

道路橋橋台およびその基礎 の地震被災事例分析

福井次郎¹・宮本宏一²・染谷克典³・佐伯光昭⁴・白戸真大⁵

^{1,5}修(工)(独) 土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム (〒305-8516茨城県つくば市南原1-6)
^{2,3}修(工) 日本技術開発株式会社 東京支社 構造・橋梁部 (〒164-8601 東京都中野区本町5-33-11)
⁴博(工) 日本技術開発株式会社 東京支社 (〒164-8601 東京都中野区本町5-33-11)

We analyze damage case histories of abutments and their foundations due to large earthquakes. 176 abutments are analyzed here. First, typical excessive damage patterns are described, and possible damage mechanisms are indicated. Second, statistic analyses are complied to find important factors to cause damage to abutments, and we elucidate that liquefaction of subsoils is the most critical factor.

Key Words : abutment, earthquake damage, case investigation, level 2 earthquake

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、大地震に対する構造物の耐震性能の評価に関する研究が精力的に進められている。橋台構造においても地震動が作用した場合の橋台背面に作用する土圧の評価方法等の研究が進められている。橋台やその基礎は、構造上の特徴から慣性力に加えて背面土圧および地盤との相互作用の影響を受け複雑な挙動を呈する。加えてこれらは立地条件により変化するので、耐震性能の評価が難しいものとなっている。

本稿は、道路橋の橋台の耐震設計に関する研究の基礎資料として既往の地震の際に生じた被災事例の収集、整理およびそれらの分析の結果を紹介するものである。

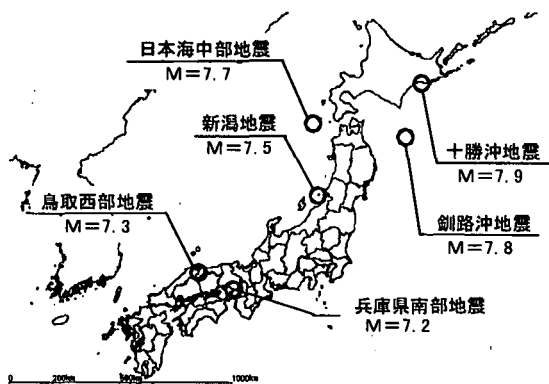


図-1 調査の対象とした地震

2. 橋台の被災事例調査結果の概要

(1) 対象調査地震と調査方法

対象とした被災事例は、図-1 に示す新潟地震 (1964)¹⁾、十勝沖地震 (1968)^{2),3)}、日本海中部地震 (1983)⁴⁾、釧路沖地震 (1993)⁵⁾、兵庫県南部地震 (1995)^{6)~8)}、鳥取西部地震 (2000年)⁹⁾の計6つの地震で生じたものである。前者の4地震の地震動は、平成14年道路橋示方書V編¹⁰⁾に示されるレベル2地震動のうちのタイプIに、後者については同じくタイプIIの地震動に相当する。なお上記以外の地震で、例えば宮城県沖地震 (1978年)、北海道南西沖地震 (1993年)についても橋台の軽微な被災事例は見られた。しかし、橋脚の被害に比べて橋台の被災事例の絶対数が少ないこともあり、有効なデータは得られなかった。

被災事例分析は、被災調査報告書等の文献に記載された内容に基づいて行った。兵庫県南部地震については関係自治体から提供された調査資料も参考にしている。その結果、上記の6地震において橋台に何らかの被災が報告された橋梁は表-1に示すように176橋である。このうちの3橋については、石積み橋台やレンガ造の古い形式であったため、被災の内容は把握したものの、以下の分析の対象からは除外した。被災の分析に着目した要因は、橋台の地震時の挙動に影響するものと考えられる立地条件、支承条件、橋台高さ、基礎形式、地盤条件と竣工年度の計6項目である。対象橋梁176橋のうち、これらの項目が判明している橋数を項目別および地震動のタ

表-1 調査橋梁数

調査地震	発生日月	マグニチュード	調査橋梁数	備考
新潟地震	1964.6	7.5	11	タイプⅠ地震動
十勝沖地震	1968.5	7.9	17	"
日本海中部地震	1983.5	7.7	26	"
釧路沖地震	1993.1	7.8	14	"
兵庫県南部地震	1995.1	7.2	101	タイプⅡ地震動
鳥取西部地震	2000.10	7.3	7	"
集 計			176	

タイプ別に図-2に示す。この図から判るように不明なデータが多く、定量的な分析を難しいものとしている。

(2) 橋台の代表的な地震被災例

橋台の被災形態は多様であるが、支承モルタルの損傷、支承本体の損傷など沓座周りの被害が多いのが特徴である。可動側は沓のストッパーが破損し、写真-1のように上部工とパラペットが接触することに起因して被災しているケースが見られる。一方、写真-2のように固定側はアンカー部の破損する被災の形態が目立つ。また、橋台本体の損傷は軽微に留まっても、写真-3に示すような取付背面路面や橋台前趾土砂の沈下が生じた事例なども見られた。これらは、地盤の液状化による被災の典型であり、実際に兵庫県南部地震で被災した末広橋、釧路沖地震で被災した鶴厚内橋⁵⁾でも地盤の液状化が報告されている。

被災の甚大であった被災橋台の例を挙げる。兵庫県南部地震で被災した御影大橋西側橋¹¹⁾は、橋長31.8mのPC単純ポステン橋である。フーチング下面以深に液状化層が存在し、図-3に示すように地盤の水平抵抗が減少して橋台の水平移動が生じたものと考えられる。

東魚崎大橋¹¹⁾は、運河に架かる橋長 64.8 m、PC 3径間単純プレテンション方式 T 桁橋である。この橋台も兵庫県南部地震により被災した。写真-4に示すように、沓座モルタルが破損し、また橋台が背面側

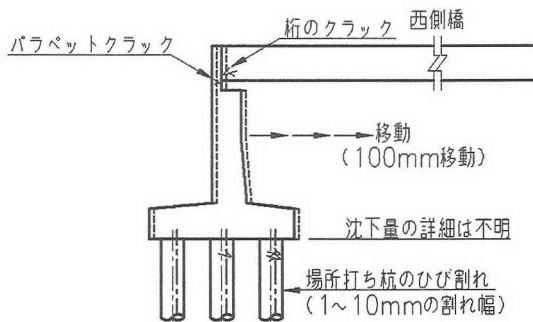


図-3 御影大橋西側橋の被災状況¹¹⁾

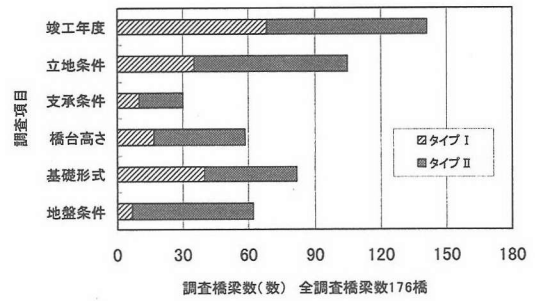


図-2 被災分析の対象とした橋台の調査項目

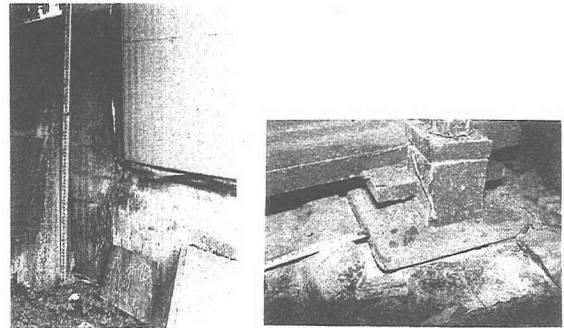
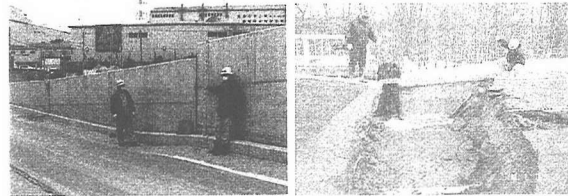


写真-1 可動沓の損傷 (兵庫県; 戒橋)

写真-2 固定沓の破損 (北海道; 光橋)⁵⁾



(兵庫県; 末広橋)

(北海道 鶴厚内橋)⁵⁾

写真-3 取付付道路の沈下事例

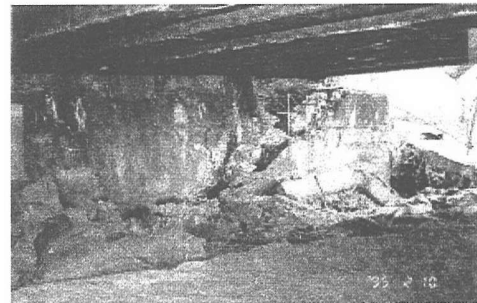


写真-4 東魚崎大橋の被災状況¹¹⁾

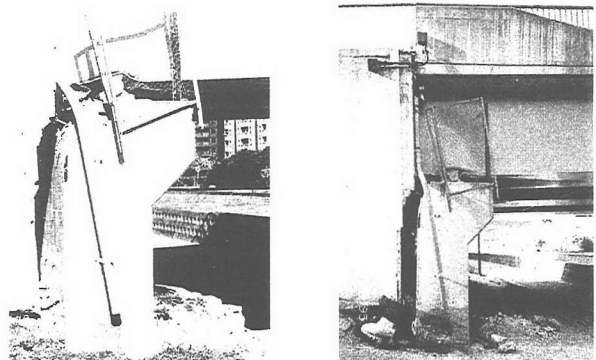


写真-5 宮川大橋の被災状況⁸⁾

に傾斜し、躯体前面に大きなひび割れが広がり、橋台自体も前面へ大きく移動した。また、橋台背面地盤も沈下していた。地盤は、緩く液状化が生じる地盤であった。橋台の前面へ移動することに対して桁がストラットの役割を果たし、壁前面側に大きな引張りが生じたこと、ウイング部が外側へと広がったことなどによって壁およびウイングとの接合部に段階的に破壊が生じたと推測される。

地盤流動による典型的な被災事例を写真-5 に示す。この橋梁は、兵庫県南部地震で被災した宮川大橋⁸⁾である。橋長 49.4 m の単純非合成鋼桁橋であり、橋台の背面には BOX カルバートが接続している。支承は逸脱し、桁との接触に伴いパラペットの基部が破断するほど橋台は前方へ大きく水平移動している。地盤はフーチング下面から液状化層が 12 m 程度続く緩い砂質土層であった。

同様な被災形態と見られる事例を図-4 に示す。これは鳥取県西部地震で被災を受けた夢みなと橋¹²⁾である。桁のストラットにより躯体上部の水平変位が拘束され、橋台底面がすくわれるように移動している。周辺の取り付け護岸は一様に前面にはらみ出し、護岸の水平変位量は最大で 1 m 以上にも達した。

十勝沖地震で被災した明野一号橋³⁾の被災事例を図-5 に示す。橋台の下部が前方へ押し出され、上部は後方に傾いて支承部付近を中心に背面方向に回転した。調査報告書では、地震により橋台背面土が液状化し、その過程で内部摩擦角が減少したため、土圧が著しく増大して橋台が滑動したとことによる被災であると予測している。

以上に示した一連の被災事例から典型的な被災のパターンを表-3 に整理した。まず、御影大橋西側橋¹¹⁾および東魚崎大橋¹¹⁾の被災に代表されるような橋台が水平に移動した被災メカニズムを被災形態(a)

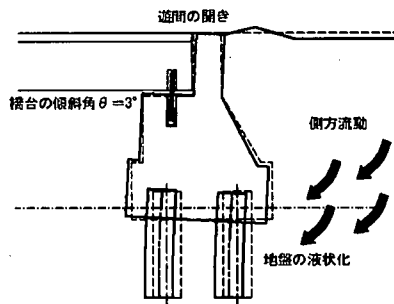


図-4 夢みなと橋の被災状況¹²⁾

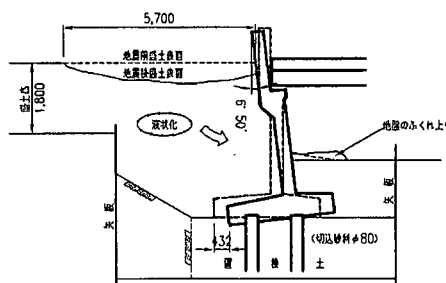


図-5 明野一号橋の被災状況³⁾

のように想定した。基礎を支持する地盤の液状化が発生したことにより基礎の水平支持力が低下し、背面から前面へ向かう橋台自身の慣性力や地震時土圧、流動力の作用で橋台が前面に移動したと考えられる。

被災形態(b)は、地盤流動が主たる原因となる場合、被災形態(c)は地盤せん断抵抗の減少により、橋台背面盛土部のヒービング的なすべり破壊により橋台が傾斜するものである。橋台背面が BOX 構造であるため橋台背面に大きな土圧は作用しない宮川大橋⁸⁾や、橋台が非常に低い夢みなと橋¹²⁾の橋台被災、明野一号橋がこれらに該当すると考えられる。橋台背面に大きな沈下が生じること、足元がすくわれるように橋台が傾斜しているのが特徴である。大きな

表-3 被災した橋台とその被災メカニズム

被災形態	慣性力と地盤液状化に起因した被災		地盤流動による被災	
	被災形態(a)		被災形態(b)	被災形態(c)
想定した被災のメカニズム				
主な被災事例	御影大橋西側橋, 東魚崎大橋		夢みなと橋, 宮川大橋, 明野一号橋	

被災が生じた橋台では、まず桁がストラットとなって橋台の変位が押えられていることが共通している。

しかし、兵庫県南部地震以降の道路橋においては弾性支承を用いた反力分散設計が広く行われており、橋台パラペットと桁端に大きな遊間が必要とされている。このような橋梁では本稿の事例で示したようなストラット効果はあまり期待できないものと考えられることは注意すべき点である。

4. 道路橋橋台の被災要因分析

(1) 橋台被災ランクの定義

橋台の被災程度は、天端位置での変位量や沈下量といった実測値を直接、指標に用いて分類することが最も望ましいが、変位量等を測定しているのは、被災の著しかった橋台に限った場合が多い。そこで今回の検討では、被災の程度を被災ランクと定義する指標で表すこととした。被災ランクは震後に橋の供用が可能か否かに着目して4段階で設定し、数字が大きいランクの順が被災の程度が甚大であるように分類した。この指標は、土木構造物復旧マニュアル(案)¹³⁾に示された橋梁の被災判定方法や道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁰⁾で規定される橋梁の耐震性能を参考に表-5のように設定したものである。

被災ランクは、文献調査で得られた損傷報告から判断して定めることとした。したがって、実際の被災後の供用、修復状況とは異なる可能性があることに注意されたい。

被災ランクの具体的な判定方法は以下のとおりである。被災の殆どない橋台もしくは前節の写真-1, 2のように被災状況が伸縮遊間の減少や支承の破損にとどまり「車両通行可能」のレベルをランク1、橋台自体の過度の移動はないが、写真-3左のように背面取付道路等の若干の沈下などをランク2とした。写真-3右のような通行が一時不可能となる過大な背面地盤の沈下、橋台の水平動を伴う被災をランク3とし、さらに変位が進み写真-4の東魚崎大橋のような躯体の破壊を伴う移動が見られた場合をランク4

表-4 主な被災の特徴

被災項目	全地震合計	被災程度
(0) 橋台に被災は生じていない	29 /176橋	被災ランク1相当
(1) 伸縮装置遊間の減少	28 /176橋	
(2) 支承セルルの損傷	33 /176橋	
(3) 支承本体の損傷	24 /176橋	
(4) ストップ、アンカーの損傷	17 /176橋	
(5) パラペットのひび割れ	16 /176橋	被災ランク2相当
(6) 橋台背面盛土の沈下(数日の復旧工事で供用可能レベル)	21 /176橋	
(7) 橋台本体の軽微な移動・沈下(重量制限等で供用できる程度)	23 /176橋	
(8) 橋台周辺地盤(前面護岸等)の沈下・水平変位	11 /176橋	被災ランク3相当
(9) 橋台躯体の軽微なひび・欠損	27 /176橋	
(10) 橋台本体の水平変位・傾斜(～50cm)	5 /176橋	被災ランク4相当
(11) 橋台の移動を伴う橋台背面盛土の沈下	6 /176橋	
(12) パラペットの破壊(鉄筋露出)	4 /176橋	
(13) 躯体の損傷(躯体の大きなひび割れ)、パイルベント杭の損傷	12 /176橋	
(14) 躯体の破壊(躯体のせん断破壊)	4 /176橋	被災ランク4相当
(15) 橋台本体の過大な移動・傾斜(50cm以上)	8 /176橋	
(16) 落橋	2 /176橋	

とした。これら各被災ランクに対応する橋梁数を表-4に示す。

(2) 橋台構造条件と被災ランクの関係

被災ランクと橋台の構造条件に関するパラメータの相関性を整理した。竣工年度毎の被災橋台基数と被災ランクの関係を図-6に、基礎形式・杭種別の被災ランクとの関係を図-7にそれぞれ示す。被災を受けていない橋梁も含めた母集団に対する割合に注意する必要があるが、昭和47年以前に竣工した橋台の被災が多い。昭和47年以前の基礎設計においては、

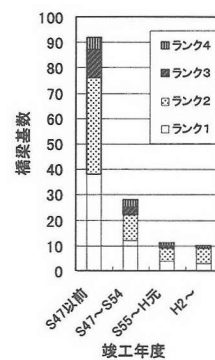


図-6 竣工年度と被災橋台基数

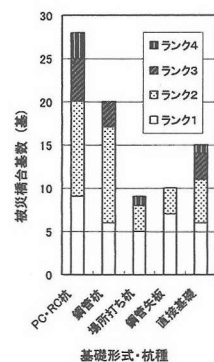


図-7 基礎形式と被災橋台基数

表-5 被災程度と被災ランクの対応表

橋台の損傷状況	軽微	中～大規模		甚大
		重量制限 速度制限	一時交通止 (仮受等による復旧)	
供用性	交通規制なし	重量制限 速度制限	一時交通止 (仮受等による復旧)	通行止
修復性	ひび割れ程度の軽微な修復	容易に恒久復旧を行うことが可能	大がかりな恒久復旧が必要	撤去・再構築
橋台の損傷内容	・伸縮遊間の減少 ・パラペットのひび割れ	・橋台背面盛土の軽微な沈下	・橋台の水平移動・傾斜 ・橋台背面盛土の過大な沈下	・過大な橋台の水平移動・傾斜 ・躯体の破壊
耐震性能	耐震性能1	耐震性能2		耐震性能3
被災ランク	1	2	3	4

地盤液状化の影響を全く考慮していないのが原因の一つである。

基礎形式別では、RC・PC 杭基礎橋台において被災ランク 3 以上の基数と、被災橋台数に占める割合ともに大きい。しかし、昭和 47 年以前に建設された基礎が多いため、液状化との関係も考慮した整理が必要である。これについては図-14 を用いて後述する。

なお直接基礎での大きな被災事例は、ケーソン上に設置された直接基礎¹¹⁾、斜面上の小規模橋台で斜面滑りにより安定が損なわれたものであった。

次に、支承条件が被災ランクに及ぼす影響をみてみよう。図-8 に示すように支承条件の違いによる被災ランクにも差異は見られないと言ってよい。しかし、2. (2) にて既に述べたように、被災の形態は支承条件により異なっていた。可動沓は、けたの過大な移動によりストッパーが破損してパラペットと衝突した被災が多い。一方、固定沓側は上部工の慣性力により支承のアンカー一部で破損するケースが多い。

橋台高さ毎に被災基数を整理したものを図-9 に示す。大きな慣性力が作用したであろう高橋台で大きな被災が生じていない点の特徴である。一般に地盤条件が悪い場合には作用荷重を小さくするために橋台高さを低く抑え、地盤条件がよい場合は高い橋台を計画することが多い。すなわち、高い橋台に大きな被災が少なかった理由は比較的良好な地盤条件のところに立地されていたためと推測する。

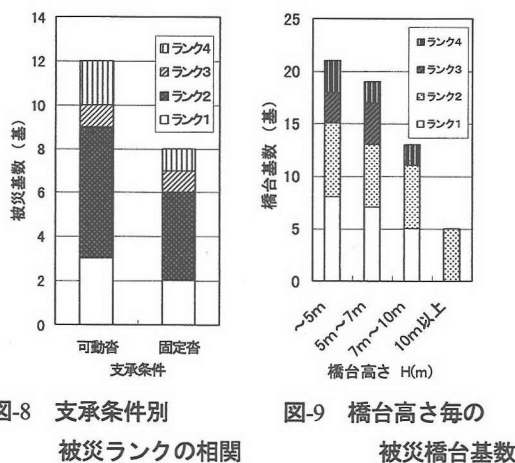


図-8 支承条件別被災ランクの相関

図-9 橋台高さ毎の被災橋台基数

(3) 地盤条件と被災ランクの関係

地盤の液状化を含めた地盤条件を表す指標として、換算液状化層厚を用いることにした。換算液状化層厚 H_E は、以下のように表される。

$$H_E = H_1^* + H_2^* \quad (1)$$

ここに、 H_E が換算液状化層厚 (m)、 H_1^* が深度 10 m までの層の換算液状化層厚 (m)、 H_2^* が深度

10-20 m までの層の換算液状化層厚 (m) である。深度は、フーチング下面位置を起点としている。 H_1^* 、 H_2^* は、次式で算出する。

$$H_1^* = 1.5H_{FL1} + 1.0H_{FL2} + 0.5H_{FL3} \quad (2)$$

$$H_2^* = 1.0H_{FL1} + 0.5H_{FL2} \quad (3)$$

ここに、 H_{FL1} は液状化に対する抵抗率 F_L が 0.6 以下となる土層の層厚の合計 (m)、 H_{FL2} は F_L が $0.6 < F_L \leq 0.8$ となる土層の層厚の合計 (m)、 H_{FL3} は F_L が $F_L > 0.8$ となる土層の層厚の合計 (m) のように定める。なお、本稿では F_L の計算は平成 14 年改訂の道路橋示方書 V 耐震設計編の規定による。

図-10 は、全 176 橋のうち地盤条件の判る 62 橋に対して換算液状化層厚と被災ランク相関を地震別を示したものである。被災ランクは、地震によらず換算液状化層厚 H_E に比例した傾向を呈している。

しかし、兵庫県南部地震で被災した御影大橋西側橋 (ランク 4: $H_E = 6.8$ m) や十勝沖地震で被災した明野一号橋 (ランク 4: $H_E = 3.1$ m) は、この傾向を呈していない。これらの理由は以下のとおりと考えられる。御影大橋西側橋は、杭頭部から 4.6 m 程度の範囲で液状化層 ($F_L = 0.45$) が存在する。換算液状化層厚は、液状化の程度 F_L と液状化層の深度を重みとして評価するものではあるが、同橋では液状化の程度が激しかった砂層が杭頭付近にのみ集中していたため、上式で設定した重み係数以上に影響があったものと考えられる。一方、明野一号橋は、フーチング下面以深の液状化層は薄い (3.5 m 程度) が、橋台背面土 (砂層) が液状化し土圧が過大になり滑動したと当時の調査でも報告されている。よってこれらのような特別な場合を除けば、被災程度と換算液状化層厚はよい相関がある。

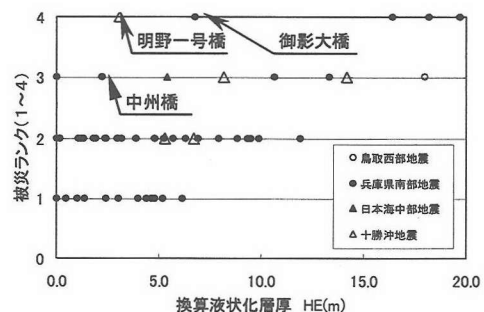


図-10 換算液状化層厚と被災ランクの相関

次に、 N 値が 1~3 程度の軟弱地盤に立地する橋台に対して粘性土層と被災ランクに着目して整理を行った。フーチング下面から深度 20 m において、軟弱な粘性土層厚が厚い橋台を抽出し、粘性土層厚と被災ランクの関係を整理した結果を図-11 に示す。被災ランク 3 の中州橋のある地盤は N 値が 2 の軟弱

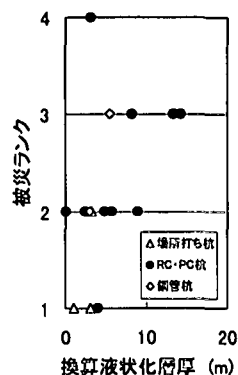
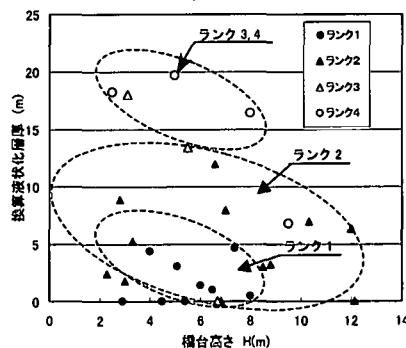
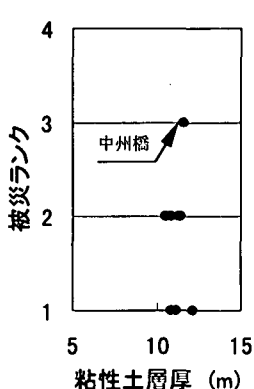
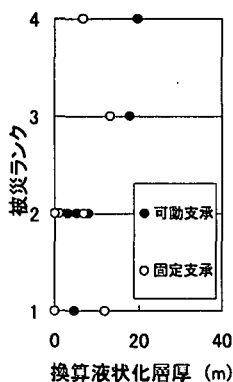


図-11 粘性土厚が被災ランクの及ぼす関係

図-12 換算液状化層厚と被災ランクの及ぼす関係

図-13 橋台高さおよび換算液状化層厚被災ランクの関係

図-14 換算液状化層厚と被災ランクの関係 (S47 以前)

な粘性土が主体である。しかし液状化層が存在していることが図-12の他の橋梁とは異なっており、GL-5 m から液状化層 ($F_L=0.90$) が 4.4 m 程度堆積していた。以上より、単に軟弱層が厚いというだけでは大きな地震被災は生じず、液状化層の存在が大きな被災を引き起こす可能性がある。

さらに、図-13は、換算液状化層厚と被災ランクの関係を橋台高さ別に整理したものである。同じ換算液状化層厚であれば、橋台が高い程大きな被災が生じており、逆に橋台高さが同じであれば液状化換算層厚が大きいくほど、被災の程度も大きくなる傾向が明らかになった。

図-14に、被災基数の多かった S47 以前に竣工した橋梁に対して換算液状化層厚と被災ランクの関係を杭種別に整理したものを示す。RC・PC杭以外の基礎形式のデータは少ないが、杭種による被災程度の差異はあまり見られず、液状化の影響が被災ランクに対して相関を持つことがわかる。

4. 今後の課題

本稿では、既往の震災で橋台にも被災事例が数多くあったことを明らかにした。またその被災状況から橋台の典型的な被災パターンを紹介し、被災程度と地盤条件との間には定性的な相関性があることを整理した。特に、地盤の液状化の発生が橋台の耐震性に大きく影響することが明らかになった。しかし、被災パターンの定量的な評価には至っていない。これは、現存する情報が 1) 橋梁位置の地盤条件を特定することが困難であること、2) 橋台の構造諸元の情報が乏しいこと、そして 3) 震後の被災状況調査で移動量の実測結果が少なかったことなどが挙げられる。今後、構造物の被災事例から得た知見を基にその発生メカニズムを解明し、合理的な耐震設計手法を整備するためには、震後調査をさらに充実させ、1)~3)に示した情報も記録することが必要かつ重要

と考える。

謝辞：本研究は、平成 11 年度、12 年度に (社) 日本道路協会橋梁委員会下部構造小委員会に設置された橋台の耐震設計法 SWG (主査：佐伯光昭) での検討の一部をまとめたものであり、SWG 委員各位には有益な助言をいただきました。また、貴重な調査資料を提供していただいた関係自治体の各位に対し、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会新潟震災調査委員会編：昭和 39 年 新潟地震災害調査報告，1996。
- 2) 十勝地震調査委員会：1968 年十勝沖地震調査報告書，1969。
- 3) 建設省土木研究所：1968 年十勝沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第 141 号，1971。
- 4) 土木学会：1983 年日本海中部地震震害調査報告書，1986。
- 5) 建設省土木研究所：平成 5 年 (1993 年) 釧路沖地震災害調査報告，第 193 号，土木研究所報告，1994。
- 6) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第 1 章橋梁，土木学会ほか，1996。
- 7) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第 4 章基礎構造物，土木学会ほか，1998。
- 8) (社) 全国防災協会：7-2官川大橋橋梁被害採択事例集，pp. 265-299，平成 7 年発生災害事例集，1995。
- 9) (社) 建設コンサルタンツ協会 中国支部：鳥取県西部地震被災調査報告書，2000。
- 10) 日本道路橋協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，丸善，2002。
- 11) 山崎聡一：神戸市における橋梁基礎の被害と復旧，基礎工，pp. 52-60，Vol.24，No. 8，1996。
- 12) 建設省土木研究所：平成12年 (2000年) 鳥取西部地震緊急調査報告書，土木研究所資料，第 3769 号，2000。
- 13) 監修 建設省：土木構造物の震災復旧技術マニュアル (案)，財団法人土木研究センター，1986。