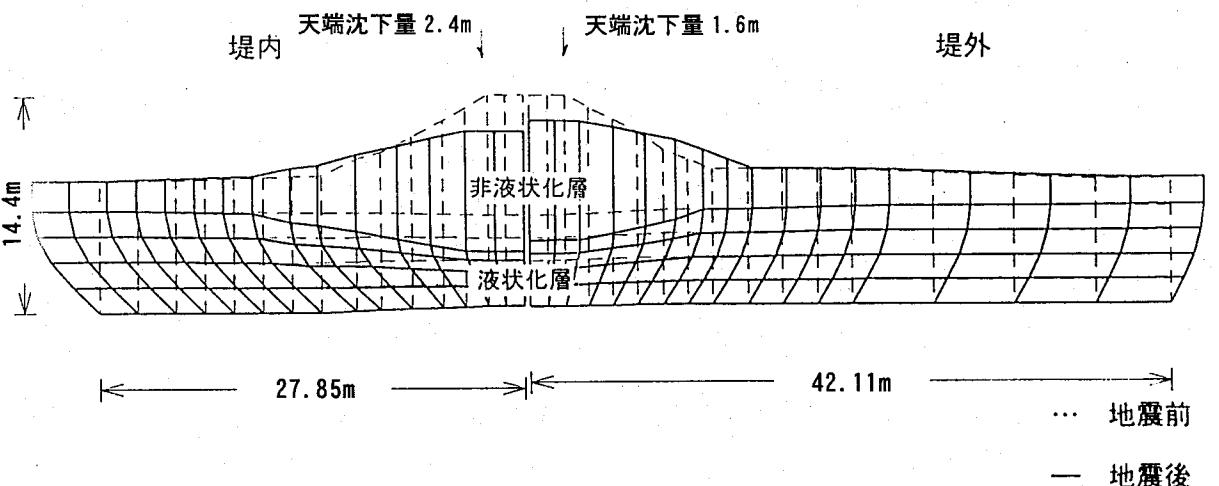


図4.5.1 解析結果例

②解析のアルゴリズム

本手法では、現地調査結果および振動台実験結果を踏まえて以下の仮定を設け、地盤をモデル化している。

- ・地盤は地表の非液状化層と液状化層の2層地盤として図4.5.2のように区分する。
- ・本解析手法では、不規則な地形条件をモデル化するため、図4.5.3のように地盤をいくつかの条件が一定の区間（セグメントと呼ぶ）に分割してモデル化する。セグメント間の境界はインターフェースと呼び、個々のセグメントについて求めた解析解を接続し、モデル全体の解を求める。
- ・液状化層はせん断剛性Gが0の粘性流体でモデル化され、液状化層の変形は体積一定で進行する。
- ・地表の非液状化層（堤体も含む）は横方向の変形に抵抗するヤング率Eの弾性体としてモデル化する。この非液状化層は、液状化層への上載荷重としての効果及び液状化層の上に乗った一種の「つっこい棒」として流動変形を抑制する効果を果たす。
- ・液状化層の水平変位の深度分布は正弦曲線（1/4波長）で近似する（図4.5.4）。
- ・液状化層上面の水平変位と地表面（非液状化層上面）の水平変位は等しい（図4.5.4）。
- ・液状化層の鉛直方向変位は、体積一定の条件の下で水平方向変位とのバランスから定まる。
- ・非液状化層の鉛直方向の変形は発生しないと仮定している。したがって、本手法で得られた地表面の鉛直沈下量は、全て液状化層の鉛直方向変位に起因するものである。

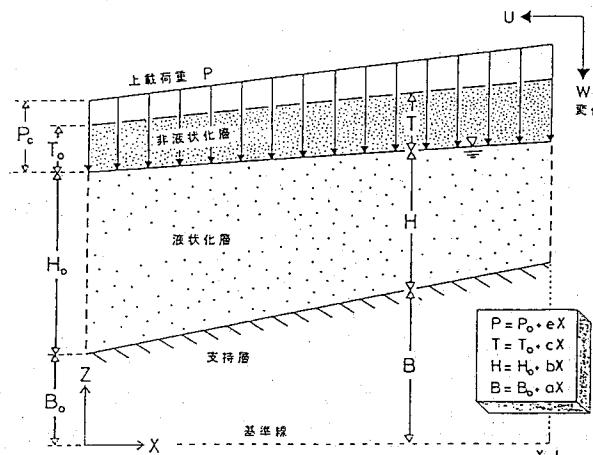


図4.5.2 地盤のモデル化の概念図²⁾

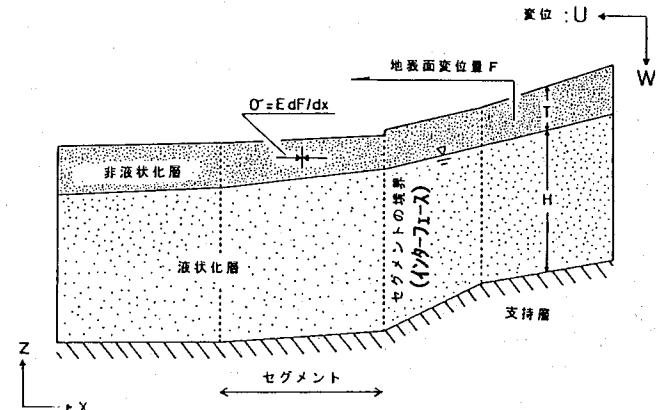


図4.5.3 セグメントとインターフェース²⁾

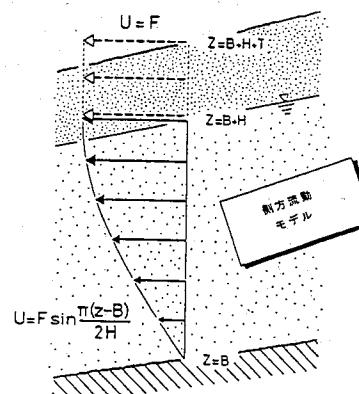


図4.5.4 水平方向変位の正弦関数による近似²⁾

③計算の手順

計算の手順は図4.5.5に示すとおりである。

変形解析を行う前に、まず、液状化判定により液状化に対する抵抗率 F_L を算定し、検討対象となる断面内の各地層について液状化層・非液状化層の判別を行う。判別の結果にしたがい、液状化層を粘性流体、非液状化層は弾性体としてモデル化する。

変形解析は、大きく2つの部分から成る。第一のステップは、流動が無限に長く続いた後に最終的に到達する最大変位量を求めるための静的解析である。この最終状態に至った時には、地盤に作用する全ての力は釣り合い、ポテンシャルエネルギーが最小値をとるという原理に基づき、解析解が導かれる。

第二のステップは、液状化継続時間 T_{ul} の間の地震動時刻歴の過程における動的解析である。可能最大変位量を最大値として液状化継続時間 T_{ul} の間に、変位が増加し、やがて収束する過程を時刻歴として追跡するものである。本手法では、堤防の変形モデルは終始一定であり、変位量のみが変化することになる。また、堤防の変形は、液状化継続時間 T_{ul} の間のみ発生・進行するが、液状化層の減衰定数 h が変形を抑制させる要因として考慮されている。なお、本解析手法で用いる液状化層の減衰定数 h は、物理的には粘性流体と仮定した液状化層の粘性抵抗を示すものであり、LIQCA, FLIPなど一般の動的地震応答解析において用いられる土の減衰定数とは異なるものである。

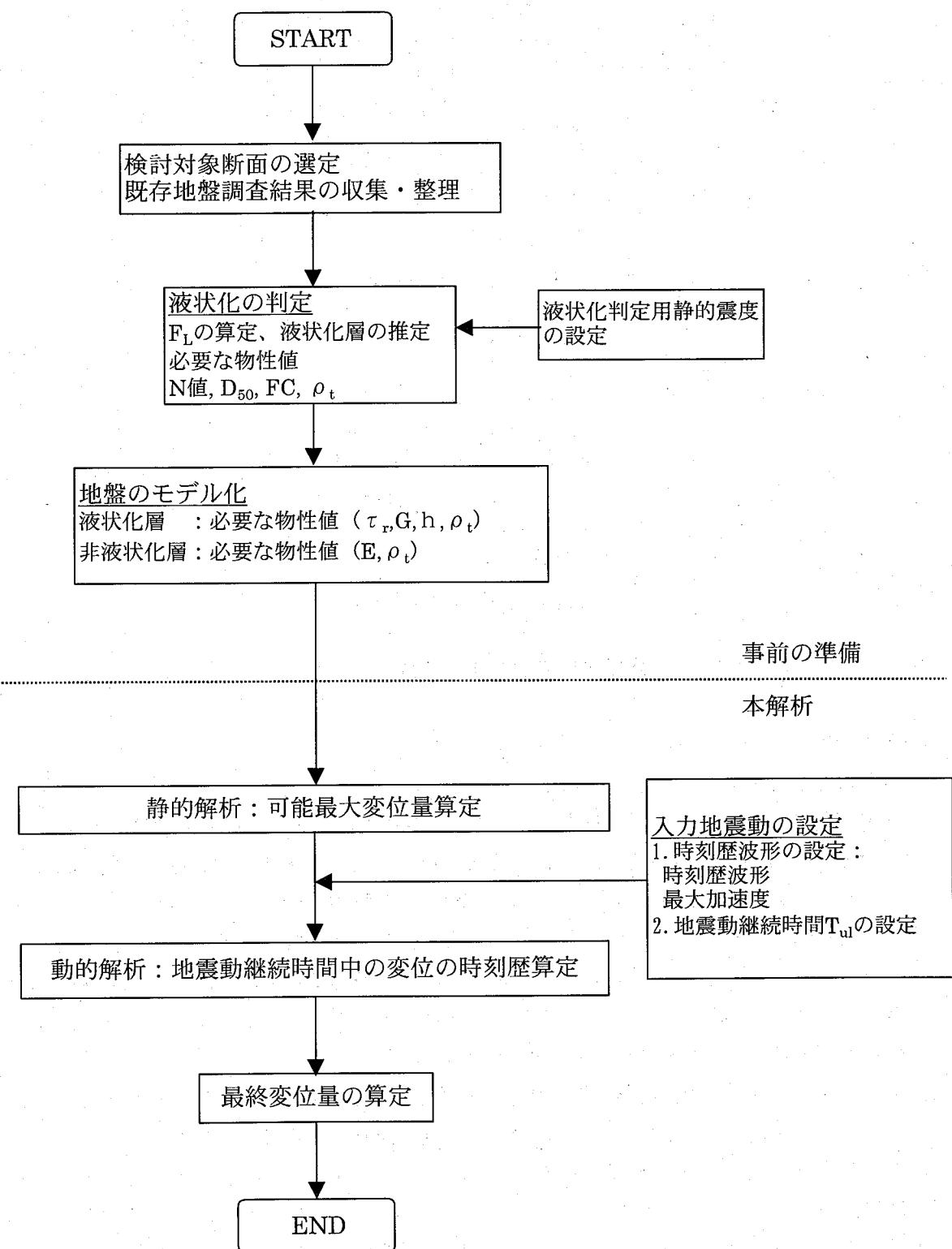


図 4.5.5 液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畠モデル）による解析の手順

II. 堤防のモデル化

本手法では、堤防軸線方向に平面ひずみ状態を仮定し、液状化層は粘性流体、非液状化層は弾性体としてモデル化がなされる。

①基礎地盤構造と物性

基礎地盤関係資料のボーリング調査結果及び土質試験結果に基づき、対象とする2次元断面の想定地質断面図に対して基礎地盤をいくつかのセグメントに分割してモデル化する。本解析手法では、地層は基本的に地表の非液状化層とその下の液状化層の2層地盤として区分する。非液状化層と液状化層の区分は、液状化に対する抵抗率 F_L に基づく液状化の判定により、 F_L が 1 を下回り液状化が想定される地層は液状化層として、粘性土層及び F_L が 1 を上回る砂質土層は非液状化層として、それぞれ表 4.5.1 に示す地盤定数の設定を行う。

地層構成が複雑な場合や液状化層が多層ある場合には、液状化層の層厚、深度等を考慮して、1 層の液状化層を有する単純化した地盤のモデルを用いて解析を行うことが必要である。

②堤体構造と物性

堤体関係資料の定期縦横断測量図、開削調査資料、ボーリング調査結果及び室内土質試験結果に基づき、堤体を基礎地盤と同様にセグメント分割してモデル化し、表 4.5.1 に示す地盤定数を設定する。本解析では、堤体の形状、密度、ヤング係数を入力するが、解析上は上載荷重としての寄与および液状化層上の水平方向の抵抗材として取り扱われる。

表 4.5.1 指定すべき土のパラメータ

分類	記号	パラメータ
物理試験	ρ_t	湿潤密度
標準貫入試験	N	標準貫入試験の N 値
変形・強度特性	G	液状化層のせん断弾性係数（自動的に 0 が設定される）
	τ_1	液状化層の残留強度 ^{*)} （一般的には 0 を使用）
	E	非液状化層・堤体のヤング率
減衰特性	h	液状化層の減衰定数

*1) 残留強度を求めるための室内試験を行わない場合には、適切な残留強度の設定方法が現状では確立されているとはいえないため、適用する場合には注意を要する。

③境界条件

側面の境界条件には、次の3種類が用意されている。

a) 水平変位固定あるいは流動量が既知の場合

水平変位固定の条件は一般的な境界条件であり、剛な構造物との境界や対称条件より河道の中央位置等に用いられる。また、流動量既知の条件は、変位量が実測されてあらかじめ既知である場合等に用いられる。

b) 斜面上部側の開口亀裂箇所（図4.5.6）

斜面上部に亀裂が開いた場合に相当する境界条件であり、液状化地盤は自立できないため、斜面上部側からの下側に泥土圧が作用することになる。

c) 無限水平成層地盤境界（図4.5.7）

斜面下端側の境界として用いられ、斜面の下部が無限に広がる水平成層地盤に接続されている場合である。

底面は固定境界（水平・鉛直変位固定）を用いる。

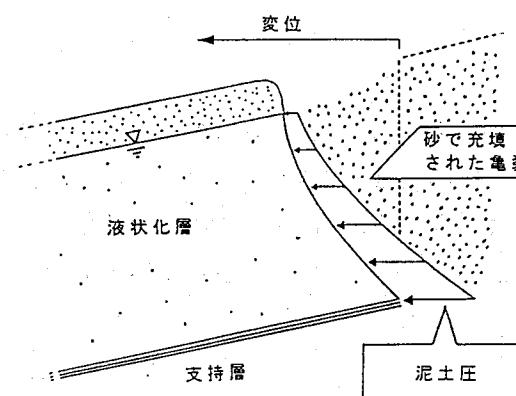


図4.5.6 斜面上部側の開口亀裂の境界条件²⁾

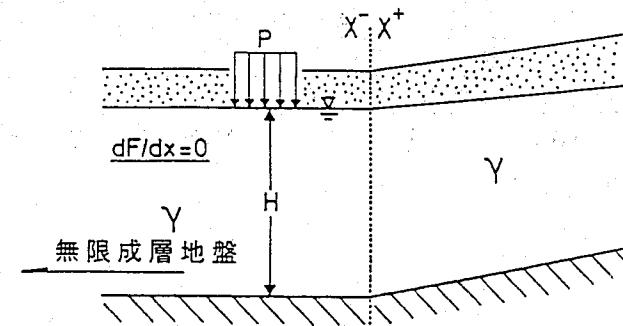


図4.5.7 斜面下端側の無限水平成層地盤の境界条件²⁾

III. 入力条件の設定

①地震動

流体力学に基づく永久変形解析法の外力として用いる入力地震動の具体的なパラメータとしては、液状化継続時間 T_{ul} を与えればよい。

液状化継続時間 T_{ul} （最大加速度発生時刻以後、地震動の加速度が 50cm/s^2 以上を維持する時間）は、その継続時間中は変形が発生・進行し、その時間を過ぎると変形の発生が止まるという実験事実を解析上取り入れるため導入された概念である。液状化継続時間 T_{ul} が長いほど変形量は大きくなるため、変形量に及ぼす影響が大きなパラメータである。

液状化継続時間 T_{ul} は、検討地点における入力地震動が時刻歴波形として与えられている場合には、その定義にしたがい直接設定することができる。また、時刻歴波形が与えられていない場合には、簡便な算定方法として図4.5.8のように地震動のマグニチュード M から経験的に算定することも可能である。

②液状化層の設定

東畑モデルに基づく解析を行う前に、事前に液状化層の判定を行い、液状化層・非液状化層の設定を行う必要がある。液状化層の判定は、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編：平成8年12月」の判定方法にしたがい、液状化に対する抵抗率 F_L に基づいて実施するのが一般的である。液状化層の判定に最低限必要な物性値は、N値、湿潤密度 ρ_w 、10%粒径 D_{10} 、平均粒径 D_{50} 、塑性指数 I_p 、細粒分含有率 FC である。

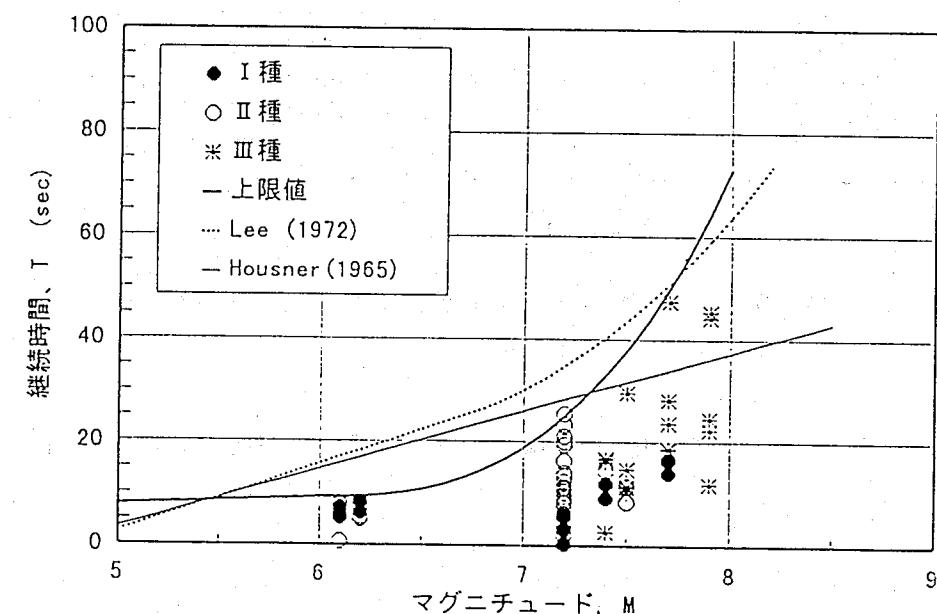


図4.5.8 地震動のマグニチュード M と液状化継続時間 T_{ul} の関係³⁾

IV. パラメータ設定

①減衰定数

固有のパラメータとして液状化層の減衰定数 h を設定する必要がある。このパラメータは、物理的には粘性流体と仮定した液状化層の粘性抵抗を示すものであり、液状化継続時間 T_{ul} の間に発生する変形量を減衰させ、抑制する効果をもつ。したがって、LIQCA, FLIP など一般的の動的地震応答解析において用いられる土の減衰定数とは意味合いが異なるものである。液状化地盤の自由流動実験（流動中に加振を伴わない）に對しては、これまで 0.63 程度の値が良い一致を与えるとされてきた²⁾。一方、振動中の流動の場合には、減衰定数の値は振動の強さと地盤の間隙比に影響され、その値が変化することが知られている²⁾。現状では適切な設定手法が確立されていないが、簡易的な設定方法として、既往の地震時（1983 年日本海中部地震、1993 年北海道南西沖地震、1995 年兵庫県南部地震）における河川堤防の実測変位量から得られた液状化層の減衰定数 h と液状化継続時間 T_{ul} との間に比較的良い相関関係（図 4.5.9）が得られているため、この関係を利用することもできる³⁾。

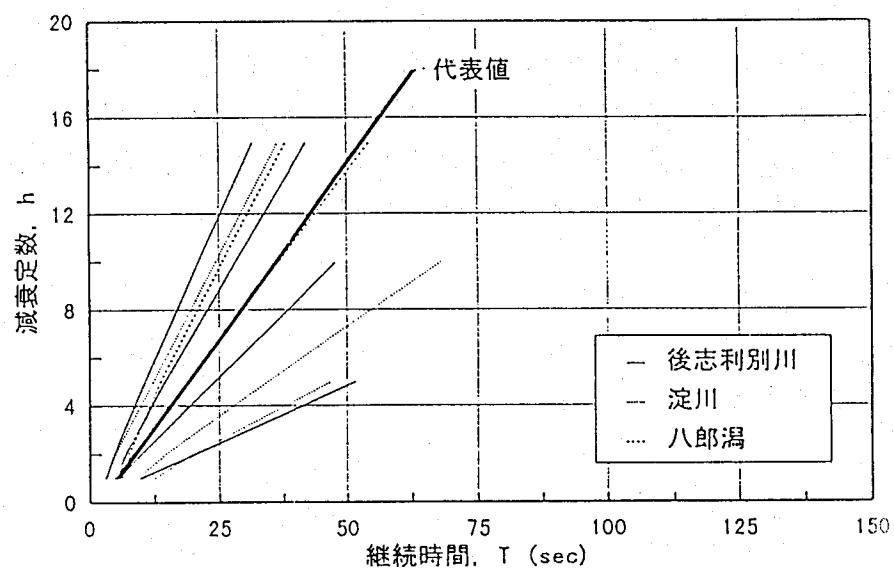


図 4.5.9 液状化層の減衰定数 h と液状化継続時間 T_{ul} との関係³⁾

②液状化パラメータ

液状化に関するパラメータは、液状化判定の結果として得られる液状化に対する抵抗率 F_L のみである。

V. 予測結果

解析の結果、液状化継続時間 T_{ul} 内の各時点の変形量が各セグメント分割点位置で算定される。本解析では基本仮定として、液状化層の水平変位の深度分布は正弦曲線であり、液状化層上面の水平変位と地表面の水平変位は等しいとしている。

VI. 対策工を評価する場合の留意点

対策工の効果を本解析手法により評価し、設計に利用する場合には、対策工を解析モデルに適切に組み込んで、無対策の場合と同様に解析して得られる堤防の沈下変形量に注目すればよい。なお、工法や解析モデルの設定条件によっては別途部材安定を照査する必要がある。

以下では、対策工法を①密度増大工法（締固め工法）、②固結工法、③間隙水圧消散工法（ドレーン工法）、および④せん断変形抑制工法（鋼材工法）に大別して、工法別に本解析手法の適用上の留意点や適用性等について述べる。

本解析法は有限要素法ではないため、対策工はセグメント間の境界（インターフェース）での境界条件として、対策工の物性値を与えることにより定義される（図4.5.10参照）。本解析手法の前提条件として、対策工は表層の非液状化層から液状化層の下端（支持層上端）の底面までモデル化され、底面で固定条件をとる。本解析手法では、対策工はインターフェース上で規定されるため、改良幅は剛性としては寄与するが形状的には考慮されず、したがって、対策工のロッキング、滑動等の変形モードは考慮されない。

なお、対策工が支持層まで達しておらず、液状化層の途中の深度で打ち止めにされるような場合には、上記とは別のモデル化を行う必要がある。この場合には、対策工が施される区間において、改良部をその両隣の表層の非液状化層と連続する厚い表層土としてモデル化し、また、改良体の下面と支持層との間に、両隣の液状化層と連続した層厚の薄い液状化層をモデル化することで便宜上対処することができる。表層土の高さおよび物性値には、対策工の高さおよび物性値を設定すればよい（図4.5.11参照）。

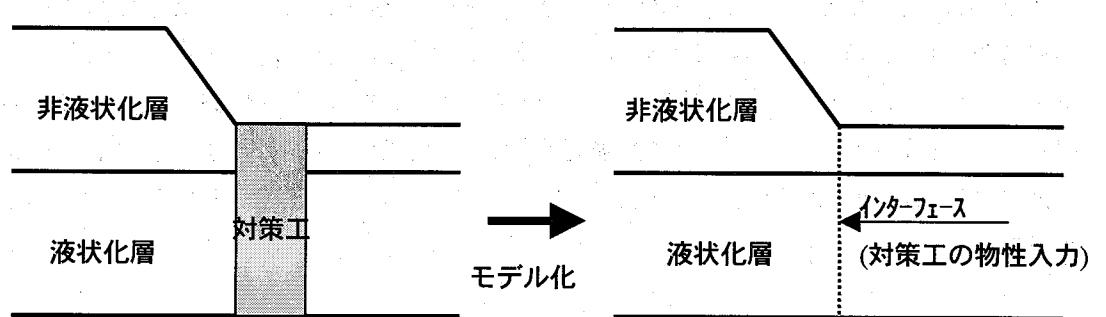


図 4.5.10 東畠モデルにおける対策工のモデル化（支持層まで達している場合）

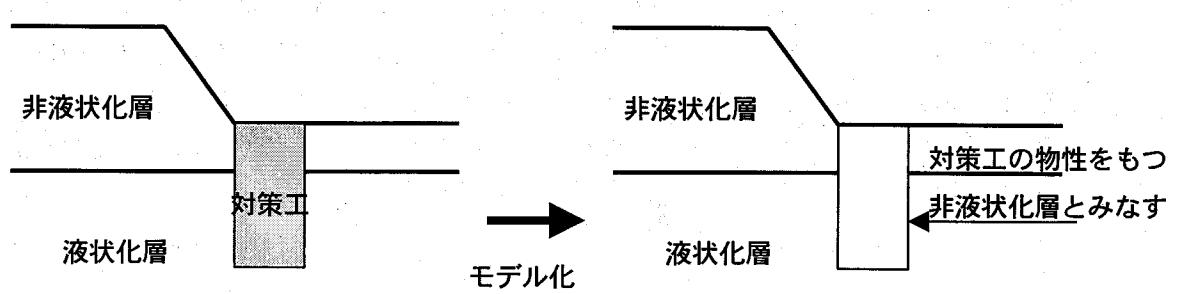


図 4.5.11 対策工が支持層まで達していない場合のモデル化

①密度増大工法（締固め工法）

密度増大工法（締固め工法）は、締め固めた部分の液状化抵抗および液状化した後の変形抵抗が周辺の原地盤に比べて大きいことにより堤防の沈下変形量を低減させるものである。したがって、解析では、締固め改良範囲について、その領域の密度が増大することにより液状化強度が大きくなることを適切にモデル化することが肝要である。モデル化の方法は、図4.5.12(a)のように流動荷重が作用する際に改良体に生ずる変形は小さく、弾性領域にとどまると仮定する弾性土壁をインターフェース上に考慮する。入力パラメータとしては、改良体の幅 L_s 、改良体のせん断弾性係数 G_s であり、改良体のせん断剛性は改良後N値などにより適宜設定する。

②固結工法

固結工法は改良体自身が地震時に内部破壊せず、かつ改良体が滑動・転倒に対して抵抗することにより対策効果を発揮するものである。モデル化の方法は、①密度増大工法（締固め工法）の場合と同じであり、改良体の弾性係数のみが異なると考えればよい。なお、本解析法では改良体の内部破壊に対する照査を行うことはできず、適宜別途の検討を加える必要がある。

③間隙水圧消散工法（ドレン工法）

本解析手法では、ドレン材の効果を厳密にモデル化することはできないが、以下のような近似的に対処が可能である。すなわち、間隙水圧消散工法（ドレン工法）は、①密度増大工法（締固め工法）、②固結工法と比較し、図4.5.12(b)のように流動荷重が作用する際に改良体に大きな変形が生じ、塑性領域に入ると仮定する塑性土壁としてインターフェース上でモデル化する。入力パラメータとして、改良体の幅 L_s 、改良体の残留強度 τ_r を設定する。改良体の残留強度 τ_r は、改良後のN値の増加およびドレン材の排水効果による液状化に対する抵抗率 F_L の増加を考慮して工学的判断し、設定する必要がある。

④せん断変形抑制工法（鋼材工法）

鋼材は図4.5.12(c)のように弾性曲げ材としてインターフェース上でモデル化する。入力パラメータとして、矢板の弾性係数 E_p 、単位奥行き当たりの断面2次モーメント I_p を与える。鋼材の曲げ変形降伏・破壊に対する照査は、解析により得られる鋼材の曲げ応力を鋼材の曲げ降伏強度と比較することにより行う。しかし、本解析法では地震時に鋼材に作用する動土圧の効果により生じる曲げ応力を評価できないので、別途の検討を加える必要がある。

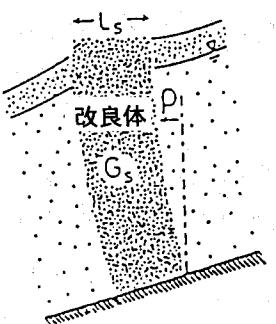


図4.5.12(a) 対策工のモデル化の考え方（密度増大工法（締固め工法）、固結工法）⁴⁾

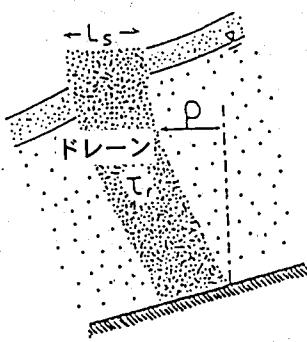


図4.5.12(b) 対策工のモデル化の考え方（間隙水圧消散工法（ドレン工法））⁴⁾

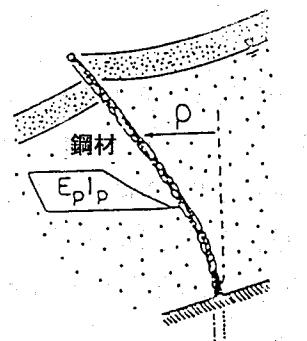


図4.5.12(c) 対策工のモデル化の考え方（せん断変形抑制工法（鋼材工法））⁴⁾

VII. 現場への適用性

①事前の土質試験項目

液状化層の判定が既に行われていることを前提とした場合には、本手法による変形解析を行う上で必要となる原位置試験・室内土質試験は以下に示すとおりである。

- ・標準貫入試験 (N 値)
- ・湿潤密度試験 (湿潤密度 ρ_t)

注)「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編：平成 8 年 12 月」の判定方法にしたがい液状化層の判定を実施する場合には、別途、粒度試験 (細粒分含有率 FC, 10%粒径 D_{10} , 平均粒径 D_{50}), 液性限界・塑性限界試験 (塑性指数 I_p) が必要となる。

②プログラムの一般化

プログラムは東京大学から公開されている。

③パラメータ設定の難易

本手法は、簡易な解析を目標としており、使用する各パラメータは、通常の地盤調査で比較的入手しやすい標準貫入試験から得られる各深度の N 値と提案式・提案図表から簡易に設定することが可能である。

④モデル化の難易及び計算時間

通常の有限要素法を用いた手法に比べてモデル化が簡便で、計算時間が非常に短いという特徴がある。

⑤予測精度

振動台実験結果のシミュレーション解析、1983 年日本海中部地震、1993 年釧路沖地震、1993 年北海道南西沖地震、1995 年兵庫県南部地震における河川堤防・盛土の被災事例の解析では、その適用性が比較的高いことが報告されている^{1),2),3)}。

⑥適用範囲の限界

適用範囲の限界として、以下の項目を挙げることができる。

- ・変形量に及ぼす影響の大きなパラメータである液状化層の減衰定数 h は、現状では物理的に十分意味のある設定方法が確立されていない。同様に、液状化継続時間 T_{ul} の定義についても、今後十分検討を重ねる必要がある。
- ・液状化の程度によらず、(F_L が 1 を下回れば) 液状化層のせん断剛性を 0 と設定するため、一般的に変形量が大きめに算定される傾向がある。また、液状化層のせん断剛性を 0 とせず、残留強度を設定する場合には、残留強度の合理的な設定方法が現状では十分確立していない。
- ・液状化後の過剰間隙水圧の消散により生じる圧密沈下は含まれない (4.4 の ALID の

項目で述べたように、別途算定し、本手法で得られた変位量と足し合わせることにより考慮することは可能である)。

- ・地層構成が複雑な場合や液状化層が多層ある場合には、地盤の単純なモデル化が必要である。
- ・有限要素法ではない簡便な手法であるため、堤体に構造物が含まれる複雑な断面、対策工が複雑な断面等では厳密なモデル化が難しい。

参考文献

- 1) 東畑郁生：液状化した地盤の側方流動現象と解析、土と基礎、Vol.47, No.5, pp.13-16, 1999.
- 2) Towhata, I., Orense, R.P. and Toyota, H.: Mathematical principles in prediction of lateral ground displacement induced by seismic liquefaction, Soils and Foundations, Vol.39, No.2, pp.1-19, 1999.
- 3) Okada,S., Orense, R.P. Kasahara,Y. and Towhata, I : Prediction of liquefaction-induced deformations of river embankments, Proc. of Earthquake Geotechnical Engineering, pp.543-548, 1999.
- 4) Kogai, Y., Towhata, I., Amimoto, K. and Putra, H.G.: Use of embedded walls for mitigation of liquefaction-induced displacement in slopes and embankments, Soils and Foundations, Vol.40, No.4, pp.75-93, 2000.

4.6 円弧すべり計算法(△u法)

1. 手法の特性

①堤防変形の捉え方

堤体横断方向の2次元断面を対象として円弧すべり計算を行う。円弧すべり計算(Δu 法)は地震時の繰り返し荷重によって発生する過剰間隙水圧(Δu)を求め、有効応力の考えに基づき地盤の強度低下を考慮した円弧すべり計算を実施して安全率($F_{s\min}$)を算出する。また、過去の地震被災事例の検証により得られた安全率と設定した沈下率(=沈下量/堤高)の関係から、地震後に残留する変形量求めることができる。

円弧すべり法(Δu 法)による地震時安定解析から得られる解は、円弧すべり面を仮定した場合の円弧中心点に対する抵抗モーメント(=滑りに抵抗する力)と滑動モーメント(=滑らせようとする力)の比で表される安全率($F_{s\min}$)である。

$$\text{安全率}(F_{s\min}) = \frac{\text{抵抗モーメント}}{\text{滑動モーメント}}$$

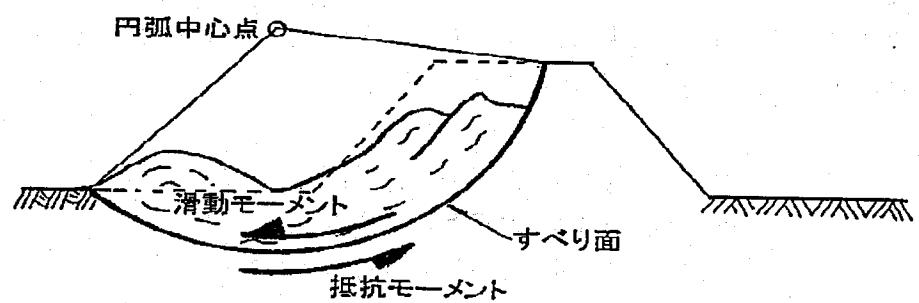


図4.6.1 円弧すべり計算の概念図

滑動モーメントは、すべり面内の土塊の自重に起因する力であり、堤体・基礎地盤を含むすべり土塊の重さに相当する力の円弧中心点に対するモーメントである。一方、抵抗モーメントは、すべり面に沿って作用する土のせん断抵抗力の円弧中心点に対するモーメントであり、円弧が通過する各部分の土が実質的に発揮するせん断強度をそのすべり面上に合計したモーメントである。つまり、堤防下の基礎地盤に液状化が懸念される

飽和砂質土が存在する場合には、地震時に発生する過剰間隙水圧の上昇分を考慮し、有効応力に対するせん断強度を用いて滑動モーメントを算出することが必要となる。

ここで有効応力とは土粒子骨格に作用する応力を指し、すべり土塊の全重量に対応する全応力（すべり面に鉛直に作用する成分）から常時の間隙水圧と地震時に発生する過剰間隙水圧を差し引いた応力である。

$$(\text{有効応力}) = (\text{全応力}) - (\text{間隙水圧})$$

ちなみにこの間隙水圧が全応力と等しくなり、有効応力が零になる現象を液状化と呼んでいる。つまり、地震時の過剰間隙水圧の発生を考慮することにより、すべりに対する地盤のせん断抵抗力を常時から低減する安定計算法が円弧すべり計算法（△u法）である。

円弧すべり計算法で算出される最小安全率($F_{s_{min}}$)は、仮定した円弧すべり面において盛土をすべらせようとする滑動力とそのすべりを抑制しようとする抵抗力の比である。つまり、安全率の意味するところは力学的平衡問題となり、盛土の破壊が生じるか否かを判断する指標となる（例えば、安全率が1.0を下回る場合には盛土が安定を失いすべりが生じると判断される）。従って、円弧すべり計算結果から盛土の変形を直接的に評価することはできない。

そこで、「河川堤防耐震点検マニュアル」¹⁾では、1964年新潟地震から1995年兵庫県南部地震の6地震において変状を生じた178地点の堤防盛土の事例から円弧すべり計算の最小安全率と実測沈下量の関係を調べ、図4.6.2に示す最小安全率と沈下率(=沈下量/堤高)の関係を示している。図4.6.2の実線は、過去の被害事例による沈下率の最大値を示すものである。

$$0.8 < F_{s_{min}} \leq 1.0 \quad \text{沈下量} = (\text{堤高}) \times 0.25$$

$$0.6 < F_{s_{min}} \leq 0.8 \quad \text{沈下量} = (\text{堤高}) \times 0.50$$

$$F_{s_{min}} \leq 0.6 \quad \text{沈下量} = (\text{堤高}) \times 0.75$$

この関係によれば、△uを考慮した円弧すべり計算で得られる最小安全率($F_{s_{min}}$)を用いて、予想される最大の沈下量を経験的に算出することができる。

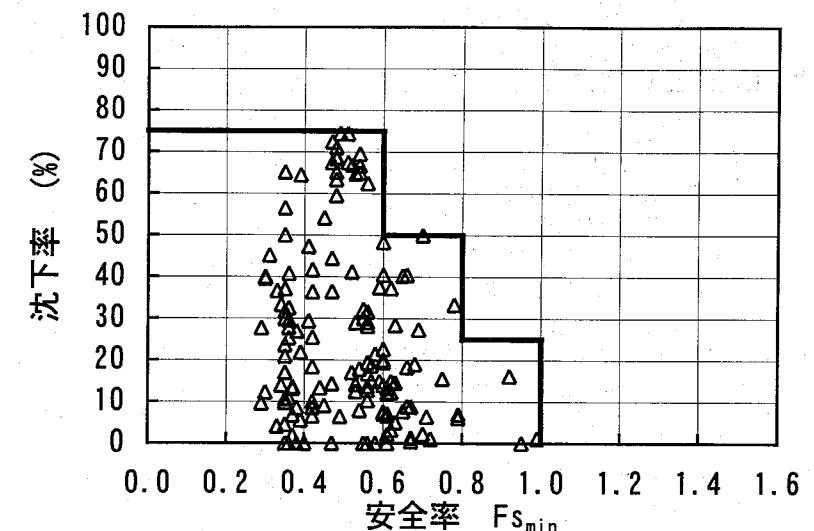


図4.6.2 最小安全率($F_{s_{min}}$)と沈下率(=沈下量/堤高)の関係(△u法)

②モデル化へのアルゴリズム

本手法のモデル化へのアルゴリズムは上述したとおり、地盤の強度低下を地震時の繰り返し荷重によって発生する過剰間隙水圧(△u)を求め、有効応力の考え方に基づき地盤の強度低下を考慮した円弧すべり計算を実施して、算出された最小安全率($F_{s_{min}}$)と過去の被害事例の検証により設定した沈下率(=沈下量/堤高)の関係から地震後に残る变形量を算出するものである。

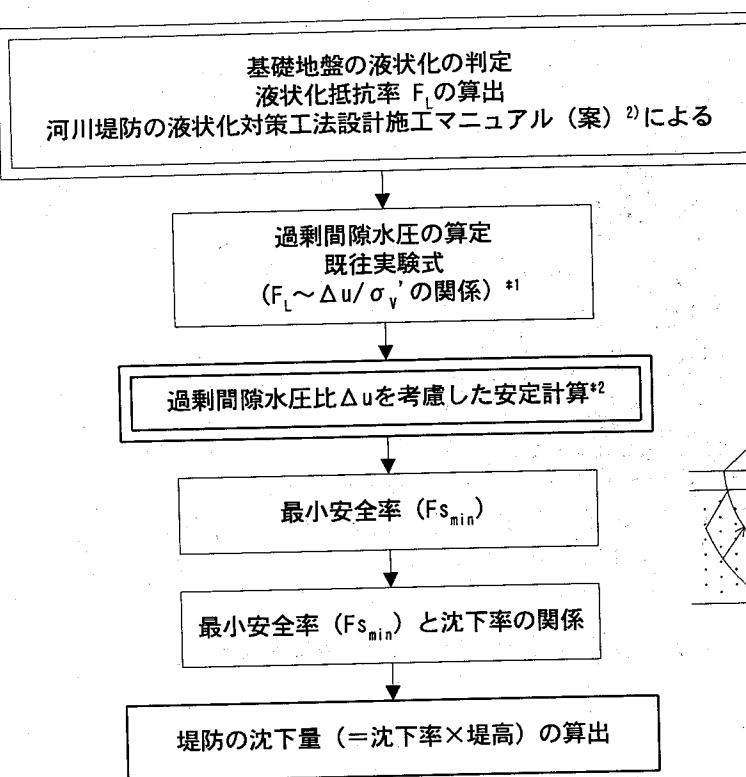
ここで、円弧すべり計算における地盤のモデル化では地盤定数として地盤の強度定数となる内部摩擦角φと粘着力cを用いている。つまり、本手法では地盤の破壊に対する強度のみを考慮していて、地盤に発生した応力に対する変形量や発生した過剰間隙水圧の消散に伴う沈下は考慮されていない。

③計算の手順

円弧すべり法(△u法)を用いた堤防変形量算出の手順は図4.6.3に示すとおりである。まず最初に、液状化判定を行い得られた液状化抵抗率 F_L から次式により過剰間隙水圧比 $L_u (= \Delta u / \sigma_v')$ を計算する。

$$L_u = F_L^{-1}$$

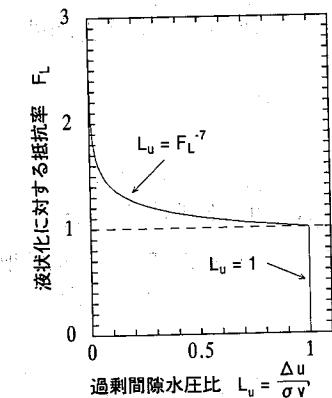
続いて、過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算(△u法)を行う。このとき、堤体にはテンションクラックが発生することを考慮する。これは、被災堤防の天端縦断方向に実際にテンションクラックが生じる事例が多いこと、また、不明確な盛土の強度定数の影響を小さくすることに配慮したものである。最後に、得られた安全率($F_{s_{min}}$)から堤防の沈下率を求めて、堤防の沈下量を算出する。



※1)

$$L_u = (\Delta u / \sigma_v') = \begin{cases} F_L^{-1} & (F_L > 1.0) \\ 1.0 & (F_L \leq 1.0) \end{cases}$$

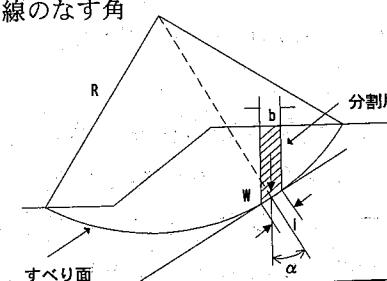
ここで、 L_u : 過剰間隙水圧比
 σ_v' : 有効上載圧



※2)

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - U_0 \cdot b - \Delta u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

ここで、
 c, ϕ : 土の粘着力、内部摩擦角
 ただし、 c, ϕ は一般的には有効応力に関するせん断強度 (c_d, ϕ_d または c', ϕ') であるが、粘性土に関しては $c_w, \phi_w = 0$ とする。
 W : 分割細片の全重量
 l : 細片の底面の長さ
 b : 細片の幅
 U_0 : 常時地下水による間隙水圧
 Δu : 地震動によって発生する過剰間隙水圧
 R : すべり円弧の半径
 α : 細片底面(すべり面)中央を通る円弧法線と鉛直線のなす角



4.6.3 円弧すべり計算 (Δu 法) の手順

II. 堤防のモデル化

本手法のモデル化は堤防横断方向の2次元断面を対象とする。

① 基礎地盤構造と物性

基礎地盤関係資料のボーリング調査結果及び土質試験結果に基づき、堤防横断方向の2次元断面をモデル化し、分布する土層に対して以下に示す土のパラメータを設定する。

堤体下の基礎地盤については、「液状化判定」と「円弧すべり計算」に用いる土のパラメータが必要となる。表4.6.1に「液状化判定」に必要となる土のパラメータと表4.6.2に「円弧すべり計算」に必要となる土のパラメータを示す。

表4.6.1 設定する土のパラメータ（液状化判定用）

分類	記号	パラメータ
物理試験結果	ρ_t	湿潤密度
	FC	細粒分含有率
	D_{50}	平均粒径
	D_{10}	10%粒径
	I_p	塑性指数
標準貫入試験	N	標準貫入試験のN値

表4.6.2 設定する土のパラメータ（円弧すべり計算用）

分類	記号	パラメータ
物理試験結果	ρ_t	湿潤密度
	ϕ	内部摩擦角
	c	粘着力

強度定数は室内土質試験結果から設定することが望ましいが、室内土質試験結果が得られない場合には、標準貫入試験から得られるN値等から便宜的に推定することもできる。ここで、基礎地盤の飽和砂質土層の強度定数は、有効応力表示の内部摩擦角 ϕ_d (または ϕ') で与え、粘着力 c_d (または c') は零とする。また、粘性土層の強度定数は非排水条件とし、粘着力 c_u で与える ($\phi_u = 0$ とする)。

堤防縦断方向の想定地質断面図がある場合には、地層構成や地下水位の設定に活用するものとする。

② 堤体構造と物性

堤体関係資料の定期縦横断測量図、開削調査資料、天端位置からのボーリング調査結果及び室内土質試験結果に基づき以下の堤体構造・物性を設定する。地下水位以浅の物性については「円弧すべり計算」のみに必要となる定数を設定する。

堤防形状については、堤高、天端幅、法面勾配、敷幅、法尻部水平地盤長等の堤体の形状が必要となる。土のパラメータは表4.6.3に示すものが必要となるが、通常、堤体

にはテンションクラックが発生することを考慮した計算を行うため、強度特性に関するパラメータの感度は低い。

③境界条件

特に有限要素法(FEM)の様な境界条件は底面・側面共に設定はないが、最小安全率を与える円弧が底面・側面を横切る事の無い様に十分な幅と深さの計算領域を設定する必要がある。

III. 入力条件の設定

①地震動

液状化判定に用いる設計震度(K_s)が本手法で採用される地震動である。なお、円弧すべり計算においては、液状化判定から算出される地震時の過剰間隙水圧のみを考慮し、地震動による慣性力は計算上考慮していない。

②液状化層の設定

液状化層は「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)」²⁾に示されている液状化判定結果をもとに設定する。

IV. 予測結果

円弧すべり計算は堤内側と堤外側の2方向で実施し、両者のうち小さいものを最小安全率($F_{S_{min}}$)として変形量(沈下量)を推定する。ここで得られる堤防の変形量(沈下量)は過去の被害事例から経験的に算定するものであるため、変形モード等の詳細は評価できない。なお、図4.6.2に示した過去の地震による天端沈下量は地震後の実測沈下量であるため、本手法から得られる沈下量には圧密による堤体沈下量が含まれているものと考えられる。従って、ALIDや東畑モデルで述べたような圧密による沈下量を別途にたし合わせることは△u法では適切ではない。

堤防天端の沈下量は、過去の地震被害事例の検証により最小安全率($F_{S_{min}}$)との関係から以下の様に設定している。

$$0.8 < F_{S_{min}} \leq 1.0 \quad \text{沈下量} = (\text{堤高}) \times 0.25$$

$$0.6 < F_{S_{min}} \leq 0.8 \quad \text{沈下量} = (\text{堤高}) \times 0.50$$

$$F_{S_{min}} \leq 0.6 \quad \text{沈下量} = (\text{堤高}) \times 0.75$$

V. 対策工を評価する場合の留意点

円弧すべり法については、無対策堤防の耐震点検に用いられる天端沈下量と F_L の関係は、過去の被害事例の逆解析結果から得られたものであり、これらの検証事例には液状化対策工法が実施されたものは含まれてはいない。このため、算出された安全率から液状化対策後の地震時変形量を算出することはできない。

VI. 現場への適用性

①事前の土質試験項目

前述した液状化判定と円弧すべり計算に必要となる地盤調査結果があることが望ましい。このため液状化判定の対象となる砂質土については物理試験が必要となる他は、土の湿潤密度・強度定数(ϕ, c)が設定できれば良い。したがって、液状化判定と円弧すべり計算必要となる事前の土質試験を列挙すると以下に示した試験となる。

- ・標準貫入試験(N値)

- ・粒度試験(細粒分含有率FC, 平均粒径 D_{50} , 10%粒径 D_{10})

- ・液性限界・塑性限界試験(塑性指数 I_p)

- ・湿潤密度試験(湿潤密度 ρ_t)

- ・三軸圧縮試験(内部摩擦角 ϕ , 粘着力 c)

なお、三軸圧縮試験の試験条件は、粘性土に対して非排水条件、砂質土に対しては排水条件を採用する。

②プログラムの一般化

本手法に用いる計算プログラムは「液状化判定」と「円弧すべり計算」となり、両計算プログラムとも既に一般化されている。

③パラメータ設定の難易

既に基準化されている土質試験結果から得られるパラメータのみであり設定の難易度は極めて簡便である。

④予測精度

本手法における堤防の変形量予測は、過去の地震被害事例の検証による安全率と沈下率の関係から行なうものであり直接的には変形量を予測することは出来ない。また、予測される沈下量は過去の実績の最大値であり予測値は、安全側の値である場合が多いといえる。

⑤適用範囲の限界

計算方法は簡便であり適用実績も高いが、予測精度や対策工の評価能力を考慮して適用する必要がある。

参考文献

- 1)建設省河川局治水課：河川堤防耐震点検マニュアル・解説、1995
- 2)建設省土木研究所 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（案），
土木研究所資料 第3513号、1997

卷末資料

- A 1. 後志利別川堤防、淀川堤防解析事例
- A 2. 法先固化改良した模型盛土の動的遠心載荷実験解析事例
- A 3. 法先締固め改良した模型盛土の動的遠心載荷実験解析事例
- A 4. 矢板工法（自立式）による対策盛土の模型振動実験の解析事例
- A 5. 事例解析のまとめ

巻末資料目次

A 1 後志利別川堤防、淀川堤防解析事例

1. まえがき	A1-1
2. 解析の基本条件	A1-2
2. 1 解析対象断面	A1-2
2. 2 地盤調査、土質試験結果	A1-10
3. 入力地震動	A1-12
4. 各変形予測手法による解析	A1-14
4. 1 LIQCAによる解析例	A1-15
4. 2 FLIPによる解析例	A1-21
4. 3 ALIDによる解析例	A1-27
4. 4 液状化層を流体として取り扱う方法（東畠モデル）による解析例	A1-32
5. 解析結果	A1-36
5. 1 LIQCAの解析結果	A1-36
5. 2 FLIPの解析結果	A1-36
5. 3 ALIDの解析結果	A1-37
5. 4 東畠モデルの解析結果	A1-37
6. 全体まとめ	A1-38

A 2 法先固化改良した模型盛土の動的遠心載荷実験解析事例

1. まえがき	A2-1
2. 動的遠心模型実験の概要	A2-2
2. 1 実験条件	A2-2
2. 2 遠心模型	A2-2
2. 3 模型地盤の物理・力学特性	A2-6
2. 4 入力地震波	A2-10
3. 各変形予測手法による解析	A2-11
3. 1 LIQCAによる解析例	A2-12
3. 2 FLIPによる解析例	A2-15
3. 3 ALIDによる解析例	A2-19
3. 4 東畠モデルによる解析例	A2-23
4. 解析結果	A2-27
4. 1 実験結果の概要	A2-27
4. 2 解析結果	A2-30
4. 3 解析結果のまとめ	A2-33

A 3. 法先締固め改良した模型盛土の動的遠心載荷実験解析事例

1. まえがき	A3-1
2. 動的遠心模型実験の概要	A3-2
2. 1 実験条件	A3-2
2. 2 遠心模型	A3-4
2. 3 模型地盤の物理・力学特性	A3-6
2. 4 入力地震波	A3-7
3. 各変形予測手法による解析	A3-8
3. 1 LIQCAによる解析例	A3-9
3. 2 FLIPによる解析例	A3-13
3. 3 ALIDによる解析例	A3-17
3. 4 東畠モデルによる解析例	A3-21
4. 解析結果	A3-25
4. 1 実験結果の概要	A3-25
4. 2 解析結果	A3-27
4. 3 解析結果のまとめ	A3-30

A 4. 矢板工法（自立式）による対策盛土の模型振動実験の解析事例

1. まえがき	A4-1
2. 模型振動実験（1G 場）の概要	A4-2
2. 1 実験条件	A4-2
3. 各変形予測手法による解析	A4-4
3. 1 LIQCA による解析例	A4-5
3. 2 FLIP による解析例	A4-8
3. 3 ALID による解析例	A4-13
3. 4 東畑モデルによる解析例	A4-16
4. 解析結果	A4-18
4. 1 実験結果の概要	A4-18
4. 2 解析結果とまとめ	A4-20

A 5. 事例解析のまとめ

はじめに

本巻末資料は、実地震被害事例、模型振動実験のシミュレーションなど併せて 4 つの事例に対して各解析手法を用いて一斉解析を実施し、実測沈下量と解析で得られた沈下量を比較し、各解析手法の適用性について検討を行ったものである。各解析事例は、それぞれの解析手法を実際に現場に適用する際の参考資料として用いられることを意図しており、モデル化の方法、物性値・パラメータ設定の方法等をできるかぎり詳しく述べることに努めた。

巻末資料

A 1. 後志利別川堤防, 淀川堤防解析事例

1. まえがき

1993年北海道南西沖地震で被災した後志利別川堤防および1995年兵庫県南部地震で被災した淀川堤防の計7断面を対象とし、本編で解説がなされている各変形解析手法による残留変形量を算定した。解析の目的は、各解析手法による解析結果と実際に生じた被害（堤防沈下量）を比較し、各解析手法の適用性を検討することである。解析対象の7断面では地震後に詳細な地盤調査や土質試験が行われ、これらの結果は堤防の実変形量とともに解析担当者に事前に提示された上で解析が実施された。

本節では、7断面の事例の内、1993年北海道南西沖地震による後志利別川堤防NO.3断面を例にとり、各種パラメータの設定方法、堤防および基礎地盤のモデル化の方法、入力地震動の設定法および解析結果を詳細に示す。

2. 解析の基本条件

2. 1 解析対象断面

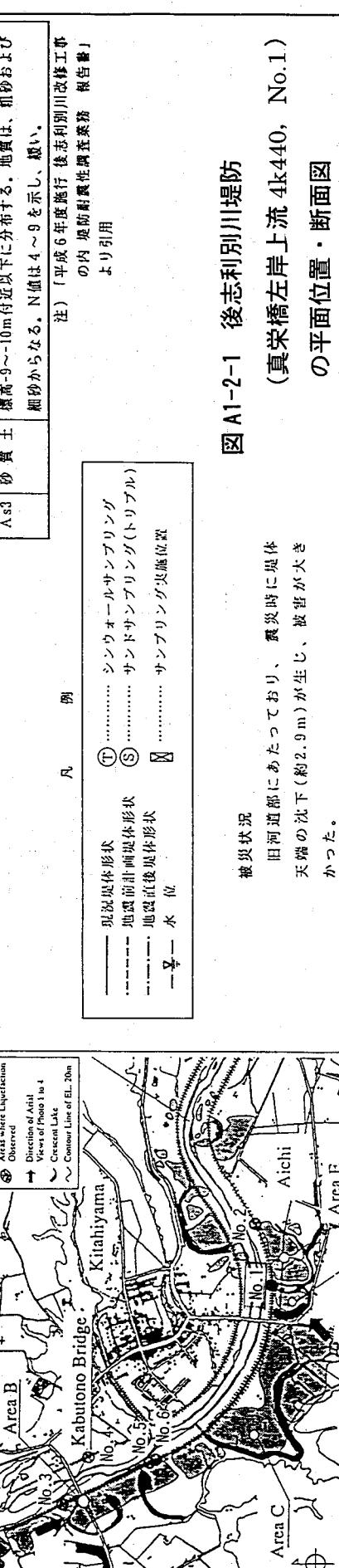
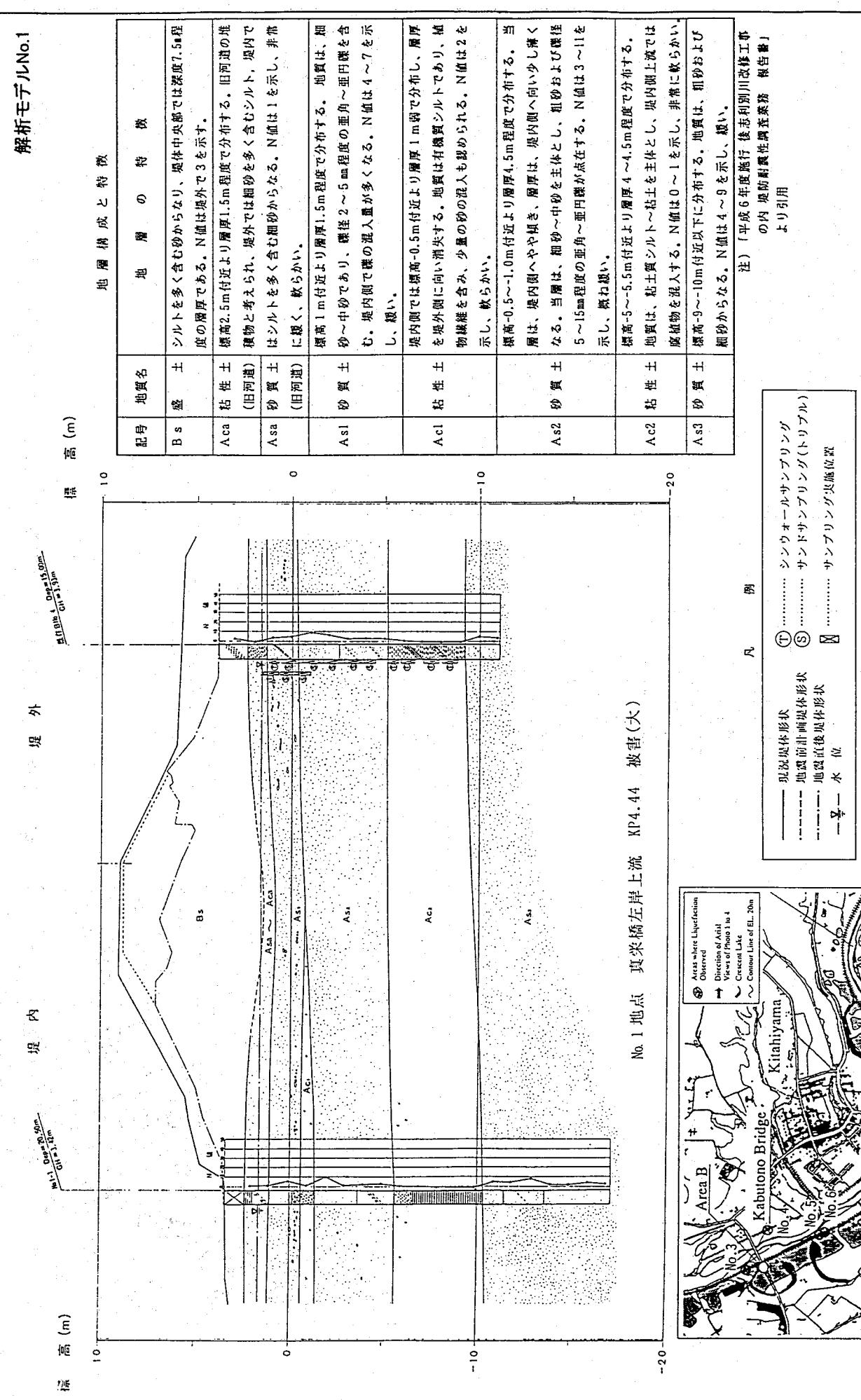
解析の対象としたのは、1993年北海道南西沖地震で被災した後志利別川堤防（5断面）と1995年兵庫県南部地震で被災した淀川堤防（2断面）の計7断面である。断面の選定にあたっては、変形量の大小等を考慮した。すなわち、後志利別川堤防のNo.1, No.3断面、淀川堤防No.1断面は大きな被害が生じた事例であるのに対し、後志利別川堤防のNo.2, No.4, No.5断面、淀川堤防No.3断面は被害が小規模または無被害であった事例である。

表A1-2-1に地震および解析断面の諸元を示す。

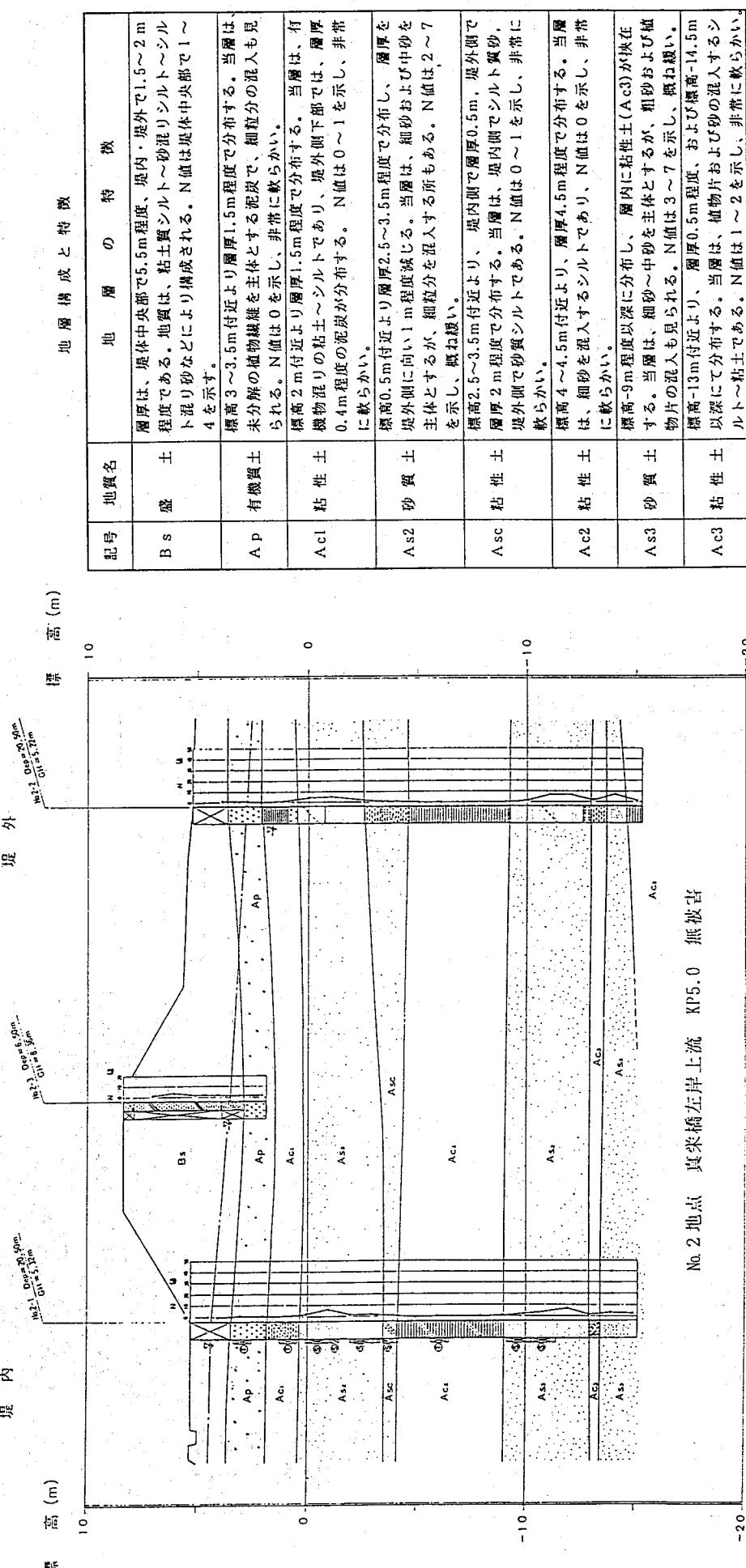
図A1-2-1～A1-2-5に後志利別川堤防（5断面）の平面位置・断面図、図A1-2-6, A1-2-7に淀川堤防（2断面）の平面位置・断面図をそれぞれ示す。各断面図には、被害前後の断面形状、ボーリング柱状図、被害の状況、各地層の特徴についても併せて示している。

表A1-2-1 地震および解析断面の諸元

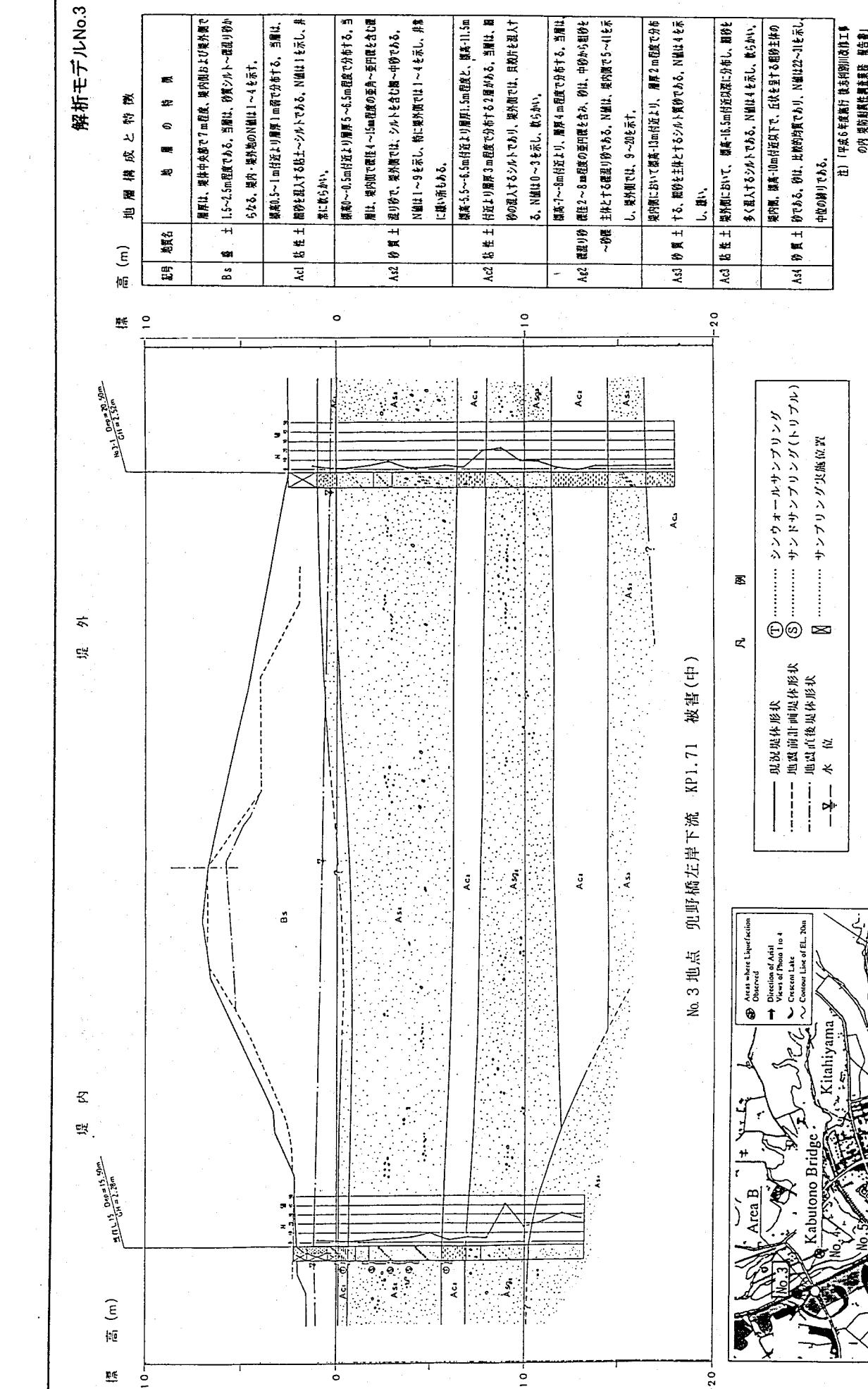
地震名	1993 北海道南西沖地震					1995 兵庫県南部地震	
発生日時	1993年7月12日 午後10時17分				1995年1月17日 午前5時46分		
マグニチュード M	7.8					7.2	
震央位置	北緯42°47' 東経139°12'					北緯34°36' 東経135°6'	
震源深さ	34km					14km	
地点名	後志利別川 真栄橋左岸上流 4k440	後志利別川 真栄橋左岸上流 5k000	後志利別川 兜野橋左岸下流 1k710	後志利別川 兜野橋右岸上流 2k000	後志利別川 兜野橋左岸上流 2k490	淀川左岸 1.4km (西島地区)	淀川左岸 3.55km (高見地区)
地点No.	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.1	No.3
地表面最大加速度 (cm/s ²)	260	320	225	280	290	265	260
被害の状況	堤防天端の沈下発生 被害大	被害なし	堤防天端の沈下発生 被害中	被害なし	堤防天端の沈下発生 被害小	堤防陥没法裏崩壊 パラベット傾斜 被害大	天端沈下はらみ出し 被害小
沈下量(m)	2.6	0	1.3	0	0.6	2.7	0.3
噴砂の有無	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり
堤高(m)	5.4(堤内) 4.9(堤外)	3.1(堤内) 2.6(堤外)	5.3(堤内) 4.8(堤外)	2.6(堤内) 3.6(堤外)	5.0(堤内) 5.3(堤外)	5.3(堤内) 4.9(堤外)	4.5(堤内) 3.6(堤外)
法勾配(堤内)	1:2.0	1:1.7	1:2.2	1:3.2	1:2.1	1:1.4	1:1.7
法勾配(堤外)	1:2.2	1:1.8	1:2.8	1:3.5	1:2.0	1:1.2	1:1.5
高水敷(m)	100m 程度	120m 程度	60m 程度	50m 程度	40m 程度	—	40m 程度
矢板の有無	—	—	—	—	堤外	堤外	
微地形	旧河道	旧河道	氾濫平野	氾濫平野	旧河川 締切り部	干拓地	デルタ



解析モデルNo.2



後計測図三



後計測図三

被災状況
氾濫平野にあたり、震災時に堤体天端の沈下(約1.3m)などが生じた中程度の被害箇所である。



図 A1-2-6 淀川堤防(左岸 1.4km(西島地区), No.1)の平面位置・断面図

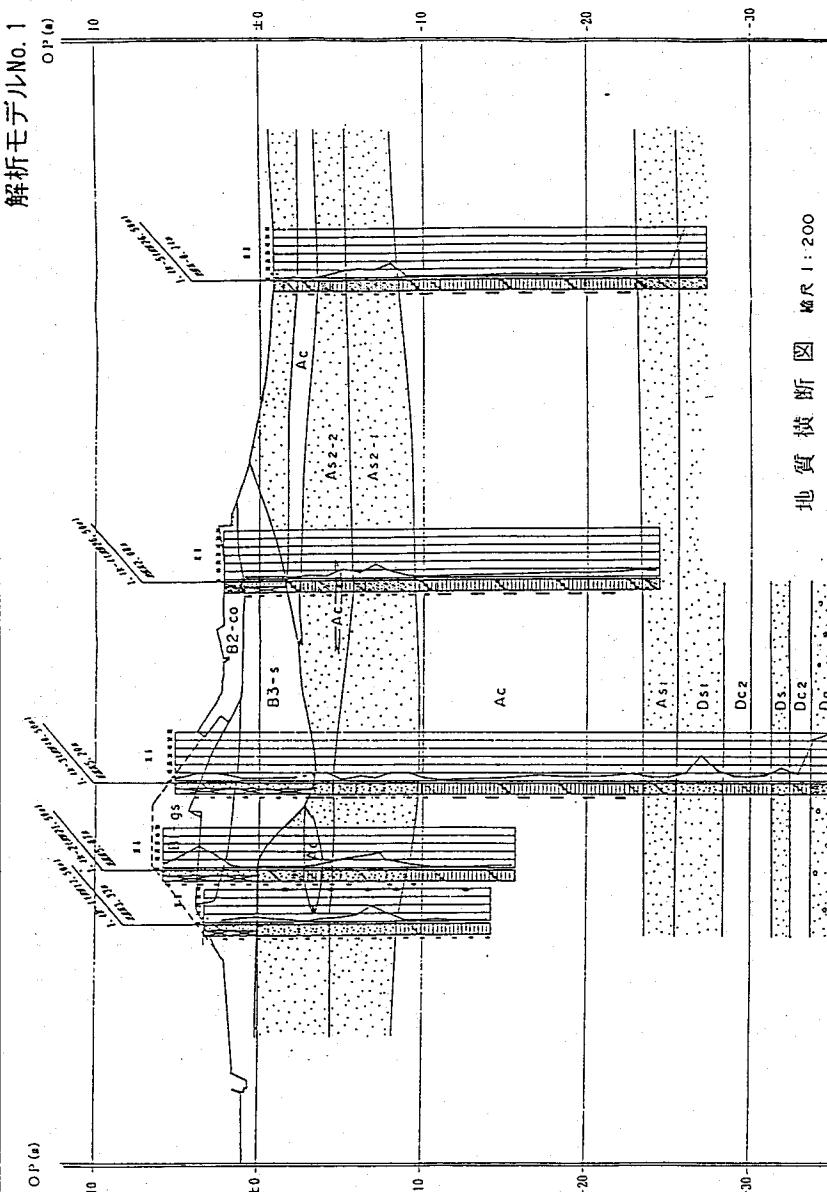
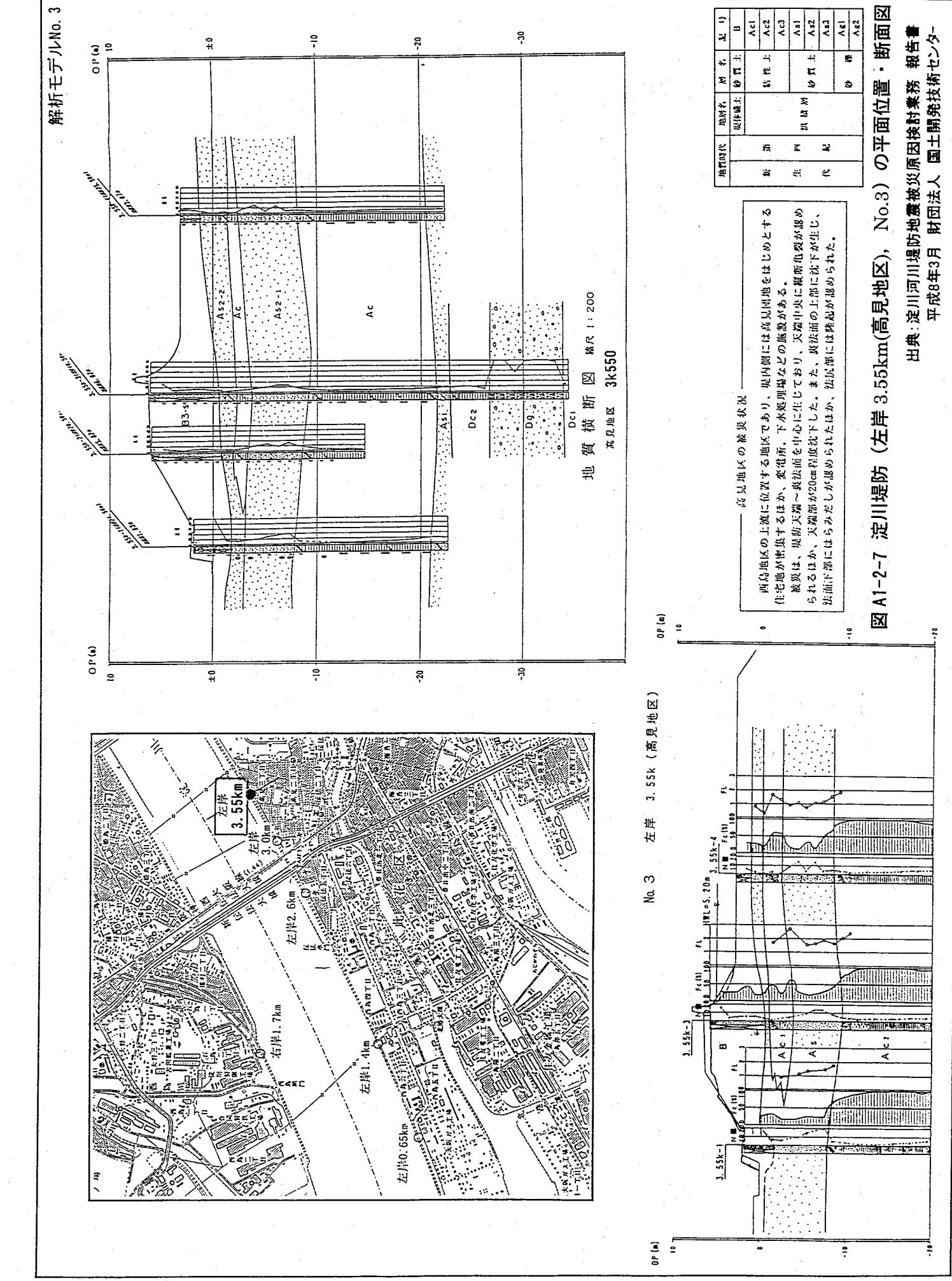
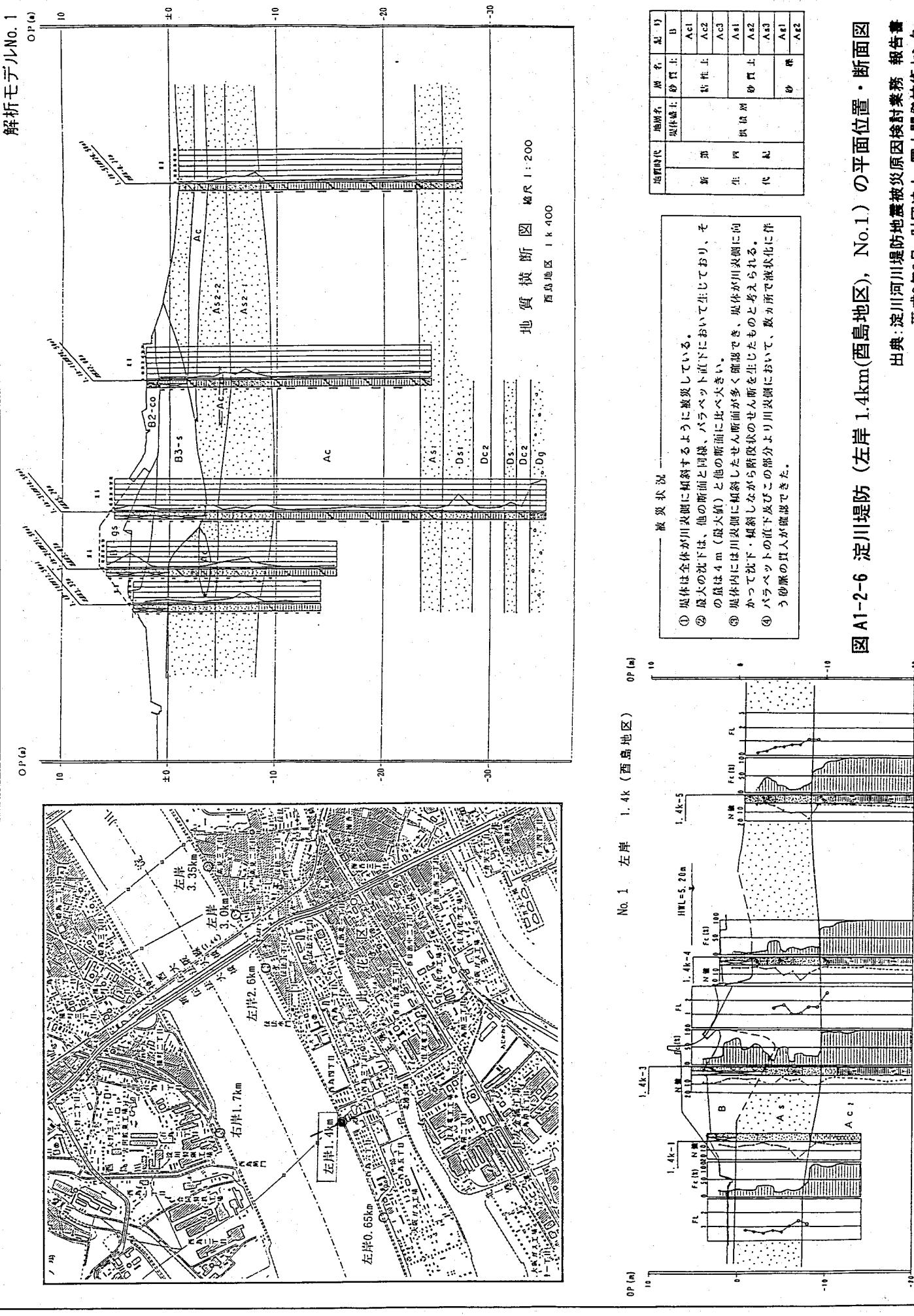
出典:淀川河川堤防地盤被災原因検討業務 報告書
平成8年3月 財団法人 土木開発技術センター

図 A1-2-7 淀川堤防(左岸 3.55km(高見地区), No.3)の平面位置・断面図



2. 2 地盤調査、土質試験結果

堤防の各地点においては、地震後に様々な地盤調査、土質試験が行われた。表 A1-2-2 に実施された地盤調査、土質試験項目を示す。

表 A1-2-2 地盤調査、土質試験項目

地盤調査、土質試験項目	後志 利別川 No.1	後志 利別川 No.2	後志 利別川 No.3	後志 利別川 No.4	後志 利別川 No.5	淀川 No.1	淀川 No.3
ボーリング(柱状図)	○	○	○	○	○	○	○
N 値測定	○	○	○	○	○	○	○
地下水位	○	○	○	○	○	○	○
不攪乱試料採取	○	○	○	○	○	○	○
物理試験 (密度、粒度特性)	○	○	○	○	○	○	○
一軸圧縮試験	—	○	—	—	—	○	○
三軸圧縮試験(CU・CD)	○	○	○	○	○	○	○
圧密試験	—	—	—	—	—	○	○
現場透水試験	—	—	—	—	—	○	—
繰返し三軸試験 (液状化強度特性)	○	○	○	○	○	○	○
動的変形特性試験(三軸)	○	○	—	—	—	○	○
弾性波探査(PS 検層)	○	—	—	—	—	○	○

次に、後志利別川 No.3 断面における試験結果の一覧を表 A1-2-3 に示す。また、As2 層の粒径加積曲線を図 A1-2-8 に、As2 層の液状化強度特性を図 A1-2-9 に示す。

表 A1-2-3 後志利別川 No.3 断面における試験結果一覧

地層名	No.3								備 考
	ρ_t (t/m ³)	c_{cu} (kN/m ²)	ϕ_{cu} (°)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	E (kN/m ²)	R _{L20}	N 値 (回)	
Bs	1.60	13	20			2000 ^注		1~4	砂質シルト～礫混じり砂
Ac1	1.50	26	12	0	48	700 ^注		1	粘土～シルト
As2	1.75			0	39	3500 ^注	0.190	1~9	堤内では礫混じり砂 堤外ではシルトを含む細～中砂
Ac2	1.65	15	18	12	35			0~3	細砂の混入するシルト
Asg2	1.70			0	40			5~41	礫混じり砂
As3	—	—	—	—	—			4	シルト質砂
Ac3	—	—	—	—	—			4	細砂を多く混入するシルト
As4	—	—	—	—	—			22~31	粗砂主体の砂

注) 弾性係数は $E=700 \cdot N$ (kN/m²) より算出

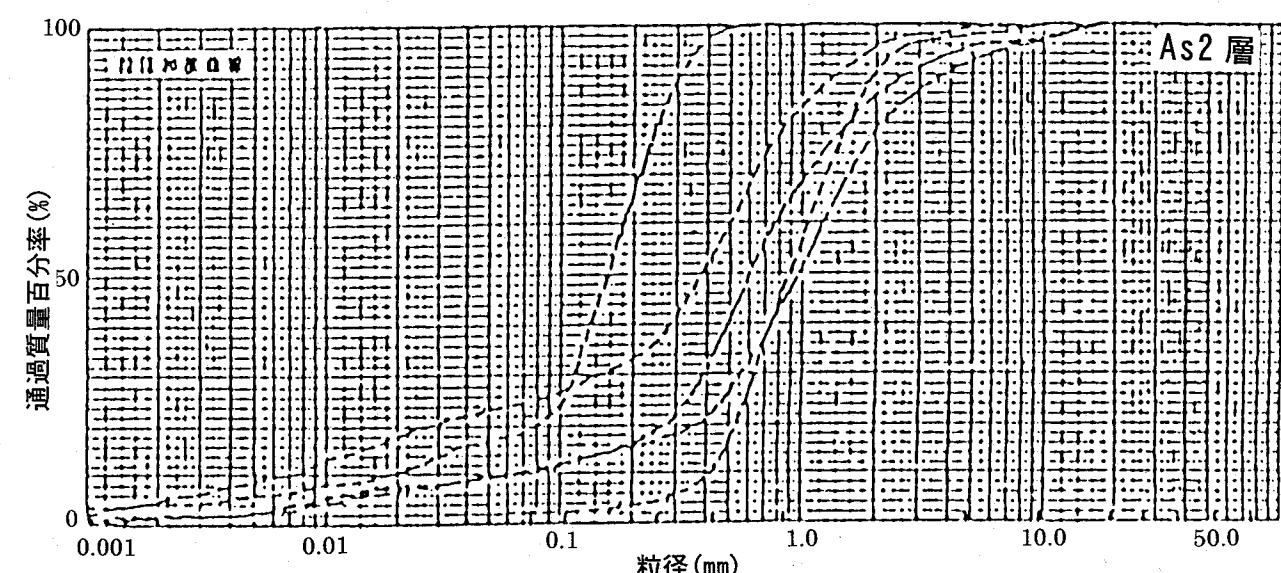


図 A1-2-8 As2 層の粒径加積曲線（後志利別川 No.3 断面）

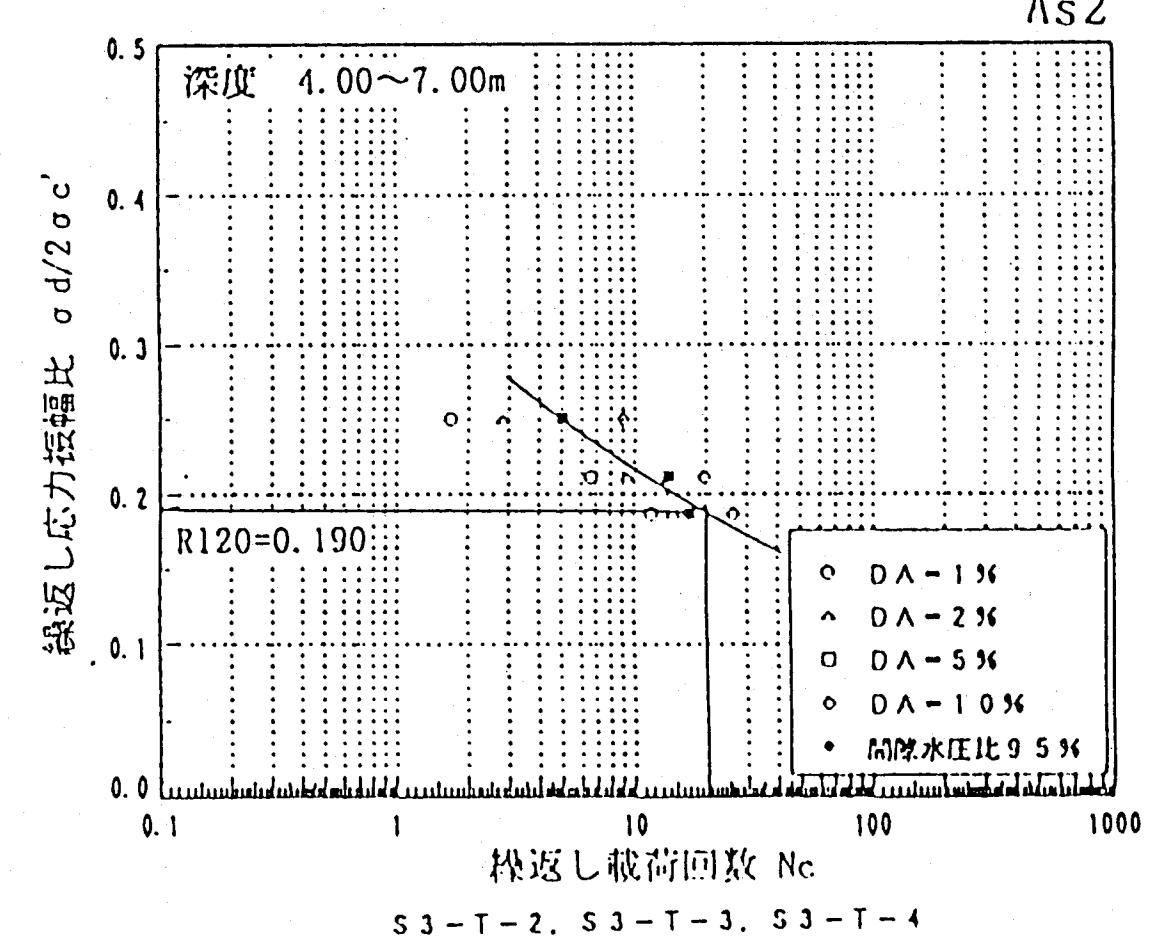


図 A1-2-9 As2 層の液状化強度特性（後志利別川 No.3 断面）

3. 入力地震動¹⁾

卷末資料 A1 で述べる解析の目的は、各解析手法による解析結果と実際に生じた堤防被害を直接比較して、解析手法の適用性を検証することにある。解析手法によっては解析モデル底面に入力する地震波形が必要になるが、各断面での入力波形は観測されておらず、ある程度離れた地点で観測された地表面加速度から推測せざるを得ない。そこで、以下に述べるような方法により解析に用いた入力地震動を設定した。

(1)後志利別川の 5 断面

- ①寿都における観測波形を寿都地点の地表面における入力波として同地点の地盤モデルに与え、1次元重複反射理論に基づく等価線形地震応答解析による逆応答計算を実施し、工学的基盤面における入射波形(E)を算定した。
- ②寿都と解析地点では、震央距離が異なるため、距離減衰式により基盤入射波形(E)の最大加速度振幅を補正した。
- ③振幅補正した基盤入射波形(E)を解析地点の工学的基盤面における入射波形(E)として、SHAKE による順応答計算を行い、各堤防断面の Ac2 層下面での応答時刻歴波形(E+F)を求め、変形解析での入力波形とした。

(2)淀川の 2 断面

- ①大淀における観測波形を大淀地点の地表面における入力波(E)として同地点の地盤モデルに与え、1次元重複反射理論に基づく等価線形地震応答解析による逆応答計算を実施し、工学的基盤面における入射波形(E)を算定した。
- ②大淀と解析地点では、震央距離が異なるため、距離減衰式により基盤入射波形(E)の最大加速度振幅を補正した。
- ③振幅補正した基盤入射波形(E)を解析地点の工学的基盤面における入射波形(E)として、SHAKE による順応答計算を行い、各堤防断面の Dc 層下面での応答時刻歴波形(E+F)を求め、変形解析での入力波形とした。

図 A1-3-1 に入力地震動の設定方法の概略を示し、図 A1-3-2, A1-3-3 に寿都での観測波形およびフーリエスペクトル、図 A1-3-4 に後志利別川堤防 No.3 断面の入力加速度波形を示す。

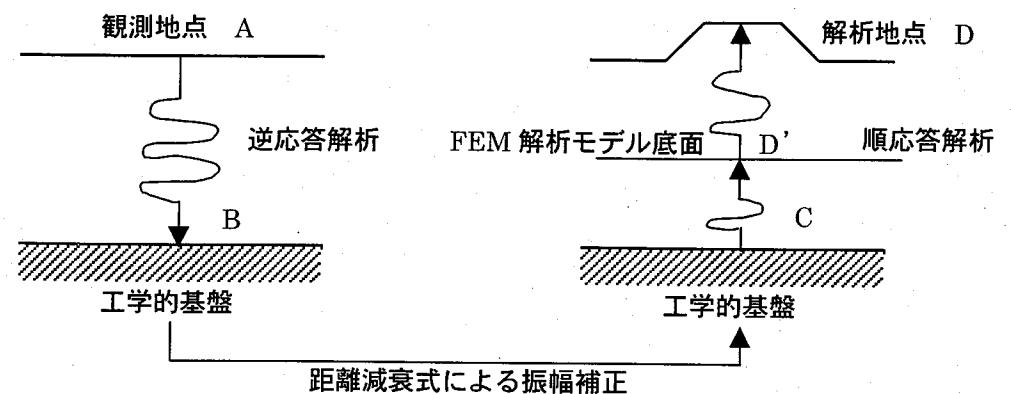


図 A1-3-1 入力地震動の設定方法の模式図

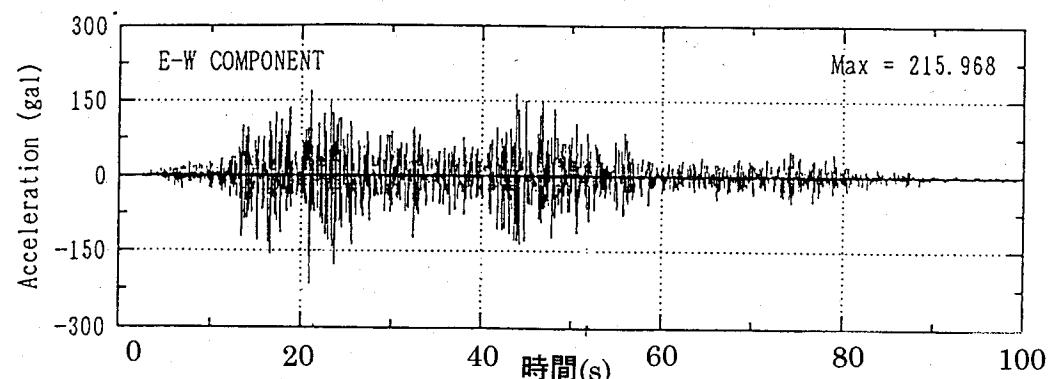


図 A1-3-2 寿都での観測加速度波形

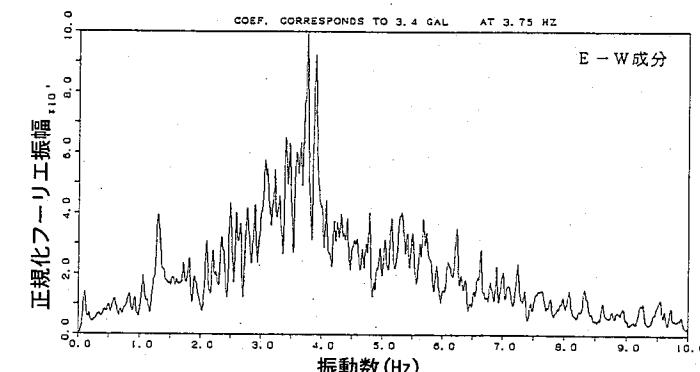


図 A1-3-3 寿都での観測加速度波形のフーリエスペクトル

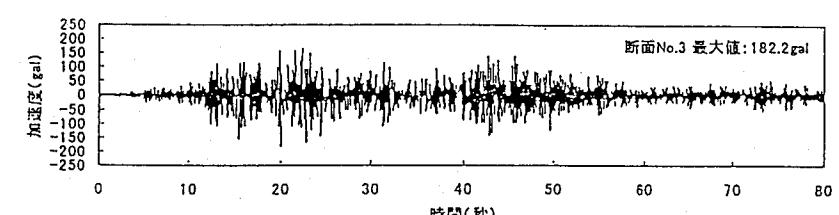


図 A1-3-4 後志利別川堤防 No.3 断面の入力加速度波形 (Ac2 層下面)

4. 各変形予測手法による解析

後志利別川の No.3 断面を例にとり、各変形解析手法におけるパラメータの設定方法、堤防および基礎地盤のモデル化の方法などを示す。

表 A1-2-3 にて示したように、本検討ではパラメータの設定に必要な試験結果はほぼ事前に与えられており、解析担当者は適宜選択してパラメータを設定した。地震後の変形状況および天端沈下量に関する情報は、図 A1-2-3 および表 A1-2-1 にて事前に与えられた。したがって、本解析は解析担当者が実際の被害（正解）を知らずに行う、いわゆるブラインド解析ではない。

4. 1 LIQCA による解析例¹⁾

(1) 解析断面のモデル化

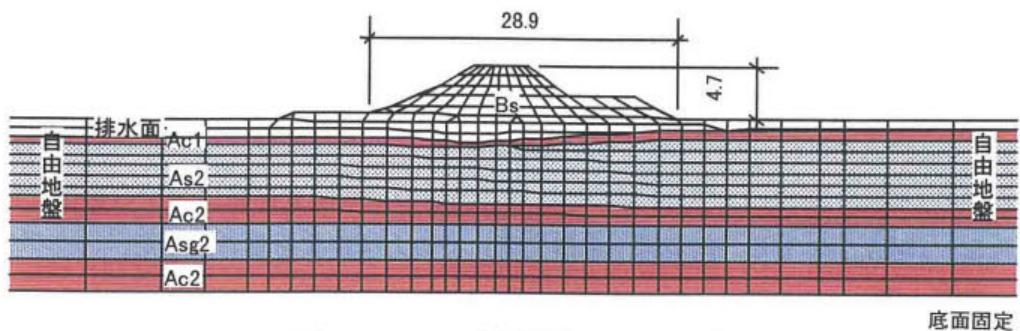


図 A1-4-1-1 有限要素メッシュ (LIQCA)

後志利別川堤防 No.3 断面の解析に用いた有限要素メッシュを図 A1-4-1-1 に示す。解析領域の左右の境界では地震波が反射するなどし、それが解析結果に少なからず影響を及ぼすので、解析領域の幅は十分に広いことが望ましい。ここでは要素の両端部を等変位境界とした幅広要素によって側方の自由地盤部を模擬した。

地震動を入力する解析底面は下部 Ac2 層下面とした。この断面では十分に剛性の大きな工学的な基盤面の深度が深かったため、ある程度大きな剛性を持ち、それ以深で液状化などにより剛性が極端に低下する可能性のある層が存在しない層の上面までを解析領域としてモデル化した。3. 入力地震動の項で示した入力波形は上部 Ac2 層下面におけるものである。そこで SHAKE で下部 Ac2 層下面の E+F 波を抽出し、入力地震動とした。SHAKE 解析によれば、この波を下部 Ac2 層下面に入力した場合と 3. 入力地震動における波を上部 Ac2 層下面に入力した場合には同じ地表面加速度が得られたが、堤防の沈下量はある程度異なったものとなった¹⁾。

モデルの地層構成は図 A1-2-1-3 の断面図のとおりとした。また解析対象断面について、盛土層については詳細な調査が行われていないので、堤体は地下水位以浅の表層地盤と堤体は同じ物性を持つ不飽和層 Bs として取り扱った。

(2) パラメータの決定

各土層に対して、物理試験、力学試験より直接設定できるパラメータを設定した後、要素シミュレーションにより、残りのパラメータを設定した。その際、各土層に対して、以下のような考え方でパラメータを設定した。

① 盛土層

盛土層については、砂の弾塑性モデルを用いた。力学試験は実施されていないため、後志利別川堤防に対して別途検討した結果「堤防の地震時変形量に関する数値計算業務報告書」(平成7年1月 建設省土木研究所)での力学定数を参考にした。

② 砂質土層

砂質土については、砂の弾塑性モデルを用いて、要素シミュレーションを実施し、液状化強度を試験結果と合わせるようにパラメータを設定した。

③ 粘性土層

粘性土に対しては LIQCA に組み込まれている粘土の弾粘塑性モデルを適用した。その際、一般に粘性土は液状化せず地震中に生じるひずみのレベルも小さいことから、動的強度ではなく動的変形特性試験結果に合うように要素シミュレーションを実施しながらパラメータを設定した。

以下に、各パラメータの設定方法を示す。

① 密度、初期間隙比

基礎地盤の密度および間隙比は、不攪乱試料を用いた室内試験から設定した。また、堤体の密度については、現場密度試験結果より設定した。

② 圧縮指数、膨潤指数、過圧密比

圧縮指数、膨潤指数および過圧密比は、圧密試験から決定される定数であるが、圧密試験は実施されていない。そこで各土質に対してある程度標準的と思われる値を用いた。膨潤指数は砂質土および粘性土に対してそれぞれ 0.0025, 0.05 とし、圧縮指数は膨潤指数の 10 倍とした。過圧密比は全ての土層に対して、1.0 とした。

③ 破壊応力比、変相応力比

破壊応力比は砂質土、粘性土とも圧密非排水三軸試験結果より得られた内部摩擦角 ϕ' より (式 4-1-1) を用いて設定した。砂質土の変相角 ϕ_m は 30 度として、(式 4-1-2) を用いて設定した。粘性土の変相角は破壊角と同じとした。

$$\text{破壊応力比 } M_f = \left(\frac{2\sqrt{6} \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \right) \quad \dots \dots \dots \quad (\text{A1-4-1-1})$$

$$\text{変相応力比 } M_m = \frac{2\sqrt{6} \sin \phi_m}{3 - \sin \phi_m} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{A1-4-1-2})$$

④ 初期せん断弾性係数

PS 検層の結果得られているせん断波速度と土の密度から算定した。

⑤ 硬化関数のパラメータ

硬化関数のパラメータは要素シミュレーションを行い、液状化強度あるいは動的変形特性が試験結果と合うように試行錯誤により決定した。

砂質土については、その他のパラメータ（ダイレタンシー係数パラメータおよび基準ひずみパラメータ）に砂質土の標準的な値を用いて、試験から得られた液状化強度と一致するように要素試験のシミュレーションから設定した。粘性土については、その他のパラメータ（粘塑性パラメータ）には粘性土の標準的な値を用いて、所定の動的強度あるいは動的変形特性を満足するように要素試験のシミュレーションから設定した。

⑥ その他のパラメータ

砂質土のダイレタンシー係数パラメータおよび基準ひずみパラメータは、所定の液状化強度を満足するように要素試験のシミュレーションから設定した。この設定は、前述の硬化関数のパラメータを設定した後、モデルの液状化強度曲線の勾配や変相線到達後のひずみの発生傾向を調整することにより行った。

粘性土の粘塑性パラメータは、一般にひずみ速度を変えた圧密非排水せん断試験から設定できる。しかしながら、このような試験は実施されていないため、ここでは粘土の標準的なパラメータ値を設定した。

(3) 設定したパラメータと要素シミュレーション結果

後志利別川堤防 No.3 断面に対して設定したパラメータ一覧を表 A1-4-1-1 に示す。

砂質土層および中間土について、設定したパラメータによる砂の弾塑性モデルおよび室内試験から得られた液状化強度を図 A1-4-1-2 に示す。また、No.1 断面の As2 層について、室内試験から得られた動的変形特性と要素シミュレーションの結果を図 A1-4-1-3 に示す。

表 A1-4-1-1 入力パラメーター一覧

パラメータ名	記号	Bs 砂質土	Ac1 粘性土	As2 砂質土	Ac2 粘性土	Asg2 砂質土	Ac2 粘性土	設定根拠
湿潤密度	ρ_t (t/m ³)	1.60	1.50	1.75	1.65	1.85	1.65	試験結果
せん断波速度	V _s (m/s)	115	120	250	150	250	150	調査結果 (No.1地点)
初期せん断弾性係数	G ₀ (kPa)	21160	21600	109375	37125	115625	37125	V _s と ρ_t より
初期間隙比	e ₀	0.8	2.0	1.3	1.6	0.8	1.6	試験結果
圧縮指数	λ	0.025	0.500	0.025	0.500	0.025	0.500	一般値
膨潤指数	κ	0.0025	0.0500	0.0025	0.0500	0.0025	0.0500	一般値
過圧密比	OCR	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	一般値
破壊応力比	M _f	0.98	1.61	1.30	1.17	1.41	1.17	三軸試験結果
変相応力比	M _m	0.91	1.46	0.98	1.17	0.98	1.17	一般値
硬化パラメータ	B ₀	3000	1500	4000	2000	5054	2000	液状化層(As2層)： 液状化強度への フィッティング その他の層： B ₀ は動的変形特性 より設定。その他パ ラメータは一般値ま たはデフォルト値と して設定
基準ひずみ (塑性剛性)	γ^P_{ref}	1000	1000	0.020	1000	1000	1000	
基準ひずみ (弹性剛性)	γ^E_{ref}	1000	1000	0.02	1000	1000	1000	
ダイレクシ-係数	D ₀	—	—	1.0	—	0.0	—	
	n	—	—	2.0	—	0.0	—	
粘塑性パラメータ	m ₀	—	17.0	—	17.0	—	17.0	一般値
	C ₁	—	3.0E-07	—	3.0E-07	—	3.0E-07	
	C ₂	—	7.5E-08	—	7.5E-08	—	7.5E-08	
透水係数	k(m/s)	—	1.0E-08	2.0E-06	1.0E-08	2.0E-06	1.0E-08	推定値
液状化強度比	R _{L20}	—	—	0.190	0.325	—	0.325	試験結果

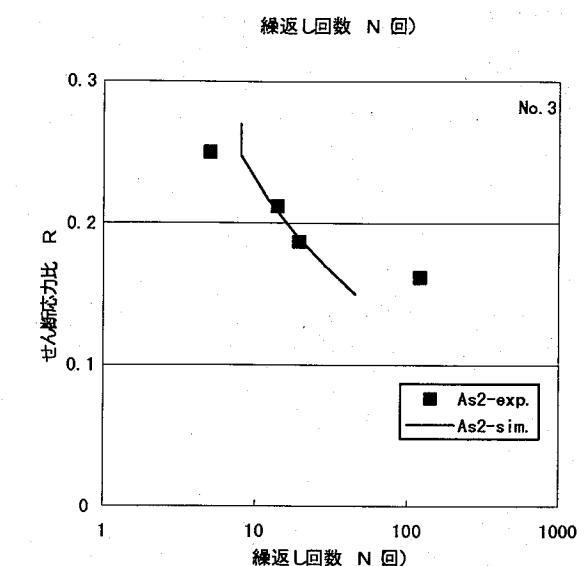


図 A1-4-1-2 室内試験と要素シミュレーションから得られた As2 層の液状化強度の比較
(凡例の記号 exp. : 実験値, sim. : シミュレーション結果)

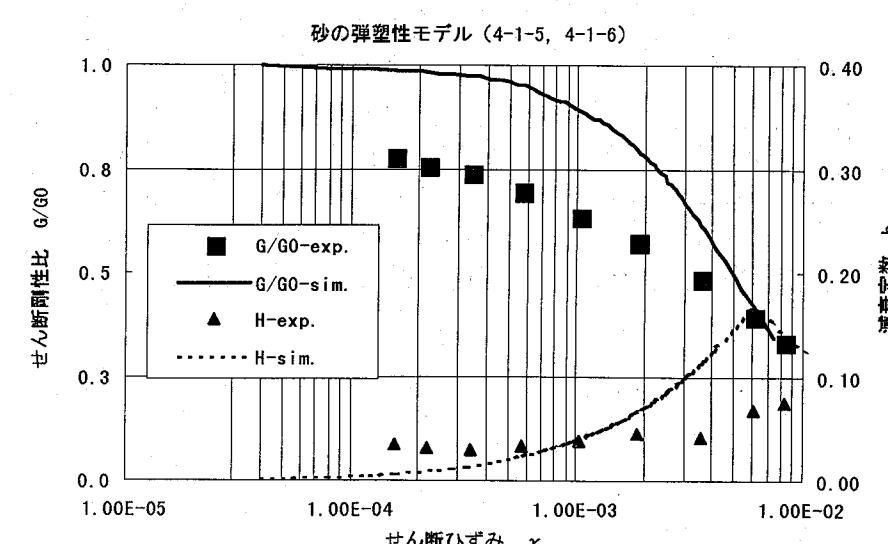


図 A1-4-1-3 As2 層の動的変形試験と要素シミュレーション結果
(凡例の記号 exp. : 実験値, sim. : シミュレーション結果)

(4) その他の解析条件

動的解析に先立ち基礎地盤および堤体の初期応力状態を別途算定した。この際、弾性定数はPS検層から得られた初期せん断弾性係数の1/2としたものを用い、ポアソン比は0.333とした。破壊角には圧密非排水三軸圧縮試験から得られた有効応力表示の内部摩擦角を用いた。解析時の条件として、側方境界条件は鉛直ローラー、底面境界条件は固定とし、間隙水は考慮していない。各ケースに対する初期応力解析時の各土層のモデルパラメータを表A1-4-1-2に示す。

動的解析における時間ステップ増分は0.001秒とし、解析は80000ステップ(80秒間)行った。

粘性減衰として剛性比例型($\alpha=0$, β のみ考慮)のレーリー減衰を採用し、その係数は減衰を5%として各検討断面の1次固有周期から算定した。No.3断面に対して設定したレーリー減衰係数は $\beta=0.0027$ である。

(5) 解析結果に及ぼすパラメータの感度¹⁾

ここで述べた解析の他に、解析底面を上部Ac2層下面とした場合の解析、及び粘土のパラメータを動的強度試験結果にフィッティングして決定した解析についてもLIQCAを用いて行った。その結果、これらの解析から得られた天端沈下量は以上に述べた解析結果とは数10%程度異なるものとなった。これからもわかるように、パラメータの設定法や解析条件によってある程度結果が変動することを認識する必要がある。

表 A1-4-1-2 初期応力解析での入力パラメーター一覧

土層名	種別	ρ_t (t/m ³)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	E_0 (kPa)	$E_0/2$ (kPa)	ν	ϕ_f (°)
Bs	砂質土	1.60	115	21160	56286	28143	0.33	30.00
Ac1	粘性土	1.50	120	21600	57456	28728	0.33	47.88
As2	砂質土	1.75	250	109375	290938	145469	0.33	38.91
Ac2	粘性土	1.65	150	37125	98753	49376	0.33	35.25

4. 2 FLIPによる解析例²⁾

(1) 解析断面のモデル化

B	Asg2
Ac1	Ac2
As2	
Ac2	

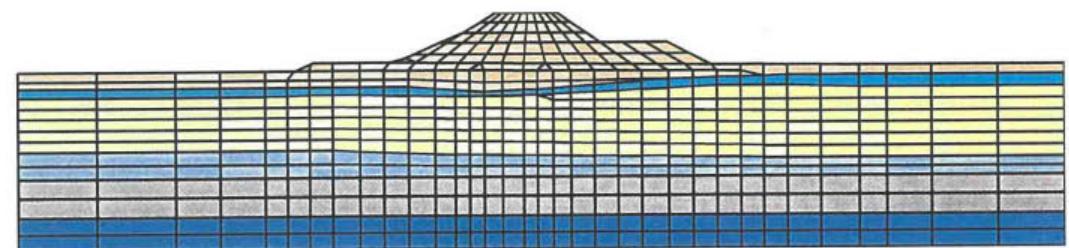


図 A1-4-2-1 有限要素メッシュ (FLIP)

後志利別川堤防No.3断面の解析に用いた有限要素メッシュを図A1-4-2-1に示す。地震動を入力する解析上の基盤面は軟弱な粘性土層(Ac2層)の下位層(As3層, Asg2層)の上面とし、それよりも上にある基礎地盤及び盛土をモデル化した。

解析時における地震波の反射等の影響を緩和するため、解析領域の左右の境界は粘性境界とした。また、解析上の基盤面は剛基盤とし、工学的基盤面から立ち上げたE+F波を入力した。

入力地震動の設定方法は、4.1 LIQCAの設定方法と同様であるため省略する。

(2) パラメータの決定²⁾

各土層に対して、以下のような考え方でパラメータを設定した。材料パラメータを表 A1-4-2-1 に示した

①B 層（堤体を含む）

検討地点の採取試料について実施された物理試験結果から、B 層は細粒分を多く混入する材料と推察される。ただし、B 層の力学試験結果は得られていないため、強度定数については一般的な砂質土材料を仮定して設定した。

湿潤密度は、盛土（粘性土）の値を採用した。

初期せん断剛性は、湿潤密度と「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」((社) 日本道路協会、平成 8 年 12 月) に示された方法で N 値から算定したせん断波速度 Vs をもとに推定した。

体積弾性係数はポアソン比を 0.333 と仮定し、初期せん断剛性をもとに設定した。なお、初期せん断剛性と体積弾性係数の基準拘束圧は標準貫入試験の実施された B 層の中間深度の値とし、拘束圧の 0.5 乗に比例して各定数の変動を考慮することとした。

内部摩擦角は、相対密度を推定し秋田外港砂の排水せん断試験結果をもとに設定した。このとき粘着力 c は 0 とした。

ただし、堤体部分の内部摩擦角及び粘着力については、「道路土工 軟弱地盤対策工指針」((社) 日本道路協会、昭和 61 年 11 月) および盛土（砂質土）の一般値を参考に設定した。

履歴減衰の上限値は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」(運輸省港湾局監修、平成 11 年 4 月) をもとに 0.24 を採用した。

B 層は地下水位以浅にあるため、液状化特性を規定するパラメータは設定しない。

②Ac1 層

湿潤密度は採取試料で実施された密度試験結果をもとに設定した。

初期せん断剛性は、湿潤密度と「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」の方法で N 値から算定したせん断波速度をもとに推定した。体積弾性係数はポアソン比を 0.333 と仮定し、初期せん断剛性をもとに設定した。なお、初期せん断剛性と体積弾性係数の基準拘束圧は標準貫入試験の実施された土層の中間深度の値とし、拘束圧の 0.5 乗に比例して各定数の変動を考慮することとした。

内部摩擦角は、採取試料で実施された三軸 (CU) 試験結果をもとに設定した。粘着力 c は 0 とした。

履歴減衰の上限値は、港湾の基準をもとに 0.21 を採用した。

Ac1 層は液状化対象外の層と判断し、液状化特性を規定するパラメータは設定しない。

③As2 層

As2 層は堤防の被災要因と考えられるゆるい砂質土層であり、検討各断面の基礎地盤に分布する。各断面ごとの採取試料を用いて実施された液状化試験によれば、As2 層の液状化特性は検討断面ごとに大きな相違はないものと判断できるため、ここでは統一的なパラメータを設定した。

湿潤密度は採取試料で実施された密度試験結果をもとに設定した。

初期せん断剛性は、湿潤密度と「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」の方法で N 値から算定したせん断波速度をもとに推定した。体積弾性係数はポアソン比を 0.333 と仮定し、初期せん断剛性をもとに設定した。なお、初期せん断剛性と体積弾性係数の基準拘束圧は標準貫入試験の実施された土層の中間深度の値とし、拘束圧の 0.5 乗に比例して各定数の変動を考慮することとした。

内部摩擦角は、採取試料で実施された三軸 (CU) 試験結果をもとに設定した。

変相角は標準的な値として 28° を採用した。

液状化パラメータは要素シミュレーションを実施して設定した。

④Ac2 層

湿潤密度は採取試料で実施された密度試験結果をもとに設定した。

初期せん断剛性は、湿潤密度と「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」の方法で N 値から算定したせん断波速度をもとに推定した。体積弾性係数はポアソン比を 0.333 と仮定し、初期せん断剛性をもとに設定した。なお、初期せん断剛性と体積弾性係数の基準拘束圧は標準貫入試験の実施された土層の中間深度の値とし、拘束圧の 0.5 乗に比例して各定数の変動を考慮することとした (No.3 断面の Ac2 層は Asg2 層を挟んで上下 2 層に分布している)。

内部摩擦角は、採取試料で実施された三軸 (CU) 試験結果をもとに設定した。粘着力 c は 0 となるように設定した。

履歴減衰の上限値は、港湾の基準をもとに 0.21 を採用した。

Ac2 層は液状化対象外の層と判断し、液状化特性を規定するパラメータは設定しない。

⑤Asg2 層

湿潤密度は、礫混じり砂（密実なもの）の一般値を採用した。

初期せん断剛性は、湿潤密度と「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」の方法で N 値から算定したせん断波速度をもとに推定した。体積弾性係数はポアソン比を 0.333 と仮定し、初期せん断剛性をもとに設定した。なお、初期せん断剛性と体積弾性係数の基準拘束圧は標準貫入試験の実施された土層の中間深度の値とし、拘束圧の 0.5 乗に比例して各定数の変動を考慮することとした。

内部摩擦角は、推定した相対密度より秋田外港砂の排水せん断試験結果をもとに設定した。

履歴減衰の上限値は、港湾の基準をもとに 0.24 を採用した。

Asg2 層は液状化対象外の層と判断し、液状化特性を規定するパラメータは設定しない。

表 A1-4-2-1 材料パラメータ一覧(FLIP)

土層名	B (一般部)	B (堤体)	Ac1	As2	Ac2	Asg2	設定根拠
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.80	1.80	1.50	1.80	1.45	2.10	室内試験結果
代表N値 (回)	2	2	1	4	1	21	調査結果
せん断波速度 V_s (m/s)	126	126	100	129	100	221	代表N値より推定
動的変形特性	初期剪断弾性係数 G_{ma} (kPa)	28573	28573	15000	29988	14500	102301 Vsと ρ_t より
	初期体積弾性係数 K_{ma} (kPa)	76024	76024	39910	79789	38580	272189 G_{ma} とボアソン比(一般値)より
	基準化拘束圧 σ_{ma} (kPa)	46.4	46.5	19.8	50.5	96.0	76.9 断面の平均的な値
	拘束圧依存係数 m	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	一般値
	内部摩擦角 ϕ_f (°)	37.0	25.0	55.0	39.0	39.0	42.0 室内試験結果 Asg2層はN値から 推定 B層は砂質土の一般値
	粘着力 c (kPa)	—	20.0	—	—	—	— B層は砂質土の一般値
	履歴減衰上限値 h_{max}	0.240	0.240	0.210	0.240	0.210	0.240 室内試験結果
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	—	—	—	28.0	—	— 一般値
	w_1	—	—	—	3.2	—	— 液状化強度への フィッティング
	P_1	—	—	—	0.6	—	—
	P_2	—	—	—	0.9	—	—
	c_1	—	—	—	1.4	—	—
液状化パラメータ	S_1	—	—	—	0.005	—	—

(3)要素シミュレーション結果

基礎地盤に分布する飽和砂質土層 As2 については、不攪乱採取試料を用いて非排水繰返し三軸試験が実施されている。このため、砂質土層の液状化パラメータは、非排水繰返し三軸試験結果をシミュレートすることにより設定した。図 A1-4-2-2 に液状化抵抗曲線の要素シミュレーション結果を示した。

また、粘性土層のうち Ac2 層については不攪乱試料を用いた動的変形特性試験が実施されており、この試験結果と先に設定したパラメータによる動的変形特性を比較して図 A1-4-2-3 に示した。

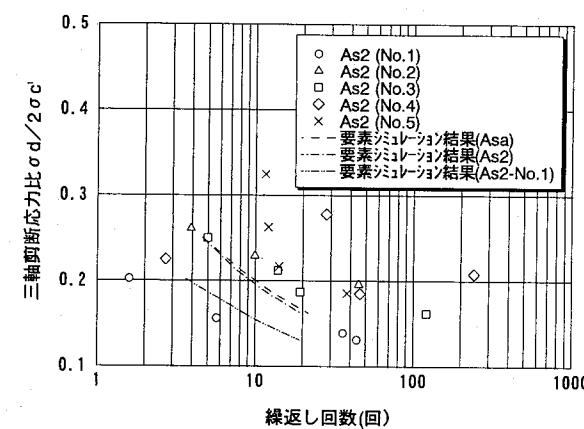


図 A1-4-2-2 液状化抵抗曲線の要素シミュレーション結果 (As2 層)

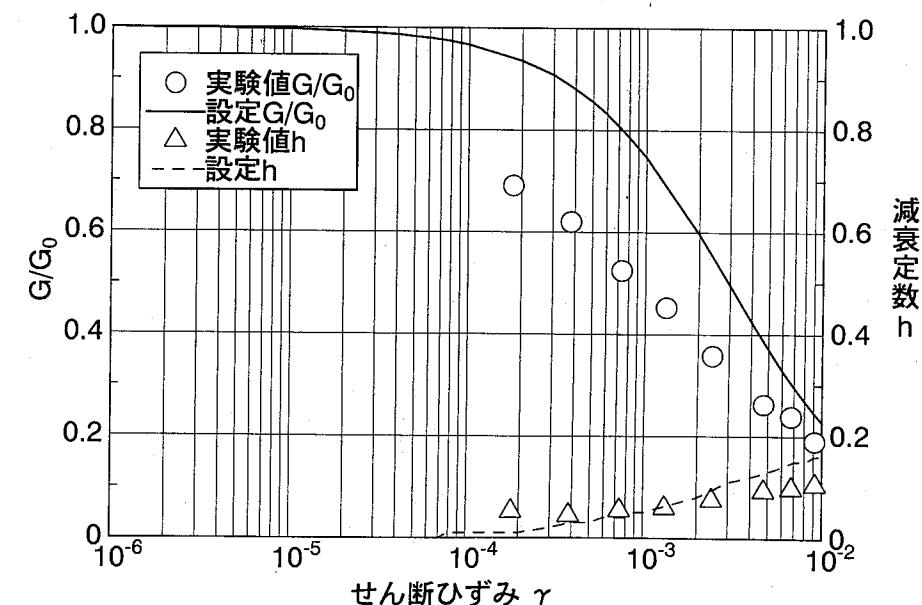


図 A1-4-2-3 動的変形特性試験の要素シミュレーション結果 (Ac2 層)

(4) その他の解析条件

FLIP ではレーリー減衰を用いて計算の安定性を高めている。ここでは、液状化を考慮しない（液状化パラメータを 0 とした）場合の自由地盤部における変位の収束条件から判断し、剛性比例型減衰を採用して係数 $\alpha = 0.0$, $\beta = 0.0005$ とした。

要素積分法としては、全ての土要素に対して SRI 法(Selective Reduced Integration method)を用い、ガウス積分次数は、平均成分は 1 次、偏差成分は 2 次とした。また、時間積分法として、Wilson の θ 法 ($\theta = 1.4$) を用いた。時間積分間隔は 0.01 秒とし、80 秒間の解析を実施した。

FLIP の側方粘性境界は、今のところ完全なものではなく、境界付近の要素が外側に流れ出るような挙動を示すことがある。これを防ぐために、暫定的に側方粘性境界で指定する V_p (縦波の速度) の値は、本来の値の 100 倍としている。

4. 3 ALID による解析例

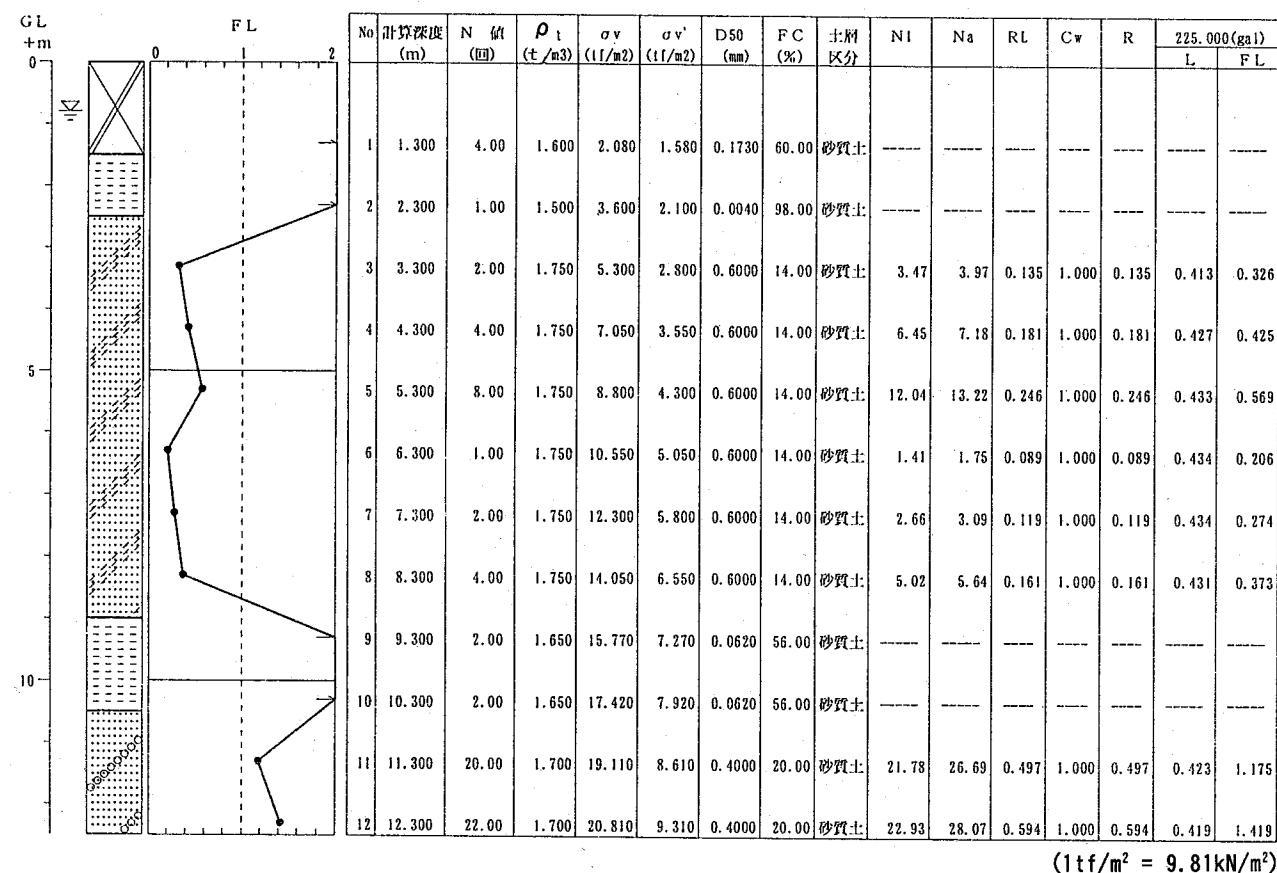
(1) 液状化層の判定

図 A1-2-3 に示す堤外側の No.3-1 のボーリング柱状図にしたがい、液状化層判定を道路橋示方書の手法により実施した。その判定結果を表 A1-4-3-1 に示す。

判定の結果、As2 層が液状化層と推定され、液状化に対する抵抗率 F_L の値は 0.21～0.57 となった。

表 A1-4-3-1 液状化層の判定結果 (No. 3-1 ボーリング)

適用式		道路橋示方書(1996)	
地下水位	GL-0.8(m)		
液状化指数 PL	27.0		



⑤細粒分含有率 FC

細粒分含有率 FC は、粒度試験の結果より直接求めた。

表 A1-4-3-2 ALID のパラメーター一覧

	Bs	Ac1	As2	Ac2	Asg2
標準貫入試験の N 値(回)	4	1	4	3	41
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.60	1.50	1.75	1.65	1.70
初期せん断剛性 G_N (kN/m ²)	4210	1050	4210	3160	43150
せん断剛性低下率(液状化層) G_l/G_N	—	—	1/86	—	—
せん断剛性低下率(非液状化層) G_l/G_N	1/8.6	1/8.6	—	1	1
細粒分含有率 FC (%)	—	—	32	—	—
初期ポアソン比 ν_1	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
地震時ポアソン比 ν_N	0.478	0.478	0.498	0.33	0.33
液状化に対する抵抗率 F_L	—	—	0.7	—	—

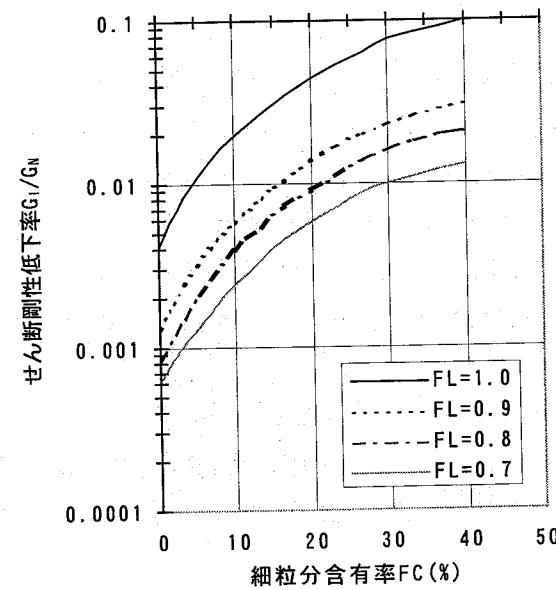


図 A1-4-3-2 せん断弾性係数の低下率, F_L , 細粒分含有率 FC の関係³⁾

(4) 解析結果に及ぼすパラメータの感度⁴⁾

以上述べた解析の他に、堤体盛土のせん断弾性係数の低下率が解析結果に及ぼす影響を調べるために、以下のような比較解析を実施した。

ケース A (基本ケース)：液状化層の剛性低下率の 10 倍 (液状化層上の非液状化層の剛性低下率と同一)

ケース B：剛性低下しない

ケース C：液状化層の剛性低下率によらず一律に堤体盛土の $G_l/G_N = 1/5$

ケース D：液状化層の剛性低下率によらず一律に堤体盛土の $G_l/G_N = 1/10$

ケース A～D の解析の結果を実測沈下量との比較で示したものが図 A1-4-3-3 である。ここでは被害事例解析を実施した全 7 断面の結果が示されている。主な傾向として、天端沈下量は、堤体盛土の剛性低下のないケース B が最も小さく、剛性低下の割合に応じてケース C, D, A の順に大きくなる。このように堤体盛土の剛性低下のさせ方により変形量に数倍程度の差がみられるが、実測沈下量との比較では、ケース A とケース D の間に実測値が位置する傾向があるように思われる。

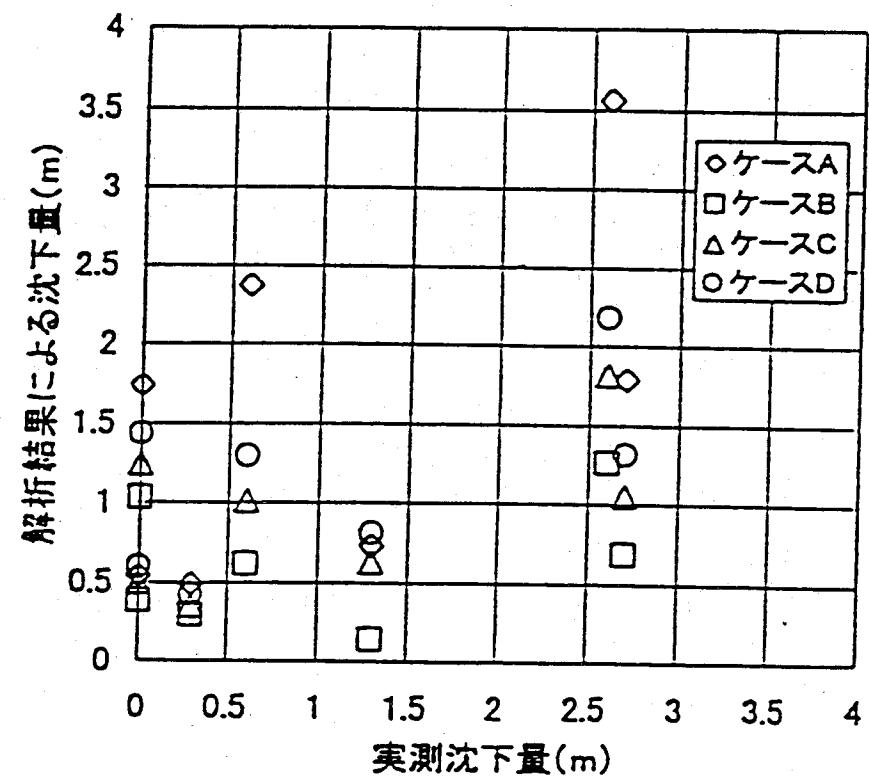


図 A1-4-3-3 堤体盛土の剛性低下のさせ方の違いによる天端沈下量の比較⁴⁾

4.4 液状化層を流体として取り扱う方法（東畠モデル）による解析例

(1)液状化層の判定

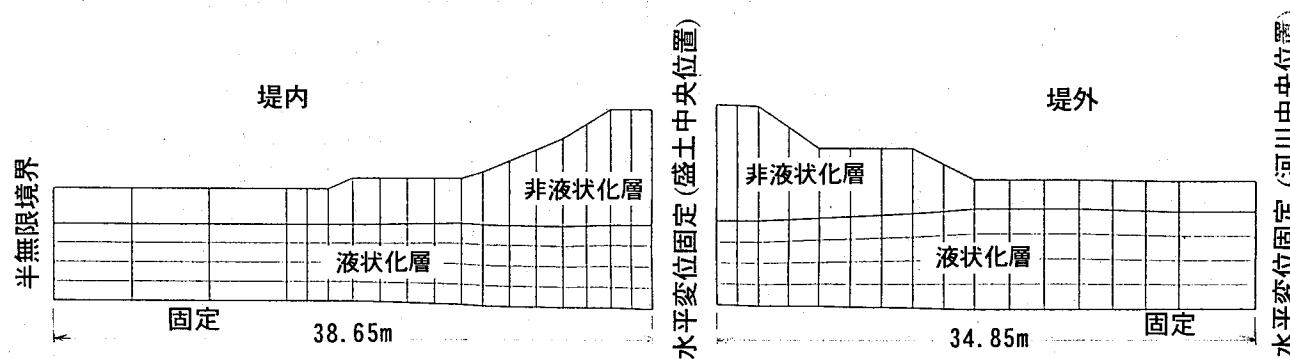
液状化層の判定結果については、4.3 ALIDによる解析例（表A1-4-3-1）と同一である。判定の結果、As2層が液状化層と推定された。

(2)解析断面のモデル化

後志利別川堤防No.3断面の解析に用いた解析モデル図を図A1-4-4-1に示す。モデルの地層構成は図A1-2-3の断面図にしたがい、盛土(Bs層)およびAc1層を非液状化層、As2層を液状化層としてモデル化した。東畠モデルでは、液状化層以下の地層は解析上考慮されないため、As2層下面を解析モデル底面とし、固定条件とした。また、堤内側モデル、堤外側モデルは、盛土中央部で分割、それぞれ別々にモデル化し、解析を実施した。

堤内側モデルでは、側方の境界条件として半無限境界を用いることにより、地表面がほぼフラットとみなせる地点までを解析領域とした。また、堤外側モデルでは河川の中央までの解析領域とし、側方の境界条件を水平変位固定とした。また、両モデルともに盛土中央部での境界条件は水平変位固定とした。

なお、東畠モデルは理論解であるため、解析結果はセグメント分割の粗さに依存しない。水平方向には2~3m程度、深度方向には1~2m程度で分割すれば十分である。また、地表の非液状化層は厚さによらず、解析上1つの層としてモデル化される。



図A1-4-4-1 解析モデル図（東畠モデル）

(3)パラメータの決定

各土層に対して、物理試験、力学試験より直接設定できるパラメータを設定した。その際、各土層に対して、以下のような考え方に基づきパラメータを設定した。パラメータ値の一覧を表A1-4-4-1に示す。

① As2層（液状化層）

湿潤密度 ρ_t は、不攪乱試料を用いた室内試験から設定した。

液状化層は、せん断弾性係数、残留強度とともに0として扱う。

減衰定数 h は次の関係から設定した⁵⁾。図A1-4-4-2は、後志利別川、淀川、八郎潟干拓堤防の堤防の被害事例、計10件について東畠モデルを適用し、実測沈下量に一致するように地震動継続時間 T_{ul} と液状化層の減衰定数 h をパラメトリックに逆解析した結果である。この関係より、液状化層の減衰定数 h は、地震動継続時間 $T_{ul}=58$ 秒より11.6と設定した。

② 盛土(Bs)層、Ac1層（非液状化層）

ヤング率 E と湿潤密度 ρ_t のみ設定する。

非液状化層は、解析上は水平方向にはヤング率 E 、鉛直方向には変形しない弾性体として考慮され、質量は鉛直方向の分布荷重として考慮される。

Ac1層の湿潤密度 ρ_t は、不攪乱試料を用いた室内試験から設定した。また、盛土(Bs)層の湿潤密度については、現場密度試験結果より設定した。

盛土、非液状化層のヤング率 E は、標準貫入試験のN値から式 $E=700 \cdot N$ (kN/m²)により設定した。

③ 地震動継続時間 T_{ul}

図A1-4-4-3に示す実線は、各種地盤で観測された既往の多数の地震波形を整理し、地震のマグニチュードMと地震動継続時間 T_{ul} の関係を求めた結果の上限値を示している⁵⁾。地震動継続時間 T_{ul} は、この関係より簡易的に地震のマグニチュードM=7.8を用いて、58秒と推定した。

なお、地表面での加速度時刻歴波形が与えられている場合には、液状化継続時間 T_{ul} の定義（最大加速度発生時刻から後続する地震動の加速度が50cm/s²を維持する時間）にしたがい直接 T_{ul} を設定することもできる。波形から直接求める設定方法により T_{ul} を実際に求めてみると、本検討例の場合ほぼ60秒となり、上記の地震のマグニチュードから求められる簡易な設定方法の値とほぼ等しい値となる。

表A1-4-4-1 入力パラメーター一覧(東畠モデル)

パラメータ	Bs	Ac1	As2
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.6	1.5	1.75
標準貫入試験のN値 (回)	3	1	4
非液状化層のヤング率 E (kN/m ²)	2100	700	—
液状化層の減衰定数 h	—	—	11.6
液状化に対する抵抗率 F _L	—	—	0.21~0.63
地震動継続時間 T_{ul} (s)			58

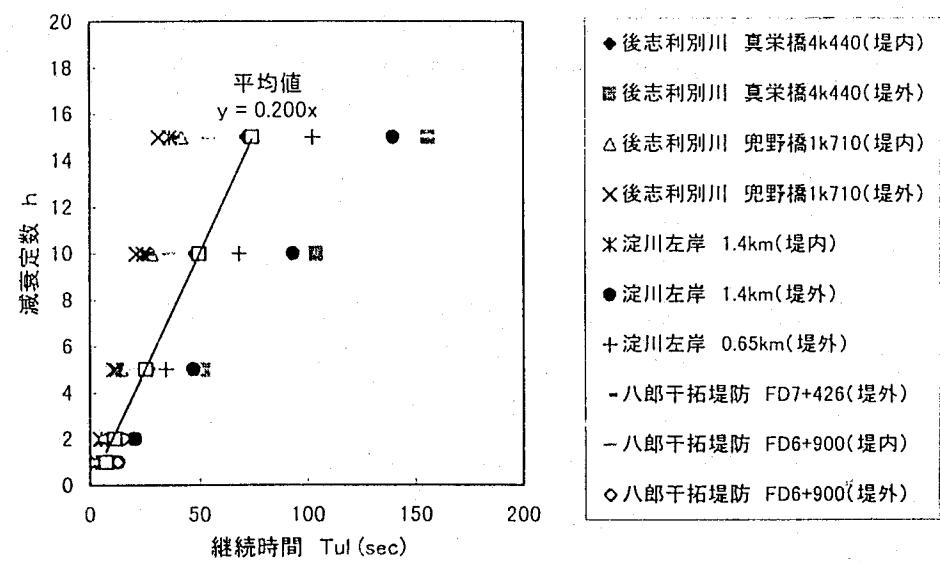


図 A1-4-4-2 地震動継続時間 T_{ul} と液状化層の減衰定数 h の関係⁵⁾

(4) 解析結果に及ぼすパラメータの感度

以上示した解析の他に、他の被害事例の2つの断面について、液状化層の減衰定数 h を3ケースずつ(5,10,20および1,5,10)変化させたパラメトリック・スタディおよび、地震動継続時間 T_{ul} を3ケースずつ(30,60,90および10,20,30)変化させたパラメトリック・スタディを実施している。その結果を図A1-4-4-4に示す。図A1-4-4-4より、これらのパラメータの組合せによっては、最大で3倍程度の天端沈下量のばらつきがみられることがわかる。これからもわかるように、液状化層の減衰定数 h および地震動継続時間 T_{ul} についてはある程度の幅をみたパラメータ設定を考慮に入れておく必要がある。

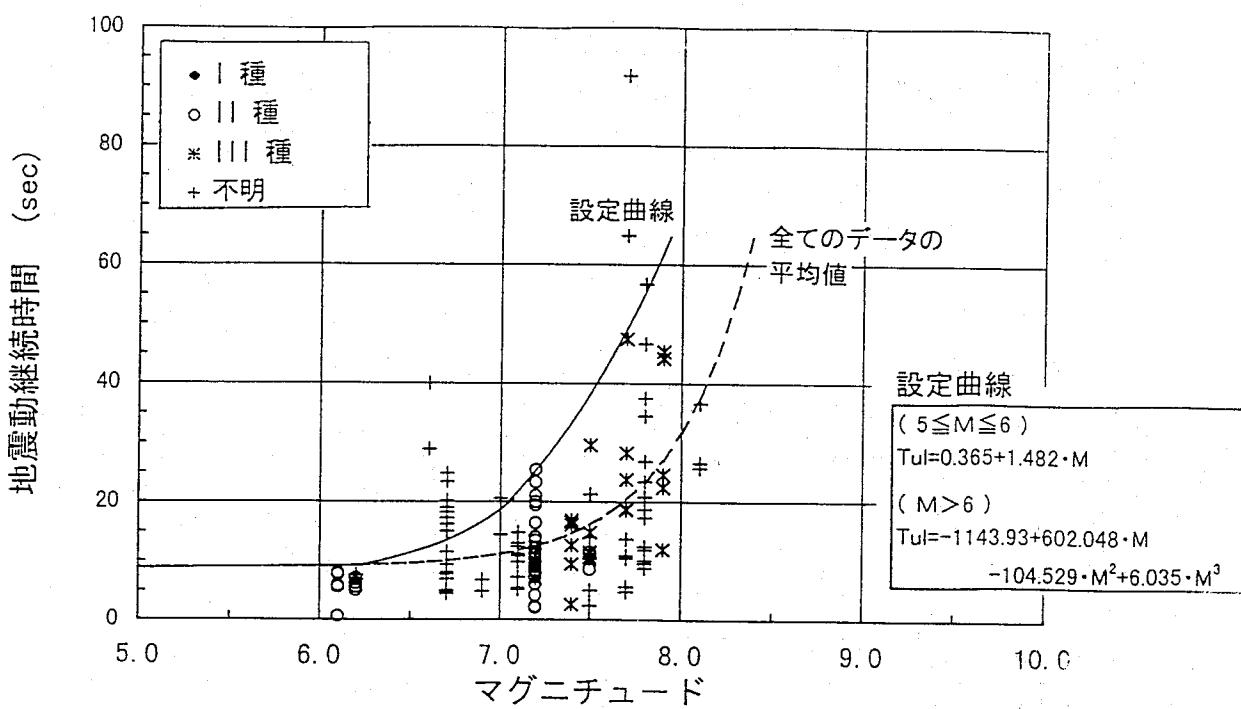
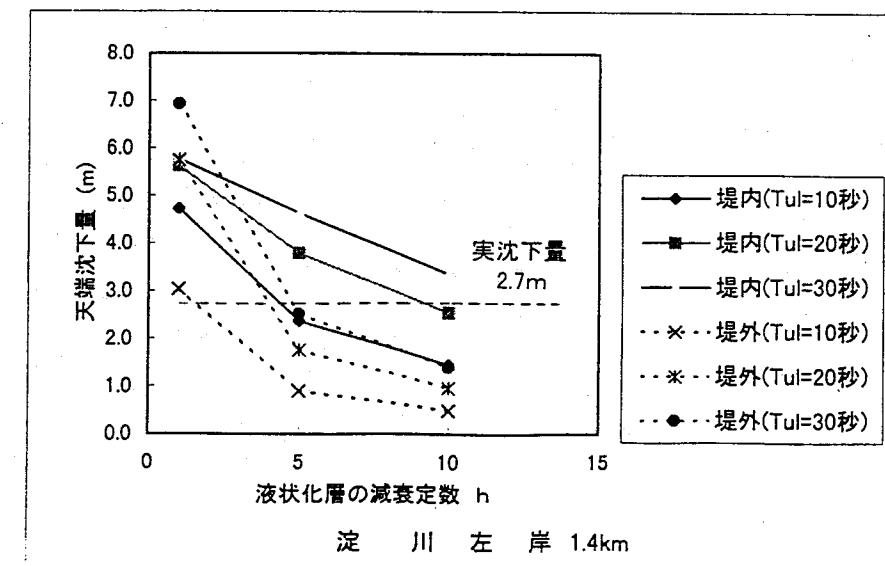
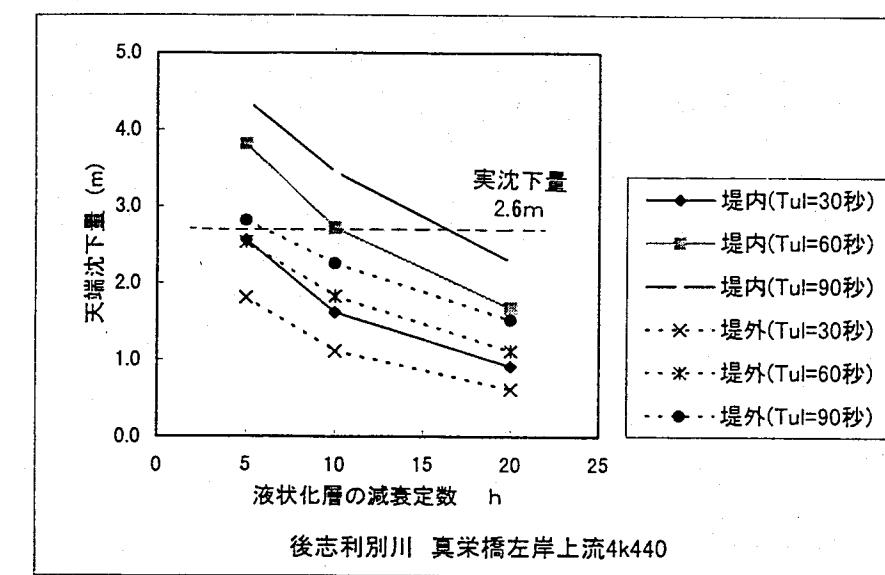


図 A1-4-4-3 地震動継続時間 T_{ul} と地震のマグニチュードの関係⁵⁾

図 A1-4-4-4 液状化層の減衰定数 h 、地震動継続時間 T_{ul} と天端沈下量の関係

5. 解析結果

後志利別川の No.3 断面について、それぞれの解析手法により、4. に述べた解析条件の下で得られた残留変形を示す。

5. 1 LIQCA の解析結果

LIQCA により得られた残留変形図を図 A1-5-1 に示す。天端沈下量は 1.15m であった。

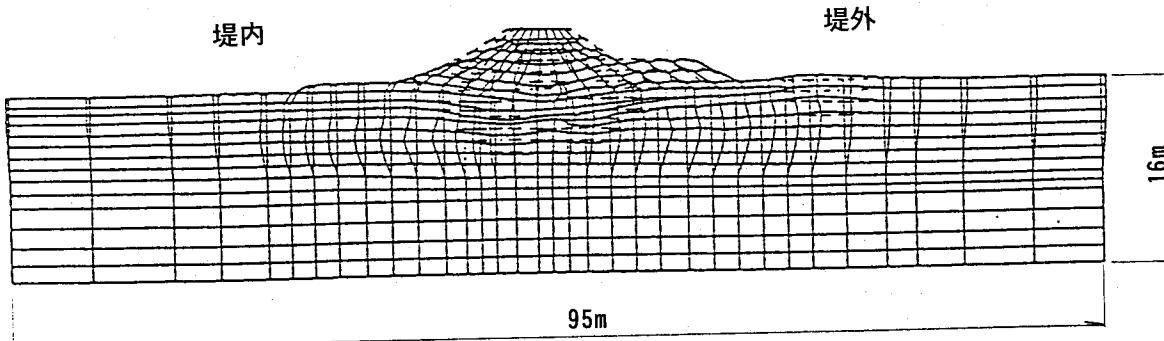


図 A1-5-1 LIQCA による残留変形図

5. 2 FLIP の解析結果

FLIP により得られた残留変形図を図 A1-5-2 に示す。天端沈下量は 0.96m であった。

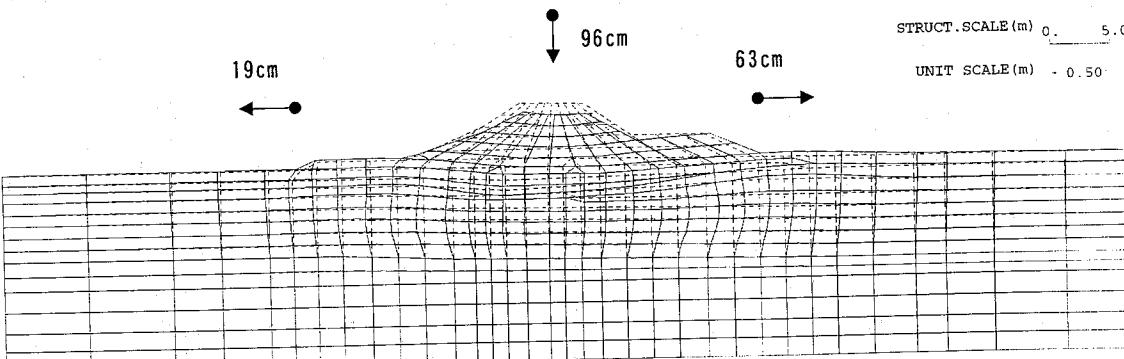


図 A1-5-2 FLIP による残留変形図

5. 3 ALID の解析結果

地震後の（液状化した）物性値を用いた静的 FEM モデルによる変位から、地震前の初期物性値を用いた静的 FEM モデルによる変位を差し引いた値を地震により発生する変形量として求めた変形図を図 A1-5-3 に示す。天端沈下量は 0.73m であった。

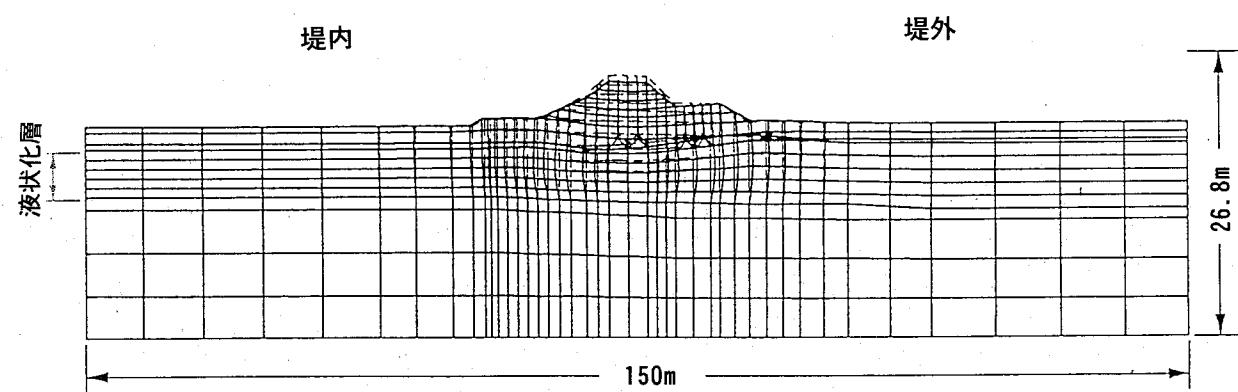


図 A1-5-3 ALID による変形図

5. 4 東畠モデルの解析結果

東畠モデルにより得られた堤外側および堤内側の変形図を図 A1-5-4 に示す。天端沈下量は堤外側が 1.37m、堤内側が 1.45m であった。

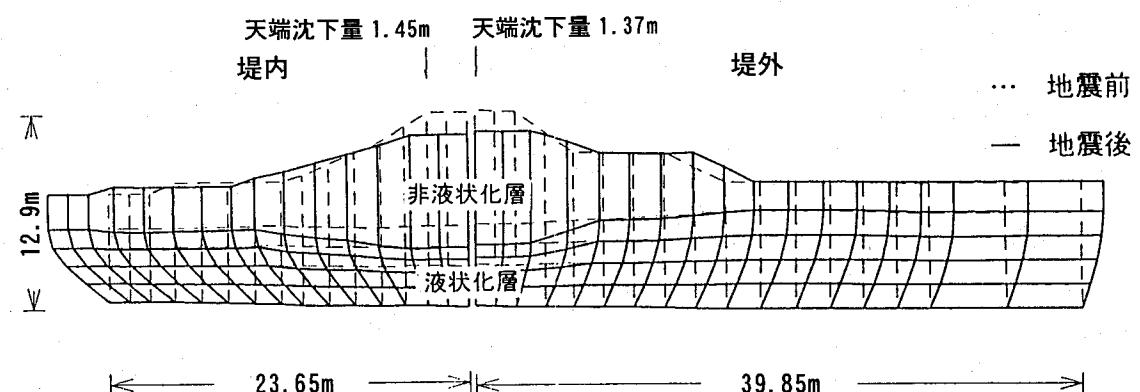


図 A1-5-4 東畠モデルによる変形図

6. 全体まとめ

後志利別川堤防、淀川堤防の地震被害事例に基づき、4つの変形解析手法を用いて実施した解析例のまとめを行う。解析例としては、後志利別川堤防のNo.3断面を代表例として示したが、本章では7断面全ての結果の比較を行う。なお、結果の比較においては、実測沈下量と比較するとともに、慣用法である円弧すべり法(△u法)による結果も併せて示す。

表A1-6-1に堤体盛土の天端沈下量の比較を示す。また、図A1-6-1に実測天端沈下量と解析で得られた沈下量の比較を示す。

表 A1-6-1 堤体盛土の天端沈下量の比較

地震名 マグニチュード M	1993 北海道南西沖地震				1995 兵庫県南部地震		
	後志利別川 真栄橋左岸上流 4k440	後志利別川 真栄橋左岸上流 5k000	後志利別川 兜野橋左岸下流 1k710	後志利別川 兜野橋右岸上流 2k000	後志利別川 兜野橋左岸上流 2k490	淀川左岸 1.4km (西島地区)	淀川左岸 3.55km (高見地区)
地点名	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.1	No.3
地表面加速度 (cm/s ²)	260	320	225	280	290	265	260
被害の状況	堤防天端の沈下発生 被害大	被害なし	堤防天端の沈下発生 被害中	被害なし	堤防天端の沈下発生 被害小	堤防陥没 法裏崩壊 パラペット 傾斜 被害大	天端沈下はらみ出し 被害小
実測天端沈下量(m)	2.6	0	1.3	0	0.6	2.7	0.3
LIQCAによる予測天端沈下量(m)	0.80	0.25	1.15	0.35	0.80	3.50	0.60
FLIPによる予測天端沈下量(m)	2.38	0.10	0.96	0.30	1.18	2.70	0.86
ALIDによる予測天端沈下量(m)	3.56	1.74	0.73	0.54	2.37	1.79	0.49
東畠モデルによる予測天端沈下量(m)	2.42	0.86	1.45	0.53	1.32	4.27	1.22
円弧すべり法(マニュアル)による予測天端沈下量(m)	3.86	0.71	3.79	2.33	3.86	3.83	3.04

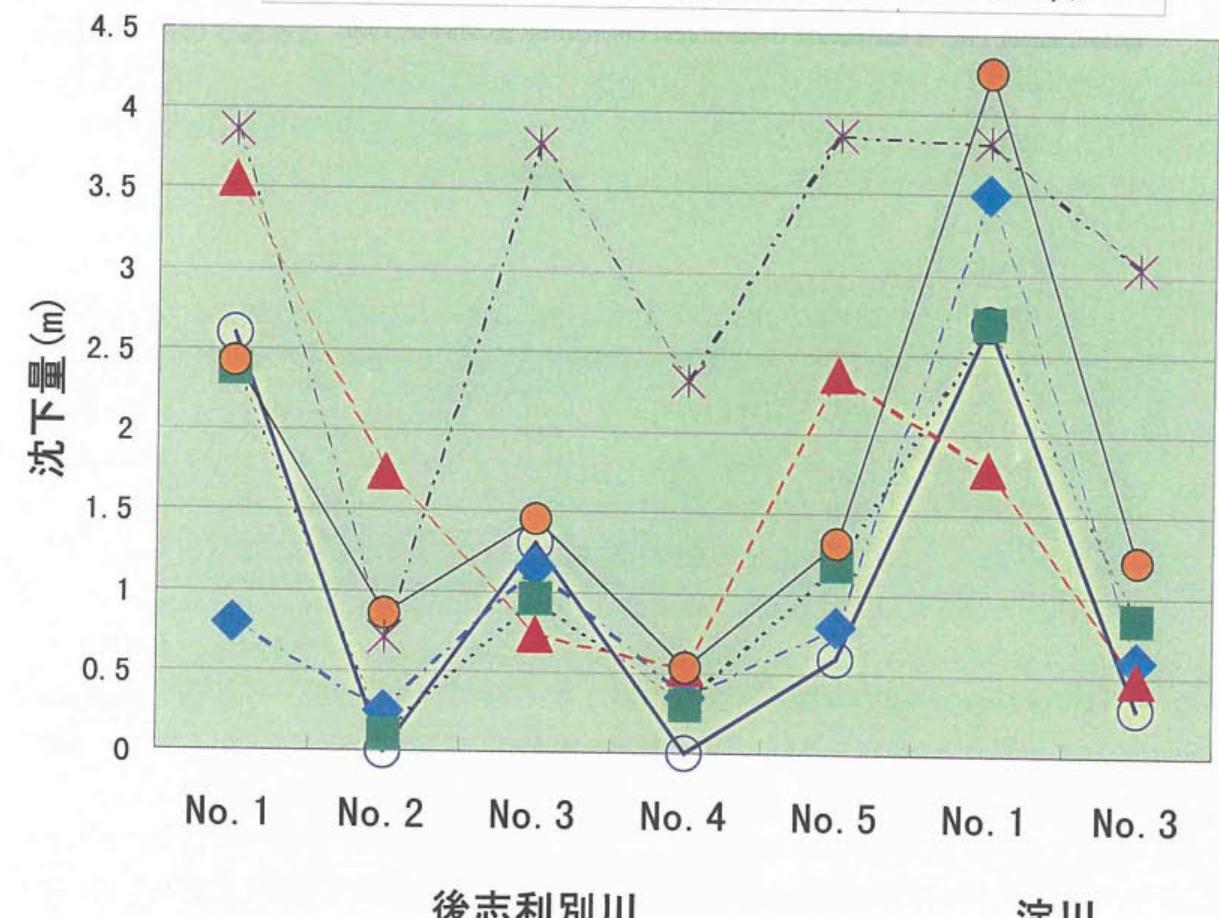


図 A1-6-1 実測天端沈下量と解析で得られた沈下量の比較

(巻末資料 A 1 参考文献)

- 1) 松尾修, 岡村未対, 島津多賀夫: 有効応力に基づいた弾塑性 FEM による河川堤防の地震時変形量に関する解析, 土木研究所資料第 3700 号, p.389, 2000.3
- 2) 井合進, 杉山弥, 小堤治, 竹島康人, 沢田俊一: 1993 年北海道南西沖地震で被災した河川堤防の解析検証事例, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.545-548, 2001.8.
- 3) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集 No.638/III-49, pp.71-89, 1999
- 4) 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, 1999.7
- 5) Okada,S., Orense, R.P. Kasahara,Y. and Towhata, I : PredictioNof liquefaction-induced deformations of river embankments, Proc. of Earthquake Geotechnical Engineering, pp.543-548, 1999.

巻末資料

A 2. 法先固化改良した模型盛土の動的遠心載荷実験解析事例

1. まえがき

建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室において法先固化改良による盛土の耐震対策効果に関する動的遠心模型実験が実施された。本節では動的遠心模型実験を対象として、本編で解説がなされている各変形解析手法を用いて、加振後の残留変形量を推定した。なお、本解析事例は、解析実施にあたり解析担当者に実験条件・模型盤の物理・力学特性は明示するものの、実験結果は伏せたブラインド解析としての結果を示すものである。

2. 動的遠心模型実験の概要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において実施された遠心模型振動実験である。

2. 1 実験条件

実験は、剛な土槽内に作成した盛土模型を 50G の遠心加速度場において加振することにより実施された。以下、相似則に基づき、実盛土におけるスケールで実験条件を示す。実験模型では、長さ、時間とともに実物の 1/50 倍のスケールとなる。実験ケースは、表 A2-2-1 に示すようにケース 2 およびケース 5 を除く計 9 ケースを実施した。ただし、実験の行いに示すようにケース 2 およびケース 5 に関しても、対策効果の影響を把握する目的で他のわれなかつたケースと同様の条件を用いてシミュレーション解析を実施するケースと位置づけた。

図 A2-2-1 に各ケースの模型概要図を示す。ケース名と図番号との対応を表 A2-2-1 に示した。

2. 2 遠心模型

遠心実験用として作成した模型は、対策工である固化体の幅および根入れ深さをパラメータとして条件設定を変えて模型化を行った。各ケースの条件をそれぞれ下記に示す。

- ・ケース 1, 3, 4 (解析のみ実施のケース 2, 5 も同様) は、改良体の幅の影響を調べる実験であり、地下水位を GL-1.8m とし、改良体は 7 号珪砂層に 2.5m 根入れした。入力地震動は、正弦波 (大) を使用した。
- ・ケース 6, 7 は、入力地震動の振幅の影響を検討するために、それぞれケース 3, ケース 1 と同条件で正弦波 (中) を用いたケースである。
- ・ケース 8, 9 は、ケース 4 との対比において、改良体の根入れ深さおよび支持層の土質の違いによる影響を調べる実験であり、ケース 8 は、7 号珪砂層への根入れ深さ 0.5m としたケース。ケース 9 は、7 号珪砂層を粘土層に変更し、0.5m 根入れしたケースである。
- ・ケース 10, 11 は、地下水位を地表面に一致させて行ったケースであり、それぞれケース 1, ケース 3 と同じ条件で地下水位および入力波 (正弦波 (小)) に変更した。なお、この実験では盛土が地盤から吸水し、軟弱化するのを防ぐために盛土底面に厚さ 1m の碎石層を設けている。

なお、模型に設置した計器配置図を図 A2-2-2 に示す。

表 A2-2-1 解析・実験ケース

ケース	固化体幅 (m)	地下水位 (m)	入力波	支持層	図	備考	解析の実施条件	
1	0	-1.8	正弦波 (大)	砂	A	固化体幅の影響	アライド解析 ²⁾ 実験未実施 ¹⁾	
2	3				-1)			
3	6				B			
4	10				C		アライド解析 ²⁾ 実験未実施 ¹⁾	
5	15				-1)			
6	10	10	正弦波 (中)	砂	B	入力波の影響	アライド解析 ²⁾	
7					A			
8					D	根入れ深さの影響		
9	0	0	正弦波 (大)	粘土	E	支持層土質の影響		
10					F	地下水位が高い場合の影響		
11					G			

*1) 模型実験を行わないケース (実測変形量なし)

*2) 実測変形量未提示の状態で解析実施

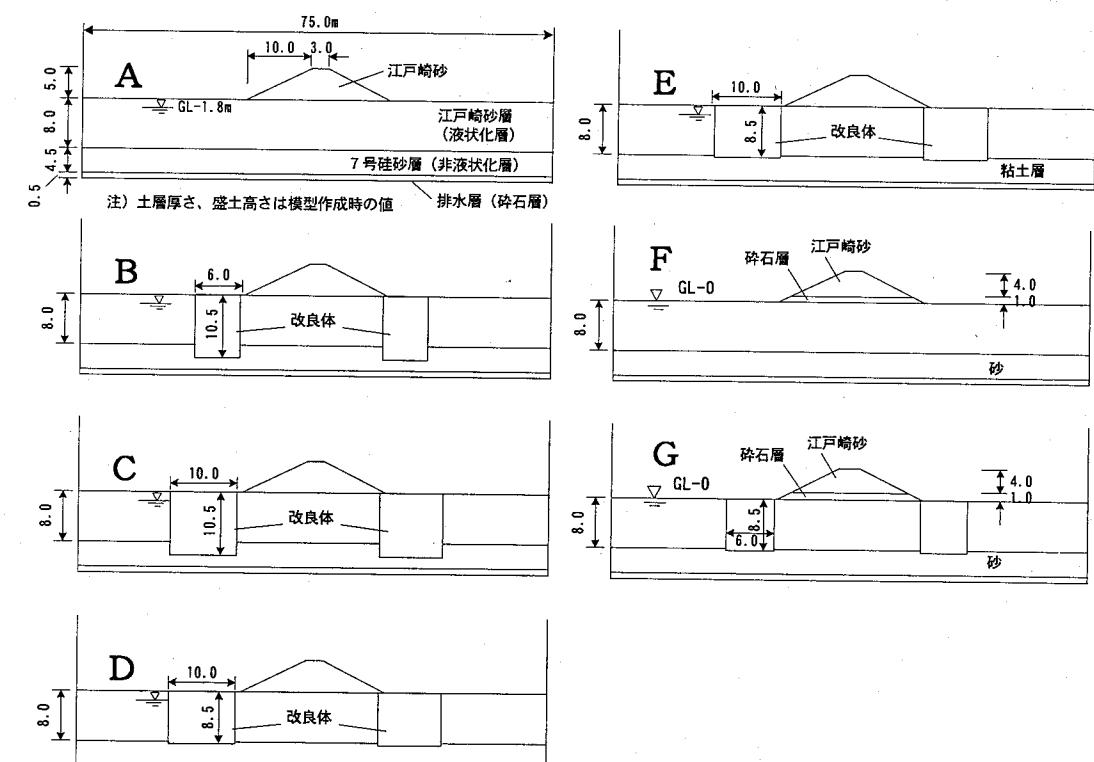


図 A2-2-1 模型概要図 (原型スケール) (単位: m)

以下に、遠心模型の各種諸元を示す。

土槽寸法：幅 150cm × 奥行き 30cm × 深さ 50cm（側壁は剛）

基礎地盤：支持層（碎石：層厚 0.5m, 密詰めの 7 号珪砂層あるいは粘土層 4.5m）
液状化層（緩詰めの江戸崎砂層 8.0m）

盛土：江戸崎砂層（高さ 5m, 天端幅 3m, 勾配 1:2）

地下水位：盛土底面下 1.8m（盛土底面としたケースも一部実施（ケース 10, 11））

固化体：アクリル製容器内に江戸崎砂層の飽和密度と等しくなるように 7 号珪砂, 鉛散
弾を中詰め

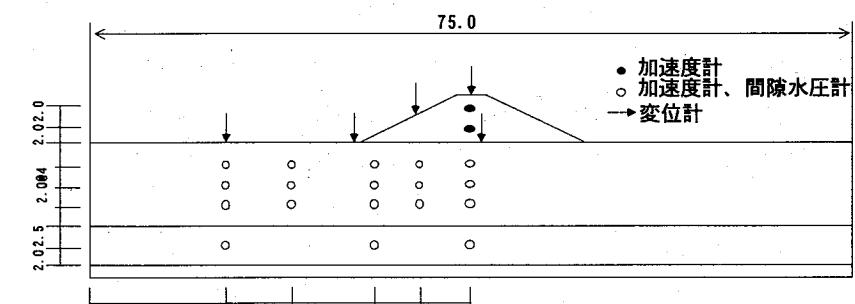
計測：図 A2-2-2 参照

間隙水圧計：3～5 台（非液状化層内）、15 台（江戸崎砂層内）

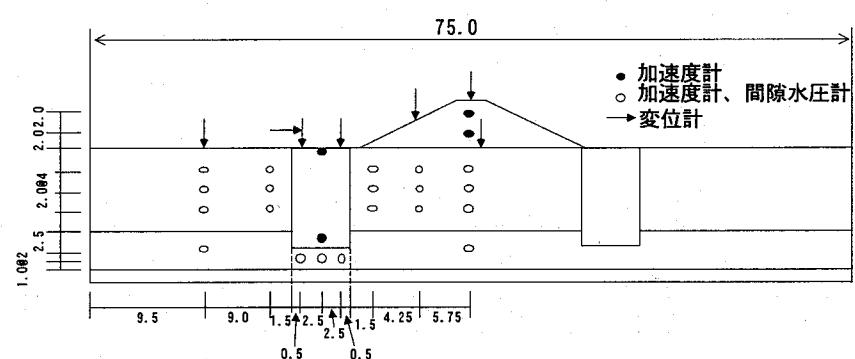
加速度計：間隙水圧計設置および入力加速度、盛土内、固化体上各 1 台

変位計：盛土天端、水平地盤表面、盛土底面の各沈下、固化体上面の水平、鉛直
位）

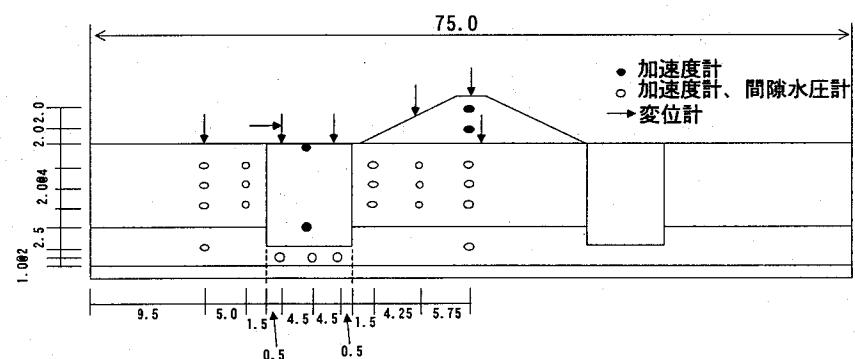
土圧計：対策工周面の全土圧



(a) 無対策（モデル A, F）



(b) 固化体幅6.0m（モデルB）



(c) 固化体幅10.0m（モデルC）

図 A2-2-2 計測機器配置図（単位：m）

2.3 模型地盤の物理・力学特性

模型地盤の諸特性を以下に示す。表 A2-2-2 には液状化層として用いる江戸崎砂と非液状化層として用いる 7 号硅砂の諸特性を示し、表 A2-2-3 にはケース 9 に使用したカオリン粘土の諸特性を示す。表 A2-2-4 には 50G 場における S 波速度 Vs の測定値を示した。また、図 A2-2-3(a), (b) に江戸崎砂（乾燥密度 $\rho_d = 1.35t/m^3$ ）および 7 号硅砂の液状化強度曲線を示し、図 A2-2-4(a), (b) に江戸崎砂（乾燥密度 $\rho_d = 1.35t/m^3$ ）および 7 号硅砂の動的変形特性を示す。

表 A2-2-2 江戸崎砂と 7 号硅砂の諸特性

地盤材料		江戸崎砂	7号硅砂
物理特性	土粒子の密度(g/cm ³)	2.684	2.642
	レキ分(%)	0	0
	砂分(%)	89.2	99.3
	シルト分(%)	4.9	0.7
	粘土分(%)	5.9	0
	均等係数 Uc	4.24	1.59
	平均粒径 D ₅₀ (mm)	0.181	0.169
	最大最小密度 (g/cm ³)	最大乾燥密度 1.522	1.627
	最小乾燥密度	1.145	1.256
	締固め	最大乾燥密度 1.567	
力学特性	最大含水比(%)	14.3	
	相対密度 Dr(%)		50 60 70
	乾燥密度(g/cm ³)	1.27	1.35 1.43
	ϕ' (°)		34.01 34.1 42.6 44.2 45.2
	c'(kPa)		0.02 0.04 0 0 0
	せん断剛性 $E_d(MPa)$	$\sigma c' = 98kPa$ 109	122
		$\sigma c' = 49kPa$	441
	繰り返し三軸強度比 $\sigma_d / 2\sigma_c'$	0.10	0.115 0.13
			0.163
	透水試験(cm/s)		3.9×10^{-3} 1.7×10^{-3}

※) 粒径過積曲線は下図の通り。

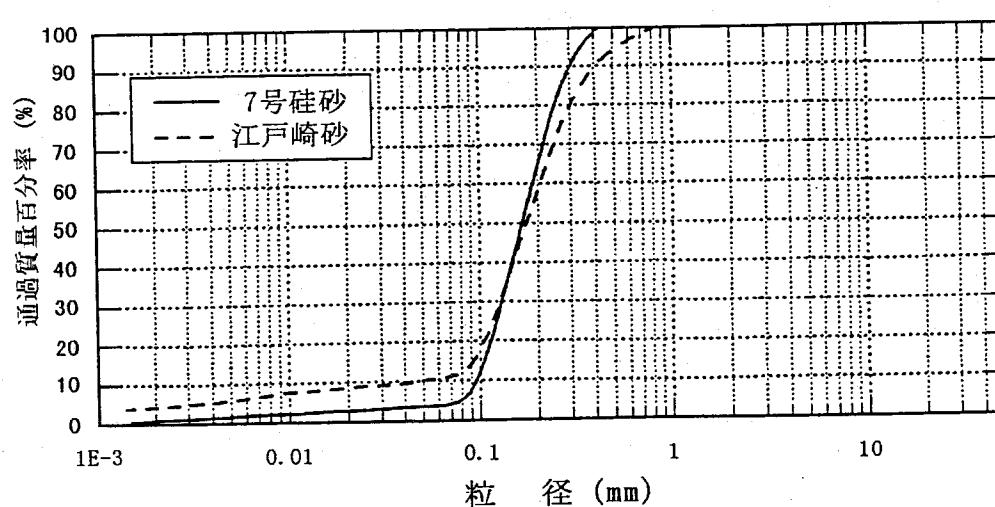


表 A2-2-3 カオリン粘土の諸特性

土粒子比重	2.61
液状化限界	77.5%
塑性限界	30.3%
塑性指数	47.2
圧縮指数(Cc)	0.65
膨潤指数(Cs)	0.10
圧密圧力100kPa時の間隙比(Φ) (正規圧密)	1.66
K ₀ (正規圧密)	0.6
強度増加率 c _v /P (三軸圧縮試験)	0.24
限界状態線の勾配 M	1.0
透水係数 (正規圧密、98kPa)	$2.0 \times 10^{-9} m/sec$

表 A2-2-4 模型地盤の S 波速度 Vs 測定結果 (単位 : m/s)

位置	深度	1	3	4	6	7	8	9	10	11
盛土部	A19-A20間	167	167	210	167		167	— ^{②)}	200	222
	A9-A14間	95	98	84	111	91	100	95	84	91
水平地盤部	A4-A9間	117	143	118	143	167	125	111	134 ^{①)}	133
	A1-A4間	167	133	182	143	167	173	148		182

*1) : ケース 10 では A4 加速度計が不調のため、A1~A9 間の速度

*2) : ケース 9 では、盛土内の Vs 測定失敗

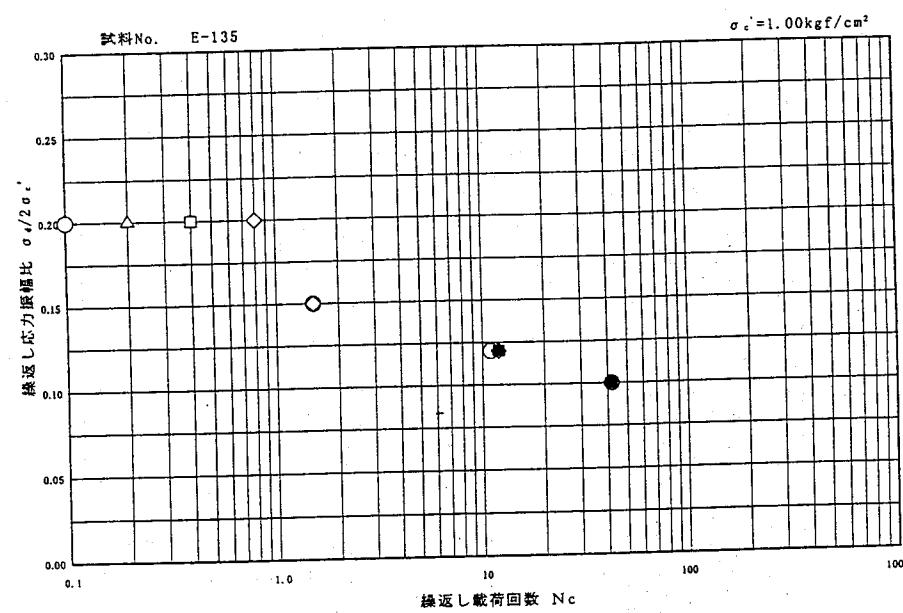


図 A2-2-3(a) 江戸崎砂（乾燥密度 $\rho_d=1.35 \text{ t/m}^3$ ）の液状化強度曲線

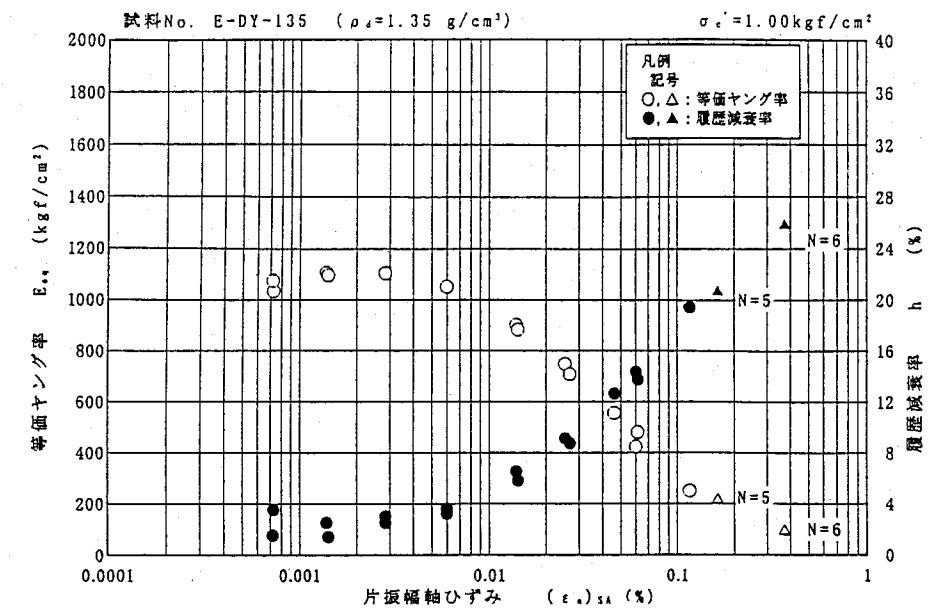


図 A2-2-4(a) 江戸崎砂（乾燥密度 $\rho_d=1.35 \text{ t/m}^3$ ）の動的変形特性

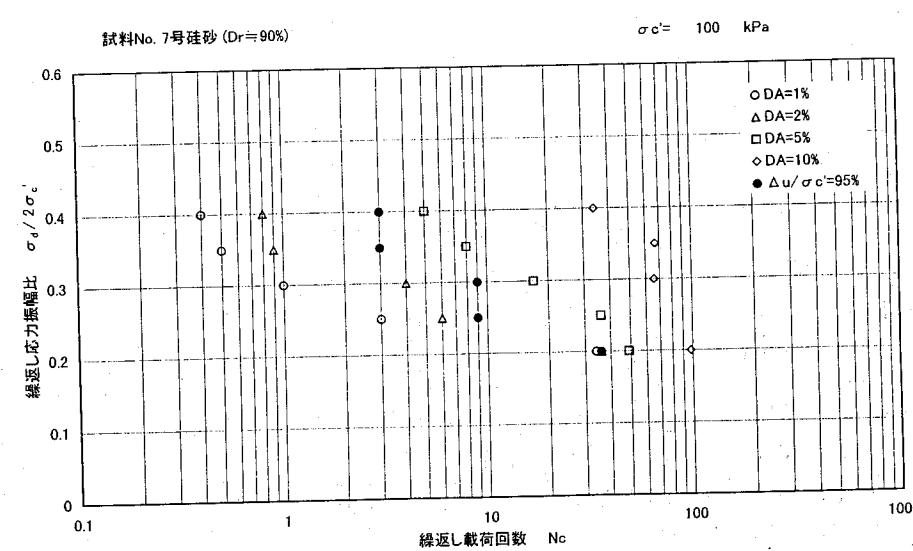


図 A2-2-3(b) 7号珪砂の液状化強度曲線

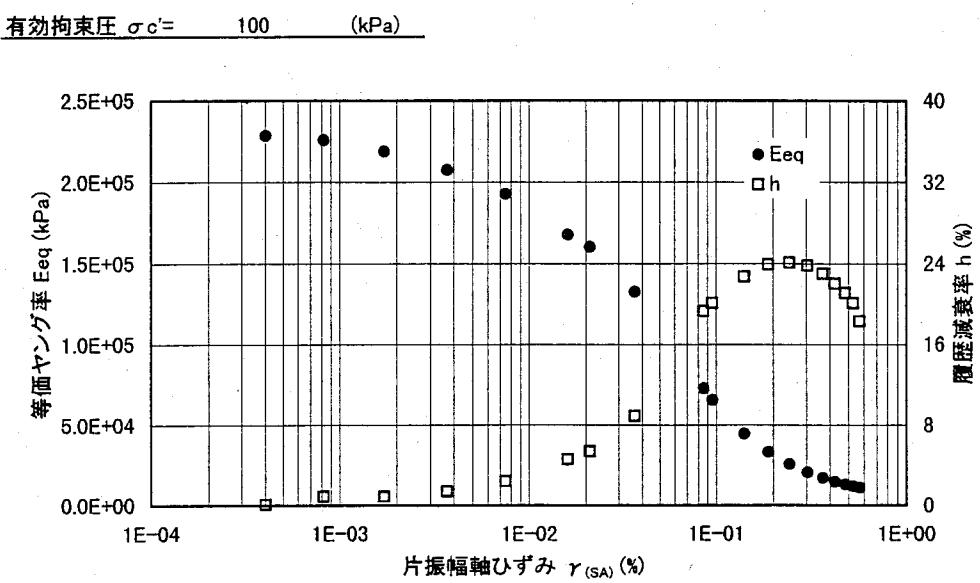


図 A2-2-4(b) 7号珪砂の動的変形特性

2. 4 入力地震波

入力地震波は、図 A2-2-3(a)～(c)に示す大中小3パターンの正弦波(主要動の振幅大(約420cm/s²)、中(約210cm/s²)、小(約140cm/s²)が用いられた。いずれも主要動の正弦波7波の後に0.05秒の間隔をおいて、余震を想定した小振幅(約70cm/s²)の正弦波4波を3サイクル付加している。なお、図 A2-2-3(a)～(c)の波形は、時間軸・振幅を実物スケールでの入力波形として示している。

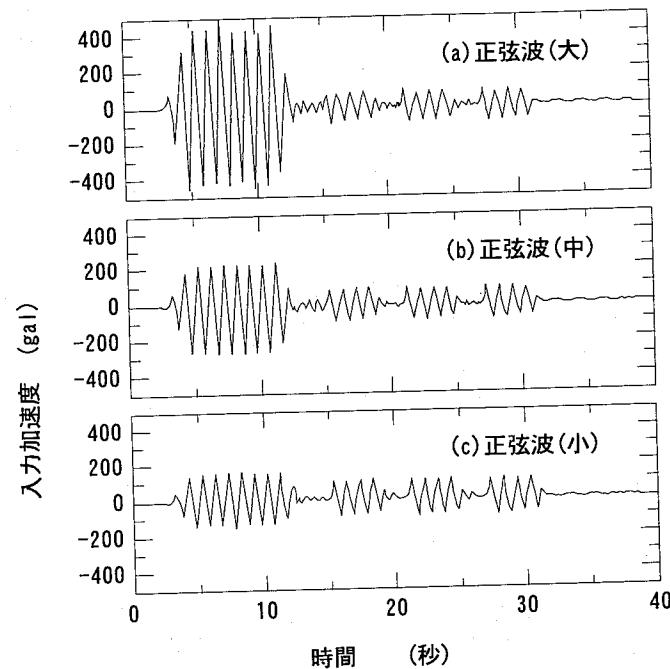


図 A2-2-3 入力加速度の時刻歴

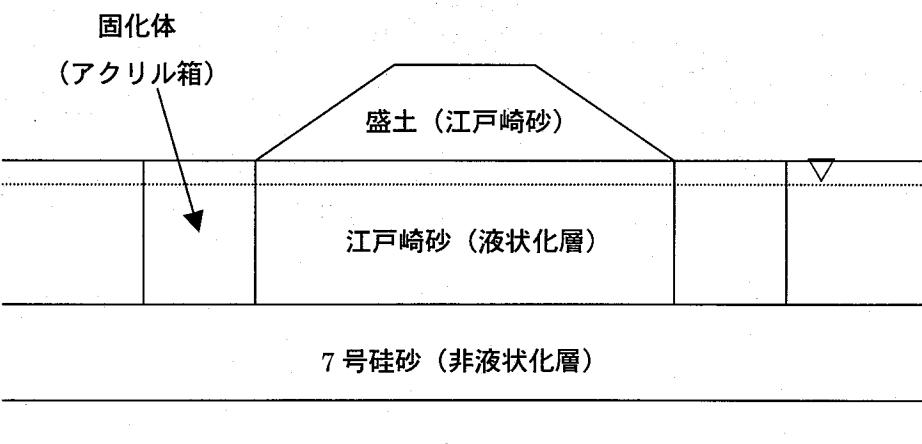
3. 各変形予測手法による解析

4種類の変形予測手法における、パラメータの設定方法、盛土および基礎地盤のモデル化の方法などを以下に示す。

前節で述べたように本検討ではパラメータの設定に必要な試験はほぼ事前に与えられており、解析担当者は適宜選択してパラメータを設定した。与条件の一覧を表 A2-3-1 に示す。

表 A2-3-1 与条件一覧

事前に与えられた条件	
江戸崎砂	物理特性(土粒子の密度、粒度、最大・最小乾燥密度) 締固め特性 力学特性(三軸CD強度、動的変形特性、繰返し三軸強度比 $\sigma_d/2\sigma_c'$, e-log p 関係(等方圧縮・除荷時), 遠心場での V_s , 1G場での V_p , 透水係数k)
7号硅砂	物理特性(土粒子の密度、粒度、最大・最小乾燥密度) 力学特性(三軸CD強度、動的変形特性、繰返し三軸強度比 $\sigma_d/2\sigma_c'$, e-log p 関係(等方圧縮・除荷時))
カオリン 粘土	物理特性(土粒子の密度、間隙比、液性・塑性限界) 力学特性(圧縮指数、膨張指数、強度増加率、静止土圧係数 K_0 , 透水係数k)
固化体 (アクリル容器)	特に物性値は与えていない
	地盤飽和前の江戸崎砂層、7号硅砂層、盛土の乾燥密度
	地盤作成後の地表面沈下量
	入力加速度の時刻歴波形



3. 1 LIQCAによる解析例

(1) 解析断面のモデル化

解析に用いた有限要素メッシュを図 A2-3-1-1(a), (b)に示す。各ケースのモデルの層構成は図 A2-2-1 の断面図にしたがいモデル化した。境界条件は、遠心模型実験の境界条件と合うようにモデルの両端部は鉛直ローラーとし、底面の境界条件は剛体基盤とした。

固化体と地盤との境界にはジョイント要素を設けて、固化体と地盤とのすべりを考慮した。

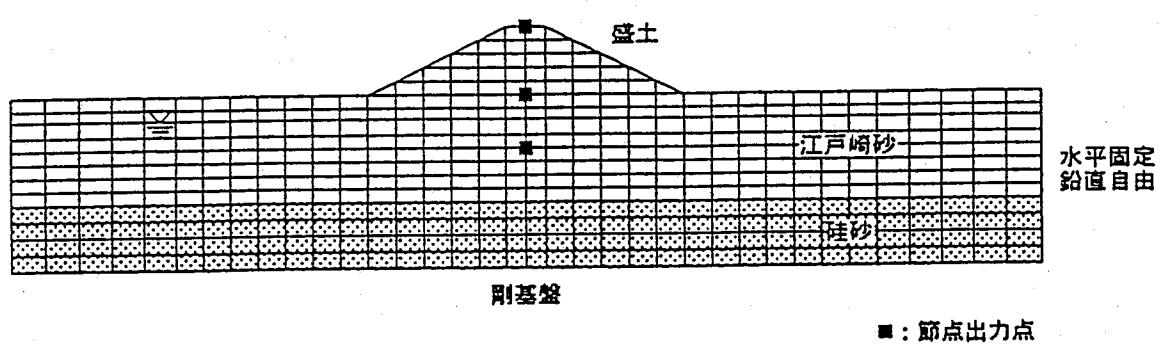


図 A2-3-1-1(a) 解析メッシュ図（ケース 1~9）

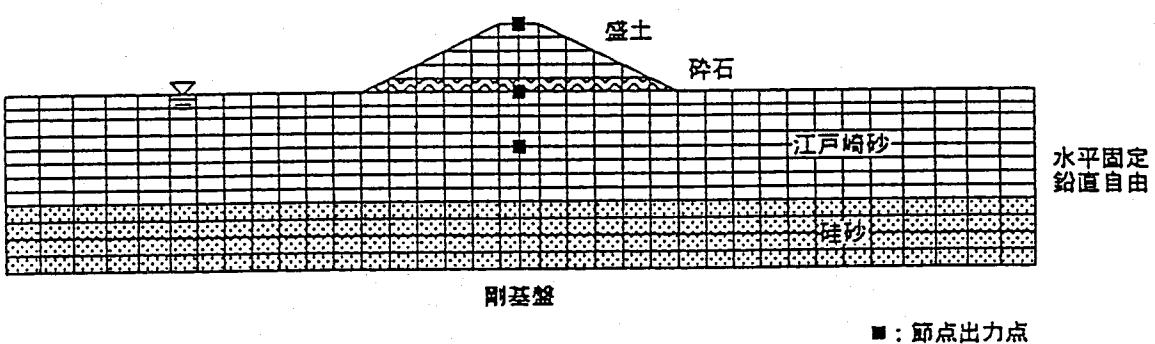


図 A2-3-1-1(b) 解析メッシュ図（ケース 10, 11）

(2) パラメータの決定

以下に、各層のパラメータ設定方法の概要を示す。設定した各土層のパラメータを表 A2-3-1-1 に示す。

① 盛土層（江戸崎砂層、碎石層）

盛土層は、基本的には江戸崎砂層の物性値と共通であるが、地下水面よりも上の不飽和層であることから、ダイレタンシーが発生しないこと、および繰返し載荷による剛性低下が生じないという設定条件とした。

② 液状化層（江戸崎砂層）

地下水面よりも下の江戸崎砂層は液状化層であるため、図 A2-3-1-2, A2-3-1-3 に示す要素シミュレーションにおいて、硬化パラメータ、ダイレタンシー係数、基準ひずみが試験結果を再現するように設定した。ただし、設定した乾燥密度 $\rho_d = 1.35 \text{ t/m}^3$ に対応する繰返し三軸強度比 R_{L20} は 0.115 と非常に小さい値となり、パラメータ設定が困難であると判断されたため、盛土直下では盛土直下地盤の変形特性が影響することを考慮して、目標とする液状化強度は実測値の上限値 $\rho_d = 1.43 \text{ t/m}^3$ に対して $R_{L20} = 0.15$ とした。

液状化強度曲線を示す図 A2-3-1-2 では、シミュレーション結果の勾配が試験結果よりも大きくなっている。これは、LIQCA のモデルでは勾配の小さな液状化強度曲線を再現することが難しいためであり、ここでは、繰返し三軸強度比 R_{L20} を合わせるようにパラメータを設定した。

初期間隙比、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、破壊応力比 M_f は、室内試験結果からそれぞれ設定した。変相応力比 M_m は標準値を用いた。

③ 7号硅砂層

7号硅砂層は室内試験結果に基づき、液状化層（江戸崎砂層）と同様に物性値を設定した。なお、モデル底面の碎石層は7号硅砂層と同一とみなした。

④ 粘土層（ケース 9のみ）

粘土層はダイレタンシーが発生しない条件とし、粘性の影響を考慮するために粘塑性パラメータを考慮した。

⑤ 固化体

線形材料としてモデル化した。試験条件にしたがい材料密度は江戸崎砂層の物性値を、弾性係数はアクリルの物性値を用いた。なお、地盤改良深度が 8.5m の各ケースは、モデル化上は地盤改良深度を 8.0m とし、江戸崎砂層の下面深度と一致させた。

⑥ ジョイント要素

ジョイント要素のパラメータは、固化体側面の江戸崎砂と接触している部分のジョイント要素と、固化体底面の7号硅砂との間のジョイント要素に分けて設定を行った。設定したジョイント要素のパラメータを表 A2-3-1-2 に示す。

⑦ その他

レーリー減衰は初期剛性比例型として $\alpha=0$, $\beta=0.00374$ を用いた。

表 A2-3-1-1 各土層のパラメーター一覧 (LIQCA)

土層名	盛土 (江戸崎砂)	江戸崎砂層	7号硅砂層	粘土層(ケ-ス9)	設定根拠
初期隙比 e_0	0.842	0.988	0.662	1.660	室内試験
圧縮指数 n	0.0136	0.0136	0.015	0.282	等方圧密試験
膨張指数 κ	0.0065	0.0065	0.0015	0.0434	等方圧密試験
過圧密比 OCR	1.0	1.0	1.0	1.0	実験条件
初期せん断弾性係数 $G_0(kPa)$	20396	20396	105271	250	模型地盤のVs
透水係数 $k(m/s)$	-	-	-	2.00E-09	透水試験または推定値
破壊応力比 M_f	1.12	1.12	1.51	1.00	三軸圧縮試験
変相応力比 M_m	0.91	0.91	1.02	0.90	三軸圧縮試験
硬化パラメータ B_0	2000	2000	3000	20	液状化層： 液状化強度への フィッティング
硬化パラメータ B_1	40	40	60	0	その他の層：
硬化パラメータ C_f	0	0	0	0	B_0 は動的変形特性より その他は一般値
基準ひずみ(塑性) γ_{ref}^P	0.01	0.01	0.003	1000	
基準ひずみ(弾性) γ_{ref}^E	0.05	0.05	0.04	1000	
粘塑性パラメータ m_0	-	-	-	15	一般値
粘塑性パラメータ C_1	-	-	-	2.00E-07	
粘塑性パラメータ C_2	-	-	-	2.00E-08	
ダインタンシ-係数 D_0	5.0	5.0	1.0	-	振動三軸試験の シミュレーション
ダインタンシ-係数 n	1.0	1.0	4.0	-	

表 A2-3-1-2 ジョイント要素のパラメータ

物性値	固化体～江戸崎砂	固化体～7号硅砂
垂直バネ定数(kN/m ³)	1.0E9	1.0E9
せん断バネ定数(kN/m ³)	1.0E5	1.0E5
引っ張り強度(kN/m ²)	1.0E9	1.0E9
粘着力 c (kN/m ²)	0	0
動摩擦係数 $\tan \phi_d$	0.675	1.0
静止摩擦係数 $\tan \phi_s$	0.675	1.0

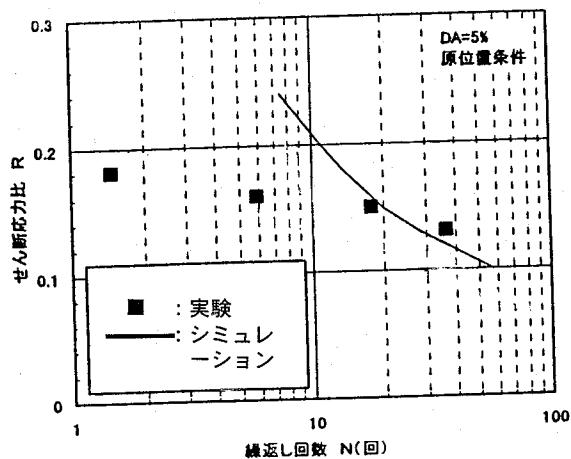


図 A2-3-1-2 江戸崎砂層の要素シミュレーション結果（液状化強度特性）

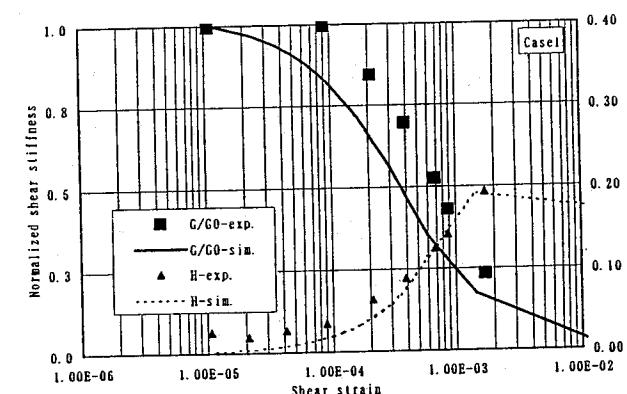


図 A2-3-1-3 江戸崎砂層の要素シミュレーション結果（動的変形特性）
(凡例の記号 exp. : 実験, sim. : シミュレーション)

3. 2 FLIP による解析例

(1) 解析断面のモデル化

解析に用いた有限要素メッシュを図 A2-3-2-1 に示す。各ケースのモデルの層構成は図 A2-2-1 の断面図にしたがいモデル化した。境界条件は、遠心模型実験の境界条件と合うようにモデルの両端部は鉛直ローラーとし、底面の境界条件は固定とした。

固化体を含む解析断面について、固化体と地盤との鉛直方向の境界上の各節点に 2 重節点を設けることにより、固化体と地盤間の鉛直方向の相対変位を完全に自由としたモデル（水平方向の相対変位は 0）を基本ケースとした。これは、固化体と地盤間にジョイント要素を設けてすべり方向の抵抗を 0 とした場合に相当する。基本ケースの他に、固化体と地盤間の相対運動を全く許さないケースも比較のため実施した（固化体のないケース 1, 7, 10 は両者のケースはそれぞれ共通）。

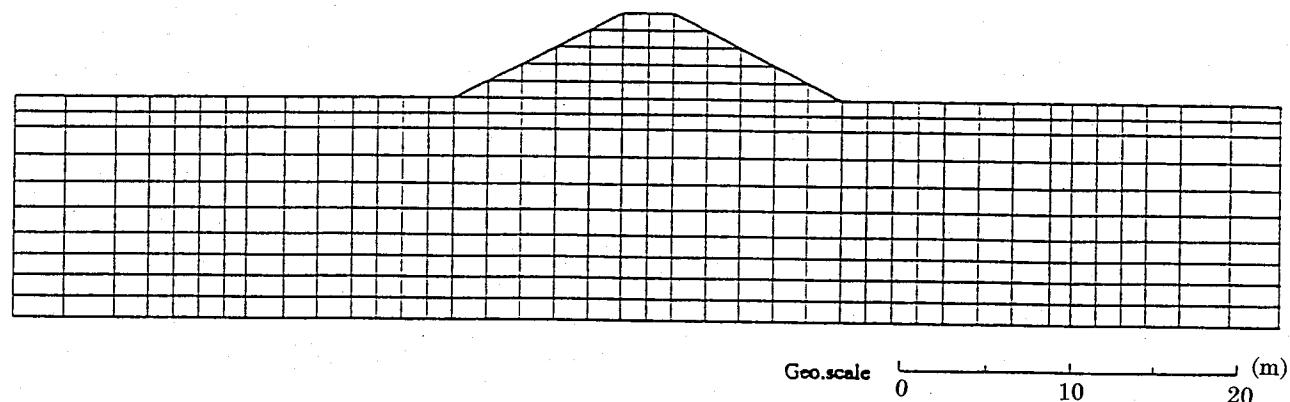


図 A2-3-2-1 FEM メッシュ図

(2) パラメータの決定

一般事項として、各パラメータは以下の条件に基づき設定した。

- ・地盤作成後の地表面沈下による加振前の変形量は無視した。ただし、湿潤密度 ρ_t の算定においては、盛土構築による盛土直下地盤の圧縮沈下による密度増加を考慮した。
- ・土質パラメータは全ケースの平均値を用い、各ケース共通とした。
- ・レーリー減衰は、 $\alpha=0$ 、 $\beta=0.005$ を用いた。

以下に、各層のパラメータ設定方法の概要を示す。

① 盛土層（江戸崎砂層、碎石層）

盛土層については、FLIP に組み込まれたマルチスプリングモデルを用いた。本モデルに必要となるパラメータには、質量密度・ポアソン比・間隙率の「基本パラメータ」の他、せん断弾性係数等の「動的変形特性パラメータ」と「液状化パラメータ」の 3 種類がある。これらのパラメータについては、各土層に対して、実施された物理試験・力学試験・模型地盤において実測した S 波速度 Vs 等より設定した。盛土層については液状化パラメータを設定せず過剰間隙水圧の上昇を考慮しない層とした。

なお、ケース 10,11 における盛土直下の碎石層はその上部の盛土層と同一とみなした。

② 液状化層（江戸崎砂層）

液状化層（江戸崎砂層）については、FLIP に組み込まれたマルチスプリングモデルを用いた。盛土層と同様にマルチスプリングモデルに必要となるパラメータについては、各土層に対して、実施された物理試験・力学試験・模型地盤において実測した S 波速度 Vs 等より設定した。液状化パラメータについては、液状化強度特性を再現するように、要素シミュレーション（等方圧密状態による単純せん断試験で、両振幅せん断ひずみ 7.5%を判断基準）を実施して設定した。

③ 7 号硅砂層

7 号硅砂層については、液状化層（江戸崎砂層）と同様に物性値を設定した。7 号硅砂層のパラメータは、相対密度 Dr=90%をベースとした。

モデル底面の碎石層は 7 号硅砂層と同一とみなした。

④ 非液状化層（粘性土層・底面の碎石層）

非液状化層（粘性土層・底面の碎石層）については、盛土層と同様に、FLIP に組み込まれたマルチスプリングモデルを用い、液状化パラメータを設定せず過剰間隙水圧の上昇を考慮しない層とした。

⑤ 固化体

弾性体としてモデル化した。試験条件にしたがい材料密度は江戸崎砂層の物性値を、弾性係数はアクリルの物性値を用いた。なお、地盤改良深度が 8.5m の各ケースは、モデル化上は地盤改良深度を 8.0m とし、江戸崎砂層の下端深度と一致させた。

以上より設定したパラメータ一覧を表 A2-3-2-1 に示し、要素シミュレーション結果の一例として江戸崎砂層と 7 号硅砂層の要素シミュレーションの結果を図 A2-3-2-2, A2-3-2-3 に示す。

表 A2-3-2-1 設定パラメータ一覧 (FLIP)

パラメータ名	記号	江戸崎砂 (盛土)	江戸崎砂 (地下水位上)	江戸崎砂 (地下水位下)	7号 硅砂	粘土	設定根拠
基準化拘束圧	σ'_0 (kPa)	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	規定値
初期せん断弾性係数	G_{ma} (kPa)	8.40E+0 4	4.10E+04	4.10E+04	8.60E+04	8.30E+04	模型地盤のVsより 盛土は推定
初期体積弾性係数	K_{ma} (kPa)	2.18E+0 5	1.07E+05	1.07E+05	2.24E+05	2.21E+05	G_{ma} とポアソン比 (一般値) より
湿潤密度	ρ_t (t/m³)	1.70	1.68	1.86	1.98	1.70	模型地盤作成時の 密度測定結果
間隙率	n	0.49	0.49	0.49	0.40	0.60	密度より推定
履歴減衰上限値	h_{max}	0.26	0.26	0.26	0.24	0.20	室内試験結果 粘土層は推定
内部摩擦角	ϕ_f (°)	34.0	34.0	34.0	48.0	30.0	室内試験結果
変相角	ϕ_p (°)	—	—	28.0	28.0	—	室内試験結果
液状化パラメータ	S1	—	—	0.015	0.015	—	液状化強度曲線 への フィッティング
	w1	—	—	1.00	4.50	—	
	P1	—	—	0.70	0.60	—	
	P2	—	—	1.25	1.00	—	
	C1	—	—	1.40	2.20	—	

3.3 ALID による解析例²⁾

(1) 解析断面のモデル化

解析に用いた有限要素メッシュを図 A2-3-3-1 に示す。各ケースのモデルの層構成は図 A2-2-1 の断面図にしたがいモデル化した。境界条件は、遠心模型実験の境界条件と一致するようにモデルの両端部は鉛直ローラーとし、底面の境界条件は固定とした。固化改良体と地盤との境界には、ジョイント要素を設けて、すべり、剥離の影響を考慮した。

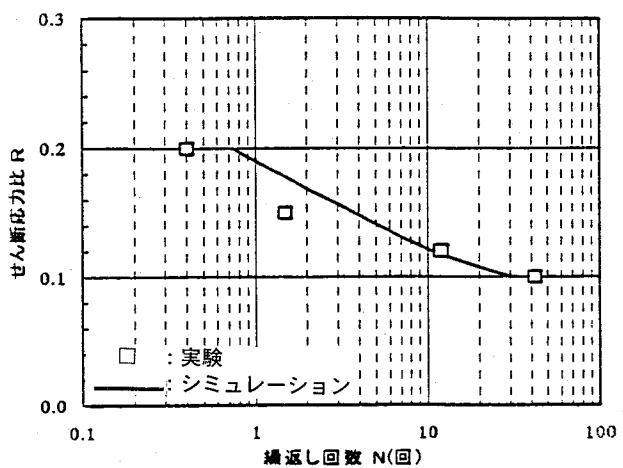


図 A2-3-1-2 江戸崎砂層の要素シミュレーション結果（液状化強度特性）

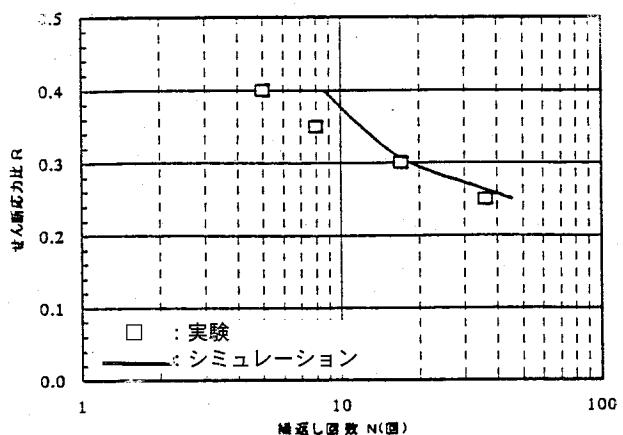


図 A2-3-2-3 7号珪砂層の要素シミュレーション結果（液状化強度特性）

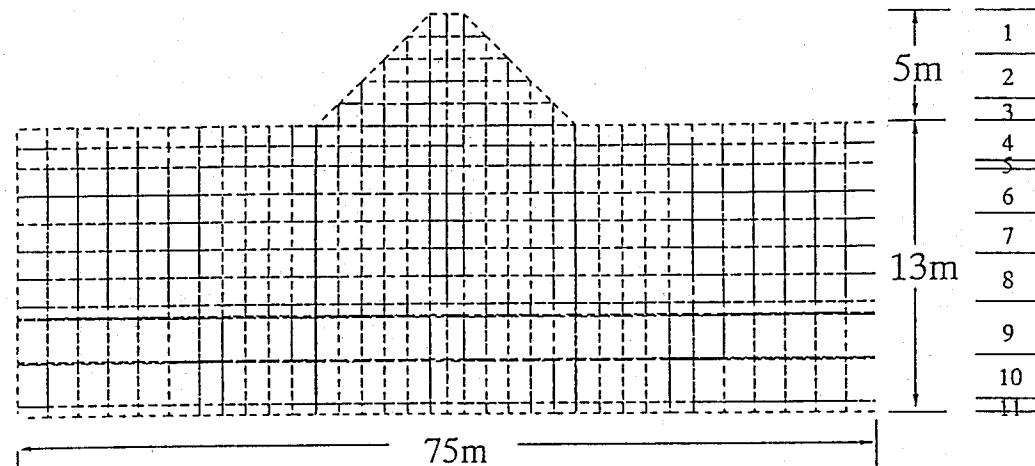


図 A2-3-3-1 FEM メッシュ図

(2) パラメータの決定

a) 液状化判定

ALID の解析に先立ち、液状化判定を行うために 1 次元波動論による地震応答解析 SHAKE により液状化に対する抵抗率 F_L を算定した。SHAKE の物性値設定には、各ケースにおける湿潤密度 ρ_t および遠心場において測定された S 波速度 V_s を用いた。液状化判定においては、盛土の土被りの有無を考慮するために、堤防敷部と法先部地盤の各 2 つの断面について判定を実施した。液状化判定の結果得られた液状化に対する抵抗率 F_L は、他の解析用物性値とともに表 A2-3-3-1 に示す。

表A2-3-3-1 パラメータ一覧 (ALID)

	ケース	盛土	液状化層 (江戸崎 砂層)	江戸崎砂層 (地下 水位上)	7号硅砂層 (堤防敷)	7号硅砂層 (堤外, 内)	碎石層	改良体	粘土層	設定根拠
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	共通	1.68	1.86	1.86	1.95	1.95	2.1	1.86	1.65	室内試験結果
細粒分含有率 FC(%)	共通	—	10	—	1	1	—	—	100	室内試験結果
ヤング係数 E(kN/m ²)	共通	40500	108850	108850	217700	217700	217700	193200	40000	遠心場における Vsより 盛土, 粘土層は 推定 改良体はアクリル の物性
せん断剛性 低下率 (液状化層) $G_l/G_N, G_l/G_{0,i}$	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11	1/1430	— — — — — — — — — — —	— 1/1925 1/1925 1/1925 1/1926 1/1926 1/900 1/960 1/2950 — — —	1/3225 1/3225 1/3225 1/2380 1/2380 1/3225 1/3225 1/3225 1/3225 1/900 1/3225	— — — — — — — — — — —	— — — — — — — — — — —	— — — — — — — — — — —	— — — — — — — — — — —	図A2-3-3-2 より設定
せん断剛性 低下率 (盛土・ 非液状化層) $G_l/G_N, G_l/G_{0,i}$	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11	1/143	— — — — — — — — — — —	— — — — — — — — — — —	— — — — — — — — — — —	— — — — — — — — — — —	— — — — — — — — — — —	— — — — — — — — — — —	— — — — — — — — — — —	ケースA, ケースDに 応じて仮定
初期 ポアソン比 ν_1	共通	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	一般値
地震時 ポアソン比 ν_N	共通	0.333	K一定 ^{注1)}	K一定 ^{注1)}	K一定 ^{注1)}	0.333	0.333	0.333	0.333	一般値
液状化に対する 抵抗率 F_L	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11	0.7	— — — — — — — — — — —	0.81 0.86 0.86 0.98 0.98 1 0.96 0.74 — 1 —	0.7 0.7 0.7 0.79 0.79 0.7 0.7 0.7 — 0.7 —	— — — — — — — — — — —	— — — — — — — — — — —	— — — — — — — — — — —	SHAKEの算定 結果より ただし, F_L が 0.7以下の場合 には0.7とし た。	

注1) 卷末資料A1のA1-4-3-2式参照

b) 物性値の設定パターン

ALID の解析では、液状化層以外の剛性低下率の設定方法がまだ十分に確立していないため、盛土の剛性低下、7号硅砂層の剛性低下方法の組合せとして以下の 4 パターンの物性値を設定し、解析を実施した。物性値の設定ケースを表 A2-3-3-2 に示す。

① 盛土の剛性低下方法

不飽和層である盛土の剛性低下方法としては、既往のパラメトリックな検討結果（本編 A1-3-3 ページ）から、ケース A（液状化層の剛性低下率の 10 倍とする）とケース D（初期のせん断弾性係数の 1/10 とする）の 2 パターンが実測値との一致度が高いという結果が得られており、この 2 パターンを用いるものとした。

② 7号硅砂層の剛性低下方法

7号硅砂層は、江戸崎砂層より剛性が高く液状化の発生しない支持層として設定されているが、本検討における入力地震動が大きいため、SHAKE の解析結果より F_L 値を算定すると F_L 値が 1 を下回る結果が得られた。しかしながら、7号硅砂は密な砂層であり、 F_L 値が 1 を下回っても剛性の低下はそれほど大きくないことも想定されたため、7号硅砂層の剛性低下を考慮しないケースと SHAKE から算定した F_L 値を用いて図 A2-3-3-2 より剛性低下率を算定するケースの 2 ケースを用いるものとした。

表 A2-3-3-2 物性値の設定ケース

	盛土の剛性低下	7号硅砂層の剛性低下
パターン 1	ケース A (液状化層の剛性低下率の 10 倍)	剛性低下しない
パターン 2	ケース D (初期のせん断弾性係数の 1/10)	
パターン 3	ケース A (液状化層の剛性低下率の 10 倍)	SHAKE から算定した F_L 値より推定
パターン 4	ケース D (初期のせん断弾性係数の 1/10)	

c) パラメータの設定

① 盛土層（江戸崎砂層, 碎石層）

盛土の剛性低下率は、設定方法がまだ十分確立されていないため、液状化層の剛性低下率の 10 倍とするケース A および初期のせん断弾性係数の 1/10 とするケース D の 2 通りの解析を実施した。

ケース 10, 11 における盛土直下の碎石層はその上部の盛土層と同一とみなした。

②液状化層（江戸崎砂層）

液状化層の剛性低下率は、細粒分含有率 FC と液状化に対する抵抗率 F_L から図 A2-3-3-2 を用いて設定した。液状化に対する抵抗率 F_L が 0.7 以下の場合には、実験データが得られていないため図 A2-3-3-2において $F_L=0.7$ での剛性低下率を用いた。

③7号硅砂層・底面の碎石層

7号硅砂層は当初非液状化層として想定されていたが、入力地震動の条件が過酷であったため液状化判定の結果得られた液状化に対する抵抗率 F_L が全て 1 以下になるという結果となった。そこで、7号硅砂の剛性低下を考慮する場合としない場合とで各ケースとともに 2通りの解析を実施した。

剛性低下率は、江戸崎砂層と同様に細粒分含有率 FC と液状化に対する抵抗率 F_L から図 A2-3-3-2 を用いて設定した。液状化に対する抵抗率 F_L が 0.7 以下の場合には、実験データが得られていないため、図 A2-3-3-2において $F_L=0.7$ での剛性低下率を用いた。

モデル底面の碎石層は 7号硅砂層と同一とみなした。

④非液状化層（地下水位上の江戸崎砂層、粘性土層）

非液状化層である地下水位上の江戸崎砂層の剛性低下率は、液状化層の剛性低下率の 10 倍とした。

粘性土層（ケース 9）の剛性低下は考慮しない。

⑤固化体

試験条件にしたがい材料密度は、江戸崎砂層の物性値を、弾性係数はアクリルの物性値を用いた。

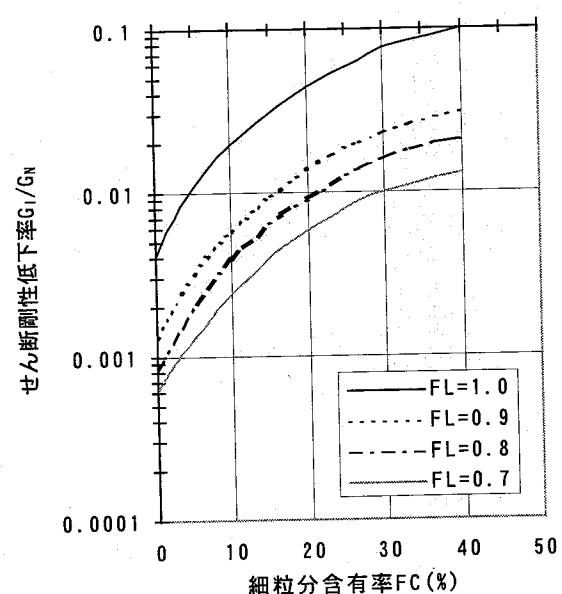


図 A2-3-3-2 液状化層の剛性低下率、細粒分含有率 FC と F_L との関係³⁾

3.4 東畠モデルによる解析例

①解析断面のモデル化

東畠モデルでは、解析モデルは、液状化層、非液状化層（盛土を含む地下水面上よりも上の層）、対策工の 3 つから構成される。東畠モデルのモデル化の前に、液状化判定により液状化層と非液状化層の設定を行う。

②液状化の判定

液状化判定の方法および結果は ALID の場合と同様のため省略する。液状化判定の結果より、大、中、小の各入力波の振幅に応じて液状化層厚を変化させて解析を行った。まず、大振幅、中振幅のケースでは、江戸崎砂層、7号硅砂層がともに液状化するものと仮定した。ただし、本解析手法では液状化の程度の違いを考慮できないため、江戸崎砂層と7号硅砂層は同一の液状化層とみなした。また、小振幅のケースでは、江戸崎砂層のみを液状化層と仮定した。

③盛土・基礎地盤のモデル化

盛土・基礎地盤は、以下のようにモデル化した。

- ・解析モデルは対称条件より、1/2 モデルとした。各ケースのモデルの層構成は図 A2-2-1 の断面図にしたがいモデル化した。解析モデルを図 A2-3-4-1 に示す。
- ・試験条件に基づき底面境界条件は、固定、側面は両端ともに水平変位固定とした。
- ・地下水位上の江戸崎砂層・盛土は全て非液状化層とした。また、碎石層は全ケースとも非液状化層と仮定した。
- ・本解析手法では、液状化層の下に位置する非液状化層を考慮できないため、ケース 9 における粘土層およびケース 10, 11 における 7号硅砂層はモデル化せず、江戸崎砂層と盛土のみをモデル化した。
- ・液状化層は、入力動の振幅に応じて、液状化判定の結果にしたがって設定した。
- ・解析モデルの形状は、各実験ケースにおける模型加振前までの沈下量を考慮して、それぞれ模型加振前に形状としてモデル化した。

④対策工（固化体）のモデル化

東畠モデルでは、対策工がモデル底面位置（すなわち、液状化層下端）まで設けられているかどうかによって、異なるモデル化を行う必要がある。ここでは、各ケースごとに以下のように固化体をモデル化した（図 A2-3-4-1）。

- i) ケース 2~6, 8 については、固化体が非液状化層上に着底していないため、解析ソフトでサポートされているセグメント境界に設けられた弾性壁としてモデル化が不可能である。そこで、固化体を非液状化層の一部とみなし、固化体の箇所では、固化体のヤング率、密度を与えることによりモデル化した。モデル化上は隣接する非液状化層と固化体との間に不連続な段差が発生するが、解析精度上の影響はない。
- ii) ケース 9 は、粘土層が固化体の支持地盤であり、解析ソフトでサポートされているセグメント境界に設けられた弾性壁としてモデル化した。なお、支持地盤への 0.5m の埋め込み効果は無視した。

iii) ケース 11 は、7 号硅砂層が固化体の支持地盤であり、解析ソフトでサポートされているセグメント境界に設けられた弾性壁としてモデル化した。なお、支持地盤への 0.5m の埋め込みは無視した。

(2) パラメータの決定

各パラメータは、以下の条件に基づき設定した。

- ・液状化層は強度・剛性とともに 0 である。
- ・液状化層の減衰比 h
ばらつきが大きく設定が難しいため、10 および 40 の 2 ケースの解析を行うものとした。
- ・液状化継続時間 T_{ul}

本実験で用いた入力波は通常の地震波とは異なる正弦波的な波形であり、「最大加速度発生時刻から後続する地震動の加速度が $50\text{cm}/\text{s}^2$ を維持する時間」という定義にしたがい本実験条件（主要動の後に、小振幅 $50\text{ cm}/\text{s}^2$ の後続波群が 3 回繰返す）から算定した場合、振幅が大、中、小どれでも約 25.6 秒となり区別をつけがたい。そこで、大振幅のケースは、上記定義どおり $T_{ul}=25.6$ 秒とし、小振幅のケースは液状化の継続は主要動部のみの 7.5 秒と仮定した。また、中振幅のケースでは、大振幅と小振幅の振幅にほぼ比例させて、12.0 秒と仮定した。入力波形と液状化継続時間 T_{ul} の取り方を図 A2-3-4-2 に示す。

- ・東畠モデルでは液状化層の過剰間隙水圧消散による体積圧縮を考慮できないため、一律に液状化層厚の 5% として、解析で得られた変位量に加えて全体変形量を求めるものとした。
- ・設定パラメータ一覧を表 A2-3-4-1 に示す。

表 A2-3-4-1 設定パラメータ一覧

パラメーター	記号	設定値	設定根拠
湿潤密度（液状化層）	$\rho_t(\text{t}/\text{m}^3)$	1.86	江戸崎砂の室内試験結果より
湿潤密度（盛土・非液状化層）	$\rho_t(\text{t}/\text{m}^3)$	1.68	加振前の盛土の湿潤密度より
湿潤密度（固化体）	$\rho_t(\text{t}/\text{m}^3)$	1.86	江戸崎砂と密度を合わせていることより
ヤング係数（盛土・非液状化層）	$E(\text{kN}/\text{m}^2)$	2800	N 値 4 相当と仮定($E=700\text{N}$)
せん断弾性係数（固化体）	$G(\text{kN}/\text{m}^2)$	294000	アクリルの弾性係数 750MPa , ポアソン比 0.3 より
液状化継続時間	$T_{ul}(\text{s})$	25.6(大振幅波)	実質的な加振時間全体とした
		12.0(中振幅波)	大・小振幅波との振幅・継続時間の比に応じて設定
		7.5(小振幅波)	主要動区間のみとした
液状化層の減衰比	h	10, 40	経験的な値の範囲として 2 ケース設定

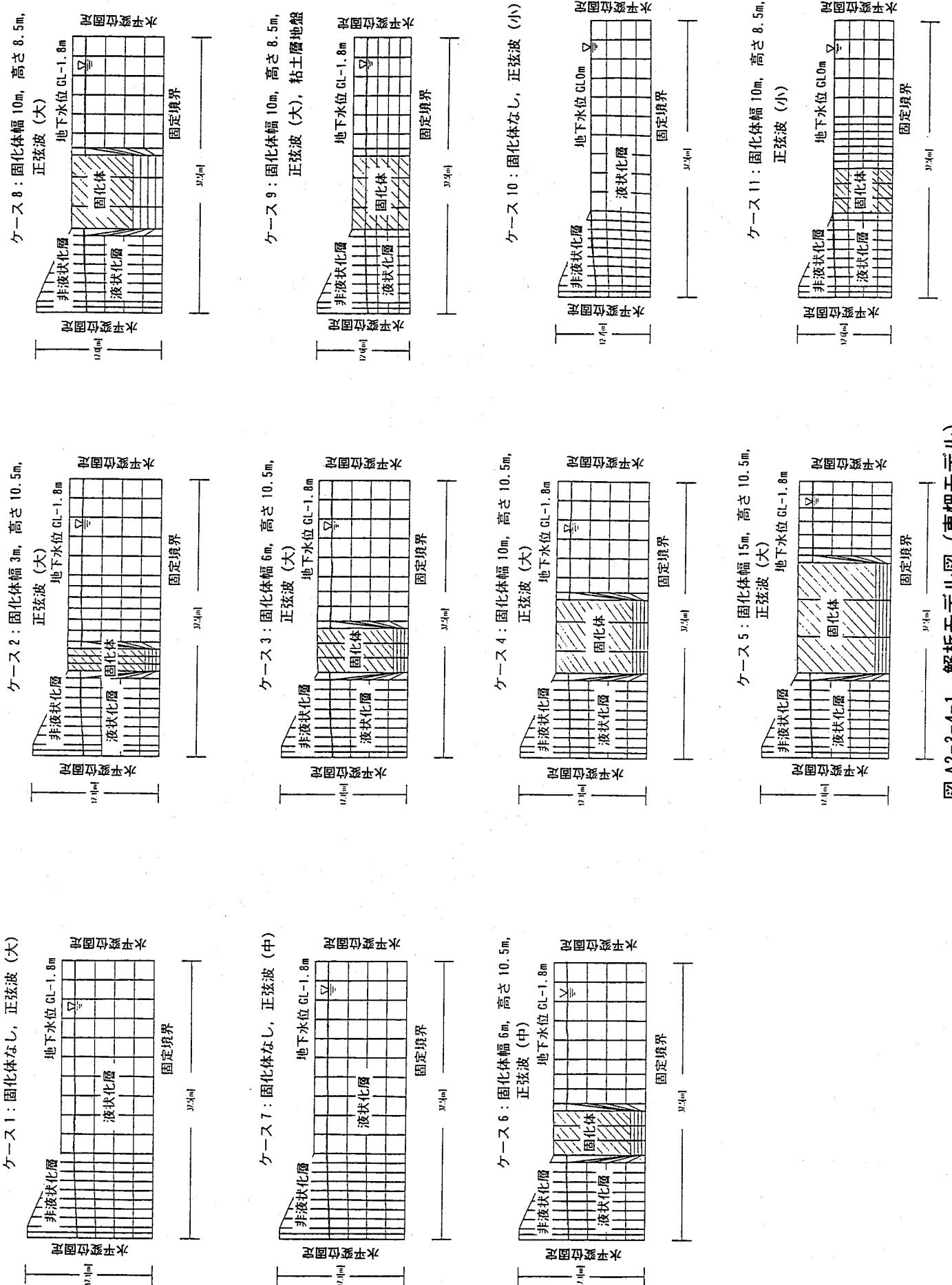


図 A2-3-4-1 解析モデル図 (東畠モデル)

4. 解析結果

4. 1 実験結果の概要

実験の結果、測定された盛土の最終変形状況を図 A2-4-1-1 に示す。また、盛土の沈下量一覧を表 A2-4-1-1 に示し、盛土天端沈下量と固化体幅の関係を図 A2-4-1-2 に示す。

表 A2-4-1-1、図 A2-4-1-1、図 A2-4-1-2 にしたがい、実験条件が対応する各実験ケースについて以下に比較を行う。

1) 固化体の幅の影響

固化体の幅については、ケース 1, 3, 4 の比較から、固化体の幅が広くなるにつれて、天端沈下量も減少することがわかる。ただし、今回の実験ではケース 3 (固化体幅 6m), ケース 4 (固化体幅 10m) の沈下量の差はそれほど大きくない。

2) 入力動振幅の影響

入力加速度振幅の異なる無対策のケース 1 とケース 7, 改良幅 6m のケース 3 とケース 6 を比較すると、振幅が半分になったことにより沈下量も約半分に減少した。

3) 固化体の根入れ深さと支持層土質の影響

固化体の根入れの影響については、まず、ケース 4 (根入れ 2.5m) とケース 8 (根入れ 0.5m) の比較から、根入れの効果が非常に大きく、沈下量として約 2 倍の違いがみられる。次に、同じ根入れ深さで支持層土質の違いについてケース 8 (支持層: 7 号珪砂) とケース 9 (支持層: 粘土) を比較すると、粘土層を支持層とするケース 9 の方が 3 割ほど小さな沈下量となった。これは、極めて強い加振によってかなり密に作成した 7 号珪砂層が液状化に近い状態となり、軟化がみられたのに対し、粘土層は液状化しないために軟化の度合が小さかったためと考えられる。したがって、粘土層への根入れは効果が高いことも明らかとなった。

4) 地下水位が浅い場合の対策効果 (根入れ浅・振幅小)

地下水位が高く (地表)、根入れが浅く、振幅小のケース 10 とケース 11 については、対策を施したケース 11 の方が無対策のケース 10 とほぼ同等の天端沈下量が得られ、対策工の効果が小さくなるという結果が得られた。

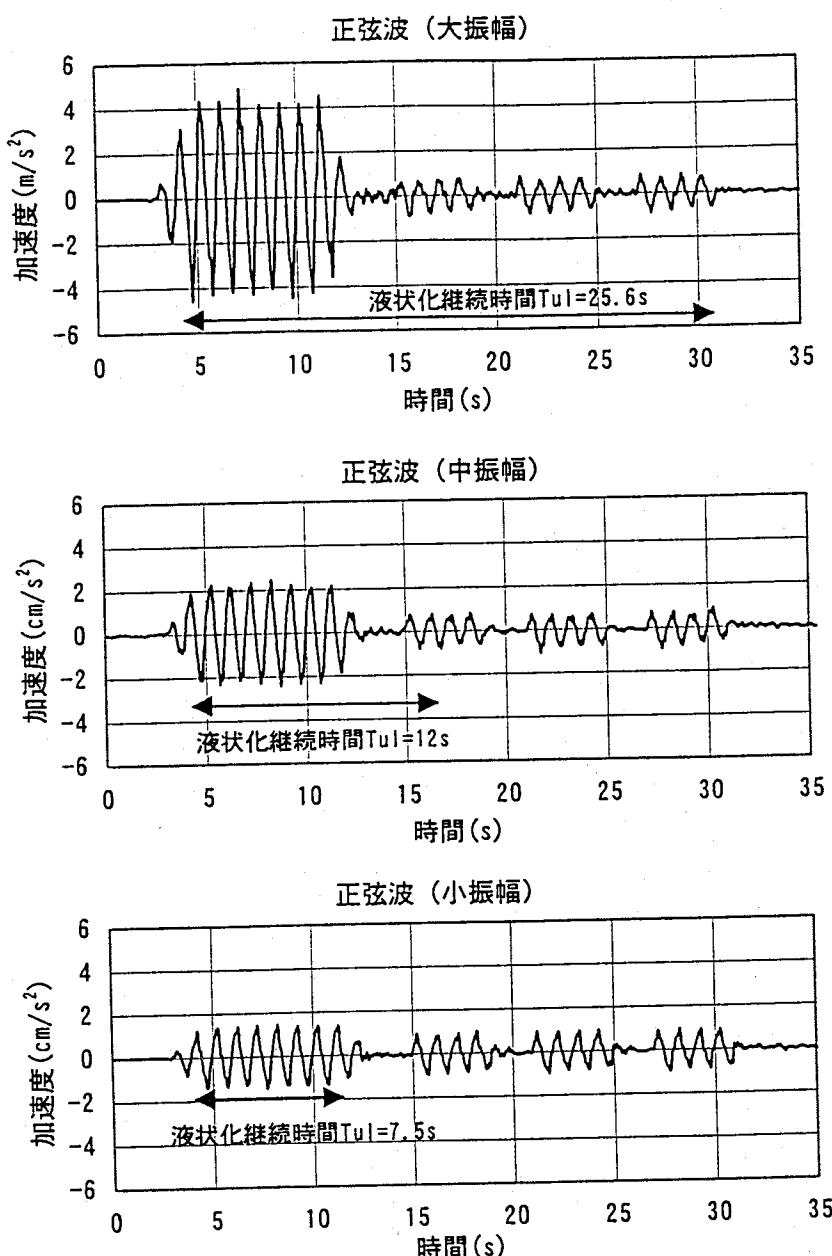


図 A2-3-4-2 入力地震動と液状化継続時間 T_{u1} の設定方法

表 A2-4-1-1 盛土の沈下量一覧

ケース No.	主要動終了時		余震終了時		加振終了時23分後	
	盛土天端 沈下量 (m)	盛土底面 沈下量 (m)	盛土天端 沈下量 (m)	盛土底面 沈下量 (m)	盛土天端 沈下量 (m)	盛土底面 沈下量 (m)
1	2.04	1.70	2.30	—	2.34	—
3	1.22	1.12	1.39	1.23	1.41	1.25
4	1.08	0.990	1.28	1.11	1.30	1.13
6	0.73	0.69	0.84	0.74	0.84	0.76
7	1.34	0.98	1.44	1.02	1.45	1.03
8	1.66	1.46	1.91	—	1.99	—
9	1.38	1.13	1.59	—	1.65	—
10	0.91	0.60	1.19	0.68	1.41	0.68
11	0.87	0.52	1.29	0.64	1.42	0.64

注) 横線部は変位計のレンジオーバー

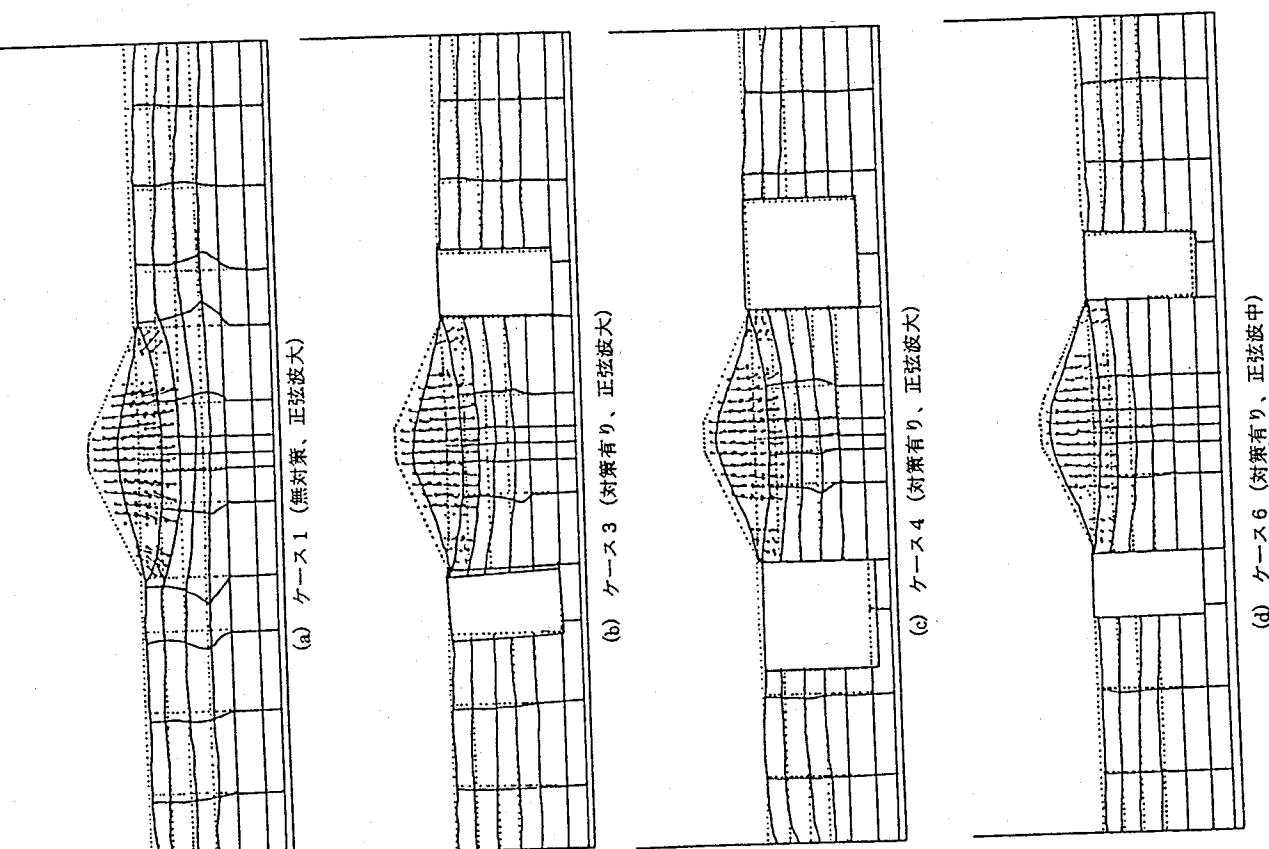


図 A2-4-1-1 盛土の変形状況

ケース 11 (対策工有り)

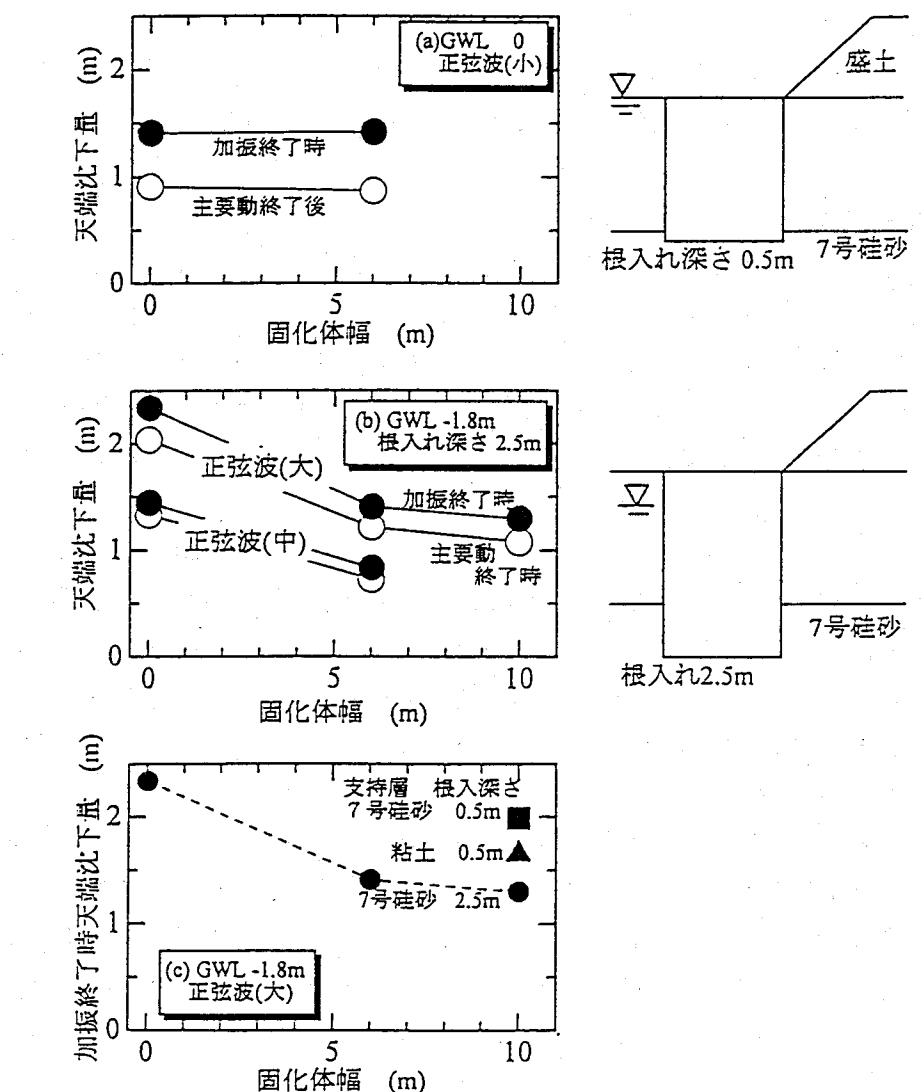


図 A2-4-1-2 盛土天端沈下量と固化体幅の関係

4. 2 解析結果

本節では、各変形解析手法それぞれの解析結果の概要を示す。評価の着目点としてここで盛土の天端沈下量について評価する。

1) LIQCA の解析結果

解析の結果得られた天端沈下量と実測変位量の比較を図 A2-4-2-1 に示す。

LIQCA の解析は、1組のパラメータ設定のみである。

2) FLIP の解析結果

解析の結果得られた天端沈下量と実測変位量の比較を図 A2-4-2-2 に示す。

FLIP については、固化体と地盤との間にすべりを考慮するか、しないかの 2 通りの解析結果を示した。

実測変位量との比較の結果、固化体と地盤との間にすべりを考慮した方が実測値との整合性が高いと考えられるため、次節でのまとめにおいてはこのケースについて他の解析手法と比較を行う。なお、FLIP では液状化層の圧密沈下が解析上考慮されていないが、それを考慮した場合にはより実測値に近づくものと考えられる。

3) ALID の解析結果

解析の結果得られた天端沈下量と実測変位量の比較を図 A2-4-2-3 に示す。

ALID については、非液状化層の剛性低下のさせ方としてケース A（液状化層の剛性低下率の 1/10 とする）とケース D（非液状化層の初期のせん断弾性係数の 1/10 とする）の 2 通りの解析を実施した。また、上記ケース A、ケース D の他に、7 号硅砂の剛性低下を考慮した場合としない場合とで 2 通りのケースを実施し、計 4 種類の組合せについて解析結果を示した。

実測変位量との比較の結果、ケース A が実測値よりも大きめの予測を、ケース D が小さめの予測結果を与え、実際にはケース A と D の中間付近に最適パラメータが存在する可能性がある。また、ALID で 7 号硅砂の液状化を考慮しない場合には大きく変形量を過小評価する傾向がみられる。この傾向は支持層が粘土の場合についてもいえる。したがって、ALID では支持層の剛性低下率が沈下量に大きく影響するため、これを慎重に定める必要があると考えられる。

ALID の解析結果には液状化層の圧密沈下が考慮されていないため、それを考慮した場合にはより変形量が大きくなり、ケース D の方が実測値に近づく可能性も考えられる。

ケース D で 7 号硅砂の剛性低下を考慮した場合が最も実測値との整合性が高いと考えられるため、次節においてはこのケースについて他の解析手法と比較を行うものとする。

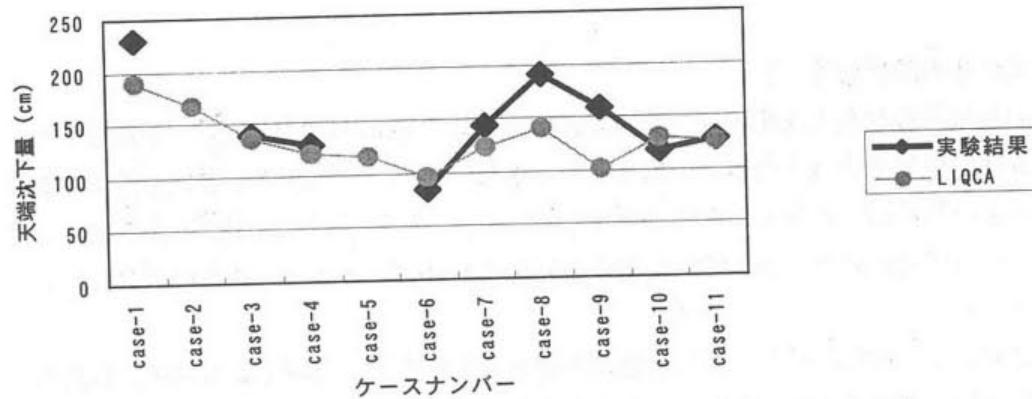
4) 東畠モデルの解析結果

解析の結果得られた天端沈下量と実測変位量の比較を図 A2-4-2-4 に示す。東畠モデルでは非液状化層である盛土自体の変形を考慮できないため、天端沈下量と盛土直下位置での沈下量の値は同一となる。東畠モデルについては、液状化層の圧密沈下を考慮する場合としない場合の両方の値を液状化層の減衰定数 $h=10,40$ の 2 ケースそれについて示した。

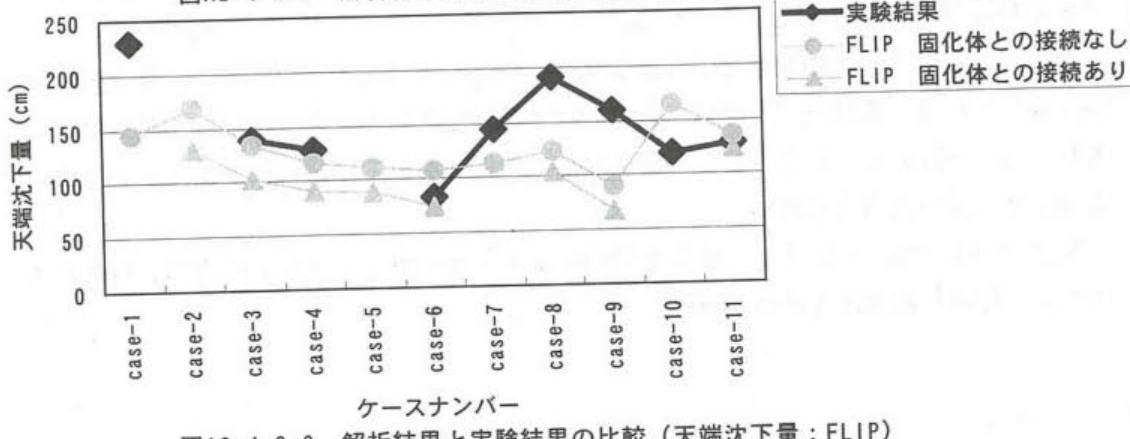
実測変位量との比較の結果、液状化層の圧密沈下を考慮し、減衰定数 $h=10$ とした場合が最もよい予測結果を与えており、液状化層の圧密沈下を考慮しない場合には、変形量をかなり過小評価すると考えられる。

固化体よりも下部の地盤をモデル化していないケース 9 とケース 11 では沈下量を過小評価している。東畠モデルでは、盛土の沈下は固化体の水平変位に伴い生じるため、これらのモデルのように水平変位が発生しない条件の解析では盛土沈下量を過小評価する可能性が高いと考えられる。

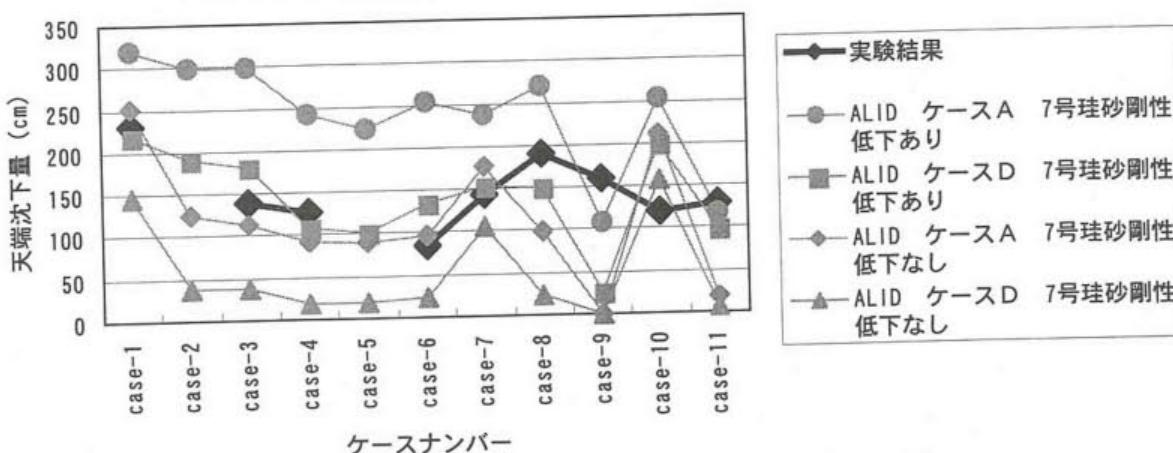
次節でのまとめにおいては、液状化層の圧密沈下を考慮し、減衰定数 $h=10$ のケースについて他の解析手法と比較を行う。



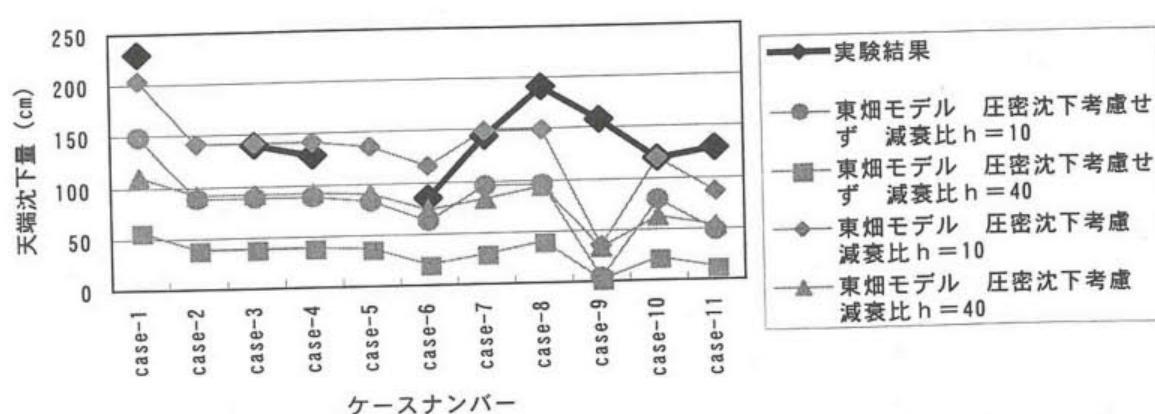
図A2-4-2-1 解析結果と実験結果の比較（天端沈下量：LIQCA）



図A2-4-2-2 解析結果と実験結果の比較（天端沈下量：FLIP）



図A2-4-2-3 解析結果と実験結果の比較（天端沈下量：ALID）



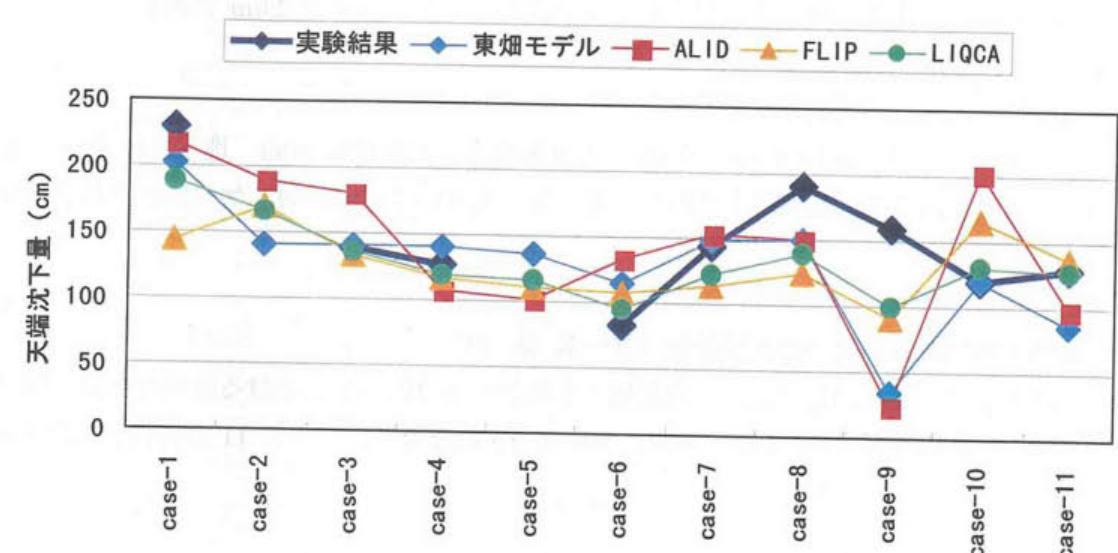
図A2-4-2-4 解析結果と実験結果の比較（天端沈下量：東畠モデル）

4. 3 解析結果のまとめ

以上概略を示してきた実測変形量と4つの解析手法による変形解析結果とを比較し、解析結果のまとめを行う。以下では、評価の着目点として、主に盛土の天端沈下量と盛土・固化体の変形モードに着目し、固化体幅、入力地震動レベル、支持層土質と根入れ深さ、地下水位ごとに実験・解析ケースを分類し整理を行った。

初めに、図A2-4-3-1に実測天端沈下量と各解析で得られた天端沈下量の比較結果を示す。

図A2-4-3-1より、実験結果が解析者に事前に知らされないプライド解析であるにもかかわらず実測値の定性的傾向だけでなく、定量的にもかなりよい予測結果が得られていることがわかる。



図A2-4-3-1 解析結果と実験結果の比較（天端沈下量）

次に、各ケースごとに影響要因を分類した整理を行った。

1) 固化体幅の影響(ケース 1, 3, 4)

ケース 1, 3, 4 における天端沈下量と固化体幅との関係を図A2-4-3-2に示す。ケース 1 は無対策、ケース 3, 4 の固化体幅はそれぞれ 6, 10m である（入力振幅：大、地下水位 GL-1.8m、根入れ深さ 10.5m は共通）。

2) 入力地震動レベルの影響(ケース 1, 7, 10 およびケース 3, 6)

a) ケース 1, 7, 10 (無対策)

ケース 1, 7, 10 における天端沈下量と入力加速度との関係を図A2-4-3-3に示す。

振幅はケース 1 が大、ケース 7 が中、ケース 10 が小であり、いずれも無対策である。

地下水位は、ケース 1 と 7 が GL-1.8m、ケース 10 が GL-0m である。

b) ケース 3, 6 (対策あり)

ケース 3, 6 における天端沈下量と入力加速度との関係を図 A2-4-3-4 に示す。振幅はケース 3 が大、ケース 6 が中であり、いずれも固化体幅は 6m である。地下水位は、ともに GL-1.8m である。

3) 固化体の根入れ深さと支持層土質の影響 (ケース 4, 8, 9)

ケース 4, 8, 9 における天端沈下量の比較を図 A2-4-3-5 に示す。

a) ケース 4, 8 (根入れ深さ)

ケース 4, 8 は、支持層土質が 7 号硅砂層、入力振幅大、固化体幅 10m、地下水位 GL-1.8m で共通であるが、根入れ深さが異なり、ケース 4 が 2.5m であるのに対し、ケース 8 が 0.5m と浅い条件である。

b) ケース 8, 9 (支持層土質)

ケース 8, 9 は根入れ深さ 0.5m、入力振幅大、固化体幅 10m、地下水位 GL-1.8m で共通であるが、支持層土質が異なり、ケース 8 が 7 号硅砂層、ケース 9 が粘土層である。

4) 地下水位が浅い場合の対策効果 (ケース 10, 11)

地下水位が地表面レベル、入力振幅：小のケース 10, 11 における天端沈下量と固化体幅との関係を図 A2-4-3-6 に示す。ケース 10 は無対策、ケース 11 の固化体幅は 6m である。

以上より、固化体幅、入力振幅の大きさ、根入れ深さ、支持層土質、地下水位の深さ等の条件の変化に対して、4 手法ともに定性的には対策工の変形量低減効果を再現できることが確認された。しかしながら、これら条件の変化に対して解析結果（沈下量）があまり変化しない場合もあるので、変形解析手法を用いて対策工の設計を行う場合には、手法の特性を考慮しつつ慎重に手法を選ぶ必要がある。

(卷末資料 A 2 参考文献)

- 1) 松尾修, 岡村未対, 田本修一 : 法先固化改良による盛土の耐震対策効果に関する動的遠心模型実験報告書, 土木研究所資料第 3688 号, p.310, 2000.3.
- 2) 安田進, 出野智之, 櫻井裕一 : 河川堤防の液状化対策工に関する簡易解析, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.717-720, 2001.8.
- 3) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫 : 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集 No.638/III-49, pp.71-89, 1999

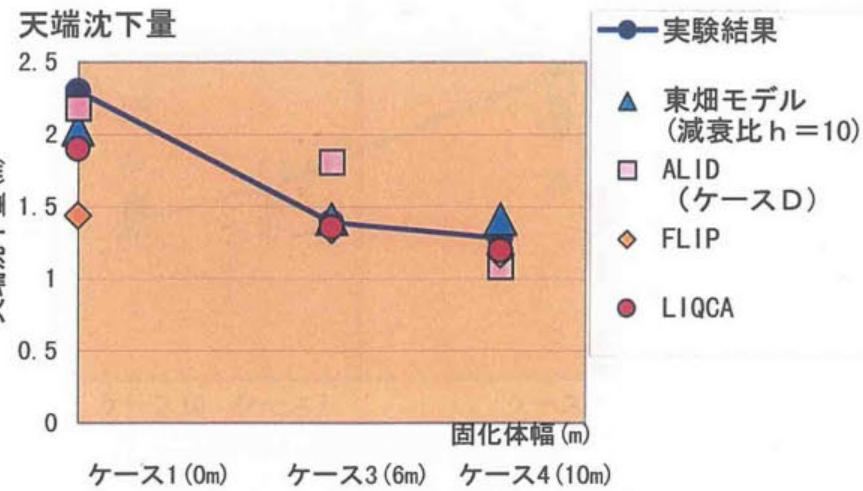
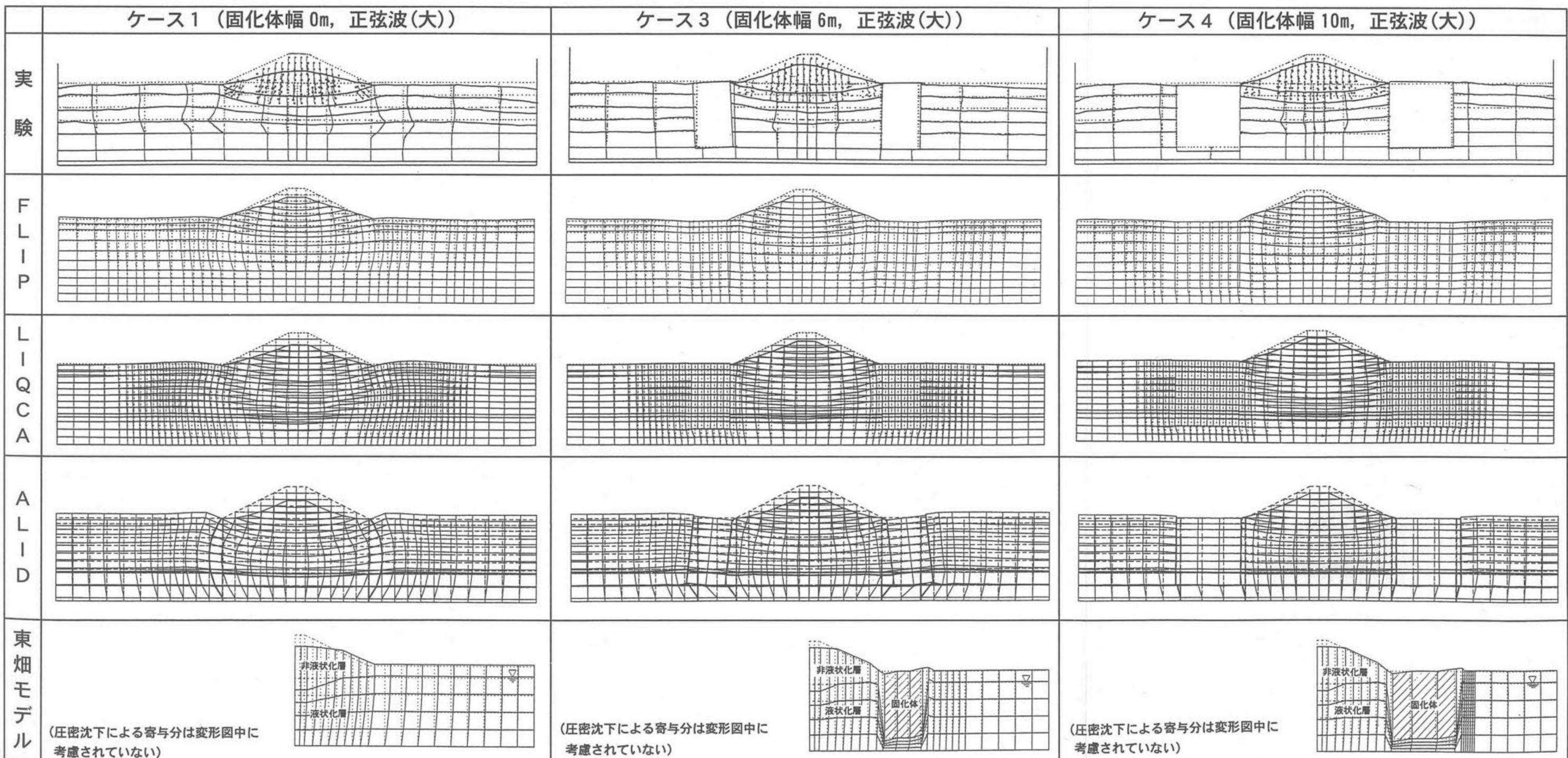


図 A2-4-3-2 実測値と解析結果の比較：固化体幅の影響(ケース 1, 3, 4)



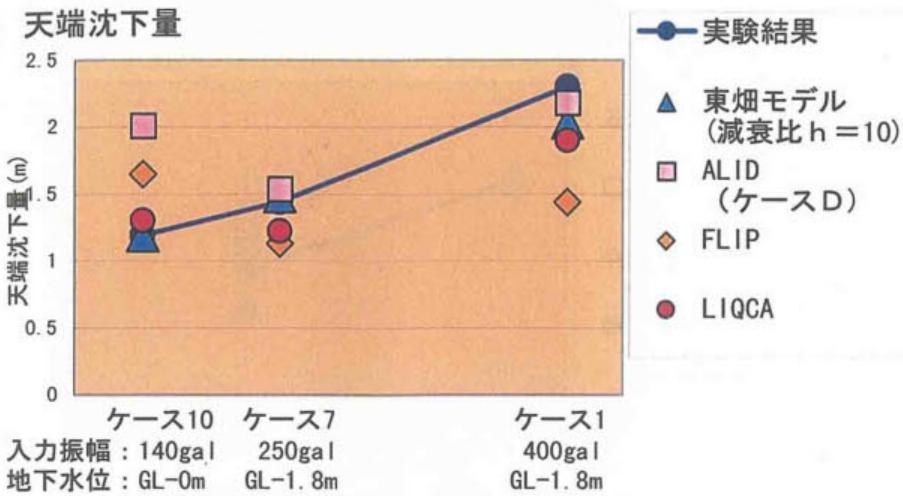
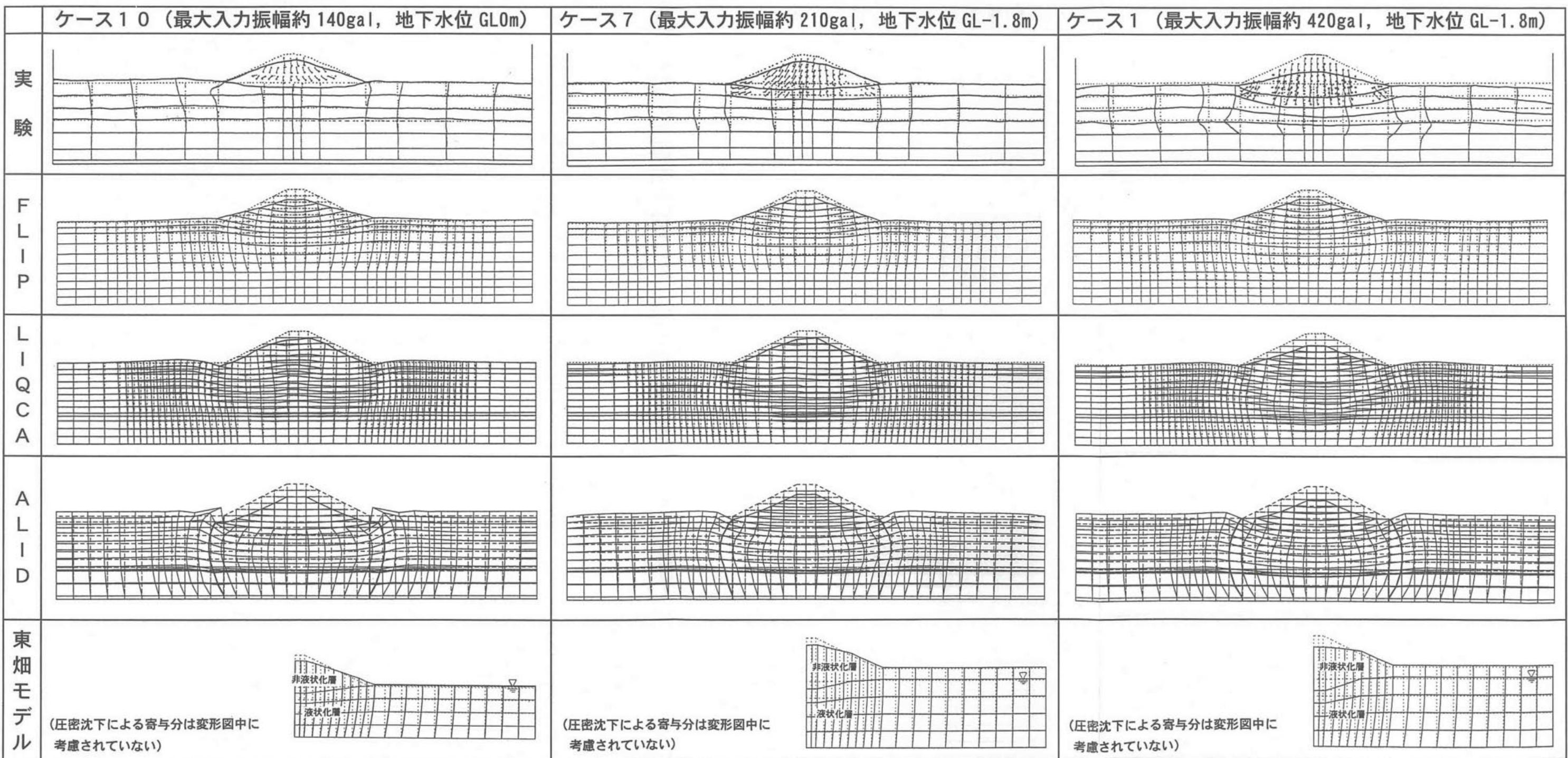


図 A2-4-3-3 実測値と解析結果の比較：入力地震動レベルの影響（ケース 1, 7, 10）



天端沈下量

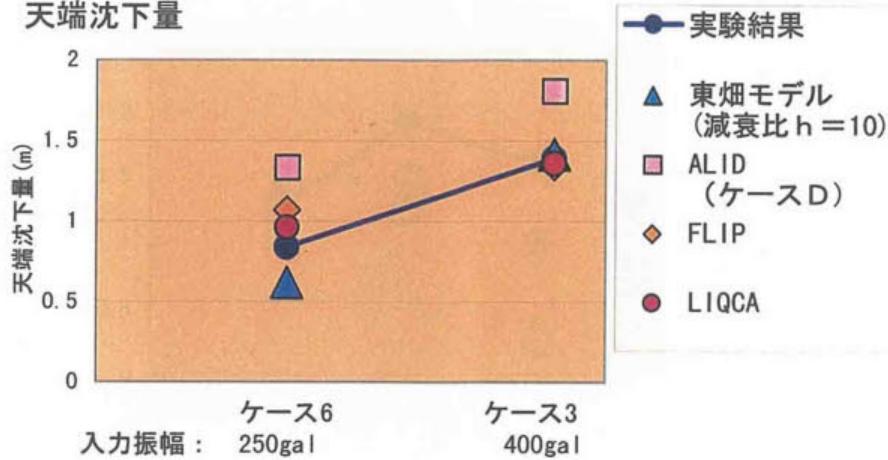


図 A2-4-3-4 実測値と解析結果の比較：入力地震動レベルの影響（ケース 3, 6）

ケース 6 (固化体幅 6m, 地下水位 GL-1.8m, 正弦波(中))		ケース 3 (固化体幅 6m, 地下水位 GL-1.8m, 正弦波(大))			
実験					
FLIP					
LIQCA					
ALID					
東畠モデル	(圧密沈下による寄与分は変形図中に考慮されていない) 	(圧密沈下による寄与分は変形図中に考慮されていない) 			

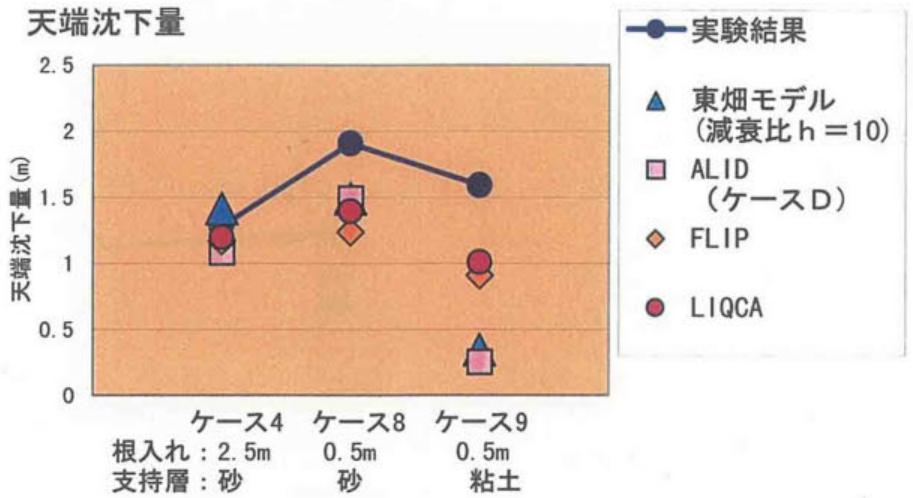
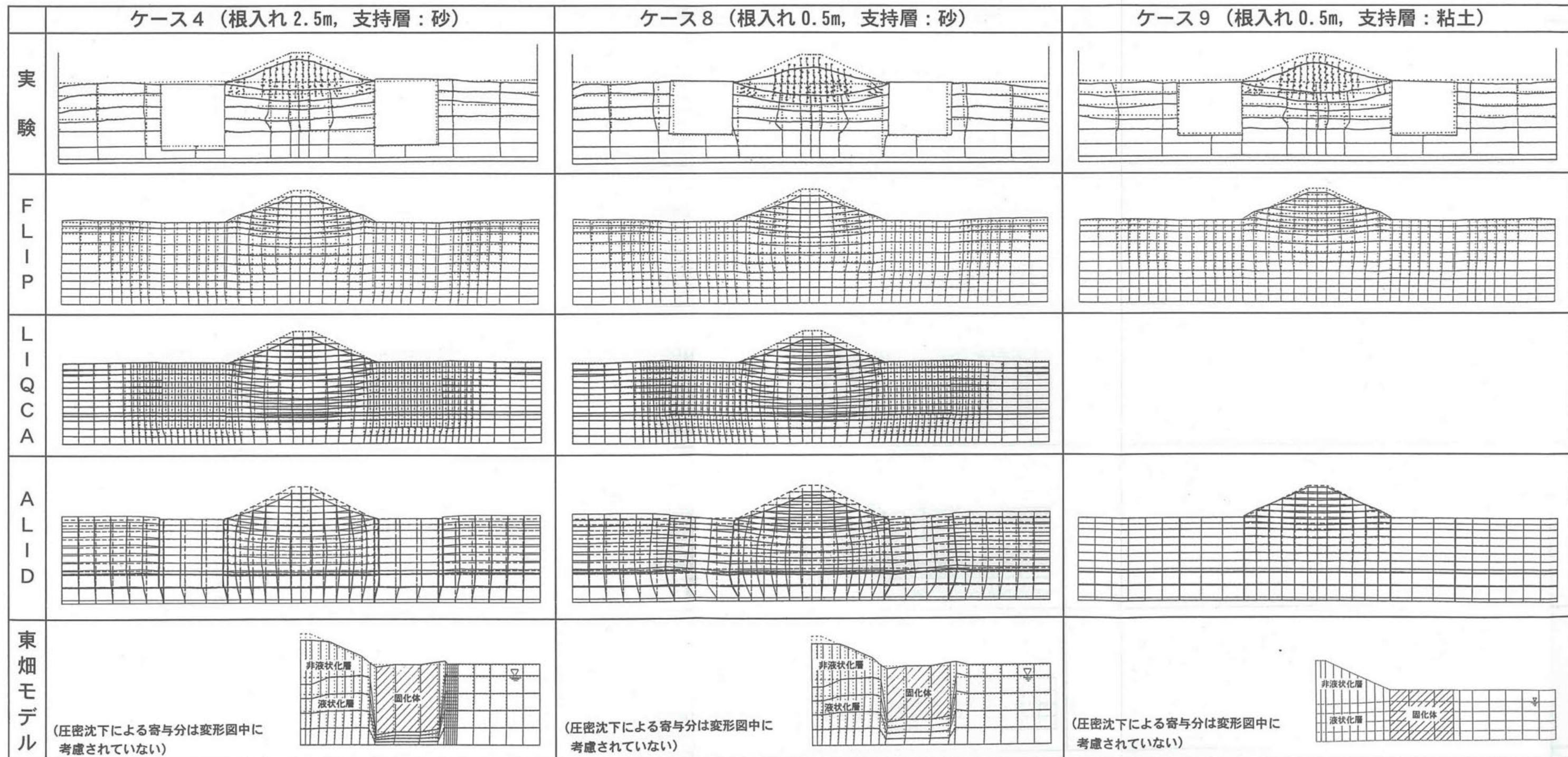


図 A2-4-3-5 実測値と解析結果の比較：固化体の根入れ深さと支持層土質の影響（ケース 4, 8, 9）



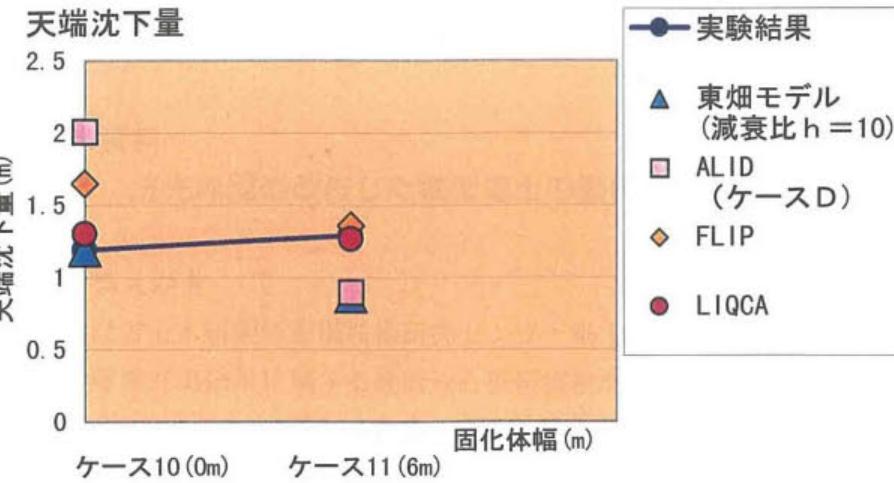


図 A2-4-3-6 実測値と解析結果の比較：地下水位が浅い場合の対策効果（ケース 10, 11）

ケース 10 (固化体幅 0m, 地下水位 GL-0m, 正弦波(小))		ケース 11 (固化体幅 6m, 地下水位 GL-0m, 正弦波(小))		
実験				
FLIP				
LIQCA				
ALID				
東畠モデル	(圧密沈下による寄与分は変形図中に考慮されていない) 	(圧密沈下による寄与分は変形図中に考慮されていない) 		

巻末資料

A 3. 法先締固め改良した模型盛土の動的遠心載荷実験解析事例

1. まえがき

建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室において法先締固め改良による盛土の耐震対策効果に関する動的遠心模型実験が実施された。この実験シリーズは、巻末資料A 2に示した法先固化改良盛土の遠心載荷実験に引き続き実施されたものである。

本巻末資料では動的遠心模型実験を対象として、本編で解説がなされている各変形解析手法を用いて、加振後の残留変形量を推定した。なお、本解析事例は、解析実施にあたり解析担当者に実験条件・模型地盤の物理・力学特性は明示するものの、実験結果は伏せたブラインド解析としての実施したものである。

2. 動的遠心模型実験の概要¹⁾

検討対象とした実験は、建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室において実施された遠心模型振動実験である。

2.1 実験条件

実験は、対策工の条件を除き、供試体寸法、地震動の条件等に関して固化工法の遠心模型振動実験（巻末資料A2）と同じ条件を用いており、剛な土槽内に作成した盛土模型を50Gの遠心加速度場において加振することにより実施された。以下、相似則に基づき、実盛土におけるスケールで実験条件を示す。実験模型では、長さ、時間ともに実物の1/50倍のスケールとなる。

解析ケースは全6ケースであるが、実験は、表A3-2-1-1に示すケース1とケース2の計2ケースの実験が行われた。ケース3～ケース5の実験は実施していないが、対策効果の影響を把握する目的で実験ケースと同様の条件を用いてシミュレーション解析を実施するケースと位置づけた。また、無対策のケース0は、巻末資料A2の固化工法の遠心模型振動実験におけるケース7に相当している。地下水位、改良体の支持条件、入力地震動の各条件は、全てのケース共通である。

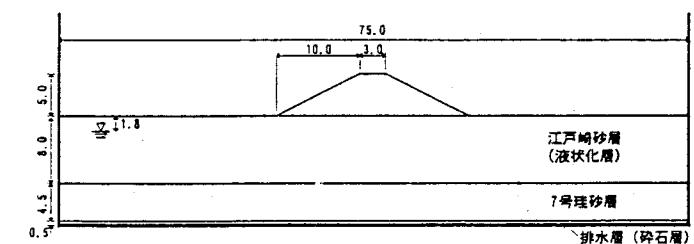
解析は、無対策のケース0（固化工法と共に通ケース）以外は、実測変形量が未知の状態で解析が実施された。

図A3-2-1-1に各ケースの模型概要図を示す。ケース名と図番号との対応を表A3-2-1-1に示した。

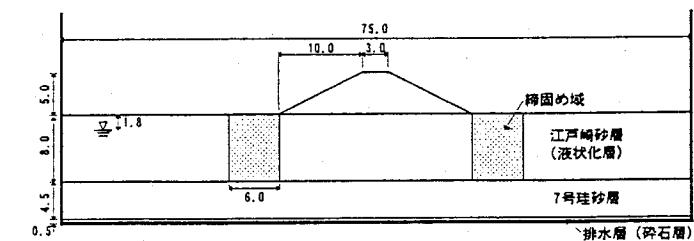
表 A3-2-1-1 解析・実験ケース（寸法は、実物スケール）

解析 ケース	実験 ケース	締固め 領域の 幅(m)	地下 水位 (m)	入力 地震波	支持 地盤	図	備 考	解析の 実施条件
0	巻末資料 A2 ケース7	0				(a)	無対策 間隙流体：水 (動粘度 $\nu = 1.0 \text{ m}^2/\text{s}$ (20°C))	実測変形量 明示
1	ケース1	6				(b)	両側改良 間隙流体：メトローズ (動粘度 $\nu = \text{約 } 4 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$)	アライド解析 (実測変形量 未提示の状 態で解析実 施)
2	ケース2	10				(c)	両側改良 間隙流体：メトローズ (動粘度 $\nu = \text{約 } 4 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$)	
3	なし	0 & 6	-1.8	正弦波 (中)	7号 珪砂	(d)	片側のみ改良	実験未実施 (実測変形量 なし)
4	なし	0 & 10				(d)		
5	なし	6				(e)	片側のみ改良 締固め領域を堤体内側に 2m 移動	

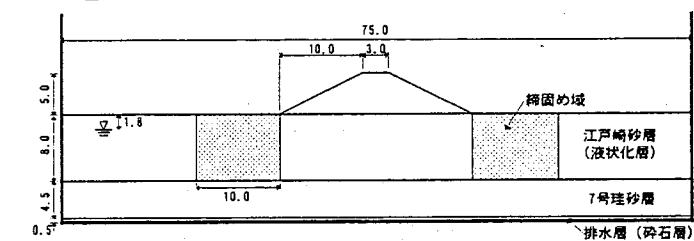
Case_0



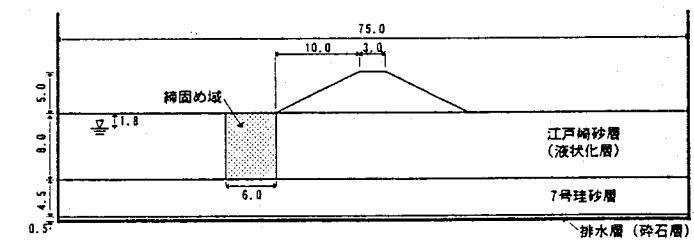
Case_1



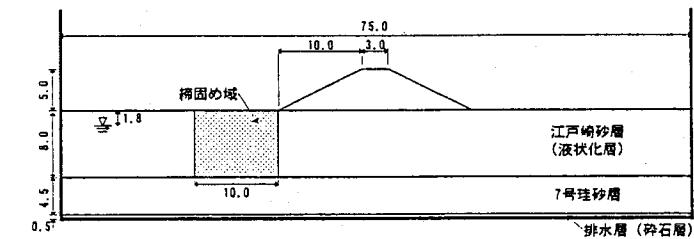
Case_2



Case_3



Case_4



Case_5

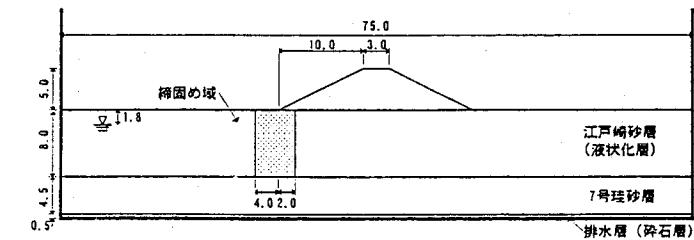


図 A3-2-1-1 模型概要図（原型スケール）

2. 2 遠心模型

遠心実験用として作成した模型は、対策工である締固め領域をパラメータとして条件設定を変えて模型化を行った。各ケースの条件をそれぞれ下記に示す。なお、ケース3~5は実験が未実施で、解析のみを実施したケースであるが、便宜上以下に示した。

- ①ケース0, 1, 2は、改良体の幅の影響を調べるシリーズである。改良体の幅は、それぞれ0m, 6m, 10mであり、堤体の両側に配置されている。
- ②ケース3, 4は、改良体を片側のみ配置したケースであり、改良体の幅はそれぞれケース1(幅6m), ケース2(幅10m)と対応している。
- ③ケース5は、ケース3との対比において、片側に配置された改良体(幅6m)の位置を水平方向に2mだけ堤体内側に寄せたケースである。

実験の諸条件を以下に列挙する。計器配置図を図A3-2-2-1に示す。

土槽寸法：幅150cm×奥行き30cm×深さ50cm（側壁は剛）

基礎地盤：支持層（碎石：層厚0.5m, 密詰めの7号珪砂層4.5m）

液状化層（緩詰めの江戸崎砂層層厚8.0m）

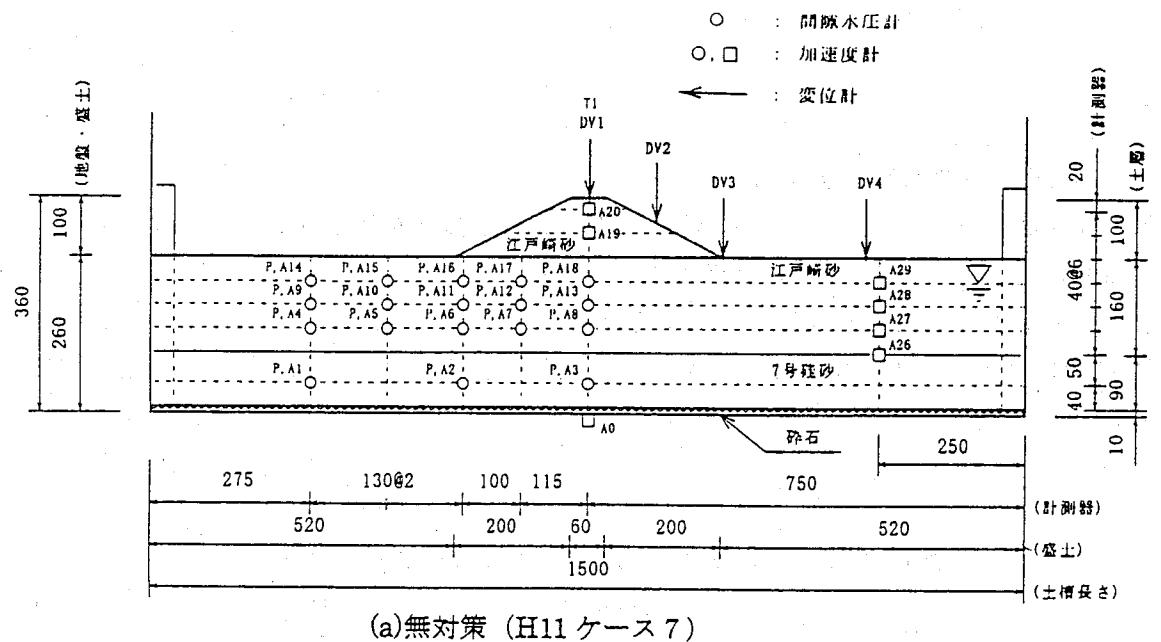
盛土：江戸崎砂層（高さ5m、天端幅3m、法勾配1:2）

地下水位：盛土底面下1.8m

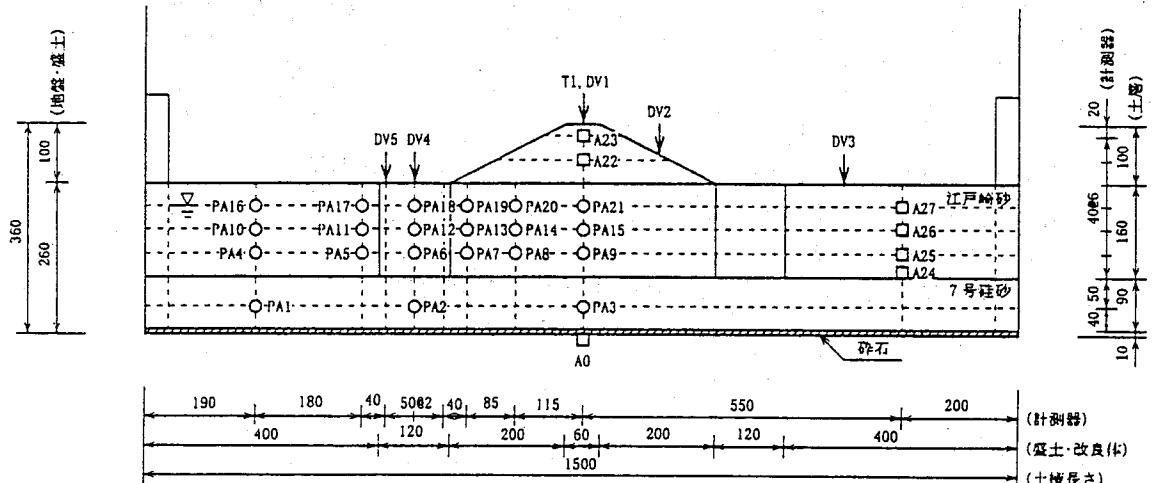
締固め領域：江戸崎砂層、締固め度105%

間隙流体：ケース1およびケース2では、動粘度に関する相似則を満たすようにメトローザを使用（巻末資料A2ケース7では水を使用）

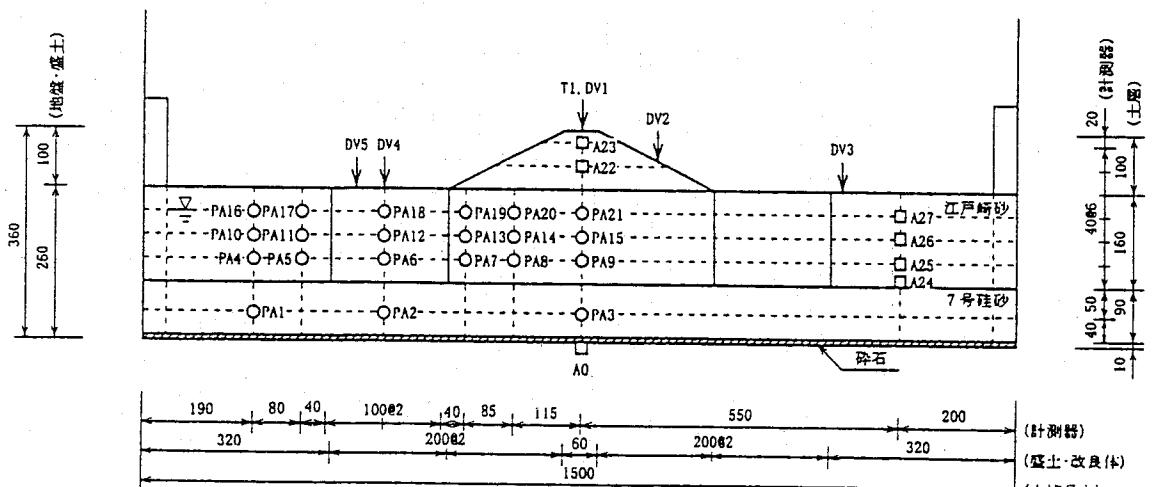
計測：間隙水圧計、加速度計、変位計（図A3-2-2-1参照）



(a)無対策 (H11 ケース7)



(b)固化体幅 6.0m (ケース1)



(c)固化体幅 10.0m (ケース2)

図A3-2-2-1 計測機器配置図

2. 3 模型地盤の物理・力学特性

模型地盤材料は、江戸崎砂層、7号砂層については巻末資料A2と同様であることから、土質試験結果については、基本的に巻末資料A2の土質試験結果を使用した。ここでは、A2では実施されていない締固め域（密な江戸崎砂層）の物性値について示す。表A3-2-3-1に50G場におけるS波速度Vsの測定値を示し、図A3-2-3-1に密な江戸崎砂の液状化強度曲線を示す。

表 A3-2-3-1 50G場におけるS波速度Vs(単位:m/s)

深 度	水平地盤部		締 固 め 域	
	ケース1	ケース2	ケース1	ケース2
GL-2.0～GL-4.0m	111	100	133	133
GL-4.0～GL-6.0m	133	111	153	142
GL-6.0～GL-10.5m	153		計測器不調	

$$(締固め部平均Vs) / (水平地盤部平均Vs) = 1.23$$

$$G = \rho t \cdot Vs^2 \text{ の関係より,}$$

$$(締固め部平均せん断剛性 G_s) / (水平地盤部平均せん断剛性 G_0) = 1.52$$

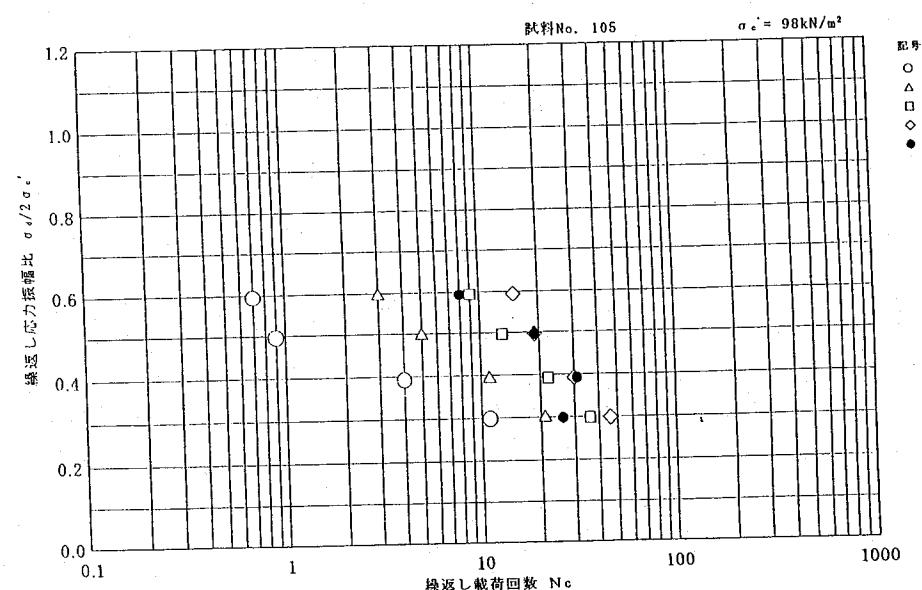


図 A3-2-3-1 密な江戸崎砂の液状化強度曲線

2. 4 入力地震波

図A3-2-4-1に示す正弦波（主要動の振幅(約210cm/s²), 主要動の正弦波7波の後に0.05秒の間隔をおいて、余震を想定した小振幅(約70cm/s²)の正弦波4波を3サイクル付加）。これは巻末資料A2の固化工法の実験における中振幅の正弦波と同一である。なお、図A3-2-4-1の波形は、時間軸・振幅を実物スケールで示している。

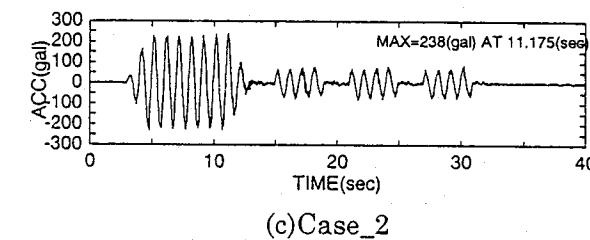
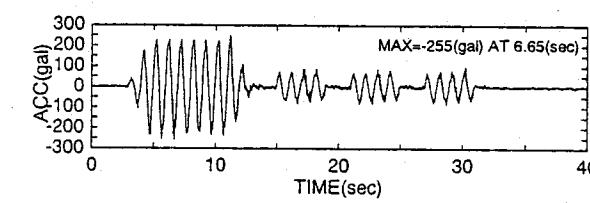
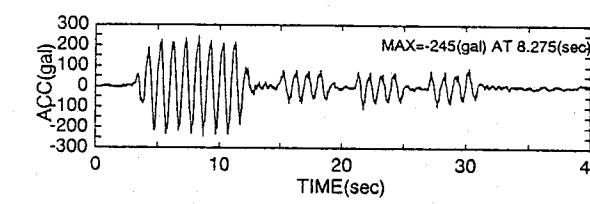


図 A3-2-4-1 入力加速度の時刻歴

3. 各変形予測手法による解析

4種類の変形予測手法における、パラメータの設定方法、盛土および基礎地盤のモデル化の方法などを以下に示す。

全節で述べたように本検討ではパラメータの設定に必要な試験はほぼ事前に与えられており、解析担当者は適宜選択してパラメータを設定した。与条件の一覧を表A3-3-1に示す。解析モデルと解析ケースは、それぞれ図A3-2-1-1および表A3-2-1-1に既に示したとおりである。

表 A3-3-1 与条件一覧

事前に与えられた条件	
江戸崎砂	物理特性(土粒子の密度、粒度、最大・最小乾燥密度) 締固め特性 力学特性(三軸CD強度、動的変形特性、繰返し三軸強度比 $\sigma_d/2\sigma_c'$, e-log p 関係(等方圧縮・除荷時)、遠心場でのVs, 1G場でのVp, 透水係数k)
江戸崎砂 (締固め部)	物理特性(土粒子の密度、粒度、最大乾燥密度) 力学特性(繰返し三軸強度比 $\sigma_d/2\sigma_c'$, e-log p 関係(等方圧縮・除荷時)、遠心場でのVs, 1G場でのVp)
7号硅砂	物理特性(土粒子の密度、粒度、最大・最小乾燥密度) 力学特性(三軸CD強度、動的変形特性、繰返し三軸強度比 $\sigma_d/2\sigma_c'$, e-log p 関係(等方圧縮・除荷時))
地盤飽和前の江戸崎砂層、7号硅砂層、盛土の乾燥密度	
地盤作成後の地表面沈下量	
入力加速度の時刻歴波形	

3. 1 LIQCAによる解析例

(1) 解析断面のモデル化

解析に用いた有限要素メッシュを図A3-3-1-1に示す。各ケースのモデルの層構成は図A3-2-1-1の断面図にしたがいモデル化した。

変位境界条件は、底面を固定、側面を水平方向固定とした。

排水境界条件は、底面と側面は非排水条件、地下水位であるGL-1.8mを排水条件とした。なお、無対策のケース0では間隙水として水を使用しているため、透水係数を他のケースの40倍とした。

初期応力状態は、弾一完全塑性モデルを用いた自重解析により算定した。

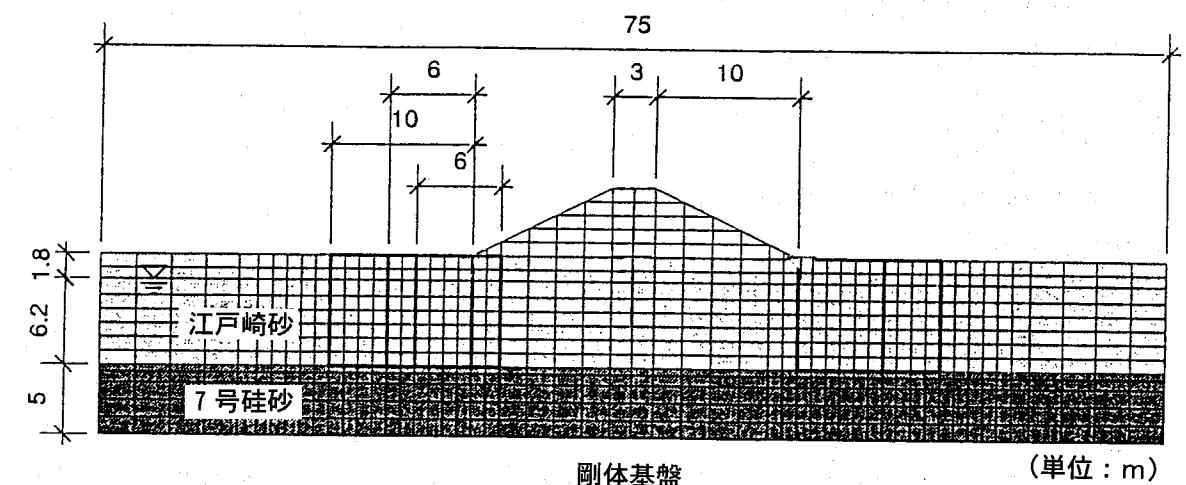
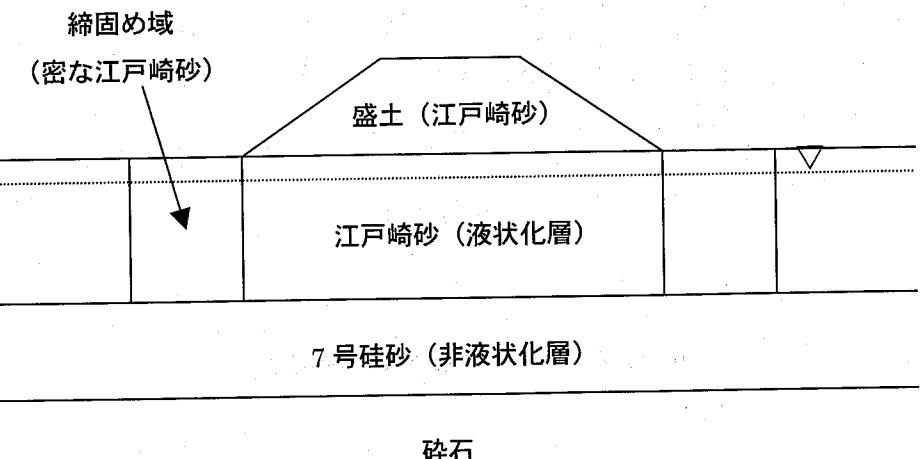


図 A3-3-1-1 解析メッシュ図



(2) パラメータの決定

以下に、各層のパラメータ設定方法の概要を示す。地盤材料は締固め領域を除いて巻末資料A 2と同じものであることから、物性値の設定方法は基本的に同様である。ただし、解析時期、解析担当者がA 2と異なるため液状化パラメータの値など多少異なる箇所もあるが、要素シミュレーションの結果に大きな差異はない。設定した各土層のパラメータを表 A3-3-1-1 に示し、要素シミュレーション結果の例として江戸崎砂層、7号硅砂層、締固め領域の要素シミュレーションで得られた液状化強度曲線と実験値の比較を図 A3-3-1-2(a)～(c)に示す。

① 盛土層（江戸崎砂層、碎石層）

巻末資料A 2と同様に設定した。

② 液状化層（江戸崎砂層）

巻末資料A 2と同様に設定した。

③ 7号硅砂層

巻末資料A 2と同様に設定した。

④ 締固め領域

締固め砂（江戸崎砂）は非液状化層との位置づけであるが過剰間隙水圧の上昇を考慮し、室内試験結果に基づき、液状化層（江戸崎砂層）と同様に要素シミュレーションにおいて、硬化パラメータ、ダイレタンシー係数、基準ひずみが繰返し三軸強度比 R_{L20} を再現するように設定した。

初期間隙比、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、破壊応力比 M_f は、室内試験結果からそれぞれ設定した。変相応力比 M_m は標準値を用いた。

⑤ その他

レーリー減衰は初期剛性比例型として $\alpha=0$ 、 $\beta=0.003$ を用いた。

入力地震動は振動台の計測波形をそのまま使用し、モデル底面から入力した。

計算時間は 50 秒間、時間増分は 0.001 秒とし、時間積分係数 β 、 γ はそれぞれ 0.3025、

0.6 とした。

表 A3-3-1-1 材料パラメータ (LIQCA)

パラメータ名	記号	盛土	江戸崎砂	7号硅砂	締固め層	設定根拠
湿潤密度	ρ (t/m ³)	1.75	1.91	1.98	2.04	模型地盤作成時の密度測定結果
透水係数	k (m/s)	—	2.1E-05	3.2E-05	2.1E-05	透水試験結果および推定値
初期間隙比	e_0	0.856	0.856	0.673	0.671	室内試験
圧縮指数	λ	0.180	0.180	0.0250	0.0140	等方圧密試験
膨潤指数	κ	0.0055	0.0055	0.0025	0.0042	等方圧密試験
初期せん断係数比	G_0/σ'_{m0}	873	873	908	1167	模型地盤のVs
過圧密比	OCR	1.0	1.0	1.0	1.0	実験条件
変相応力比	M_m	0.91	0.91	0.91	0.91	CD 試験
破壊応力比	M_f	1.12	1.12	1.51	1.51	CD 試験
硬化パラメータ	B_0	2200	2200	1500	2200	
硬化パラメータ	B_1	30	30	20	30	
硬化パラメータ	C_f	0	0	0	0	
基準ひずみ（塑性剛性）	γ^p_r	0.010	0.010	0.015	0.010	振動三軸試験のシミュレーション (盛土は江戸崎砂と同一とした)
基準ひずみ（弾性剛性）	γ^e_r	0.010	0.010	0.100	0.050	
ダイレタンシー係数	D_0	5.0	5.0	1.0	1.0	
ダイレタンシー係数	n	1.5	1.5	9.0	1.5	

3. 2 FLIPによる解析例

(1) 解析断面のモデル化

解析に用いた有限要素メッシュを図A3-3-2-1に示す。各ケースのモデルの層構成は図A3-2-1-1の断面図にしたがいモデル化した。境界条件は、遠心模型実験の境界条件と合うようにモデルの両端部は水平変位固定条件とし、底面の境界条件は固定条件とした。

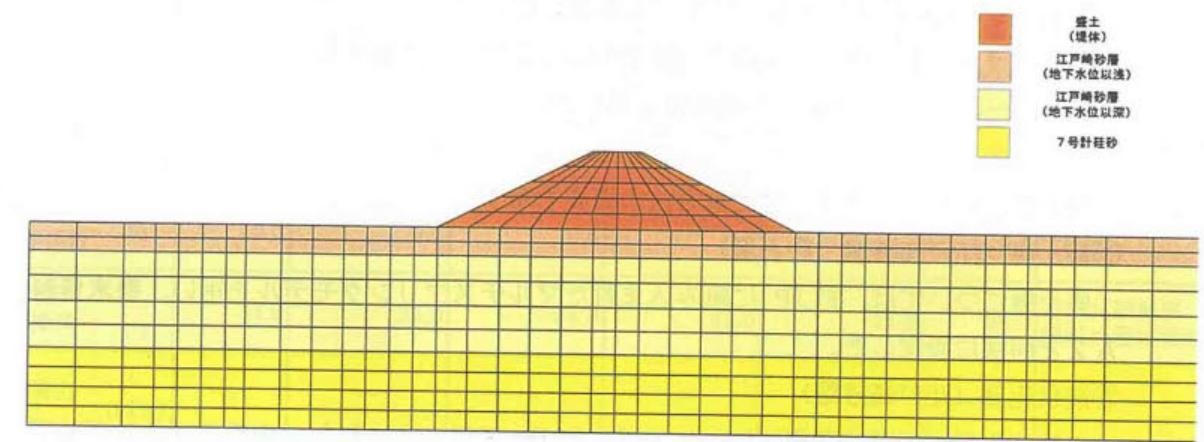


図 A3-3-2-1 有限要素メッシュ図 (FLIP)

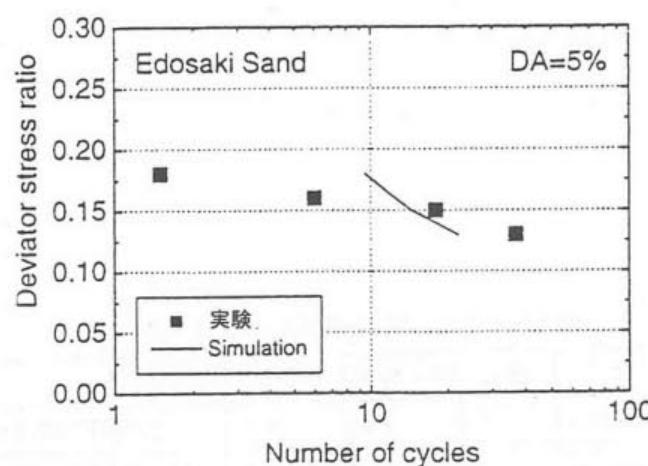


図 A3-3-1-2(a) 江戸崎砂層の要素シミュレーション結果 (液状化強度特性)

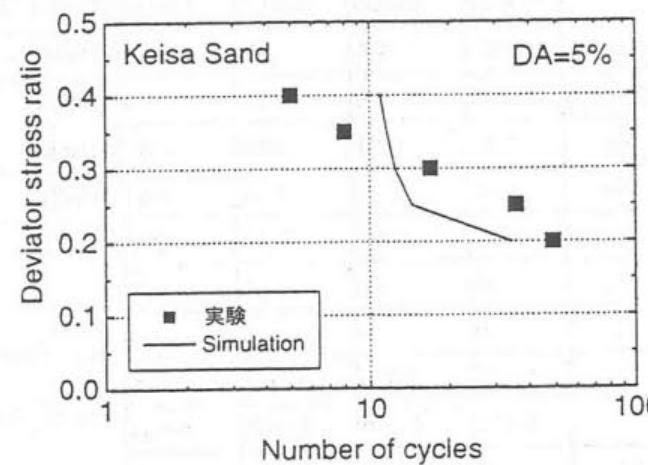


図 A3-3-1-2(b) 7号計硅砂層の要素シミュレーション結果 (液状化強度特性)

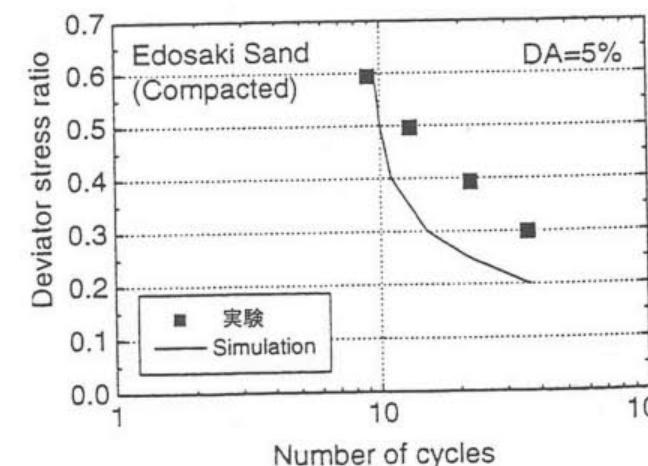


図 A3-3-1-2(c) 締固め層の要素シミュレーション結果 (液状化強度特性)

表A3-3-2-1 設定パラメーター一覧(FLIP)

土層名	盛土 (堤体)	江戸崎砂層 (地下水位上)	江戸崎砂層 (地下水位下)	締固め層 (地下水位上)	締固め層 (地下水位下)	7号 珪砂	設定根拠
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.700	1.680	1.860	1.896	1.896	1.980	模型地盤作成時の密度測定結果
間隙率 n	0.49	0.49	0.49	0.40	0.40	0.40	密度より推定
動的変形特性	初期剪断弾性係数 G_{ma} (kPa)	8.40E+04	4.10E+04	4.10E+04	6.30E+04	6.30E+04	8.60E+04
	初期体積弾性係数 K_{ma} (kPa)	2.18E+05	1.07E+05	1.07E+05	1.64E+05	1.64E+05	2.24E+05
	基準化拘束圧 σ_{ma} (kPa)	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0	98.0
	拘束圧依存係数 m	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	内部摩擦角 ϕ_f (°)	34.0	34.0	34.0	42.0	42.0	48.0
	粘着力 c (kPa)	—	—	—	—	—	—
液状化特性	履歴減衰上限値 h_{max}	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.240
	変相角 ϕ_p (°)	—	—	28.0	—	28.0	28.0
	w_1	—	—	3.00	—	6.00	1.5
	P_1	—	—	0.60	—	0.50	0.60
	P_2	—	—	0.70	—	0.60	0.60
	C_1	—	—	1.50	—	2.00	2.00
	S_1	—	—	0.005	—	0.005	0.005

※1) 締固め層の初期せん断剛性は以下の方法により設定した。

①江戸崎砂層の初期せん断剛性、拘束圧、間隙比から、 $G_0 = a(2.973-e)^2 / (1+e) \sigma_m^{0.5}$ の式²⁾の係数aを求めておく。

②締固め層の間隙比eから初期せん断剛性を算定する。

(2) パラメータの決定

一般事項として、各パラメータは以下の条件に基づき設定した。

- ・地盤材料は締固め領域を除いて卷末資料A 2と同じものであることから、物性値の設定方法は基本的に同様である。ただし、解析時期、解析担当者がA 2と異なるため液状化パラメータの値など多少異なる箇所もあるが、要素シミュレーションの結果に大きな差異はない。
- ・地盤作成後の地表面沈下による加振前の変形量は無視した。ただし、湿潤密度 ρ_t の算定においては沈下による密度増加を考慮した。
- ・土質パラメータは全ケースの平均値を用い、全ケース共通とした。
- ・レーリー減衰は、 $\alpha=0$ 、 $\beta=0.001$ を用いた。

以下に、各層のパラメータ設定方法の概要を示す。

① 盛土層（江戸崎砂層、碎石層）

盛土層については、FLIP に組み込まれたマルチスプリングモデルを用い、卷末資料 A 2 と同様に設定した。

② 液状化層（江戸崎砂層）

液状化層（江戸崎砂層）については、FLIP に組み込まれたマルチスプリングモデルを用い、卷末資料 A 2 と同様に設定した。

③ 7号珪砂層

7号珪砂層についてはマルチスプリングモデルを用い、卷末資料 A 2 と同様に設定した。

モデル底面の碎石層は 7号珪砂層と同一とみなした。

④ 締固め領域

締固め領域はマルチスプリングモデルとし、締固め砂の室内試験結果に基づき、液状化層（江戸崎砂層）と同様に要素シミュレーションにより物性値を設定した。締固め領域の初期せん断弾性係数は、江戸崎砂層（液状化層）の初期せん断弾性係数を基に間隙比の差を考慮して設定した。

以上より設定したパラメーター一覧を表 A3-3-2-1 に示し、要素シミュレーション結果の例として江戸崎砂層、7号珪砂層、締固め領域の要素シミュレーションの結果を図 A3-3-2-2(a)～(c) に示す。

3. 3 ALIDによる解析例

(1) 解析断面のモデル化

解析に用いた有限要素メッシュを図A3-3-3-1(a), (b)に示す。各ケースのモデルの層構成は図A3-2-1-1の断面図にしたがいモデル化した。

境界条件は、遠心模型実験の境界条件と合うようにモデルの両端部は水平変位固定条件とし、底面の境界条件は固定条件とした。

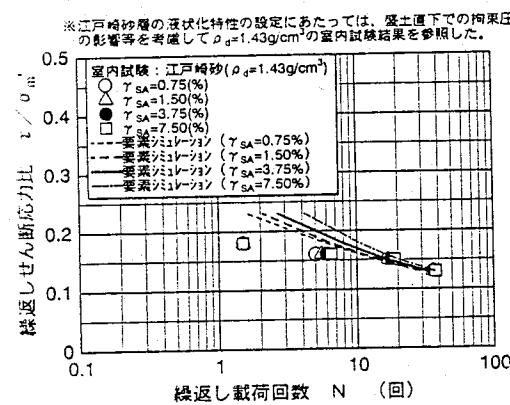


図 A3-3-2-2(a) 江戸崎砂層の要素シミュレーション結果（液状化強度特性）

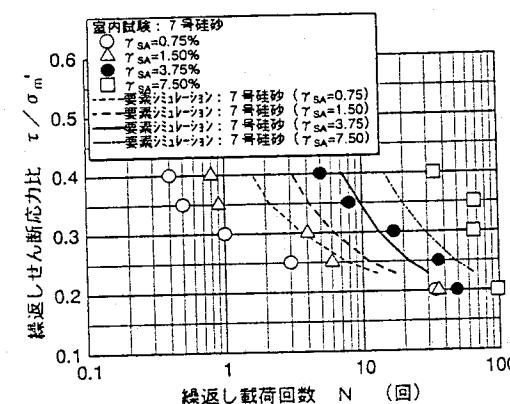


図 A3-3-2-2(b) 7号珪砂層の要素シミュレーション結果（液状化強度特性）

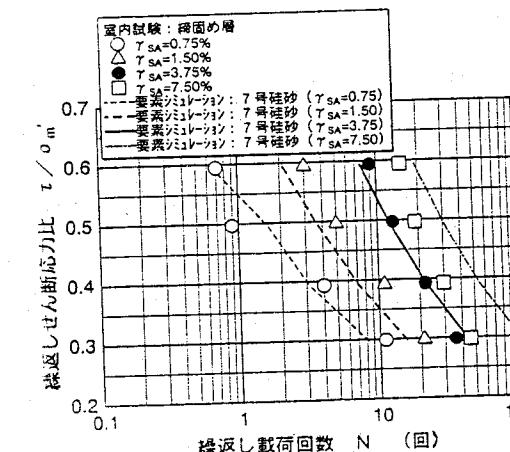


図 A3-3-2-2(c) 締固め層の要素シミュレーション結果（液状化強度特性）

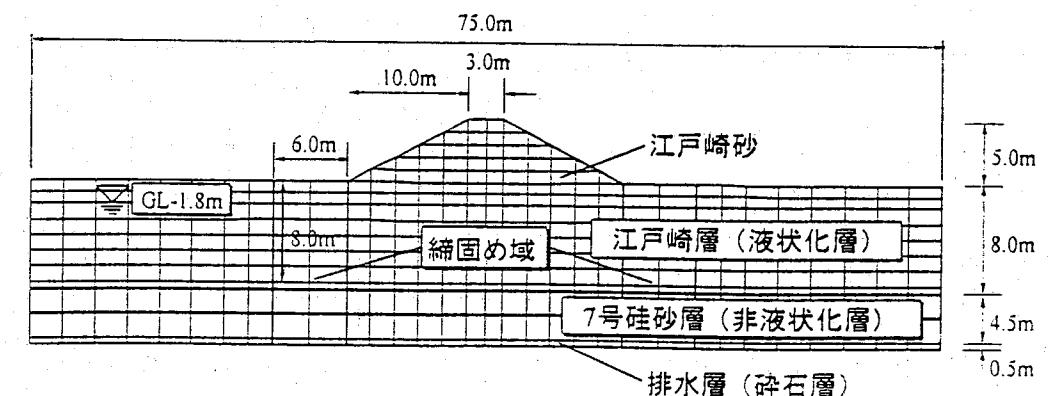


図 A3-3-3-1(a) 解析モデル (ALID: ケース 1)

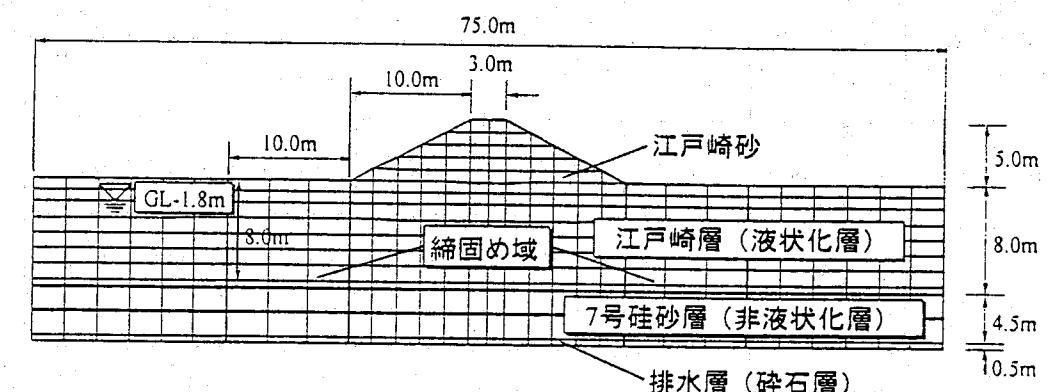


図 A3-3-3-1(b) 解析モデル (ALID: ケース 2)

(2) パラメータの決定

a) 液状化判定

ALID の解析に先立ち、液状化判定を行うために 1 次元波動論による地震応答解析 SHAKE により液状化に対する抵抗率 F_L を算定した。SHAKE の物性値設定には、各ケースにおける湿潤密度 ρ_t および遠心場において測定された S 波速度 V_s を用いた。液状化判定においては、盛土の土被りの有無を考慮するために、堤防敷と堤内・堤外部地盤の各 2 つの断面について判定を実施した。液状化判定の結果得られた液状化に対する抵抗率 F_L を他の解析用物性値とともに表 A3-3-3-1 に示す。

表 A3-3-3-1 パラメーター一覧 (ALID)

	ケース	盛土	液状化層 (江戸崎 砂層)	江戸崎砂層 (地下 水位上)	7号硅砂層 (堤防敷)	7号硅砂層 (堤外, 内)	碎石層	締固め 領域	設定根拠
湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	共通	1.68	1.86	1.68	1.98	1.98	2.10	2.01	室内試験 結果
細粒分含有率 FC(%)	共通	—	10	—	1	1	—	10	室内試験 結果
ヤング係数 E(kN/m ²)	共通	40500	108850	108850	217700	217700	217700	166500	遠心場にお けるVsよ り算定 盛土は推定
せん断剛性 低下率 (液状化層) $G_l/G_N, G_l/G_{0,i}$	共通	—	1/1430	—	1/960	1/3225	—	—	図A3-3-3-2 より設定
せん断剛性 低下率 (盛土・ 非液状化層) $G_l/G_N, G_l/G_{0,i}$	0	—	—	—	—	—	—	注1)	設定パターン に応じて仮 定
1	1/143 (ケースA)	—	—	—	—	—	—	注1)	
2	—	—	—	—	—	—	—	注2)	
3	1/10 (ケースD)	—	—	—	—	—	—	注1)	
4	—	—	—	—	—	—	—	注2)	
5	—	—	—	—	—	—	—	注1)	
初期 ボアソン比 ν_1	共通	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	一般値
地震時 ボアソン比 ν_N	共通	0.333	K一定 ^{注3)}	K一定 ^{注3)}	K一定 ^{注3)}	K一定 ^{注3)}	0.333	0.333	一般値
液状化抵抗率 F_L	0	—	—	—	1.0 (パターン 1~4)	1.0 (パターン 1~4)	—	—	SHAKE の 算定結果よ り注4) (7号硅砂層 はパターン1 ～4では1.0 と仮定)
1	—	—	—	—	0.96 (パターン 5~8)	0.7 (パターン 5~8)	—	1.06	
2	—	—	—	—	—	—	—	0.91	
3	—	—	—	—	—	—	—	1.06	
4	—	—	—	—	—	—	—	0.91	
5	—	—	—	—	—	—	—	1.06	

注 1) 1/526(パターン 2,4,6,8), 1/10(パターン 1,3,5,7)

注 2) 1/1111(パターン 2,4,6,8), 1/10(パターン 1,3,5,7)

注 3) 卷末資料 A1 の A1-4-3-2 式参照

注 4) F_L が 0.7 以下の場合には 0.7 とした。

b) 物性値の設定パターン

地盤材料は締固め領域を除いて卷末資料 A 2 と同じものであることから、物性値の設定方法は基本的に同様であるが、締固め領域の液状化の有無も考慮して、A 2 よりも物性値の設定パターンを増やして検討を実施した。すなわち、液状化層以外の剛性低下率の設定方法がまだ十分に確立していないため、盛土の剛性低下、7 号硅砂層の剛性低下、締固め領域の剛性低下方法の組合せとして以下の 8 パターンの物性値を設定し、解析を実施した。物性値の設定ケースを表 A3-3-3-2 に示す。

① 盛土の剛性低下方法

不飽和層である盛土の剛性低下方法としては、既往のパラメトリックな検討結果（本卷末資料 A1 の図 A1-4-3-3）から、ケース A（液状化層の剛性低下率の 10 倍とする）とケース D（初期のせん断弾性係数の 1/10 とする）の 2 パターンが実測値との一致度が高いという結果が得られており、この 2 パターンを用いるものとした。

② 7 号硅砂層の剛性低下方法

7 号硅砂層は、江戸崎砂層より剛性が高く液状化の発生しない支持層として設定されているが、本検討における入力地震動が大きいため、SHAKE の解析結果より F_L 値を算定すると F_L 値が 1 を下回る結果が得られた。しかしながら、7 号硅砂は密な砂層であり、 F_L 値が 1 を下回っても剛性の低下はそれほど大きくないことも想定されたため、7 号硅砂層の剛性低下を考慮しないケースと SHAKE から算定した F_L 値を用いて図 A3-3-3-2 より剛性低下率を算定するケースの 2 パターンを用いるものとした。

③ 締固め領域の剛性低下方法

締固め領域は、江戸崎砂層よりも剛性が高く液状化の発生しにくい領域として設定されているが、7 号硅砂層と同様に入力動が大きいことにより剛性低下の見極めが難しい。そこで、初期のせん断弾性係数の 1/10 とするケースと SHAKE から算定した F_L 値を用いて図 A3-3-3-2 より推定するケースの 2 パターンを用いるものとした。

表 A3-3-3-2 物性値の設定ケース

	盛土の剛性低下	7 号硅砂層の剛性低下	締固め領域の剛性低下
パターン 1	ケース A (液状化層の剛性 低下率の 10 倍)	剛性低下しない	1/10
パターン 2			SHAKE から算定した F_L 値より推定
パターン 3	ケース D (初期のせん断弾 性係数の 1/10)	剛性低下しない	1/10
パターン 4			SHAKE から算定した F_L 値より推定
パターン 5	ケース A (液状化層の剛性 低下率の 10 倍)	SHAKE から算定した F_L 値より推定	1/10
パターン 6			SHAKE から算定した F_L 値より推定
パターン 7	ケース D (初期のせん断弾 性係数の 1/10)	SHAKE から算定した F_L 値より推定	1/10
パターン 8			SHAKE から算定した F_L 値より推定

c) パラメータの設定

①盛土層（江戸崎砂層、碎石層）

前項で述べたように、液状化層の剛性低下率の1/10とするケースAおよび初期せん断弾性係数の1/10とするケースDの2パターンの解析を実施した。

②液状化層（江戸崎砂層）

液状化層の剛性低下率は、細粒分含有率FCと液状化に対する抵抗率 F_L から図A3-3-2を用いて設定した。液状化に対する抵抗率 F_L が0.7以下の場合には、実験データが得られていないため図A3-3-2において $F_L=0.7$ での剛性低下率を用いた。

③7号硅砂層・底面の碎石層

前項で述べたように、7号硅砂の剛性低下を考慮する場合としない場合とで各ケースともに2パターンの解析を実施した。

剛性低下率は、江戸崎砂層と同様に細粒分含有率FCと液状化に対する抵抗率 F_L から図A3-3-2を用いて設定した。液状化に対する抵抗率 F_L が0.7以下の場合には、実験データが得られていないため、図A3-3-2において $F_L=0.7$ での剛性低下率を用いた。

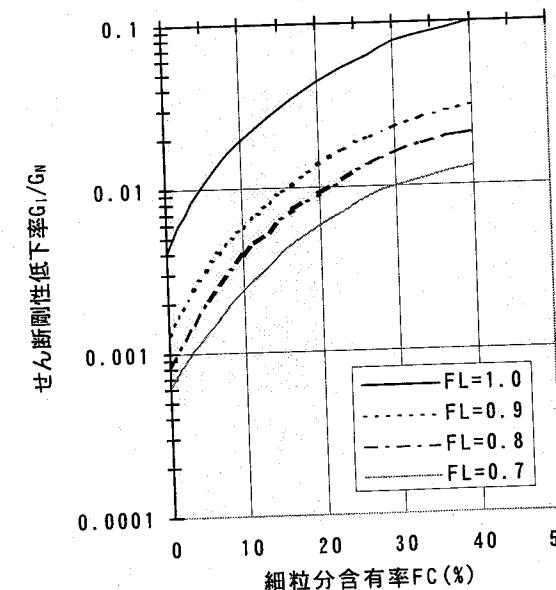
モデル底面の碎石層は7号硅砂層と同一とみなした。

④非液状化層（地下水位上の江戸崎砂層）

非液状化層である地下水位上の江戸崎砂層の剛性低下率は、液状化層の剛性低下率の10倍とした。

⑤締固め領域

密な江戸崎砂層の物性値(S波速度Vs)から初期せん断弾性係数を求めた。前項で述べたように、剛性低下率は、初期のせん断弾性係数の1/10とするケースとSHAKEから算定した F_L 値を用いるケースの2パターンを用いるものとした。



図A3-3-2 剛性低下率、細粒分含有率Fcと F_L の関係³⁾

3.4 東畠モデルによる解析例

(1) 解析断面のモデル化

東畠モデルでは、解析モデルは、液状化層、非液状化層（盛土を含む地下水位よりも上の層）、対策工の3つから構成される。各ケースのモデルの層構成は、図A3-2-1-1の断面図にしたがいモデル化した。また、東畠モデルのモデル化の前に、液状化判定により液状化層と非液状化層の設定を行う。以下に、解析断面のモデル化の手順を述べ、作成した解析モデルを図A3-3-4-1に示す。

①液状化判定

卷末資料A2の固化工法の検討結果にならい、江戸崎砂層のみならず7号硅砂層も液状化するものと仮定した。ただし、本解析では液状化の程度の違いは考慮できないため、江戸崎砂層と7号硅砂層は同一の液状化層とみなした。

②盛土・基礎地盤のモデル化

解析を行うにあたり、以下の条件を設定した。

- 支持層である7号硅砂も液状化層とみなした。
- 地下水位上の江戸崎砂層・盛土は全て非液状化層とした。
- 碎石層は全ケースとも非液状化層と仮定した。
- 解析モデルは、ケース0～2は対称条件より堤防の半分のみをモデル化し、ケース3～5は全体モデルとした。
- 底面境界条件は、固定、側面は両端ともに水平変位固定とした。
- 解析モデルの形状は、各実験ケースにおける模型加振直前の形状を初期値として設定した。

③対策工（締固め領域）のモデル化

- 締固め領域は、7号硅砂層を液状化層と見なしたことにより、締固め領域が非液状化層に着底せず、インターフェースに設けられた壁体としてのモデル化が不可能であるため、締固め砂のヤング率、密度をもつ非液状化層の一部としてモデル化した。

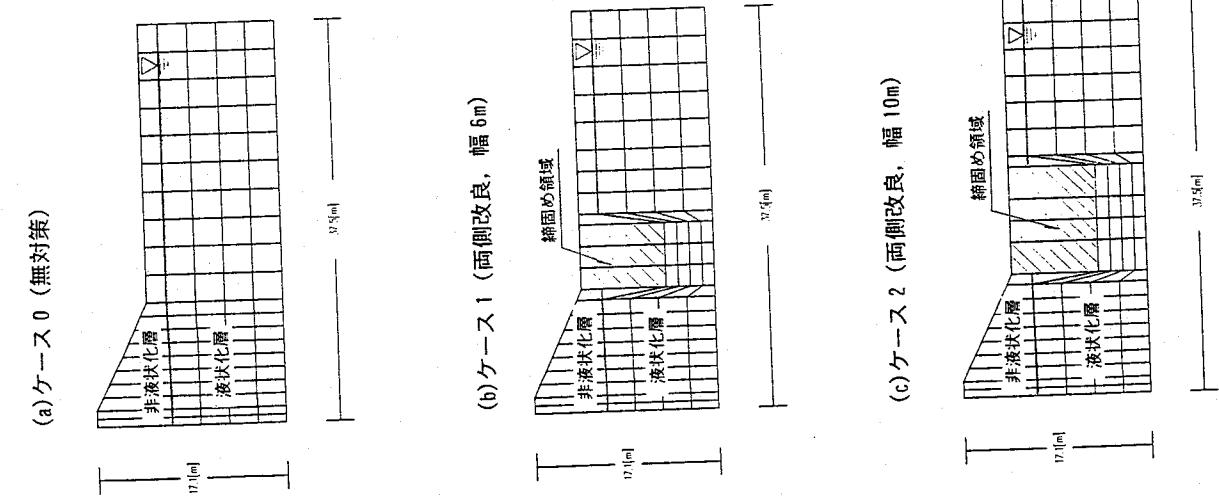
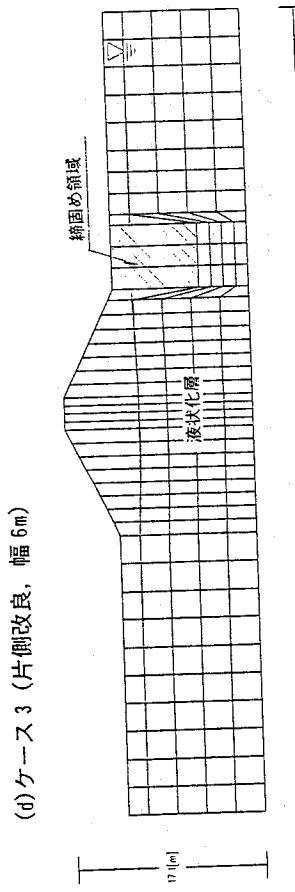


図 A3-3-4-1 解析モデル（東畠モデル）

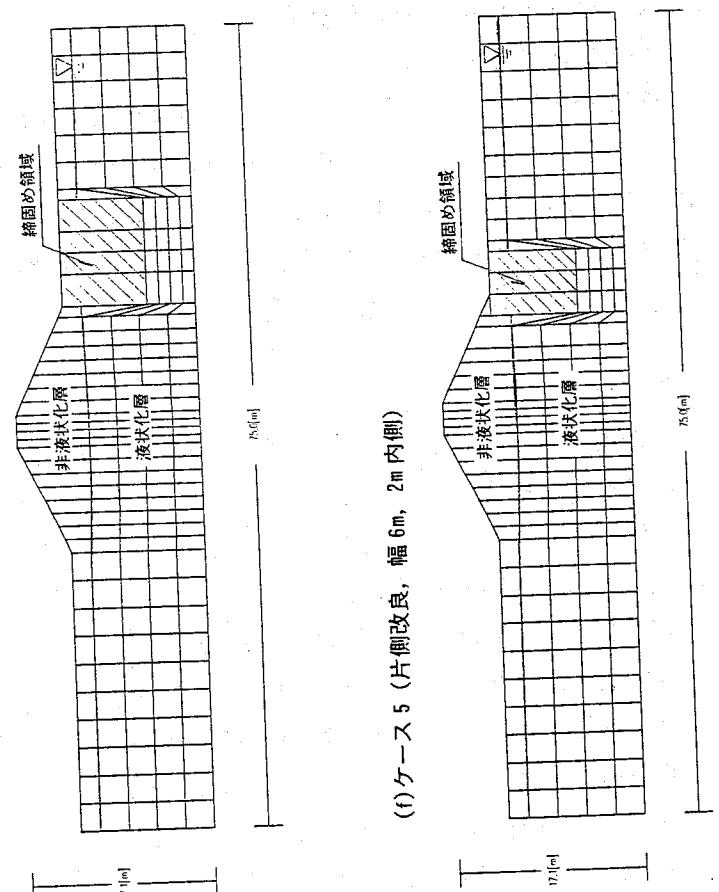
(d) ケース 3 (片側改良、幅 6m)

(b) ケース 1 (両側改良、幅 6m)



(a) ケース 0 (無対策)

(e) ケース 4 (片側改良、幅 10m)



(f) ケース 5 (片側改良、幅 6m、2m 内側)

(2) パラメータの決定

各パラメータは、以下の条件に基づき設定した。

- ・液状化層は強度・剛性 0とした。
- ・液状化層の減衰比 h

液状化層の減衰比 h は、一般にはらつきが大きく設定が難しいため、卷末資料 A 2 の固化工法の検討結果と同様に、 $h=10$ および 40 の 2 ケースの解析を行うものとした。

- ・液状化継続時間 T_{ul}

卷末資料 A 2 の固化工法の検討結果と同様に、12.0 秒と仮定した。

この理由は次のとおりである。すなわち、卷末資料 A 2 の固化工法の実験では振幅が大、中、小の 3 種類の入力波を用いられたが、「最大加速度発生時刻から後続する地震動の加速度が $50\text{cm}/\text{s}^2$ を維持する時間」という定義にしたがい実験条件（主要動の後に、小振幅 $50\text{cm}/\text{s}^2$ の後続波群が 3 回繰返す）から算定した場合、振幅が大、中、小どれでも約 25.6 秒となって区別をつけがたいという結果に至った。そこで、大振幅のケースは、上記定義どおり $T_{ul}=25.6$ 秒とし、小振幅のケースは液状化の継続は主要動部のみの 7.5 秒と仮定した。また、中振幅のケースでは、大振幅と小振幅の振幅にほぼ比例させて、12.0 秒と仮定した。入力波形と地震動継続時間 T_{ul} の取り方を図 A3-3-4-2 に示す。

- ・締固め領域のヤング係数 E は、室内実験で得られた繰返し三軸強度比 R_{L20} （有効上載圧 $\sigma_v'=100\text{kN/m}^2$ ）の平均値 0.445 と道路橋示方書の関係式（V 耐震設計編 94 ページ参照）から、拘束圧 100kN/m^2 に対する換算 N 値である N_1 ($=25.1$) を求めた。この N_1 を用いて締固め層の平均有効拘束圧 58kN/m^2 に対応する N 値 18.9 を求め、 $E=700 \cdot N (\text{kN/m}^2)$ よりヤング係数 E ($=13200\text{kN/m}^2$) を算定した。
- ・東畠モデルでは、液状化層の圧密沈下を考慮することができないため、一律に液状化層厚の 5%として、解析で得られた変位量に加えて全体変形量を求めるものとした。
- ・設定パラメーターの一覧を表 A3-3-4-1 に示す。

4. 解析結果

4. 1 実験結果の概要

実験の結果、測定された盛土の最終変形状況を図 A3-4-1-1 に示す。また、盛土の沈下量一覧を表 A3-4-1-1 に示し、盛土天端沈下量と改良幅の関係を図 A3-4-1-2 に示す。

表 A3-4-1-1、図 A3-4-1-1、図 A3-4-1-2 にしたがい、各実験ケースの結果について以下に簡単に考察を行う。

締固め領域の幅について、ケース 0(巻末資料 A 2 のケース 7)、1、2 を比較してみると、まず締固め改良により天端沈下量は無対策の約半分に減少することがわかる。ただし、締固め領域の幅が広くなるにつれて、天端沈下量が減少する傾向は今回の実験結果ではみられなかった。むしろ若干ではあるが締固め領域の幅の少ないケース 1 (幅 6m) の方がケース 2 (幅 10m) よりも沈下量が大きい。この原因は明らかでないが、図 A3-4-1-2 より巻末資料 A 2 の固化工法 (改良体幅 6m, 根入れ 2.5m) の天端沈下量が今回のケース 1 よりもやや大きめであることを考えると、実験誤差等によりケース 1 の変形が相対的に少し小さめであった可能性が考えられる。

加振時間の影響としては、表 A3-4-1-1 より最終 (約 23 分後) の天端沈下量は、主要動終了時 (約 14 秒後) に比べて、無対策の場合には 8%程度、対策ありの場合には 40%前後増加する結果が得られた。特に、対策ありの場合に増加率が大きい理由は、堤体と改良域との間の地盤に発生した過剰間隙水圧が消散し、圧密沈下が発生することの影響と考えられる。

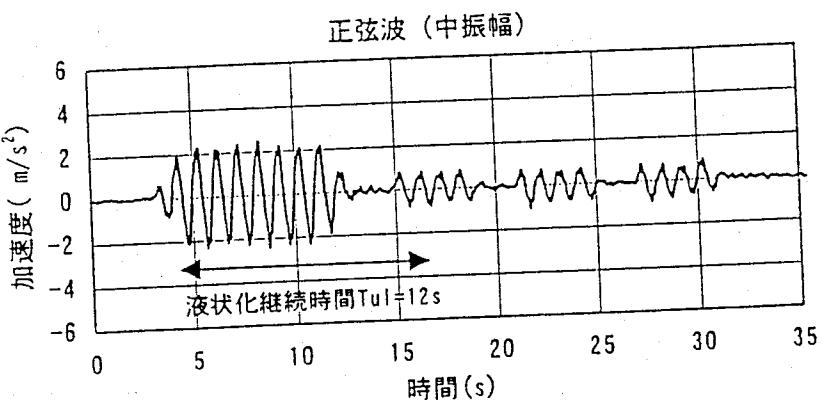


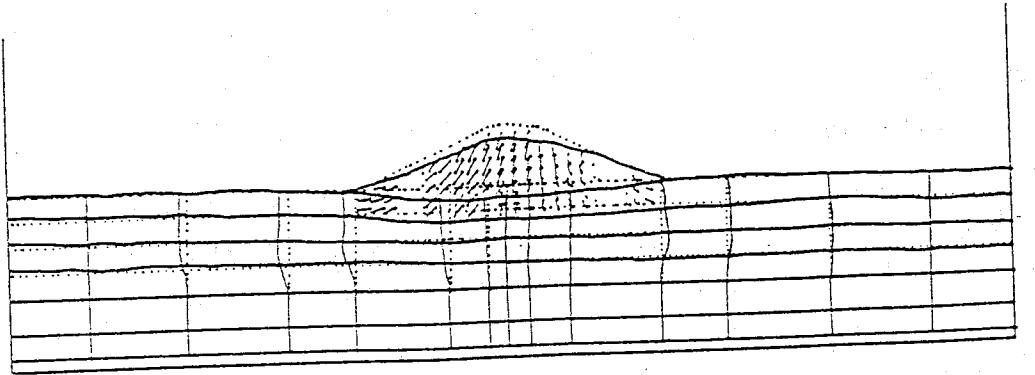
図 A3-3-4-2 入力波形と地震動継続時間 T_{u1}

表 A3-3-4-1 設定パラメーター一覧

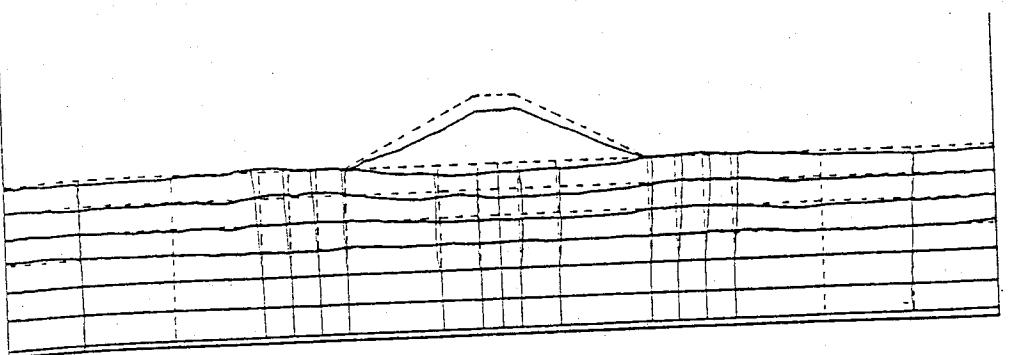
パラメータ	記号	設定値	設定根拠
湿潤密度 (液状化層)	$\rho_t(t/m^3)$	1.86	江戸崎砂の室内試験結果より
湿潤密度 (盛土・非液状化層)	$\rho_t(t/m^3)$	1.68	加振前の盛土の湿潤密度より
湿潤密度 (締固め層)	$\rho_t(t/m^3)$	2.0	室内試験結果より
ヤング係数 (盛土・非液状化層)	E (kN/m ²)	2800	N 値 4 相当と仮定 (E=700·N) (仮定値)
ヤング係数 (締固め層)	E (kN/m ²)	13200	N 値 18.9 相当と仮定 (E=700·N) (仮定値)
液状化継続時間	$T_{u1}(s)$	12.0 (中振幅波)	大・小振幅との振幅・継続時間 の比に応じて設定 (仮定値)
液状化層の減衰比	h	10, 40	経験的な値の範囲として 2 ケース設定 (仮定値)

表 A3-4-1-1 盛土の沈下量一覧 (単位: m)

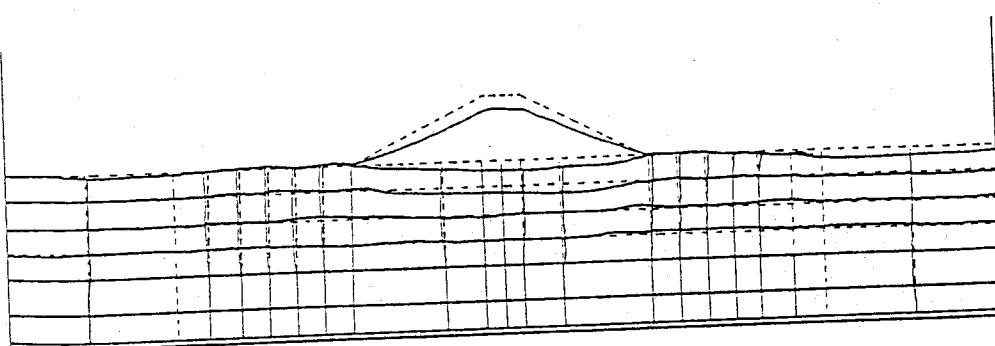
	主要動終了時 (約 14 秒後)		余震終了時 (約 31 秒後)		最終 (加振後 23 分)	
	盛土天端	盛土底面	盛土天端	盛土底面	盛土天端	盛土底面
ケース 0 (無対策)	1.34	0.98	1.44	1.02	1.45	1.03
ケース 1 (改良幅 6m)	0.49	0.49	0.60	0.59	0.70	0.65
ケース 2 (改良幅 10m)	0.53	0.51	0.62	0.60	0.72	0.65



ケース0
(a)無対策



(b)固化体幅 6.0m (ケース1)



(c)固化体幅 10.0m (ケース2)

図 A3-4-1-1 盛土の最終変形状況（実験結果）

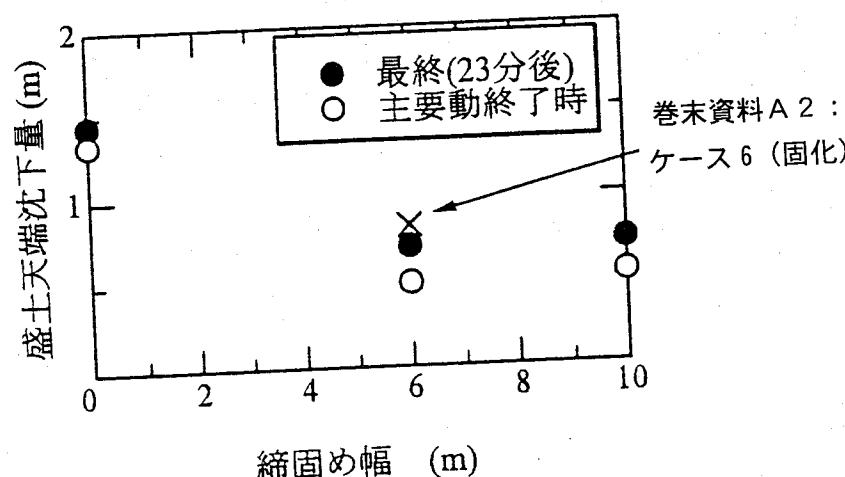


図 A3-4-1-2 盛土天端沈下量と改良幅の関係（実験結果）

4. 2 解析結果

本節では、各変形解析手法それぞれの解析結果の概要を示し、解析結果全般の比較・評価は次節において行う。評価の着目点としてここでは盛土の天端沈下量を基本とする。

比較にあたって、以下に示すように1つの解析手法で幾通りかの解析結果を示したものがある。それらについては、どのパラメータ設定が妥当であるかを判断する手がかりとなることから、同一の図上に示し、比較を行うものとする。

1) LIQCA の解析結果

解析の結果得られた天端沈下量と実測変位量の比較を図 A3-4-2-1 に示す。

LIQCA の解析は、1組のパラメータ設定のみである。

2) FLIP の解析結果

解析の結果得られた天端沈下量と実測変位量の比較を図 A3-4-2-2 に示す。

FLIP については、7号砂層の過剰間隙水圧発生を考慮しない場合のケースについて比較を行う。

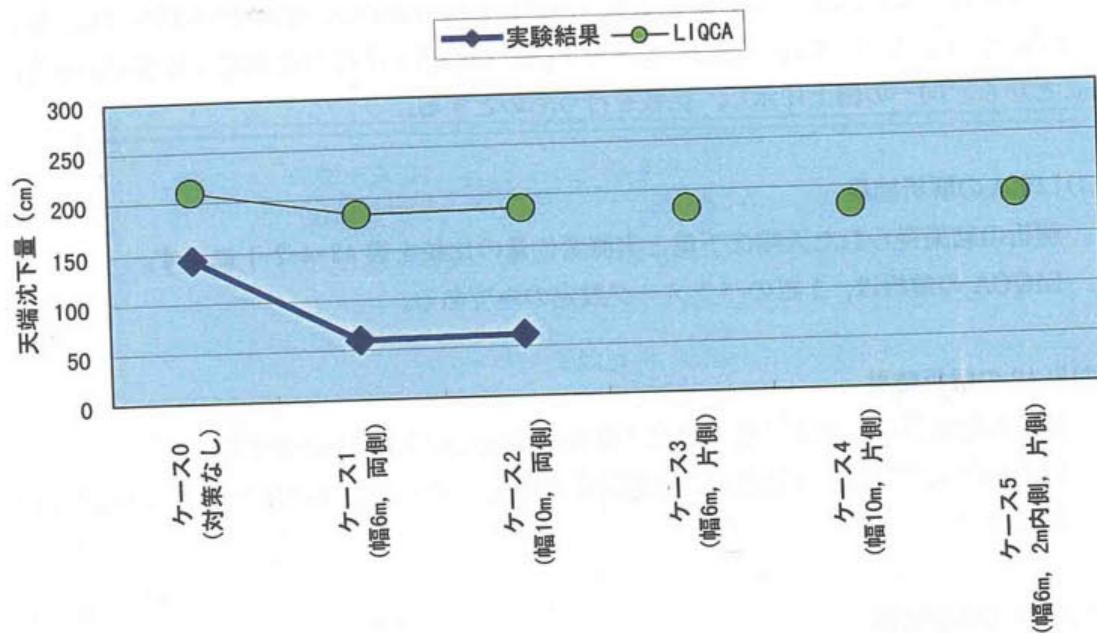
3) ALID の解析結果

解析の結果得られた天端沈下量と実測変位量の比較を図 A3-4-2-3 に示す。

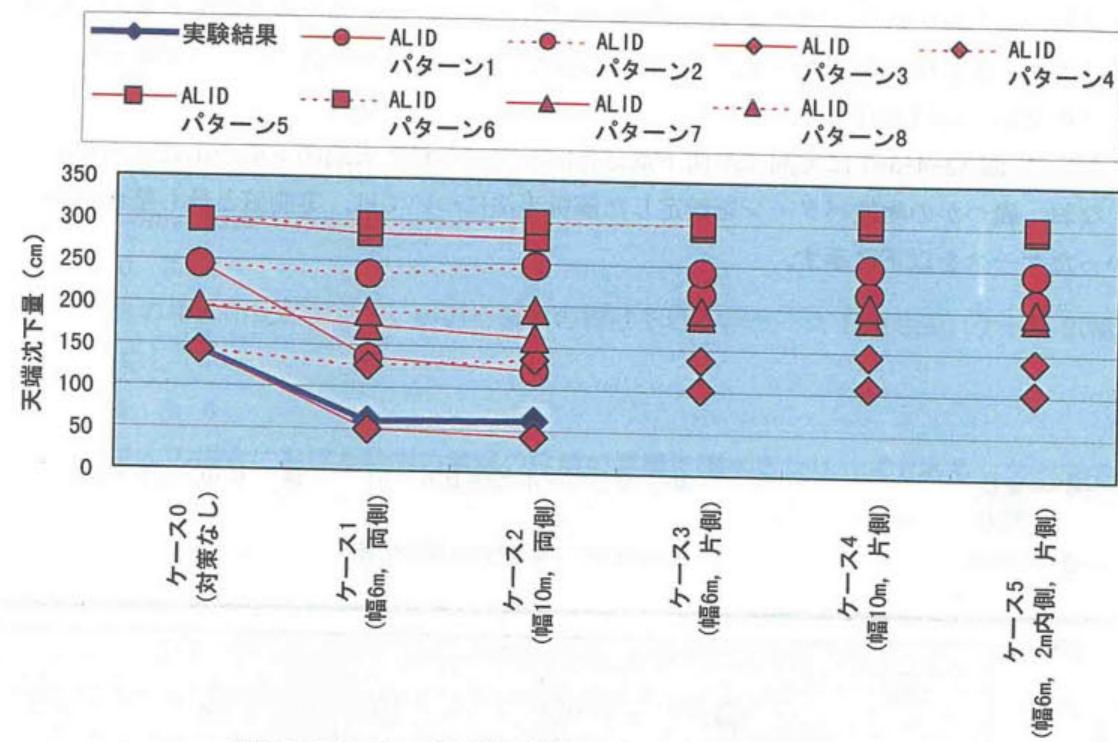
ALID については、8ケースの物性設定パターンからパターン1とパターン3を選び、比較を行う（表 A3-3-3-2 参照）。すなわち、パターン1は、非液状化層の剛性低下のさせ方としてケースA（液状化層の剛性低下率の10倍とする）の場合であり、パターン3はケースD（液状化層の初期せん断弾性係数の1/10とする）の場合である。7号砂層は剛性低下しないという仮定および締固め領域の剛性低下は初期せん断弾性係数の1/10とする仮定は共通である。

4) 東畠モデルの解析結果

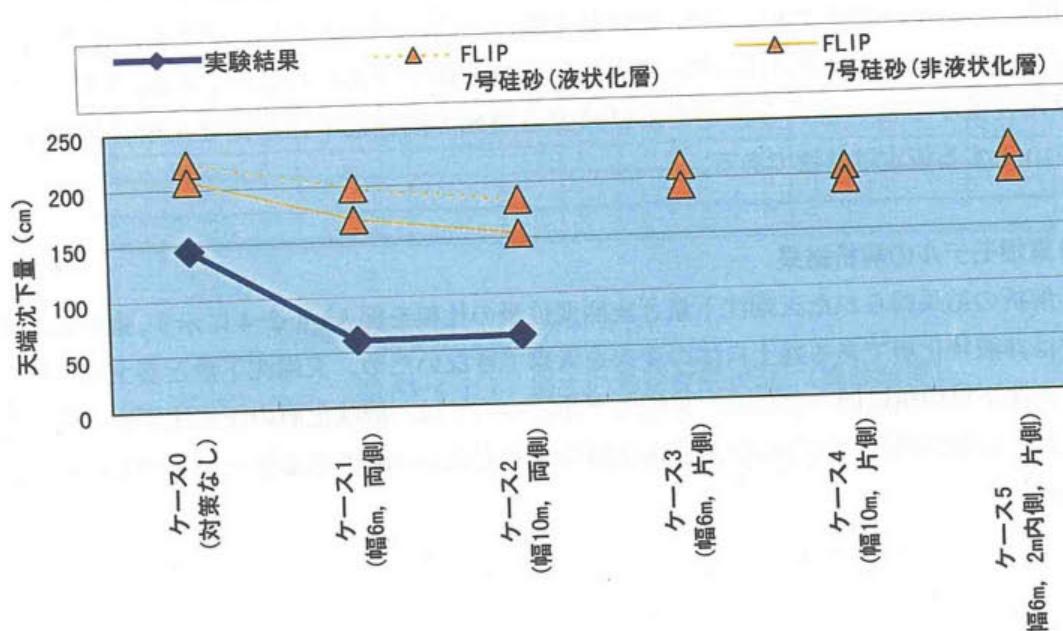
解析の結果得られた天端沈下量と実測変位量の比較を図 A3-4-2-4 に示す。東畠モデルでは非液状化層である盛土自体の変形を考慮できないため、天端沈下量と盛土直下位置での沈下量の値は同一となる。東畠モデルについては、液状化層の圧密沈下を考慮する場合としない場合の両方の値を液状化層の減衰定数 $h=10,40$ の2ケースそれぞれについて示した。



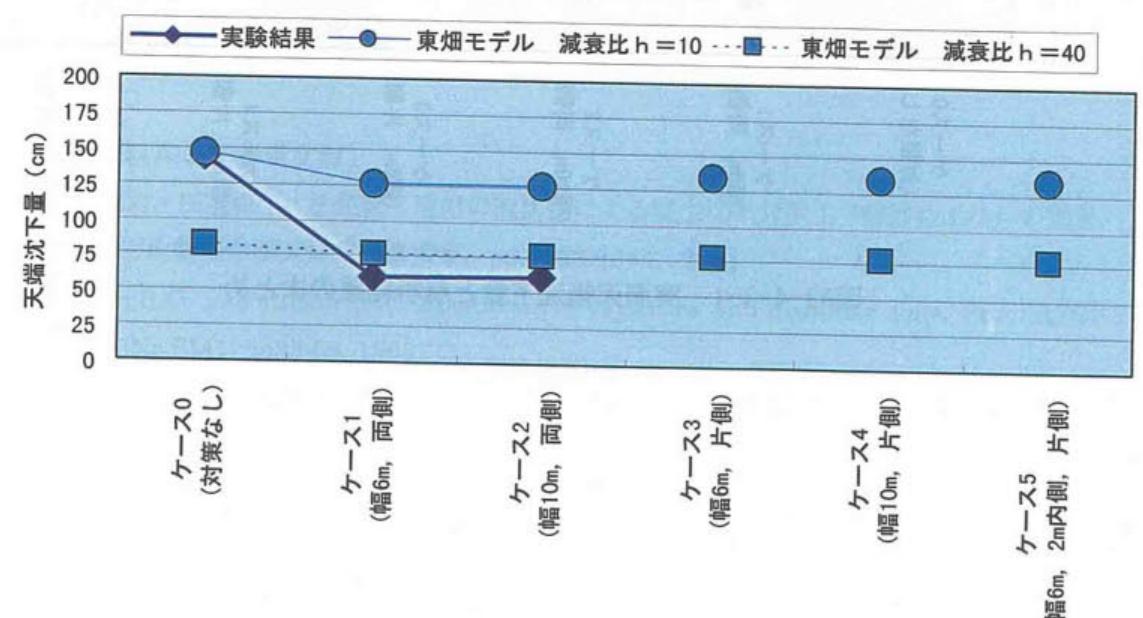
図A3-4-2-1 実測天端沈下量と解析結果 (LIQCA)



図A3-4-2-3 実測天端沈下量と解析結果 (ALID)



図A3-4-2-2 実測天端沈下量と解析結果 (FLIP)

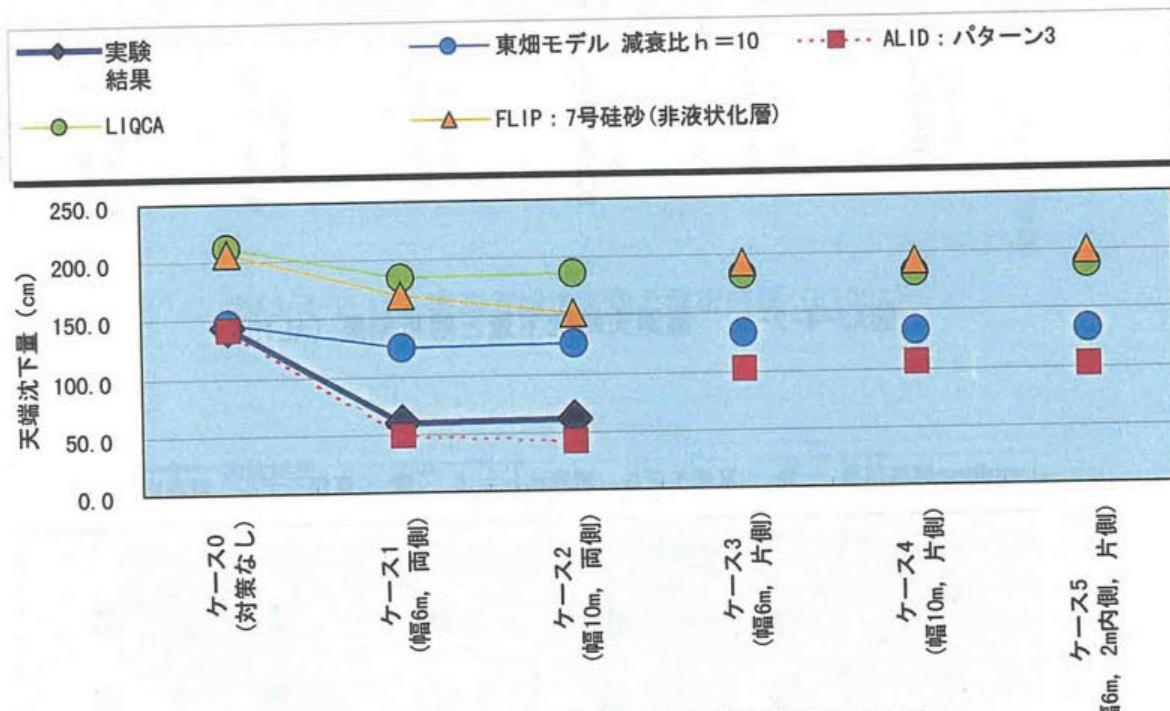


図A3-4-2-4 実測天端沈下量と解析結果 (東畠モデル)

4. 3 解析結果のまとめ

以上概略を示してきた実測変形量と4つの解析手法による変形解析結果とを比較し、解析結果のまとめを行う。以下では、評価の着目点として、主に盛土の天端沈下量と盛土・基礎地盤・改良体の変形モードに着目し、改良幅、改良領域の位置について実験・解析ケースを分類し整理を行った。

初めに、図A3-4-3-1に実測天端沈下量と各解析で得られた天端沈下量の比較結果を示す。なお、幾つかの物性パターンを設定した解析手法については、実測値と最も整合性が高かったケースを以下に示す。



図A3-4-3-1 実測天端沈下量と解析結果のまとめ

次に、以下の3組のシリーズについて解析結果と実測結果を整理し、比較を実施した。それぞれのシリーズについて変形量と変形パターンを整理したものが、図A3-4-3-2～図A3-4-3-4である。

①ケース0, 1, 2

両側改良の場合に締固め領域の幅の影響を調べるシリーズである。改良体の幅は、それぞれ0m, 6m, 10mである。

②ケース0, 3, 4

片側改良の場合の比較である。締固め領域の幅はそれぞれケース1(幅6m), ケース2(幅10m)と対応している。

③ケース1, 3, 5

改良幅6mの場合における締固め領域の位置の影響を調べるシリーズである。ケース5は、ケース1と3との対比において、片側に配置された締固め領域(幅6m)の位置を水平方向に2mだけ堤体内側に寄せたケースである。

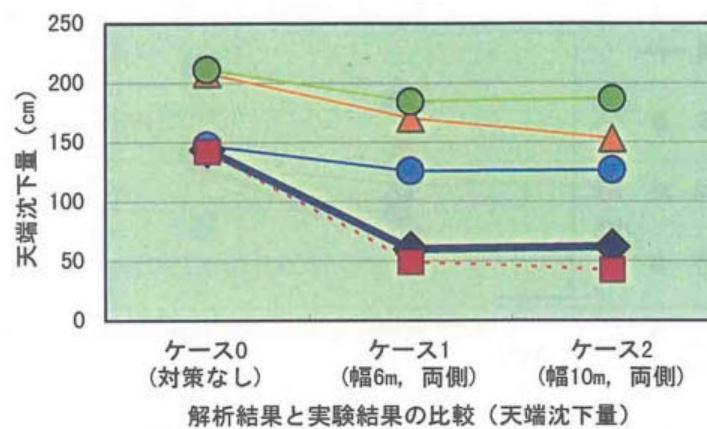
以上より、各解析手法による解析結果全般に関して簡単にまとめる以下のようにになる。

- ① どの手法も変形量をやや大きめに評価する傾向がみられた。
- ② 定性的にはどの手法も締固め領域の幅、配置の違いによる変形量の大小関係、変形パターンをおおむね再現しているものといえる。
- ③ 適切なパラメータの設定が行えれば、定量的にも比較的良好な予測結果が得られるようである。

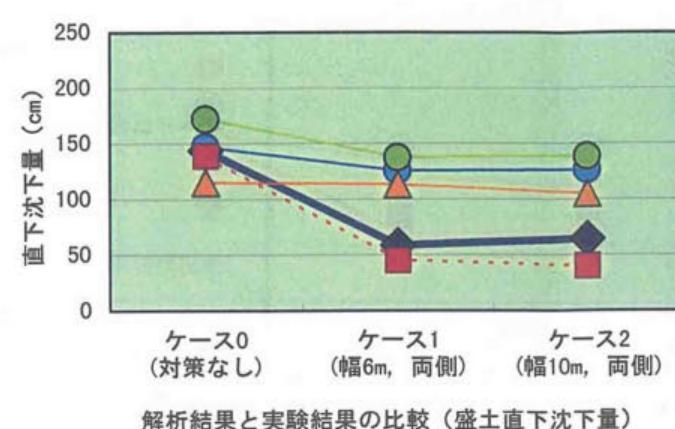
(巻末資料A3 参考文献)

- 1) 岡村未対・田本修一・松尾修：地盤の液状化による盛土沈下対策工（締固め工法）の効果、第36回地盤工学研究発表会講演集, pp.1343-1344, 2001.
- 2) Hardin,B.O. and Richart,F.E.:Elastic wave velocities and granular soils, Proc. ASCE., Vol.89, No.SM1, pp33-65, 1963.
- 3) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集 No.638/III-49, pp.71-89, 1999

締固め対策工法の解析結果の比較1（対策工幅の影響、両側改良）

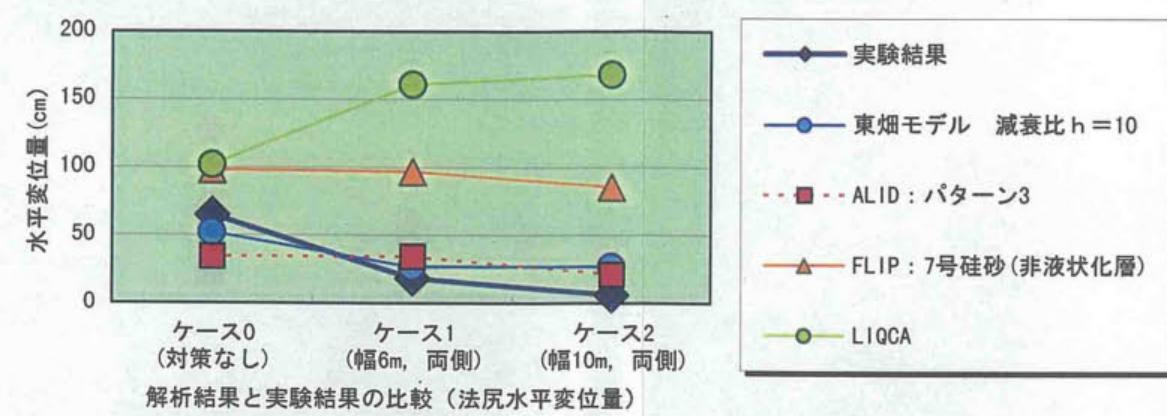


解析結果と実験結果の比較（天端沈下量）



解析結果と実験結果の比較（盛土直下沈下量）

ALID パターン1：ケースA(液状化層の GI/GN の 10 倍), 7号硅砂剛性低下なし, 締固め層の GI/GN=1/10
パターン3：ケースD(GI/GN=1/10), 7号硅砂剛性低下なし, 締固め層の GI/GN=1/10



解析結果と実験結果の比較（法尻水平変位量）

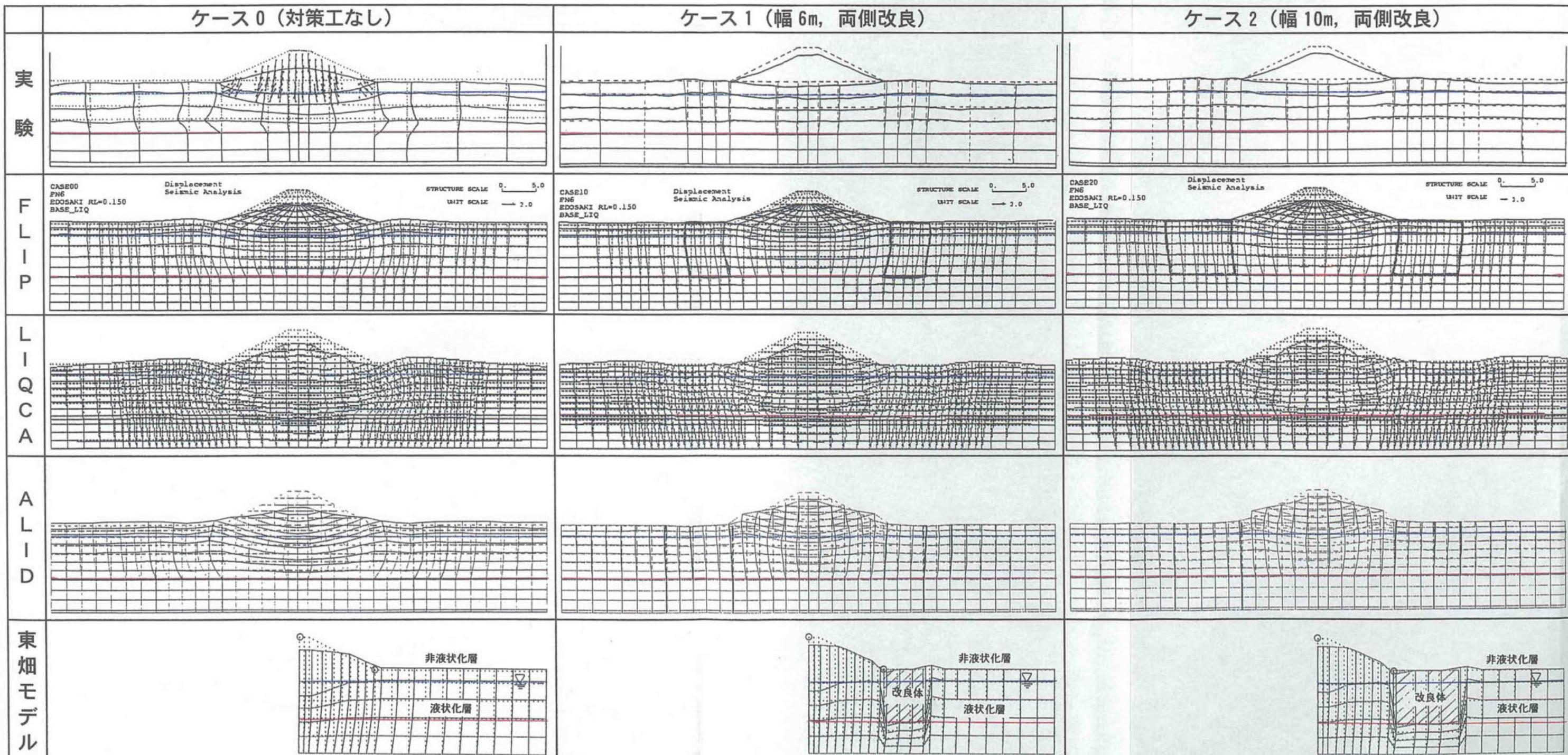


図 A3-4-3-2 解析結果の比較1（ケース0, 1, 2：対策工幅の影響、両側改良）

締固め対策工法の解析結果の比較2（対策工幅の影響、片側改良）

ALID パターン1：ケースA(液状化層のGI/GNの10倍), 7号硅砂剛性低下なし, 締固め層のGI/GN=1/10
パターン3：ケースD(GI/GN=1/10), 7号硅砂剛性低下なし, 締固め層のGI/GN=1/10

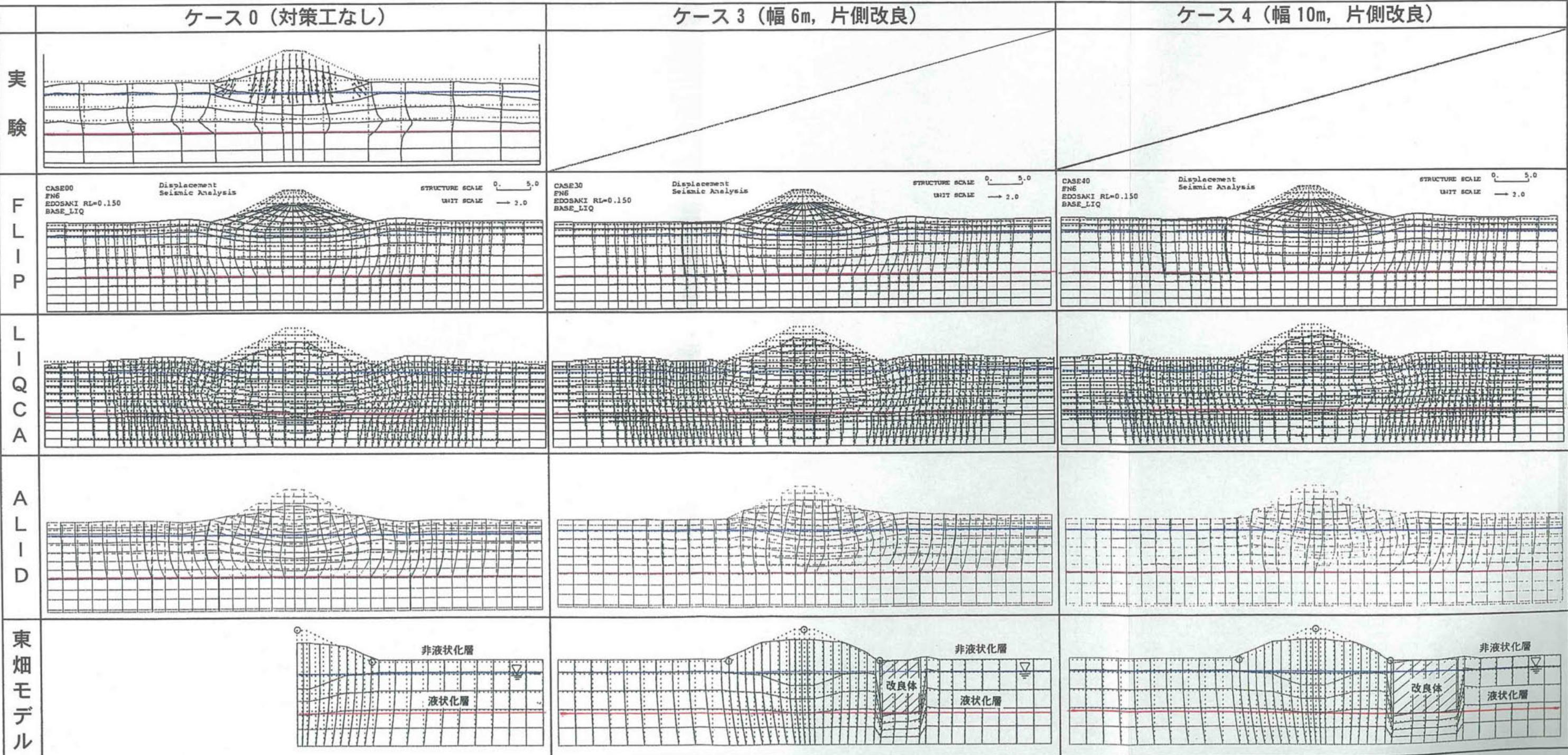
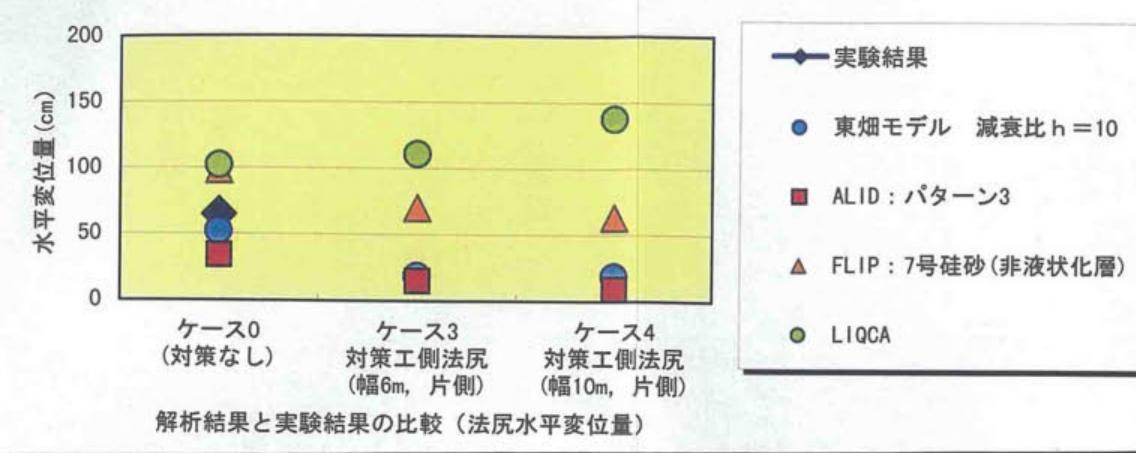
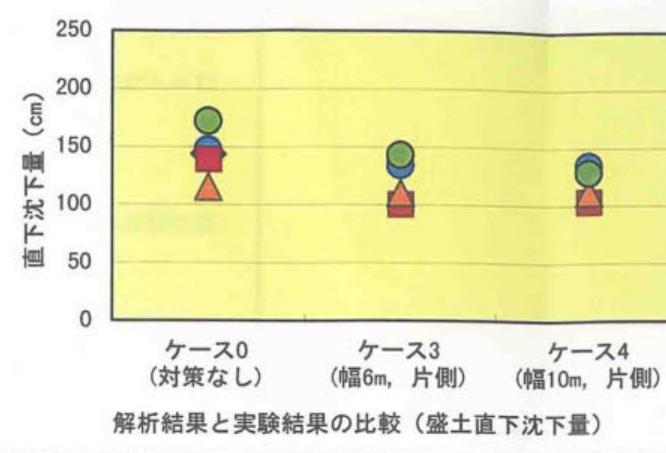
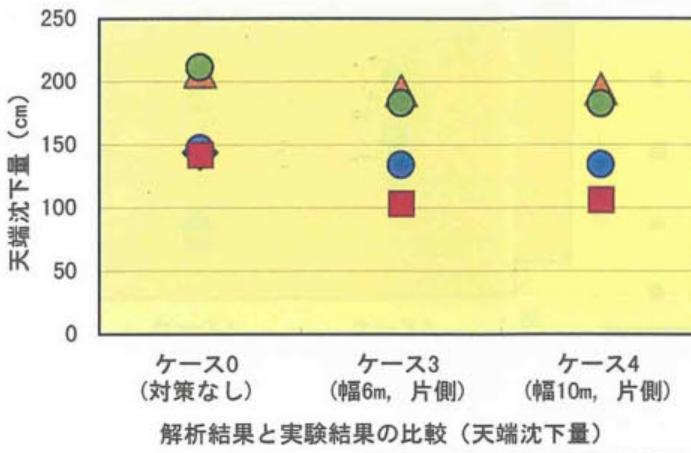
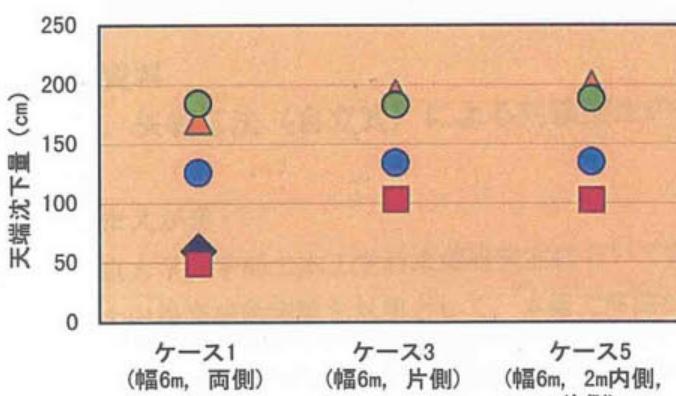
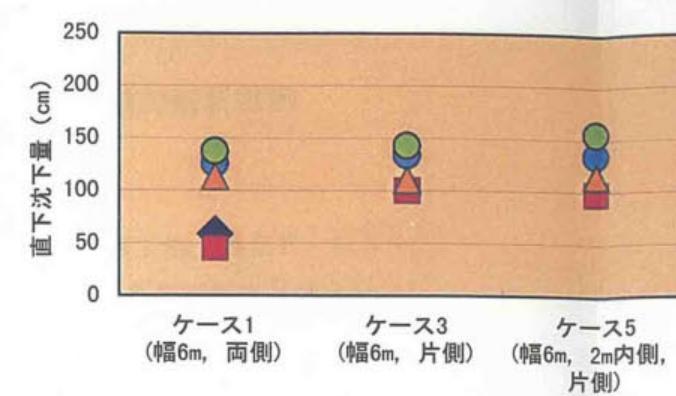


図 A3-4-3-3 解析結果の比較2（ケース0, 3, 4：対策工幅の影響、片側改良）

締固め対策工法の解析結果の比較3（幅6m, 改良体設置位置の影響）

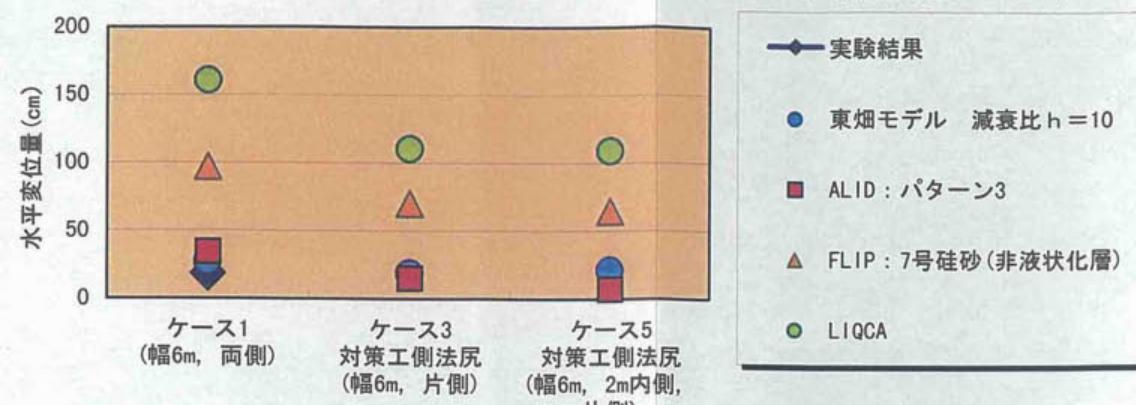


解析結果と実験結果の比較（天端沈下量）



解析結果と実験結果の比較（盛土直下沈下量）

ALID パターン1：ケースA(液状化層のGI/GNの10倍), 7号硅砂剛性低下なし, 締固め層のGI/GN=1/10
パターン3：ケースD(GI/GN=1/10), 7号硅砂剛性低下なし, 締固め層のGI/GN=1/10



解析結果と実験結果の比較（法尻水平変位量）

ケース1 (幅6m, 両側改良)

ケース3 (幅6m, 片側改良)

ケース5 (幅6m, 片側改良, 法尻より2m内側)

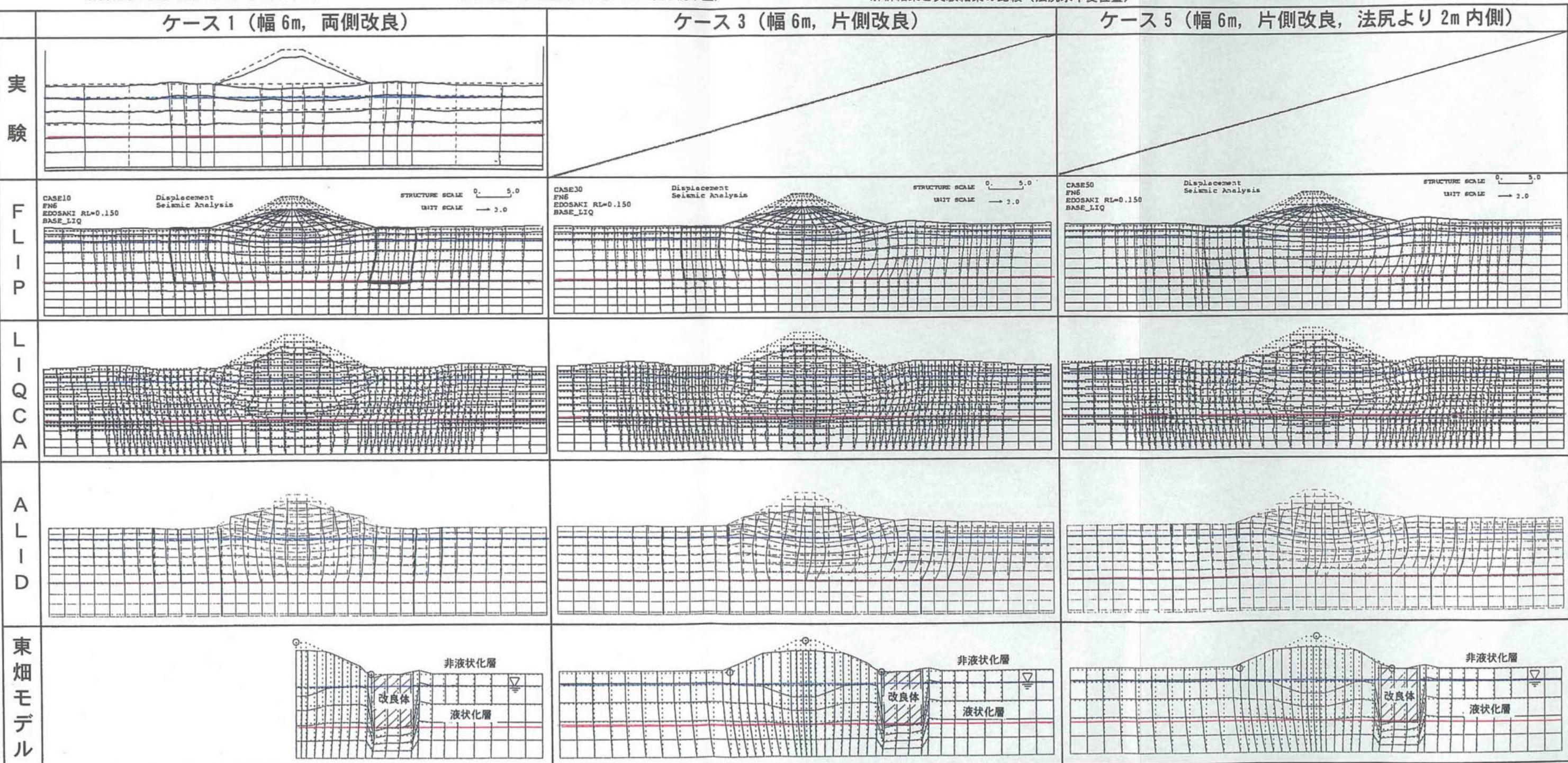


図 A3-4-3-4 解析結果の比較3（ケース1, 3, 5：対策工設置位置の影響, 改良幅6m）

巻末資料

A 4. 矢板工法（自立式）による対策盛土の模型振動実験の解析事例

1. まえがき

東京大学工学部土木工学科東畠研究室において実施された矢板工法（自立式）による対策盛土の模型振動実験を対象として、本編で解説がなされている各変形解析手法を用いて、加振後の残留変形量を推定した。本解析事例はいわゆるプラインド解析ではなく、解析に先立ち、実験条件の他に実験結果の変形量も解析担当者に明示し、解析が実施された。

2. 模型振動実験 (1G 場) の概要¹⁾

2.1 実験条件

実験は、振動台上に設置した土槽内に作成した盛土模型を振動台で水平加振することにより実施された。

解析対象となる実験は、表 A4-2-1-1 に示す T02～T04 の計 3 ケースであり、それぞれ、無対策(T02)、矢板対策あり (T03 : 液状化層の相対密度 34%)、矢板対策あり (T04 : 液状化層の相対密度 64%) のケースである。対策工ありの盛土は、両法尻に矢板 (自立式) が打ち設され、支持層まで根入れされた構造となっている。T04 のケースは、T03 に対して液状化層の相対密度を約 2 倍としたケースである。

実験に使用した模型断面図、計器配置図を図 A4-2-1-1 に示し、表 A4-2-1-1 に模型地盤の条件を示す。

表 A4-2-1-1 解析ケースと模型地盤の条件

ケース	対策の有無	支持層の相対密度	液状化層の相対密度	盛土の相対密度	解析の実施条件
T02	無対策	76.3%	36.2%	26.0%	実測変形量は事前に明示
T03	矢板あり	77.8%	34.2%	26.0%	
T04	矢板あり	82.6%	64.1%	26.0%	

実験の諸条件を以下に列挙する。

なお、本実験においては、使用した地盤材料（豊浦標準砂、7 号碎石）の土質試験は特に実施していないため、それぞれの解析者は既往の研究成果等を引用することにより物性値を設定した。

土槽寸法：幅 2m × 奥行き 2m × 深さ 60cm (側面透明)

基礎地盤：支持層（豊浦標準砂、乾燥状態で振動締固め、その後水浸）厚さ 25cm

液状化層（豊浦標準砂、水中落下法により作成）厚さ 25cm

盛土：7 号碎石（高さ 10cm、天端幅 10cm、勾配 1:2）

地下水位：盛土底面

矢板：アルミ製、板厚 2mm

計測：間隙水圧計 13 台、加速度計 4 台、変位計（天端中央、法尻）、ひずみゲージ（矢板の応力測定用）

さらに、着色した豊浦砂により鉛直方向に直線を入れておき、土槽の側面からの観察により地盤の変位分布を計測した。

入力地震波：最大加速度約 250cm/s²、周波数 10Hz の正弦波、約 14 秒間（図 A4-2-1-2 (a)

～(c))

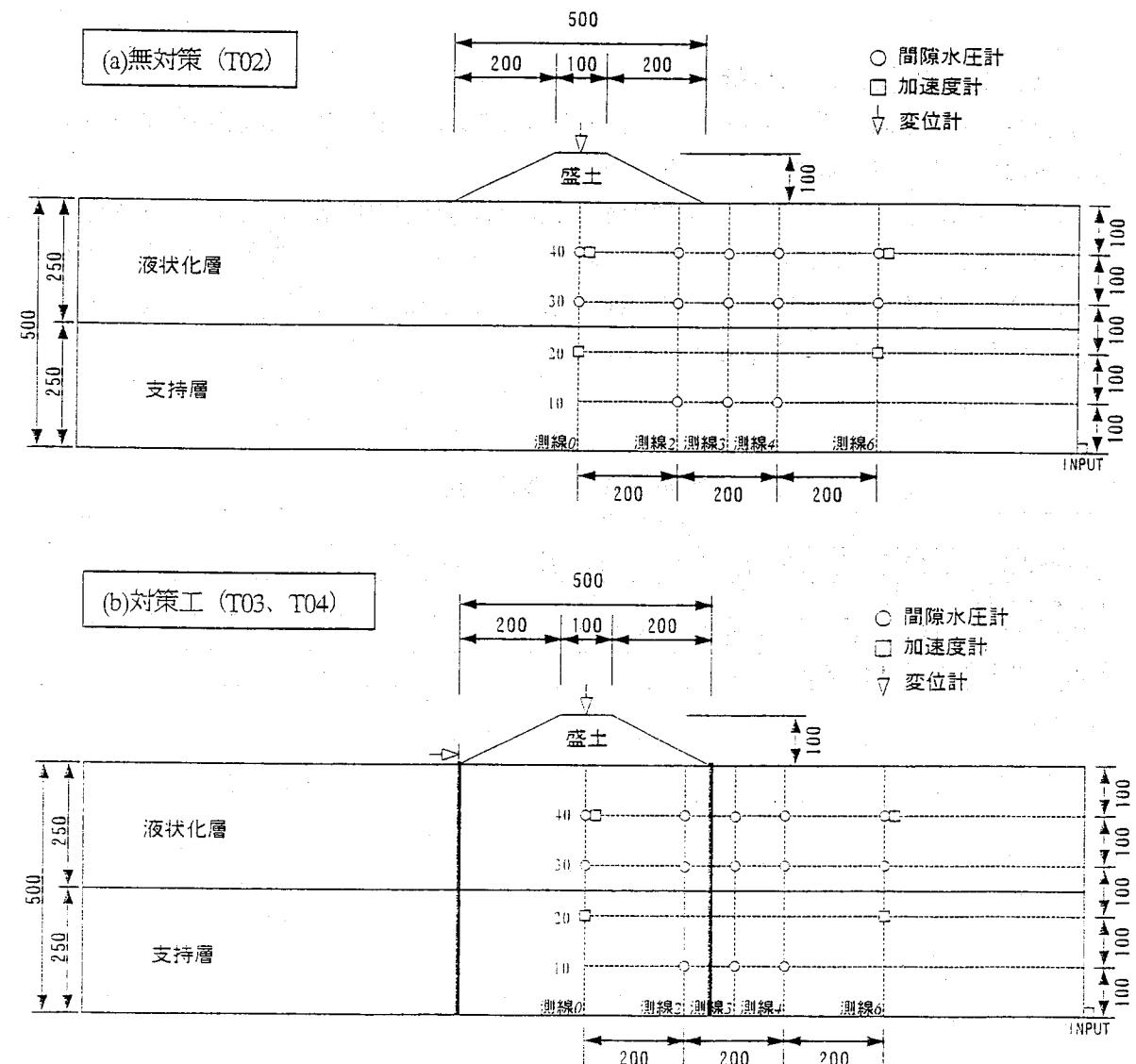


図 A4-2-1-1 模型断面図、計器配置図 (単位: mm)

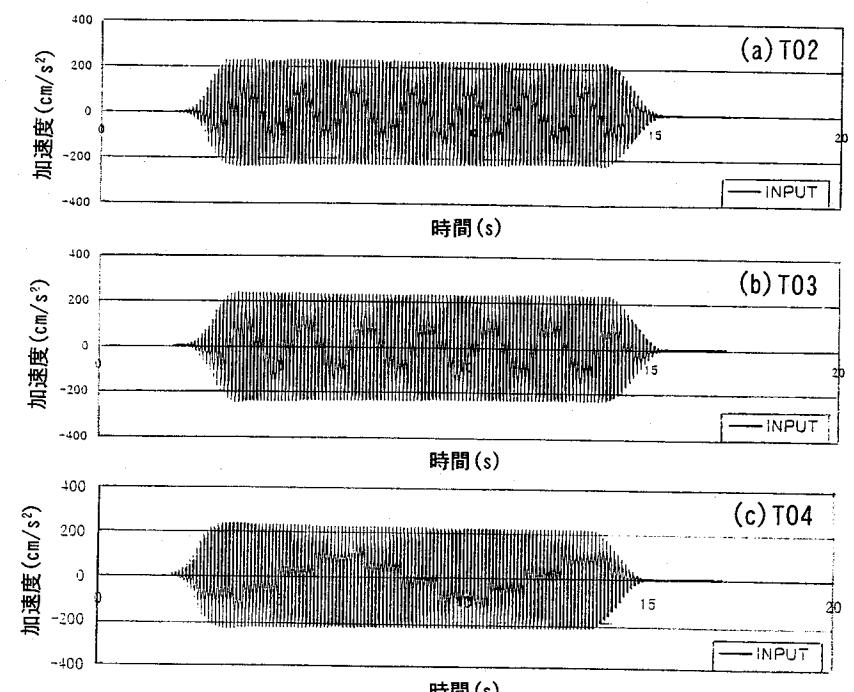


図 A4-2-1-2 入力地震波 (振動台上の波形)

3. 各変形予測手法による解析

4種類の変形予測手法における、パラメータの設定方法、盛土および基礎地盤のモデル化の方法などを以下に示す。

前節で述べたように、本検討では実験結果の変形量は事前に提示された条件で解析が行われた。また、使用した地盤材料（豊浦標準砂、7号碎石）の土質試験は特に実施していないため、各解析においては、解析担当者が既往の研究成果等を引用することにより物性値を設定した。与条件の一覧を表A4-3-1に示す。

表 A4-3-1 与条件一覧

事前に与えられた条件
模型地盤（支持層、液状化層、盛土）の間隙比、相対密度
矢板の材質、板厚
模型地盤の最終変形図、天端沈下量の時刻歴
入力加速度の時刻歴波形

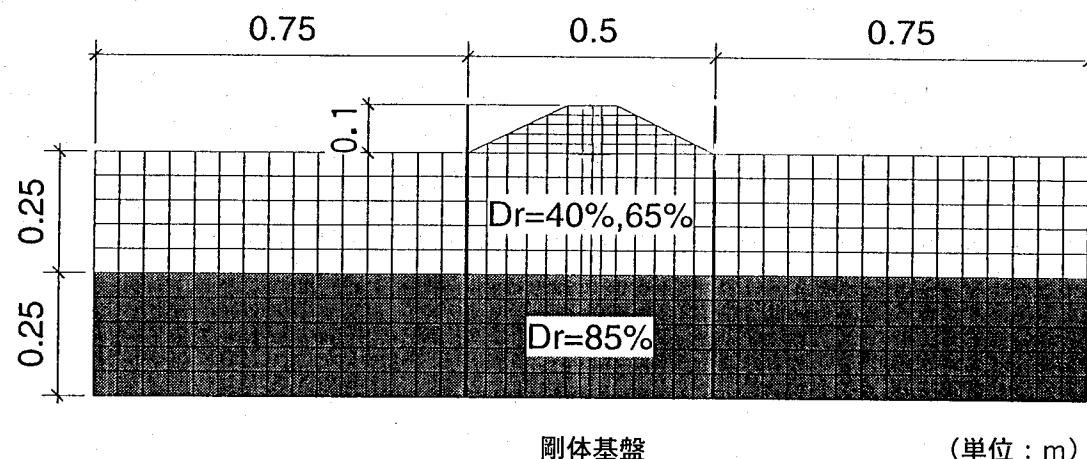
3. 1 LIQCAによる解析例

(1) 解析断面のモデル化

解析に用いた有限要素メッシュを図A4-3-2-1に示す。各ケースのモデルの層構成は図A4-2-1-1の断面図にしたがい、地盤要素は平面ひずみ要素、矢板は弾性梁要素にてモデル化した。

変位境界条件は、モデルの側面は水平方向固定、底面の境界条件は剛体基盤とし、排水境界条件は、モデル底面と側面は非排水条件、水位面である地表面は排水条件とした。

初期応力状態は、完全弾塑性モデルを用いた自重解析により算定した。



(単位:m)

図 A4-3-1-1 解析メッシュ図 (LIQCA)

(2) パラメータの決定

以下に、各層のパラメータ設定方法の概要を示す。設定した各土層のパラメータおよび設定根拠を表A4-3-1-1に示す。

① 盛土層

盛土層は、材料特性が不明のため密度以外は下部砂層と同じ材料パラメータとした。密度に関しては、不飽和土としての値を与えた。

② 上部砂層（液状化層）

上部砂層は液状化層であるため、豊浦砂の既往の室内試験結果をもとに、対応する相対密度に応じて材料パラメータを設定した。相対密度はケースT02, T03では40%, T04では65%を目標とした。

硬化パラメータ、ダイレタンシー係数、基準ひずみは、要素シミュレーションにおいて繰返し三軸強度比 R_{L20} を再現するように設定した。上部砂層（液状化層）の要素シミュレーションの結果を図A4-3-1-2(a), (b), A4-3-1-3(a), (b)に示す。相対密度

40%では、繰返し三軸強度比 R_{L20} は 0.13、相対密度 65%では、繰返し三軸強度比 R_{L20} は 0.21 に対して設定を行った。

③下部砂層（支持層）

下部砂層は、相対密度 85%程度の豊浦砂に対する既往の室内試験結果をもとに、材料パラメータを設定した。ただし、予備的な解析の結果、初めに設定したパラメータでは変形量が過大であったため変相線到達後の剛性低下を生じないようにした。すなわち、塑性剛性および弾性剛性の基準ひずみ γ_r^p , γ_r^e をともに 1000 とした。

④矢板

矢板（アルミニウム）は線形梁要素でモデル化した。矢板の厚さは 2mm、ヤング係数を 68.6 (GPa)とした。

⑤ジョイント要素

矢板と地盤との境界には、すべりのみを考慮したジョイント要素を設けて、固化体と地盤とのすべりを考慮した。静止摩擦角、動摩擦角ともに 30 度とした。

⑥その他

- 計算時間は 20 秒、時間増分は 0.001 秒とし、時間積分係数 β , γ はそれぞれ 0.3025, 0.6 とした。
- レーリー減衰は初期剛性比例型として $\alpha=0$, $\beta=0.0014$ を用いた。
- 入力地震動は振動台での計測波形を直接入力波形として用いた。

表 A4-3-1-1 材料パラメータ一覧

パラメータ名	記号	盛土	上部砂層 Dr=40%	上部砂層 Dr=65%	下部砂層 Dr=85%	設定根拠
密度	ρ (t/m ³)	1.35	1.89	1.95	1.98	模型地盤作成時の密度測定結果
透水係数	k (m/s)	—	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	推定値
初期間隙比	e_0	0.68	0.85	0.74	0.68	模型地盤作成時の密度測定結果
圧縮指數	λ	0.02	0.02	0.02	0.02	既往の室内試験結果
膨潤指數	κ	0.002	0.002	0.002	0.002	既往の室内試験結果
初期せん断係数比	G_0/σ_{m0}	1189	938	1064	1189	既往の室内試験結果
過圧密比	OCR	1.0	1.0	1.0	1.0	模型実験条件
変相応力比	M_m	0.91	0.91	0.91	0.91	既往の室内試験結果
破壊応力比	M_f	1.41	1.19	1.30	1.41	既往の室内試験結果
硬化パラメータ	B_0	6000	2000	5000	30000	液状化強度へのフィッティング
硬化パラメータ	B_1	—	200	500	—	
基準ひずみ (塑性剛性)	γ_r^p	1000	0.005	0.005	1000	
基準ひずみ (弾性剛性)	γ_r^e	1000	0.020	0.020	1000	
ダイレタンシー係数	D_0	1.0	2.0	2.0	1.0	
ダイレタンシー係数	n	4.0	1.7	3.0	4.0	

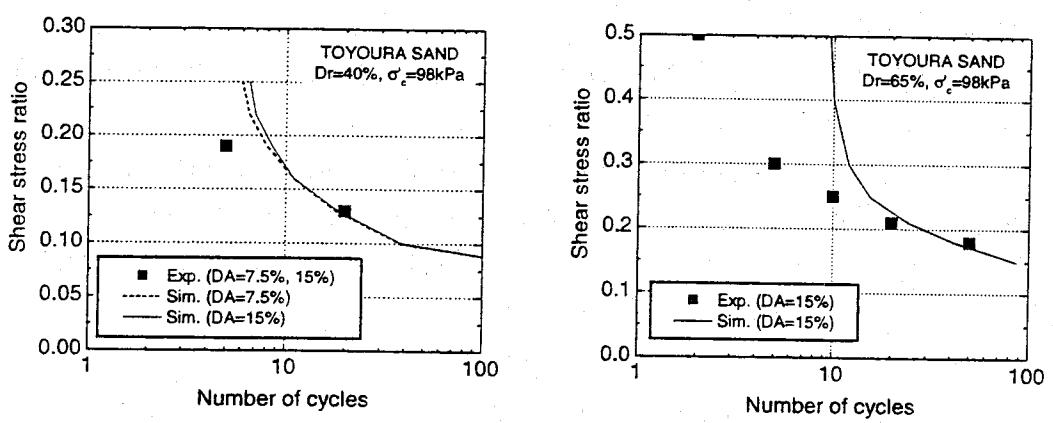


図 A4-3-1-2 上部砂層の要素シミュレーション結果（液状化強度特性）
(凡例の記号 Exp. : 実験, Sim. : シミュレーション)

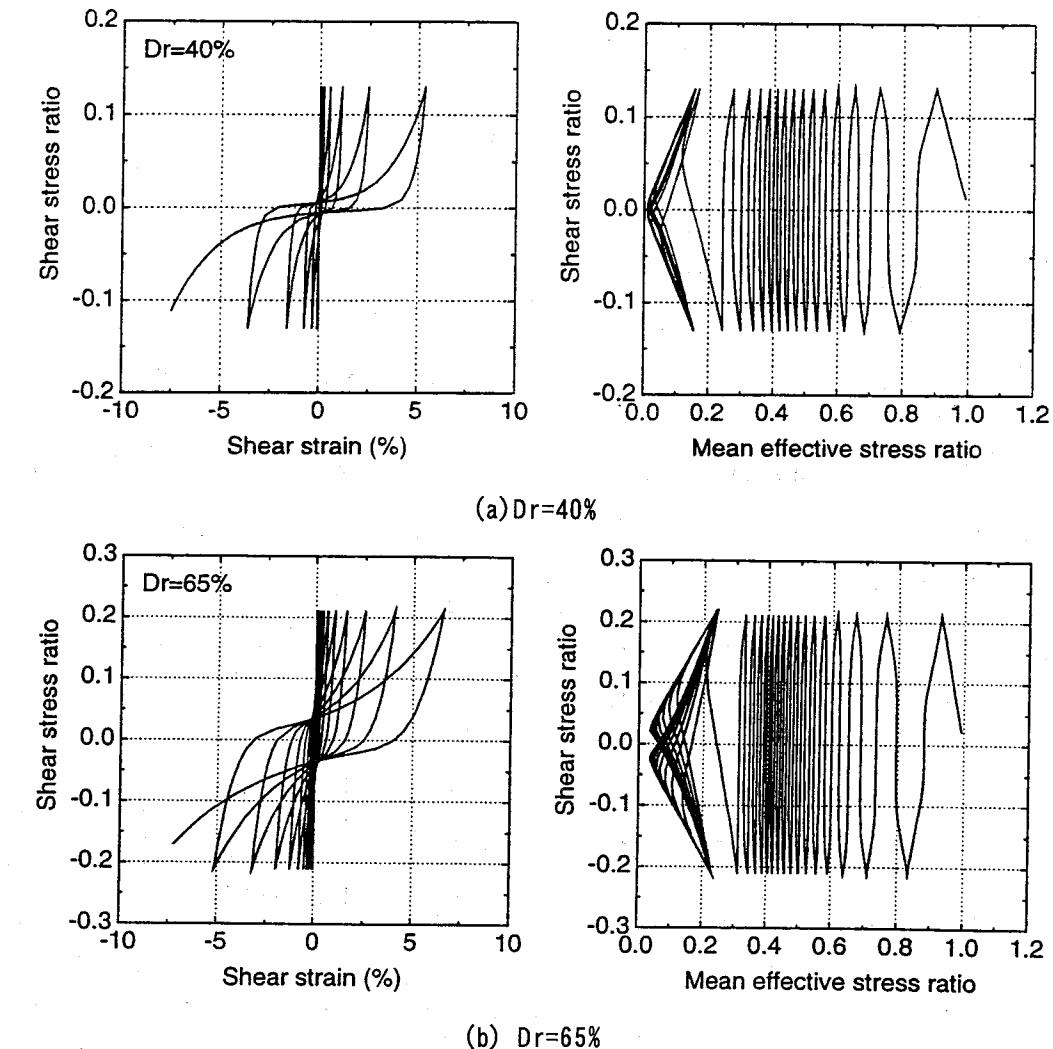


図 A4-3-1-3 上部砂層の要素シミュレーション結果（応力ひずみ関係, 有効応力経路）

3. 2 FLIPによる解析例

(1) 解析断面のモデル化

解析に用いた有限要素メッシュを図 A4-3-2-1(a), (b) に示す。各ケースのモデルの層構成は図 A4-2-1-1 の断面図にしたがいモデル化した。

境界条件は、モデルの側面は水平方向固定とし、底面の境界条件は剛体基盤とした。

地盤要素は全てマルチスプリング要素、矢板は弾性梁要素でモデル化した。

本解析では、矢板と地盤との間にはジョイント要素は設けていない。静的自重解析時における矢板周辺の応力集中を避けるために矢板の梁要素は、動的解析時に追加した。

静的自重解析は、次の 2 ステップに分けて実施した。

ステップ 1：液状化層、支持層の自重解析

ステップ 2：盛土層載荷による自重解析

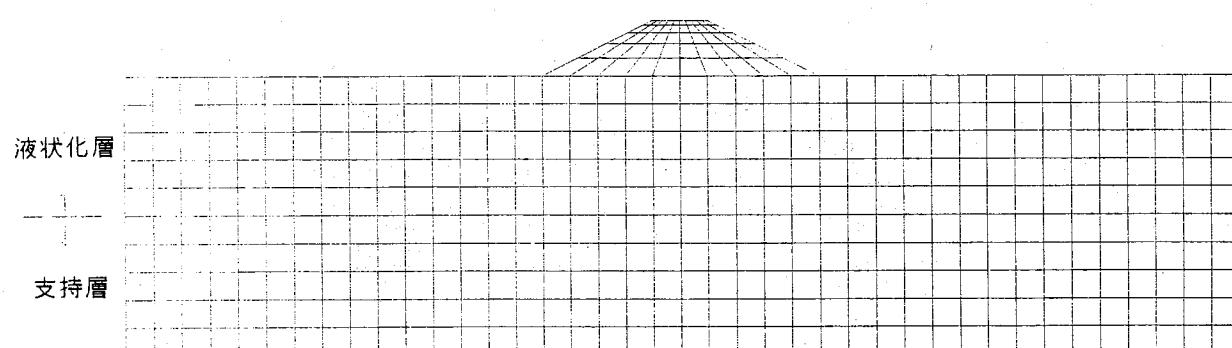


図 A4-3-2-1(a) FEM メッシュ図 (T02)

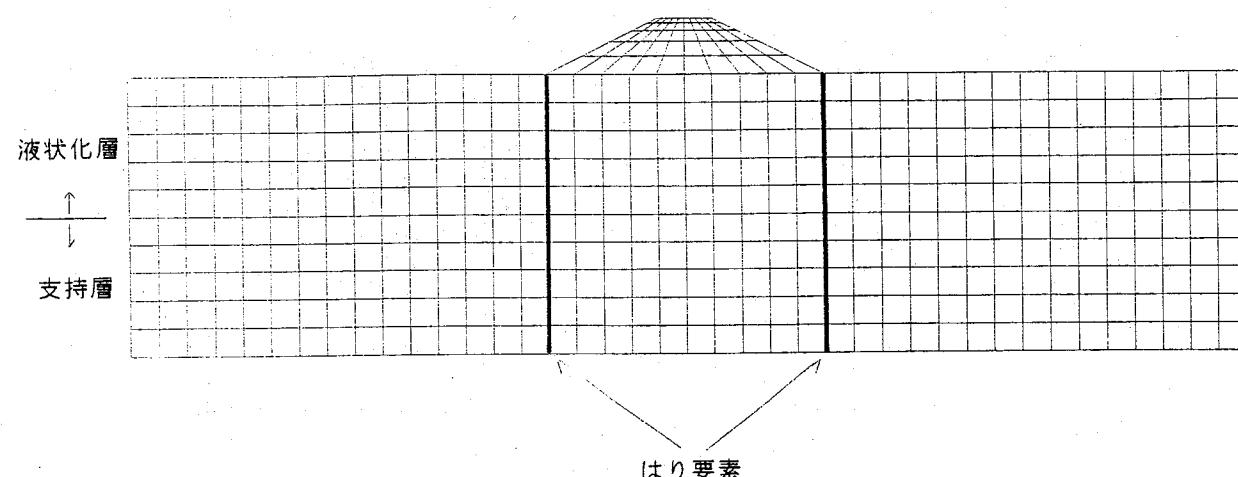


図 A4-3-2-1(b) FEM メッシュ図 (T03, T04)

(2) パラメータの決定

以下に、各層のパラメータ設定方法の概要を示す。

① 密度 ρ

地盤および盛土の密度は、事前に与えられた各層の間隙比、土粒子の密度の平均値から求めた。盛土については、乾燥状態と仮定した。

②せん断弾性係数 G、体積弾性係数 K

せん断弾性係数 G は、龍岡らによる式を用いた。

$$G = 90000 \cdot (2.17 - e)^2 / (1+e) \cdot (p/100)^{0.4} \quad (\text{せん断ひずみ } \gamma = 10^{-6})$$

ここで、G : せん断弾性係数 (kN/m^2)、e : 間隙比、p : 有効拘束圧 (kN/m^2)

なお、 $p = (1+2K_0)\sigma_v' / 3$ とし、 $K_0 = 0.5$ 、 $\sigma_v' = 100$ (kN/m^2) を用いた。

③ 粘着力 c、内部摩擦角 ϕ

粘着力 c、内部摩擦角 ϕ は、液状化層、支持層は豊浦砂の既往の研究成果より推定した。また、盛土層は、7号碎石と粒度が似た地盤材料の低拘束圧状態における既往の研究成果より推定した。

④ 液状化パラメータ

液状化層である上部砂層については、FLIP に組み込まれたマルチスプリングモデルを用いた。液状化パラメータはまず液状化強度曲線に対して 1 次設定を行い、次に実験で得られた天端沈下量に整合するようにパラメータの 2 次調整を実施した。液状化に関する破壊基準としては、過剰間隙水圧比 0.95 を用いた。

非液状化層（盛土層・下部砂層）については、FLIP に組み込まれたマルチスプリングモデルを用い、液状化パラメータを設定せず過剰間隙水圧の上昇（剛性の低下）を考慮しない層とした。

⑤ 矢板

矢板は線形梁要素でモデル化した。

⑥ その他

- 計算の時間増分は 0.005 秒とした。
- マルチスプリング要素の要素積分法は、SRI 法を用いた。時間積分は、Wilson の θ 法を用い、 $\theta = 1.4$ とした。
- レーリー減衰は初期剛性比例型として、自由地盤部の地震応答解析の結果から $\alpha=0$ 、 $\beta=0.0001$ を用いた。
- 入力地震動は振動台での計測波形を直接入力波形として用いた。

以上より設定した地盤のパラメータ一覧を表 A4-3-2-1 に示し、矢板の物性値を表 A4-3-2-2 に示す。

要素シミュレーション結果の例としてケース T02, T03, ケース T04 における液状化層の要素シミュレーションの結果をそれぞれ図 A4-3-2-2(a), (b), A4-3-2-3(a), (b) に示す。

表 A4-3-2-1 地盤のパラメータ一覧(FLIP)

パラメータ	記号	支持層	液状化層		盛土	設定根拠
			T02, T03	T04		
密度	ρ (t/m ³)		1.981	1.981	1.950	1.354 模型地盤の間隙比、 土粒子の密度より
間隙率	n		0.406	0.458	0.424	0.469 模型地盤の間隙比より
初期せん断弾性係数	G_0 (kN/m ²)	9.9E+04	7.2E+04	8.9E+04	6.6E+04	龍岡の式より
初期体積弾性係数	K_0 (kN/m ²)	2.852E+05	1.877E+05	2.320E+05	1.720E+05	G_0 とポアソン比(一般値)より
基準拘束圧	σ_m^0 (kN/m ²)	65.33	65.33	65.33	65.33	規定値
拘束圧依存パラメータ	m_G, m_K	0.50	0.50	0.50	0.50	一般値
間隙水の体積弾性係数	K_w (kN/m ²)	2.2E+06	2.2E+06	2.2E+06	2.2E+06	水の一般値
減衰定数の上限値	h_{max} (%)	0.24	0.24	0.24	0.24	既往の研究成果
粘着力	c (kN/m ²)	0	0	0	0	—
内部摩擦角	ϕ_f (°)	42.0	37.0	40.0	50.0	既往の研究成果
変相角	ϕ_p (°)	0	32.0	30.0	0	既往の研究成果
ダイレタンシーに関する パラメータ	S_1	0.005	0.005	0.005	0	液状化強度への フィッティング(既往の研究成果より)
	w_1	0	14.5	15.0	0	
	P_1	0	0.60	0.70	0	
	P_2	0	1.50	1.30	0	
	C_1	0	1.30	1.30	0	

表 A4-3-2-2 矢板の物性値(FLIP)

G (GPa)	ν	ρ (t/m ³)	t (m)	A (m ²)	I (cm ⁴)	設定根拠
26.1	0.345	2.69	0.002	0.002	0.0667	アルミニウムの物性より

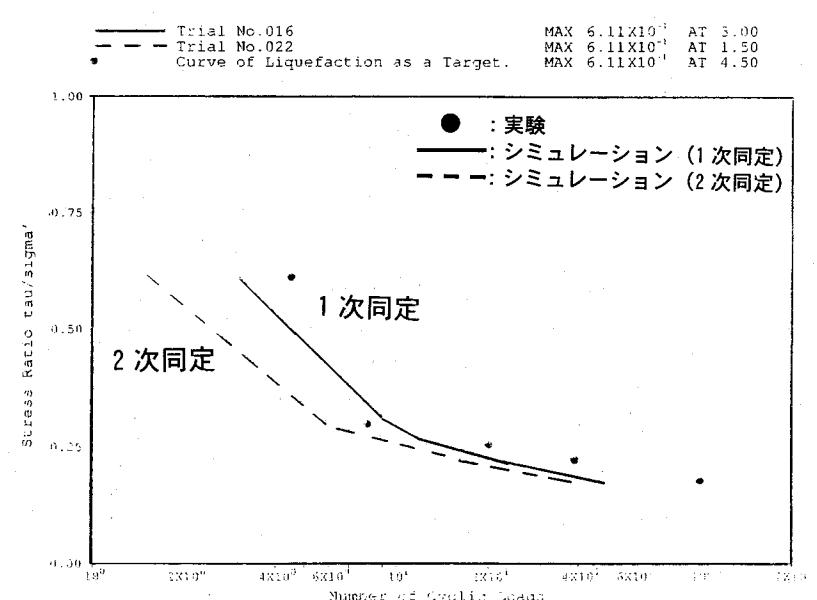


図 A4-3-2-2(a) 液状化層の要素シミュレーション結果 (T02, T03 : 液状化強度特性)

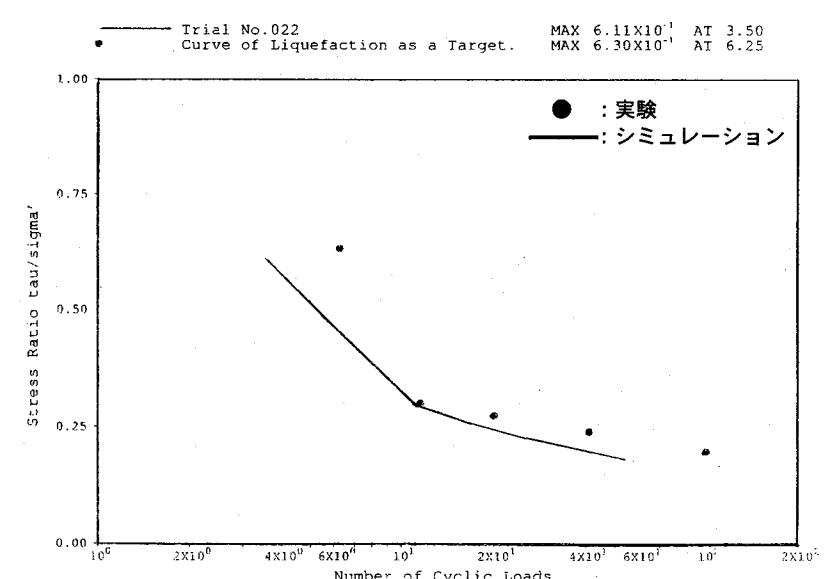


図 A4-3-2-2(b) 液状化層の要素シミュレーション結果 (T04 : 液状化強度特性)

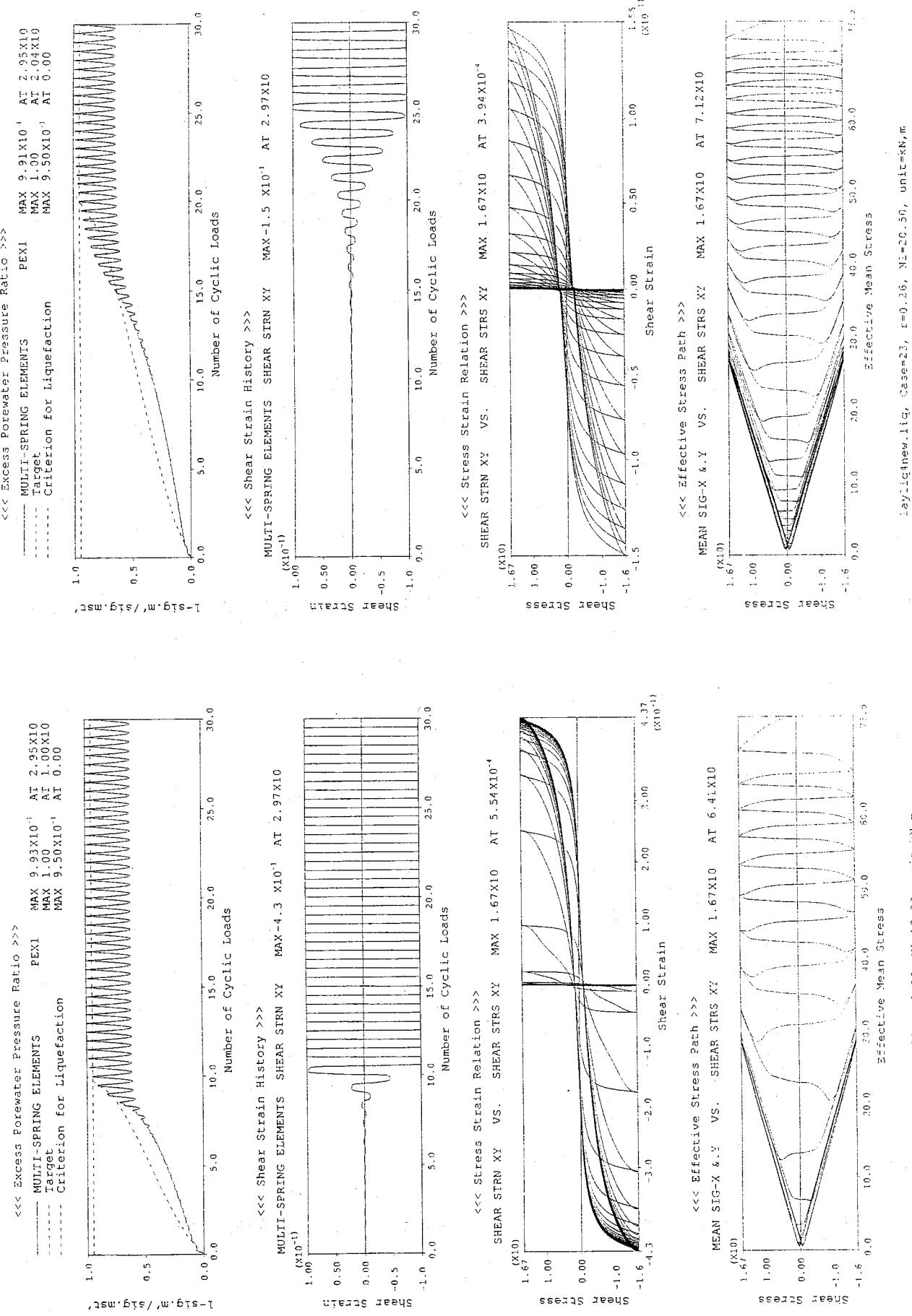


図 A4-3-2-3(a) 上部砂層の要素シミュレーション結果の1例 (T02, T03)

図 A4-3-2-3(b) 上部砂層の要素シミュレーション結果の1例 (T04)

3.3 ALIDによる解析例

(1) 解析断面のモデル化

解析に用いた有限要素メッシュを図A4-3-3-1(a), (b)に示す。各ケースのモデルの層構成は図A4-2-1-1の断面図にしたがい、地盤要素は平面ひずみ要素、矢板は弾性梁要素にてモデル化した。

境界条件は、遠心模型実験の境界条件と整合するようにモデルの両端部は水平変位固定とし、底面の境界条件は固定とした。

矢板と地盤との境界には、ジョイント要素を設けて、すべり、剥離の影響を考慮した。

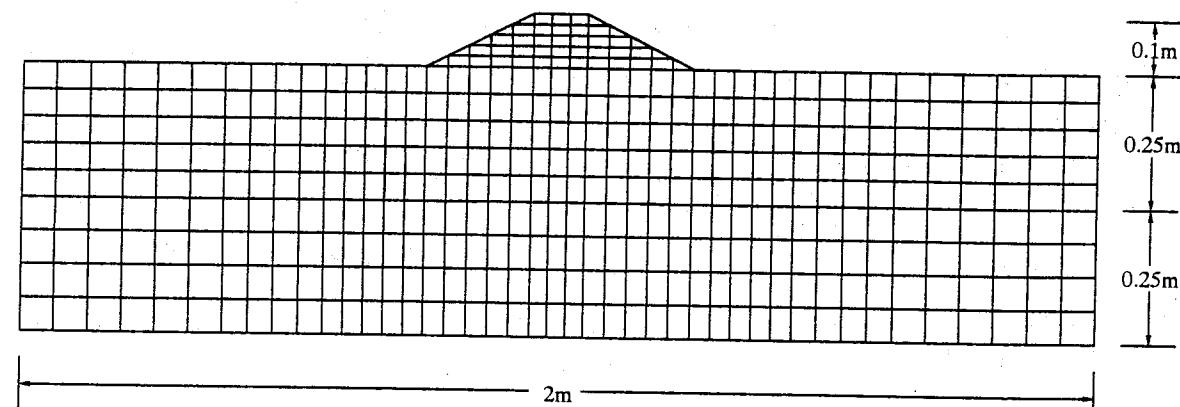


図 A4-3-3-1(a) FEM メッシュ図 (T02)

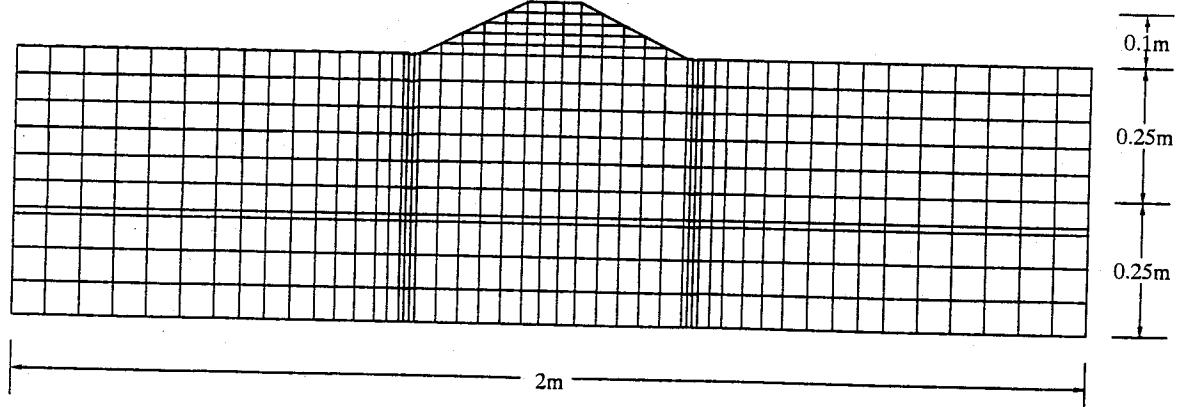


図 A4-3-3-1(b) FEM メッシュ図 (T03, T04)

(2) パラメータの決定

a) 液状化判定

ALID の解析に先立ち、液状化判定を行うために 1 次元波動論による地震応答解析 SHAKE により液状化に対する抵抗率 F_L を算定した。SHAKE の物性値設定には、各ケースにおける湿潤密度 ρ_t および相対密度 D_r を用いた。

液状化判定の結果得られた液状化に対する抵抗率 F_L は、他の解析用物性値とともに表 A4-3-3-1 に示す。

b) パラメータの設定

① 盛土層

不飽和層である盛土の剛性低下方法としては、既往のパラメトリックな検討結果（本編 A1-3-3 ページ）から、ケース A（液状化層の剛性低下率の 10 倍とする）とケース D（初期のせん断弾性係数の 1/10 とする）の 2 パターンが実測値との一致度が高いという結果が得られており、この 2 パターンを用いて解析を実施した。

② 液状化層（上部砂層）

液状化層の剛性低下率は、細粒分含有率 $FC(=10\%)$ と液状化に対する抵抗率 F_L から図 A4-3-3-2 を用いて設定した。液状化に対する抵抗率 F_L が 0.7 以下の場合には、実験データが得られていないため、図 A4-3-3-2 において $F_L=0.7$ での剛性低下率を用いた。

③ 支持層（下部砂層）

支持層（下部砂層）は非液状化層として剛性低下を無視した。

④ 矢板

矢板はアルミニウムのヤング係数 (70 (GPa))、厚さ 2mm の梁要素としてモデル化した。

以上より設定した解析用物性値およびその設定根拠を表 A4-3-3-1 に示す。

表 A4-3-3-1 パラメーター一覧 (ALID)

	ケース	盛土	液状化層	支持層	設定根拠
湿潤密度 $\rho_t(t/m^3)$	共通	1.68	1.86	1.95	間隙比、相対密度から推定
細粒分含有率 $FC(\%)$	共通	—	10	—	間隙比、相対密度から推定
ヤング係数 $E(kN/m^2)$	共通	40500	108850	400000	間隙比、相対密度から推定
せん断剛性低下率 (液状化層) $G_I/G_N, G_I/G_{0,I}$	T02 T03 T04	— — —	1/1250 1/1250 1/3000	— — —	図 A4-3-2 より設定
せん断剛性低下率 (盛土・非液状化層) $G_I/G_N, G_I/G_{1,I}$	T02 T03 T04	1/125(ケ-スA) 1/10(ケ-スD) 1/125(ケ-スA) 1/10(ケ-スD) 1/300(ケ-スA) 1/10(ケ-スD)	— — —	— — —	ケ-スA、ケ-スDに 応じて仮定
初期ポアソン比 ν_1	共通	0.333	0.333	0.333	一般値
地震時ポアソン比 ν_N	共通	0.333	K一定 ^{注1)}	0.333	一般値
液状化抵抗率 F_L	T02 T03 T04	— — —	0.7 0.7 0.9	— — —	SHAKE の算定 結果より ^{注2)}

注 1) 卷末資料 A1 の A1-4-3-2 式参照

注 2) F_L が 0.7 以下の場合には 0.7 とした。

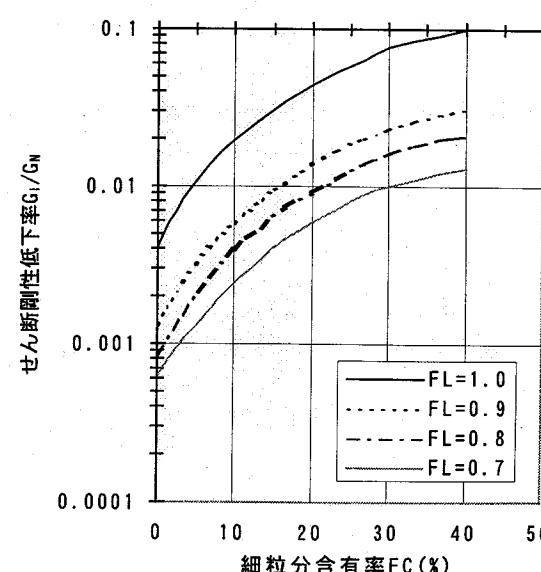


図 A4-3-3-2 剛性低下率、細粒分含有率 FC と F_L の関係²⁾

3. 4 東畠モデルによる解析例

(1) 解析断面のモデル化

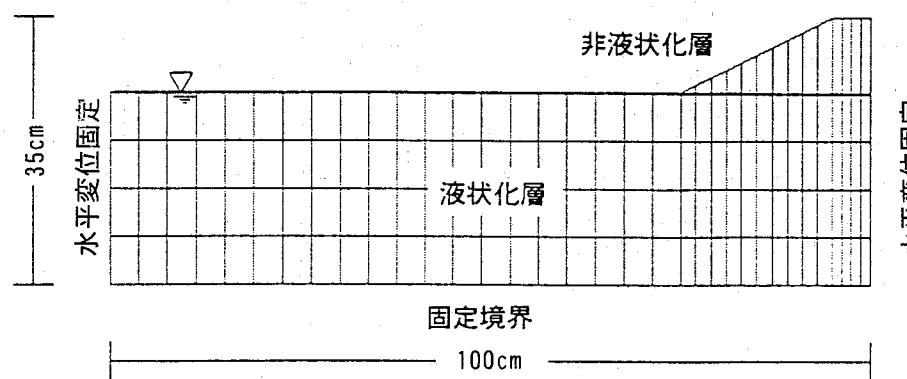
東畠モデルにおけるモデル化は、液状化層、非液状化層（盛土を含む地下水面よりも上の層）、対策工の3つから構成される。本解析では、T02, T03, T04の各ケースとも上部砂層を液状化層としてモデル化し、盛土および下部砂層は非液状化層とした。

解析モデルは対称条件より、1/2モデルとした。各ケースのモデルの層構成は図A4-2-1-1の断面図にしたがいモデル化した。解析モデルを図A4-3-4-1(a), (b)に示す。

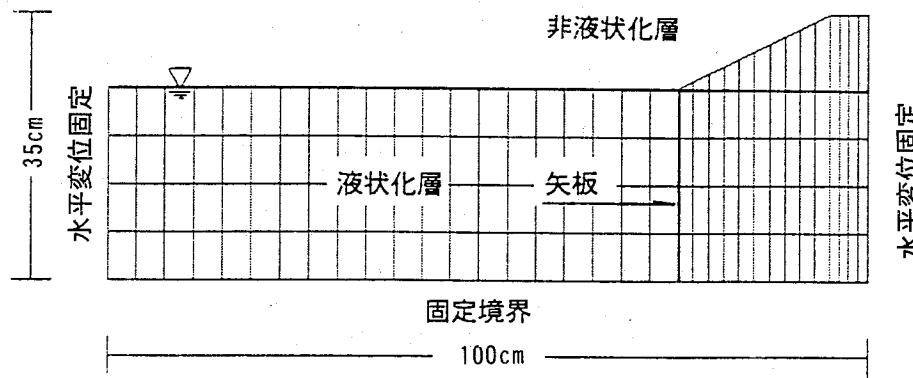
25cmの層厚をもつ支持層は非液状化層と仮定したためモデル化せず、支持層の上端を底面境界とし、支持層より上の地盤のみをモデル化した。

ケースT03, T04における矢板は、解析手法の特性上、解析モデル底面（支持層上端）から上部のみでモデル化され、変位分布は周囲の地盤同様に正弦波1/4波長型と仮定される。周囲の地盤とのすべり、剥離等は考慮されない。

底面境界条件は固定とし、側面は両端ともに水平変位固定とした。



図A4-3-4-1(a) 解析モデル図 (T02)



図A4-3-4-1(b) 解析モデル図 (T03, T04)

(2) パラメータの設定

解析を行うにあたり、以下の条件を設定した。

- ・液状化層は、強度・剛性とともに0とした。
- ・盛土は全て非液状化層とした。
- ・東畠モデルでは、液状化層は基本的には完全液状化の状態のみを考えているため、本実験ケースのT03とT04のように液状化層の密度が異なる場合（したがって、 F_L 値の差で表されるような液状化の程度が異なる場合）の区別は解析上直接的には表現できない。そこで、その違いを表現するために、液状化継続時間 T_{ul} で調整を行った。すなわち、図A4-2-1-2(a)～(c)の入力動の時刻歴において、ゆる詰めの液状化層のケースT02, T03については主要動の全長を取り $T_{ul}=11$ 秒と設定し、中密詰めの液状化層のケースT04については、 T_{ul} をT02, T03の半分の長さと仮定して5.5秒と仮定し、解析を実施した。
- ・矢板の物性値は、アルミニウムのヤング係数、板厚(2mm)相当の断面2次モーメントを与えた。
- ・液状化層の減衰比 h は、液状化層の密度、入力地震動、液状化の程度等によりばらつきが大きく、精度の高い推定方法がまだ確立されていないため、 h の値として10および40の各2ケースの解析を行った。
- ・東畠モデルでは液状化層の圧密沈下を考慮できないため、一律に液状化層厚の5%として、解析で得られた変位量に加えて全体変形量を求めるものとした。
- ・設定パラメータの一覧および設定根拠を表A4-3-4-1に示す。

表A4-3-4-1 パラメーター一覧（東畠モデル）

パラメーター	記号	設定値	設定根拠
湿潤密度（液状化層）	$\rho_t(t/m^3)$	1.90	江戸崎砂の室内試験結果より
湿潤密度（盛土・非液状化層）	$\rho_t(t/m^3)$	1.82	加振前の盛土の湿潤密度より
標準貫入試験のN値（平均）	N (回)	4	室内試験結果より
ヤング係数（盛土・非液状化層）	E (kN/m ²)	2800	N値4相当と仮定(E=700·N)
液状化継続時間	$T_{ul}(s)$	11 (T02, T03) 5.5 (T04)	液状化層の相対密度に応じて仮定(T02, T03は継続時間全長, T04はその1/2)
液状化層の減衰比	h	10, 40	経験的な値の範囲として2ケース設定(仮定値)
矢板のヤング率	$E_n(kN/m^2)$	7.17×10^7	アルミニウムの物性より
矢板の断面2次モーメント($t=2mm$)	$I_n(m^4/m)$	6.67×10^{-10}	板厚2mmより

4. 解析結果

4. 1 実験結果の概要

盛土天端沈下量の時刻歴を図 A4-4-1-1 に示し、盛土の最終変形のスケッチを図 A4-4-1-2(a)～(c) に示す。また、盛土天端最終沈下量を表 A4-4-1-1 に示す。T02（無対策）、T03（矢板あり（液状化層の相対密度 34.2%））、T04（矢板あり（液状化層の相対密度 64.1%））の順に沈下量が小さくなり、自立式の矢板でも盛土の沈下量を減少させる効果があることがわかる。T02（無対策）と T03（矢板あり（液状化層の相対密度 34.2%））を比較すると、加振終了時には 10% 程度の沈下量抑制効果がみられる。

本実験は加振波数が多いやや特殊な実験であるので、加振終了時ではなく、加振数波程の時点（5 秒以下）で沈下量を比較すると、ある程度大きな沈下抑制効果があることがわかる。

表 A4-4-1-1 盛土天端最終沈下量

ケース	天端最終沈下量 (cm)
T02 無対策	5.1
T03 矢板あり（液状化層の相対密度 34.2%）	4.6
T04 矢板あり（液状化層の相対密度 64.1%）	3.9

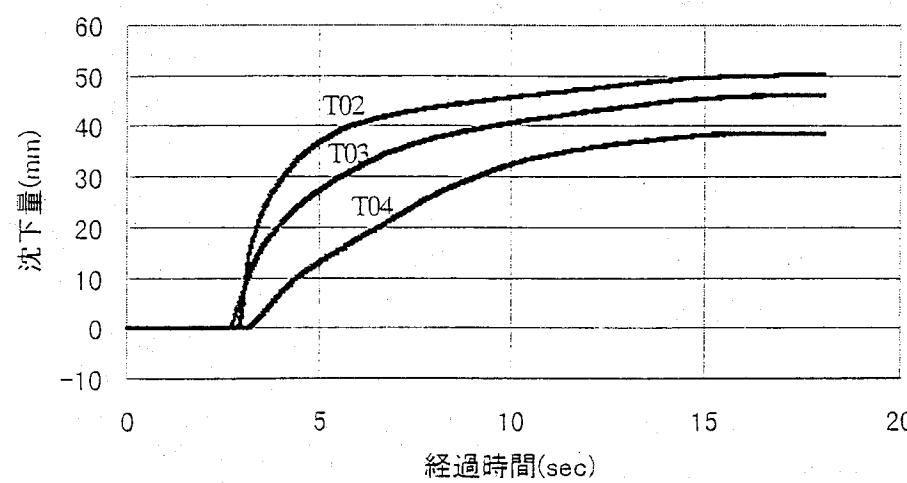
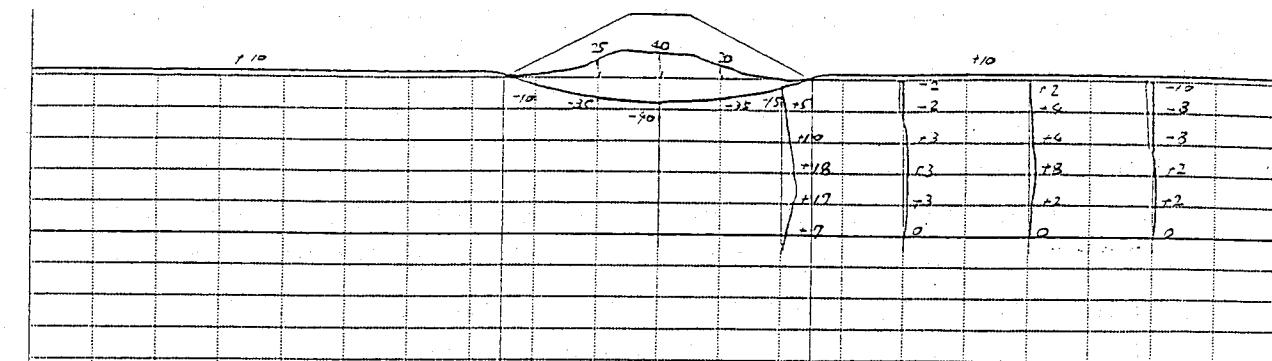
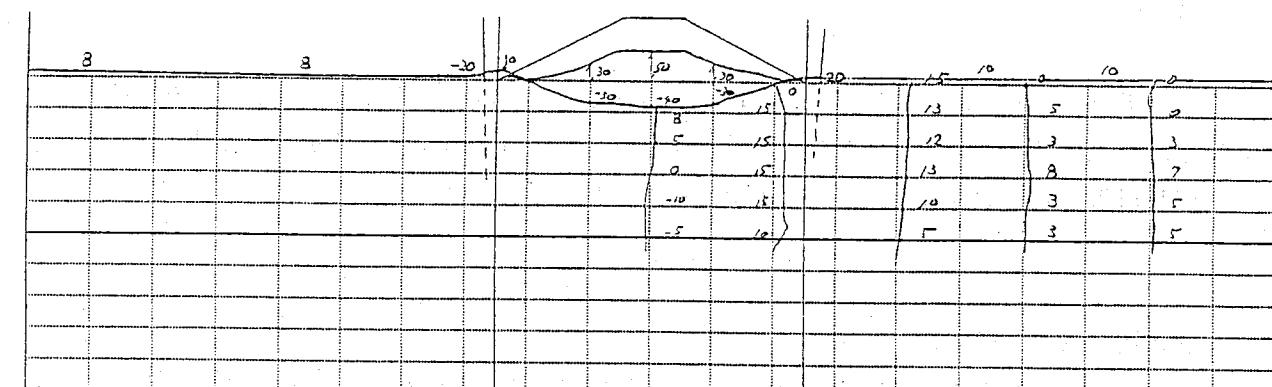


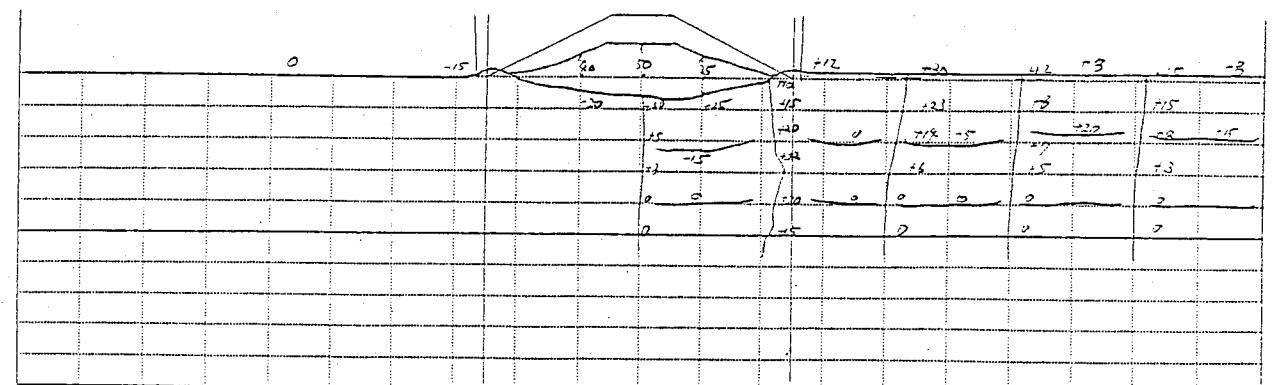
図 A4-4-1-1 盛土天端沈下量の時刻歴



(a) T02



(b) T03



(c) T04

図 A4-4-1-2 盛土の最終変形図 (数字は変位量 (単位 : mm))

4. 2 解析結果とまとめ

図 A4-4-2-1 に実測値と各解析で得られた変形図、天端沈下量、盛土直下沈下量、法尻水平変位量の比較結果を示す。図 A4-4-2-1 における変形量および変形モードに関する主な特徴は以下のとおりである。

a)変形量の絶対値について

LIQCA を除き、変形量を過小評価する傾向がみられた。特に対策工を設けた場合にその差異が大きい傾向がみられた。この 1 つの理由として、振動台実験の際に、矢板と地盤の境界面から噴砂が発生し、沈下量が増加したことが要因の 1 つとして挙げられる。逆に LIQCA では、変形量を大きめに算定する傾向がみられた。

いずれの解析手法においても T02, T03, T04 になるにしたがい変形量が減少する実験の傾向（矢板の効果、密度の違いの影響）を定性的には模擬できている。

b)変形モードについて

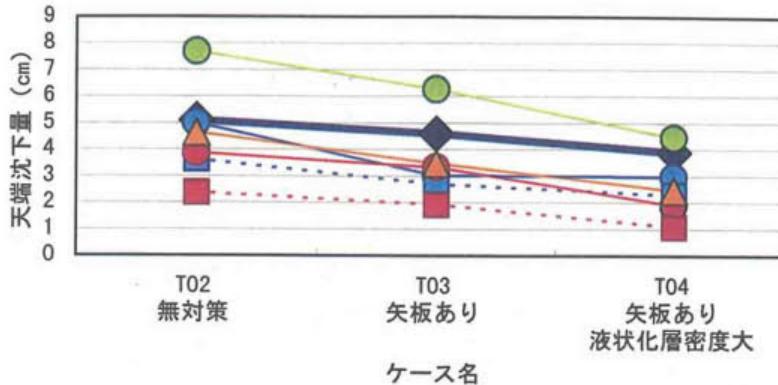
変形モードについても、天端直下の沈下量が最も大きく、実験の変形モードを概ね再現できている。

以上より、矢板工法に関しては、1G 場における振動実験のシミュレーションであり低拘束圧状態、噴砂の発生等、解析上難易度がやや高い事例と考えられるが、定性的にはおむね対策工の変形量低減効果を再現できることが確認された。

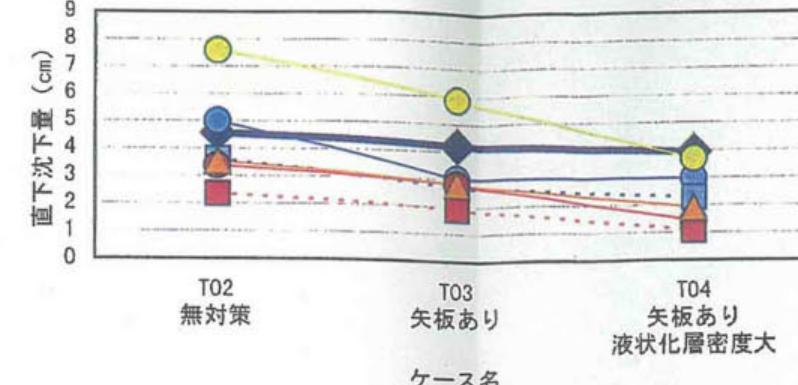
（巻末資料 A 4 参考文献）

- 1) 水谷崇亮・新川直利・東畑郁生：鋼矢板を用いた盛土の液状化対策工法に関する模型実験、第 33 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1037-1038, 1998
- 2) 安田進、出野智之、櫻井裕一：河川堤防の液状化対策工に関する簡易解析、第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.717-720, 2001.8.

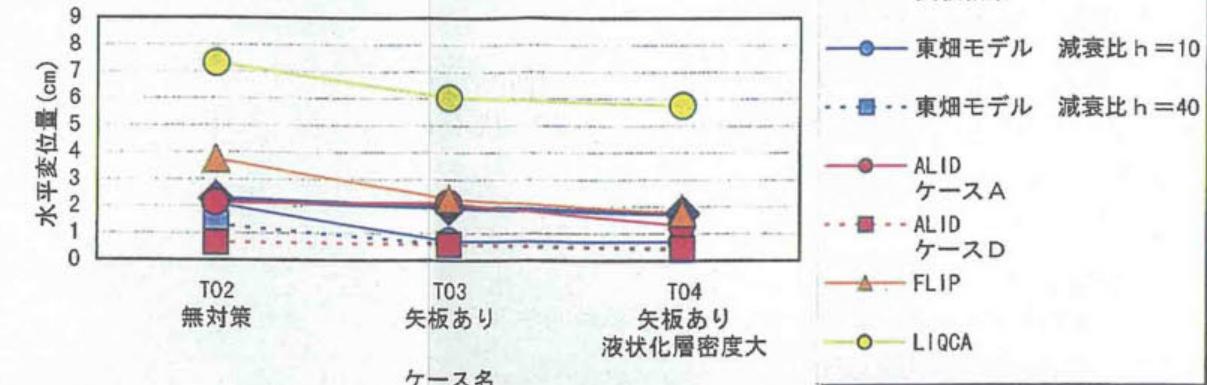
鋼矢板対策工法の解析結果の比較



鋼矢板対策工法の解析結果と実験結果の比較（天端沈下量）



鋼矢板対策工法の解析結果と実験結果の比較（盛土直下沈下量）



鋼矢板対策工法の解析結果と実験結果の比較（法尻水平変位量）

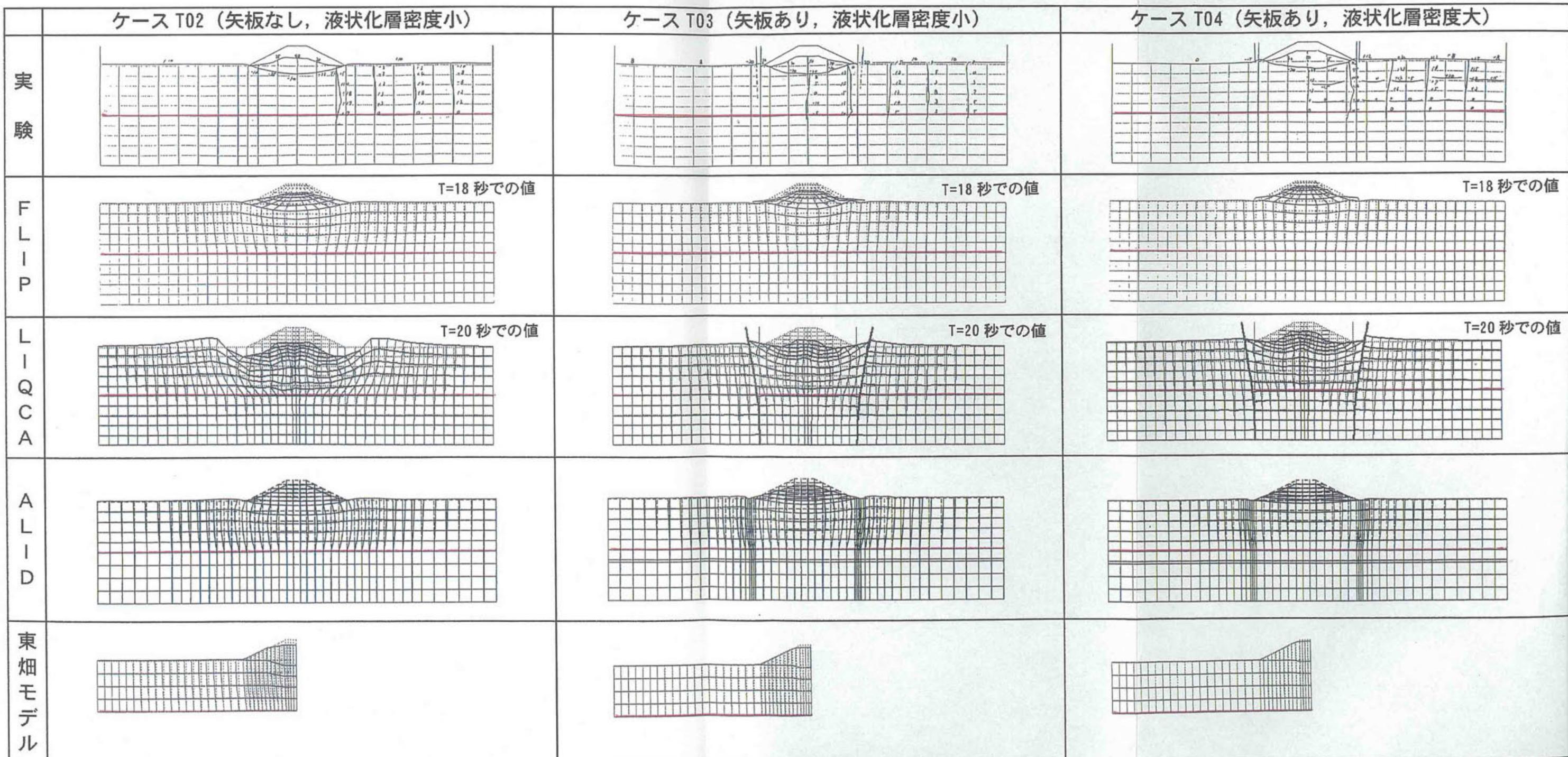


図 A4-4-2-1 鋼矢板工法の検討結果

巻末資料

A 5. 事例解析のまとめ

ここでは、付録 A1 から A4 に紹介した事例解析の結果を総括的にまとめて表 A5-1 に示す。なお、ここに示した評価結果はあくまでこの解析事例についてのものであり、一般的にこのような評価が相対的に正しいかどうかはさらに検証事例を積み重ねない限り言えないものであることに留意されたい。

表 A5-1 解析事例における変形解析の予測精度

解析事例	LIQCA	FLIP	ALID	東畠モデル	マニユアル (円弧すべり)
堤防の地震被害事例（無対策盛土）	1断面を除き、定性的、定量的に再現性が高い	定性的、定量的に最も再現性が高い	定性的には変形量の大小関係を再現できているが、4手法の中では全般にややばらつき大きい	全体的にやや変形量を過大評価の傾向があるが、定量的に再現性が高い	実測値をかなり過大評価する傾向（無被害の事例でも変形量を過大に評価）
卷末資料A1 固結工法による対策盛土の遠心模型振動実験シミュレーション	定性的には対策工の変形量低減効果を再現している	定性的には対策工の変形量低減効果を再現している	定性的には対策工の変形量低減効果を再現できている	定性的には対策工の変形量低減効果を再現している	実測値をかなり過大評価する傾向（無被害の事例でも変形量を過大に評価）
卷末資料A2 締固め工法による対策盛土の遠心模型振動実験シミュレーション	変形量を過大評価する傾向がみられるが、対策工の効果は定性的に再現している	変形量を過大評価する傾向がみられるが、対策工の効果は定性的に再現している	変形量を過大評価する傾向がみられるが、対策工の効果は定性的に再現している	変形量を過大評価する傾向がみられるが、対策工の効果は定性的に再現している	実測値をかなり過大評価する傾向（無被害の事例でも変形量を過大に評価）
卷末資料A3 鋼矢板工法による対策盛土の1G場模型振動実験シミュレーション	変形量を過大評価する傾向がみられるが、対策工の効果は定性的に再現している	変形量を過小評価する傾向があるが、対策工の効果は定性的に再現している	変形量を過小評価する傾向があるが、対策工の効果は定性的に再現している	変形量を過小評価する傾向があるが、対策工の効果は定性的に再現している	実測値をかなり過大評価する傾向（無被害の事例でも変形量を過大に評価）
卷末資料A4					

発行

〒105-0001 東京都港区虎の門2-8-10 第15森ビル6階

財団法人 國土技術研究センター 調査第一部

TEL. 03-3503-0393 FAX. 03-3592-6699