

河川堤防の液状化対策工に関する簡易解析

安田 進¹・出野智之²・櫻井裕一³

¹正会員 工博 東京電機大学 理工学部建設工学科 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町石坂)

²学生会員 東京電機大学 理工学研究科建設工学専攻 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町石坂)

³学生会員 東京電機大学 理工学研究科建設工学専攻 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町石坂)

河川堤防は過去の地震によって天端の沈下やクラック発生などの被害を受けてきた。そして、これからも地震によって被害を受けることが予想される。そこで、筆者達が検討している残留変形解析方法を用いて、液状化対策の1つとしてあげられる地盤固化改良工法の効果について遠心載荷実験と同様の傾向が解析でも得られるかどうかについても検討を行った。その結果改良体幅の影響を考慮した解析を行うことができた。

Key Words : *Liquefaction, earthquake, river dike, analysis*

1. はじめに

河川堤防は過去の地震による液状化に起因して、天端の沈下やクラック発生などの被害を受けてきた。そして、これからも地震によって被害を受けることが予想される。そしてこれらを防ぐには、何らかの液状化対策を施す必要がある。その1つとして地盤固化改良工法がとりあげられ、その効果について松尾らによる遠心載荷実験が行われている¹⁾。

そしてここでは、遠心載荷実験で行われているモデルに対して、最近筆者達が検討している残留変形解析方法“ALID”²⁾ (*Analysis for Liquefaction Induced Deformation*) を用いて、地盤固化改良工法の効果が解析でも得られるかどうか検討を行った。

2. 解析方法

2.1 解析の概要

今回の解析では、液状化に伴う剛性低下と不適合応力の解放を考慮できる“ALID/win”を

用いた。地盤内の応力やひずみの分布は、盛土や掘削などの改変を受けるたびに变化してゆく。“ALID/win”では、このようなプロセスの1段階を工程と呼び、工程を連ねていくことで対象とする問題に応じた解析を行えるようになっている。

以下に今回行った解析方法の概要を示す。

- 1) 解析対象とする地盤の地層区分、推定液状化層の区分等に従い、2次元の有限要素メッシュを用意する。
- 2) 自然地盤の応力解析を行う。(工程1)
- 3) 生成する盛土要素をFEMモデルに追加し、その要素自重を作用させる解析を行う。(工程2)
- 4) 液状化層のせん断剛性を低下させ、剛性低下に伴う解放応力を作用させた解析を行う。(工程3)
- 5) 工程3で発生した液状化層の過剰間隙水圧を消散させる解析を行う。(工程4)

2.2 入力定数

- (1) 初期地盤応力解析の段階

初期地盤せん断剛性 G は、 N 値をもとに道路

橋示方書¹⁾に示されている式(1)から土層ブロックの平均的な E_N を求め、ポアソン比 ν を仮定して決定した。

$$E_N = 28N \quad (1)$$

また要素毎の G_N は、 $\sqrt{\sigma_m}$ に比例して大きくなるように設定した。

(2) 液状化による剛性低下の段階

液状化に伴うせん断剛性の低下率は、図-1に示した細粒分含有率 F_c ～せん断剛性低下率 G_1/G_N 、液状化安全率 F_L の提案曲線²⁾より求めた。また、パイリニア型の液状化剛性を考える場合、回復せん断剛性比 G_2/G_N 、微小抵抗領域式 γ_L を式(2)のような G_1 との相関式を用いて決定した。

$$\gamma_L = \left(\frac{1300}{G_1} \right)^{0.5587}, G_2 = \frac{2000}{\gamma_L} \quad (2)$$

(3) 過剰間隙水圧の消散の段階

石原らが提案している $F_L \sim D_r \sim$ 体積ひずみ関係図⁴⁾を用いて、体積ひずみポテンシャルを求め、過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量(変形量)を求めた。

3. 解析断面および解析条件

遠心載荷実験で行われたモデルを実寸に換算すると深さ13m、幅75mの地盤上に堤防盛土が高

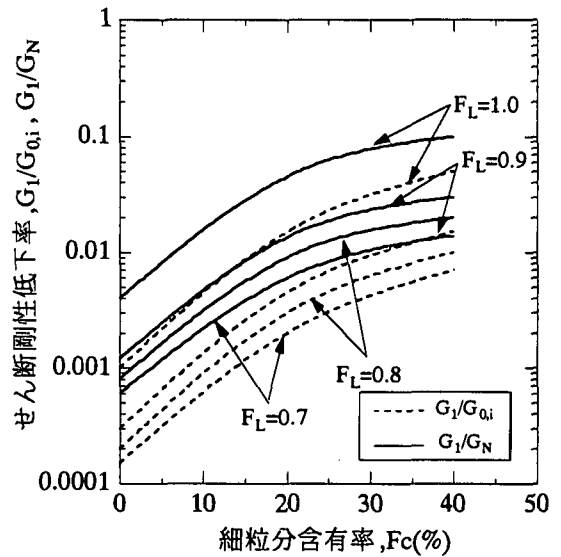


図-1 せん断剛性低下率の提案曲線

さ5mで作成されている。地盤は、0.5mの排水層が最低部に設けられ、その上部に珪砂あるいは粘土の非液状化層(4.5m)が設けられ、さらにその上部に緩い江戸崎砂の層(液状化対象層)が8.0m設けられている。この地盤に対し、法尻から3~15mの幅で改良体が設置されている。その深さは8.5m、10.5mである。

解析ではこれを有限要素にモデル化した。堤防および改良体の沈下がうまく表現出来るよう薄層のジョイント要素を導入している。そしてこのモデルに対して、表-1に示すような条件で解析を行った。以下に各ケースの目的を示す。

- ・ ケース No.1,2,3,4,5:改良体の幅の影響を調べる。
- ・ ケース 6,7:改良体の幅の影響を調べる。
- ・ ケース 4,8,9:改良体の根入れ深さと根入れ部の土質の違いによる影響を調べる。
- ・ ケース 10,11:地下水位が高い場合での対策効果を調べる。

表-1 解析条件

ケースNo.	改良体幅 (m)					地下水位 (m)		入力波			支持層		根入れ深さ(m)	
	0	3	6	10	15	0	-1.8	大	中	小	砂	粘土	0.5	2.5
1	○						○	○			○		-	-
2		○					○	○			○			○
3			○				○	○			○			○
4				○			○	○			○			○
5					○		○	○			○			○
6			○				○		○		○			○
7	○						○		○		○		-	-
8				○			○	○			○		○	
9				○			○	○				○	○	
10	○					○				○	○		-	-
11			○			○				○	○			○

表-2 実験結果と解析結果

ケースNo.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
実験結果 (m)	2.30	-	1.39	1.28	-	0.84	1.44	1.91	1.59	1.19	1.29
解析結果 (m)	AR=1/10	2.53	1.58	1.24	1.01	0.94	1.08	2.19	0.89	1.06	3.50
	AR=1/5	2.50	1.43	1.00	0.85	0.80	0.91	2.02	0.81	0.96	3.48
	AR=1/50	2.80	1.56	1.33	1.05	0.99	1.19	2.34	1.02	1.18	3.39

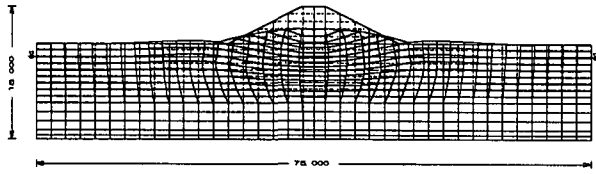


図-2 ケース No.1 変形図 (AR=1/10)

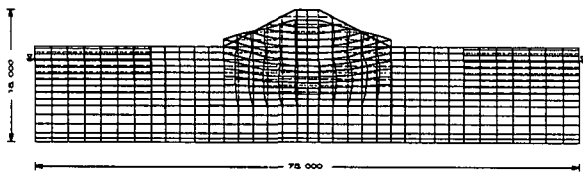


図-3 ケース No.4 変形図 (AR=1/10)

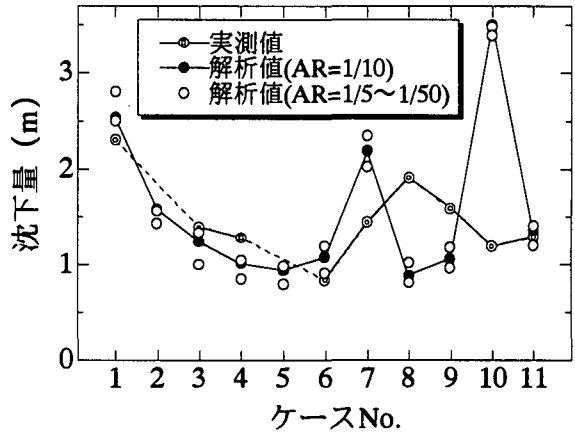


図-4 実験結果と解析結果の比較図

4. 解析結果

4.1 遠心載化実験との比較

解析にあたって表層の非液状化層および堤体のせん断剛性低下率を常時のせん断剛性の 1/10 として解析を行った。これは、非液状化層を対象とした室内実験⁵⁾より、非液状化層の G_1/G_N は 1/5 程度はないかとの実験値もあるが、実際にはクラックが入ったりするため、この値よりも少し剛性が低下すると考えたためである。

解析結果と実験結果を表-2 に示し、そして代表的な変形図としてケース No.1,4 の工程 4 の変形図を図-2,3 に示す。また、天端沈下量の比較図を図-4 に示す。

無対策であるケース No.1 の変形図をみると、盛土は最大で約 2.5m も沈下してほとんど元の形をなしていない。そして、沈下した盛土は側方に流れ出し、法面が盛り上がるという結果となった。ケース No.2,3,4,5 の場合では、改良体が設置してあることで盛土の沈下を防ぎ、また側方に押し出される土を防ぐことで沈下量は減少する結果と

なった。改良体の幅が 3m,6m,10m と大きくなるにつれ徐々に沈下量が減少し、改良体の幅の影響が現れている。

ケース No.6,7 はケース No.3,1 と同様なモデルである。実験では地震波が小さくなっているためケース 3,1 の場合より盛土の沈下量は減少している。解析でも同様の傾向がみられた。さらに地震波が小さいと改良体の効果が表れる傾向も実験結果と同様であった。

ケース No.8 は、ケース No.4 より支持層への根入れ深さが 2m 少ないモデルである。そのため実験では、改良体が移動し易くなり、側方へ押し出される土が増加し沈下量が増加しているが、解析では根入れ深さが 0.5m であっても支持層の剛性を変化させていないため支持層にしっかり固定されたままとなり、沈下量増加への影響はみられなかった。ケース No.9 は、ケース No.8 の支持層の土質を 7号硅砂から粘土に変えたモデルである。このケースにおいても支持層の剛性は低下しないとしているため、支持層の土質を変化させても、沈下量に与える影響はみられなかった。支持層の剛性を低下させた場合、ケース No.8,9 とともに、沈

下量は大きくなるが、実験結果と同様の傾向を示した。

ケース No.10,11 は地下水位が地表面まであり、盛土の低部には 1m の碎石層を設けているモデルである。碎石層を設けてある理由は、実験を行う際に盛土が地盤から水を吸い上げ、軟弱化するのを防ぐためである。しかし、無対策であるケース No.10 の解析では、表層の液状化に伴い、盛土は大きく沈下した。そして、土が側方に大きく流動して盛土はそれに引っ張られる形でほとんど元の形をなしていない。沈下量は最大で 3.5m となり、実験結果よりもかなり大きな値となった。改良体を設置したケース No.11 では、改良体が設置してあることで盛土の沈下を防ぎ、また側方に押し出される土を防ぐことで沈下量は減少し、実験結果と近い沈下量となった。

4.2 堤体のせん断剛性低下率の検討

堤体のせん断剛性低下率の検討を行うために、表層の非液状化層を 1/10 と固定し、堤体の G_1/G_N を 1/5, 1/50 と変化させ解析を行った。その結果表-2、図-4（白抜きプロット）に示すように、沈下量が変化した。その変化の割合は、沈下量によってまちまちである。そこで、解析値/実測値=1となる堤体のせん断剛性低下率 AR (*appropriate reduction rate of shear modulus for embankment*) を求め、そして、堤体底幅の伸びひずみ ERW (*extension rate of the width of embankment*) と AR の関係を調べた。今回の解析結果に兵庫県南部地震、北海道南西沖地震で実際に被害のあった事例での ERW と AR の関係を加えた図を図-5 に示す。これを見てみると AR は、およそ 1/10~1/50 の間に位置している。今後、他の事例についても同様の解析を行って堤体のせん断剛性低下率を検討していく必要がある。

5. 結論

河川堤防を対象とし、地盤固化改良工法を行ったモデルに対して解析を行った結果、以下のよう

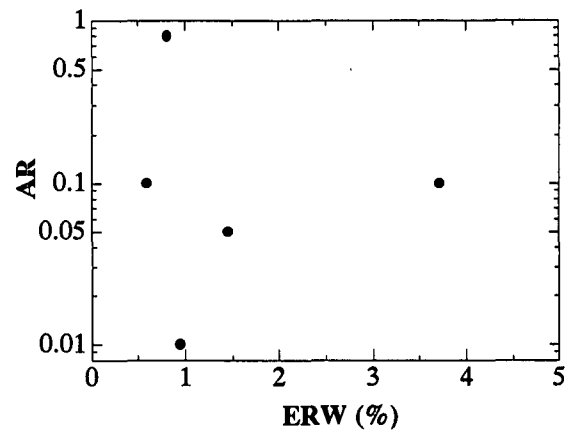


図-5 $AR \sim ERW$ 関係図

なことがわかった。

- ・実験では改良体を設置することにより天端の沈下量が減り、その幅が大きくなると沈下量は小さくなっているが、解析においてもその傾向が得られた。

- ・堤体のせん断剛性低下率について今後も検討していく必要がある。

謝辞：本研究は、(財)国土開発技術研究センターの研究の一環として行ったものである。関係者各位に感謝する次第である。

参考文献

- 1) 松尾 修, 岡村未対, 堤 達也, 斎藤 由紀子: 法先固化改良による盛土の耐震対策効果に関する動的遠心模型実験報告書, 1999.
- 2) 日本道路協会編: 道路橋示方書・同解説 V, 耐震設計編, 1996.
- 3) 安田 進, 吉田 望, 安達 健司, 規矩 大義, 五瀬 伸吾, 増田 民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No.638, III-49, pp71-89, 1999.
- 4) 石原 研而, 吉嶺 充俊: Evaluation of Settlement in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes, Soils and Foundations, Vol.32, No1, pp.173-188, 1992.
- 5) 安田 進, 森本 光弘, 宇田 将人: 液状化層上部の非液状化層における強度・変形特性, 第 34 回地盤工学研究発表会講演集, pp.2061-2062, 1999.