

3. 6 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：材料地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、谷本俊輔、森啓年、中島進、
中田芳貴

【要旨】

本研究は、強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術の開発を目的として実施するものである。これまでに、基礎地盤の液状化に伴って大きな地震被害を生じてきた河川堤防においては、従来よりのり尻部において基礎地盤の側方変形を抑制するための対策が実施されてきた。レベル2地震動に対しても河川構造物に一定の耐震性能を確保することが求められる今日にあつては、対策工の設計にあたり、堤防および対策工に生じる一定の変形を許容することが合理的である。そこで、平成21年度は、堤防のり尻部に適用する液状化対策工法として、締固め工法、固結工法、ドレーン工法、鋼材を用いた工法のそれぞれについて、動的遠心模型実験や室内土質試験等に基づき、レベル2地震動に対する設計法について検討を行った。また、これらの検討結果に基づき、堤防の液状化対策工法設計マニュアルの原案をとりまとめた。

キーワード：河川堤防、レベル2地震動、液状化対策、静的照査法、動的遠心模型実験

1. はじめに

2007年3月に河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説¹⁾（以下、指針という）が策定され、河川構造物についてレベル2地震動に対しても、所要の耐震性能を満足することが求められるようになった。

河川堤防については、レベル2地震動に対し、地震後の越流による二次災害を防止する機能を保持するという耐震性能を有することを照査すべきことが規定されている。このため、地震により沈下した堤防天端の高さを地盤変形解析により算出するとともに、地震発生から応急復旧完了までの間に想定される河川の水位を算出し、両者を比較する事で堤防の耐震性能の照査がなされる。照査の結果、耐震性能が満足されない河川堤防については、順次、耐震対策について検討がなされることとなる。

堤防は、既往の地震により大規模な被害を受けてきたが、その主たる原因は基礎地盤の液状化によるものであった。このため、既設堤防の耐震性能照査や耐震対策は、主として基礎地盤の液状化に着目される。兵庫県南部地震以前より、土木研究所では堤防の液状化対策に関する研究が民間と共同で精力的に進められ、平成9年に設計・施工のためのマニュアル²⁾が策定されるとともに、耐震対策事業の実施にあたって参照されてきた。しかし、

そこで想定されていた地震動は今日でいうところのレベル1地震動に相当するものであり、レベル2地震動に対する堤防の液状化対策工法の設計法が求められている。そこで本年度は、レベル2地震動に対する河川堤防の液状化対策工法の設計法に関する検討を行ったので報告する。堤防が延長の長い線状構造物であることや、広く実務に供されることを想定し、主として静的照査法^{例えは3)}に基づいて設計が行われることを念頭に置いている。

2. レベル2地震動に対する河川堤防の液状化対策工法の設計法

2. 1 はじめに

前述のとおり、既往の地震による堤防の大規模な被害は、主として基礎地盤の液状化によるものであった。液状化により堤体直下の基礎地盤が軟化すると、堤防の自重により水平方向の伸張を伴って鉛直方向に圧縮することで、堤防天端に沈下が生じる。このため、堤防の液状化対策では、基礎地盤に生じる水平方向の伸張変形を抑制することで、堤防天端の沈下を抑制することを意図し、特に堤防のり尻部に対策工が設けられる。

図-2.1.1に示すように、河川堤防の基礎地盤に対する液状化対策として施工実績が多いものとして、セメント

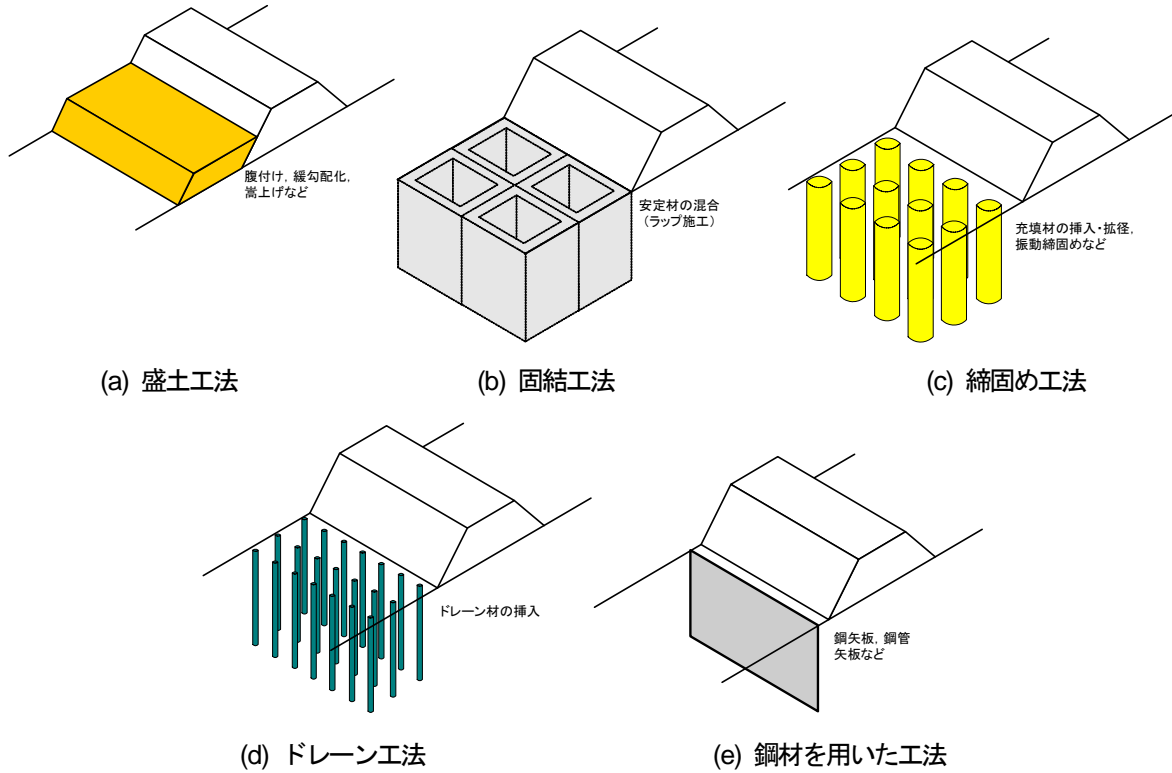


図-2.1.1 堤防の液状化対策工法の例

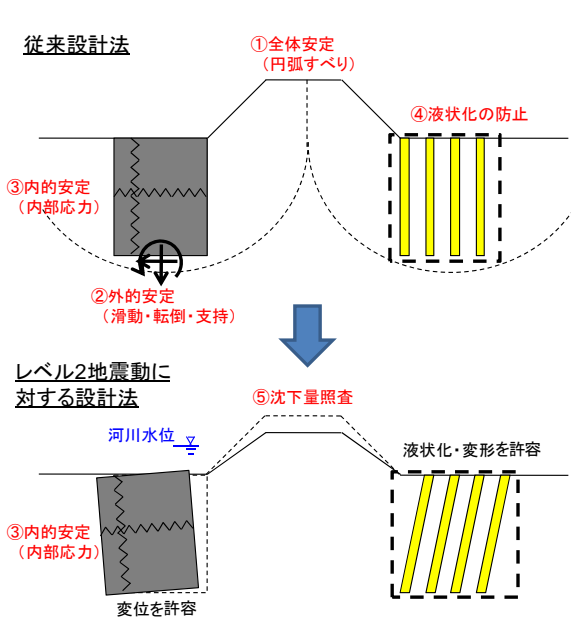


図-2.1.2 堤防の液状化対策工設計法の概念の新旧比較

等の安定剤を用いて地盤を固結させる工法（固結工法）、地盤の密度増大により液状化強度の増大を図る工法（締め固め工法）、地震時に生じる過剰間隙水圧の消散を促進する工法（ドレーン工法）、基礎地盤の側方変形を矢板等の鋼材により抑制する工法（鋼材を用いた工法）の4種類がある。

図-2.1.2 に堤防の液状化対策工に関する従来の設計法²⁾とレベル2地震時の設計法の概念を比較する。従来は、①円弧すべり計算による対策後の堤防の全体安定照査とともに、工法に応じて②対策工の滑动・転倒・支持などの外的安定照査、③対策工に生じる応力度に関する内的安定照査(許容応力度照査)が行われていた。また、液状化を抑制する工法である固結工法、締固め工法およびドレーン工法(図-2.1.1 (b)、(c)および(d))については、④対策範囲内の地盤に液状化を発生させない、具体的には、液状化に対する抵抗率 F_L を 1.1 以上あるいは過剰間隙水圧比 R_u を 0.5 以下におさめることが求められていた。

これに対し、指針に準拠して大地震時における堤防の変形が許容される場合には、堤防の全体安定(①)と対策工の外的安定(②)が、⑤堤防天端の沈下量照査によって代替されることになる。また、液状化対策工法に関しては、大地震に対して、対策領域内の地盤に液状化を全く生じさせない方針が成立しえない場合が少なくない。しかし、対策領域内に液状化が生じたとしてもその程度が抑制され、これによって基礎地盤の側方変形、堤防天端の沈下が堤防の耐震性能が満足される範囲内に抑制されれば、本来の対策工の設置目的にかない、液状化した対策領域の挙動を設計計算で追跡することができるならば、

3. 6 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査

対策領域内における液状化の発生を許容する設計方針が成立しうる。

ただし、対策工の内的安定(③)については、一定の損傷を許容するという考え方もあるが、損傷した対策工の地震時挙動は複雑であることが考えられ、現時点では限界状態の設定方法やそこまでの挙動を追跡するための計算手法も十分に整備されていないことから、基礎地盤の側方変形抑制効果の確実性を得るための前提条件として、満足させるべきであると考えられる。

また、堤防の沈下量照査の方法には、大別して静的照査法と動的照査法がある。以前、土木研究所では、堤防の液状化対策工法の設計法に用いるための簡易な動的照査法の開発を行ってきた⁴⁾。しかし、実務者への便や動的照査法の適用に当たっては詳細な地盤調査が不可欠であること、並びに河川堤防が延長の長い線状構造物であることなどに配慮し、現在のところは、液状化対策工の設計にあたって静的照査法を適用することを基本とし、適用にあたっての前提条件について検討を行ってきた。

以上の背景のもとで、各工法の設計法についての概要を、本年度新たに実施した研究成果とともにまとめることにする。

2. 2 締固め工法

2.2.1 一般

締固め工法は、原地盤への充填材(砂、グラウト等)の挿入・拡張や、振動打設等によって原地盤の密度を増加させることで、対象領域の液状化強度を高める工法である。河川堤防の場合、のり尻部に改良を行うことによって、基礎地盤の側方変形を抑制し、堤防の沈下量の低減を図ることができる。また、改良後の地盤が液状化に対するねばり(靱性)も有しているのが、本工法の特徴である。

締固め工法による改良後 N 値については、細粒分を含む砂の場合も含めて評価法が提案されている(例えば⁴⁾)ため、改良範囲の液状化強度についても概ね評価可能である。したがって、改良範囲内に液状化が生じるようなケースも含め、静的照査法によって堤防および改良域の変形量を算定することが可能である。

一方で、2.2.2 に詳しく述べるように、締固め工法による改良範囲に対しては、改良範囲外から過剰間隙水圧伝播が伝播することが知られており、これを設計上どのように扱うかが課題であった。

これを踏まえて、本年度は水圧伝播の影響を考慮した繰返し三軸試験によって、水圧伝播が改良範囲の変形特

性に及ぼす影響について検討⁵⁾するとともに、締固め工法の設計法として、2.2.3 に示す手順による設計フローをとりまとめた。

2.2.2 水圧伝播に関する検討

図-2.2.1 に示すように、締固め改良範囲の端部には、地震により改良範囲外からの過剰間隙水圧が伝播するため、改良幅を設定するにあたっては、締固め領域内であっても過剰間隙水圧比 $R_u=0.5$ を超える範囲を、過剰間隙水圧の伝播による損傷領域とみなし、改良効果を期待しないような設計方法も提案されている⁶⁾。

一方、締固めによって密度が高まった改良領域の変形は、過剰間隙水圧の上昇後直ちに急増することではなく、いわゆるサイクリックモビリティの状態にとどまるものと考えられる。そこで、過剰間隙水圧の伝播に伴う改良領域の変形特性を把握するために、東北珪砂 7 号 ($D_{50}=0.163\text{mm}$, $FC=2.1\%$) を用いて締固め領域に過剰間隙水圧が伝播した状態を模擬した繰返し三軸試験を実施し、その変形特性を調べるとともに、大地震時の水圧伝播に対する締固め工法の設計法について検討を行った。

図-2.2.2 に示すように、改良領域は未改良域からの水圧伝播を受けて膨潤するとともに繰返しせん断を受ける。①等方圧密応力 $\sigma'_v=100\text{kN/m}^2$ を与えた後、軸応力およびセル圧(全応力)を一定に保ちつつ背圧を上昇させる(A→A')ことで水圧が伝播した状態を模擬し、その後、

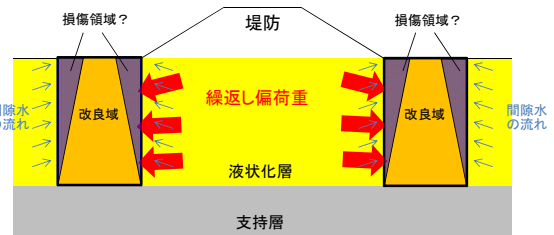


図-2.2.1 締固め領域への水圧伝播のイメージ

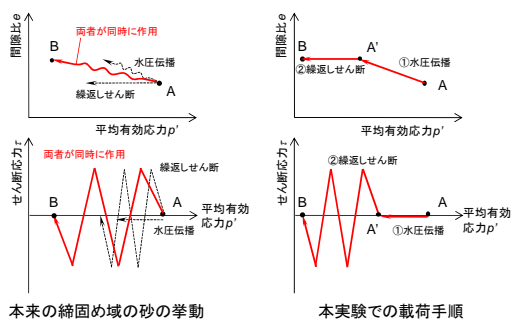


図-2.2.2 水圧伝播を受ける締固め領域内の要素挙動の模式図

表-2.2.1 実験条件の一覧

相対密度 Dr (%)	初期過剰間隙 水圧比 R_{u0}
80	0
	0.5
	0.8
87	0
	0.8
	0
90	0
	0.5
	0.8
	0.9

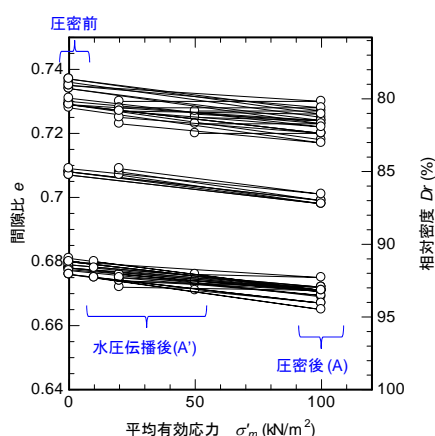


図-2.2.3 圧密時および水圧伝播時の体積変形特性

②非排水条件下で一定の軸差応力振幅 α_a のもとで、せん断応力 τ を繰返し与える(A→B)ことで地震時の繰返しせん断を受ける状態を模擬した。以降、A→A'における間隙水圧の増分と σ'_m の比を、便宜上、初期過剰間隙水圧比 R_{u0} と呼ぶ。実験ケースは、相対密度 Dr および初期過剰間隙水圧比 R_{u0} をパラメータとし、表-2.2.1のとおりとした。なお、以下に示す繰返し応力比 R は、軸差応力 α_a の1/2を、水圧伝播後でなく圧密時の応力 α'_m で除したものである。

圧密時および水圧伝播後の供試体の体積変形特性を図-2.2.3に示す。水圧伝播を想定したA'の時点での体積膨張は小さく、相対密度 Dr の減少量にして $R_{u0} \leq 0.8$ で1%程度、 $R_{u0}=0.9$ で2%程度だった。

繰返しせん断中の各サイクルにおける軸ひずみ両振幅 ϵ_{dA} と過剰間隙水圧比 R_{u0} を図-2.2.4に示す。 R_{u0} については、実際には正のダイレイタンスによる急激な低下が繰返し生じているが、比較しやすいように、各サイクルにおける最大値のみを示した。全体的な傾向を見ると、水圧伝播により、ひずみの増加が始まるタイミングは変化するが、その後のひずみ増分には大きな影響を与えていない。また、作用する応力振幅が大きい場合ほど、

水圧伝播の程度がひずみ振幅の推移に与える影響が小さくなる傾向が認められる。これは、水圧伝播を受けない場合、すなわち本実験における $R_{u0}=0$ のケースにおいても、 R が大きければ数回の繰返しせん断によって R_{u0} がほぼ1.0に達するため、初期段階での水圧上昇の有無がその後の挙動に影響を及ぼさなかったものと解釈される。

上記の結果より、締固めによって密度がある程度高まった砂の変形特性に対しては、地震動強度が大きい場合ほど水圧伝播の程度が影響しにくい傾向が確認された。このため、大地震時の設計において、締固め領域の過剰間隙水圧の上昇が許容されるのであれば、水圧伝播を受ける領域を損傷領域として特別扱いすることの必要性は低いものと考えられる。ただし、十分な締固めを行った場合でも、水圧伝播のみによって $R_{u0}=0.8$ 以上に達するような端部領域では、水圧伝播時のゆるみにより変形しやすくなる可能性がある。これに対しては、例えば図-2.2.5のAのように、設計上の有効改良幅を小さめに定義し、実際には一定の締固め効果が期待される改良域端部を改良域として見込まないことで、有効改良範囲への水圧伝播の影響を緩衝するといった対処が考えられる。

2.2.3 設計フロー

以上を踏まえてとりまとめた締固め工法の設計フローを図-2.2.6に示す。

締固め工法の改良効果は、改良範囲(改良深さ、改良幅)と改良仕様(砂杭等の杭径、打設間隔)の組み合わせによって定まり、改良後の増大した N 値を用いて改良範囲の液状化強度を評価することで、その改良効果が考慮されることになる。図-2.2.6に示した設計フローでは、最初に改良目標 N 値を設定し、それを満足するように改良範囲、改良仕様が定められる。

改良仕様の設定後、改良後の N 値を用いて液状化強度を算定し、堤防の地震時変形解析を行うことで、対策後の堤防の耐震性能を照査する。この際、改良範囲の設定にあたっては、2.2.2での検討結果より図-2.2.5に示すように有効改良幅を設定することによって、水圧伝播の影響による損傷領域の影響を緩衝することとした。また、地盤変形解析においては、密度増加に伴う N 値の増加に加えて、改良領域を弾塑性モデルで再現する場合には、必要に応じてせん断抵抗角の増加の影響を考慮するものとした。照査の結果、堤防の耐震性能が満足されない場合には、堤防の耐震性能が満足されるように、改良範囲や改良仕様、目標 N 値を再設定することになる。

3. 6 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査

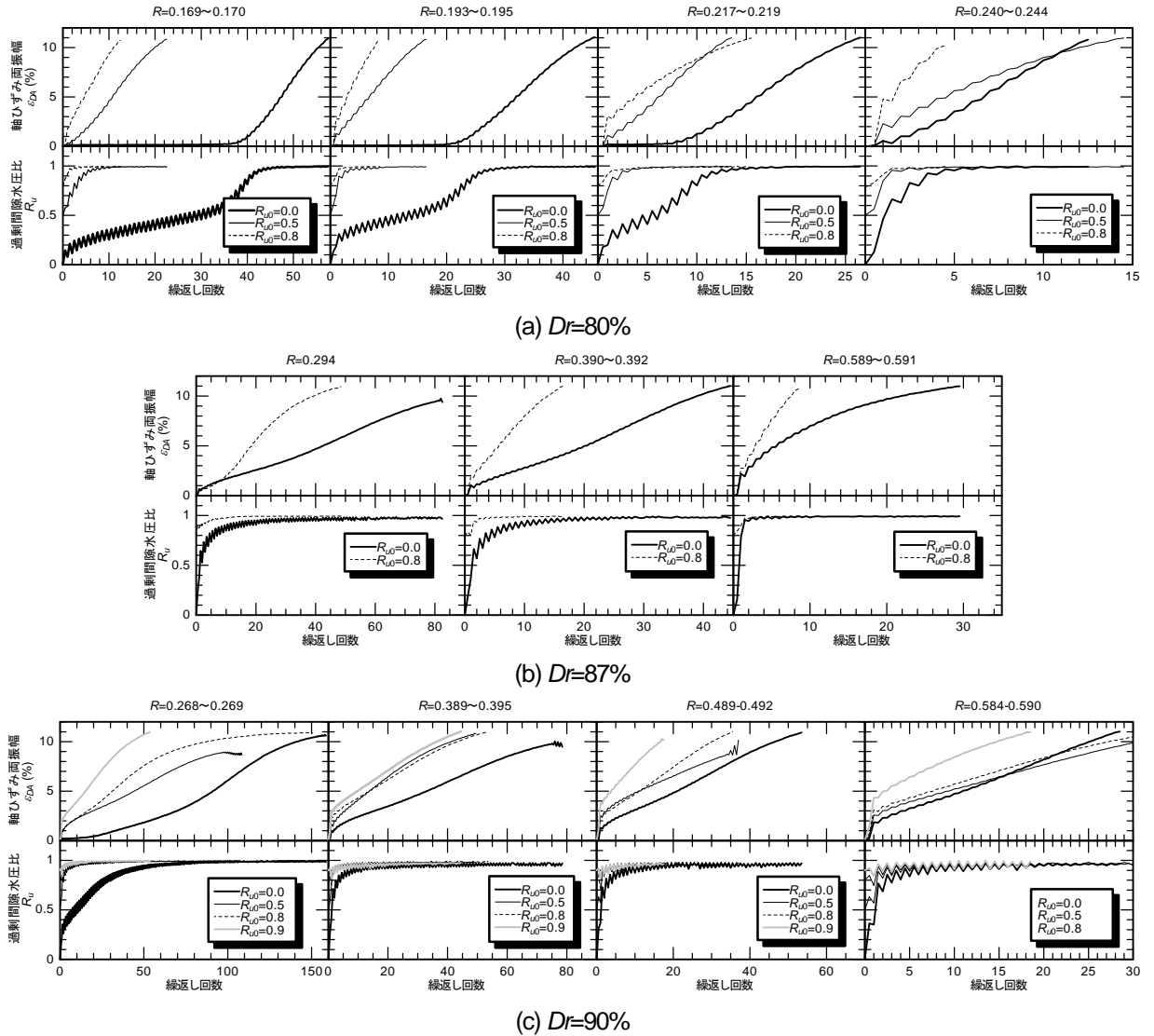


図-2.2.4 各サイクルにおける軸ひずみ両振幅 ϵ_{DA} と過剰間隙水圧比 R_u

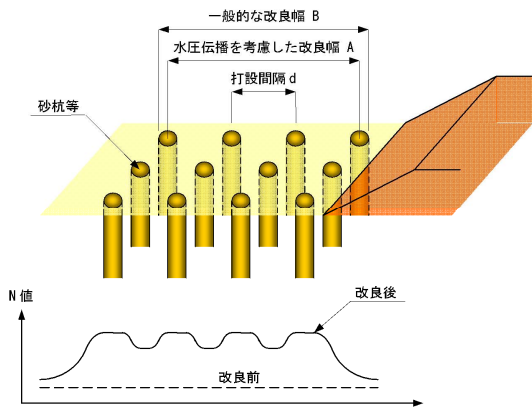


図-2.2.5 有効幅の設定例

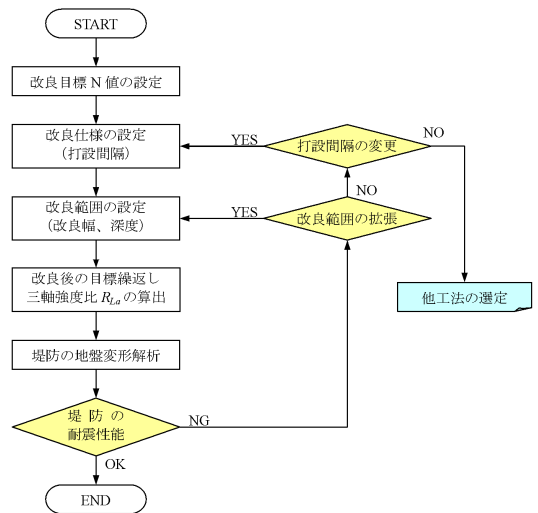


図-2.2.6 締固め工法の設計フローの一例

2.2.4 まとめと今後の課題

対策後の改良領域の N 値を既往の施工実績を踏まえた推定方法を用いて設定することにより改良仕様を設定し、改良後の N 値による改良効果を考慮した地盤変形解析を用いて、対策後の堤防の耐震性能を照査する設計手法を示した。

一方で、現時点では充填材の挿入・拡径に伴う側圧増加の効果や、地盤と充填材が一体的に挙動することによる複合地盤的な効果等、液状化強度の増加に資する実際の対策効果を考慮するまでには至っていない⁷⁾。さらなる合理化を図るためには、これらの課題について、設計法と施工品質の管理方法の両面から検討を行う必要がある。

2. 3 固結工法

2.3.1 一般

固結工法は、地盤に安定材を混合させて剛性の高いブロック状の固化体を形成することで基礎地盤の側方変形を抑制する工法である。対策後の堤防の沈下量を算定して、堤防の耐震性能を照査を行うのは締固め工法と同様である。それに加えて、改良体による基礎地盤の側方変形の抑制という所要の対策効果が発揮されるためには、改良体の内部破壊に対する検討（内的安定）も必要である。

しかし、レベル2地震動に対する固結工法について、基礎地盤条件や改良体の諸元が対策効果に及ぼす影響や、改良体の損傷メカニズム等に関する知見は必ずしも十分ではなかった。このため、本年度は基礎地盤条件、改良体の諸元が対策効果に及ぼす影響に着目した動的遠心模型実験^{8)~11)}を行い、その結果に基づいて固結工法のレベル2地震動に対する設計フローを取りまとめた。

2.3.2 動的遠心模型実験

(1) 実験条件

実験は50Gの遠心力場の下に行った。図-2.3.1に実験模型の概要を示す。図中の寸法は実物大に換算した値であり、基本となる地盤条件（Case4から8）では、8mの液状化対象層の上に高さ6mの堤防が築堤されている状況に相当する。なお、特に断りがない限り、以下で記載する物理量は実寸換算した値とする。支持層、液状化層は東北硅砂7号で作製し、それぞれ相対密度 Dr は約90、60%で、室内土質試験から求めた液状化層の繰返し三軸強度比 R_L は0.14程度であった。また、堤防は締固め度 $D_c=90\%$ の江戸崎砂で作製した。

表-2.3.1に実験条件と加振後の堤防の残留変形量についてまとめる。基本となる地盤条件に対して、Case1~3、9では堤防直下に非液状化層がある条件を想定して、地下水位を地表面より2m低下させた。また、Case10では液状化層の中間に粘性土からなる中間非液状化層がある条件を想定して、中間非液状化層（カオリン粘土）を層厚2m作製した（図-2.3.1参照）。また、Case11では支持層が粘土層である条件を想定した。Case8以外では改良体が支持層に対して1m根入れされている。なお、粘土を用いたCase10、Case11では実験準備として、50Gにおける正規圧密相当まで予圧密をする必要があり、実験準備に要する期間内に、模型地盤の飽和に用いるメチルセルローズ水溶液（粘性係数を水の50倍に調整）の物性が変化する恐れがあったため、土層底面が不透水境界であることと、粘土層の透水係数が加振時間（約50秒）に対して十分に小さいことを考慮して、粘土層以深についてのみ水で飽和させた。

本研究では、改良幅が対策効果に及ぼす影響について系統的に検討することを意図して、堤防の左右のり尻に幅の異なる改良体を配置した。後述する改良体の損傷が生じた場合でも損傷が生じていない場合と比較して、堤防の沈下量やのり尻の水平変位が顕著に増大したわけではない事が分かる。基礎地盤条件として、液状化層厚、非液状化層厚、支持層の土質、中間非液状化層や表層非液状化層の有無などに、対策工の諸元として改良幅、改良強度に着目して、一連の実験を行った。

Case3以降の入力地震動波形としては、I種地盤の地盤面における標準的な直下型、プレート境界型の地震動波形¹²⁾をそれぞれ用いたCase1、2の予備実験結果より、堤防の沈下量がより大きかったプレート境界型の地震動（図-2.3.2）を用いた。

改良体には10日養生の一軸圧縮強度が1100kPa(Case6以外)、600kPa(Case6)程度になるように配合調整したセメント改良砂（配合比は東北硅砂7号100g、水10g、普通ポルトランドセメント25.3g）を用いており、改良体作製から加振までの養生日数は10日間である。なお、改良体の一軸圧縮強度1100kPaは文献2)に基づいて、レベル1地震動を想定して設計計算を行った場合に内的安定がほぼ満足される改良強度に相当する。支持地盤作製後に土槽内に型枠を固定し、前述した配合比の試料を型枠内で突き固めて改良体を作製した。2日程度恒温で養生した後に、周辺の液状化層と同等の相対密度になるように調整して格子内部にも液状化層を作製し、最終的に側面の型枠を取り外した。Case4

3. 6 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査

では側面の型枠と改良体の付着が強く、側面の型枠を取り外した時点で改良体にクラックが発生した。これを避けるため、以降の Case では型枠側面にラップを貼り付けて脱枠時に改良体に損傷が生じないようにした。その結果、以降の実験では、型枠脱枠時の損傷は一切確認されなかった。

格子状改良体平面図 (Case10、左側)

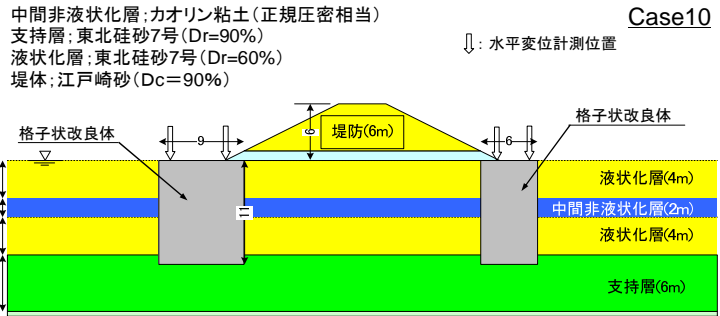
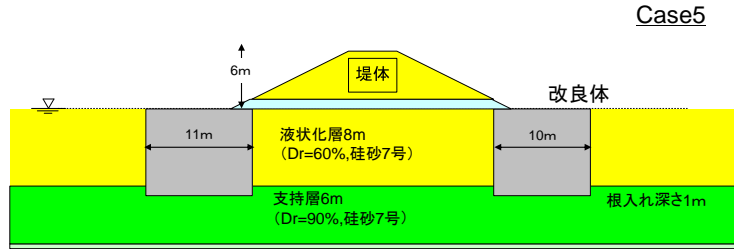
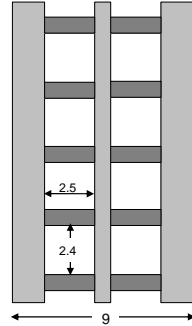


図-2.3.1 実験模型の概要 (単位: m)

表-2.3.1 実験条件および堤防の残留変形量のまとめ

Case	改良幅		のり肩沈下量	のり尻水平変位	改良強度	根入れ深さ	液状化層厚	表層非液状化層厚	支持層	中間非液状化層厚
	Case1	無対策		0.70 m	0.18 m	/	/	6m	2m	6m (珪砂Dr=90%)
Case2	無対策		0.45 m	0.10 m	/	/	6m	2m	6m (珪砂Dr=90%)	/
Case3	無対策		0.59 m	0.16 m	/	/	6m	2m	6m (珪砂Dr=90%)	/
Case4*	L	8m	0.53 m	0.52 m	1100kPa	1m	8m	0m	6m (珪砂Dr=90%)	/
	R	9m	0.52 m	0.77 m	/	/	/	/	/	/
Case5	L	11m	0.52 m	0.48 m	1100-1342kPa	1m	8m	0m	6m (珪砂Dr=90%)	/
	R	10m	0.51 m	0.54 m	/	/	/	/	/	/
Case6	L	9m	0.62 m	0.59 m	553-612kPa	1m	8m	0m	6m (珪砂Dr=90%)	/
	R	8m	0.59 m	0.89 m	/	/	/	/	/	/
Case7	無対策		0.69 m	1.075 m	/	1m	8m	0m	6m (珪砂Dr=90%)	/
Case8	L	11m	0.53 m	0.44 m	850-956kPa	0m	8m	0m	6m (珪砂Dr=90%)	/
	R**	8m	0.50 m	0.54 m	/	/	/	/	/	/
Case9	L	11m	0.38 m	0.23 m	841-902kPa	1m	6m	2m	6m (珪砂Dr=90%)	/
	R	8m	0.38 m	0.23 m	/	/	/	/	/	/
Case10	L	9m	0.10 m	0.07 m	1100kPa	1m	8m (上4m、下4m)	0m	6m (珪砂Dr=90%)	2m(粘土)
	R	6m	0.17 m	0.16 m	/	/	/	/	/	/
Case11	L	11m	0.19 m	0.11 m	1100kPa	1m	8m	0m	6m (カオリン粘土)	/
	R	8m	0.20 m	0.31 m	/	/	/	/	/	/

*: 脱枠時に改良体が損傷

** : 内部の格子壁において、天端から改良体の中腹付近までクラックが発生

■ : 改良体が顕著に損傷

(2) 改良体の損傷状況

以下では、加振時に改良体に損傷が生じた Case6、Case8の損傷状況について報告する。表-2.3.1 にまとめるように、Case6では改良体の損傷メカニズムを確認するために改良強度を他のケースよりも減じており、Case8は改良体が支持層に根入れされていない条件で

実施した実験である。図-2.3.3、4にそれぞれCase6、8の改良体の損傷状況を示す。ここで、改良体天端の損傷状況は堤防を撤去した後に撮影したものであるのに対して、格子壁内部の損傷状況は土槽外に取り出した後に、各格子を慎重に切断してから撮影したものであり、切断過程において損傷が進展した可能性もあることを付記しておく。Case6、8ともに改良体の天端でクラックが発生していた。クラックはいずれの場合も図-2.3.1に示す格子壁Aと格子壁Bの境界部で生じており、Case8Rを

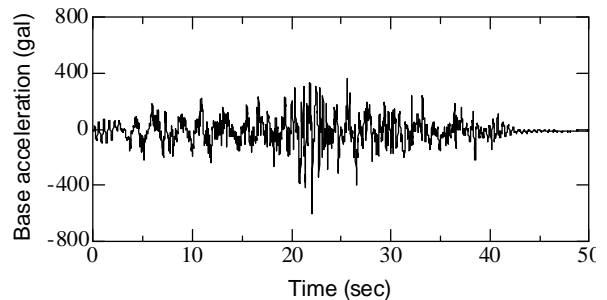


図-2.3.2 入力地震動波形

3. 6 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査

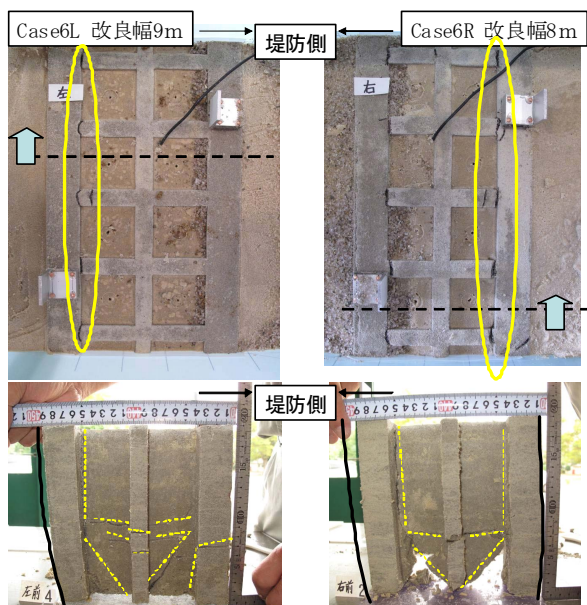


図-2.3.3 改良体の損傷状況 (Case6)

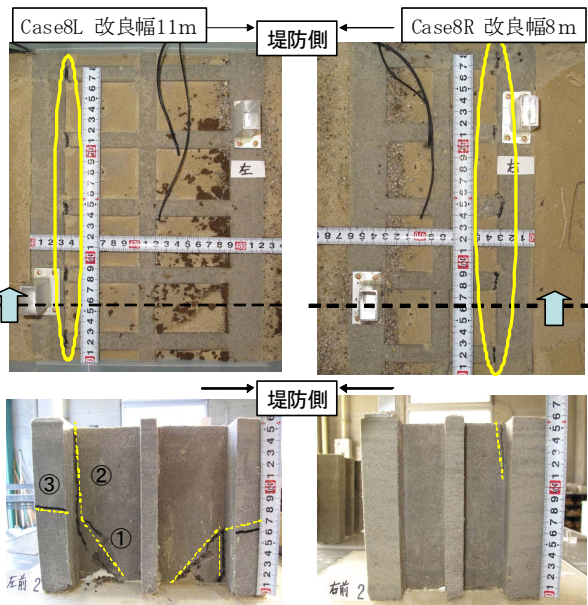


図-2.3.4 改良体の損傷状況 (Case8)

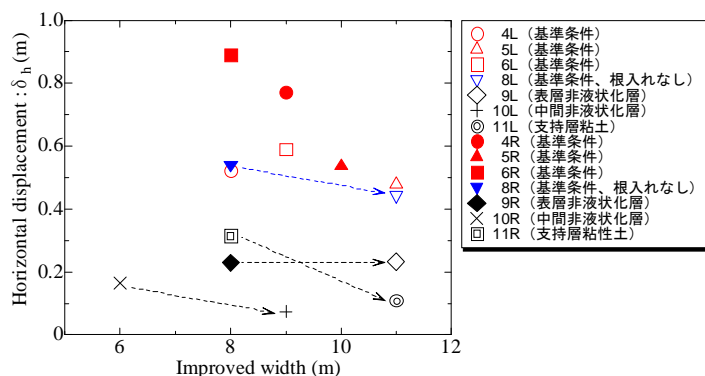


図-2.3.5 改良幅および基礎地盤条件と改良体の残留水平変位との関係

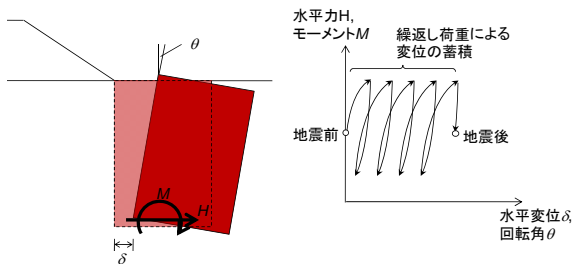


図-2.3.6 固化体の変位累積挙動のイメージ

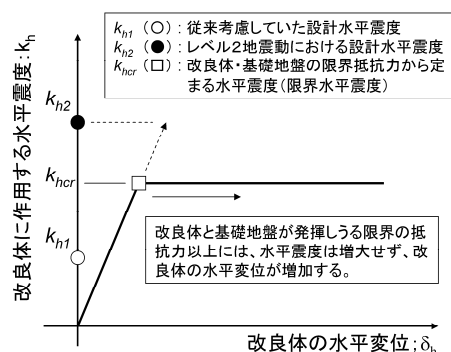


図-2.3.7 限界水平震度と改良体の水平変位の関係の模式図

除き、天端から下端まで貫通していた。この傾向は、文献5)の遠心模型実験で確認された改良体の損傷状況と類似している。これに対して、Case8Rでは改良深さが8mなのに対して、天端から3m程度の位置までしかク

ラックは進展していなかった。

格子内部の損傷状況に着目すると、格子壁Bにはいずれのケースでも底面付近で斜め方向のクラックが発生していた。Case8Lでは格子壁Bに生じたクラック①は自

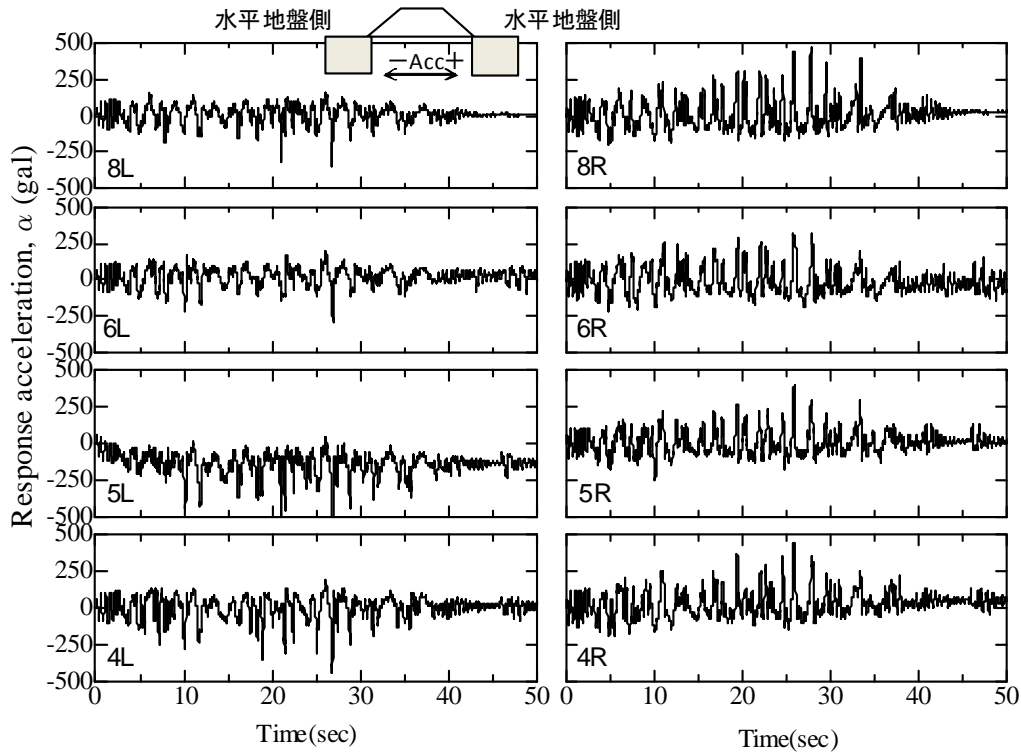


図-2.3.8 改良体の応答加速度の時刻歴

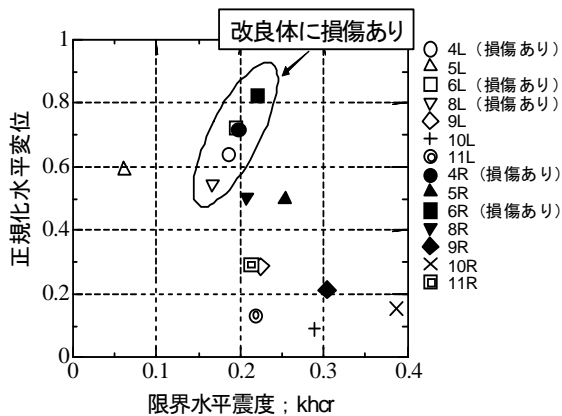


図-2.3.9 限界水平震度と正規化水平変位の関係

由地盤側の格子壁Aまで達した後、天端方向に向きを変えており、格子壁A沿いに天端までクラック②が貫通していた。また、格子壁Aにはクラック①が達した付近より水平方向のクラック③が発生しており、このクラック③は格子壁Aを貫通していた。改良強度が低いCase6では格子壁Bに水平方向のクラックが多数生じている様に、Case8よりも全体的に損傷が顕著で、Case8Lではさほど顕著ではない水平方向のクラックが格子壁Bに多数発生していた。また、図-2.3.3中に示している様に、改良強度を減じたCase6においては改良体自体にも顕著な変形が生じたことが確認できる。なお、改良体の損

傷メカニズムについては、文献9)にて考察されている。

(3) 改良幅と改良体の残留水平変位

堤防のり尻部に施工される固結工法においては、堤防直下の基礎地盤の液状化に伴う側方変形を抑制する効果が期待される。このため、改良体の残留水平変位は対策工の効果を評価するにあたっての有用な指標の一つである。

図-2.3.5に改良体の水平変位と改良幅および基礎地盤条件との関係をまとめる。Case4とCase9を除くと、改良幅が広がるに従って改良体の水平変位は減少した。Case4で改良幅と水平変位の関係が逆転したのは、実験準備過程で改良体に損傷が生じたこと事などが原因だと考えられる。一方で、Case9では幅の異なる左右の改良体で水平変位がほぼ同等の結果となったが、これはCase9では改良幅Bに対する液状化層厚HLの比B/HLが他ケース(0.75~1.38)と比較して1.33~1.83と大きかったために、対策効果が頭打ちになったものと推測される。

今回の実験条件では、根入れの深さが1mと比較的小さかったこともあり、根入れの有無(Case8LとCase5L)が改良体の水平変位に及ぼす影響は顕著ではなかった。なお、Case6Rの水平変位がCase8Rと比較して大きか

3. 6 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査

ったのは、改良体に顕著な損傷が生じたためだと推測される。

一方で、図-2.3.1 に示すように、中間非液状化層を有する Case10 では改良幅は他の実験と比較して狭いが、固化体の水平変位は小さかった。また、支持層を粘性土とした Case11 でも他の実験と比較すると改良体の水平変位は小さかった。このように、改良体の水平変位の大小は改良体の諸元のみならず基礎地盤の土層構成の影響を強く受けることが分かった。

(4) 限界水平震度

前述の様に、設計地震動としてレベル1地震動相当を想定していた従来の固結工法の設計では、堤防の地震時円弧すべり（全体安定）と、改良体の滑動・転倒・支持力に対する安定（外的安定）および改良体の内部破壊に対する安定（内的安定）に関する検討が行われていた。一方で、レベル2地震動のような極めて大きな地震動に対しては、堤防の耐震性能が満足される範囲で改良体に残留変位が生じる（外的な安定が損なわれる）ことが許容される。このため、従来の設計法における全体安定と改良体の外的安定を必ずしも満たす必要はなく、対策工を含めた地盤変形解析で堤防の沈下量を算定し、沈下後の堤防高と河川水位とを比較するという変形量照査へと置き換わることになる。

このとき、前述のように改良体の残留水平変位の評価が重要となる。堤防のり尻部の改良体には、図-2.3.6 に模式的に示すように、地震時に偏荷重の繰返し作用により徐々に水平変位が累積する。このような挙動を踏まえた設計方針としては、動的解析で変位の累積を評価する方針と、繰返し荷重による変位が十分小さくなるまでに改良体に外的な安定性を確保する方針との二通りが考えられる。動的解析の精度をいかに確保するかという問題や延長の長い線状構造物である特性等を踏まえると、後者の方が実務的かつ確実性が高いと考えられる。

改良体の外的安定性を統一的に評価する指標として、限界水平震度 k_{hcr} を用いることが考えられる。ここで、限界水平震度とは、改良体に作用する外力と、改良体を支持する地盤の抵抗力の最大値とがちょうど釣り合うような水平震度であり、従来の外的安定に関する検討において、滑動・転倒・支持力のいずれかで外的な安定が損なわれた（安全率が1となった）時の水平震度に相当する。

ここで、水平震度と改良体の残留変位の関係について考察すると、図-2.3.7 に模式的に示すように、大地震時には水平震度が k_{hcr} 以上には増大しないために頭打ちと

なるとともに、改良体の外的安定が損なわれたことにより残留変位が増加するものと考えられる。したがって、改良体に一定値以上の k_{hcr} を与えることで、繰返し荷重による改良体の残留変位を小さく抑えるという設計方針が成立する可能性が考えられる。これに加えて、図-2.3.7 に示したように k_{hcr} という指標を用いることで地震力の頭打ちも考慮できるため、内的安定に関する検討も合理化できる可能性がある。これらのことを踏まえ、以下では限界水平震度の評価方法についての検討内容について述べる。

(5) 模型実験における改良体の応答と限界水平震度

図-2.3.8 に文献1) で説明した基準の基礎地盤条件で実施した Case4 から 8 について、改良体天端の応答加速度の時刻歴を示す。図から明らかなように、左側の改良体では正側で、右側の改良体では負側で加速度が頭打ちになっている。本研究では土槽右方向への加速を正と定義しており、加速度と慣性力の向きは逆方向のため、これらの挙動は改良体を水平地盤側へと押し出す向きに作用する慣性力が加振中に頭打ちとなった事を意味している。図-2.3.7 に示したように、慣性力が頭打ちになったのは作用力が最大抵抗力と釣り合った限界状態にあるためだと考えられる。このことより、左右の改良体それぞれで、水平地盤側へ向けて作用する慣性力が最大となる瞬間の加速度を、重力加速度で正規化した値を限界水平震度とみなし、改良体の残留水平変位との関係を図-2.3.9 に整理した。ただし、残留変位については無対策の Case7 において左右のり尻部の水平変位が異なっていたため、各ケースにおける左右の改良体の残留変位を Case 7 におけるり尻水平変位で正規化して示した。

Case5L については、図-2.3.8 に示した応答加速度の時刻歴を見ると明らかなように、計測値が負側にシフトしており正確に改良体の応答加速度を計測できていなかったため、限界水平震度が過少評価されている。これを除くと、限界水平震度が増大するにつれて正規化水平変位は概ね減少する傾向にある。これは限界水平震度が外的な安定性の程度を評価する指標として概ね妥当であることを示唆している。これに対して、改良体に損傷が生じたケースにおいては、同程度の限界水平震度を有する改良体と比較した場合には水平変位が大きくなっていた。

これらのことから、内的安定を満たしつつ、ある一定以上の限界水平震度を確保する事によって外的安定性を高め、改良体の累積水平変位を抑制するという設計方針が成り立ちうると考えられる。

3. 6 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査

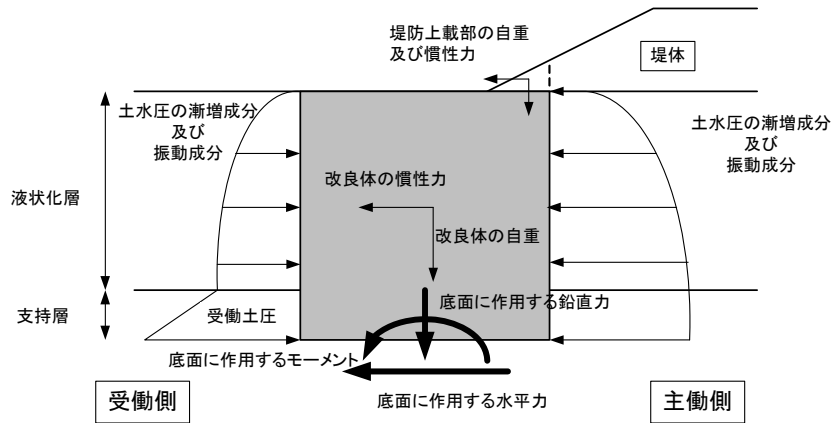
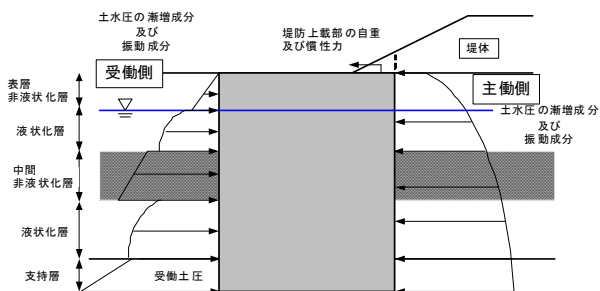


図-2.3.10 改良体に作用する力の模式図

表-2.3.2 改良体に作用する各荷重の算定法のまとめ

対象土層	主働側	受働側
液状化層	土水圧の漸増成分 $p_{as} = 0.67n \times \gamma \times H_E + \sigma'_v + \gamma_w \times z_w$ ここに、 p_{as} : 主働側土水圧の漸増成分 n : 平均のり面勾配 H_E : 改良体外側の水平地盤面から堤防天端までの高さ σ'_v : 有効上載圧 z_w : 地下水面からの深さ γ : 堤防の単位体積重量 γ_w : 水の単位体積重量	土水圧の漸増成分 $p_{ps} = \sigma'_v + \gamma_w \times z_w$ ここに、 p_{ps} : 受働側土水圧の漸増成分
	土水圧の振動成分 $p_{ad} = \frac{7}{8} \gamma_{sat} k_{hi} \sqrt{(H_{NL} + H_L) z'} (1 + 0.005W_i)$ ここに、 p_{ad} : 主働側土水圧の振動成分 k_{hi} : 水平震度 γ_t : 表層非液状化層の土の単位体積重量 γ_{sat} : 液状化層または非液状化層の土の飽和単位体積重量 γ_L : 液状化層または非液状化層の土の単位体積重量 γ_{NL} : 表層非液状化層の土の単位体積重量 H_{NL} : 表層非液状化層の層厚 H_{NL}' : 換算した表層非液状化層の層厚 H_L : 液状化層の層厚で、複数の液状化層が存在する場合には、最浅部の液状化層上面から最深部の液状化層下面までの層厚とする。 z : 地表面からの深さ z' : 換算した地表面からの深さ ただし、 $H_{NL}' = H_{NL} \times (\gamma_t / \gamma_{sat})$ $z' = z - (H_{NL} - H_{NL}')$	土水圧の振動成分 $p_{pd} = \frac{7}{8} \gamma_{sat} k_{hi} \sqrt{(H_{NL} + H_L) z'}$ ここに、 p_{pd} : 受働側土水圧の振動成分
支持層	土水圧の漸増成分	受働土圧及び静水圧
	液状化層と同様の方法で算定	$p_p = K_p \times \sigma'_v + \gamma_w \times z_w$ ここに、 K_p : 受働土圧係数
	液状化層と同様の方法で算定	

3. 6 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査



対象土層	受働側	主働側
表層非液化化層	静止土圧を考慮	土水圧の漸増成分及び振動成分を考慮
中間液化化層	受働土圧を考慮	土水圧の漸増成分及び振動成分を考慮

図-2.3.11 基礎地盤条件が複雑な場合の荷重の算定法

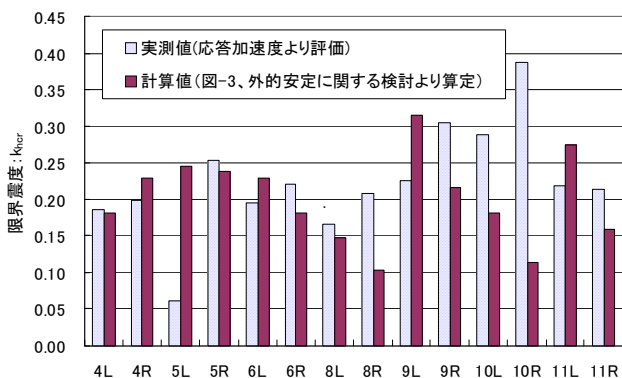


図-2.3.12 限界水平震度の計算値と実測値との比較

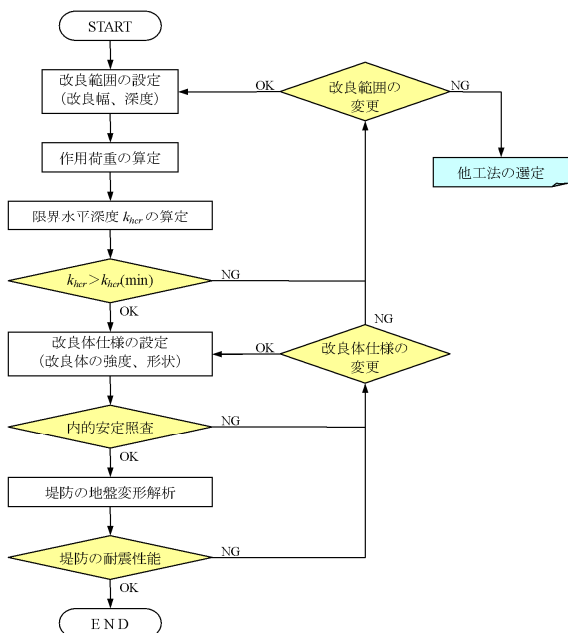


図-2.3.13 固結工法の設計フローの一例

2.3.2 設計フロー

前述の通り、静的照査法では改良体に生じる累積水平

変位の影響を適切に評価することはできない。そこで、本報で取りまとめた設計フローにおいては内的安定を満足しつつ、限界水平震度に下限値を設けることで一定の外的安定を確保することによって、改良体の累積水平変位が十分に小さくなるように抑制する設計方針をとることとした。

そのための設計手順として本報では図-2-3.13 に示すような設計フローを取りまとめた。まず、設定した改良幅、支持地盤への根入れ深さの改良体について、図-2.3.10 に示す方法で限界水平震度を算定する。次に、算定した限界水平震度が下限値以上であることとともに、限界水平震度における改良体の内的安定についての検討を行う。そして、設定した諸元の改良体が両者の検討を満足した場合、改良体および堤防の地震時変形解析を行い、堤防の耐震性能の照査を行う。このような設計手順とすることで、静的照査法における累積水平変位の過少評価という問題点を克服しつつ、内的安定において考慮する荷重も合理化して固結工法の設計を行うことができる。

2.3.4 まとめと今後の課題

固結工法の設計においては、静的照査法の適用を前提として、繰返し残留変位が顕著にならないように、改良体の外的安定性を高めた上で、地盤変形解析を行う設計手法を示した。外的安定を表す指標として限界水平震度を新たに導入し、その下限値を設けることで、改良体に一定の外的安定を与えることができる。また、限界水平震度の概念を導入することによって、改良体の内的安定で考慮する荷重も合理化できる。

今後は、限界水平震度の下限値を具体的にどう設定するかについて検討を行う予定である。

2. 4 ドレーン工法

2.4.1 一般

ドレーン工法は、ドレーン材を地中に挿入することで過剰間隙水圧の消散を促進する工法であり、ドレーンの材料には、砕石等の自然材料を用いる工法とプラスチック等の人工材料を用いる工法がある。間隙水圧消散効果の評価にあたっては、原地盤の繰返しせん断後の体積圧縮係数 m_v (動的 m_v) および透水係数 k の評価が重要となる。

しかし、レベル2地震動のように極めて大きな地震動に対しての m_v 、 k の設定法や、ドレーン工法の設計方針については、必ずしも十分に整理されていなかった。こ

のような背景のもとで、本年度はレベル2地震動に対するドレーン工法の設計法について検討を行い、2.4.2 で述べるような設計フローを示した。

2.4.2 設計フロー

本年度取りまとめたドレーン工法の設計フローを図-2.4.1 に示す。ドレーン工法による対策範囲内に液状化が生じると、対策範囲内の土の変形・強度特性は時刻によって大きくことなることとなり、このような現象を静的照査法の範疇で評価する事は困難である。このため、静的照査法に基づくドレーン工法の設計では、レベル2地震動の作用に対しても液状化の発生を許容しないのがよいと考えられる。液状化が発生しない範囲としては、従来の設計法に基づき過剰間隙水圧比 $R_u \leq 0.5$ としておくことで、対策範囲内の土の変形も小さなものとどまるものと考えられる。これに加え、非排水繰返しせん断後の砂の体積圧縮係数 m_v は、過剰間隙水圧比 R_u が 0.3 ないしは 0.5 以下であれば、通常の圧密試験で得られる体積圧縮係数（静的 m_v ）とほぼ同程度の値を示し、体積圧縮量が小さなものとどまることが報告されており¹³⁾、それ以上の過剰間隙水圧比に至った場合には動的 m_v を得るために特殊な土質試験が必要となる。

以上を踏まえ、従来どおり、対策領域内における過剰間隙水圧の上昇を限定的なものにおさめるようにドレーンの材料、径、打設間隔を決定するものとし、その上で、静的な地盤変形解析によって堤防の耐震性能を満足する対策領域の範囲を決定するような設計フローとした。

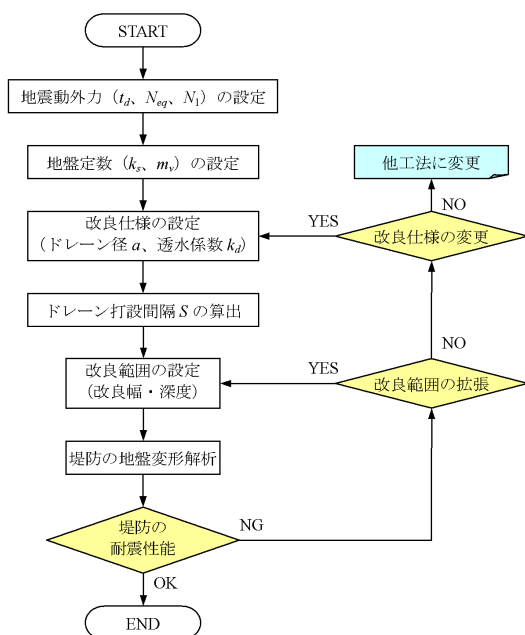


図-2.4.1 ドレーン工法の設計フローの一例

2.4.3 まとめと今後の課題

静的照査法の適用を前提として、改良領域の過剰間隙水圧比 R_u が 0.5 以下となるように改良仕様を設定し、改良領域が液状化しないものとして行った地盤変形解析により、対策後の堤防の耐震性能を照査する設計方法を示した。

さらなる合理化のためには、 R_u が 0.5 以上となることを許容する方針が考えられる。そのためには、地震時に生じる過剰間隙水圧の消散過程を時々刻々と追跡できる有効応力解析の適用も考えられるが、過剰間隙水圧比 R_u が 0.6 以上となると、そもそも体積圧縮係数や透水係数の評価も困難である。したがって、繰返しせん断後の砂質土の体積圧縮特性、浸透特性に関するデータを数多く収集する必要がある。

さらに、体積圧縮係数 m_v および透水係数 k が適切に評価されたとしても、過剰間隙水圧比が 0.6 以上となった場合には、ドレーン工法の改良仕様を決定するための設計計算が成立するかどうか不明であり、これについても加振実験等に基づく検証が必要である。

2. 5 鋼材を用いた工法

2.5.1 一般

鋼材を用いた工法は、堤防のり尻付近に鋼矢板、鋼管矢板等を打設し、鋼材の曲げ剛性によって基礎地盤の側方変形を抑制する工法であり、普通鋼材に過剰間隙水圧の消散機能を与えた排水機能付き鋼材もある。排水機能の有無にかかわらず、液状化層の下層以深に十分な鋼材の根入れ長を与えるべきである点は従来と同様である。地震により鋼材に塑性変形が生じた場合、対策工に期待する基礎地盤の側方変位の確実な抑制が困難となるうえに、鋼材に塑性変形が生じた後の挙動を設計計算で追跡する事が困難となる。このため、鋼材についてはレベル2地震動においても塑性化を生じさせないように設計するものとし、その上で地盤変形解析により堤防の沈下量を算定して、堤防の耐震性の照査を行うことになる。以上のことを踏まえて、本年度はレベル2地震動に対する鋼材を用いた工法の設計法について検討を行い、2.5.2 に示す設計フローを提案した。

2.5.2 設計フロー

本年度取りまとめた鋼材を用いた工法の設計フローを図-2.5.1 に示す。前述したように、地震により鋼材に塑性変形が生じた場合、基礎地盤の側方変形の確実な抑

3. 6 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査

制が困難となるため、鋼材については、レベル2地震動においても塑性化を生じさせないように内的安定を確保することとした。内的安定における計算モデルは、弾性領域内での挙動を考慮した弾性体モデルとし、液状化層では土水圧を、根入れ部には地盤反力を考慮するものとした。内的安定の照査では、鋼矢板については発生応力に対して許容応力度以下となるように、鋼管矢板及び鋼管杭については作用曲げモーメントに対して全塑性モーメント以下になることを照査するものとした。本報で提案した設計フローにおいては、鋼材の内的安定が確保されることを確認したのちに、地盤変形解析により対策後の堤防の耐震性能を照査することとした。

また、排水機能付き鋼材を用いた工法については、地盤の液状化の程度が大きくなると排水能力が限界に達し、それ以上の間隙水圧の低下に寄与することができなくなる。また、排水機能については現時点ではレベル2地震動時のように、大地震荷重下における挙動が明らかになっていない。以上のことから、本マニュアル（案）では排水機能付き鋼材を用いた工法については、現時点では排水機能を見込まずに通常の矢板と同様に扱う事とした。

2.5.3 まとめと今後の課題

本報では、地震時に作用する荷重に対して鋼材の内的安定を確保できるように鋼材の諸元を設定し、その諸元を考慮した地盤変形解析により、対策後の堤防の耐震性能を照査する設計手法を示した。

鋼材の内的安定については、鋼材に作用する荷重として、液状化時における最大作用荷重を考慮しており、この作用荷重に対して、鋼材の応力が許容応力度以下となるように設定することを条件としている。一方で、実際の地震時には、鋼材には地震時の繰返し荷重により土水圧が漸増しながら作用し、鋼材根入れ部の地盤には一部塑性化が生じるものと考えられる。その場合、作用荷重は反力の最大値以上にならず頭打ちとなる事が予想されるため、固結工法と同様に限界水平震度の概念によって、内的安定で考慮する荷重を合理化できるものと考えられる。しかしながら、現時点では、鋼材の限界水平震度や外的安定と繰返し残留変位に関する知見がない。今後、模型実験等により作用力を把握し、より合理的な設計手法の確立を行う必要がある。

4. まとめ

本年度は、レベル2地震動に対する河川堤防の液状化

対策マニュアルを作成するための検討を行った。前年度までの研究成果により、締固め工法、鋼材を用いた工法については静的照査法によって対策効果をおおむね再現できることが分かっていたが、固結工法については、改良体の累積残留変位の影響を静的照査法で考慮することが困難であったことに加えて、内的安定に関する検討で考慮する水平震度に対する知見も不十分であった。

以上のことを踏まえ、本年度は固結工法に関する動的遠心模型実験を実施し、上記の課題を解決するために改良体の損傷メカニズムや基礎地盤条件が対策効果に及ぼす影響について検討を行うとともに、その他の工法についても河川堤防の液状化対策としての設計フローを示した。各工法の設計法の概要は下記のとおりである。

- 1) 締固め工法については、対策後の改良領域のN値を既往の施工実績を踏まえた推定方法を用いて設定することにより改良仕様を設定し、増加N値による改良効果を考慮した地盤変形解析により、対策後の堤防の変形量照査を行う。
- 2) 固結工法については、偏荷重の繰返し作用による改良体の繰返し残留変位を抑制するため、一定の外的安定を与える。動的遠心模型実験結果に基づき、外的安定を評価するための新たな指標として限界水平震度を導入し、その下限値を設けることで、繰返し残留変位が抑制される。また、改良体に顕著な内部破壊が生じると改良体の残留水平変位が大きくなることから、内的安定も満たす必要がある。これらを前提条件として、地盤変形解析を行う。また、限界水平震度の概念を導入することによって、改良体の内的安定で考慮する荷重を合理化することができる。
- 3) ドレーン工法については、改良領域の過剰間隙水圧比 R_u が0.5以下となるように改良仕様を設定し、改良領域に液状化が生じないことを前提条件として地盤変形解析を行う。
- 4) 鋼材を用いた工法については、地震時に作用する荷重に対して外的安定を高めるべく十分な根入れを与えるとともに、鋼材の内的安定を確保できるように鋼材の諸元を設定する。これを前提として、地盤変形解析を行う。

次年度は、これらの成果を早期に土木研究所資料としてとりまとめる予定である。

堤防のり尻に設けた液状化対策工は、基礎地盤の浸透特性を変化させる可能性がある。これにより、豪雨・洪

3. 6 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査

水に対する堤防の安全性を低下させてはならないことから、液状化対策工の浸透特性についても検討を行う必要があり、次年度、実験的に検討を行う予定である。その他、堤防の液状化対策にあたって得られた知見を活かし、自立式構造の特殊堤および樋門の耐震補強法についてもとりまとめを行う予定である。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説、2007
- 2) 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、No.3513、1997.
- 3) 安田進、吉田望、安達健司、規矩大義、五瀬伸吾、増田民夫(1999)、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.
- 4) 石原雅規、岡村未対、田村敬一、杉田秀樹：地震時変形を考慮した河川堤防の液状化対策工設計法、土木技術資料、Vol. 46、No. 10、p p. 48-53、2004.
- 5) 谷本俊輔、中島進、中田芳貴、佐々木哲也：液状化対策としての締め固め工法に対する水圧伝播の影響に関する一考察、第 45 回地盤工学研究発表会発表講演集（投稿中）、2010.
- 6) 井合進、小泉勝彦、倉田栄一：液状化対策としての地盤の締め固め範囲に関する基礎的検討、港湾技術資料、No.590、1987
- 7) 原田健二：締め固め改良地盤における改良効果の N 値による評価、基礎工、Vol.31、No.2、pp.87-89、2003.
- 8) 中島進、谷本俊輔、中田芳貴、佐々木哲也：河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験（その 1 実験条件及び改良体の損傷状況）、第 45 回地盤工学研究発表会講演集（投稿中）、2010.
- 9) 中田芳貴、谷本俊輔、中島進、佐々木哲也：河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験（その 2 改良体の損傷メカニズムに関する考察）、第 45 回地盤工学研究発表会講演集（投稿中）、2010.
- 10) 中田芳貴、谷本俊輔、中島進、佐々木哲也：河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験（その 3 基礎地盤条件と改良体の残留変位）、土木学界第 65 回年次学術講演会後援概要集（投稿中）、2010.
- 11) 中島進、谷本俊輔、中田芳貴、佐々木哲也：河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験（その 4 限界水平震度の評価法に関する検討）、土木学界第 65 回年次学術講演会後援概要集（投稿中）、2010.
- 12) （社）道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2002.
- 13) 大野義朗、伊藤克彦、大北康治：碎石ドレーン工法の間隙水圧消散解析に用いる体積圧縮係数について、第 18 回土質工学研究発表会発表講演集、pp.575-576、1983

SEISMIC RETROFITS FOR RIVER FACILITIES CONSIDERING STRUCTURE DUCTILITY UNDER STRONG EARTHQUAKE MOTIONS

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2006-2010

Research Team : Material and Geotechnical
Engineering Research Group (S)

Author : Tetsuya Sasaki
Shunsuke Tanimoto
Hirotooshi Mori
Yoshitaka Nakata
Susumu Nakajima

Abstract : Aim of this study is to develop seismic retrofits for river facilities considering structure ductility under seismic motions. In the fourth fiscal year of this project, it is attempted to establish design guideline of liquefaction countermeasures for river levee against level 2 earthquakes, where the compaction, cement improvement, drains and sheet piling are highlighted as the countermeasures. A series of the dynamic centrifuge model tests on the lattice shaped ground improvement has been carried out so as to investigate into the effects of ground conditions and internal stabilities on the seismic behaviors of river levees improved by the lattice-shaped ground improvement. Based on the achievements from the model tests, general design process of each countermeasure against the level 2 earthquake has been established. In the next fiscal year of this project, achievements of the research projects will be summarized, while it will be also attempted 1) to publish the design guideline of liquefaction countermeasures for river levee, 2) to develop aseismic countermeasures for sluices and 3) to investigate into the effects of the liquefaction countermeasures on the seepage stabilities of the river levee.

Key words : river levee, level 2 earthquake, liquefaction, static analyses, dynamic centrifuge model test