

橋台の側方移動対策ガイドライン策定 に関する検討（その2）

構造物メンテナンス研究センター

橋梁構造研究グループ

上席研究員 中谷 昌一

主任研究員 竹口 昌弘*

主任研究員 白戸 真大**

交流研究員 原田 健二***

交流研究員 野村 朋之****

* 現本州四国連絡高速道路株式会社(平成)

** 現国土交通省道路局企画課

*** 現不動産テトラ株式会社（平成 19 年度から平成 21 年度まで交流研究員）

**** 現戸田建設（平成 18 年度から平成 20 年度まで交流研究員）

要 旨

常時における橋台の側方移動現象は、軟弱地盤上の橋台が、背面盛土による偏載荷重の影響により、施工時または施工後に、主として橋軸方向に大きな変位を生じ、そのため種々の弊害を生ずる現象である。これらの現象に対して、土木研究所では、過去の事例分析、実験等を通して、側方移動判定値のI値を用いて側方移動発生の可能性の判定を行う手法を土木研究所資料としてまとめており、その成果が道路橋示方書に反映され、現在も運用されている。しかし、現在でも橋台の側方移動による橋台の損傷事例が報告されており、対策工の検討の不十分さ、施工における不適切さがその原因として考えられている。また、技術の進歩や施工に求められる要件の変化により、主流な対策工にも変化が見られる。このような現状を鑑みて、土木研究所資料第4124号では、現状の実務と設計体系の課題点を整理し、橋台の側方移動対策に関して設計から施工までの各種検討に資する参考資料として纏めた。本資料は、その後の側方移動事例等の分析結果を反映させて、土木研究所資料第4124号の内容を充実させたものである。

キーワード：軟弱地盤，橋台，側方移動，対策工，不具合事例

目次

1. はじめに	1
2. 実務上の課題	3
2.1 側方移動判定方法に関するミス	3
2.2 対策工の計画の考え方と検討不足による不具合の発生について	4
2.3 施工計画および施工管理における不具合について	9
2.4 計測管理の未実施について	9
3. 総則	10
3.1 適用の範囲	10
3.2 用語の定義	11
3.3 検討の手順	14
4. 無対策地盤上の橋台の側方移動の判定	16
4.1 側方移動判定式	16
4.2 側方移動判定のパラメータの設定	18
4.3 I値と橋台の移動量	22
4.4 I値による判定手法が適用できない場合の対応案	23
5. 側方移動対策工の検討	25
5.1 対策工の選定	25
5.2 載荷重工法	33
5.3 バーチカルドレーン工法	37
5.4 サンドコンパクションパイル工法	40
5.5 深層混合処理工法	43
5.6 軽量材料を橋台背面に用いた荷重軽減工法	49
5.7 押え盛土工法	52
5.8 基礎体抵抗法	52
5.9 その他の工法の適用性について	53
5.10 大きな制約条件下における対策工の検討	53

6. 側方移動対策工の施工	55
6.1 対策工の施工及び計測管理における一般事項	55
6.2 載荷重工法	57
6.3 バーチカルドレーン工法	59
6.4 サンドコンパクションパイル（SCP）工法	59
6.5 深層混合処理工法	60
6.6 軽量材料を用いた荷重軽減工法	60
6.7 押え盛土工法	61
7. 側方移動が生じた場合の対応	62
7.1 施工中に側方移動が確認された場合の対応	62
7.2 供用後に側方移動が確認された場合の対応例	64
資料 A 側方移動対策事例の調査	66
A.1 既往の調査で収集された側方移動事例	66
A.2 側方移動に関する実態調査	69
A.3 調査結果	69
資料 B 事例紹介	72
資料 B.1 施工中に橋台の側方移動が生じた事例 (1)	72
資料 B.2 上部工着手前に橋台の側方移動が確認された事例	77
資料 B.3 地震後に橋台の移動が確認された事例 (1)	80
資料 B.4 地震後に橋台の移動が確認された事例 (2)	84
資料 B.5 橋台背面の軽量材料の沈下事例	87
資料 B.6 施工中に橋台の側方移動が生じた事例 (2)	89
資料 C 軽量材料を用いた荷重軽減工法による対策事例の追跡調査	93
資料 C.1 調査の目的と概要	93
資料 C.2 調査結果	94
資料 C.3 まとめ	96
参考文献	98

1. はじめに

主として杭基礎に支持される軟弱地盤上の橋台の側方移動問題は、常時における橋梁構造物の損傷や構造物と盛土の取付部における段差等の原因となる現象である。

橋台の側方移動問題に対しては、昭和 50 年前後に活発な研究が行われており、旧日本道路公団、旧首都高速道路公団及び土木研究所では、側方移動事例の調査を実施し、その結果をもとにして各機関で要因分析を行い、橋台の側方移動の可能性に関する判定指標がまとめられた。土木研究所では、実際に側方移動が生じた事例調査の結果から、側方移動の要因として相関性が高いと考えられるパラメータを組み合わせた経験式から求まる側方移動判定値（I 値）による側方移動の可能性の判定手法が提案された。土木研究所資料第 1804 号¹⁾（以下、土研資料 1804 号と呼ぶ）には、これらの研究成果が取り纏められており、複数の要因が考えられる側方移動現象に対して簡易にその可能性の有無を概ね判別することが可能となった。

現行の道路橋示方書²⁾IV 編では、偏荷重を受ける基礎で側方移動の恐れがある場合は、その影響について検討することが規定され、さらに、側方移動判定値（I 値）が 1.2 以上の場合は側方移動のおそれありと判定してよいと解説されており、側方移動判定値は、道路橋設計実務における側方移動の可能性を判断するための指標となっている。

このように設計体系が整えられてきた一方で、依然として、施工時または施工後に橋台の側方移動が確認され、何らかの対応が必要となった事例が確認されている。また、近年の技術開発により、大深度においても早期に強度発現が可能な深層混合処理工法や、発泡スチロールや気泡混合セメント等の軽量材料により橋台背面の盛土重量の低減を期待する荷重軽減工法等、研究当時にはさほど一般的ではなかった方法により側方移動対策を計画・施工される事例も増えている。

橋台の側方移動問題は、土質、背面盛土の形状や寸法、構造物と地盤の相互作用だけではなく、施工条件や手順等の複合的要因が関与する。これまでに多数の研究や模型レベルでの実験、数値解析モデルを用いたシミュレーション等が行われてきているものの、側方移動問題に対する設計手法が確立されるまでには至っておらず、道路橋における I 値判定や鉄道橋、高速道路橋における F 値判定のような経験式を用いて検討しているのが現状である。海外では、Stewart ら³⁾が、杭基礎の水平変位量予測式の提案を行っている等の研究例もある。しかし、現時点では、道路橋において側方移動が生じた橋台の杭頭変位量の計測例はほとんどなく、変位量予測式の信頼性を評価することは難しい。この点に関しては、今後、挙動メカニズム等について、各種の実験的研究等とおして新たな知見が得られ、軟弱地盤上の橋台に対する計測管理データが蓄積されるようになれば、側方移動現象を定量的に評価することが可能となり、より高度な設計手法が確立されることも期待できる。また、現状の設計体系では、軟弱地盤条件における地盤の挙動を適切に設計計算に反映させることは非常に難しく、計算で考慮できるのは、実際の現象の一部であると認識

するのが適当である。

そこで、土木研究所資料第 4124 号⁴⁾では、新たな橋台の側方移動ガイドラインの策定に向けて、土研資料 1804 号¹⁾をベースとして以下に示す 5 つの検討を行った。

- 1) 現状における側方移動の事例及び対策工の採用実態について調査を行い、どのような問題点や課題があるのかを整理した。
- 2) 側方移動判定の考え方や根拠、設計におけるパラメータの基本的な設定方法について再度整理して示す。さらに、側方移動対策として有効と考えられる工法のそれぞれについて、基本的な設計方針や検討するに当たっての留意点等を示す。
- 3) 実際の施工時における配慮や施工手順が側方移動の有無の要因となるので、施工に関する基本的な考え方や考慮しておくべき留意点について、事例調査より明らかとなった実態や、不具合事例等を交えて紹介する。
- 4) 施工に付随して、いまだ側方移動のメカニズムが解明されない現況を鑑みて、軟弱地盤における計測管理、計測記録の実施について提案する。
- 5) 施工中に側方移動が生じた場合、どのように対処するかについて基本的な考え方と留意点を示す。また、供用後に側方移動が確認され、対策が施された事例について紹介する。

そして、以上の検討成果を、試みにガイドラインの様式でまとめた。側方移動対策工の検討において留意すべき点や検討すべき項目について述べているものの、抽象的な表現となっている部分が少なくはなく、また、設計計算を行う方針が示せない事項については、経験的に仕様を提案している項目もある。これは、上述したように、軟弱地盤における地盤や構造物の挙動が、未だ未解明であることが要因となっている。そのため、現在得られている知見、未解明な点、今後の課題についても出来るだけ示すことにより、注意喚起を促した。

本資料は、大部分の内容は土木研究所資料第 4124 号から変えていないが、参考資料に、土木研究所資料第 4124 号を発刊した後に報告された側方移動の事例、軽量材料により対策された橋台の対策効果の追跡調査結果を追加し、これらの追加した情報に基づき側方移動対策工の検討において留意すべき点にフィードバックさせたものである。

今後とも、側方移動現象や対策工の効果などの未だ解明されていない事項に対する知見や実験及び実施工におけるデータの蓄積や、効果的な対策工がフィードバックされる等によって、軟弱地盤上の橋台の側方移動問題に対する設計、施工、管理を進めていくためのガイドラインとして成案化していく必要がある。

なお、本資料をまとめるにあたり、全国の地方整備局から貴重な設計資料の提供や意見照会等、多くのご協力をいただきました。ここに、関係各位のご厚志に対して深甚の謝意を申し上げます。

2. 実務上の課題

本資料では、まず最初に、土研資料 1804 号¹⁾の検討で収集された既往の側方移動事例と、平成 18 年度に新たに収集した側方移動対策事例について調査、分析を行うこととした。これらの概要については、巻末の資料 A にまとめている。ここでは、事例調査結果から推察される設計、施工上の問題点等を整理する。

2.1 側方移動判定方法に関するミス

2.1.1 I 値の適用限界とその対応について

現在の道路橋下部構造の設計実務における側方移動判定法に着目すると、対策工検討前や対策工の効果を確認する方法としては、道路橋示方書に解説される側方移動判定値（I 値）により行われることが多いようであるが、その適用には以下に示すようないくつかの条件や制約がある。1) I 値による側方移動の判定は、検討対象となる地盤が一様であることが条件である。2) I 値の判定は橋台背面のある断面におけるパラメータを用いて計算されるため、その判定の結果、対策が必要となったとしても、どの範囲について対策工を行えば良いかを吟味することが出来ない。3) 複雑な地層構成を考慮する必要がある場合には、側方移動の可能性を判定することは想定されていない。4) I 値による判定方法は、側方移動対策工の効果を確認するための手法として検討されたものではない。例えば、サンドコンパクションパイル工法のような物理的に地盤の安定処理を行う工法では、検討対象となる地盤が砂による置き換えにより水平方向に不連続となるので、I 値による判定法は適用できない。

このような I 値の適用限界から、実務においては、側方移動問題を円弧すべり問題として捉え、安定に対する検討が行われることが多い。しかし、極限解析である円弧すべり解析と、それに伴って生じる地盤の変位量は関連付けられたものではない。側方移動現象は、実際に側方移動を生じた地盤に円弧すべりが確認されない等、すべり問題では説明できず、実際の挙動は、軟弱粘性土のせん断変形や圧密沈下による軟弱地盤の流動化、背面盛土の形状や杭と躯体の相互作用の影響等、さまざまな要因が関与するものと考えられている。したがって、円弧すべり問題として評価することは適切に実際の挙動を評価することにはならない。また、便宜的に、側方移動問題を円弧すべり問題に置き換えて評価する場合でも、重要構造物である橋梁と盛土構造物の取付部における変形に対する余裕が小さい場合のすべり安全率と、ある程度の変形を許容する一般的な土構造物におけるすべり安全率を同一に考えることは適切ではないだろう。

そこで、本資料では、側方移動判定値決定の根拠となった資料を再整理して、円弧すべり計算で算出される安全率と側方移動の有無の関係について検討することとした。

2.1.2 I 値の計算時におけるパラメータ設定の曖昧さ

側方移動対策事例の調査から、側方移動判定に用いる軟弱層厚や背面盛土高さ、粘着力の設定等、パラメータの取り扱いに関して、設計者の判断にばらつきが見られた。

例えば、盛土高に関して、設計者の一般的な考え方としては、単純に現地盤面からの盛土高をパラメータとしてI 値を算出し、側方移動の可能性の有無を評価する傾向があるように見受けられる。しかし、背面盛土高さについては、橋台の前背面の地盤高に差がある場合や、巻末の**資料 B**でも紹介するように、橋台前面地盤が将来的に現地盤面よりも掘り下げられるような条件では、完成形としての橋台背面の偏載荷重を考慮して設定するのが適切と考えられ、橋台背面だけの盛土形状に着目し、入力するパラメータを設定することは、危険側の評価となってしまう。

本資料では、このような設計値の設定時の曖昧さを考慮して、I 値を算出する際に用いる側方移動判定式に入力するパラメータの設定方法について再度整理することとした。

2.2 対策工の計画の考え方と検討不足による不具合の発生について

資料 A に示すように、平成 18 年度に実施した事例調査では、実務で採用される対策工について、以前に比べて深層混合処理工法による地盤改良法や、橋台背面の盛土の代わりに軽量材料を用いた荷重軽減工法の採用が増えている。これは、側方移動対策工として、時間が掛かってでも確実に圧密を促進させ、自然のプロセスを利用して基礎地盤全体を強化しようという従来の対策工の基本的な考え方が、セメント系改良材による軟弱地盤の固化や、貧配合のコンクリート等による上載荷重の軽量化によって対処するという速効性を重視した対策工の考え方に変化していることを示している。特に、深層混合処理工法は大深度にも対応が可能となっており、速効性以外に適用範囲の広さにも期待されているものと考えられる。また、荷重軽減工法に用いられる軽量材料には、上載荷重の軽減効果だけでなく、橋台に作用する土圧の軽減効果も期待されているようである。これらの側方移動対策は、構造体（人工物）を利用するものであり、自然のプロセスを利用して改良された地盤とは異なる挙動を示すことに留意しておく必要がある。また、前述したように、I 値による側方移動の判定方法が適用できない等、各対策工法特性によりその効果の確認方法は異なる。

資料 B.6 などからも考察されるように、また、近接施工における影響範囲の設定でも考慮されているように⁴⁾、-2.1 に示す橋台後趾位置と軟弱層下層との交点から 45 °線で立ち上げた範囲の軟弱粘性土が移動しないように対策する必要がある。すなわち、橋台の構築後、影響範囲の直上ならびに背後等からの荷重によって影響範囲内の土を動かさない・変形させないように対策することが基本となる。

本資料の 5. 及び 6. では、近年主流となってきたこれらの対策工法を含めて、各側方移動対策工の計画及び施工における基本的な考え方や留意点等を示すこととした。本節では、平成 18 年度の

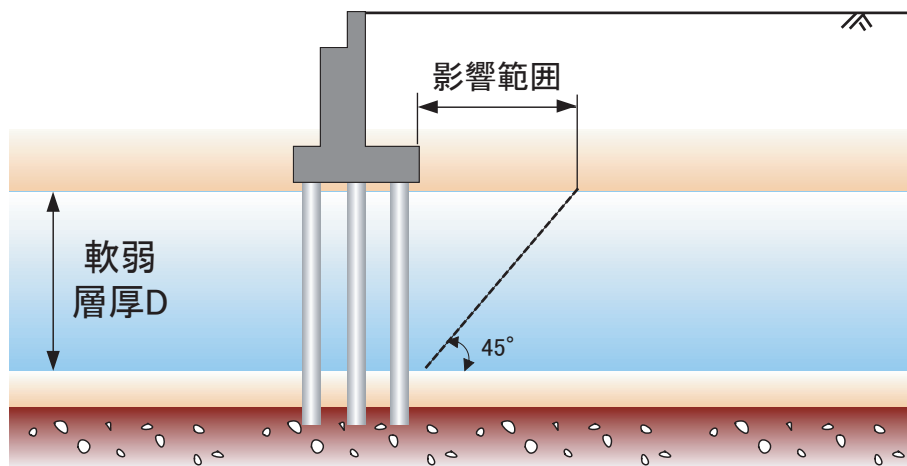


図-2.1 橋台の側方移動に影響を及ぼす軟弱粘性土の範囲の概念図

調査で比較的良好に見られた側方移動対策工を対象に、各対策工法の計画における主な着目点について概説する。

2.2.1 深層混合処理工法の計画

近年の側方移動対策としての地盤改良法は、深層混合処理工法の採用が多い。深層混合処理工法を橋台背面に計画する際には、すべり抵抗の増加に対する安全性を評価するだけでなく、改良体の集合を地中構造物として考えた場合の挙動に対する安定や、改良体に発生する応力、地盤全体系の安定等にも留意する必要がある。

単純に円弧すべり安全率を満足するように設計すると、例えば、図-2.2(1)のように、狭い改良範囲でも十分に所定のすべり安全率を満足することが可能であろう。しかし、改良範囲が狭いと、改良体の集合が一体となって土圧等の外力を受け、改良体の集合が滑動あるいは転倒する可能性がある。また、円弧すべり安全率を満足しているという理由で、図-2.2(2)に示すような改良範囲とすることも考えられる。しかし、着底地盤の下層に圧密層が存在するような場合は、圧密沈下の影響により橋台背面の沈下等の変状が生じる可能性がある。

このように、設計実務においては、側方移動に関する評価のみならず、特に改良範囲が狭い、改良地盤下層に沈下の恐れがある場合等は、転倒、滑動、支持や沈下量に対する外部安定の照査や内部応力に対する安定照査を行っておくことが重要である。

しかし、外的安定、内的安定等の必要な照査を行い、深層混合処理工法の仕様を決定したにも関わらず、側方移動が生じたとの報告もある。また、図-2.2(3)に示すように、改良率が低い場合には、圧密沈下等の影響で軟弱粘性土が改良体間をすり抜けて、改良体の曲げ・せん断破壊により、基礎に過大な側方流動圧が作用する可能性が考えられる。これは、軟弱地盤そのものの挙動や改良体の力学的挙動について未だ解明されていない点があることや、深層混合処理工法の施工による改良強度や鉛直精度のばらつき等が要因となっていることも考えられる。したがって、こ

のような不具合を出来るだけ少なくするためには、地盤改良の仕様を計算結果のみならず、施工実績等も加味して設定する必要がある。

そこで、単純には、深層混合処理工法の対策範囲を図-2.3 に示すように、橋台後趾位置と軟弱層下層との交点から 45° 線で立ち上げた範囲の粘性土を固化し、変形を妨げることが考えられる。ブロック改良に近い挙動であることを狙い、改良率は接円改良以上（78.5 %以上）とすることを原則とした。ここに示す対策範囲は、すべり破壊を生じた場合の破壊面と水平面のなす主動崩壊角 $45^\circ + \phi/2$ から設定したもので、かつ、軟弱地盤におけるせん断抵抗角を期待しないものとし、主動崩壊角の 45° の範囲を対策範囲としておけば、施工実績の面からも大きな問題は生じないと考えた。

ここで示した対策範囲や改良率の仕様は、施工実績や工学的な知見から安全側になるように提案したものである。したがって、軟弱層が厚い場合など、条件によっては工事費に占める対策工のコストが大きくなる可能性もある。しかし、軟弱地盤における構造物工事においては、経済性を重視すれば、それに応じて不具合が生じるリスクも高くなる。時間をかけて確実に地盤を強化させることができないのであれば、コストをかけて確実な対策工を検討することが適切と考える。

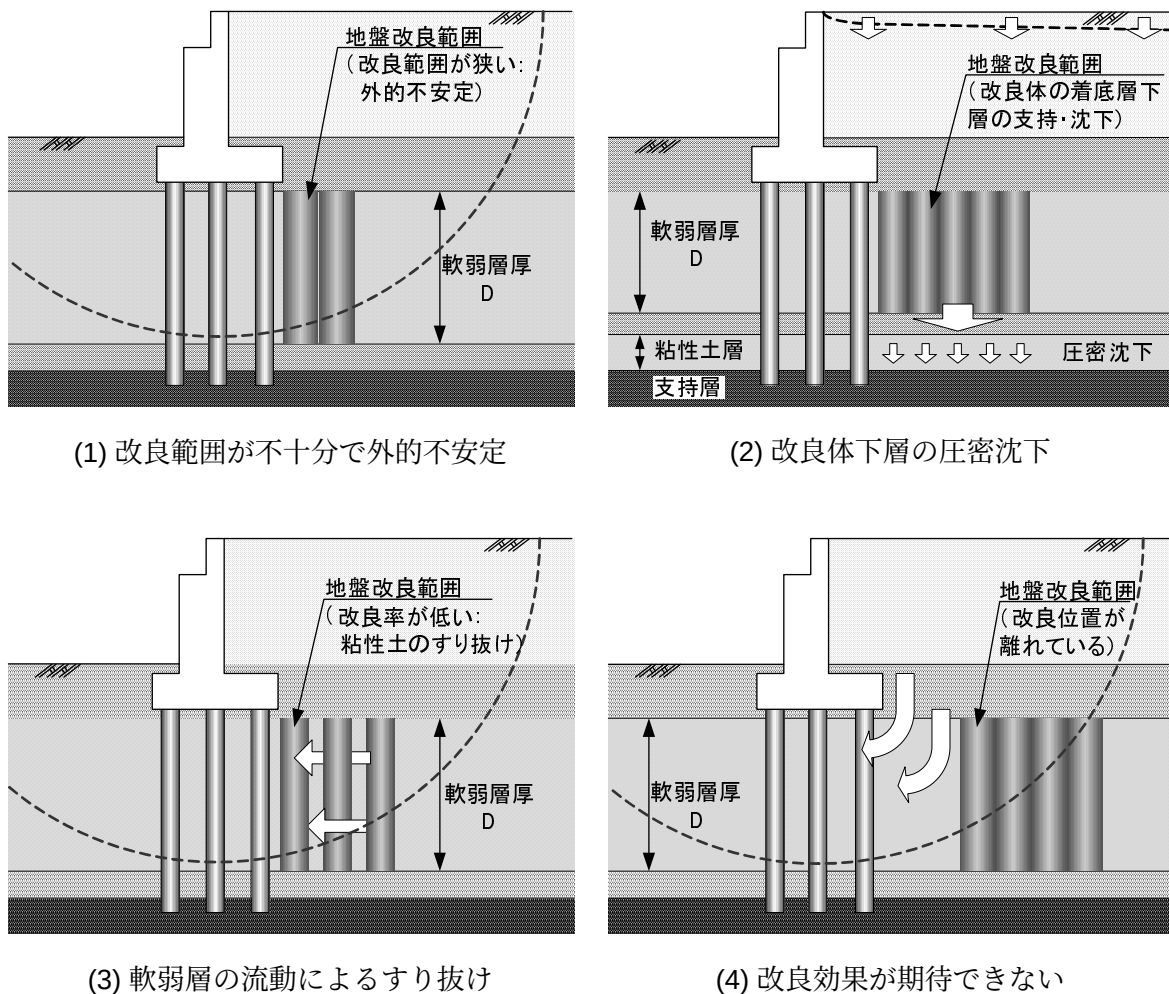


図-2.2 地盤改良法の計画における留意点

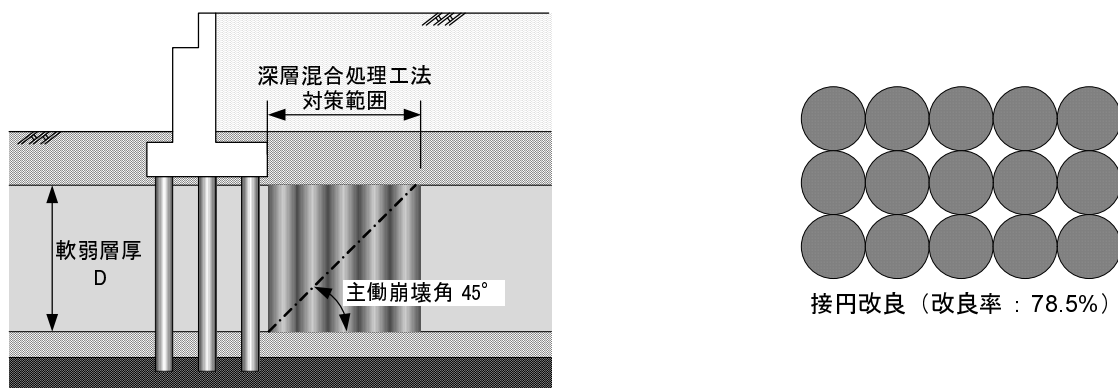


図-2.3 深層混合処理工法の対策範囲

特に、基礎が損傷を受けると、その補修・補強は容易ではないことから、初期にしっかりとした対策を施しておくことが望ましい。

別な考え方としては、図-2.1 を取り囲むように格子状配置をし、影響範囲外からの荷重に対する粘性土の変形を生じさせないようにしつつ、影響範囲内直上からの荷重に対しては別途対策を施すなどの代替案も考えられるが、詳細の検討方法は現在のところ定かでなく、今後の研究が期待される。また、あらかじめ構造物の耐力や変形性能に応じて設定した管理値の範囲で、変形等を許容し、継続的な計測管理によって適切な時期に補修・補強を施す方法も考えられる。長期的な計画を立案し、これを実行する必要があるため、ライフサイクルコストはかかるが、初期のコストを抑えることが期待される。長期の観測を通じて、採用した対策工の効果を定量的に評価することも可能となる。今後、設計・施工から計測・維持管理までを含めた総合的な計画を立案して、実際の挙動を計測してデータを蓄積し、必要な改良率や改良範囲等の設計や工法の適用性を評価することが望まれる。

上記の点を含めて設計における留意事項等を 5. に示しているので参照されたい。

2.2.2 軽量材料を用いた荷重軽減工法の計画

側方移動対策として軽量材料を用いた荷重軽減工法を採用する場合、図-2.4(1) に示すように深層混合処理工法と同様の考え方で、主働崩壊角の範囲以上の十分な対策範囲を計画することにより、側方移動に影響を及ぼすと考えられる範囲の上載荷重を軽減させる。なお、対策範囲の背後からの盛土荷重により対策範囲内の軟弱土が変形、移動することが無いように、橋台工や軽量盛土工に先立って、対策範囲より後方の盛土を実施し、盛土下の軟弱土の圧密変形が収束しているとならせる状態にしておくのがよい。

しかし、軟弱層が厚い等の理由で対策範囲が大きくなるほど費用がかかることから、例えば、図-2.4(2) のような形状として橋台背面の一部分にのみ軽量材料を使用して橋台に作用する土圧軽減を図る一方で、軽量材料の使用による上載荷重の軽減効果を見込みつつ、地盤改良法等、その他

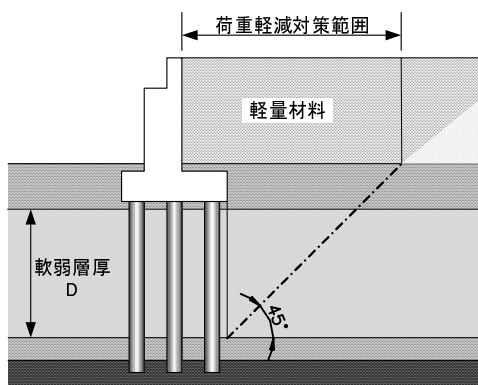
の工法を併用して側方移動対策を計画している事例がある。このとき、橋台は土圧を考慮しないものとして計算され、基礎および躯体規模の減少等によるコスト縮減を図っている。

このようにして設計された橋台及び基礎構造物について懸念されるのは、通常の場合に比べて剛性が低くなる点である。特に地震時において、軽量材料の背後地盤や基礎地盤の全体的な移動に対して十分な剛性を確保できず、想定外に大きな移動を生じさせてしまう可能性がある。**資料 B**にも示すように、背面に軽量材料による土圧軽減効果を期待して設計された橋台が、大きな地震の発生後に移動が確認されたとの報告もある。その原因は現時点では明らかでないが、大きな地震により生じた地盤の変状や軽量材料を含む橋台背面からの作用に対して、基礎の水平抵抗力が不足していたことも考えられる。

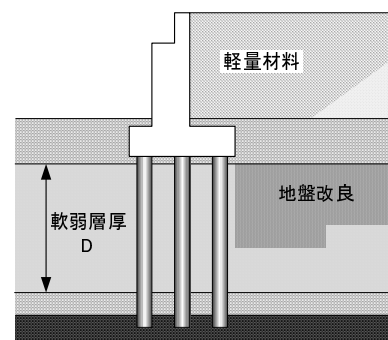
軽量材料を橋台背面に用いた場合の地震時の土圧軽減効果やその挙動については、いまだ未解明な点があり、今後の課題とされる。現時点では、軽量材料の地震時挙動に関して以下のような研究がある。

文献⁵⁾⁶⁾では、橋台背面に軽量材料を用いた橋台に中規模地震が作用したときの動的挙動を解明するため、遠心模型実験及び動的解析を試みている。これらの研究では、橋台背面の軽量材料の形状、材料の違いによる土圧軽減効果の確認実験が行われ、土圧はゼロではないこと、軽量材料により構築される範囲が広いほど橋台背面の土圧軽減には効果があることが確認されているが、軟弱地盤上における挙動や大地震時の挙動は対象にしていない。

また、土木研究所でも、気泡混合セメントの耐震性を評価するための動的遠心力模型実験が行われている⁷⁾。これは、動的遠心力模型実験における気泡混合セメント構造物の地震時挙動を応力加速度、残留変位の面から観察し、耐震性の検討および効果の確認を行ったものである。実験は、山岳道路における適用を想定したものであり、軟弱地盤上の軽量材料で構築された構造物の挙動や抗土圧構造物としての挙動を対象にしたものではないものの、気泡混合セメントの強度が十分でないと、端部への応力集中による圧壊が生じること、水平方向の入力加速度に対する応答が増幅すること、トップヘビーな構造であることに起因して、盛土体と地山が分離した際に鉛直方向



(1) 軽量材料を用いた荷重軽減法による
側方移動対策の例



(2) 軽量材料により橋台背面の
土圧軽減を期待する例

図-2.4 軽量材料の橋台背面への適用例

の応答加速度が大きくなること等が報告されている。

今後は、更なる実験や解析等により軽量材料を含む地盤や構造物の挙動を明らかにし、設計手法を確立していく必要がある。

2.3 施工計画および施工管理における不具合について

側方移動対策の検討が必要な地盤は、一般に地盤の比較的浅い位置から軟弱層が厚く堆積していることが多く、施工手順によっては地盤が乱れて強度が低下し、結果として施工の進捗に伴い地盤変位を生じさせてしまう恐れがある。過去の事例では、基礎、躯体の施工後に背面側の基礎地盤の改良を行い、橋台に変状を生じさせた例もある。このようなことから、施工においては、地盤条件や周辺状況を考慮して、適切な工法の採用や施工手順を検討することが望ましい。また、施工管理では、周辺構造物の変状や周辺地盤の隆起、陥没といった変化に配慮しておく必要がある。本ガイドラインでは、上記のような施工上の問題点が考えられる側方移動事例の概要について、巻末の**資料 B**の中で紹介している。施工計画の立案等の参考にされたい。

2.4 計測管理の未実施について

側方移動問題が顕在化するのとは、施工中に異常が確認された場合、下部工の工事が終了して上部工工事に着手する際の測量時、供用後の点検で構造物の変状や損傷を確認したとき等、様々なタイミングがある。このため、日常的に計測管理を行い、記録を残しておくことは、早期発見による被害の最小化、原因究明の一助となる。

しかし、計測管理の実態について、側方移動対策工が実施された後は橋台の変状はないものと考え、施工中の橋台変状の有無を確認する記録が行われていないようである。したがって、対策工の効果を確認することや、対策工を行ってもなお、橋台の変状がどのような経緯で生じたのかを知ることが難しい。本資料では、不具合の早期発見という目的のみならず、対策工の妥当性を評価するという観点からも、軟弱地盤における橋台の施工時においては、対策工を行った場合においても、継続的に橋台の変状の有無や変形方向、躯体の損傷状況等を確認し、記録を残すことが望ましいと考え、**6.**では、施工時における計測管理の実施についても提案している。

3. 総則

3.1 適用の範囲

本ガイドラインは、道路橋における軟弱地盤上の橋台に対して、無対策時における側方移動の有無の判定と、対策工が必要とされた時の検討を実施する際に適用する。

本ガイドラインでは、橋台の側方移動に対する発生の有無の判定から対策工まで、側方移動防止対策に関する一連の検討要領をとりまとめた。この適用は基本的に新設する道路橋の橋台を対象としているが、すでに側方移動により変状を起こしている橋台の復旧対策を検討する際にも参考にできる。なお、本ガイドラインに規定されていない事項については、次の指針類によるものとする。

- | | |
|--|------------|
| (1) 道路橋示方書・同解説 ²⁾ I 共通編, IV 下部構造編 | (社) 日本道路協会 |
| (2) 杭基礎設計便覧（平成 18 年度改訂版） ⁸⁾ | (社) 日本道路協会 |
| (3) 道路土工 軟弱地盤対策工指針 ⁹⁾ | (社) 日本道路協会 |
| (4) 道路土工 のり面工・斜面安定工指針 ¹⁰⁾ | (社) 日本道路協会 |

3.2 用語の定義

(1) 橋台の側方移動

軟弱地盤上に設けられた橋台が、背面盛土の偏載荷重によって施工時または施工後に主として橋軸方向に大きな変位や傾斜を生じ、そのために種々の弊害を生ずる現象をいう。

(2) 無対策時における側方移動の判定指標

現況の地盤条件において、軟弱地盤上に計画される橋台が側方移動を生ずるか否かを判定する工学的指標をいう。

(3) 橋台移動の有無

側方移動による変状の有無を区分したものをいう。

- 1) 変状あり： 変位が大きく橋台形式の変更あるいは継手、沓の補修が行われたもの、および変位は比較的小さいが伸縮継手間隔のないもの、また開きの大きいもの。
- 2) 変状なし： 全く変位が認められないか、あるいは、変位があっても橋の維持管理上問題がないとされたもの。

(4) 地盤の側方流動

盛土等による偏荷重によって、常時において粘性土地盤が主として水平方向に変位する現象をいう。

(5) 側方流動圧

橋台背面地盤の側方流動によって橋台基礎に作用する荷重をいう。

(6) 側方移動対策効果の判定基準

側方移動対策を行った橋台が側方移動の恐れがないかを判定するための指標をいう。対策工法の種類やその効果によりその評価方法は異なる。

(1) 橋台の側方移動

橋台の側方移動は、図-3.1に示すように、軟弱地盤上に設けられた橋台が背面盛土という偏載荷重の影響により、施工時または施工後に、主として橋軸方向に大きな変位や傾斜を生じ、そのために種々の弊害が生じる現象をいう。これまでの被害形態としては、次のものが指摘されており、特にパラペットと桁の隙間および伸縮装置の変状が目立っている。

- 1) 沓の破損および沓座からの脱落
- 2) 伸縮装置の遊間異常、破損

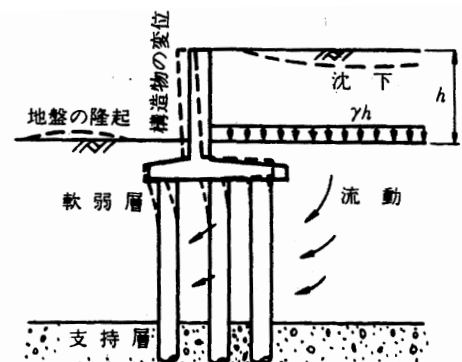


図-3.1 側方移動現象¹⁾

3) パラペットと桁の密着，これに起因するパラペットの破損

4) 橋台の変位に伴う基礎各部の変状，特に，杭基礎の場合の杭頭付近の破損の恐れ

変状を起こす時期としては，背面盛土の施工中や施工直後から竣工後数年が経過した時点まで様々であり，地盤条件や施工条件および施工手順等にもよるが，一般に前者が多いようである。

(2) 無対策時における側方移動の判定指標

橋台の側方移動は軟弱地盤の側方流動に起因すると考えられるが，軟弱地盤中に杭やケーソンのように土に比べて剛性の高い基礎が存在する場合，その安定性の判定は土構造物の場合ほど容易ではない。側方移動の有無を簡易に判定する判定指標としては，道路橋示方書²⁾IV 下部構造編に示される側方移動判定値（I 値）がある。I 値による側方移動判定法は，基本的に，側方移動対策が行われていない一様な地盤上に設置される橋台を対象に検討されている。その他，載荷重工法により事前対策を行った地盤は，対策範囲全体で圧密排水による強度増加が期待できるため，改良された地盤も一様な地盤であると見なせるものと考え，I 値による判定の検討対象とすることができる。

(3) 橋台移動の有無

橋台移動の有無の判断は，以下に示す判断基準を適用する。これは，土研資料 1804 号¹⁾で示されたものである。

側方移動による変状の程度は，構造物の任意の位置における水平移動量により定量的に表すのが望ましいが，一般に継手間隔や沓の補修状況等から定性的に判断しているのが実状である。よって変状の有無は，沓や伸縮継手の状況から区分することを基本とした。変状の有無と橋台の移動量 δ の関係は，概ね次のとおりである。

変状あり $\cdots \delta \geq 2 \text{ cm}$

変状なし $\cdots \delta < 2 \text{ cm}$

上記の関係は，既往の調査¹⁾で，橋台の移動の程度を分類したものが基になっていると考えられ，移動量が 2cm 未満の橋台については，移動が認められない，または維持管理上問題がないものとされている。ここでの移動量は，沓の移動量や伸縮装置の遊間の変化を計測したものであり，橋台基礎の変位ではない。すなわち， $\delta < 2\text{cm}$ であれば基礎の移動はないものと判断するということであって，基礎の水平変位量の照査を行っているわけではないので留意されたい。現行の設計体系にあっては，側方移動が懸念される場合には，これを未然に防止する対策を別途に施し，側方移動のおそれのない状態を前提として基礎の安定照査を行うということを理解されたい。

言い換えれば、杭基礎の設計における水平変位量の照査は、当該地盤においてすべりや移動などの変動がないことを前提として、基礎の各部材の力学的特性が弾性域を超えることなく、基礎を支持する地盤の力学的特性に大きな変化が生じていないことを担保するために行うものである。橋台基礎の場合には、長期的な変位の増大を被りやすい環境にあることを念頭に置いて、常時において 15 mm と厳しく制限し、初期の構造において余裕のあるものとしておく戦略がとられている。

なお、様々に設計時点において検討し対策を行ったにも関わらず、長期の供用を経る中で側方移動してしまった基礎については、基礎の移動・変形の実態調査およびその結果を踏まえた逆解析などにより健全性を評価し、残存する基礎に期待する耐力や抵抗を考慮しながら補修・補強等の対策工の立案を行うことになる。

(4) 地盤の側方流動

軟弱な粘性土地盤上に盛土等の荷重を載荷すると、時間変化を伴う大きな地盤の変形が生じる。この変形は載荷直後の即時変形（せん断変形）と体積減少に起因する圧密変形に区分されるが、橋台の側方移動は変形の発生時期から判断して前者に起因すると推定される。このような粘性土地盤の即時変形のうち、水平方向の移動を側方流動と称することとする。地盤の側方流動は盛土の施工に伴う地盤の流動現象としてよくみられる。

(5) 側方流動圧

橋台の側方移動の対策工法の 1 つに、基礎杭の肉厚や本数を増加させ、基礎の剛性を高めることによって構造物自体の抵抗力に期待する方法（基礎体抵抗法）がある。この方法による場合、側方流動圧を正しく評価することが重要である。既往の研究によれば、1) 基礎地盤を半無限弾性体と仮定したときに、盛土荷重により生じる応力を用いてモデル化したもの、2) 盛土荷重の関数として半経験的に設定したもの、3) 地盤変位の関数にしたものなど、種々の提案がなされている。杭基礎設計便覧⁸⁾では 3) の方法が示されている。

(6) 側方移動対策効果の判定基準

側方移動の可能性の有無を判定した結果、対策が必要と判定された場合は、後述する対策工法を参考に、側方移動対策の検討を行う必要がある。対策工法の検討は、側方移動を生じないことを目標に設計されるが、その対策効果の評価方法は工法等によって異なる。

したがって、それぞれの対策工法がどのような効果を発揮するのかを把握し、その効果を適切に反映する必要がある。

3.3 検討の手順

軟弱地盤上の橋台の側方移動対策に関する検討は、下図に示す手順によって行う。

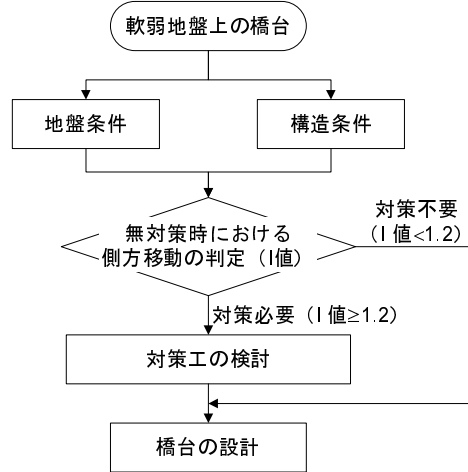


図-3.2 側方移動対策検討フロー

(1) 無対策時の側方移動の判定

軟弱地盤対策を行っていない地盤上に計画される橋台が側方移動する可能性があるか否かの判定は、側方移動判定値（I 値）により行うこととした。側方移動判定の具体的方法とその留意点は 4. に示す。ここで側方移動が生じないと判定された場合、側方移動が生じる可能性が低いと考えて橋台を設計すればよいが、移動を生ずる可能性があるとは判定された場合は対策工を施す必要がある。なお、橋台の側方移動の検討を要する軟弱地盤は、次の 1), 2) や巻末の**資料 A**などを参考に判断すると、 N 値が 6 以下、又は一軸圧縮強度 q_u が 120 kN/m^2 以下のいずれかに当てはまる粘性土を有する地盤と考えられる。

1) 道路土工 軟弱地盤対策工指針⁹⁾：軟弱地盤の一般的な目安

- 泥炭地盤 : N 値 ≤ 1 又は $q_u \leq 40 \text{ kN/m}^2$
- 粘性土地盤 : N 値 ≤ 4 又は $q_u \leq 100 \text{ kN/m}^2$

2) NEXCO 設計要領 第 I 集：側方移動を検討する軟弱地盤¹²⁾

- 泥炭質地盤および粘土質地盤
 - － 層厚 10 m 未満の場合： N 値 ≤ 4 又は $q_u \leq 60 \text{ kN/m}^2$
 - － 層厚 10 m 以上の場合： N 値 ≤ 6 又は $q_u \leq 100 \text{ kN/m}^2$

3) 側方移動が生じやすいと考えられる軟弱地盤（**資料 A** 参照）

- 粘性土地盤 : $q_u \leq 120 \text{ kN/m}^2$

ただし、橋台の側方移動は、軟弱層厚の規模や傾斜の有無、層序など多くの要因が複合的に関係して生じると考えられることから、側方移動の検討を要する軟弱地盤の対象は広く考えるのがよい。

なお、橋台の側方移動問題における軟弱層の取り扱いについては、軟弱粘性土層が対象であると考えればよい。これは、橋台の側方移動の要因としては、軟弱粘性土層のせん断変形による地盤の側方流動が支配的であること、軟弱粘性土層の介在しない砂質土層には、上載荷重の分散効果が見込めること、杭の抵抗力の増加が見込めること等、側方移動に抵抗する特性を有すると考えられるからである。ただし、ゆるい砂質土に関しては地震時の液状化問題があり、これについては別途検討が必要となる。

(2) 対策工の検討

無対策時における側方移動の判定を行い、I 値が 1.2 以上であれば、側方移動対策工の検討を行う。地盤条件、施工条件等を総合的に比較検討して、最適な工法を選定する。各対策工の特徴、設計・施工上の留意点は 5. および 6. に示す。

(3) 橋台の設計

側方移動対策を行う場合は、その影響を考慮して橋台の設計を行う。ここで、設計する橋台は軟弱な地盤上に設置されることから、側方移動の生じる恐れがあるか否かにかかわらず、橋台背面の盛土による地盤のすべり破壊に対する安定や沈下の影響について検討するのが良い。

4.1.1 側方移動の判定基準

橋台の側方移動はいくつかの複合的な要因が重なって生じるから、これらの要因を組合せ、簡潔でなおかつ既往の事例を的確に説明できるものでなければならない。このような観点から、既往の調査データを分析して定められた側方移動判定値（I 値）を判定基準としている。上記の考え方は、土研資料 1804 号¹⁾と同一のものである。

4.1.2 I 値の算定式

I 値は、側方移動が背面盛土の安定と深く関連していることから、安定係数を基本とし、構造物と地盤の相互作用を考慮して 3 つの係数で補正した形となっている。

(1) 安定係数 $N_s = \gamma \cdot h / c$

斜面の安定解析に使用する安定係数 N_s は斜面の限界高さ H_c と粘性土の単位重量 γ および粘着力 c をもちいて $N_s = \gamma \cdot H_c / c$ で定義され、斜面の傾斜角と粘土層の深さによって N_s が一定の値以上になると斜面崩壊の生じることが知られている。軟弱地盤上の橋台の安定性も基本的にはこれらの安定係数 N_s と同様の概念で論じることができるものと考えられる。このため、移動の判定の指標の基本量として安定係数を導入したものであるが、 $\gamma \cdot h$ については軟弱層の流動の原因となる偏載分の荷重強度をとるべきである点が異なっている。

(2) 軟弱層厚に関する補正係数 μ_1

土研資料 1804 号¹⁾によると、側方移動を生じた橋台の移動量は、軟弱粘性土地盤の層が厚いほど大きくなる傾向があった。このため、I 値の判定式では、その効果を評価した補正係数を考慮している。地表面からある程度の厚さを有する砂層が存在する場合は、軟弱粘性土地盤に作用する盛土による偏載荷重の大きさが分散効果により低減することや、杭やケーソンに対する反力が増大することなどから、側方移動に対する抵抗力が増加するので、この補正係数は同時にこれらの効果も見込んだものとなっている。

(3) 基礎体抵抗幅に関する補正係数 μ_2

地盤の側方流動に伴って基礎構造に側方流動圧が作用するが、基礎体の幅が広いほど作用する土圧は大きくなり、橋台の移動量も大きくなる。例えば、杭基礎の場合、軟弱地盤が流動する際に杭体と杭体の間をすり抜ける効果があるため、この効果を評価する必要がある。ここでは、軟弱地盤中に存在する基礎の幅と橋台全幅との比をもって基礎体の抵抗幅に関する補正係数とした。

(4) 橋台の長さに関する補正係数 μ_3

土研資料 1804 号¹⁾によると、橋軸方向の杭列数と橋台の移動量の関係を調べると、杭列数が多いほど移動する割合が小さくなっていることから、橋軸方向の杭列数が多くなるほど橋台長さが長くなると考え、補正係数を設定している。補正係数 μ_3 は、橋台の橋軸方向の長さが側方移動を抑える効果を表したものであり、軟弱層の厚さの影響を最も大きな補正要素と考え、それに対する比をもって補正係数 μ_3 とした。

4.2 側方移動判定のパラメータの設定

I 値を計算するうえでの各パラメータの設定方針を以下に示す。

4.2.1 盛土材料の単位重量 γ

盛土材料の単位重量 γ (kN/m³) は下記のような方法によって求められる。

- 現場密度試験
- 現位置の裏込め土から採取した土質試料を用いた室内試験による方法
- 対象とする盛土材の締め固め試験

しかし設計実務においてはこれらの数値が得られないことが多いので、その場合は、表-4.1 のような設計基準類に提示されている数値を参考に設定してもよい。

表-4.1 盛土材料の単位体積重量（道路橋示方書²⁾）

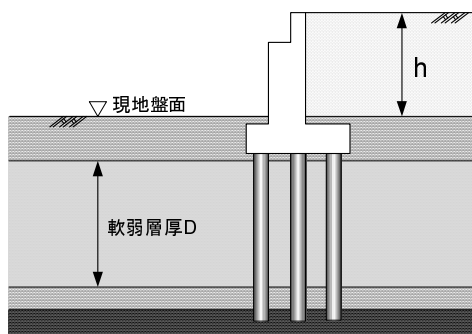
盛土材料	単位重量 (kN/m ³)
砂及び砂れき	20
砂質土	19
粘性土	18

4.2.2 盛土高 h

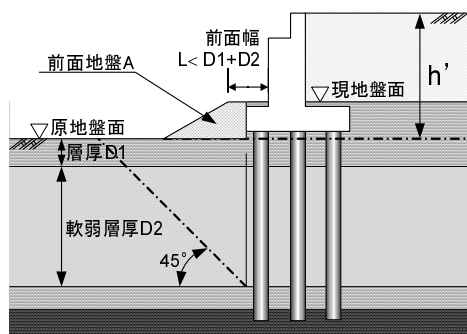
盛土高 h (m) は、橋台背面の地盤に盛土荷重が載荷されることにより、側方移動に影響を及ぼす高さであり、将来にわたって長期的に作用する偏載荷重を考慮した高さで評価する必要がある。一般的な施工法による橋台では、橋台前面地盤の状況に応じて下記のように盛土高を評価するものとする。

(a) 前面地盤が傾斜していない場合

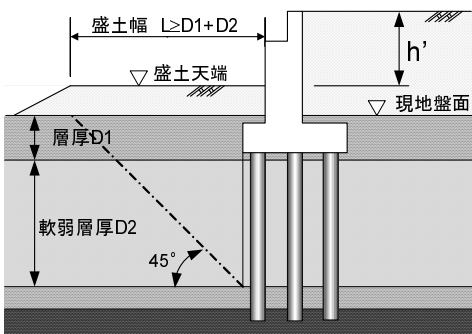
図-4.2(a) に示すように、現地盤から上位に載荷される盛土高を h とする。



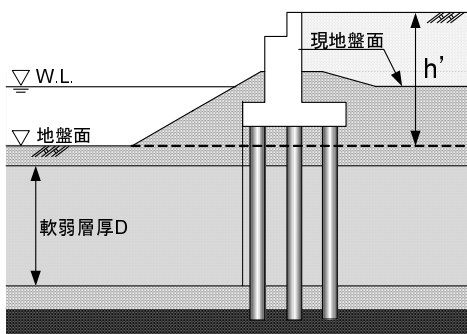
(a) 前面地盤が傾斜していない場合



(b) 前面地盤が傾斜している場合



(c) 前面に押え盛土がある場合



(d) 前背面の地盤高が異なる場合

図-4.2 橋台背面の盛土高 h の評価

(b) 前面地盤が傾斜している場合

図-4.2(b) に示すように、橋台前面地盤の天端幅が小さく、偏載荷重が大きくなるような形状で地盤が傾斜している場合は、図に示される前面地盤 A の部分の抵抗を期待することができないものと考え、橋台前面の法尻側の現地盤高さと橋台背面の盛土天端との高低差を換算盛土高 h' (m) とする。

(c) 前面に押え盛土がある場合

図-4.2(c) に示すように、橋台前面に十分な押え効果が期待できる盛土を構築する場合は、前・背面の盛土天端の高低差を換算盛土高 h' (m) とする。なお、押え盛土の範囲が図よりも小さい場合は、どの程度の範囲があれば押え盛土としての効果を発揮できるか明らかでないことから、安全側に考え、押え盛土の効果を無視することが考えられる。

(d) 前背面の地盤高が異なる場合

河川堤防における橋梁で、橋台が堤体内に配置される場合などでは、図-4.2(d) に示すように、橋台の前背面の地盤高が異なることから、橋台の側方移動に対する偏載荷重の影響が大きくなるものと考えられる。したがって、側方移動の判定における盛土高の設定は、橋台の設計上の地盤面の位置にかかわらず、前・背面の地盤高の高低差を換算盛土高 h' (m) とする。なお、設計上の地盤面の設定については、その設定によっては橋台前面側において基礎の水平方向の地盤抵抗が過大に評価される可能性も考えられるので、設計条件に応じて慎重

に検討する必要がある。なお，河川改修工事などにより，将来的に橋台前面側の地盤が切下げられる場合も同様に扱うものとする。

4.2.3 軟弱層の粘着力 c

軟弱層は軟弱粘性土層を対象とし，その粘着力 c (kN/m²) は，室内土質試験結果に基づき，非排水強度 c_u を採用することを基本とする。なお，側方移動判定の計算においては，軟弱粘性土層の粘着力が深さ方向に変化する場合には，軟弱粘性土層の平均的な粘着力を用いる。

- 一軸圧縮試験より $c_u = q_u/2$
- 三軸圧縮（UU）試験より c_u

(1) 載荷重工法による強度増加を考慮する場合

載荷重工法により地盤をプレロードし，圧密促進した地盤に橋台を構築する場合は，強度増加を次式により考慮できる。

$$c_u = c_{u0} + m \cdot (P_0 - P'_c + \Delta P) \cdot U \quad (4.2)$$

ここに， c_u はプレロード後の土の非排水強度 (kN/m²)， c_{u0} はプレロード前の現地盤における土の非排水強度 (kN/m²)， m は強度増加率， P_0 は現地盤の有効応力 (kN/m²)， P'_c はプレロード後の土の非排水強度 (= c_{u0}/m) (kN/m²)， ΔP はプレロードによる増加応力 (kN/m²)， U は圧密度である。

強度増加率 m の算出は以下のような方法がある。

- 圧密非排水 (CU) 条件の三軸圧縮試験から求める。
- 文献¹³⁾に示されるスケンプトンの式 $m = c_u/p = 0.11 + 0.0037I_p$ ¹⁴⁾を適用する。ここに， I_p は土の塑性指数で，液性限界 ω_L と塑性限界 ω_p の間の塑性領域の広さを表し，両限界の差で求められる ($I_p = \omega_L - \omega_p$)。
- 軟弱地盤対策工指針⁹⁾に示される表-4.2 の数値を使用する。

表-4.2 強度増加率 m の目安⁹⁾

土質	強度増加率 m
粘性土	0.30～0.45
シルト	0.25～0.40
有機質土および黒泥	0.20～0.35
PEAT	0.35～0.50

なお、載荷重工法等により地盤の強度増加を考慮する場合は、圧密沈下の動態観測により設計の妥当性を評価し、圧密期間の再検討を行う等、確実に軟弱層の強度増加を図るために適切な施工管理が必要である。また、必要に応じて圧密終了後の土質試験を行う等により、設計で期待する強度が実際に発現していることを確認した上で次工程に着手する。

(2) 軟弱層が互層になっている場合

軟弱層が複数ある場合は、図-4.3 に示すように、各層の軟弱層厚 D_i と、各層の粘着力 c_i (kN/m^2) を用いて次式より軟弱層の平均的な粘着力 c (kN/m^2) を求める。

$$c = \Sigma(c_i \cdot D_i) / \Sigma D_i \quad (4.3)$$

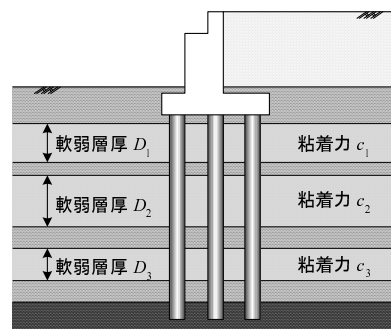


図-4.3 軟弱層が互層の場合

4.2.4 軟弱層の厚さ D

軟弱粘性土層の厚さを D (m) とする。これが複数ある場合は $D = \Sigma D_i$ (m) とする。

4.2.5 橋台長 A 、橋台幅 B

橋台長 A (m)、橋台幅 B (m) は、図-4.1 のとおりとする。

4.2.6 基礎体の幅 b_i の総和 Σb_i

基礎体の幅 b_i (m) の総和 Σb_i (m) は、図-4.4 のとおりとする。

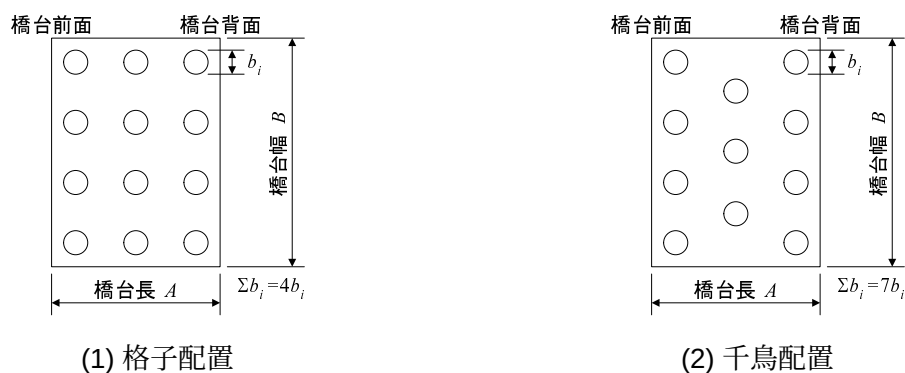


図-4.4 基礎体の幅 b_i の総和 Σb_i の考え方

4.2.7 基礎根入れ長 l

図-4.1 に示すように、基礎の全長を基礎根入れ長 l (m) として採用するものとする。

4.3 I値と橋台の移動量

土研資料第 1804 号¹⁾において収集された軟弱地盤上の橋台事例（旧建設省，旧日本道路公団および旧首都高速道路公団）について，前項で示したパラメータ設定方針に基づいて I 値を計算し，移動量と I 値の相関を調べた。ここで，載荷重工法により軟弱地盤の地盤改良を行い，強度増加を図った事例については，改良後の強度を用いて評価を行った。図-4.5 に I 値の計算値と調査による実際の移動量との相関図を示す。ここで，図-4.5 に示される●印は，計算した軟弱地盤上の橋台事例で移動量 δ の実測値が確認できたものを表している。また，実測値が分からず，「移動あり」「移動なし」のみ判別できた事例については，図-4.5 の図上にプロットすることを目的として，「移動あり」の移動量を $\delta = 10$ cm，「移動なし」の移動量を $\delta = 1$ cm と仮定して，実測値と区別するために○印でプロットした。

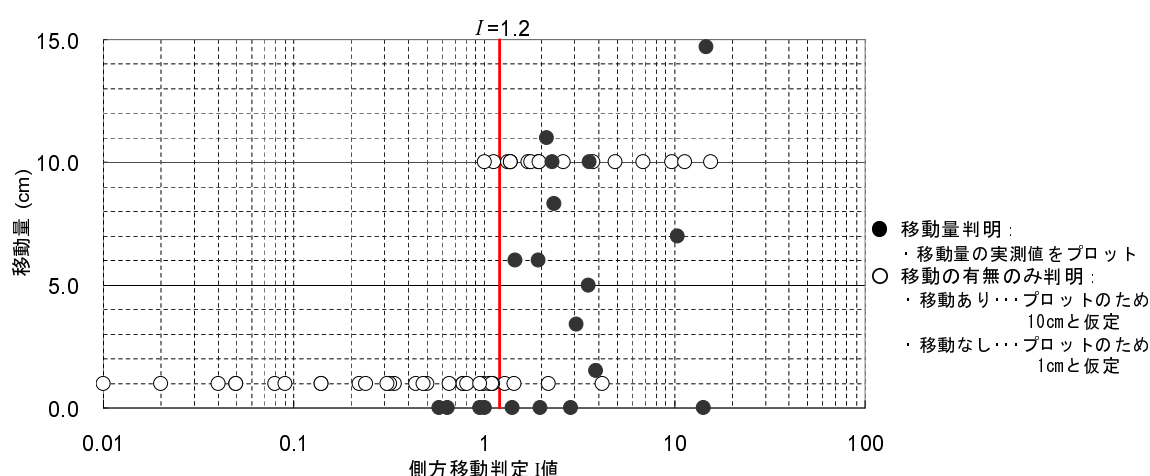


図-4.5 I 値と移動量 δ の相関

図-4.5 から，軟弱地盤上の橋台の側方移動の有無は，従来通り，概ね次の基準により判定できる。

- 移動のおそれあり $I \geq 1.2$
- 移動のおそれなし $I < 1.2$

また，I 値と移動量の関係において， $I < 1.2$ と判定されるにも関わらず実際には変状が生じているものが 2 事例ある。このうち 1 事例は，基礎はケーソンで，橋台形式は重力式橋台となっている事例である。このような形式の橋台は，当時の収集事例の中にいくつか確認されたが，いずれも側方移動を生じており，I 値による判定精度よりも，構造形式や当時の施工方法に起因している可能性が考えられる。もう一つの事例は，谷部に軟弱層が堆積し，橋台設置位置の支持地盤の傾斜がおよそ 40° にも及ぶ条件で，このような地盤条件において I 値判定が適していないことを表している。また，そもそもこのような位置に橋台を設置する計画は適切ではなかったのではないかと考えられる。

その他の橋台に関しては、側方移動が確認されていない全ての事例で $I < 1.2$ を満足している。一般的な橋台の設置条件であれば、上述の方法で各種パラメータを設定し、側方移動判定式を用いて I 値を計算することで、無対策地盤上の橋台における側方移動の可能性について概ね判定できるものとする。

4.4 I 値による判定手法が適用できない場合の対応案

土層構成が複雑であったり、大きく傾斜しているような地盤に対して、4.1 に示す側方移動判定式だけを用いて側方移動の可能性を判定することは難しい場合がある。また、設計条件によっては、側方移動判定式が適用できない可能性も考えられる。このような場合の対応の一つとして、基礎との相互作用を無視する一方で、円弧すべり判定において、通常の盛土のすべり問題で考えるよりも大きな安全率を適用して評価を行うことが考えられる。

昭和 55 年の道路橋示方書には、円弧すべりの安全率と側方移動の有無にある程度関係が見られるとして、偏土圧を受ける基礎の検討方法について解説されていた。しかし、実際の橋台において円弧状のすべり面が確認されることはないこと、安全率が低くても移動しない例が多いこと、地盤定数の推定精度と判定基準の精度の乖離が大きいこと等を理由に、その妥当性に疑問があり、土研資料 1804 号¹⁾にて側方移動判定 I 値が検討された経緯がある。したがって、本項では円弧すべりにおける判定について紹介するものの、 I 値の適用ができない等のやむを得ない場合における、側方移動の有無の目安を判定する方法のひとつとして認識しておく必要がある。

ここで、既往の事例を用いて側方移動判定 I 値と円弧すべり安全率の関係について検討を行った。検討対象データは、土研資料第 1804 号¹⁾で検討に用いたデータのうち、土層構成が判別可能で、円弧すべり計算が可能な情報を有する 40 件を用いた。土質定数は 3. にしたがって設定した。円弧すべりの計算は、図-4.6 に示すように、円形すべり面を仮定した分割法を用いて行う。計算方法の詳細については、のり面工・斜面安定工指針¹⁰⁾等を参照されたい。

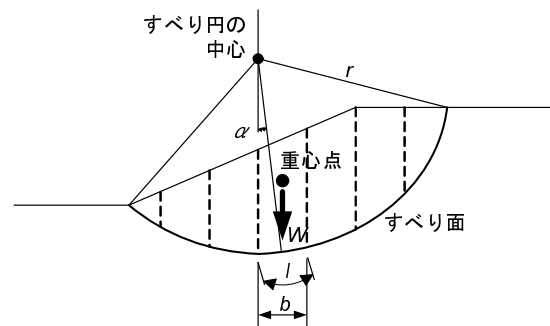


図-4.6 円形すべり面を用いた常時の安定計算

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (4.4)$$

ここに、 F_s は安全率、 c は粘着力 (kN/m^2)、 ϕ はせん断抵抗角 ($^\circ$)、 l はスライスで切られた滑り面の長さ (m)、 W はスライスの全重量 (kN/m)、 u は間隙水圧 (kN/m^2)、 b はスライスの幅 (m)、 α はスライスで切られたすべり面の中点とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 ($^\circ$) である。式 (4.4) で計算される安全率 F_s のうち、最小安全率が所定の安全率を満足すれば良い。

計算から得られたI値と F_s の相関関係を図-4.7に示す。また、側方移動の有無と円弧すべり安全率の関係を図-4.8に示す。

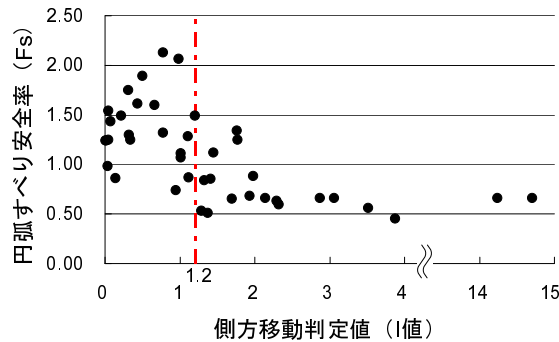


図-4.7 I値と円弧すべり安全率 F_s の相関

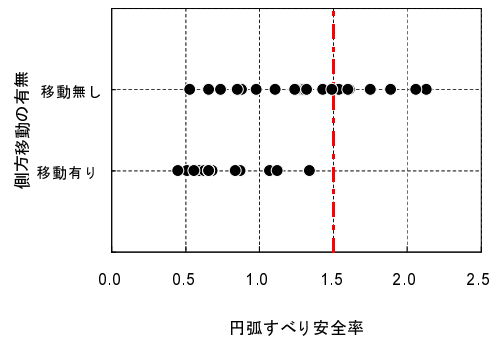


図-4.8 円弧すべり安全率 F_s と側方移動の有無

図-4.7、図-4.8より、I値と円弧すべり安全率の間には相関があることが分かる。以上の結果から、I値の適用が困難である場合には、代替案として、円弧すべり安全率が所定の値以上であることを確認することで、側方移動の有無を判定できると考えられる。なお、I値が1.2を上回るものや移動ありを排除するためには、安全率の閾値は、図-4.7及び図-4.8から判断すると、1.5程度にして良いものと考えられる。

ただし、図-4.8からも明らかなように、安全率 F_s が1.5未満であるにも関わらず、実際には側方移動を生じていない事例が多い。これは、基礎の相互作用を考慮しないすべり計算では、側方移動の挙動を適切に表現できていないことを示している。したがって、円弧すべり安全率による側方移動の可能性の有無の判定は、これが必ずしも側方移動現象を評価できる手法でないことを十分認識し、判定結果は判断材料の一つであると考えて、最終的には周辺構造物に見られる変状の有無などの現地の条件に応じて工学的に判断する必要がある。

5. 側方移動対策工の検討

5.1 対策工の選定

- (1) 無対策時の側方移動の判定により移動のおそれがあると判定された場合は、対策工の検討を行う。対策工の選定にあたっては、地盤条件、施工条件、構造条件、周辺環境条件等を踏まえて、総合的な判断のもとに最適と考えられる工法を選定するものとする。一般には周辺状況を確認した上で載荷重工法の適否をまず検討するのが良い。対策工の選定にあたっては、下記の対策工法のいずれか一つ、あるいはいくつかの工法の組合せにより対策を講じることができる。
- (a) 地盤改良法
 - 1) 載荷重工法
 - 2) バーチカルドレーン工法
 - 3) サンドコンパクションパイル工法
 - 4) 深層混合処理工法
 - (b) 荷重軽減・均衡法
 - 1) 軽量材料を用いた荷重軽減工法
 - 2) 押え盛土工法
 - (c) 基礎体抵抗法
- (2) 対策工の検討範囲は、選定する対策工の特徴に応じて適切に設定し、その効果を評価しなければならない。

(1) 対策工の選定と分類

4. に示した方法により側方移動の判定を行った結果、側方移動のおそれがあると判定された場合には、適切に対策工を実施するものとする。対策工の選定にあたっては、1) 上部構造の構造特性、2) 橋台の形式や構造特性、3) 原地盤の土質、土層構成、4) 地盤の側方流動による周辺構造物や地下埋設物への影響、5) 施工中の振動・騒音など周辺環境への影響、6) 用地条件、7) 工期条件等を踏まえて、最適な工法を選定するものとする。

I 値が安定係数 $\gamma h/c$ の関数になっていることから考察されるように、対策としては、(a) 地盤のせん断強度（粘着力 c ）を上げるか、あるいは (b) 盛土荷重 γh を小さくする工法が考えられる。また、(c) 基礎の剛性を高めることにより側方移動に対する抵抗力を増強する方法も考えられる。このような観点から図-5.1 のように側方移動対策工を分類した。なお、杭長 l や橋台長 A を長くすると計算上、I 値は小さくなるが、これは根本的な対策とはならないことに留意されたい。

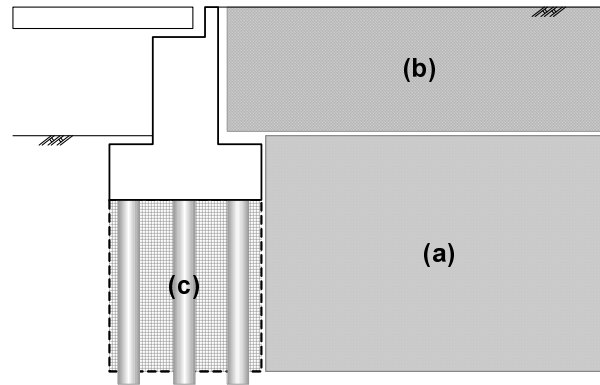
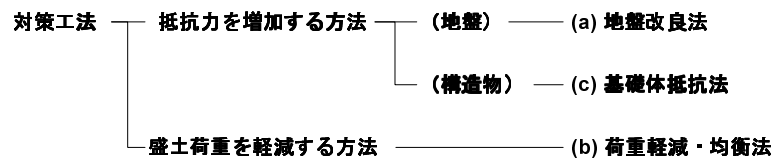


図-5.1 対策工法の分類

各種の対策工の特性を図-5.1 の分類にしたがって表-5.1 に整理した。なお、本資料では特に断りがない限り、載荷重工法とは盛土により荷重を載荷する工法を意味する。載荷重工法は比較的安価な工法であり、これを実施した橋台の実績調査によれば、i) プレロードが施工された場合、その他の対策工の有無に関わらず橋台の移動は軽減されること、ii) プレロード高さを道路計画高 $+\alpha$ とした場合、水平移動が軽減されること、iii) 放置期間を6ヶ月以上とした橋台は変状がほとんどなく放置期間の効果が高いことなどが報告されている¹⁵⁾。

したがって、周辺環境等の状況を確認した上で、適切な規模及び期間が計画可能な場合には、載荷重工法を優先的に検討するものとした。ただし、土層構成や軟弱層の厚さ等によって載荷重工法の改良効果が十分発揮できないケースもある。例えば、載荷重工法では十分な改良効果が期待できない場合は、載荷重工法に他の圧密促進工法を併用するなど、複数の工法の組合せが有効となることも考えられるので、組合せ工法も含めて検討する必要がある。また、側方移動対策が必要となる条件で、かつ検討対象となる地盤が、軟弱層に緩い砂層を挟んでおり地震時に液状化によって上部構造物に影響を及ぼすと考えられる場合等には、サンドコンパクションパイル工法のように、側方移動対策だけではなく液状化対策を兼ねることができる対策工の採用を検討することも考えられる。

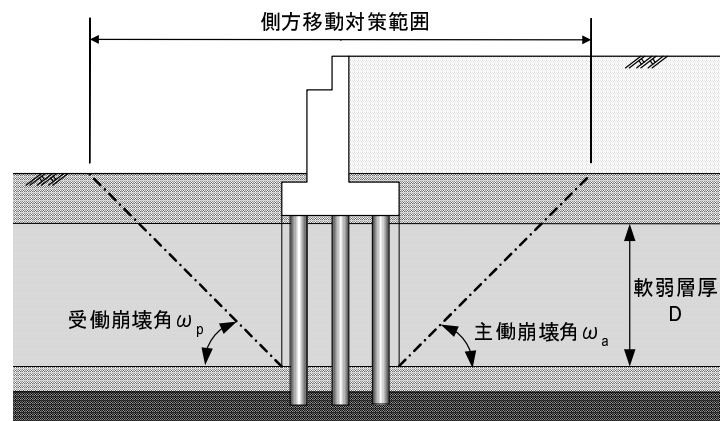
(2) 対策工の範囲

対策工を検討する範囲は、選定する対策工の特性に応じて適切に設定する必要がある。この時、その対策範囲は何らかのモデルにしたがった計算により決定される場合と、経験的に決定される場合がある。

必要な対策範囲を計算により決定する場合については、各工法に対して計算法が提案されている。しかし、このようにして照査を満足する対策工の仕様を決定したにも関わらず、側方移動を生じてしまう場合も少なからずある。これは、現在の指針等に示される設計計算モデルは実際の挙動を単純化したもので、現実的な挙動の評価法は未だ確立されていないためであり、今後の実験・研究による側方移動のメカニズムの究明が望まれる。

そこで、当面は土質力学的な理論や施工実績から設定される対策範囲を構造細目的に与えることも必要となる。本資料では、不明確な現象に対してできるだけ合理的かつ安全側になっているように、必要と考えられる対策範囲を対策工法別に示すこととした。今後のガイドライン策定に向けて、側方移動のメカニズムに関する研究を行うのはもちろんのこと、対策範囲や量を減らすための検討も望まれる。

対策工の施工範囲に対する基本的な考え方としては、基礎との相互作用が大きいと考えられる範囲を設定することである。その範囲は、近接施工における影響範囲の設定に類似していると考えられ、橋台に対して主働側となる橋台の後趾位置と軟弱層の最下層から 45° のすべり面を仮定した主働崩壊角で立ち上げた位置と、橋台にとって受働側となる橋台の前趾位置と軟弱層の最下層の交点から 45° のすべり面を仮定した受働崩壊角で立ち上げた位置で囲まれる範囲を橋台の側方移動に対する影響範囲と考え、影響範囲にある軟弱層に移動・変形が生じないように設定する。影響範囲と対策範囲を等しいものとしたときの対策範囲を図-5.2 に示す。



主働崩壊角： $\omega_a = 45^\circ + \phi/2 \cong 45^\circ$ ，**受働崩壊角：** $\omega_p = 45^\circ - \phi/2 \cong 45^\circ$

図-5.2 側方移動対策の効果的な対策範囲

ここで、対策範囲の設定は、ランキンの土圧理論における主働崩壊角 ω_a 、受働崩壊角 ω_p を用いて設定している。ランキンの土圧理論は、モールの応力円から展開され、地盤のせん断抵抗角が ϕ の時、すべり面の角度（主働崩壊角） ω_a は、 $\omega_a = 45^\circ + \phi/2$ で計算される。軟弱層のせん断抵抗角 ϕ を $\phi \cong 0$ と考えると、主働崩壊角 $\omega_a = 45^\circ$ と仮定することができる。受働崩壊角も同様に $\omega_p = 45^\circ - \phi/2 \cong 45^\circ$ と仮定することが出来る。なお、上記は、近接施工における影響範囲の設定の考え方も参考にして範囲の設定を行ったものである。

そして、これ以上の範囲に対して、側方移動対策工毎に適切な対策範囲を設定するものとする。

工法別の対策範囲の詳細については、5.2以降の各節で解説する。

表-5.1 側方移動対策工の特性表

分類	工法・対策	工法・対策の特長	側方移動対策としての効果	側方移動判定法	設計上の留意点	施工上の留意点（施工管理含む）	品質 / 出来形 / 維持管理他	備考
地盤改良法	載荷重工法	橋台周辺の地盤にあらかじめ荷重をかけて地盤変位を先行させ、橋台構築後の背面の盛土による荷重増加の影響を低減すると同時に圧密による強度増加を期待する工法	1) 圧密による強度増加 2) 予め側方移動を先行させる効果	1) 地盤が一樣な場合…強度増加後の粘着力 c により1値判定 2) 1値判定が適用できない場合…円弧すべり安全率による判定	・盛土の安定確保のために必要な補助工法の検討 ・荷重増加に伴う地盤の側方流動が周辺環境に与える影響に対する対策の検討 ・上部砂層が厚い場合は不適	・十分な放置期間の工程計画（一般に6ヶ月以上） ・緩速施工と動土能観測 ・除去した盛土の転用計画 ・盛土の施工が橋台に与える影響に配慮した施工手順	—	その他の載荷重として大気圧工法や地下水水位低下工法等がある
	バーチカルドレーン工法	地盤へ鉛直方向にドレーン材を打設して水平方向の排水距離を短縮することにより圧密促進を図る工法で、ドレーン材には、砂を用いる（サンドドレーン工法）以外に、プラスチック等の人工材料を用いる場合がある（一般に載荷重工法併用）	1) 圧密による強度増加（圧密促進） 2) 予め側方移動を先行させる効果	1) 地盤が一樣な場合…強度増加後の粘着力 c により1値判定 2) 1値判定が適用できない場合…円弧すべり安全率による判定	・併用する載荷重工法に起因して生じる盛土による周辺地盤の変位対策の検討 ・超軟弱地盤の大変形時に対応可能なドレーン材選定等の検討 ・軟弱層が厚い場合の圧密遅れ等の排水性能に留意 ・砂層を挟む軟弱層や透水性の大きな地盤では圧密促進効果が小さいことに留意	・施工中の振動騒音対策 ・施工ヤード確保、施工機械の安定 ・既設構造物への影響に配慮した工法、施工手順の検討	・材料の品質（目詰まり、透水性） ・杭径、打設間隔	無振動低騒音型、オーガ式の施工機械も採用可能
	サンドコンパクションバブル（SCP）工法	原地盤中に大口径の締固められた砂杭を強制圧入し、置換えによる強度増加、砂杭を排水層とする圧密促進効果、砂杭による上載荷重の支持効果等、複数の効果を期待する工法（一般に載荷重工法併用）	1) 砂杭をドレーン材とした排水効果による粘性土層の圧密促進による強度増加 2) 原地盤の一部を砂杭で強制的に置き換えることによる砂杭のせん断強度 3) 砂杭が上載荷重の応力を分担支持。 （※：計算上は効果を見込まない）	1) 砂杭と圧密により強度増加した地盤とで構成される地盤に対して円弧すべり安全率により判定	・併用する載荷重工法に起因して生じる盛土による周辺地盤の変位対策の検討 ・軟弱層が厚い場合における圧密遅れ等の排水性能に留意	・打設後の放置期間が必要（1～3ヶ月、乱れた地盤の強度回復） ・施工中の振動騒音対策 ・施工ヤード確保、施工機械の安定 ・施工ヤード確保、施工機械の安定 ・既設構造物への影響に配慮した工法、施工手順の検討	・材料の品質（目詰まり、透水性） ・杭径、打設間隔	無振動低騒音型の施工機械も採用可能
	深層混合処理工法	攪拌翼を有する混合処理機械により改良材と軟弱土を原位置で攪拌・混合し、化学的硬化作用により地盤を改良する工法	1) 改良範囲のせん断強度の増加 2) 改良体が上載荷重の応力を分担支持	1) 改良体のせん断強度を用いた円弧すべり安全率により判定	・改良体が構造物としての応力に対する安定の照査（滑動、転倒、曲げ破壊等） ・地盤を含めた全体系の安定の照査（すべり破壊、沈下等） ・改良強度を上げて改良率を著したり、改良軸を狭くする設計には問題あり ・改良範囲とその接続部間における段差対策に留意	・施工中の変位対策 ・施工ヤード確保、施工機械の安定 ・既設構造物への影響に配慮した工法、施工手順の検討	・杭径、打設間隔、コア強度	変位制御式の施工機械も採用可能
荷重軽減・均衡工法	軽量材料を用いた荷重軽減工法	橋台背面の盛土の代わりに気泡混合セメント、発泡スチロール等の軽量材料を用いることによって偏載荷重の低減を図る工法	1) 偏載荷重の軽減	1) 地盤が一樣な場合…盛土単位重量の低減により1値判定 2) 1値判定が適用できない場合…円弧すべり安全率による判定	・軽量材料の構造物としての安定の照査（滑動、転倒、圧縮強度等） ・地盤を含めた全体系の安定の検討（すべり破壊、軽量材料の支持地盤としての適用性等） ・浮力の検討 ・耐震性の検討 ・空洞、亀裂、浸水対策（気泡混合セメント）	・軽量材料の取替部の排水対策 ・既設構造物への影響に配慮した工法、施工手順の検討	・取り付け部における段差 ・変位の監視 ・気泡混合セメントの場合…強度、質量、フリージング、フロー等	—
	押え盛土工法	橋台の前面に盛土を行い、相対的に橋台背面の盛土高を小さくすることにより偏載荷重の低減を図る工法	1) 地盤が一樣な場合…偏載盛土高の低減 2) 押え盛土の先行施工による背面盛土完了後の絶対変形量の抑止	1) 地盤が一樣な場合…盛土高の低減により1値判定 2) 1値判定が適用できない場合…円弧すべり安全率による判定	・盛土の載荷重による周辺地盤の変位対策の検討	・施工順序の工夫（橋台前面及び背面の偏載荷重のバランス等） ・盛立て速度と動土能観測	—	—
	基礎体抵抗法	地中部の杭体に側方流動圧を考慮して、杭基礎全体の剛性を高めた設計により、側方移動に対する構造物の抵抗力を増す方法	1) 基礎の剛性増大による変位の抑制	1) 側方流動圧を考慮した構造物設計	・盛土荷重に対する地盤の安定が前提 ・残留沈下量大の場合は段差対策 ・極軟弱地盤では適用性低い	・通常の杭施工と同じ ・基礎や橋台への影響に配慮した施工順序	・通常の杭施工と同じ	—

5.1.1 地盤改良法

(1) 対策工法の種類

地盤改良法とは、主として地盤の強度を高めることによって偏載荷重に対する抵抗力を増す方法で、以下のような工法があり、これらはいずれも多数の実績を有する。

1) 載荷重工法

載荷重工法は、圧密によるせん断強度の増加だけでなく、側方移動の原因となる地盤変形を発生収束させ、橋台構築後の背面盛土による移動を結果的に減少させる効果がある。工期の制約や載荷重が大きくなる場合などにはバーチカルドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法を併用することが多い。

2) バーチカルドレーン工法

バーチカルドレーン工法は、載荷重工法の補助工法として用いられ、ドレーン材を鉛直方向に打設することにより、軟弱層の排水距離を短縮し、圧密促進を図る。

3) サンドコンパクションパイル工法

サンドコンパクションパイル工法は、よく締まった大径の砂杭を造成するので、圧密促進効果に加えて砂杭のせん断強度も期待できる。また、砂杭の間隔によっては、応力分担された砂杭が載荷重を受け持つ効果も期待できる。

4) 深層混合処理工法

深層混合処理工法は、セメント等の固化材により地盤中に改良体を造成する。改良体は土に比べて非常に大きなせん断強度を有する。また、改良体の上載荷重を受け持つ効果もある。

これ以外にも、側方移動対策工としての地盤改良法には、石灰パイル工法が泥炭層において実績がある等、多数の工法が開発・施工されているが、本資料では、上記4つの工法を取り上げることとした。

(2) 対策工の基本的な検討方針

1) 軟弱地盤自体の強度を増加させる工法

地盤改良法のうち、載荷重工法（バーチカルドレーン工法の併用を含む）のように、対象範囲の地盤に一律な強度増加を期待する対策工では、その改良効果が粘着力 c の増加に現われる。このため、対策工の検討においては、所定の範囲に対策効果が一律かつ確実に発現されるように施

工することを前提として、4.で示したI値による側方移動判定手法を適用し、式(5.1)を満足するように設計することを基本とする。

$$c > \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \frac{\gamma h}{1.2} \quad (5.1)$$

2) 軟弱地盤の一部を安定処理することにより強度を増加させる工法

地盤改良法のうち、サンドコンパクションパイル工法や深層混合処理工法では、対象範囲の地盤に対して部分的に砂杭の圧入やセメント柱の造成を行い、物理的・化学的な安定処理により強度増加を図る。これらの工法は、地盤が一様に強度増加されていると考えることは出来ないため、I値による側方移動判定手法を用いて設計する方法は適していない。そこで、対策工の特性に応じた適切な評価方法を用いる必要がある。

基本的に、サンドコンパクションパイル工法により改良される範囲は、自然地盤と砂杭とで構成される地盤として取り扱う。また、深層混合処理工法の場合は、地中部に杭状の改良体が造成される。この改良体は、土よりも非常に強固で、土というよりも構造物的な挙動を示し、改良範囲の改良率が低い場合には、杭状の改良体は単杭としてそれぞれが外力に抵抗し、改良率が高くなり、杭状の改良体が相互にオーバーラップするように造成されると、改良体の集合がケーソンのように一体となって外力に抵抗すると考えられる。そこで本資料では、深層混合処理工法により改良される改良体を杭状構造あるいは仮想ケーソン（ブロック式と呼ぶ場合もある）構造として取り扱うこととする。

(a) サンドコンパクションパイル工法

サンドコンパクションパイル工法は、地盤に砂杭を圧入することにより、地盤中の軟弱粘性土層の圧密排水を促進させ、強度増加を図ると共に、地盤の一部が砂杭に置き換えられることにより、砂杭自体のせん断抵抗も期待できる。対策工の検討においては、圧密される粘性土地盤と砂杭で構成される地盤であるとして考え、すべり計算により求まる最小安全率が所定の安全率を満足しているかを確認することにより、側方移動対策としての効果を評価する。

(b) 深層混合処理工法

深層混合処理工法は、軟弱地盤中にセメント等の改良材による杭状の改良体を造成する。本資料では、側方移動対策工として必要な改良体の改良率として接円改良（78.5 %）以上を原則としているが、接円式改良の場合、改良体が杭状構造として外力に抵抗するのか、仮想ケーソン構造として改良体が一体となって外力に抵抗するかは意見が分かれており、現時点ではその区分が明確ではない。このため、いずれの考え方を適用しても安全側の評価となるよう設計するのが良い。

深層混合処理工法による対策工の検討においては、ある改良強度において、改良率を接円改良（78.5 %）以上、図-2.3に示す対策範囲以上を満足するよう計画し、すべり計算により求まる最小安全率が、所定の安全率を満足するかにより側方移動対策工としての効果を評価する。満足しない場合には、改良強度を向上させる、改良範囲を広くする等の見直しが必要である。ここで、す

べり計算の結果、余裕があると判断された場合でも、対策範囲を図-2.3に示す範囲以下にしたり、改良率を下げることは行わない。そして、その他必要な安定計算等を実施して深層混合処理工法としての設計を進める。

5.1.2 荷重軽減・均衡法

(1) 対策工法の種類

荷重軽減・均衡法とは、偏載荷重を直接低減したり、橋台前後の土圧の均衡を考慮した設計を行う方法であり、次のような対策がある。

(a) 軽量材料を用いた荷重軽減工法

(b) 押え盛土工法

ここでは、盛土荷重 $\gamma \cdot h$ (γ : 盛土材の単位体積重量, h : 盛土高) を軽減する対策を、荷重軽減・均衡法として整理した。

(2) 対策工の基本的な検討方針

荷重軽減・均衡法の設計においては、図-5.2に示す以上の範囲について対策工を計画する場合には、側方移動に対する軽量材料の荷重軽減効果を見込めると考え、無対策時の側方移動判定手法を適用し、I 値により対策工の効果を確認してよい。

軽量材料を用いた荷重軽減工法により対策する場合は、盛土重量が軽量材料の重量に置き換えられると考えて盛土材料の単位重量 γ 、押え盛土工法による対策の場合は、押え盛土分を考慮した後の換算盛土高 h' を小さくして、それぞれ必要な範囲で対策工が確実に施工されることを前提に、式(5.2)を満足するように設計することを基本とする。

$$\gamma \cdot h' < 1.2 \times \frac{c}{\mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3} \quad (5.2)$$

5.1.3 基礎体抵抗法

基礎体抵抗法とは、基礎本体の剛性を高めることによって構造物自体の抵抗力を増加させ、構造物の側方移動に抵抗する方法を言う。

基礎の設計は、軟弱粘性土層中の基礎に側方流動圧を作用させ、基礎が許容変位量及び許容応力度内に収まるようにする。

ここで、橋軸直角方向については、偏載荷重が作用しない一般的な盛土形状であれば、軟弱層の圧密沈下および盛土のすべり安定が主要な問題となるため、これらの現象に対する安全性を確保して盛土形状を決定する必要がある。特に、盛土の天端幅は、軟弱層の圧密沈下に大きな不等沈下が生じないように、台形荷重による地中部応力の検討を行う等により、盛土形状が圧密沈下に及ぼす影響を考慮して、橋台幅に対してある程度の余裕幅を確保した断面形状とするのが望ましい。また、沈下や変形等に対する安全性を確保するため、橋軸方向、橋軸直角方向を問わず、用地等の制約が許す範囲でできるだけ余裕幅を確保しておくのがよい。

(2) 載荷重によるせん断強度増加の効果

載荷重工法による対策工が図-5.4 に示す範囲以上の範囲に対して行われているものとし、かつ、地盤強度を I 値による判定基準を満たすために、式 (5.1) を満足するように地盤を改良する。

$$c_u = c_{u0} + m \cdot (P_0 - P_c + \Delta P) \cdot U \quad (5.3)$$

ここに、 c_{u0} は原地盤における土の非排水せん断強度 (kN/m^2)、 m は強度増加率 (4.2 参照)、 P_0 は初期土被り圧 (kN/m^2)、 P_c は圧密先行荷重で $P_c \equiv c_{u0}/m$ (kN/m^2)、 ΔP は盛土荷重によって生ずる地盤内の増加応力 (kN/m^2)、 U は地盤の圧密度である。圧密による強度増加を考慮した粘着力 c_u は、式 (5.1) の c を c_u に置き換えて計算してよい。ただし、正規圧密土では $P_0 = P_c$ とし、また $(P_0 + \Delta P) \leq P_c$ のときは $c_u = c_{u0}$ とする。

増加応力 ΔP については、橋台の後フーチング端における橋軸直角方向断面の盛土形状に基づいて Osterberg の図表 (台形荷重による鉛直地中応力影響値) より求めてもよい。

プレロードの期間 t は、プレロードの高さが決められた場合、圧密計算において盛土除去後の残留沈下量が許容値内に収まるようにすることによって求められるので、式 (5.4) を使って、時間係数 T_v の関係 (図-5.5) から、必要な圧密度 U を満足するための時間 t を求めることができる。

$$t = \frac{H^2}{C_v} T_v \quad (5.4)$$

ここに、 H は軟弱層厚 (両面排水の時は層厚の半分)、 T_v は鉛直圧密の時間係数、 C_v は鉛直方向の圧密係数 (m^2/day) である。

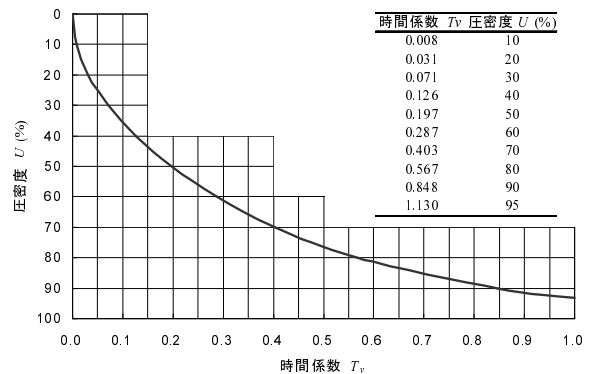


図-5.5 時間係数と圧密度の関係⁹⁾

(3) 残留沈下量の設定について

載荷重工法の設計では、橋台取付部における設計荷重に対しての許容残留沈下量から圧密度 U を設定し、載荷重の載荷期間を決定する。道路盛土における残留沈下量は、舗装完了時あるいは供用開始時を基準点として評価する。考慮すべき残留沈下の要因としては、主に、供用後の盛土荷重による圧密沈下の残留分と交通荷重の増加による沈下がある。なお、背面盛土と構造物との接続部付近の締固め不足による盛土自体の沈下が無視できるものとなるように背面盛土が構築されることが前提としている。

橋台の周辺地盤に圧密沈下が生じれば、沈下に伴う様々な問題が懸念される。橋梁と背面盛土との取付部では、これらの変状が舗装面の段差や車両の走行性に影響を与える。橋台基礎が支持杭であれば、橋台と取付部に圧密沈下による段差の発生や杭周面のネガティブフリクションや、杭頭部が突出状態になること等が考えられる。このため、可能な限り残留沈下量を少なくするように載荷重工法を計画するのが現実的である。

軟弱地盤対策工指針⁹⁾では、盛土中央部における舗装後3年間の許容残留沈下量は、橋梁・高架の接続盛土部で10～30 cm程度の値を目標とすることが望ましいとしている。実務設計では、これを参考に残留沈下量を10 cmとしている例が多いようである。

一方、道路維持修繕要綱¹⁶⁾によれば、アスファルト舗装の段差に関する修繕要否判断の目標値を20～30 mm程度としている。また、文献¹⁷⁾は、既往の地震後に実施された車両の通行止めから解放までの実績及び実車両の走行実験から、速度域別の通行可能な段差の上限値について検討を行っている。これによれば、一般の小型車両が徐行運転（時速15～20 km/h）で通過可能な段差は5 cmとしている。通常走行可能な段差については、道路維持修繕要綱¹⁶⁾を参考に、2～3 cmとしている。

これらを参考に、残留沈下を許容するよう設計する場合は、橋の重要度に応じて許容沈下量を可能な限り小さくすることが望ましい。また、圧密沈下が杭へのネガティブフリクションを引き起こすときの影響検討や、設計条件等に応じて突出杭としての検討が必要になる。

5.2.3 設計時の留意事項

- **資料 A.1** に後述するように、既往の調査で収集された事例の中には、載荷重工法を採用した場合でも、側方移動を生じている事例がある。これらの事例は、プレロード高さが十分でない、軟弱層が20 m以上と厚い、上部砂層が厚いなどの要因により、期待した載荷重工法による改良効果が現れなかった可能性がある。上部砂層が厚く、軟弱層が下層にある場合には、応力分散で載荷重の効果が薄れやすいため、このような地盤条件における載荷重工法の適用性は低い。以上の点を考慮して、載荷重工法の検討においては、プレロード高さは道路計画高に加えて余盛りを行うよう計画し、軟弱層や上部砂層が厚い場合などの場合には、地盤条件等の条件下における工法の適用性を評価して、必要に応じて他の圧密促進工法の併用等に

についても検討を行うのが良い。

- 載荷重工法は、地盤の安定を損なわずに載荷重を支持し得る場合は最も適した工法であるが、盛土による安定を確保するため緩速施工とする必要があり、一般に工期が長くなる。工期の制約等で安定を確保しがたい場合や載荷重が非常に大きくなる場合にはバーチカルドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法などを併用することも検討する。
- 計画した盛土に家屋や既設構造物などが隣接する場合には、変位を及ぼさない工法の採用と併せて矢板や深層混合処理などの周辺変位（引込み沈下等）に対する対策の検討をする必要がある。
- 載荷重工法は、橋台設置位置の地盤についても盛土を載荷して周辺地盤全体の強度増加を図る。このため、地盤の変形係数が、載荷前の初期状態よりも大きくなることが想定され、強度増加を考慮することで基礎の設計においても、より経済的な設計が期待できる。また、このように考えた実橋に対する研究例¹⁸⁾もある。しかし、圧密による強度増加後の変形係数をあらかじめ精度良く推定することは現状では難しく、これを考慮する場合は、強度増加後の変形係数を推定するための地盤調査を行い、その推定値の妥当性を確認した上で、必要に応じて設計を見直すなど、適切な検討を行わなければならない。また、杭の設計における地盤抵抗の増加を見込むために必要な対策範囲についてもよく分かっていない。したがって、これらの効果を見込む場合には、上述したような課題に対して慎重に評価する必要がある。

5.3 バーチカルドレーン工法

5.3.1 工法の概要と効果

バーチカルドレーン工法は、図-5.6に示すように、地盤中に砂杭やプラスチックボードなどの排水材を打設し、水平方向の排水距離を短縮することにより、圧密促進を図る工法である。通常、載荷重工法との併用により地盤強度増加することを目的として用いられ、載荷重工法だけでは工期の制約で安定を確保しがたい場合や載荷重が非常に大きくなる場合に有効な工法である。

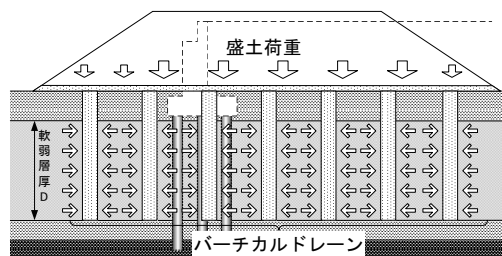


図-5.6 バーチカルドレーン工法

5.3.2 設計と対策効果の評価

(1) 対策範囲

バーチカルドレーン工法の改良範囲は、載荷盛土の形状にあわせるものとし、図-5.7に示す改良範囲を基本とする。このとき、側方移動対策として必要な改良だけでなく、荷重の増加に伴う盛土の安定計算を行い、のり面直下の地盤に対する対策の必要有無を判断する。

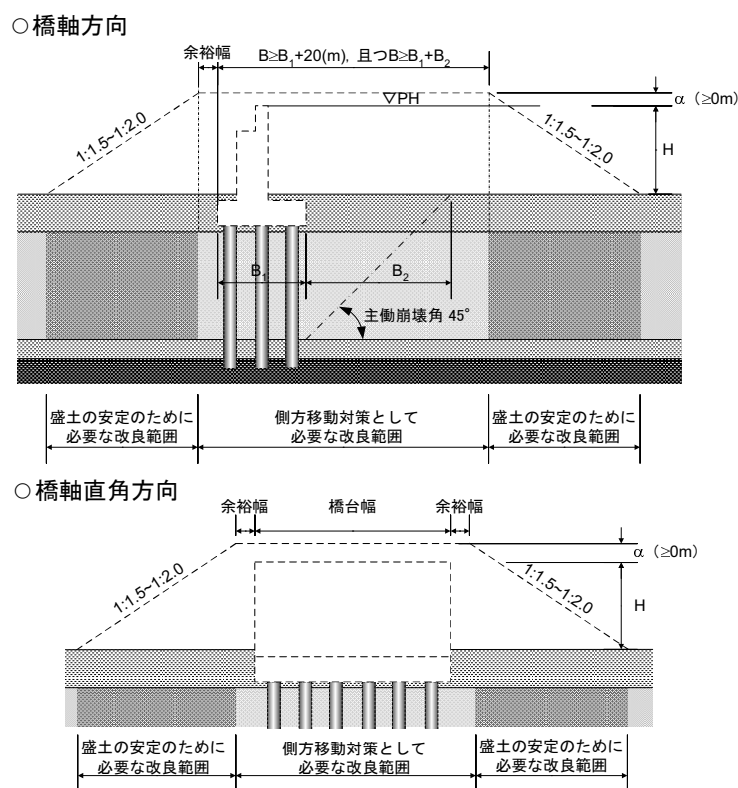


図-5.7 バーチカルドレーンによる改良範囲

(2) 圧密排水によるせん断強度増加の効果

強度増加の考え方は、基本的に載荷重工法の場合と同様であり、式 (5.3) で I 値を計算してよい。この時、載荷重工法による対策工範囲が図-5.7 に示す範囲以上であることを前提とする。増加応力 ΔP については、載荷重工法と同様に求める。ここでは主に、ドレーン材に砂杭を用いるサンドドレーン工法の設計について概説する。

サンドドレーン工法では、ドレーン材の間隔を変更することにより圧密時間を調整することが可能である。圧密時間 t は、次式より求まる。

$$t = \frac{T_h}{C_h} d_e^2 \quad (5.5)$$

ここに、 t は圧密時間 (day)、 d_e は有効径 (m) で (図-5.8)、砂杭の間隔を d (m) とすると、正三角形配置の場合は $d_e = 1.05d$ 、正方形配置の場合は $d_e = 1.13d$ 、 T_h は水平圧密の時間係数 (無次元)、 C_h は水平方向の圧密係数 (m^2/day)、 d_w は砂柱の直径 (m) である。

圧密度 U は、水平方向の圧密度 U_h と鉛直方向の圧密度 U_v より、次式で求める。

$$U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) \quad (5.6)$$

ここで、圧密度 U_h と時間係数 T_h は、有効径 d_e と砂杭の直径 d_w の比 $n = d_e/d_w$ の関係から求める。また、一般には鉛直方向の圧密排水距離 D に比べて d_e が非常に小さいため、鉛直方向の排水を無視する。以上を考慮して、ドレーン径、ドレーン間隔の検討を行う。

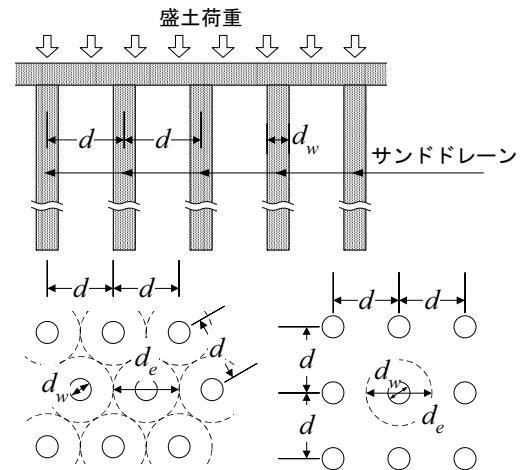


図-5.8 サンドドレーンの配置

5.3.3 設計時の留意事項

- バーチカルドレーン工法は、一般に載荷重工法と併用されるので、計画した盛土に家屋や既設構造物などが隣接する場合には、矢板や深層混合処理などの周辺変位（引込み沈下等）対策の検討を実施する。
- 泥炭などの大変形が予想される地盤では、サンドドレーン等の場合、変形の影響でドレーンが切断されて不連続になると、排水効果が期待できなくなる恐れがある。このため、ドレーンの連続性を確保するという観点から、プラスチックボードドレーンなど変形に対しても適用性の高いドレーン材が推奨される。
- 極めて軟弱な地盤に長尺のドレーンを打設する場合や小口径で長尺のプラスチックボードドレーンを用いる場合には圧密遅れなどのドレーン材の透水性能について検討する必要がある。

- サンドドレーン工法は、地盤を削孔し、そこに排水材としての砂を投入して圧密促進を図る工法であり、サンドコンパクションパイル工法のように締固められた砂杭を造成する訳ではない。したがって、設計計算においては砂杭としてのせん断強度は見込まない。

5.4 サンドコンパクションパイル工法

5.4.1 工法の概要と効果

サンドコンパクションパイル（SCP）工法は、**図-5.9**に示すように、砂を地盤中に圧入し、大口径の締固められた砂杭を造成するものであり、粘性土地盤に適用する場合は、改良地盤のせん断強度の増加の他、支持力の向上により橋梁取り付け部などで偏土圧の軽減と沈下量の減少が期待できる。

サンドコンパクションパイル工法では、サンドドレーン工法とは異なり、軟弱地盤中に大口径の締固められた砂杭が数多く打ち込まれる。サンドコンパクションパイル工法による地盤改良を行った場合、原地盤である粘性土と多数の砂杭で構成される地盤となる。両者のせん断強さを比較すると、粘性土よりも締固められた砂杭の方が大きいため、粘性土と置き換えた砂杭の分だけ改良範囲全体としての地盤の強度増加が期待できる。また、砂杭がバーチカルドレーンと同様に排水柱としての効果も期待できるため、粘性土の圧密促進を図ることができる。副次的な効果としては、複合地盤上に荷重が载荷されると、砂杭と粘性土で剛性が異なり、砂杭の方が大きいため、载荷重は砂杭に多く分担される。その結果、粘性土に加わる応力は軽減し、最終圧密沈下量も小さくなる。

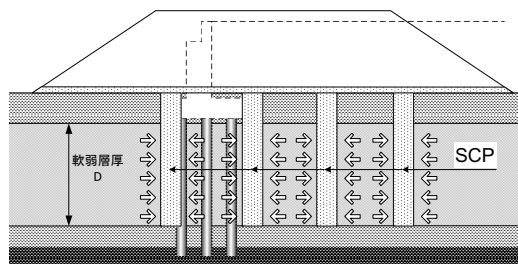


図-5.9 サンドコンパクションパイル工法

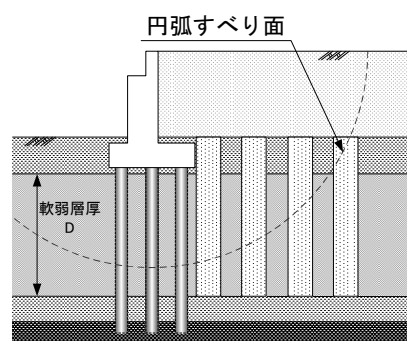


図-5.10 粘性土と砂杭で構成される地盤内の円弧すべり面

5.4.2 設計と対策効果の評価

(1) 対策工の範囲

改良範囲は、バーチカルドレーン工法の場合と同様に考え、**図-5.11**に示す範囲を基本とする。

(2) 平均せん断強度の評価

サンドコンパクションパイル工法は、上述したように複数の改良効果が見込めるが、効果としては、改良地盤のせん断強度の増加が最も大きな要因であり、設計上は、改良地盤のせん断強度のみを考慮してその対策効果を評価する。

本工法により改良された地盤について、**図-5.12**に示すように、円弧すべり面に沿う平均せん断強さ $\bar{\tau}$ が式(5.7)により求められる。この時の粘性土地盤のせん断強度は、载荷重工法と同様に圧

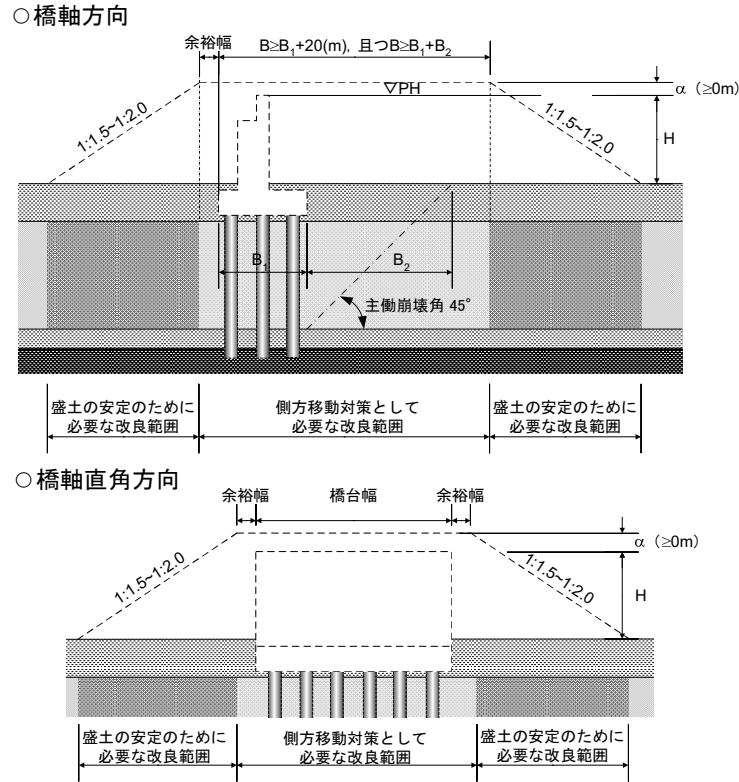


図-5.11 サンドコンパクションパイル工法による改良範囲

密による強度増加を見込んだ強度としている。

$$\begin{aligned} \bar{\tau} = & a_s \left(\gamma'_s z + \frac{\sigma \cdot n}{1 + (n-1) \cdot a_s} \right) \cos^2 \alpha \cdot \tan \phi & (\text{砂杭のせん断強度}) \\ & + (1 - a_s) \left\{ c_u + m \left(P_0 + \frac{\sigma}{1 + (n-1) \cdot a_s} - P_c \right) U \right\} & (\text{粘土のせん断強度}) \end{aligned} \quad (5.7)$$

ここに、 z はすべり面の深度(m)、 a_s は砂杭による置換率(図-5.13)、 σ は面積 A にかかる平均載荷重(kN/m^2)、 σ_s, σ_c はそれぞれ砂杭および粘性土部分に生ずる応力度(kN/m^2)、 γ'_s は砂杭の水中単位体積重量(kN/m^3)、 ϕ は砂杭のせん断抵抗角($^\circ$)、 c_u は粘性土の初期粘着力(kN/m^2)、 m は粘性土の強度増加率、 P_0 は土被り圧(kN/m^2)、 P_c は先行圧密応力(kN/m^2)、 U は粘性土部分の圧密度、 n は応力分担比($=\sigma_s/\sigma_c$)である。

対策工の効果は、次のように評価する。改良部分の平均せん断強度を用いて求める円弧すべり安全率の最小値を計算し、これが所要の安全率を満足していれば側方移動対策として効果があるものとして評価して良い。なお、式(5.7)において、 z を軟弱層の中間点にとり、 $\cos 2\alpha$ を1と仮定することで概略の平均せん断強度を求め、これを粘着力 c に置き換えて式(5.1)に適用することも数式上は可能であるが、その c を用いてI値を計算した場合の側方移動判定の閾値を求めることができるデータがない。

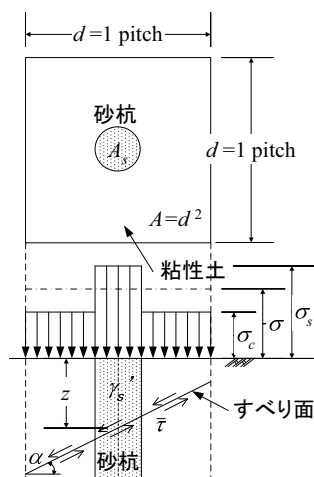


図-5.12 応力集中説明図

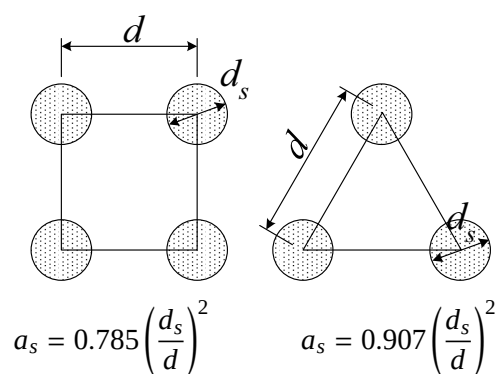


図-5.13 SCP の配置

5.4.3 設計時の留意事項

- 圧密効果についてはバーチカルドレーン工法と同様であるので、軟弱層が厚い場合には圧密遅れなどのドレーンの透水性能に留意する。
- 地盤改良や荷重軽減により橋台の側方移動対策を行うと、対策部分と未対策部分の境界に段差が生じ、交通障害を発生させることがある。よって、側方移動対策を実施する場合は、橋台背面の段差発生に留意する必要がある。このため、側方移動対策工で必要な施工範囲だけに着目するのではなく、図-5.14 に示すように、サンドコンパクションパイル工法とサンドドレーン工法を組み合わせる等により対策区間と未対策区間との間にすり付け区間を設け、発生する沈下量の差が緩やかになるよう配慮するのが良い。

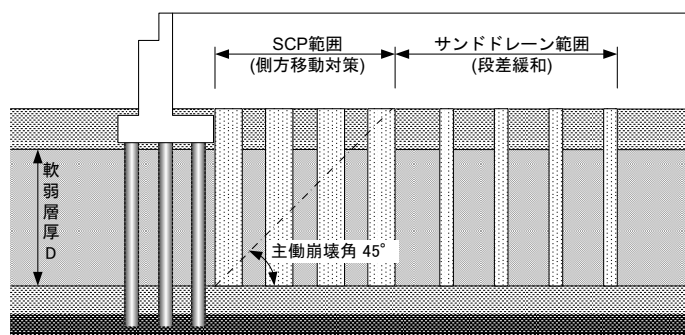


図-5.14 サンドドレーン工法の併用による盛土の段差緩和例

5.5 深層混合処理工法

5.5.1 工法の概要と効果

深層混合処理工法は、セメント等の改良材を地中に供給し、原地盤の軟弱土と攪拌混合して固化する工法である。橋台の側方移動対策工としては、図-5.15に示すように、橋台背面の軟弱層に適用する例が多い。施工法により機械攪拌式と高圧噴射式に大別されるが、橋台の側方移動や盛土のすべり破壊、沈下の低減に対しては機械攪拌方式が多用されている。機械攪拌方式には材料の供給方法により以下の2つがある。

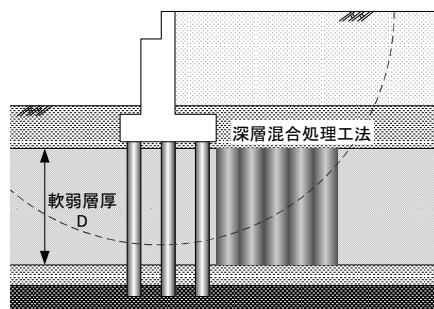


図-5.15 深層混合処理工法

- 1) スラリー系：改良材をプラントでスラリー状にしたものを圧送し、軟弱土と改良材を攪拌翼により混合して、固化改良体を造成する。
- 2) 粉体系：粉体のままの改良材を空気輸送し、攪拌翼により軟弱土と混合して固化改良体を造成する。

5.5.2 設計と対策効果の評価

側方移動対策として深層混合処理工法に期待される効果は、主に、改良体によるせん断強度増加である。しかし、改良体は原地盤に対して非常に大きな強度を有することから、側方移動対策として必要なせん断強度が改良仕様の設計において決定的となることはほとんどなく、支持や滑動等の改良体の安定照査により仕様が決まる。しかし、改良体の安定のみを満足するような設計では、不具合を生じてしまう事例も報告されており、改良体の変形や変位を挙動を設計計算で考慮できる手法は確立されていないのが現状である。したがって、深層混合処理工法の設計の考え方としては、まず、最低限必要な改良範囲を規定しておき、その改良範囲以上の範囲を行うものとして改良体に対する安定照査を行う。次に、全体系のすべり安定に対する照査により所定の安全率を満足していることを確認することにより、最終的な改良範囲、仕様を決定する手順となる。

(1) 改良範囲・改良体仕様の設定

深層混合処理工法において、改良体の強度を考慮して円弧すべり計算を行うと、改良範囲や改良率が小さくても、設計計算上は照査を満足してしまう場合がほとんどである。しかし、改良範囲や改良率等の数量を減らした結果、地盤や構造物に変状を生じ、結果的に工事の遅延や復旧、修復に大きな費用を投じる必要に迫られた事例の報告もある。

深層混合処理工法の対策範囲や改良率等の仕様は、どのように決定するのが適当なのか、明確な判断基準がなく、改良体が土圧等の水平力を受けたときの挙動等、未解明な部分もある。これは、改良体の曲げ、せん断強度が必ずしも均一でないことも原因の一つと考えられている。

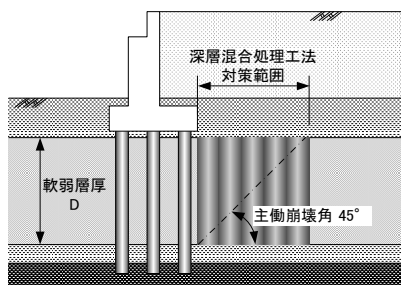
以上のことから、安定のみならず、地盤や構造物の変位、改良体の構造部材としての変形を生じさせないために、過去の実績等も考慮して改良範囲や改良率を設定する必要があると考える。そこで、以下に示す改良範囲及び仕様を原則とした。

1) 改良範囲

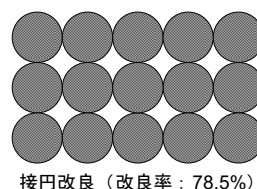
前述したように、深層混合処理工法における改良体は、一般に曲げ抵抗が小さく、品質は必ずしも均質ではないことから、改良地盤が全体として外力に抵抗するように、かつ、出来るだけ曲げ応力が発生しないように、広い改良範囲とすることが望ましいと考えられる。

したがって、深層混合処理工法の改良範囲は、近接施工における影響範囲の設定や、これまでの施工実績等も考慮して、図-5.16(1)に示すように、橋台後趾位置の軟弱層下端から 45° の主働崩壊角で橋台背面方向に立ち上げ、現地盤面と交わる位置までの範囲よりも広い範囲で改良することを基本とする。

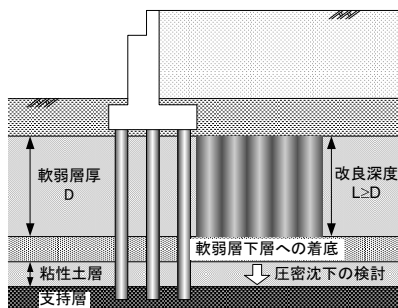
また、橋軸直角方向における基本的な考え方は、次のようにする。深層混合処理工法は、地盤を改良体により直接的に強度増加を図るため、改良を行った範囲で強度増加が期待できることから、橋台幅以上の範囲については、側方移動対策として必要な改良範囲と考えるものとする。な



(1) 深層混合処理工法の改良範囲



(2) 深層混合処理工法の改良率



(3) 深層混合処理工法の改良深度

図-5.16 深層混合処理工法の仕様原則

お、橋が斜角を有している等の場合、橋台幅だけでは対策範囲が不十分となることも考えられるので、設計条件等に応じて余裕幅を確保する等の検討を行う必要がある。それ以外の範囲については、載荷重工法などと同様で、軟弱層の圧密沈下および盛土（特にのり面部）のすべり破壊に着目し、必要な対策工の仕様等の検討するものとする。

2) 改良率

改良体のせん断強度は、原地盤に比べて数十倍の強度があり、例えば、側方移動判定を円弧すべり安全率により深層混合処理工法の対策効果を評価しようとする、低改良率で満足することになる。しかし、地盤のすべり抵抗に対する照査が十分であっても、低改良率の場合には、軟弱粘性土のすり抜け等の問題が懸念される。また、鉛直分布荷重及び側圧によって、個々の改良体に曲げ変形が生じないようにする必要がある。

軟弱地盤上の盛土における沈下低減、すべり安定対策として深層混合処理工法が採用される場合は、30～50 %程度の低改良率での施工実績も多いが、これは道路盛土での実績がほとんどである。一般の道路盛土の場合、線状構造物であることから変形に対する追従性が高く、多少の沈下や変状は道路交通に大きな影響を及ぼすことは少ない。また、土構造物であることから、万が一補修等の必要が生じた場合でも比較的容易に復旧することが可能である。一方で、橋台背面における地盤の側方流動や盛土による沈下は、背面盛土の沈下や躯体・基礎に損傷を与える可能性がある。特に基礎に損傷が生じれば、その復旧は容易ではない。したがって、橋台の側方移動対策として考える場合には、橋台のような構造物の取付部を一般の盛土構造と同列に考えて設計することは適切でない。したがって、橋台の側方移動対策として検討する場合には、重要構造物に対して極力変状を生じさせないとの観点から検討を行うべきである。

以上より、橋台の側方移動防止に対しては、地盤の側方流動が躯体や基礎に与える影響を最小限に留め、粘土のすり抜けや水平力に対する応力の伝達も考慮して、図-5.16(2)に示すように接円式改良（改良率 78.5 %）以上の改良率を有するようにする。

3) 改良深度

橋台背面の盛土部は、橋梁構造物との取付部であり、構造物の基礎は、一般に良質な支持層に支持されている。このため、橋台背面の盛土に沈下が生じれば、支持特性の違いから、橋梁構造物との取付部に少なからず段差が生じ、その程度によっては車両の走行性の支障となることが考えられる。

したがって、橋台背面の盛土の沈下を最小限に抑えるためにも、改良深度は、図-5.16(3)に示すように、軟弱層全体を改良するものとし、少なくとも、改良体は軟弱層の下層に着底させることを基本とする。さらに、軟弱層の下層に圧密の恐れがある層が存在する場合は、対象となる層に対して圧密試験を実施する等により、圧密沈下が懸念される層が上載荷重に対して過圧密で、有害な沈下が生じる恐れがないことを確認する。

(2) 改良効果の評価

深層混合処理工法による地盤改良法の検討は、改良体の外的安定の検討及び地盤全体系の安定検討と、改良体に発生する応力に対する内的な安定検討がある。本資料では、改良率について接円式改良以上の改良率とすることを求めている。接円式改良よりも大きな改良率を有するものは、一般にブロック式改良と呼ばれ、改良体の集合を仮想ケーソン構造として考える。一方で、接円式改良の場合、杭式改良と同様と考え、原地盤と改良体により構成される杭状構造として考慮するか、仮想ケーソン構造として考えるかの判断基準は明確ではない。そこで、当面の対応としては、杭状構造として考える場合と仮想ケーソン構造として考える場合の両者を満足するように設計する。

対策範囲の改良体を杭状構造として考える場合は、外的安定の検討として、改良範囲のすべり安定の検討、さらに改良体以深に圧密層が存在する場合には圧密沈下量の検討を行う。また、内部安定については、上載荷重による改良体の圧縮応力の検討を行う。対策範囲を仮想ケーソン構造と考える場合には、外的安定の検討として、改良地盤に作用する外力を設定した上で、滑動、転倒及び地盤の支持力等の検討を行う。必要に応じて圧密沈下や改良体を切るすべり面に対するすべり安定に対する検討を行う。また、内的安定については、改良地盤内部の圧縮、曲げ、せん断破壊に対する検討を行う。加えて、杭状構造、仮想ケーソン構造、いずれのように考えた場合でも、改良体を含む全体系の地盤に対するすべり安定について検討を行うのがよい。

偏載荷重を受ける接円式改良の変形や挙動については、次のような研究例がある。文献¹⁹⁾では、杭式改良地盤に偏載荷重が作用する場合の改良部の変形・破壊挙動を土層実験により確認している。5列の接円式改良を行ったケースでの改良体の変形挙動について、盛土内側の改良体の杭体が最も大きな曲げひずみを生じ、後列になるに従い、曲げひずみが小さくなる傾向が確認されている。このひずみレベルは、千鳥配置の杭式改良のケースで計測された結果と比較しても非常に小さく、接円式改良は、改良体全体として偏載荷重に抵抗すると考察されている。また、滑動計算値と実験結果を比較し、滑動安全率相当において水平変位量が急増する等から、計算式の妥当性を確認している。結論としては、接円配置として改良幅を大きくした杭式改良では、転倒、滑動、円弧すべりに関する安定計算により、改良地盤の安定性を概ね説明できるとしている。また、文献²⁰⁾では、深層混合処理工法を橋台背面の側方流動対策として用いたときの、接円式改良体の変形モードを確認するために遠心載荷実験を行っている。その結果から、改良体中心よりやや上部で、小さいながらも曲げ変形があったこと、鉛直荷重の応力集中の計測結果から、改良体は盛土外側を中心に回転モードが生じていることが確認されている。

以上より、一般に、図-5.16に示す深層混合処理工法による対策範囲、仕様を満足していれば、滑動や転倒のような大きな変形は生じないものと考えられる。

以下に示すのは、改良範囲を杭状構造として考えたときの改良体の設計基準強度およびせん断強度の設定方法の例である。詳細については、港湾²¹⁾や建築分野²²⁾等から出版されている基準、指針類を参考にし、検討対象の設計条件に応じた適切な検討が行われることが望まれる。

1) 改良体の設計基準強度

改良体の設計基準強度 q_{uck} は、上載荷重が改良体に集中していると仮定して、上載荷重による改良体に作用する圧縮応力に対して所定の安全率を確保して設定する。改良体の設計基準強度 q_{uck} は、安全率 F_s 、上載荷重 W (kN)、改良率 a_p (%) を用いて次式により求められる。

$$q_{uck} = F_s \cdot W/a_p \quad (5.8)$$

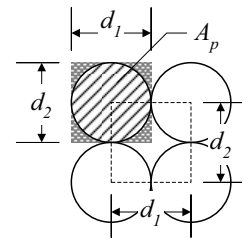
式 (5.8) の圧縮強度の安全率 F_s は、一般的には施工実績等を考慮して 1.2 程度としているようである。

2) 地盤中の改良体の強度を考慮したせん断強度

深層混合処理工法により地中部に造成された固化改良体を杭状構造として設計する場合は、改良体と原地盤の平均的なせん断強度を式 (5.9) にて算出することが多い。

$$\tau = c_p \cdot a_p + \kappa \cdot \tau_0(1 - a_p) \quad (5.9)$$

ここに、 τ は改良後の平均せん断強度 (kN/m²)、 a_p は改良率 (%) (図-5.17 参照)、 τ_0 は原地盤のせん断強度で粘性土の場合は $\tau_0 = q_{u0}/2$ (kN/m²)、 κ は改良体の破壊ひずみに対応する原地盤の破壊強度の低減率、 c_p は改良体のせん断強度 (= $q_{uck}/2$) (kN/m²)、 q_{u0} は原地盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)、 q_{uck} は改良体の設計基準強度 (kN/m²) である。なお、式 (5.9) における改良地盤の平均せん断強度 τ の第二項は、改良体が破壊ひずみに達する時の原地盤のせん断強度を低減率 κ により考慮したものであるが、非常に小さい値となるため無視することも多い。接円式改良では、分担する面積も非常に小さいので、これを無視して考えることとする。



$$a_p = \frac{A_p}{d_1 \cdot d_2} \times 100 (\%)$$

図-5.17 改良体配置

5.5.3 設計時の留意事項

- 橋台施工時に掘削を行う場合、図-5.18 に示すように土留矢板が使用されることがあるが、この場合、改良体部分に鋼矢板を打設できないため、仮設計画を踏まえた改良体の配置が必要となる。その場合にはフーチングの後趾部分に未処理区間を残すことになるが、その区間は極力短くすることが望ましい。

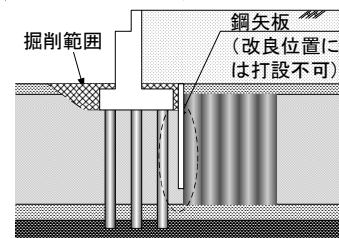


図-5.18 土留め矢板を設ける場合

- 設計業務において、同一路線内の橋梁構造物と盛土の軟弱地盤対策が別業務となるような場合は、橋台の側方移動対策工の検討で盛土の軟弱地盤対策の検討結果を準用するのではなく、双方のクロスチェックを行う等により適切な対策工を検討する必要がある。

- 深層混合処理工法の対策範囲となる軟弱層が非常に厚い等の理由で、図-5.16 に示す改良範囲、改良仕様の原則を満足することが実質的に不可能な場合も想定される。このような場合、基本に立ち返り、図-5.2 に示す対策範囲内の粘性土を変形させない・動かさないように、対策範囲を取り込むような格子状改良により対策範囲外からの荷重に対して抵抗させるとともに、対策範囲直上の荷重に対して別途改良体の配置を検討することも考えられる。しかし、具体的な配置、強度の設定法については知見が十分でなく、今後の研究が期待される。改良範囲を狭くする方法や、改良深度を短く計画し、浮き型の改良体として対策する等の方法については、橋台等の重要構造物に近接した改良地盤に関して、改良範囲が狭い条件での構造物や地盤の変状事例が報告されていることや、浮き型の改良地盤の挙動が明らかではないことから、対策工の検討にあたっては、非着底改良地盤による圧密沈下の影響や、滑動、すべり破壊の危険性、地震時の挙動等にも配慮した慎重な検討が望まれる。この点については、今後、実験的研究等による知見が蓄積され、説明性の高い設計法が確立されることが期待される。
- 深層混合処理の場合、対策範囲と未対策範囲の境界付近に段差が発生するため、交通障害等の被害が予想されるケースでは、改良長や改良率を小さくした緩和範囲を設けるなどの段差対策が必要である。

5.6 軽量材料を橋台背面に用いた荷重軽減工法

5.6.1 工法の概要

荷重軽減工法は、橋台背面の盛土の代わりに軽量材料で橋台背面の取付部を構築し、軟弱地盤に作用する上載荷重の軽量化を図る工法である。代表的な工法として、EPS 工法、気泡混合軽量土工法と呼ばれているもの等が挙げられる。

EPS 工法は、発泡スチロール（Expanded Poly-Styrol）製の大型ブロック（標準的な寸法は $2.0 \times 1.0 \times 0.5 = 1.0 \text{ (m}^3\text{)}$ ）を緊結金具で一体化する工法である。超軽量（単位体積重量が $0.12 \sim 0.30 \text{ kN/m}^3$ ）であり、人力で設置・固定を繰り返して施工する。また、気泡混合軽量土工法は、土ではなく、実際にはセメント、砂と発泡させた気泡を混合して作製する軽量材料（通常、単位体積重量が $4 \sim 15 \text{ kN/m}^3$ 前後）を使用することにより荷重軽減を図る工法である。本資料では、この軽量材料を気泡混合セメントと呼ぶことにする。硬化前のスラリー状の気泡混合セメントを、コンクリートと同様の要領でポンプ圧送、打設、養生して構築する。主な特徴として、軽量性、流動性（硬化前）、自硬性等がある。

なお、上記のような軽量材料を用いる工法は、軽量盛土工法と呼ぶ場合もあるが、本資料では、土としての特性や挙動を有していない軽量材料を盛土と呼ぶことは、設計上の取り扱いに誤解を与えることを懸念して、軽量盛土という言葉は用いないこととしている。以下、「軽量材料を用いた工法」などのように表現する。

5.6.2 設計と対策効果の評価

(1) 対策範囲

軽量材料を用いた荷重軽減工法を採用する場合は、図-5.19 に示すように、橋台後趾位置における軟弱層の下端から 45° 線の範囲内について軽量化を図ることを基本とする。

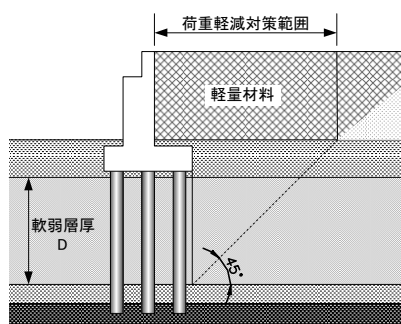


図-5.19 軽量材料を用いた荷重軽減工法の対策範囲

(2) 対策効果の評価

図-5.19 に示す範囲以上の範囲で、軽量材料を用いた荷重軽減工法が実施されることを前提に、使用する軽量材料の荷重を考慮して求まる背面盛土に相当する部分の平均的な単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$ を用いて、式 (5.2) を満足することを確認する。その上で、軽量材料自体の外的及び内的安定や地盤全体系の安定に対する検討を行う。また、対策範囲の背後からの盛土荷重により対策範囲内の軟弱土が変形、移動することが無いように、橋台工や軽量盛土工に先立って、対策範囲より後方の盛土を実施し、盛土下の軟弱土の圧密変形が収束しているとみなせる状態にしておくのがよい。

(3) 軽量材料による構造体の安定検討

橋台背面の取付部に気泡混合セメントや EPS 等の軽量材料を用いる場合、これらの軽量材料が構造物として外力に抵抗すると考え、滑動・転倒・支持の他、浮上りや沈下等に対する外的安定について検討する。さらに、地盤を含む全体系の安定検討として、すべり安定計算を実施して、所定の安全率を満足していることを確認し、安定に必要な対策範囲を決定する。また、上載荷重に対する強度や路体、路床としての必要強度等、軽量材料自体の内的安定について必要な照査を行う。

(4) 軽量材料の支持地盤の安定検討

橋台背面の取付部に軽量材料を用いることにより、軟弱地盤に作用する上載荷重が軽減されることから、軟弱地盤の圧密沈下の低減に対して効果的である。しかし、支持地盤が軽量材料を安全に支持できなければ、支持地盤の沈下、変状に伴い軽量材料で構成される構造物の変形、損傷等の影響が考えられる。したがって、支持地盤について適切な評価を行う必要がある。

支持地盤の支持力が不足していれば、地盤のせん断破壊により軽量材料により構成される構造物が損傷する恐れがあり、荷重軽減工法の対策工範囲に沈下が生じなくても、そのさらに背面にある軟弱地盤が圧密沈下が生じれば、地盤変状の影響を受けて軽量材料が背後盛土の圧密沈下に伴い引込まれる、地盤の変状に伴う応力発生によりひび割れが生じる等の損傷が懸念されるため、背面の地盤全体についての検討が必要と考えられる。また、地盤全体系の安定検討として、盛土地盤のすべり破壊に対する安定照査を行っておく必要がある。

その他、地震時に液状化が生じる恐れがある地盤等、上載荷重を安全に支持できない不安定な地盤への軽量材料の採用は適切ではない。これは、地震時に地盤が液状化やそれに伴う流動化等が生じることで、沈下、変形が生じ、場合によっては構造物に対しても影響を与える可能性があるからである。

5.6.3 設計時の留意事項

- 荷重軽減工法に用いる軽量材料は、水浸する恐れのあるところは浮力の検討を行う必要がある。例えば、EPSは水よりも比重が小さい超軽量材料であるので、地下水位以深に設置する場合や洪水等により湛水する恐れのある場合には、入念な検討が必要である。
- 自立性のある軽量材料は、橋台の土圧軽減対策としても良く用いられるが、設計上、橋台に土圧が作用しないように考えて設計されることが多く、このため、スリムな躯体及び基礎が設計される。巻末の**資料B**の中でも紹介するように、橋台背面に軽量材料を用いて土圧軽減を期待して設計された橋台が、地震時に損傷を受けたとの報告もある。採用にあたっては特に耐震性について十分な検討が必要である。
- 原地盤が液状化層を含む等、地震時に不安定となる地盤である場合は、地震時に軽量材料の支持地盤が崩壊し、それ自体が損傷を受けることも考えられる。このような地盤条件における軽量材料の採用にあたっては、液状化対策も含めた検討が必要である。
- 気泡混合セメントは、構造物として自立するため、施工範囲外の一般盛土部との沈下量の相違により、空洞が生じて亀裂が発生しやすいので十分に注意する必要がある。荷重軽減工法の対策範囲において載荷重工法等の地盤改良法を適用して、著しい沈下差を抑制したりするなどの工夫が必要である。

5.6.4 設計時における維持管理への配慮

- 巻末の**資料C**でも紹介するように、軽量材料を用いたからといって、軟弱層の沈下が全く生じないわけではない。仮に沈下が生じた場合に、軽量材料より比重の大きな舗装を増し厚すると、増厚分の荷重増加によって却って軟弱層の沈下が促進され、さらに舗装を増し厚し、また沈下を促進するという悪循環に陥る恐れがあり、さらに、橋台の側方移動を誘発する恐れも否定できない。したがって、設計時点において、軽量材料を用いる場合でも事前にプレロードを施すなどの工夫により軟弱層の沈下を最小限にするだけでなく、供用後に沈下が生じた場合の処置方法についても慎重に検討したり、維持管理上の留意事項として伝達することが必要である。

5.7 押え盛土工法

5.7.1 工法の概要

橋台前面に埋設管や河川・側道といった障害物がない場合は、押え盛土が有効な対策工法となる。

5.7.2 設計と対策効果の評価

押え盛土工法では、4.で示した換算盛土高 h' により I 値判定を実施することが出来る。また、概略の押え盛土形状を想定した後、円弧すべり計算を行い、所定の安全率を満足していることにより押え盛土自体の安定を確認する。

5.7.3 設計時の留意事項

- 計画した盛土に家屋や既設構造物などが隣接する場合には、矢板や深層混合処理などの側方流動に対する対策の検討をする必要がある。

5.8 基礎体抵抗法

基礎体抵抗法は、地盤の側方流動に対して基礎構造の剛性を増加させ、構造物自体の抵抗力を増加させる工法であり、設計の考え方等については杭基礎設計便覧⁸⁾に記載されている。基礎体抵抗法については、事例調査でも検討された事例はないので、本資料では詳細を割愛する。

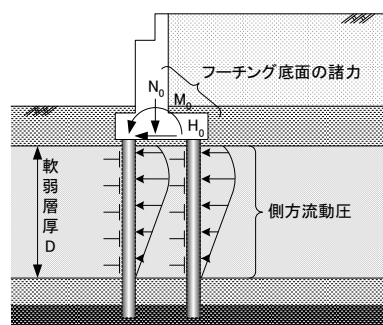


図-5.20 側方流動圧の作用¹⁾

5.9 その他の工法の適用性について

5.9.1 盛りこぼし橋台

盛りこぼし橋台は、土研資料 1804 号¹⁾において有効な側方移動対策として紹介されている。また、文献¹⁵⁾でも、事例調査の結果から、盛りこぼし橋台が有効な方法であると考察されている。しかしながら、実際に盛りこぼし橋台が適用可能な条件は、盛土を支持できる良質な地盤に構築されることが原則であり、盛土自体の変形は基礎の設計に反映されるため、橋台基礎に対しては安定した盛土の構築が必要であり、盛りこぼし橋台が適用されるのは、かなり限定的な条件であると考えられる。なお、現行の道路橋示方書では、盛りこぼし橋台の設計手法について具体的な記述はないが、NEXCO の設計要領¹²⁾に整備されており、最近では土木研究所構造物メンテナンス研究センター（CAESAR）と高速道路総合研究所よりそれを補足する資料²³⁾も出ているのでそれぞれ参考にされたい。

5.9.2 斜杭基礎

斜杭基礎は、元来、打込み工法による施工が行われており、土研資料 1804 号¹⁾において分析に用いられた橋台諸元でも斜杭基礎を採用したケースがいくつも確認されているように、過去には多数の施工実績があったが、騒音・振動等の問題から次第に適用されなくなっていた。

しかし近年では、回転杭工法のように従来の問題点を克服した新工法の開発が進み、その利点が改めて注目されてきている。斜杭基礎は、基本的に水平力に対して変形の出にくい構造であるため、大きな土圧を受ける橋台への適用が考えられる。しかし、斜杭基礎自体は、地盤の側方移動そのものを防止するような構造ではないため、斜杭基礎を採用する場合においても、側方移動対策はその他の方法で計画することが望ましい。

5.10 大きな制約条件下における対策工の検討

側方移動対策工の検討においては、様々な制約条件により、本資料に示すような対策工が十分にできないことも考えられる。例えば、河川堤防への影響が懸念され十分な対策工が計画できない場合や、対策範囲が大規模となる等により経済的負担が著しい場合などが考えられる。このような問題は、ケースバイケースであり一般的な対応を示すことはできないが、以下のように対応することが考えられる。

5.10.1 河川部における制約

河川と道路では、管理者が異なることから、河川横断部における橋梁の計画では大きな制約を受ける場合が多い。例えば、河川堤防では、載荷重工法が適用できない、堤体断面内に軽量材料

を設置できない等、側方移動対策の検討において大きな制約となることが考えられる。また、河川と道路で要求される性能が異なることから、地盤条件によっては、それぞれに必要な措置が両立しない場合もある。特に、軟弱地盤においては、河川管理施設等構造令の解説書²⁴⁾にも示されるように、橋台の安定性を確保するためには、橋台底面を十分な深さまで掘り下げて計画する必要がある等、通常の橋台の設置計画とは異なる配慮が必要である。

したがって、河川区域内に設ける橋台や橋脚のように、制約条件が厳しく、構造物の安定や安全性を確保することが困難であれば、必要に応じて支間割りを工夫する等により橋梁計画を見直し、側方移動対策工も含めてその影響が堤防に一切抵触しないような計画とすることも検討されたい。

5.10.2 側方移動対策工の費用対効果

側方移動対策工の検討において、本資料を参考に対策範囲を計画すると、軟弱層が非常に厚い場合などでは、対策工の規模が大きくなり、初期コストが非常に大きくなる可能性も考えられる。本資料で示した深層混合処理工法の対策範囲等の仕様は、側方移動対策工の対策範囲とその効果の関係が明確でないことや、軟弱地盤という悪条件下において初期の経済性を優先することは長期的な維持・管理の観点からも適切ではなく、初期に確実な対処が取られることが望ましいと考えたことから、構造物が影響を受ける範囲に関して、安全側かつ工学的な知見に基づき提案したものである。ただし、この範囲は一般的な条件での対応を示したものである。このため、土質性状、地盤の堆積状況等の地質学的な知見、地下水位や利用状況、土層構成、周辺環境等の当該地点における特有の特性を加味した上で、適切な実験や施工実績及び既設構造物の観測から当該地点における対策工の適用性を検証する等の詳細な検討により決定されることを否定するものではない。特に、軟弱層が数十 m にも及ぶような地盤条件では、別途、維持管理上有利になるような対策を施した上で、変位量等に管理値を設定して計測管理を継続する等の維持管理計画を含めた個別の要求性能を設定するなど、現実的な対応をとることも一案である。

今後、必要な対策工の範囲等の仕様について適切に設定できるような設計手法を確立するためには、橋台の側方移動のメカニズムを解明するための実験的研究を通して対策工の効果や地震時の挙動を評価するほか、実施工における対策工の範囲や強度等の仕様に対する変位や基礎の応力状態等のデータを蓄積していき、これらを用いて定量的に評価していく研究が求められるものと考えている。

6. 側方移動対策工の施工

6.1 対策工の施工及び計測管理における一般事項

- (1) 対策工の施工順序は、側方移動の抑止効果を確実に発揮できるように、また構造物基礎に悪影響を与えることのないように、十分留意してこれを計画しなければならない。
- (2) 対策工の施工にあたっては、設計で考慮した軟弱地盤対策工の効果が十分に発揮できるように、確実な施工を行う必要がある。
- (3) 対策工の施工中は、常に橋台、周辺構造物および周辺地盤の挙動を観測し、対策工の施工手順等に反映させなければならない。

(1) 対策工の施工順序

対策工は、側方移動の抑止効果を確実に発揮できるように、また、施工時には基礎に悪影響を与えることのないよう、十分留意して施工順序を計画し、実施する必要がある。例えば載荷重工法では、プレロード後に十分な放置期間を確保し確実に圧密促進を図ってから構造物基礎を施工する必要がある。これは、近接する一般土工部に載荷重工法を用いる場合でも同様である。サンドコンパクションパイル工法や深層混合処理工法は、施工時に周辺地盤に変位を生じさせることがあるので、構造物基礎に先行してこれを施工する方が構造物に悪影響を与える危険性は低くなる。軽量材料を用いた荷重軽減工法では、あらかじめ一般盛土部を施工した後に構造物の基礎および躯体を構築し、最後に軽量材料による橋台背面部分の構築を行うことにより、構造物基礎への影響を最小にすることが出来るので、このような施工順序を検討するのが良い。どのような対策工でも、少なからず地盤に変形を与えるものであるから、極力、構造物基礎に先行して対策工を実施する計画とするのが基本といえる。

(2) 対策工の確実な施工

対策工の施工にあたっては、設計における対策工の思想を十分理解して、その効果が確実に発揮されるよう適切な施工を行わなければならない。また、実際の工事では、地盤等の条件が設計で想定したものと異なる場合もある。そのような場合でも、計画通りの施工で設計で期待する性能が発揮できるか、追加で対策が必要になるかを判断して、柔軟に対処することが求められる。

施工時に実施できる側方移動防止対策としては、例えば以下のような方法が考えられる。

1) 緩速施工の実施

工期に余裕がある場合は、盛土速度をおとすことによって側方移動を低減することで、地盤強度の向上を期待することができる。また、変位や応力の発生は、文献¹²⁾にも示されるように、盛土の施工速度が早いほど盛土高さに対する相対的な沈下量が大きくなることが分かっており、慎重に施工を行う必要がある。

2) 段階施工

図-6.1 に示すように橋台の構築前に背面盛土の一部を施工しておき、橋台完成後に裏込めを行う¹⁾。

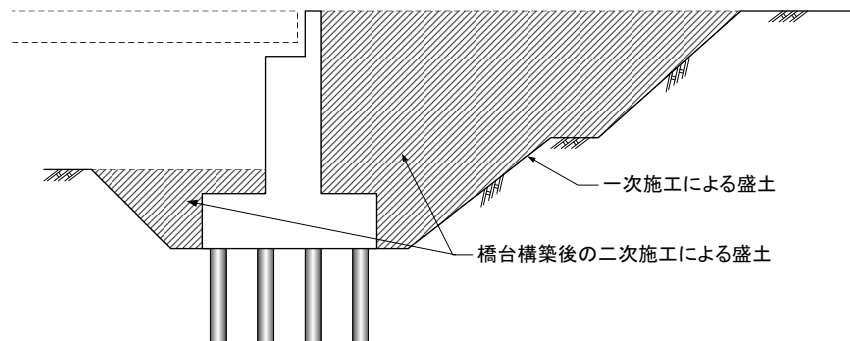


図-6.1 盛土の段階施工

(3) 計測管理の実施

工事現場周辺に地中埋設管や鉄道施設等の変状が許されない既設構造物が存在する場合は、当然のことではあるが、これらの構造物の変状の有無を計測しておくことが必要である。万が一、側方移動の兆候が認められた場合は、ただちに工事を中断し、橋台背面の裏込めを除去する等の緊急対策が必要となる。

そこで、側方移動の検討を実施した橋台は、施工時に計測管理を実施し、情報化施工に役立てることを基本とした。計測管理を適切に実施することにより、採用した対策工の効果と適応性を確認することができるとともに、不測の変状が生じた場合にも、被害を最小限に留めると共に、以下のような情報化施工に利用できる。

- (1) 計測管理は、実施工の挙動を把握し、橋台工の品質を保証するため、あるいは不測の変状を早期に発見し、効果的な対策を速やかに見出すために実施される。また、経時的なモニタリングデータを蓄積することにより、今後の設計手法の確立に役立てることもできる。各現場の条件に応じて入手すべき情報を明らかにし、適切な計測計画を立案する必要がある。
- (2) 設計結果に対する実施工時の挙動を比較、評価する。

- (3) 実挙動と設計結果が著しく異なる場合は、原因究明し、計算モデルの修正、対策工の追加検討を行う。
- (4) 随時得られた情報を設計段階にフィードバックして妥当性を検証し、必要に応じて設計の修正や施工法の変更を行う。

側方移動を対象とした日常管理としては、橋台の変位や傾斜測定や目視による周辺地盤の変状調査は必須であるが、より精度の高い計測管理項目およびその手段としては、例えば図-6.2 に示すものがある。

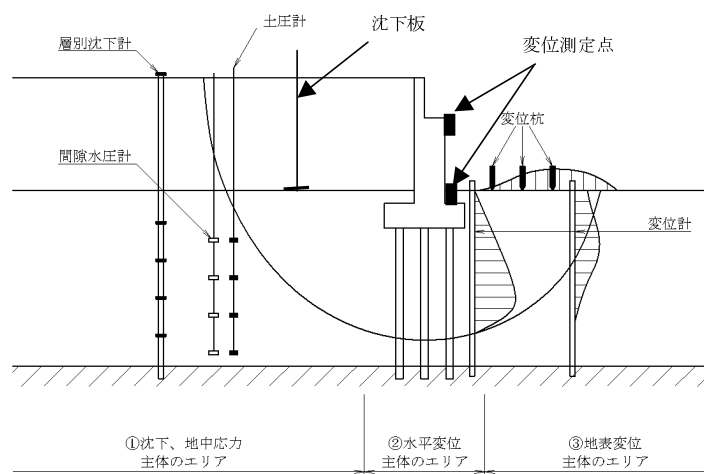


図-6.2 側方移動に対する計測管理手法の例

図-6.2 において、橋台背面の①のエリアは沈下や地中応力が問題であり、沈下板や層別沈下計、土圧計、間隙水圧計等により、沈下量や地中応力の把握が重要となる。

②のエリアは地中の水平変位が主体となり、躯体に変位側点（ターゲット）を設けたり、変位計による地盤内の側方移動量や、ロードセルによる杭に働く荷重の把握が可能となる。

③のエリアは地表面のふくれ上がりや地中の水平変位が顕著となり、変位計（ローラー型傾斜計）や変位杭による地中・地表変位の把握が重要である。

圧密沈下の計測は盛土施工終了後、長期にわたって必要であるが側方移動に関しては、载荷直後が最も危険な状態であり、その後は徐々に安定に向かうことから、計測管理は盛土開始から盛土完了の時期までが重要である。深層混合処理等を実施した場合は、完成後の耐久性も問題となることから、改良体の各部にひずみ計を配置して応力状態を長期的に計測管理する例もある。

次節より表-5.1 に示した代表的な対策工について、施工時における留意点を示す。

6.2 載荷重工法

施工時の留意事項：

- 既往の軟弱地盤上の橋台の変状例から、載荷重はできるだけ大きくとり、かつ放置期間も長くすると効果的であることがわかっており、これらのことを考慮して、工程を確保し、計画することが望ましい。
- 盛土の立ち上げ速度が地盤の安定に関わっているので、載荷重工法のみで対策を実施する場合には、急速に立ち上げて地盤が破壊することがないように注意する。
- 載荷重工法による圧密完了後、盛土を除去して橋台の躯体を構築する。ここで、圧密が完了である場合は、応力解放によるリバウンドや、周辺との載荷重の差による偏土圧の影響で軟弱地盤が側方流動し、基礎に影響する可能性がある。したがって、沈下量の収束状態を確認し、次工程への影響を最小にするように配慮することが必要である。
- 載荷重工法では、軟弱層の圧密による地盤の改良効果を期待するが、その改良効果は主に圧密沈下量の収束状態によって判断される。しかし、設計計算上は、圧密による強度増加を考慮していることから、本来であれば、実際に圧密による軟弱層の増加強度を確認することが望ましい。このため、載荷重完了後の地盤に対しては、当該地盤の土質性状や既往の施工実績等を考慮して、適宜、チェックボーリング等により載荷重範囲および軟弱層厚に応じて複数の試料を採取し、室内試験によりこれを評価するのが望ましい。
- 施工手順としては、基礎や躯体への影響を避けるため、載荷重を実施し、十分な放置期間を確保したあと、撤去して基礎及び躯体を施工する。

6.3 バーチカルドレーン工法

施工時の留意事項：

- 施工法によっては振動騒音が発生するため、周辺状況に応じて、無振動、低騒音型やオーガー式などの施工機械の選定に留意する。
- 組み立てヤードの確保が可能かどうかとも工法選定の条件となる。また、施工足場の安定性についても留意が必要である。
- 施工手順としては、基礎や躯体への影響を避けるため、バーチカルドレーン施工後に盛土の立ち上げ速度に注意しながら載荷重を実施し、十分な放置期間を確保したあと、撤去して橋台基礎及び躯体を施工する。
- サンドドレーンの場合の材料は、機能上、透水性が要求されるので、材料の細粒分含有率に対する管理や目詰まりに対しての配慮が必要である。

6.4 サンドコンパクションパイル（SCP）工法

施工時の留意事項：

- 当工法は、載荷重工法と併用するので、計画した盛土に家屋や既設構造物などが隣接する場合には、矢板や深層混合処理などの周辺変位（引込み沈下等）対策の検討を実施する。
- 施工法によっては振動騒音が発生するので、周辺状況に応じて、無振動、低騒音型などの施工機械の選定に留意する。
- 施工機械が大型であるため、組み立てヤードの確保が可能かどうかとも工法選定の条件となる。また、施工足場の安定性についても留意が必要である。
- SCP 工法による砂杭を軟弱な粘土質地盤や泥炭質地盤に施工すると、打込みによって地盤を乱し、一時的に強度低下をもたらすことがあるので、改良率が高い場合には注意しなければならない。低下した地盤の強度回復については、1～3ヶ月程度必要との報告がある²⁵⁾ので、特に、この期間の施工に留意が必要である。
- 砂杭打設時の地盤変位に伴う既設構造物への影響が懸念される場合には、変位吸収溝や矢板などの変位対策を施す必要がある。また、SCP 工法の施工完了後にも、用地境界杭の測量を行う等、地盤変状の有無を捉えられるようにすることにより、橋台基礎工の施工前に追加対策が必要であるのかどうか、検討できるような計測管理を行う。
- 施工手順としては、基礎や躯体への影響を避けるため、SCP 施工後に盛土の立ち上げ速度に注意しながら載荷重を実施し、十分な放置期間を確保したあと、撤去して基礎及び躯体を施工する。
- SCP 工法でもサンドドレーン工法と同様に、透水性の観点から、砂材料の細粒分含有率に対する管理や目詰まりに対しての検討が必要である。

6.5 深層混合処理工法

施工時の留意事項：

- 深層混合処理工法による地盤改良効果は、改良材の添加量だけでなく、改良材の吐出方法、原地盤土と改良材との攪拌混合の均一性などによっても大きく左右されるので、これらを考慮し、施工機械や施工順序の検討が必要である。
- 深層混合処理は、施工に伴い、地盤に水平変位が生じるので、施工法や施工順序、仮設工等の検討が必要である。周辺への既設物などへの影響が懸念される場合には、変位を抑制できる施工法を選定したり、採用した施工機械の打設順序、変位吸収溝や矢板等による変位対策についても検討する必要がある。また、基礎や躯体等の構造物に影響を及ぼさないように、改良工の施工は、基礎及び躯体に先行して実施すべきである。
- 施工機械が大型であり、組立てヤードやプラントヤードの確保が可能かどうかは工法選定の条件となる。また、施工足場の安定性についても留意が必要である。

6.6 軽量材料を用いた荷重軽減工法

施工時の留意事項：

- EPSのように超軽量材料を用いる場合は、水浸を受けて浮力が生じると致命的となる。また、気泡混合セメントを軽量材料として用いる場合、気泡部分への雨水や地下水の浸透により湿潤密度が大きくなったり、強度低下を起こすことも考えられるので、遮水シート、防水シートで確実に軽量材料を覆い、これを防ぐ必要がある。特に、軽量材料と一般盛土の境界における排水対策が重要となる。
- 施工手順としては、基礎及び躯体へ与える影響が最小限になるよう配慮して、背面の一般盛土を先行して施工し、荷重増加に対する地盤の変形を発生させておき、その後に基礎および橋台を構築し、軽量材料で取付部を構築するのがよい。
- 供用後も交通に障害をきたす恐れがあるので、取り付け部の段差・変状の監視を十分に実施する必要がある。

6.7 押え盛土工法

施工時の留意事項：

- 施工手順を工夫して押え盛土を施工する。例を図-6.3に示す。
- (1) A 法：杭打設前に小盛土の施工を行ない、地盤の乱れを極力少なくする。
- (2) B 法：意図的にあらかじめ橋台を背面側に動かしておき、背面盛土による流動量を相殺しようとする。ただし、押え盛土による橋台の移動量が過大になると、躯体や基礎に損傷が生じる可能性も考えられるので、④と⑤を繰り返して橋台前面と背面をバランス良く盛り立てる等、その適用にあたっては慎重な検討を要する。

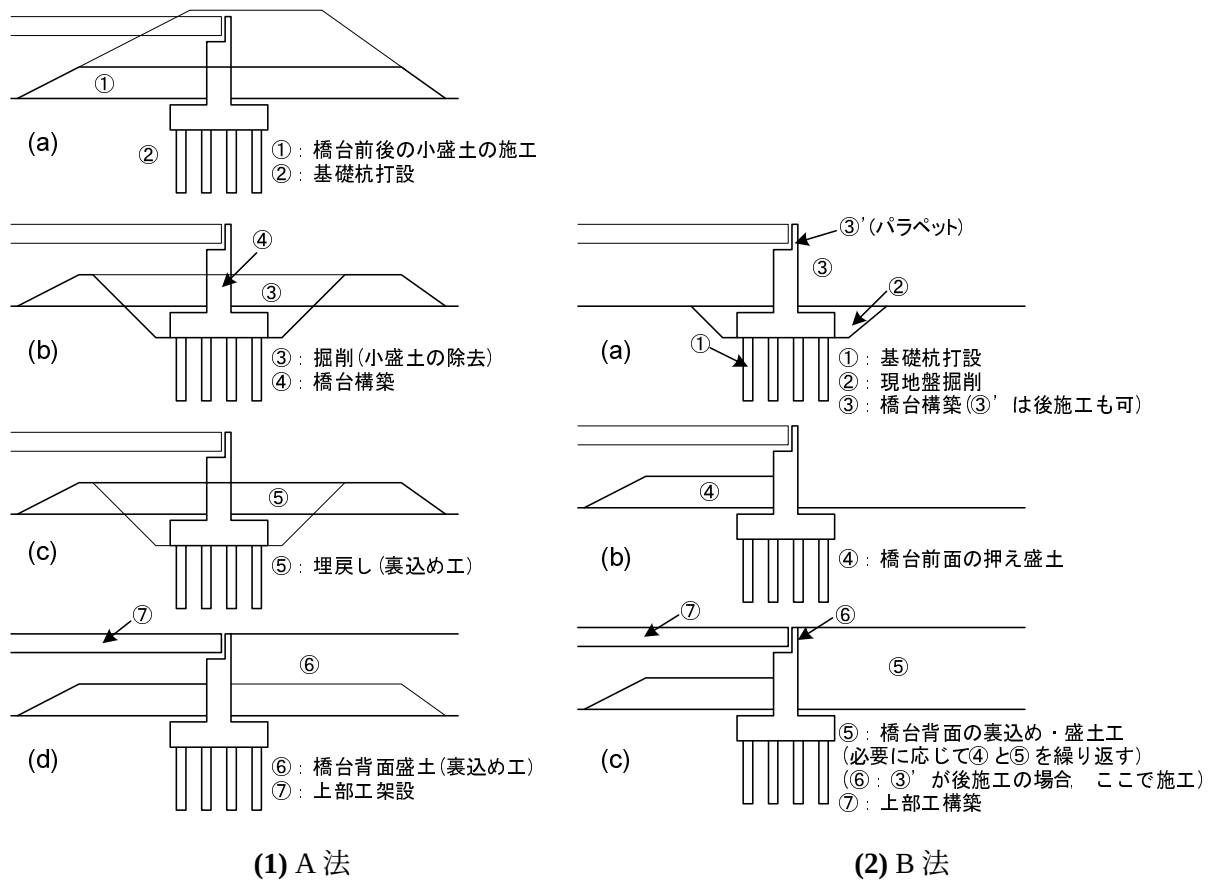


図-6.3 押え盛土工法による施工手順の例¹⁾

- 押え盛土の盛立て速さは、盛土本体より遅れることがあってはならない。盛土の施工を通じて、地盤のすべり破壊等に十分に注意する。

7. 側方移動が生じた場合の対応

7.1 施工中に側方移動が確認された場合の対応

施工中に橋台の側方移動が確認された場合は、直ちに工事を中断し、適切な対応をとらなければならない。

下部構造の施工中に側方移動が確認された場合、軟弱層の流動化により構造物周辺の地盤が乱れてしまっていると考えられる。このような場合、外力が作用することによって変位が加速度的に進行する可能性がある。したがって、直ちに工事を中断し、側方移動の原因を推測すると共に、速やかに適切な対応をとらなければならない。

対応手順や方法は、周辺環境、施工条件等により異なることが推測されるが、例えば、以下に示すような手順が考えられる。

- (1) 応急措置の実施
- (2) 施工済みの構造物の健全性確認
- (3) 設計及び施工計画の再検討
- (4) 側方移動対策工及び下部構造の施工、計測施工の実施
- (5) 経過観測、維持管理計画の検討

(1) 応急措置の実施

工事を中断した後、まずは不具合をこれ以上拡大させないために応急措置をとることが必要である。この時、側方移動が生じた原因は何かによって、とるべき対応は異なると思われるが、基本的には偏載荷重の影響を軽減させる方針で、かつ迅速に対処可能な方法がよい。

例えば、橋台背面の裏込め施工中に側方移動が確認されたのであれば、橋台背面土及び影響範囲の土砂撤去により上載荷重軽減を図ることが考えられる。橋台前面側の掘削に伴う変状が原因であれば、当面の対応として、押え盛土により偏載荷重の影響を軽減させる方法が迅速に対応できる方法として考えられるだろう。また、周辺地盤や構造物、近隣環境に影響を及ぼしていないかを確認し、必要に応じて関係機関とその後の対応について協議する必要がある。そして、応急措置の完了後、橋台や周辺地盤の変状が進行しなくなったことを確認する。

(2) 構造物の健全性の確認

側方移動が確認された場合、それによって基礎や躯体は損傷を受けている可能性がある。上部工桁と下部構造が接触するような場合には、支承の変形や、桁や床版、パラペットへの応力集中によるひび割れ等の損傷が発生する可能性がある。このような変形や損傷は、構造物の機能低下や部材の劣化につながるため、点検・調査により早期に発見し、健全性について確認しておく必要がある。

万が一、これらの健全性に問題がある場合は、その性能の回復を図るための補修・補強が必要となるため、発注者及び関連する管理者、設計者、施工者間で今後の対応、方針について協議する必要がある。

道路橋の点検・調査及び補修・補強の検討、実施にあたっては、道路橋補修・補強事例集²⁶⁾等が参考となる。この事例集では、過去に実施した事例を交えて、点検から補修までの考え方や着目点、対策例や施工上の留意点等について示されている。また、基礎の健全性の確認にあたっては、文献²⁷⁾等を参考にされたい。

補修・補強の方法や規模、数量等の詳細については、次項の設計及び施工計画の再検討の中で総括的に検討する。

(3) 設計及び施工計画の再検討

施工中に側方移動が生じてしまった場合、設計に起因するものと施工に起因するものが考えられる。工事再開にあたり、これ以上の側方移動を抑止するためには、現在の地盤状態を確認し、既に構築された構造物の状態を評価することにより、設計及び施工計画の再検討を実施する必要がある。

その手順としては、まず、対象地盤における追加土質調査を実施して、現時点での地盤条件を把握し、地盤パラメータの再定義が必要かを検討する。そして、必要に応じて設計条件を見直し、設計図書の再照査を行う。この時、側方移動により生じた部材変形に伴う発生応力の評価の検討や、基礎や躯体に損傷が確認されている場合は、損傷部の耐力を無視するか、または、補強・補修による耐力の増強効果を見込んだ各種検討を行い、当初の性能を満足できるかを確認する必要がある。

次に、工事を中断するまでの施工が適切であったか否かを確認する。**資料 B.1**でも紹介するように、不適切な施工手順が側方移動の要因となり得る。したがって、施工再開にあたっては、もう一度、計画した施工手順や工法が軟弱地盤及び既設構造物に影響がないか、よく吟味しなければならない。影響が避けられないと予測される場合には、仮設の土留工のような補助工法の採用を検討する等により、その影響を最小限に留めるよう計画する必要がある。

施工計画の立案にあたっては、地盤の安定を出来るだけ崩さずに施工を進めるにはどのような手順と方法が適切かを念頭に検討することが重要である。

(4) 側方移動対策工及び下部構造の施工、観測施工の実施

設計及び施工計画の再検討を行った結果、適切な方法により各工種の施工を実施する。

工事を再開する場合、それまでに施工された構造物が支障となる場合が考えられる。したがって、既設構造物に影響を与えないよう、慎重な施工が望まれる。

また、施工中の既設構造物の変状を監視する目的で、計測機器を設置して、日々の変位量等を計測し、記録する。この時、構造物の水平移動量、沈下量、回転について、構造物同士の相対変位だけでなく絶対変位についても記録しておく。その他、構造物だけではなく、周辺地盤や既設の周辺構造物にも異常が生じていないか、日常的な管理が求められる。

(5) 経過観測、維持管理計画の検討

側方移動対策を再度計画し、その施工が計画通りに無事完了したとしても、一度乱れた地盤が安定するまでは相応の時間が掛かるものと思われる。また、供用開始後は、工事中とは異なる荷重状態となることから、しばらくは橋梁の変状についてこまめな点検が必要となる。

また、施工者、発注者、管理者の間で、問題意識の共有し、維持管理計画及び不具合が生じたときの対応等について検討、協議を行っておく必要がある。

7.2 供用後に側方移動が確認された場合の対応例

供用後ある程度時間が経ってから橋台の側方移動が確認されるのは、主に路面の沈下や変形、支承や伸縮装置の変状、上部構造主桁と橋台パラペットの接触等が考えられる。供用後のある程度時間が経過してからの側方移動は、上載荷重の増加による軟弱層の側方流動や圧密未了層における圧密沈下の進行等が要因となっているものと考えられる。これらの変状が大きな場合は、基礎の健全性や道路及び橋梁としての機能に障害を及ぼす可能性もあり、問題となる。ここでは、既往の報文等を参考に、供用後に側方移動あるいは地盤の変状により何らかの損傷が確認され、実際に行われた対応について概説する。

橋台背面の盛土の変状が収束しない場合には、盛土を軽量材料に置き換え、上載荷重を軽減する方法などが考えられる。文献²⁸⁾では、厚さ 60 m の軟弱地盤の圧密沈下が長期に渡って収束せず、路面補修や橋梁取付部の取り替え等を経て背面の盛土を EPS ブロックで置き換えた事例を紹介している。

また、文献²⁹⁾では、橋台の側方移動によるジョイント部の段差等の損傷を確認し、補修を行った事例について報告されている。この事例では、橋台の側方移動により、桁と橋台の接触、ジョイント部の段差、床版端部のコンクリートの損傷が確認されており、今後、側方移動の進行により主桁の座屈が懸念されたため、補修が行われた。補修方法は、支承の取替え、伸縮装置のノージョイント化、全径間の桁端部の剛性向上対策（RC 巻立て）である。

文献³⁰⁾では、側方移動により損傷した橋台の補修例を紹介している。この事例でも、橋台パラペットが主桁の桁端部に接触して遊間がない状態となっていた。また、過去にも補修が行われていたようで、その内容は、遊間確保のための主桁切断、床版損傷による打換え、中間横桁の設置であった。今回の補修では、1年間の地中傾斜計による観測の結果、地盤の側方流動は収束していると判断し、桁の遊間確保を目的に、橋台パラペットをはつり、新たに橋台背面方向に打ち直す形で補修が行われた。

文献³⁰⁾の事例では、当面の通行に大きな支障がない場合は、側方移動が将来的に起こらないというある程度の裏付けを取った上で、できるだけ簡易で、通行止め等の道路交通への影響を最小限に抑える対策が選定されている。橋の重要度にもよるが、道路交通への影響や補修費用等を考慮すると、抜本的な対策の実施は、現実には非常に難しいことが想定される。以上のことから、橋台の側方移動対策は、新設時に多少のコストを要しても、確実な対策を施しておくのが望ましいと考えられる。そうでなければ、新設時において維持管理計画を立案し、継続的な計測管理を行い、変状が生じた場合でも初期の段階で対処できるようにする等の対応が求められる。

また、文献²⁸⁾には、前述事例の他にも、杭の許容変位量を緩和した設計を採用するとともに、変位量や杭体応力の計測管理を実施し、管理値を越えた場合には直ちに対策工を施すという管理方法を選択した2つの事例を紹介している。1つ目の事例は、杭の許容変位量を緩和した設計を行う代わりに、施工時に杭の応力や橋台の水平変位量について計測管理を行ったものである。このケースでは、盛土の進捗に伴い杭応力が許容値に近づいたため、背面盛土を軽量材料に置き換え、その後も動態観測に応じた慎重な施工を行うことによって工事を完了している。そして、供用後も継続的に動態観測が行われているとのことである。2つ目の事例では、前述の事例での経験を基に、杭の許容変位量を緩和し、更に、深層混合処理工法と橋台背面の軽量材料を計画して、その効果を見込んで杭本数を低減した設計を行った事例である。この事例の施工時にも計測管理が行われ、追加対策が必要となる管理値を設定した上で、杭頭変位量および杭応力について動態観測が行われた。動態観測により杭頭変位量が管理値に達したことが確認された段階で押え盛土を実施し、最終的に杭応力を許容応力度以下に抑え、機能上も問題のないレベルに変位をおさえた施工が行われたとされている。

このような設計・施工は、事前の挙動予測と挙動に応じて必要な対策工を選定し、それを行うタイミングを事前に十分に検討しておく必要があり、かつ、発注者、施工者、維持管理者の相互の理解と情報の共有が必要であると考えられる。初期に確実な対策を行っておくのが良いか、継続的な計測管理により初期コストを抑え、維持管理にコストをかけた方が良いかについて明確に判断することは難しいが、橋台の側方移動対策は、新設時に多少のコストを要しても、確実な対策を施しておくのが望ましいと考えられる。

なお、ここで紹介した対策は、それぞれの現場ではそれなりに有効であったものであるが、必ずしも個別の現場にそのまま用いられるものではないことに留意しておく必要がある。当該現場の条件に応じて、対策を施す必要がある。

資料 A 側方移動対策事例の調査

A.1 既往の調査で収集された側方移動事例

A.1.1 対策工法の実施と側方移動の有無

土研資料 1804 号¹⁾では、軟弱地盤上に設置された橋台 66 事例に対して各種検討を行っており、その結果が側方移動判定 I 値の根拠データとなっている。66 事例の中で、事前に軟弱地盤対策を行っている想定され、かつ地盤定数等の設計に関するパラメータが明らかな事例が 24 あった。

表-A.1 土研資料 1804 号¹⁾における収集事例の軟弱地盤対策と側方移動の有無

対策工法	全事例	移動ありの事例	備 考
載荷重工法	6	3	軟弱層厚：26～27m
載荷重工法＋バーチカルドレーン工法	6	2	軟弱層厚：23～24m 同一橋梁
載荷重工法＋サンドコンパクションパイル工法	12	2	軟弱層厚：11～16m

当時の軟弱地盤対策工としては、載荷重工法が一般的で、その補助工法としてバーチカルドレーン工法、サンドコンパクションパイル（以下、SCP）工法が併用されていたようである。ここで、これらの事例に対して、載荷重の盛土高さ、軟弱層が始まる深さ、軟弱層厚、軟弱層における粘着力の平均値に着目して、側方移動の有無を区分したものを示す。

図-A.1 より、軟弱層厚が厚くなるほど側方移動が生じる傾向にあることが読み取れる。また、軟

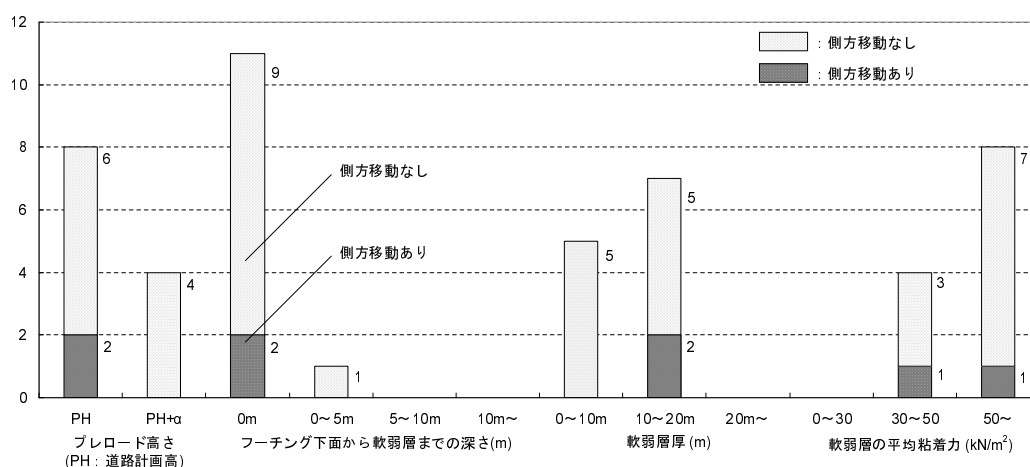


図-A.1 地盤改良を行った事例の側方移動の有無

弱層が始まる深さに着目すると、数は少ないものの、軟弱層が始まる深さが大きくなるほど、側方移動を生じる割合が増えている。これは、上部砂層が厚いため、応力分散の影響で载荷重の効果が薄れているものと考えられる。軟弱層の粘着力が 50 kN/m^2 以上と評価されたとしても、側方移動が生じることが分かる。一方、载荷重工法におけるプレロード高さが道路計画高より高い場合には、側方移動が生じにくくなっているようである。

図-A.2 より、载荷重工法を用いたにも関わらず、側方移動が確認された3事例は、いずれも軟弱層厚が 20 m 以上と厚く、また、プレロード高さが道路計画高 (PH) までで余盛りが行われておらず、かつ軟弱層の上部に砂層を挟んでいたため、応力分散の影響があったと考えられる。したがって、これら複数の要因が重なった結果、载荷重工法による地盤の改良効果が小さかったのではないかと推察される。

载荷重工法とバーチカルドレーン工法が併用された事例では、2件の側方移動が確認されている。この2件は同一橋梁であり、側方移動が発生する傾向について評価することはできないが、図-A.3 から、载荷重工法のみを行った事例と同様に、プレロード高さが道路計画高まで（余盛りな

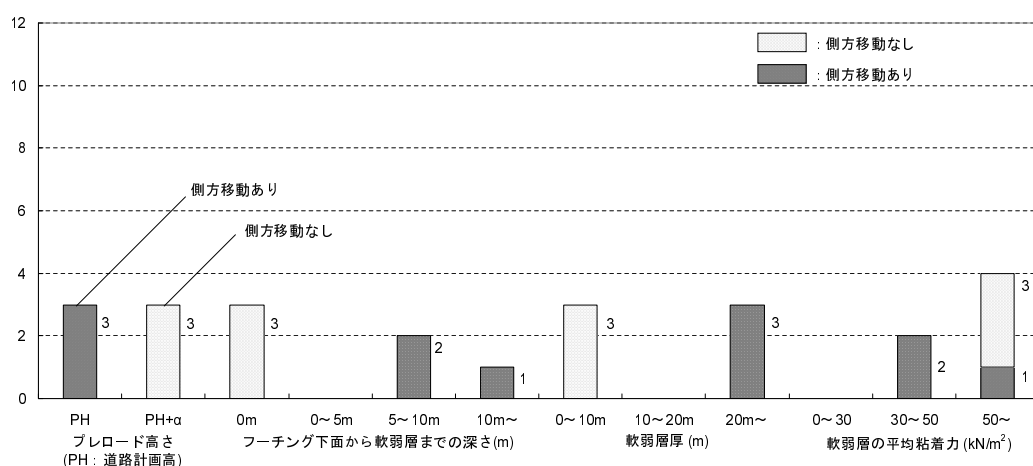


図-A.2 载荷重工法だけを行った事例の側方移動の有無

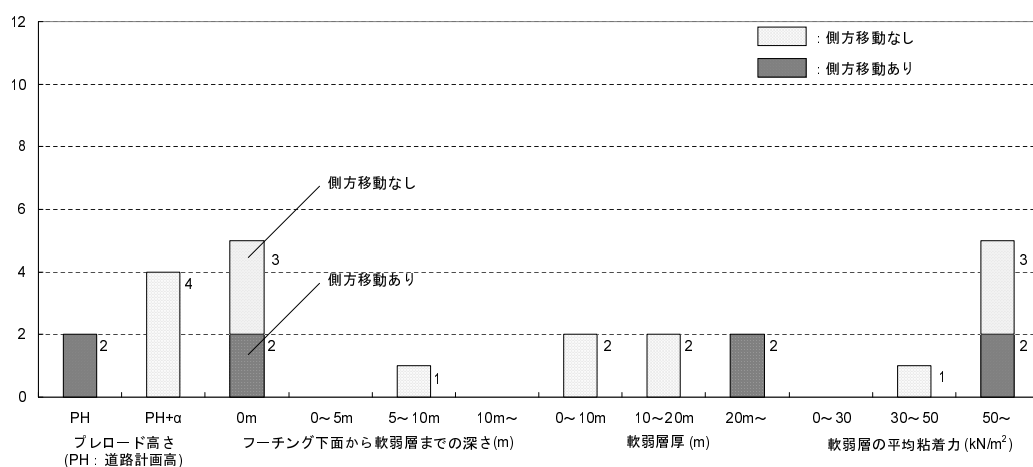


図-A.3 载荷重工法とバーチカルドレーン工法を行った事例の側方移動の有無

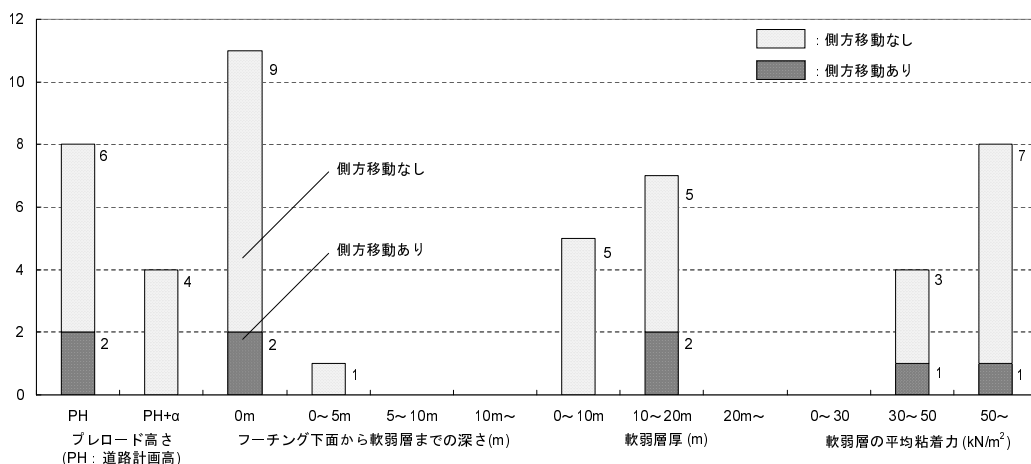


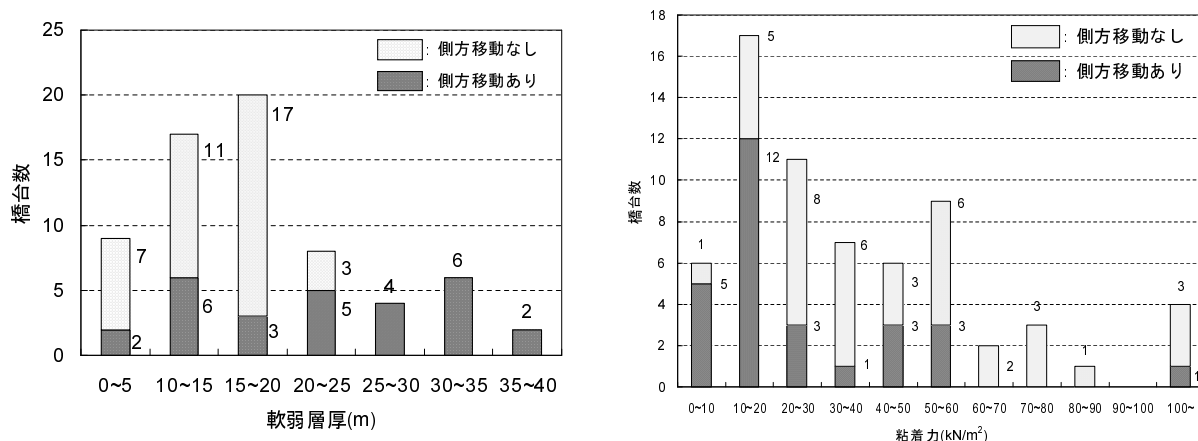
図-A.4 载荷重工法と SCP 工法を行った事例の側方移動の有無

し) となっており、軟弱層厚も 20m 以上であった。また、ドレーンが軟弱層の上部 1/3 程度までとなっていたことから、十分な改良ができていなかった可能性もあると考えられる。

载荷重工法と SCP 工法が併用された事例では、ほとんどの事例で側方移動は生じておらず、概ね側方移動対策として有効に機能していたようである。図-A.4 から、側方移動の有無が明確に分かれている傾向もなく、その違いに目立った特徴は見られない。移動した 2 件はいずれも、軟弱層とその下層がすべり方向へ傾斜していたことが原因の一つと考えられる。

A.1.2 軟弱層と側方移動の有無

図-A.5 は、土研資料 1804 号¹⁾で収集された 66 事例について、側方移動の有無と軟弱層厚や粘



(1) 全事例及び側方移動が生じた事例を対象とした軟弱層厚の分布

(2) 全事例及び側方移動が生じた事例を対象とした軟弱層の平均粘着力の分布

図-A.5 土研資料 1804 号¹⁾で収集した事例の軟弱層厚及び粘着力の分布

着力との関係を調べたものである。

図-A.5(1)によれば、軟弱層が20 m以上になると、側方移動を生じている割合が非常に高くなっている。また、側方移動事例と軟弱層の粘着力の関係に着目すると、図-A.5(2)から、側方移動を生じている事例は、ほとんどの場合で軟弱粘性土の粘着力が 60kN/m^2 以下にある。特に、 $10\sim 20\text{kN/m}^2$ の範囲で生じている例が非常に多い。これらの結果から判断すると、橋台の側方移動の検討を要する軟弱地盤の判定においては、粘着力 c (kN/m^2) と一軸圧縮強度 q_u (kN/m^2) の関係を $c = q_u/2$ とすれば、粘性土の一軸圧縮強度 $q_u = 120\text{kN/m}^2$ 以下というのがひとつの目安となりそうである。

なお、土研資料1804号¹⁾の検討に用いられた事例のうち、層厚が最も大きなもので35 m程度であることから、これより大きな軟弱層厚がある地盤に対しては、判定式の適用性について検討する必要がある。

A.2 側方移動に関する実態調査

側方移動に関する実態及び課題を抽出するため、平成18年度に全国の地方整備局に協力を依頼して橋台の側方移動に関する実態調査を行った。調査内容は以下のとおりである。

橋台の側方移動に関する実態調査

- | |
|---|
| (1) 現時点で側方移動が生じていることが確認される橋台 |
| (2) 平成13年度から17年度の過去5箇年に、側方移動が生じた橋台の事後対策工事を行った案件 |
| (3) 同5箇年に工事発注された橋台について、側方移動に対する事前対策を行った案件 |

その結果、表-A.2に示すように回答が得られた。なお、ここで示す件数は、橋台数ではなく、上記の対象となる橋梁の数を表す。

表-A.2 側方移動に関する実態調査結果（平成18年度）

	(1) 側方移動確認	(2) 事後対策事例	(3) 事前対策事例	(4) その他
報告件数	3	1	25	2

A.3 調査結果

A.3.1 側方移動確認事例

側方移動が確認されている3件の事例は、側方移動対策の検討を行うことを規定した平成2年改訂の道路橋示方書以前に設計されており、当時の設計では側方移動に対する判定及び対策工が実施されていなかった可能性が高い。

A.3.2 事後対策事例

事後対策事例の1件（資料 B.1 参照）は、施工中に側方移動が確認された事例である。これは、側方移動の可能性があるとして対策工が計画されていたにもかかわらず側方移動を生じており、対策工法の選定および施工計画等を更に詳細に行うべきであった可能性も否定できない。橋台の側方移動は、地盤条件と橋台の構造条件のみが原因ではなく、施工方法や手順の適否が側方移動の原因になる可能性もある。対策工法の採用や施工方法、手順等をよく吟味し、基礎および橋台に与える影響を極力少なくするよう配慮することが求められる。

A.3.3 事前対策事例

本調査で収集された事例は、事前対策により対応している事例が多い。事前対策のうち、13件は、1つの計画路線における対策工の事例であった。計画路線全線が軟弱地盤となっており、側方移動問題のみならず、総合的な軟弱地盤対策として対策工が検討されたものとなっている。このため、事例が同地域に集中していること、側方移動対策以外の軟弱地盤対策工も含まれる等の理由から単純比較はできないものの、本調査で収集された事例の中で実施されている工法について分類を行った。結果を図-A.6に示す。なお、図-A.6(1)は、土研資料1804号¹⁾で収集された事例における軟弱地盤対策工について示したものである。

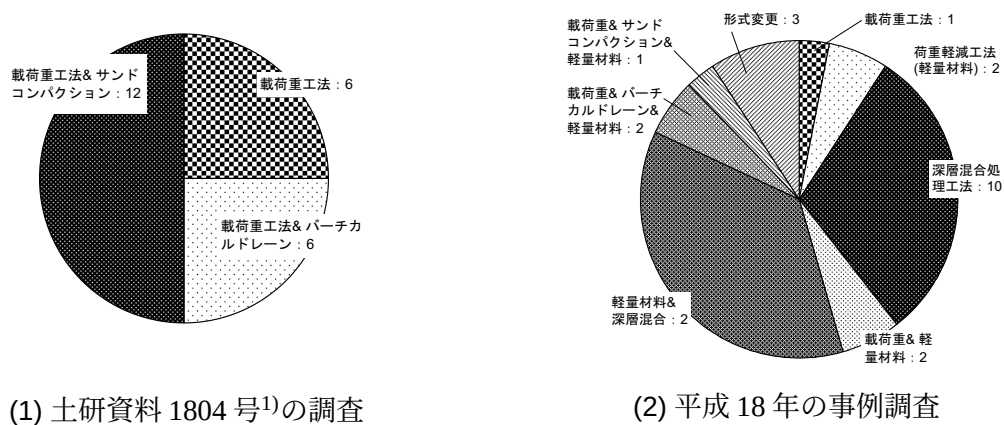


図-A.6 橋台背面の軟弱地盤対策工

図-A.6(1)から、土研資料1804号¹⁾当時は載荷重工法が一般的であったことが分かる。一方、図-A.6(2)の結果から、近年においては、橋台背面に軽量材料を用いた工法及び地盤改良工法が主流となっているようである。この原因を推察すると、近年の工事は、工期の余裕がない、用地制約がある、路線計画の制約から地盤条件が悪い場所を通さざるを得ない、軟弱層が非常に厚い等の理由から、載荷重工法の適用が実質的に採用不可となるケースが多いものと考えられる。また、速効性があり、厚い軟弱層に対しても対応可能な工法の開発等、技術的進歩といったことも要因として考えられる。

軽量材料を使用した工法を例に挙げると、側方移動対策として単独で用いられることは少なく、いずれかの工法と併用する事例が多い。例えば、道路や鉄道、河川等の交差物件を跨ぐ橋梁における橋台では、交差物件位置に盛土法尻がかかる等、プレロードを実施するための用地を確保することが困難であるケースがある。

このような場合、図-A.7 に示すように、軽量材料を一部分で用いることにより、プレロードに必要な荷重を軽減し、盛土高さを抑える等の対策が採られているようである。また、軽量材料を用いた事例としては、上載荷重の軽減による側方移動対策よりも、土圧軽減を期待した採用例が多く、いずれも橋台躯体及び基礎の規模縮小によりコスト縮減を図っているが、橋台、軽量材料、その背後の通常土、軟弱な基礎地盤の間での地震時の相互作用

については未だ知見が不足しており、このような安易な軽量材料の採用による土圧軽減対策が、地震時の基礎の剛性不足をまねくことも懸念される。軟弱地盤上における軽量材料の適用は、地震時の挙動がよく分かっていない等の現状を理解し、採用にあたっては、周辺地盤の地震時安定性、例えば、周辺地盤の側方への移動が生じにくいかどうか等も考慮し、橋台の設置位置や諸元を検討することが望まれる。

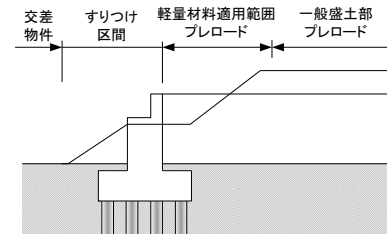


図-A.7 载荷重工法と軽量材料による荷重軽減工法の併用例

A.3.4 その他事例

その他の事例の2件は、本ガイドラインで対象とする側方移動とは異なるものと判断したものを分類している。このうち1件は、資料 B.4 で紹介している事例で、約 50 km 離れた地点を震源とする大きな地震（最大震度 6 弱）の後に、橋台の移動が確認されたものであった。

資料 B 事例紹介

資料 B.1 施工中に橋台の側方移動が生じた事例 (1)

資料 B.1.1 概要

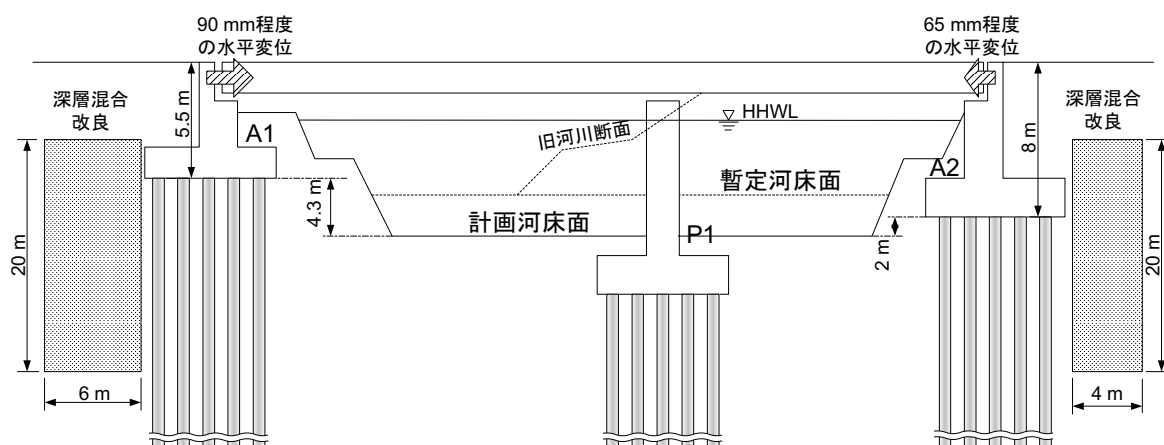


図-資料 B.1 橋梁概略図

橋梁は2径間連続非合成鈹桁橋で、橋長は約57m、橋台高はA1側が約5.5m、A2橋台は約8m、上り線、下り線それぞれ旧橋梁を撤去後、新橋に架替えて河川を拡幅する計画である。杭基礎は、旧橋梁の杭位置を避けるように配置するものとし、その諸元は以下のとおりである。

表-資料 B.1 橋台基礎の杭基礎諸元

		上り線		下り線	
		A1 橋台	A2 橋台	A1 橋台	A2 橋台
杭全長		39.0m	39.0 m	39.0 m	39.0 m
杭種及び杭長	SC 杭：	7.0 m	8.0 m	7.0 m	8.0 m
	PHC 杭 (A 種)：	32.0 m	31.0 m	32.0 m	31.0 m
工法		中掘り杭工法			
杭本数		40 本	60 本	40 本	60 本

(1) 土質条件

当該地盤の土質は、地表面から約4～5mの範囲で軟弱な表土、沖積細砂、その下層にN値0～3、粘着力 $c = 20 \text{ kN/m}^2$ 程度の沖積粘性土層が約18mある。その下層にはN値3～18の洪積粘性

土が約 12 m ある。さらに砂質土と粘性土の互層が約 12 m 続き、その下層にある N 値 50 以上の砂礫層を支持層としている。

(2) 側方移動対策工

側方移動判定では $I > 1.2$ となったため、側方移動対策工が検討された。

対策工は、橋台背面の地盤改良（深層混合処理工法、機械攪拌）とし、円弧すべり安全率 F_s を満足するよう設計（常時 $F_s > 1.2$ ，地震時 $F_s > 1.0$ ）。滑動，転倒，支持力照査を実施。設計時の改良率は 78.5%（接円改良），改良強度は 500 kN/m^2 で，橋軸方向の改良長さは上り線，下り線ともに A1 側で 6 m，A2 側で 4 m となっている。

(3) 施工過程と確認された橋台の側方移動及び構造物の損傷

先行して施工された上り線側の施工過程と橋台の変状が確認された時点の関係は以下のとおりである。1) 既設橋梁の撤去，2) 仮締切工，3) 杭基礎の施工，4) 橋台，橋脚の施工を行った。この段階では山留の変状が確認されている。5) 橋台背面の地盤改良を行った時点で橋台の変状が確認されたため，施工を中断し，橋台背面の地盤への緩衝溝の施工，橋台押し戻し，沓座位置の見直しが行われた。施工を再開し，6) 橋台背面埋戻し，7) 上部構造の架設，という順序で施工が進められ，施工完了後に供用されたが，供用開始後に橋台変位，桁とパラペットの接触，支承変位があり，コンクリート床版に遊離石灰を伴うひび割れ等の損傷が確認された。

また，下り線側では，1) 既設橋梁の撤去，2) 仮締切工，3) 橋台背面の地盤改良，4) 杭基礎の施工を行ったが，ここで，出来形管理値を満足できない杭の偏心が確認された。このため，杭の健全性を判定するため，インテグリティ試験によるクラックの有無及び位置の推定，傾斜計による杭の変形・曲がり等確認，孔内のビデオカメラによる目視確認を行った。その結果，一部の杭に損傷が確認されたことから，下部構造の修正設計が行われた。その後，計測管理を実施しながら，5) 橋台・橋脚の施工，6) 橋台背面の埋戻し，7) 上部構造の架設を行ったのち，8) 完成形の荷重状態における橋台変位の可能性を確認するため，橋台背面の試験盛土が行われた。この時，橋台の変位が確認されたため，試験盛土を撤去して偏載荷重の影響を排除し，事後対策工の検討が行われた。

(4) 橋台の変状確認後の計測管理

水平変位，傾斜，鉛直変位に着目し，計測管理を実施。また，床版のひび割れ幅や支承，伸縮装置の変位についても管理を実施。

<設置された計測機器>

- 1) ワイヤー式変位計 : 橋梁下部工間の橋軸及び橋軸直角方向の変位量を計測
- 2) 構造物傾斜計 : 各橋台、橋脚に設置し、傾斜量を測定
- 3) 温度計 : 1) の計測データ補正用

(5) 事後対策工の検討

上り線、下り線ともに、橋台の前面地盤に対する地盤改良工（深層混合処理工法、変位低減型）を計画。橋台背面には、側方移動対策として、追加の地盤改良工を計画。また、下り線における試験盛土の結果、橋台が側方移動を生じたことから、普通土による埋戻しは側方移動の危険性が高いと判断し、土による埋戻しを行わない代わりに軽量材料を用いることにより橋台背面部の荷重軽減を期待する計画とした。躯体、床版に生じたクラック等の損傷についても補修、支承の取り替え等を計画。

資料 B.1.2 考察

(1) 設計に関する考察

当該工事では、河川の改修により、橋台前面の地盤が掘り下げられる形状となるため、前面側の地盤抵抗を期待できないものと考えられる。側方移動判定および対策工の検討、設計上の地盤面の設定等、構造物の設計においてはそれに見合う偏土圧を見込む必要がある。

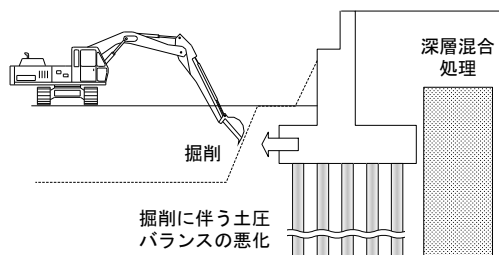
また、橋台背面の地盤改良は、設計計算で算出された改良範囲について深層混合処理を計画し、施工されている。設計計算で必要な改良範囲は、約 20 m の改良深度に対して橋軸方向の改良範囲が 4～6 m 程度であった。過去には、このようなスリムな形状の改良体を計画した工事において、地盤の変状が確認されている事例もある。したがって、本事例でも、計算上は安定照査を満足していたとしても、安定照査で考慮されない改良体の変位・変形による変状が生じていたという可能性も考えられる。

この事例から学ぶべき点として、改良体の設計にあたっては、本編 5. に示したように、十分な改良範囲を確保することが現時点では望ましいことが分かる。

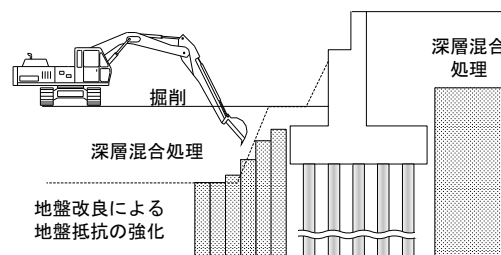
(2) 事後対策における橋台前面の地盤改良の計画について

本事例では、事後対策のひとつとして、橋台周辺の地盤の剛性を高めることを目的とした、橋台前面地盤に対する地盤改良（深層混合処理工法、変位低減型）が計画された。

これまでの施工過程から、橋台前面の地盤が乱され、地盤抵抗を期待できない状態になっていることが懸念されること、河川改修に伴う瀬替え掘削を行う必要があり、**図-資料 B.2(1)** に示すように、無対策のまま橋台前面の掘削を行えば、橋台躯体及び基礎に偏載荷重の影響が生じる可能



(1) 無対策による橋台前面の掘削
(偏載荷重の影響大)



(2) 地盤改良後の橋台前面の掘削
(地盤改良による前面の抵抗を期待)

図-資料 B.2 河川改修工事に伴う橋台前面の掘削における配慮

性が考えられたため、本事例では、図-資料 B.2(2) に示すように、地盤が安定するように橋台前面及び背面の追加地盤改良工を行った後に瀬替え掘削に着手するものとし、施工中においても構造物の変位・傾斜等に対する計測管理を行うことが計画された。

また、下り線側では、橋台の施工完了時における側方移動は確認されなかったが、その後、完成形状において橋台に変状を生じないかを確認するため、試験施工による背面盛土が行われた。その結果、盛土により橋台変位が確認されたため、載荷した盛土を一旦撤去した。対策工の検討の結果、偏載荷重の影響を小さくすることが橋台の変状軽減に寄与すると考え、本事例では、橋台背面に盛土の代わりに軽量材料を構築する計画とした。

事後対策に限ったことではないが、側方移動対策工法の検討や施工計画の立案を行う際には、施工手順や想定される挙動を考慮して、いかにして地盤の安定を保って施工を完了することが出来るか、という点に留意することが重要である。

(3) 施工に関する考察

当該工事の地盤は、地表面付近の粘性土層が非常に軟弱であり、また、既設橋梁を撤去したことが影響して地盤が大きく乱れてしまった可能性が高い。したがって、施工に伴う軟弱地盤の流動等の影響に対して特に留意が必要であったものと思われる。

上り線施工では、杭基礎、橋台躯体を施工した後、橋台背面の地盤改良を行っており、この時に橋台の変状が確認されている。改良範囲の地盤は、 N 値が 0～3 の軟弱粘性土であることから、軟弱粘性土の側方流動により杭基礎に流動圧が加わったことも考えられる。深層混合処理工法等の地盤改良法は、周辺地盤に変状を及ぼすことが多い。したがって、本事例のように、橋台背面に地盤改良法を行う場合には、橋台基礎の構築よりも地盤改良を先行して行うことが適切である。また、工程等の理由により地盤改良を先行せざるを得ない場合は、変位低減型の工法を検討するなど、基礎への影響が最小限になるよう配慮する必要がある。

下り線施工では、橋台背面部の地盤改良を行った後、杭基礎の施工が行われたが、この時、杭

基礎の出来形について許容値を満足できない程の杭の偏心が確認された。これは、軟弱地盤での施工であることに加え、既設橋梁構造物の撤去により乱れが生じた地盤での施工となったことが要因となっている可能性がある。また、杭の施工は、**図-資料 B.3(1)** に示すように、地盤改良体に近づくように順次施工されたため、杭の施工に伴い流動した土が拘束されやすくなり、これが先行して施工された杭に影響したという可能性も考えられる。このため、杭基礎の施工は、**図-資料 B.3(2)** に示すように、地盤改良範囲から離れていくように施工することで杭施工時の周辺地盤の変形と改良体の干渉が低減でき、施工時に杭に変状が生じにくくなるものと考えられる。

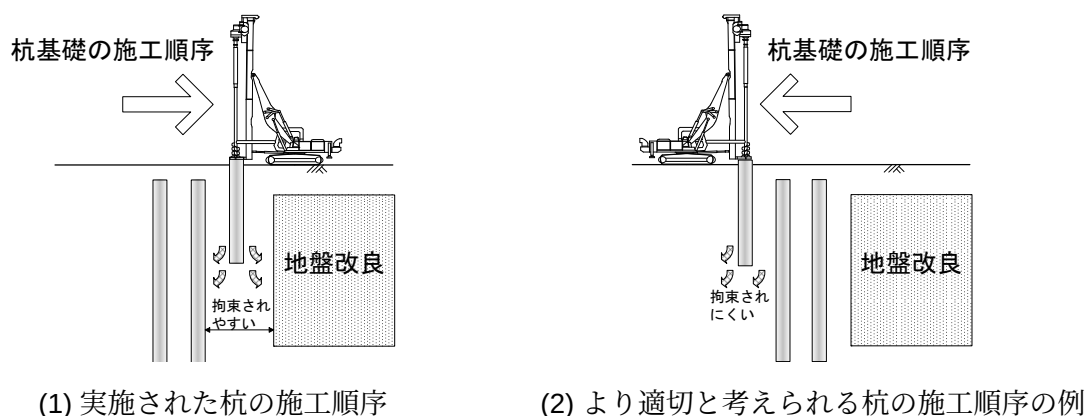


図-資料 B.3 杭の施工順序に対する配慮

本事例の施工は以上のようなものであったが、損傷の発生から学ぶべき点は、軟弱地盤における施工では、出来る限り、地盤を乱さないように施工することが肝要ということである。例えば、地盤改良等は変位低減型の工法を採用する、地盤改良を先行して施工する等により、基礎への影響を最小限に出来るものと考えられる。

資料 B.2 上部工着手前に橋台の側方移動が確認された事例

資料 B.2.1 概要

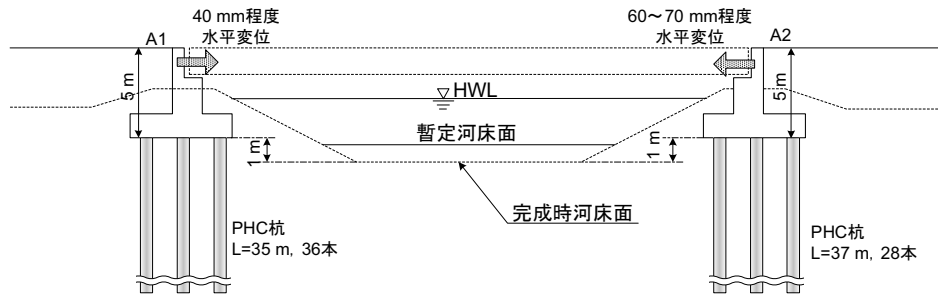


図-資料 B.4 橋梁概略図

橋長約 35 m、橋台高約 5 m の単純桁橋。現地盤面より軟弱地盤が厚く堆積しており、 N 値 ≤ 3 の沖積粘性土層が約 25 m ある。当該橋台の杭基礎は、中掘り杭工法による PHC 杭（上杭：C 種，中杭・下杭：A 種），A1 橋台は杭長 35.0 m で 3 列 $\times$ 12 本の 36 本，A2 橋台は杭長 37.0 m で 3 列 $\times$ 8 または 10 本の 28 本であった。

(1) 土質条件

地表面より 3~4 m は緩い沖積砂層，以下 20~25 m 程度にわたり沖積粘性土層がある。この層は一部に N 値 10 程度の部分もあるが，ほとんどは N 値 3 以下で一軸圧縮強度も 70kN/m^2 以下と，全体的に軟弱な層である。その下層は洪積層で，浅い方から順に，5 m 程度の N 値 10 前後の礫質土， N 値 5~10 程度の洪積粘性土が 2~3 m 程度， N 値 10~20 程度の砂質土が 2~3 m， N 値 30~50 の礫質土が 5 m 程度の層構成となっている。

(2) 側方移動対策工

I 値 > 1.2 となり，側方移動対策工を検討。判定を満足するように，粘着力 c を逆算して目標改良強度を設定し，載荷重工法（盛土期間：約 6 ヶ月）を計画。規模は不明であるが，バーチカルドレーン工法を併用し，沖積粘性土の下部についても改良効果を期待。

(3) 側方移動概要

本事例は，下部構造の施工完了時においては特に橋台の変状が確認されていない。その後，別工事にて橋台前面の護岸改修工事が実施され，護岸工事完了後，上部工測量時に支承間距離が 100 mm 程度不足していたことから橋台の側方移動が判明した。調査の結果，A1 側で 40 mm 程度，A2 側で 60~70 mm 程度河川側への移動が確認された。

(4) 事後対策

杭基礎の健全性については、インテグリティ試験による非破壊探査を行った結果、異常が確認されなかったため、杭は健全であると判断した。また、橋台背面の常時の土圧を軽減させることを目的として、普通盛土を軽量材料による構造体に変更した。

資料 B.2.2 考察

(1) 設計に関する考察

1) 側方移動判定及び対策検討時における盛土高

h の扱い

側方移動判定における背面盛土高 h は、現地盤からの盛土高さとしていた（図-資料 B.5 の ①）。そして、この時、I 値判定を満足するために必要となる軟弱粘性土層の改良強度を設定していた。

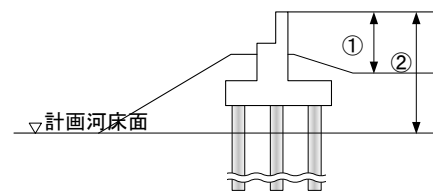


図-資料 B.5 背面盛土高さの設定

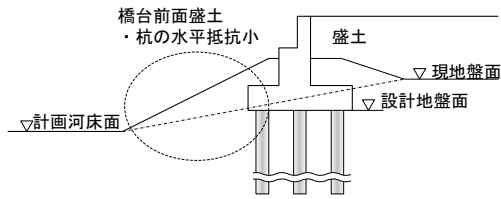
しかし、本事例の場合、橋台前面側が堤防のり面～河床となっており、そのため、橋台前後の地盤高の違いに起因する偏土圧が想定以上に大きくなっていた可能性がある。

本事例は、橋台の施工完了時には変状がなく、その後に施工された河川の護岸工事後に橋台の変状が確認されたものである。護岸工事時の掘削等の影響で、橋台前面の抵抗が期待できない状態になっていた可能性も考えられる。したがって、河川工事の過程や将来的な河川の計画断面など最終的な形状を想定して、図-資料 B.5 の ② の範囲を背面盛土高として側方移動の判定及び対策工の検討を行うことが望ましかったものと考えられる。

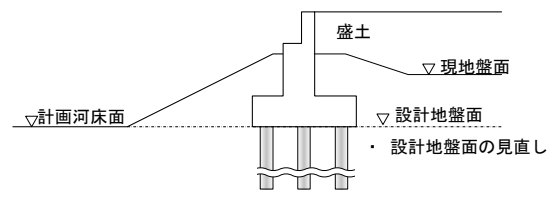
2) 盛土内における橋台の設置について

設計では、現況の河川堤防内に橋台を埋込むように、設計上の地盤面が設定されていた。しかし、図-資料 B.6 に示すように、堤体は盛土構造物であることから、地震時には盛土が安定せず、大きな変位が生じる恐れがある。さらに、橋台前面は盛土のり面となっていることから、杭の水平抵抗が期待できず、フーチング下面から地盤の水平抵抗を期待できる深さまでの間で、突出杭のようになってしまう可能性がある。

以上を考慮すると、河川堤防内に橋台を設置するような計画を検討する場合は、大きな変位が生じないと考えられる深さまで設計上の地盤面を見直す、影響のない範囲まで橋台位置をずらす等の対応を検討することが必要になると考えられる。



(1) 堤体盛土内を設計地盤面とする場合



(2) 設計地盤面を見直す場合の例

図-資料 B.6 設計地盤面の考え方

(2) 施工に関する考察

本事例は、橋台前面における護岸工事の後に橋台の移動が確認されていることから、護岸工事に伴う掘削等の影響で偏土圧が設計で考慮したよりも大きくなり、これが橋台の側方移動の原因となった可能性がある。このような河川堤防内における橋台構築に伴う護岸工事の施工では、掘削など工事進捗の影響を考慮して、橋台を含めた既設構造物の動態観測を行う等の配慮が必要になるものと考えられる。

(3) 地盤条件について

本事例では、载荷重工法による軟弱地盤改良工が実施された。一般に载荷重工法は、地盤の確実な強度増加が図れる工法として考えられているが、結果的には側方移動を生じる結果となった。その原因を推察すると、20m 以上の厚い軟弱層厚に対する改良効果が十分ではなかったことが可能性として考えられる。

(4) 改良された地盤の強度の評価について

本事例では、施工時にはバーチカルドレーンを併用しプレロード期間を6ヶ月としている。また、プレロード完了後にはチェックボーリングが行われ、一軸圧縮試験により対象とする粘性土層に対して設計値どおりの改良強度を確認していた。しかし、土の異方性に着目して再度供試体から一軸圧縮試験を実施したところ、供試体作成の方向によって設計強度に満たないケースがあった。資料 A.1 でも示しているように、過去には20 m 以上の厚い軟弱粘性土に対しては、プレロードを行った場合においても側方移動を生じた事例が散見された。本事例では、バーチカルドレーンを併用し、厚い軟弱層に対しても圧密排水による強度増加を期待したものの、十分な改良効果が現れなかった可能性も考えられる。バーチカルドレーン工法の採用にあたっては、対象地盤の軟弱層が厚い場合は、特にドレーンの透水性が及ぼすウェルレジスタンス、マットレジスタンスの影響や挟砂層による圧密効果の低減等の影響にも留意して工法の選択、計画の検討を進める必要があるものと考えられる。

資料 B.3 地震後に橋台の移動が確認された事例 (1)

資料 B.3.1 概要

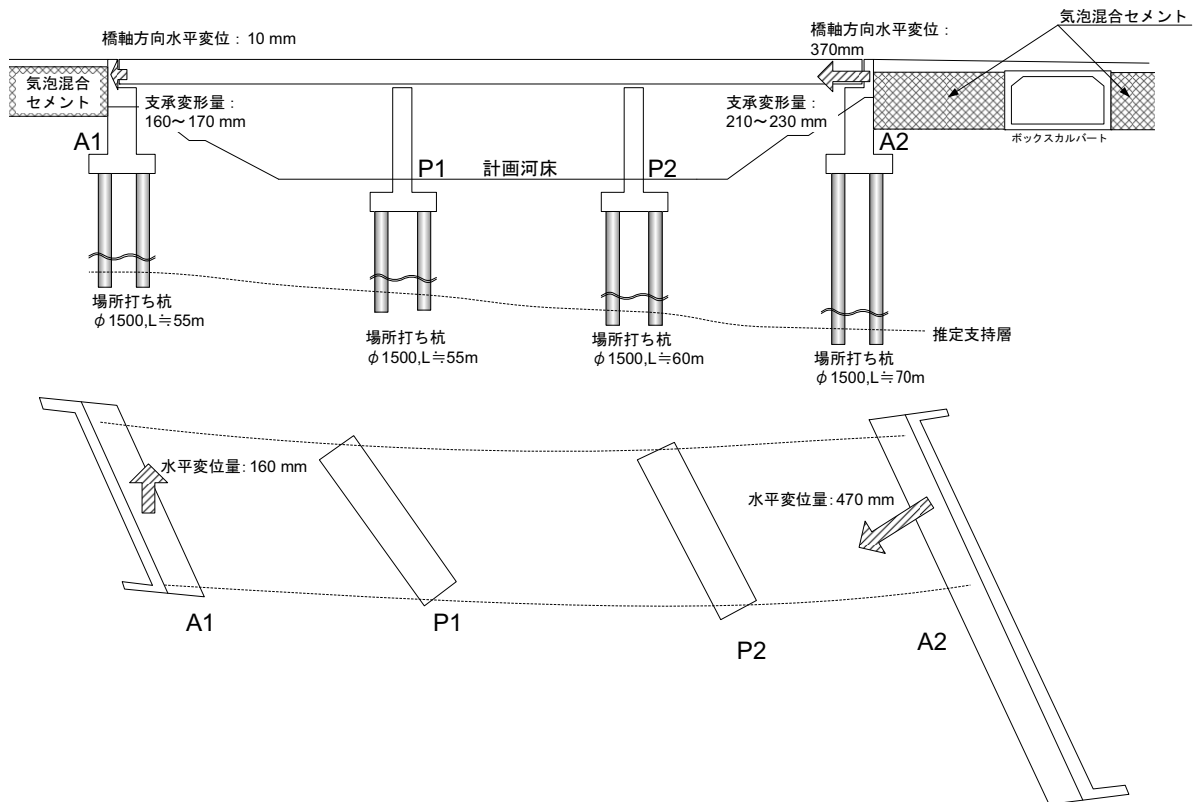


図-資料 B.7 橋梁概略図

ここでは、2007 年 7 月の新潟中越沖地震の発生により行われた調査で橋台の移動が確認された豊田橋³¹⁾の事例を紹介し、考えられる原因と対応について考察する。豊田橋は、橋長約 150 m、橋台高は約 11 m の 3 径間連続鋼箱桁橋である。基礎は、杭長は 55~70 m、φ1500 mm の場所打ち杭基礎で、A1 橋台は 2 列×4 本の 8 本、A2 橋台は 2 列×7 本の 14 本であった。

橋台背面盛土は、A1、A2 橋台共に橋台背面の土圧軽減効果を期待して気泡混合セメントによる構造体が構築されており、さらにその背後にはボックスカルバートがある。

供用開始後 1 年未満であったが、マグニチュード 6.8 の地震が発生し、地震後の橋梁調査により橋台の移動及び杭基礎の損傷が確認された。

(1) 土質

地表面より 10 m 程度は *N* 値 1~2 程度のシルト質粘土層（Ac1 層）が堆積し、その下層は、シルト質の細砂（As1 層、As2 層）及び粘土層（Ac2 層）を主体として *N* 値 5~10 程度の互層が 7~8 m ほどあり、この中には若干の液状化層がある。さらに下にある 10~15 m 程度の範囲で、*N* 値

5～10 以下のシルト質～砂混りの粘性土層がある（Ac3 層）。その下層から支持層までの層は、 N 値 10～20 程度の粘土質シルト層（Asc 層）である。

(2) 軟弱地盤対策工

当該橋梁の対象地盤のうち、As1 層、As2 層が液状化層と判定されていたが、薄い互層部分が多く、液状化対策工は検討されていない。また、 I 値による側方移動判定が行われていたが、側方移動は生じないという判定結果から、側方移動対策工は検討されていない。

(3) 損傷の概要

地震後の調査により、以下のような変位が確認された。下部構造は水平方向及び鉛直方向に変位、上部構造の回転変位が確認された。

下部構造の変位に着目すると、A2 側の水平変位量が特に大きく、橋軸方向に河川側へ 37 cm 程度の変位が確認された。また、A1 橋台は橋軸直角方向に 16 cm 程度の変位が確認された。これは、上部構造の回転変位の方向に一致する。その他、A1 橋台、P1、P2 橋脚では 3～4 cm の沈下も確認されている。橋台背面は、軽量材料により構築した部分において 25 cm から 40 cm 程度の沈下を確認されている。また、A2 橋台の場所打ち杭のコアボーリングによる損傷調査の結果、杭頭部付近にクラックが発生する損傷も確認されている。

(4) 事後対策

場所打ち杭の損傷が確認された A2 橋台では、増し杭工法による補強を行うよう計画された。この時、既設の杭は支持力および引抜き力のみを期待するものとしている。また、上部工を A2 橋台側に押し戻し、A2 橋台パラペットの打換えにより遊間を確保するよう計画された。

資料 B.3.2 考察

(1) 側方移動判定における軟弱層の取扱いについて

当該地盤は、フーチング下面 15～17 m 付近より Ac3 層と呼ぶ 10 m 以上の比較的厚いシルト質～砂混りの粘土層がある。設計では、Ac3 層を軟弱層としては見込ないものとして、側方移動判定 I 値を計算し、最終的には側方移動対策工を行わなくてもよいと判断された。

Ac3 層は、 N 値が 5～10 以下、土質試験による粘着力は 50 kN/m^2 程度となっており、この層を軟弱層として取り扱うか否かは判断が分かれるところであるが、仮に、安全側に Ac3 層までを軟弱粘性土層として側方移動判定 I 値を試算すると、 I 値が 1.2 以上となり、側方移動の可能性ありと判定される。また、A1 側と A2 側のボーリング調査結果を比較すると、橋台の変位の大きかった A2 橋台の方で Ac3 層が厚く堆積しており、Ac3 層は、A1 側で約 10 m、A2 側で約 15 m であった。

ここで、本事例は、地震後に橋台の移動が確認されたものであるが、常時の側方移動対策として地盤改良法によりあらかじめ地盤の剛性を高める等、側方移動対策が事前に行われていれば、地震時においてもその対策効果が有効に働いたことも考えられる。

軟弱層の取扱い次第では、設計結果に大きな影響を及ぼすことがあり、対策工の要否によっては大きなコスト差となってしまうが、本編 7.2 でも述べたように、事後の補修・復旧には、多くの時間、費用を要し、道路交通への影響についても配慮する必要がある。したがって、本資料としては、軟弱地盤における橋梁の計画においては、設計計算においては軟弱層を適宜安全側に評価する等に配慮し、初期に確実な対策工を施しておくことでトラブルや損傷を未然に防ぐよう計画することを推奨したい。

(2) 設計地盤面の取扱い

地震時の設計地盤面は耐震設計上の地盤面とされ、耐震設計上の地盤面は、地震時に地盤反力が期待できないごく軟弱な土層がある場合には、その影響を考慮して設定しなければならない。ごく軟弱な土層の評価は、一般に、一軸圧縮強度等の土質調査結果をもとに判断されるが、地表面付近やごく浅い層では、地盤の乱れや地下水位の変動等の影響や、土質区分の仕方等の影響により、評価対象の土層の強度を大きく評価してしまう可能性も考えられるため、慎重な土質調査を実施して、対象の土層を適切に評価することが求められる。道路盛土下の堤防部分が地震時に沈下したり、河川方向に大きく移動することが懸念される場合は、杭を支持する水平方向の地盤抵抗を期待することができないと考えられるので、安定した深度に設計地盤面を下げておくという考え方もあり得る。

本事例の場合、耐震設計上の地盤面はフーチング底面位置として設計計算が行われていたが、場所打ち杭の杭頭部付近に損傷が確認されたことから、地震時には、杭頭部付近の地盤（ N 値が 1～2 程度の軟弱粘性土層）に、設計で期待した抵抗が発揮されず、結果として大きな応力集中が生じた可能性も考えられる。また、河川堤防内などは、地表面付近の地盤が比較的軟弱である場合が少なくない。このため、地盤の評価及び設計地盤面の設定は特に慎重に検討する必要がある。

(3) 軽量材料の構築による土圧軽減効果の考慮が設計結果に及ぼす影響

橋台背面の道路盛土の代わりに軽量材料を用いて橋台に作用する土圧を軽減させていることから、そもそもの杭基礎がスリムな構造となっている。特に、A2 側の杭基礎は杭長が 70 m 程度と非常に長い杭長を有している一方で、そのほとんどが N 値 10 以下の沖積層（シルト質粘土またはシルト質細砂層）であり、地盤抵抗が比較的小さい区間が連続しているものと考えられる。このことから、大きな荷重に対して剛性が十分ではなかったことも考えられる。

一方で、橋台は、道路盛土下の堤防部分が地震時に沈下したり、河川方向に移動したりすることが懸念される場合、地震時における土圧軽減効果により設計計算上、基礎をスリム化している

ことが不利に働くことが懸念される。また、軽量材料を支持する基礎地盤が不安定となれば、軽量材料の設計計算上、期待していた水平支持力が十分に発揮されないだけでなく、仮に滑動が生じなくても軽量材料の水平移動はゼロでなく、支持地盤の弾性せん断変形により軽量材も前方へ変位する可能性もある。

したがって、設計地盤面の設定を慎重に行うと共に、軽量材料により土圧軽減効果を期待する場合であっても、地震時における軽量材料を支持する地盤の挙動に対しても留意して、基礎の諸元を検討する必要がある。

資料 B.4 地震後に橋台の移動が確認された事例 (2)

資料 B.4.1 概要

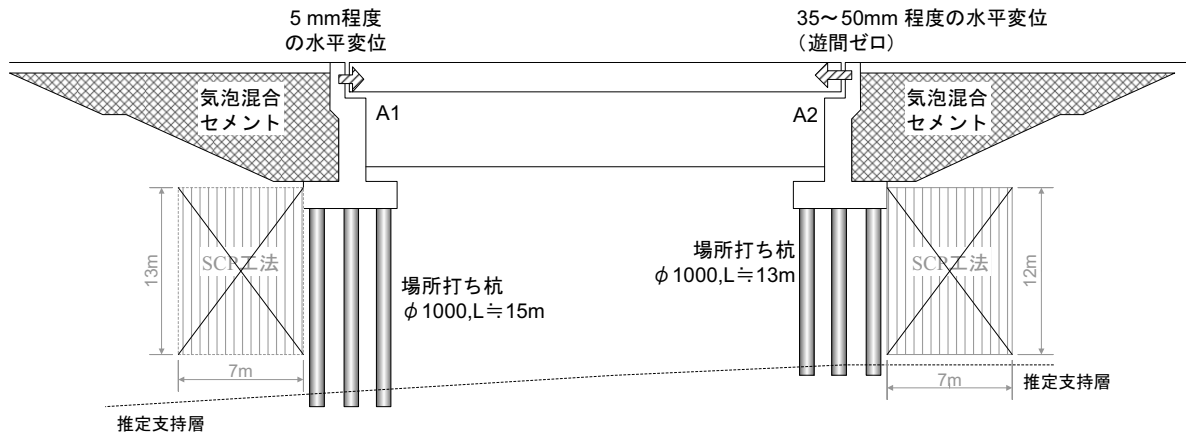


図-資料 B.8 橋梁概略図

橋梁は、橋長 35m の単純非合成鋼鈑橋で、橋台高は 10~11 m 程度、基礎は杭径 $\phi 1000$ 、杭長 13~15 m 程度で A1 橋台、A2 橋台ともに場所打ち杭で 3 列 $\times$ 5 本の 15 本、支持杭であった。橋梁は同規模の上下線及びランプの 3 路線を構成する橋梁の一部である。橋台背面には土圧軽減効果を期待して気泡混合セメントによる構造体を構築する計画であった。

(1) 土質条件

地表面から支持層までの深度は 14~16 m 程度ある。地表面から 6~7 m 程度までは N 値 ≤ 3 のゆるい砂層で、その下層には A2 側だけに 2~3 m 程度、 N 値 0~3 程度のシルト質粘性土層があり、A1 側には、この粘性土層はほとんど観察されていない。粘着力は 25 kN/m^2 と評価されている。その下層には、粘土質砂が 2~5 m 程度あり、A1 側の層の方が厚く堆積している。さらに、粘性土層が 1.5 m 程度あり、地表面からこの層までは N 値 ≤ 3 の沖積層である。その下層には、礫混り砂層が 1~3 m 程度堆積し、その下に支持層と評価される層がある。当初設計では、液状化判定の結果、地表面から 10 m 程度の範囲で土質定数を低減して設計計算が行われている。

(2) 軟弱地盤対策工

当初設計では、液状化対策として橋台背面部の地盤にサンドコンパクションパイル工法が計画されていたが、詳細な地盤調査を行った結果、液状化は生じないと判定されたことから対策工を必要としないとの最終判断を行っている。したがって、図-資料 B.8 では、SCP 工法に $\times$ 印をして、実際には対策が行われなかったことを示している。なお、無対策時の側方移動判定（地盤改良効

果を見込まない)を行ったところ、A1橋台、A2橋台ともにI値<1.2であったため、側方移動の恐れがないと判定される。

(3) 損傷の概要

上部工の施工中、約50km離れた地点を震源とするマグニチュード7程度の規模となる地震が発生。なお、当該橋梁のエリアでは震度5強程度と推察されている。地震後に実施した橋梁調査を行ったところ、支承部で、A1橋台側で5mm程度、A2橋台側で50mm程度の水平変位が確認、また、A2橋台側では桁とパラペットが接触し、ウィング部には軽微なひび割れ等が確認された。

(4) 事後対策

A2橋台の遊間異常に対して、上部工の主桁端部を切断及びパラペットを一部はつって必要な遊間を確保した。支承の変形に対してはベースプレートの交換により対応、ウィング部のひび割れは耐久性に影響すると判断して補修がなされた。杭基礎は保有水平耐力および変形量に対する照査の結果から補強・補修は必要ないと判断された。

資料 B.4.2 考察

当該橋梁の近傍には複数の橋梁が存在しており、これらの橋梁についても地震後の損傷調査が実施された。

当該橋梁は、もともと遊間の設計値が小さく、地震後の調査によりA2橋台で遊間が0mmとなっていることが確認されたため、補修が必要と判断された。支承変形量で5mm～30mm程度の変形が確認された橋梁も複数あったが、遊間に余裕があり、躯体等に損傷が確認されなかったため、補修は不要と判断されたようである。周辺橋梁の中には全く変状が確認されなかった橋梁もあり、その原因や変状の有無を生じた違い等を明らかにすることは困難であるが、以下のような要因が考えられる。

(1) 施工に関する考察

本事例の橋梁は、**図-資料 B.9**に示すように、一般部の盛土に先行して橋梁構造物を構築し、その後に道路盛土、橋台背面の裏込め工が実施される工程となっていたようである。しかし、実施工で橋台の基礎や躯体の構築後に軟弱地盤に盛土を行う場合、盛土工の影響による地盤の沈下や水平変位が既設の構造物に影響することが考えられる。

構造物に近接して軟弱地盤上に盛土を行う場合は、**図-資料 B.10**に示すように、構造物の構築前にあらかじめ盛土を先行して、盛土荷重による地盤の変形を先行させておくことが理想的であ

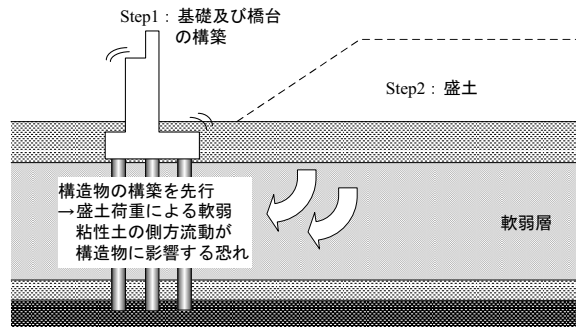


図-資料 B.9 盛土の後施工により考えられる構造物及び基礎への影響

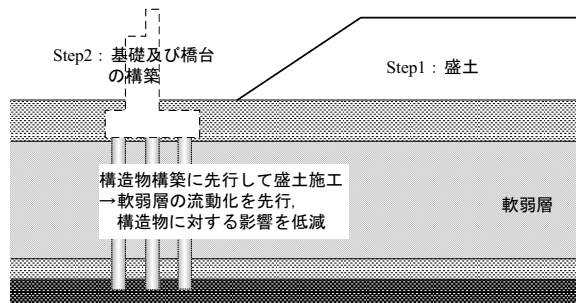


図-資料 B.10 構造物への影響に配慮した盛土の先行施工

る。やむを得ず、構造物を先に施工せざるを得ない場合には、後から施工する盛土の影響により、近接構造物に有害な変状や応力が発生しないよう変位抑止工等の検討が必要である。

(2) 橋台背面の軽量材料の影響について

当該橋梁では、A1、A2ともに、橋台の土圧軽減を目的として、橋台背面の土圧軽減効果を期待した気泡混合セメント構造体を構築する計画とされていた。気泡混合セメント構造体に対しては、地震時において、慣性力を考慮した場合においても滑動しないことが照査されているが、今回の地震では、気泡混合セメント構造体に想定した以上の慣性力が作用し、橋台が大きな作用力を受けた可能性も示唆されている。本編の中でも述べているように、橋台背面に構築される気泡混合セメント等の軽量材料が、地震時にどのように挙動し、橋台にどのような影響を及ぼすのか等については明らかにされておらず、今後の検討課題であるが、軽量材料を橋台背面の盛土中に設置される構造体として考えた上で、地震時に想定される挙動に対して十分な安全余裕を確保するための検討が必要である。支持・滑動・転倒のような極限状態の安定だけでなく、支持地盤のせん断変形に伴う水平変位の影響による気泡混合セメント構造体の移動が、橋台に与える影響等、橋台と気泡混合セメント構造体の動的相互作用の研究が今後望まれる。

資料 B.5 橋台背面の軽量材料の沈下事例

資料 B.5.1 概要

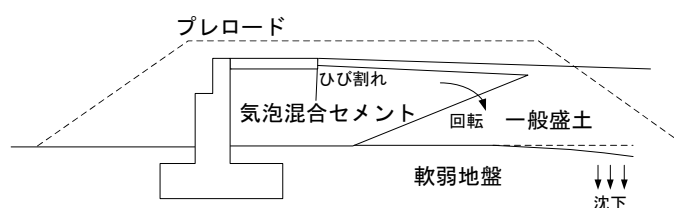


図-資料 B.11 軟弱地盤の沈下により軽量材料の一部にひび割れを生じた事例

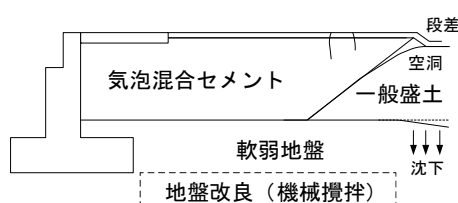


図-資料 B.12 未改良部の軟弱地盤の沈下により段差が生じた事例

文献³²⁾³³⁾では、軟弱地盤上の橋台の背面に、沈下・側方移動対策や土圧軽減を期待して気泡混合セメント構造体を構築する下部構造の施工において、施工段階から構造体の変状・損傷が認められていることから、その原因や問題点について検討し、設計・施工に関する提案事項についてまとめられている。

通常、軟弱地盤上に気泡混合セメント構造体を構築する場合は、長期沈下対策として、プレロード荷重を与える載荷重工法等により地盤改良を行っている。ここで、気泡混合セメント構造体に変状および損傷が生じた事例のうち、対象地盤の軟弱地盤対策としてプレロードを実施した事例では、図-資料 B.11 に示すように、軟弱地盤の沈下により軽量材料が回転し、踏掛板後端にひび割れを生じるというような変形モードが確認された。また、軟弱地盤対策として深層混合改良を行った事例では、図-資料 B.12 に示すように、一般盛土部の盛土および気泡混合セメント構造体の構築後、改良部と未改良部の境界付近において、未改良部の軟弱地盤が盛土荷重の影響により圧密沈下を生じることから、軽量材料と一般盛土の間に段差を生じるという変形モードであった。

資料 B.5.2 考察

文献³²⁾³³⁾では、図-資料 B.11 に示すような損傷について、プレロードの実施有無と橋台背面の変状有無の関係を調べ、軟弱層厚が 15 m 以上の場合、プレロード期間、高さに関わらず橋台背面に変状が生じた例が多いことや、数値解析を実施した結果などから、プレロードが不十分であった

ことが原因であると推測されている。また、検討の結果、地盤改良法にプレロードを採用する場合、軟弱層厚が 20 m 以下程度であれば、プレロード高さを計画高さよりも 2～3 割高くし、かつ広範囲に施工することで、施工後の不等沈下の影響をかなり防げるとしている。さらに、軟弱層が厚い場合は、気泡混合セメント構造体を構築する前に、十分な期間のプレロードを実施し、圧密沈下計算等により残留沈下を検討した後、プレロード荷重を除去すべきであると提案している。

図-資料 B.12 に示すような損傷は、空洞による道路の陥没等の交通障害を発生させる可能性があり、これが大きな問題となる。このような急激な段差が生じさせないため、深層混合改良による地盤改良と気泡混合セメント構造体の構築を併用することは、出来るだけ避けた方が良いと提案している³³⁾。やむを得ず深層混合改良により地盤改良を行う場合は、急激な段差を避けるため、地盤改良の改良率を徐々に小さくするなどの緩和区間を設ける等も検討すべきであるとしている。概略図を図-資料 B.13 に示す。

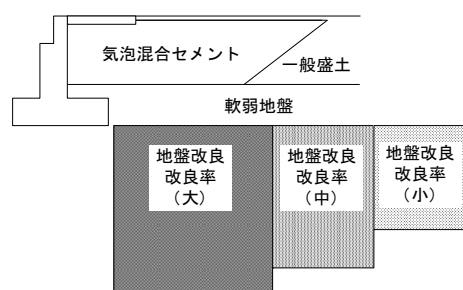


図-資料 B.13 橋台背面の地盤改良の段差対策例

以上のことから、側方移動対策工の検討においては、背面盛土部の荷重の軽量化を検討する場合でも、基礎地盤の強度増加、変状について十分に留意することが肝要である。

資料 B.6 施工中に橋台の側方移動が生じた事例 (2)

資料 B.6.1 概要

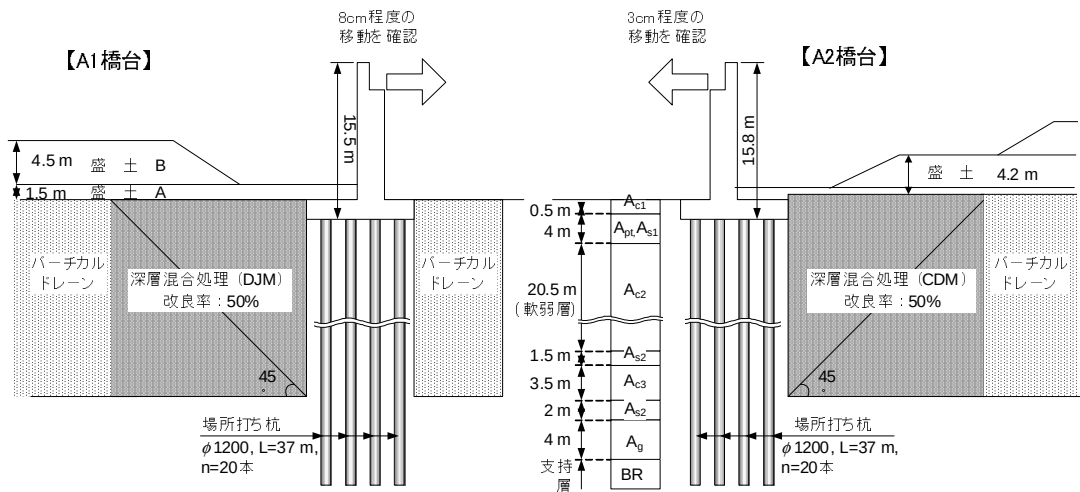


図-資料 B.14 橋梁概略図

橋梁は、鋼 3 径間連続開断面箱桁橋で、橋長 176 m、橋台高は A1 側が 15.5 m、A2 橋台は 15.8 m である。橋台の杭基礎の諸元は、A1、A2 橋台とも $\phi 1200$ mm、杭長 37 m の場所打ち杭である。

(1) 土質条件

当該地盤の土質は、上部 4.5 m に粘性土、腐食土、砂質土の氾濫源堆積物、その下層に N 値 0～4 の海成粘性土が 20 m 分布しており、これが軟弱地盤の主体である。その下層には 7 m 程度の粘性土、砂質土の扇状地堆積物が分布し、その下の $N = 40 \sim 50$ 以上の礫質土を支持層としている。

資料 B.6.2 側方移動対策工

側方移動判定では $I > 1.2$ となったため、側方移動対策工が検討された。対策工として橋台背面地盤の深層混合処理工法による地盤改良法と気泡混合軽量工法による荷重軽減法による対策が検討されたが、個々の対策では I 値 < 1.2 を満足しないため、深層混合処理工法と気泡混合軽量工法の併用となった。深層混合処理工法については、 I 値が 1.2 未満となるように、改良率 50% が決定された。改良範囲については橋台後趾位置の軟弱層下端から 45 度の主働崩壊角で橋台背面方向に立ち上げた範囲までとしている。また、基礎については、気泡混合軽量土工法による土圧軽減効果を期待して基礎工幅を縮小している。

資料 B.6.3 施工過程と確認された橋台の側方移動及び構造物の損傷

A1 橋台において変状が確認されるまでの施工過程は以下のとおりである。1) バーチカルドレーンの施工（深層混合処理範囲周辺部）、2) 粉体系深層混合処理工法（DJM）の施工（橋台背面部）、3) 橋台背面の盛土施工（ $h=1.5\text{ m}$ ）、4) 橋台施工、5) 橋台背面の盛土施工（ $h=6.0\text{ m}$ ）を行った。この時点で橋台前面方向の水平変位約 8 cm と背面地盤にクラックが確認されたため、側方移動と推定し、盛土の撤去が行われた。はじめ、橋台後趾位置の軟弱層下端から 45 度範囲の盛土を撤去し経過観測を行なったが、橋台の動きは止まらなかった。そこでさらに後方まで盛土の撤去を行った結果、側方移動の増加が収まった。杭へのコアボーリング調査が行われ、その結果、杭全長に渡って、貫通していると考えられるクラックが複数見られた。

A2 橋台においては、1) バーチカルドレーンの施工（深層混合処理範囲背面部）、2) スラリー系深層混合処理工法（CDM）の施工（橋台背面部）、3) 橋台背面バーチカルドレーン部の盛土施工（ $h=6.8\text{ m}$ ）、4) 橋台施工、5) 橋台背面の盛土施工（ $h=4.2\text{ m}$ ）を行った時点で橋台の前面変位約 3 cm が確認された。A1 と同じように、はじめ、橋台後趾位置の軟弱層下端から 45 度範囲の盛土を撤去し経過観測を行なったが、橋台の動きは止まらなかった。そこでさらに後方まで盛土の撤去を行った結果、側方移動の増加が収まった。なお、A2 橋台で粉体系からスラリー系の深層混合処理工法に変更されているのは、後述のように、A1 橋台での粉体系深層混合処理工法による改良体の中間部の海成粘土に未固結状態が確認されたことと、施工中に付近でエアの噴出がみられたことによるものである。

(1) 橋台の変状確認後の計測管理

A1 橋台の変状報告後、変位の機構の推定と対策工を推定する目的で以下の調査を実施している。

日常管理

橋台の位置、傾き： トータルステーション・天端傾斜計
盛土の沈下： 盛土量と沈下板標高
地中の変位方向、変位量： 孔内傾斜計

日常管理を補完する点検測量

橋台の位置、傾き： GPS・トータルステーション

資料 B.6.4 考察

(1) 設計に関する考察

当該工事における側方移動対策として、深層混合処理工法と軽量盛土工法の併用案が採用され、深層混合処理工法の改良仕様は I 値が 1.2 未満となるように、改良率 50%とされた。改良範囲は、本資料でも提案しているのと同様に橋台フーチングの後趾より主働崩壊角 45 度を満足しているが、改良率については 78.5%に達していない。改良杭をある間隔をおいて打設されている 50%の改良

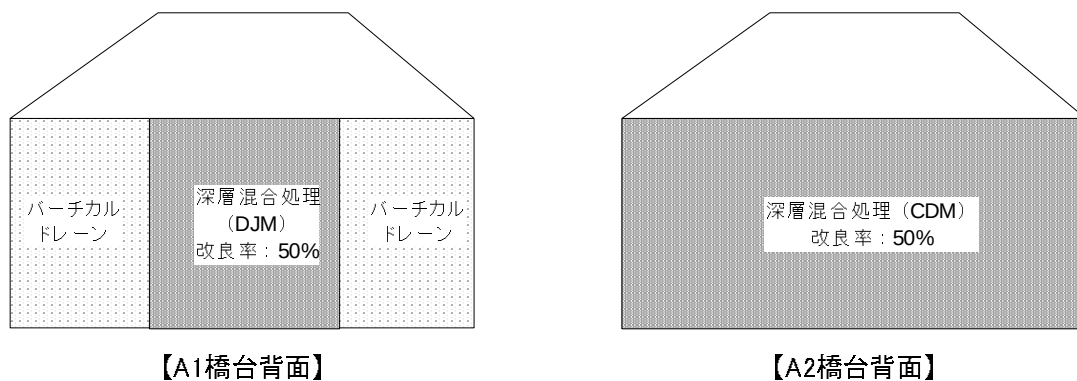


図-資料 B.15 盛土断面

率では個々の改良杭は接していないため、全体に固化体の傾斜が見られた。また、側方流動時の軟弱粘性土のすり抜けも懸念されるため改良率は 78.5 %以上とすべきであったと考えられる。

また、側方移動が生じたあとに盛土の撤去を橋台後趾位置の軟弱層下端から 45 度範囲で行ったが側方移動が止まらなかったということは、橋台後趾位置の軟弱層下端から 45 度範囲の土がそれよりも後ろの盛土の荷重によって変形させられたことで、橋台に影響を及ぼしていることが考えられる。

盛土区間の沈下促進のために、深層混合処理の領域を取囲むようにバーチカルドレーンが施工されている。つまり、断面図をみると図-資料 B.15 のように、同じ断面に圧密を促進する工法と阻止する工法の領域が存在する。これに盛土荷重が作用すると、法面部の荷重は橋台にも作用することになる。したがって、圧密を促進させる工法と阻止する工法を併用する場合には、それぞれが期待した効果を発揮するように、プレロードにより先行して圧密を十分促進した後に橋台を施工するなどの配慮が必要と考えられる。

粉体系深層混合処理工法については、鋭敏比が大きい地盤の場合には、貫入等の施工行為によって土の強度低下がはなはだしく、場合によっては液状化するため、施工管理が難しく、また品質が安定しない恐れがある。実際、A1 橋台の背後については、上部 4.5 m の氾濫源堆積物の下層に 20 m 堆積する海性粘性土付近で粉体系深層混合処理工法による固化杭の未固結が確認された。近傍現場でまったく同じセメント量で施工されて固結が確認されていたが、当該現場では未固結部が生じていたということ事実から、鋭敏比が大きな地盤では DJM 工法では品質が安定しない恐れがあることが分かる。なお、当該現場では、近傍現場の実績から試験施工が省略されていた。さらに、未固結部が生じたことが施工後に明らかになっても、あとから対策を実施することは極めて困難である。そこで、鋭敏比が大きいと想定されるような極軟弱な海性粘土の場合には、深層混合処理工法の特に慎重な選定が必要である。また、DJM 工法に関して、試験施工中、または本施工中に液状化した土が噴発する空気によって地表へ飛散したり、改良材が攪拌翼外周部に偏り攪拌効率が低下する現象が生じた場合には、工法の変更も含めた慎重に検討を実施する必要がある。なお、土木研究センター発刊「陸上工事における深層混合処理工法 設計・施工マニュアル

改訂版（平成 16 年 3 月）」では、深層混合処理工法の一般論として、鋭敏比が大きい場合に改良効果が上がるとの記載があるが、DJM 工法については実態を反映していない恐れがあるので、施工法の選定や施工管理において特に注意が必要である。

(2) 施工に関する考察

上述のように、深層混合処理工法の適用に当たっては、工法によらず、当該現場ごとに試験施工を行って、適用性が確認されたのちに本施工に入ることが重要である。たとえば、1 週強度の確認までは本施工に入らないなどの処置が考えられる。

資料 C 軽量材料を用いた荷重軽減工法による対策事例の追跡調査

資料 C.1 調査の目的と概要

資料 A.2 で調査した橋も含めて、平成 13 年以後に工事完了した橋梁で、橋台背面に EPS、FCB やハイグレードソイルまたは発泡ビーズ混合軽量土のような軽量材料を用いた荷重軽減工法により側方移動対策を行った 31 橋について、対策効果が発揮されているかどうか、橋台や背面盛土などの変状について追加調査を実施した。調査は各橋梁の管理者に依頼し、平成 21 年 11 月に実施された。

今回調査対象とした橋の中には、対策効果がたとえ不十分であっても橋台や背面盛土に変状が生じるほどの時間が経っていないものもあると考えられるが、今後も継続的に追跡調査を行っていくことで対策効果が明らかにされていくものと思われる。

資料 C.1.1 調査対象

調査集計表を表-資料 C.1 に示す。調査対象橋梁 31 橋（ランプ橋が 2 橋あるため橋台としては 60 基）のうち、片方の橋台が通常盛土のものや上部工が未施工・未供用のため回答のなかったものなどを除いた集計対象の橋台は 44 基である。また、軽量盛土工法による側方移動対策の内訳は、EPS を採用した橋台が 19 基、FCB や発泡ビーズ混合土及びハイグレードソイルを採用した橋台が 25 基である。集計対象の橋台の諸元のうち橋台高さは 6.4～15.2 m（平均 10.8 m）、軟弱層厚は 4.0～51.3 m（平均 15.0 m）、軽量盛土完了から点検までの経過月数は 1～70 ヶ月（平均 33 ヶ月）であった。

表-資料 C.1 調査集計表

	調査対象		軽量盛土対策工		集計対象 橋台（基）
	橋梁（橋）	橋台（基）	EPS*	FCB 他**	
合計	31	60	19	25	44

EPS：素材が発泡スチロール（超軽量土）

FCB 他：土＋起泡剤/粒状ビーズ＋安定材（混合軽量土）

資料 C.1.2 調査項目

調査項目は、橋台高さなどの諸元と質問事項として、橋台について以下の6項目のアンケートである。

- | | |
|----------------------------------|----------|
| 1) 2cm 以上の遊間減少 | (有り, 無し) |
| 2) パラペット接触の有無 | (有り, 無し) |
| 3) 橋台側方移動が原因と思われる支承の変状の有無 | (有り, 無し) |
| 4) 橋台 背後舗装面の沈下, 又は段差擦り付け舗装補修痕の有無 | (有り, 無し) |
| 5) 軽量盛土の 2cm 以上の沈下の有無 | (有り, 無し) |
| 6) 橋台背面盛土上の防護柵等の(縦断)線形の変化の有無 | (有り, 無し) |

資料 C.2 調査結果

資料 C.2.1 軽量盛土により盛土の沈下が抑制されている橋台

橋台背後舗装面の沈下, 軽量盛土の沈下, 橋台背面盛土上の防護柵等の線形の変化(質問事項の4~6)が有と回答された橋台は, 軽量盛土を用いたにもかかわらず盛土が沈下した事例と判断し, この3つの質問項目に対する変状の有無と橋台高さ, 軟弱層厚, 経過月数を影響要因として, 両者の関係をそれぞれ図-資料 C.1 に示した。同図からわかることは以下のとおりである。

- 橋台背後舗装面の沈下, 軽量盛土の沈下, 橋台背面盛土上の防護柵等の線形の変化が確認された橋台の割合はそれぞれ 32% (14/44), 11% (5/44), 15% (6/40) である。つまり, 軽量材料を用いたことにより, 沈下が生じないということではない。
- 橋台背後舗装面の沈下, 軽量盛土の沈下, 橋台背面盛土上の防護柵等の線形の変化が確認された橋台のうち採用された工法について EPS:FCB 他で橋台基数を対比すると, それぞれ 8:6, 5:0, 4:2 であり, EPS の方が多い。なお, FCB により対策して変状が報告されている6橋台のうち, 2基の橋台は前出の地震後に損傷が確認された2基も含んでいる。
- 変状の有無について, 橋台高さ, 軟弱層厚, 経過月数の各影響要因の閾値のようなものは見いだせない。

資料 C.2.2 既に変状が生じている橋台について

遊間, パラペット, 支承の変状(質問事項の1~3)が有と回答された橋台は, 既に側方移動により変状が生じている橋台と判断し, この3つの質問項目に対する変状の有無と橋台高さ, 軟弱層厚, 経過月数を影響要因として, 両者の関係をそれぞれ図-資料 C.2 に示した。同図からわかることは以下のとおりである。

- 遊間, パラペット, 支承に変状が生じている橋台の割合はそれぞれ 2% (1/44), 0% (0/44), 10% (4/40) であり, パラペットの変状が確認された橋台はない。遊間の変状が確認された橋

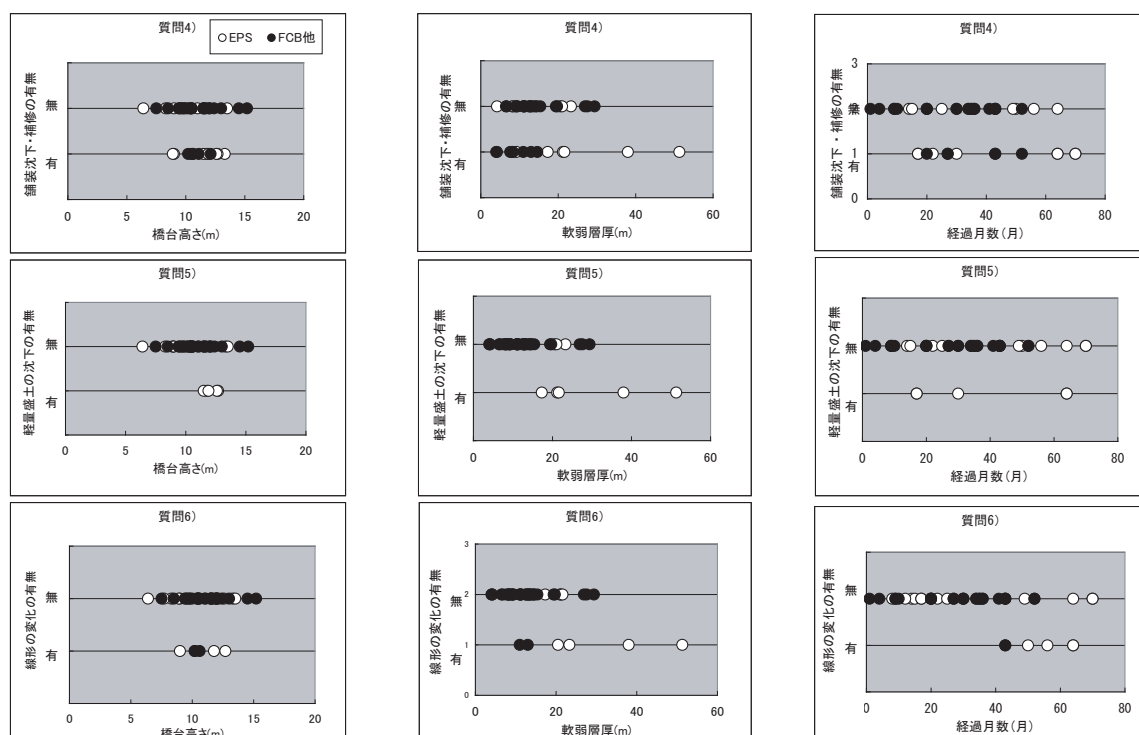


図-資料 C.1 アンケート整理結果（質問項目 4～6）

台で採用された軽量盛土工は FCB であるが、当該橋梁は資料 B.4 で紹介した地震後に変状が確認された事例であり、側方移動により損傷したものではないものと考えられる。

- 支承の変状が確認された橋台で採用された軽量盛土工はすべて EPS であった。
- 変状の有無について、橋台高さ、軟弱層厚、経過月数の各影響要因の閾値のようなものは見いだせない。

側方移動による変状に関する 4～6 の 3 つの質問事項のうち変状有に 2 つ以上該当している橋台、及び、橋台の損傷に関する 1～3 の 3 つの質問事項のうち変状有に 1 つ以上該当している橋台を表-資料 C.2 にまとめた。地震により変状を来したと考えられる前出の橋台 2 基は除いている。4～6 の質問事項に対して 2 つ以上該当する橋台は 6 基、1～3 の質問事項に対して 1 つ以上該当する橋台は 3 基で、両項目に該当する橋台は 3 基であった。同表の既に損傷が生じている 4, 5, 6 の 3 基の橋台の高さは 11.5～12.6 m（平均 12.0 m）、軟弱層厚は 17.3～21.6 m（平均 20.0 m）、軽量盛土工完了から点検までの経過月数は 17～30 ヶ月（平均 21 ヶ月）であった。これらの数値は、経過月数を除いて全調査対象の橋台の平均に比べて大きい。また、側方流動による軽量材料部の変状が生じているにもかかわらず橋台自体に損傷が生じていないものも 3 基あるが、今後、継続として調査を行うことで、これらの橋台に対する側方移動対策効果が明らかになるものと考えられる。

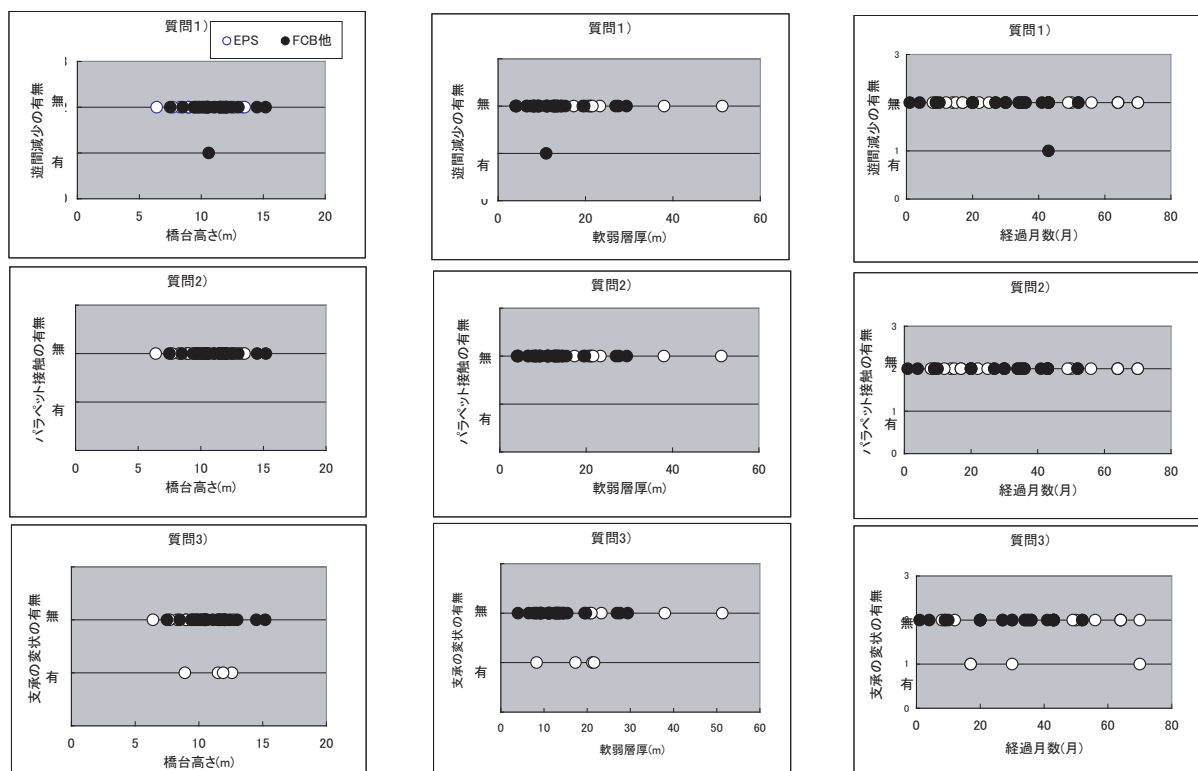


図-資料 C.2 アンケート整理結果（質問項目 1～3）

表-資料 C.2 調査集計表

	4～6 の質問事項 に対して 2 つ以上 該当する橋台	1～6 の質問事項 に対して 1 つ以上 該当する橋台	橋台 高さ (m)	軟弱 層厚 (m)	経過 月数 (月)	採用 工法
1	A 橋 A2 橋台		8.9	8.3	70	EPS
2	B 橋 A1 橋台		11.8	51.3	64	EPS
3	C 橋 A2 橋台		12.7	38.0	64	EPS
4	D 橋 A2 橋台	D 橋 A2 橋台	11.5	21.2	30	EPS
5	E 橋 A1 橋台	E 橋 A1 橋台	12.6	17.3	17	EPS
6	E 橋 A2 橋台	E 橋 A2 橋台	11.9	21.6	17	EPS
全調査対象橋台平均			10.8	15.0	33	EPS

資料 C.3 まとめ

今回の追跡調査により、軽量盛土工法により沈下対策をした場合であっても、全く沈下が生じないことはないということが分かった。

したがって、懸念される事項として、沈下が生じた場合に舗装厚を増すなどで対処され、その場合には軽量盛土よりも比重の重い舗装材が載せられることますます沈下が進み、結果としてまた舗装を増すという悪循環に陥ることが挙げられる。背面の沈下に応じて基礎にも側方流動圧が杭に作用することが懸念されることになるので、このような悪循環に陥らないように適切な管理

を行っていくように、設計時点においても周到に維持管理計画を検討するのがよいと考えられる。

参考文献

- 1) 塩井幸武, 浅沼秀弥, 堀部正文: 橋台の側方移動に関する研究, 土木研究所資料, 第 1804 号, 1981. 12.
- 2) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002. 3.
- 3) Stewart, D. P., Jewell, R. J. and Randolph, M. F.: Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral movements, *Geotechnique*, Vol. 44, pp.227–296, 1994.
- 4) 中谷昌一, 竹口昌弘, 白戸真大, 原田健二, 野村朋之: 橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討, 土木研究所資料, 第 4124 号, 2009.1.
- 5) 浅沼秀弥, 神永耕二, 森浩樹, 杉崎光義, 小林延房: 近接基礎設計施工要領(案), 土木研究所資料, 第 2009 号, 1983. 6.
- 6) 稲垣太浩, 川井田実, 大久保直人, 吉迫和生: 裏込めを軽量化した橋台の地震時挙動に関する検討(その 1 動的遠心模型実験結果), 第 33 回 地盤工学研究発表会, pp. 117–118, 1998.
- 7) 緒方健治, 稲垣太浩, 大保直人, 吉迫和生: 裏込めに軽量地盤材料を使用した橋台の地震時挙動—遠心実験と動的解析による検討—, 軽量地盤材料の開発と適用に関するシンポジウム, pp. 225–230, 2000.
- 8) 森啓年, 大野真希, 桑野玲子, 恒岡伸幸: 気泡混合土を利用した軽量盛土工法に関する研究, 第 5 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集, pp. 195–200, 2003.
- 9) (社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧(平成 18 年度改訂版), 2007. 1.
- 10) (社) 日本道路協会: 軟弱地盤対策工指針, 1986. 11.
- 11) (社) 日本道路協会: のり面工・斜面安定工指針, 1999. 3.
- 12) (財) 高速道路調査会: 軟弱地盤上の橋台基礎に関する調査研究報告書(日本道路公団委託) その 1, 1979. 2.
- 13) 東日本/中日本/西日本高速道路株式会社: 設計要領 第一集, 2006. 4.
- 14) 稲田倍穂: 軟弱地盤の調査から設計・施工まで, 鹿島研究所出版会, 1970.
- 15) Skempton, A. W.: Discussion on the Planning and Design of the New Hong Kong Airport, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 7, pp. 305–307, 1957.
- 16) 日本道路公団試験所: 軟弱地盤における橋台取付部実態調査—プレロード効果を中心にして—, 試験所技術資料, 第 211 号, 1979. 3.
- 17) (社) 日本道路協会: 道路維持修繕要綱, 1978. 7.
- 18) 依藤光代, 常田賢一: 地震時の段差被害に対する補修と交通開放の管理・運用方法について, 平

- 成 19 年度近畿地方整備局研究発表会論文集, <http://www.kkr.mlit.go.jp/plan/kannai2007/07.html>, 2007.
- 19) 落合英俊, 安福規之, 安田進, 前田良刀, 藤原常男, 伸居和典, 山本芳裕, 田上裕, 高野徳義: プレロード後の強度増加を考慮した橋台基礎の設計 (新北九州空港連絡道路建設において), 第 38 回地盤工学研究発表会, pp. 1539–1540, 2003. 7.
 - 20) 黒田実, 梅本健児, 奈須徹夫, 境友昭: 深層混合処理工法による側方流動抑止効果に関する実験的研究, 第 25 回土質工学研究発表会論文集, pp. 1919–1920, 1990. 6.
 - 21) 稲垣太浩, 福島勇治, 山本実, 野津光夫, 柳川陽平, 竹内秀克, 李黎明: 深層混合処理工法に求められるニーズに応じた設計・施工体系の構築として, 第 46 回地盤工学シンポジウム論文集, pp. 275–280, 2001. 11.
 - 22) (社) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
 - 23) 日本建築学会: 建築基礎のための地盤改良設計指針案, 2006. 11.
 - 24) (独) 土木研究所, 鋼管杭協会, (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会, (社) 日本橋梁建設協会, (社) 建設コンサルタンツ協会: 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書 (その 2), 共同研究報告書, 第 388 号, 2008.12.
 - 25) (財) 国土開発技術研究センター編, (社) 日本河川協会: 改定解説・河川管理施設等構造令, 2000. 1.
 - 26) 一本英三郎, 末松直幹: サンドコンパクションパイル工法の実際と問題点 (3), 土と基礎, Vol. 3, No. 5, pp.83–90, 1983. 5.
 - 27) (社) 日本道路協会: 道路橋補修・補強事例集 (2007 年版), 2007. 7.
 - 28) 建設省土木研究所, 阪神高速道路公団, (財) 土木研究センター他: 橋梁基礎構造の形状および損傷調査マニュアル (案), 共同研究報告書, 第 239 号, 1999.12.
 - 29) 稲垣太浩, 今吉英明, 石井裕泰, 堀越研一: 軟弱地盤上の橋台の変位問題から見た性能設計の必要性と効果, 土と基礎, Vol. 50, No.1, pp. 4–6, 2002. 1.
 - 30) 佐伯康夫: 側方移動した橋梁の補修工事について, 九州技報, No.1, pp. 97–100, 2007. 7.
 - 31) 山崎淳, 池田甫, 成井信: 道路橋補修・補強事例集, 山海堂, pp. 192–195, 2000. 2.
 - 32) 松浦利之, 三林宏和, 羽深圭一: 中越沖地震で被災した一般国道 8 号豊田橋の復旧—被災状況と復旧工事の概要—, 土木技術, 63 巻 9 号, pp. 30–37, 2008. 9.
 - 33) 松田哲夫, 佐藤政行, 北川勝明, 大森晃治: FCB を用いた土圧軽減工法の設計法の提案, 土木学会第 59 回年次学術講演会, No. 3, pp. 999–1000, 1998. 9.
 - 34) 山田信行, 谷内洋之, 佐藤征行: 気泡混合軽量盛土を用いた土圧軽減工法の設計・施工に関する提案, EXTEC, Vol. 71, pp. 23–26, 2004. 12.