堤防の液状化対策としてのり尻直下地盤を改良する場合の固結工法の安定検討

土木研究所　　正会員　○地蔵　智樹
土木研究所　　正会員　　石原　雅規，佐々木哲也

１．はじめに　河川堤防の液状化対策として固結工法を用いて地盤改良を実施する場合には、河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)[1]、あるいは液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)[2]に従って設計・施工されることが一般的である。図-1 のように既設堤防がある場合やコスト縮減を図る目的で、のり尻直下地盤を改良することも多い。これらのマニュアルでは、いわゆるレベル 1 地震動相当の地震外力のときの対策工の外的安定、内的安定を確保した上で、円弧すべり計算によって堤防の安定性も確保する方法である。

その後、平成 19 年には河川構造物の耐震性能照査指針 [3]が策定され、レベル 2 地震動に対する性能を照査（沈下量で評価）する方法が始まったが、対策工の設計等に関しては、引き続き上記のマニュアルを利用している状況にあった。

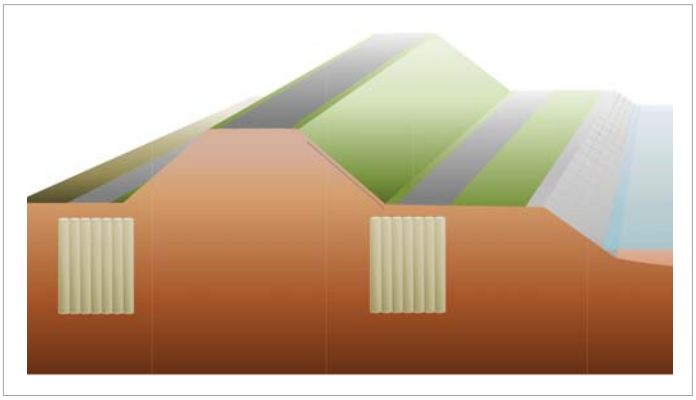

図-1 対象とする地盤改良のイメージ

照査と対策工の設計において、考慮する外力（レベル 1⇔レベル 2）、検討内容(安定性⇔沈下量)・方法（円弧すべり等⇔地盤変形解析）が異なっているという問題や、延長当りの対策費用が非常に高いという問題があったため、対策工の設計法についてのマニュアルを改定するための検討を進めた。

基本的には、上記マニュアルのレベル 1 地震動に対する安定検討によって、対策工の諸元初期値を設定し、地盤変形解析によってレベル 2 地震動に対する対策後の堤防の耐震性能を照査する、いわゆる 2 段階設計法に変えることとした。

固結工法に関しては、上記マニュアルの安定検討では、液状化層の下の支持層が粘性土層の場合に極端に対策工が幅広になる傾向が顕著であり、安定検討の改定が必要であった。

２．安定検討の改定案　固結工法の安定検討の主な改定項目は、表-1 に示すとおりである。改良地盤には、慣性力、液状化層等からの土圧（漸増成分-盛土による偏土圧、振動成分-Westergaard）、支持層からの受働土圧、改良地盤底面せん断力、支持力が作用する。これらの力の元で、改良地盤が全体的に動かないこと（外的）、改良体が壊れないこと（内的）を照査する。水平震度は、慣性力の算出や振動成分土圧の算出に用いられるものであるが、道路橋の液状化判定の地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 r_d を震度に換算した低減を行うこととした。慣性力及び振動成分土圧のような動的な荷重は、改良地盤のように支持層に剛結されておらず、

表-1 固結工法の主な安定検討改定項目

	河川堤防の液状化対策工法 設計施工マニュアル(案)	改定案
水平震度	低減無	深度に応じた低減有
慣性力	有効重量×水平震度	全重量×水平震度（改良体底面震度）×低減係数α_d
振動成分土圧	拡張されたWestergaard	拡張されたWestergaard×低減係数α_d
支持力	ケーソン基礎	直接基礎（組合せ荷重）
照査項目	外的　：　滑動、転倒、支持力 内的　：　端し圧、水平せん断、 格子壁抜け出しせん断、 鉛直せん断	外的　：　滑動、支持力 内的　：　水平せん断、 格子壁抜け出しせん断、 鉛直せん断

キーワード　堤防，液状化，地盤改良工法
連絡先　　〒305-8516　茨城県つくば市南原１－６　(国研)土木研究所　土質・振動チーム　ＴＥＬ029-879-6771

地震動によって動く場合には、かなり小さくなることが想定される。そこで、導入した低減係数が α_d である。α_d については、後述する。その他、支持力をケーソン基礎から直接基礎に変更した。支持層への根入れはそれほど大きくなく、直接基礎の方が条件に適合している。直接基礎では、支持力照査において偏心傾斜を考慮することから、照査項目から転倒を省いた。また、以下で紹介する実験で、端し圧で壊れることは無かったこと、改良した地盤側の角が壊れることは想定しづらいことから、端し圧に対する照査も省略した。

慣性力及び振動成分土圧の動的荷重の低減係数 α_d について設計で用いる一般値を設定するために、遠心模型実験結果を用いた検討を行った。

３．遠心模型実験の概要　格子状改良地盤をできるだけ忠実にモデル化した動的遠心模型実験を行っている。実験については、文献4)が詳しい。実験ケースの諸元一覧を表-2 に示す。また、代表的な条件として Case5 を図-2 に示す。いずれの条件でも、高さ 6m、のり面勾配 2 割の盛土ののり尻直下基礎地盤に改良地盤を設置している。改良地盤は左右で仕様が異なり、1 つの模型で 2 つの改良地盤仕様を実験している。50G の遠心場で道路橋示方書の七峰橋波（最大加速度約 600gal）を入力している。実験後、改良地盤を取り出し、損傷状況を観察している。亀裂が入った Case と崩壊した Case の 2 つの状況を写真-1 に示す。損傷程度が大きくなると、沈下量が大きくなる傾向もあり、地盤変形解析を実施するための前提として、安定検討により改良地盤が壊れないことを照査しておくことが重要である。

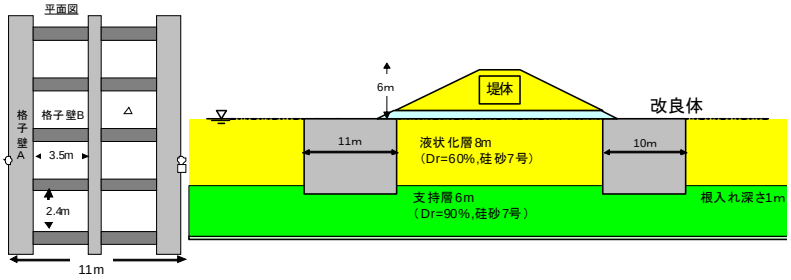

図-2 遠心模型実験の代表的な断面図
(Case5 の場合、寸法は実物大換算値で単位は m)

表-2 遠心模型実験及び安定検討結果

		改良諸元					地盤の仕様			実験結果			安定計算結果		
		改良幅 (m)	改良高 (m)	根入れ (m)	改良率 (%)	一軸圧縮強さ (kN/m2)	液状化層厚 (m)	表層非液状化層厚 (m)	中間非液状化層厚 (m)	法尻水平変位 (m)	法肩沈下量 (m)	損傷 (内部破壊)	低減係数 α_d=1.0 (低減無) とした場合	低減係数 α_d=0.3 とした場合	低減係数 α_d=0.2 とした場合
Case4	L	8	9	1	62.5	1000	8	–	–	0.48	0.53	鉛直クラック開	NG 滑動,支持	NG 支持	OK
	R	9	9	1	58.3	1000	8	–	–	0.54	0.52	鉛直クラック独	NG 滑動,支持	NG 支持	NG 支持
Case5	L	11	9	1	52.3	1186.8	8	–	–	0.59	0.52	–	NG 滑動,支持	OK	OK
	R	10	9	1	55.0	1186.8	8	–	–	0.89	0.51	–	NG 滑動,支持	OK	OK
Case6	L	9	9	1	58.3	591.9	8	–	–	0.59	0.62	鉛直崩壊	NG 滑動,支持,鉛直	NG 支持	OK
	R	8	9	1	62.5	591.9	8	–	–	0.89	0.59	鉛直崩壊	NG 滑動,支持,鉛直	NG 支持	NG 支持
Case8	L	11	8	–	52.3	919.7	8	–	–	0.44	0.53	鉛直クラック独	NG 滑動,支持	NG 支持	OK
	R	8	8	–	62.5	919.7	8	–	–	0.54	0.50	鉛直クラック開	NG 滑動,支持	NG 滑動,支持	NG 滑動,支持
Case9	L	11	9	1	52.3	874.8	6	2	–	0.23	0.38	–	OK	OK	OK
	R	8	9	1	62.5	874.8	6	2	–	0.23	0.38	–	OK	OK	OK
Case10	L	9	11	1	58.3	949.4	8	–	2	0.07	0.10	–	NG 滑動,支持	OK	OK
	R	6	11	1	62.5	949.4	8	–	2	0.16	0.17	–	NG 滑動,支持	NG 支持	NG 支持
Case11	L	11	9	1	52.3	1027.3	8	–	–	0.11	0.19	鉛直クラック開	NG 支持	NG 支持	OK
	R	8	9	1	62.5	1027.3	8	–	–	0.31	0.20	–	NG 滑動,支持	NG 支持	NG 支持

４．低減係数の一般値　上記の遠心模型実験について、低減係数を 1.0（低減無）、0.3、0.2 としたときの安定検討の結果を表-2 に示す。1.0（低減無）では、多くのケースで NG(設計で採用されない)となり、実験結果に比べ過度に安全側の結果である。0.2 に低減すると、実験で壊れたにも関わらず、OK となるケースが出てくる。結果的に、低減係数が 0.3 のときに、見逃しの無い安定検討が可能となる。

写真-1　代表的な改良体の損傷状況

５．まとめ　堤防の液状化対策としてのり尻直下地盤を改良する場合の固結工法の安定検討の改定の概要を紹介し、そこで用いる慣性力、振動成分土圧の動的荷重に乗じる低減係数 α_d に関して検討した。格子状改良体を忠実に再現した動的遠心模型実験結果を適切に評価できたのは、α_d が 0.3 の時であった。本検討は、液状化対策の合理化を目的に土木研究所内に設置した「河川堤防の液状化対策の設計手法検討委員会（委員長　岡村未対愛媛大学教授)」 の中で議論したものである。委員長及び委員、幹事の皆様に感謝する。

参考文献　1) 土木研究所 : 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案), 土木研究所資料第 3513 号,1997., 1998(部分改定)/2) 土木研究所等 : 液状化対策工法設計・施工マニュアル(案), 共同研究報告書第 186 号, 1999./3) 治水課 : 河川構造物の耐震性能照査指針・解説 II.堤防編, 2016./4) 中島ら，中田ら : 河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験(その 1,その 2)，第 45 回地盤工学研究発表会発表講演集，2010