惣領橋の中間橋脚沈下被害に対する 不整形地盤モデルを用いた検討

梶田 幸秀1・丹藤 修平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: tanto@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

2016年熊本地震により惣領橋では中間橋脚が左岸側橋台に比べて約37cm沈下する被害が発生した.被害の再現のため、これまで中間橋脚付近のボーリングデータに基づいた整形地盤モデルでの解析を実施してきたが、左岸側橋台の方が中間橋脚よりも沈下する解析結果となった.そこで本論文では、左岸および右岸側上流のボーリングデータも用いた不整形地盤モデルを新たに作成し、中間橋脚の沈下被害に対して検討を行ったものである.結果として、中間橋脚が左岸側橋台よりも約11cm沈下する結果が得られた.中間橋脚が左岸橋台よりも沈下するという現象については再現できたが、沈下量の大きさについては、実現象とは異なる結果となった.

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、著者らは、中間橋脚の沈下現象の原因を推定



写真-1 中間橋脚の沈下現象

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ており、著者らは過去に2016年熊本地震後に実施された下流側の中間橋脚付近のボーリングデータに基づいた整形地盤モデルにおいて、2次元有効応力解析を実施したが、左岸側橋台の方が中間橋脚よりも沈下する結果しか得ることができなかった¹⁾. そこで、本論文では、地震前に実施されていた左岸側橋台、右岸側橋台付近のボーリングデータも用いて、再度、地盤モデルの作成を行い、地盤の不整形性も考慮したモデルに対して、再度、2次元有効応力解析を実施した.

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.

(2) 解析の概要

本解析は FLIP^{2) 3}「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⁴⁹⁹が用いられている.



(3) 構造物および地盤部分のモデル化

これまで整形地盤モデルでの解析を実施してきたが, 左岸橋台の方が中間橋脚に比べて沈下するという実現象 と異なる解析結果になっていた.そこで,不整形地盤モ デルに対して,中間橋脚の沈下被害に対して検討を行っ た.

今回使用した不整形地盤モデルの全体図を図-4 に示

す.整形地盤モデルとの主な変更点は下記の通りである. ①整形地盤モデルは中間橋脚付近の下流側のボーリング データを用いてモデル化していたが、一方で不整形地盤 モデルでは、中間橋脚付近の上流側のボーリングデータ に加え、右岸側と左岸側橋台付近のボーリングデータも 用いてモデル化を行っている.

②液状化層の厚さについて記す. 整形地盤は成層である



図-4 モデルの全体図



図-5 惣領橋のモデル化

改一 ジョインド初注恒							
	自重解析			動的解析			
	Kn	Ks	摩擦角φ	Kn	Ks	摩擦角φ	
	kN/m ²	kN/m ²	0	kN/m ²	kN/m ²	0	
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	

表-1 ジョイント物性値

ため左岸側橋台,中間橋脚,右岸側橋台の下の砂層(液 状化層)は全て lm である.一方で,不整形地盤では, 左岸橋台下の砂層(液状化層)の最も厚い場所は約 lm, 中間橋脚下の砂層(液状化層)の最も厚い場所は約 2.3m,右岸橋台下の砂層(液状化層)の最も厚い場所は約 約 l.8m である.すなわち中間橋脚下の砂層(液状化 層)が整形地盤に比べ,不整形地盤の方が 2.3 倍厚くな っている.

地下水位面は、整形地盤モデルと同じく、河川底面と 同じ高さに設定している(図-4の赤色の線).中間橋 脚でのボーリングデータとレベル2タイプ2地震動から 液状化安全率(FL値)を算出し、液状化に対する抵抗 率が1未満の地層を液状化層としている(図-4の赤字で 書かれた層).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. 橋脚、橋台、橋桁については、線形平面要素、杭基礎に ついては非線形はり要素でモデル化を行っている.奥行 き方向幅は、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®を参考に決定した.右岸側橋台およ び中間橋脚の左岸側(図-5において黒色の枠線で囲っ た箇所)が固定支承のため、桁と橋台および桁と橋脚と は鉛直方向及び水平方向に拘束した.左岸側橋台および 中間橋脚の右岸側は可動支承であるため,桁と橋台・橋 脚とは鉛直方向にのみ拘束を行った.杭先端の位置を示 す.ここでの深度は,中間橋脚上の地下水位面から杭先 端の位置までのこととする.Al橋台(左岸側橋台)が 深度 16.8m, Pl橋脚(中間橋脚)が深度 18.0m, A2橋台

(右岸側橋台) が深度 18.1m にある. 橋桁と橋桁, 橋桁 と左岸側橋台については図-6 で示す衝突ばねを使って 接合している. このばねにより橋台と橋桁,橋桁同士が 遊間量(0.1m)を超えて近づくと衝突力が発生する。衝突 ばねには剛性が非常に大きなばね(k=10¹⁰kN/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 Kn (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 Ks(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 つ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. 地盤の物性値の決定には FLIP 要素シミュレーショ ンツール (FLIPSIM) を用いた. 物性値を決定するデー タとして、中間橋脚と右岸側のボーリングデータを用い た(図-2のボーリングデータ). FLIPSIM の簡易設定法

表2	地盤物性値
----	-------

層	層下面	N値	fc	γ'	層中央の上載応力
盛土	0	7	70	8	17.8
礫混じりシルト質砂 (rd)	2	6	7.4	11	12.1
礫混じり砂 (as1)	2.95	6	19.7	10	28
シルト (ac1)	3.95	2.2	70	7	35.6
有機質シルト(apt)	6.5	0.8	70	3.5	43.2
シルト (ac2)	9	1.5	70	5.5	54.5375
砂質シルト (ac2`)	10.95	1.5	40.6	5.5	66.775
シルト質砂 (as3)	11.45	4.5	42.4	8	74.1
シルト (ac3)	14.8	2	70	8	89.5
シルト質砂礫 (dgl)	18.95	32.4	11	12	132.7
火山灰質砂(dvs2)	23	15.8	39.1	8	168.7
砂礫 (dg2)	26.1	30.3	15	10	200.4
火山灰質シルト (dvc)	36.65	14	70	8	258.1
火山灰質砂(dvgs)	42	44.3	5	9	324.375

表3	非排水時の液状化パラメ	ータ
----	-------------	----

	φ •	S1	W1	P1	Р2	C1
礫混じりシルト質砂(rd)	28	0.005	4.788	0.5	0.662	3.191
礫混じり砂(as1)	28	0.005	2.575	0.5	0.505	3.185
砂質シルト(ac2`)	28	0.005	7.953	0.5	0.362	2.465
シルト質砂(as3)	28	0.005	4.26	0.5	0.467	2.734

より、各層の平均 N 値、層中央の上載応力、細粒分含 有率を入力し、物性値を決定した.液状化層となってい る礫混じり砂、礫混じりシルト質砂、砂質シルト、シル ト質砂については、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). なお、この機能では細粒分含有率(以下 Fc 値と記す) が 70%までしか計算できないため Fc 値が 70%以上の地 層については 70%として計算を行った.

また,杭の物性値については**表**-4 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・左岸側橋台・ 右岸側橋台の杭基礎の杭の本数や先端支持力は**表**-5 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-6 に示す. 調査結果より杭先端が特に礫が少なく緩い箇所に位置する.中間橋脚の杭先端に位置する支持層(Dgl:シルト 質砂礫)は N 値のばらつきが大きいため,十分な支持 が期待できない. そこで,中間橋脚の杭の極限先端支持 力については,N値が8の場合と30の場合で算出した2 ケースで解析を行った.

(4) 解析条件

解析上の条件として、wikon θ 法において θ =1.4, Rayleigh 減衰において α =0, β =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記す. FLIP を用いて 1 次元の地 盤モデルを作成し, そのモデルの最下端に KMMH16 (熊本県益城町)の地震基盤において観測された地震波 を入力し, そのモデルの深度 42m 地点の加速度時刻暦 を引き上げ波とした. また, 最終的にモデルに入力した 地盤の物性値を表-7 に示す. なお, Vs=700 以上の岩盤 の Fc は, 一律で 0 とした. 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.

表-4 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	4936000000	

	左岸橋台	中間橋脚		右岸橋台		
杭本数	22	13		20		
杭長 (m)	15	11		17		
杭先端N值	30	8	30	40		
極限支持力(kN/m ²)	5723	1600	6000	6906		
先端極限支持力(kN)	1618	452.1	1274.1	1952.7		

表-5 杭の先端支持力について



図-6 橋脚の杭先端位置

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た.次に、引き上げ前の地震波(熊 本県益城町の地震基盤で観測された地震波)と引き上げ 後の地震波(1次元の地盤モデルの深度 42m での加速度 時刻暦)のフーリエスペクトルを比較する.引き上げ前 の地震波のフーリエスペクトルを図-10 に、引き上げ後 の地震波のフーリエスペクトルを図-11 に示す.引き上 げ波では、周期 1 秒弱のあたりの地震動成分が増幅され ていることが分かる.

	深度	せん断波速	単位体積重	Fc
	(m)	度 (m/s)	量 (t/m ³)	(%)
火山灰質粘土	9	197	1.35	70
砂	15	240	1.73	40
軽石凝灰岩	33	500	2.10	5
火山灰質粘土	41	400	1.35	70
砂	51	760	1.90	30
砂礫	69	760	2.14	7
凝灰角礫岩	91	820	2.10	0
安山岩	97	820	2.10	0
凝灰角礫岩	101	820	2.10	0
安山岩	133	1470	2.10	0
凝灰角礫岩	143	700	2.10	0
熔結凝灰岩	157	1380	2.10	0
安山岩	167	1380	2.10	0
凝灰岩	190	840	2.10	0
安山岩	194	840	2.10	0
凝灰岩	200	840	2.10	0
安山岩	255	1943	2.10	0

表-7 地盤物性值



図-8 地震基盤観測波



図-11 引き上げ後のフーリエスペクトル

3. 解析結果

(1) コンター図

非排水条件での加振終了直後の終局図を図-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-12 コンター図

(2) 沈下量及び過剰間隙水圧比

左岸側橋台下の節点及び中間橋脚下の節点の鉛直変位 時刻歴をついて記す.図-13 は杭の先端支持力を N=8 の場合で算出した時の鉛直変位時刻歴,図-14 は N=30 の場合で算出した時の鉛直変位時刻歴を示す.どちらの 場合も実現象である中間橋脚が左岸橋台よりも沈下する ということについては再現できている.N=8の場合は中 間橋脚と左岸橋台の最終的な沈下量の差として 14.1cm

(中間橋脚下 12.0cm 沈下, 左岸橋台 2.1cm 隆起), N=30の場合は 3.5cm (中間橋脚下 2.0cm 沈下, 左岸橋台 下 1.5cm 隆起) であった. 杭の先端支持力が弱い N=8の 場合の方がより多く沈下した結果を考えると、中間橋脚 が左岸橋台より沈下した原因は杭の先端支持力が弱かっ たことがあげられる.

過剰間隙水圧比の時刻歴を図-15 に示す.図-15 は砂 質シルトの液状化層の過剰間隙水圧比である.橋脚下の 地盤を参照した.過剰間隙水圧の上昇に追随して鉛直変 位が大きくなっていることが確認できる.

次に、中間橋脚下の地盤の鉛直変位時刻歴について記 す. 図-16 は杭の先端支持力を N=8 の場合で算出した 時の地盤の鉛直変位時刻歴,図-17 は N=30 の場合で算 出した時の地盤の鉛直変位時刻歴を示す.液状化層上端, 液状化層下端, 杭先端地盤の変位を示している. それぞ れの位置を図-18 に示す. 液状化層上端が水色, 液状化 層下端が橙色、杭先端地盤が灰色となっている. 図-16 を見ると、液状化層上端で大幅な沈下が起きている. ま た、図-17 では、液状化層上端に限らずどの位置でも大 きく沈下していない. これらから, 先端支持力が弱い場 合は、液状化により中間橋脚フーチング直下の砂層の剛 性が低下し、 杭および地盤(砂層)で橋梁を支えきれず、 橋梁のフーチングが沈下し、中間橋脚が左岸側橋台より 多く沈下したと考えられる.また,N=8の場合で先端支 持力を算出した場合の杭先端自体の鉛直変位時刻歴を図 -19 に示す.約 12cm 沈下しているため、中間橋脚下の 杭は下の層に突き刺さるようにして沈下していると考え





図-17 地盤の鉛直変位時刻歴 (N=30)



図-18 地盤の位置



図-19 杭先端の鉛直変位時刻歴

次に,液状化の沈下に対する影響について考察するため,液状化をを考慮しない(液状化パラメーターを0とした)解析結果について述べる.図-20は杭の先端支持力をN=8の場合で算出した時の鉛直変位時刻歴を示す.N=8の場合は中間橋脚と左岸橋台の最終的な沈下量の差として7.0cm(中間橋脚下6.8cm沈下,左岸橋台0.2cm隆起)であった.軟弱地盤があるため沈下はしているが、

液状化層のある場合に比べて鉛直変位は小さくなって いる.中間橋脚下の地盤の鉛直変位時刻歴について記 す.図-21 は杭の先端支持力を N=8 の場合で算出し た時の地盤の鉛直変位時刻歴を示す.図-16 と比べて 液状化層の存在した位置の沈下量が約 7.5cm 減少して いる.しかし,軟弱地盤の剛性低下として約 5cm ほど 沈下はしている.



4. おわりに

橋梁と地盤の連成を考慮した地震応答解析を実施す ることによって、惣領橋における中間橋脚の沈下現象 の原因を推定することを目的として検討を行った.得 られた知見を以下に示す.

- (1) 整形地盤では中間橋脚が左岸橋台よりも沈下すると いう現象については再現できなかったが、不整形地 盤にすることで、中間橋脚下の砂層(液状化層)の厚 さが 2.3 倍になり、その液状化層で大幅な沈下が起こ ることにより再現できた.
- (2)不整形地盤において液状化層上端と液状化層下端の 鉛直変位を比べると、液状化層上端の最大沈下量が液

状化層下端と比べると約 10cm 大きくなっている.こ れは中間橋脚上の地下水位面から約 8m のところにあ る液状化層で大幅な沈下が起きていることがわかる. 液状化の影響で橋梁のフーチングが沈下し、先端支持 力の弱かった中間橋脚が左岸橋台より多く沈下したと 考えられる.

- (3) 不整形地盤において杭先端の地盤の変位を見てみる と杭先端が下の層に刺さるようにして沈下していると 考えられる.
- (4) 不整形地盤において杭の先端支持力を №8, №30 の 場合の2ケースで算出し,解析を行ったところ №8 の 場合の方が №30 で算出した場合に比べ実現象に近い 結果となった.杭の先端極限支持力が沈下に大きく関 わっていると考えられる.
- (5) N=8 の場合で中間橋脚の杭の先端支持力を算出した 場合では、中間橋脚の鉛直変位が液状化層を考慮しな いケースより考慮するケースの方が 5.2cm ほど大きく 沈下している. 惣領橋では、中間橋脚の基礎直下に液 状化層が存在したため中間橋脚がより大きく沈下した と考えられる. 一方で、軟弱層の剛性低下による沈下 も寄与していると考えられる.

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.また,不整形地盤モデ ルの作成に際しては,KABSE 熊本地震対応特別委員会・ 基礎・土構造グループの方々に大変お世話になりました. ここに記し感謝の意を表します.

参考文献

- 梶田幸秀,副島健太郎,宇野州彦,松田泰治: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,第 38 回地震工学研究発表会講演論文集,No. 1355, 2018.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 6) 日本道路橋協会:道路橋示方書 V耐震設計編 pp.64, 2002.
- 7) 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

CONSIDERATION ON THE SUBSIDENCE DAMAGE OF THE MIDDLE PIER OF THE SORYO BRIDGE BY USING IRREGULAR GROUND MODEL

Yukihide KAJITA, Shuhei TANTO, Kunihiko UNO, Taiji MAZDA

In Soryo bridge, the settlement damage of the middle pier was reported due to the 2016 Kumamoto earthquake. The subsidence amount of the pier compared with the abutment on the left bank side is about 370mm respectively. Although analysis was carried out with the regular ground so far, the subsidence of the intermediate piers could not be reproduced. Therefore, in this study, the cause of the subsidence of the intermediate pier against irregular ground is investigated.

In this analysis, the middle pier was sunk by about 120mm and the abutment on the left side was sunk by about 1mm. the phenomenon that the intermediate pier sinks lower than the abutment on the left side is reproduced. However, the amount of the subsidence is different about the real phenomenon.