既往地震と熊本地震の被災事例における河川特殊堤の被災メカニズムの分析

梶尾　辰史[1]・石井　洋輔[2]・片岡　正次郎[3]・庄司　学[4]

[1]正会員　国土交通省　国土技術政策総合研究所　道路地震防災研究室　研究官（〒305-0804 つくば市旭1）
E-mail:kajio-t8910@nilim.go.jp
[2]非会員　国土交通省　国土技術政策総合研究所　道路地震防災研究室　研究員（〒305-0804 つくば市旭1）
E-mail:ishii-y92ta@nilim.go.jp
[3]正会員　国土交通省　国土技術政策総合研究所　道路地震防災研究室長（〒305-0804 つくば市旭1）
E-mail:kataoka-s92rc@nilim.go.jp
[4]正会員　筑波大学　システム情報系　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，河川堤防とともに都心部に多く存在する河川の特殊堤も耐震対策の検討が進められている．しかし，河川特殊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おらず，現在もレベル1地震動相当の外力に対して耐震対策が設計されている．本研究では既往地震における特殊堤の被災事例と平成28年熊本地震における被災状況を比較，分析した．また，熊本地震の被災箇所近傍の地震動特性を分析し，特殊堤の耐震対策の設計手法の課題について考察した．

Key Words : *special levees of river, earthquake damage, liquefaction, the2016 Kumamoto earthquake*

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つに分類されている[1)]．

特殊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，特殊堤の耐震対策が重要であるが，その特殊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，特殊堤を対象として研究されたものについては殆どない．

特殊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28年3月水管理･国土保全局治水課）」[6)]がある．しかし，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，特殊堤の現行設計は「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，現在もレベル1地震動相当の外力に対して耐震対策が設計されている状況である．よって，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殊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における特殊堤の被災メカニズムの把握や，特殊堤の耐震対策工（以下「改良体」という．）の対策位置等の違いによる対策効果の分析，改良体への作用荷重の設計値と実験値の比較分析，作用荷重モデルの改良の提案を行ってきた[2), 8), 9)]．また，改良体の形状の違いによる地震時挙動や改良体の水平震度の違いについても分析し，幅広と縦長の改良体におけるロッキング現象発生の有無により残留水平変位量の増大に影響すること，あるいはレベル2地震動相当の外力に対して液状化地盤内の改良体の水平震度は0.2程度とレベル1地震動相当であることも明らかにしてきている[10)~12)]．

本稿では平成28年熊本地震における特殊堤の被災を受けて，既往地震における特殊堤の被災事例と熊本地震における被災状況を比較し，被災メカニズムを分析した．

また，熊本地震の被災箇所近傍の地震動を分析し，特殊堤の地震被害の発生原因に対する影響を地震動の観点から評価し，特殊堤の耐震対策の設計手法の課題について考察した．

2. 既往地震の被災事例整理

既往地震の被災事例に関する文献[13)~16)]や著者らにおいて調査した資料を基に特殊堤の被災状況を**表-1** に整理した．**表-1** は参考文献 2)にて整理したものに地震動の外力や液状化層厚，躯体天端の変位量，構造条件，基礎の支持条件等を追加して整理しており，変位量や液状化層厚は写真や図面から読み取った値を含む．なお，2011 年東北地方太平洋沖地震における名取川の被災事例は，1978 年宮城県沖地震後の復旧として既設特殊堤の前面側に擁壁が構築されており，その基礎は杭径 600mm・杭長 11m の鋼管杭が施工されている．この被災事例が唯一耐震対策後に被災したものである．

1964 年新潟地震，1978 年宮城県沖地震，1983 年日本海中部地震は，既往文献[13)~16)]から当該地点最近傍の気象庁震度階級震度を示している．1995 年兵庫県南部地震の計測震度は，参考文献 17)の藤本による計測震度の分布図を用いることとした．2007 年新潟県中越沖地震の計測震度は，気象庁ホームページに公表されている新潟県長岡市中之島の当該地点最近傍である計測震度[18)]を示している．2011 年東北地方太平洋沖地震の計測震度は，国土技術政策総合研究所地震防災研究室のウェブサイト（http://www.nilim.go.jp/lab/rdg/index.htm）にて公表されていた地震動分布図（2012.12.03 公開版 Version 2.0）に用いられている当該地点の計測震度を使用している．後述する地震時せん断応力比の算出に必要な水平震度 $k_{hgL}\left(=\frac{PGA}{g}\right)$についても，上記ウェブサイトにて示されている当該地点の最大加速度PGAを用いている．

後述する**図-1～図-5** にて被災状況と無被災箇所を比較しており，このうち 1987 年千葉県東方沖地震における無被災事例の北利根川（L3.5k 付近），鰐川（R0.5 付近），西浦（中岸 3.5k 付近），那珂川（L0.5k）の計測震度は，佐々木による調査速報[19)]にて示されている気象庁震度階の震度分布図を基に当該地点最近傍の震度を用いている．東北地方太平洋沖地震における被災事例の江戸川（L-0.5k-245.0m～0.5k-185.0m），名取川（右岸･閖上特殊堤 R0.2+80m），利根川（L3.5k+30m～L17.25k+50，R5.0k-160～～R14.5k+40）の計測震度は前述した国土技術政策総合研究所地震防災研究室ウェブサイトにて公表されていた計測震度を用いている．なお，気象庁震度階については，震度 4 の場合は計測震度 4.0，震度 5 の場合は計測震度 5.0，震度 6 の場合は計測震度 6.0 と仮定して比較している．

東北地方太平洋沖地震の液状化層厚は，前述した著者らによる調査にて収集した資料や土質調査結果から道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）[20)]の判定式である式(1)により液状化に対する抵抗率F_Lを算出し，$F_L \leqq 1.0$ となった層を液状化層とした．

$$F_L = \frac{R}{L} \tag{1}$$

$$R = c_w \cdot R_L \tag{2}$$

$$L = \gamma_d \cdot k_{hgL} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_{v'}} \tag{3}$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \tag{4}$$

(ﾚﾍﾞﾙ 1 地震動及びﾚﾍﾞﾙ 2 地震動(ﾀｲﾌﾟ Ⅰ)の場合)

$$c_w = 1.0$$

(ﾚﾍﾞﾙ 2 地震動(ﾀｲﾌﾟ Ⅱ)の場合)

$$\left.\begin{aligned} c_w &= 1.0 \quad (R_L \leqq 0.1) \\ c_w &= 3.3R_L + 0.67 \quad (0.1 < R_L \leqq 0.4) \\ c_w &= 2.0 \quad (0.4 < R_L) \end{aligned}\right\} \tag{5}$$

$$\left.\begin{aligned} R_L &= 0.0882\sqrt{\frac{N_a}{1.7}} \qquad (N_a < 14) \\ R_L &= 0.0882\sqrt{\frac{N_a}{1.7}} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} \\ &\qquad (14 \leqq N_a) \end{aligned}\right\} \tag{6}$$

(砂質土の場合)

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \tag{7}$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma_{vb'} + 70} \tag{8}$$

$$\left.\begin{aligned} c_1 &= 1 \qquad (0\% \leqq FC < 10\%) \\ c_1 &= \frac{FC+40}{50} \quad (10\% \leqq FC < 60\%) \\ c_1 &= \frac{FC}{20} - 1 \qquad (60\% \leqq FC) \end{aligned}\right\} \tag{9}$$

$$\left.\begin{aligned} c_2 &= 0 \qquad (0\% \leqq FC < 10\%) \\ c_2 &= \frac{FC-10}{18} \qquad (10\% \leqq FC) \end{aligned}\right\} \tag{10}$$

(れき質土の場合)

$$N_a = \left\{1 - 0.36 \log_{10}\left(\frac{D_{50}}{2}\right)\right\} N_1 \tag{11}$$

ここで，Rは動的せん断強度比であり，Lは地震時せん断応力比であり，c_wは地震動特性による補正係数であり，R_Lは繰り返し三軸強度比であり式(6)により算出し，γ_dは地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数であり，k_{hgL}は液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度で

あり，σ_vは地表面からの深さx[m]における全上載圧[kN/m^2]であり，σ_v'は地表面からの深さx[m]における有効上載圧[kN/m^2]であり，xは地表面からの深さ[m]であり，Nは標準貫入試験から得られる N 値であり，N_1は有効上載圧 100[kN/m^2]相当に換算した N 値であり，N_aは粒度の影響を考慮した補正 N 値であり，σ_{vb}'は標準貫入試験を行った時の地表面からの深さにおける有効上載圧[kN/m^2]であり，c_1，c_2は細粒分含有率による N 値の補正係数であり，FCは細粒分含有率[%](粒径 75μm 以下の土粒子の通過質量百分率)であり，D_{50}は 50%粒径[mm]である．

特殊堤の基礎の支持条件も，上述した参考文献を基に支持杭，浮き杭，支持矢板，浮き矢板のいずれかを確認した．ここで，支持杭及び支持矢板は杭あるいは矢板先端が非液状化層に支持されているものとし，浮き杭及び浮き矢板は杭あるいは矢板先端が非液状化層に支持されていないものとした．

この**表-1** において，液状化による被災と関連性のある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，の項目を整理した．ここでは被災原因を判断するための情報量が少なかったことを踏まえ，客観性を持つために①～⑥の項目に 3 つ以上該当するものを「被災原因が液状化と推定できる」，2 つ該当するものを「被災原因が液状化の可能性がある」，それ以外を「不明」とした．その結果，殆どの事例において特殊堤の地震被害の主な原因は液状化と推察できた．

3. 既往地震における被災事例の分析

東北地方太平洋沖地震（マグニチュード 9.0）においては，堤防で甚大な被害を受けている[21),22)]だけでなく，特殊堤も被害を受けている．ここでは，まず東北地方太平洋沖地震での代表的な被災事例の状況から被災メカニズムを推定し，鉛直変位及び水平変位に対する計測震度の影響や，液状化層厚と被災度の関係，鉛直変位と水平変位との関係を分析した．

図-1～図-5 では，特殊堤の被災の有無に対する震度や躯体の水平変位，鉛直変位，液状化層厚との関係，水平変位と鉛直変位の関係について整理した．**図-1** と**図-2** の図中における兵庫県南部地震以前の震度は，気象庁震度階の震度であるため，震度 4 の場合は計測震度 4.0，震度 5 の場合は計測震度 5.0，震度 6 の場合は計測震度 6.0 としている．気象庁震度階級の震度 4 が計測震度 3.5 以上 4.5 未満，震度 5 弱が計測震度 4.5 以上 5.0 未満，震度 5 強が計測震度 5.0 以上 5.5 未満，震度 6 弱が計測震度 5.5 以上 6.0 未満，震度 6 強が計測震度 6.0 以上 6.5 未満，震度 7 が計測震度 6.5 以上であることから，図中では「⟷」の表示にてこの範囲を示している．さらに，**図-1**，**図-2**，**図-4** には熊本地震の被災事例も示し，**4.** にて既往地震と比較する．

以下の(1)～(4)の結果より，耐震対策状況が被災状況に影響し，被害を低減することは勿論であるが，被災規模と地震動強さや液状化層厚，支持条件が影響していることが明らかとなった．

(1) 被災状況

表-1 の No.24 の江戸川における特殊堤の被災事例では，約 15m の被災区間において擁壁（壁高 H=約 5.0m）の背面の天端コンクリートが陥没しており，管径φ600mm の配水管が露出している．既設の逆T式コンクリート擁壁が川表側へ 20cm 変位している．

表-1 の No.26 の利根川における特殊堤の被災事例は矢板護岸が設置されており，その背後には高さ 60cm の堤防が設けられている．地震により矢板頂部に水平変位が生じ，矢板背面のブロックに変状が発生するとともに，堤防天端の沈下，縦断亀裂，沈下，及び陥没が生じている．矢板護岸の水平変位が特に顕著な区間では堤防天端が沈下し，水没している箇所もあり，堤内側には数多くの噴砂と亀裂が確認されている．

これらの被災要因は，いずれも液状化によるものと判断でき，基礎地盤の液状化により，特殊堤の躯体（擁壁，矢板）が不安定な状況となり，背面側の盛土が川表側へ側方流動し，それと同時に躯体が川表側へ傾斜したと考えられる．

(2) 計測震度に着目した被災事例の分析

図-1 は被災の有無に対する計測震度と鉛直変位・水平変位との関係を整理したものである．これより，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．擁壁ではある程度，震度が大きくなると変位が大きくなる傾向にあるが，はっきりとした相関が得られる結果とはなっていない．矢板については擁壁と比較すると鉛直変位については殆ど発生しておらず，水平変位の被災状況と比較すると顕著な被害となっていない．同程度の震度に対して，変位の変動幅も大きく，一様に震度が大きいと鉛直変位や水平変位が大きくなるとは言えずに，構造特性や地盤条件等影響も関連していると考えられる．また，名取川では宮城県沖地震と東北地方太平洋沖地震にて被害が発生しており，前者の地震の方が震度は小さく，後者の地震の方が震度は大きいが，水平変位は後者の地震の方が小さくなっている．これは前者の地震後に復旧工法が施されており，既

設特殊堤の川表側に新たな擁壁が設置されたことにより，耐震性能が向上したためと考えられる．このように特殊堤の構造上の耐震性能が被害状況と関連性があることがこの事例からも示唆される．なお，被害低減につながっているが，耐震対策が実施されたにも関わらず被害が発生した要因としては，液状化の発生，あるいは側方流動の発生を抑止できなかったことが考えられる．このように，特殊堤の耐震対策は，構造上の耐震性能向上だけでなく，地盤対策の影響も考慮しなければならなく，耐震設計の難しさが再確認できた．

図-2 は被災の有無に対する液状化層厚と計測震度の関係を整理したものである．これより，明確な関連性を確認することはできないが，液状化層厚が小さい範囲で無被災が多くなっていることから，震度よりも液状化層厚の方が影響あると考えることができる．擁壁では，概ね液状化層厚が大きくなると震度が小さくても被災ありとなっており，液状化層の影響と被害の関連性を確認することができる．逆に兵庫県南部地震での神崎川の被災事例は，液状化層厚が小さい場合でも震度が大きいため被害が発生したと考えられる．矢板は明確な傾向はつかめないが，擁壁と同様に液状化層厚が小さい場合でも震度が大きいため被害が発生したと考えられる被災事例があり，それは兵庫県南部地震の旧猪名川の被災事例である．東北地方太平洋沖地震の利根川の矢板被害については，震度と液状化層厚が同程度であっても，被害が発生している箇所もあれば，無被害となっている箇所もある．この要因としては，利根川の矢板の構造が自立式矢板ではなく，控え式矢板となっており，控え杭の位置での液状化の発生状況が本体である矢板の被害と密接に関係していると考えられる．

(3) 液状化層厚に着目した被災事例の分析

図-3 は被災の有無と液状化層厚との関係を整理したものである．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ものの，被災原因と液状化層厚は関連性のあることが分かる．

図-4 は被災の有無に対する液状化層厚と水平変位量の関係を整理したものである．擁壁においては液状化層厚が 3m 程度以上の場合に，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．また，擁壁では液状化層が大きくなるにつれて，概ね鉛直変位と水平変位が大きくなっている．矢板については擁壁ほどの傾向は確認できないが，東北地方太平洋沖地震の利根川の被害を除くと，概ね液状化層厚が大きくなるにつれて，水平変位が大きくなる傾向となっている．名取川では，前述した内容と同様に，宮城県沖地震の後に施工された擁壁の耐震対策の抑止効果を確認できる．

(4) 鉛直変位及び水平変位に着目した被災事例の分析

図-5 は，鉛直変位と水平変位の関係を整理した．擁壁については概ね（鉛直変位）：（水平変位）＝1.86:1 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，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．このことから，特殊堤の耐震対策では水平作用荷重に対する対策だけではなく，鉛直方向の荷重に対する対策も考慮する必要がある．つまり，構造物の支持条件の違いにより，耐震性能が異なるため，特殊堤の支持条件は耐震性能を向上させるために重要な指標であることが分かる．一方，矢板については，自重が擁壁より軽く，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．また，擁壁では支持杭の方が鉛直変位と水平変位が小さい傾向にあり，矢板では支持矢板と浮き矢板による被災度の大小について明確な違いは確認できなかった．

また，特殊堤の許容される鉛直変位量と水平変位量は，現場条件で異なるが一般的にそれぞれ 0.6m 程度と 0.5m 程度と想定できる．許容される鉛直変位量は，堤防の余裕高さ程度と想定できる．この余裕高さは，高水時の風浪，うねり，跳水等の一時的な水位上昇に対応するために設けられているものであり，特殊堤の沈下が許容される高さであると判断できる．河川管理施設等構造令[1]では計画高水流量に応じた堤防の余裕高さが 0.6m～2.0m と規定されており，これから鉛直変位量の許容想定値を最低値である 0.6m 程度と想定した．水平変位量は既設特殊堤の竪壁の部材厚が 0.5m 程度あることから，その部材厚と同程度である 0.5m 程度と想定した．**図-5** に示す収集した事例の変位量は，これらの許容想定変位量よりも小さくなる結果となり，このことからも致命的な被害ではないと推察できる．ただし，本整理は変位量が明確に確認できた事例を基に整理した結果であるとともに，照査外水位と目地開きの最下端の高さは隣り合う構造の相対的な変位量により決まるため，一概に致命的な被害ではないと言えない．本論では詳細な分析に基づいた結果には至っておらず，被災状況の傾向を分析するに止まっている．

表-1　既往地震の被害事例

No,	河川名・港湾名	被災箇所	被災年地震名 ※1	ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞ	計測震度/震度階級※2	液状化層厚 (m)	鉛直変位 (cm)	水平変位 (cm)	地震ﾀｲﾌﾟ	構造形式 (壁高※3)	基礎支持条件	被災原因の推定項目（○：該当有,－：該当無・不明） ① 構造物の損傷状況	② 液状化層	③ 噴砂跡	④ 沈 下	⑤ 地割れ (法線方向)	⑥ その他	原因推定 ○：液状化と推定, △：液状化の可能性有り, －：不明
1	阿賀野川	松浜河口付近右岸	新潟	7.5	5※2	4.0	53	29	内陸型	Co擁壁 (2.5m)	浮き杭	○ 沈下・浮き上がり	○ 4m	-	○ 基礎地盤	-	埋め戻し土の側方流動	○
2	名取川	閖上河口付近右岸	宮城県沖	7.4	5※2	7.2	30	20	海溝型	Co擁壁 (5.4m)	浮き杭	○ 傾斜0.2m	○ 7.2m	-	○ 背面盛土0.3m	○ 堤防天端0.2m	-	○
3	阿武隈川	荒浜地区右岸	宮城県沖	7.4	5※2	-	-	-	海溝型	ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ	-	○ 傾斜	-	-	-	-	-	-
4	秋田港	秋田物揚場-3m	日本海中部	7.7	5※2	2.0	10	10	海溝型	Co擁壁 (5.0m)	浮き杭	○ 折損（上部梁部）	○ 2m	-	○ ｴﾌﾟﾛﾝ	-	近傍で液状化被害有り	○
5	秋田港	外港泊護岸-13m	日本海中部	7.7	5※2	15.0	15	180	海溝型	鋼矢板 (16.0m)	支持矢板	○ 傾斜	○15m	-	○ ｴﾌﾟﾛﾝ	-	〃	○
6	秋田港	大浜2号岸壁-10m	日本海中部	7.7	5※2	14.0	100	172	海溝型	鋼矢板 (12.0m)	支持矢板	○ 折損	○14m	-	○ ｴﾌﾟﾛﾝ	-	〃	○
7	秋田港	中島2号岸壁	日本海中部	7.7	5※2	-	-	79	海溝型	鋼矢板 (12.0m)	支持矢板	○ 傾斜	-	-	○ ｴﾌﾟﾛﾝ	-	〃	○
8	秋田港	下浜物揚場-4m	日本海中部	7.7	5※2	-	150	-	海溝型	鋼矢板 (6.0m)	浮き矢板	○ 傾斜・倒壊	-	-	○ ｴﾌﾟﾛﾝ	-	〃	○
9	秋田港	向浜2号岸壁-10m	日本海中部	7.7	5※2	-	-	133	海溝型	鋼矢板 (11.8m)	支持矢板	○ 傾斜	-	-	○ ｴﾌﾟﾛﾝ	-	〃	○
10	神崎川・左門殿川	分派点	神戸	7.3	5.7	4.0	43	20	内陸型	Co擁壁 (2.5m)	浮き杭	○ 傾斜4°･沈下0.4m	○ 4m	○ 堤外	○ 堤防天端0.2m	-	杭頭のｸﾗｯｸ	○
11	中島川	下流右岸	神戸	7.3	5.7	8.0	180	20	内陸型	Co擁壁 (4.0m)	浮き杭	○ 沈下	-	-	○ 堤体	-	-	△
12	神崎川	兵庫県管理区間右岸	神戸	7.3	5.7	3.0	10	10	内陸型	Co擁壁 (3.6m)	浮き杭	○ 一部沈下・傾斜	○	○	○ 堤体	-	川側に押さえ盛土有り	○
13	新川	河口～1.1km区間	神戸	7.3	6.1	5.0	-	-	内陸型	Co擁壁 (-)	-	○ 移動・亀裂	○ 5m	-	-	-	-	△
14	東川	河口～0.85km区間	神戸	7.3	6.1	8.0	-	-	内陸型	Co擁壁 (-)	-	○ 移動・亀裂	○ 8m	-	○ 堤防天端	-	-	○
15	旧猪名川	合流点から900m区間	神戸	7.3	5.4	4.0	-	30	内陸型	鋼矢板 (3.8m)	支持矢板	○ 傾斜9°	○ 4m	-	○ 堤防天端	○ 堤防天端	-	○
16	堀切川	河口～0.6km区間	神戸	7.3	6.1	-	-	-	内陸型	Co矢板 (-)	-	○ 崩壊	-	-	-	-	-	-
17	淀川	酉島地区左岸	神戸	7.3	5.5	10.0	-	-	内陸型	ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ	-	○ 崩壊	○ 10m	○	○ 堤体	-	-	○
18	淀川	西島地区右岸	神戸	7.3	5.5	-	-	-	内陸型	ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ	-	○ 一部沈下	○	-	○ 背面盛土	○ 堤防天端	-	○
19	淀川	高見地区左岸	神戸	7.3	5.5	-	-	-	内陸型	ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ	-	○ 背面土移動	○	-	○ 堤防天端0.3m	○ 堤防天端	-	○
20	武庫川	河口付近左岸	神戸	7.3	5.4	-	-	-	内陸型	ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ	-	○ 沈下・傾斜	○	○	○ 堤防天端	○ 堤防天端	-	○
21	宮川	河口～0.75km区間	神戸	7.3	5.9	9.6	-	-	内陸型	ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ	-	○ 移動3m	○ 9.6m	○	○ 堤体	-	-	○
22	天竺川	右岸側	神戸	7.3	5.4	-	-	-	内陸型	ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ	-	-	-	-	○ 堤体 1.3m	○ 堤防天端	-	△
23	信濃川	下流42kp左岸	新潟県中越沖	6.8	5.5	3.0	-	30	内陸型	鋼矢板 (3.1m)	支持矢板	○ 傾斜3°,水平0.3m	○ 3m	○ 堤内	-	○ 堤防天端	一部陥没(深さ0.2m)	○
24	江戸川	L-0.5k-211.5m（No.2+13.5）	東北	9.0	5.31	7.9	-	20	海溝型	Co擁壁 (4.4m)	支持杭	○ 傾斜・水平0.2m	○ 7.9m	-	○背面土陥没	-	背面土天端ｺﾝｸﾘｰﾄｸｯﾗｸ	○
25	名取川	右岸･閖上特殊堤 R0.0+100m	東北	9.0	6.14	7.2	-	10	海溝型	Co擁壁 (5.4m)	支持杭	○ 傾斜・水平0.1m	○ 7.2m	-	-	○ 堤防天端	-	○
26	利根川	左岸17.5km-7.5m･右岸14.0km-3.6m	東北	9.0	5.36～5.47	1.9～2.9	-	15～30	海溝型	鋼矢板 (2.5～2.7m)	支持矢板/浮き矢板	○ 傾斜・水平0.15m～0.3m	○ 1.9m～2.9m	○ 堤内	○ 平場ｺﾝｸﾘｰﾄ	-	-	○
27	那珂川	右岸1.0km-140m	東北	9.0	6.12	4.0	-	30	海溝型	鋼矢板 (4.0m)	支持矢板	○ 傾斜・水平0.3m	○ 4m	-	○ 平場ｺﾝｸﾘｰﾄ	-	-	○
28	利根川	左岸3.5km～17.0km･右岸5.0km～14.0km	東北	9.0	4.84～5.44	4.0～12.0	10	13～72	海溝型	Co矢板 (1.5～4.0m)	支持矢板/浮き矢板	○ 傾斜・水平0.13m～0.72m	○ 4m～12m	○ 堤内	○ 平場ｺﾝｸﾘｰﾄ	-	-	○

※1:「新潟」は1964年新潟地震，「新潟県沖」は1978年宮城県沖地震，「日本海中部」は1983年日本海中部地震，「神戸」は1995年兵庫県南部地震，「新潟県中越沖」は2007年新潟県中越沖地震，「東北」は2011年東北地方太平洋沖地震である．

※2:気象庁震度階級であり，それ以外は計測震度である．

※3:擁壁は躯体高であり，矢板は締切高であり，それらの数値は参考文献の図や写真より読み取った概数であり，不明は「-」としている．

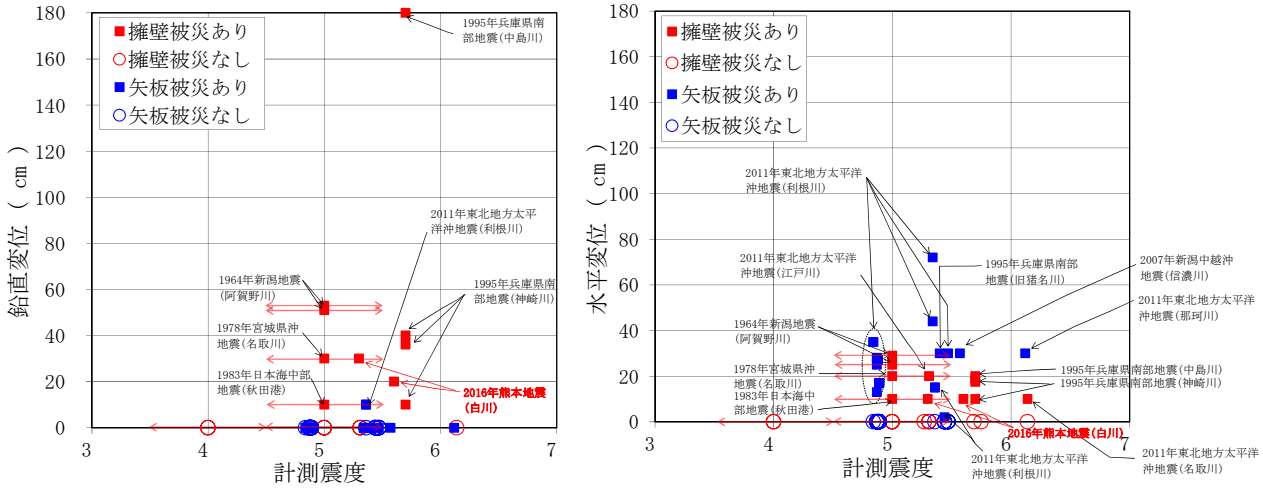

図-1　計測震度と躯体の鉛直変位（左図）及び水平変位（右図）の関係

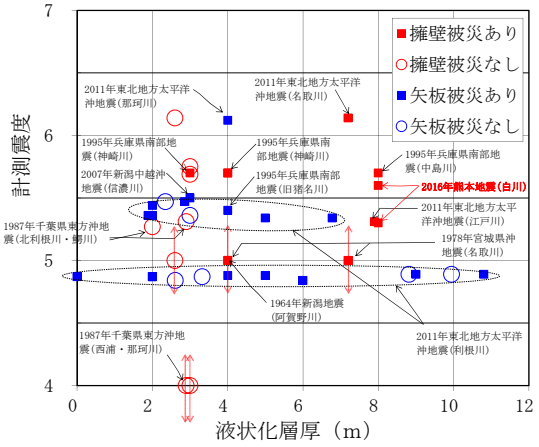

図-2　計測震度と液状化層厚の関係

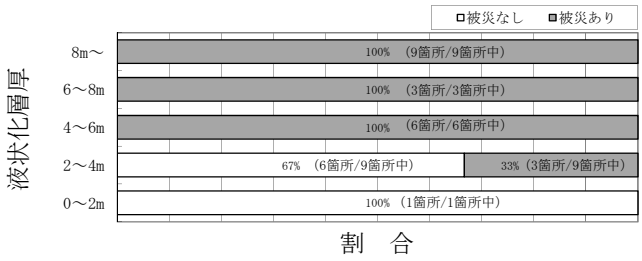

図-3　被災の有無と液状化層厚の関係

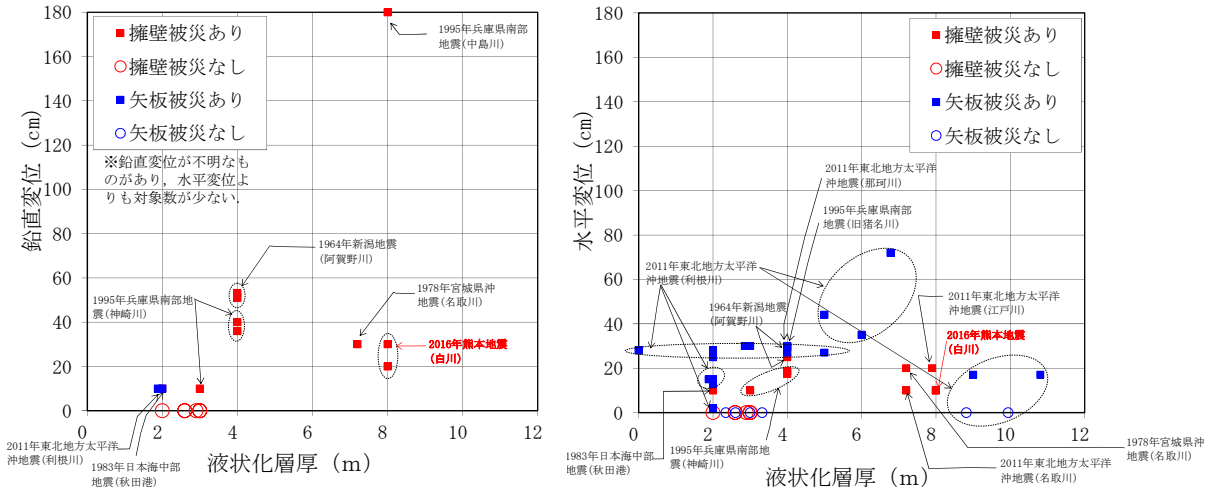

図-4　躯体の鉛直変位（左図）及び水平変位（右図）と液状化層厚の関係

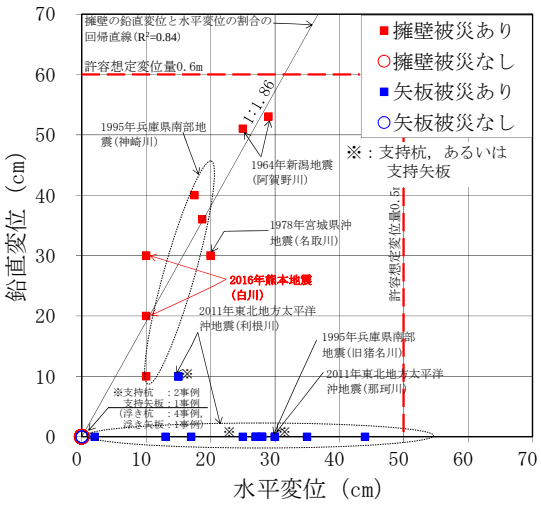

図-5　躯体の水平変位と鉛直変位

図-6　熊本地震における特殊堤の被災箇所及び強震観測位置

4.　熊本地震における被災事例の分析

2016年4月14日と4月16日に発生した熊本県熊本地方を震源とする熊本地震では，レベル2地震動（タイプⅡ）相当の地震であり，河川堤防における被害が数多く発生した[23]．14日の地震はマグニチュード6.5であり，16日の地震は7.3であった．本研究で対象としている特殊堤においても被害を受けており，その事例を整理し，**表-1**で整理した既往地震における被災事例と比較した．被災状況及び液状化層厚は参考文献23)を基に整理しており，計測震度は気象庁の計算方法[24]により算定している．なお，被災箇所の位置図を**図-6**に示しており，これは地理院地図（電子国土Web）[25]を基に加工している．

(1)　熊本地震における特殊堤の被災状況

熊本地震での河川堤防における被害は主に一級河川緑川と一級河川白川に集中しており，今回はその中から特殊堤における被災事例の3箇所を収集した．それらの被災状況を**表-2**に整理した．**図-7**に各箇所の被災状況を示し，以下にその概要を説明する．

白川右岸河口付近0k020における擁壁の特殊堤の被災では，パラペット背面の平場が沈下しており，天端のパラペット部も亀裂が生じている．特殊堤区間の河川堤防の背後地では，噴砂痕や段差が確認されており，液状化による被災と推定することができる．

白川右岸8k600～8k900における擁壁の特殊堤の被災では，天端のパラペット部において10～20cm程度の段差が生じており，目地のずれが確認されている．特殊堤区間の河川堤防の背後地では，同様に噴砂痕が確認されており，液状化による被災と推定することができる．

白川左岸8k400～8k800における擁壁の特殊堤の被災では，天端のパラペット部が破損しており，地震動により構造物同士が衝突した影響によるものと考えられる．なお，右岸側と同様に特殊堤区間の河川堤防の背後地では噴砂痕が確認されており，液状化による被災と推定することができる．

(2)　既往地震と熊本地震の被災事例の比較

図-1，**図-2**，**図-4**に平成28年熊本地震の被災事例（赤書き）を追加し，既往地震と比較した．

その結果，**図-1**より鉛直変位及び水平変位と計測震度の関係では，宮城県沖地震や兵庫県南部地震における被災と傾向が同程度であった．

図-2より，計測震度と液状化層厚の関係においては宮城県沖地震と同程度の評価となり，他の被災事例と比較して，比較的液状化層厚が大きい被災事例であることが確認でき，液状化層厚が影響したことが示唆できる結果となった．

図-4より，鉛直変位及び水平変位と液状化層厚の関係においても，鉛直変位及び水平変位と計測震度の関係と同様に，宮城県沖地震や兵庫県南部地震における被災と傾向が同程度であった．また，鉛直変位と水平変位の発生割合については，擁壁の鉛直変位と水平変位の発生割合である回帰直線上に概ね一致しており，既往地震の被災事例と同程度の傾向であったことが確認できた．

既往地震の被災事例の各関係の傾向と同様であり，計測震度や液状化層厚が大きくなれば変位量は大きくなる傾向であった．

以上より，既往地震における被災事例と同様に液状化による被災と考えられ，変位量と計測震度や液状化層厚との関係においても既往地震の被災事例と同じような傾

向であり，特に宮城県沖地震や兵庫県南部地震と近い傾向となった．

(3) 地震動の影響

被災箇所における地震動の影響を評価するために，国土技術政策総合研究所にて所有している強震観測記録の加速度波形及び過剰間隙水圧の時間変化や加速度応答スペクトルについて分析した．被災箇所では強震観測を実施していないため，**図-6**に示す被災箇所に近い2地点の観測記録を用いた．白川右岸0k020に対しては白川(小島)観測所の強震観測記録を用いており，白川右岸8k600～8k900及び左岸8k400～8k800に対しては緑川下流出張所観測所の強震観測記録を用いた．

白川(小島)観測所は白川右岸3k050付近に位置しており，被災箇所の白川右岸0k020とは3km程度離れている．ここでの強震観測は**図-8**に示すように堤防天端，地盤GL-8m及び地盤GL-49mの記録であり，地盤GL-13.8mの砂層に間隙水圧計がある．PS検層による平均せん断弾性波速度V_sの値も同時に示している．式(12)より地盤の基本固有周期T_Gを求めて地盤種別[20]を求めた結果，Ⅲ種地盤であった．

$$T_G = 4\sum\frac{H_i}{V_{si}} \tag{12}$$

ここで，H_iはi番目の地層の厚さであり，V_{si}はi番目の地層の平均せん断弾性波速度であり，iは当該地盤の地表面から耐震設計上の基盤面まで区分される地層のうち地表面からi番目の地層の番号である．

緑川下流出張所観測所は緑川右岸9k000付近に位置しており，被災箇所の白川右岸8k600～8k900及び左岸8k400～8k800とは2.3km程度離れている．ここでは地表にて強震観測が行われており，**図-9**に示すような地層構成でⅢ種地盤である．この地盤種別は，参考文献20)にあるN値から平均せん断弾性波速度を計算する式により算定し，式(12)から求めた．

これら2地点の強震観測地点における熊本地震の前震と本震の加速度波形を**図-10・11・13・14**に示す．図より，本震の振幅の方が，前震よりも全成分において大きい．堤防天端，地盤GL-8m及び地盤GL-49mの記録を比較すると鉛直成分では地盤GL-49mよりも堤防天端の振幅の方が大きいが，水平成分においては逆に地盤GL-49mの方が大きく，堤防天端及び地盤GL-8mの振幅の方が小さい傾向となっている．これは兵庫県南部地震のポートアイランドにおける記録で液状化の影響により地表面の方が振動が小さくなっている状況[26]と同様の傾向となっていると考えられ，液状化発生の可能性を示唆する結果となった．つまり，砂層が液状化することで基盤からの地震動が地表面に十分に伝達されずに，地表面の加速度が低減したためと推察する．

次に，地盤GL-13.8mの砂層における過剰間隙水圧比を**図-12**に示す．なお，地盤GL-8.0mにおいても間隙水圧を計測して過剰間隙水圧の記録が取れたが，計器の故障による異常値と判断し，分析していない．**図-12**より，振幅が最大値程度となる15秒から20秒程度において，過剰間隙水圧が一気に上昇し，前震の過剰間隙水圧比は0.8程度まで上昇し，本震の過剰間隙水圧比は0.9程度まで上昇していることが確認できる．これは完全に液状化が発生したとは言えないが，それに近い状況になったと考えられる結果である．また，式(1)，(3)より式(13)を導くことができ，これより，$F_L = 1.0$として液状化が発生すると判定される際の加速度を算定した．

$$k_{hgL} = \frac{R}{\gamma_d \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'}} \tag{13}$$

$$A = k_{hgL} \cdot g \tag{14}$$

$$R = c_w \cdot R_L \tag{15}$$

$$L = \gamma_d \cdot k_{hgL} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \tag{16}$$

ここで，Aは加速度であり，σ_vは 18.9[kN/m^2]であり，σ_v'は 9.1[kN/m^2]であり，xは 13.8[m]であり，Nは 8.5 であり，σ_{vb}'は 125.58[kN/m^2]であり，FCは 15[%]として計算した．ただし，FCは白川(小島)観測所の近傍にある美登里観測所の表層である砂質土層の細粒分含有率が 10～20%であったため 15%とした．

その結果，白川(小島)観測所の地盤GL-13.8mの砂層において液状化が発生すると判定される加速度は154[gal]となった．この値は地盤GL-49mの基盤の加速度を下回っている．一般的に地表へ向かうにつれて加速度は大きくなる傾向にあることを踏まえると，地盤GL-13.8mの砂層においては液状化が発生したと考えることができる．これらから，近傍の観測地点における強震記録や過剰間隙水圧比の時間変化からも熊本地震における特殊堤の被災原因は液状化であると推察できる．

次に，白川(小島)観測所の地盤GL-8mと緑川下流出張所観測所の地表の加速度応答スペクトルを**図-15**に示す．ここでは，河川堤防の耐震性能照査に用いる河川構造物の耐震性能照査指針・解説（Ⅱ.堤防編）[27]の標準加速度応答スペクトルと比較した．比較する標準加速度応答スペクトルは，白川(小島)観測所の地盤種別であるⅢ種地盤のレベル1地震動とレベル2地震動（タイプⅡ）とした．その結果，本記録はレベル1地震動の標準加速度応

答スペクトルを全周期帯で概ね包絡し，1秒から2秒の周期帯ではレベル2-2地震動の標準加速度応答スペクトルに近い値となっているが，超えるには至っていない．これより，今回の特殊堤の被災箇所は液状化によりパラペット部の亀裂や段差，目地のずれ等は発生しているが，地震動による被害は限定的となり，致命的な被害とはならなかったものと考えられる．

よって，特殊堤の被災メカニズムを明らかにするためには，液状化が発生した際の地盤と構造物の相互作用や，特殊堤及び耐震対策工の耐震時挙動の非線形性の影響を検証する必要があり，さらに研究を進めなければならない．また，特殊堤の耐震性能を照査する際には，隣り合う構造物の水平変位量が大きく影響するため，地盤変形を考慮した特殊堤の変位量を評価値として把握することが求められる．そのためにも特殊堤の構造物特性に応じた強震観測網の充実化を図り，実測記録の蓄積を行い，観測記録を基に被災メカニズムの検証を進め，特殊堤及び耐震対策工の耐震設計手法の高度化，合理化を図る必要がある．

表-2　熊本地震の被害事例

No,	河川名	被災箇所	ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞ	計測震度	液状化層厚 (m)	鉛直変位 (cm)	水平変位 (cm)	地震ﾀｲﾌﾟ	構造形式 (壁高※3)	基礎支持条件	被災原因の推定項目 (○：該当有,－：該当無・不明) ① 構造物の損傷状況	② 液状化層	③ 噴砂跡	④ 沈 下	⑤ 地割れ (法線方向)	⑥ その他	原因推定 ○：液状化と推定, △：液状化の可能性有り,－：不明
1	白川	右岸0k020	7.3	5.3	8m程度	30cm程度	10cm以下※2	内陸型	Co擁壁 (6m)	-	○ ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ頂部亀裂	○8m程度	○背後地	○背面平場	-	-	○
2	白川	右岸8k600～8k900	7.3	5.6	8m程度	10～20cm	10cm以下※2	内陸型	Co擁壁 (6m)	-	○ ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ頂部10～20cm段差	○8m程度	○背後地	-	-	○目地のずれ	○
3	白川	左岸8k400～8k800	7.3	5.6	8m程度	-	-	内陸型	Co擁壁 (4m)	-	○ ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ頂部破損	○8m程度	○背後地	-	-	-	○

※1:変状等は参考文献に記載しているものと，写真等から読み取っているものがある．
※2:水平変位は殆ど発生しておらず，写真より読み取り，10cm以下としている．図中のプロットは最大値程度の値とし，便宜的に10cmとしている．
※3:擁壁は竪壁高であり，矢板は締切高であり，それらの数値は参考文献の図や写真より読み取った概数であり，不明は「-」としている．

図-7　熊本地震における特殊堤の被災事例（左図：右岸 0k020，中央図：右岸 8k600～8k900，右図：左岸 8k400～8k800）

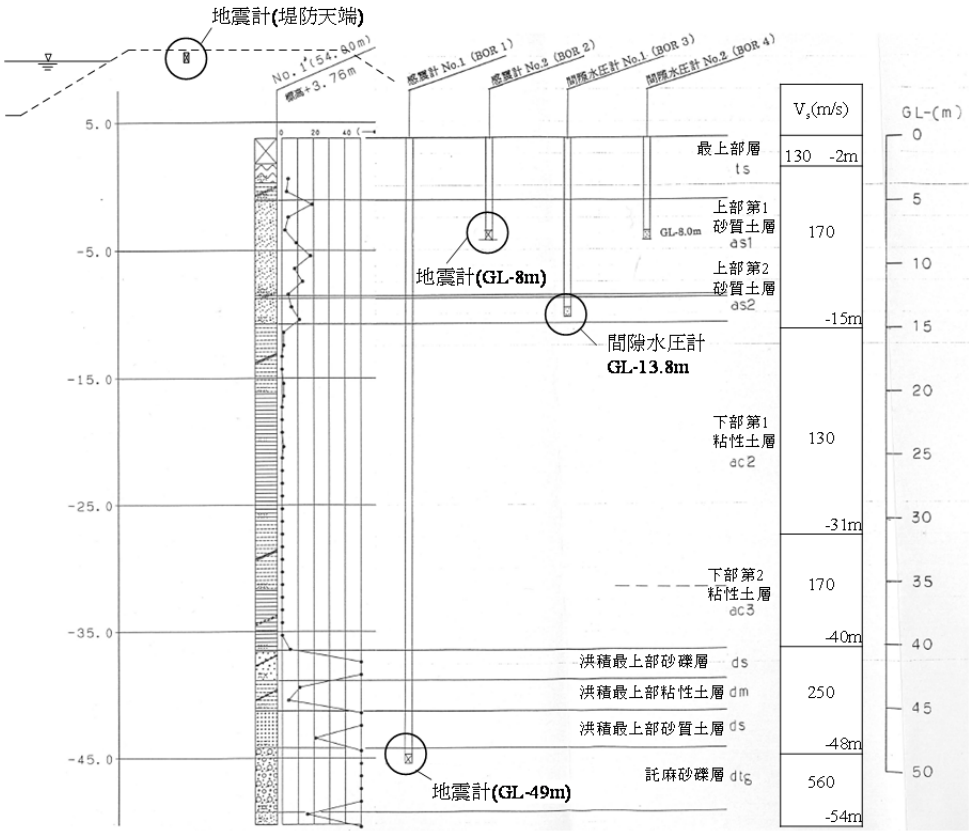

図-8　白川(小島)観測所の柱状図

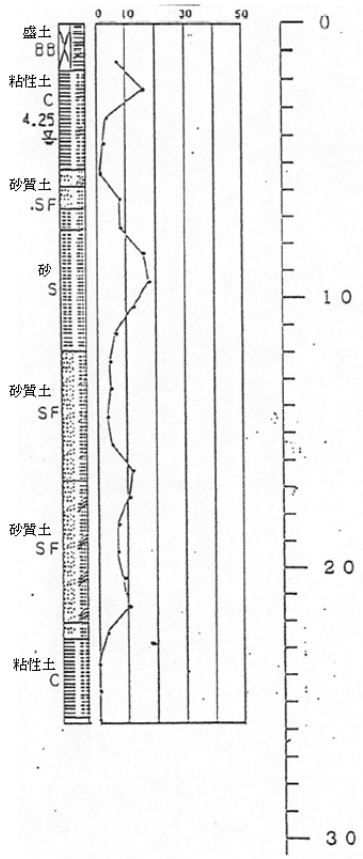

図-9　緑川下流出張所観測所の柱状図

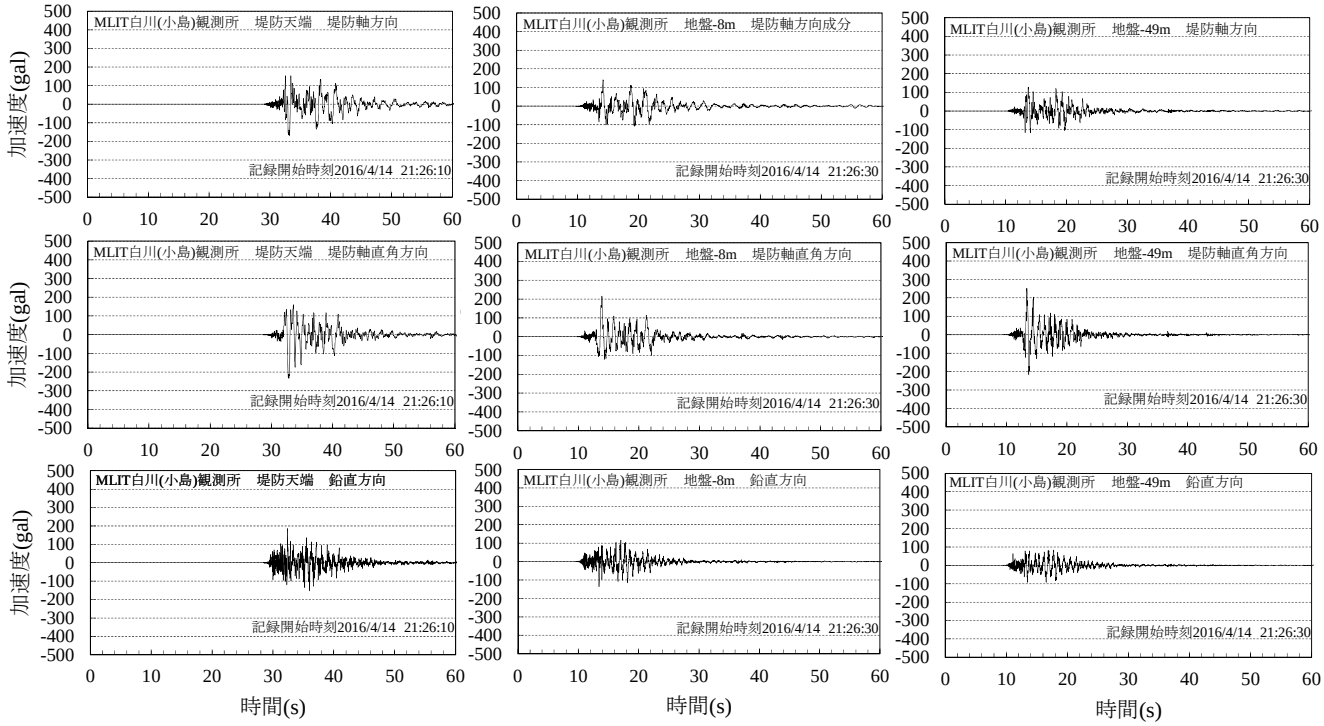

図-10　白川(小島)観測所の強震記録（前震）

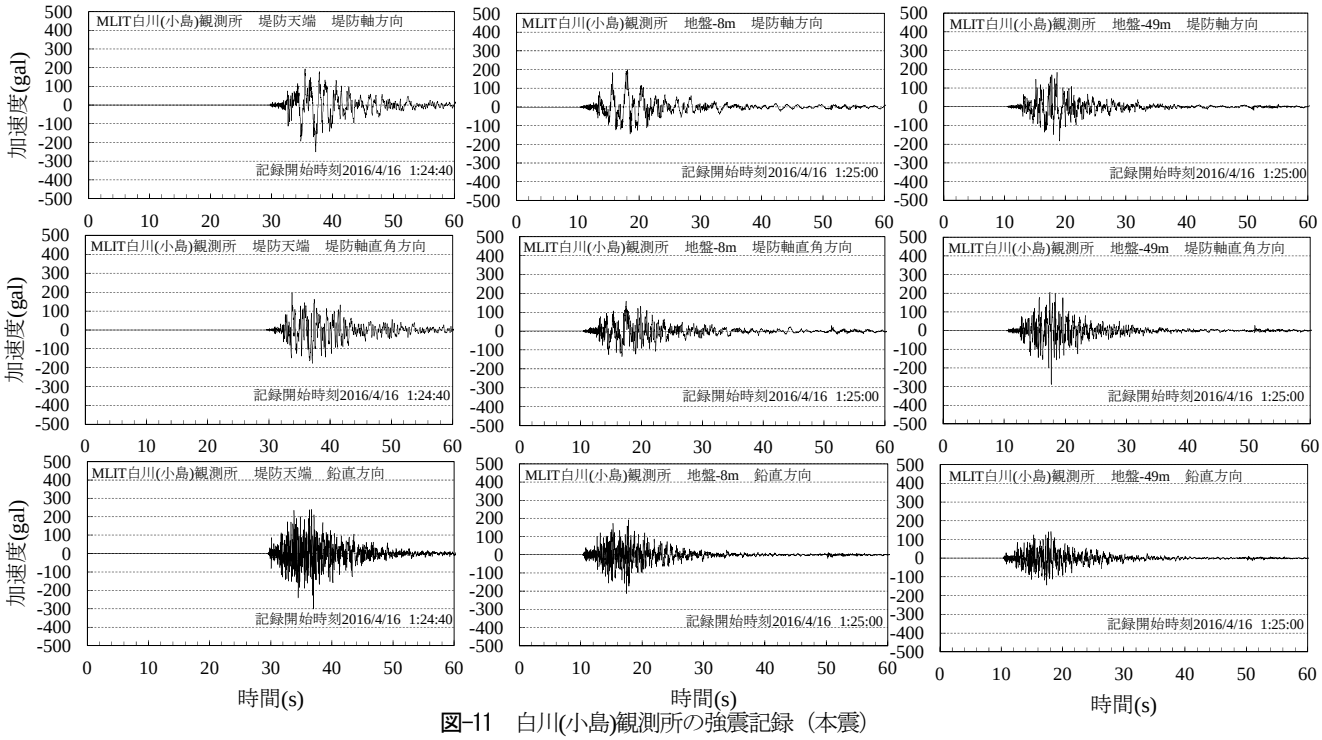

図-11　白川(小島)観測所の強震記録（本震）

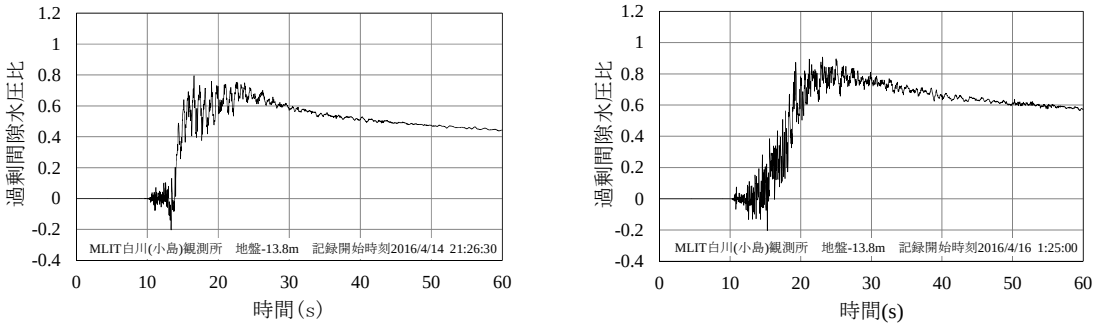

図-12　白川(小島)観測所（地盤-13.8m）の過剰間隙水圧比（左図：前震，右図：本震）

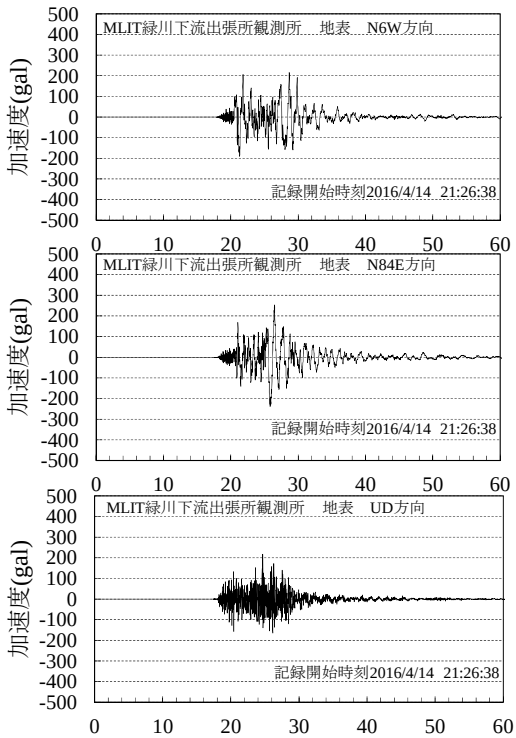

図-13　緑川下流出張所観測所の強震記録（前震）

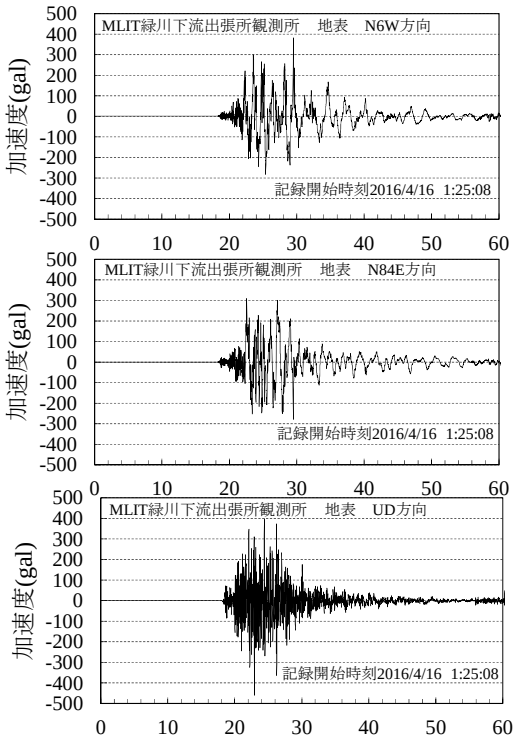

図-14　緑川下流出張所観測所の強震記録（本震）

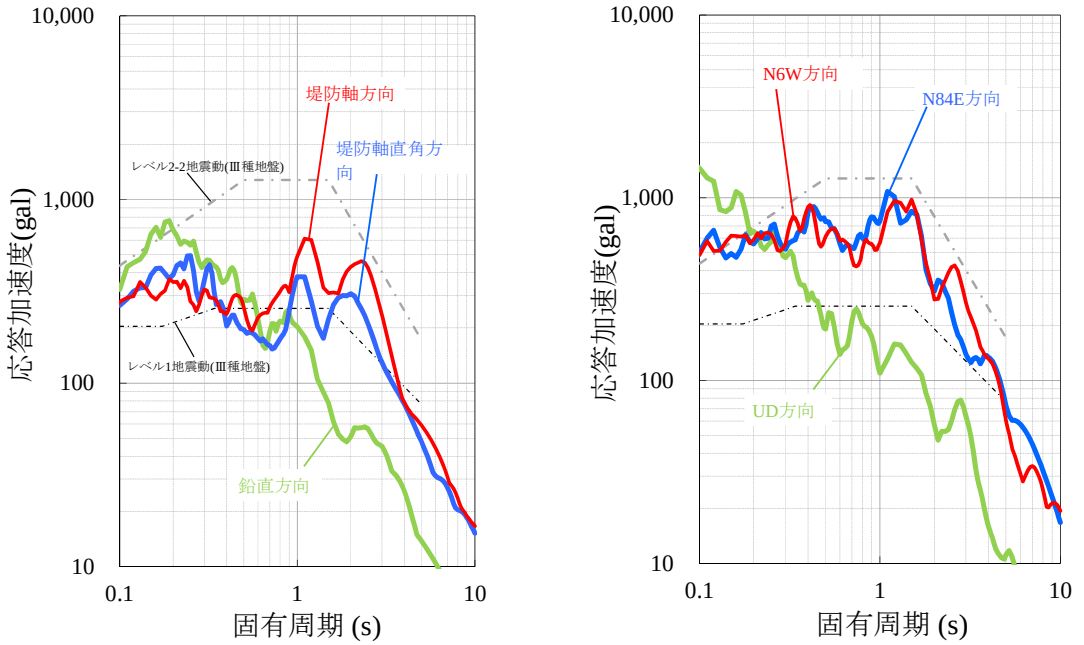

図-15　加速度応答スペクトル（本震，左図：白川(小島)観測所 地盤-8m，右図：緑川下流出張所観測所 地表）

5.　結論

本研究では，既往地震における特殊堤の被災事例と平成 28 年熊本地震における被災状況を比較するとともに，熊本地震の被災箇所近傍の地震動を分析し，特殊堤の地震被害への影響を地震動の観点から評価した．その結果を以下にまとめる．

①既往地震における被災事例と同様に，平成 28 年熊本地震における特殊堤の被災原因は，液状化によるものと推察できた．

②特殊堤の被災箇所近傍の白川(小島)観測所における熊本地震の本震の鉛直成分では，地盤 GL-49m よりも堤防天端の振幅の方が大きいが，水平成分においては逆に地盤 GL-49m の方が大きく，堤防天端及び地盤 GL-8m の振幅の方が小さくなっていることが確認できた．これは砂層が液状化することで基盤からの地震動が地表面に十分に伝達されずに，地表面の加速度が低減したためであると示唆できた．地盤 GL-13.8m の砂層における過剰間隙水圧比の結果からも，振幅が最大値程度となる 15 秒から 20 秒程度，過剰間隙水圧が一気に上昇しており，近傍の観測地点における強震記録や過剰間隙水圧比の時間変化からも液状化が被災原因と推察できた．また，液状化が発生すると判定される加速度は 154[gal]となった．この値は地盤 GL-49m の基盤の加速度を下回っており，地盤 GL-13.8m の砂層においては液状化が発生したと考えることができる．

③熊本地震における特殊堤の被災箇所近傍の地表の加速度応答スペクトルと河川構造物の耐震性能指針・解説の標準加速度応答スペクトルと比較した．その結果，本記録はレベル 1 地震動の標準加速度応答スペクトルを全周期帯で概ね包絡し，1 秒から 2 秒の周期帯ではレベル 2-2 地震動の標準加速度応答スペクトルに近い値となっており，超えるには至っていない．これより，今回の特殊堤の被災箇所は液状化によりパラペット部の亀裂や段差，目地のずれ等は発生しているが，地震動による被害は限定的となり，致命的な被害とはならなかったものと考えられる．

以上の結果から，特殊堤の被災メカニズムは液状化が発生した際の地盤と構造物の相互作用や，特殊堤及び耐震対策工の地震時挙動の非線形性が影響しており，複雑な地震時挙動となっていることが分かる．また，特殊堤の耐震性能を照査する際には隣り合う構造物の水平変位量が大きく影響するため，地盤変形の影響を把握するとともに，特殊堤の変位量を評価値として把握することが求められる．そのためにも特殊堤の構造物特性に応じた強震観測網の充実化を図り，実測記録の蓄積を行い，観測記録を基に被災メカニズムの検証を進め，特殊堤及び耐震対策工の耐震設計手法の高度化，合理化を図る必要があると考えられる．

謝辞：2011年東北地方太平洋沖地震の事例収集や土質調査においては東北地方整備局北上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.
2) 梶尾辰史，片岡正次郎，金子正洋，谷本俊輔，佐々木哲也：河川の特殊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, No.4, pp.718-733, 2014.
3) 谷本俊輔，林宏親，石原雅規，増山博之，佐々木哲也：堤防盛土の液状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.
4) 高橋章浩，杉田秀樹，谷本俊輔：液状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.
5) 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.
6) 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.
7) 建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案），1997.
8) 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.
9) 梶尾辰史，谷本俊輔，片岡正次郎，松本幸司，佐々木哲也，庄司学：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，土木学会論文集 A1（構造・地震工学）Vol.72，No.4，2016.
10) Tatsushi KAJIO, Shunsuke TANIMOTO, Shojiro KATAOKA, Koji MATSUMOTO, Tetsuya SASAKI, Gaku SHOJI : Dynamic centrifuge tests on shape effects and mechanisms of earthquake response of solidified bodies for special levees of rivers, *JAEE International Symposium on Earthquake Engineering 2015*, P2-31, 2015.
11) Tatsushi KAJIO, Shunsuke TANIMOTO, Shojiro KATAOKA, Koji MATSUMOTO, Tetsuya SASAKI, Gaku SHOJI : Study on seismic behavior of special levees of rivers using centrifuge dynamic tests, *New concepts and new developments in soil mechanics and geotechnical engineering, International Mini Symposium Chubu*, The Japanese Geotechnical Society, NAGOYA, AICHI, JAPAN, Session 5, No.37, 2016.
12) 梶尾辰史，谷本俊輔，片岡正次郎，佐々木哲也，庄司学：動的遠心模型実験による特殊堤の耐震対策工の対策効果と耐震設計手法の適用性の評価，日本地震工学会大会，2016.
13) 北陸地方建設局：新潟地震河川災害調査報告書，1965.
14) 東北地方建設局：1978 年宮城県沖地震災害報告書，1979.
15) 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.
16) 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.
17) 藤本一雄：1995 年兵庫県南部地震の深度分布とその要因の分析，東京工業大学大学院総合理工学研究科人間環境システム専攻，学位論文，1999.
18) 気象庁ホームページ：地方公表団体地震計の波形データ，http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/070716_chuetsu-oki/index2.html#chui（2016.9.1 閲覧）.
19) 佐々木康：土木技術資料 30-1，pp.47-55，1988.
20) 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，2013.
21) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会：「東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について」報告書，2011.
22) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報，国総研資料第 646 号・土研資料第 4202 号，2011.
23) 九州地方整備局熊本河川国道事務所：第 1 回緑川・白川堤防調査委員会資料，2016.
24) 気象庁：震度を知る 基礎知識とその活用，1996.
25) 国土地理院：地理院地図（電子国土 Web），http://maps.gsi.go.jp/#5/35.362222/138.731389/&vs=c1j0l0u0f0（2016.9.1 閲覧）.
26) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995.
27) 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指針・解説（平成 28 年 3 月），2016.

ANALYSIS ON DAMAGE TO SPECIAL LEVEES IN PAST EARTHQUAKES AND THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE

Tatsushi KAJIO, Yosuke Ishii , Shojiro KATAOKA 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. However, the detailed research of the special levees behavior induced by earthquake has not been promoted enough until now. The seismic countermeasure of special levee is designed by level 1 ground motion now. In this study, damage to special levees in the 2016 Kumamoto earthquake was compared to past earthquakes. We analyzed effects of earthquake motion on damage to special levees were investigated using observed motion recorded near the damaged special levees. Based on these results, problems of seismic design for special levee were pointed out.