

動的遠心模型実験による河川特殊堤の耐震対策工の作用力モデルに関する考察

梶尾 辰史¹・谷本 俊輔²・片岡 正次郎³
松本 幸司⁴・佐々木 哲也⁵・庄司 学⁶

- 1 国土交通省 国土技術政策総合研究所 国土防災研究室 研究官 (〒305-0804 つくば市旭1)
E-mail:kajio-t8910@nilim.go.jp
- 2 国立研究開発法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 土質・振動チーム 研究員
(〒305-8516 つくば市南原1-6)
- 3 国土交通省 国土技術政策総合研究所 国土防災研究室 主任研究官 (〒305-0804 つくば市旭1)
E-mail:kataoka-s92rc@nilim.go.jp
- 4 国土交通省 国土技術政策総合研究所 国土防災研究室長 (〒305-0804 つくば市旭1)
E-mail: matsumoto-k88ce@nilim.go.jp
- 5 国立研究開発法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 土質・振動チーム 上席研究員
(〒305-8516 つくば市南原1-6)
- 6 筑波大学大学院 システム情報工学研究科 准教授 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)

南海トラフ巨大地震・首都直下地震の発生が懸念されている中、河川堤防と併せて、都心部に多く存在する河川の特設堤についても耐震対策が検討されている。しかし、河川特設堤の地震時挙動等についてはこれまで十分に研究が進められていない。本研究では特設堤の効果的な耐震対策工法の検討や現行設計手法の適用性を検証するために動的遠心模型実験を実施した。この実験計測値を基に地盤改良による耐震対策工への作用荷重の設計値と実験値を比較し、耐震対策工の現行設計手法の課題と改善点を明らかにした。

Key Words : special levees of river, liquefaction, seismic measures, dynamic centrifuge tests

1. はじめに

河川堤防は土堤が原則とされているが、用地的制約などから土堤ではなく、特設堤が設置されている場合がある。この特設堤は「堤防の全部若しくは主要な部分がコンクリート、鋼矢板若しくはこれに準ずるものによる構造のもの」であるコンクリート擁壁や鋼矢板といった自立式構造と、「コンクリート構造若しくはこれに準ずる構造の胸壁を有するもの」であるパラペット構造の2つに分類されており¹⁾、増改築が繰り返され、複雑な構造となっているものも少なくない。

南海トラフ巨大地震・首都直下地震の発生が懸念されている中、特設堤の設置箇所は都市部に集中しており²⁾、都市部での地震被害軽減のためには、特設堤の耐震対策が重要であるが、その特設堤の地震時の挙動等については十分に研究が進められていない。既往研究として河川堤防(土堤)の液状化対策や類似構造物である橋梁の橋台に関する研究^{3)~5)}は進められているが、河川特設堤

を対象として研究されたものについては殆どない。

また、特設堤の耐震基準としては「河川構造物の耐震性能照査指針(平成24年2月水管理・国土保全局治水課)」⁶⁾があるが、既設特設堤の耐震点検方法や耐震設計等に関して詳細に具体例が示されておらず、現在の特設堤の設計は「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)(平成9年10月,土木研究所)」⁷⁾が準用されている状況もあり、地震時挙動の再現性の検証や現行基準での設計法の適用性の検討が必要である。

これまで筆者らは特設堤の被災事例の分析から被災要因を推定するとともに、動的遠心模型実験により無対策時の特設堤の被災メカニズムの把握や、特設堤の耐震対策工についての対策位置等の違いによる対策効果の分析、耐震対策工(改良体)への作用荷重と設計値の比較分析を行ってきた^{2), 8)}。しかしながら、耐震対策工の形状の違いによる対策効果への影響や、耐震設計時の耐震対策工への作用荷重モデルについて不明確な部分があり、さらに検討が必要であった。

表-1 大型動的遠心力載荷試験装置の仕様⁹⁾

仕 様	
有効回転半径	6.6m (世界最大級)
最大遠心加速度	静的試験 150G
	動的試験 100G
最大積載容量	400t・G
最大加振加速度	40G (世界最大級)
最大加振容量	40t・G
最大速度	90cm/s
最大変位	±5mm
加振周波数	10～400Hz

表-2 実験装置の相似則¹⁰⁾

項目	密度	長さ	加速度		質量	力	応力	ひずみ	時間	
			遠心加速度	加振加速度					動的現象	浸透現象
実物	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
模型	1	1/N	N	N	1/N ³	1/N ²	1	1	1/N	1/N ²

本稿では引き続き行った実験結果の分析と耐震対策工（以下「改良体」という。）への作用荷重と設計値の比較分析を進めるとともに、特殊堤の耐震対策工の規模（改良体の大きさ）の違いによる対策効果の違いや、改良体への作用荷重モデルの妥当性の検証を行い、耐震対策工の設計時における適正な作用荷重モデルについて検討する。

2. 実験方法

(1) 実験装置および実験方法

本研究では大型動的遠心力載荷試験装置⁹⁾を使用して模型実験を行った。実験装置の仕様を表-1に示す。遠心模型実験は縮尺模型を使用するが、模型では拘束圧（土圧等）が小さく、破壊モードが異なるため、1/N倍の縮尺模型に対してN倍の重力加速度（遠心加速度）を負荷することで、縮尺模型内の拘束圧を高めて実物大の力学的挙動を再現している¹⁰⁾。この相似則を表-2に示す。なお、以降に示す物理量は特記しない限り、実物大スケールに換算した値である。

模型縮尺および遠心加速度は使用する土槽寸法（幅1.5m×高さ0.5m×奥行き0.3m）を基に、特殊堤の標準的な躯体寸法や実験上必要な基礎地盤の深さ、計測機器等の設置スペース等を考慮し、模型縮尺を1/50（=1/N）、遠心加速度を50Gとした。

(2) 模型の構造諸元

実験で使用する模型（擁壁、矢板、改良体）の各種構造諸元は表-3、図-1の通りとし、擁壁とその基礎杭

表-3 模型の構造諸元

項目		①実物	②模型	②/①
擁壁	躯体			
	材質	鉄筋コンクリート	アルミ	-
	堅壁部材厚(m)	0.5	0.01	1/50
杭	単位体積重量(kN/m ³)	24.53	26.49	1.08
	材質	プレストレストコンクリート	アルミ	-
	杭径(mm)※中実円形	350	7	1/50
改良体	単位体積重量(kN/m ³)	24.53	26.49	1.08
	曲げ剛性(kN・cm ² /m)	5.18.E+08	82.88	1/50 ⁴
	材質	鋼材(SYW295)	ステンレス材(SUS304)	-
矢板	長さ(m)	12	0.24	1/50
	厚さ(mm)	15.5	0.25	1/62
	単位幅重量(kg/m ²)	190	184.4	0.97
	曲げ剛性(kN・cm ² /m)	6.18E+08	1.03E+02	≒1/49 ⁴
	降伏モーメント(kN・m/m)	669.7	0.004368	≒1/53 ³
	降伏モーメント(kN・m/m)	669.7	0.004368	≒1/53 ³
改良体	材質	セメント改良土	セメント改良土	-
	単位体積重量(kg/m ³)	1.92	1.92	1.00
	一軸圧縮強度(設計基準強度)(kN/m ²)	1,000	1,000	1.00

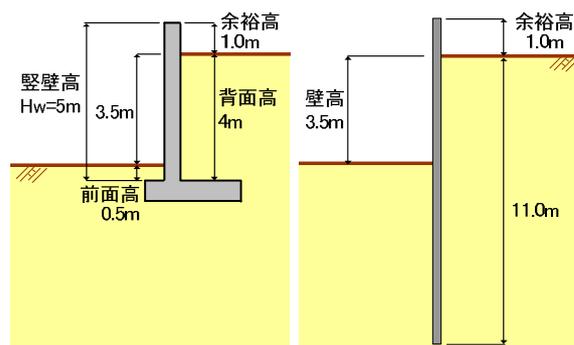


図-1 擁壁（左）と矢板（右）の寸法

はアルミ製であり、矢板はステンレス製とした。擁壁の単位体積重量（実物：模型=1：1.08）は相似則に整合させ、杭径の縮尺を1/50とし、曲げ剛性（実物：模型=1：1/50⁴）も相似則に合わせるようにした。矢板の単位体積重量（実物：模型=1：0.97）、曲げ剛性（実物：模型=1：1/49⁴）および降伏モーメント（実物：模型=1：1/53³）も相似則に整合させた諸元としている。

水は液状化現象を対象にすることを考慮し、間隙水の粘性を水のN倍に調整し、見かけの透水係数を1/Nとすることで透水に関する相似率を1/Nとし、動的現象の相似率と整合させることが必要であるため、水の50倍の粘性を有するメトロゾ水溶液を使用して、相似則に整合させた。

改良体は改良体幅を「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）（平成9年10月，土木研究所）」⁷⁾に基づき、レベル1地震動を対象とする外的安定を満足

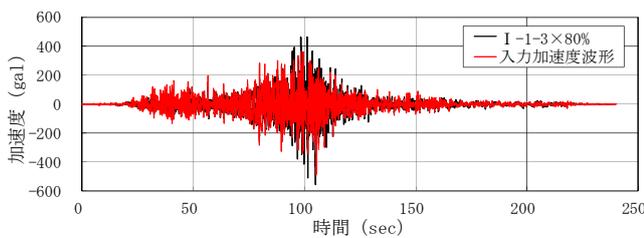


図-2 入力地震動 (代表例: W-B-FE-LL(C18))

するように設定し、東北珪砂 7 号と早強セメントを混ぜ合わせたセメント改良土により設計基準強度 $q_u=1,000\text{kPa}(\text{kN/m}^2)$ を目標に作製した。

模型の支持層は相対密度 $D_r=90\%$ 、基礎地盤(液状化層)を $D_r=55\%$ 、背面盛土を $D_r=85\%$ とし、東北珪砂 7 号を使用して自動サンドホッパーで落下させる機械を用いて空中落下法により密度管理しながら作製した。

模型の作製手順は土槽の底面や側面に目印となるメッシュおよび標点と計測器を設置しながら、基礎地盤を作製し、所定の高さまで構築後、杭および躯体(擁壁、矢板)を設置した。作製した土槽に所定の水位までメトローズ水溶液を入れ、脱気層内で地盤を真空にした状態で 24 時間以上経過させることで、基礎地盤を飽和させ、大型動的遠心力載荷試験装置に設置して、遠心加速度を 50G に上昇させた後に加振を行った。

(3) 入力地震動

被災事例²⁾から特殊堤の被災要因は液状化によるものであったと判断でき、実験において確実に液状化の現象を再現して被災メカニズムを把握するには、継続時間が長い方が適している。また、耐震対策工の設計手法について検討するため、現行で想定し得る最大クラスの波形を用いることが適切であると判断した。

以上を踏まえ、2011 年東北地方太平洋沖地震の記録が反映されている道路橋示方書(平成 24 年 3 月)¹¹⁾のレベル 2 地震動(タイプ I)の「呼び名 I-I-3」を採用した。なお、入力地震動は土槽の底面に入力するため、I 種地盤の波形としている。加振時の下方への逸散減衰の影響などを勘案して振幅を 0.8 倍に調整した加速度波形を用いている。例として、W-B-FE-LL(C18)の入力加速度波形を図-2 に示す。赤線が実験装置で加振された波形であり、ほぼ再現できていることが分かる。

(4) 実験ケース

実験ケースは既往研究^{2),8)}で実施しているケース(ケース 1(C1)~ケース 17(C17))に加えて、図-3 に示す実験ケースを行い、表-4 に示す通り計 28 ケースとした。擁壁の実験では杭が非液状化層に支持されている条件(以下「支持杭」という。)、支持されていない条件

(以下「浮き杭」という。)について実施した。矢板の実験は擁壁における実験と同様に矢板が非液状化層に支持されている条件(以下「支持矢板」という。)、支持されていない条件(以下「浮き矢板」という。)について実施した。

(5) 計測方法

実験土槽や模型に設置する計測機器類は、標点、変位計、間隙水圧計、加速度計、ひずみゲージ、土水圧計、動画撮影とした。

標点および変位計、動画撮影により、躯体や地盤変状等の地震時挙動を観測した。併せて、実験前後の地上場での標点位置・特殊堤端部を計測した。動画撮影は 0.05~0.1 秒間隔で撮影し、2~4 秒間(実物換算: 100~200 秒間)の撮影を行った。変位計は躯体頭部の変位はレーザー変位計(キーエンス IL-100 60mm-5V)により計測し、地盤面の変位量についてはポテンションメータ(第一科学 LP-30FP)により計測した。間隙水圧計(S・S・K P306AV-5)は各層の地盤および特殊堤の川表・川裏側に配置し、液状化の発生状況を観測した。

加速度計(共和電業 ASM-200BA)は各層の地盤、特殊堤の川表・川裏側、躯体および改良体に配置し、地震動と液状化との関係を観測した。ひずみゲージ(東京測器 FLA-3-11-3LT)は擁壁の杭と矢板に配置し、変位等による杭や矢板のひずみを計測した。土圧計(共和電業 PS20KC-M2)は杭および矢板の前背面、改良体の前背面と底面に配置し、土水圧の地震時の作用荷重の変化を観測した。擁壁の縦壁背面にはロードセル(荷重変換器)を設置して土水圧を計測した。

これらの変位、間隙水圧、加速度、ひずみ、土水圧の計測間隔(サンプリング数)は 1/100 秒間隔とし、加振中の約 5 秒間(実物換算: 約 250 秒間)を計測した。

3. 改良体の形状が水平変位に及ぼす影響の分析

特殊堤の躯体自体の水平変位と改良体の水平変位の相互の関係、影響について分析を行うため、縦軸に特殊堤の躯体自体の残留水平変位量、横軸に改良体の残留水平変位量として図-4 に整理した。なお、躯体自体の残留水平変位量は躯体天端の位置の変位であり、改良体の残留水平変位量は改良体の重心位置での変位である。各ケースの値は全体的に概ね右肩上がりとなっており、改良体の残留水平変位量が大きいと特殊堤の躯体自体の残留水平変位量も大きくなる傾向となっている。また、グラフの左上にプロットされるケースが殆どであり、改良体の残留水平変位量よりも、特殊堤の躯体自体の残留水平変位量の方が大きい傾向となっている。擁壁と矢板のケースに分けても傾向は同様であり、両ケースの構造の違いに応じた特徴的な傾向の違いは見られない。

表-4 実験ケース

構造	支持条件	改良	地盤構成	液状化層		改良体の形状 幅(m) × 高さ(m)	ケースNo,
				層厚(m)	幅(m)		
擁壁 (W)	支持杭 (B)	無対策 (N)	全層：支持層	無し (ANL)	-	-	W-B-N-ANL (C7)
	浮き杭 (F)	無対策 (N)	全層：液状化層	全層 (AL)	16.5	-	W-F-N-AL (C1)
	支持杭 (B)	無対策 (N)	【2層】 上層：液状化層 下層：支持層	小 (SL)	2.0	-	W-B-N-SL (C3)
	支持杭 (B)	無対策 (N)		大 (LL)	7.1	-	W-B-N-LL (C2)
	浮き杭 (F)	無対策 (N)	【五層 (3層)】 上層：非 液状化, 中間層：液状化, 下層：支持層	小 (SAL)	2.1	-	W-B-N-SAL (C22)
	支持杭 (B)	無対策 (N)		大 (LAL)	5.1	-	W-B-N-LAL (C23)
	支持杭 (B)	前面改良 [標準] (FS)	【2層】 上層：液状化層 下層：支持層	大 (LAL)	7.1	15.0 × 7.1	W-B-FS-LL (C8)
	支持杭 (B)	背面改良 [標準] (RS)		大 (LAL)	7.1	9.0 × 7.6	W-B-RS-LL (C9)
	浮き杭 (F)	前面改良 [標準] (FS)		大 (LAL)	7.1	15.0 × 7.1	W-F-FS-LL (C10)
	浮き杭 (F)	背面改良 [標準] (RS)		大 (LAL)	7.1	9.0 × 7.6	W-F-RS-LL (C11)
	浮き杭 (F)	直下改良 [標準] (US)		大 (LAL)	7.1	10.0 × 6.5	W-F-US-LL (C12)
	支持杭 (B)	前面改良 [根入れ] (FE)		大 (LAL)	7.1	9.5 × 10.5	W-B-FE-LL (C18)
	支持杭 (B)	背面改良 [根入れ] (RE)		大 (LAL)	7.1	7.0 × 11.1	W-B-RE-LL (C19)
	支持杭 (B)	前面改良 [幅広] (FW)		大 (LAL)	7.1	33.5 × 7.1	W-B-FW-LL (C21)
	支持杭 (B)	前面改良 [狭小幅] (FN)		大 (LAL)	7.1	7.5 × 7.1	W-B-FN-LL (C20)
	支持杭 (B)	前面改良 [標準] (FS)		【互層 (3層)】 上 層：非液状化, 中間 層：液状化, 下層：支 持層	大 (LAL)	5.1	7.5 × 7.1
	支持杭 (B)	前面改良 [根入れ] (FE)	大 (LAL)		5.1	5.5 × 10.6	W-B-FE-LAL (C28)
	支持杭 (B)	前面改良 [幅広] (FW)	大 (LAL)		5.1	23.5 × 7.1	W-B-FW-LAL (C25)
支持杭 (B)	前面改良 [標準] (FS)	大 (LAL)	5.1		7.5 × 7.1	W-B-FS-LAL (C24)	
矢板 (P)	支持杭 (B)	無対策 (N)	全層：支持層	無し (ANL)	-	-	P-B-N-ANL (C26)
	浮き矢板 (F)	無対策 (N)	全層：液状化層	全層 (AL)	16.5	-	P-F-N-AL (C4)
	支持矢板 (B)	無対策 (N)	【2層】 上層：液状化層 下層：支持層	小 (SL)	2.0	-	P-B-N-SL (C6)
	支持矢板 (B)	無対策 (N)		大 (LL)	4.0	-	P-B-N-LL (C5)
	支持矢板 (B)	前面改良 [標準] (FS)		大 (LL)	4.0	12.0 × 4.0	P-B-FS-LL (C14)
	支持矢板 (B)	背面改良 [標準] (RS)		大 (LL)	4.0	6.0 × 4.5	P-B-RS-LL (C15)
	浮き矢板 (F)	前面改良 [標準] (FS)		大 (LL)	9.5	17.0 × 9.5	P-F-FS-LL (C16)
	浮き矢板 (F)	背面改良 [標準] (RS)		大 (LL)	9.5	11.0 × 10.0	P-F-RS-LL (C17)
	支持矢板 (B)	前面改良 [根入れ] (FE)		大 (LL)	4.0	8.0 × 7.0	P-B-FE-LL (C27)
	支持矢板 (B)	前面改良 [標準] (FS)		大 (LL)	4.0	8.0 × 7.0	P-B-FE-LL (C27)

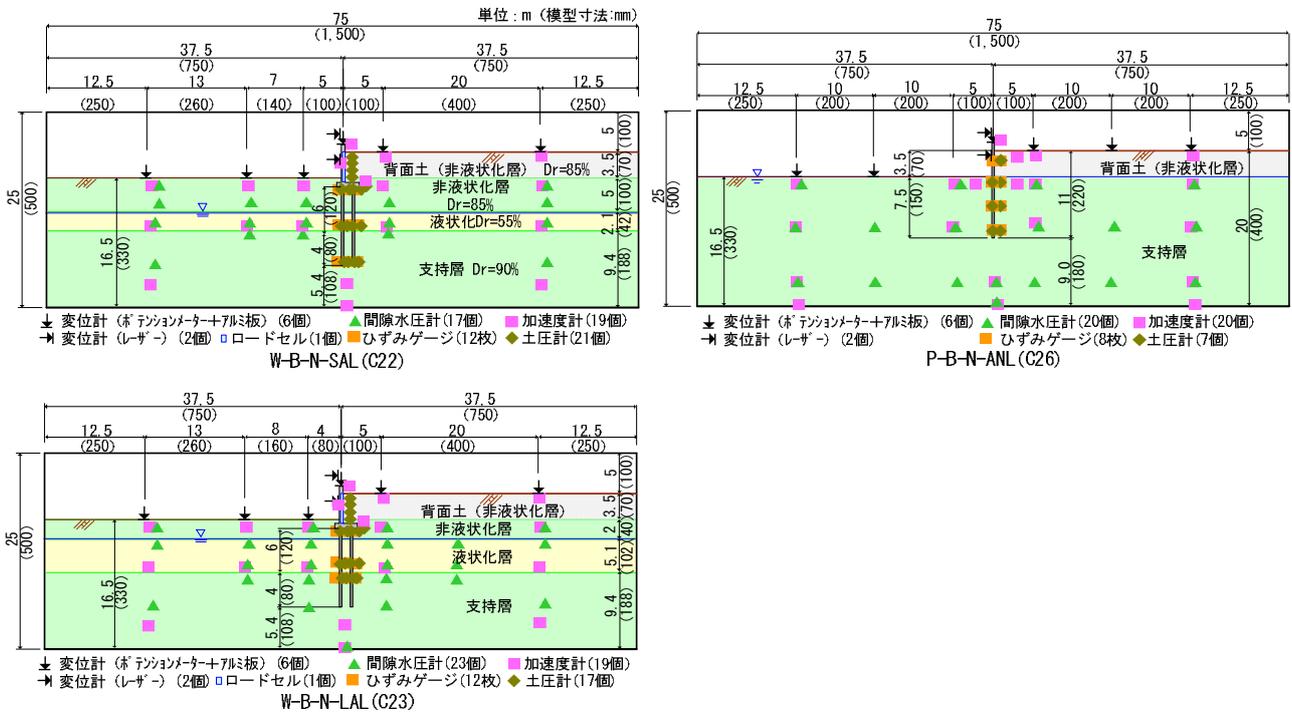


図-3(1) 実験模型概要

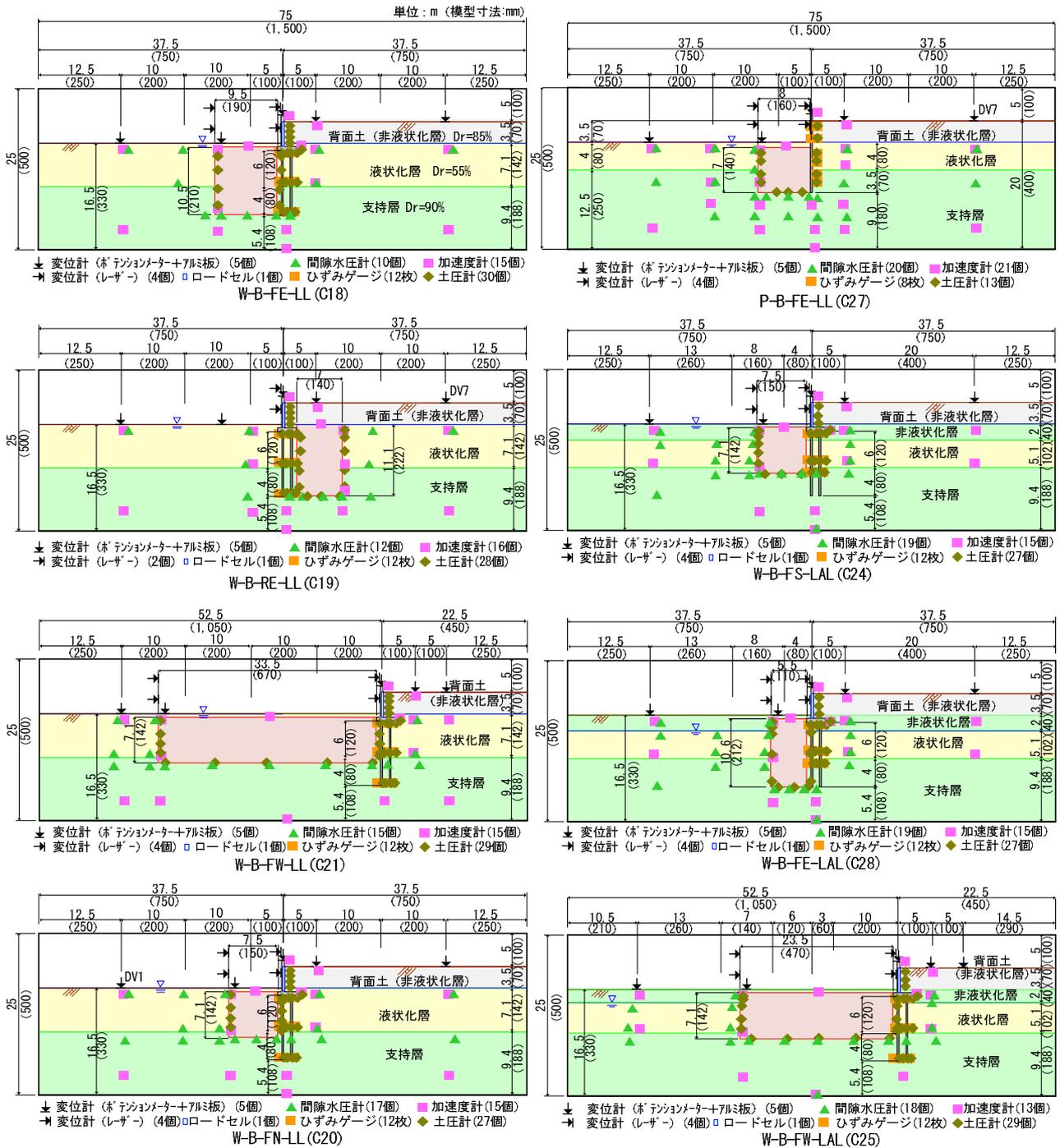


図-3(2) 実験模型概要

支持杭・支持矢板のケースと、浮き杭・浮き矢板のケースを比較すると、支持杭・支持矢板のケースは、躯体の残留水平変位量が改良体の残留水平変位量よりも大きく、その傾向は浮き杭・浮き矢板のケースよりも顕著となっている。浮き杭・浮き矢板のケースは、W-F-RS-LL(C11)以外において、躯体と改良体の残留水平変位量は概ね同等の値となっている。この原因としては加振前後の躯体の回転状況を確認すると、支持杭・支持矢板よりも浮き杭・浮き矢板の方の回転量が小さく、躯体と改良体の残留水平変位量に差異が生じなかったことが考え

られる。なお、W-F-RS-LL(C11)の躯体の残留水平変位量が改良体の残留水平変位量よりも4倍程度となっているのは、擁壁の浮き杭のケースで背面側改良となっており、改良体が前面側で躯体の水平変位を受け止める配置となっておらず、躯体の背面盛土の土圧により、躯体が回転していることと、さらに浮き杭となっていることがその回転を助長した結果であると考えられる。

改良体を躯体前面側（川表側）にしたケースと、躯体背面側（川裏側）にしたケースを比較すると、躯体背面側のケースの方が、改良体より躯体の残留水平変位が特

に大きい傾向となっている。これは躯体背面側の改良体は躯体を受け止める位置になく、改良体との相互作用が少なく、躯体自体が慣性力や背面盛土の土圧の作用荷重により残留水平変位が発生し、躯体と改良体の残留水平変位量に差異が生じたことが影響したと考えられる。

2層における支持杭の擁壁の場合では W-B-FS-LL(C8), W-B-RS-LL(C9), W-B-FE-LL(C18), W-B-RE-LL(C19)を比較したところ、改良体の残留水平変位量が 0.514m から 0.613m となっており、同程度の値となっている。W-B-FE-LL(C18)と W-B-RE-LL(C19)の改良体の残留水平変位量が若干大きくなっているが、これは改良体の下部を支持層に根入れしているため縦長の形状であり、改良体の回転により改良体の重心位置の残留水平変位量が大きくなったと考えられる。W-B-FW-LL(C21)と W-B-FN-LL(C20)については、残留水平変位量がそれぞれ 0.945m と 0.990m となっている。通常、改良幅を大きくすると改良体の安定性が高まって改良体の残留水平変位量が小さくなり、逆に改良幅を小さくすると安定性が低くなって残留水平変位量も大きくなると考えられる。しかし、実験結果からは改良幅が違って改良体の残留水平変位量が同程度の値となっている。この原因としては改良体の形状により改良体の地震時挙動の違いが生じ、これより改良体の残留水平変位量が同程度となったと考えられる。

互層における支持杭の擁壁の場合では W-B-FS-LAL(C24), W-B-FE-LAL(C28), W-B-FW-LAL(C25)を比較したところ、それぞれの残留水平変位量は 0.791m, 0.435m, 1.000m となり、標準的な改良幅で支持層に根入れをしていない W-B-FS-LAL(C24)よりも標準的な改良幅で支持層に根入れをしている W-B-FE-LAL(C28)の方が改良体の残留水平変位量が小さくなっており、幅広の改良幅の W-B-FW-LAL(C25)は両ケースより改良体の残留水平変位量が大きくなっている。

2層における支持矢板の場合では P-B-FS-LL(C14), P-B-RS-LL(C15), P-B-FE-LL(C27)を比較したところ、それぞれ 0.821m, 0.384m, 0.332m となっており、標準的な改良体幅（躯体前面側改良）の P-B-FS-LL(C14)が他の2ケースよりも改良体の残留水平変位量が大きくなっており、標準的な改良幅（躯体背面側改良）の P-B-RS-LL(C15)と標準的な改良幅で支持層に根入れをしていない P-B-FE-LL(C27)は同程度の改良体の残留水平変位量となった。

これらの結果を踏まえると、改良体の形状の違いは改良体の残留水平変位量の増減に影響があり、改良体の根入れの有無によっても残留水平変位量の増減に影響が生じることが分かった。このことから単に改良体の大きさだけで改良体の安定性が決まるのではなく、改良体の形状に応じた地震時挙動の違いが改良体の残留水平変位量の増減に影響していると考えられる。

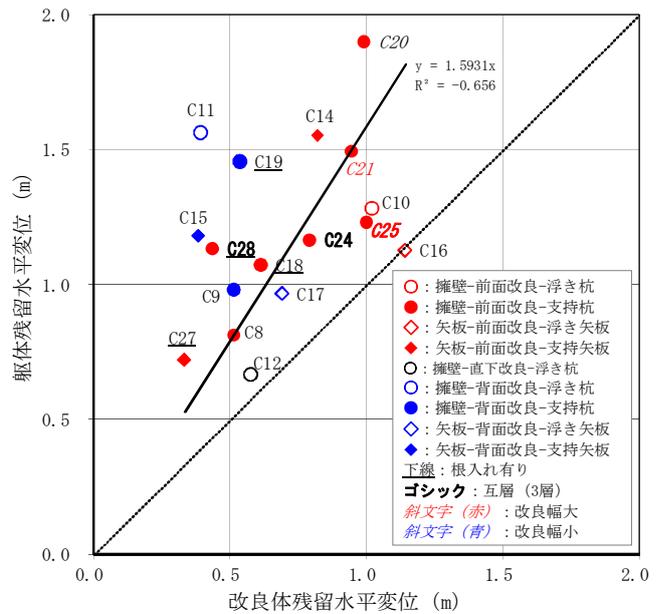


図-4 躯体と改良体の残留水平変位量

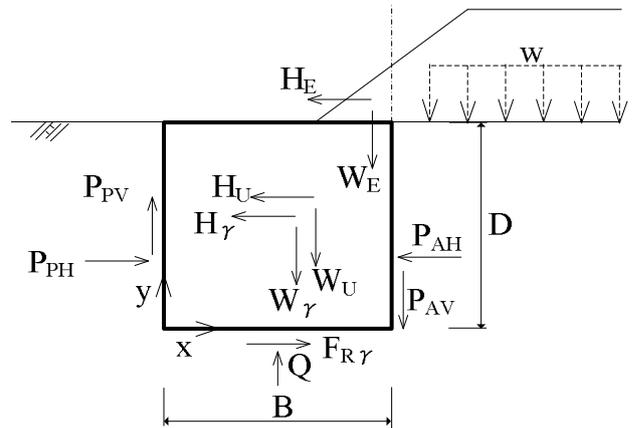


図-6 改良体の作用荷重モデル

4. 改良体への水平作用荷重の設計値と実験値の比較

改良体へ作用する水平荷重の設計値と実験値の比較した。その結果の代表例を図-5に示す。また、改良体への作用荷重モデルを図-6に示す。

各設計値は「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」⁷⁾に基づいて算定した。改良体底面の摩擦力については直接摩擦力 F_{Ry} を比較せずに、式(1)から改良体底面地盤に作用する地盤反力 σ_v を比較することで、間接的に摩擦力 F_{Ry} を比較することとし、設計値は式(2)から算定した。

$$F_{Ry} = \sigma_v \cdot \tan \phi_B \quad (1)$$

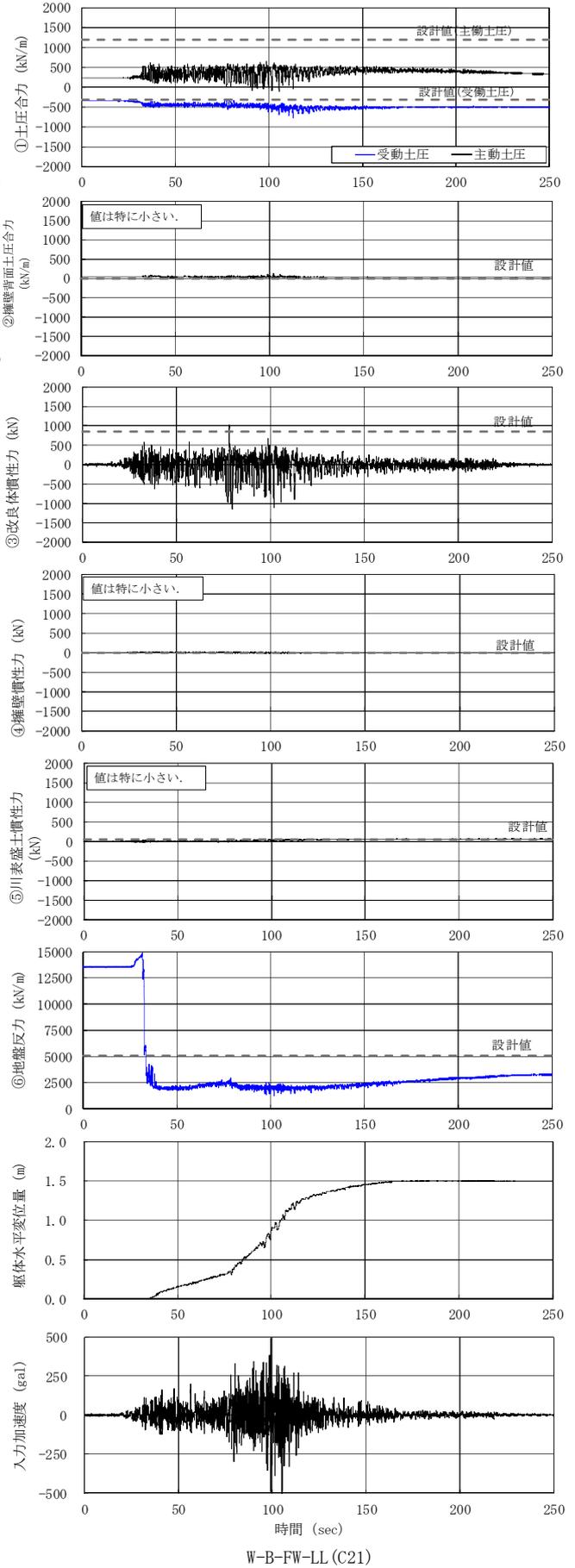
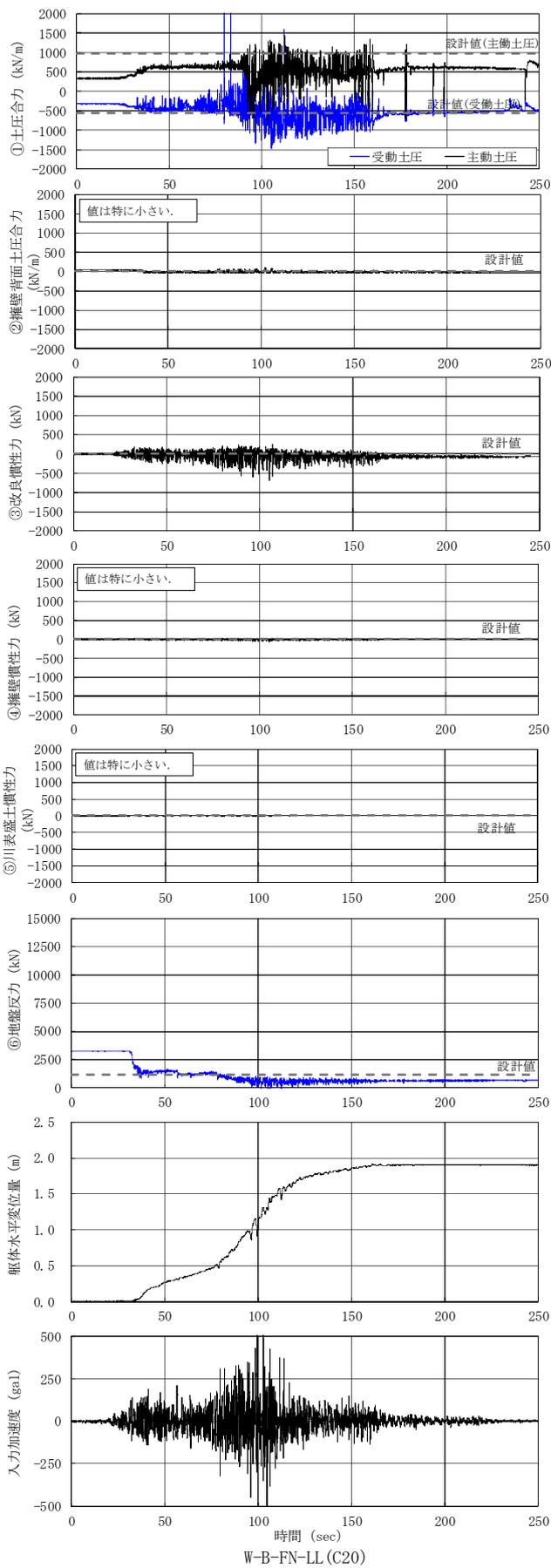
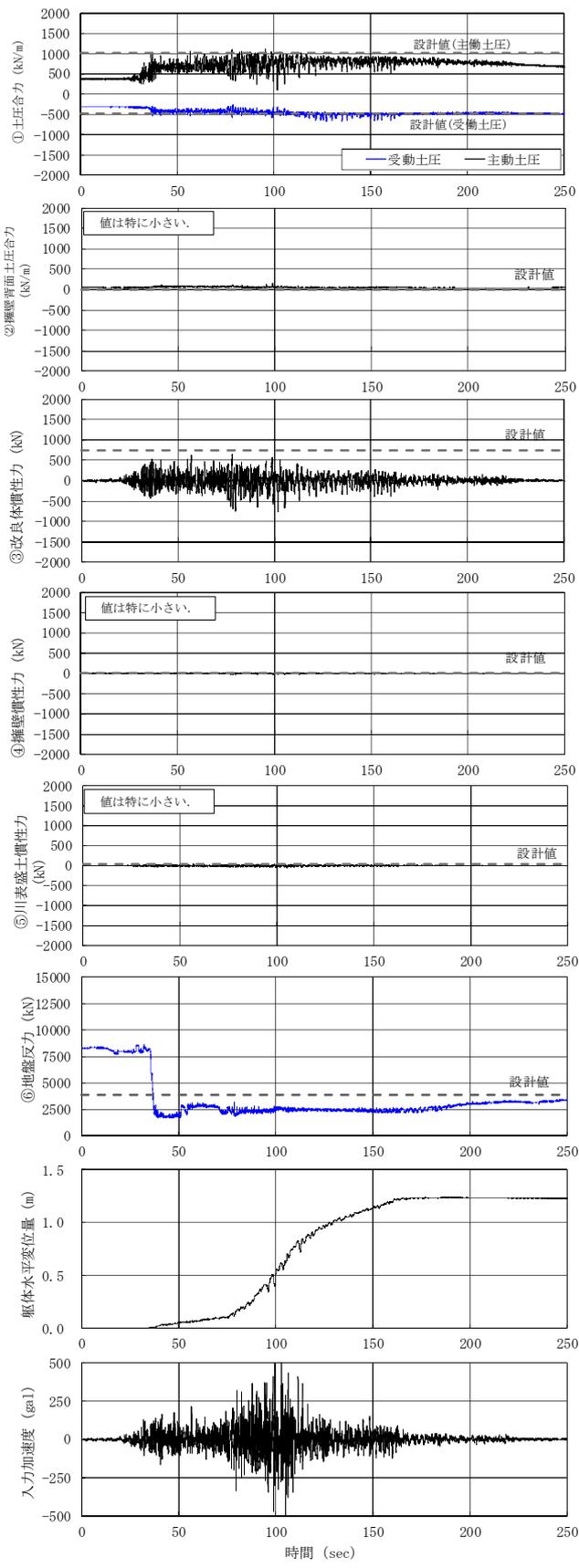
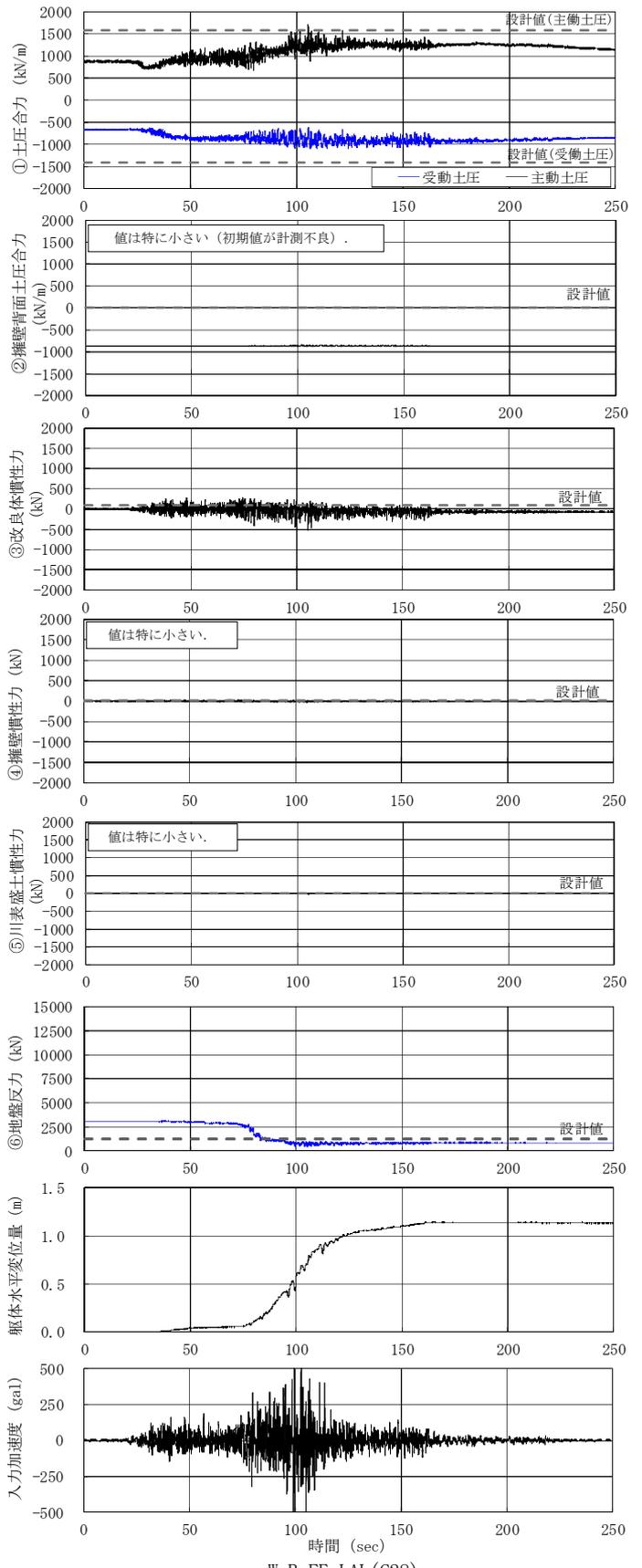


図-5(2) 改良体へ作用する水平荷重の設計値と実験値の比較



W-B-FW-LAL (C25)



W-B-FE-LAL (C28)

図-5(3) 改良体へ作用する水平荷重の設計値と実験値の比較

$$\sigma_v = \frac{F_{Ry}}{\tan \phi_B} = \frac{(ap \cdot W + W_E + P_{AV} - P_{PV}) \cdot \tan \phi_B}{\tan \phi_B} = (ap \cdot W + W_E + P_{AV} - P_{PV}) \quad (2)$$

ここで、 ap は改良率、 W は改良体の有効重量、 W_E は改良体の上面に載る盛土の重量は、 P_{AV} は改良体の主動側に作用する土水圧合力の鉛直成分、 P_{PV} は改良体の受働側に作用する土水圧合力の鉛直成分、 ϕ_B は支持層の内部摩擦角である。

耐震対策工（改良体）へ作用する荷重の実験値は計測値を基に算定することとした。その計測機器の配置概要図（代表例）を図-7に示す。改良体への作用側（盛土地盤側）である主動土圧と抵抗側（水平地盤側）の受働土圧は、各土圧計の値を用いて算定した。改良体上端部（EPA4 および EPP4 より上部）は最上端部の土圧計の値にその深さを乗じて算出し、改良体中間部（EPA4～EPA1間および EPP4～EPP1間）は、上下の土水圧計の値に土圧計間の深さを乗じて算出し、改良体下端部は（EPA1 および EPP1 より下部）は、最下端部の土水圧計の値に土圧計から改良体下端までの深さを乗じて算出した。具体的には、主動土圧 P_{Ea} 、受働土圧 P_{Ep} を式(3)、式(4)にて算出している。

$$P_{Ea} = p_{a1} \cdot y_1 + p_{a2} \cdot \frac{1}{2}y_2 + p_{a2} \cdot \frac{1}{2}y_3 + p_{a3} \cdot \frac{1}{2}y_3 + p_{a3} \cdot \frac{1}{2}y_4 + p_{a4} \cdot \frac{1}{2}y_4 + p_{a4} \cdot y_4 \quad (3)$$

$$P_{Ep} = p_{p1} \cdot y_1 + p_{p2} \cdot \frac{1}{2}y_2 + p_{p2} \cdot \frac{1}{2}y_3 + p_{p3} \cdot \frac{1}{2}y_3 + p_{p3} \cdot \frac{1}{2}y_4 + p_{p4} \cdot \frac{1}{2}y_4 + p_{p4} \cdot y_4 \quad (4)$$

擁壁背面の土圧についても土圧計の値を基に改良体へ作用する土水圧と同様に算定した。

改良体および擁壁、ならびに川表上載荷重の慣性力は、実験による加速度の値から算定した（式(5)～式(10)）。

$$H_{Ey} = W_y \cdot k_{hEy} \quad (5)$$

$$k_{hEy} = \frac{A_y}{g} \quad (6)$$

$$H_{E1} = W_1 \cdot k_{hE1} \quad (7)$$

$$k_{hE1} = \frac{A_1}{g} \quad (8)$$

$$H_{EE} = W_E \cdot k_{hEE} \quad (9)$$

$$k_{hEE} = \frac{A_E}{g} \quad (10)$$

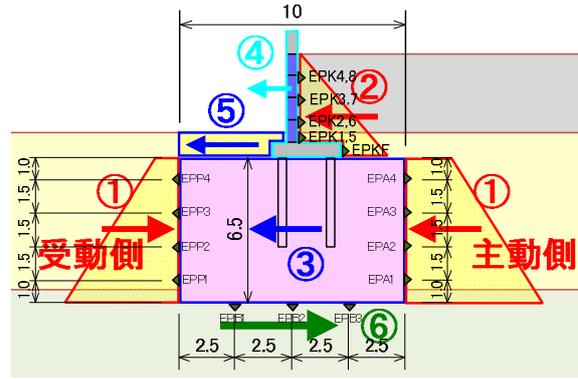


図-7(1) 設計値の改良体への作用荷重モデル
(代表例: W-F-US-LL(C12))

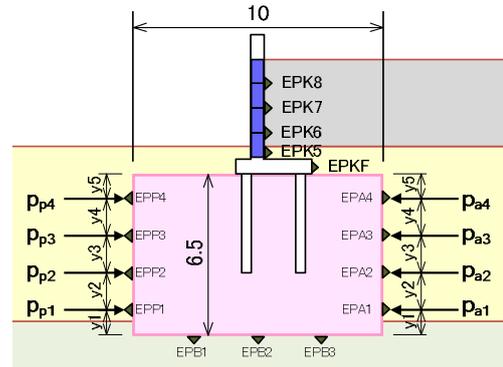


図-7(2) 実験値の改良体への土圧の算定方法
(代表例: W-F-US-LL(C12))

ここで、 H_{Ey} は改良体の慣性力（実験値）、 H_{E1} は擁壁の慣性力（実験値）、 H_E は改良体の上面に載る盛土の慣性力（実験値）、 k_{hEy} は改良体の水平震度（実験値）、 k_{hE1} は擁壁の水平震度（実験値）、 k_{hEE} は改良体の上面に載る盛土の水平震度（実験値）、 A_y は改良体の加速度（実験値）、 A_1 は擁壁の加速度（実験値）、 A_E は改良体の上面に載る盛土の加速度（実験値）、 g は重力加速度である。

改良体底面の摩擦力については直接摩擦力 F_{Ry} を比較せずに、式(2)から改良体底面地盤に作用する地盤反力 σ_v を比較することとしたが、改良体底面に設置した土圧計から地盤反力 σ_v の計測値に底面積を乗じた値とした。

以上より、図-5にて改良体へ作用する水平方向の作用荷重について設計値と実験値を比較した。

改良体へ作用する土圧合力では主動土圧は概ね設計値と実験値は整合しており、受働土圧は殆どのケースで設計値よりも実験値の方が大きい値となっている傾向にある。改良体の慣性力については、通常の改良体よりも2倍以上の改良幅としたケースであるW-B-FW-LL(C21)とW-B-FW-LAL(C25)は、設計値の方が実験値よりも大きい値

となっており、それ以外のケースでは実験値が設計値よりも大きい値となっている。地盤反力（底面摩擦力）については、殆どのケースで実験値が設計値よりも低い値となっている。これより改良体へ作用する土圧合力と底面摩擦力（改良体底面の地盤反力）において差異が大きく生じていることが分かった。

また、改良幅が通常2倍以上としているケースでは、改良体の慣性力に差異が生じ、設計値を実験値が下回っており、改良体の形状の違いにより作用荷重の違いが生じていると推察できる。

5. 設計値と実験値の限界水平震度の算出方法

限界水平震度は改良体の外的安定性を統一的に評価する指標であり、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が丁度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）時点の水平震度に相当する¹⁹⁾。

地中の改良体を加振した際の加速度（慣性力）の限界値がこの限界水平震度にあたり、そのメカニズムの概要図を図-8(上図)に示す。図において左向きに加速度（マイナス方向）が発生する場合には右向きの慣性力（マイナス方向）が作用し、右向きに加速度（プラス方向）が発生する場合には左向きに慣性力（プラス方向）が作用する。この時、左向きの加速度（マイナス方向）が発生する場合は、慣性力はマイナス方向の背面盛土方向であり、川表側に比べて十分な抵抗力（主働土圧や底面摩擦力等）があるため、改良体の水平変位が発生せず、それに伴って抵抗力と慣性力（マイナス方向）が釣り合うことで、慣性力の値が大きくなる。逆に右向きの加速度（プラス方向）が発生する場合は、慣性力はプラス方向の川表方向であり、背面盛土側に比べて抵抗力（受働土圧や底面摩擦力等）が小さくなるため、慣性力（プラス方向）が抵抗力（受働土圧や底面摩擦力等）を上回り、水平変位が発生することで慣性力の値が小さく、ある一定値よりも大きくなる。このような加振時の加速度と慣性力の関係から図-8(下図)に示すように加速度がプラス側に発生した際に限界値とみられる値が加速度波形から読み取ることができ、これが限界水平震度となる。

以上の関係を基に限界水平震度の設計値と実験値を比較することで、改良体の作用荷重の状態を分析する。今回は、特に改良体の水平変位量が特殊堤の変位に大きく影響していることから、改良体に対する水平方向の作用荷重に着目して分析することとした。

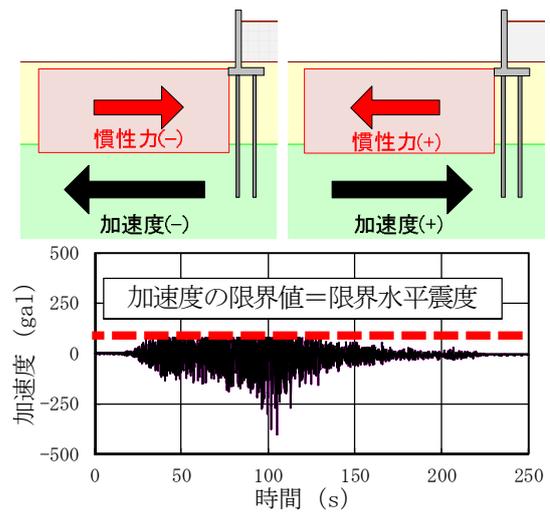


図-8 加速度と慣性力の概念

設計値の限界水平震度 k_{hcr} は滑動に対する安定計算の式(11)から安全率 $F_S = 1.0$ として導くことができる。これより各ケースの改良体に応じた設計における限界水平震度を算定した。

$$F_S = \frac{P_{PH} + F_R}{H + H_E + P_{AH}} \quad (11)$$

$$H = W \cdot k_{hcr} \quad (12)$$

$$H_E = W_E \cdot k_{hcr} \quad (13)$$

$$k_{hcr} = \frac{P_{PH} + F_R - P_{AH}}{W + W_E} \quad (14)$$

ここで、 P_{PH} は改良体の受働側に作用する土水圧合力の水平成分、 F_R は改良体底面に作用するせん断抵抗力の合力、 H は改良体の慣性力、 H_E は改良体の上面に載る盛土に作用する慣性力、 P_{AH} は改良体の主働側（盛土側）に作用する土水圧合力の水平成分である。

実験値の限界水平震度 k_{hcrE} については、実験により計測した加速度より算定した。特殊堤の背面側に改良体を設置したケースであり、改良体の水平変位の計測器を設置できないために計測していないW-B-RS-LL(C9)、W-F-RS-LL(C11)、W-B-RE-LL(C19)、P-B-RS-LL(C15)、P-F-RS-LL(C17)については、加速度と時間の時刻歴図から実験値の限界水平震度 k_{hcrE} を算定した。実験にて水平変位量の時刻歴変化を計測したW-B-FS-LL(C8)、W-F-FS-LL(C10)、W-F-US-LL(C12)、W-B-FE-LL(C18)、W-B-FW-LL(C21)、W-B-FN-LL(C20)、W-B-FS-LAL(C24)、W-B-FE-LAL(C28)、W-B-FW-LAL(C25)、P-B-FS-LL(C14)、P-F-FS-LL(C16)、P-B-FE-LL(C27)については、加速度と水平変位量の時刻歴図を作成して実験値の限界水平震度 k_{hcrE} を算定した。図-9、10にそれぞれの加速度を整理する。その際、改良体の加速度は改良体の上部と下部の2箇所

表-5 改良体の設計値と実験値の限界水平震度

	限界水平震度	
	設計値	実験値
W-B-FS-LL(C8)	0.210	0.194
W-B-RS-LL(C9)	0.230	0.213
W-F-FS-LL(C10)	0.210	0.185
W-F-RS-LL(C11)	0.230	0.201
W-F-US-LL(C12)	0.200	0.216
P-B-FS-LL(C14)	0.220	0.191
P-B-RS-LL(C15)	0.260	0.290
P-F-FS-LL(C16)	0.210	0.150
P-F-RS-LL(C17)	0.220	0.166
W-B-FE-LL(C18)	0.220	0.235
W-B-RE-LL(C19)	0.200	0.172
W-B-FN-LL(C20)	0.040	0.128
W-B-FW-LL(C21)	0.400	0.124
W-B-FS-LAL(C24)	0.250	0.144
W-B-FW-LAL(C25)	0.480	0.126
P-B-FE-LL(C27)	0.240	0.139
W-B-FE-LAL(C28)	0.280	0.099

で計測している場合はそれら2点の加速度の値の平均値とし、水平変位が最も増加する加振後の96秒から106秒の間から読み取り、水平変位量は改良体の川表側上端部とした。算定した設計値の限界水平震度 k_{hcr} および実験値の限界水平震度 k_{hcrE} の結果を表-5に示す。

6. 改良体の限界水平震度の分析

縦軸に実験値から算定した限界水平震度 k_{hcrE} 、横軸に設計値の限界水平震度 k_{hcr} を図-11に示す。

図より W-B-FN-LL(C20)は実験値が設計値の限界水平震度を上回り、設計で期待している値よりも実験値が大きく、改良体の安定性が低くなる結果となった。W-F-US-LL(C12)、W-B-FE-LL(C18)、P-B-RS-LL(C15)についても若干ではあるが、実験値が設計値の限界水平震度を上回り、同様の結果となった。

逆に W-B-FW-LL(C21)、W-B-FW-LAL(C25)、W-B-FE-LAL(C28)は、設計値が実験値の限界水平震度を大幅に上回っており、設計値で期待している値よりも実験値が大きく、改良体の安定性が高くなる結果となった。

それ以外のケースについては、概ね設計値と実験値の限界水平震度は整合しており、設計値は0.200~0.250の範囲であり、実験値は0.139~0.213の範囲となっており、設計値の限界水平震度の方が実験値の限界水平震度よりやや大きい結果となっている。

また、W-B-FW-LL(C21)、W-B-FN-LL(C20)、W-B-FE-LAL(C28)、W-B-FW-LAL(C25)に加えて、W-B-FS-LAL(C24)、P-F-FS-LL(C16)、P-B-FE-LL(C27)のケースについては、実

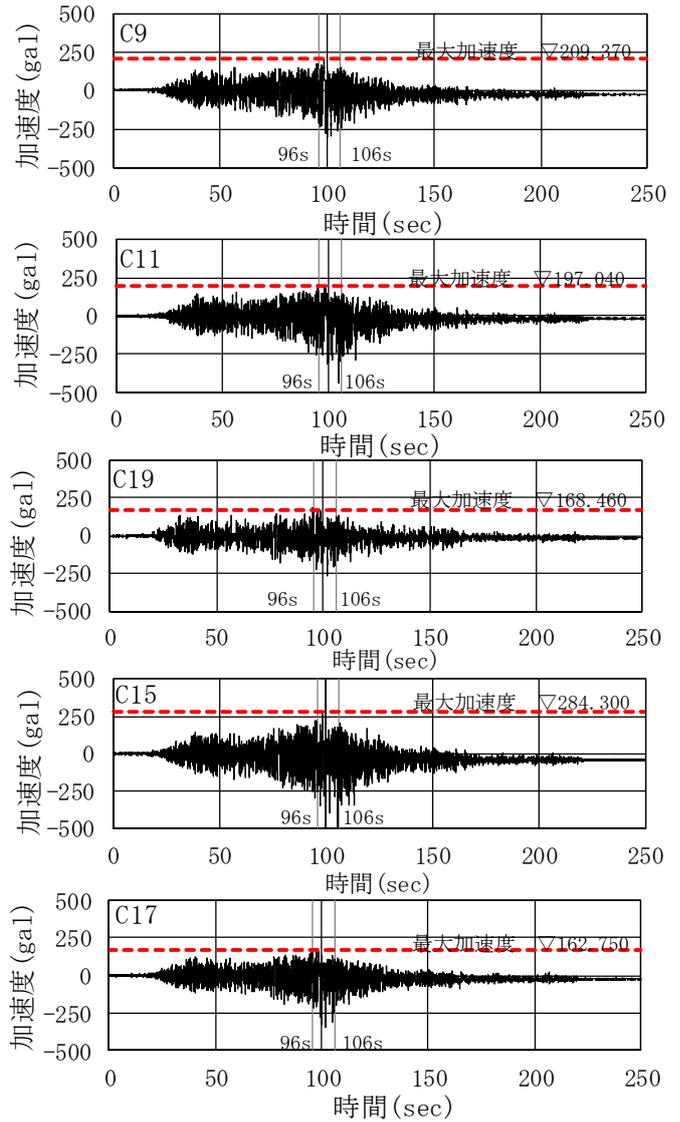


図-9 改良体の加速度 (時刻歴)

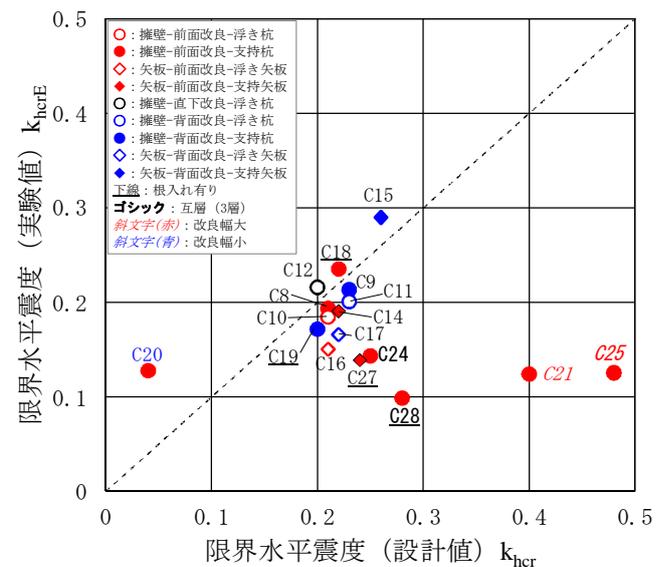


図-11 改良体の限界水平震度の実験値と設計値の比較

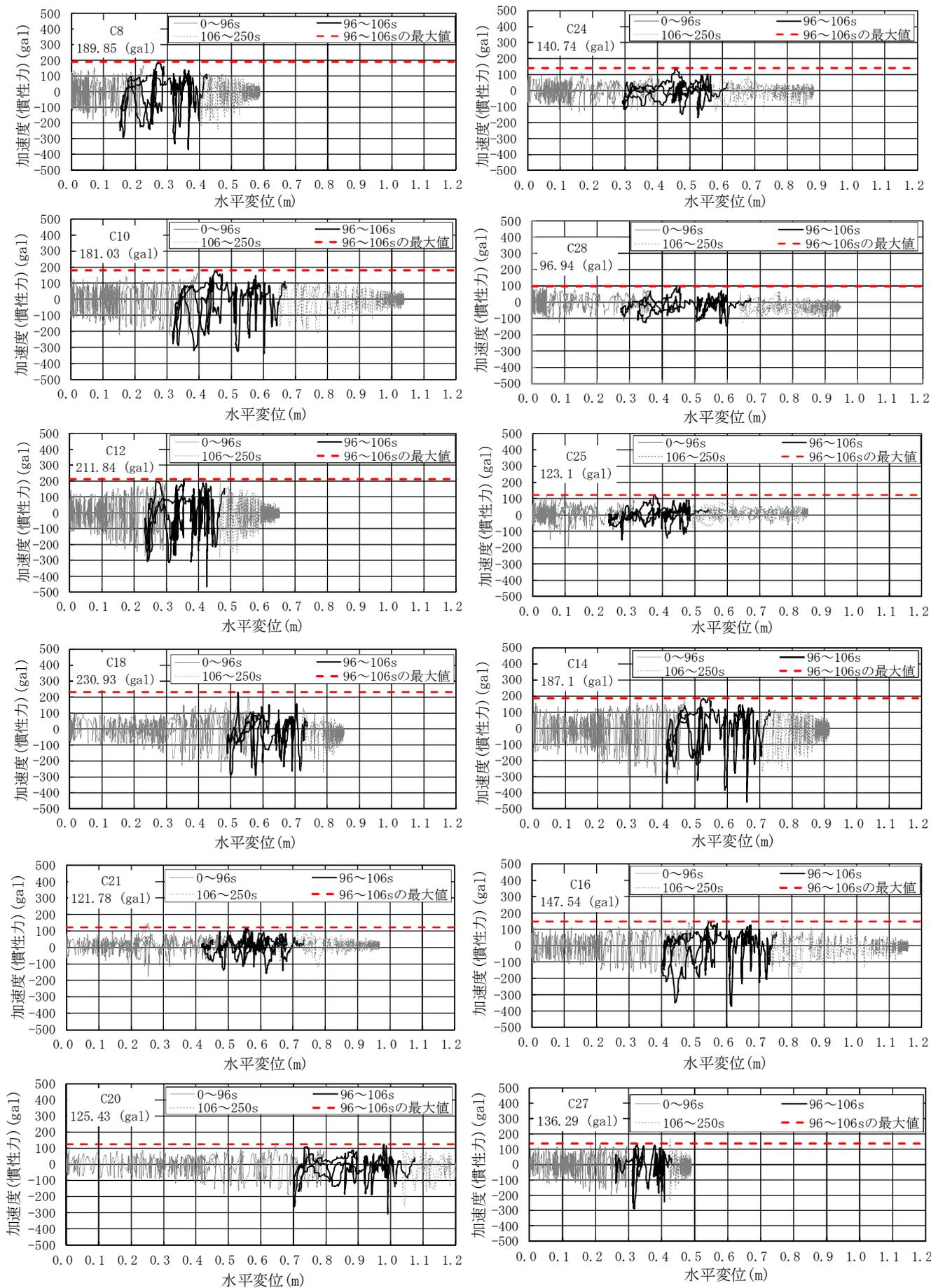


図-10 改良体の加速度と水平変位の関係

験値の限界水平震度は 0.099～0.150 の範囲で変動が小さいが、設計値の限界水平震度は 0.040～0.480 と変動が大きい。実験値の限界水平震度がほぼ同じ値にも関わらず、設計値の限界水平震度が大きく変化するという事は、改良体の形状の違いによる改良体への作用荷重が適切に評価されておらず、実際に改良体へ作用する荷重が設計時の荷重モデルとして適正に反映されていないことが考えられる。

7. 残留水平変位量と限界水平震度の分析

5. で示した改良体の限界水平震度と残留水平変位量の関係のイメージを図-12 に示す。この関係を踏まえ、実験結果から縦軸に改良体の残留水平変位量、横軸に実験値の限界水平震度 k_{hcrE} 、および設計値の限界水平震度 k_{hcr} を整理したものを図-13 と図-14 に示す。ただし、残留水平変位量は改良体の重心位置の残留水平変位量とする。

図-13 より実験値の限界水平震度が小さくなるにつれて改良体の残留水平変位量は大きくなり、逆に限界水平震度が大きくなるにつれて、改良体の残留水平変位量は小さくなって、全体的に右肩下りの傾向が出ている。W-B-FW-LL(C21)と W-B-FW-LAL(C25)については、残留水平変位量は小さくなり、限界水平震度が大きくなると考えられたが、実験では残留水平変位量が大きく、限界水平震度が小さい。これは改良体が通常よりも幅広であるため、加振時に水平力が卓越することでロッキング現象が生じず、改良体底面部の抵抗力が発揮されなかったことが、改良体の残留水平変位量の増大につながったと考えられる。また、W-B-FE-LL(C18)、W-B-RE-LL(C19)、P-B-FE-LL(C27)、W-B-FE-LAL(C28)は、他のケースと比べ、残留水平変位量が比較的小さい傾向となっている。これは改良体下部を支持層に根入れしていることに伴い、地震時挙動時のロッキング現象により、改良体底面部の地盤反力が動員されることで、底面摩擦力が働き、水平変位量の低減につながっているものと考えられる。

図-14 より設計値の限界水平震度と残留水平変位との関係については、実験値の限界水平震度と残留水平変位の関係のように右肩下りの傾向は見られなかった。W-B-FN-LL(C20)は設計値の限界水平震度が小さいため、改良体の残留水平変位量が大きい結果となっている。W-B-FW-LL(C21)、W-B-FW-LAL(C25)については設計値の限界水平震度が大きい、ロッキング現象が生じなかったことで改良体底面部の抵抗力が発揮されず、改良体の残留水平変位量が増大したと考えられ、設計値と実験値の限界水平震度で大きく差異が生じている。その他のケースに

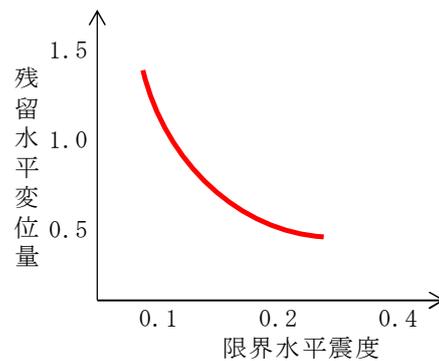


図-12 残留水平変位量と限界水平震度の関係イメージ

については設計値の限界水平震度が 0.200～0.280 の範囲になっておりばらつきが小さいが、残留水平変位量は 0.33～1.14 の範囲で大きいばらつきがある。また、実験値と比較して全体的に限界水平震度の値がやや大きめとなっている。

8. 耐震対策工の作用荷重モデルの提案

これまでの分析結果を踏まえ、適切な改良体への作用荷重モデルについて検討する。

(1) 土水圧振動成分における地下水位以上の上載荷重の評価方法

改善案の一つとして、図-13、14 から実験値の限界水平震度より、設計値の限界水平震度の方が大きめの値となっているため、作用側（主働側）の荷重（ P_{AH} ）の検討が必要と考えられる。その内容として土水圧の振動成分がある。現行での土水圧の振動成分である P_{aw} は式(15)により算出される。

$$P_{aw}(\gamma_i) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot (\gamma_i) \cdot \sqrt{h_i \cdot z_u} \quad (15)$$

$$\gamma_i = \gamma_w + R_u \cdot \gamma' \quad (16)$$

ここで、 P_{aw} は水位面からの深さ z_u における拡張した動水圧、 k_h は設計水平震度、 γ_i は過剰間隙水圧に応じた泥水の単位体積重量、 h_i は液状化層の厚さ、 z_u は動水圧を計算する水位面からの深さ、 γ_w は水の単位体積重量、

R_u は過剰間隙水圧比（ $= \frac{\Delta u}{\sigma'_v}$ ）、 Δu は過剰間隙水圧、 σ'_v は有効土被り圧、 γ' は土の有効単位体積重量である。

式中の z_u は水位面からの深さであり、水位面から上の背面盛土の上載荷重分の振動成分が考慮されていない。そこで、水位面から上の背面盛土の上載荷重分の振動成分を考慮することにした。この場合の設計値の限界水平

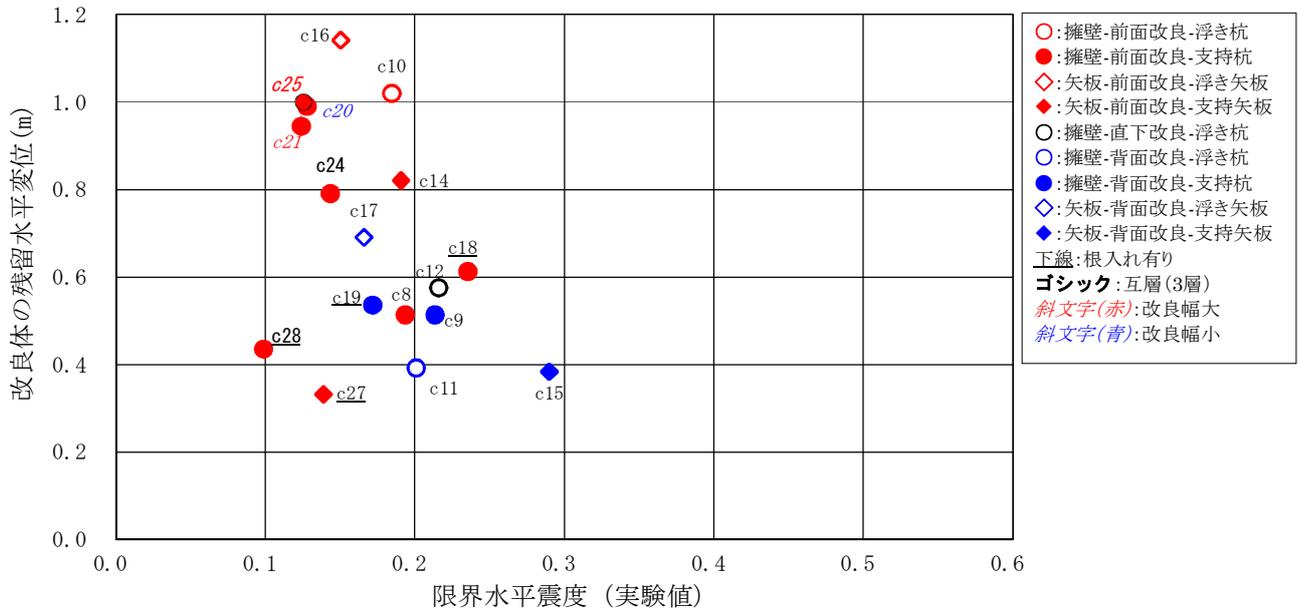


図-13 改良体の残留水平変位量と実験値の限界水平震度の比較

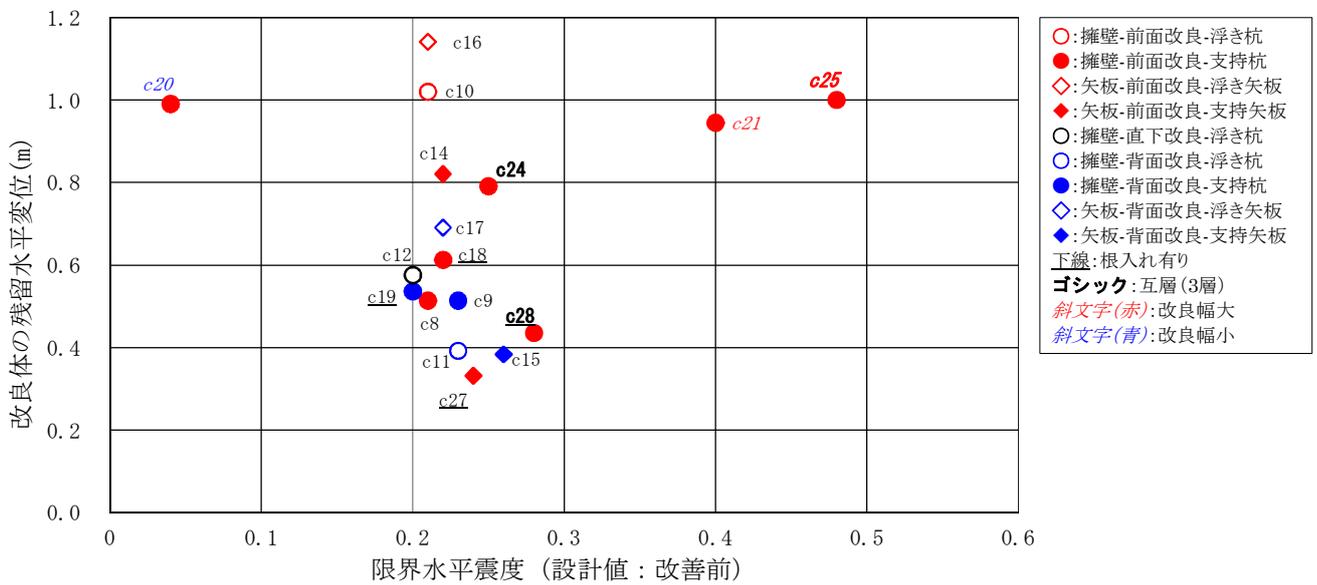


図-14 改良体の残留水平変位量と設計値の限界水平震度の比較

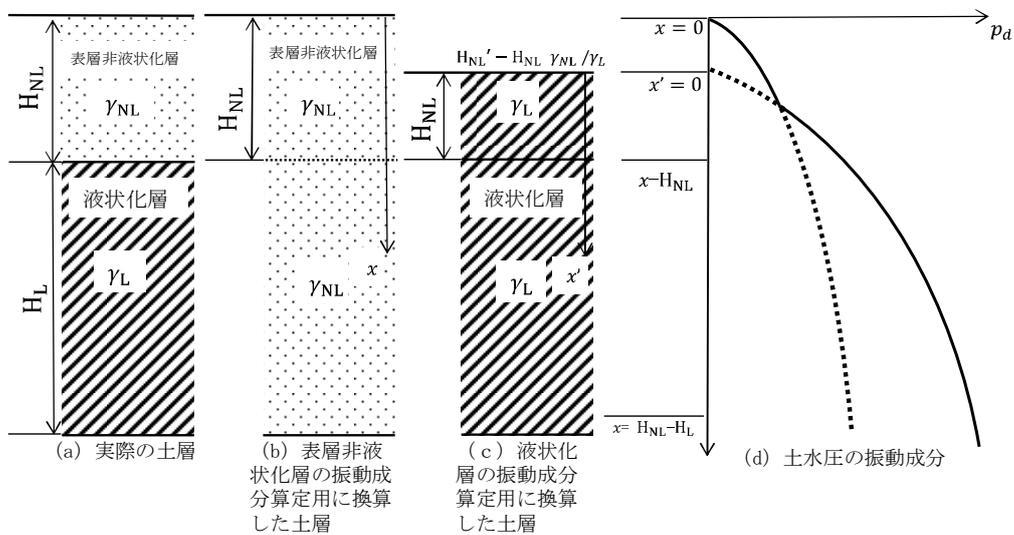


図-15 土水圧の振動成分の概念

震度を算出し、残留水平変位量と限界水平震度（設計値）の関係を分析した。水位面から上の背面盛土の上載荷重分の振動成分を考慮した場合の土水圧の振動成分は、自立式矢板の設計時に用いる土水圧の算定式^⑥を用いることとし、**図-15**および式(17)～式(22)に示す。

(表層非液状化層)

$$P_d = \alpha_d \cdot \gamma_{NL} \cdot k_{hg} \cdot \sqrt{(H_{NL} + H_L)x} \quad (17)$$

(液状化層)

$$P_d = \alpha_d \cdot \gamma_L \cdot k_{hg} \sqrt{(H_{NL}' + H_L)x'} \quad (18)$$

$$\alpha_d = 0.40 \cdot \log \rho - 0.40 \quad (\text{ただし、} 0 \leq \alpha_d \leq 1.0) \quad (19)$$

$$\rho = \frac{EZ_a}{\gamma_L(H_{NL} + H_L)^3} \quad (20)$$

$$H_{NL}' = H_{NL} \cdot \frac{\gamma_{NL}}{\gamma_L} \quad (21)$$

$$x' = x - (H_{NL} - H_{NL}') = x - (1 - \frac{\gamma_{NL}}{\gamma_L}) \cdot H_{NL} \quad (22)$$

ここで、 P_d は土水圧の振動成分、 α_d は相対剛性による補正係数、 γ_{NL} は表層非液状化層の土の単位体積重量、 k_{hg} はレベル 2 地震動の地盤面における水平震度 k_{h1g} （レベル 2-1 地震動の地盤面における水平震度）又は k_{h2g} （レベル 2-2 地震動の地盤面における水平震度）、 H_{NL} は表層非液状化層の層厚、 H_L は液状化層の層厚、 x は地表面からの深さ、 γ_L は液状化層の土の単位体積重量、 H_{NL}' は表層非液状化層の換算層厚、 x' は地表面からの換算深さ、 ρ は相対剛性、 E は弾性係数、 Z_a は単位幅当たりの断面係数である。

これより地下水位以上の背面盛土の上載荷重を考慮して設計値の限界水平震度を算出し、残留水平変位量と限界水平震度（設計値）の比較したものを**図-16**に示す。

この結果から全体的に限界水平震度は改善前よりも小さくなっており、特に互層のケースである W-B-FS-LAL(C24)、W-B-FE-LAL(C28)、W-B-FW-LAL(C25)においてもその差が大きくなっている。これは実験上、水位を上層の非液状化層下面にしており、振動成分の上載荷重分として加算された荷重が他のケースより大きかったためと考えられる。

(2) 非液状化層厚の層区分の方法

改善案の二つ目として、水位以下の層区分（完全液状化層、準液状化層、非液状化層厚）に応じた土水圧の算定方法が考えられる。従来は**表-6(1)**に示すように土水圧の算定に先立ち、地盤を構成する土層は、土質、地下水位、 F_L に応じて、完全液状化層、準液状化層、非液状

表-6(1) 従来の層区分

土質	地下水位	F_L	層区分
砂質土	地下水位以下	$F_L \leq 1$	完全液状化層
		$F_L > 1$	準液状化層
	地下水位以上		非液状化層
粘性土			

表-6(2) 改善案の層区分

土質	地下水位	F_L	層区分
砂質土	地下水位以下	$F_L \leq 1$	完全液状化層
		$F_L > 1$	非液状化層
	地下水位以上		
粘性土			

化層に区分して、それぞれに応じた土水圧の算定をしている。

今回の実験結果から改良体下部を支持層に根入れをしているケースは他のケースよりも比較的、残留変位量が小さく、水平変位の抑止効果があると想定することができ、抵抗側（受働側）の荷重（ $P_{PH} + F_R$ ）の改善が必要であると考えた。

そこで本実験による支持層を準液状化層として層区分せずに、非液状化層として区分することとした。これに応じた土水圧を求めて、設計値の限界水平震度を算定し、残留水平変位量と限界水平震度（設計値）の関係を分析した。改善内容の具体内容は、**表-6(2)**のように地下水位以下の準液状化層を非液状化層の層区分として、土水圧を算定するということである。その結果から、残留水平変位と限界水平震度（設計値）を整理すると**図-17**のようになった。

この結果より、全体的に各ケースの設計値の限界水平震度は改善前の値よりも大きくなり、特に躯体の前面側改良の改良体下部を支持層の非液状化層に根入れしているケースである W-B-FE-LL(C18)、P-B-FE-LL(C27)、W-B-FE-LAL(C28)が特に大きくなっており、根入れの影響が顕著に出た結果となっている。

(3) 耐震対策工への作用荷重モデルの提案結果

(1)の土水圧振動成分における地下水位以上の上載荷重の評価方法と、(2)の非液状化層厚の層区分の方法の二つの改善内容について、設計値の限界水平震度を算定し、残留水平変位と限界水平震度（設計値）の関係を**図-18**に示す。

W-B-FW-LL(C21)、W-B-FW-LAL(C25)は、地震時挙動の影響により、他のケースよりも改良体の底面摩擦の効果がみられずに残留水平変位量が大きくなったと考えられる。この2ケースを除けば、残留水平変位と限界水平震度（設計値）の関係は、改善前と比較して、概ね残留水平変位が大きくなるにつれて限界水平震度（設計値）が小

さくなる傾向となっており、残留水平変位（縦軸）と実験値の限界水平震度（横軸）との関係と同じような傾向となった。

以上より、残留水平変位（縦軸）と設計値の限界水平震度（横軸）との関係が右肩下がり傾向となり、改良体への作用荷重モデルを改善点を見出すことができた。

9. 結論

本研究では改良体への作用荷重と設計値の比較分析を進めるとともに、改良体の形状の違いによる対策効果の違いや、改良体への作用荷重モデルの妥当性の検証を行い、改良体の設計時における適切な作用荷重モデルについて検討した。その結果を以下にまとめる。

①特殊堤の躯体自体の残留水平変位量と改良体の残留水平変位量を整理した結果、躯体の残留水平変位量と耐震対策工（改良体）の残留水平変位量は、概ね関連性があり、躯体の残留水平変位量が大きくなると、改良体の残留水平変位量が大きくなる傾向であることが分かった。

②改良体へ作用する水平方向の作用荷重について、設計値と実験値を比較したところ、改良体へ作用する受働土圧合力と底面摩擦力（改良体底面の地盤反力）において差異が大きく生じていることが分かった。また、改良幅を通常の2倍以上としているケースでは、改良体の慣性力において差異が生じており、設計値よりも実験値が下回っていた。

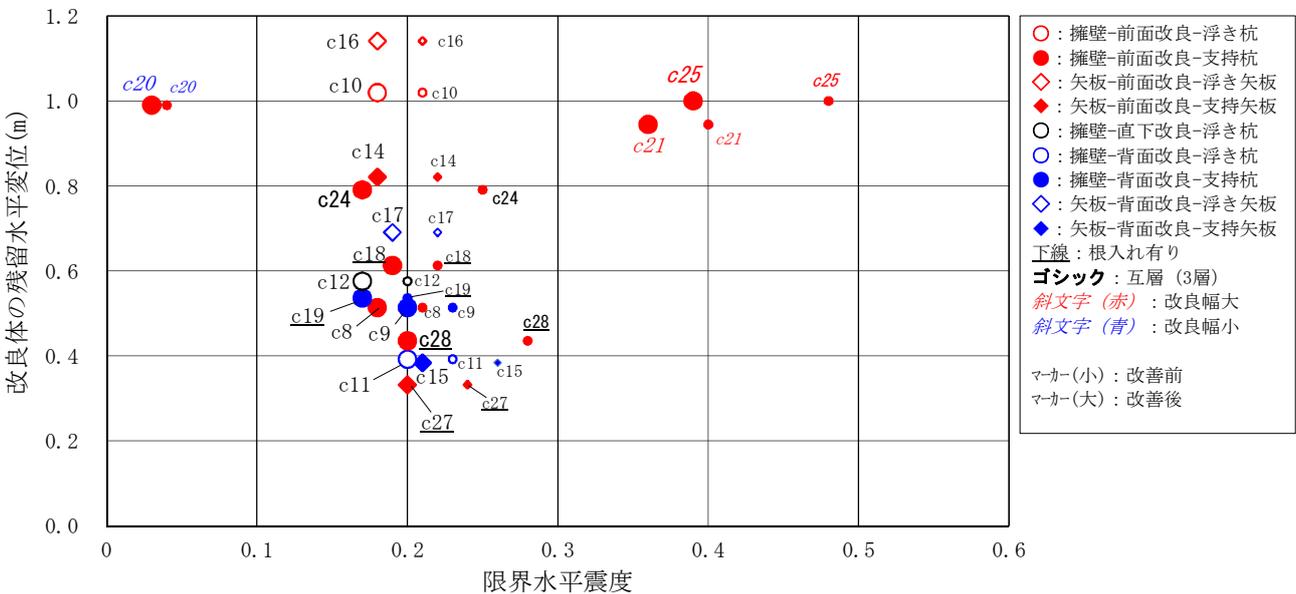


図-16 地下水位以上の上載荷重の評価方法を改善した場合の残留水平変位量と限界水平震度（設計値）の比較図

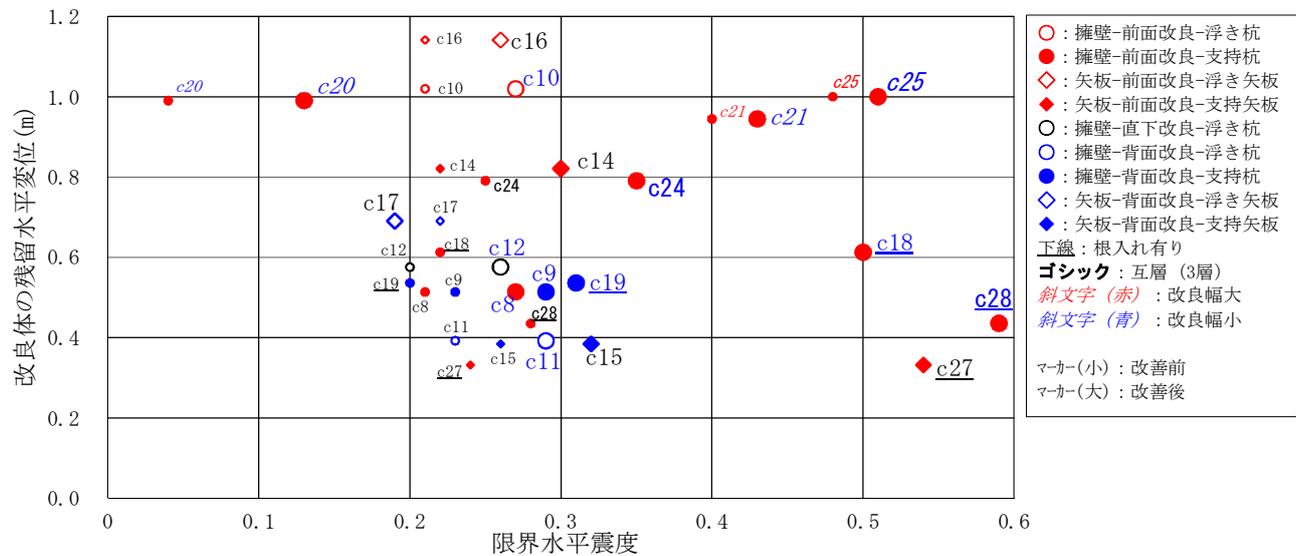


図-17 非液状化層の層区分の方法を改善した場合の残留水平変位量と限界水平震度（設計値）の比較

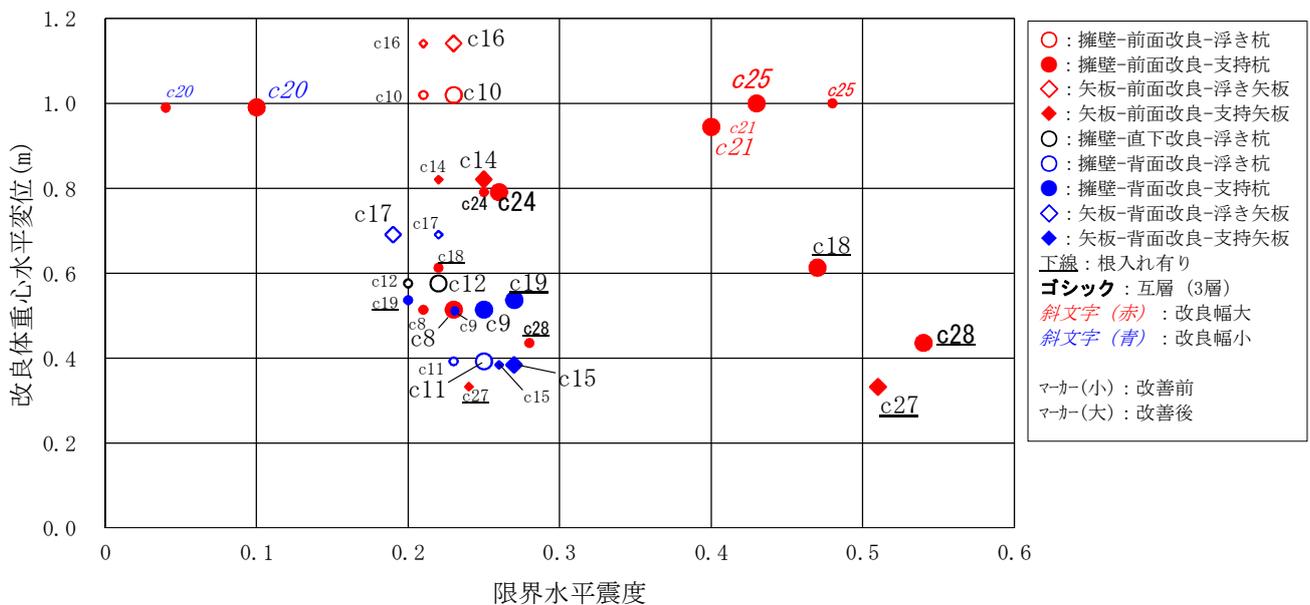


図-18 改良体への作用荷重モデルを改善した場合の残留水平変位量と限界水平震度（設計値）の比較

- ③改良体の残留水平変位量と実験値の限界水平震度の関係を整理した結果、実験値の限界水平震度が小さくなるにつれて改良体の残留水平変位量は大きくなり、限界水平震度が大きくなるにつれ、残留水平変位量は小さくなり、全体的に右肩下りの傾向となった。
- ④土水圧振動成分における地下水位以上の上載荷重の評価方法と、非液化化層厚の層区分の方法の二つの改善内容について検討した結果、残留水平変位（縦軸）と設計値の限界水平震度（横軸）の関係は改善前と比較して残留水平変位が大きくなるにつれて限界水平震度（設計値）が小さくなる右肩下りの傾向となり、改良体への作用荷重モデルの改善が図られた。

参考文献

- 財団法人国土技術研究センター：改訂 解説・河川管理施設等構造令，2000.
- 梶尾辰史，片岡正次郎，金子正洋，谷本俊輔，佐々木哲也：河川の特設堤の地震被害に関する事例分析と動的遠心模型実験，土木学会論文集 A1（構造・地震工学）Vol70，No4，pp.718-733，2014.
- 谷本俊輔，林宏親，石原雅規，増山博之，佐々木哲也：堤防盛土の液化化対策に関する動的遠心力模型実験，第 47 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1349-1350，2012.
- 高橋章浩，杉田秀樹，谷本俊輔：液化化地盤上の河川橋橋台の永久変形モードに関する実験的検討，第 43 回地盤工学研究発表会講演集，Vol.43，pp.1613-1614，2008.
- 近藤益央，田村敬一，鈴木貴喜，谷本俊輔：橋台及び杭基礎に作用する地震時土圧に関する実験的研究，土木学会地震工学論文集 Vol.27，2003.
- 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針，2012.
- 建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室：河川堤防の液化化対策工法設計施工マニュアル（案），1997.
- 梶尾辰史，片岡正次郎，松本幸司，谷本俊輔，佐々木哲也，金子正洋：動的遠心模型実験による河川特殊堤の耐震対策の検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学）Vol.71，No.4，2015（掲載予定）.
- 国立研究開発法人土木研究所，大型動的遠心力載荷試験装置，https://www.pwri.go.jp/jpn/about/shisetsu-map/b_b9/index.htm
- 谷本俊輔：月刊土木技術資料に掲載された土木技術用語の解説 遠心力模型実験における相似則，http://www.pwrc.or.jp/yougo_g/a.php
- 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 中島進，谷本俊輔，中田芳貴，佐々木哲也：河川堤防の液化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 ー限界水平震度を用いた固結工法の耐震設計手法に関する検討ー，第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.3210-3217，2010.

STUDY ON THE LOAD ACTING MODEL OF SEISMIC MEASURES FOR SPECIAL LEVEES OF RIVER BY DYNAMIC CENTRIFUGE TESTS

Tatsushi KAJIO, Shunsuke TANIMOTO, Shojiro KATAOKA,
Koji MATSUMOTO, Tetsuya SASAKI and Gaku SHOJI

Since we have concerned about the occurrence of large earthquakes in Tokyo area and Nankai trough, we are examining seismic measures for special levees in the city center as with general embankments. However, the detailed research of the special levees behavior induced by earthquake has not been promoted enough until now. In this study, in order to verify the applicability of the current design methods and investigate effective seismic measures for special levees, we conducted dynamic centrifuge experiments. Comparison between the designed and experimental values of the load acting on the seismic measures by soil improvement revealed problems in the current design method of the seismic measures.