地盤調査地点を考慮した 河川堤防の液状化危険度評価に関する研究

岐阜大学	工学部社会基盤工学科	大竹	雄
岐阜大学	工学部社会基盤工学科	本城朝	勇介
岐阜大学	工学部社会基盤工学科	神谷浴	生 <i>一</i> 日—-

概要:

著者らは、地盤調査地点と評価地点の位置関係に関わる不確実性を考慮した線状構造物の液状化危険度解析 方法を提案している.この方法は、大規模な線状構造物に対して、連続的に任意地点の危険度を計算するとと もに、任意地点の地盤調査の過不足さを定量化する点に優位性を持つものである.本研究は、2011年東北地方 太平洋沖地震に際して液状化被害が生じた河川堤防に対して、本手法を適用し、被害箇所と計算される危険度 や地盤調査の過不足さとの関係を分析することにより、有効性を検証するものである.

キーワード: 信頼性解析, 河川堤防, 液状化判定, 統計的推定誤差

1. はじめに

1.1 目的

著者ら¹は、液状化指数 PL を用いて、河川堤防の線形 方向に連続的に液状化危険度を評価する方法を提案した. その特徴は、地盤調査地点と評価地点の位置関係に関わ る不確実性を定量化している点にあり、解析結果からは、 河川堤防に沿った連続的な危険度と地盤調査の過不足さ の情報が得られる.

本研究は、この手法を2011年東北地方太平洋沖地震で 実際に液状化被害が生じた堤防に適用し、その有効性を 検証するものである.ここでの着目点は、被害地点抽出 の可否と、現在の河川堤防で実施されている地盤調査内 容の過不足さについて、液状化危険度評価の観点から考 察することにある.

1.2 対象施設と地盤条件

ある一級河川堤防の 20km 区間 (STA25-STA45) を検 討対象とする. STA は、堤防の位置を表す指標で、河口 から堤防に沿った距離を表しており、単位は 1km である. 堤防は、主として砂質シルトで構築され、堤体の高さは 下流部(STA25)で 3m 程度、上流部(STA45)で 5m 程度あり、 概ね線形に変化する.

対象区間の基礎地盤の地質縦断概要図を Figure 1 の下 図に示し、堤体と沖積層の物性値を Table 1 に示す.堤体 は、主として砂質シルト(Bc)である.また、旧河道部では 堤体構築前に旧河道部を整地するために行われたと思われる埋め土(Bs)がBc下に堆積している場合がある.

堤体下の基礎地盤の沖積層は、非液状化層であるシルトもしくは砂質シルト(Ac)と液状化懸念層である細砂、中砂(As)やシルト質砂(Acs)が堆積している.その下層は、 洪積の粘性土(Dc)もしくは砂層(Ds)が堆積する.本研究では、この洪積層を工学的基盤として捉える.

実施されている調査内容は,主として標準貫入試験と 基本物理試験である.標準貫入試験は対象区間全体で83 箇所実施されている.また,STA36地点付近でP-S 検層 が実施されせん断波速度 Vs が確認されている.

Table 1 各地盤の物性

	主な土質	平均	γ	Fc	D50	Vs
		N值	(kN/m ²)	(%)	(mm)	(cm/s)
Bc	砂混じりシ ルト	22	19	85	0.025	110
Bs	シルト混じ り砂	5.5	18	65	0.350	110
Ac	シルト,砂質 シルト	2.6	16	75	0.025	125
Acs	シルト質砂	7.5	17	50	0.070	140
As	細砂, 中砂	18.3	18	10	0.350	150





1.3 地震動特性と堤防の被災状況

2011 年東北地方太平洋沖地震(本震)で観測された波形 を入力地震動とした(Figure 3). この波形は、対象河川か ら約 20km 離れた観測点で計測された波形で、地表面下 2m に風化花崗岩(Vs=1200m/s)が堆積し、露頭基盤相当の 地震動とみなせる.最大振幅は 252cm/s²であり、0.2(s)程 度に卓越する周期帯域があり比較的短周期成分を多く含 む波である.継続時間は 200s 程度であるが主要な震動継 続時間は 55s 程度である.

なお、この地震では、4地点で堤防が崩壊に至った.代表的な損傷状況図を Figure 3 に示すが、いずれも旧河道部にあり、堤防建設時行われた埋め土層 Bs が液状化したことが大変形の要因と考えられている.

2. P_ 値を用いた崩壊危険度評価

2002 年版の道路橋示方書²⁾³⁾(以後,道示と呼称)に示 されている液状化指数 P_L(m²)により,水路の任意地点に おける液状化判定を行うことを考える.地盤調査は崩壊 地点と非崩壊地点の両方で実施されており,崩壊した箇 所としない箇所の2値回帰分析により,P_Lを指標とした 崩壊危険度評価関数(フラジリィー曲線)を算定する. これにより,PL値と崩壊確率を関連づける.

2.1 PLの算定方法

道示の方法に従うが、継続時間が長い地震動特性であることや、地点毎の地震動の地盤増幅特性の違いを考慮するための工夫を施した. P_L を算定する基礎データとして、深度毎の液状化判定値 (F_L) を算出する必要がある((1)式). この F_L は、地盤のせん断強度(動的せん断強度)を地震時に作用するせん断応力(地震時せん断応力比; L)の比と定義される.

ここで、Rは、道示が定める評価式に基づいて算定する.この評価式は、様々な地域で実施された凍結不攪乱 試料を用いた液状化強度試験の結果とN値の経験式で



Figure 3 堤防崩壊状況図

ある((3)式). そして, R は, (2)式に従って地震動の継続 時間の効果を補正する係数 cw で補正される. 海溝型地 震(タイプ I 地震)では 1.0 が用いられるが, 本研究では, 吉田ら(2009)⁴が過去の液状化履歴と有効応力地盤応答 解析結果から導き出した長継続時間地震に対する値 (cw=0.5)を採用する.

また、は、道示では、地盤種別毎にせん断力深度分布 が定めされている。ただし、これでは、地盤種別が同じ であれば、地盤地点毎の地震動増幅特性の違いを考慮す ることができない。そこで、本研究では、一次元等価線 形地盤応答解析 SHAKE により計算し、地震荷重側にも 地点毎の地盤条件の違いを考慮することを考える。

$$F_{\rm L} = R / L \tag{1}$$

$$R = c_{\rm W} R_{\rm L} \tag{2}$$

ここで、 F_L :液状化に対する抵抗率、R:動的せん 断強度比、L:地震時せん断応力比、 c_w :地震時特性 による補正係数 c_w =0.5、 R_L :繰り返し三軸強度比であ



Figure 4 地盤応答解析とPL 値の計算結果

る.

繰返し三軸強度比R,は(3)式により算出する.

$$R_{\rm L} = \begin{cases} 0.08822\sqrt{N_{\rm a}/1.7} & (N_{\rm a}<14)\\ 0.0882\sqrt{N_{\rm a}/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_{\rm a}-14)^{4.5} & (14 \le N_{\rm a}) \end{cases} (3)$$

 $\sum \sum k_{x}$, $N_{a} = c_{1}N_{1} + c_{2}$, $N_{1} = 170N / (\sigma_{v} + 70)$,

 $c_1 = 1, c_2 = 2(F_c < 10\% 0$ 場合), N :標準貫入試験から得られる N 値, N_1 :有効上載圧 100kN/m²相当に換算した N 値, N_a :粒度の影響を考慮した補正 N 値である.

*P*_Lは(4)式で定められた指標である.*F*_Lの深度方向の 重み付き積分値で、重みは深度方向に線形に小さくなる ように設定されている.

$$P_{\rm L} = \int_0^{20} (1 - F_{\rm L})(10 - 0.5x)dx \tag{4}$$

ここにx: 地表面からの深さ(m), F_L :式(1)により算 出される液状化抵抗率で, $F_L \ge 1$ の場合には $F_L = 1$ とする.

2.2 PL 値を指標としたフラジリティー曲線

全ての標準貫入試験調査地点でPL値を計算した(Figure 4). 上図は、地盤応答解析結果を示し、計算された地表面 の最大加速度を表している. なお、図中の灰色の網掛け 部分は、堤防の崩壊地点を示している.

Figure 4の下図は、SHAKE に基づいて計算した PL値 (以後、PL(SHAKE)と呼称する)と道示の簡便式により 計算した PL値(以後、PL(Original)と呼称する)を重ねて 示した図である.上流側では両者の計算結果が概ね一致 するが、下流側ほど、道示の簡便式で計算した結果が大 きい値を示す.これは、下流部では液状化懸念層下に軟 弱粘性土層が厚く堆積しており、この層で地震動が減衰 することにより、液状化懸念層へ作用するせん断力が低 減された効果である.

この結果を用いて、2値回帰分析により、PL値を指標 としたフラジリティー曲線を導く、2値回帰分析とは、非 説明変数Yが0か1の値をとる2値問題の応答を説明す る回帰分析モデルの総称である、ここでは、Yは[0; 崩壊しなかった」か「1; 崩壊した」で0か1を与え、説明変数<math>XはPL値とした、回帰モデルは、後述する危険度



Figure 5 フラジリティー曲線

解析での扱い易さを考慮して正規分布モデルを採用した. 2値問題を考える上での尤度関数は(5)式となる.

$$L = \prod_{i=1}^{N} [FR(PL_i)]^{\alpha_i} [1 - FR(PL_i)]^{1 - \alpha_i}$$
(5)

ここで、PL_iは、標準貫入試験調査地点で計算された PL 値である. α_iは、その地点が「崩壊しなかった」か「崩 壊したか」を表す0、1変数で、N は標準貫入試験の実施 数である. F(.)は、フラジリティー曲線の関数で、ここで は正規分布関数Φ(.)とする.

$$FR(PL_i) = \Phi\left(\frac{\mu_{FR}}{\sigma_{FR}}\right) \tag{6}$$

ここで、 μ_{FR} , σ_{FR} が回帰分析で決定すべきパラメータ

で、 尤度((5)式)を最大にするように決定すれば良い. すなわち、 (7)式の連立方程式を解くことにより得ることが出来る.

$$\frac{\partial \ln L}{\partial \mu_{FR}} = \frac{\partial \ln L}{\partial \sigma_{FR}} = 0$$

以上が最尤法の理論的根拠であるが、実際の数値計算 に当たっては最適化手法を用いて最尤推定値を求めた.

(7)

Figure 5 は、得られたフラジリティー曲線である.図の (a)はPL値(SHAKE)を指標とした場合のフラジリティ ー曲線であり、(b)はPL値(Original)を指標とした場合 の結果である.また、それぞれ左図が、計算に用いたPL 値のヒストグラムであるが、「崩壊しなかった」箇所での 計算結果を青色で示し、「崩壊した」箇所の結果を赤色で 重ねて示した.これを見ると、(a)のPL(SHAKE)の場合の 方が、非崩壊と崩壊の地点を良く分離し、フラジリティ ー曲線として適していることが分かる.

3. 液状化危険度評価

3.1 確率場による PL 値のモデル化

PL 値のバラツキは確率場によりモデル化する. 確率場の平均値と分散は、標準貫入試験地点で計算された PL 値の平均値と分散とし、自己相関関数については詳細に解析した.

Figure 6, Figure 7は、標準貫入試験地点で計算され たPL値(83データ)同士の相関係数を全ての組み合わせ で計算しし、地点間の相対距離(Lag distance)との散布図で 示した.着色したポイントは、相対距離50m毎の平均値を 示している.さらに、全データを用いた場合と、下流部 10km(STA25-35)と上流部(STA35-45)で分離して自己相関 距離を同定した.これは、上流部のほとんどが旧河道区間 であることを考慮して、旧河道部と一般部との違いを検討 するために分離したものである.

このデータに対して、(9)式に示す指数型の自己相関関数 を当てはめて、自己相関距離θを同定した.全データを用 いた場合、下流部のみに着目した場合では、PL(SHAKE) の自己相関距離は、PL(Original)よりも長い.下流部での結 果では、前者が 300m 程度、後者が 100m 程度と判断され た.これに対して、主に旧河道地形である上流部では、自 己相関距離は極めて短く両者ともに 50m 以下であった.こ れは、旧河道部付近で想定される地表面の複雑な地層部分 の影響であると考えられる.

3.2 液状化危険度解析

PL 値とフラジリティー関数(FR)から堤防の破壊確率は (10)式で定義される.両者は,正規分布に従い,かつ独立 に従うものと仮定すると,(12)式により容易に崩壊確率 P_F を計算することができる.

$$P_f = prob(g \le 0) \tag{10}$$

$$g = F_R - P_L \tag{11}$$



Figure 6 自己相関距離の同定(PL(SHAKE)を用いる場合)



Figure 7 自己相関距離の同定(PL(Original)を用いる場合)

$$P_{f} = \Phi\left(\frac{0-\mu_{g}}{\sigma_{g}}\right) = \Phi\left(\frac{\mu_{PL}-\mu_{FR}}{\left(\sigma_{FR}^{2}+\sigma_{PL}^{2}\right)^{0.5}}\right)$$
(12)

ここで、
Φは標準正規分布である.

Figure 8は、対象 20km 区間に対して連続的に崩壊確率 PF を計算した結果である.この図の上段の図は任意地点 の PL 値を示しており、図中のポイントは、その地点の標 準貫入試験結果を用いて計算された PL 値を示している. また、実線は Kriging 内挿による平均値を、破線は±1σの 範囲を示している.なお、ここでは、下流部のデータを用 いて同定された自己相関距離 θ=300m を用いている.

中段の図は、崩壊確率の計算結果を示しており、地震時 せん断応力比Lの計算方法の違い(SHAKE、道示の簡便式) により2種類の計算結果を示している.上段と中段の図に 示した灰色の網掛け部は堤体が崩壊した地点である.下段 の図は、g((11)式)の分散を示し、着色は、PL値の推定誤差 (統計的推定誤差; Statistical estimation error)とフラジリティ ー関数が持つ不確実性(モデル化誤差; Model error)の寄与 度を表している.

さらに、寄与度は、追加地盤調査を実施すべき地点を検 討するための重要な情報を与える.例えば、STA26-30 区 間や、崩壊地点である STA31-32 付近、STA36-37, STA37.5-34 付近、STA29 付近では、大凡 70cm 間隔で標準 貫入試験が実施されており、統計的推定誤差の寄与は非常 に小さいことが分かる.これらの区間では、不確実性の 80~90%がモデル化誤差であり、地盤調査は十分であるこ とが分かる.これらの区間で危険度が高いと判断された地 点では、詳細な地盤調査を踏まえた詳細な対策工検討をす べき地点であると判断される.

これに対して、大凡 400m 間隔で標準貫入試験が実施されている STA32-36 区間など、調査間隔が長い地点では、統計的推定誤差の寄与が最大で 40% 程度を示し、大きな不確実性要因となっている.これらの地点では、幸いにも堤体の崩壊はみられなかったが、地盤調査を実施して、危険度評価の精度を向上させておくべき区間であったと考えられる.

3.3 地盤調査間隔に関する考察

堤防の液状化危険度評価における標準貫入試験の調査 間隔について考察する.本解析は、震災後に実施した崩壊 地点における詳細な地盤調査結果を含めた解析であり、危 険度を適切に評価できるのは当然かもしれない.そこで、 全 83 本の地盤調査の部分的な情報のみで危険度解析を行 い、適切な調査間隔について考察を加える.

Figure 9 の(a)は、大凡 1000m 間隔での地盤調査を想定 した場合である. 乱数を用いて地盤調査地点の想定組み合 わせを5 ケース作成して解析を行った. 同様に(b)は 600m 程度の間隔の場合,(c)は 300m 程度の間隔の場合を示して いる. それぞれ、上下2 つの図を示しており、上図はある 1 ケースの場合の PL 値分布 (Kriging 推定) である. そし て下図はそれに基づいた崩壊確率であるが,こちらには, 全 5 ケースの計算結果を着色を変えて示している. なお, 赤で示した結果が上図の PL 値の場合の結果である.

(a)では、計算される崩壊確率が5ケースで大きく異なる 結果が得られた.自己相関距離に対して調査間隔が非常に 大きい場合には、堤防崩壊部の危険度を適切に評価できな いケースも多いことが分かる.これに対して、(b)、(c)と調 査間隔を小さくすると、崩壊確率の計算結果がケース間で 安定する傾向があり、堤防崩壊部の危険度を高く評価する ケースが増える傾向がある.しかしながら、(c)の300m間 隔の場合でも、堤防崩壊部の崩壊確率を非常に小さく評価 する場合もあり、適切な評価ができているとは言えない.

調査間隔の目安については、河川土工マニュアル(2009)⁵⁾ に記載がある.ここでは、「河川堤防の計画線に従って 200m に1 箇所の間隔でボーリング調査を実施することが 望ましいく、特に、表層部に比較的軟らかい層がある場合 には、50m~100mの間隔でサウンディングを実施するもの とする」、とされている.ここで示された数字は経験則に 基づくものと考えられるが、この調査間隔の数値は、本対 象堤防の PL 値の自己相関距離と同程度かやや小さい値と なっている点は興味深い.

マニュアルの記述を本検討堤防に置き換えて考えると、 下流部(一般部)は200m程度の間隔で実施し、上流部(旧 河道部)は50m程度でできる限り詳細に調査するべきであ ると解釈される.すなわち、本検討堤防においてはマニュ アルの記述は概ね妥当であると考えられた.

4. まとめ

本提案手法は、堤防崩壊状況を良く説明し、線状 に広がる河川堤防全体を対象に、危険度が高く詳細 に検討すべき優先区間を絞りこむための良い方法 であることを示した.また、地盤調査の過不足さが 定量化されるため、施設管理者が堤防を維持管理す る上で重要な情報を提供することを示した.

参考文献

1)大竹雄,本城勇介,小池健介:調査地点を考慮した長大水路の 液状化危険度解析,地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.283-293, 2012.

2)道示日本道路協会:道路橋示方書·同解説V耐震設計編, 2002.

3)Tatsuoka,F, Iwasaki,T, Tokida,K, Yasuda,S, Hirose,M, Imai,T and Konno,M : Standard penetration tests and soil liquefaction potential evaluation, SOILS AND FOUN-DATIONS vol20, No4, 1980

4)吉田望,大矢陽介,澤田澄男,中村晋:海溝型長継続時間地震 動に対する簡易液状化判定法の適用性,日本地震工学論文集, 第9巻,第3号,2009

5) 国土技術研究センター:河川土工マニュアル, 2009.







Figure 9 地盤調査間隔の違いが危険度解析結果にあたえる影響の試算