

前橋泥流堆積物の液状化強度と構造物基礎検討

樋口邦弘*・設楽信昭**・鶴飼恵三***

要旨

前橋泥流堆積物は弱固結した火山灰質砂質土地盤からなる。当地盤の分布する上, 中および下流部の3地点のブロックサンプルを用いた繰返し非排水三軸試験で液状化強度比 $R_L=0.43, 0.69$ および 0.57 を得た。当地盤は『道路橋示方書V耐震設計編』による方法で N 値から $R_L=0.1\sim 0.3$ が算定され, レベル2の地震動に対してこれまで液状化するとされてきたが, 土質試験で得られた R_L 値は N 値による算定値の約2~4倍と大きく液状化しないと判定できた。この差異は N 値による R_L の算定が未固結な砂質土地盤を対象とし, 弱固結地盤の R_L 値を過小評価することに起因するものと考えられ, N 値による評価の困難な地域特性のある地盤と判断される。このような地盤上に建設する構造物を設計する際, R_L 値を正しく評価した液状化判定を行うことが建設コストの縮減につながる。

Key words: 液状化 liquefaction, 火山灰質砂質土 volcanic sandy soil, N 値 N -value, 細粒分 fines

1. はじめに

群馬県庁付近を上流端とし南方に広がる前橋台地には前橋市や高崎市の市街地を始めとして県内の多くの社会資本が集中している。この台地を構成する前橋泥流堆積物は第四紀更新世の堆積物(いわゆる洪積土層)で弱固結した火山灰質砂質土からなる。

当地盤は拳大以上の礫を多く含むためボーリング孔を用いた乱れの少ない試料の採取が困難なことから, 標準貫入試験で得られる N 値を基に『道路橋示方書V耐震設計編』¹⁾(以降,「道示V」と呼ぶ)や建築基礎構造設計指針²⁾で示された方法で液状化判定が行われている。当地盤は粒度試験から砂質土に分類され, 低い N 値でかつ地下水で飽和された地盤で, 道示Vにおいて液状化の検討が求められる洪積土層に相当する。

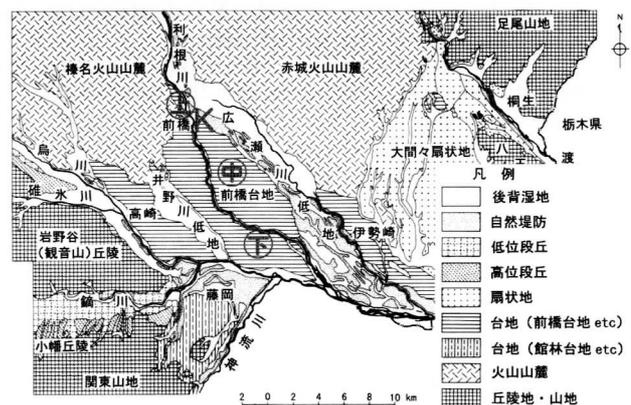
道示Vによる未固結な砂質土を対象とする N 値による液状化強度比 R_L の算定手法を弱固結した当地盤に用いることに疑問をもつ筆者らは, 当地盤の分布する上, 中および下流部の3地点におけるブロックサンプリングを実施し,

これらの乱れの少ない試料を用いた繰返し非排水三軸試験で3地点の R_L を求めた^{3),4)}。本稿では乱れの少ない試料から求めた R_L と N 値から算定した R_L , および液状化の有無を比較検討するとともに, 橋台下部工の経済比較について検討した。

2. 前橋泥流堆積物の地盤特性

2.1 前橋泥流堆積物の分布

今から2.1~2.4万年前, 浅間山の大規模な山体崩壊で発生した岩屑なだれが吾妻川で泥流となり, さらに利根川に流れ込んだのち平野部に押し出し図-1に示す広い地域に前橋泥流堆積物⁵⁾が堆積した。本層は利根川の両岸に10~15



⊕ ⊗ ⊙ ⊚: ブロックサンプリング位置

K: 群馬県庁

図-1 前橋台地を中心とする地形区分図

* (株)黒岩測量設計事務所 Kuroiwa Survey Design Office Co., Ltd.(会員)

E-mail: k-higuti@kuro.ne.jp

** (株)黒岩測量設計事務所 Kuroiwa Survey Design Office Co., Ltd.

*** 群馬大学社会環境デザイン工学専攻 Department of Civil and Environmental Engineering, Gunma University

m程度の急崖をなして露頭している。図-1にはブロックサンプリングを実施した上流部、中流部および下流部の地点をそれぞれ㊤、㊦および㊧の記号で示した。また群馬県庁の位置をKの記号で付した。

2.2 地質構造

図-1で示した上流部に位置するK地点の地質断面図を図-2に、下流部の地質断面図を図-3に示す。前橋泥流堆積物は、約2万年より新しい時代に堆積した火山灰質シルトを主とする厚さ2～4mの軟弱な地盤(以降「新しい堆積物」と呼ぶ)で覆われ、その下位に厚さ15～18m程度で堆積している。本層は上部の厚さ1m前後が固結し、その下部は本層の大部分を占める弱固結した地盤からなる。本層と下位の前橋砂礫層の間に薄く挟まれたシルト層からは2.1～

2.2万年前に降下堆積した始良Tn火山灰(AT)の薄層が確認されている⁵⁾。このATの薄層分布を破線で図-2および図-3に示した。

2.3 ブロックサンプリング位置のN値

上、中および下流部3地点の各々のブロックサンプリング位置に最も近いボーリング調査地点をA, その近接地にあるボーリング調査地点をB, CおよびDとし、標準貫入試験で得られたN値をまとめ図-4に示すとともに、3地点ごとの前橋泥流堆積物の固結部と弱固結部をそれぞれ「固結」「弱固結」と表示し付記した。

弱固結部の上部にあたる深度5～10m間のN値の特徴を以下に述べる。N値は30cm貫入に要する打撃回数で得られ、ボーリング柱状図では10cmごとの打撃回数と30cmの合計打撃回数が表示されている。深度5～6m間のN値は上流部N=3～8、中流部N=3～11および下流部N=6～10(一部14～28)を示す。上、中および下流部のN=3～11は10cmごとの打撃回数が1～4回の合計であり、ほぼ均質な地盤と考えられるが、下流部のボーリングAのN=28およびBのN=14を示すN値は10cm貫入の打撃回数8～12回を含むことから地盤中の礫を打撃した影響と推察される。

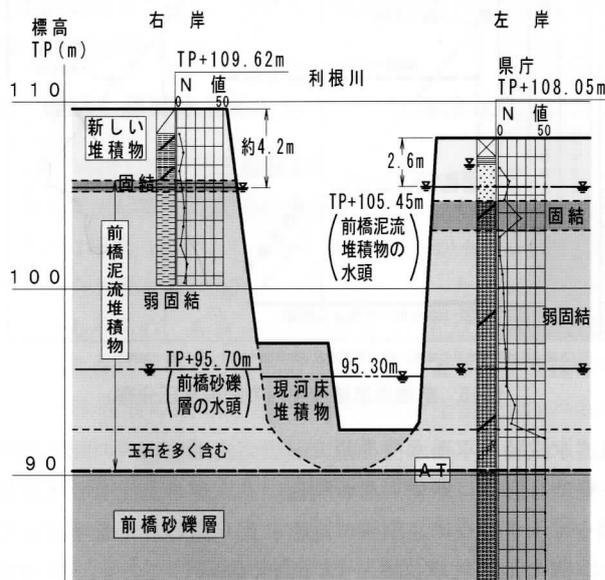


図-2 K地点の地質断面図

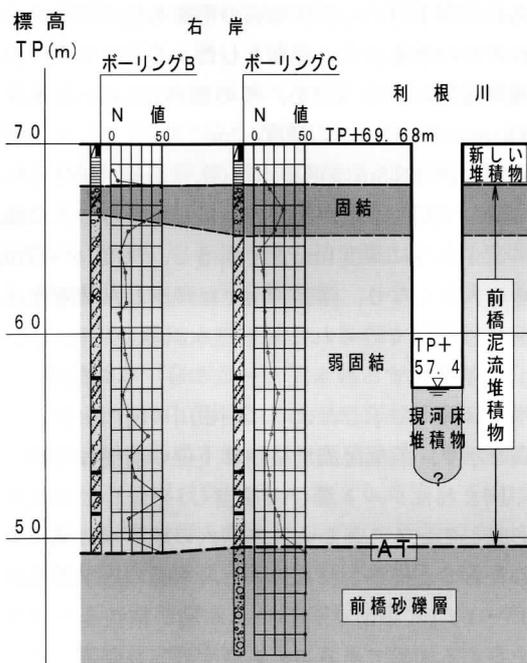


図-3 下流部の地質断面図

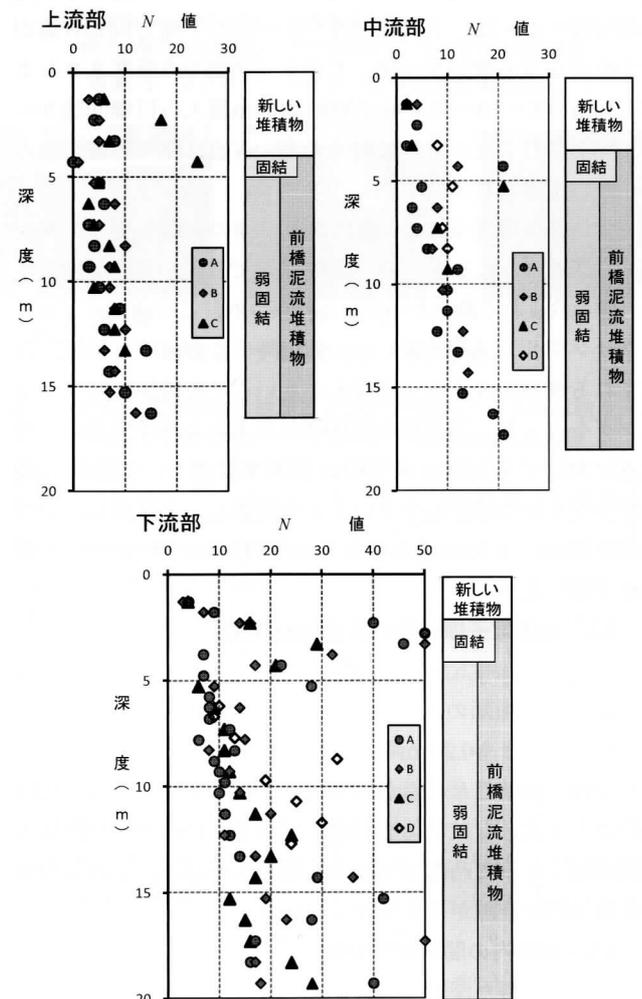


図-4 ブロックサンプリング位置のN値

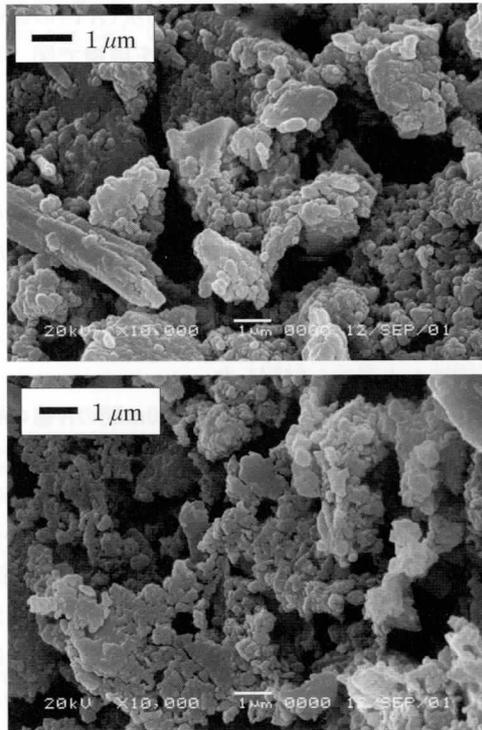


写真-1 走査電子顕微鏡写真

深度7~10m間では、上流部の $N=3\sim10$ に対して中流部で $N=4\sim12$ 、下流部で $N=6\sim33$ と下流方向に N 値がやや高くなる傾向を示す。ただし下流部Dの深度8,9および10mの $N=19\sim33$ を示す N 値は10cm貫入の打撃回数9~25回を含むことから、これらの高い N 値は礫の影響を含んだ値と推察される。

下流部の深度5mの N 値において礫の影響を受けた高い N 値が認められるものの、深度5.5mでは低い N 値が測定され礫の含まれる割合が小さいと推察され、この深度でブロックサンプリングを計画した。掘削時にこの深度で地盤に含まれる礫が少なくかつ礫径も小さいことを確認しサンプリングを行った。下流部の実施例から上および中流部の2地点においても同様に深度5.5m前後で計画し、掘削時に礫が少なくかつ礫径も小さいことを確認し、上流部において深度5.5m、また中流部において深度5.4mでサンプリングを実施した。

2.4 走査電子顕微鏡による微細構造

下流部の深度5.5mで採取したブロックサンプルを基に撮影した2種類の走査電子顕微鏡写真を写真-1に示す。2種類の写真とも $0.2\mu\text{m}$ 程度の微細な粒子がセメンテーションで硬く固結した構造がみられ、これらが集まりさらに凹凸のある大きな粒状体を形成している。粒状体と粒状体の間は細くなった凸部でつながる部分もみられ、これらの粒状体の間に空隙が多く存在している。

2.5 地盤内の間隙水圧分布

下流部で得た深度3.5m, 5m, 9mの3深度の平衡水位⁶⁾、およびK地点の深度5m, 9m, 14m, 17mの4深度の現

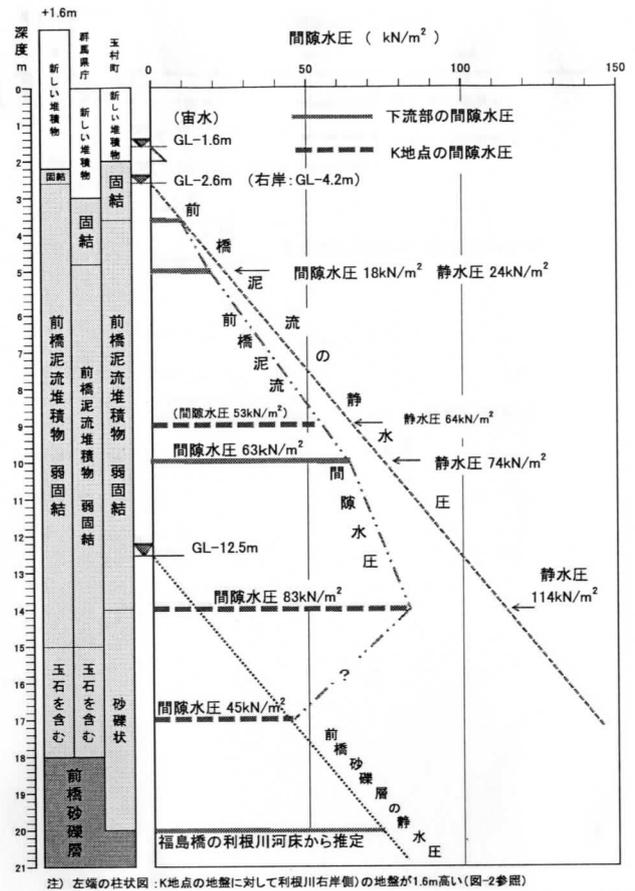


図-5 前橋泥流堆積物内の間隙水圧分布

場透水試験の平衡水位を基に前橋泥流堆積物内の間隙水圧を整理し図-5に示す。なお利根川右岸側の上部の地盤は図-2に示すように左岸側の地盤に比べ高いことを考慮して右岸側の地質柱状図を+1.6m高く表示している。図-2で示したように左岸側で得られた前橋泥流堆積物の平衡水位の標高および下位の前橋砂礫層の平衡水位の標高を右岸側のそれぞれの平衡水位の標高とした。この結果右岸側の前橋泥流堆積物の平衡水位を、その標高105.45mと地表の標高109.62mの差4.17mから深度4.2mに設定した。

下流部の深度3.5mの平衡水位GL-2.6mから得られる静水圧に対して間隙水圧が深度方向に減圧する。この減圧は図-5に示すように深度14mまで漸増し、深度14~17m間ではさらに大きくなり、深度17mでは減圧した間隙水圧が下位の前橋砂礫層で得られた現場透水試験の平衡水位(深度12.5m)を基準とする静水圧と一致する。なお深度12.5mの平衡水位は図-2で示したように利根川の河川水位とほぼ同一標高を示す。前橋泥流堆積物は下位の前橋砂礫層との間に薄く挟まれたシルト層(ATを含む)を介して異なる帯水層を形成していることから、本層内の地下水に減圧現象が発生したものと推察される。また、本層の透水係数が $k=1\times 10^{-5}\sim 1\times 10^{-6}\text{cm/s}$ と低く⁶⁾、本層が粘性土と同様な透水性を有する地盤であることも深度方向に間隙水圧が減圧している原因の一つと考えられる。

3. ブロックサンプリングと土質試験結果

3.1 ブロックサンプリング

上, 中および下流部の3地点(図-1参照)の下水道工事掘削箇所およびテストピットの状況を写真-2に示す。

前橋泥流堆積物は礫を多く含むことからブロックサンプリングができないことを懸念したが, 弱固結していることもあり写真-3に示すように3地点ともブロックサンプルを採取することができた。

3.2 ブロックサンプルの物理・力学特性

上, 中および下流部の3地点のブロックサンプルから得られる物理特性と力学特性の一覧を表-1に示す。圧密試験では直径 $D=15\text{cm}$, 高さ $H=5\text{cm}$, 圧密非排水(CU)三軸圧縮試験および繰返し非排水三軸試験では $D=10\text{cm}$, $H=20\text{cm}$ の供試体を用いた。

4. 繰返し非排水三軸試験と液状化強度比 R_L

4.1 繰返し非排水三軸試験

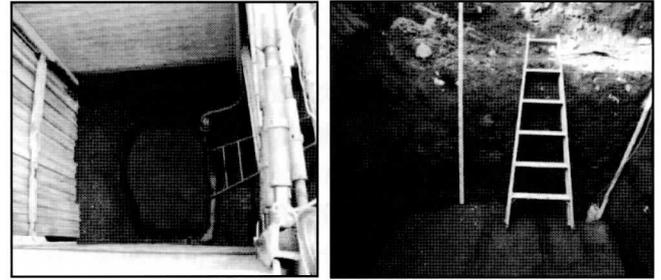
前橋泥流堆積物は弱固結地盤からなる。そのブロックサンプルは写真-1で示したように微細な粒子がセメンテーションで結合された粒状体と粒状体が細くなった凸部でつながる部分もみられ, これらの凹凸をもった粒状体の間に空隙が多く存在している。また表-1に示したように圧密試験における圧密前の間隙比 $e=0.88\sim 0.96$ が圧密後は $e=0.62\sim 0.64$ と小さくなる。これらを考慮するとブロックサンプルは現地盤の乱れの少ない状態をほぼ保持しているものと判断される。これらのブロックサンプルを用いて下記の条件により繰返し非排水三軸試験を実施した。

3か所のブロックサンプルでは新しい堆積物の単位体積重量 γ_t を測定していないことから, 下水道設計時の地質調査でボーリング孔を用いて採取された乱れの少ない試料15個の γ_t を平均し $\gamma_t=16.0\text{kN/m}^3$ を求めた。この新しい堆積物の γ_t と, その下位の前橋泥流堆積物の $\gamma_t=19.5\text{kN/m}^3$ (表-1の下流部参照)および深度5.5mの間隙水圧 $U=22.4\text{kN/m}^2$ (図-5参照)から同深度の有効上載圧 $\sigma'_v=79.6\text{kN/m}^2$ が求まる。この値を基に静止土圧係数を $K_0=0.5$ とし有効平均主応力 σ'_m を算定し,

$$\sigma'_m = (\sigma_1 + 2\sigma_3) / 3 = (79.6 + 2 \times 0.5 \times 79.6) / 3 = 53.1 \approx 50\text{kN/m}^2$$

が得られる。 σ'_m は上流部および中流部もほぼ同様であり, $\sigma'_m=50\text{kN/m}^2$ を基に3地点とも圧密応力 $\sigma'_c=50\text{kN/m}^2$ を採用し, 繰返し周波数0.1Hzで繰返し非排水三軸試験を行った。この試験で得られた軸ひずみの両振幅 $DA=5\%$ の繰返し載荷回数と繰返し応力振幅比の関係を図-6に示す。同図から繰返し載荷回数 $N_c=20$ に対する3地点の液状化強度比 R_L を求めると以下ようになる。

上流部: 液状化強度比 $R_L=0.43$



上流部 (深さ 5.5m)
下水道マンホール基礎面から掘り下げた

中流部 (深さ 5.4m)
下水道構造物基礎面(写真の小段)から掘り下げた



下流部のテストピット (深さ 5.5m, 底部 10m x 7m)
写真右側の小段が前橋泥流堆積物の上面。
小段から切り込んだ底部までが固結部で, その下位は弱固結部。
写真-2 ブロックサンプリング3地点の掘削状況



上流部 中流部 下流部

写真-3 ブロックサンプルの状況

表-1 前橋泥流堆積物の物理および力学特性(*: 圧密試験と三軸試験を実施せず, **: 下水道工事設計時の試験値。)

項目	上流部	中流部	下流部
単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	19.3	18.8	19.5
自然含水比 w_n (%)	19.5	28.1	27.0
最大粒径 ϕ_{max} (mm)	19.0	19.0	19.0
平均粒径 D_{50} (mm)	0.75	0.30	0.26
シルト分 SC (%)	5.7	20.2	21.8
粘土分 CC (%)	2.3	8.0	9.5
細粒分含有率 FC (%)	8.0	28.2	31.3
塑性指数 I_p	—	9.2	7.3
圧密降伏応 P_c (kN/m^2)	なし*	200	190
圧密前の間隙比 e	なし*	0.96	0.88
圧密後の間隙比 e	なし*	0.64	0.62
粘着力 c' (kN/m^2)	なし*	0	0
せん断抵抗角 ϕ' ($^\circ$)	なし*	41.3**	38.5
液状化強度比 R_{L20}	0.43	0.69	0.57

中流部：液状化強度比 $R_L=0.69$

下流部：液状化強度比 $R_L=0.57$

4.2 細粒分含有率 FC と液状化強度比 R_L

ブロックサンプルの粒径加積曲線を図-7に示す。同図では中流部と下流部の2地点の粒度分布がほぼ一致するものの、表-1から中流部の細粒分含有率 $FC=28.8\%$ に対して下流部は $FC=31.3\%$ と相対的に大きく、わずかながら両者に差異が現れている。これら2地点に比べ上流部では $FC=8.0\%$ と極めて小さい特徴がある。ブロックサンプルの3地点を含む前橋泥流堆積物分布域の深度5~6mの細粒分含有率は図-8に示すようにほぼ $FC=20\sim 35\%$ であり、中流部および下流部の $FC=28.2\sim 31.3\%$ はこの範囲に含まれる。しかし上流部の $FC=8.0\%$ はこれら一般的な FC に比べ極めて小さく局所的な粒度特性を呈していると言えよう。

未固結な状態の細粒分を含む砂は粘土含有率 CC が10%を超えると R_L が顕著に増えるかまたは塑性指数 I_p が10程度を超えると R_L が緩やかに増える傾向があるが、 CC が10%以下または I_p も10以下では R_L の変化が小さく増加傾向は認められないようである⁷⁾。しかし3地点のブロックサンプルの粒度特性からは表-1に示したように上流部で $CC=2.3\%$ 、中流部で 8.0% および下流部で 9.5% と3地点とも CC が10%以下であり、また3地点の I_p もまた10以下と

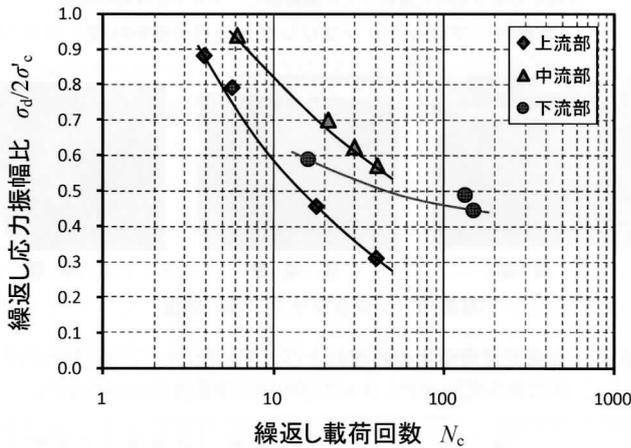


図-6 繰返し载荷回数と繰返し応力振幅比の関係

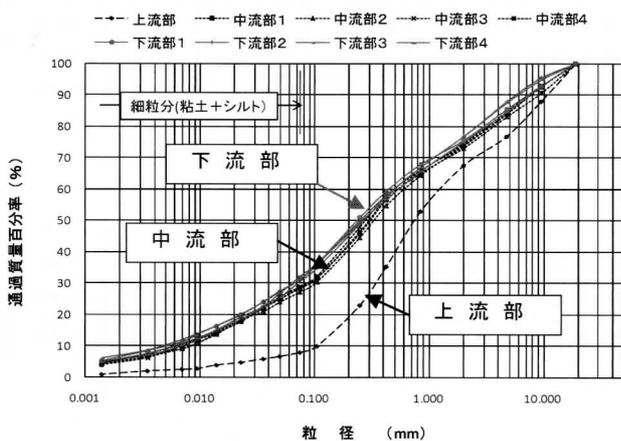


図-7 供試体の粒径加積曲線

小さいことから、 CC や I_p と R_L の関連性を示すことは難しいようである。

前橋泥流堆積物は微細な粒子同士がセメンテーションで固結し、それらが集まり凹凸のある大きな粒状体を形成している。中流部と下流部では $FC=28.2\%$ および 31.3% とセメンテーションで固結した細粒分が多く含まれ、このため R_L が大きくなったものと考えられる。一方上流部では $FC=8.0\%$ と細粒分が少なく、主体となる粗粒状の集合体が凹凸の間に空隙を含んでいることからセメンテーションの結合力がやや弱くなり、相対的に R_L も小さくなったものと推察される。このように固結した細粒分の多少が R_L の大きさに関係する可能性が考えられ、3地点の R_L と FC の大きな相関 $R_L=0.0085FC+0.37$ を図-9に破線で示した。ただし、わずか3地点のみでかつ2地点と1地点の間に明瞭な差があることから、この R_L と FC の相関は参考程度と考えられる。

4.3 N 値から液状化強度比 R_L の算定

道示Vによる N 値からの R_L 算定方法を以下に示す。

$$R_L=0.0882(N_a/1.7)^{0.5} \quad (N_a < 14) \quad (1)$$

$$R_L=0.0882(N_a/1.7)^{0.5} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} \quad (14 \leq N_a) \quad (1')$$

砂質土の場合、

$$N_a=c_1 \cdot N_1+c_2 \quad (2)$$

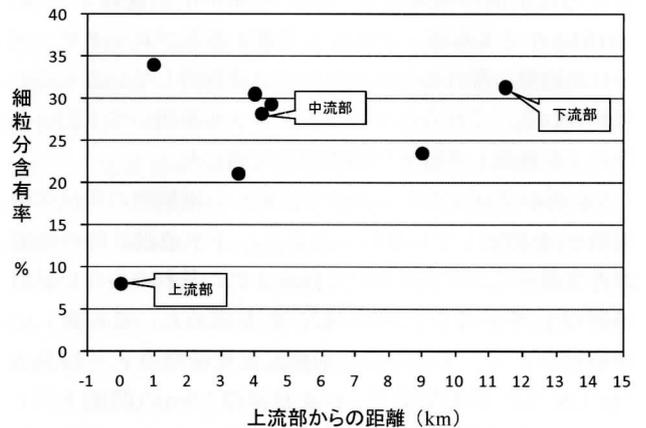


図-8 深度5~6mの細粒分含有率分布

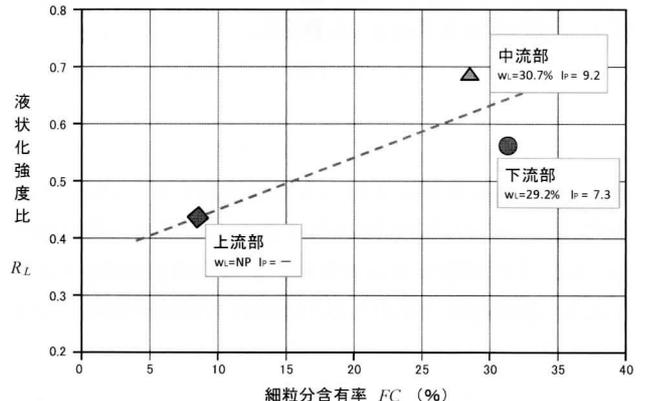


図-9 細粒分含有率 FC と液状化強度比 R_L

$$N_1 = 170N / (\sigma'_v + 70)$$

$$c_1 = 1 \quad (0\% \leq FC < 10\%)$$

$$c_1 = (FC + 40) / 50 \quad (10\% \leq FC < 60\%)$$

$$c_1 = FC / 20 - 1 \quad (60\% \leq FC)$$

$$c_2 = 0 \quad (0\% \leq FC < 10\%)$$

$$c_2 = (FC - 10) / 18 \quad (10\% \leq FC)$$

礫質土の場合、

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1 \quad (3)$$

ただし、

- R_L : 液状化強度比
- N : 標準貫入試験から得られる N 値
- N_1 : 有効上載圧 100kN/m^2 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
- c_1, c_2 : 細粒分含有率による N 値の補正係数
- FC : 細粒分含有率(%)
- D_{50} : 平均粒径(mm)

標準貫入試験で得られた N 値を砂質土の場合の式(2)で求めた補正 N 値 N_a を基に算定した R_L は図-10に示すように $R_L = 0.1 \sim 0.3$ と極めて小さく表示される。

一方、深度 $5.4 \sim 5.5\text{m}$ で採取したブロックサンプルの繰返し非排水三軸試験から得られた R_L は $R_L = 0.43, 0.69$ および 0.57 と大きく、 N 値から算定された R_L に比べ明瞭な差異が認められる。

当地盤を礫質土として N 値から式(3)を基に R_L を求め砂質土の R_L と比較する。礫質土の R_L を R_{Lg} と表記すると、
 上流部(深度 5m) : $R_L = 0.162$ に対し $R_{Lg} = 0.175$
 中流部(深度 5m) : $R_L = 0.208$ に対し $R_{Lg} = 0.203$
 下流部(深度 5.5m) : $R_L = 0.254$ に対し $R_{Lg} = 0.246$
 となり、礫質土の R_{Lg} も砂質土の R_L とほぼ同程度の値が算定された。

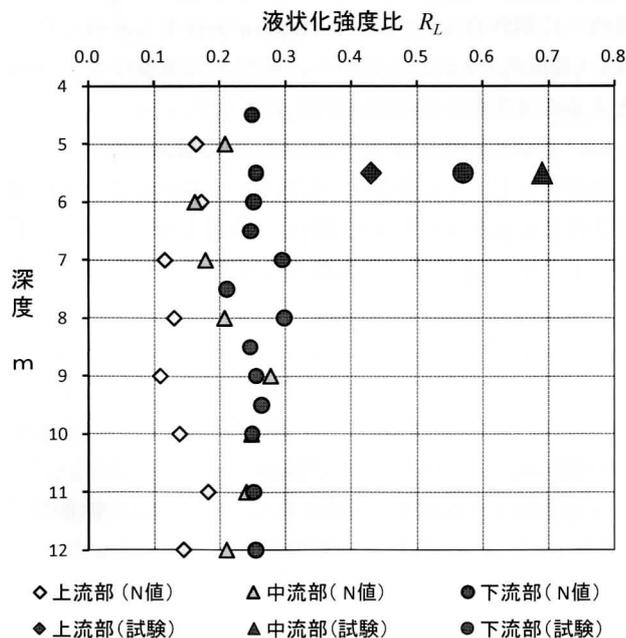


図-10 液状化強度比 R_L

5. 前橋泥流堆積物の液状化判定

5.1 液状化判定方法

道示Vでは、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動(レベル2)を対象としプレート境界型地震を想定したタイプIの地震動と、内陸直下型地震を想定したタイプIIの地震動についてそれぞれ液状化判定が行われている。道示Vにおける地盤種別の基準を基に前橋泥流堆積物をII種地盤とし、下記に示す算定式で液状化に対する抵抗率 F_L を求める。

$$F_L = R/L \quad (4)$$

R : 動的せん断抵抗比

L : 地震時せん断応力比

$$R = c_w \cdot R_L \quad (5)$$

$$L = \gamma_d \cdot k_{hg} \cdot \sigma_v / \sigma'_v \quad (6)$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x$$

$$k_{hg} = c_z \cdot k_{hg0}$$

タイプIの地震動の場合、

$$c_w = 1.0$$

$$k_{hg0} = 0.35$$

(II種地盤の場合)

タイプIIの地震動の場合、

$$c_w = 1.0$$

($R_L \leq 0.1$)

$$c_w = 3.3R_L + 0.67$$

($0.1 < R_L \leq 0.4$)

$$c_w = 2.0$$

($0.4 < R_L$)

$$k_{hg0} = 0.70$$

(II種地盤の場合)

ただし、

c_w : 地震動特性による補正係数

x : 深度

c_z : 地域別補正係数(群馬県 : $c_z = 1$)

γ_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hg} : レベル2地震動の設計水平震度

k_{hg0} : 設計水平震度の基準値

σ_v : 全上載圧(kN/m^2)

σ'_v : 有効上載圧(kN/m^2)

液状化の判定基準 $F_L \leq 1.0$: 液状化する

$F_L > 1.0$: 液状化しない

5.2 有効上載圧と間隙水圧

新しい堆積物の単位体積重量 $\gamma_t = 16\text{kN/m}^3$ とし、表-1に示した上、中および下流部の3地点の前橋泥流堆積物の単位体積重量 $\gamma_t = 19.3, 18.8$ および 19.5kN/m^3 を基に上載圧を算定し表-2に示した。さらに前橋泥流堆積物内の平衡水位深度 4.2m (上流部)および深度 2.6m (中流部と下流部)から図-5により深度ごとの間隙水圧を算定し表-2に併せて記した。

5.3 深度方向の R_L

3地点のブロックサンプリングは深度 $5.4 \sim 5.5\text{m}$ でほぼ同一深度であり深度方向の R_L が得られていない。このこ

表-2 液状化判定に用いた上載圧と間隙水圧

深度 (m)	上載圧 σ_v (kN/m ²)			間隙水圧 U (kN/m ²)		
	上流部	中流部	下流部	上流部	中流部	下流部
4.0	64.00	68.80	72.75	0.00	12.00	12.00
5.0	83.30	85.60	92.25	8.00	18.00	18.00
6.0	102.60	104.40	111.75	14.40	27.00	27.00
7.0	121.90	123.20	131.25	21.60	36.00	36.00
8.0	141.20	142.00	150.75	30.60	45.00	45.00
9.0	160.50	160.80	170.25	39.60	54.00	53.00
10.0	179.80	179.60	189.75	48.60	63.00	63.00
11.0	199.10	198.40	209.25	57.60	68.00	68.00
12.0	218.40	217.20	228.75	65.00	73.00	73.00

とから図-10で示すように N 値から算定される R_L が深度方向にほぼ一定とみなせることを考慮し、各地点の繰返し非排水三軸試験で得られた R_L を深度方向にそれぞれ R_L 一定として検討する。

N 値による R_L の算定では、 FC を深度方向に一定とした。

5.4 液状化の判定

これまでの N 値から算定された R_L を基にした液状化に対する抵抗率 F_L は図-11からタイプ I の地震動に対して $F_L = 0.3 \sim 0.7$ の範囲にあり、またタイプ II の地震動に対して $F_L = 0.1 \sim 0.6$ の範囲にあることから、いずれも $F_L \leq 1.0$ であり「液状化する」と判定された。

しかしブロックサンプルを用いて繰返し非排水三軸試験から得られた $R_L = 0.43, 0.69$ および 0.57 を深度方向に一定とした F_L はタイプ I とタイプ II と同じ値を示し、上流部で $F_L = 1.201 \sim 1.043$ 、中流部で $F_L = 1.683 \sim 1.506$ 、下流部では $F_L = 1.492 \sim 1.280$ の範囲にあり、3地点とも $F_L > 1.0$ が得られ「液状化しない」と逆の判定となった。

なお、 R_L 一定条件下で F_L は深度方向に小さくなり、中流部および下流部では深度10mで最低値を示す。これは薄いシルト層(ATを含む)の上位に分布する前橋泥流堆積物が透水係数 $k = 1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ と粘性土と同様な透水性を有する地盤であり、下位の前橋砂礫層の深度12.5mの地下水位に影響され上位地盤内の間隙水圧が深度方向に減圧していくことに起因しているものと推察される。なお、上流部は平衡水位が4.2mと上記2地点に比べ1.6m深くなっていることから深度11.5mで $F_L = 1.043$ の最低値を示す。これ以深では再び大きくなる。

6. 液状化判定を基にした構造物比較

6.1 対象とする構造物

対象地を下流部のテストピット位置に隣接する跨道橋を例として液状化の有無による経済比較を行う。跨道橋の形式は以下のとおりである。

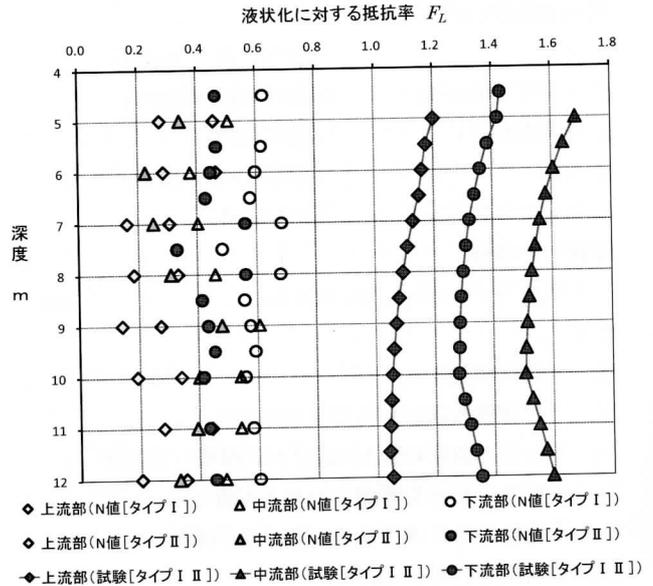


図-11 液状化抵抗率 F_L (タイプ I および II)

上部工：プレテンション方式PC単純中空床版橋
 橋長：23.200m、桁長：23.100m、支間長：22.400m
 幅員：19.700m、活荷重：B活荷重

6.2 検討条件と橋台の基礎形式

6.2.1 N 値のみの地盤情報を基にした検討

前橋泥流堆積物は N 値3~11と低いことから支持力不足で、かつ液状化すると判定された。この場合、橋台の基礎は図-12に示すように支持層を前橋砂礫層とし、橋台1基あたり直径1.5m、長さ19mの場所打ち杭12本が必要となる。橋台と杭基礎の形状を図-13に示す。

6.2.2 テストピットでのデータを基にした検討

圧密試験で圧密降伏応力 $P_c = 190 \sim 285 \text{kN/m}^2$ 、またテストピットにおける平板載荷試験で長期許容支持力 $q_a = 201.0 \approx 200 \text{kN/m}^2$ が得られている⁸⁾。これから前橋泥流堆積物の長期許容支持力 $q_a = 200 \text{kN/m}^2$ を採用し、液状化しない(最低 $F_L = 1.208$)条件から、前橋泥流堆積物を支持層とする直接基礎の橋台形状を図-13に示す。

6.3 液状化判定に伴う下部工(橋台)の経済比較

液状化判定による液状化の有無をもとに固定側と可動側の2橋台を合わせた下部工(橋台)の直接工事費(以降、「工事費」と呼ぶ)の経済比較を表-3に示す。「液状化する」との判定では橋台が杭基礎で前橋砂礫層に支持されることになり、この下部工の工事費率を1とする。「液状化しない」との判定では前橋泥流堆積物を支持層とする直接基礎が可能となり、橋台(躯体のみ)の工事費率が0.38と小さくなる。この躯体の比率は杭基礎の躯体0.46に比べても小さい。これは杭基礎では杭12本に規制されたフーチングの断面積 $7 \times 2.1 = 14.7 \text{m}^2$ が直接基礎の断面積 $8 \times 1.5 = 12.0 \text{m}^2$ に比べ 2.7m^2 大きくなることに起因する。このように前橋泥流堆積物が「液状化しない」判定の下部工は「液状化する」判定の下部工に対して62%小さくなり、液状化の有無で2倍

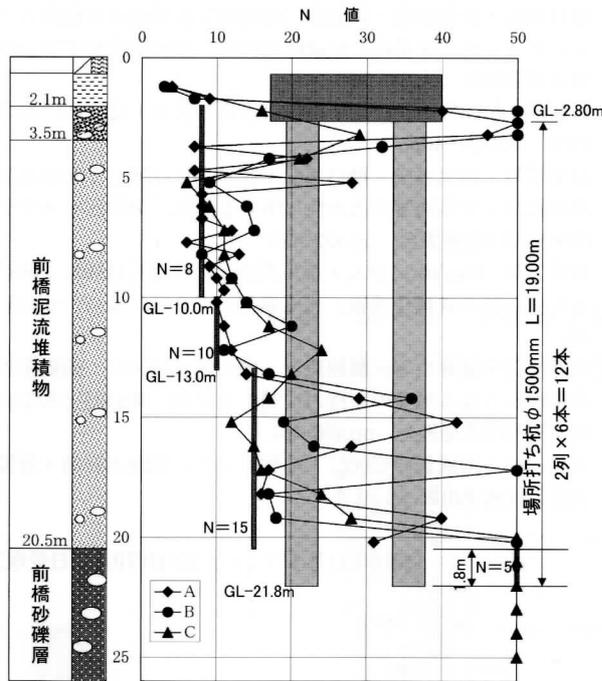


図-12 地質構成と杭基礎の概念図

以上もの開きが生じる。

7. まとめと今後の課題

これまで道示VからN値を基に液状化すると判定されてきた前橋泥流堆積物に対して、この地盤の分布域の上、中および下流部の3地点で採取したブロックサンプルで液状化強度比 R_L を求め液状化の検討を行った。 R_L を深度方向に一定とした液状化判定で上流部の深度11.5mで $F_L=1.043$ 、中流部の深度10mで $F_L=1.506$ および下流部の同深度で $F_L=1.280$ の最低値が得られ $F_L > 1.0$ となり、3地点とも液状化しないという判定を得た。この判定は従来のN値から求めた液状化判定とは異なる結果となった。

前橋泥流堆積物の液状化の有無による跨道橋下部工の工事費比較で約2倍以上もの開きが発生し、この地盤の R_L 情報が社会資本整備のコスト縮減に大きく寄与することを示した。

これらから今後とも構造物基礎掘削の機会を捉えブロックサンプリングを実施し、より多くの R_L とFCのデータを得てその相関関係を求め、 R_L 予測の可能性を検討していく必要がある。さらに重要構造物の検討では、深度方向の R_L に関する試験も必要である。

N値をFCで補正した N_a は上、中および下流部で $N_a=5.9$ 、9.4および14.2となる。ブロックサンプルから得た R_L に対応する N_a を逆算すると上、中および下流部でそれぞれ $N_a=25$ 、29および28となり、上流部で約4倍、中流部で約3倍、下流部で約2倍と大きな補正が必要となる。N値の利用は今後とも続くものと考えられることから弱固結した当地盤に対してN値から R_L を算定する場合の N_a の求め方が課

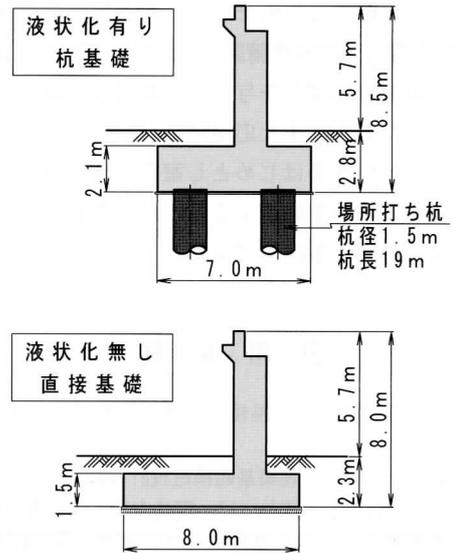


図-13 下部工(橋台)および基礎工の形状

表-3 下部工(橋台)の経済比較

液状化判定	下部工(橋台)	直接工事費の比率		
液状化する	杭基礎	躯体	0.46	1.00
		杭工	0.54	
液状化しない	直接基礎	躯体	0.38	0.38
		-	-	

題となる。

当地盤では低いN値が測定されることから、この課題を解決するために従来の測定方法の精度をあげ打撃1回ごとの貫入量を測定し、打撃回数と貫入量の詳細な関係を求め、当地盤にあった補正方法を検討していくことが考えられる。さらに未固結な砂質土に対するコーン貫入試験から R_L を算定する方法も多く検討されているが、N値の場合と同様に弱固結した地盤に対応した解析方法を検討していく必要がある。

当地盤は間隙比 $e=0.88\sim 0.96$ とゆる詰めめの砂と同程度の間隙比を有する火山灰質砂質土からなるが、透水係数が $k=1\times 10^{-5}\sim 1\times 10^{-6}\text{cm/s}$ と粘性土に相当する極めて低い透水性を示し、ゆる詰めめの砂とは異なる難透水性地盤といえる。

この原因として走査電子顕微鏡写真で観察された微細な粒子間のセメンテーションの発達により、凹凸をもつ粒子間に存在する間隙の多くが閉塞されたことが推察される。これらの特徴は時間効果(または年代効果とも呼ばれる)⁹⁾を示すものと考えられ、この時間効果の発達により $R_L=0.43\sim 0.69$ が得られ、「液状化しない」判定が求めたものと考えられる。しかし今回の諸試験では当地盤の時間効果が発揮された弱固結状態を力学的に立証することは難しかったことから、この弱固結についての検討を今後の課題としたい。

謝辞 (財)群馬県建設技術センターおよび前橋市下水道建設課((現)前橋市下水道整備課)にはブロックサンプリングと室内試験の実施の機会を与えていただき、かつデータを提供していただいた。また応用地質(株)コアラボにおいて困難な試料成形作業をはじめとし室内試験に対する協力を得て液状化強度特性を確認することができた。ここに関係者各位に深く感謝する次第である。

引用文献

- 1) 日本道路協会(2002)：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，pp.121-123.
- 2) 日本建築学会(2001)：建築基礎構造設計指針，pp.62-65.
- 3) 設楽信昭・樋口邦弘・武井上巳・廣井由美・鶴飼恵三(2002)：前橋泥流堆積物からなる地盤の液状化強度，第47回地盤工学シンポジウム，pp.165-172.

- 4) 樋口邦弘・設楽信昭・鶴飼恵三(2009)：前橋泥流堆積物のブロックサンプルを基にした液状化強度，第6回地盤工学会関東支部発表会，pp.364-369.
- 5) 新井房夫(1967)：前橋泥流の噴出年代と岩宿I文化期，地球科学，Vol.21，46p.
- 6) 設楽信昭・鶴飼恵三・樋口邦弘・武井上巳(2002)：前橋泥流堆積物からなる地盤の透水性に関する研究，第29回土木学会関東支部技術発表会，pp.452-453.
- 7) 桑野二郎・Sapkota, B.K.・橋爪秀夫・高原健吾(1993)：細粒分を含む砂の液状化特性，土と基礎，Vol.41，No.7，pp.23-28.
- 8) 武井上巳・廣井由美・鶴飼恵三・樋口邦弘(2002)：前橋泥流堆積物からなる地盤の支持力に関する研究，第29回土木学会関東支部技術発表会，pp.456-457.
- 9) 吉見吉昭・福武毅芳(2005)：地盤液状化の物理と評価・対策技術，技報堂出版，p.59.

(2010年11月1日受付，2011年10月13日受理)

Jour. Japan Soc. Eng. Geol., Vol.53, No.1, pp.12-20, 2012

Liquefaction Strength of the Maebashi Mudflow Deposit Ground and Considerations on Safety of Infrastructures Constructed on Its Ground

Kunihiro HIGUCHI, Nobuaki SHITARA and Keizo UGAI

Abstract

The Maebashi mudflow deposit ground saturated with ground water consists of the weakly combined volcanic ash sand. The strength of this volcanic ash sand is small as the N -value is between 3-11, which entails the possibility of liquefaction during large earthquakes. Cyclic undrained triaxial tests have been done using undisturbed samples obtained from the sand deposit. The liquefaction characteristics of the sand were investigated. From the results of the cyclic undrained triaxial tests, the liquefaction strength ratio R_L was found to be 0.43-0.69, which means that the calculated resistance ratios for the liquefaction became 1.0 or more. This result contradicts with the information from N -value stated above, the reason of which is considered in this study. Furthermore, the seismic effects on infrastructures constructed on the Maebashi mudflow deposit ground are investigated and considerable reduction of their construction costs by evaluating R_L correctly is suggested.

Key words : liquefaction, volcanic sandy soil, N -value, fines