

高規格堤防における地盤改良の耐震効果について

Improvement of Earthquake Resistance in Soil Improvement
for High Standard Levees (Super Levees)

研究第一部 次長 石川 浩
研究第二部 主任研究員 白木原 隆雄

本報告は、高規格堤防（スーパー堤防）の地震時安定性の新たな評価手法の実用化を目的として、弾塑性有限要素解析を行い、砂地盤、互層地盤を対象に地盤改良工法の適切な改良深度および改良幅について検討したものである。

この結果、レベル1の地震動に対して、砂地盤における最適改良断面としては①深層混合処理工法の場合、改良深度は液状化層の下層にある粘土層に1m程度根入れさせ、改良幅については5m程度あればよいこと②締固め工法の場合、改良深度は液状化層の下面に着底させ、改良幅については10m程度あればよいという知見が得られた。

キーワード：高規格堤防、地震時変形解析、砂地盤、互層地盤、液状化、地盤改良、弾塑性有限要素法

We carried out elasto-plastic finite element analysis and studied appropriate improvement depths and widths for soil improvement work in sandy soil and soil with alternating strata, as described in this paper, for the purpose of developing a new method for practical use in evaluating the earthquake stability of super levees.

According to our analyses for the level 1 seismic force, the optimum depth and width of improvement for sandy soil was as follows:

- (1) Using the deep mixing method, a depth of around one meter into the clayey soil layer found below the liquefaction strata, with a width of around five meters;
- (2) Using the sand compaction pile, down to the bottom of the liquefaction strata, with a width of around 10 meters.

Key words: super levees, earthquake deformation analysis, sandy soil, alternating strata, liquefaction, soil improvement, elasto-plastic finite element method.

1. はじめに

現在、高規格堤防の地震時におけるすべりに対する安定性の検討は、地震時の動的問題を静的問題に置き換えた震度法円弧すべり面法で行っている。従来より震度法円弧すべり面法は安全側の設計を与えるということが指摘されており、より合理的な耐震設計手法の開発が求められている現状にある。

平成7年度～平成9年度までは、粘性土地盤を対象に耐震性評価手法の検討を行った。

平成7年度は、震度法円弧すべり面法の適用性について検討し、地震時に用いる円弧を常時（設計震度 $kh=0$ ）の円弧すべり計算で最小安全率を示す円弧に固定することができるという限定円弧法を開発し、高規格堤防盛土設計・施工指針（案）（平成8年9月版）に盛り込んだ。

平成8年度は、地震時安定性の新たな評価手法の実用化を目的として、変形解析手法や地盤改良工の設計手法について検討を行った。その結果、粘性土地盤の変形解析手法については群馬大学の鶴飼教授が開発した弾塑性有限要素法の有用性が確認された。また、地盤改良工の設計手法については、合理的な検討手法は少なく、変形解析手法を用いて解析する必要があるという方向性が示された¹⁾。

平成9年度は、鶴飼教授による弾塑性有限要素法を用いて深層混合処理工法の設計法について検討した。その結果、粘性土地盤においては、改良幅を限定円弧法により決定し、改良深度は支持層に着底させる方法が妥当であるという結論が得られた。しかしながら、高規格堤防設置区間の地盤は砂地盤あるいは砂と粘土の互層地盤であることが多いため、これらの地盤を対象とした地震時変形解析を行う必要があるという課題が残された²⁾。

本年度は、このような背景を踏まえ、砂地盤、互層地盤を対象に無対策堤防の耐震性評価法の検討、地盤改良の耐震効果の数値解析、設計外力と耐震性能の検討を行った。図-1

に検討の流れを示す。

このうち弾塑性有限要素法を用いた地盤改良の耐震効果の数値解析についてその概要を報告する。

2. 検討の目的

現行の高規格堤防盛土設計・施工マニュアルでは、高規格堤防の地震時の安定性については、以下により検討することとされている³⁾。

- ① Δu 法、 kh 法による円弧すべり計算を行い、最小安全率 (F_s) が 1.2 以上であることを確認する。
- ② F_s が 1.2 未満である時は、必要な対策を講じるものとする。

F_s を 1.2 以上にするための対策としては、現在おもに深層混合処理工法による地盤改良が行われており、改良深度については支持層に着底させることが原則となっている。しかし、軟弱層が厚い地盤の場合には、深さが 40m にも及ぶような大規模な地盤改良が要求される場合も多く、経費も莫大となり、過大であるとの印象をまぬがれない。このため、より適切な改良深度を求める設計法を開発する必要がある。

3. 解析手法

今回、弾塑性有限要素解析法として京都大学の岡教授らが開発したプログラム LIQCA と群馬大学の鶴飼教授らが開発したプログラム UWL を用いた。

地震時の上構造物の変形を求めるプログラムには少なくとも研究レベルでは種々のものがあり、それぞれ特徴をもったものとなっている。ただし、計算法の妥当性が定量的に評価されたものは未だない状況にある。これらのうち、堤防関係で使用されているこの種のプログラムを挙げると以下のものがある。

- ① 一般堤防関係 東畑（東京大）モデル
- ② 一般堤防および高規格堤防

LIQCA 岡（京都大）モデル

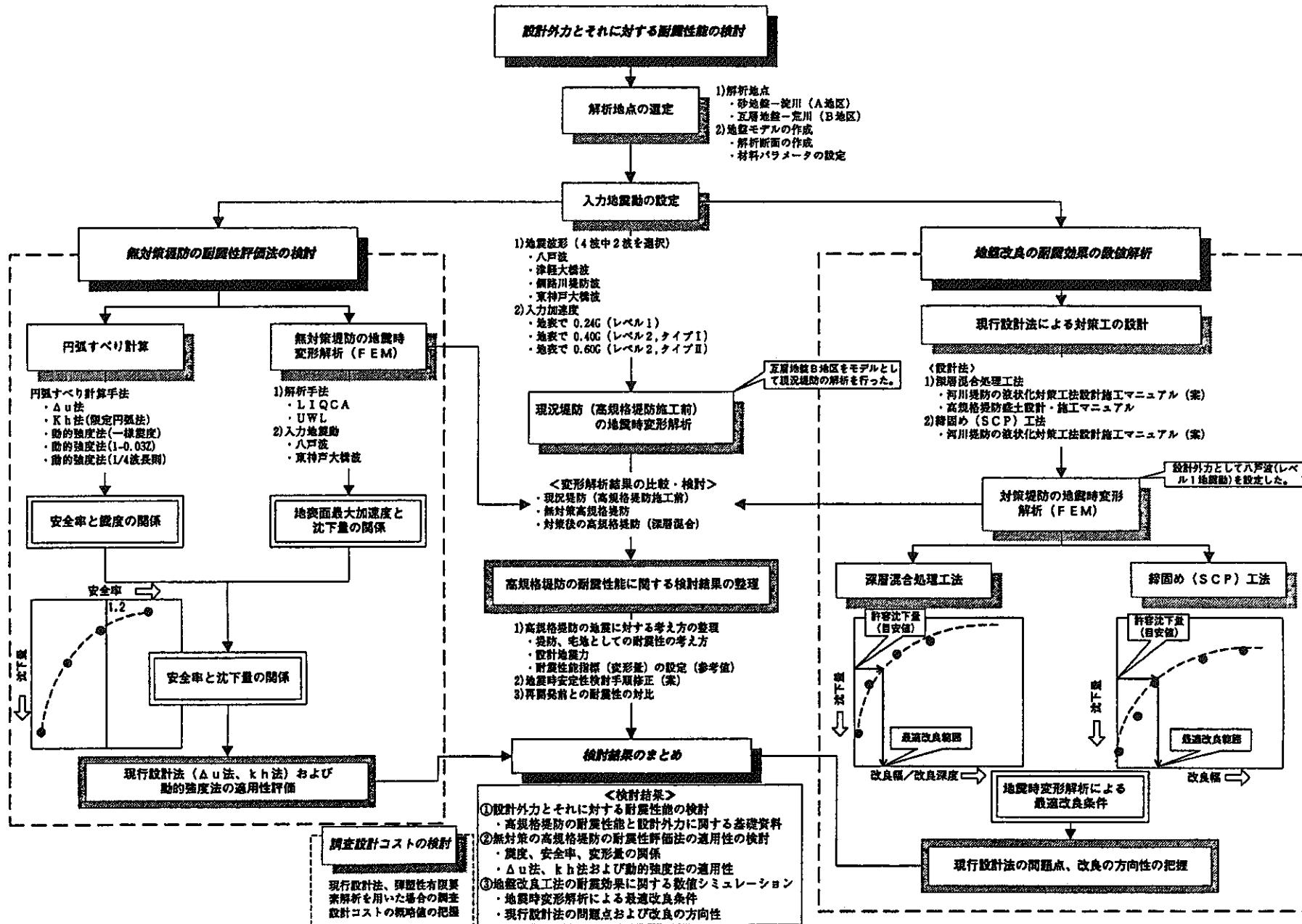


図-1 検討の流れ

Fig.1 Study Flow

③ 粘性土地盤を主体とした高規格堤防

UWL 鵜飼（群馬大）モデル

これらの中から高規格堤防で、②と③のプログラムを選んだのは次のような理由である。

- a) LIQCA は、本格的な弾塑性モデルを用いたプログラムであり、基本的には粘土および砂の両方の地盤に使用できるものである。
- b) UWL は、粘性土地盤上の盛土構造物の地震時変形を解析するために開発されたものであり、関東地域の高規格堤防設置区間では、比較的軟弱な粘土が多く分布することから、ここ 2~3 年使用している。動的遠心模型実験によつてもその妥当性が確かめられている。ごく最近、砂地盤あるいは砂と粘土の互層地盤にも適用できるように拡張されたプログラムである。
- c) 東畠モデルについては、液状化した地盤を流体として解いていることから、原則的には液状化した砂質土しか適用できない。

今回の業務では、前年度までの粘性土地盤を主体としたものではなく、より一般的に砂質土地盤の液状化の影響も含めた地盤を考えるために、上記の理由で 2 種類のプログラムを選び、得られた解析結果を比較検討して、今後の利用を図ろうとするものである。

3. 解析条件

3-1 設計外力と耐震性能

地震波形は昨年度までの解析で用いた八戸波を用い、入力加速度はレベル 1（標準設計震度 0.2 相当）とした。基盤入力加速度は 1 次元応答解析により 132gal とした。また、耐震性能は宅地としての土地利用を考慮し堤防天端での許容沈下量で評価することとし、その目安値として 20cm と設定した。

3-2 解析モデル

解析地点の選定にあたっては、高規格堤防設置区間の堤防縦断方向の土質縦断図を整理した。その中から土質構成が代表的であり、かつ土質調査情報量の多い地区として以下の 2 地点を選定した。

①砂地盤→淀川左岸 A 地区（液状化対象層：

層厚 9m、GL-12.5m、支持層：GL-31.3m）

②互層地盤→荒川右岸 B 地区（液状化対象層：

層厚 6m、GL-16.0m、支持層：GL-42.0m）

解析モデルを図-2 に示す。また、液状化対象層の液状化強度を表-1 のように設定した。

表-1 液状化強度

Table 1 Liquefaction Strength

地層名	A 地区		B 地区	
	As2-2	As2-1	Bs	Yus
液状化強度	0.176	0.269	0.245	0.216

4. 地盤改良の耐震効果の数値解析

4-1 目的

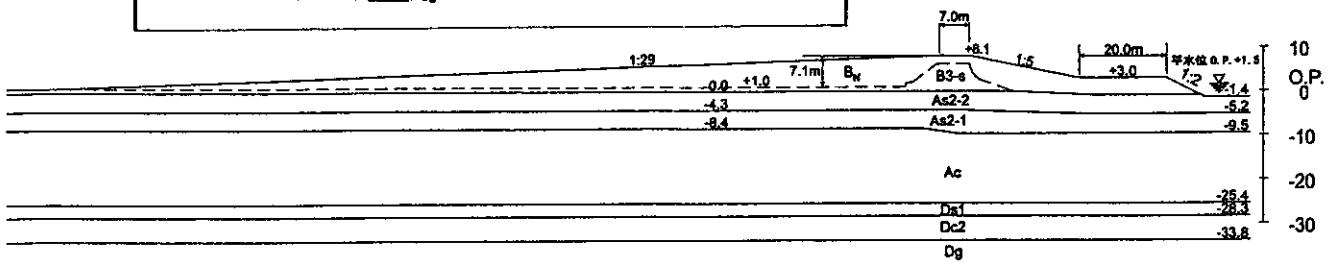
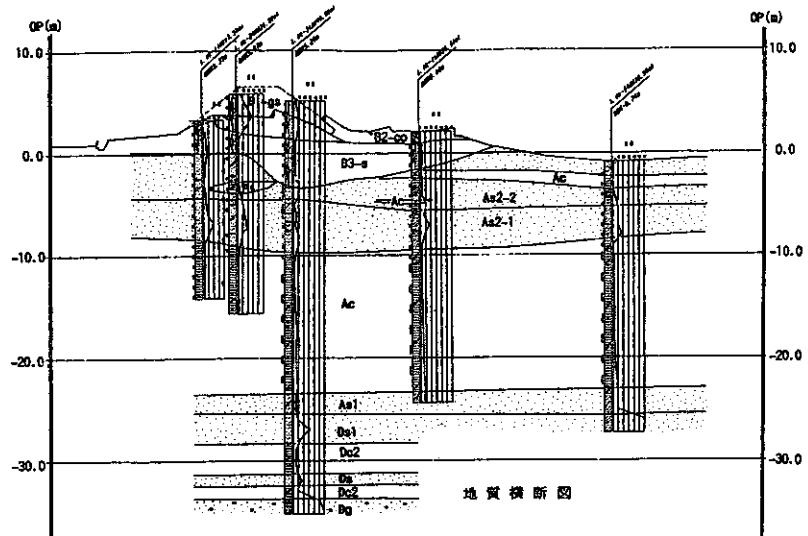
地震時変形解析により最適な改良範囲を設定する方法は確立されていない現状にある。

- ① 現行設計法による改良断面を地震時変形解析で評価した後、その結果を目安として、改良深度、改良幅を変えて、最適改良断面を求

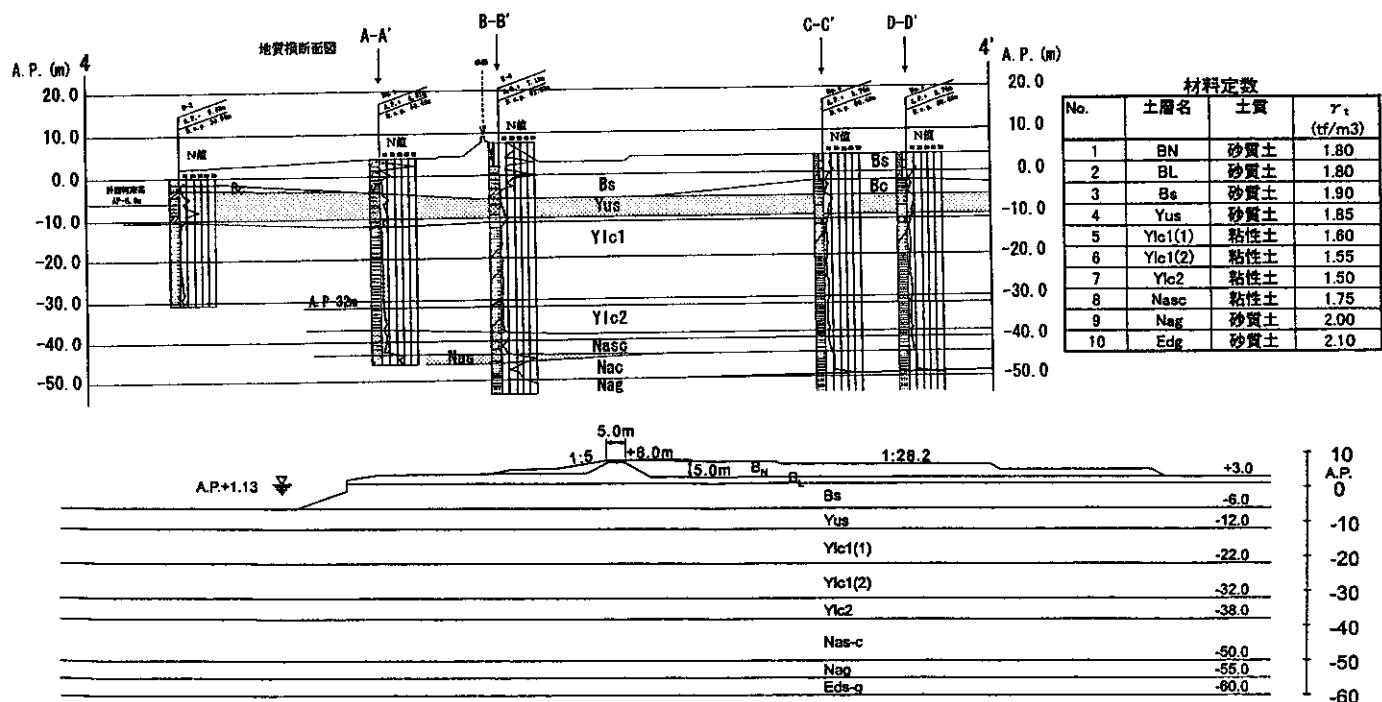
めるための検討を行う。

- ② 地震時変形解析により現行設計法で設計された対策工の改良効果を評価する。

検討する地盤改良工法は、深層混合処理工法、締固め (SCP) 工法の 2 種類とした。現行設計法はそれぞれ以下のマニュアルを適用した。



(1) A地区(砂地盤)



(2) B地区(互層地盤)

図-2 解析モデル

Fig.2 Analysis Models

- a) 深層混合処理工法
 - 高規格堤防盛土設計・施工マニュアル（平成10年1月）
 - 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（平成9年10月）
- b) 締固め（SCP）工法→河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（平成9年10月）

4-2 解析結果と考察

(1) 深層混合処理工法

① 最適改良断面について

LIQCAによる解析結果を図-3(1)、図-4(1)、4(3)に示す。

A地区（砂地盤）では図-4(1)に見るとおり、残留鉛直沈下量、残留水平沈下量とも変位曲線が無対策の点から急激に立ち上がり、5.4m（改良幅）×13.5m（改良深度：液状化層下端の粘土層に1m根入れ）が変曲点となっており、それ以降は勾配が緩やかになっていることがわかる。つまり、これ以上改良幅を増やしても改良効果はあまり上がらないことを示している。また、この変曲点は許容沈下量の目安値20cmも満足している。このことから、改良深度は着底する必要はなく、フローティングでよいことがわかる。また、改良幅は、概ね5m程度あればよいことがわかる。

次に、UWLによる解析結果を図-3(2)、図-4(2)、4(4)に示す。

A地区（砂地盤）では図-4(2)に見るとおり、残留鉛直沈下量、残留水平沈下量とも変位曲線は概ねLIQCAと似た傾向が出ており、5.0m×13.5mが変曲点となっており、かつ許容沈下量の目安値20cmを満足している。このことから、LIQCAと同様、改良深度は着底する必要はなく、フローティングでよいことがわかる。また、改良幅は、概ね5m程度あればよいことがわかる。

このように、LIQCA、UWLともにほぼ同じ解析結果が得られたことから、砂地盤の場合については、改良深度を下部粘土層に1m程度根

入れし、改良幅は5m程度となる断面が最適改良断面に近いものと考えられる。

B地区（互層地盤）については、図-4(3)、4(4)、図-5(1)、5(2)に見るとおり、LIQCA、UWLともA地区（砂地盤）に比べ、残留鉛直沈下量、残留水平沈下量ともに許容沈下量以下の小さい結果が得られた。この理由は、B地区（互層地盤）がA地区（砂地盤）に比べ、変位量の主因となる液状化層が薄く、液状化強度が大きいためと考えられる。また、残留鉛直沈下量曲線が両手法で正反対の傾向が出ている。この理由は、両手法における改良体のモデル化の違いに起因しているものと考えられる。

このように、一口に有限要素法といつてもその手法にはそれぞれに特徴があり、それが解析結果に影響しているものと考えられるため、基本的には耐震性評価能力が非常に高い手法であるとはいって、今後は解析事例を増やして解析精度も含めて個別にその適用性を照査していくことが必要であろう。

② 現行設計法の改良効果の評価

改良効果が顕著に出ているA地区（砂地盤）について考察する。

LIQCAの解析結果では、図-4(1)に見るとおり、高規格堤防盛土設計・施工マニュアルで求まる5.0m×31.3m（支持層に着底）の改良範囲では盛土天端の沈下量が約50cmと許容沈下量の目安値20cmを大きく超えていることがわかる。したがって、現行設計法は危険側の評価を与えるということになる。

一方、図-4(1)に見るとおり、液状化対策マニュアルで設計された断面は下部粘土層に1m程度根入れした場合は59.4m×13.5mと非常に改良幅が大きな断面となり、下部粘土層への根入れを6mと大きくした場合は14.6m×18.5mと改良幅を小さくできる。一方、図-4(1)よりLIQCAの解析結果では、沈下量の許容値を20cmまで広げれば、5.4m×13.5mと液状化対策マニュアルの断面よりもさらに経済的な断面が得られることになる。

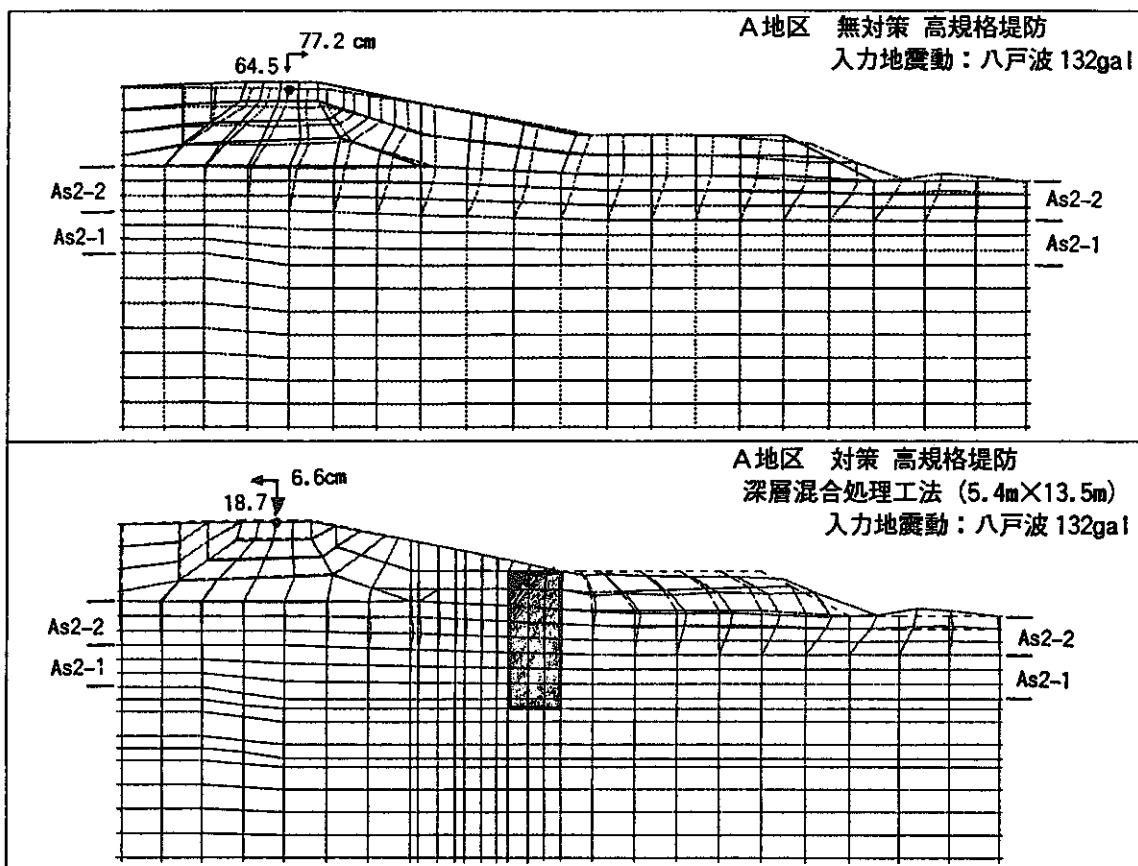


図-3(1) 残留変位図（深層混合処理工法 LIQCA）

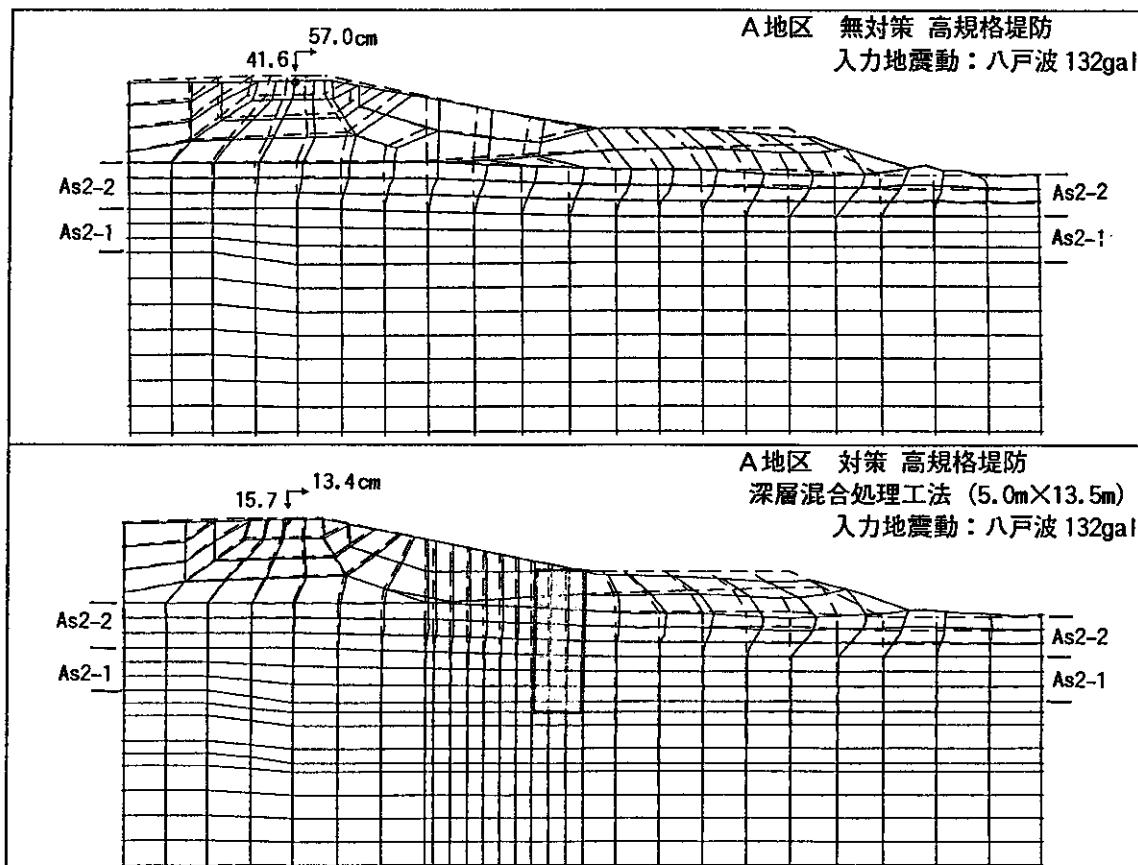


図-3(2) 残留変位図（深層混合処理工法 UWL）

図-3 残留変位図（深層混合処理工法）

Fig.3 Residual Displacement Diagrams (deep mixing method)

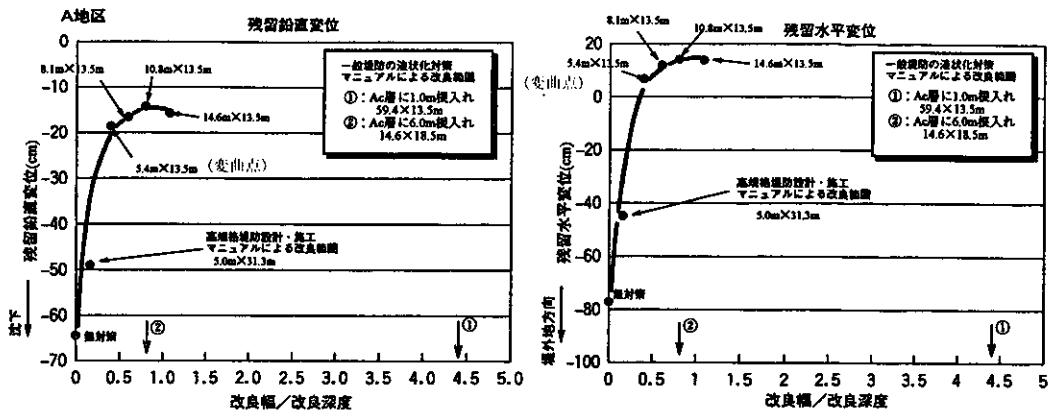


図-4(1) A地区 (LIQCA)

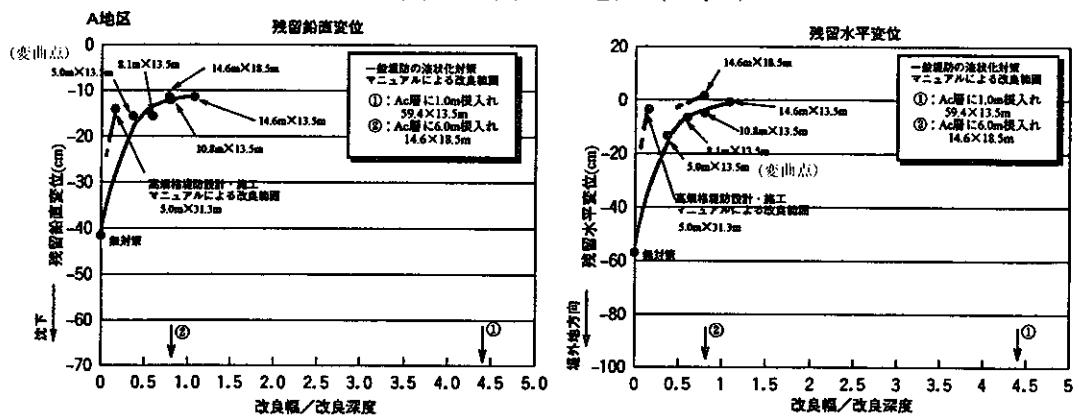


図-4(2) A地区 (UWL)

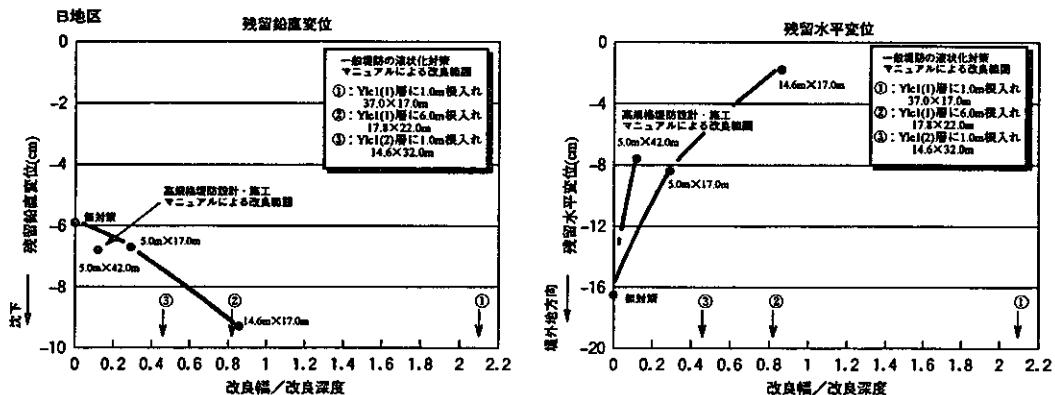


図-4(3) B地区 (LIQCA)

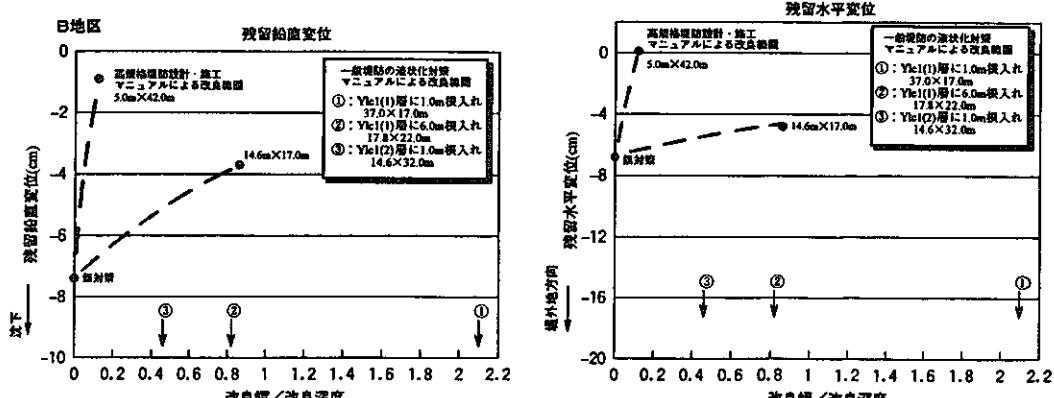


図-4(4) B地区 (UWL)

図-4 深層混合処理工法の改良幅／改良深度と堤防天端沈下量の関係

Fig.4 The Relationship Between the Settlement of Levee Tops and the Improvement Width-to-Depth Ratio Using the Deep Mixing Method

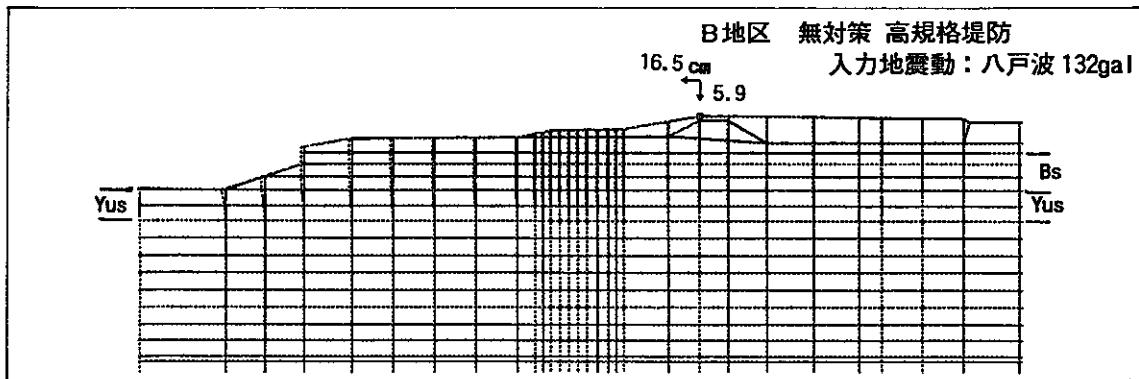


図-5(1) 残留変位図 (LIQCA)

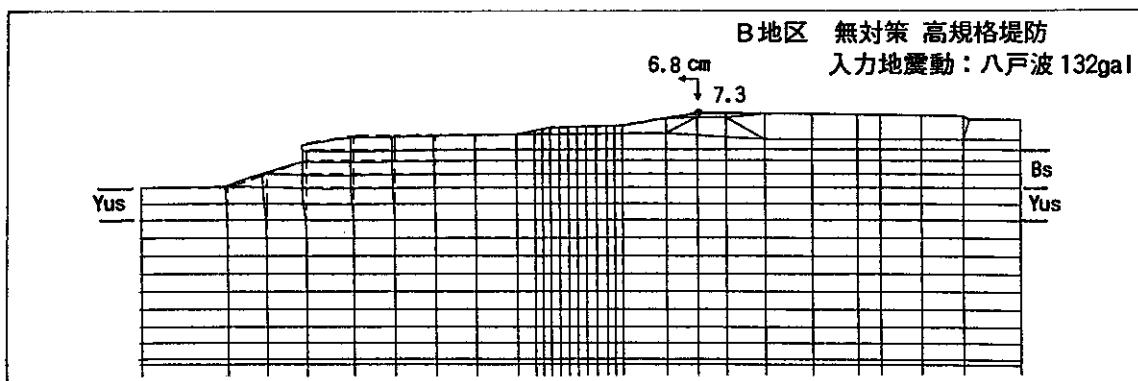


図-5(2) 残留変位図 (UWL)

図-5 残留変位図 (B地区)

Fig.5 Residual Displacement Diagrams

UWL の解析結果では、図-4(2)に見るとおり、高規格堤防盛土設計・施工マニュアルで求まる $5.0\text{m} \times 31.3\text{m}$ (支持層に着底) の改良断面では盛土天端の沈下量が約 14cm と許容沈下量の目安値 20cm を満足している結果が得られた。この理由は、両手法の土の構成式、パラメータの設定方法等解析手法の相違によるものと考えられるが、今後の検討課題としたい。この点を除けば、図-4(1)、4(2)に見るとおり、UWL の変位曲線は、LIQCA と概ね同様な傾向にあることから、許容沈下量を 20cm とすれば、 $5.0\text{m} \times 13.5\text{m}$ と経済的な断面が得られることになる。

以上のことから、砂地盤においては①仮に有限要素法が正しいと検証できれば、液状化対策マニュアルは安全側の設計を与えている可能性がある②改良体を支持層に着底させる現行の設計法には議論の余地が残る③有限要素法を用いればフローティングタイプの改良が可能であるとともに、経済的な改良断面が得られる可能性が高いといえる。

(2) 締固め (SCP) 工法

① 最適改良断面について

LIQCA による解析結果を図-6(1)、図-7(1)、7(3)に示す。

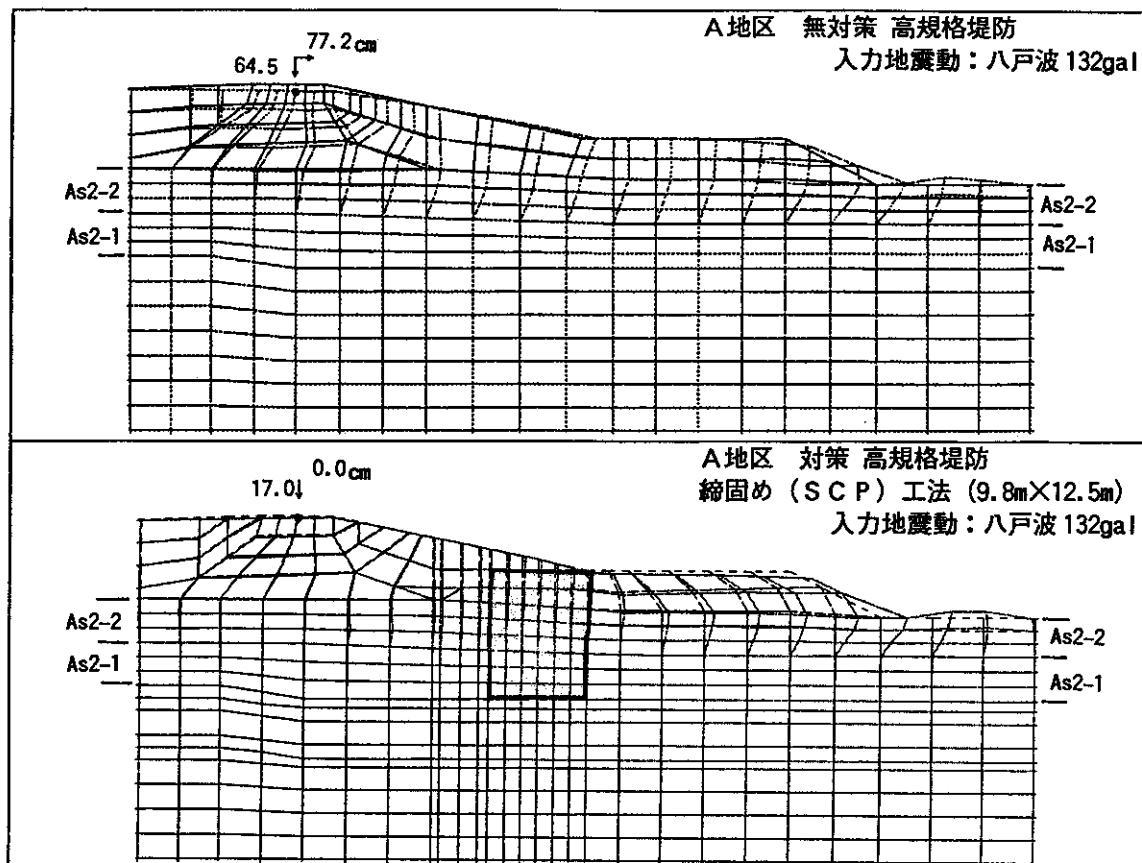


図-6(1) 残留変位図（締固め工法・LIQCA）

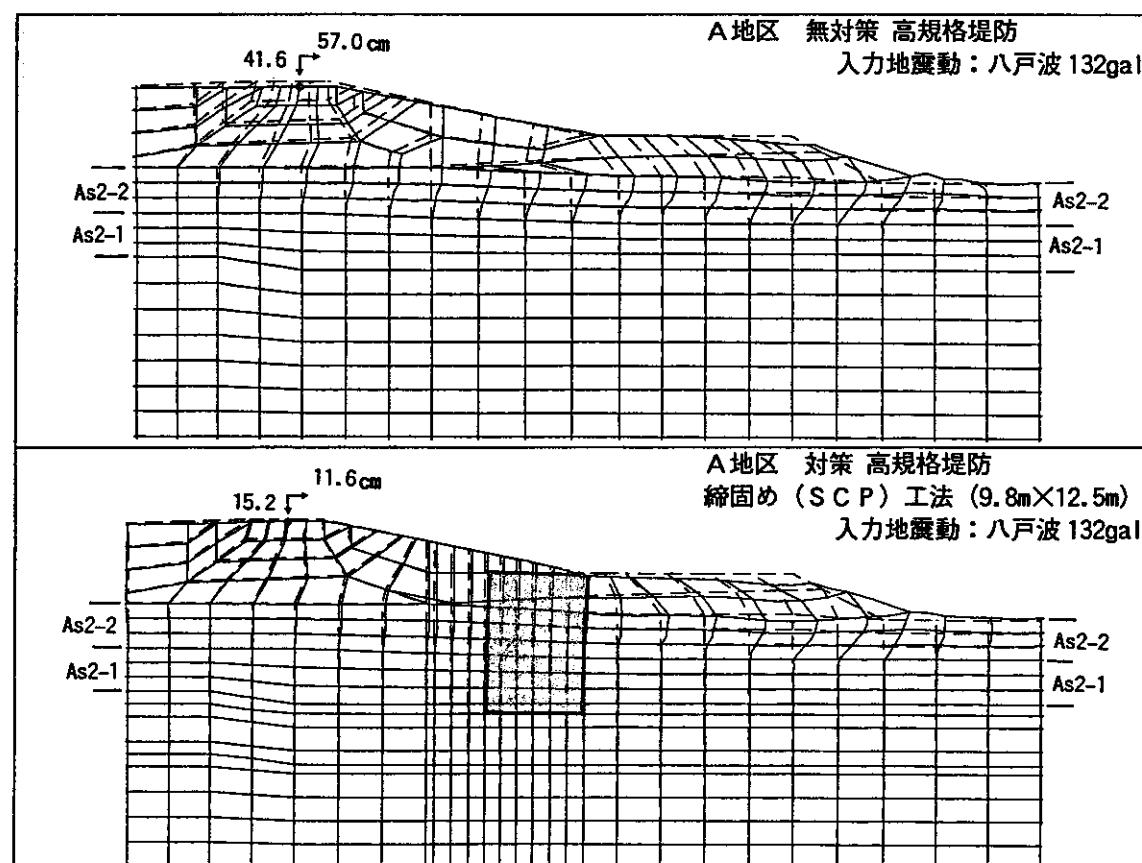


図-6(2) 残留変位図（締固め工法 UWL）

図-6 残留変位図（締固め工法）

Fig.6 Residual Displacement Diagrams (sand compaction pile)

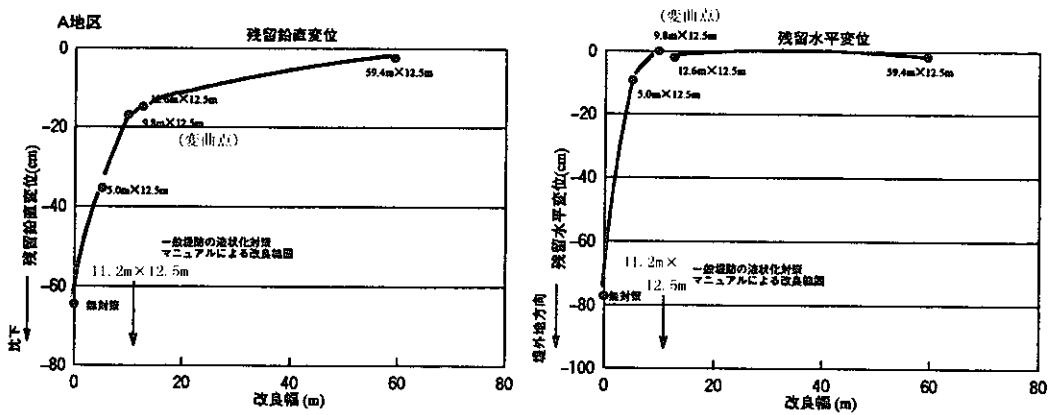


図-7(1) A地区 (LIQCA)

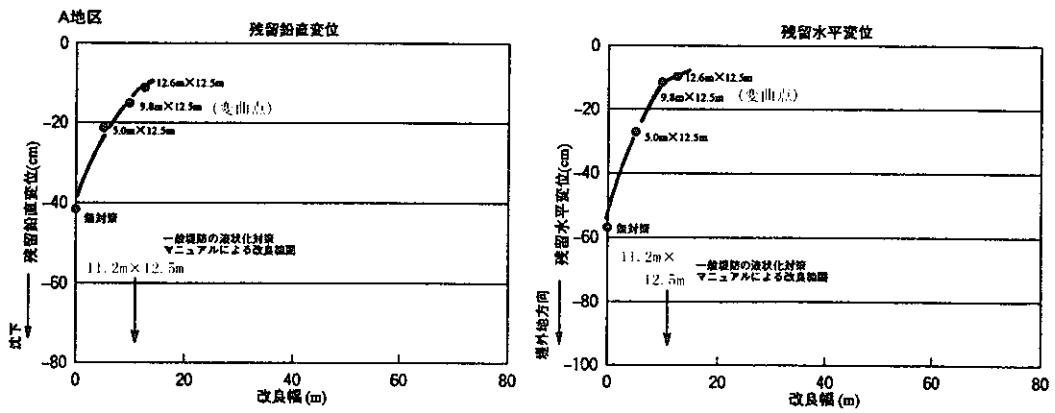


図-7(2) A地区 (UWL)

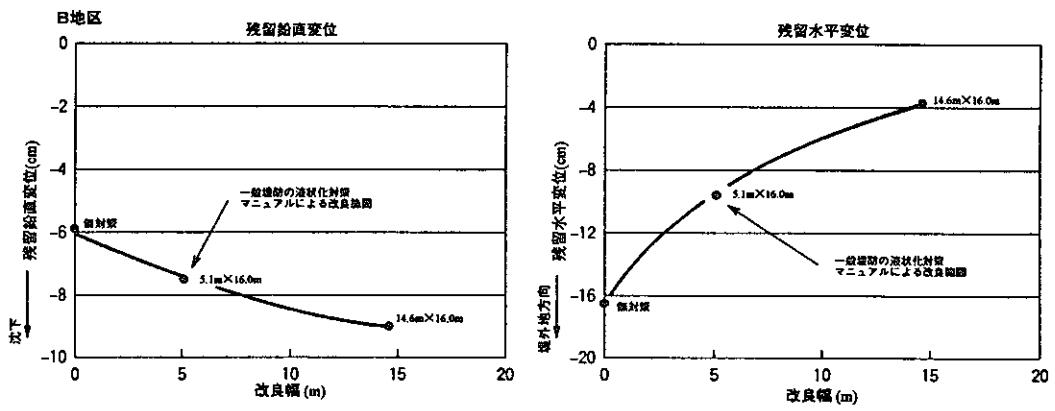


図-7(3) B地区 (LIQCA)

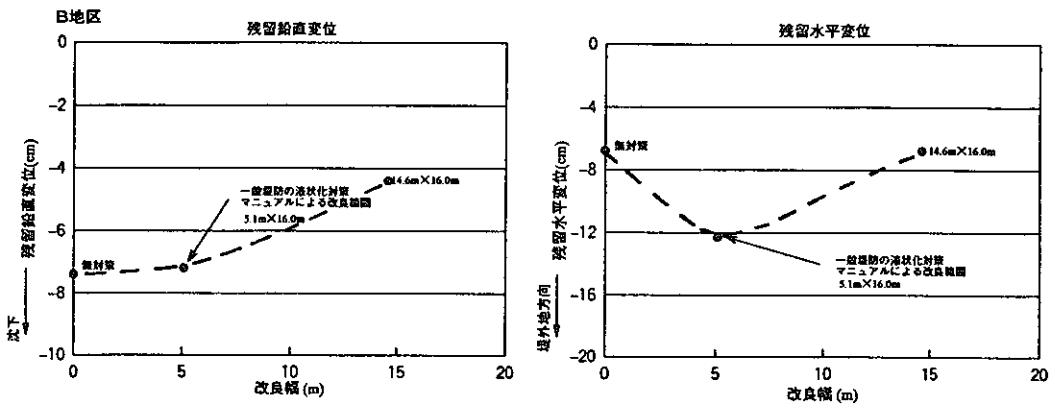


図-7(4) B地区 (UWL)

図-7 締固め (SCP) 工法の改良幅と堤防天端変位量の関係

Fig.7 The Relationship Between the Settlement of Levee Tops and Improvement Width Using the Sand Compaction Pile (SCP)

A地区（砂地盤）では図-7(1)に見るとおり、残留鉛直沈下量、残留水平沈下量とも変位曲線が無対策の点からかなり急激に立ち上がり、9.8m（改良幅）×12.5m（改良深度：液状化層下面に着底）が変曲点となっており、それ以降は勾配が緩やかになっていることがわかる。つまり、これ以上改良幅を増やしても改良効果はあまり上がらないことを示している。また、この変曲点は許容沈下量の目安値20cmも満足している。このことから、改良深度は液状化層下面に着底させ、改良幅は概ね10m程度あればよいことがわかる。

次に、UWLによる解析結果を図-6(2)、図-7(2)、7(4)に示す。

A地区（砂地盤）では図-7(2)に見るとおり、残留水平沈下量については変位曲線は概ねLIQCAと似た傾向が出ており、9.8m×12.5mを変曲点と認定することも可能である。

深層混合処理工法での両者の変位曲線の類似傾向から推定すれば、砂地盤の場合については、改良深度を液状化層下面に着底させ、改良幅が概ね10m程度となる断面が最適改良断面に近いものと考えられる。

B地区（互層地盤）については、図-5(1)、5(2)、図-7(3)、7(4)に見るとおり、LIQCA、UWLとも深層混合処理工法の場合と同様、A地区（砂地盤）に比べ、残留鉛直沈下量、残留水平沈下量ともに許容沈下量以下の小さい結果が得られた。また、沈下量曲線も両手法で共通した傾向は見られなかった。

② 現行設計法の改良効果の評価

改良効果が顕著に出ているA地区（砂地盤）については、図-7(1)に見るとおり、LIQCAで得られる最適改良断面9.8m×12.5mと液状化対策マニュアルで設計された断面11.2m×12.5mは概ね同程度の改良幅であり、仮に有限要素法が正しいと検証できれば、液状化対策マニュアルは適切な設計を与えていると評価できることになる。

5. まとめ

レベル1の地震動に対して、LIQCA、UWLという2種類の弾塑性有限要素法を用いて地盤改良の耐震効果の数値解析を行った。

- ① 砂地盤において弾塑性有限要素法により地盤改良の最適改良断面が得られる方向性を示すことができた。
- ② 深層混合処理工法については、砂地盤における最適改良断面として改良深度については液状化層の下層にある粘土層に1m程度根入れさせ、改良幅については5m程度あればよいという結果が得られた。
- ③ 締固め(SCP)工法については、砂地盤における最適改良断面として改良深度については液状化層下面に着底させ、改良幅については10m程度あればよいという結果が得られた。
- ④ 深層混合処理工法については、液状化対策マニュアルは安全側の設計を与えている可能性があることが弾塑性有限要素解析により確認できた。
- ⑤ 締固め(SCP)工法については、液状化対策マニュアルは適切な設計を与えていることが弾塑性有限要素法解析により確認できた。

今後の課題としては

- ① 以上の結論は、代表的と考えられる砂地盤1断面のみでの解析から得られたものであり、解析地盤を増やして弾塑性有限要素法の適用性を検証していく必要がある。
- ② 一般堤防では、過去の被災事例を解析することで、円弧すべり面法の適用性等を評価できる。一方、高規格堤防では、被害事例自体が存在しないため、その代替として動的遠心模型実験を行い、実験結果と比較して弾塑性有限要素法の適用性を検討していく必要がある。
- ③ 互層地盤では無対策でも変位量が小さいため、対策工が不要という結果が得られたが、今後は砂地盤と互層地盤の区分をどの

ように整理していくべきかを検討する
必要がある。
が挙げられる。

最後に、本研究を進めるにあたり、建設省
土木研究所動土質研究室の松尾室長、岡村主
任研究員に多くのご指導をいただいた。

また、LIQCA については、ハザマの三原氏、
渦岡氏（現理化学研究所）に解析をお願いす
るとともに、UWL については、群馬大学の鶴飼
教授、若井講師、李強氏（現ソフトブレーン
㈱）にプログラムの開発、提供を、応用地質
㈱の山本氏、竹島氏に解析をお願いした。こ
こに厚く感謝の意を表したい。

<参考文献>

- 1) 中村敏一・大矢通弘：粘性土地盤上の高規
格堤防の地震時安定性評価手法について（そ
の2）、リバーフロント研究所報告第8号、
1997年3月
- 2) 石川浩・白木原隆雄：粘性土地盤上の高規
格堤防の地震時安定性評価手法について（そ
の3）、リバーフロント研究所報告第9号、
1998年3月
- 3) (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、1998年1月