

2016年熊本地震における惣領橋の 中間橋脚の沈下現象に関する一考察

梶田 幸秀¹・副島 健太郎²・宇野 州彦³・松田 泰治⁴

¹正会員 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)
E-mail: ykajita@doc.kyushu-u.ac.jp

²学生会員 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 修士課程
(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)
E-mail: soejima@doc.kyushu-u.ac.jp

³正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)
E-mail: kunihiko.uno@mail.penta-ocean.co.jp

⁴正会員 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)
E-mail: mazda@doc.kyushu-u.ac.jp

惣領橋では、2016年熊本地震の影響によって中間橋脚の沈下被害が報告された。本研究では、中間橋脚沈下の原因の推定を目的とし、地震時の液状化による構造物被害予測プログラム (FLIP) を用いて解析を行った。非排水条件でのモデル化と排水条件でのモデル化を行い、排水条件では地震動終了後も橋台と橋脚の沈下は続き、最終的には橋脚は約15cm沈下したが、橋脚の方がより沈下しており、いずれの条件においても実現象と一致するような沈下を確認することはできなかった。

Key Words : Liquefaction, Abutment, Pile, Ground subsidence

1. はじめに

深刻な液状化被害が発生した1964年新潟地震を契機に、液状化が地震災害と関連付けられて考えられるようになり、液状化に対する様々な研究が活発に行われてきた。1964年新潟地震以降にも液状化による構造物被害が生じている。例えば、1968年十勝沖地震、1983年日本海中部地震、1993年釧路沖地震、1995年兵庫南部地震、2011年東北地方太平洋沖地震などで液状化被害が確認されており、その対策は未だ十分であるとはえない。

液状化による構造物への被害は様々なものがあり、地盤の液状化によって構造物の沈下や傾斜が生じるものや、地下埋設物の浮上などがある。2016年熊本地震でも種々の構造物が強震動や地盤変状により被害を受けた。秋津川にかかる惣領橋では河川内に立てられた中間橋脚が沈下し、それに伴う橋梁の損傷が確認されている。その様子を写真-1に示す。今回の地震による橋脚の沈下量は、左岸側橋台を基準点として、中間橋脚の梁天端で309mm (上流側)、376mm (下流側) である。

惣領橋のように河川を跨ぐ橋梁は全国に数多く存在する。また、日本では都市近郊に活断層が存在する場合も

多く、新たな内陸型の大地震が懸念されている。そのような状況で、惣領橋と同様の被害が発生すれば、交通に支障が出たり、復旧に時間を要するのは明白である。

そこで、本研究では、中間橋脚の沈下現象の原因を推定するため、地盤と橋梁の連成を考えた地震応答解析を実施し、検討を行った。



写真-1 中間橋脚の沈下現象

2. 二次元有効応力解析の概要

(1) 解析対象の橋梁について

惣領橋は、1988年に建設された橋長33.3m、2径間PC単純T桁橋である。秋津川に架かる橋であり、九州自動車道の秋津川橋から上流側約800mの所に位置する。惣領橋の場所を図-1に示す。図-1の赤枠で囲んだ場所が惣領橋である。また、図-1の黄色の点(中間橋脚下流側付近)で地震発生後に熊本県がボーリング調査を実施しており、ボーリングにより得られたN値を図-2に示す。

架橋位置周辺の地質を図-3に示す。火砕流堆積物(Aso-4)及び砂礫層-1(保田窪砂礫層)上に秋津川の運搬・堆積による沖積層に相当する低地堆積物の粘性土・砂質土が互層状に分布している。周辺の地質状況と液状化の発生範囲から、沖積層に相当する低地堆積物層と上層の砂礫層で液状化の発生が考えられる。



図-1 惣領橋の位置

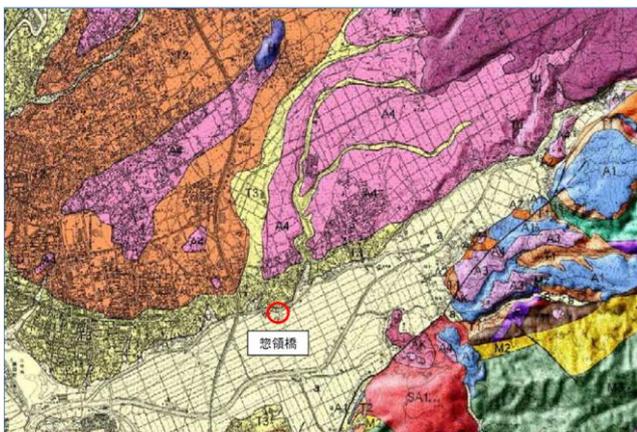


図-3 惣領橋周辺の地形

(2) 解析の概要

本解析は FLIP¹⁾²⁾「液状化による構造物被害予測プログラム」を用いている。FLIPは有効応力法に基づく地震応答解析プログラムであり2次元有限要素法に基づいた有効応力解析を行う。FLIPにおける砂質土の繰り返し載荷時の挙動を再現するために、多重せん断ばねモデル³⁾⁴⁾が用いられている。このモデルではせん断応力-せん断ひずみ空間上の円とその中心の可動点から構成される。可動点は円と非線形ばねと結ばれており、それぞれのばねは双曲線タイプの荷重-変位関係に従う。

(3) 構造物および地盤部分のモデル化

本解析で用いたモデルの全体図を図-4に示す。地下水位面は、河川底面と同じ高さに設定した(図-4の青色の線)。震災後の調査で液状化に対する抵抗率が1未満の地層を液状化層とした(図-4の赤枠で囲まれた部分、地下水位面から深度10.8m~11.8mの層と17.8m~19.8mの層)。モデル下面は工学基盤面に設定した。惣領橋については図-5のようにモデル化を行っている。奥行き方

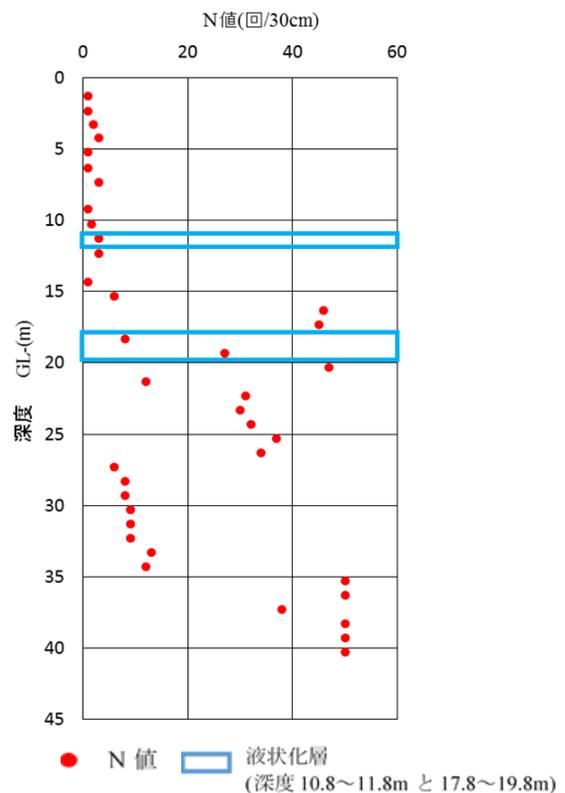


図-2 ボーリング結果

向幅は、中間橋脚の杭間と同じようにモデル化している。支承部のモデル化については、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁹⁾を参考に決定した。図-5 の赤枠で囲んだ場所を固定支承とし、鉛直方向及び水平方向に拘束した。固定支承でない所は可動支承として、鉛直方向のみ拘束を行った。杭先端の位置は A1 橋台(左岸側橋台)が深度 15.8m, P1 橋脚(中間橋脚)が深度 16.8m, A2 橋台(右岸側橋台)が深度 17.8m にある。橋桁と橋台については図-6 で示すばねを使って接合している。このばねは遊間量(0.1m)を超えて橋台と橋桁とが近づくと橋台は橋桁から反力を受ける。橋桁と橋台の間には剛性が非常に大きなばね($k=10^{10}$ kN/m)を導入した。橋台、橋脚、杭基礎といった構造物と土層の間には境界条件を表現するため、表-1 に示す物性値のジョイント要素を設置している。ジ

ョイント要素は引張方向の応力は負担せず、圧縮側では K_n (垂直方向初期剛性)に応じた力を負担し、せん断方向においてはせん断力がせん断強度に達するまでは K_s (せん断方向初期剛性)に応じた力を負担する。本解析でのジョイント要素は文献⁹⁾に述べられているものを使用した。また、各土層のパラメータについては表-2 に示す通りとなっている。液状化層となっている layer10, layer16 及び layer17 については、液状化パラメータ設定支援ソフト FLIPSIM を用いて液状化パラメータを決定した(表-3)。排水条件時のパラメータ決定にはカクテルグラスモデルのパラメータ決定補助機能ソフト FLIPCSIM の簡易設定を用いてパラメータを決定した。なお、この機能では f_c 値が 70%までしか計算できないため f_c が 70%以上の地層については 70%として計算を

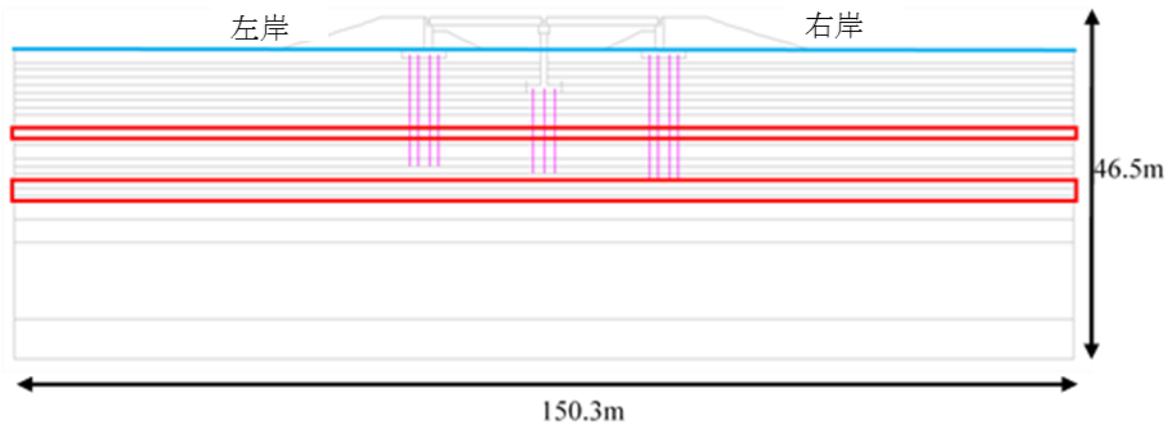


図-4 モデルの全体図

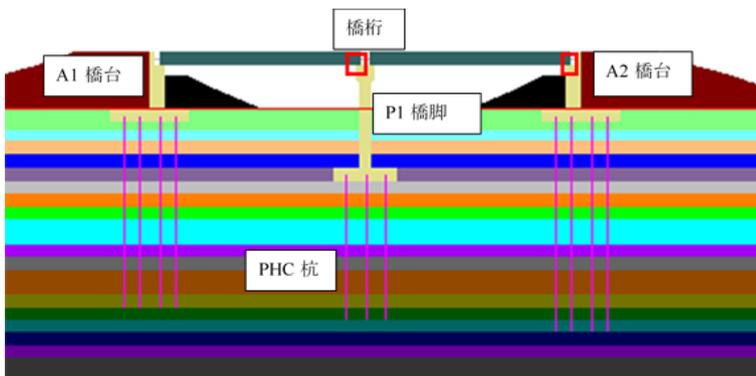


図-5 惣領橋のモデル化

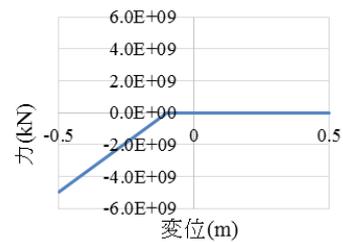


図-6 遊間ばねについて

表-1 ジョイント物性値

	自重解析			動的解析		
	K_n	K_s	摩擦角 ϕ	K_n	K_s	摩擦角 ϕ
	kN/m ²	kN/m ²	°	kN/m ²	kN/m ²	°
橋台-地盤・ 橋脚-地盤側面	1×10^6	0	15	1×10^6	1×10^6	15
橋台-地盤・ 橋脚-地盤底面	1×10^6	1×10^6	31	1×10^6	1×10^6	31
杭-地盤境界	0	0	15	0	1×10^6	15

行った。さらに、非排水条件時の液状化パラメータと排水条件時の液状化パラメータは異なっており、排水条件時には FLIPSIM より求めた液状化パラメータに合うように種々の液状化パラメータを調整(フィッティング)している。その結果、表-4 のような液状化パラメータとなった。

また、杭の物性値については表-5 のようになっている。先端支持力については、杭先端と地盤間に非線形ばねを設置することでモデル化した。この非線形ばねは、押し込み力が極限支持力までは地盤-杭間の変位差は発生せず、極限支持力となる支持力を保持した形で変位差が増大するモデルとなっている。中間橋脚・左岸橋台・右岸橋台の杭基礎の杭の本数や先端支持力は表-6 のよう

になっている。解析モデルでは奥行き方向を中間橋脚の杭間でモデル化しているため両橋台の杭の支持力が過小評価されている。そこで、杭本数を考慮して、左岸橋台の先端支持力を 1.27 倍、右岸橋台の先端支持力を 1.15 倍して支持力を算出した。

また、中間橋脚の杭先端位置の N 値を図-7 に示す。中間橋脚の杭先端は支持層の N 値のばらつきが大きい。さらに、調査結果より杭先端が特に礫が少なく緩い箇所位置することが確認された。したがって、中間橋脚では杭の先端支持力が期待できない。よって、N 値を 8 として支持力を算出した。

表-2 地盤物性値

土層区分	層下面の深度 (m)	ρ_t (t/m^3)	n	動的変形特性								N値	σ'	Fc
				σ'_m (kPa)	G_{ma} (kPa)	K_{ma} (kPa)	m_G	m_K	ϕ_r (°)	c (kPa)	h_{max}			
layer 1	1.8	1.80	0.621	5.17	10200	26600	0.5	0.5	0	30	0.24	1	9.95	68.9
layer 2	2.617	1.80	0.633	11.9	10200	26600	0.5	0.5	0	30	0.24	1	15.96	68.9
layer 3	3.617	1.80	0.617	16.2	10200	26600	0.5	0.5	0	30	0.24	2	22.95	68.9
layer 4	4.8	1.80	0.606	21.7	10200	26600	0.5	0.5	0	30	0.24	3	29.45	68.9
layer 5	5.8	1.79	0.644	25.3	13600	35467	0.5	0.5	0	40	0.24	1	33.59	90.6
layer 6	6.8	1.79	0.645	28.0	13600	35467	0.5	0.5	0	40	0.24	1	37.35	90.6
layer 7	7.8	1.79	0.616	31.9	8500	22167	0.5	0.5	0	25	0.24	3	42.55	97.3
layer 8	8.8	1.79	0.647	36.1	8500	22167	0.5	0.5	0	25	0.24	1	53.14	97.3
layer 9	10.8	1.79	0.638	42.2	8500	22167	0.5	0.5	0	25	0.24	1.7	59.05	97.3
layer 10	11.8	1.85	0.597	50.6	34367	89623	0.5	0.5	32.51	0	0.24	3	67.48	55.4
layer 11	12.8	1.79	0.626	57.0	27200	70933	0.5	0.5	0	80	0.24	3	75.98	85.1
layer 12	14.8	1.79	0.653	66.2	27200	70933	0.5	0.5	0	80	0.24	1	92.98	85.1
layer 13	15.8	1.79	0.605	76.1	27200	70933	0.5	0.5	0	80	0.24	6	101.48	85.1
layer 14	16.8	2.03	0.374	89.0	168301	438902	0.5	0.5	44.5	0	0.24	46	111.97	15.6
layer 15	17.8	2.04	0.439	92.2	162687	424262	0.5	0.5	42.53	0	0.24	45	122.97	12.7
layer 16	18.8	2.04	0.511	100	51436	134138	0.5	0.5	34.54	0	0.24	8	133.98	12.7
layer 17	19.8	2.02	0.394	109	118761	309710	0.5	0.5	43.46	0	0.24	27	144.98	16.6
dvs2	23	1.79	0.564	137	111699	291294	0.5	0.5	39.69	0	0.24	15.8	182.59949	38.5
dg2	26.1	2.03	0.467	152	126908	330957	0.5	0.5	40.89	0	0.24	30.3	203.11979	15
dvc	36.65	1.79	0.585	198	103046	268727	0.5	0.5	37.24	0	0.24	14	263.91979	40
dvgs	42	2.07	0.433	249	152692	398196	0.5	0.5	40.12	0	0.24	44.3	331.53229	5

表-3 非排水時の液状化パラメータ

土層区分	液状化特性					
	ϕ_p (°)	s_1	w_1	p_1	p_2	c_1
layer 10	28	0.005	4.931	0.5	0.445	2.698
layer 16	28	0.005	2.827	0.5	0.476	2.353
layer 17	28	0.005	6.24	0.5	0.401	8.527

表-5 杭の物性値

杭種	杭径(mm)	単位質量(t/m)	断面積(mm ²)	断面2次モーメント(mm ⁴)
PHC杭 A種	600	0.375	147300	493600000

表-4 排水時の液状化パラメータ

土層区分	ϕ_p	ϵ_{dcm}	$\gamma \epsilon_{dc}$	$\gamma \epsilon_{dc}$	$\gamma \epsilon_{dc}$	q1	q2	q4	s1	c1
	°									
layer10	28	0.2	1.3	0.75	0.5	1	0.7	1	0.005	2.698
layer16	28	0.2	1.4	0.7	0.5	1	1	1	0.005	2.353
layer17	28	0.02	0.2	0.2	0.5	1	2	1	0.005	8.527

表-6 杭の先端支持力について

	杭本数	杭長	杭先端N値	極限支持力度	先端極限支持力
		m		kN/m ²	kN
中間橋脚	13	11	8	1600	452.4
左岸橋台	22	15	30	5723	1618
右岸橋台	20	17	40	6906	1952.7

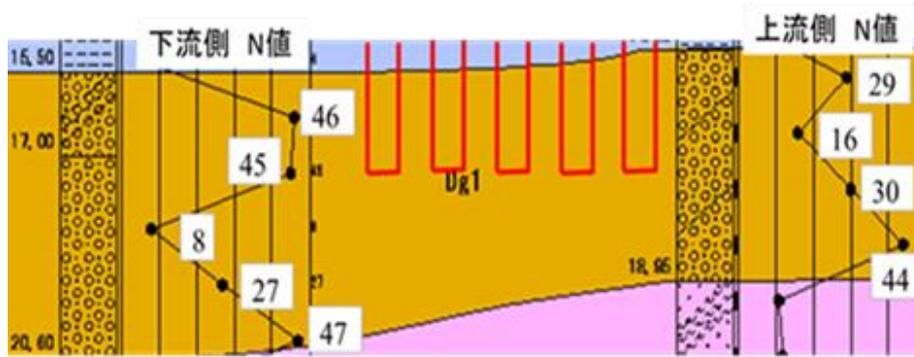


図-7 橋脚の杭先端位置

(4) 解析条件

解析上の条件として、wilson θ 法において $\theta=1.4$ 、Rayleigh 減衰において $\alpha=0$ 、 $\beta=0.001$ で計算を行った。FLIP では数値解析の安定性を保つことを目的として、Rayleigh 減衰を剛性比例型として与えている。既往の研究では自由地盤部の1次元モデルにおいて β を変えた感度解析を行っており、 β を小さくしていくと最大応答変位が収束する臨界値が存在することが知られている。FLIP では Rayleigh 減衰の決定法として、非液状化非線形解析を自由地盤部において行い、最大応答変位が収束する臨界値を採用する方法が提案されているため、本研究においてもその方法を採用して β の値を決定した。

入力地震動については、惣領橋のある益城町での観測点 (KiK-net 益城) の地震基盤で観測された NS 方向の地震動を1次元モデルの下面に入力し、惣領橋のモデル下面と同程度の深度(深度 42m)まで引き上げたものを入力

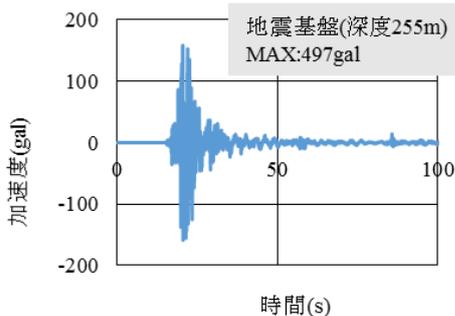


図-8 地震基盤観測波

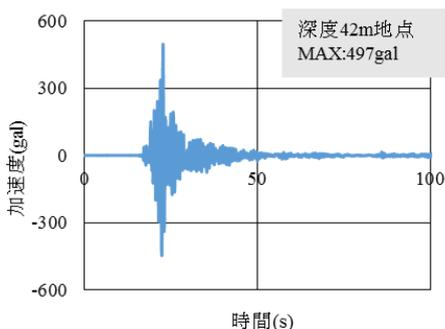


図-9 引き上げ波

地震動とした。KiK-net 益城の地震基盤で観測された NS 方向の地震動を図-8 に引き上げた地震動を図-9 に示す。今回の解析では、主要動を含む 16 秒から 46 秒の 30 秒間を入力地震動とし、排水条件の解析では、その後 1300 秒間、入力加速度はゼロとして解析を実施し過剰間隙水圧の低下による地盤の沈下を考慮している。

3. 解析結果

(1) コンター図及び過剰間隙水圧比

非排水条件での加振終了直後の終局図、排水条件での加振終了直後の終局図、排水条件での加振開始から 1300 秒後の終局図を図-10 から図-12 に示す。図に示すコンターは過剰間隙水圧比を表しており、1 に近いほど赤く 0 に近いほど青く示されている。図-10 を見ると 17.8m~18.8m の地層が特に液状化していることを確認できる。図-11 では、非排水条件と比べて若干間隙水圧比の上昇が異なることを確認できる。これは排水条件では地震時の排水を考慮しているため緩やかに過剰間隙水圧比が上昇したためと考えられる。図-12 では、時間の経過による過剰間隙水圧の消散を確認することができた。

過剰間隙水圧比の時刻歴を図-13 から図-15 に示す。図-13 は 10.8m~11.8m の液状化層、図-14 は 17.8m~18.8m の液状化層、図-15 は 18.8m~19.8m の液状化層である。それぞれ橋脚下の地盤を参照した。図-14 については、非排水条件と排水条件で概ね同じような挙動を示していることを確認できる。図-13 については、過剰間隙水圧比が排水条件と非排水条件で途中から開きが見られる。この原因については、11.8m~17.8m の間に粘土層が存在しており、そこで加速度が低減されており、地震時の排水と過剰間隙水圧の上昇の均衡が 0.5 程度になったためだと考えられる。図-15 については、排水条件時

のほうが過剰間隙水圧比が大きくなっている。これについては、排水条件での液状化パラメータのフィッティングが上手くいっていないからだと考えられる。この層の液状化抵抗率は大きく、ほとんど液状化が発生しない

め、液状化のフィッティングが難しい。図-16 にこの層の液状化フィッティング結果を示す。横軸繰り返し数、縦軸にせん断応力比、丸で示されているのがフィッティングの目標値(非排水条件で液状化強度を計算した値)、

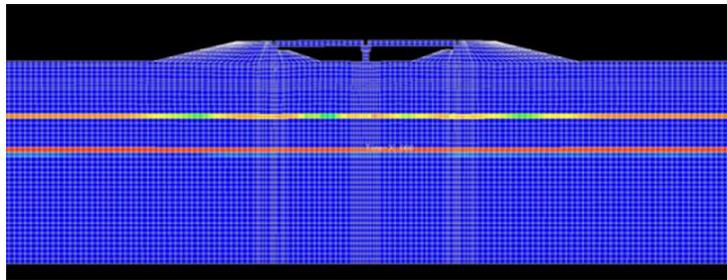


図-10 非排水条件時のコンター図

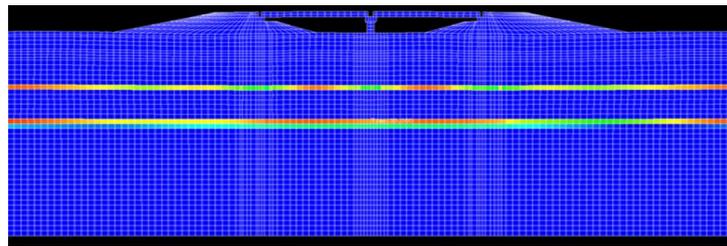


図-11 排水条件で加振直後のコンター図

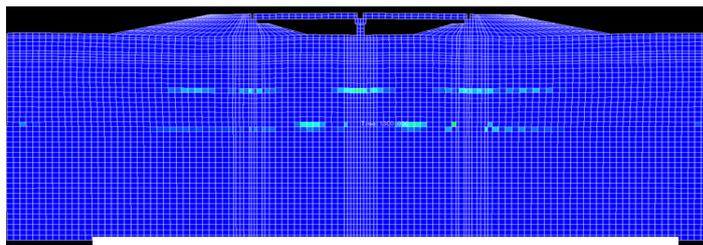


図-12 排水条件で1300秒後のコンター図

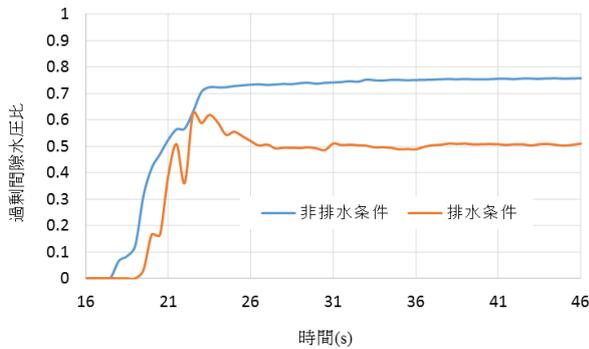
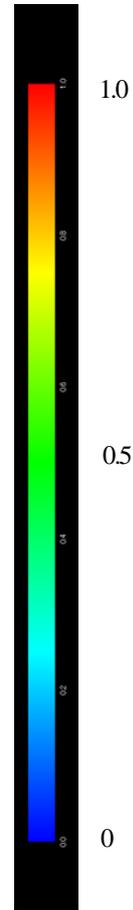


図-13 10.8m~11.8mの液状化層の過剰間隙水圧比

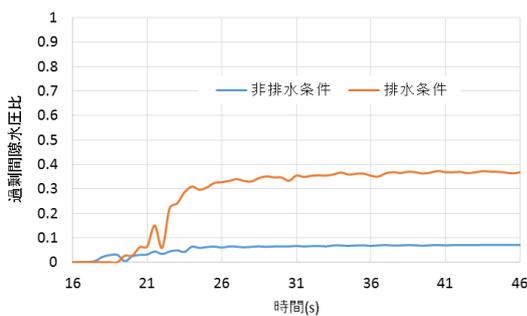


図-15 18.8m~19.8mの液状化層の過剰間隙水圧比

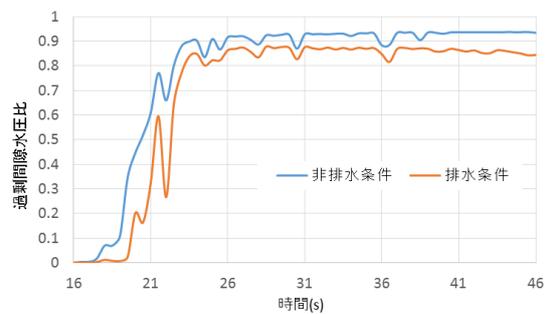


図-14 17.8m~18.8mの液状化層の過剰間隙水圧比

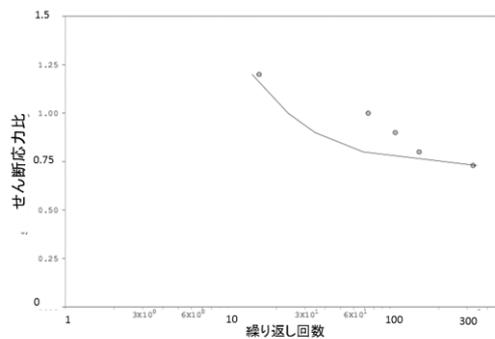


図-16 18.8m~19.8mの液状化層のフィッティング結果

線で示されているのが排水条件で液状化強度を計算した値である。フィッティングの誤差が大きいことが確認できる。

(2) 沈下量

左岸橋台及び橋脚の鉛直変位時刻歴を図-17 から図-19 に示す。図-17 は非排水条件時の鉛直変位時刻歴、図-18 は排水条件時の加振終了直後までの鉛直変位時刻歴、図-19 では排水条件で加振開始から 1300 秒後までの鉛直変位時刻歴を表している。図-17 では、実現象と異なり左

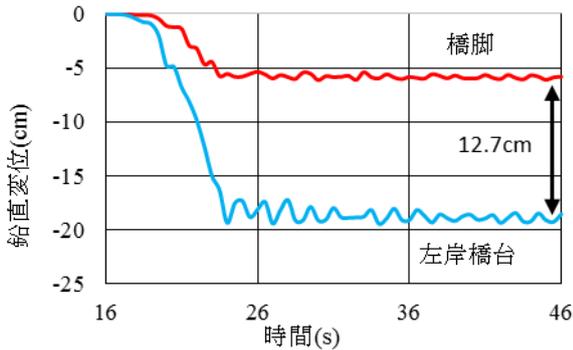


図-17 非排水条件時の鉛直変位時刻歴

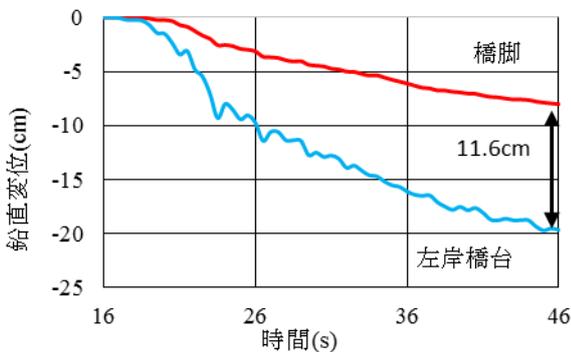


図-18 排水条件で加振終了までの鉛直変位時刻歴

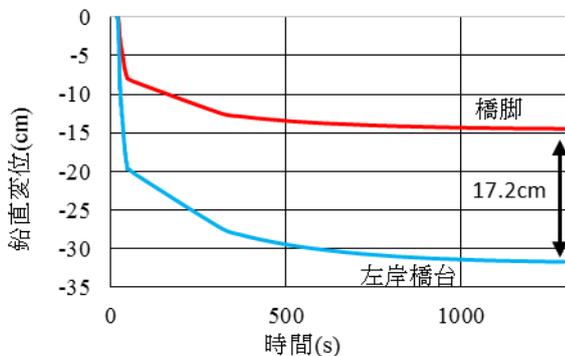


図-19 排水条件で 1300 秒後までの鉛直変位時刻歴

岸橋台が橋脚よりも 12.7cm 深く沈下しているのを確認できる。この原因としては、杭先端以深の液状化が卓越しており、上載圧の大きい橋台が深く沈下したのだと考えられる。図-18 から加振直後、排水条件では左岸橋台が橋脚よりも 11.6cm 深く沈下しているのを確認できる。また、非排水条件時と沈下の仕方が異なるが、これは排水条件では過剰間隙水圧の上昇による沈下と排水による沈下が同時に起きているからだと考えられる。図-19 では、間隙水の消散による沈下を確認することができ、1300 秒後には橋脚が 14.5cm、左岸橋台が 31.7cm 沈下したことが分かった。

4. おわりに

本研究では地盤と橋梁の連成を考慮した地震応答解析を実施し、惣領橋の橋脚沈下の原因解明のための考察を行った。実現象と一致しなかったが、本解析のまとめを以下に示す。

- (1) 非排水条件と排水条件で、土要素のモデルの違いと考えられる異なる沈下の仕方を確認した。
- (2) 液状化パラメータのフィッティングを行うことで、加振直後は非排水条件と排水条件で同じくらい沈下した。
- (3) 排水条件では過剰間隙水の消散に伴う沈下を確認でき、排水により地層加振直後より更なる沈下を確認した。しかし、排水後も橋台の方が橋脚よりも約 17cm 深く沈下していた。

今回の解析では、実現象と異なる結果となった。この原因として、杭先端以深の地盤で液状化が発生していることや薄層支持によるパンチング破壊が考えられる。今後の予定として以下の検討を行いたい。

- (1) 成層でない地盤で地震応答解析を行う。実地盤では橋台下の地盤の液状化層の厚さも位置も異なることが予想できる。そのため、より実際の地盤に近くなるようにモデル化する必要がある。
- (2) 薄層支持によるパンチング破壊の検討を行う。今回の解析ではメッシュの区切り方によって杭先端の地盤の $N=45$ である支持層が 1m 存在している。調査の結果、今回の解析より薄層で支持されていたことが予測されている。支持層を薄くして発生する応力を調べる必要がある。

謝辞：本解析を実施するにあたり熊本県より種々の貴重なデータを提供して頂きました。ここに記し感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 森田年一, 井合進, Hanlong LIU, 一井康二, 佐藤幸博 : 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997.
- 2) Susumu IAI, Yasuo MATSUNAGA and Tomohiro KAMEOKA : ANALYSIS OF UNDRAINED CYCLIC BEHAVIOR OF SAND UNDER ANISOTROPIC CONSOLIDATION, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.16-20, 1992.
- 3) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling Soil Behavior under Principal Stress Axes Rotation, Proc. of 5th International Conf. on Num. Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp.523-530, 1985.
- 4) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Ueda, K. : Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 35, No. 3, pp.360-392, 2011.
- 5) 日本道路橋協会：道路橋示方書 V耐震設計編 pp.64, 2002.
- 6) 沿岸技術研究センター：港湾構造物設計事例集(平成 19 年改訂版)上巻, pp.1-68, 2007

STUDY FOR THE CAUSE OF THE SUBSIDENCE OF MIDDLE PIER OF THE SORYO BRIDGE IN 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE

Yukihide KAJITA, Kentaro SOEJIMA, Kunihiko UNO, Taiji MAZDA

In Soryo bridge, the settlement damage of the middle pier was reported due to the 2016 Kumamoto earthquake. In this study, we aimed to estimate the cause of the settlement of the middle pier by 2-dimensional effective stress analysis. The numerical analysis was carried out under both drain/undrain condition. As a result, it is confirmed that the middle pier sinks about 15cm in this analysis. But the abutment sinks more than the middle pier, so this analysis cannot simulate the real damage situation.