

河川の特特殊堤の地震被害に関する事例分析と動的遠心模型実験

梶尾 辰史¹・片岡 正次郎²・金子 正洋³・谷本 俊輔⁴・佐々木 哲也⁵

¹非会員 国土交通省国土技術政策総合研究所 地震防災研究室（〒305-0804 つくば市旭1）

E-mail:kajio-t8910@nilim.go.jp

²正会員 国土交通省国土技術政策総合研究所 地震防災研究室（〒305-0804 つくば市旭1）

E-mail:kataoka-s92rc@nilim.go.jp

³正会員 国土交通省国土技術政策総合研究所 地震防災研究室長（〒305-0804 つくば市旭1）

E-mail: kaneko-m92pq@nilim.go.jp

⁴正会員 独立行政法人土木研究所つくば中央研究所 地質・地盤研究グループ
土質・振動チーム 研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）

⁵正会員 独立行政法人土木研究所つくば中央研究所 地質・地盤研究グループ
土質・振動チーム 上席研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）

特殊堤の地震被害のメカニズムを明らかにするために、特殊堤の地震による被災事例を収集し、その被災原因分析を行い、その結果を基に動的遠心模型実験を実施することで被災原因及び被災メカニズムについて整理した。被災事例整理の結果から、被災原因が液状化であると想定でき、液状化層厚2m程度を越えると被害が顕著になることが分かった。この結果を基にモデルケースを決め、模型実験を実施したところ、被災原因が液状化によるものであると判断でき、その被災メカニズムが明らかとなった。

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

1. はじめに

河川堤防は土堤原則とされているが、用地的制約などから土堤ではなく、特殊堤が設置されている場合がある。この特殊堤は「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。

東北地方太平洋沖地震において甚大な被害を受け、地震災害に強い国づくりを目指し、各種基準類の見直しが行われている中、南海トラフ巨大地震・首都直下地震の発生が懸念されており、特に都市部での地震被害を考えると、特殊堤の耐震対策が一つの課題として挙げられる。一方、特殊堤の地震時の挙動等については殆ど検討されていない。

この特殊堤の耐震基準として「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）」があるが、既設特殊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、地震時の挙動の再現性の検証や、現行基準での設計法の適用性を検討することが必要である。そのためには、まず、地震時の特殊堤の挙動や被災メカニズムを知ることが第一歩となる。

本論文では、以上の背景から特殊堤の被災事例を収集し、被災原因を分析するとともに、動的遠心模型実験を行い、被災原因及び被災メカニズムの整理を行った結果を報告する。

2. 特殊堤の事例整理

(1) 対象事例

特殊堤の構造特性の実態を把握するため、直轄河川管理区間内の特殊堤209箇所について資料収集した。その他に、東北地方太平洋沖地震における被災事例11箇所と、既往文献等^{2) ~6)}から県管理区間等の過去の被災事例18箇所（港湾の類似構造物等を含む。）について、地震被害の調査資料や設計図書等を収集した。

直轄河川管理区間にある特殊堤209箇所の構造形式について整理した結果、表-1に示すように大半がパラペット構造（148km：78%）であり、コンクリート擁壁（約

35km：19%），鋼矢板（6km：3%）の順となった。

自立式構造の特殊堤は，計画高水位以上の余裕高の部分
を担うパラペット構造と違い，堤体の全部若しくは主
要な部分を担うため，流水が河川外への流出防止だけ
でなく，耐震性の確保といった面からも重要な構造物
であると言える。表-2，3に示すように，その自立式構造
の85%がコンクリート擁壁であり，そのうちの60%が杭
基礎に支持されている。

また，これら直轄河川管理区間の特殊堤の分布をみる
と，図-1及び表-4から分かるように三大都市圏に集中
しており，全191kmのうち，141km（74%）が関東・中部・
近畿に集中して，118km（62%）が人口密度1,000人/km²
以上の地域に位置している。平成24年8月29日に内閣府
（中央防災会議）から発表された南海トラフ巨大地震の
被害想定においては，三大都市圏でも被害が甚大になる

とされている。表-5・6に示す通り，海拔0メートル地
帯にある特殊堤は93km（49%）であり，想定津波高5m
以上の箇所に位置する特殊堤は22km（12%）であるため，
特殊堤の耐震性を確保することの重要性が再確認できる。

表-2 特殊堤（コンクリート擁壁）の構造形式

構造形式	延長(km)	割合(%)
重力式擁壁	4.68	14.32
半重力式擁壁	4.75	14.54
もたれ式擁壁	1.29	3.94
L型擁壁	5.70	17.45
逆T型擁壁	9.72	29.73
逆L型擁壁	1.67	5.11
控え壁式擁壁	4.87	14.91
合計	32.67	-

(平成24年3月時点)

表-1 特殊堤の構造形式（直轄河川管理区間）

構造形式	延長(km)	割合(%)
コンクリート擁壁	32.67	17.12
鋼矢板	6.33	3.32
パラペット	151.87	79.57
合計	190.87	-

(平成24年3月時点)

表-3 特殊堤（コンクリート擁壁）の基礎形式

構造形式	延長(km)	割合(%)
直接基礎	12.47	38.17
杭基礎	20.20	61.83
合計	32.67	-

(平成24年3月時点)

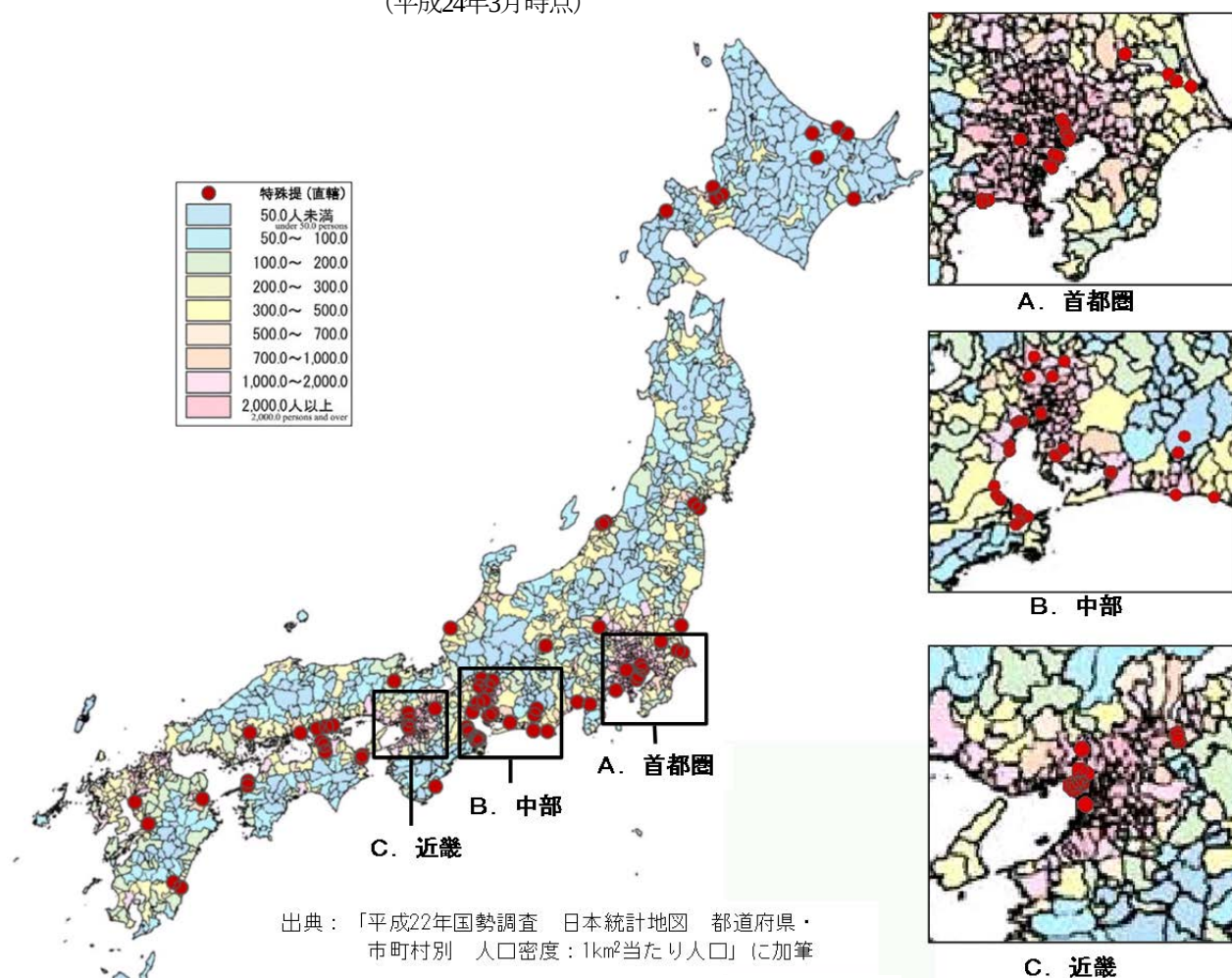


図-1 特殊堤の設置位置

(2) 被災状況整理

収集した過去の被災事例（東北地方太平洋沖地震は含まない。）のうち、被災状況に関する資料を入手できた23事例（港湾の類似構造物等を含む。）について、表-7に示す通り、①構造物の損傷状況、②液状化層の有無、③噴砂跡の有無、④沈下の有無、⑤地割れの有無、⑥その他といった項目に着目して整理した。その結果、特殊堤の地震被害の主な原因は液状化であったと推定できる。なお、ここでは①～⑥の項目に3つ以上該当するものを「被災原因が液状化である」と推定し、2つ該当するものを「被災原因が液状化の可能性ある」と推定し、それ以外を「不明」とした。

(3) 構造特性と被災状況の関係

次に、被災事例について、構造物諸元や地盤条件とい

った構造特性と、地震動の外力、被災状況（変位量）などに着目して整理するとともに、被災箇所と隣接する同構造の無被災箇所を比較することで、各条件と被災状況との関連性について分析した。(2)の結果から被災原因と考えられる液状化と関連性の深い地盤条件が重要であったため、分析前に、収集資料を補完する目的で、液状化層の判定に必要な土質調査を実施した。過去の被災事例に加えて、東北地方太平洋沖地震の被災事例も収集した。収集できた被災事例の数が少なく、統計分析には十分ではないが、結果として図-2 から分かるように被災原因と液状化層厚は、関連性のあることが分かる。なお、図-2 は地震による過去の被災事例と東北地方太平洋沖地震の被災事例のうち、液状化層厚を判断できるコンクリート擁壁と自立式矢板の28事例について整理した。

表-4 特殊堤の位置と人口密度の関係

種類	地域	コンクリート擁壁		自立式矢板		パラベット		合計			
		①		②		③		④=①+②+③		比率	
		箇所	延長(km)	箇所	延長(km)	箇所	延長(km)	箇所	延長(km)	箇所	延長(km)
人口密度千人/km ² 以上	A首都圏	2	4.1	0	0.0	36	29.7	38	33.9	18%	18%
	B中部	1	2.5	0	0.0	21	56.3	22	58.8	10%	31%
	C近畿	0	0.0	0	0.0	21	13.0	21	13.0	10%	7%
	A～C以外	6	2.0	5	1.2	11	9.4	22	12.5	10%	7%
	計	9	8.6	5	1.2	89	108.4	103	118.1	48%	62%
上記以外		48	24.1	5	5.2	60	43.5	113	72.7	52%	38%
合計		57	32.7	10	6.3	149	151.9	216	190.9	100%	100%

表-6 特殊堤の位置と想定津波高の関係

種類	地域	コンクリート擁壁		自立式矢板		パラベット		合計			
		①		②		③		④=①+②+③		比率	
		箇所	延長(km)	箇所	延長(km)	箇所	延長(km)	地区	延長(km)	箇所	延長(km)
津波高さ5m以上	A首都圏	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0%	0%
	B中部	0	0.0	0	0.0	13	15.6	13	15.6	6%	8%
	C近畿	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0%	0%
	A～C以外	12	3.6	0	0.0	5	3.1	17	6.8	8%	4%
	計	12	3.6	0	0.0	18	18.7	30	22.4	14%	12%
上記以外		45	29.0	10	6.3	131	133.1	186	168.5	86%	88%
合計		57	32.7	10	6.3	149	151.9	216	190.9	100%	100%

表-5 特殊堤の位置と海拔0メートル地帯の関係

種類	地域	コンクリート擁壁		自立式矢板		パラベット		合計			
		①		②		③		④=①+②+③		比率	
		箇所	延長(km)	箇所	延長(km)	箇所	延長(km)	地区	延長(km)	箇所	延長(km)
0m地帯	A首都圏	1	1.3	0	0.0	24	23.7	25	25.0	12%	13%
	B中部	0	0.0	0	0.0	16	60.0	16	60.0	7%	31%
	C近畿	0	0.0	0	0.0	4	0.8	4	0.8	2%	0%
	A～C以外	12	3.7	2	0.6	8	2.8	22	7.1	10%	4%
	計	13	5.0	2	0.6	52	87.2	67	92.8	31%	49%
上記以外		44	27.7	8	5.7	97	64.6	149	98.0	69%	51%
合計		57	32.7	10	6.3	149	151.9	216	190.9	100%	100%

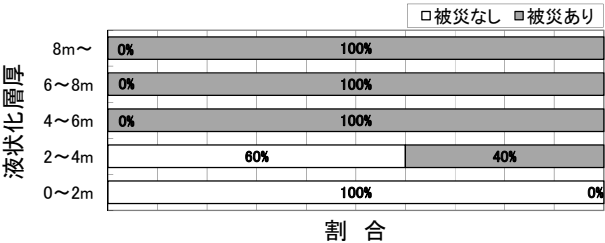


図-2 被災箇所と液状化層厚の関係

表-7 特殊堤及び類似構造物の被災状況とその原因推定結果

	河川名・港湾名	被災箇所	被災年・地震名	構造形式	被災原因の推定項目 (○:該当有, -:該当無・不明)						原因推定結果 (○:液状化と推定, △:液状化の可能性有り, -:不明)
					①	②	③	④	⑤	⑥	
					構造物の損傷状況	液状化層	噴砂跡	沈下	地割れ (注観方向)	その他	
1	信濃川	下流42km左岸	2007年新潟県中越沖地震	鋼矢板	○ 傾斜3°・沈下0.3m	-	-	-	○ 堤防天端	一部陥没(深さ0.2m)	○
2	神崎川・左門蔵川	分岐点	1995年兵庫県南部地震	Co擁壁	○ 傾斜4°・沈下0.43m	○ 4m	○ 堤内	○ 堤防天端0.2m	-	杭頭の77%	○
3	秋田港	外港泊岸-13m	1983年日本海中部地震	鋼矢板	○ 傾斜	-	○ 堤外	○ エア'ロン	-	近傍で液状化被害有り	○
4	秋田港	大浜2号岸壁-10m	1983年日本海中部地震	鋼矢板	○ 折損	-	-	○ エア'ロン	-	近傍で液状化被害有り	○
5	秋田港	中島2号岸壁	1983年日本海中部地震	鋼矢板	○ 傾斜	-	-	○ エア'ロン	-	近傍で液状化被害有り	○
6	秋田港	下浜物揚場-4m	1983年日本海中部地震	鋼矢板	○ 傾斜・割壊	-	-	○ エア'ロン	-	近傍で液状化被害有り	○
7	秋田港	秋田物揚場-3m	1983年日本海中部地震	Co擁壁	○ 折損(上部膨らみ)	-	-	○ エア'ロン	-	近傍で液状化被害有り	○
8	秋田港	西浜2号岸壁-10m	1983年日本海中部地震	鋼矢板	○ 傾斜	-	-	○ エア'ロン	-	近傍で液状化被害有り	○
9	阿賀野川	松浜河口付近右岸	1964年新潟地震	Co擁壁	○ 沈下・浮き上がり	-	-	○ 基礎地盤	-	埋め戻し土の側方流動	○
10	名取川	関上河口付近右岸	1978年宮城県沖地震	Co擁壁	○ 傾斜0.2m	-	-	○ 背面盛土0.3m	○ 堤防天端0.2m	-	○
11	旧猪苗川	合流点から900m区間	1995年兵庫県南部地震	鋼矢板	○ 傾斜9°	-	-	○ 堤防天端	○ 堤防天端	-	○
12	阿武隈川	荒浜地区右岸	1978年宮城県沖地震	パラベット	○ 傾斜	-	-	-	-	-	-
13	中島川	下流右岸	1995年兵庫県南部地震	Co擁壁	○ 沈下	-	-	○ 堤体	-	-	△
14	淀川	西島地区左岸	1995年兵庫県南部地震	パラベット	○ 崩壊	○ 10m	○	○ 堤体	-	-	○
15	淀川	西島地区右岸	1995年兵庫県南部地震	パラベット	○ 一部沈下	○	-	○ 背面盛土	○ 堤防天端	-	○
16	淀川	高見地区左岸	1995年兵庫県南部地震	パラベット	○ 背面土移動	○	-	○ 堤防天端0.3m	○ 堤防天端	-	○
17	神崎川	兵庫県管理区間右岸	1995年兵庫県南部地震	Co擁壁	○ 一部沈下・傾斜	○	○	-	-	川側に押さへ盛土有り	○
18	武蔵川	河口付近左岸	1995年兵庫県南部地震	パラベット	○ 一部沈下・傾斜	○	○	○ 堤防天端	○ 堤防天端	-	○
19	新川	河口～1.1km区間	1995年兵庫県南部地震	Co擁壁	○ 移動・亀裂	○ 5m	-	-	-	-	△
20	東川	河口～0.85km区間	1995年兵庫県南部地震	Co擁壁	○ 移動・亀裂	○ 2m	-	○ 堤防天端	-	-	○
21	堀切川	河口～0.6km区間	1995年兵庫県南部地震	Co矢板	○ 崩壊	-	-	-	-	-	-
22	宮川	河口～0.75km区間	1995年兵庫県南部地震	パラベット	○ 移動3m	○ 9.6m	○	○ 堤体	-	-	○
23	天竺川	右岸側	1995年兵庫県南部地震	パラベット	-	-	-	○ 堤体1.3m	○ 堤防天端	-	△

図-3～5は特殊堤の被災の有無に対して、震度と水平変位や鉛直変位、液状化層厚との関係を整理したものであるが、震度5弱未満では、被害がなく、震度5弱以上で地震被害が発生していることが分かる。ここで採用している震度は、千葉県東方沖地震（昭和62年12月17日）の調査速報⁷⁾にて示されている震度分布図を基に、特殊堤の設置位置での震度を推定しており、液状化層は道路橋示方書（V耐震設計編）の8章の判定式⁸⁾（1a）により、収集した資料や土質調査結果を基に液状化に対する抵抗率 F_L を動的せん断強度比 R と地震時せん断応力比 L から算出し、 $F_L \leq 1.0$ となった層としている。水平震度は、被災箇所の近傍で観測された加速度から算出したものを採用している。

$$F_L = R/L \quad (1a)$$

図-6に示すようにコンクリート擁壁については、鉛直変位量／水平変位量＝約2/3であり、水平変位を生じる場合は必ず沈下の発生を伴っている点が特徴的である。これは、コンクリート擁壁の被災事例では、いずれも基礎の鉛直支持が不足していることを示唆している。

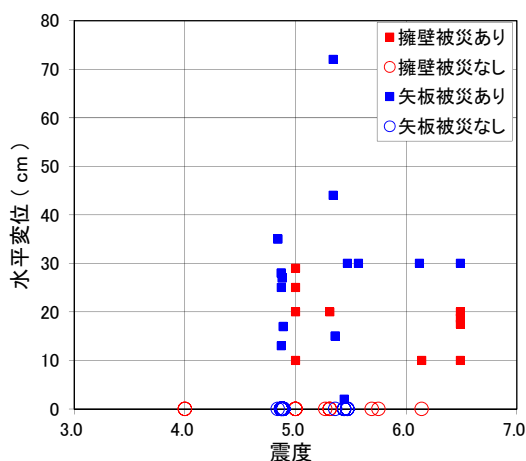


図-3 震度と水平変位の関係

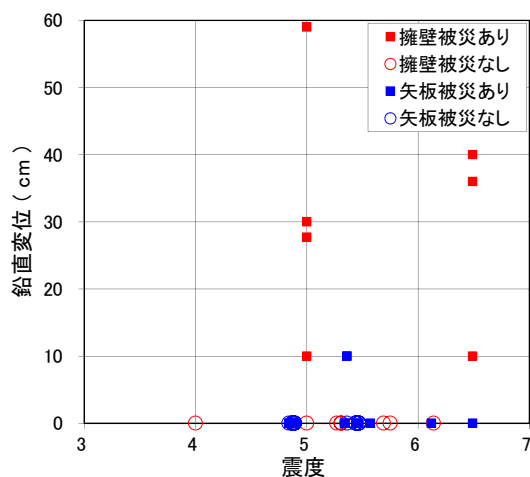


図-4 震度と鉛直変位の関係

一方、自立式矢板については、常に鉛直力を支持する構造ではないため、水平変位が生じても鉛直変位は発生していない。

図-7に示すように、コンクリート擁壁においては液状化層厚が3m程度以上の場合に、自立式矢板においては液状化層厚が2m程度以上の場合に被害が顕著となることが分かった。

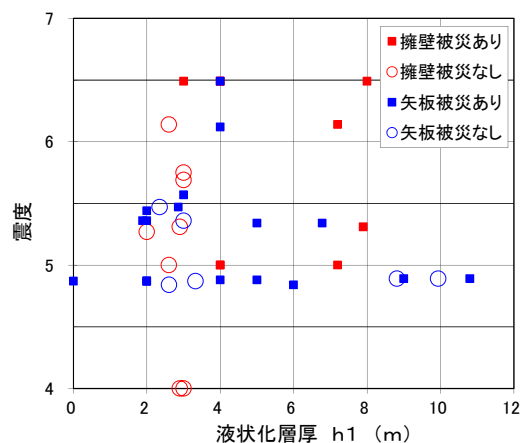


図-5 震度と液状化層厚の関係

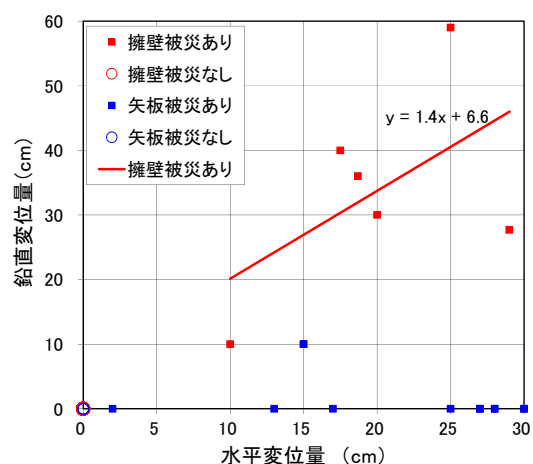


図-6 被災事例の躯体の水平変位と鉛直変位

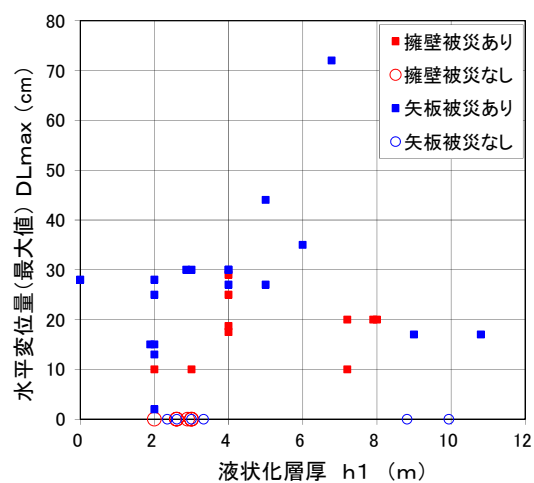


図-7 水平変位量と液状化層厚の関係

3. 模型実験による被害の再現

2. の結果を補完し、被災原因を明らかにするために動的遠心模型実験を行った。以降に示す数値は全て実物スケールに換算したものである。

(1) 模型実験の実施方法

実験ケースは、被災事例の分析結果を基に液状化層に着目し、その層厚を表-5のように変化させた。構造諸元(寸法)は、コンクリート擁壁は躯体高を5.6m、基礎杭長を10mとし、ケース1～3の擁壁の構造諸元は同一とした。また、自立式矢板は矢板長を11mとし、ケース4～6の矢板の構造諸元についても同一とした。

模型実験は、独立行政法人土木研究所の大型動的遠心力载荷試験装置を用いて遠心加速度50Gの下で行った。各ケースの模型概要を図-8に示す。模型の基礎地盤(非液状化層)は相対密度 $D_r=90\%$ とし、基礎地盤(液状化層)は $D_r=55\%$ とし、背面盛土は $D_r=85\%$ として、東北珪砂7号により作製した。コンクリート擁壁とその基礎杭はアルミ製であり、自立式矢板はステンレス製として、躯体の重量及び剛性は50Gの遠心力場を考慮して1/50縮尺に合わせて作製した。作製した模型を脱気槽内で水の50倍の粘性を有するメトロズ水溶液に浸し、河床面まで飽和させ、大型動的遠心力载荷試験装置へ設置して、遠心加速度を50Gに上昇させた後に加振を行った。

入力地震動は、道路橋示方書(平成24年3月)に示されている地表面での動的解析用波形のうち、レベル2地震動(タイプI)の平成23年東北地方太平洋沖地震の新晩翠橋周辺地盤上NS成分を振幅調整して求められた加速度波形である「呼び名I-I-3」を採用した。加振の際は、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、ケース1の入力加速度波形を図-9に示すが、黒線がI-I-3の加速度に0.8を乗じた波形であり、赤線が遠心力载荷試験装置で実際に加振した入力加速度波形である。

表-5 実験ケース

	構造形式	液状化層厚
ケース1	コンクリート擁壁	河床下の16.5m(基礎地盤の全層)
ケース2	コンクリート擁壁	河床下の7.1m(基礎杭根入れ長の6割)
ケース3	コンクリート擁壁	河床下の2.0m(基礎杭根入れ長の1割)
ケース4	自立式矢板	河床下の16.5m(基礎地盤の全層)
ケース5	自立式矢板	河床下の4.0m(矢板根入れ長の約半分)
ケース6	自立式矢板	河床下の2.0m(矢板根入れ長の約3割)

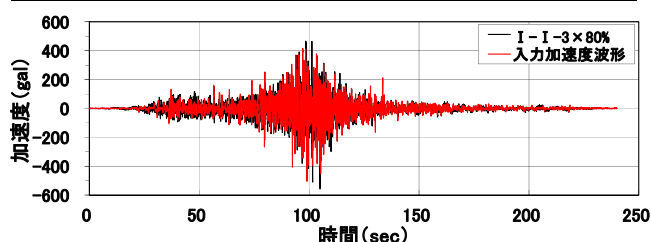
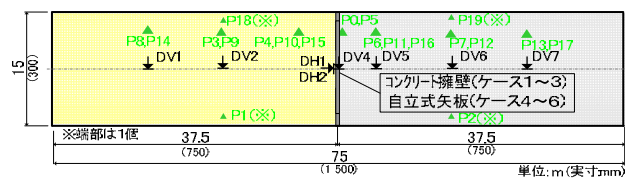
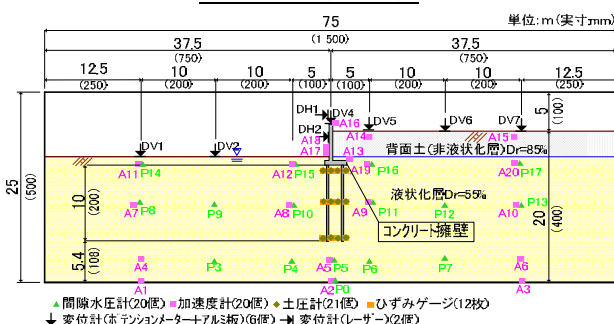


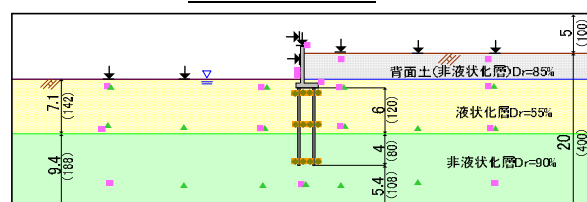
図-9 入力地震動の時刻歴波形(ケース1)



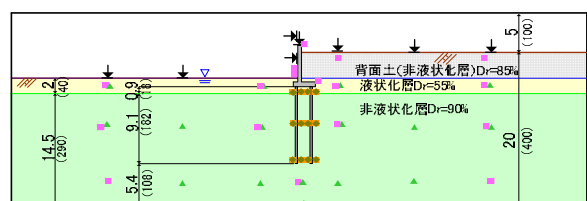
ケース1～6 (平面図)



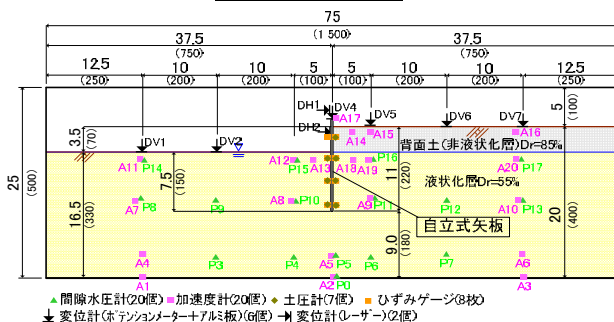
ケース1 (断面図)



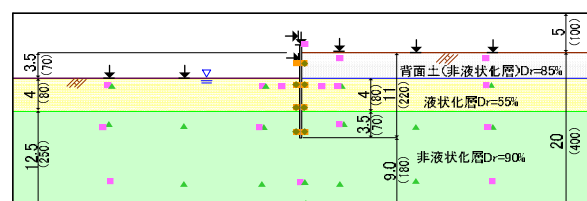
ケース2 (断面図)



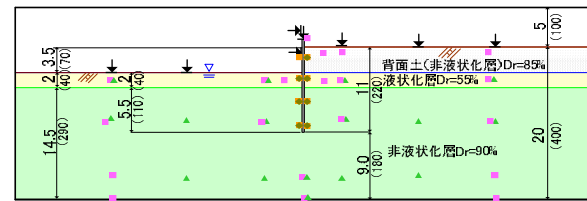
ケース3 (断面図)



ケース4 (断面図)



ケース5 (断面図)



ケース6 (断面図)

図-8 各ケースの模型概要

(2) 模型実験結果

a) 加振による変位

加振後の模型写真を図-10に示すが、加振により水平変位や鉛直変位、傾斜、地表面の沈下・隆起、地盤の流

動が発生しており、杭、あるいは矢板が非液状化層（支持層）に根入れされている場合は、これらの変位等が抑制されていることが分かる。

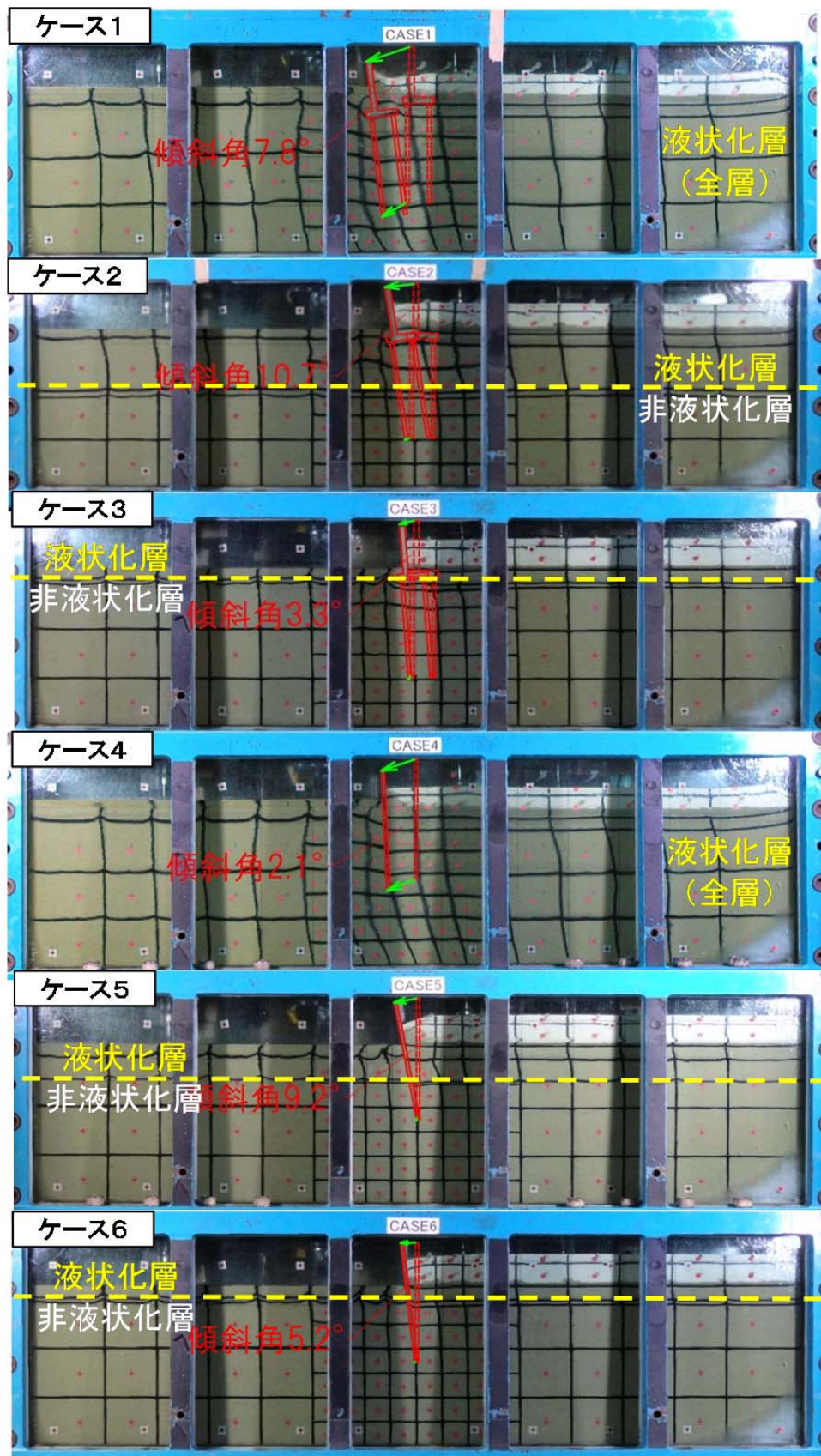


図-10 各ケースの加振前と加振後の模型写真

模型実験でのコンクリート擁壁の頂部（堅壁），あるいは自立式矢板の頂部の鉛直変位と水平変位の最大値は表-6及び図-11の通りで，液状化層厚が厚いほど水平変位が大きく，基礎杭先端（あるいは矢板先端）が非液状化層に支持されているケース2・3・5・6の鉛直変位は，殆ど発生しなかった．また，コンクリート擁壁と自立式矢板の変位量は近い値となった．

図-12では事例整理結果と実験結果のそれぞれの躯体の水平変位と鉛直変位について比較したところ，実験値の方が被災事例の値よりも大きく，特に水平変位量の方がその差が大きかった．

2. の事例整理の結果では，液状化層が3m以上となると被害が顕著になると想定されたが，模型実験では，液状化層を2mとしたケース3・6でも水平変位が1m近く発生しており，想定以上の変位量となった．この原因として，実験モデルは，実際の現地の地盤条件と違い，層厚や土質も均質であり，実験で採用した地震動の振幅が大きく，しかも継続時間の長い地震動であって，液状化しやすい条件であったことが考えられる．

また，図-13に示す通り，模型の地表面と側面に配置した標点の移動量（ベクトル）は，躯体近傍での移動量（ベクトル）は大きく，躯体から離れた位置では小さい．液状化層の移動方向としては，全体的に躯体背面側から躯体前面側の水平移動していることが分かり，非液状化層の移動量は殆どなく，背面盛土は，躯体背面側から躯体前面側へ水平移動しており，躯体の変位と合っている．

表-6 鉛直変位と水平変位の最大値（単位:m）

ケースNo.	1	2	3	4	5	6
鉛直変位	1.7	0.2	0.1	0.9	0.2	0.1
水平変位	4.2	2.5	0.9	3.7	1.7	0.8

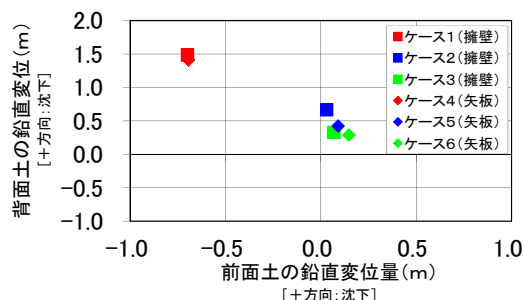


図-11 前面土と背面土の鉛直変位

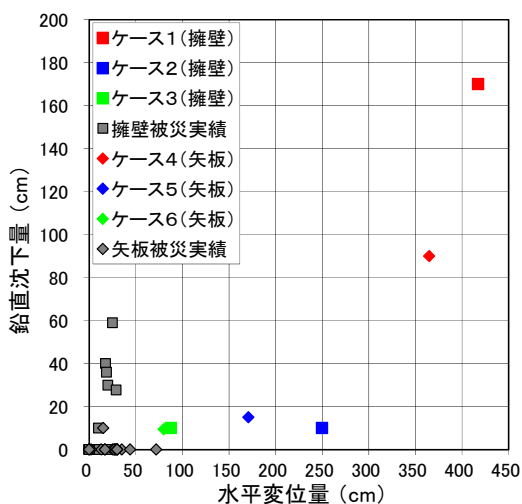


図-12 躯体の水平変位と鉛直変位の関係

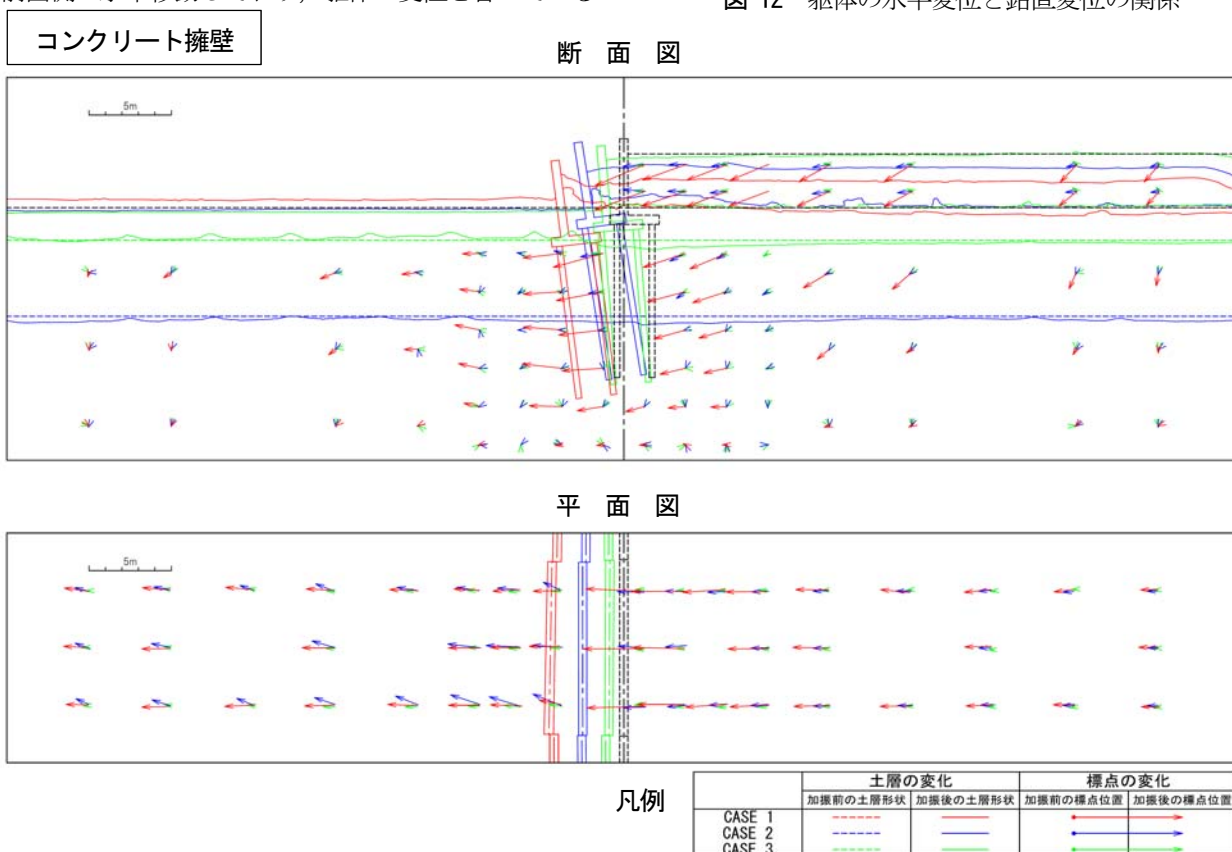


図-13(1) 土層内標点の移動状況（コンクリート擁壁）

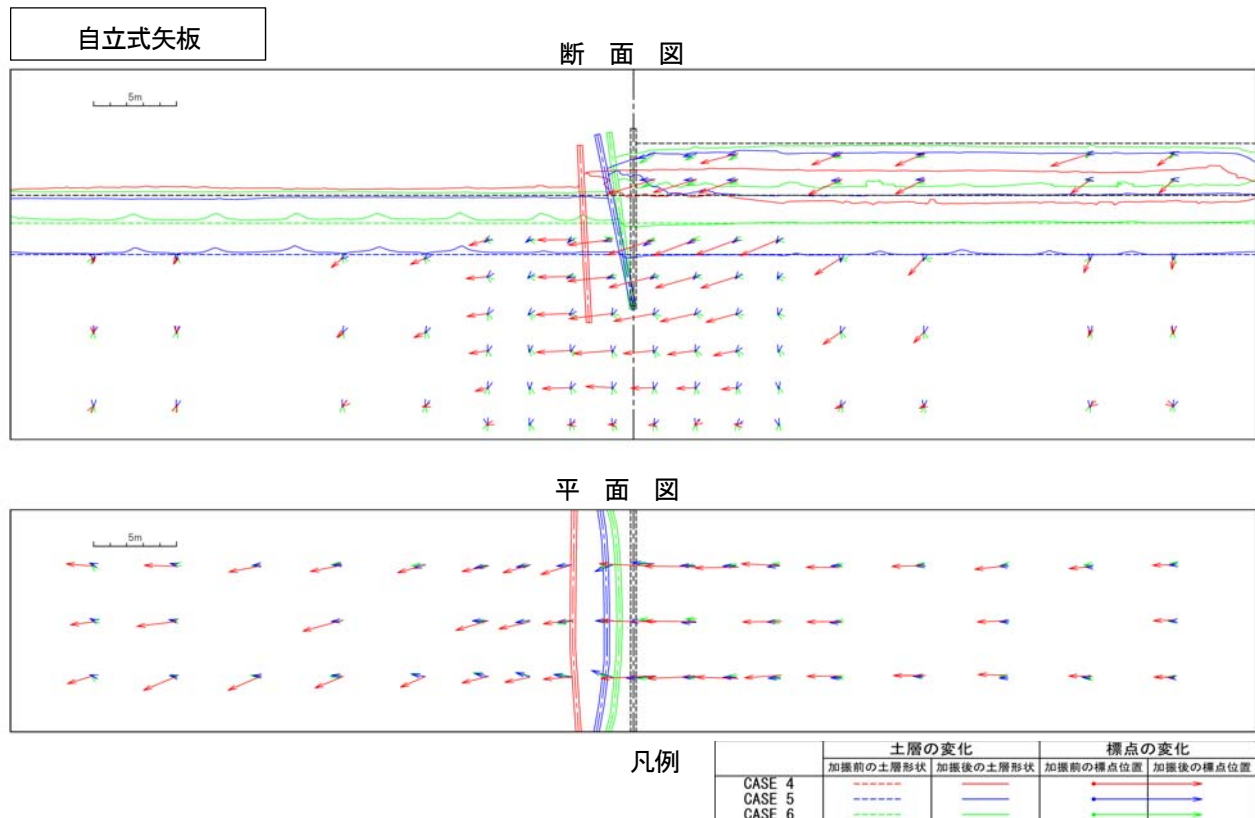


図-13(2) 土層内標点の移動状況（自立式矢板）

b) 変状の原因分析

本実験において、図-8及び図-14のように配置した変位計や間隙水圧計、土圧計、ひずみゲージ、加速度計により、水平変位や鉛直変位、過剰間隙水圧、土圧、ひずみ、加速度を計測した。計測位置については、図-14の通りであり、これらの計測値の時刻歴変化を図-15に示す。これより液状化が約35sから発生し始め、75s前後で過剰間隙水圧比が1.0以上となり、液状化していると判断できる。間隙水圧の上昇により液状化に合わせて、躯体の変位、ひずみの増加、地盤の加速度低下等も発生し、土圧についても液状化の発生と合わせて変化があり、液状化層（前面側）では液状化により有効応力の減少に伴い、杭の前面抵抗力が減少し、躯体の変位（移動）により土圧が上昇している。ここでの過剰間隙水圧比は、過剰間隙水圧と有効上載圧の比で求めるが、加振後の地盤沈下の影響で有効上載圧が変化すると正確な値が算定できないため、加振前と加振後の計測器の位置を測定した結果を反映させて有効上載圧を算出している。

また、背面側の液状化層の過剰間隙水圧と躯体の水平変位の時刻歴変化を図-16に整理した。その結果、背面側の同じ高さの過剰間隙水圧の時刻歴変化を比較すると、躯体より遠い地点（P17）では、加振後35s程度で過剰間隙水圧が上昇開始し、75s程度で過剰間隙水圧比が1.0（有効上載圧／過剰間隙水圧＝1.0）を超えているが、ケース1・4の躯体に近い地点（P16）では、間隙水圧上昇の遅れが顕著に分かる。これは、過剰間隙水圧比が1.0に到達する前に躯体の水平・鉛直変位等により杭や

矢板が地盤を引っ張るような現象が生じ、側方流動や地盤沈下が発生して間隙水圧が上昇しなかったものと推察できる。このことより、背面側の液状化層の地盤が側方流動していることを示すことができ、土圧の計測値からも流動力による土圧の増加がみられることが分かる。

擁壁の基礎杭と自立式矢板のひずみは、その殆どが曲げ試験から参考値として算出した降伏ひずみ量（擁壁：4,000 μ 、矢板：1,000 μ ）未満であったが、ケース5だけ、この降伏ひずみ量を超過した。しかし、実験後の残留変位は無かったことが確認できている。この降伏ひずみ量は、片持ち梁の状態で静的に荷重を加えて行う曲げ試験を実施し、荷重と変位の関係から算出しており、動的な模型実験と静的な曲げ試験の違い、ひずみ発生時の地盤バネ反力の影響、測定誤差などにより、実際の降伏ひずみ量とは違いがあると推察できる。

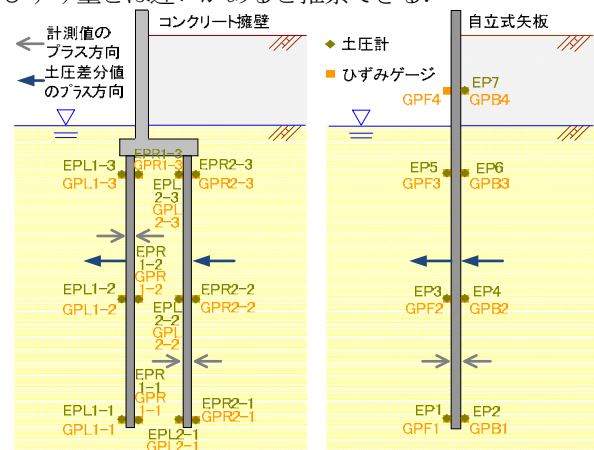


図-14 計測位置図（土圧・ひずみ）

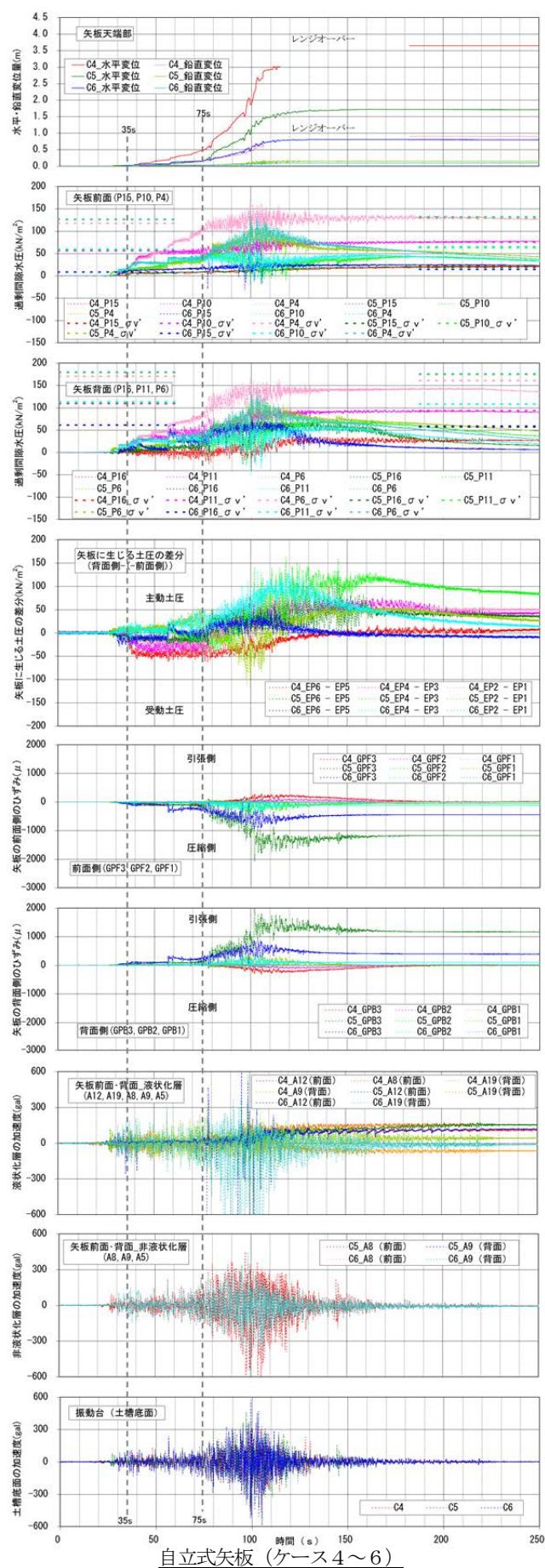
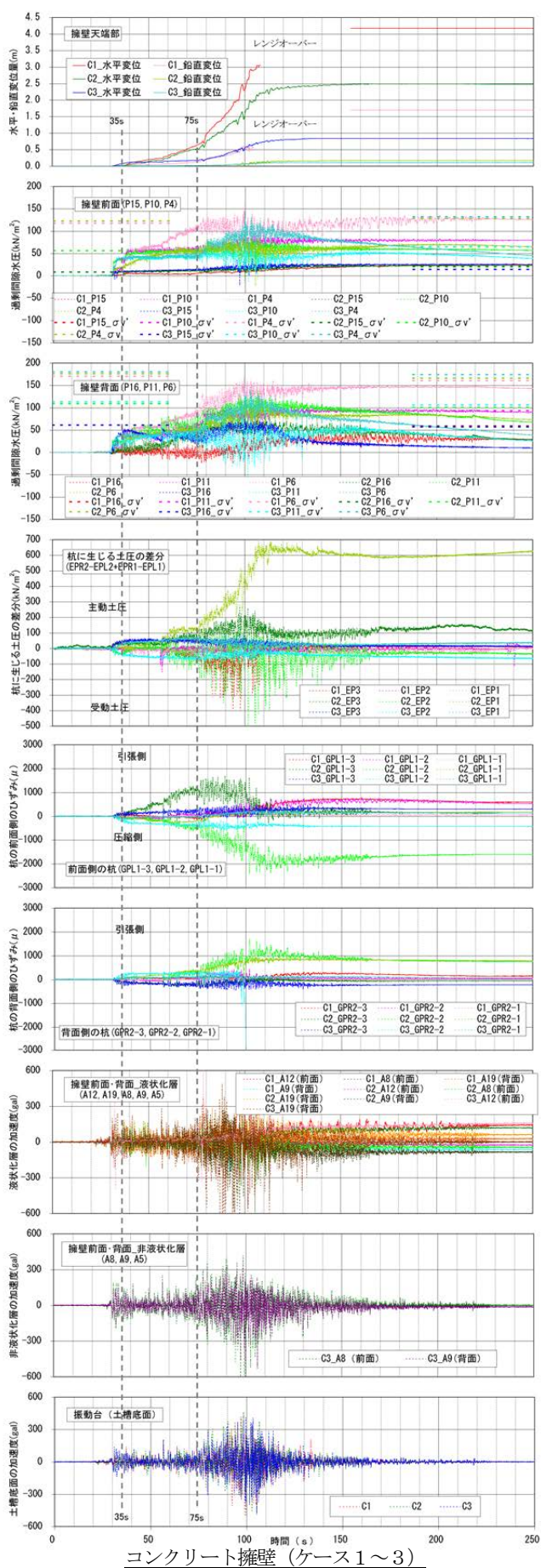


図-15 変位, 過剰間隙水圧, 土圧, ひずみ, 加速度の時刻歴変化

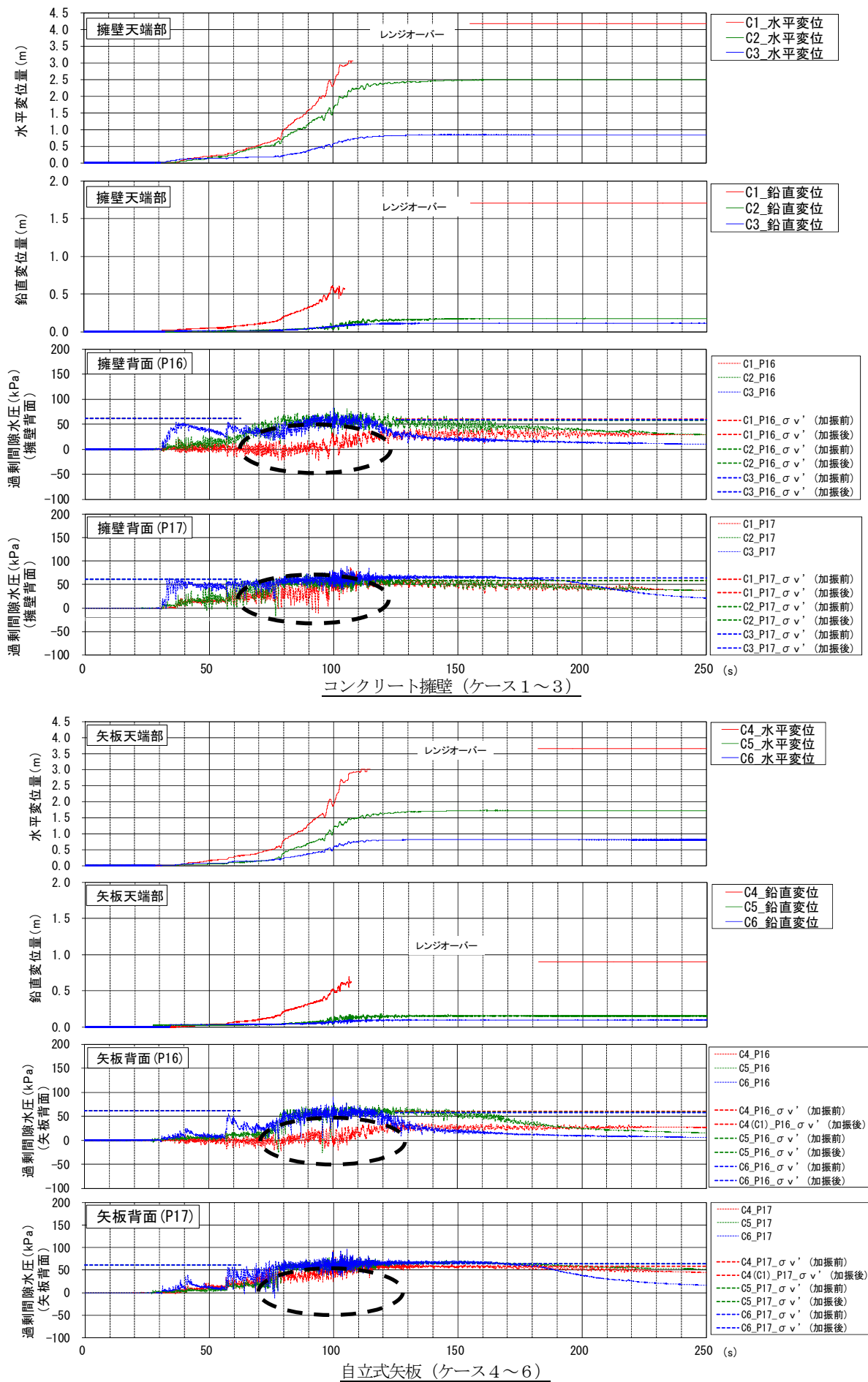


図-16 背面側の過剰間隙水圧と躯体の変位の関係

今回の模型実験により、地震による特殊堤の被災のメカニズムは、以下に示す通りであると言える。

- ① 加振に伴い、躯体前面側の液状化層の過剰間隙水圧が上昇し、液状化し、有効応力が減少する（過剰間隙水圧比が1.0を超える）。
- ② 前面側とほぼ同時、あるいは直後に、躯体背面側の液状化層も間隙水圧が上昇し、液状化し、有効応力が減少する（ただし、今回の実験では、躯体前面側の液状化により、躯体の変位（移動）が進行し、過剰間隙水圧比が1.0を超える前に土が流動したため、過剰間隙水圧比が1.0を超えていない地点もある）。
- ③ 躯体前面土と躯体背面土の液状化に伴い、液状化層の有効応力が低下し、背面土の液状化層が側方流動し、流動力が発生する。
- ④ 躯体背面土が流動し、躯体に作用する力の均衡が崩れ、水平変位、鉛直変位、回転（傾斜）が発生する。

4. 結論

本論文では、特殊堤の過去の地震被害の事例整理と模型実験を行い、被災原因と被災メカニズムの整理を行った。得られた結果を以下にまとめる。

- ① 直轄河川における特殊堤の分布は、人口密度の高い三大都市圏に集中し、海拔0メートル地帯や南海トラフ巨大地震による想定津波高が高い地域に集中している。
- ② 被災事例の整理結果から、液状化層厚と関連性が深く、液状化層が2mを超えると被害が顕著になる。
- ③ 震度5弱未満では特殊堤の被災は見られなかった。
- ④ 被災事例整理結果と模型実験結果とも、液状化層厚が厚いほど、被害が大きくなる。
- ⑤ 模型実験での加振後35s程度から液状化が発生し始め、75s程度で過剰間隙水圧比が1.0を超え、液状化が発生していることが確認できた。

- ⑥ 模型実験での加振後に過剰間隙水圧比が1.0を超えると同時に、躯体変位、土圧増加、地盤加速度低下、躯体ひずみが急激に進行しており、被災事例の整理結果と同様に模型実験からも液状化が被災原因であると判断できる。

今後は、模型実験結果と解析結果の整合性を確認し、評価手法を検討するとともに、さらに模型実験を積み重ねて、効果的な耐震工法を検討し、その対策範囲の設定方法等について、研究を進めていく。

謝辞：本研究での被災事例収集や土質調査にあたっては、国土交通省関東地方整備局、及び同局利根川下流河川事務所の協力を得た。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) (財)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.
- 2) 北陸地方建設局：新潟地震河川災害調査報告書，1965.
- 3) 東北地方建設局：1978 年宮城県沖地震災害報告書，1979.
- 4) 運輸省港湾技術研究所：1983 年日本海中部地震港湾被害報告，港湾技研資料 No.511，1985.
- 5) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会・地盤工学会・土木学会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第6章 河川・砂防関係施設，1997.
- 6) 国土交通省国土技術政策総合研究所・(独)土木研究所・(独)建築研究所：2007 年新潟県中越沖地震被害調査報告，2008.
- 7) 佐々木康：土木技術資料 30-1，pp.47-55，1988.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.132-149，2013.

CASE STUDIES AND DYNAMIC CENTRIFUGE TESTS ON EARTHQUAKE DAMAGE TO SPECIAL LEVEES OF RIVER

Tatsushi KAJIO, Shojiro KATAOKA, Masahiro KANEKO,
Shunsuke TANIMOTO and Tetsuya SASAKI

Earthquake damage to special levees of river due to past major earthquakes was compiled and analyzed. Dynamic centrifuge tests were then carried out to find out the mechanism of the damage. The principal cause of the damage was found to be liquefaction and the number of the damaged levees increased when thickness of the liquefaction layer exceeded around 2m. The mechanism of the damage to special levees of river became clear by the time history records obtained during the experiments.