

地震後の橋台背面土の沈下量に関する解析

宮田弘和*小林篤司**白戸真大***中谷昌一****

1. はじめに

橋台部のジョイントレス化は、建設及び維持管理コストを低減でき、特に橋梁の大半を占める一般道を中小橋にて優位性を有する。そこで、現在、設計・施工法の標準化を図るべく、(社)鋼管杭・鋼矢板技術協会、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会、(社)日本橋梁建設協会、(社)建設コンサルタンツ協会と共同研究を実施しているところである。

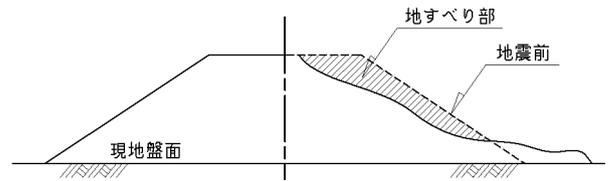
表-1にインテグラルアバット橋の概略図を示す。上部構造と橋台の接続部においてジョイント（支承及び伸縮装置）を設けずに剛結合とする代わりに、単列杭基礎を標準とした柔軟な基礎構造とすることでジョイントが担っていた変位追従機能を確保するものである。水平力に対しては杭だけでなく、橋台背面の盛土構造の地盤抵抗を期待することで成立する構造である。したがって、橋台背面の一定区間は、構造物部材・安定計算にて考慮可能な信頼度を確保する必要がある。そこで、新たに、橋梁アプローチ構造区間と呼ぶ区間を設け、その区間はインテグラル橋の一構造部材であると位置づけ、土工指針で最低水準として示される品質よりも高度な品質を材料の選定及び施工管理において求めることにしている。

先の駿河湾地震では東名高速道路の盛土の崩壊が見られたが、橋梁アプローチ区間において、橋台背面土自体が完全に崩壊しないまでも、沈下やすべりが生じた場合、設計で想定した地盤抵抗が発揮されない恐れが懸念される。このことから、レベル2地震動のような大規模地震時については、地震後の残留変形量と関連づけて橋台背面土の有効高さの低減を考慮する必要も考えられる。

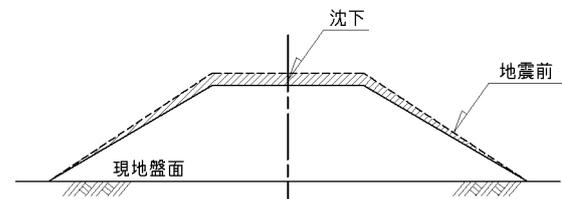
そこで、本文では、まず、近年の地震について、橋台背面土の残留沈下量を調査した結果を報告する。また、橋台背面土の使用材料や施工品質による物性の違いが、復旧性の指標となる沈下や変形

表-1 従来橋とインテグラルアバット橋の比較

	従来橋	インテグラルアバット橋
概略図		



(a) 盛土自体の法面崩壊



(b) 支持地盤の軟化による沈下

図-1 盛土の変形モード

の違いに与える影響を数値解析により検討する。

2. 盛土の変形モード

インテグラルアバット橋は、橋台背面の地盤抵抗を期待する橋梁であるため、液状化の影響による盛土の沈下が大きいか場合や、基礎地盤を含む盛土の円弧すべり破壊により盛土自体が分断される事態に対して懸念される。ここで、図-1に示す(a) 盛土自体のすべり土塊の滑動による崩壊と(b) 盛土を支持する原地盤の液状化等の軟化による沈下の2タイプをそれぞれ変形モード1、変形モード2とする。原地盤に液状化が生じない場合には変形モード1が、液状化が生じる場合には変形モード2が卓越するものと考え、以下、検討を行う。

Analytical study on the model of the passive resistance considering settlement of bridge approach for seismic design

3. 数値解析による変形モード1に関する応答の把握

橋台背面土自体に生じるすべり土塊の滑動による沈下解析は、すべり計算を適用して地震時残留変位量を算出する簡易解析手法であるNewmark法²⁾を用いる。橋梁アプローチ区間の盛土は良質な材料を用いて、密に締固めることを求めるため、すべりが発生するまでと一旦発生した後の盛土のせん断抵抗は変化する。そこで、入力加速度が想定する滑動面で発揮される強度がピーク強度であるとし、最初に滑動が生じ始める水平震度を求める。そして、一旦、滑動が生じた後は、滑動面にて発揮される強度は残留強度であるものとし、滑動が生じ始める水平震度を設定しなおすことで、Newmark法による計算において橋梁アプローチ区間に規定する材料特性を詳細に考慮出来るようにした。本研究では、盛土せん断抵抗のピーク強度 ϕ_{peak} と残留強度 ϕ_{res} を表-2の物性値の通りとした。

検討断面は2車線道路を想定する。法肩付近を通るすべり破壊では、盛土の供用性や地盤抵抗は概ね確保される。一方、1車線分の崩壊を生じるようなすべり面が発生する場合には、供用性や地盤抵抗が確保されない場合が生じる恐れがある。そこで、盛土表面のすべり面の位置は盛土横断方向中央位置とした。

盛土の高さについては、10mとその1/2の5mの2ケースを対象とする(図-2参照)。共同研究では、様々な観点から、インテグラルアバット橋の適用において橋台高さが10mを超えないことを推奨している¹⁾。さらに、平成16年度に国土交通省で工

事発注された道路橋(支間20m以上)を調査した結果³⁾から、橋台のデータを抽出し、橋台躯体高(橋台天端~フーチング上面)について整理した結果、実績が多いのは4~10mである。したがって、適用される橋台高さの上限相当と下限相当を対象としている。

入力地震動波形は、以下の検討を行い決定した。道示V 参考資料2. に掲載されている全ての波形について試算した結果、タイプI地震動ではI-III-3、タイプII地震動ではII-II-1を用いた場合に変位量が大きく算定されることから、この2波形を入力地震動波形とした。

解析結果を表-2に示す。砂礫土と砂質土の場合については、残留強度 ϕ_{res} を変化させた結果についても併せて示す。図-3に残留強度の変化による沈下率(=沈下量/盛土高)の関係を示す。

砂礫土(砂および礫)では、残留沈下量は0.5m以下であり、沈下率は最大3%となる。一方、砂質土では、残留沈下量は概ね盛土高の20%、残

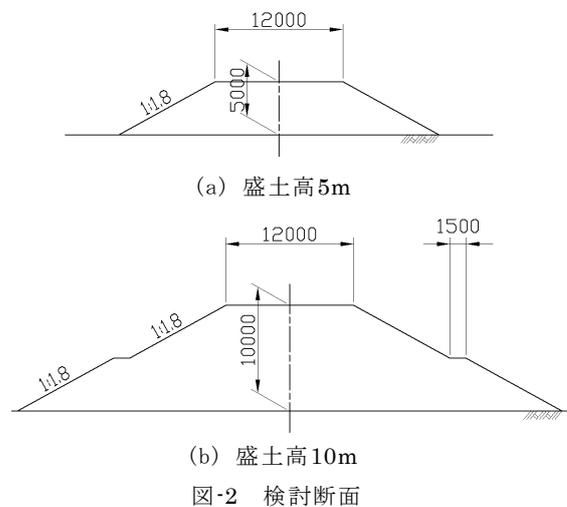


表-2 Newmark法による解析結果(盛土高10m)

入力地震動				盛土材料	物性値		滑動変位量 (m)	沈下率 滑動変位量 / 盛土高
地震動タイプ	地盤種別	ケース名	波形名		単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (ϕ_{peak}, ϕ_{res}) (°)		
I	III	I-III-3	1994 KUSHIROGAWA	砂礫土	20	50,35	0.00	0.00
				砂礫土	20	50,40	0.00	0.00
				砂質土	19	45,30	2.55	0.26
				砂質土	19	45,35	0.35	0.03
				砂質土	19	45,40	0.04	0.00
				砂質土	14	35,30	2.94	0.29
II	II	II-II-1	1995 JR TAKATORI N-S	砂礫土	20	50,35	0.29	0.03
				砂礫土	20	50,40	0.13	0.01
				砂質土	19	45,30	2.17	0.22
				砂質土	19	45,35	0.85	0.09
				砂質土	19	45,40	0.30	0.03
				砂質土	14	35,30	2.30	0.23

留強度 $\phi_{res}=35^\circ$ とした場合には、沈下率は、盛土高の10%となった。盛土について入念な材料の選定、施工管理無しでは十分な強度が発揮されない可能性が高いが、その結果として盛土の沈下の増加が懸念されることが定量的にも示された。

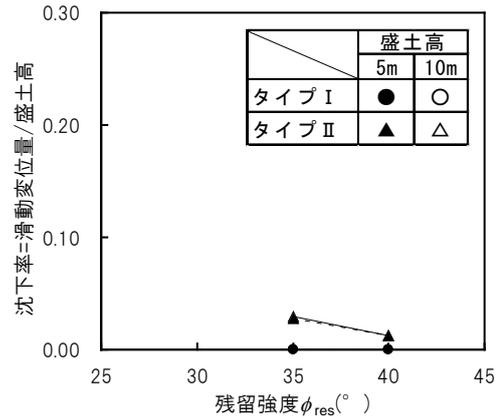
また、上記は盛土中央位置でのすべり面を想定した場合の結果であるが、法肩位置に生じるすべり面に対応する沈下は、地震後の橋の供用性に与える影響は小さいが、沈下率は大きくなることにも留意しておく必要がある。

4. 数値解析による変形モード2に関する応答の把握

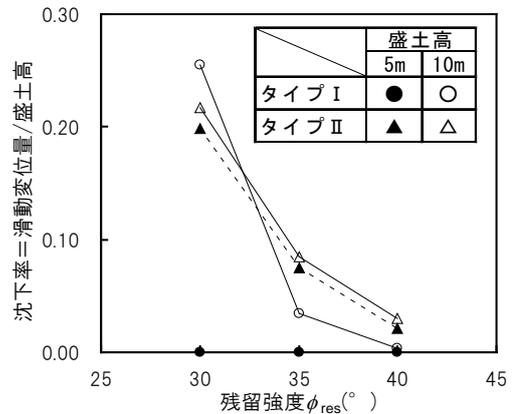
橋台背面土を支持する現地盤の液状化による沈下解析にはALID (Analysis for Liquefaction Induced Deformation)を用い、液状化前後の剛性の違いによる沈下量を算出することとする。ALIDは、外力を重力(自重)のみとした静的変形解析であり、盛土の変形は液状化層の剛性が低下した結果、盛土荷重により生じるものとみなした手法^{4) 5)}である。河川堤防の耐震性能照査設計にも用いられ、一般に、沈下量に関して安全側の予測値を与える計算手法と考えられている。

検討断面は、すべり土塊の滑動による沈下の解析と同様、盛土高5m、10mの2ケースを対象とした。盛土天端の変位は液状化層の変形に起因するものが殆どであるため、盛土の材料物性の違いが解析結果に与える影響が小さい。そこで、表-2の砂質土の物性値で盛土材料の物性を代表させた。

液状化が生じる層の層厚は、2.5, 5, 10mの3ケースとした。地震後の液状化層のせん断剛性 G_1 は、繰返し三軸強度比 R_L や液状化に対する抵抗率 F_L との関係式 (安田・稲垣の式)^{5) 6)}により評価する。道示V 8.2.3より R_L は、有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算したN値である N_1 と細粒分含有率FC (%)の関数であり、 F_L も R_L の関数であることから、液状化地盤の物性は、 R_L で評価することとし、解析ケースは、 $R_L=0.20, 0.25, 0.30$ の3ケースとした。ここで、 N_1 、FCおよび R_L の関係を図-4に整理し、FC=10%では、 $R_L=0.20, 0.30$ に相当する N_1 値はそれぞれ8.7、19.3となる。液状化層より下層は、非液状化層として、



(a) 砂礫土 (ピーク強度 $\phi_{peak}=50^\circ$)



(b) 砂質土 (ピーク強度 $\phi_{peak}=45^\circ$)

図-3 沈下率-残留強度 ϕ_{res} の関係

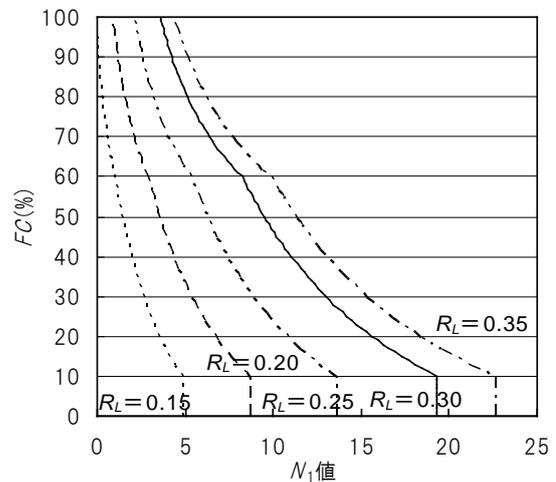


図-4 N_1 、FC及び R_L の関係

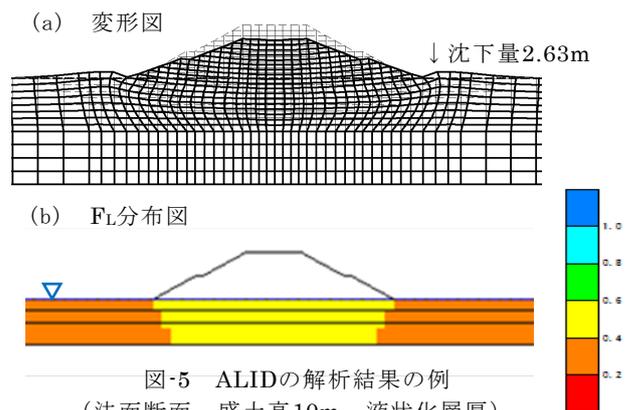


図-5 ALIDの解析結果の例 (法面断面、盛土高10m、液状化層厚)

N値=30相当の砂質土層としてモデル化した。

液状化の判定に用いる地盤面における設計水平震度 k_{hg} は、地震動タイプおよび地盤種別による異なるが、I種地盤では、液状化が生じる可能性は小さいため、II種およびIII種地盤を対象とし、地震動タイプにより地盤面における設計水平震度 k_{hg} が最大となるタイプ I で0.40、タイプ II で0.70を用いることとした。

ALIDの解析結果の1例として、盛土高10m、液状化層厚10m、 $R_L=0.25$ のケースについて、変形図とFL値を図-5に示す。変形図より、液状化により盛土が液状化層へと沈下する性状が確認できる。また、盛土直下の液状化に対する抵抗率FLは、盛土周辺地盤と比べて値が大きく、盛土の上載圧により液状化に対する抵抗率が大きくなる傾向を再現できている。

液状化層厚に対する沈下量と沈下率を図-6、図-7に示す。液状化層厚が大となると（層厚10m）、沈下率が大きくなる。繰返し三軸強度比に対する沈下量と沈下率を図-8、図-9に示す。 R_L が小さくなると（ $R_L=0.20$ ）、沈下率が大きくなる。つまり、原地盤の液状化層厚が厚いほど、繰

返し三軸強度比が小さいほど、盛土の沈下が大きくなる。インテグラル橋は、橋台背面土の地盤抵抗を期待する構造であるため、背面土の沈下量がある程度にとどまるところに限り適用可能となる。そこで、解析結果に対し、適用条件を沈下率20%以下あるいは10%以下にとどまる場合とすれば、表-3の網掛けの液状化層厚 H_L と R_L の組合せがその概ね限界値となる。この関係を安全側となるよう階段上にプロットしたのが、図-10の実線である。前述のように、数値計算結果は、沈下量を安全側に評価していると考えられるものである。よって、次に示す下側の包絡線となる曲線式（図-10の破線で示す）が、液状化が懸念される地

表-3 沈下率に対する判定

沈下率	繰返し三軸強度比 R_L	液状化層厚 H_L		
		2.5m	5m	10m
20%	0.2	○	△	×
	0.25	○	○	×
	0.3	○	○	△
10%	0.2	△	×	×
	0.25	○	×	×
	0.3	○	△	×

※○：盛土高5,10m両方でOK, △：盛土高10mでOK, ×：盛土高5,10m両方でOUT

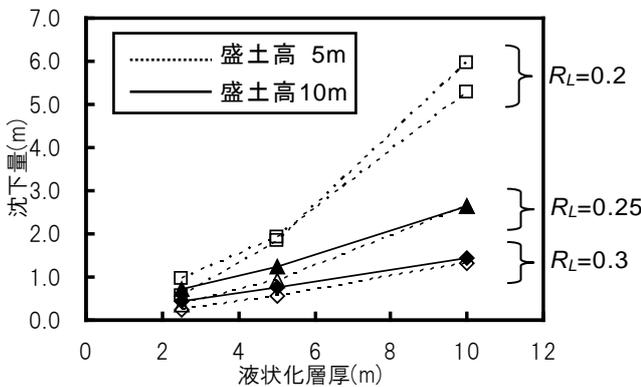


図-6 沈下量-液状化層厚の関係

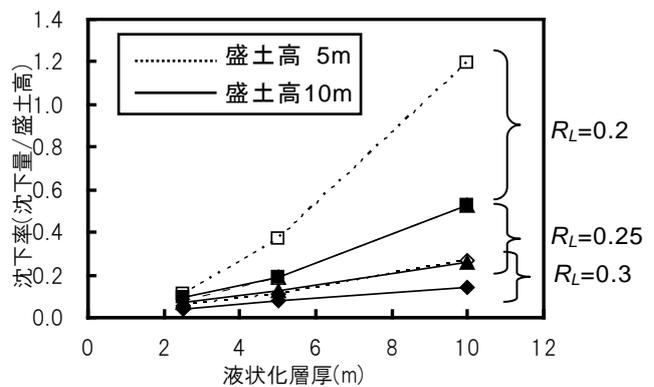


図-7 沈下率-液状化層厚の関係

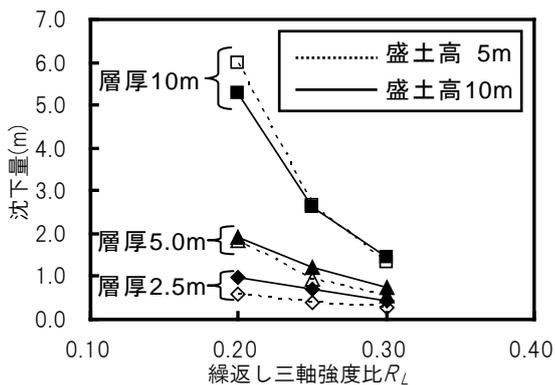


図-8 沈下量-繰返し三軸強度比の関係

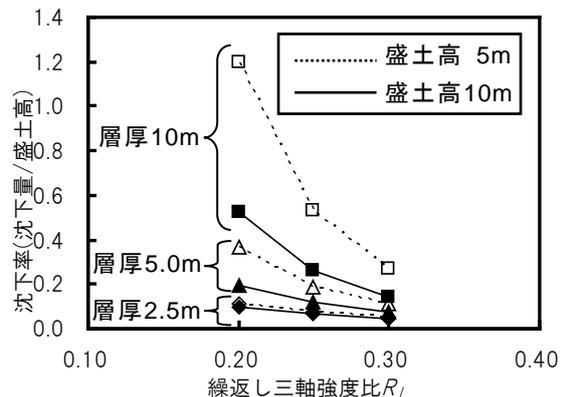


図-9 沈下率-繰返し三軸強度比の関係

盤でのインテグラル橋の適用性が判定できると考えられる。

$$\frac{H_L}{R_L^3} \leq 320, H_L \leq 10\text{m} \quad (1)$$

$$\frac{H_L}{R_L^3} \leq 185, H_L \leq 5\text{m} \quad (2)$$

5. 被災事例からの沈下量調査（変形モード2相当）

平成17年新潟県中越地震（M6.8、震源深さ13km）及び平成19年新潟県中越沖地震（M6.8、震源深さ約17km）の被災調査で、対象地域の道路管理者に対して国土交通省国土技術政策総合研究所と土木研究所が共同で直轄国道にある橋梁の橋台背面区間の路面の段差の調査を実施している。調査項目は段差量、原地盤液状化発生の有無等であり、変形モードについては調べられていないが、以下では、原地盤に液状化が生じたと想定される事例を抽出し、分析する。なお、原地盤に液状化が生じなかったと考えられる場合の沈下量は、生じたと考えられる場合に比べて小さいものである。したがって、変形モード2に相当する変形モードに着目した整理結果と考えるものである。

地震時に原地盤に液状化が発生したかどうかは液状化発生痕などにより調べることもあるが、今回、そこまでの詳細な調査は行っていない。一方で、過去の設計結果などに照らせば、ボーリング柱状図より、地下水位以深の比較的浅部に層厚2m程度以上の緩い砂質土層が存在する場合には液状化が発生すると判定されることが多いことから、本研究でもこれを基準とした。たとえば、過去にも同様の手法が用いられた事例もある。

液状化により橋台背面に段差が生じたと想定される事例の段差量および物性等を表-4に整理する。また、液状化層厚と液状化層の強度を表す繰返し三軸強度比 R_L に関して、地震による沈下率を整理したグラフを図-11に示す。ここに、道路橋示方書に従い繰返し三軸強度比 R_L を算出するためには柱状図のN値の他に細粒分含有率FCが必要であるが、安全側となるよう細粒分含有率FCを10%と仮定した。

沈下率は、盛土高の10%未満、沈下量では0.5

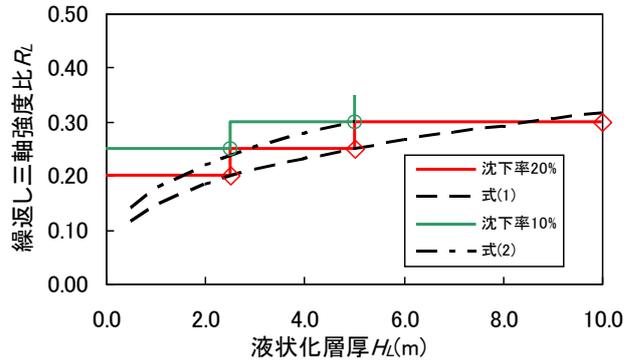


図-10 沈下率層厚－繰返し三軸強度比の関係

表-4 液状化により橋台背面に生じた段差の事例

	地震による 段差量 (mm)	盛土高 (m)	液状化層厚 (m)	沈下率 (%)	繰返し 三軸強度比 R_L
橋梁A	120	6.6	8.7	1.8%	0.18
橋梁B	280	7.5	6.5	3.7%	0.23
橋梁C	500	5.7	5.6	8.8%	0.21
橋梁D	100	9.3	5.6	1.1%	0.21
橋梁E	100	8.5	5	1.2%	0.26

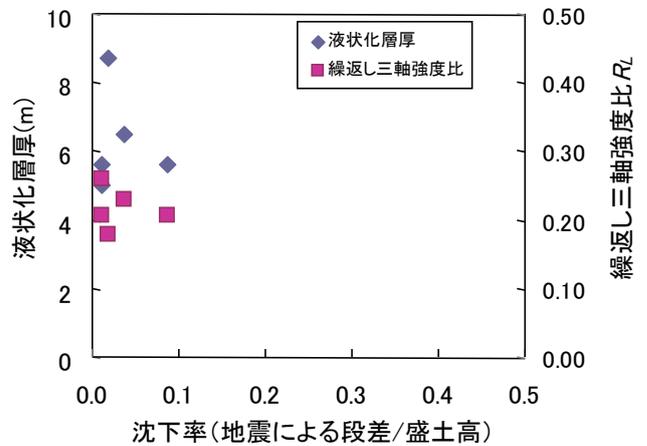


図-11 沈下率－液状化層厚・繰返し三軸強度比

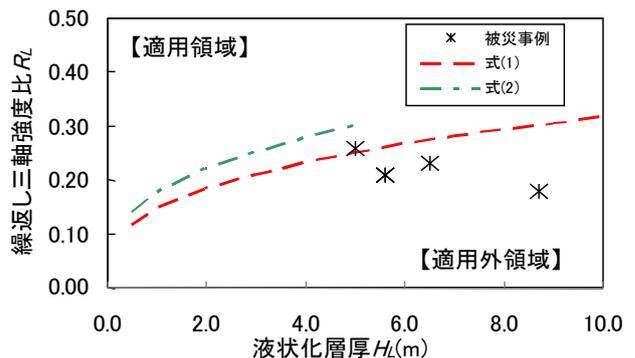


図-12 被災事例と適用条件の比較

m以下となっていた。地震による段差量や沈下率に関して、液状化層厚や繰返し三軸強度比による明確な相関はみられなかった。変形モード2に対して、経験上は、盛土高の10%が想定沈下量の一つの目安になると考えられることがわかった。

表-4に示す地震の被災事例を“*”で図-10に重ねたものを図-12に示す。盛土の沈下率20%を目安にしたときには式(1)の適用条件の下限を下まわる。しかし、被災事例の調査結果は表-4のとおりいずれも沈下率10%未満である。また、数値計算結果に基づく包絡曲線が、前述のとおり安全側に評価しているものと考えられる。したがって、式(1)、(2)のいずれを用いても変形モード2のときの盛土の沈下量を安全側に評価できるものと考えられる。

6. まとめ

本研究では、橋台背面土の物性の違いが地震後の沈下や変形に与える影響を数値解析により検討した。また、橋台背面土の沈下量に関する被災事例を分析した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1)良質材の使用及び道路土工で想定する以上の施工品質を確保した橋梁アプローチ構造を適用しなければ、設計で想定する有効盛土高が確保できない可能性がある。
- (2)経験的に、原地盤の液状化に起因して地震時に生じ得る橋梁アプローチ構造（橋台背面土）の沈下量は、路幅中央位置で盛土高の10%程度となると考えられる。
- (3)原地盤の液状化層厚が厚いほど、液状化強度比が小さいほど、盛土の沈下が大きくなること

がわかった。すなわち、インテグラル橋の適用は、原地盤に液状化が発生する可能性がある場合にはある程度制限されるものである。

謝 辞

調査に協力頂いた国土交通省北陸地方整備局及び国土交通省国土技術政策総合研究所には深くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) (独)土木研究所、鋼管杭協会、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会、(社)日本橋梁建設協会、(社)建設コンサルタンツ協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その2)、第388号、2008.12
- 2) Newmark,N.M.: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Fifth Rankin Lecture, Geotechnique, Vol.15、No.2、pp.139-160、1965
- 3) (独)土木研究所：橋梁基礎形式の選定手法調査、土木研究所資料第4037号、2007.2
- 4) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説、2007.3
- 5) 豊田耕一、杉田秀樹、石原雅規：河川堤防の地震被害事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討、日本地震工学会・大会—2005梗概集、pp.226-227、2005
- 6) 安田進、稲垣太浩、長尾和之、山田真一、石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性、第40回地盤工学研究発表会、pp.525-526、2005.7
- 7) 松尾修：道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題、土木学会論文集、No.757/III-66、pp.1-20、2004.8

宮田弘和*



独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンス研究
センター橋梁構造研究
グループ 研究員
Hirokazu MIYATA

小林篤司**



パシフィックコンサル
タnts株式会社 (前独立
行政法人土木研究所
構造物メンテナンス
研究センター橋梁
構造研究グループ
交流研究員)
Atsushi KOBAYASHI

白戸真大***



独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンス研
究センター橋梁構造
研究グループ 主任
研究員、博(工)
Dr.Masahiro SHIRATO

中谷昌一****



独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンス研
究センター橋梁構造
研究グループ 上
席研究員、博(工)
Dr.Shoichi NAKATANI