

Ⅲ-9 堤防の耐震対策合理化に関する調査

研究予算：運営費交付金（治水勘定）

研究期間：平 12～平 17

担当チーム：耐震研究グループ（振動）

研究担当者：杉田秀樹、高橋章浩、石原雅規

【要旨】

本研究は、堤防の耐震対策をより合理的なものとするために、地震時沈下量予測法の開発と許容沈下量に基づいた設計法の開発を目的に実施した。

H12～H14 年度は、堤防のり尻に固結工法、締固め工法のいずれかの液状化対策を施した一般堤防の地震時沈下量予測法を開発し、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」を取りまとめた。また、H15～H17 年度は、高規格堤防の全体変形予測手法及び高規格堤防端部擁壁の変位量予測法に関する検討を行い、「高規格堤防盛土設計施工マニュアル（案）」の改訂原案を取りまとめた。
キーワード：液状化、耐震対策、地盤改良、沈下量評価

1. はじめに

本研究は、一般堤防と高規格堤防の耐震対策をより合理的なものとするため、堤防の地震時残留沈下量・変位量に基づいた設計法の開発を目的として実施するものである。

一般堤防の耐震対策としては、液状化による変形を抑制することを目的として、のり尻直下地盤に固結工法や締固め工法などが実施されることが多い。このようにある程度の沈下が許容される場合には、従来の震度法による安定計算¹⁾ではなく、直接的に沈下量を求め、許容沈下量以下であることを照査する設計法の方が、より合理的である。そこで、本研究では、固結工法や締固め工法がのり尻直下地盤に施された堤防の天端沈下量を予測する手法を開発し、一般堤防の液状化対策工の耐震設計法として取りまとめた。

一方、高規格堤防は「高規格堤防盛土設計施工マニュアル」²⁾に基づいて耐震性を考慮した設計がなされている。耐震性を考慮した構造物であっても、地震時に一切の変形を許容しないのは不合理であるため、上記マニュアルでは、動的解析（一般に動的有効応力有限要素解析が実施される）を導入して変形量を直接的に求めることにより、コスト縮減が図られている。動的有効応力有限要素解析を用いれば地震時の精緻な挙動を評価できる反面、設定すべきパラメータが多いために解析担当者の技術水準によって結果がばらつくことや、設計コスト・時間の増加などの弊害も指摘されている。このような課題に対応するため、高規格堤防全体の地震時変形をより簡便に評価する手法、および、端部擁壁の変位量予測法に関する検討を行った。

2. 一般堤防の沈下量予測手法

2.1 動的遠心模型実験

堤防の地震時変形メカニズムの解明、対策工に作用する土圧評価式の提案、対策工の地震時挙動の把握、および、変形量予測法の妥当性の確認、を目的として一連の動的遠心模型実験を実施した。

実験は、50G の遠心力場で行い、ケースにより、盛土高さ、盛土法面勾配、液状化層厚、対策工の有無、対策工の種類（固化改良を模擬した剛体ブロックや密詰砂）、対策工の幅、入力地震動などを変化させた。

遠心実験用模型を図-1 に例示する。この模型は、主として対策工に作用する土圧を実験的に検討することを目的としたものである。図-1 (a) は、盛土法尻部に土層に剛結した直壁を設け、直壁表面に多数の土圧計が埋め込んだ。これらの土圧計により、法尻部の対策工が全く変位しない場合の対策工に作用する土圧の深度分

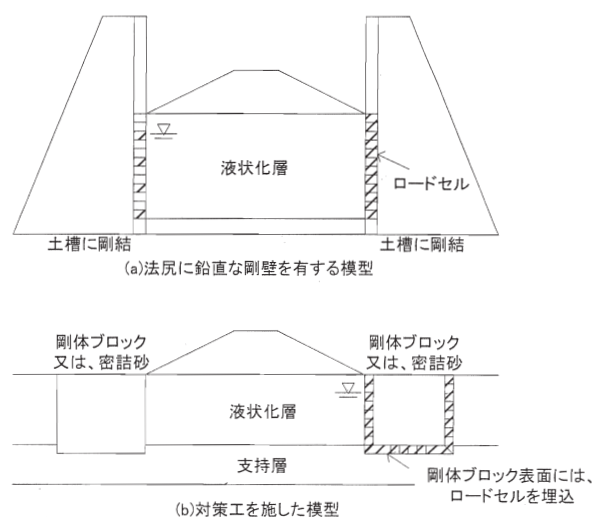
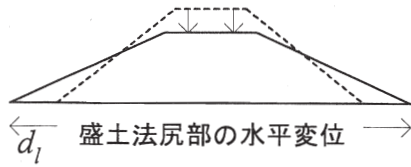
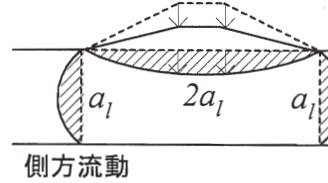


図-1 動的遠心実験用模型

①盛土のせん断変形により沈下



②側方流動による沈下



③直下地盤の体積圧縮による沈下

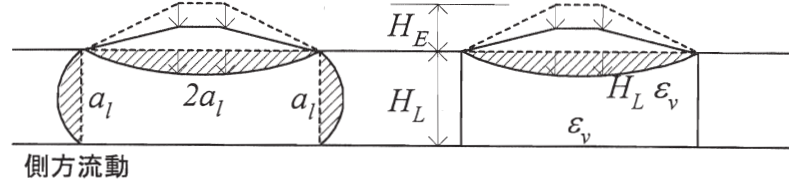


図-2 盛土沈下の要因

布を実験的に得ることができる。また、対策工が運動した場合の土圧を計測するために、図-1(b)の固結工法による改良地盤を模擬した剛体ブロックにも土圧計を多数埋め込んだ。このような土圧計測結果を基に、土圧評価式の提案も行った。

また、図-1(b)に示すように法尻部に対策工を模擬した剛体ブロックや密詰砂領域を設けたモデルは、対策工の地震時挙動の把握や変形量予測法の妥当性の確認を目的としても実験に供された。

2.2 盛土沈下の要因

液状化地盤上の盛土に関する一連の動的遠心模型実験から、盛土の沈下量の支配的要因は図-2に示すように、①盛土のせん断変形、②直下地盤の側方流動（等体積せん断変形）、および、③直下地盤の体積圧縮、の3種類に分類できることがわかった³⁾。すなわち、盛土のり尻間の距離の変化（盛土底面の水平ひずみ）、側方流動面積、および、直下地盤の体積圧縮量が分かれば、以下の式を用いて盛土沈下量を算定することができる。

- 盛土せん断変形による天端沈下量 = $c_1 \times$ 盛土のり尻部の水平変位 ($2d_l$) \times 盛土高さ
- 側方流動による沈下量 = $c_2 \times$ 側方流動面積 ($2a_l$) / 盛土底面長さ
- 直下地盤体積圧縮による沈下 = $c_2 \times$ 直下地盤の圧縮面積 / 盛土底面長さ

ここに、 c_1 、 c_2 は係数であり、多くの模型実験より得られた結果では $c_1 \approx 1.3$ 、 $c_2 \approx 1.9$ である。

地震による直下地盤の体積圧縮が液状化層のみで生じると考えると、液状化層の体積圧縮率を求め⁴⁾、液状化層厚を乗じることにより、直下地盤の体積圧縮量を簡易的に求めることができる。したがって、対策工を施した場合の天端沈下量を求めるためには、盛土のり尻水平部の変位及び側方移動面積を2.4及び2.5に示す方法により算出すれば良いことになる。いずれの

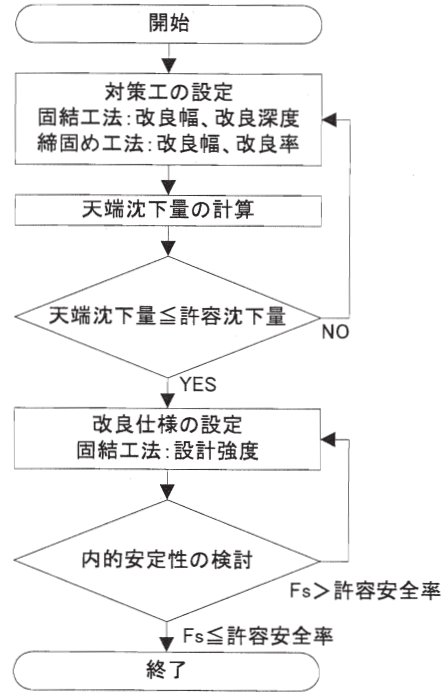


図-3 対策工の設計フロー

方法も、実務を考慮し計算時間が短く入力パラメータが少ない事が特徴となっている。

2.3 耐震対策工の設計フロー

上記沈下量予測法を用いた耐震対策設計フローを図-3に示す。これまでの対策工の設計のうち、滑動・転倒、円弧すべりなどの外部安定照査に相当する部分を、変形量により照査することとした。天端沈下量は、簡易解析プログラムを使えば簡単に求められるため、繰返し計算を行うことにより最適な設計とすることができる。なお、固結工法における設計強度の設定などの内部安定に関しては、従来どおり安全率による照査を行うものとした。締固め工法の設計定数は、全て変形量の照査により決定されるため、内部安定照査は行わない。

2.4 固結工法による対策工の変位量計算法^{5),6)}

固結した領域（固化体）は地震時に剛体とし

て挙動すると仮定した上で、簡易動的解析法を構築した。図-4 に示すように、固化体には、自重、周辺地盤から作用する土圧、および、慣性力が外力として作用し、支持層からの地盤反力（受働土圧）が抵抗力として作用する。慣性力は地震加速度から求めることができる。また、鉛直、水平およびモーメント荷重の組合せ荷重を受ける基礎の支持力（地盤反力の上限値）は図-5 に示す支持力曲面によって与えられる。したがって、外力が支持力曲面以下であれば固化体は変位しないが、外力が支持力曲面よりも大きくなると外力と支持力の差によって固化体が加速度運動し、その運動は鉛直・水平・回転の運動方程式によって記述される。計算に必要な支持層の支持力・変形特性は支持力曲面と塑性ポテンシャルであり、それらは支持層の強度定数 c 、 ϕ から決めることができる。

これまで述べてきた方法により求めた固化体の滑動変位量、回転変位量を遠心模型実験の結果と比較したものを図-6 に示す。計算結果は実験結果と良い対応を示しており、本簡易動的解析法の妥当性が確認できる。

本解析法から、固化体の回転変位と水平変位量が出力される。これから、固化体の上端及び下端の水平変位が容易に求められる。図-7 に示すように固化体の上端の水平変位は盛土のり尻部の水平変位にほぼ等しく、側方流動面積は上

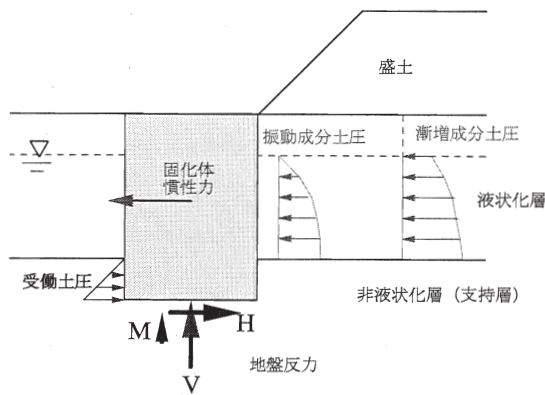


図-4 固化体に作用する力

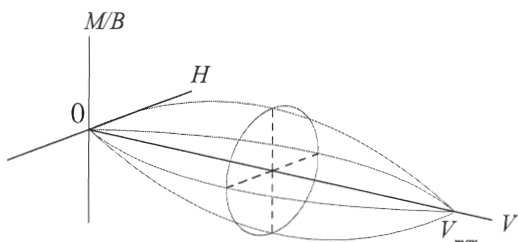


図-5 支持層が砂質土の場合の支持力曲面

端・下端の水平変位と高さから求めることができる。

2.5 締固め工法による対策工の変形量計算法^{7),8)}

盛土のり尻部を締固め改良した地盤の動的遠心模型（図-1(b)）実験の結果、液状化した周辺部からの水圧伝播によって締固め領域も液状化するが、締固め領域は水圧が上昇しても密な砂特有のサイクリックモビリティ（せん断力を作させると剛性が急激に回復する現象）により変形は小さく、盛土の沈下を低減することが明らかとなった。また、締固め領域の変形は概ね単純せん断変形であることが実験で観察された。

以上の結果から、図-8 に示すモデルを用いて締固め領域の変形量を計算することとした。このモデルでは締固め領域を質点とそれを結ぶせん断バネにより離散化し、せん断バネの構成則として液状化した密な砂の単純せん断状態での応力ひずみ関係を考慮することとした。締固め領域に作用する荷重は、自重、慣性力、周辺地盤から作用する土圧である。一般に、剛性が小さなたわみ性の壁体に作用する地震時土圧は剛な壁体に作用する土圧よりも小さい。しかし、

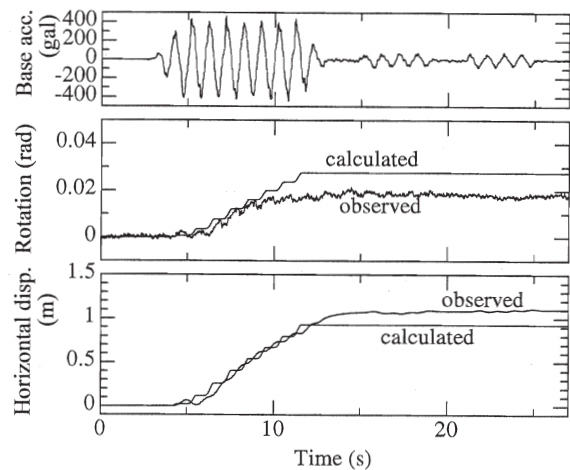


図-6 遠心模型実験での固化体の水平・回転変位と解析結果の比較

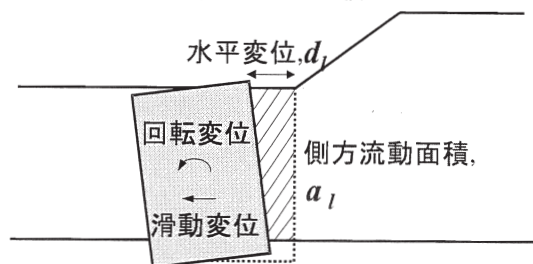


図-7 固結工法の場合の法尻部水平変位と側方流動面積の算出方法

安全側の配慮として、固化体よりも剛性の低い締固め領域に対しても剛壁に作用する土圧と同じものを使うこととした。下端より地震加速度を入力し、動的解析により質点の応答、すなわち、締固め領域のせん断変形を求めることとした。

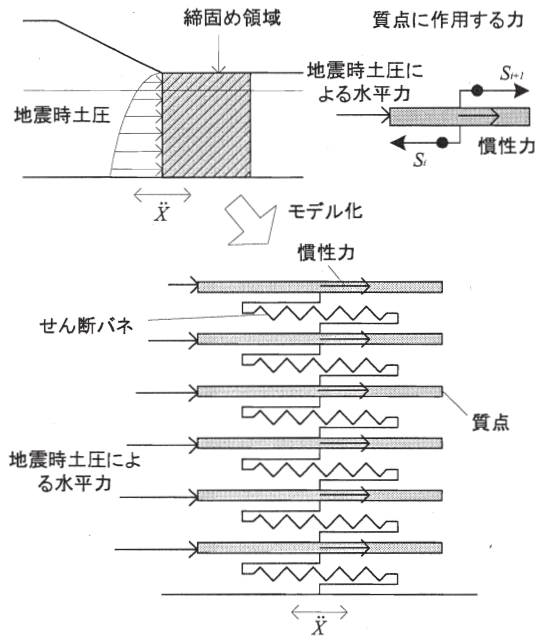


図-8 締固め領域のモデル化と各質点作用力

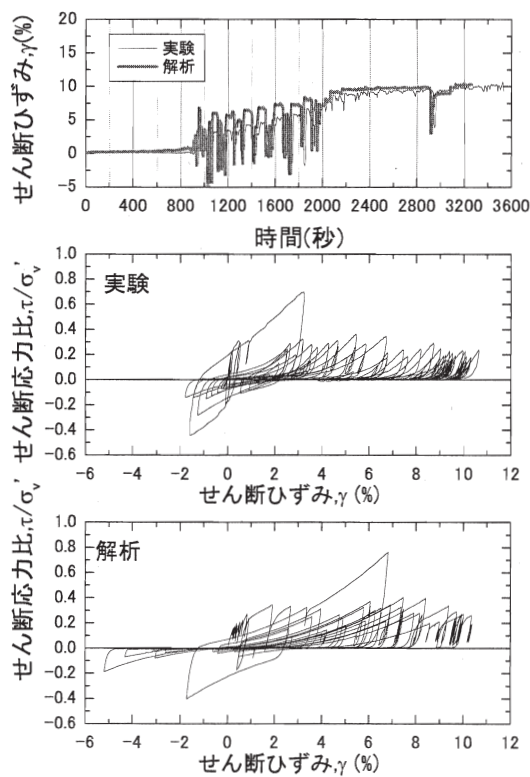


図-9 要素試験解析結果

せん断バネの構成則⁷⁾は、水圧の伝播により液状化した密な砂の単純せん断状態での応力とひずみの関係を記述するものであり、再構成砂および締固め改良した地盤から凍結サンプリングにより採取した高品質な供試体を用いて、多くの非排水中空ねじり試験を行うことにより構築したものである。この構成則によって、任意のせん断応力時刻歴波形が与えられれば、波形に応じた接線せん断剛性が時々刻々と求められるため、せん断ひずみが時刻歴で得ることができる。この構成則の特徴は、入力パラメータが少なく、通常の実務で用いられる材料定数から決めることができることである。不規則せん断応力波形を与えた場合の中空ねじり試験結果と、本構成則により得られたせん断ひずみの時刻歴等を図-9に示す。解析結果は実験よりもひずみの振幅が大きくなる時間が若干早いものの、ひずみの蓄積の傾向をよく再現できることが確認できる。

本解析方法では、図-10に示すように各質点の水平変位が求められる。最上端の水平変位は、盛土法尻部の水平変位に等しく、側方流動面積は各質点の水平変位から求めることができる。

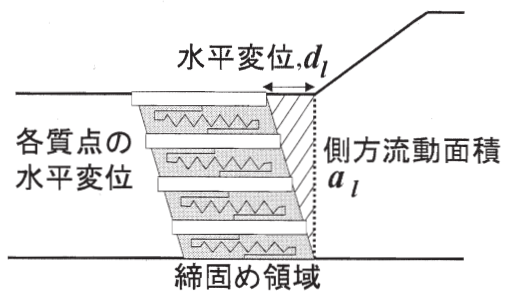


図-10 締固め工法の場合の法尻部水平変位と側方流動面積の算出方法

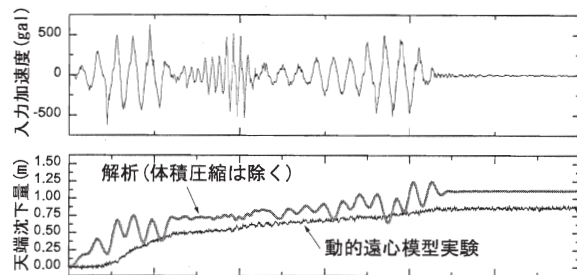


図-11 盛土法尻部に締固め領域を設置した遠心模型実験の天端沈下量と解析結果の比較

図-11 に、実験から得られた天端沈下量の時刻歴と、本解析法から求めた天端沈下量を比較する。解析から求めた天端沈下量には、液状化地盤の体積圧縮による沈下は含まれていない。解析結果は、実験で測定された沈下量の増加傾向を再現できている。

ただし、締固め領域の幅が極端に狭くなった場合や支持層が軟弱な粘性土の場合には全体的な滑動や転倒が生じることが想定されるため、実務で使用する場合には締固め領域の変形計算結果に、締固め領域を剛体として計算した滑動・回転変位を足し合わせた上で、天端沈下量を算出するのが良いと考えられる。

2.6 現行設計法との比較

最後に、固結工法の設計を現行設計法によって行った場合と今回提案した方法で許容沈下量を 0.5m として設計した場合を比較した結果を図-12 に示す。レベル 1 地震（最大加速度 150gal）において、大幅に改良体積が減少することができる。また、レベル 2 地震においては、現行法では安全率が 1 を上回る条件がないため、現行設計法では設計できなかったが、提案法では初めて設計が可能となった。このように本設計法によりコスト縮減、設計適用範囲の拡大などが期待される。

3. 高規格堤防の変形量予測手法

図-13 は、高規格堤防の模式図である。断面が一般堤防と異なり、左右非対称である事が大きな特徴である。また、高規格堤防の幅は完成すると 100m~300m 程度であるため、一度に整備することが難しく、一部を暫定断面として整備する事が多い。暫定断面の堤内側端部は、図-14 に示すように、擁壁（暫定擁壁）とする事例が多く見られる。擁壁には、杭基礎形式と改良地盤上に設置する 2 つの基礎形式が見られる。

このような高規格堤防の特徴を踏まえると、全体変形（主として堤内地側緩傾斜部）を簡易に予測する手法と改良地盤上に設置する暫定擁壁の変位量予測法を開発することにより、耐震設計の合理化が可能になると考えられる。

3.1 全体変形に関する遠心模型実験

液状化地盤上の高規格堤防の全体的な変形に関しては、実験データも少なく変形メカニズムに関して不明な点が多いため、図-15 に示すような模型を作成し、75G の遠心場において図-16 に示す加速度波形を入力した。模型の諸元は、

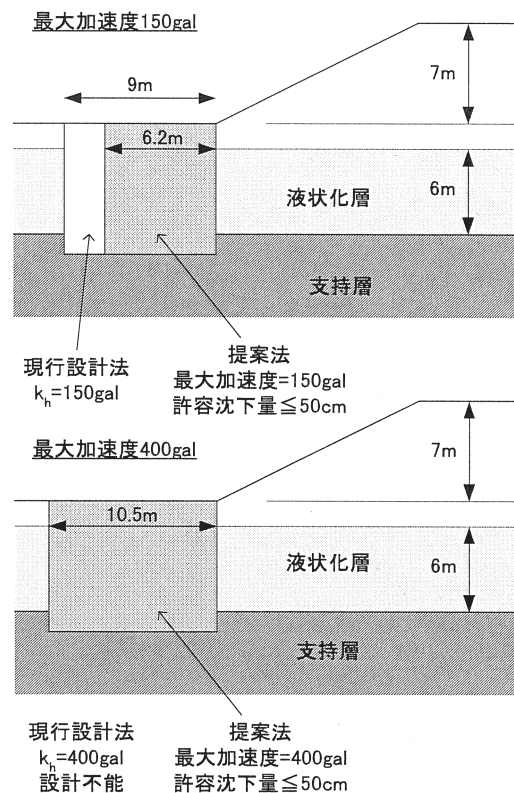


図-12 現行設計法と変形量を考慮した設計法の比較

堤防の敷幅や液状化層厚、盛土高さ、のり尻の地盤改良、および、堤内側の擁壁の有無を変化させた。この実験より、以下の事項が明らかとなった。

- 堤体に生じるクラック発生位置は、法尻対策工の有無や天端高さによらず、液状化層厚に強く依存する。
- 堤外側法尻に対策を施すことによりクラック発生位置よりも堤外側の盛土変形を低減できる。
- 堤内側堤体の変形を低減するためには、暫定擁壁の変位を小さくすることが重要である。
- 堤外側のり尻の対策工の計算方法としては、

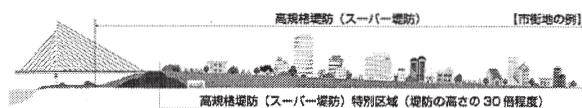


図-13 高規格堤防模式図（完成断面の例）



図-14 高規格堤防暫定断面

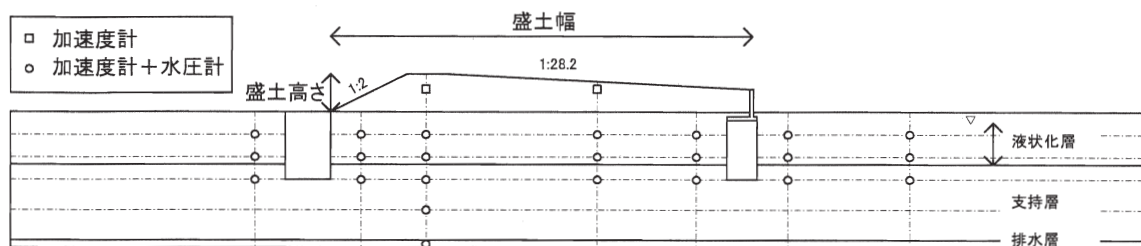


図-15 実験模型概要 (Case1, Case2)

一般堤防の手法が応用できる。ただし盛土底面長さを対策工端部から盛土重心までの水平距離の2倍として計算する必要がある。このような特徴を有する高規格堤防の全体変形を比較的簡便に予測する解析手法として、液化化した土の剛性を低下させ自重変形を有限要素法による求める方法(ALID)が考えられる。この方法の特徴として、周波数特性や継続時間等の地震動の特性が直接考慮されない、地盤に作用する慣性力による地盤変形の影響が陽な形では考慮されない、等の欠点を有するものの、解析に必要な地盤データが少なく通常のボーリング調査から得ることができること、モデル化が簡便で計算時間も短いことから、実務への適用性は高い。過去の地震による堤防の被害事例解析や模型実験のシミュレーションによって、比較的精度良く天端沈下量を評価できることが確認されている手法の一つである。

堤防および基礎地盤、固化体、擁壁をモデル化し有限要素メッシュを作成した。境界条件は、側方の境界が鉛直ローラ(水平変位固定)、底面は固定境界とした。ALIDの解析に必要な土質定数は、液化化層の繰返し非排水三軸強度比(R_L)、堤体および各土層等の密度である。液化化層の繰返し非排水三軸強度比は、要素試験から得られた値(0.2)を用いた。また、今回の実験では図-17(1)からも明らかなように支持層にも変形が生じているため、支持層も液化化層としてモデル化した。支持層の繰返し非排水三軸強度比は、液化化層よりも大きい0.3とした。また、表層の不飽和層と盛土の剛性は、自重変形解析時に、初期剛性の1/100に低減した。これは、表層不飽和層と盛土が液化化層の水平方向の変形を阻害し変形が小さくなることを防止するための1つの方法である。極端に剛性を低減させても液化化層の水平変位はあまり増えないばかり、盛土自体が垂れ下がるような変形になってしまうため、適度なところで加減する必要がある。これ以外に、盛土の液化化層の堤体および各土層等の初期剛性及びポアソン比も入

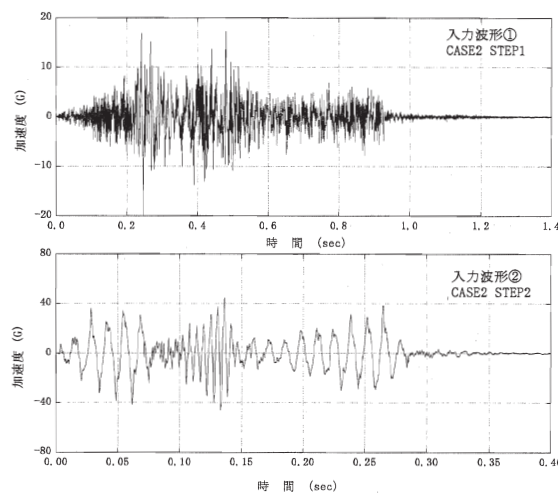


図-16 入力加速度波形

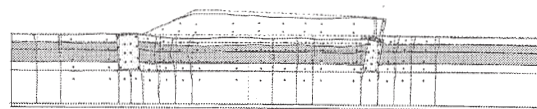


図-17(1) 遠心模型実験による Case2 Ste2 加振後の変形図

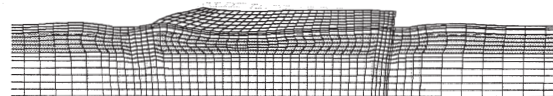


図-17(2) 解析(ALID)による Case2 Ste2 加振後の変形図

力する必要があるが、主として初期応力を計算するために用いられるものであるため、実際と大きく違わなければ十分である。初期応力を精度良く求めることが重要であるため、地盤改良等のモデル化では初期剛性等の設定以上に工程解析を実施するなどの配慮がより重要である。さらに、地表面の水平加速度を500galと設定した。

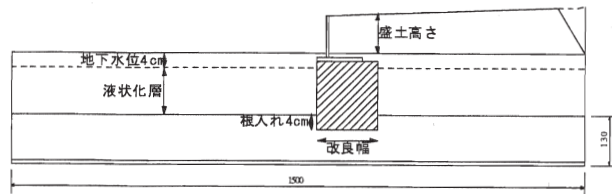


図-18 遠心载荷模型

表-1 実験ケース一覧

No.	擁壁高さ	固化体			入力波形 (gal)
		液状化層厚	根入れ深さ	幅	
1-2	5m	6m	2m	8m	200, 400
1-3	5m	6m	2m	8m	400, 200
2-2	3m	6m	2m	8m	200, 400
8-1	5m	4m	4m	8m	200, 400
8-2	5m	8m	0m	8m	200, 400

本解析の手順としては、まず初期応力を求め、地表面の水平加速度から道路橋示方書に示された方法に準じ液状化に対する抵抗率 (F_L) を要素ごとに算出する。次に、液状化層の R_L と要素ごとに求めた F_L に応じた剛性を、要素試験や実被害堤防の解析を基に設定したチャートから算出し、自重による変形を求める。さらに、過剰間隙水圧の消散に伴う変形を求める。図-17(2)は、このような手順で求めた最終変形である。

図-17(1)と図-17(2)の変形は、全体的によく一致しており、ALID のような比較的簡便な解析手法により高規格堤防の全体変形を解析できる事を確認した。ただし、支持層の R_L の設定や、表層不飽和層及び盛土の剛性の低減などに関して高度な技術力が必要となるため、実務への適用に当たっては動的有効応力解析と同様に十分注意する必要がある。

3.2 改良地盤に支持された擁壁の変位量予測法

擁壁の前面や背面の土地が高度に利用されており、常時の側方流動が懸念されるような軟弱地盤において、側方流動対策と擁壁の基礎を兼ねて固結工法による地盤改良を実施することが多い。このような地盤改良の仕様や範囲を合理的に設計する確立した方法は存在しない。また、3.1 に示した遠心模型実験結果からも端部擁壁の地震時変位量が全体変形に及ぼす影響も大きい。このため、地盤改良の規模を端部擁壁の許容変位量に基づいた設計法の開発が必要であると考えられる。そこで、簡易な地震時変位量予

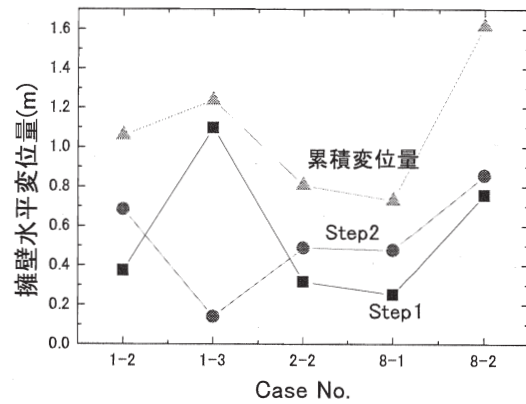


図-19 実験より得られた擁壁天端付近の水平変位量

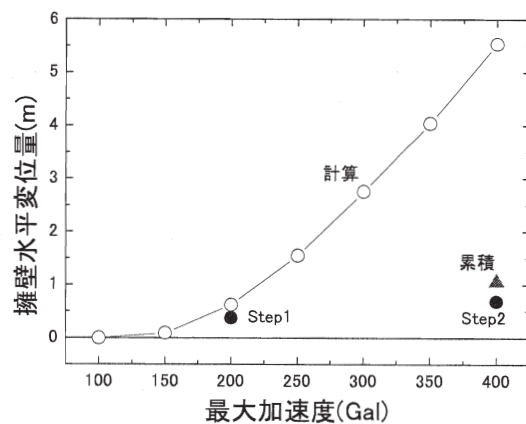


図-20 Case1-2の実験と解析による擁壁残留水平変位量と最大加速度の関係

測法に関する検討を行った。

図-18 に模型を示す。このような模型の支持層への根入れ深さ、液状化層厚、擁壁高さ、入力条件などを変化させ、表-1 に示す条件の実験ケースを行った。加振は、表-1 に示す最大加速度の正弦波 30 波 (テーパー 10 波含む) とした。その結果、擁壁天端付近の残留水平変位は、図-19 に示す通りとなった。

固化体の模型 (図-18 のハッチ部) の周囲には、多数のロードセルが埋め込まれており、固化体に作用する土圧を計測した。液状化層から固化体に作用する土圧と擁壁に作用する土圧をロードセルにより計測した値を元に近似式として与え、一般堤防の固結工法と同じ計算法に適用し、解析を行った。

Case1-2 について、加速度振幅を変化させ解析より得られた擁壁の残留水平変位量と、実験結果を比較すると、加速度が比較的小さい Step1 に関してはほぼ一致しているものの、加速度振幅の大きい Step2 に関しては、大きく異

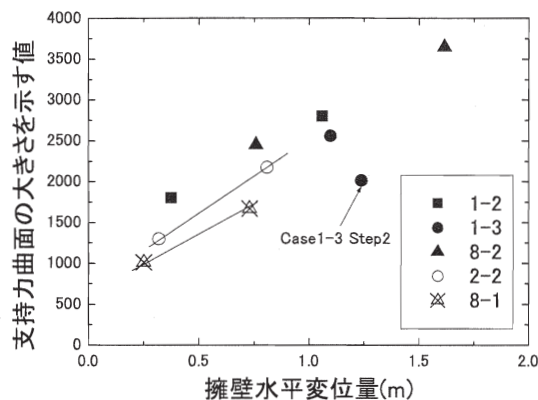


図-21 実験と同じ擁壁残留水平変位量を得るための支持力曲面の大きさを示す値と擁壁残留水平変位量の関係

なることがわかった。

そこで、擁壁の残留水平変位量が実験結果と解析で一致するよう支持力曲面の大きさを求めた。そのような支持力曲面の大きさを示す値と擁壁の残留水平変位量の間を関係を図-21 に示す。Case1-3 の Step2 を除き、Case1-2、1-3、8-2 はほぼ一直線上に並んでおり、擁壁の残留水平変位量に応じて支持力曲面の大きさを変更することにより図-20 のような不具合が改良されることが期待できる。Case2-2 は、Case1-2 等と比べ擁壁高さが低く、固化体底面の鉛直有効応力が小さく、Case1-2 に比べ支持力曲面が小さくなると考えられるため、図-21 の Case2-2 の支持力曲面の大きさは妥当なものと考えられる。Case8-1 の固化体底面の鉛直有効応力は Case1-2 等と同じであるが、残留水平変位が一致する支持力曲面は Case1-2 等よりも小さい。この原因として、固化体前面支持層の受動抵抗を実際よりも過大に評価していることが考えられる。

4. まとめ

本研究は、一般堤防と高規格堤防の耐震対策をより合理的なものとするため、堤防の地震時残留沈下量・変位量に基づいた設計法の開発を目的として実施し、以下の成果を得た。

一般堤防に関して以下の成果を得た。

- ① 液状化地盤上の堤防の沈下メカニズムを説明し、沈下量予測式を提案した。
- ② のり尻に固結工法、締固め工法のいずれか対策を施した堤防の地震時沈下量の簡易解

析法を開発し、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)」⁹⁾としてまとめた。

また、高規格堤防に関して以下の成果を得た。

- ③ 高規格堤防の全体変形を比較的簡易な FEM 解析により解析可能であることを示した。
- ④ 一般堤防用に開発した解析法を応用し、のり尻直下に対策を施した高規格堤防の沈下量予測法を提案し、「高規格堤防盛土設計施工マニュアル(案)」の改訂素案をとりまとめた。
- ⑤ 固化改良地盤上の暫定擁壁の水平変位量簡易予測法に関する検討を行った。その結果、固結工法を施した一般堤防の簡易解析法を応用すれば良いと考えられるが、支持力曲面の大きさを変位量に応じて調整する必要があること、および、受動土圧の評価法については今後の課題と考えられる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：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、1997年10月
- 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、平成12年3月
- 3) M. Okamura and O. Matsuo : "Effects of remedial measures for mitigating embankment settlement due to foundation liquefaction," International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, no.2, pp.1-12, 2002
- 4) Ishihara, K. and Yoshimine, M : Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol.32, No. 1, pp. 173-188, 1992
- 5) M. Okamura, M. Ishihara and K. Tamura : Liquefied soil pressures on vertical walls with adjacent embankment, 11th ICSDEE/3rd ICEGE, Vol. 2, pp. 429-343, 2004
- 6) M. Okamura and K. Tamura: Prediction method for liquefaction-induced settlement of embankment with remedial measure by deep mixing method, Soils and foundations, Vol. 44, No. 4, pp. 53-65, 2004
- 7) 石原雅規、岡村未対：砂の液状化時せん断特性の簡易モデル、第37回地盤工学研究発表会、平成14年7月
- 8) 石原雅規、岡村未対：盛土法尻部締固め改良地盤の地震時変形量簡易予測法、第57回土木学会年次学術講演会、平成14年9月
- 9) 土木研究所：許容沈下量に基づいた河川堤防の液状化対策工法設計マニュアル、土木研究所資料、第3889号、平成15年9月