

ジオテキスタイルを用いた補強土の 設計・施工マニュアル 改訂版

Q & A

ジオテキスタイル補強土工法普及委員会
2004.12

1



訂版発行にあたって・まえがき

Q1. マニュアル改訂版(平成12年2月)の主な変更点は何
でしょうか。また、なぜ変更したのでしょうか。

A1.

多くの実績を踏まえて、より経済的で合理的な設計ができると判断
されたこと


道路土工指針の改訂(「道路土工 - 擁壁工指針」(社)日本道路協
会:平成11年3月)にあわせた整合性や耐震設計の考え方の進展
に伴う変更

軟弱地盤対策の充実

などが主な改訂理由です。「改訂版発行にあたって」、「まえがき」、
p.1の「1.1 目的」にも改訂の背景が詳しく記載されています。

2

まえがき



Q2. ジオテキスタイル補強土工法は、宅地造成につかえるのでしょうか。

A2.

「宅地防災マニュアルの解説 <改訂版> []」
(平成10年5月15日発行, 株式会社 ぎょうせい)
の「第 章 盛土」の中で、

- ・原地盤の処理(p.138)
- ・盛土補強工法の基本的な考え方(p.150)と利用方法(p.176)
- ・盛土内排水層としての利用法(p.167 ~)

などが紹介されています。

3



1.目的と適用

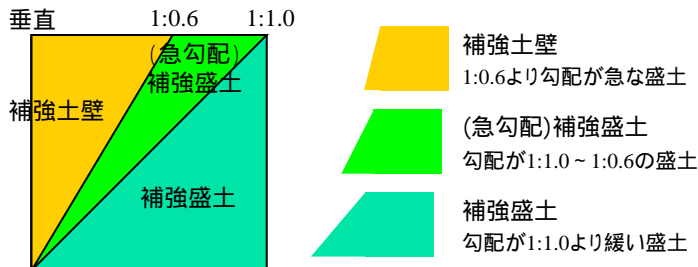
4

1.6 主な用語の解説

1.6.1 一般 (2)補強盛土工法・補強土壁工法 (p.6)

Q3. 初版マニュアル(平成5年1月)では、1:1.0としていた補強盛土と補強土壁を区分するのり面(壁面)勾配を改訂版(平成12年2月)で、1:0.6としたのはなぜでしょうか。

1:1.0 より緩い	補強盛土
1:1.0 ~ 1:0.6	急勾配の補強盛土
1:0.6 より急	補強土壁



5

1.6 主な用語の解説

1.6.1 一般 (2)補強盛土工法・補強土壁工法 (p.6)

A3.

これまでの実績をふまえて、より経済的で合理的な設計を行うため、「1.6.1 一般 (2) 補強盛土工法・補強土壁工法」に記載のとおり1:0.6以下の緩いのり面勾配(補強盛土)では、基本的には内的安定および全体安定のすべりに対する検討だけで設計できるとしました。

ただし、のり面勾配が1:1 ~ 1:0.6までの急勾配の補強盛土では施工上の安定を含め壁面工を施工する必要があります。

これに対し、のり面勾配(壁面勾配)が1:0.6より急な補強土壁では、すべりに対する安定のほかに補強領域に作用する土圧を考慮した外的安定(滑動、転倒、支持力)の検討が必要であり、また構造上壁面工が必要となります。

6

2.ジオテキスタイルと土の 特性評価

7

2.1 概説 (p.13)

Q4. ジオテキスタイルの選定にあたっての留意点を教えてください。また、本マニュアルを適用するジオテキスタイルは土木研究センターの審査証明が必須条件なのでしょうか。



A4.

ジオテキスタイルの特性と現場の状況にあわせた設計および施工上の留意点をもとに技術者が判断して選定していただく必要があります。材料の特性について参考となる資料の一つとして土木研究センターの審査証明の報告書に詳しい特性が記載されています。

なお、この土木研究センターの審査証明は本マニュアルを適用するジオテキスタイルに対して必須ではありませんが、使用上の留意点などが中立的な機関で審査されているという点でより信頼性が高いものであると言えます。

8

2.1 概説 (p.13)

Q5. ジオテキスタイルの耐用年数についての具体的な試験結果はあるのでしょうか。発行されている刊行物があれば教えて下さい。

A5.

「第2章 ジオテキスタイルと土の特性評価」に、ジオテキスタイルの耐久性に関する一般的な考え方とその評価方法を示しています。

一方、民間で開発された個々の新技術・新材料については学識経験者等が技術審査し、その内容を客観的に証明する建設技術審査証明事業という制度があります。特に、ジオテキスタイルについては財団法人土木研究センターが「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」の記述内容に従い、この事業を実施しています。技術審査証明を受けた各資材の試験結果と特性については、技術審査証明報告書に記載されています。

なお、具体的な耐用年数については、使用環境や施工条件により異なるため、技術審査証明報告書に記載されたデータや試験施工に基づく判断が必要となります。

9

2.3 ジオテキスタイルの特性評価試験

2.3.4 ジオテキスタイルの水理特性

(2)ろ過機能 2)目詰り試験 (p.34)

Q6. ジオテキスタイルを排水材として細粒分を含む粘性土やシルト質土の中で使用する場合、目詰まりによって通水性能や透水性能が徐々に低下することが考えられます。

また、繊維径や空隙などのジオテキスタイルの形態による差も大きいと考えられますが、どのように対処すべきでしょうか。

A6.

ジオテキスタイルの供用期間や流速などの状況に対応して目詰まりが問題とならないような製品を選定する必要があります。例えば、盛土内の過剰間隙水を排水する機能に対しては、一般に施工中の短期通水性能が保証されなければなりません。目詰まりが懸念されるほどの流速は伴わないことが一般的です。一方、河川の吸出し防止用途などで必要とされるろ過機能は、長期安定性が問題となります。製品差については、マニュアルで示した目詰りの試験法に基づいて、適用条件に合致する材料を選定すればよいと考えます。

10

2.3.4 ジオテキスタイルの水理特性

2.3.7 設計定数の設定方法

(2) ジオテキスタイルの面内方向通水性能 (P.49)

Q7. ジオテキスタイルの通水性能の材料安全率(F_s)の値にどのような根拠の数値を使用すべきでしょうか。

$$\theta_{hD} = \frac{\theta_h}{F_s}$$

θ_{hD} : 設計に用いる面内方向通水性能
 θ_h : 試験で求めた面内方向通水性能

A7.

供用期間を考慮して目詰り試験の結果などをもとに設定することが望ましく、現場の状況(目的、使用期間、土質)で大きく異なります。

なお、千鳥敷配置の場合のサンドドレーンの通水性を帯状ジオテキスタイルに置き換える際の安全率 $F_s = 2$ (p.105) は、材料安全率ではなく、ジオテキスタイル中の水の流れに対する抵抗(損失水頭)を考慮したものです。

11

2.3.5 ジオテキスタイルの耐損傷性 (p.36)

2.3.7 設計定数の設定方法

(1) ジオテキスタイルの設計引張強さ (p.47)

Q8. ジオテキスタイルの選定にあたり、耐損傷性をどの程度考慮(損傷を考慮した材料安全率: F_c)すべきでしょうか。特に、岩砕を盛土材とする場合、損傷による強度低下が予想されます。

$$T_A = \frac{T_{\max}}{F_{cr} \cdot F_D \cdot F_C \cdot F_B}$$

T_A : 設計引張強さ T_{\max} : 最大引張強さ
 F_{cr} : クリーブを考慮した材料安全率
 F_D : 耐久性を考慮した材料安全率

A8.

損傷に対する強度低下の評価方法についてマニュアルで示しています。岩砕、礫混じり土で施工中の損傷が懸念される盛土材料では、試験施工を実施して適切な安全率を設定する必要があります。ジオテキスタイルの耐損傷性について参考となる資料の一つとして土木研究センターの審査証明の報告書に詳しい特性が記載されています。

12

2.3.6 ジオテキスタイルの耐久性 (p.40)

Q9. ジオテキスタイルの耐久性は何年程度でしょうか。永久構造物と見なす場合、コンクリートと同等以上の耐久性が求められると考えられます。

A9.

「2.3.3 ジオテキスタイルの強度・変形特性(3)クリープ特性(pp.25-27)」ではジオテキスタイルの耐用年数にあわせてクリープを考慮した限界引張強さ T_{cr} を決定するよう提案しています。通常は50～100年程度を目安としています。

また、高温下や高アルカリ・酸性等の環境下においては、材料特性を別途確認する必要があり、さらに、壁面に用いる型枠などの鋼製部材については腐食代を見込む等の方法で同等の耐用年数を見込めるようにしています。

13

2.4 土・地盤の特性評価試験

2.4.1 土の特性評価 (2)試験方法(p.50)

Q10. 土質試験の排水条件(UU,CU, $\bar{C}U$,CD)の選定方法や試験結果のばらつきを考慮した設計定数の決定方法を教えてください。

A10.

他の土構造物と同様に排水条件は検討する状態を再現する条件を選定し、適用する基準や指針類の考え方に準拠するものを選定します。また、ばらつきに対して設計定数を如何に決定するかについても、同様に現場技術者(設計者)が判断するものであり、本マニュアルでは特に規定しておりません。

土質試験や調査に関する考え方は、「道路土工 土質調査指針(社団法人日本道路協会:昭和61年)」、「道路土工 のり面工・斜面安定工指針(社団法人 日本道路協会:平成11年3月)」や「土質試験の方法と解説 - 第1回改訂版 - (社団法人 地盤工学会:平成12年3月)」、「地盤調査法(社団法人地盤工学会:平成7年9月)」などに詳しく記載されていますので、これらの文献を参考にして適切な方法を選択してください。

14

2.4.1 土の特性評価 (3)設計定数の設定方法(p.50)

(4.2.4 設計条件の設定 (1)盛土材料 2)盛土材料の設計定数(p.142))

Q11. 補強土壁の内的安定の設計では盛土材料の設計定数について、粘着力 10kN/m^2 としていますが、その理由を教えてください。また、改良土を盛土材に使用するときで、粘着力が配合試験などで確実に 10kN/m^2 以上確保できるときでも内的安定検討についての粘着力の上限値は 10kN/m^2 までなのでしょうか。

A11.

補強土壁(1:0.6より急な勾配)における内的安定検討については粘着力の上限値を 10kN/m^2 と規定しています。補強土構造物にとって重要な要因であるジオテキスタイルと土の摩擦特性は砂、砂質土などの材料を中心とした実績によって確認されてきたものです。土の粘着力が摩擦特性に及ぼす影響については十分な実績がなく、また粘着力は見かけのせん断強さに大きな影響を及ぼすことや、含水比による変動などが大きいこと、改良土の場合など壁面近傍における強度発現が盛立て中に十分発揮できるかが不明であることなど、粘着力については慎重な取り扱いが必要となるため内的安定の検討において上限を定めました。

15

2.4.1 土の特性評価 (3)設計定数の設定方法(p.50)

(4.2.4 設計条件の設定 (1)盛土材料 2)盛土材料の設計定数(p.142))

Q12. 盛土材料(特に砂質土)の設計定数に粘着力を考慮してもいいですか。

A12.

一般的な砂質土では粘着力を有するものが多いことが知られています。特に円弧すべり法を用いる本設計法では粘着力の影響は大きく、合理的な設計のため、補強盛土や補強土壁の安定の検討では土質試験を行えば粘着力を設定してもよいとしています。

16

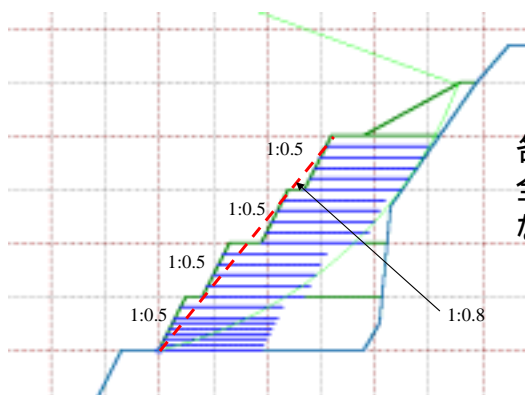
3.補強盛土工法

17

3.3 引張補強材としての設計

3.3.2 設計手順 表-3.5注 (p.71)

Q13. 補強盛土ののり面勾配において、のり面中に存在する小段との平均勾配で評価してはならないのはなぜでしょうか。



各盛土の勾配は1:0.5で
全体の平均勾配が1:0.8と
なるようなケースは
補強土壁の設計か
補強盛土の設計か

18

3.3 引張補強材としての設計

3.3.2 設計手順 表-3.5注 (p.71)

A13.

p.71 表-3.5脚注の記述「1:0.6の勾配は、小段を考慮しない実際ののり面勾配とする。したがって、のり面中に存在する小段との平均勾配で評価してはならない。」は、広い小段と1:0.6より急な勾配の補強土壁(のり面)を組み合わせたようなケースに対する注意です。

このようなケースでは、小段と小段の間ののり面が急勾配であれば、そこが不安定となることによって盛土全体の安定性にも影響を及ぼすことが懸念されます。その場合、小段があっても盛土全体の安定には大きく寄与しません。このような考え方を踏まえ、平均勾配で評価してはならないとしています。

19

3.3.8 ジオテキスタイルの敷設間隔の設定(p.79)

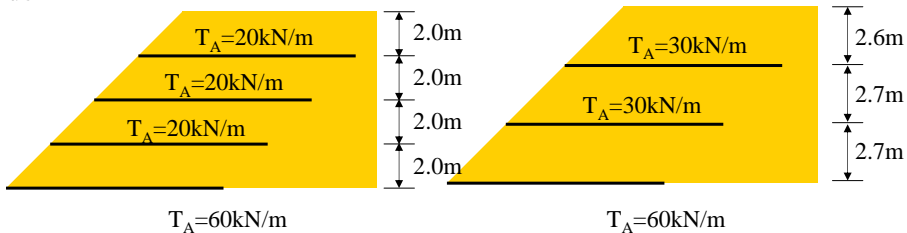
Q14. 補強盛土におけるジオテキスタイルの最大敷設間隔を2mとしたのはなぜでしょうか。

高強度の製品を使って間隔を粗く配置したほうが安価になります。

表-3.6 ジオテキスタイルの最大敷設間隔の目安

のり面勾配	1:1.0より緩勾配	1:1.0 ~ 1:0.6
盛土高さ		
8m以下	2mかつ最低敷設2枚	2mかつ最低敷設2枚
8m超	2.5m	

例えば8mの盛土



20

3.3.8 ジオテキスタイルの敷設間隔の設定(p.79)

A14.

最大敷設間隔を設定したのは、引張強さの大きなジオテキスタイルを粗く配置した場合、補強効果が十分発揮出来ない場合があるので、これを配慮したものです。

すなわち、補強盛土全体の安定のためには、比較的引張強さの小さいジオテキスタイルでも敷設間隔を密に用いたほうが、土との相互作用による「補強土の一体化効果」が発揮され、安定性の向上が大きいことが知られています。円弧すべり法は、便宜的にすべり土塊を剛体と仮定しているものであり、例えば高強度の補強材を一層敷設してすべり土塊全体のすべり抵抗を向上させようとするのは誤りです。

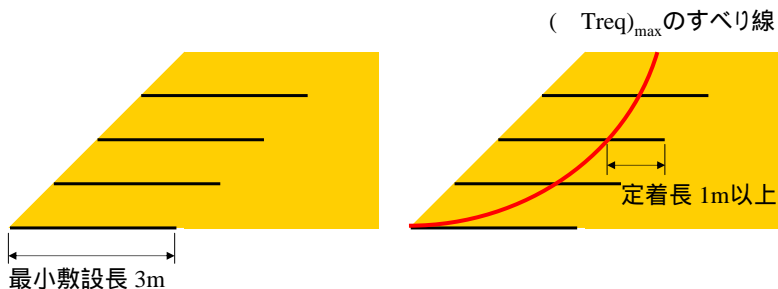
単に経済性のみで判断するのではなく、ジオテキスタイルと盛土材料の一体化を図ることによって補強盛土の品質が確保できるように、これまでの施工実績も考慮して最大敷設間隔を定めています。

21

3.3.10 ジオテキスタイルの敷設長さの設定と補強盛土の安全率 (1)設計法 (p.80)

Q15. 補強盛土におけるジオテキスタイルの最小敷設長を3m程度とした根拠を教えてください。

また、定着長を1m以上とした根拠も教えてください。



22

3.3.10 ジオテキスタイルの敷設長さの設定と補強盛土の安全率 (1)設計法(p.80)

A15.

最小敷設長については、大型振動ローラで十分に締固めできるように、振動ローラの幅を約2mとして、のり面部から1m離れて締固めた場合を想定し、その幅を最小敷設長としています。

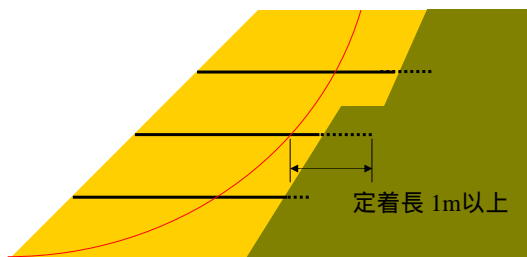
最小定着長については、ジオテキスタイルが補強機能を発揮するためには安定領域の中にある程度以上の定着長を確保する必要があることから規定しています。マニュアルでは、従来の経験や現場での作業性と敷設精度などから、最小定着長を1mと規定しています。

23

3.3.10 ジオテキスタイルの敷設長さの設定と補強盛土の安全率 (1)設計法(p.80)

Q16. 安定した地山(岩盤など)への腹付け盛土の場合でも、定着長1m以上を確保すべきでしょうか。

(T_{req_max})のすべり線(円弧)



24

3.3.10 ジオテキスタイルの敷設長さの設定と補強盛土の安全率 (1)設計法(p.80)

A16.

最小定着長はA15で回答したような考え方で規定しています。安定領域が岩盤などの場合は、切土にロックボルトを打ってジオテキスタイルを固定する方法によって、最小定着長に相当する効果(引抜き抵抗)を確保することができます。

ただし、このようなケースで、圧縮性の盛土材を用いた場合には、盛り立てとともに地山と盛土材の間に不同沈下が生じ、ジオテキスタイルとロックボルトなどの接合部に過大な引張り力が生じる恐れがあるため、盛土材の選定には十分注意する必要があります。

A15. 最小定着長については、ジオテキスタイルが補強機能を発揮するためには安定領域の中にある程度以上の定着長を確保する必要があることから規定しています。マニュアルでは、従来の経験や現場での作業性と敷設精度などから、最小定着長を1mと規定しています。

25

3.3.10 ジオテキスタイルの敷設長さの設定と補強盛土の安全率 (2)簡易設計法(p.81)

Q17. 補強盛土のジオテキスタイルの敷設長さの設定において、通常的设计法とは異なり簡易設計法の定着長が2m以上とした理由を教えてください。

必要引張力の合計 T_{req} が最大となる円弧

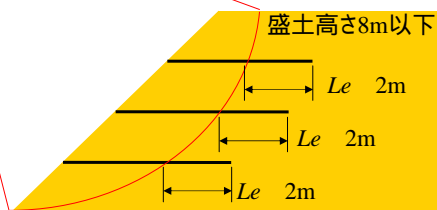


図-3.12 簡易設計法の敷設長

26

3.3.10 ジオテキスタイルの敷設長さの設定と補強盛土の安全率 (2)簡便設計法(p.81)

A17.

通常的设计法では多くの円弧すべり計算により、すべり安全率1.2以上を確保するようにジオテキスタイルの長さを決定します。

これを行わない簡便設計法では、同等の安全性となるように定着長に安全側の長さを設定することとして2m以上と定めています。

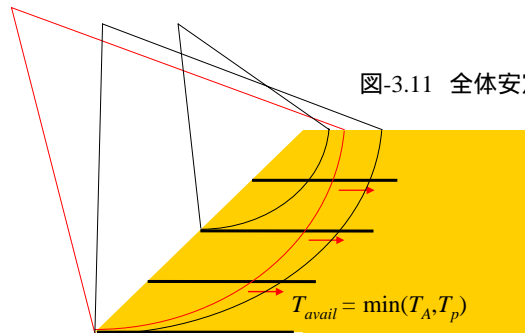


図-3.11 全体安定の検討

27

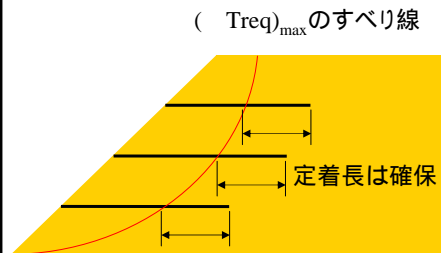
3.3.10 ジオテキスタイルの敷設長さの設定と補強盛土の安全率 (2)簡便設計法(p.81)

Q18. 簡便設計法で、「原則として敷設長はすべて同じ長さ」とありますが、円弧すべり線に沿って各段の長さを変えてはいけないのでしょうか。

A18.

ジオテキスタイルの敷設長さについては、あらゆる円弧すべりのすべり安全率が所定の値を確保すると同時に補強領域の一体化という観点から規定されています。

本マニュアルでは後者の観点から、敷設長を同一長さにすることを原則としています。



28

3.3.11 部分安定の検討 (p.82)

Q19. のり面勾配が1:0.6~1:1.0で、かつ壁面材が土のうの場合の安定補助材の敷設間隔は制限があるのでしょうか。

A19.

急勾配の補強盛土においては、主補強材の間隔は最大2mです(p.78)。

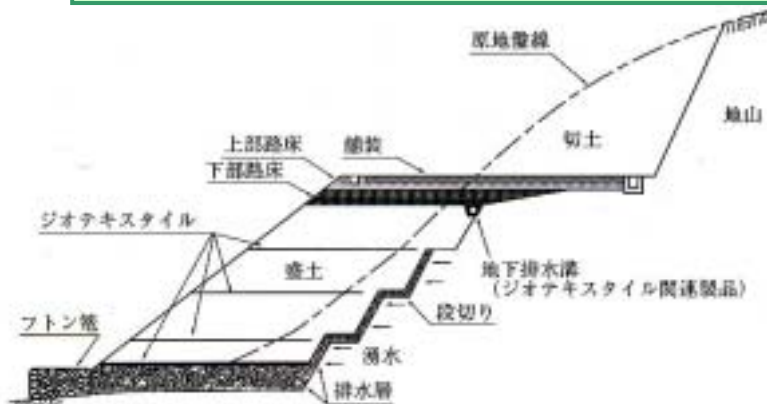
安定補助材(主補強材を含む)の敷設間隔の制限は特にマニュアルには記述していませんが、土のうがジオテキスタイル敷設時に仮押さえとなること、施工後はジオテキスタイルの巻き返しにより安定が保たれるという点と過去の実績から、1m程度が適当と考えています。

29

3.5 施工法

3.5.8 排水工 (1)基礎排水 図-3.41 (p.122)

Q20. 片切り・片盛り部の排水対策の際、地山と盛土にはさむ碎石層の厚さに基準はあるのでしょうか。特に、盛土の背面側の碎石厚さに基準はあるのでしょうか。



30



3.5 施工法

3.5.8 排水工 (1)基礎排水 図-3.41 (p.122)

A20.

本マニュアルでは、ジオテキスタイル補強土工法として地山と盛土の境界における排水用砕石厚さを、特に具体的に規定していません。

一般の土構造物と同様に「道路土工 排水工指針(社団法人日本道路協会:昭和62年)」などの指針類に準拠して、地山からの土中水は盛土に浸透しないよう、現場条件にあわせて適切な断面を決定してください。



4.補強土壁工法

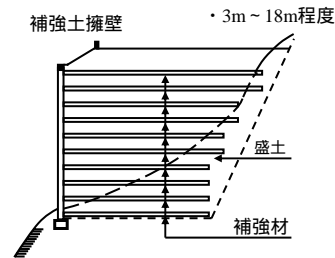
4.1 概説(p.133)

Q21. ジオテキスタイル補強土壁の高さに制限はあるのでしょうか。

A21.

本マニュアルでは高さの制限に関する規定値は記述されていません。「道路土工 擁壁工指針(社団法人 日本道路協会:平成11年)」(p.12)では、補強土擁壁(ジオテキスタイル以外の工法も含む)の一般的な適用高さとして3~18mの記載があります。このため、一般的には18m程度までの高さのものが多いと思われます。

なお、当委員会の把握している現在までの実績では垂直な壁面で高さ10m程度、勾配が1:0.3の場合は20m程度、1:0.5の場合は25m程度までの実績があります。



道路土工-擁壁工指針
の一部抜粋(p.12)

33

4.2 設計一般 4.2.1 適用 (p.135)

Q22. 補強土壁が浸水するような水辺のジオテキスタイル補強土壁についての留意点を教えてください。

A22.

補強土壁が浸水する場合外水位の影響を受けて補強領域の盛土内水位が上下する現象が生じます。

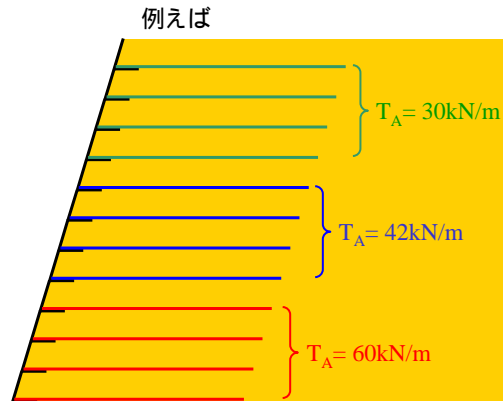
目安としては補強領域内に残留水圧が発生しないよう、透水性のよい盛土材料を使用するとともに、のり面付近で吸出し作用を受け、補強土が長期的に不安定化しないように適切な盛土材料やのり面工、吸い出し防止材などを用いて対策を講じることが必要となります(P63参照)。

34

4.2 設計一般

4.2.4 設計条件の設定 (3)ジオテキスタイル(p.142)

Q23. マニュアルP.142に「設計引張強さの異なる種々のジオテキスタイルを併用することができ」と記載されてあります。一種類のジオテキスタイルで計画するより、引張強さの異なる複数のジオテキスタイルで計画した方が当然経済的になると思いますが、断面の検討時に何種類くらいの引張強さを使って比較検討を行えばいいのでしょうか。



35

4.2 設計一般

4.2.4 設計条件の設定 (3)ジオテキスタイル(p.142)

A23.

計算上はより多くの引張強さのジオテキスタイルを配置したほうが経済的な結果となります。

しかし、あまりに多くの種類のジオテキスタイルを用いると搬入、保管、施工時に混乱する恐れがあること、あるいは高さが異なる断面が連続するような場合に同じ高さの位置に敷設するジオテキスタイルが多種類になり施工管理面で非常に煩雑になり、施工ミスの原因になることも考えられます。

施工の問題や材料ロスなどを考慮した場合、経験的には補強土壁の高さが高い場合でも、3種類程度までのジオテキスタイルを選択することが多いようです。

36

4.2.4 設計条件の設定 (3)壁面工 2)鋼製枠形式(p.145)

Q24. 一般的に鋼製枠形式の壁面工の耐用年数としては、何年位を想定されているのでしょうか。

A24.

現在使用されている鋼製枠形式の壁面工では、亜鉛メッキや樹脂を被覆することにより防食対策が取られていることが一般的です。

例えば、溶融亜鉛メッキの場合、亜鉛付着量 $550\text{g}/\text{m}^2$ で、耐用年数は都市工業地帯で53年、田園地帯で110年、海岸地帯45年という数字が、JIS H 8641(1999 解説)の中で例として述べられています。(メッキ皮膜90%消費)

37

4.2.4 設計条件の設定 (4)安全率・許容値(p.148)

Q25. 外的安定の検討の支持力の安全率の変更についての経緯を教えてください。

A25.

マニュアルのp.148 表-4.2下の注)に示すとおりであり、実験の結果に基づいて見直しをしました。

すなわち、「補強土壁に関する既往の模型実験によれば、コンクリート擁壁に比べて地盤反力の応力集中が緩和されることから、支持力に対する安全率について、暫定的に表中の値を提案するものである。」

38

4.3 設計計算法

4.3.1 内的安定の検討

(1)敷設間隔の算出 2)敷設間隔の算出(p.158)

Q26. 新旧マニュアルで補強土壁の敷設間隔の最大値(上限値)が1.0m以下から1.0m程度と変更になっていますが、そのもつ意味は何でしょうか。(P158)

A26.

一般的な盛土の締固め仕上がり厚さが30cmであることから、その倍数にあたる敷設間隔1.2mまでを考慮に入れました。ただし、所定の締固め度などの施工管理が確保されることが前提条件となります。

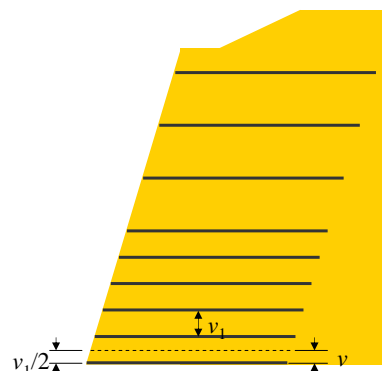
39

4.3.1 内的安定の検討

(1)敷設間隔の算出 2)敷設間隔の算出(p.159)

Q27. 内的安定の検討において最下層のジオテキスタイルは他の層に比べ分担範囲が半分となるため、設計計算上、低い引張強さのジオテキスタイルを配置できます(マニュアルp.159,図-4.19)。

最下層のジオテキスタイルは、他の層に比べて低い引張強さのものでよいのでしょうか。



(c) 最下段のジオテキスタイル

図-4.19 分担範囲 v の求め方 (p.159)

40

4.3.1 内的安定の検討

(1)敷設間隔の算出 2)敷設間隔の算出(p.155)

A27.

計算上、急勾配補強盛土あるいは補強土壁の場合、最下段の必要引張り強さが半減する結果となります。これは分担範囲が半分になるためです(マニュアルp.159, 図-4.19)。一方、マニュアルp.157の式(4.12)および図-4.17に示すように、ある設計強度 T_A の補強材を $i \cdot V$ の間隔で敷設可能となる盛土天端からの深さ h_i から h_{i+1} までの間では同じ敷設仕様とすることを定義しています。したがって、最下段での補強材の引張力を照査する際には強度の余裕が得られます。

$$h_i = \frac{T_A}{K_G \gamma (iV)} - \frac{w_1}{\gamma} \quad (4.12)$$

しかし、底面に配置する補強材は、外的安定の滑動検討における摩擦抵抗力の素材となることや、支持地盤の不同沈下が発生した場合に最下段の補強材に二次的な応力が発生するなど計算にのらない負荷がかかります。これらを総合的に判断して最下段もその上の段と同じ強度の補強材を使うことが基本となっています。

41

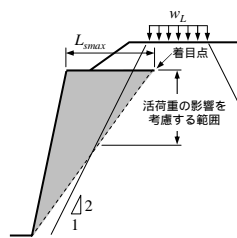
4.3.1 内的安定の検討

(1)敷設間隔の算出 4)活荷重またはその他の荷重(p.160)

Q28. ジオテキスタイルを適用するにあたって輪荷重が壁面材にかかってくると使えないといった制限はあるのでしょうか。

A28.

盛土天端の輪荷重による壁面材への水平土圧の増加については、マニュアルに活荷重の荷重分散を考慮した壁面工の安定性検討の考え方(p.162の式(4.17)の w_2 、 w_2 はpp.160-162に記述)が記載されていますので参照下さい。



(b) 考慮する場合
図-4.23 活荷重の影響を考慮する範囲(p.162)

$$\begin{aligned} T &= \lambda v K_G \sigma_v \\ &= \lambda v K_G (\gamma h + w_1 + w_2) \\ &\leq T_{BW} \end{aligned} \quad (4.17)$$

42

4.3.1 内的安定の検討

(1)敷設間隔の算出 4)活荷重またはその他の荷重(p.160)

Q29. 雪荷重載荷時の内的安定検討の計算方法を教えてください。

A29.

雪荷重(w_s)は、載荷重の中のその他の載荷重として扱いません。

内的安定検討ではジオテキスタイルの引張力(T)の算出時にその他荷重(w_2)に含めます。

$$T = v K_G (h + w_1 + w_2)$$

なお、増加係数 K_G の算定時には考慮していません。

43

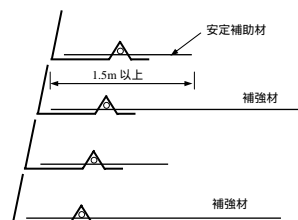
4.3.1 内的安定の検討

(2)壁面工の安定性の検討 4)安定補助材 (p.165)

Q30. 安定補助材の敷設長は1.5m以上で、引張り強さが15kN/m以上と記されていますが、その根拠はなんでしょうか。また、この引張り強さは、設計引張り強さなのでしょうか最大引張り強さ(製品基準強度)なのでしょうか。

A30.

施工(転圧)時に生じる部分的な抜け出しに抵抗できる程度の引張り強さおよび敷設長を想定しています。このため引張り強さは、最大引張り強さ(製品基準強度)を用います。



(b) 鋼製棒の場合

図-4.28 壁面工の安定補助材 (p.165)

44

4.3.1 内的安定の検討

(4)ジオテキスタイルの敷設配置 (p.167)

Q31. マニュアルp.167の「対象とする地山の土質に適した標準的なり面勾配(道路土工指針のり面斜面安定工指針参照)を目安としながら、地山の性状に関わる綿密な調査・検討を行い十分確認できれば、部分的に不同長となる敷設配置を検討してよいものとする」とありますが、安定した地山とは、労働安全衛生法でいう掘削勾配と考えてはいいのでしょうか。

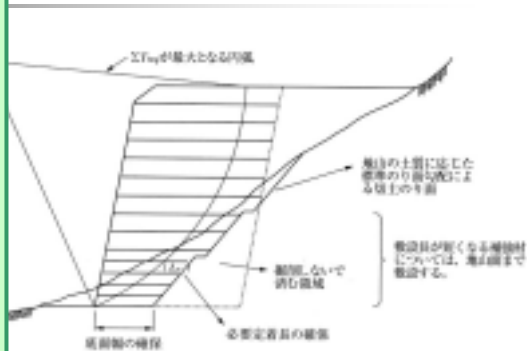


図-4.30 安定した地山に直接して設置する場合の敷設配置

45

4.3.1 内的安定の検討

(4)ジオテキスタイルの敷設配置 (p.167)

A31.

ジオテキスタイルの敷設長は、補強土壁の一体化と施工性の観点から各段同一長さを原則としています。しかし、安定した自然地山において長期的に安定した勾配で掘削されている場合には、部分的に不同長となる敷設配置とすることも出来ます。

長期的な安定を確保できる勾配の目安としては、「道路土工 - のり面工・斜面安定工指針」の標準のり面勾配などを参考に、地山の状態から判断することになります。

ご質問の掘削勾配に対しても、このような観点から長期的に安定かどうか、地山の状態や構造物の規模・重要性等を考慮して判断する必要があると考えます。

46

4.3.1 内的安定の検討

(4)ジオテキスタイルの敷設配置 (p.167)

Q32. 補強土壁の底面幅の記載で「3.0m程度以上あるいは0.4H以上」はどう解釈すればいいでしょうか。

A32.

「3.0m程度以上あるいは0.4H以上」とは、両者の大きい方を底面幅として採用することを意味します。

この記載はあくまで安定した自然地山に近接して補強土壁を設置する場合で掘削による同一敷設長の確保が合理的でない場合のみの適用であり、最終的な底面幅(最下段の敷設長)は、内的安定、外的安定(滑動, 転倒, 支持力)、全体安定の照査から決定されるものです。

47

4.3.1 内的安定の検討

(4)ジオテキスタイルの敷設配置(p.167)

Q33. 「敷設長を短くしたジオテキスタイルは、必ず堅固な地山まで敷設すること」とありますが、岩盤以外でも堅固な地山とみなしてよいのでしょうか。

A33.

堅固な地山とは、岩盤またはそれと同等以上の安定した地山を想定しており、地山から補強領域に対して土圧が作用しないことが目安となります。現地踏査などによって補強土壁が構築されても長期的に安定であることを確認する必要があります。

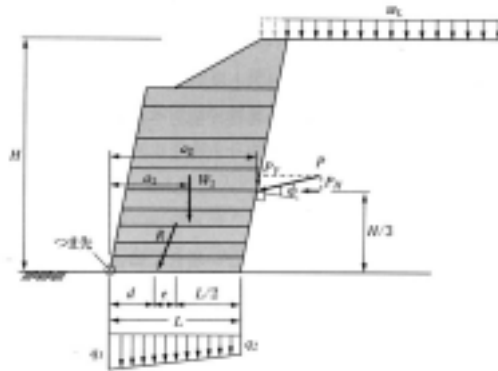
48

4.3.2 外的安定の検討

(3)外的安定検討 3)転倒の検討 (p.174)

Q34. 外的安定検討で転倒の検討を行うとき、p.174において「転倒に対する安定条件は、仮想的な擁壁が前方に転倒しなければよい。すなわち、偏心距離 e は、式(4.25)を満足すればよい」となっています。

偏心距離が背面側に大きくずれて仮想的な擁壁の底版幅を超えても良いのでしょうか。



$$e \leq \frac{L}{6} \quad (4.25)$$

49

4.3.2 外的安定の検討

(3)外的安定検討 3)転倒の検討 (p.174)

A34.

補強土壁の仮想的な擁壁は、もたれ擁壁などのコンクリート擁壁と異なり、比較的柔な構造であることから、良好な支持地盤上に設置される場合には、転倒の安定性を検討する際の合力の作用位置が底版中央の底版幅 $1/3$ の範囲(ミドルサード)より後方に位置し、底版幅を超えたとしても仮想的な擁壁が後方に転倒するような破壊モードは生じないと考えています。

50

4.3.2 外的安定の検討

(3)外的安定検討 3)支持力の検討 (p.175)

Q35. 「斜面上に補強土壁の基礎を設ける場合は、地盤許容支持力を低減するなどの配慮が必要である。」(P.175)とありますが、どの様に計算すればよいのでしょうか。

A35.

他の基準類における斜面上の基礎の支持力の算定式などを参考にすることが出来ると思います。

(例えば、道路公団の設計要領など)

51

4.3.3 全体安定の検討

(1)すべりに対する検討 (p.176)

Q36. 上載盛土がある補強土壁で上載盛土も補強が必要な場合の設計はどのようにしたらよいのでしょうか。

A36.

まず、上載盛土を含んだ補強土壁の安定検討(内的安定, 外的安定)を行い、次に上載盛土のみの補強盛土の安定検討を行います。最後に補強土壁の全体安定検討を行います。なお、この全体安定検討に関しては、上載盛土、補強土壁の両方にジオテキスタイルを配置した形状を考慮して行います。

52

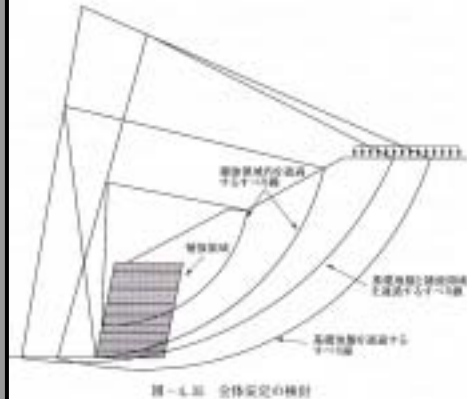
4.3.3 全体安定の検討 (1)すべりに対する検討(p.175)

Q37. 補強領域下の地盤支持力は十分でも、全体安定の検討で基礎地盤内を通過するすべりを検討する必要はありますか。つま先を通る円弧すべりだけで全体安定の検討してはいけいのでしょうか。

A37.

支持力の検討は、補強領域底面部の安定を検討するものであり、補強土壁を構築した地盤全体の安定性を評価するために補強領域の外側を通るすべりも含めた全体安定としての検討が必要です。

設計計算例(p.190, p.198, p.206)では、地盤を含めたすべり破壊を含めて、最も低い安全率を与える円弧すべり形状を示しています。



53

4.3.4 構造細目 (2)基礎工 (2)根入れ深さ(p.180)

Q38. 補強土壁基礎部の施工では根入れが必ず50cm必要でしょうか。

A38.

マニュアルp.180に記述しているように、補強土壁の安定性が長期的に確保されるために、壁面工前面の洗掘や掘返しまたは将来悪化する恐れがない、岩盤などに基礎を設ける場合を除き、基礎の最小根入れ深さは原則として50cm以上を確保しなければなりません。

最小根入れ深さ50cm以上の確保、その他の記述は、(社)日本道路協会 擁壁工指針 直接基礎の根入れ深さ(p.109)に準拠しています。

54

4.3.4 構造細目

(3)排水工 2)盛土内の排水対策(p.181)

Q39. 補強土壁内の排水層(ジオテキスタイルなど)は必ず必要でしょうか。土質による要否の基準はありますか。

A39.

一般の盛土工と同様に、気象条件、設置条件等を考慮し、「道路土工 - 排水工指針」、「道路土工 - のり面工・斜面安定工指針」(日本道路協会)などを参考に排水対策を施してください。

適用する盛土材料に応じた排水工の要否の目安は、P141 図 - 4.5 ジオテキスタイル補強土壁工法の適用土質の目安を参考として決定してください。

4.3.4 構造細目

(3)排水工 2)盛土内の排水対策(p.181)

土質別	中分類	中分類	細分類	適用
主要土質	補強土C	緑加	砂質土質(砂質土質)	◎
			砂質土質(粘質土質)	◎
		緑加	粘質土質(粘質土質)	◎
			粘質土質(砂質土質)	◎
		緑加	粘質土質(粘質土質)	◎
			粘質土質(砂質土質)	◎
	補強土D	緑加	砂質土質(砂質土質)	◎
			砂質土質(粘質土質)	◎
		緑加	粘質土質(粘質土質)	◎
			粘質土質(砂質土質)	◎
		緑加	粘質土質(粘質土質)	◎
			粘質土質(砂質土質)	◎
高圧補強土D	緑加	砂質土質(砂質土質)	◎	
		砂質土質(粘質土質)	◎	
	緑加	粘質土質(粘質土質)	◎	
		粘質土質(砂質土質)	◎	
	緑加	粘質土質(粘質土質)	◎	
		粘質土質(砂質土質)	◎	

- ◎：適用可
 - ：適用可
 - △：条件付き適用可
 - ※：適用不可
- ◎(高圧盛土材は、透水性が高いとは限らず、降雨などによる含水状態によって性状が異なるおそれがあり適用ジオテキスタイルなどの盛土内水平排水工を事前に計画することが望ましい)
- △(高圧土質の盛土材は透水性係数が低く、一般向に含水比が高く排水用ジオテキスタイルなどの盛土内水平排水工は厳禁必要とし、常に盛土材の性状によっては土質改良などによる対策を行う)
- ※(適用不可であるが、別材表(盛土材改良)との併用により適用可となる場合もある)

図-4.5 ジオテキスタイル補強土壁工法の適用土質の目安

4.4 施工法

4.4.8 ジオテキスタイル敷設, 接合および連結

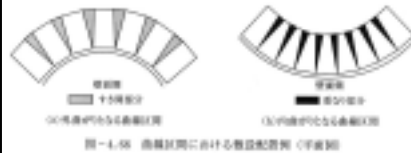
(1)ジオテキスタイルの敷設, 接合 (p.220)

Q40. 鋼製枠形式の壁面工を使用する場合、施工上、最小となる曲線区間の曲率(角度)はどの程度でしょうか。また、曲線区間では壁面勾配の影響でのり尻部とのり肩部の延長距離が異なります。どのような施工方法となるのでしょうか。

A40.

90°～180°の曲線区間に対応できます。その曲率に規定はなく、計画路線の線形に応じて配置を検討する必要があります。

また、のり尻部とのり肩部の延長が異なる箇所では、上下の壁面工をずらすことに対応できます。



57

4.4.8 ジオテキスタイル敷設, 接合および連結

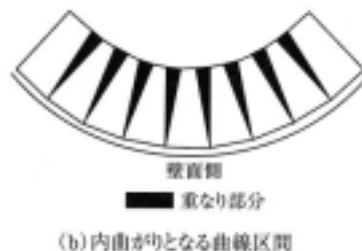
(1)ジオテキスタイルの敷設, 接合

1)ジオテキスタイルの敷設 (p.220)

Q41. 内曲がり(外側に凸)となる曲線区間にジオテキスタイルを設置する場合、ジオテキスタイルの重なり部分の面積が多くなります。敷設量を減らして重なり部分をなくすなどの対応はできないでしょうか。

A41.

内曲がり区間では、2次元で設計した断面に対して負担する土量が減る一方で、外側に凸となる部分の挙動(特に地震時)は詳しく解明されていません。考え方や計算方法も確立されていない段階ですので、敷設量を減らすなどの対応は現実的に難しいと考えます。



58

4.4.9 土のまき出し, 締固め (2)締固め (p.223)

Q42. 補強盛土工法の場合のまき出し、敷きならし(P.118)については、「一般盛土と同様、仕上り厚30cmの場合には35～45cm、仕上り厚20cmの場合25～30cmが目安となる。」とありますが、補強土壁工法の場合では、P.223に「1層当りの仕上がり層厚を20cm程度以下とする。」となっています。どちらを採用すればよいのでしょうか。

A42.

p.223の記述は壁面付近の施工について説明しています。壁面付近の盛土の施工については、壁面部の沈下が全体の不安定につながるないように薄層転圧などの入念な締固めが必要となります。

59

4.4.9 土のまき出し, 締固め (2)締固め (p.223)

4.4.11 施工管理 (2)締固め管理 (p.224)

Q43. 盛土の締固めの程度を十分、入念に行う等の表現(p.223)がありますが、どのような締固め管理をするとよいのでしょうか。

A43.

p.224に示しているように、締固めの程度が盛土体の変形や安定性に与える影響を防止することを目的として締固め管理指標として90%の目安を与えています。壁面工近傍では重機による締固めが困難であることから、タンパーなどを用いて薄層で締固め、不良箇所を生じないように注意を喚起しています。

なお、試験施工などを実施し、管理基準をクリアーできる締固め方法を検討するのが望ましいです。

締固め管理の方法については、マニマニュアルのp125～127の通りです。

60

5. ジオテキスタイルを用いた 軟弱地盤対策工法

61

5.1 概説 (p.233)

Q44. ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤対策工法の種類と特徴を教えてください。

A44.

ジオテキスタイルの敷設により施工機械のトラフィカビリティの確保を主目的とした敷設材工法(p.234)、なお、敷設材工法は、別名で敷網工法とも呼ばれています。

盛土の沈下変形の抑制とすべり破壊の防止を目的とした軟弱地盤上の盛土の補強工法(p.242)、

深層混合処理の改良柱体の間を補強し上部盛土の不同沈下防止を目的とする深層混合処理工法との併用工法(p.248)

があります。



図-5.1 敷設材工法としての利用



図-5.2 軟弱地盤上の盛土としての利用

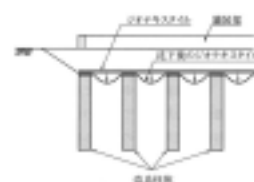


図-5.3 深層混合処理との併用としての利用

62

5.2 敷設材工法 5.2.2 設計法

Q45. Terzaghiの支持力理論を基本とした山内らが提案した式(5.1)(P237)における支持力係数 N_c, N_q についてですが、どの値を使用すればよいのでしょうか。Terzaghiの支持力係数をそのまま用いてよいものでしょうか。建築学会、港湾基準等では色々と支持力係数が示されていますが、そのあたりの考え方を教授願います。

$$q_d = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 = \alpha c N_c + \frac{2T \sin \theta}{B} + \frac{T}{r} N_q + \gamma D_f N_q \quad (5.1)$$

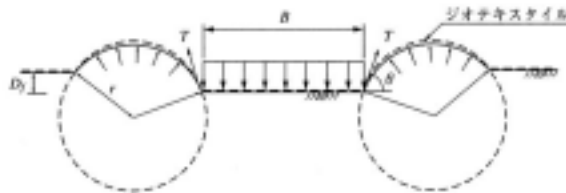


図-5.6 支持力算定式の概念図

63

5.2 敷設材工法 5.2.2 設計法

(4)設計方法 1)支持力算定式 (p.237)

A45.

この工法はもともと沿岸部の浚渫埋立地盤における覆土工法として適用されたものであり、基本式を道路工事の敷設材工法として準用したものです。

支持地盤は超軟弱な粘土地盤であることから $\theta = 0$ となり、道路の基準(道路橋示方書)では、 $N_c = 5.1, N_q = 1.0$ となります。

N_c の値については適用における関連基準類に準じるか、過去の類似する条件の経験・実績などを参考するなど、現場条件に応じて判断することになります。

64

5.2 敷設材工法 5.2.2 設計法

(4)設計方法 4)上載荷重 (p.240)

Q46. 盛土補強の車両荷重の分散角は1:0.5であるが、軟弱地盤の分散角は45° となっています(マニュアルp.240)。

軟弱地盤の覆土はあまり締固めもされてないから、45° は大きすぎませんか。もし、45° の根拠があれば教えてください。

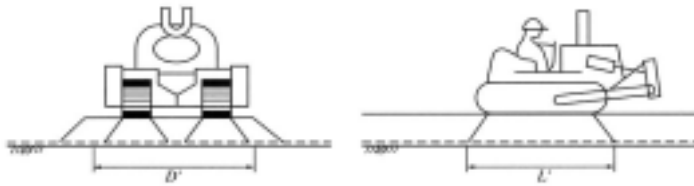


図-5.9 機械施工の荷重分散

65

5.2 敷設材工法 5.2.2 設計法

(4)設計方法 4)上載荷重 (p.240)

A46.

軟弱地盤上の敷き網によるトラフィカビリティ改良において、施工機械の荷重分散の角度を45度とする根拠は以下の補強効果によるものといえます。

無補強の場合は簡略的に荷重分散はp.161に示す様に、 $H:V=1:2$ と設定することが多い。

軟弱地盤上の盛土底面をジオテキスタイル補強する場合は、ジオテキスタイルの変形も含めてより広い幅で荷重を支持することができることから荷重分散を大きくとることができるとしています。

この傾向を文献で明示している例は少ないが、以下の文献があります。当マニュアルではこの荷重分散傾向を45度と割り切っています。

66

5.3 軟弱地盤上の盛土の補強工法

5.3.1 適用 (p.242)

Q47. 軟弱地盤対策でジオテキスタイルを検討する際、軟弱地盤(有機質地盤)に適用した場合、側方への変形抑制効果は期待できるのでしょうか。

A47.

盛土の底面を補強することですべりの安定性が確保できるために基礎地盤を無処理で施工するより変形抑制効果が発揮されますが、基本的には軟弱地盤上に荷重が載荷されるため基礎地盤の変形は発生します。これは金網による場合も同じと思われます。

より変形を抑える方法として、深層混合処理工法との組み合わせがマニュアルで紹介されていますが、現場条件によっては、変形の影響を事前に把握して借地等の対策により対応できる場合もあります。

軟弱地盤対策の場合は、このように各種の方法を比較して対策を講じることが肝要といえます。

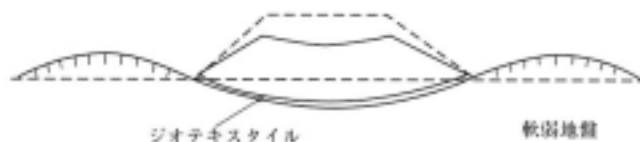
69

5.3 軟弱地盤上の盛土の補強工法

5.3.2 設計法 (1)考慮すべき破壊モード (p.243)

Q48. 基礎地盤の支持力不足による過大な沈下・変形が発生する破壊モード(a)の場合、ジオテキスタイルが効果的に働かないため基礎地盤の地盤改良の検討が必要であり、このタイプの破壊の可能性の目安として、盛土完成時の円弧すべりの $F_s(\min) < 1.0$ と書かれています。

ここで、過大な沈下・変形が発生する場合どのような理由でジオテキスタイルが効果的に働かないのか教えてください。



(a) 基礎地盤の支持力不足による過大な沈下・変形

70

5.3 軟弱地盤上の盛土の補強工法

5.3.2 設計法 (1)考慮すべき破壊モード (p.243)

A48.

基礎地盤が上載される盛土荷重に耐えられず(a)タイプの破壊が生じる場合は、盛土本体を如何に補強しようとも地盤の変形に追従しながら盛土は変形し、その変形量は地盤特性に依存します。確かに、ジオテキスタイルの敷設により盛土本体が局所的に大きく変形することではなく、全体としてはある程度の形状を保持して変形しますが、その状態ではトラフィカビリティーの確保も困難であると思われます。

このため、軟弱地盤上の盛土においては、盛土荷重に対し $F_s=1.0$ 程度の地盤強度が見込めない場合は、盛土補強に先立って地盤改良などによる地盤の強化を優先するとした記述にしています。なお、上載盛土の目的が、プレロード的な役割のみを期待するのであれば、補強材の効果は有ると言えますが、本設計法の適用外となります。

71

6.耐震設計

72

6.2 耐震設計の基本方針

6.2.2 設計に用いる数値

(2)ジオテキスタイルの材料定数 (p.269)

Q49. 式(6.1)の耐震設計に用いるジオテキスタイルの設計引張強さの割増係数を1.5としていいでしょうか。 $T_{AE} = \lambda T_A$ (6.1)

A49.

マニュアルp.269に記載の通り、耐震設計用の設計引張強さの割増係数については、「…試験法が標準化されるまでの措置として、当面、 $\lambda = 1.0$ 程度の値を用いることとするが、合理的と判断される試験法により割増係数が求められている場合にはこの限りではない。」という考え方です。

このため、使用予定のジオテキスタイルにおいて試験等を実施している場合には、その試験方法や試験結果の妥当性を検討の上、割増係数を設定する必要があります。

なお、耐震設計時の設計引張強さに関する実験的な研究報告はマニュアルの参考文献に示した報告の他にいくつか発表されています。