

## 傾斜地の地盤流動特性に基づく地盤流動対策の技術的検討 －壁式改良工法の適用－

(一社) 地域国土強靱化研究所 顧問 大阪大学 名誉教授

常田賢一

(一財) 土木研究センター 壁式改良工法研究会

駒延勝広、土橋聖賢

### 概 要

令和6年能登半島地震において、新たな脅威となったのは傾斜地の地盤流動(側方流動とも呼ばれる。)である。石川県内灘町における地盤流動の現地調査に基づく、地盤流動の発生特性、発生の有無に関わる要因、地盤流動の予測法および傾斜地の想定地盤図は、文献1)などで報告済みである。

本文は、上記の調査結果に基づいて、2011年東北地方太平洋沖地震の液状化被害を受けて取り組みが始まった、平坦地の宅地と公共用地の一体的液状化対策をレビューしながら、傾斜地の特性を考慮した地盤流動対策を検討している。対象工法は、壁式改良工法および地下排水工の組合せ工法であるが、特に壁式改良工法は設計法を提示している。

本文が傾斜地の地盤流動対策の検討に資することを願っている。

### 目 次

|                           |    |
|---------------------------|----|
| 1. はじめに                   | 2  |
| 2. 地盤流動対策の視点              | 2  |
| 2.1 地盤流動の発生機構             | 2  |
| 2.2 地盤流動変位量の影響要因および影響度    | 3  |
| 2.3 2011年東北地方太平洋沖地震からの知見  | 5  |
| 2.4 地盤流動対策の視点             | 8  |
| 2.5 方法1：地盤流動範囲の低減         | 8  |
| 2.6 方法2：液状化の発生抑制          | 9  |
| 3. 宅地と公共用地の一体的地盤流動対策      | 9  |
| 3.1 宅地と公共用地の一体的液状化対策      | 9  |
| 3.2 既往の地盤流動対策             | 12 |
| 4. 壁式改良工法の適用性の検討          | 14 |
| 4.1 壁式改良工法                | 15 |
| 4.2 設計概念のための地盤流動の現象のレビュー  | 18 |
| 4.3 設計概念および設計方法           | 20 |
| 4.4 傾斜地地盤モデルおよび設計条件       | 21 |
| 4.5 設計例と考察                | 24 |
| 5. 傾斜地盤・沢部の盛土の壁式改良工法の応用   | 26 |
| 6. 地下排水工                  | 27 |
| 6.1 既設盛土の排水強化：堅排水工(NEXCO) | 27 |
| 6.2 堤内排水：かご枠工             | 29 |
| 7. 壁式改良工法による傾斜地の面的な地盤流動対策 | 31 |
| 8. おわりに                   | 33 |

### 参考文献

## 1. はじめに

液状化に起因する地盤流動（側方流動とも呼ばれる。）は、最初にその存在が指摘された 1983 年日本海中部地震、その後に発生が確認された 1964 年新潟地震、道路橋の設計に反映される契機となった 1995 年阪神淡路大震災で発生していたが、その後の 2011 年東北地方太平洋沖地震および 2016 年熊本地震においても特定の地域、箇所での発生であったため、地盤流動対策が特別には意識されてきていなかった。

そのような背景の中、令和 6（2024）年能登半島地震では、石川県金沢市、内灘町、河北市などにおいて広範囲かつ甚大な地盤流動が発生し、傾斜地の地盤流動が新たな脅威と認識されることになった。ここで、内灘町の現地調査に基づく、地盤流動の発生特性、発生の有無に関わる要因、地盤流動の予測法および傾斜地の想定地盤図は、文献 1)、 2) で報告済みである。

さて、2011 年東北地方太平洋沖地震では、東京湾岸沿いの浦安市を始めとして多数の液状化被害が発生したが、従来の道路橋、河川堤防などの公共的なインフラ施設での被害と復旧、対策と異なり、平坦部の住宅地の液状化被害が顕在化し、その対応、対策がクローズアップしたことが特徴である。そして、液状化対策の計画に際しては、宅地だけでなく、道路などの公共用地との面的かつ一体的な液状化対策の重要性が謳われて、地下水位低下工法、格子状地盤改良工法が代表的な工法として検討されてきているが、この地域一体的液状化対策は、広域的に発生する地盤流動対策にも通じるところがある。

本文は、傾斜地の地盤流動対策の具体的な検討、提案を目的としている。上記の砂丘部の傾斜地にある内灘町の現地調査結果および平坦地の宅地と公共用地の一体的液状化対策をレビューしながら、傾斜地の特性を考慮した地盤流動対策を検討している。具体的な提案工法は、壁式改良工法および地下排水工の組合せ工法であり、特に壁式改良工法は設計法を提示している。

本文が傾斜地の地盤流動対策の検討の参考になることを願っている。

## 2. 地盤流動対策の視点

効果的な地盤流動対策とするためには、地盤流動の発生特性、その影響要因と影響度合い、言い換えると、対策効果の見定めが必要である。本章では、地盤流動の発生機構、影響要因・影響度を明らかにして、有効な対策とするための視点を検討する。

### 2.1 地盤流動の発生機構

図-1は、現地調査で明らかにした知見<sup>1),2)</sup>に基づく、傾斜地の地盤流動の発生機構の概念である。同図の意味は、下記の通りである。

- i) 液状化層の存在範囲は、地盤流動が発生する可能性がある地盤流動の対象範囲であること。
- ii) 液状化層は液状化の発生程度が異なる（例えば、液状化の発生程度が大きい＝液状化に対する抵抗率 $F_L$ が小さい）が、地盤流動も液状化の発生程度の影響を受けること。
- iii) 構造物などに対する地盤流動の作用には、流動変位量と流動力があり、流動変位量は液状化の発生程度が大きいほど大きく、流動力は液状化の発生程度が小さいほど大きいこと。
- iv) 液状化した液状化層の支持力の低下・喪失・流動の影響により、表土層には噴砂・噴水および亀裂・段差・ずれ・落ち込み・沈下・隆起・傾斜などの地盤変状が、局所的あるいは面的に発生すること。
- v) 表土層上の住宅などの施設は、液状化による沈下・傾斜、地盤流動による沈下・隆起・傾斜の被害を受けること。

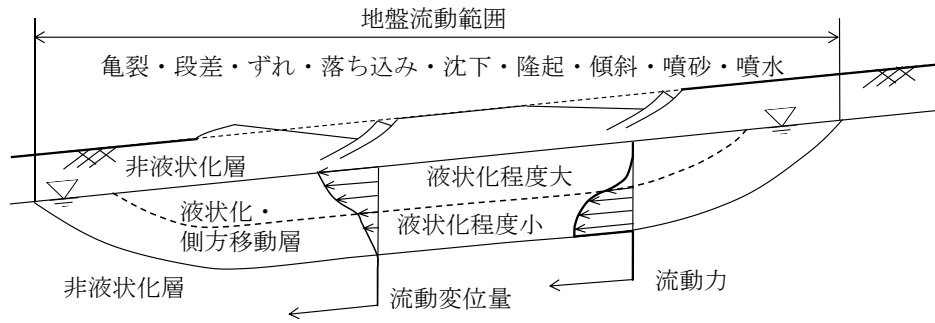


図-1 傾斜地の液状化・地盤流動の発生機構の概念図

## 2.2 地盤流動変位量の影響要因および影響度

地盤流動による構造物への影響である流動変位量について、濱田ら（1986）<sup>3)</sup>は液状化層厚（ $H$ ：m）および地表面あるいは液状化層下面のうちの最大勾配（ $\theta$ ：%）による推定式(1)を提示している。

$$D=0.75\sqrt{H}\sqrt[3]{\theta} \quad (1)$$

また、東・常田・松本・東畑（1992）<sup>4)</sup>は、地盤流動に関する大型土槽模型振動台実験（本文、4.2で言及）に基づいて、地表面の流動変位量が、地盤流動範囲、液状化層厚、表層の非液状化層厚および地表面の勾配の4つの要因に関わることを指摘している。

そして、図-2の傾斜地地盤モデルにおいて、地盤流動範囲の上端を自由、下端を固定として、地盤流動範囲水平長を2区分（ $L=10\sim100\text{m}$  および  $L=100\sim1,000\text{m}$ ）し、流動範囲の中央および上端の流動変位量の算定式(2)～(5)を提示している。

ここで、図-2で併記した地盤流動変位量の分布について、式(1)は傾斜地の位置に拘わらず一定であるのに対して、式(2)～(5)は地盤流動範囲の上端の変位量が最大、下端でゼロになる分布とし、傾斜地の下方に向かって流動範囲の土塊ブロックは縮小すると想定している。

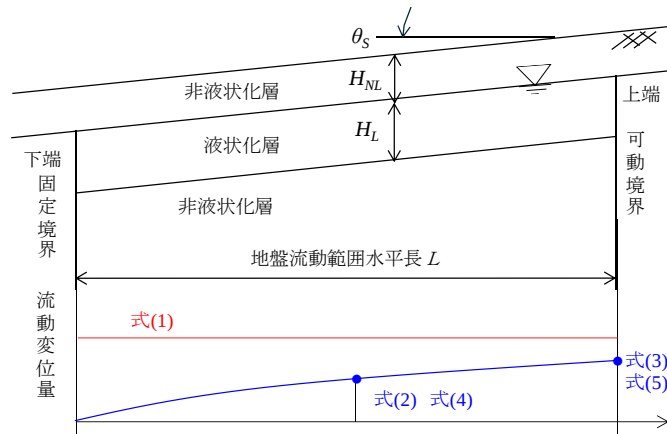


図-2 地盤流動に関わる4要因

[ $L=10\sim100\text{m}$  の場合]

流動範囲の中央  $D=1.73\times10^{-5} \cdot L^{1.94} \cdot H_L^{0.298} \cdot H_{NL}^{-0.275} \cdot \theta_s^{0.963} \quad (2)$

流動範囲の上端  $D=2.07\times10^{-5} \cdot L^{1.96} \cdot H_L^{0.295} \cdot H_{NL}^{-0.276} \cdot \theta_s^{0.978} \quad (3)$

[ $L=100\sim1,000\text{m}$  の場合]

流動範囲の中央  $D=1.29\times10^{-5} \cdot L^{1.99} \cdot H_L^{0.280} \cdot H_{NL}^{-0.243} \cdot \theta_s^{0.995} \quad (4)$

流動範囲の上端  $D=1.70\times10^{-5} \cdot L^{1.99} \cdot H_L^{0.278} \cdot H_{NL}^{-0.242} \cdot \theta_s^{0.995} \quad (5)$

ここに、 $D$ ：地表面の流動変位量（m）、 $L$ ：地盤流動範囲水平長（m）、 $H_L$ ：液状化層厚（m）、 $H_{NL}$ ：表層の非液状化層厚（m）、 $\theta_s$ ：地表面の勾配（%）

なお、式 (2)～(5)を導出した、数値解析方法：ポテンシャルエネルギー最小化理論（東畑郁生：東京大学名誉教授）による地盤流動変位量の計算値と 1983 年日本海中部地震での実測値の比較例は図-3 であり、分布形状および変位量の再現性が高い。

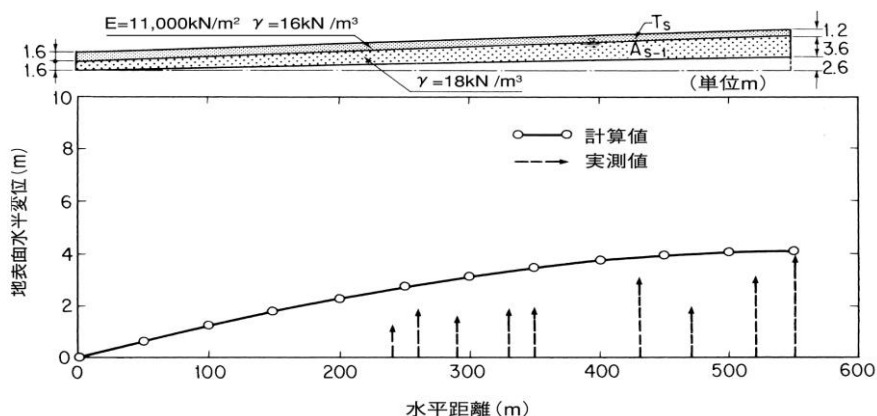


図-3 地盤流動変位量のポテンシャルエネルギー最小化理論による計算値と実測値の比較例<sup>4)</sup>

例えば、内灘砂丘の断面2の野地傾斜地について、文献1)、2)で推定した内灘砂丘東側の図-4の傾斜地の地盤構成を踏まえて、図-5の傾斜地地盤モデルを想定する。そして、同モデルにおける式 (3)、式 (5) 式および式 (1)による流動変位量を比較するため、 $H_{NL}$ ：0.5mとして、傾斜地の勾配が $1^{\circ}49'$ （ $\theta_s$ ：3.17%）および $1^{\circ}$ （同1.75%）の場合、 $H_L$ ：9mおよび3m、 $L$ ：95mおよび166mの組合せごとに地盤流動変位量を算出した結果が表-1である。ここで、 $L=166m$ は傾斜地の途中に道路が無い場合の地盤流動範囲水平長であり、 $L=95m$ は道路により地盤流動範囲水平長が仕切られた山側の地盤流動範囲水平長である。つまり、両者により、地盤流動が道路により仕切られ、抑制されるとした場合の流動変位量を比較する。

同表のC-5は、断面2の県道8号砂丘側の野地傾斜地で、液状化層厚を緩い中砂層の9mとした場合に相当する。現地調査〔文献1)、2〕により野地傾斜地で確認された上端の亀裂⑥のずれ変位量70cm（ポールによる目測：10cm単位）に対して、式 (2)では62cmと算定される。なお、同一条件による濱田らの式 (1)では対象範囲で一様に発生する271cmであり、62cmの4.37倍となる。

さらに、現地調査により“液状化層厚が数m以下”と推測した場合とした $H_L$ ：3mの場合は、C-7の45cmになるが、地下水位の低下効果を意味する。ただし、液状化層厚 $H_L$ ：が9mから3mへと1/3に減少しても、流動量は62cmが45cmへと27%程度減ずるだけである。これは、式(3)の $[H_L^{0.295}]$ が示す通り、べき指数が0.295であり、液状化層厚による低減度合・効果が小さいことによる。

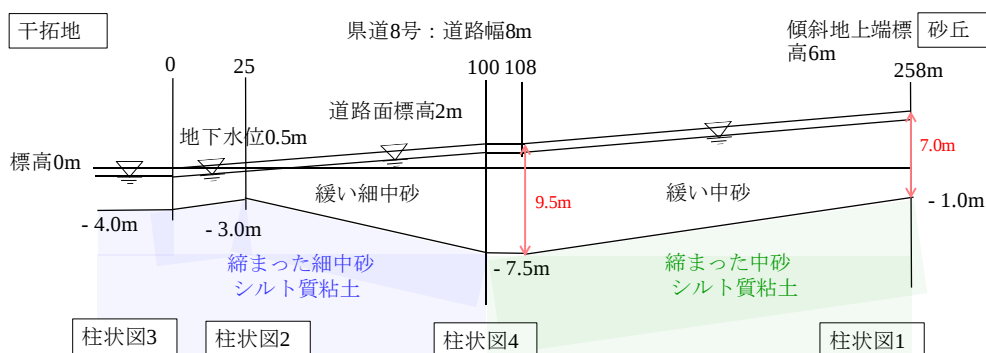
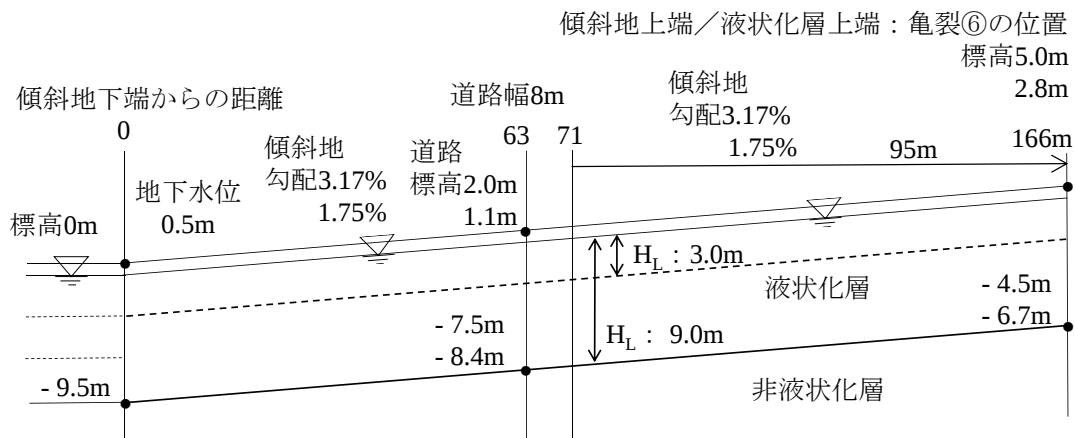


図-4 内灘砂丘東側の傾斜地地盤モデル：推定<sup>1),2)</sup>



(注) 数値の上段：勾配1° 49' (3.17%) の場合  
下段：勾配1° (1.75%) の場合

図-5 地盤流動変量の比較のために設定した傾斜地地盤モデル

表-1 傾斜地の条件による地盤流動変位量の比較

|                                 | C-1         | C-2  | C-3  | C-4                | C-5      | C-6  | C-7  | C-8  |
|---------------------------------|-------------|------|------|--------------------|----------|------|------|------|
|                                 | 傾斜地勾配 1°49' |      |      |                    | 傾斜地勾配 1° |      |      |      |
| $\theta_s$ (%)                  | 3.17        |      |      |                    | 1.75     |      |      |      |
| $H_L$ (m)                       | 9           |      | 3    |                    | 9        |      | 3    |      |
| $L$ (m)                         | 95          | 166  | 95   | 166                | 95       | 166  | 95   | 166  |
| $H_{NL}$ (m)                    | 0.5         |      |      |                    | 0.5      |      |      |      |
| $D$ (cm) ①                      | 111         | 305  | 81   | 225                | 62       | 169  | 45   | 125  |
| 備考*1                            | 0.36        |      | 0.36 |                    | 0.37     |      | 0.36 |      |
| 濱田ら $D$ (cm) ②                  | 330         |      | 191  |                    | 271      |      | 159  |      |
| 備考*2                            | 2.97        | 1.08 | 2.36 | 0.85               | 4.37     | 1.60 | 3.53 | 1.27 |
| *1 : $D$ (L=95m) / $D$ (L=166m) |             |      |      | *2 : $D$ ② / $D$ ① |          |      |      |      |

### 2.3 2011年東北地方太平洋沖地震からの知見

2011年東北地方太平洋沖地震では、震源から離れた東京湾沿岸の浦安市の住宅地などで広域的な液状化が発生した。ここで、液状化が発生したのは、埋め立て地など平坦部であるため、明確な地盤流動は発生していないが、局所的に水平方向の変位の発生が報告されている。

浦安市の液状化対策技術検討の報告<sup>5),6)</sup>によれば、2011年東北地方太平洋沖地震の浦安市の液状化被害と令和6年能登半島地震の内灘町の液状化・地盤流動被害<sup>1),2)</sup>について、特に、道路に関わる事項は、表-2のように整理できる。同表の「道路・車道の被害の特徴」の通り、浦安市の道路の被害に関しては、下記の考察がされている（原文引用、図-6参照）<sup>5), 6)</sup>。

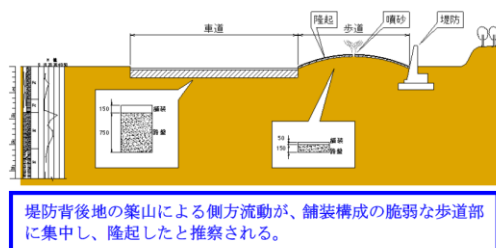
『幹線道路の歩道部に隣接する背後地がコンクリート舗装構造の駐車場や緑地帯（築山）となっている場合など、周辺の土地利用状況によって歩道部に盛り上がりなどの被害が顕著に発生している箇所がある。これは、幹線道路の車道部は舗装厚が1m 程度であるのに対し、歩道部は20cm 程度と薄いこと、また、施工時の転圧や車両の走行といった荷重履歴を考慮すれば、車道部および背後地の舗装体の剛性および基礎地盤の剛性が歩道部に比べて大きかったことが原因のひとつと考えられる。

なお、背後の築山によって側方流動を引き起こした可能性も考えられる。戸建住宅地区で傾斜被害が集中した箇所は、噴砂とともに道路変状が大きい傾向にあり、特に、今川地区の旧護岸沿いは道路変状が著しい。これは旧護岸の沈下や側方流動による影響と推察される。同様に戸建住宅地区では道路側の沈下よりも宅地側の沈下が大きいために、道路と反対側に家屋が傾斜する傾向もひとつの被害パターンであった。宅地内の区画道路は70cm 程度の舗装厚を有しており、宅地の地表面付近の剛性に比べて道路側の舗装体および基礎地盤の剛性が大きかったこと、また、宅地側の一般的な表土と比較して舗装構造の透水性が低かったことから、噴砂・噴水が宅地側に生じやすかったのではないかと考えられる。』

表-2 内灘町と浦安市の液状化・地盤流動の比較<sup>1),2),5),6)</sup>

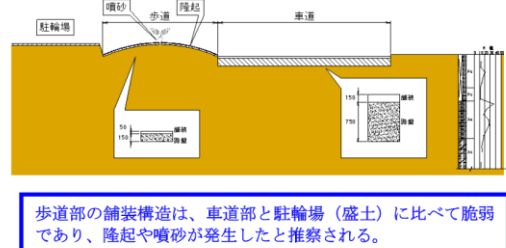
| 比較項目        |             | 内灘町                                                                                                    | 浦安市                                                                                                                                                   |
|-------------|-------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 地震名         |             | 令和6年能登半島地震 M7.6                                                                                        | 東北地方太平洋沖地震 三陸沖：M9.0<br>最大余震：茨城県沖：M7.7                                                                                                                 |
| 発生日時        |             | 2024.1.1 16:10                                                                                         | 2011.3.11 14:46 最大余震15:15                                                                                                                             |
| 震源特性        |             | 海域活断層連動・直下型地震（推測）                                                                                      | 海洋プレート型地震                                                                                                                                             |
| 地盤被害        | 形態          | 液状化伴う地盤流動（広域・大規模）                                                                                      | 顕著な液状化<br>道路背後の築山、駐車場の側方流動による歩道の隆起                                                                                                                    |
| 変状地盤の特性     | 地形          | 砂丘から干拓地に至る傾斜地（2～3%） T.P.0～5m程度                                                                         | 沿岸部・埋立て地の平坦地 T.P.3～7m（10m）                                                                                                                            |
|             | 地盤          | 自然堆積地盤 T.P.5～-1～-7.5m<br>＊西荒屋地区の一部：浚渫・埋立て                                                              | 浚渫埋立地盤 T.P. 7～3～-10m                                                                                                                                  |
|             | 土質          | 沖積層：砂質土（中砂・細中砂）                                                                                        | 埋立て土層：砂質土（細砂・シルト質砂）                                                                                                                                   |
|             | N値          | 上部砂質土層0～10～20 深度T.P.-1～-7.5m<br>＊下部砂質土層20～ 深度T.P.-3～-7.5m以深                                            | 埋立て砂質土層0～5～10 深度T.P.-10m程度                                                                                                                            |
|             | 地下水位        | 0.1～0.8m ＊既往4地点データ                                                                                     | 1.7m程度（中町・新町）                                                                                                                                         |
| 地表面の変状特性    | 沈下          | 地盤流動によるずれ段差：数十cm（目測）                                                                                   | 最大70～90cm ＊道路は宅地より小さい                                                                                                                                 |
|             | 隆起          | 県道8号付近で60～110cm                                                                                        | 道路の背後地の築山、駐輪場の側方流動による歩道の隆起<br>推測：局所的な地形の不陸、水平動による表層の相対変位の発生                                                                                           |
|             | 水平変位        | 県道8号付近で20～35cm                                                                                         | ＊特には取り上げられていない。                                                                                                                                       |
|             | 傾斜          | 地盤流動による沈下、隆起による傾斜・逆傾斜<br>＊傾斜：傾斜地の傾斜方向に傾斜。<br>＊逆傾斜：傾斜地の傾斜方向と逆方向に傾斜<br>原因：局所的な沈下あるいは道路による迫り上がりによる        | 道路の反対側に宅地が傾斜<br>道路よりも宅地の沈下量大きい                                                                                                                        |
|             | 加速度         | 概ね200gal ＊金沢224.3gal 津幡195.2gal                                                                        | 最大157gal ＊速度27kine                                                                                                                                    |
| 道路・車道の被害の特徴 |             | i）県道8号は車道が主体（歩道が皆無）<br>ii）車道舗装・路床の剛性・強度により路面の損傷は皆無。<br>iii）県道8号の砂丘側で地盤流動が顕著。<br>iv）県道8号で地盤流動が抑制。       | i）車道に比べ構造が脆弱な歩道部では、隆起や沈下、変状などの損傷が大きい。 ＊舗装体・基礎地盤の剛性の差異<br>ii）道路よりも宅地の沈下量が大きく、土砂の噴出と地盤沈下の状況は密接に関係。 ＊宅地と舗装構造の透水性の差異                                      |
| 宅地・住宅の被害の特徴 |             | 地表面の沈下・隆起による傾斜・逆傾斜による被害。                                                                               | 被害の分類【全9,500棟】 ＊表記は著者追記<br>全壊：傾斜1/20（5%）～【10棟】<br>大規模半壊：1/60（1.7%）～1/20【1,519棟】<br>半壊：1/100（1%）～1/60【2,121棟】<br>一部損壊あるいは被害無し：～1/100<br>＊一部損壊：補修が必要な程度 |
| 対策に関する事項    | 対策方針        | 想定（以下、同様）：液状化、地盤流動の抑制                                                                                  | 液状化を抑制する ＊著者補足：防止ではない                                                                                                                                 |
|             | 住宅の対策に関わる事項 | 地盤流動の抑制要因 ＊現地調査による<br>①県道8号の舗装・路床構造、<br>②建築物等の基礎構造、<br>③道路などの盛土構造、<br>④水路の護岸構造、<br>⑤傾斜地上端付近の砂丘の隣接地盤構造  | 宅地・住宅の被害率<br>①改良無し：7割以上<br>②柱状改良（8m未満）：5割程度<br>③杭工法(PC・鋼管)：6m未満9割・8m未満5割以上<br>④柱状改良・杭施工：8m以上ほぼ被害無し                                                    |
|             | 対策          | 試案<br>i）壁式改良工法：流動範囲の狭域化。<br>ii）地下水低下工法：暗渠排水は傾斜地で自然流下が可能、維持管理費・問題なし。                                    | 格子状地盤改良工法：液状化地盤の狭域化。<br>＊著者追記：地下水低下工法（ポンプ排水）は地盤沈下、維持費が問題により工法変更。                                                                                      |
|             | 地盤工学的な対策の原理 | 流動量の抑制：i）地盤流動範囲の狭小化、ii）液状化層の抑制、iii）非液状化層の増加。                                                           | 地盤のせん断変形・せん断ひずみの抑制                                                                                                                                    |
|             | 政策          | 宅地液状化防止事業（国土交通省）の拡充                                                                                    | 液状化対策推進事業(国土交通省)<br>＊平成23年度第3次補正予算 新制度                                                                                                                |
| 備考          |             | 常田・島・土橋・小野田：令和6年能登半島地震による液状化・地盤流動の現地調査からの知見－内灘町の地盤変状および住宅被害に基づく地盤流動特性および対策方法の考察－、地盤工学会誌，寄稿，pp.1-4，2024 | 平成23年度 浦安市液状化対策技術検討調査 報告書 H24.3<br>浦安市市街地液状化対策検討委員会 報告書 H28.9                                                                                         |

【高洲8丁目】歩道隆起



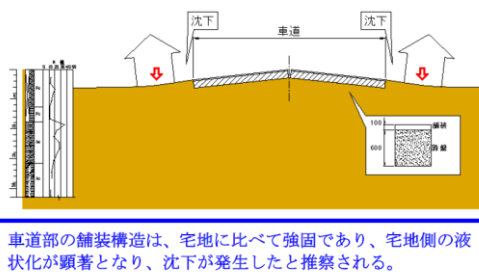
(1) 背後地の築山による側方流動の発生例

【舞浜3丁目】歩道隆起



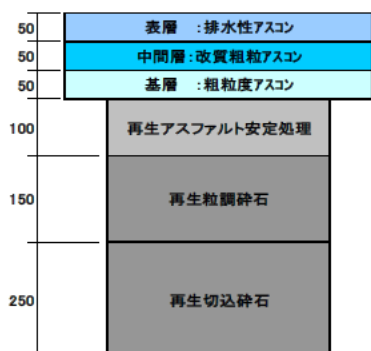
(2) 脆弱な歩道部での隆起、噴砂の発生例

【舞浜3丁目】宅地沈下



(3) 道路よりも宅地の沈下量が多い例

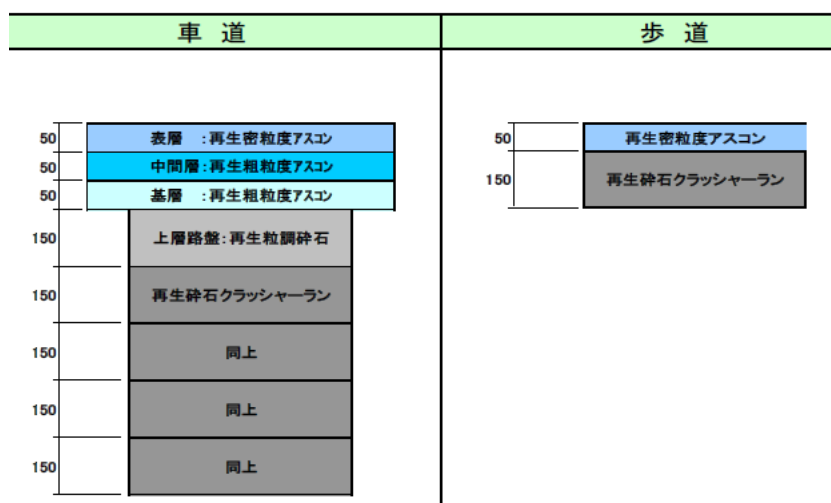
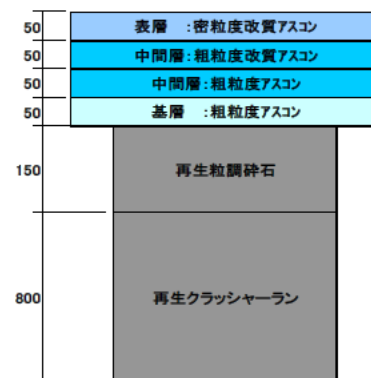
図-6 車道部、歩道部、宅地の構造的差異による被害の違い<sup>5), 6)</sup>



(1) 国道



(2) 県道



(3) 市道（幹線）



(4) 市道

図-7 舗装の構造<sup>5), 6)</sup>

上記の分析において、本文が対象とする傾斜地の地盤流動に対する道路の抑制機能に関して有益な知見は、下記の舗装の“剛性”と“透水性”に関する事項である。

- (1) 車道部および背後地の舗装体の剛性および基礎地盤の剛性が歩道部に比べて大きかったこと
- (2) 宅地側の一般的な表土と比較して舗装構造の透水性が低かったこと。

まず、(1) に関して、図-7は浦安市の道路の舗装構成であるが、市道（幹線）以上の車道の表層・（中間層）・基層の層厚は150～200mm、路盤の層厚は500～950mmであり、舗装厚は、650～1,150mmである。従って、道路の車道部の舗装は概ね1m程度の人工的な改良地盤であり、宅地、舗装の基礎地盤よりも剛性が高い構造になっている。

次に、(2) に関して、“舗装構造の透水性が低い”とされているが、図-7の路盤は再生粒調碎石、再生クラッシャーランで施工されているため、周囲の地盤よりも透水性が高いと言える。従って、“舗装構造（路盤）の透水性が高い”ため、宅地より噴砂・噴水は発生し難かったと推察される。

## 2.4 地盤流動対策の視点

式 (2)～(5)によると、地盤流動量は4つの要因に関わるが、見方を変えると、流動変位量を抑止あるいは抑制する方法は、次の4つが想定できる。

方法1：流動範囲水平長（ $L$ ）を低減。

方法2：液状化層厚（ $H_L$ ）を低減。

方法3：表層の非液状化層厚（ $H_{NL}$ ）を増加。

方法4：地表面の勾配（ $\theta_s$ ）を低減。

ここで、方法1は流動を誘発する液状化対象層を傾斜方向で仕切り、流動範囲を狭める。方法2は液状化対象層を薄くしたり、液状化の発生度合いを低減（ $F_L$  値を増加）するが、従来の液状化対策が相当する。方法3は地下水位低下、覆土により非液状化層を厚くするが、これらは液状化の発生を抑制するので、方法2の液状化層厚の低減にも関係する。方法4は傾斜地の勾配を緩和する。

なお、注意すべきは式 (2)～(5)の各要因の「べき指数」の大小であり、それらは各指標の影響度を意味する。つまり、べき指数が最も大きい（2 程度）地盤流動範囲水平長の低減が最も効果的であり、次に勾配（1 程度）を減ずること、さらにべき指数の絶対値がほぼ同じ（0.3 程度）である、液状化層厚の低減、非液状化層厚の増加が、対策の優先順位になる。

なお、広域的に発生する地盤流動については、各種の対策を性能評価の最適化の視点から考えることが必要である。つまり、個別の住宅の液状化対策は「箇所・地点最適」を志向することになるが、広域的に発生する地盤流動に対する対策は、まちづくり、地域づくりによる「地域最適」の視点、姿勢が必要になる。

本文では、方法4は実現性が低いため、方法1に関わる地盤流動範囲の低減および方法2あるいは方法3に関わる液状化の発生抑制による技術・工法の具体的な検討を行う。

## 2.5 方法1：地盤流動範囲の低減

方法1は液状化対象層を傾斜方向に直交する方向で仕切り、地盤流動範囲を狭める方法であるが、本方法の効果は、表-1から推測できる。つまり、同表の  $L:166\text{m}$  の C-2、C-4、C-6、C-8 の地盤流動変位量に対する  $L:95\text{m}$  の C-1、C-3、C-5、C-7 の地盤流動量の比は、ほぼ同じ 0.36 程度である。

ここで、表-1 の  $L:166\text{m}$  は断面 2 の干拓地端から野地傾斜地の上端の亀裂⑥までの水平距離であり、 $L:95\text{m}$  は県道 8 号西端から亀裂⑥までの水平距離であるが、上記の比率 0.36 は道路（舗装・路床構造）による流動範囲の上端に相当する亀裂⑥の位置での地盤流動量の低減割合である。なお、この上端位置での低減は、道路端までの範囲の住宅地の地盤流動量の低減も意味している。

このように、県道 8 号が“傾斜地を仕切る”機能を保有している場合、傾斜地の地盤流動量を低減することが期待できるので、本文では第 4 章で道路の地盤流動に対する仕切り構造強化策として「壁式改良工法」の応用を提案し、その設計法を提示する。

## 2.6 方法 2：液状化の発生抑制

液状化対策は、既に様々な技術・工法があるが、道路橋などの公共施設の対策が主体であり、個人の住宅などの対策は普及していない、難しいのが実状である。また、平坦地の液状化と同様に、地盤流動は局所的な変状に留まらず、面的、広域的な変状発生であるため、住宅の個別対策止まりでは抜本的対策とならない点がある。さらに、平坦地の液状化と比較して、傾斜地では液状化とそれに起因する地盤流動の複合的な変状になるため、地盤流動対策は液状化対策以上に困難かつ課題が多いと言える。

しかし、地盤流動対策を効果的にするためには、まず、液状化の発生を抑制することが前提である。そのための対策効果および技術的対応の可能性が高い方法は、方法 2 と方法 3 に関わる“地下水位低下”である。つまり、傾斜地の地下水位を低下すると、非液状化層厚が増加し、かつ液状化層が低減するので、複合的に地盤流動変位量の低減ができる。なお、低減効果は、層厚の変化だけでなく、液状化層の液状化の発生程度（例えば、4.2 の土質定数の低減係数  $D_E$ ）の低減でも発現する。

上記のことから、第 4 章では、2.4 で提案した道路構造強化のための「壁式改良工法」に加えて、液状化対策のための「地下排水工」を組合せた工法を検討する。

## 3. 宅地と公共用地の一体的地盤流動対策

地盤流動対策は面的に広範囲での実施が必要であるが、2011 年東北地方太平洋沖地震により東京湾沿岸の浦安市などでは住宅地において広範囲に液状化が発生し、その液状化対策では、宅地だけではなく、宅地と道路などの公共用地との一体的な対策が計画されて、実施されている。

傾斜地の地盤流動対策も面的、一体的な対策が必要であることから、上記の平坦地での面的、一体的な液状化対策をレビューして参考にするとともに、極めて少数ではあるが地盤流動対策の実施例を参照して、傾斜地の面的、一体的な地盤流動対策における課題を明らかにする。

### 3.1 宅地と公共用地の一体的液状化対策

2011 年東北地方太平洋沖地震では、関東地方において液状化による住宅・宅地の被害が顕著となったが、従来の公共施設の液状化対策にとどまらず、道路・下水道などの公共施設と隣接宅地等との一体的な液状化対策を推進する事業、つまり、「液状化対策推進事業」が創設され、その具体化が図られた。その後、「液状化対策推進事業」は「宅地液状化防止事業」に変わっている。

図-8 は、国土交通省都市局都市安全課による宅地耐震化推進事業（宅地液状化防止事業）<sup>7)</sup>の概要であるが、補助要件は下記とされている。

## ● 東日本大震災時は、市街地液状化対策事業（補助率1/2で補助要件は下記と同じ）で事業を実施

### 事業概要

主に宅地の用に供され、大地震時等に液状化現象が発生する可能性のある地域において、災害の発生を抑制するため、道路・下水道等の公共施設と隣接宅地等との一体的な液状化対策を推進する。

### 補助対象・補助率

- (1) 宅地の液状化による変動予測に関する調査の費用：補助率1/3  
 (2) 宅地の液状化を防止するために行われる事業に要する費用：補助率1/4 ⇒ 熊本地震では特例的に1/2に嵩上げ

### 補助要件

- (1): 主に宅地の用に供され、大地震時等に液状化現象が発生する可能性のある地域であること  
 (2): 下記の各号に該当する地区で行われるものであること  
 ① 当該宅地の液状化により、公共施設（道路、公園、下水道、河川、水路その他公共の用に供する施設をいう。）に被害が発生するおそれのあるもの  
 ② 変動予測調査等により、液状化による顕著な被害の可能性が高いと判定された3,000㎡以上の一団の土地の区域でありかつ、区域内の家屋が10戸以上であるもの  
 ③ 宅地液状化防止事業計画の区域内の宅地について所有権を有する全ての者及び借地権を有する全ての者のそれぞれ3分の2以上の同意が得られているもの  
 ④ 公共施設と宅地との一体的な液状化対策が行われていると認められるもの

### 事業実施主体

○都道府県・市町村

### 事業の特徴

災害により現に被害を受けた造成宅地においても、上記(1)の変動予測調査により(2)の対象となったときは、本事業を活用し再度災害による被害の拡大を防止することができる。

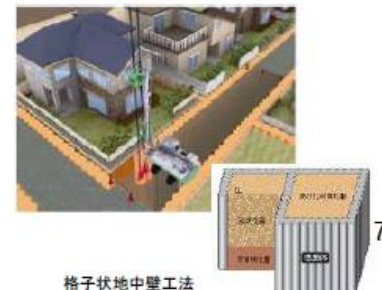


図-8 宅地耐震化推進事業（宅地液状化防止事業）の概要<sup>7)</sup>

- (1) 主に宅地の用に供され、大地震時等に液状化現象が発生する可能性のある地域であること。  
 (2) 下記の各号に該当する地区で行われるものであること。  
 ① 当該宅地の液状化により、公共施設（道路、公園、下水道、河川、水路その他の公共の用に供する施設をいう。）に被害が発生するおそれがあるもの  
 ② 変動予測調査により、液状化による顕著な被害の可能性が高いと判定された3,000㎡以上の一団の土地の区域であり、かつ、区域内の家屋が10戸以上であるもの  
 ③ 宅地液状化防止事業計画の区域内の宅地について所有権を有する全ての者及び借地権を有する全ての者のそれぞれ3分の2以上の同意が得られているもの  
 ④ 公共施設と宅地との一体的な液状化対策が行われていると認められるもの  
 ここで、上記の④が対策の構造要件に関わると言える。

図-9は、液状化の被害を受けた宅地の復旧の説明であるが、特に、下段の液状化した地盤への対応では、地下水位低下工法と格子状地中壁構造が例示されている。

なお、“これらの2工法以外に有効な工法がないかということについても検討が必要”とされているが、一般的には、まず、上記の2工法が検討の俎上にあがる。しかし、それぞれ技術的な特徴、制約があるので、対象区域の状況を考慮した検討が必要である。さらに、これらは平坦地の液状化対策が主体であるので、傾斜地の地盤流動対策としての適性を判断することが求められる。

# 液状化被害を受けた宅地の復旧について



図-9 液状化被害を受けた宅地の復旧<sup>7)</sup>

なお、「宅地液状化防止事業」は、国が自治体に交付金を配る仕組みであるが、東日本大震災後に創設され、2016年の熊本地震でも(図-8: 特例的に)国の補助率を半額に引き上げた。そして、令和6年能登半島地震に対して、液状化した宅地の再発防止事業を拡充する方針を掲げ、宅地を補強する際の国の財政支援を従来の原則4分の1から半額に引き上げる(熊本地震の特例扱いを外す)とともに、被害で傾いた住宅の補修も新たに費用の一部を補助している。さらに、残る自治体負担分も地方交付税で手厚く賄い、早期復旧を後押ししている。

ここで、公共施設などの液状化対策は既に実施されてきているが、表-3は2011年東北地方太平洋沖地震を契機とした「液状化対策推進事業」、さらに「宅地液状化防止事業」による財政支援の下で実施されている事例を整理したものである。同表は、熊本市が整理した2011年東北地方太平洋沖地震の既往事例(茨城県、千葉県、埼玉県の7自治体)<sup>8)</sup>に香取市の液状化対策を追加し、さらに、2016年熊本地震の熊本市の液状化対策と地盤流動対策の2事例<sup>9)</sup>を追加している。なお、同表には、後述する令和6年(2024年)能登半島地震の石川県内灘町に関する本文の提案工法を併記している。

同表では、地盤変状を「液状化」および「液状化に伴う地盤流動」に区分したが、液状化対策では「地下水位低下工法(排水管方式)」が多く、「地下水位低下工法(汲み上げ井戸方式)」は検討止まりであり、「格子状地中壁工法」は浦安市と香取市の2例がある。

他方、事例が少ない地盤流動対策は地盤改良工法が採用されるが、改良方法(改良率など)により区分している。香取市は「格子状地中壁工法」による地盤流動の抑制(地中壁の近傍地盤での変状は閾値

内、近傍以外は液状化）であり、熊本市は「接円方式（本文の呼称）」による地盤流動の抑止（改良地盤の近傍地盤の変状は非発生）である。なお、本文の第4章での提案工法は「並列壁式（本文の呼称）」であり、地盤流動の抑止（改良壁の近傍から斜面全域の地盤での変状は閾値内）を意図している。

さらに、地盤改良工法では、改良体の単一構造ではなく、付随する課題に対する付属工法を併用することが流動抑制機能の向上に必要とされている。例えば、香取市は「鋼矢板併用構造」、熊本市は「排水管・鋼矢板併用構造」であり、本文の提案工法は「暗渠排水工・排水性路床併用構造」である。

表-3 液状化対策・地盤流動対策の既往事例および本文の試案

| 地盤変状  | 液状化                       |                        |                        | 液状化に伴う地盤流動 |                  |                   |
|-------|---------------------------|------------------------|------------------------|------------|------------------|-------------------|
| 地形    | 平坦地                       |                        |                        | 河川の近傍：高低差  |                  | 傾斜地：高低差           |
| 対策の目的 | 地下水位を低下させ、液状化の発生を抑制       |                        | 地盤の変形を抑制               | 地盤流動を抑制    | 地盤流動を防止          | 地盤流動を抑制           |
| 工法名   | 地下水位低下工法<br>（排水管方式）       | 地下水位低下工法<br>（汲み上げ井戸方式） | 地盤改良工法<br>（格子状地中壁方式）   |            | 地盤改良工法<br>（接円方式） | 地盤改良工法<br>（並列壁方式） |
| 併用工法  | 遮水鋼矢板                     | 遮水鋼矢板                  | －                      | 変形抑制鋼矢板    | 排水管・すべり防止鋼矢板     | 堤内ふとんかご工・暗渠排水工    |
| 施工実績  | 茨城県神栖市                    | 千葉県我孫子市<br>＊委員会での検討のみ  | 千葉県浦安市<br>＊地下水位低下法から変更 | 千葉県香取市     | 熊本県熊本市           | 石川県内灘町            |
|       | 茨城県鹿嶋市                    |                        |                        |            |                  |                   |
|       | 千葉県千葉市                    |                        | 千葉県香取市                 |            |                  |                   |
|       | 埼玉県久喜市                    |                        |                        |            |                  |                   |
|       | 熊本県熊本市                    |                        |                        |            |                  |                   |
| 地震    | 2011年東北地方太平洋沖地震、2016年熊本地震 |                        |                        |            | 2016年熊本地震        | 2024年能登半島地震       |
| 備考    | 熊本市9),10)                 | 熊本市9)                  | 浦安市6) 香取市8)            | 香取市8)      | 熊本市10)           | 本文の試案             |

### 3.2 既往の地盤流動対策

事例は少ないが、平坦地において地盤流動対策が実施されている香取市および熊本市の2事例を示すが、詳細は香取市液状化対策検討会<sup>8)</sup> および熊本市液状化対策技術検討委員会<sup>9), 10)</sup>を参照されたい。

#### 事例1：香取市（十間川および小野川）

香取市では、2011年東北地方太平洋沖地震による液状化により、十間川および小野川の護岸近傍で地盤流動が発生し、地盤改良工法（格子状地中壁方式）による地盤流動対策が実施されている。

**写真-1**は液状化による河道部の噴砂、埋塞と護岸に隣接する道路の水平変位の状況である。地盤流動は、**図-10**の横断面図（復旧断面）の通り、河川の河床と沿川の住宅地などとの高低差が素因であり、沖積砂層（As2層）の液状化が誘因となり、河床方向に地盤が水平移動し、河床・護岸の隆起・傾斜、宅地・住宅の沈下・傾斜などの被害に至っている。

平成24年11月に設置された香取市液状化対策検討委員会は、地盤流動対策として**図-11**の地盤改良工法（格子状地中壁方式）を検討したが、河川空間を利用して設置する格子状地中壁の河床下の改良長はAs2層の途中までの5mであり、改良範囲の両側は護岸の既設鋼矢板（As2層に打設）を存置した複合構造としている。また、地中壁は河川空間を利用して、台船施工された。

なお、河川縦断方向に設置した格子状地中壁による河川の横断方向の地下水の流れの阻害を検討しており、地下水流解析に基づき地下水位の変動はある（0.4m程度上昇）が影響の程度は小さいとしている。



写真-1 液状化による小野川の噴砂・地盤流動の状況：香取市HPを参照、一部加筆

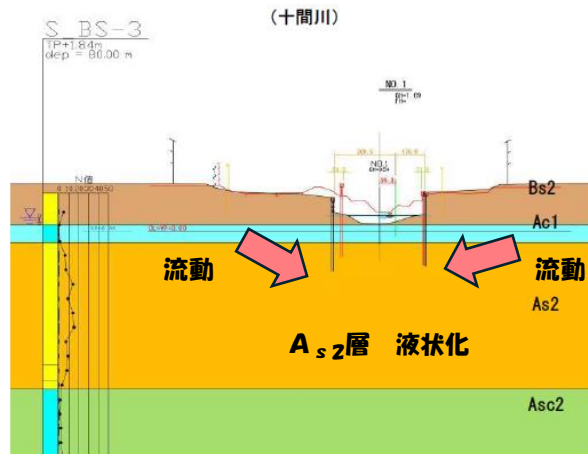


図-10 河川の護岸近傍での地盤流動の発生：文献8)に加筆

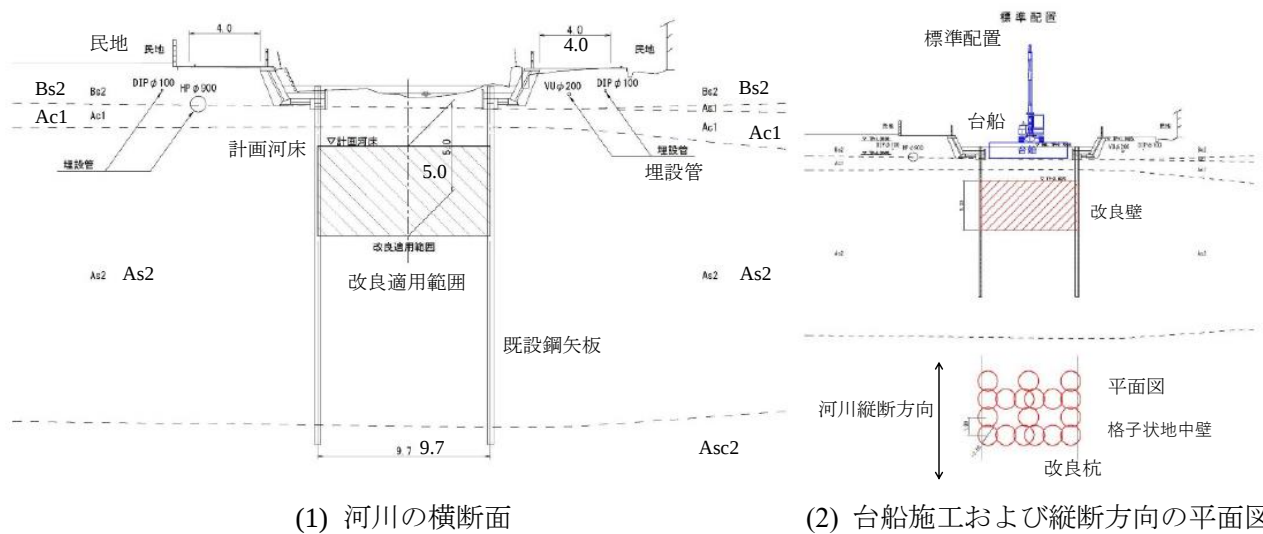


図-11 河川空間を利用した地盤流動対策：格子状地中壁方式、文献8)に加筆

## 事例2：熊本市（木山川）

熊本市では、2016年熊本地震により自然堤防を中心として液状化および被害が発生したが、地盤流動は秋津町秋田地区の木山川の護岸付近で発生している。図-12は木山川の横断図であるが、堤防背後地から河川に向かう地盤流動は、河川の河床と護岸背後地との高低差が素因であり、As1層およびAg1層が流動層とされており、それらの液状化が誘因となり、河床方向に地盤が水平移動したとされている。

熊本市は、2017年6月に熊本市液状化対策技術検討委員会<sup>9)</sup>を設置し、液状化対策を検討しているが、地盤流動が発生した秋津町秋田地区では地盤流動対策を検討している。地盤流動対策は図-13の地盤改良工法（接円工法：改良率78.5%）を検討しており、河川空間を利用して設置する地盤改良体壁はSks層（島原海湾層）に根入れし、流動層の流動抑止および壁体の沈下抑止を図っている。

ここで、改良体壁は護岸側に設置されるが、接円構造であるため、河川方向への地下水流の阻害が懸念され、二次元浸透流解析により改良体壁の背後の地下水位の上昇（40cm）が想定されたため、排水管を設置して水位低下（20cm）を図る補助工法を採用している。また、改良体壁の河川側の前面については、法面のすべり崩壊が懸念されており、円弧すべり法（ $\angle u$ 法）により鋼矢板が設置されている。

なお、本例の場合、改良率を下げる構造、改良体の配置を工夫するなどにより、地下水の流れを阻害しないようにできれば、排水機能の保持のための排水管の維持管理は不要になる。

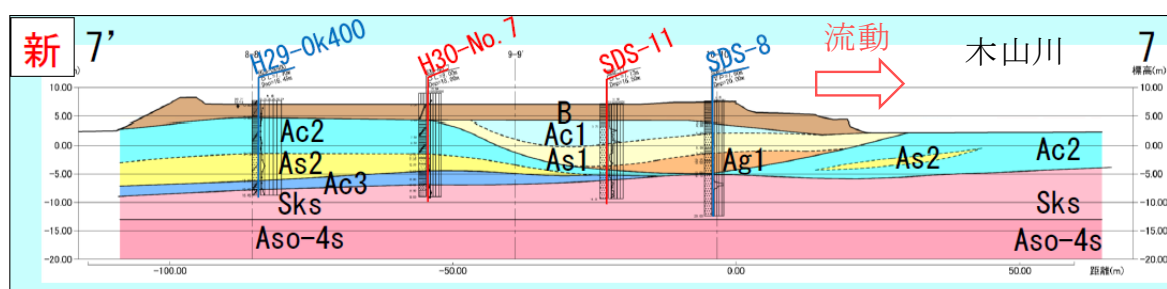


図-12 河床と護岸背後地の高低差による地盤流動：文献10)に加筆

改良壁：地盤流動の抑止  
 排水管：地下水位遮断防止  
 鋼矢板：護岸前面法面のすべり防止

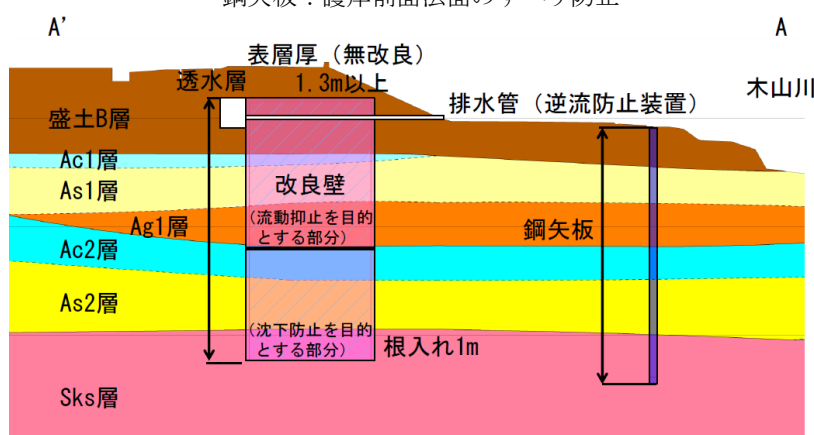


図-13 河川空間を利用した地盤流動対策：地盤改良工法（接円方式）、文献10)に加筆

#### 4. 壁式地盤改良工法の適用性の検討

前述の2.5において、道路構造により地盤流動範囲を仕切る道路構造の有効性を示したが、本章ではその具体的工法の一つとして、（一財）土木研究センターおよび九州大学が考案し、実用化を図っている「壁式改良工法（パライオール工法とも呼ぶ。）：2019年3月：NETIS登録／フローティング型壁式地盤改良工法（NETIS：KT-180144-A）」<sup>14)</sup>を取り上げ、同工法の応用的な設計の考え方を提示し、試設計により技術的適用性を検証する。

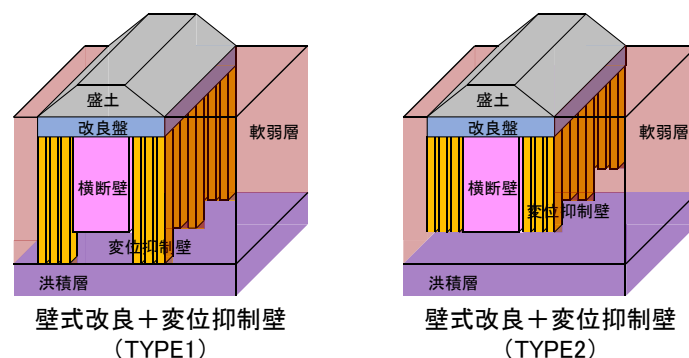
## 4.1 壁式地盤改良工法

壁式地盤改良工法（以下、壁式改良と呼ぶ。）は、本来、軟弱地盤上の道路盛土の沈下対策工法であり、**図-14**の通り、浅層改良等による改良盤、深層改良等による横断壁および変位抑制壁で構成されるが、それぞれの部位・部材の特徴を下記に示す。

- ・浅層改良盤：浅層改良等により盛土底面に構築される改良盤であり、盛土の不同沈下の抑制や、横断壁に挟まれた未改良領域の拘束等に寄与する。
- ・横断壁：深層改良杭を道路横断方向に連続打設した壁状の改良体を縦断方向に所要の間隔で設置し、主に盛土本体の沈下抑制に寄与する。
- ・変位抑制壁：法尻部で改良杭を柱列に設置し、主に周辺地盤の沈下抑制に寄与する。**図-14**のTYPE1は支持地盤に着底し、TYPE2は非着底である。

また、軟弱地盤上の盛土に関する壁式改良の技術的な検討によれば、下記の効果が確認されている。

- i) 改良率が30%未満であれば、杭式改良より少ない改良率で沈下量を低減できる。
- ii) 横断壁と浅層改良盤で囲まれた未改良領域と壁式改良部が一体化し、沈下対象領域が減少する。
- iii) 圧密沈下の対象領域は横断壁下端以深の地盤だけが対象になる。
- iv) 盛土に伴う周辺地盤の沈下を抑制する（変位抑制壁の効果）。
- v) 横断壁と地盤の一体的な沈下による盛土天端の平坦性が確保できる（路面の不陸等の抑制）。
- vi) 軟弱地盤の盛土横断方向の地下水の流れを阻害しない。
- vii) 壁間土層の液状化の発生を抑制する。



**図-14** 壁式地盤改良工法の概要：軟弱地盤上の盛土の沈下対策の場合<sup>12)</sup>

ここで、上記の軟弱地盤の沈下対策を踏まえると、傾斜地の地盤流動に対する効果は、

- i) 傾斜地の地下水の流れを阻害しない。上記vi)と同様。
- ii) 壁間土層の液状化の発生を抑制する。上記vii)と同様。
- iii) 横断壁により流動を抑制する。

が、特に想定できる。

ここで、前述の「vii) 壁間土層の液状化の発生を抑制する。」に関しては、液状化の発生可能性がある砂層が介在する地盤における、壁式改良の液状化の発生抑制に関する動的遠心載荷実験が実施されている<sup>11)</sup>。下記に、実験および結果の要点を示す。

### 1) 実験条件

実験模型は、壁式改良が無い無対策の1ケースと壁式改良の構造を変化（浅層盤付き、盛土改良盤付き、浅層盤無し）させた、**表-4**の3ケースである。液状化層は相対密度60%の7号珪砂とし、加振波形は神

盛土の沈下、法尻の水平変位、土中の加速度、間隙水圧の計測例は、標準的な壁式改良（浅層改良あり：ケース7）の場合を図-15、図-16に示す。なお、土槽規模は奥行き300×高さ500×幅1500mmである。

| 試験ケース | 遠心加速度<br>(G) | 対策工          |             | 地下水位<br>GL-(mm) | 土槽奥行<br>(mm) |
|-------|--------------|--------------|-------------|-----------------|--------------|
|       |              | 種類           | 壁式改良体高さ(mm) |                 |              |
| CASE6 | 50           | 無対策          | —           | 20              | 300          |
| CASE7 |              | 浅層改良<br>+改良壁 | 180         |                 | 270          |
| CASE9 |              | 改良壁          | 180         |                 |              |

| 地盤仕様             |                  |                   | 加振波形                     |
|------------------|------------------|-------------------|--------------------------|
| 盛土<br>(締固め度)     | 液化状層<br>(相対密度)   | 粘性土層<br>(締固め度)    |                          |
| 江戸崎砂<br>(Dr=90%) | 7号珪砂<br>(Dr=60%) | 霞ヶ浦粘土<br>(Dr=90%) | 地震波<br>(神戸波)<br>500gal相当 |



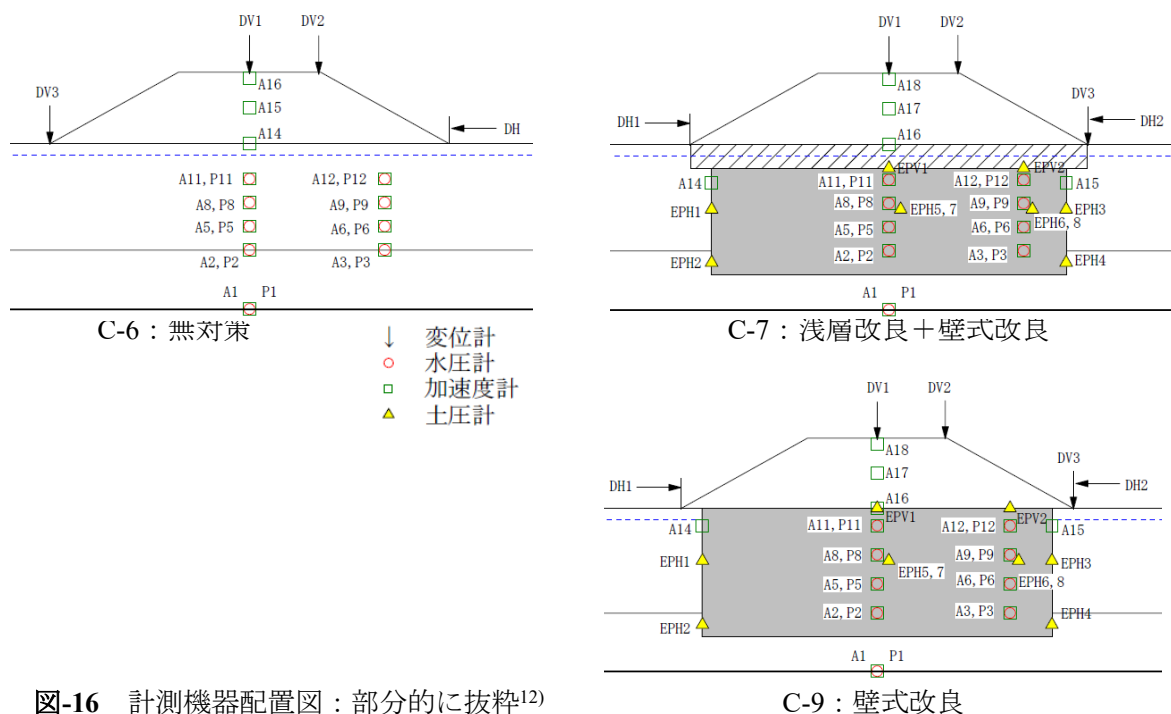


図-16 計測機器配置図：部分的に抜粋<sup>12)</sup>

## 2) 実験結果：特に、改良壁間の中央位置の過剰間隙水圧の発生

「浅層改良+壁式改良」および「壁式のみ（表層改良無し）」の場合、特に液状化層の中間（P5）から底面（P2）では、「無対策」（過剰間隙水圧比1.0）と比較して、過剰間隙水圧比は0.6～0.7程度に抑制されている（表-6、図-17）。また、液状化層の上部（P8、P11）では、「無対策」を含めて、過剰間隙水圧比は0.35～0.55程度と小さいが、これは地下水位面（GL-20mm）が排水境界となっているためと思われる。

なお、「浅層改良+壁式改良」では、「壁式のみ（表層改良無し）」に比べて過剰間隙水圧比は0.05～0.1程度小さく、浅層改良による抑制効果が示されている。

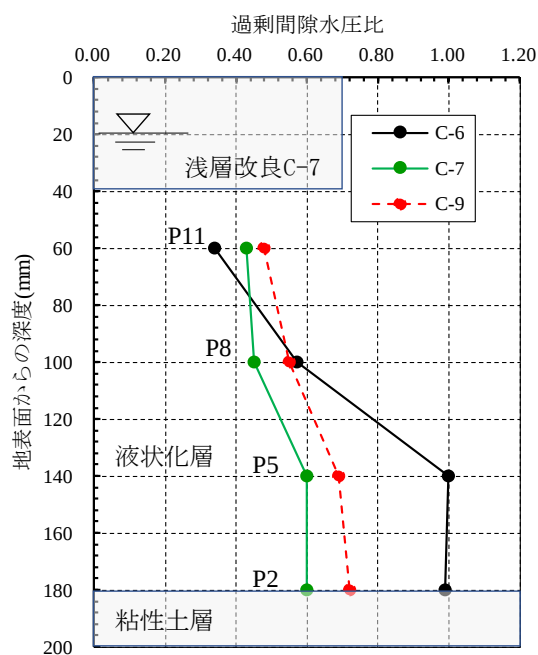


図-17 過剰間隙水圧比の深度分布：文献12)に加筆

表-6 改良壁間の中央位置の地盤内の過剰間隙水圧比<sup>12)</sup>

| 試験ケース | 種類        | 盛土天端直下の過剰間隙水圧比   |                  |                  |                  |
|-------|-----------|------------------|------------------|------------------|------------------|
|       |           | P11<br>(GL-60mm) | P8<br>(GL-100mm) | P5<br>(GL-140mm) | P2<br>(GL-180mm) |
| CASE6 | 無対策       | 0.34             | 0.57             | 1.00             | 0.99             |
| CASE7 | 浅層改良＋壁式改良 | 0.43             | 0.45             | 0.60             | 0.60             |
| CASE9 | 壁式改良      | 0.48             | 0.55             | 0.69             | 0.72             |

※「GL-〇〇mm」は模型地盤の地表面からの設置深度。P2は液状化層と粘性土層の境界に設置

## 4.2 設計概念のための地盤流動の現象のレビュー

次節4.3以降で、壁式改良工法による地盤流動対策の設計法の検討のために、地盤流動に関する大型土槽模型振動台実験<sup>13),14)</sup>を検証する。

図-18は、延長6m、高さ2m、奥行き2mの大型土槽内に製作された流動地盤模型の一つである。同図の通り、層厚65cmの非液状化層の上に層厚35cmの液状化層を設け、さらに中央を境として左半分は平坦面とし、右半分は勾配5%の傾斜盛土を設けてある。なお、地下水位は液状化層の上面であり、土槽（左右の境界は下端ヒンジの可動壁）が設置された振動台を正弦波で左右方向に加振（4ステップ：正弦波の最大加速度は60、104、153、154gal）して、液状化層を液状化させて、地盤流動の発生を模擬している。図の最上段に示す断面A、B、C、Dでは、地盤加速度、過剰間隙水圧が計測されており、2段目の液状化層・傾斜地盤に設けた色砂柱の変形から、段階ごとの加振後に変位量を計測している。

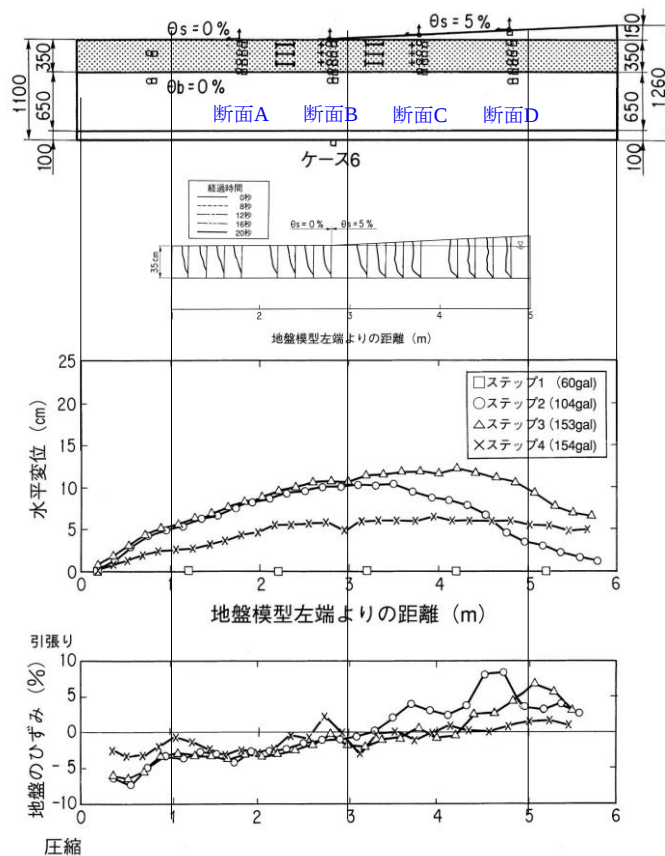


図-18 地盤流動に関する大型土槽地盤模型振動台実験の例

図-18によれば、下記の特性が分かる。

- i) 傾斜地から平坦地にわたり流動が発生。
- ii) 深度方向の流動範囲は、傾斜地の方が深くまで及ぶ。
- iii) 平坦地よりも傾斜地の変位が大きい。
- iv) 流動地盤は、傾斜地で引張り、平坦地で圧縮が発生。

上記によると、内灘町の場合、傾斜地の先の平坦地（例えば、干拓地）に液状化層が続く場合、地盤流動が大きいと、平坦地にも地盤流動が発生することが示唆される。

また、内灘町の現地調査により、傾斜地の地盤流動変位は、連続的ではなく、土塊ブロックの圧縮、伸張による離散的分布をすると推測したが、比較的、均質、一様である実験土層では連続的分布となっているが、現地と同様に、伸張、圧縮の現象が見られている〔文献 1)、2) 参照〕。

図-19は図-18の断面 A を例とした、一般的な入力加速度と地盤加速度、過剰間隙水圧、地表面変位の時刻歴の関係である。これらの結果から、下記の特性が分かる。

- i) 過剰間隙水圧は、加振開始と同時に増加を開始し、最大（完全液状化状態）に達した後、加振中は最大を維持する。
- ii) 地表面の変位（流動変位）は、過剰間隙水圧があるレベルに至ると増加を開始し、その後、加振停止まで増加が継続する。
- iii) 地盤加速度は、過剰間隙水圧が最大になる前まで増加し、その後、急減する。

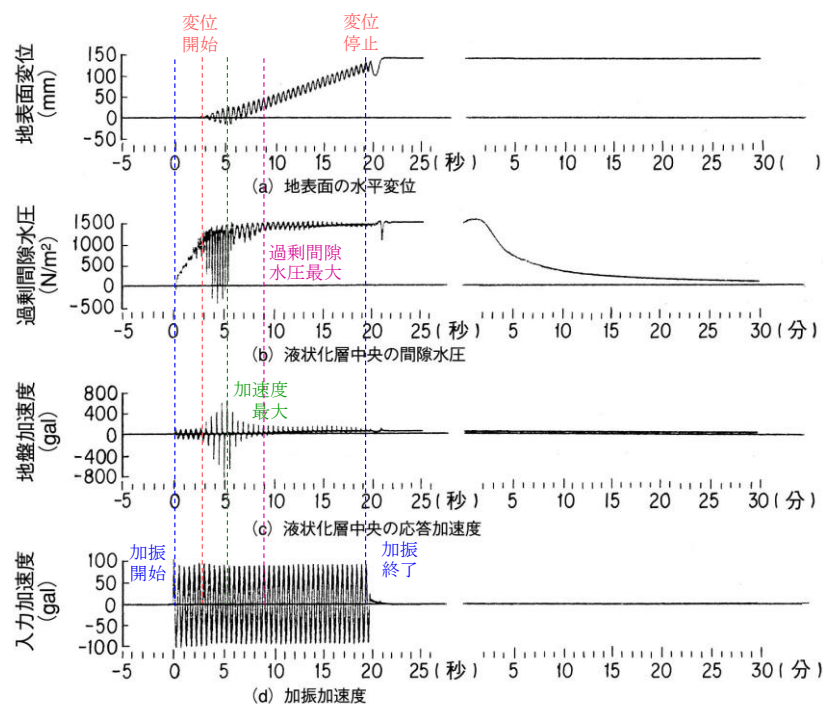


図-19 一般的な地表面変位と地盤状態の時刻歴対応例

さらに、図-20はステップ2（加速度振幅 104gal）において、断面 A～D の地表面の水平変位（各断面で D-5、D-6、D-7、D-8）と液状化層内の 4～5 深度の過剰間隙水圧比の関係である。地表面の水平変位に対する、各深度の過剰間隙水圧比の関与度があると思われるが、下記の特性が分かる。

- i) 斜面下部（断面 C）では、全深度にわたり過剰間隙水圧比が高く、変位量が大きい。
- ii) 過剰間隙水圧比がほぼ 0.6～0.8 の領域で水平変位が発生し始める。言い換えると、過剰間隙水圧

比が概ね 0.6～0.8 程度より小さい状態では地盤流動は発生しない、発生が僅かな状態（ほぼ、静止土圧状態）にある。

- iii) 地盤流動の発生後は、過剰間隙水圧比がほぼ 0.8～1.0 の領域で変位量は急増し、間隙水圧比がほぼ一定（完全液状化では 1.0）で、水平変位が増加する。

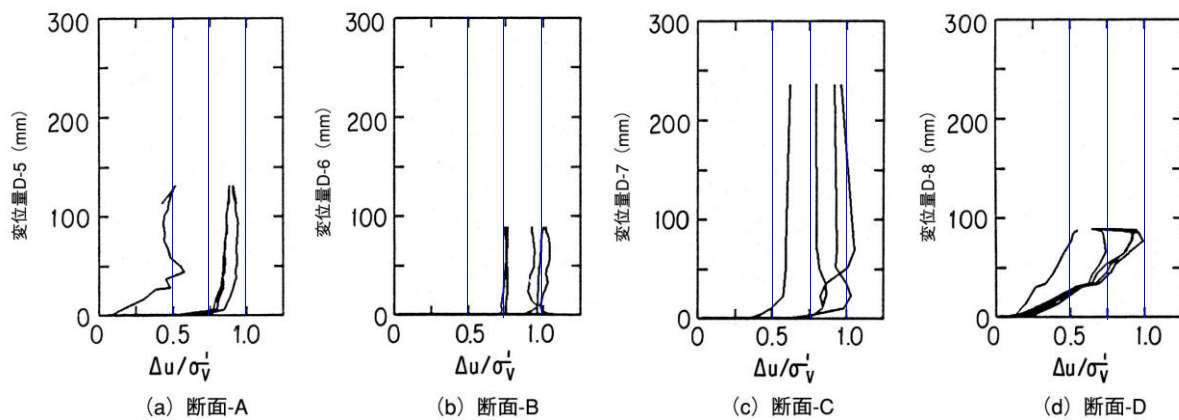


図-20 過剰間隙水圧比と地表面変位の変化の関係

上記の 4.1 の遠心模型実験および 4.2 の大型土槽振動台実験によると、下記の知見が得られる。

- (1) 地盤流動対策では、地盤流動が開始（静止土圧状態が変化）する時点で、流動を抑止することが基本であり、効果的である。
- (2) (1)の開始する時点とは、過剰間隙水圧比が概ね 0.6 程度であり、言い換えると、過剰間隙水圧比が 0.6 以下になるように液状化対策ができれば、地盤流動は抑止、抑制ができることが示唆される。
- (3) 遠心載荷実験の結果によれば、全層が均質砂で厳しい条件下にある液状化層（層厚 8m）に対する浅層改良を併用した壁式改良工法（壁厚 0.9m、壁間隔 4.5m）では、遠心載荷実験の結果によれば、全層が均質砂で厳しい条件下にある液状化層（層厚 8m）に対する浅層改良を併用した壁式改良工法（壁厚 0.9m、壁間隔 4.5m）では、液状化層の中層から下面における過剰間隙水圧比は概ね 0.6 程度であり、上層は浅層改良層の排水性により 0.6 より小さいが、この状態では壁式改良の横断壁および壁間の土層は、複合構造物として地盤流動の発生は抑制された状態であることが示唆される。

### 4.3 設計概念および設計方法

前節 4.2 の大型土槽模型振動台実験により、「地盤流動の発生までは、地盤は静止土圧状態にあり、流動の発生開始とともに、地盤の変形が発生し始め、流動変位および流動圧が発生する」と想定できる。なお、道路橋示方書V耐震設計編<sup>14)</sup>では、杭基礎に対して図-21 による流動力算定モデルを規定しており、表層の非液状化層および液状化層で発生する流動力（それぞれ、 $q_{NL}$  および  $q_L$ ）を定義している。

地盤流動対策の設計には、作用する荷重としての流動力および抵抗する抵抗力の設定が必要であるが、特に、流動力の作用については、下記のように想定する（図-22 参照）。なお、抵抗力を含めた設計条件は、後述の 4.4 を参照されたい。

- i) 地表部の地下水位以上の非液状化層は、下方の液状化層の流動に連動して流動するが、流動層は構造物（本文では、舗装・路床構造：壁式改良工法の横断壁により固定と想定）により“流動が阻止され、押し込まれる状態、つまり受働土圧状態になる”ので、「受働土圧が作用」と想定する。

これは、道路橋示方書V耐震設計編<sup>15)</sup>で非液状化層の流動力算定に受働土圧を考慮していることに

通じる。

- ii) 液状化層内の構造物（本文では、壁式改良工法の横断壁）は、基礎地盤に固定支持させるため、i) と同様な地盤状態と見なせるので、「主働土圧が作用」と想定する。
- iii) 壁式改良工法の横断壁の間の土層は、上流側の地盤流動の発生により、壁間をすり抜けるように変形し始めるが、その時の壁間の土層は、“流動に促され、押し出される状態、つまり主働土圧状態になる”ので、「主働土圧が作用」と想定する。
- iv) 流動圧は、液状化程度（ $F_L$  値）に応じて変わるが、変化の度合いは、道路橋示方書の「土質定数の低減係数
- v) 流動に対する抵抗力（摩擦抵抗）は、変化の度合いは、道路橋示方書の「

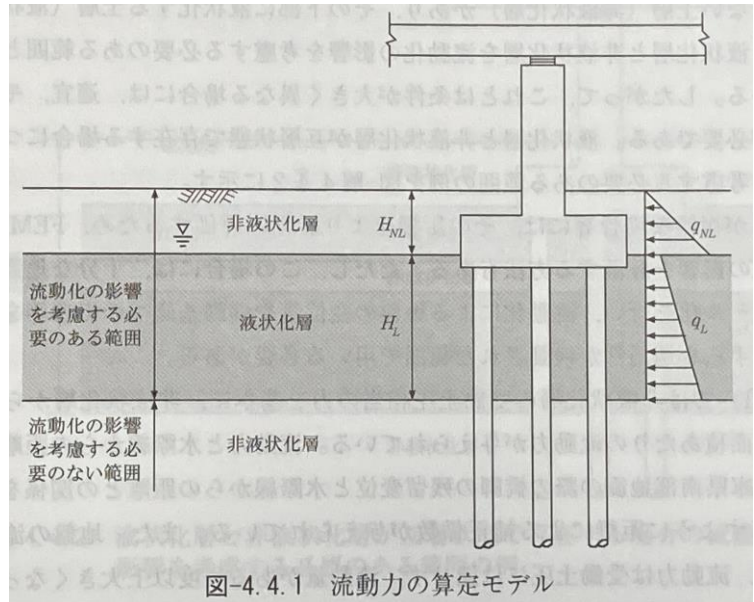
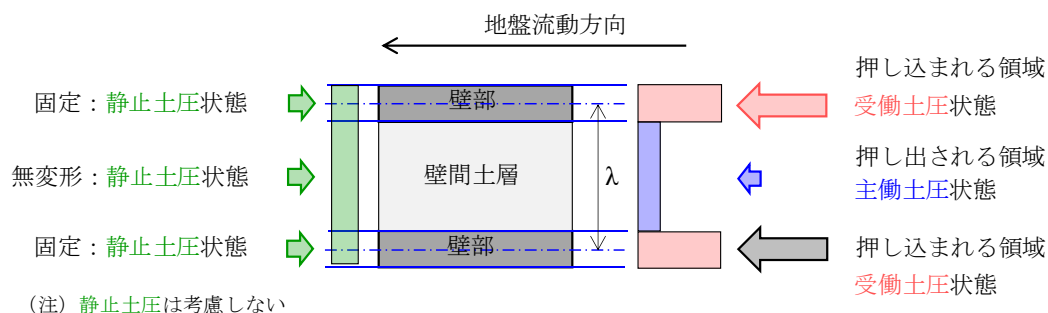


図-21 流動力の算定モデル：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編<sup>15)</sup>

- iv) 流動圧は、液状化程度 ( $F_L$  値) に応じて変わるが、変化の度合いは、道路橋示方書の「土質定数の低減係数:  $D_E$ 」に従うとする。
- v) 流動に対する抵抗力(摩擦抵抗)は、土質定数に関係し、液状化程度 ( $F_L$  値) に応じて変わるため、変化の度合いは、道路橋示方書の「土質定数の低減係数:  $D_E$ 」に従うとする。



**図-21** 土圧に基づく、地盤流動の発生による荷重：流動力の作用の概念

#### 4.4 傾斜地地盤モデルおよび設計条件

道路構造により地盤流動範囲を仕切る方法の 1 つとして、道路構造強化を図る壁式改良による試設計を行ない、技術的適用性を検証している<sup>12)</sup>。検討モデルは、**図-23**に示す傾斜地地盤モデルの中央にある道路幅 8m の部分に着目し、**図-24**に示す検討モデルとした。検討に用いた地盤物性値を**表-7**に示す。

検討は、①液状化の判定、②壁式改良の諸元の設定の手順で行った。

- ① では、検討モデルの液状化判定を行い、その結果から低減係数 $D_E$ を設定した。
- ② では、①の結果から壁式改良及び舗装に作用させる作用力（流動力）を設定し、壁式改良の諸元（横断壁の配置間隔）を求めた。

検証では、壁式改良の横断壁の配置間隔（芯-芯）を4.5m（改良率 $a_p=23.0\%$ ）から接円改良の1.329m（ $a_p=78.5\%$ ）まで7ケースで変化させ、各配置間隔の抵抗力、流動力、抵抗力と流動力の比率を求めた。

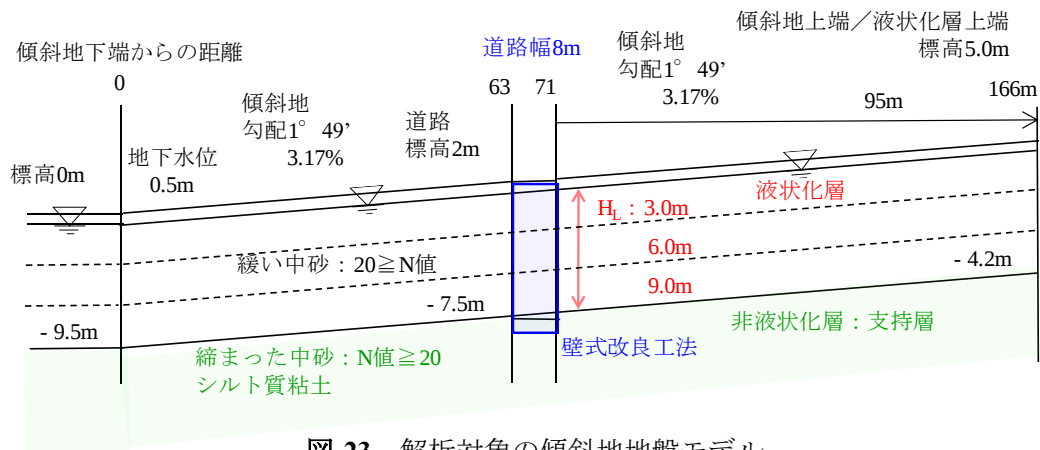


図-23 解析対象の傾斜地地盤モデル

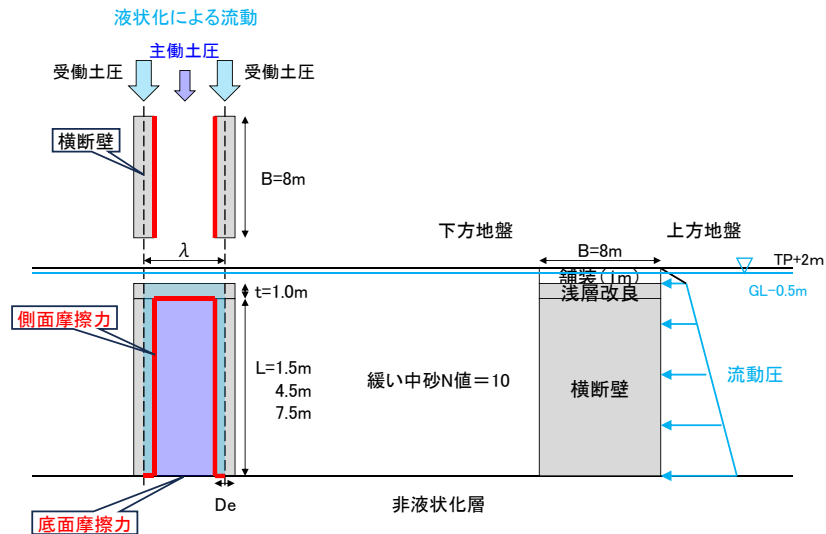


図-24 検討モデル

表-7 検証に用いた地盤物性値

| 地層名            | N値 | 単体重量<br>$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) |      | 細粒分含有率<br>$F_c$ (%) | 平均粒径<br>$D_{50}$ (mm) |
|----------------|----|---------------------------------------|------|---------------------|-----------------------|
|                |    | 湿潤                                    | 飽和   |                     |                       |
| 緩い中砂<br>(液状化層) | 10 | 18.0                                  | 20.0 | 10                  | 0.35                  |
| 非液状化層          | -  | -                                     | -    | -                   | -                     |

検証は、壁式改良の特徴（4. 1 参照）を踏まえて、下記の設計条件を設定し、表-8の液状化層厚を変化（9m、6m、3m）させた3ケースについて行った。

- 全ケースにおいて、舗装部（地表からGL-1m）は非液状化層、その下の「緩い中砂」は液状化層とし、壁式改良は「緩い中砂」下端の非液状化層に着底させる。地下水位はGL-0.5m（図-24参照）。
- 壁式改良（浅層改良1m、横断壁）、舗装部（路床含む）は剛体とし、破壊しない。壁式改良（浅層改良、横断壁）と舗装部は一体とする。これらの境界では滑らない（滑り抵抗は発生しない）。
- 壁式改良（浅層改良、壁間土層）では、液状化は発生しない（遠心模型実験結果：壁間4.5m以下）。
- 道路の山側の上方地盤で液状化すると判定された地層が、流動圧として壁式改良（浅層改良、横断壁、壁間地盤）及び舗装・路床に作用する。
- 作用力（流動力）は、次の①～③の通りとする。

① 非液状化層（舗装、土層、浅層改良、横断壁、壁間土層）への作用力は受働土圧とする。

- ② 液状化層の構造（舗装、土層、浅層改良、横断壁）への作用力は受働土圧とし、液状化の程度（ $F_L$ ）により「道路橋示方書・同解説Ⅴ（H29.11）」<sup>14)</sup>の土質定数の低減係数 $D_E$ より補正する。但し、 $D_E=0$ の場合は静止土圧とする。表-9および表-10参照。
- ③ 液状化層の構造（壁間土層）への作用力は主働土圧とし、上記と同様に $D_E$ により補正する。
- vi) 抵抗力は、次の①～④の通りとする。なお、下方地盤の液状化・流動を想定して、下方地盤の静止土圧は考慮しない。
- ① 舗装と壁式改良（浅層改良、横断壁）の自重による横断壁の底面の摩擦力。但し、地下水位以下は水中重量とする。
- ② 横断壁底面の摩擦抵抗。横断壁下端の着底層の地盤物性より算定する。
- ③ 浅層改良底面の摩擦抵抗。浅層改良底面付近の地盤物性より算定し、 $D_E$ により補正（ $D_E=0$ の場合は0）する。
- ④横断壁周面の摩擦抵抗。横断壁で挟まれた現地盤の地盤物性より算定し、 $D_E$ により補正する。
- vii) 横断壁の摩擦力度は、横断壁で挟まれた範囲（壁間）の現地盤のせん断強度とし、現地盤のせん断抵抗角は $M$ 値から推定した値（ $\phi=\sqrt{15N}+15$ ）とする。
- viii) 地盤種別はⅢ種地盤とする。

表-8 検証ケース

| 検証ケース | 「緩い中砂」の諸元    |             |             | 非液状化層の標高  |
|-------|--------------|-------------|-------------|-----------|
|       | 層厚 $H_L$ (m) | 深度GL (m)    | 標高TP (m)    |           |
| CASE1 | 9.0          | GL-0.5～-9.5 | TP+1.5～-7.5 | TP-7.5m以深 |
| CASE2 | 6.0          | GL-0.5～-6.5 | TP+1.5～-4.5 | TP-4.5m以深 |
| CASE3 | 3.0          | GL-0.5～-3.5 | TP+1.5～-1.5 | TP-1.5m以深 |

表-9 作用力（流動力）の設定方法

| 部位                | 作用させる流動圧 | 流動圧の算定方法                                                                                                                                |
|-------------------|----------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 横断壁<br>浅層改良<br>舗装 | 受働土圧     | 流動圧 $=D_E \times K_P \times \sigma_v$ で算定（ $\sigma_v$ では上方地盤の鉛直応力）<br>$K_P=3.00$ と仮定。 $D_E$ は $F_L$ 及び $R$ により算定<br>$D_E=0$ の場合は静止土圧と仮定 |
| 壁間                | 主働土圧     | 流動圧 $=D_E \times K_A \times \sigma_v$ で算定（ $\sigma_v$ では上方地盤の鉛直応力）<br>$K_A=0.33$ と仮定。 $D_E$ は $F_L$ 及び $R$ により算定<br>$D_E=0$ の場合は静止土圧と仮定 |

表-10 耐震設計上の土質定数の低減係数 $D_E^*$

| $F_L$ の範囲            | 地表面からの深さ $x$ (m)   | 動的せん断強度比 $R$ |           |
|----------------------|--------------------|--------------|-----------|
|                      |                    | $R \leq 0.3$ | $0.3 < R$ |
| $F_L \leq 1/3$       | $0 \leq x \leq 10$ | 0            | 1/6       |
|                      | $10 < x \leq 20$   | 1/3          | 1/3       |
| $1/3 < F_L \leq 2/3$ | $0 \leq x \leq 10$ | 1/3          | 2/3       |
|                      | $10 < x \leq 20$   | 2/3          | 2/3       |
| $2/3 < F_L \leq 1$   | $0 \leq x \leq 10$ | 2/3          | 1         |
|                      | $10 < x \leq 20$   | 1            | 1         |

※「道路橋示方書・同解説Ⅴ（H29.11）」<sup>15)</sup>の $D_E$ に準ずる

## 4.5 設計例と考察

検討結果を表-11～表-13に示すが、改良率、地震動規模（L1、L2）、抵抗力 $R1$ と流動力 $P1$ の比率 $R1/P1$ （安全率に相当）の変化特性は、下記の通りである。

i) 横断壁の配置間隔（ $\lambda$ ）が狭く、改良率（ $a_p$ ）が大きくなるほど、 $R1/P1$ は大きくなる。

\*液状化層厚ごとの改良率（23%および78.5%）の $R1/P1$ は、

〔改良率 23%〕  $H_L=9m$  : 1.283～1.785、 $H_L=6m$  : 1.566～2.211、 $H_L=3m$  : 1.780～2.617

〔改良率78.5%〕  $H_L=9m$  : 1.714～2.068、 $H_L=6m$  : 1.867～2.513、 $H_L=3m$  : 2.006～2.829

ii) 改良する液状化層厚（ $H_L$ ）が小さくなるほど、 $R1/P1$ は大きくなる。

\*液状化層厚ごとの最小改良率（23%）の $R1/P1$ の最小値（赤字で表記）は、 $H_L=9m$  : L1地震（type1）の1.283、 $H_L=6m$  : L1地震の1.566、 $H_L=3m$  : L1地震の1.780であり、全ケース・条件の最小値は1.283である。

iii) 液状化層厚が小さくなると、地震動規模に関わらず、抵抗力と流動力は減少する。

\*改良率23%、L1地震の例示  $H_L=9m$  : 抵抗力 4290.26kN、流動力 3071.54kN

$H_L=6m$  : 抵抗力 2746.29kN、流動力 1753.32kN

$H_L=3m$  : 抵抗力 1597.36kN、流動力 897.37kN

iv) 抵抗力と流動力は、L1地震動がL2地震動以上である。

\*改良率23%、 $H_L=9m$ の例示 L1地震 : 抵抗力 4290.26kN、流動力 3071.54kN

L2地震（type1） : 抵抗力 2409.37kN、流動力 1878.01kN

L2地震（type2） : 抵抗力 3375.70kN、流動力 1891.21kN

$H_L=3m$ の例示 L1地震 : 抵抗力 1597.36kN、流動力 897.37kN

L2地震（type1） : 抵抗力 1346.23kN、流動力 514.48kN

L2地震（type2） : 抵抗力 1597.36kN、流動力 706.65kN

上記の結果から、想定した地盤モデルに対する提示した設計法により、流動地盤の流動力に対して改良壁の抵抗力が発現されて安定性が図れる可能性が示された。

表-11 CASE1の検討結果（ $H_L=9m$ ）

| 横断壁の諸元           |                       | L1地震             |                  |         | L2地震（type1）      |                  |         | L2地震（type2）      |                  |         |
|------------------|-----------------------|------------------|------------------|---------|------------------|------------------|---------|------------------|------------------|---------|
| 改良率<br>$a_p$ (%) | 配置間隔<br>$\lambda$ (m) | 抵抗力<br>$R1$ (kN) | 流動力<br>$P1$ (kN) | $R1/P1$ | 抵抗力<br>$R1$ (kN) | 流動力<br>$P1$ (kN) | $R1/P1$ | 抵抗力<br>$R1$ (kN) | 流動力<br>$P1$ (kN) | $R1/P1$ |
| 23*              | 4.500                 | 4290.26          | 3071.54          | 1.397   | 2409.37          | 1878.01          | 1.283   | 3375.7           | 1891.21          | 1.785   |
| 30               | 3.480                 | 4030.46          | 2736.97          | 1.473   | 2185.63          | 1540.48          | 1.419   | 3115.9           | 1682.82          | 1.852   |
| 40               | 2.610                 | 3808.87          | 2451.60          | 1.554   | 1994.80          | 1252.59          | 1.593   | 2894.31          | 1505.08          | 1.923   |
| 50               | 2.088                 | 3675.92          | 2280.38          | 1.612   | 1880.30          | 1079.85          | 1.741   | 2761.36          | 1398.44          | 1.975   |
| 60               | 1.740                 | 3587.29          | 2166.23          | 1.656   | 1803.96          | 964.69           | 1.870   | 2672.73          | 1327.34          | 2.014   |
| 70               | 1.491                 | 3523.87          | 2084.56          | 1.690   | 1749.35          | 882.30           | 1.983   | 2609.31          | 1276.47          | 2.044   |
| 78.5             | 1.329                 | 3482.61          | 2031.42          | 1.714   | 1713.81          | 828.69           | 2.068   | 2568.05          | 1243.37          | 2.065   |

※液状化対策の最低改良率、以下、同様。

表-12 CASE2の検討結果 ( $H_L=6m$ )

| 横断壁の諸元           |                       | L1地震             |                  |         | L2地震 (type1)     |                  |         | L2地震 (type2)     |                  |         |
|------------------|-----------------------|------------------|------------------|---------|------------------|------------------|---------|------------------|------------------|---------|
| 改良率<br>$a_p$ (%) | 配置間隔<br>$\lambda$ (m) | 抵抗力<br>$R1$ (kN) | 流動力<br>$P1$ (kN) | $R1/P1$ | 抵抗力<br>$R1$ (kN) | 流動力<br>$P1$ (kN) | $R1/P1$ | 抵抗力<br>$R1$ (kN) | 流動力<br>$P1$ (kN) | $R1/P1$ |
| 23※              | 4.500                 | 2746.29          | 1753.32          | 1.566   | 2083.64          | 942.46           | 2.211   | 2746.29          | 1562.59          | 1.758   |
| 30               | 3.480                 | 2486.50          | 1523.38          | 1.632   | 1859.90          | 816.99           | 2.277   | 2486.50          | 1380.30          | 1.801   |
| 40               | 2.610                 | 2264.91          | 1327.25          | 1.706   | 1669.07          | 709.97           | 2.351   | 2264.91          | 1224.81          | 1.849   |
| 50               | 2.088                 | 2131.95          | 1209.58          | 1.763   | 1554.57          | 645.76           | 2.407   | 2131.95          | 1131.52          | 1.884   |
| 60               | 1.740                 | 2043.32          | 1131.13          | 1.806   | 1478.24          | 602.95           | 2.452   | 2043.32          | 1069.32          | 1.911   |
| 70               | 1.491                 | 1979.90          | 1075.00          | 1.842   | 1423.62          | 572.32           | 2.487   | 1979.90          | 1024.82          | 1.932   |
| 78.5             | 1.329                 | 1938.64          | 1038.48          | 1.867   | 1388.08          | 552.39           | 2.513   | 1938.64          | 995.87           | 1.947   |

表-13 CASE3の検討結果 ( $H_L=3m$ )

| 横断壁の諸元           |                       | L1地震             |                  |         | L2地震 (type1)     |                  |         | L2地震 (type2)     |                  |         |
|------------------|-----------------------|------------------|------------------|---------|------------------|------------------|---------|------------------|------------------|---------|
| 改良率<br>$a_p$ (%) | 配置間隔<br>$\lambda$ (m) | 抵抗力<br>$R1$ (kN) | 流動力<br>$P1$ (kN) | $R1/P1$ | 抵抗力<br>$R1$ (kN) | 流動力<br>$P1$ (kN) | $R1/P1$ | 抵抗力<br>$R1$ (kN) | 流動力<br>$P1$ (kN) | $R1/P1$ |
| 23※              | 4.500                 | 1597.36          | 897.37           | 1.780   | 1346.23          | 514.48           | 2.617   | 1597.36          | 706.65           | 2.260   |
| 30               | 3.480                 | 1337.57          | 735.37           | 1.819   | 1122.50          | 422.98           | 2.654   | 1337.57          | 592.29           | 2.258   |
| 40               | 2.610                 | 1115.98          | 597.18           | 1.869   | 931.66           | 344.93           | 2.701   | 1115.98          | 494.74           | 2.256   |
| 50               | 2.088                 | 983.03           | 514.27           | 1.912   | 817.16           | 298.10           | 2.741   | 983.03           | 436.21           | 2.254   |
| 60               | 1.740                 | 894.39           | 459.00           | 1.949   | 740.83           | 266.88           | 2.776   | 894.39           | 397.20           | 2.252   |
| 70               | 1.491                 | 830.97           | 419.45           | 1.981   | 686.21           | 244.55           | 2.806   | 830.97           | 369.28           | 2.250   |
| 78.5             | 1.329                 | 789.71           | 393.72           | 2.006   | 650.67           | 230.01           | 2.829   | 789.71           | 351.11           | 2.249   |

なお、実際の採用にあたっては、前提条件の定量的な設定、検討方法の妥当性、周辺への影響等も含め、さらに詳細な検討が必要である。表-14～表-16には、各検証ケースの液状化判定結果（液状化抵抗率 $F_L$ 、動的せん断強度比 $R$ 、低減係数 $D_E$ ）を示す。

表-14 CASE1の液状化判定結果 ( $H_L=9\text{m}$ )

| 深度<br>GL-(m) | 土質    | N値 | 液状化抵抗率 $F_L$ |               |               | 動的せん断強度比 $R$ |               |               | 低減係数 $D_E$ |               |               |
|--------------|-------|----|--------------|---------------|---------------|--------------|---------------|---------------|------------|---------------|---------------|
|              |       |    | L1           | L2<br>(type1) | L2<br>(type2) | L1           | L2<br>(type1) | L2<br>(type2) | L1         | L2<br>(type1) | L2<br>(type2) |
| 0.5          | 非液状化層 |    |              |               |               |              |               |               |            |               |               |
| 1.5          | 砂質土   | 10 | 1.097        | 0.494         | 0.547         | 0.300        | 0.300         | 0.499         | -          | 2/3           | 2/3           |
| 2.5          | 砂質土   | 10 | 0.931        | 0.419         | 0.450         | 0.285        | 0.285         | 0.460         | 2/3        | 1/3           | 2/3           |
| 3.5          | 砂質土   | 10 | 0.852        | 0.383         | 0.402         | 0.274        | 0.274         | 0.430         | 2/3        | 1/3           | 2/3           |
| 4.5          | 砂質土   | 10 | 0.804        | 0.362         | 0.371         | 0.264        | 0.264         | 0.406         | 2/3        | 1/3           | 2/3           |
| 5.5          | 砂質土   | 10 | 0.771        | 0.347         | 0.349         | 0.255        | 0.255         | 0.385         | 2/3        | 1/3           | 2/3           |
| 6.5          | 砂質土   | 10 | 0.749        | 0.337         | 0.334         | 0.248        | 0.248         | 0.368         | 2/3        | 1/3           | 2/3           |
| 7.5          | 砂質土   | 10 | 0.733        | 0.330         | 0.322         | 0.241        | 0.241         | 0.354         | 2/3        | 0             | 1/6           |
| 8.5          | 砂質土   | 10 | 0.721        | 0.324         | 0.313         | 0.236        | 0.236         | 0.341         | 2/3        | 0             | 1/6           |
| 9.5          | 砂質土   | 10 | 0.712        | 0.320         | 0.305         | 0.230        | 0.230         | 0.330         | 2/3        | 0             | 1/6           |
| 9.5m以深       | 非液状化層 |    |              |               |               |              |               |               |            |               |               |

表-15 CASE2の液状化判定結果 ( $H_L=6\text{m}$ )

| 深度<br>GL-(m) | 土質    | N値 | 液状化抵抗率 $F_L$ |               |               | 動的せん断強度比 $R$ |               |               | 低減係数 $D_E$ |               |               |
|--------------|-------|----|--------------|---------------|---------------|--------------|---------------|---------------|------------|---------------|---------------|
|              |       |    | L1           | L2<br>(type1) | L2<br>(type2) | L1           | L2<br>(type1) | L2<br>(type2) | L1         | L2<br>(type1) | L2<br>(type2) |
| 0.5          | 非液状化層 |    |              |               |               |              |               |               |            |               |               |
| 1.5          | 砂質土   | 10 | 1.097        | 0.494         | 0.547         | 0.300        | 0.300         | 0.499         | -          | 2/3           | 2/3           |
| 2.5          | 砂質土   | 10 | 0.931        | 0.419         | 0.450         | 0.285        | 0.285         | 0.460         | 2/3        | 1/3           | 2/3           |
| 3.5          | 砂質土   | 10 | 0.852        | 0.383         | 0.402         | 0.274        | 0.274         | 0.430         | 2/3        | 1/3           | 2/3           |
| 4.5          | 砂質土   | 10 | 0.804        | 0.362         | 0.371         | 0.264        | 0.264         | 0.406         | 2/3        | 1/3           | 2/3           |
| 5.5          | 砂質土   | 10 | 0.771        | 0.347         | 0.349         | 0.255        | 0.255         | 0.385         | 2/3        | 1/3           | 2/3           |
| 6.5          | 砂質土   | 10 | 0.749        | 0.337         | 0.334         | 0.248        | 0.248         | 0.368         | 2/3        | 1/3           | 2/3           |
| 6.5m以深       | 非液状化層 |    |              |               |               |              |               |               |            |               |               |

表-16 CASE3の液状化判定結果 ( $H_L=3\text{m}$ )

| 深度<br>GL-(m) | 土質    | N値 | 液状化抵抗率 $F_L$ |               |               | 動的せん断強度比 $R$ |               |               | 低減係数 $D_E$ |               |               |
|--------------|-------|----|--------------|---------------|---------------|--------------|---------------|---------------|------------|---------------|---------------|
|              |       |    | L1           | L2<br>(type1) | L2<br>(type2) | L1           | L2<br>(type1) | L2<br>(type2) | L1         | L2<br>(type1) | L2<br>(type2) |
| 0.5          | 非液状化層 |    |              |               |               |              |               |               |            |               |               |
| 1.5          | 砂質土   | 10 | 1.097        | 0.494         | 0.547         | 0.300        | 0.300         | 0.499         | -          | 2/3           | 2/3           |
| 2.5          | 砂質土   | 10 | 0.931        | 0.419         | 0.450         | 0.285        | 0.285         | 0.460         | 2/3        | 1/3           | 2/3           |
| 3.5          | 砂質土   | 10 | 0.852        | 0.383         | 0.402         | 0.274        | 0.274         | 0.430         | 2/3        | 1/3           | 2/3           |
| 3.5m以深       | 非液状化層 |    |              |               |               |              |               |               |            |               |               |

## 5. 傾斜基盤上・沢部の盛土の壁式改良工法の応用

壁式改良工法は、軟弱地盤上の盛土の沈下対策を目的とするが、改良体によるすべり防止効果があるため、盛土のすべり安定対策にも応用ができる。応用が想定される盛土の変状事例をレビューする。

図-25はNEXCO東日本の秋田自動車道（岩瀬地区）の盛土区間の1断面の例示であるが、おぼれ谷に堆積する軟弱地盤上に施工された高さ6mの盛土である<sup>16)</sup>。安定対策として、のり部下に直径1mのDJM杭を

接円タイプで打設され、本線部下にはサンドドレーンが打設されたが、サンドドレーンの打設およびその後の盛土の進行に伴い、DJM杭頭では水平変位が発生・蓄積し、路体にクラックが発生しており、抑え盛土の追加などの対策が行われて、1996.10に盛土は完成し、1997.11に供用した。その後、19年が経過した時点（2016年）においても路面変状が続いている。

そのため、原因調査が実施されたが、軟弱層厚と沈下量に相関がないこと、盛土部の沈下が多いことなどが明らかになり、傾斜した基盤あるいは盛土材（泥岩）のスレーキングが影響していると考察されている。

ここで、上記の報告内容の範囲では、上記で想定されている影響要因以外に考えられるのは、軟弱地盤の泥岩の基盤が傾斜していることから、図の山側から谷側への地下水の流れが想定され、かつDJM杭は接円タイプであることを鑑みると、地下水の流れはDJM杭の改良体で阻害され、改良体の山側で地下水が堰き上がる（ダムアップ）ことになり、地下水位が上昇している状態が想定される。仮に、地下水位の上昇があれば、盛土は不安定化になることは必然である。

本例は、拡大解釈すると、盛土などの基礎地盤において横断方向に地下水の流れがある場合、流れを阻害しないことが重要であることを示唆する。この示唆は、傾斜地の地盤流動でも同様であり、傾斜地の傾斜方向の地下水の流れの阻害の有無、程度の検証、阻害しない構造が必要である。

例えば、図-26は傾斜する地山上の盛土において、壁式改良工法を適用した場合の概念である。壁式改良工法は、道路の縦断方向に離隔した改良壁を設置するので、壁の間は地下水の流れが阻害されないの、ダムアップは避けられる。さらに重要な効果は、図示したように、改良体を通るすべりは改良範囲外に誘導（制御）できる点である。これは、後述の図-31の人工基盤構造によるすべり破壊制御になる。

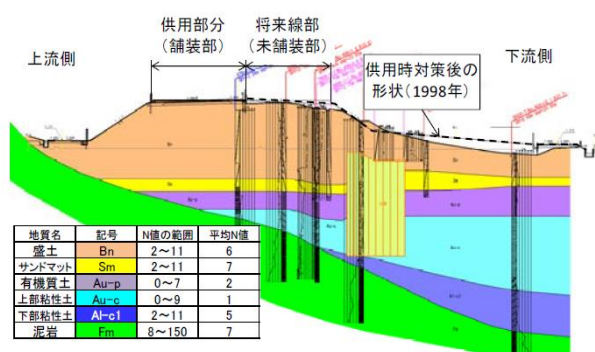


図-25 想定地質横断図（No.409）<sup>16)</sup>

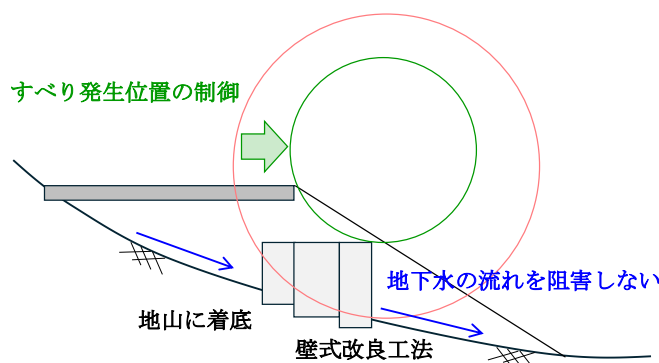


図-26 壁式改良工法によるすべり制御と通水性の確保

## 6. 地下排水工法

本文の2.5において、液状化の発生を抑制する地下水位低下工法を考察したが、本章では従来、盛土の法尻に設置して排水機能を回復あるいは向上する「ふとんかご」を取り上げ、既設盛土の排水性の回復・強化および堤内からの排水強化を取り上げて、それらの技術的適用性を検証する。

### 6.1 既設盛土の排水強化：豎排水工（NEXCO）

既設盛土の排水性を回復、強化して、安定性を確保するため、後施工のふとんかごの設置がある。写真-2はNEXCO3社による「碎石豎排水工」<sup>17)</sup>であるが、碎石スリット、かご枠、配水管で構成された構造であり、既設盛土をバックホウで掘削し、碎石を投入して、盛土内部の排水性を強化して、地下水位低

下を図る工法である。通常、排水のために法尻にふとんかごを設置するが、排水は表層部に特定され、盛土内部の地下水位低下の効果が小さいが、当該工法はバックホウで届く範囲での内部排水が可能であり、部分的ではあるが法尻に設置されるふとんかごよりも内部から排水できる効果がある。なお、「碎石堅排水工」は後施工であるため、バックホウが届く範囲に限定される制約がある。

また、令和6年能登半島地震ではのと里山海道および穴水道路において盛土のすべり崩壊が顕在化したが、被害の状況を踏まえて、国土交通省は点検要領を策定し、点検を実施している。点検要領には、点検結果に基づいて措置する対策も含まれており、図-27が対策（案）<sup>18)</sup>とされているが、法尻のふとんかごに加えて、NEXCOが先行して開発した堅排水工が例示されている。

なお、図-27には、ふとんかごの下では、碎石置換などによる基礎地盤処理が描かれているが、これは令和6年能登半島地震においてふとんかごが盛土のすべり崩壊により流出したことを知見として追記されている。ここで、基礎地盤の処理はふとんかごに対する基礎地盤の支持に関わると想像できるが、力学的な意味が示されていないと共に、基礎地盤の処理だけではふとんかごの安定は確保できない。

言い換えると、すべりに対してふとんかごが流出しないようにするためには、擁壁と同じように“滑動、転倒、支持力”の照査をすべきである。

言い換えると、現在、ふとんかごの設計において、常時の安定性は照査されているが、地震時の安定性は照査されていないので、今次と同様な被害形態が繰り返される恐れが残る。つまり、耐久性が向上しているふとんかごは、擁壁と同様に、地震動（L-1レベル、L-2レベル）の照査をすることが必要である。



写真-2 既設盛土の後施工の碎石堅排水工：常磐自動車道那珂IC付近

## 【参考】対策のイメージ（案）

【土工】

国土交通省

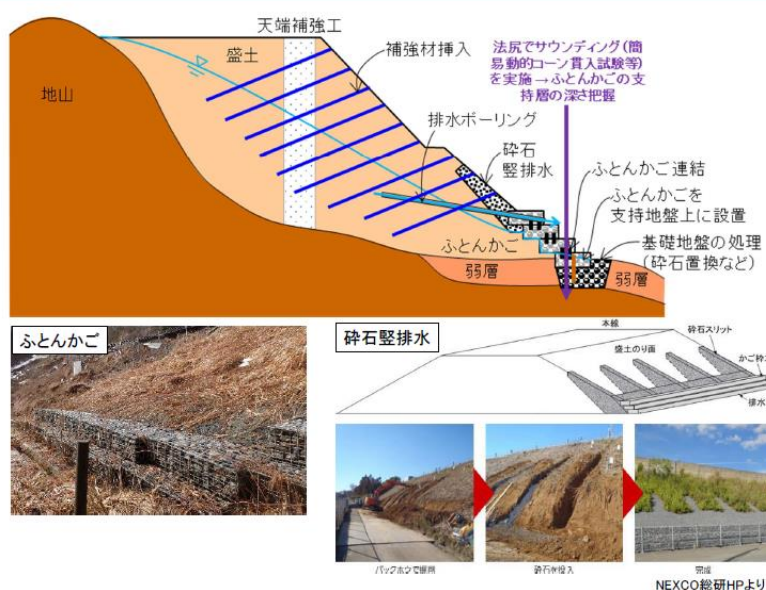


図-27 既設盛土の対策のイメージ（案）<sup>18)</sup>

## 6.2 堤内排水：かご砕工

法尻のふとんかご、豎排水工は、あくまで盛土の表層部に置かれた排水構造であり、設計当初から、堤内の湿潤状態、地下水位の上昇を抑止、抑制するためには、盛土の内部から排水（本文では、“堤内排水と呼ぶ。”）する措置、構造が必要であり、有効である。

上記の主旨を踏まえた内部排水構造に関して、ふとんかごの活用があり、検討している<sup>19)</sup>。盛土内部から排水する場合として、**図-28**は内部にふとんかごを設置した盛土モデルである。一般的な排水措置として、盛土のり面の表層部の水平排水層、盛土と基礎地盤の境界部の基盤排水層の設置があるが、それらの排水機能を盛土内部からの排水により、さらに向上させることを意図している。

**図-28**は初期水位を与えて、地下水位が低下するプロセスを浸透流解析により再現している。**図-29**は解析結果であり、ふとんかごの規模を変えて（幅L：2、4、6m／高さH：2、4、6、8m）初期の地下水位に対する24時間経過後の地下水位の低減量を効果とした比較図である。同図によれば、ふとんかごが無い場合（高さH：0m）に対して、当然、ふとんかごの規模（LあるいはH）が大きいほど、地下水位の低下量は増加するが、幅（L）よりも高さ（H）による地下水位低下効果が大きい。

さらに、堤内ふとんかごには、もう一つの重要かつ有効な構造的利点がある。そのイメージは、**図-30(1)**の効果①および効果②であり、盛土に発生するすべり面の位置を制御する機能およびそれによるすべり安全率の向上である。前提として、すべり面は剛なふとんかごを通らないとしているが、これは**図-31**（後述）に示す、“すべり破壊制御”のうちの人工基盤構造に相当する。

ここで、すべり破壊制御の効用は、**図-30(2)**のすべり安全率の向上と同図**(3)**のすべり面位置をのり面側への移動、道路面から外し、道路機能を確保することである。

なお、盛土のすべり破壊制御の概念は**図-31**の通り<sup>20),21)</sup>であり、構造別に下記の(1)～(5)の概念が想定できるが、すべり変位量の低減、すべり面位置の移動（制御）が目的である。

- (1) 盛土の天端付近に限定した部分的な補強により、すべり面の発生位置あるいはすべり量を制御する工法。 【天端補強構造】
- (2) 盛土ののり尻に限定した部分的な補強により、すべり量を制御する工法。 【のり尻補強構造】
- (3) 盛土の路肩の直下に建て込んだ構造体の補強により、すべり面の発生位置およびすべり量を制御する工法。 【遮断補強構造】
- (4) 盛土の堤内にすべり面が通らない堅固な人工基盤を設けて、すべり面の発生位置を制御する工法。 【人工基盤構造】
- (5) 盛土ののり面から堤内にかけて堤体を補強し、すべり面が発生しないように制御する工法 【のり面補強構造】

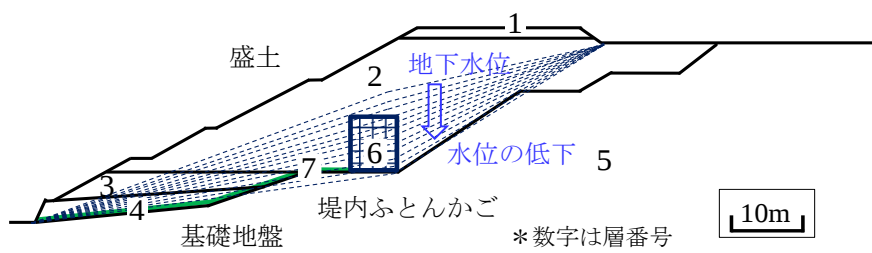


図-28 ふとんかごによる堤内排水の盛土モデル<sup>19)</sup>

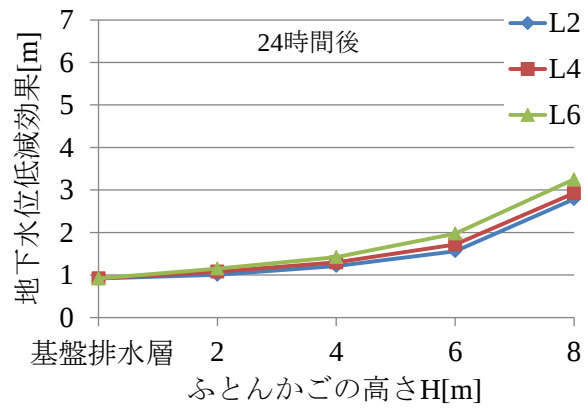
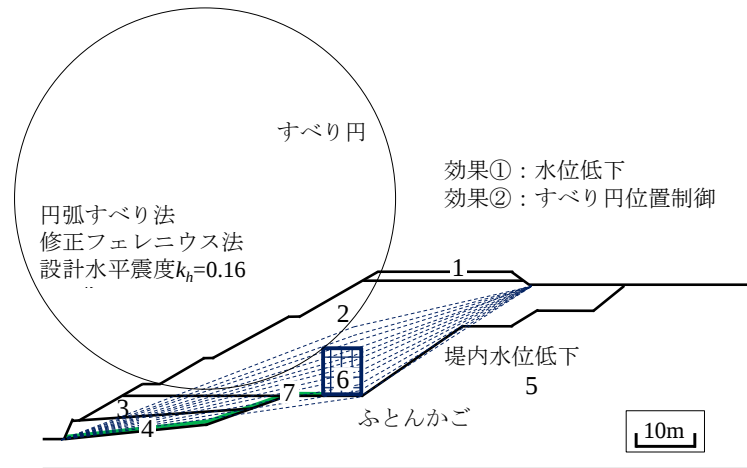
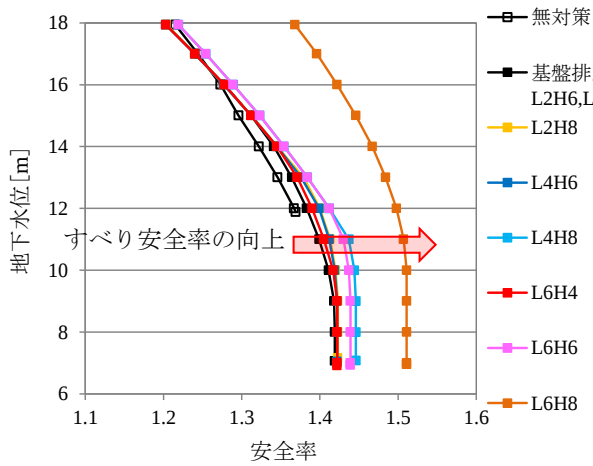


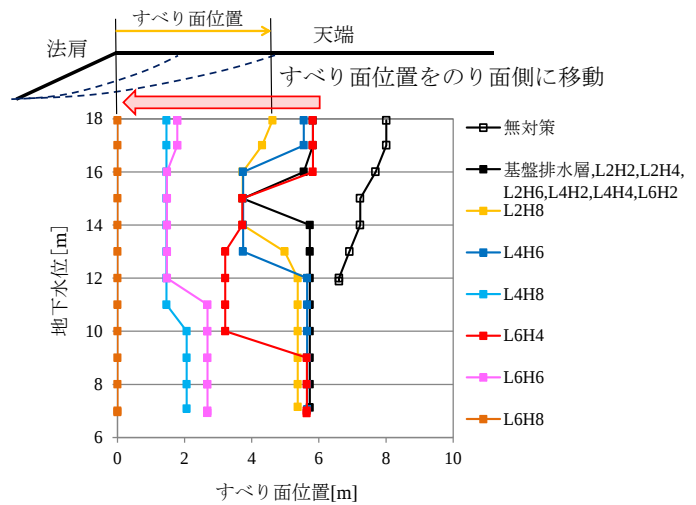
図-29 ふとんかごの規模と地下水位低下効果<sup>19)</sup>



(1) 地震安定解析の盛土モデル



(2) すべり安全率の向上効果



(3) すべり面位置の制御効果

図-30 堤内ふとんかごによる耐震性の向上<sup>19)</sup>

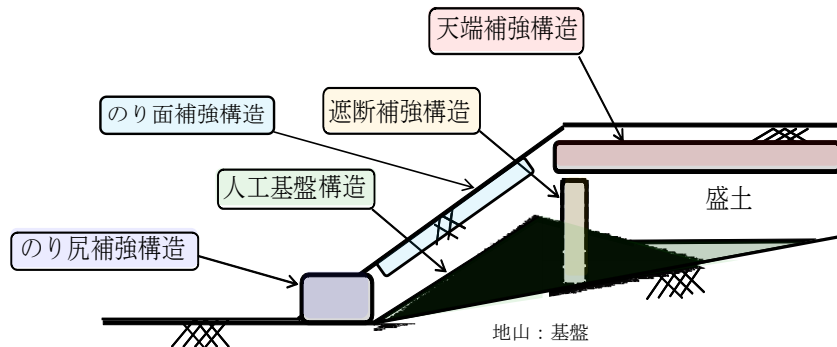


図-31 盛土のすべり破壊制御のための5工法の概念<sup>20),21)</sup>

## 7. 壁式改良工法による傾斜地の面的な地盤流動対策例

傾斜地における宅地と公共用地の一体的な地盤流動対策では、

- (1) 傾斜地を横断する道路による地盤流動変位の抑制機能を活用すること。
- (2) 液状化の発生を抑制するため、地下水位を低下すること。
- (3) 傾斜地の傾斜方向の地下水の流れを阻害しないこと。
- (4) 傾斜地の地下水の自然流下を活用すること。

に留意することが必要である。

これらの留意事項を考慮すると、傾斜地を横断する道路を利用して、壁式改良工法と地下排水工を組み合わせた流動対策は図-32が例示できる。

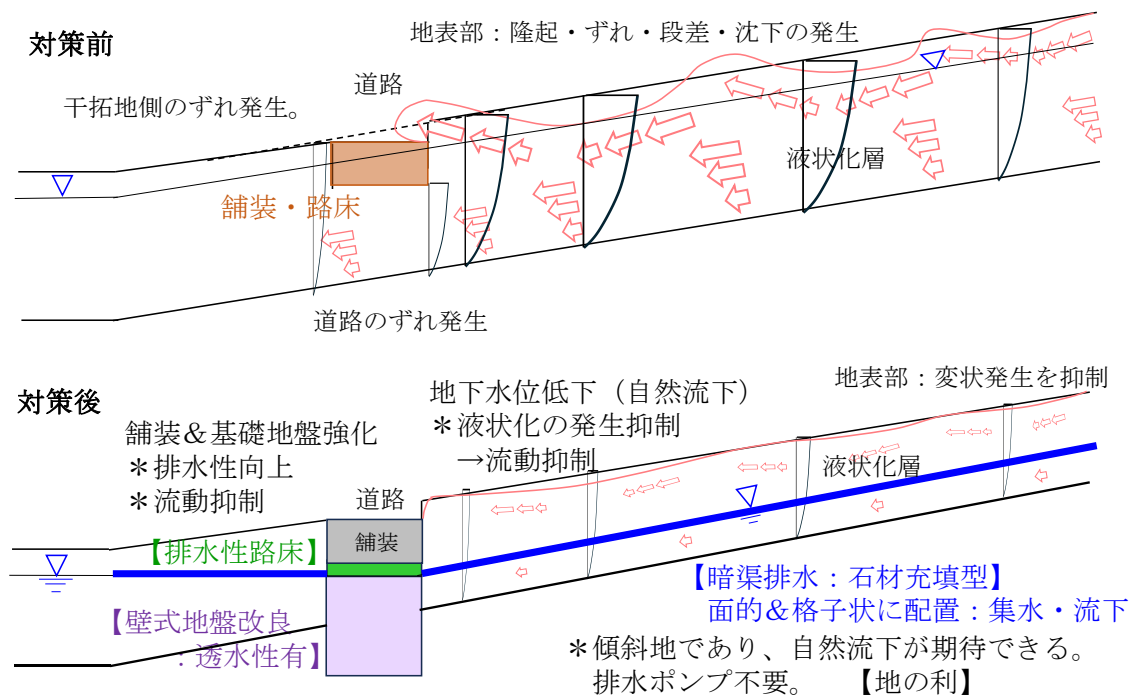


図-32 壁式改良工法とかご砕工の組合せによる地盤流動対策の概念例<sup>22)</sup>

地盤流動対策の構造的な特徴は、下記の通りである。

- (1) 道路下の空間を利用して、壁式改良工法による地盤改良を行う。同工法により山側の地盤の流動力に抵抗して流動に対する安定を図ると共に、壁間が土層であるため、傾斜方向の地下水の流れを阻害しない。
- (2) 山側の斜面には暗渠排水工を面的に配置し、地下水位の低下により傾斜地の液状化発生を抑制、防止する。これにより、地盤の流動は抑制、防止する。なお、傾斜地であるため、自然流下を基本として、それを阻害しないようにする。なお、暗渠排水工の設置は、道路などの公共用地を活用する。
- (3) 道路の路床はドレーン機能を維持、向上する構造（排水性路床：例えば、砕石層、かご工）として、山側からの地下水流を円滑に谷側に流下させる。
- (4) 道路の下流側・干拓地側には暗渠排水工を面的に配置して、山側からの地下水は道路を經由して谷側（干拓地側）に円滑に流下させる。

ここで、当該地域は傾斜地であるため地下水を自然流下させれば、平坦地の液状化対策の一つである地下水位低下工法におけるポンプアップの必要はなく、維持管理の手間・費用が省ける点が傾斜地に固有な“地形の利”である。

#### 【参考】暗渠排水工

暗渠排水工には、①管渠型と②石材充填型があるが、図-32では②を想定している。その理由は、下記の通り、2つの型の比較に基づいており、コスト、施工性、維持管理などから優位と判断している。

管渠型：塩化ビニル管、コンクリート管などで透水性のある管を敷設し、フィルター材（砂利、碎石）で埋め戻す工法。

- 長所：① 排水のための経路、空間が確実に確保できる。  
② 排水能力（排水量、排水時間など）が高い。
- 短所：① 土砂の流入による管の目詰まり、閉塞により長期的な排水機能の低下がある。  
② 管の継ぎ目に根茎が侵入し、破損する。  
③ 地盤変状（沈下、地震動、地盤流動など）により、管、継ぎ目が変形、損傷する。  
④ 管の製品単価が比較的高い。  
⑤ 長期的に管材が劣化する。  
⑥ 排水システムの維持管理が必要であるが、管の点検・補修が困難である。  
⑦ 施工管理基準が厳しい。  
⑧ 数値シミュレーションによる排水効果は、管路のモデル化の妥当性に左右される。  
⑨ 設置後の地下水位の監視・モニタリングが必要である。

石材充填型：碎石、砂利などの透水性材料を直接敷設あるいはかご枠に入れて、吸出し防止材で覆い、土砂で埋め戻す工法。

- 長所：① 砂利、碎石の排水層は、透水性が高い土層であり、自然地盤に近い状態が造成できる。  
② 矩形の排水層の規模（高さ・幅）は自由度があり、管渠より大断面にできる。  
\*集水は排水層の間隙の規模によるので、単位面積当たりの排水能力は管渠より下がるが、矩体の規模により同等な排水性が確保できる。  
③ 管渠型の埋め戻しフィルター材を直接敷設するため、構造が簡易であり、施工性が高い。  
④ 厳密な施工管理基準は必要とされないもので、施工性が高い。

- ⑤ 砂利、碎石は劣化し難いため、排水層の維持管理に手間がかからない、
- ⑥ 排水層は可撓性があるため、地盤沈下、地震動による損傷などの影響を受け難い。  
  - \*かご枠構造では、石材のみのドレーン層よりも排水層の形状保持が可能。
  - \*排水層の断面が大きいと、沈下による排水性低下の影響を受け難い。
- ⑦ 排水層内の石材自体の目詰まりはし難い。
- ⑧ 排水層は土層と同等であるため、数値シミュレーションでのモデル化が容易であり、予測する排水効果の妥当性が高い。

短所：① 長期的に吸出し防止材の目詰まりがある。

\*吸出し防止材については、堤防で設置されるドレーン工でも同様である。

- ② かご枠の場合、長期的に鉄線の劣化がある。  
  - \*鉄線の耐久性が向上しているが、コストとの兼ね合いがある。
  - \*鉄線の劣化は、他の構造物でも同様である。
- ③ 設置後の地下水位の監視・モニタリングが必要である。  
  - \*管渠型でも同様である。

## 8. おわりに

令和6年能登半島地震による内灘町の地盤流動の現地調査を契機として、平坦地の液状化対策と異なる、傾斜地の地盤流動対策の技術的な検討結果は、次の通りである。

- 1) 地盤流動変位量に関わる4要因があるが、そのうち地盤流動範囲を仕切ることによる地盤流動範囲長の縮小および液状化の発生抑制（液状化層厚の低減、表層の非液状化層厚の増加）が地盤流動対策として考えられる。
- 2) 傾斜地の傾斜直交方向の道路（本文では、県道8号）は、地盤流動範囲を仕切る機能があり、その活用が考えられる。
- 3) 地盤流動範囲を仕切る道路構造では、土層の液状化の発生抑制および山側からの流動力に対して抵抗力を発揮する道路下の基礎地盤を改良する「壁式改良工法」がある。同工法の技術的適用性に関して、流動力と抵抗力の比較に基づく設計法を提示し、モデル地盤における試設計の結果、地盤流動に対する安定性の確保の可能性が得られた。
- 4) 「壁式改良工法」の抑制効果、さらに経済性の向上のためには、傾斜地における液状化の発生抑制が有効であり、そのための地下水位低下を図るための地下排水工の併用が必要である。本文では、傾斜地全体の排水性確保、向上のため、「道路山側傾斜地の暗渠排水工（石材充填型）の面的配置」、「壁式改良工法を設置する道路の路床の排水性向上」および「道路谷側傾斜地の暗渠排水工（石材充填型）の面的配置」による連続した排水系統を提示した。これらの「壁式改良工法」と面的な排水系統の組合せは、宅地と道路の分野間複合構造により地盤流動対策の最適化を図る姿勢と言える。なお、複合構造最適については、文献23)を参照されたい。

## 参考文献

- 1) 常田賢一：令和6年能登半島地震における地盤流動に関する現地調査からの考察－地盤流動特性と地盤流動対策の概念－，(一社)地域国土強靱化研究所 LRRI技術資料, Vol.2, No.4, pp.1-17, 2024.3.
- 2) 常田賢一・島 馨・土橋聖賢・小野田 敏：令和6年能登半島地震による液状化・地盤流動の現地調査からの知見－内灘町の地盤変状および住宅被害に基づく地盤流動特性および対策方法の考察－，地

盤工学会誌, Vol.72, No.7, pp.43-46, 2024.

- 3) 濱田政則・安田 進・磯山龍二・恵本克利: 液状化による地盤の永久変位の測定と考察, 土木学会論文集, N0.376/III-6, pp.211-220, 1986.
- 4) 東 拓生・常田賢一・松本秀應・東畑郁生: 液状化による地盤流動量の簡易予測, 土木学会年次学術講演会, 講演概要集, 第3部, 47巻, pp.262-263, 1992.
- 5) 浦安市: 平成23年度 浦安市液状化対策技術検討調査 報告書 H24.3
- 6) 浦安市: 浦安市市街地液状化対策検討委員会, 報告書, H28.9.
- 7) 松下一樹: 宅地液状化防止事業の実態と課題, 第1回熊本市液状化対策技術検討委員会, 平成29年6月27日.
- 8) 熊本市: 第1回熊本市液状化対策技術検討委員会, 資料, 3.5 液状化対策工法について, p.44, H29.6.27.
- 9) 熊本市: 第10回熊本市液状化対策技術検討委員会, 資料2, R1.11.8.
- 10) 香取市: 第9回香取市液状化対策検討会, 資料-5, 2015.4.21.
- 11) 壁式改良工法研究会: 壁式改良工法, 入手先 <[https://www.pwrc.or.jp/nanjoyaku\\_jiban/j2023\\_2.html](https://www.pwrc.or.jp/nanjoyaku_jiban/j2023_2.html)> (2024.04.1閲覧) .
- 12) 壁式改良工法研究会: フローティング型 壁式地盤改良パラウォール工法 設計・施工マニュアル (改訂版), 技術資料 D-1, E-1, E-2, E-3, 2025.7
- 13) 松本秀應・常田賢一・佐谷祥一: 液状化による地盤流動に関する模型実験, 第25回土質工学研究発表会, pp.1045-1046, 1990.
- 14) 松本秀應・常田賢一・佐谷祥一: 液状化に伴う流動特性に与える境界条件の影響の検討, 第21回地震工学研究発表会, pp.269-272, 1991.
- 15) (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.108-113, 2017.
- 16) 澤野幸輝・高坂敏明・外崎靖也・長尾和之・及川 洋: おぼれ谷に堆積する軟弱地盤上に施工された高速道路盛土の沈下変状に関する考察, 土木学会第 71 回年次学術講演会, III-60, 2016.
- 17) 東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)・西日本高速道路(株): 設計要領 第一集 土工 【保全編】, 8-2-1 砕石堅排水工, 令和 2 年 7 月.
- 18) 社会資本整備審議会 道路分科会 第 23 回道路技術小委員会: 令和 6 年能登半島地震を踏まえた盛土のり面の点検 (報告), 資料-2, 2024.7.22.
- 19) 北口峻輝・常田賢一: 道路盛土における堤内ふとんかごの排水性および耐震性の評価、第51回地盤工学研究発表会、No.564, 2016.
- 20) 常田・小田・中平: 道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補強技術に関する研究開発, ISSN 1883-3594, No.17-4, 道路新技術会議 道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート, No.17-4, 2008.7.
- 21) 野村雄樹・常田賢一・寺西弘一: すべり破壊制御における人工基盤構造の適用性に関する検討, 土木学会関西支部, 第III部門, 2010.
- 22) 常田賢一・壁式改良工法研究会: 液状化による傾斜地の地盤流動を抑制する道路の活用対策, 第36回日本道路会議, 2025.11. (投稿済)
- 23) 常田賢一: 防災・減災、国土強靱化のための性能評価の最適化の実務一個別最適から全体最適への展開一, (一社) 地域国土強靱化研究所, 販売: 東京官書普及 (株), 330p. 2023.

以上