永久保存

共同研究報告書
第 72 号

ジオテキスタイルを用いた補強土の合理的な設計法に関する共同研究報告書（その２）

――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――

平成４年３月

建設省土木研究所機械施工部
土質研究室
施工研究室
動土質研究室
清水建設㈱
㈱間組
佐藤工業㈱
鹿島建設㈱
前田建設工業㈱
三井建設㈱
東急建設㈱
三井石油化学工業㈱
復建調査設計㈱
東洋紡績㈱
東レ㈱
ユニチカ㈱
三井石化産資㈱
㈱熊谷組
鉄建建設㈱
㈱竹中工務店
㈱竹中土木
不動建設㈱
日本舗道㈱
大成建設㈱

共同研究報告書
第72号1992年3月

ジオテキスタイルを用いた補強土の合理的な設計法に関する共同研究報告書（その2）

——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——

建設省土木研究所　機械施工部長　久楽勝行
建設省土木研究所　土質研究室長　三木博史
建設省土木研究所　施工研究室長　苗村正三
建設省土木研究所　動土質研究室長　古賀泰之
清水建設㈱　技術第一部部長　高木肇
㈱間組　技術研究所研究第一部部長　大野睦雄
佐藤工業㈱　技術本部技術開発部長　慶徳一郎
鹿島建設㈱　技術研究所第二研究部次長　阿部裕
前田建設工業㈱　技術研究所土質研究室長　伊藤雅夫
三井建設㈱　技術研究所副所長　福田誠
東急建設㈱　土木研究部長　黒田栄三
三井石油化学工業㈱　加工品企画室長　池上正宏
復建調査設計㈱　開発本部長　伊藤直樹
東洋紡績㈱　SB事業部部長　永野豊
東レ㈱　産業資材開発センター資材開発室部員　高砂武彦
ユニチカ㈱　スパンボンド生産開発部部長　高橋修三
三井石化産資㈱　土木資材営業部部長職　岩崎高明
㈱熊谷組　土木技術第二部部長　堀家茂一
鉄建建設㈱　技術本部材料研究開発部部長　丸尾茂樹
㈱竹中工務店　竹中技術研究所主任研究員　加倉井正昭
㈱竹中土木　技術開発本部副本部長　神崎靖
不動建設㈱　特殊工法事業本部研究室長　水野恭男
日本舗道㈱　技術研究所第一研究室長　溝淵優
大成建設㈱　技術研究所室長　名倉克博
（いずれも代表者のみ）

要旨：ジオテキスタイルを用いた補強土の合理的な設計法に関する共同研究報告書

本報告書は，建設省土木研究所と上記20社との間で，昭和63年から平成2年の期間に研究を進めた「ジオテキスタイルを用いた補強土の合理的な設計法に関する共同研究」について，最終成果としてとりまとめたものである。

本マニュアルは，ジオテキスタイルを用いた補強土工法に関する技術的な標準を定めたものである。

本マニュアルで取り扱っている補強土工法のうち中心となるものは，盛土補強工法，補強土壁工法，軟弱地盤における敷設材工法及び軟弱地盤上の盛土の補強工法である。そして，盛土補強工法と補強土壁工法については耐震設計の考え方も示している。このほか，まだ実績は少ないが，新しく適用が考えられる工法として，連続長繊維補強土工法，擁壁土圧低減工法，軟弱地盤上の路床・路盤の補強工法，深層混合処理との併用による沈下対策についても現状での考え方を記述している。

さらに，補強材として使用するジオテキスタイルの試験法についても一章をもうけ，ジオテキスタイルの諸特性を把握するための試験法と試験結果の利用に関する標準的な考え方を示している。

キーワード：ジオテキスタイル，補強土，設計法，施工法，試験法，盛土補強工法，補強土壁工法，軟弱地盤対策，耐震設計

まえがき

ジオテキスタイルによる土構造物の補強が注目を浴びており，欧米各国を始めとして日本でもジオテキスタイルに関する調査・研究が盛んに行われるようになってきている。さらに，実施工も行われるようになっており，その優れた補強効果が認められてきている。

ジオテキスタイルは，軽量でたわみ性があり，引張に対する強度が強く，しかも透水性や遮水性をもつ種類もあるなど，土構造物の補強に優れた特徴を持っている。これらの特徴を生かして盛土や土留め擁壁を補強すると，豪雨や地震に対して安定性を高めることができ，また急勾配の盛土を安全に築造することで用地や材料の節減にもつながる。また，軟弱地盤対策としてジオテキスタイルを用いることで，沈下の軽減や安定性の向上に効果があるほか，路床や地盤を補強することでわだち掘れを少なくすることができ，舗装の耐久性の向上にもつながる。この他にも，材料の分離，浸透水や間隙水の排除，フィルター材，堤防や溜め池などの遮水などの様々な分野への利用が期待できるものである。

しかし，ジオテキスタイルを広く土構造物に利用するにあたっては，安全にしかも合理的に設計・施工ができるように，ジオテキスタイルの設計・施工法のマニュアルを提示していくことが重要であると考えられる。そこで，建設省土木研究所では，「ジオテキスタイルを用いた補強土の合理的な設計法に関する共同研究」を民間企業20社の間で昭和63年度より実施している。このなかで，ジオテキスタイルの特性評価，盛土の設計・施工法・土留め擁壁の設計・施工法，ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤対策，耐震設計法，連続長繊維補強土工法について内容をわけて，ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアルの作成のための研究を進めてきた。

本報告は，昭和63年度から平成２年度までの研究成果として，以下に示すワーキンググループで作成したマニュアルを，共同研究全体会議で議論した上で取りまとめたものである。

最後に本共同研究の実施にあたり，数多くのご協力を賜った財団法人土木研究センターに対して深く感謝の意を表するものである。

マニュアルの項目とワーキンググループの対応

マニュアルの項目		土木研究所担当研究室と各民間企業（ワーキンググループ）
2章	ジオテキスタイルの特性評価	土質研究室，清水建設㈱，㈱間組，佐藤工業㈱，三井石油化学工業㈱，東洋紡績㈱，東レ㈱，ユニチカ㈱，三井石化産資㈱
3章	盛土補強工法	土質研究室，鹿島建設㈱，前田建設㈱，三井建設㈱，東急建設㈱，三井石油化学工業㈱，復建調査設計㈱
4章	補強土壁工法	施工研究室，鉄建建設㈱
5章	軟弱地盤対策工法	土質研究室，施工研究室
6章	耐震設計	動土質研究室，大成建設㈱
7章	連続長繊維補強土工法	土質研究室，㈱熊谷組

マニュアルの項目		土木研究所担当研究室と各民間企業（ワーキンググループ）
7章	擁壁土圧低減工法	施工研究室，㈱竹中工務店，㈱竹中土木
	軟弱地盤上の道路の補強工法	施工研究室，鉄建建設㈱，日本舗道㈱
	深層混合処理との併用による沈下対策	施工研究室，不動建設㈱

共同研究担当者名簿

前建設省土木研究所機械施工部長	嶋津晃臣
建設省土木研究所機械施工部長	久楽勝行
建設省土木研究所土質研究室	三木博史
前建設省土木研究所土質研究室	吉岡淳
建設省土木研究所土質研究室	青山憲明
前建設省土木研究所土質研究室	竹内辰典
前建設省土木研究所土質研究室	工藤浩一郎
建設省土木研究所土質研究室	林義之
〃　土質研究室	佐藤正博
建設省土木研究所施工研究室長	苗村正三
前建設省土木研究所施工研究室	田中貢
建設省土木研究所施工研究室	小野寺誠一
前建設省土木研究所施工研究室	嶋田功
〃　施工研究室	西川宗一郎
〃　施工研究室	下坪賢一
建設省土木研究所施工研究室	梅本健児
建設省土木研究所動土質研究室長	古賀泰之
前建設省土木研究所動土質研究室	松尾修
建設省土木研究所動土質研究室	島津多賀夫
〃　動土質研究室	鷲田修三
清水建設㈱エンジニアリング本部	高木肇
〃　土木本部技術第一部	平井孝典
〃　土木東京支店技術部	町田泰法
〃　技術開発本部建設新素材開発部	中辻照幸
〃　技術研究所	了戒公利
〃　技術開発本部建設新素材開発部	関島謙蔵
〃　土木本部技術第一部	川崎廣貴
〃　技術本部土木技術開発部	小田原卓郎
㈱間組技術研究所	大野陸雄
〃　技術研究所	加藤俊昭
〃　土木本部設計部	奥村敬司
〃　技術研究所	中島聡
佐藤工業㈱技術本部技術開発部	慶徳一郎

佐藤工業㈱中央技術研究所	山本松生
〃　中央技術研究所	佐藤　潔
〃　中央技術研究所	前田幸男
〃　中央技術研究所	中橋晃一
鹿島建設㈱技術研究所	阿部　裕
〃　技術研究所	鬼木剛一
〃　技術研究所	北本幸義
〃　土木設計本部設計部	馬場英二郎
前田建設工業㈱技術研究所	伊藤雅夫
〃　技術研究所	熊谷浩二
〃　技術研究所	伊藤　明
三井建設㈱技術研究所	福田　誠
〃　土木研究所	名草俊比古
〃　技術研究所	山本三千昭
東急建設㈱技術研究所	黒田栄三
〃　技術研究所	中村和之
〃　技術研究所	南　哲久
〃　施工本部土木設計部	大高陽一
〃　施工本部土木設計部	笹木敏信
三井石油化学工業㈱加工品企画室	池上正宏
〃　加工品企画室	岩崎高明
〃　加工品研究所	西村　淳
復建調査設計㈱開発本部	伊藤直樹
〃　開発本部	福田直三
〃　高松支社	滝　昌和
〃　東京事務所	松本政夫
東洋紡績㈱ＳＢ事業部	永野　豊
〃　ＳＢ事業部	山田知正
〃　ＳＢ事業部	飛口保雄
東レ㈱産業資材開発センター開発室	高砂武彦
〃　アクスター事業推進室	中野正己
〃　アクスター事業推進室	岡部冬樹
ユニチカ㈱スパンボンド生産開発部	高橋修三
〃　東京スパンボンド営業部	志藤日出夫

ユニチカ㈱大阪スパンボンド営業部	阪田誠造
三井石化産資㈱土木資材営業部	岩崎高明
〃　土木資材営業部	清川伸夫
〃　土木資材営業部	末石辰広
㈱熊谷組技術開発本部土木技術第２部	堀家茂一
〃　土木技術第１部	石崎英夫
〃　土木技術第１部	高野洋一
〃　地質基礎研究部	藤木広一
鉄建建設㈱技術本部材料研究開発部	丸尾茂樹
〃　技術本部	永岡高
〃　技術本部	中根淳
〃　技術本部	矢島寿一
㈱竹中工務店竹中技術研究所	加倉井正昭
〃　竹中技術研究所	山下清
㈱竹中土木竹中技術研究所	堀淳二
〃　技術開発本部	神崎靖
〃　技術開発本部	松永正宏
〃　工事本部	坂口修司
不動建設㈱特殊工法事業本部	水野恭男
〃　特殊工法事業本部	磯田知広
〃　特殊工法事業本部	三好朗弘
〃　特殊工法事業本部	深田久
日本舗道㈱技術研究所	溝淵優
〃　技術研究所	尾木志展
〃　技術研究所	川端浩平
大成建設㈱技術研究所	名倉克博
〃　技術研究所	坂口昌彦
〃　技術研究所	村松正重
〃　技術研究所	酒見卓也

'9-9.18
図書館

目　　次

まえがき …… (i)
共同研究担当者名簿 …… (ii)

1. 本マニュアルの目的と適用
1.1 目 的 …… 1
1.2 適 用 …… 1
1.3 盛土補強工法と補強土壁工法の区分 …… 1
1.4 用語と記号の解説 …… 2

2. ジオテキスタイルの特性評価
2.1 ジオテキスタイルの種類とその特徴 …… 10
2.1.1 ジオテキスタイルの種類 …… 10
2.1.2 ジオテキスタイルの特徴と試験法の適用 …… 14
2.2 ジオテキスタイルの特性評価 …… 19
2.2.1 概 要 …… 19
2.2.2 ジオテキスタイルの諸元（厚さ・重さ・目合い） …… 19
2.2.3 ジオテキスタイルの強度・変形特性 …… 23
2.2.3.1 引張特性 …… 23
2.2.3.2 クリープ特性 …… 28
2.2.4 ジオテキスタイルの水理特性 …… 34
2.2.4.1 排水機能 …… 35
2.2.4.2 ろ過機能 …… 39
2.2.5 破壊特性 …… 47
2.2.6 耐久性 …… 50
2.2.6.1 耐候性試験 …… 50
2.2.6.2 耐薬品性試験（化学的安定性試験） …… 53
2.2.6.3 その他の耐久性試験 …… 56
2.3 土とジオテキスタイルの特性 …… 59
2.3.1 概 要 …… 59
2.3.2 摩擦特性 …… 64
2.3.3 土中でのクリープ特性 …… 77
2.3.4 補強土の一体化効果 …… 83
2.3.5 支持力特性 …… 92

3. 盛土補強工法
3.1 設計法 …… 97
3.1.1 適用範囲 …… 97
3.1.2 材料の選定 …… 98
3.1.3 設計定数 …… 100
3.1.4 設計外力 …… 102
3.1.5 安全率 …… 103
3.1.6 引張補強材としての設計 …… 104
3.1.7 圧密促進用の排水材としての設計 …… 126
3.2 施工法 …… 136
3.2.1 施工手順 …… 136
3.2.2 施工機械 …… 137
3.2.3 準備工 …… 139
3.2.4 ジオテキスタイルの敷設・接合 …… 141
3.2.5 土のまき出し，締固め …… 146
3.2.6 排水工 …… 148
3.2.7 のり面の処理 …… 149
3.2.8 施工管理 …… 150
3.2.9 施工例 …… 151

4. 補強土壁工法
4.1 設計法 …… 154
4.1.1 適 用 …… 154
4.1.2 設計手順 …… 155
4.1.3 設計条件の設定 …… 156
4.1.4 設計荷重 …… 163
4.1.5 設計計算法 …… 166
4.1.6 設計計算例 …… 187
4.2 施工法 …… 201
4.2.1 施工手順 …… 201
4.2.2 施工機械 …… 202
4.2.3 準備工 …… 203
4.2.4 ジオテキスタイルの敷設，接合 …… 205
4.2.5 土のまき出し，締固め …… 209
4.2.6 排水工 …… 211
4.2.7 壁面工 …… 213

4.2.8 施工管理 …… 220
4.2.9 施工例 …… 222

5. 軟弱地盤対策
5.1 ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤対策の概要 …… 231
5.2 敷設材工法 …… 233
5.2.1 適 用 …… 233
5.2.2 設計法 …… 233
5.2.3 施工上の留意点 …… 239
5.3 軟弱地盤上の盛土の補強工法 …… 240
5.3.1 適 用 …… 240
5.3.2 設計法 …… 241
5.3.2.1 考慮すべき破壊モード …… 241
5.3.2.2 ジオテキスタイルの選定 …… 242
5.3.2.3 設計計算 …… 242
5.3.3 施工上の留意点 …… 246

6. 耐震設計
6.1 適用及び一般 …… 247
6.1.1 適用される構造物 …… 247
6.1.2 耐震設計の基本的手順 …… 247
6.1.3 設計に用いる数値 …… 251
6.2 盛土補強工法 …… 253
6.2.1 盛土補強の地震時破壊モードとその検討方法 …… 253
6.2.2 設計手順 …… 253
6.2.3 耐震設計に用いる許容安全率 …… 263
6.2.4 耐震設計計算例 …… 264
6.3 補強土壁工法 …… 268
6.3.1 補強土壁の地震時破壊モードとその検討方法 …… 268
6.3.2 設計手順 …… 269
6.3.3 耐震設計に用いる許容安全率 …… 288
6.3.4 耐震設計計算例 …… 288

7. ジオテキスタイルを用いた新しい補強土工法
7.1 連続長繊維補強土工法 …… 298
7.1.1 概 要 …… 298

7.1.2　土留め擁壁への適用 …… 299
7.1.3　のり面保護工への適用 …… 306
7.1.4　施工法 …… 307
7.1.5　その他 …… 309
7.2　擁壁土圧低減工法 …… 316
7.2.1　目的と適用範囲 …… 316
7.2.2　設計法 …… 321
7.2.3　施工法 …… 341
7.3　軟弱地盤上の道路への適用 …… 347
7.3.1　概　要 …… 347
7.3.2　舗装道路の設計法 …… 349
7.3.3　未舗装道路の設計法 …… 366
7.3.4　施工法 …… 366
7.4　深層混合処理工法との併用による沈下対策 …… 385
7.4.1　目的と適用範囲 …… 385
7.4.2　設計法 …… 385
7.4.3　施工法 …… 399

本マニュアルの目的と適用

1. 本マニュアルの目的と適用

1.1 目 的

本マニュアルは，ジオテキスタイルを用いた補強土工法に関する技術的な標準を定めたものである。

本マニュアルで取り扱っている補強土工法のうち中心となるものは，盛土補強工法，補強土壁工法，軟弱地盤における敷設材工法及び軟弱地盤上の盛土の補強工法である。そして，盛土補強工法と補強土壁工法については耐震設計の考え方も示している。このほか，まだ実績は少ないが，新しく適用が考えられる工法として，連続長繊維補強土工法，擁壁土圧低減工法，軟弱地盤上の路床・路盤の補強工法，深層混合処理との併用による沈下対策についても現状での考え方を記述している。

さらに，補強材として使用するジオテキスタイルの試験法についても一章をもうけ，ジオテキスタイルの諸特性を把握するための試験法と試験結果の利用に関する標準的な考え方を示している。

本マニュアルを一つの拠り所として，ジオテキスタイルを用いた補強土工法が一層普及していくことを期待するものである。

1.2 適 用

本マニュアルで示す技術的な標準は，主として道路工事等において補強土工法を採用する場合に適用する。

本マニュアルの第2章では，ジオテキスタイルの特性評価のための試験法の標準を示している。ジオテキスタイルを選定したり，設計定数を決定するときには，ここに示した試験法を用いた結果によるものとする。なお，2.1.2.項においてジオテキスタイルの用途別に実施すべき試験法を取りまとめているので参照されたい。

第3章以降にはジオテキスタイルの用途別の設計・施工法を示しているが，本マニュアルの主要部分をなすのは，第3章から第6章までに示した盛土補強工法，補強土壁工法，敷設材工法，軟弱地盤上の盛土の補強工法及び耐震設計である。これらについては，これまでの実績の蓄積をふまえた設計・施工法の考え方が集大成されたものと理解していただきたい。

一方，第7章に示した各工法は，まだ実績がそれほど多くない新しい工法である。その意味では，これから実績を積み重ねながら設計・施工法の向上を図っていかなければならない分野であるといえる。したがって，そのような技術の位置づけを十分に認識して，実際への適用を図っていく必要がある。

1.3 盛土補強工法と補強土壁工法の区分

本マニュアルで使用している盛土補強工法と補強土壁工法の区分の考え方は，以下のとおりとする。

盛土補強工法 ： のり面勾配が1：1.0より緩い盛土に適用する補強土工法をいう。緩勾配のため壁面土圧の検討を必要としない。

補強土壁工法 ： のり面勾配が1：1.0より急な盛土に適用する補強土工法をいう。のり面勾配が比較的きついので，土圧を考慮した設計を行う必要がある。

本マニュアルでは便宜上，のり面勾配が1：1.0で両者を区分することとしたが，工学的にはいずれの工法で設計してもよい中間的な領域が存在すると考えられる。したがってのり面勾配1：1.0の境界に必ずしもとらわれる必要はなく，技術者の判断で両工法の弾力的な運用をはかってもよい。

1.4 用語と記号の解説

(1) 主な用語

a) 一般

○ジオテキスタイル

ジオテキスタイルは種類が多様であるために，その定義は現在のところ統一されていない。狭義の意味では，不織布や織布のように透水性のある繊維を材料としたシート類をジオテキスタイルと呼んでいる。しかし，ジオグリッドやジオネットのように縦糸と横糸を交点で結合または一体化した網状構造，格子状構造のシート類，さらには二種類以上の材料を組み合わせた複合製品等を含めてジオテキスタイルと呼ぶことが，我が国では一般化している。さらに，本マニュアルでは，不織布，織布，ジオグリッド，ジオネット，複合製品のほか，連続長繊維を土にランダムに混入した連続長繊維補強土工法を含めて，ジオテキスタイルとして扱っている。なお，透水性の極めて小さいジオメンブレンは，ジオテキスタイルと区別するのが一般的である。

○盛土補強工法，補強土壁工法

一般にのり勾配が1割より急な盛土はすべりに対する安定の他に，土圧を考慮した設計が必要となり，また構造上でも壁面工が必要である。また，1割より緩いのり勾配では土圧は作用せず，すべりに対する安定だけで設計ができ，またのり面部はこぼれ出しやエロージョンに対する対策程度でよい。本マニュアルでは，前者を補強土壁工法，後者を盛土補強工法と定義し，設計・施工法を区別している。

b) ジオテキスタイルの特性

○最大引張強さ，クリープを考慮した限界引張強さ

ジオテキスタイルの引張強度特性として，最大引張強さT_{max}とクリープを考慮した限界引張強さT_{cr}が挙げられる。最大引張強さは，引張試験（ひずみ制御による試験）を実施した際に生じる引張強度の最大値で定義される。また，クリープを考慮した限界引張強さはクリープ試験（応力制御による試験）によって求められるクリープ破壊強さT_{crf}，あるいはクリープひずみがある規定値に達するクリープ限界強さT_{cr1}で定義される。設計においては，長期にわたってジオテキスタイルの引張力を期待する構造物に対しては，クリープを考慮した限界引張強さを設計引張強さとする。

○面内方向通水性，鉛直方向透水性

不織布，織布のように透水性のあるジオテキスタイルの水理特性を表す指標に，面内方向通水性θ_hと鉛直方向透水性ϕ_vがある。面内方向通水性は，シートの面内方向の通水性を表す指標で，ジオテキスタイルの厚さtとジオテキスタイル面内方向の透水係数k_hの積で定義される。

これは，ジオテキスタイルの通水能力が厚さに大きく依存するので，単に透水係数だけで表すには十分ではないためである。なお，拘束圧によって厚さが変化するジオテキスタイルでは，面内方向透水性は拘束圧に影響するために，面内方向透水性を評価するには拘束圧を明示しなければならない。

次に，鉛直方向透水性は，シートの鉛直方向の透水性を表す指標であり，鉛直方向の透水係数 k_v をジオテキスタイルの厚さ t で除した値である。

これらの特性は，ジオテキスタイルの排水機能を利用した補強盛土の設計や，フィルター材としての排水・ろ過の設計等に用いられる。

○土とジオテキスタイルの見掛けの摩擦係数，見掛けのせん断抵抗角，見掛けの粘着力

土中のジオテキスタイルの重要な力学特性に，ジオテキスタイルと土との摩擦特性がある。摩擦特性は，引抜き試験や一面せん断試験によって求められるが，これらの試験から土とジオテキスタイルの見掛けの摩擦係数 f^* や見掛けのせん断抵抗角 ϕ^*，見掛けの粘着力 c^* が得られる。摩擦係数は，土とジオテキスタイルのせん断応力 τ^* を鉛直応力 σ_v で除して求める。また，見掛けのせん断抵抗角，見掛けの粘着力は，土とジオテキスタイルのせん断応力－鉛直応力関係で整理した場合の，直線の傾斜角とせん断応力軸の切片である。これらの値は，土の種類，ジオテキスタイル表面の平滑性や土とのなじみ，土とジオテキスタイルのかみ合わせ効果（インターロッキング効果）等に影響される。

これらの特性は，盛土補強工法や補強土壁工法等の定着長の算定に利用されるだけでなく，それ以外の用途にジオテキスタイルを利用する場合の構造物としての機能保持の面からも，ジオテキスタイル選定の目安となるものである。

○補強土の一体化効果

ジオテキスタイルで補強された盛土や補強土壁は，土とジオテキスタイルの相互作用によって安定が図られる。すなわち，ある程度以上にジオテキスタイルを密に配置した場合，ジオテキスタイルの引張剛性，引張強さ，摩擦特性によって土塊の変形が拘束され，ジオテキスタイルを横切る破壊が生じにくくなる。このようなジオテキスタイルによる効果は，一体化効果と呼ばれている。一体化効果は，三軸圧縮試験や平面ひずみ圧縮試験等で研究が行われているが，現段階では設計への反映までには至っていない。

c） 盛土補強工法，補強土壁工法

○内的安定

ジオテキスタイルで補強された盛土や補強土壁の設計において，種々のすべりに対する安定検討が行われる。内的安定は，補強領域の内部を通るすべり面に対するジオテキスタイルの破断や引き抜けの安定性をいう。

○外的安定，擬似擁壁

外的安定は，補強領域を一種の擁壁とみなして，補強盛土では補強領域の外側のすべりに対する安定，補強土壁では補強領域の滑動，転倒，支持力および補強領域の外側のすべりに対する安

定のことをいう。また，外的安定を検討する際に，補強領域を擁壁とみなすことから，これを擬似擁壁と表現する。

○部分安定

部分安定は，内的安定及び外的安定以外に，のり面部の抜け出しや表面侵食，あるいは壁面部分の沈下や安定など，局部的な各種安定をいう。

○設計引張強さ，必要引張力，発揮可能引張強さ

設計引張強さは，引張材料試験によって得られる材料強度に，クリープに対する安全率や各種の材料安全率を除して設定されるジオテキスタイルの引張強さをいう。また，必要引張強さは，設計安全率を満足するのに必要なジオテキスタイルの引張力をいう。設計では，設計引張強さが必要引張力以上になるようなジオテキスタイルを選定する。発揮可能引張強さは，補強盛土や補強土壁のすべりに対する安全率を算出する際に，各ジオテキスタイルの発揮可能な引張力をいい，具体的には引抜き抵抗力と設計引張強さのうち小さい方の値をいう。

○引抜き抵抗力，定着長

盛土補強工法や補強土壁工法の設計において，すべり面の外側のジオテキスタイルが土中から引き抜ける際の抵抗力を引抜き抵抗という。また，すべり面の外側の抵抗領域に定着しているジオテキスタイルの長さを定着長という。

○壁面工

補強土壁工法では，のり勾配が急であるために，のり面部の土圧による抜け出しに対して対処する必要がある。壁面工は，補強土壁工法における土圧に対する面処理工をいう。壁面工の種類には，巻き込み形式，パネル形式，蛇籠形式，コンクリートブロック形式等がある。

d) 軟弱地盤対策工法

○補強効果，分離効果，拘束効果

軟弱地盤上に敷設したジオテキスタイルの効果として，補強効果，分離効果，拘束効果がある。補強効果は，ジオテキスタイルの引長力によって基礎地盤を通るすべりに抵抗効果ならびに局部的な不同沈下の防止効果をいう。分離効果は，良質の盛土材料に軟弱土の混合するのを防止する効果をいう。また，拘束効果は，敷設したジオテキスタイルによる盛土及び地盤の変形抑止効果をいう。

○敷設材工法

敷設材工法は，ジオテキスタイルによる軟弱地盤の表層処理工法をいう。その目的は，超軟弱地盤に盛土を築造する際の初期盛土の安定とトラフィカビリティーの確保にあり，完成盛土の基礎地盤を通るすべりの安定を目的とした軟弱地盤上の盛土の補強工法とは区別される。また，敷設材工法と同じ内容で，覆土工法という用語が通常用いられている。明確な定義の違いはないが，埋立てや人工地盤の造成など広い面積の軟弱地盤表層処理は，覆土工法と呼ばれている。

○ハンモック効果，地盤隆起抑制効果

敷設材工法の設計において，テルツアギーの支持力理論を基に支持力を算定するが，ジオテキ

スタイルによる支持力増加としては，ハンモック効果と地盤隆起の抑制効果を見込んだ支持力式を採用している。ハンモック効果とは，ジオテキスタイルの上向きの引張力によるつり上げ効果であり，地盤隆起の抑制効果とは，敷設したジオテキスタイルによる地盤隆起を拘束する効果である。

○アンカー効果

軟弱地盤上に敷設したジオテキスタイルの端部は，盛土荷重によって引きずり込まれることがある。この引きずり込みを防ぐために，端部処理を施すことが必要である。アンカー効果とは，ジオテキスタイルの引きずり込みを防止するためのジオテキスタイル端部の拘束効果のことをいう。

e) 連続長繊維補強土工法

○連続長繊維補強土工法

連続長繊維補強土工法は，砂質土に連続長繊維をランダムに混入して，繊維の引張力によって土のせん断強度を増加させる工法である。その特徴は，せん断強度（特に粘着力）が大きく自立性が高いこと，植生が可能なこと，雨水等の侵食抵抗が大きいこと等であり，土留め擁壁，のり面保護工などに適用される。

○デニール，フィラメント

デニールは，連続長繊維補強土工法に用いる繊維の太さの単位であり，繊維長9000mあたりの繊維の質量（グラム数）で表される。フェラメントは，数本～数十本の繊維を束にして1本の糸にしたものをいい，一本の単繊維で糸にしたものをモノフィラメントという。また，束にした繊維の数をフィラメント数という。

○繊維混合率

繊維混合率は，連続長繊維混合土への繊維の混入量を表すもので，土の乾燥重量に対する百分率で定義される。

○連続長繊維緑化基盤工

連続長繊維緑化基盤工は，有機質土や粘土などの植生土に連続長繊維をランダムに混入し，植生困難な急傾斜地の緑化基盤を造成する工法である。

f) 擁壁土圧低減工法

○擁壁土圧低減工法

擁壁土圧低減工法は，擁壁背面の裏込め部分にジオテキスタイルを敷設し，ジオテキスタイルの補強効果で擁壁に作用する土圧を低減させる工法である。土圧の低減によって躯体や基礎の構造を簡易にすることができ，経済的な設計も可能となる。

g) 軟弱地盤上の道路

○累積変形量に基づく設計法

累積変形量に基づく設計法は，ジオテキスタイルを用いた軟弱路床上の舗装設計法の一手法である。その考え方は，ジオテキスタイルを下層路盤の下面に敷設し，その補強効果を路床のＣＢＲの増加に置き換えるものである。評価方法は，室内繰返載荷試験を行って，路盤の累積変形量（沈下量）によって行う。

○多層弾性理論に基づく設計法

多層弾性理論に基づく設計法は，ジオテキスタイルを用いた軟弱路床上の舗装設計の一手法である。その設計の考えは，ジオテキスタイルによって，敷設付近の路盤の弾性係数を増加させ，路面の弾性変形量を抑える考え方である。この設計法では，舗装を多層弾性体として取り扱い，交通荷重作用時の路面の弾性変形量によって舗装構造を評価する。

(2) 主な記号

本マニュアルで用いられる主な記号は以下の通りである。

記　号	単　位	解　　説
☆ジオテキスタイルの特性評価		
T_{max}	(tf/m)	ジオテキスタイルの最大引張強さ
T_f	(tf/m)	ジオテキスタイルの破断強さ
ε_f	(%)	ジオテキスタイルの破断ひずみ
E_A	(tf/m)	ジオテキスタイルの引張剛性
T_{cr}	(tf/m)	ジオテキスタイルのクリープを考慮した限界引張強さ
T_{crf}	(tf/m)	ジオテキスタイルのクリープ破壊強さ
T_{crl}	(tf/m)	ジオテキスタイルのクリープ限度強さ
μ	−	クリープ低減係数
T_P	(tf/m)	引抜き抵抗力
τ^*	(tf/m^2)	土とジオテキスタイルの接触面でのせん断応力
σ_v	(tf/m^2)	土とジオテキスタイルの接触面での鉛直応力
f^*	−	土とジオテキスタイルの見掛けの摩擦係数
c^*	(tf/m^2)	土とジオテキスタイルの見掛けの粘着力
ϕ^*	(度)	土とジオテキスタイルの見掛けのせん断抵抗角
α_1, α_2	−	土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数
θ_h	(cm^2/sec)	ジオテキスタイルの面内方向通水性 (Transmissivity)
k_h	(cm/sec)	ジオテキスタイルの面内方向透水係数
ϕ_v	(1/sec)	ジオテキスタイルの鉛直方向透水性(Permittivity)
k_v	(cm/sec)	ジオテキスタイルの鉛直方向透水係数
GR	−	目詰り試験における動水勾配比
AOS		開孔径試験において粒子の５％以下が通過するジオテキスタイルの開孔径(Apparent Opening Size)
☆盛土補強工法，補強土壁工法		
T_A	(tf/m)	ジオテキスタイルの設計引張強さ
T_{req}	(tf/m)	ジオテキスタイルの必要引張力
ΣT_{req}	(tf/m)	ジオテキスタイルの必要引張力の合計
T_P	(tf/m)	ジオテキスタイルの引抜き抵抗力
T_{avail}	(tf/m)	ジオテキスタイルの発揮可能引張強さ
F_{cr}	−	クリープを考慮した材料安全率
F_B	−	接合部の強度低下を考慮した材料安全率

記　号	単　位	解　　説
F_C	－	施工中の損傷を考慮した材料安全率
F_D	－	耐久性（長期的な劣化特性）を考慮した材料安全率
F_S	－	設計安全率
M_R	(tf/m)	すべり土塊の抵抗モーメント
M_D	(tf/m)	すべり土塊の起動モーメント
ΔM_R	(tf/m)	ジオテキスタイルの引張力による抵抗モーメント
L	(m)	ジオテキスタイルの敷設長
L_e	(m)	ジオテキスタイルの定着長
L_s	(m)	のり面からすべり面までの距離
K_G	－	ジオテキスタイルの敷設間隔に用いる係数
K_{GO}	－	c＝0tf/m²の場合のK_G
a	－	K_G を求める際の粘着力に対する補正係数
V	(m)	盛土の締固め層厚
v	(m)	ジオテキスタイルの分担範囲
h_i	(m)	間隔ｉ・Ｖで敷設可能となる盛土天端からの最大距離
☆耐震設計法		
k_h		水平震度
F_{ds}		円弧すべりに対する地震時許容安全率
T_{AE}	(tf/m)	耐震設計に用いるジオテキスタイルの設計引張強さ
λ	－	耐震設計に用いる設計引張強さの割り増し係数
$\Sigma T_{req}'$	(tf/m)	設定されたすべり面に対する常時の必要補強材張力の合計
T_{req}'	(tf/m)	設定されたすべり面に対する常時の各層の必要補強材張力
K_G'		T_{req}' に対する比例定数
Δt	(tf/m/m)	地震力に起因する単位層厚さ当たりの必要補強材張力
☆軟弱地盤対策工法		
q_d	(tf/m²)	ジオテキスタイル敷設地盤の極限支持力
r	(m)	荷重近傍の地盤の変形を近似的に円とみなしたときの円の半径
θ	(度)	荷重近傍でのジオテキスタイルと水平面のなす角度
D_f	(m)	軟弱地盤のめり込み量
q_B	(tf/m²)	撒出し盛土による荷重
q_M	(tf/m²)	施工機械による荷重
P_A	(tf/m²)	ジオテキスタイル上の盛土の滑動力

記　号	単　位	解　　説
P_R	(tf/m)	土とジオテキスタイルの接触面での摩擦抵抗力
☆連続長繊維補強土工法		
c_t	(tf/m²)	繊維補強土の施工角を考慮した粘着力
ϕ_t	(度)	繊維混合土のせん断抵抗角
α	(度)	施工面と仮想すべり面（せん断面）とのなす角度
β	(度)	仮想すべり面と水平のなす角度
N_{wa}	(tf/m)	繊維混合補強土擁壁内の仮想すべり面に働く鉛直分力
S_{wa}	(tf/m)	繊維混合補強土擁壁内の仮想すべり面に働くせん断力
T_n	(tf/m)	ジオテキスタイルによる抵抗力
P_H	(tf/m)	ジオテキスタイルの土圧低減効果を加味した土圧Pの水平成分
P_{HO}	(tf/m)	ジオテキスタイルがない場合の主働土圧合力Pの水平成分
☆軟弱地盤上の道路		
CBR	(%)	路床や路盤の支持力を表す指数。設計CBRはアスファルト舗装の厚さを決定する場合に用いる路床土のCBR
T_A	(cm)	等値換算厚
T_A'	(cm)	仮定した舗装構成の場合の等値換算厚
H	(cm)	路床上に設けた舗装断面各層の合計厚
H'	(cm)	仮定した舗装構成の合計厚
E_g	(tf/m²)	ジオテキスタイルの弾性係数
h_g	(cm)	ジオテキスタイルの換算補強材厚
☆深層混合処理土との併用による沈下対策		
S_o	(m)	無処理地盤の圧密沈下量
S_T	(m)	改良地盤の平均沈下量
S_c	(m)	改良柱体の未改良部の間に発生する不同沈下量
S_G	(m)	深層混合処理工法とジオテキスタイルを併用した場合の，改良柱体未改良部の間で発生する不同沈下量

ジオテキスタイルの特性評価

2. ジオテキスタイルの特性評価

ジオテキスタイルを種々の土構造物に使用するあたり，各々の用途で目的に即したジオテキスタイルの要求機能（排水，ろ過，分離，補強，保護）を正確に把握し，その要求機能を満足する最も合理的なジオテキスタイルを選択しなければならない。さらに，設計上必要な特性値を適切な試験によって把握することも必要不可欠となる。

この章では，ジオテキスタイルの種類を示した後，土構造物の用途→ジオテキスタイルの使用目的→要求機能→ジオテキスタイルの特性→材料の選択の関係を明らかにした上で，試験法の説明を行うものとする。

2.1 ジオテキスタイルの種類とその特徴

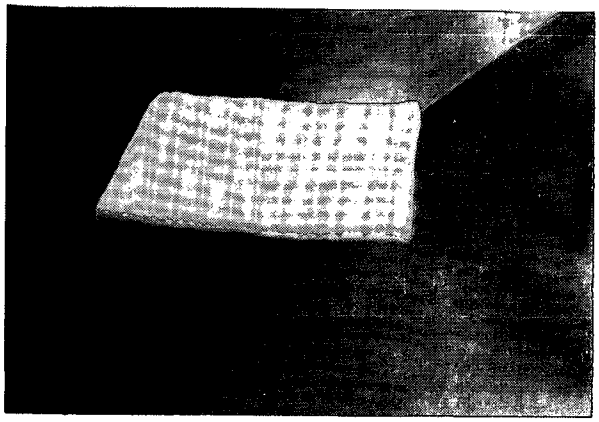
2.1.1 ジオテキスタイルの種類

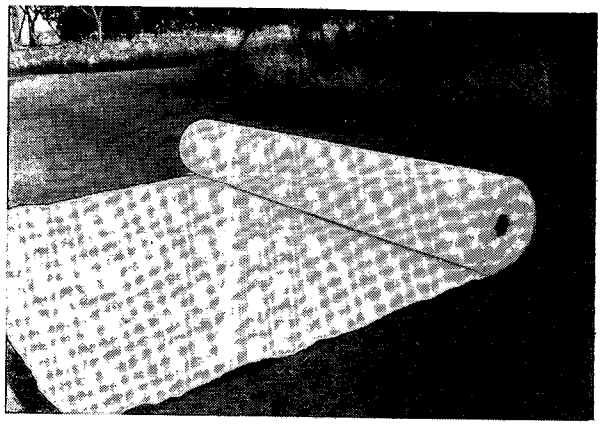
ジオテキスタイルには現在多くの製品が市場に出回っており，大別すると表－2.1.1.1に示すものがある。ただし，表中に示す編物は，本マニュアルで対象とするところの土構造物では使用される機会が少ないため，本マニュアルでは取り扱わないこととした。

表－2.1.1.1　ジオテキスタイルの種類

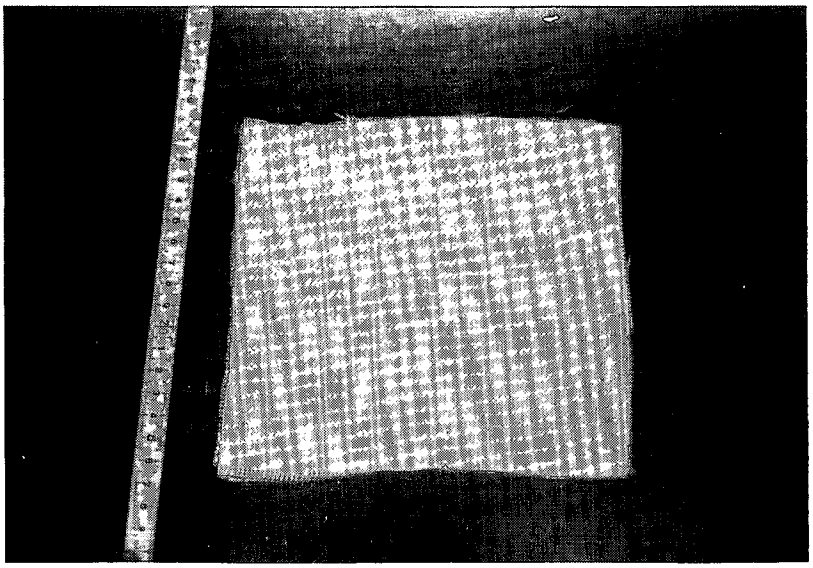
不織布 (Nonwoven geotextile)	繊維をシート状のウェブ(web）と呼ばれる形にし，織り機や編機を使わないで，化学的方法（接着剤を用いる方法）によるか，機械的方法（かぎ針による絡ませ，いわゆるニードルパンチ法）・熱的方法（熱と圧力を用いる方法）によって結合させて平面形状にした物で，長繊維と短繊維のものに大別できる。
織布 (Woven geotextile)	平行に並べた縦糸に，横糸を直角に交差させた組織になるように織り機を用いて作った物。
編物 (Knitted geotextile)	糸状繊維を組み合わせて，絡ませ・交差などして連続したループで構成されたものを言う。織布に比べて伸縮性が大きい。
ジオグリッド (Geogrid)	引張部材を交点部で強固に結合あるいは一体とし，規則的な格子構造を持つ合成分子等からなるシート。
ジオネット (Geonet)	網状構造で，繊維材に囲まれた開口部が比較的大きく，交点部は結節あるいは一体となっている合成高分子等からなるシートであり，一般の織物や編物と区別されている。
複合製品 (Geo-composite)	単一の製品は，各々長所と短所の機能を持っているため，製品の長所をお互い組み合わせて必要な機能を発揮させる複合製品。主に，排水を主体としたものと遮水を主体としたものがある。
連続長繊維混合土	砂質土に連続長繊維をランダムに混入し，この繊維の引張力によりせん断強度の増加を図る補強土。主に，侵食防止工等ののり面保護および擁壁工として用いられる。
ジオメンブレン (Geomembrane)	透水性の極めて小さい物，または不透水性の膜状材料。

（不織布）

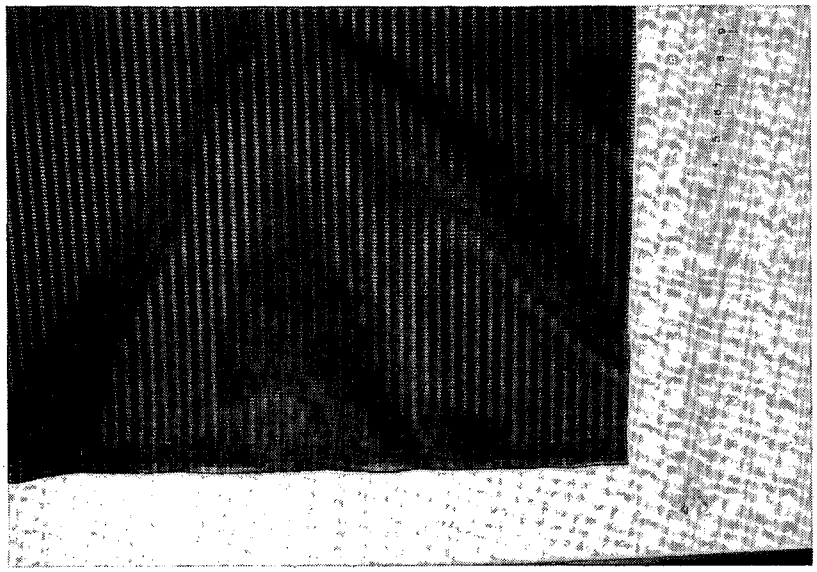




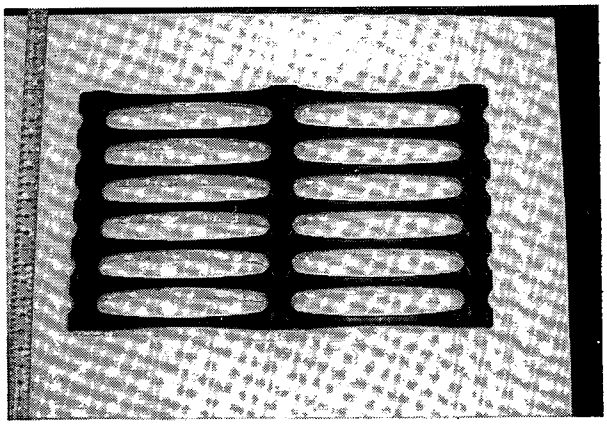
（織布）

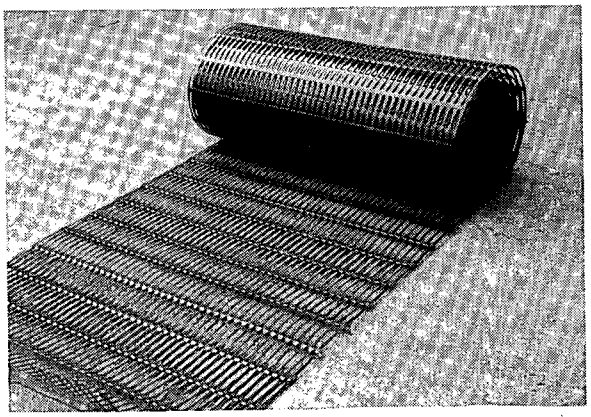


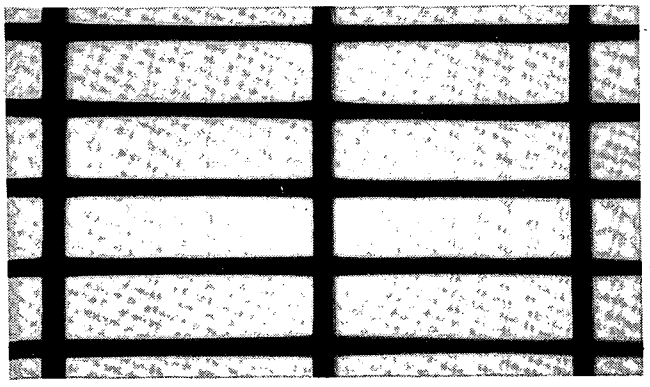
(編物)



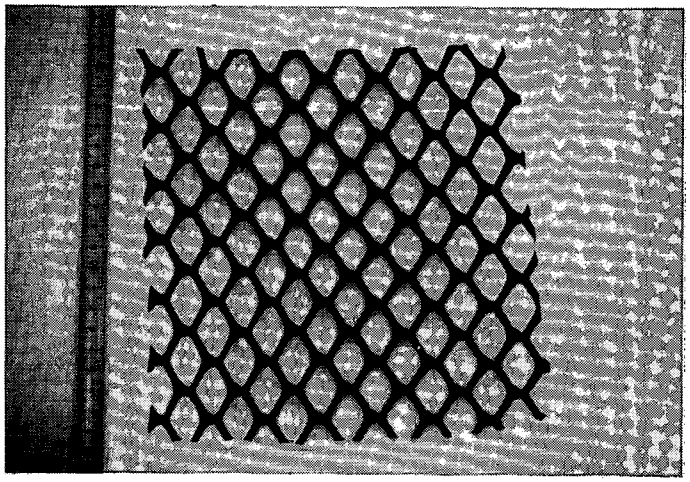
(ジオグリッド)

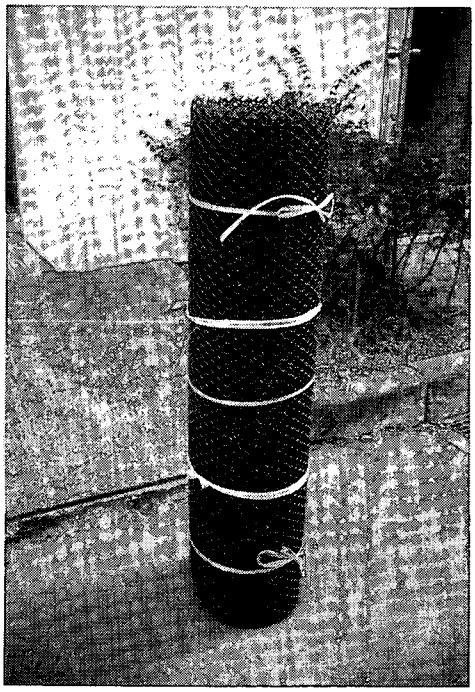






（ジオネット）





（連続長繊維混合土）



2.1.2　ジオテキスタイルの特徴と試験法の適用

ジオテキスタイルには，土構造物に関与する機能として，排水・ろ過・分離・補強・保護があり，ジオメンブレンの遮水を入れて6つの機能を有している。

①排水機能；降雨や地盤中の余剰水あるいは廃液等の構造物の機能上不要な水を集水し，排出する機能

②ろ過機能；水の流れによる土粒子の流れを抑制し，水のみを通過させる機能で，最も多く利用され，他の3機能と併用して用いられることが多い。

③分離機能；粒径の異なる，または性状の異なる土層の相互混入を防ぐ機能

④補強機能；ジオテキスタイルの持つ引張りおよび摩擦特性により土等の安定を向上させる機能

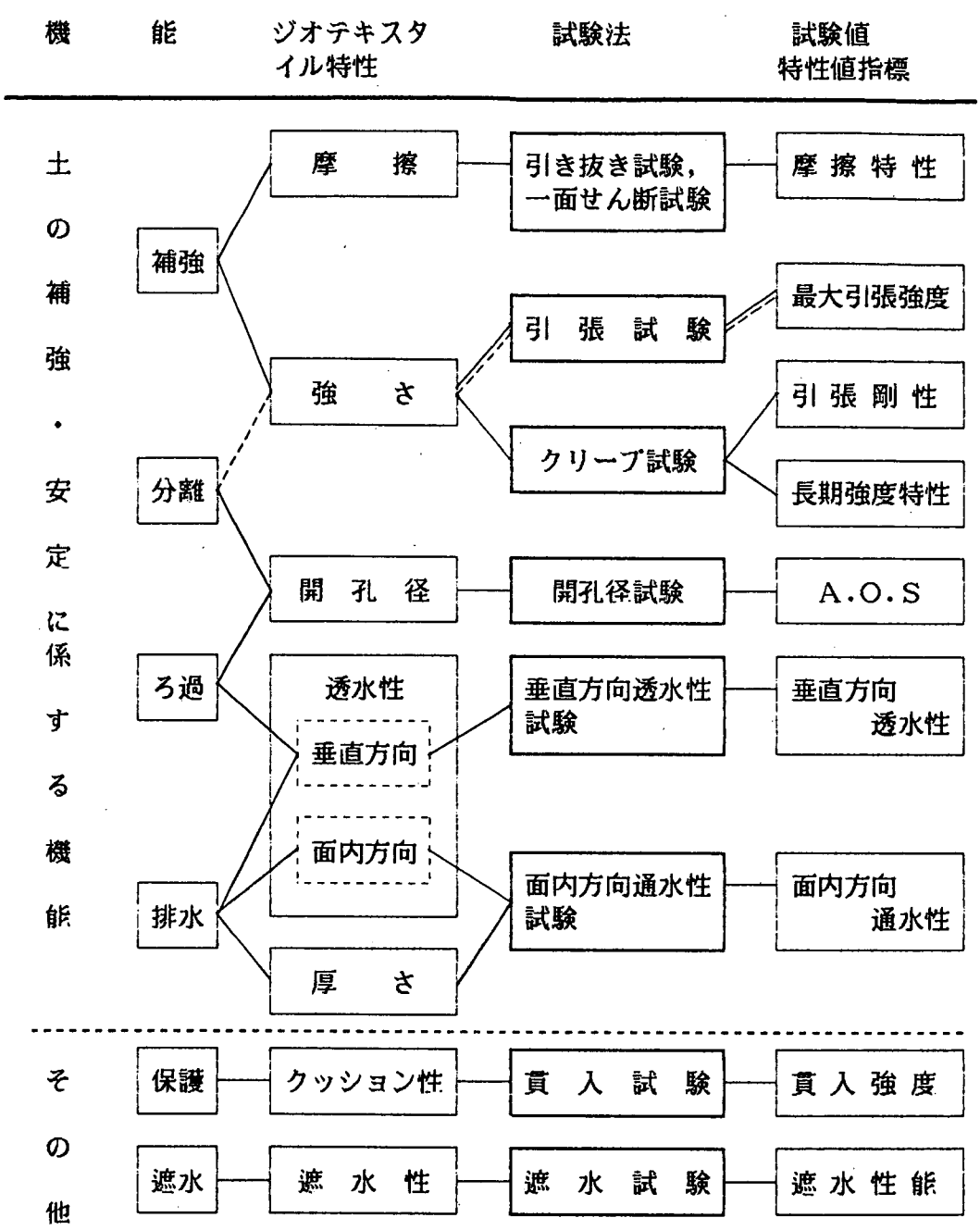
⑤保護機能；構造物の部材の損傷を防ぐ機能。例えば溜池や廃棄物処理施設などの底面をジオメンブレンで遮水する場合に，鋭利な角ばり等によるジオメンブレンの損傷を防ぐ。

⑥遮水機能；溜池や廃棄物処理施設などにおいて，廃液・水の土構造物内への浸透を防ぐ機能

これらの機能を設計に導入する際に，適切な試験により得られた特性値を用いる必要がある。この時に用いる試験方法は，要求機能を十分に評価し得るものでなくてはならない。そこで，ジオテキスタイルの有する特性を十分に踏まえた上で試験法を整理したものが表－2.1.2.1である。本マニュアルはジオテキスタイルを用いた土構造物の補強・安定に関するものであることから，補強・分離・ろ過・排水機能に関するものを取り扱うこととし，保護・遮水機能については触れていない。

表－2.1.2.1，2.1.2.2に，図－2.1.1.2を基に土構造物の用途に応じたジオテキスタイルの使用目的および要求機能を考慮した上での，ジオテキスタイルの適用種類と特性値を求めるための試験項目を示す。表－2.1.2.2の◎，○，△は，設計上の必要性の度合を示すものであり，◎で示された項目は設計上直接必要となる特性値である。

また，一方ジオテキスタイルの使用に際しての，環境上（土質・気候等）や施工上などの供用性に応じた試験は上述のものとは別に考慮しなくてはならない。表2.1.2.3には，ジオテキスタイルの選定のためのインデックス試験に加え，使用状況に応じた安定性の確認および設計安全率の決定のための試験とその適用についてまとめた。



図－2.1.2.1　ジオテキスタイルの機能と試験方法

表－2.1.2.1　土構造物の補強・安定を目的としたジオテキスタイルと用途

用途	目的	不織布	織布	ジオグリッド	ジオネット	複合製品	連続長繊維混合土
盛土	盛土本体の補強	○	○	○	○		
	盛土内排水	○				○	
	圧密促進	○				○	
	盛土のり面の侵食防止	○	○	○	○	○	○
	盛土のり面の補強（転圧補助）	○	○	○	○		
	耐震性能向上	○	○	○	○		○
土留め，擁壁	補強	○	○	○			○
	土圧低減	○		○			
	排水	○				○	
	耐震性の向上	○	○	○			
軟弱地盤処理	土砂の層間分離	○	○	○	○		
	トラフィカビリティーの確保	○	○	○	○		
	支持地盤の補強	○	○	○	○		○
その他	切土・盛土境界面排水	○				○	
	排水ブランケット	○				○	
	暗渠排水	○				○	
	側溝，開渠，暗渠の外周被覆材	○					
	護岸・堤防の吸い出し防止	○	○			○	

注１）複合製品には排水・遮水主体のものに大きく区別できるが，本表では排水主体のもののみを取り扱う。また，この中でも他の３機能（ろ過・分離・補強）を持った製品もあり，この表に示す目的以外にも適用できる。その場合は十分に製品の機能・特性を把握することが重要である。

表－2.1.2.2　土構造物の補強・安定を目的としたジオテキスタイルの試験と用途

用途	目的	強度変形特性試験		摩擦特性試験	水理特性試験		
		引張試験	クリープ試験	引き抜き・一面せん断試験	面内方向通水性試験	垂直方向透水性試験	開孔径試験
		引張強度特性	長期強度特性	摩擦特性	面内方向通水性	垂直方向透水性	A．O．S
盛土	盛土本体の補強	◎	◎	○			
	盛土内排水	△		△	◎	○	○
	圧密促進	△		△	◎	○	○
	盛土のり面の侵食防止	△		△	△	△	△
	盛土のり面の補強（転圧補助）	◎		○		△	
	耐震性の向上	◎	○	○			
土留め，擁壁	補強	◎	◎	○			
	土圧低減	◎	◎	○			
	排水	△		△	◎	○	○
	耐震性の向上	◎	○	○			
軟弱地盤処理	軟弱地盤上の盛土の補強	◎	◎			○	○
	路床，路盤の補強	◎	△				
	敷設材工法	◎					
	土砂の層間分離	△					
その他	切土・盛土境界面排水						
	排水ブランケット	△			◎	○	○
	暗渠排水						
	側溝，開渠，暗渠の外周被覆材	△				◎	◎
	護岸，堤防の吸い出し防止	△		△		◎	◎

◎印：設計値を求めるために製品ごとに必ず実施しておかなければならない試験（設計値として使用される試験）
○印：設計値を求めるために実施しておくことが望ましい試験
△印：設計上は直接必要とはしないが，適用に当たってジオテキスタイルの使用適正を判断するための特性値。
例１）盛土内排水においては引張り試験は設計上必要としないが，通水性を確保するための連続性を保持するためには適当な強度が必要である。
例２）摩擦特性試験は，水理特性に優れたジオテキスタイルでも，土粒子間との境界面での滑りが土構造物の弱点とならないことを確認するために必要である。

	設計上必要	設計上参考
実施する必要がある	◎	○
実施しておくと望ましい	○	△

表－2.1.2.3　ジオテキスタイルの供用性（特殊な施工状況，環境条件）から必要となる試験項目

考慮すべき状況		内容	試験項目				
			引裂試験	破壊試験	耐薬品性試験	貫入試験	耐候性試験
通常条件		〈インデックス試験〉			●		●
土質	礫質土・ズリ	＊鋭利部による応力の集中	○	●		○	
	強酸土	＊酸による劣化			●（酸）		
	強アルカリ土	＊アルカリによる劣化			●（ｱﾙｶﾘ）		
	産業廃棄物	＊物性不明・鋭利部による損傷			●	○	
環境	屋外暴露部	＊紫外線による劣化					●
	水の影響	＊湿潤状態での膨潤劣化			●		
施工時	重機の使用	＊ジオテキスタイル上の走行	○	●			
		＊衝撃力の作用				○	
	礫材・栗石の投入	＊鋭利部の衝撃作用	○	●		○	

● ジオテキスタイル全般に共通

○ 不織布系ジオテキスタイルに適用

※耐熱性，耐寒性については，現場状況に応じた試験を実施しなければならない。

2.2 ジオテキスタイルの特性評価

2.2.1 概 要

ジオテキスタイル製品には，先にも挙げたように多種多様のものがあり，その機能，用途も多岐にわたっている。したがって，土構造物の補強に際して最適なジオテキスタイルを選定するには，まず，それぞれのジオテキスタイルの特長を十分に把握することが重要である。ジオテキスタイルの力学的な特性などは，そのまま設計において必要とされるものである。

そのようなジオテキスタイルの特性を把握するためには，ジオテキスタイルの種類や機能，用途，あるいは，使用される箇所での築造時の作業等の環境への対応性，築造後の長期的な環境要因に対する耐久性など，様々な観点からの試験を実施することが要求される。ここでは，ジオテキスタイル単体での特性として，その基本的な特長を示す物理量に関する試験，設計に直接用いられるべき諸定数を決定するための試験，施工時あるいは築造後の長期的な環境要因に対しての適応性を把握するための試験に大きく分けて，それぞれの試験の概要とそれらの結果の適用について述べる。

まず，2.2.2では，各種のジオテキスタイルの形状（厚さや目合いなど）や重さなどの基本的な物性（諸元）の試験法について述べる。この種の物性は，通常，製造・出荷段階での製品の品質管理の指標として用いられているものであるが，同時に，それぞれの試験結果の適用において述べるように，製品の概要を把握し，他の製品と比較する場合の指標の一つであるといえる。また，間接的には，その機能や適応性にも影響する要因であるため，製品の選択を行なう場合の有効な指標ともなりうるものである。

次いで，2.2.3および2.2.4で，ジオテキスタイル単体での力学的な特性や水理特性に関する試験法を述べる。ここでは，構造物の補強作用に関与するジオテキスタイルの短期および長期的な強度・変形特性の試験法，排水・ろ過・分離作用に関与する水理特性（浸透特性）の試験法について述べる。これらの要因は，土中のジオテキスタイルの動きに直接的にかかわるものであり，
その結果は，設計に直接反映されるべき性質を有している。

さらに，2.2.5では，施工時の作業環境に対する適用性（破壊特性）の試験について，2.2.6では長期的な環境要因に対する適応性の試験法について述べる。いずれも，2.2.3および2.2.4の試験で得られる諸物性が，構造物の供用期間を通じてどの程度保証されるかを示す重要な指標とみなされるものであり，したがって，設計時にも考慮に入れるべきものといえる。

これらの特性に関しては，試験結果の評価やその適用において未解明な部分も残されているのが現状であるが，ここでは，当面の取り扱いについての考え方を示すものである。

今後，ＪＩＳ規格が新たに整備された場合は，ＪＩＳ規格に従うものとする。

2.2.2 ジオテキスタイルの諸元（厚さ・重さ・目合い）

ジオテキスタイルの基本的な形態を示す指標に，厚さ・重さ・目合いがある。排水材として使用されるジオテキスタイル（不織布等）は，厚さ・重さの値が，また補強材として使用されるジオテキスタイル（ジオグリッド・ジオネット・織布等）は，重さ・目合い・時として厚さの値が着目すべき項目となる。

まず，上述する両者に共通の重さについて記述する。ジオテキスタイルの重さは，単位面積当り(m^2)の重量(g) で示され目付けとも称される。工学的には，施工上での取扱易さの指標となり，製品幅・1ロールの巻長さとともに知ることにより重量が換算でき，施工時の運搬上の目安となる。

排水材として主に使用されるジオテキスタイルの場合，排水性能（通水能力：Trasmissivity)を評価する上で，ジオテキスタイルの透水性とともに，厚さは把握しなければならない重要な指標である。また，ジオテキスタイルの厚さは載荷重に依存し易いためその挙動を把握しておくことが設計上必要となる。総合的に排水機能を評価する手法も確立されており，詳しくは2.2.4節に記述する。通常ジオテキスタイルの厚さはmm単位で示され，無載荷時のものである。

補強材として使用されるジオテキスタイルは，土とのかみ合い（インターロッキング）を効果的に引き起こし，ジオテキスタイルを挟む土層間の連続性を損なわないために，製品によって一定の開口を有し，製品の開口を目合いと称する。

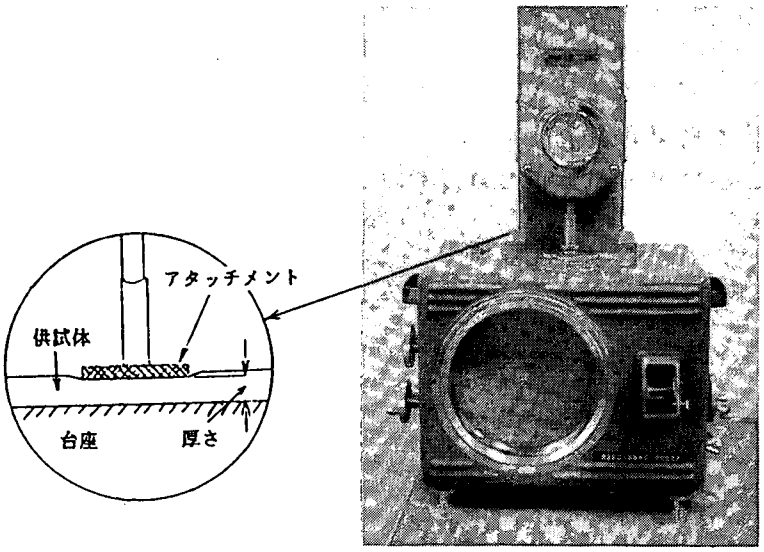
(1) 厚さ，重さ

ジオテキスタイルを土中に敷設して土中水を排水するため面内方向の透水性を期待する場合，透水性とともに厚さを考慮する必要がある。主に厚さを考慮すべきジオテキスタイルとしては，織布と不織布がある。

重さとは，1 m^2当りの単位重量のことで，製品分類の基準とすることを多い。厚さ，重さおよび強度は相関関係にあり重さが大きくなるに従い厚さが厚くなり強度も増加することが一般的である。標準的な重さの測り方は，20×20cmの試験片を3枚以上採取して重さを測りその平均をg／m^2で表すものである。

また，通常製品厚さとは製品管理上の厚さを意味するものであり，実用上必要となる土かぶり荷重載荷時の圧縮特性とは区別しなければならない。

① 製品厚さ（標準厚さ）



図－2.2.2.1　厚さ測定試験機

直径50㎜の金属平板アタッチメントで20ｇ／㎠加圧下での10秒後の値を測定する（図－2.2.2.1）。ここでの得られた厚さを，試料の標準厚さとする。

② 厚さの圧縮特性

直径50㎜の金属平板アタッチメントで，上載荷重に相当する加圧下で24時間後の値を測定する。これは，標準厚さに対して，長時間加圧した場合の厚さを各荷重に対して示す。

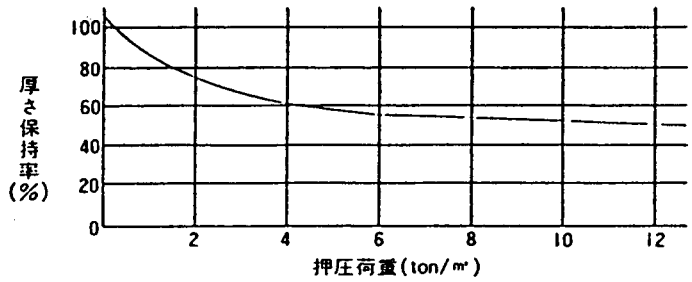
厚さの試験は，試料に対して垂直方向に加圧されるように留意し，振動，温湿度変化のない環境で試験すること。試料の５箇所以上において厚さを測り，その平均値で表す。

また，土かぶり後の厚さを知るためには，この双方の厚さを測定し厚さ低下率を算出する。

不織布の標準厚さに対する圧縮性（厚さ低下率）は，次式で算出する。

$$\text{圧縮特性（厚さ低下率）} = \frac{\text{圧縮厚さ（㎜）}}{\text{製品厚さ（㎜）}} \times 100\ (\%) \qquad (2.2.1.1)$$

製品厚さを 100％とした場合に対する厚さ保持率（％）は 100から上式で算出した低下率を減じた数値で表す。図－2.2.2.2にスパンボンド不織布の上載荷重と厚さ保持率を示す。



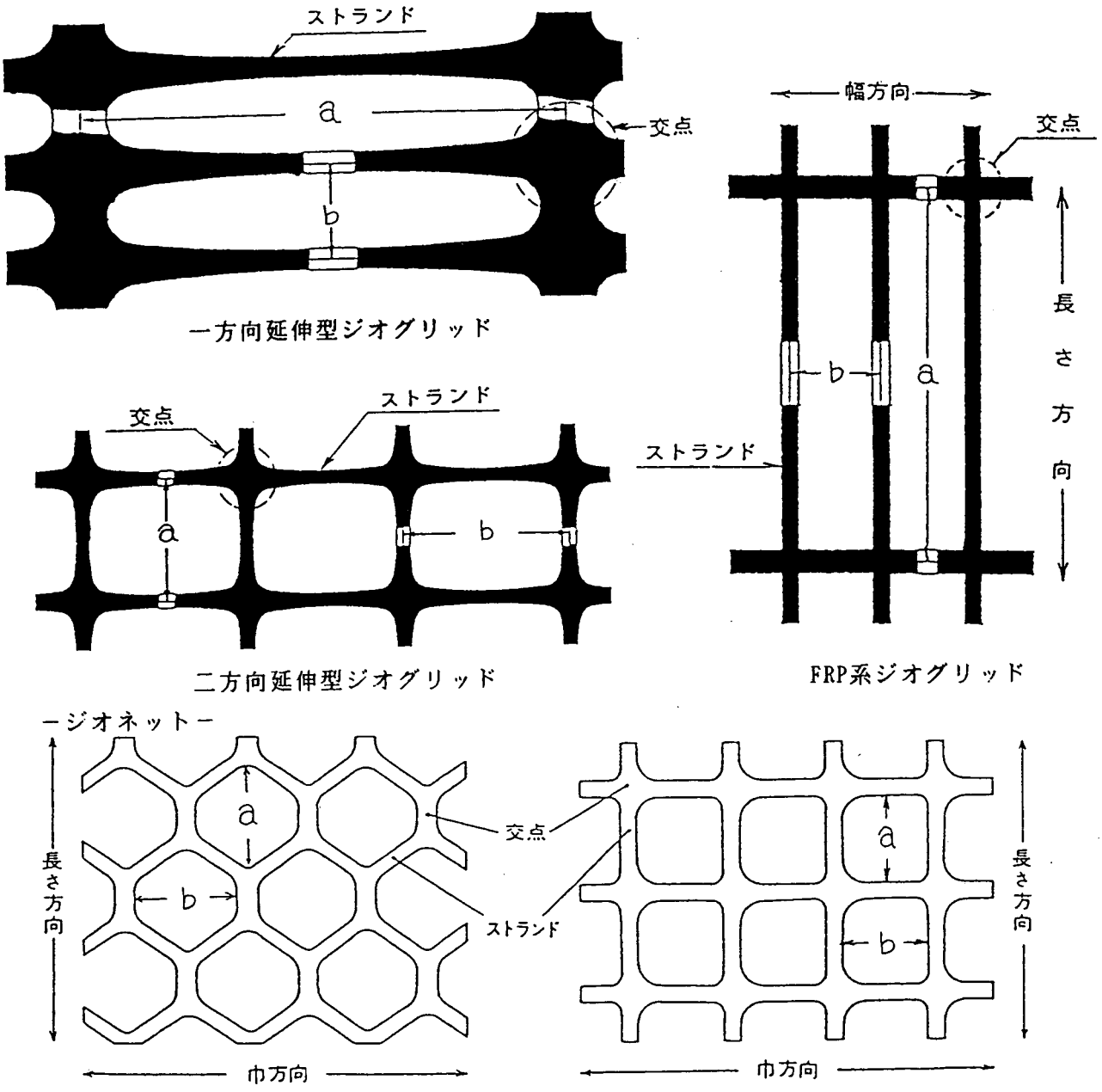
図－2.2.2.2　スパンボンド不織布の厚さ圧縮特性（上載荷重と厚さ保持率）

(2) 目合い

目合いは，ジオグリッド，ジオネットあるいは織布の多角形（主に四角形）である開口部の大きさを示す指標であり，ロール長さ方向を縦方向，ロール幅方向を横方向として，図－2.2.2.3中ａ×ｂで示される。

また，ジオテキスタイルの目合いは，補強材として土中に敷設して使用される場合に周辺土の粒径との関係が重要で，この関係によって土とジオテキスタイルのかみ合い（インターロッキング）効果や摩擦特性が左右される。実質的にかみ合い効果を求めるためには後述する（2.3.2節）引き抜き試験・一面せん断試験で求めることとなる。

現在のところ，インターロッキング効果について，目合いと周辺土の粒径の関係を基にまとめられたものはなく，今後の研究課題といえる。以下に目合いの表示例を示す。



図－2.2.2.3　ジオグリッド・ジオネットの形状

2.2.3　ジオテキスタイルの強度・変形特性

ジオテキスタイルの強度・変形特性には，引張特性とクリープ特性とがあり，これをもとに設計上必要となるジオテキスタイルの設計引張強さや引張剛性等が決定される。このため，適切な試験によって合理的な値を決定する必要がある。

ジオテキスタイルの引張特性とクリープ特性は，それぞれ引張試験およびクリープ試験によって求める。本マニュアルでは，土木用ジオテキスタイルに適した試験として，以下に述べるような標準的な方法を定めたので，ジオテキスタイルを補強材として使用する場合の設計法を適用する場合には，原則としてこの試験方法によらなければならない。ただし，ＪＩＳ規格が新たに整備された場合は，ＪＩＳ規格に準拠するものとする。

2.2.3.1　引張特性

ジオテキスタイルの引張特性としては，破断強さ，引張剛性，引張強さと伸びひずみの関係などが設計上必要であり，これらを以下に述べるような引張試験により求める。

(1)　ジオテキスタイルの引張試験における共通条件

ジオテキスタイルの引張試験は，ジオグリッド，ジオネット，織布，不織布等の種類をとわず，下表に示すような共通条件を満足するものとする。ただし，ＪＩＳ規格が新たに整備された場合は，ＪＩＳ規格に準拠するものとする。

表－2.2.3.1　ジオテキスタイルの引張試験における共通条件

項　　目	適　　用
試　験　機	ひずみ制御式引張試験
試験温度	23°±2°C
試験湿度	50%±20%
状態調節時間	16時間以上
引張速度	1%/min
供試体幅	20cm以上
供試体数	5個以上
結果の表示	1m当りの引張強さ(tf/m)

5個以上の供試体の試験結果の平均値，標準偏差及び変動係数は，次の式（2.2.3.1），（2.2.3.2），（2.2.3.3）によって求める。

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n} x_i}{n} \qquad (2.2.3.1)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \qquad (2.2.3.2)$$

$$CV = \frac{S}{\bar{x}} \times 100 \qquad (2.2.3.3)$$

ここに，$\bar{x}$　：平均値

s　：標準偏差

CV：変動係数（%）

x_i　：個々の測定値

n　：測定数

なお，ジオテキスタイルは一定の製品幅，製品長さで販売されているため，やむを得ず製品を継ぎ合わせて用いる場合がある。このような接合部の引張試験においても上記の共通条件を満足するものとする。

また，ジオテキスタイルが2種類以上の材料からなる複合体の場合は，製品を代表するような十分に幅の広いサンプルを用いて試験を行うとともに，複合体としての性能が確実に測れるような引張試験用チャックを工夫する必要がある。

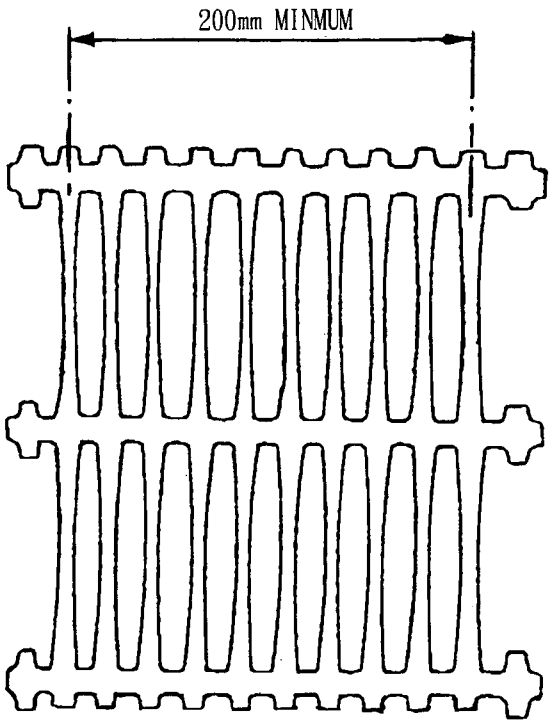
(2) ジオグリッドの引張試験上の留意点

ジオグリッドの引張試験上の留意点を列挙すると，次のとおりである。

(a) 供試体の長さは，引張方向に対し，3個以上の交点と2個以上の引張部材料を含むものがよい。

(b) クランプでのすべり等を避けるために，チャック部は樹脂等で固めてもよい。

(c) チャック切れ，すべり等が発生した場合あるいは他の供試体の平均値と極端に異なった結果が得られた場合はその測定結果を破棄し再試験する。

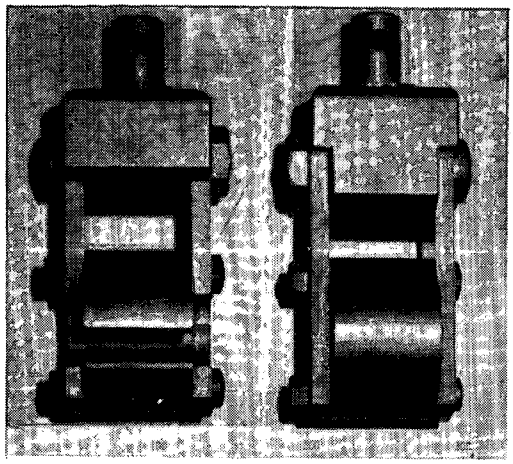


図－2.2.3.1　試験片形状

(3) 織布，不織布の引張試験上の留意点

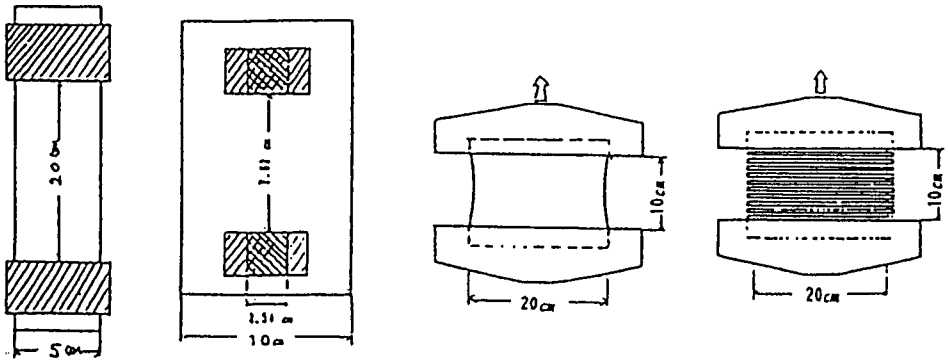
織布，不織布の引張試験上の留意点は，次のとおりである。

(a) 織布の引張試験で，チャック切れを防ぐためのチャック選択の目安すとして，破断強さがそれほど大きくない場合は，はさみつけて摩擦でもたせるタイプのチャックを使用し，破断強さがかなり大きい場合はくさび止めしたあとベルトあるいはローラーにまきつけるタイプのチャックを使用するのがよい。



写真－2.2.3.1　ベルトチャック

(b) 不織布の場合，従来のJIS L 1096によるストリップ法およびグラブ法では，土中では考えられないネッキング現象（試験片幅の挟さく化）が起こりやすいため，ジオテキスタイルの引張試験では供試体を広幅化（ASTM 4595-86では20cm）することが大切である。また，ピン拘束法を適用すくことにより，より一層効果的にネッキング現象を防止することができる。



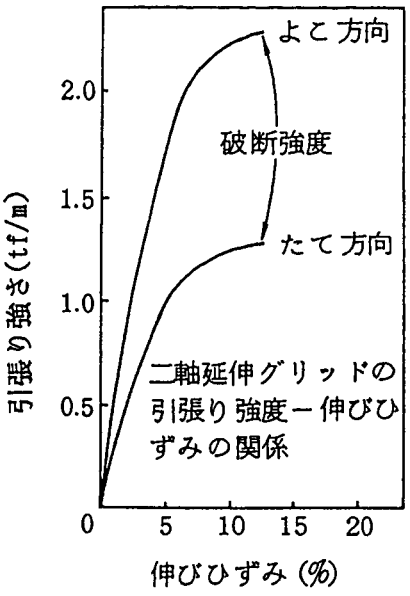
ストリップ法　　グラブ法　　広幅試験法　　ピン拘束法

図－2.2.3.2　不織布の試験法の種類

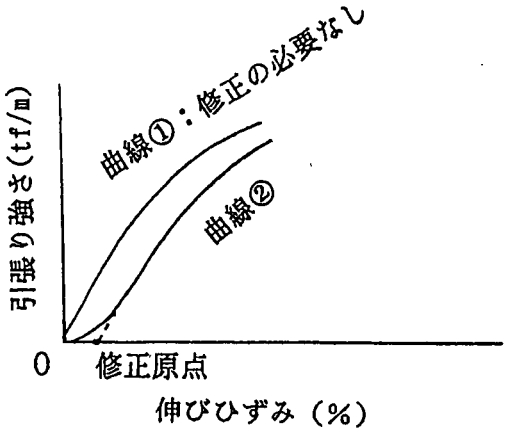
(4) 結果の整理

ジオテキスタイルの引張試験結果は，図－2.2.3.3に示すような引張強さと伸びひずみの関係で整理する。そして，図から最大引張強さ，破断強さ，破断ひずみ，平均引張剛性（引張強さ－伸びひずみ曲線上で破断強さの1/2の点と原点を通る直線の傾き），任意のひずみでの引張剛性等を読みとって報告する。

なお，引張強さ－伸びひずみ曲線の初期の部分に図－2.2.3.4の曲線②のような変曲点が生じる場合は，変曲点以降の直線部分を延長し，横軸との交点を伸びひずみの修正原点とする。



図－2.2.3.3　引張強さと伸びひずみの関係



図－2.2.3.4　原点補正の考え方

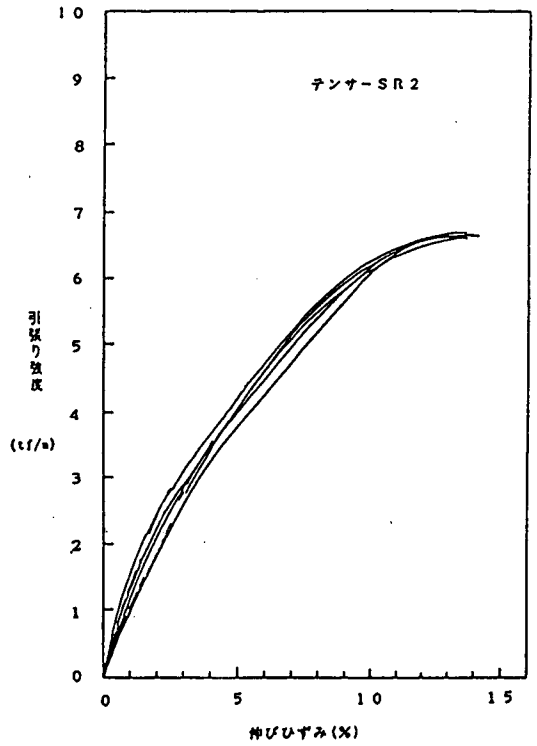
(5)　試験結果の例

以下に，ポリマーグリッド系ジオテキスタイルの引張試験結果報告の一例を示す。

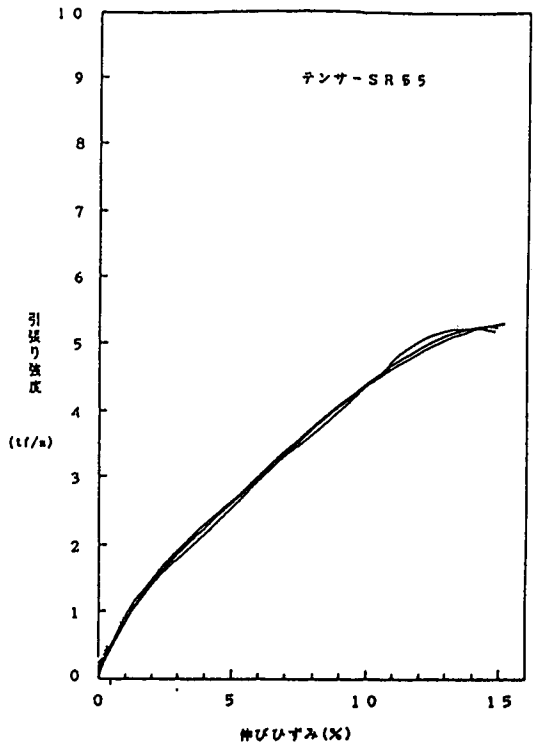
試験結果は以下のとおり。

表－2.2.3.2　試　験　条　件

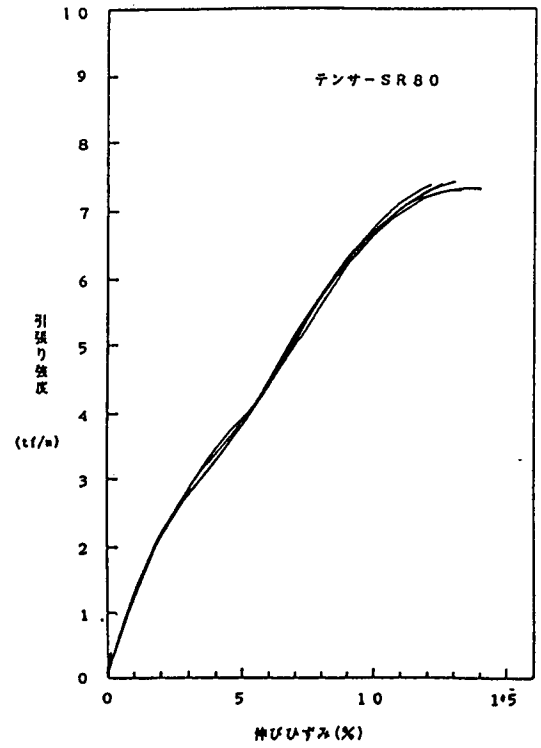
項　　目	内　　容
試　験　機	定速伸張型引張試験機
試 験 温 度	22±1° C
試 験 湿 度	50～60%
状態調節時間	24時間以上
供 試 体 幅	22.2cm
供 試 体 数	5個
引張ひずみ速度	1%／min



a）一軸延伸ジオグリッドの結果（例1）



b）一軸延伸ジオグリッドの結果（例2）



c）一軸延伸ジオグリッドの結果（例3）

図－2.2.3.5　ポリマーグリッド系ジオテキスタイルの引張強度試験結果の一例

2.2.3.2　クリープ特性

ジオテキスタイルを用いた補強土の設計では，ジオテキスタイルの設計引張強さとして，単に破断強さを用いるのではなく，土の破壊ひずみにあった引張強さやクリープを考慮した限界引張強さを用いるのが，永久構造物を対象としたときの設計の通常の考え方である。

クリープを考慮した限界引張強さT_Lは，一般に引張試験によって求めたジオテキスタイルの破断強さT_{max}にクリープ低減係数μを乗じて次式のように表される。

$$T_{cr} = \mu \cdot T_{max} \qquad (2.2.3.4)$$

ここに，T_{cr}　：　クリープを考慮した限界引張強さ

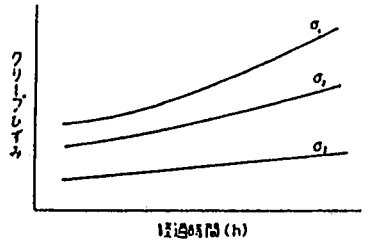
μ　：　クリープ低減係数

T_{max}　：　ジオテキスタイルの破断強さ

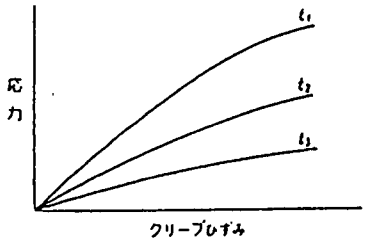
クリープを考慮した限界引張強さT_{cr}の定義としては，クリープによる破壊現象が明瞭にあらわれる材料では，荷重を加えてから一定時間に破壊を生じるときの応力で定義される「クリープ破壊強さ」を用いるが，破壊現象が明瞭でなく，クリープひずみが徐々に漸増するような材料では，荷重を加えてから一定時間にある規定されたクリープひずみを生じる応力で定義される「クリープ限度強さ」を用いる必要がある。

土木用途を目的として市販されているジオテキスタイルでは，クリープひずみの絶対量が大きく，土の破壊ひずみに相当する10～15%のずみを越えて徐々に漸増するものが多いので，クリープを考慮した限界引張強さT_{cr}としては，上記の「クリープ限度強さ」を用いるケースが多い。

ジオテキスタイルのクリープ特性として明らかにしておかなければならない事項は，クリープひずみ－時間線図（図－2.2.3.6），応力－クリープひずみ線図（図－2.2.3.7），およびクリープ破壊線図（図－2.2.3.8）あるいはクリープ限度線図（図－2.2.3.9）である。



図－2.2.3.6　クリープひずみ－時間線図



図－2.2.3.7　等時応力－クリープひずみ線図

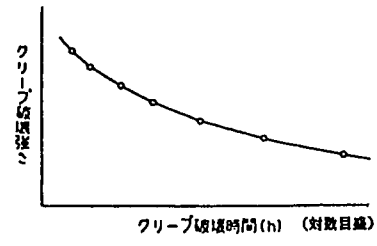
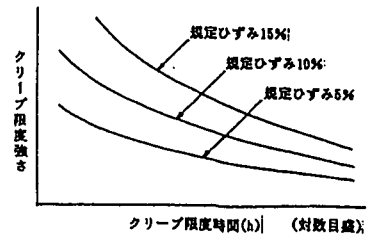


図2.2.3.8　クリープ破壊線図



図－2.2.3.9　クリープ限度線図

これらの関係を以下に述べるようなクリープ試験から求め，これにもとづきクリープを考慮した限界引張強さを評価しなければならない。

(1) ジオテキスタイルのクリープ試験における共通条件

ジオテキスタイルのクリープ試験は，ジオテキスタイルの種類によらず，下表の条件を満足するものでなければならない。

表－2.2.3.3　ジオテキスタイルのクリープ試験における共通条件

項　　目	適　　用
試　験　機	負荷時および試験中に供試体に振動などの影響を及ぼさないもの
試験温度	23° ±2° C
試験湿度	50%±20%
状態調節時間	16時間以上
試験応力レベルの数	その材料の破断強さの10～90%の範囲で5個以上の応力レベル
供試体数	3個以上
測定時間	表－2.2.3.4　参照

表－2.2.3.4　クリープひずみ測定のタイムスケジュール

単位	測　　定　　時　　間
min	1, 2, 3, 4, 6, 12, 18, 30, 42
h	1, 2, 3, 5, 7, 10, 20, 30, 50, 70, 100, 200, 300, 500, 700, 1000

備考　1000時間以上クリープ試験を行う場合には，1か月に1回以上測定を行う。もし，クリープひずみが不規則に変化するような場合には，上記スケジュールより多く測定する。

チャック部は，引張試験に準じ，すべり等の生じないものを用いる。不織布の場合は，ネッキング現象を防止することが重要なので，引張試験の場合と同様，供試体幅は20cm以上とする。また，伸びひずみは供試体の両サイドで測定し，その平均値をとる。

(2) 結果の整理

① 応力　　応力は次の式(1)によって算出する。

$$\sigma = \frac{F}{B} \qquad (2.2.3.5)$$

ここに，σ　：　応力（tf/m）

F ： 試験荷重（tf）

B ： 供試体幅（m）

② クリープひずみ　クリープひずみは，標線間の距離の測定によりクリープひずみを測定する場合，次の式によって算出する。

$$\varepsilon_t = \frac{\ell_t - \ell_0}{\ell_0} \qquad (2.2.3.6)$$

ここに，ε_t ： クリープひずみ

ℓ_t ： 試験荷重を加える前の標線間距離（mm）

ℓ_0 ： 負荷後任意の時間経過後の標線間距離（mm）

なお，クリープひずみは，100 を乗じてパーセント表示をしてもよい。

③ クリープひずみ－時間線図　クリープひずみ－時間線図は，横軸に経過時間を対数目盛で，縦軸にクリープひずみを等間隔目盛で取って，応力ごとに図－2.2.3.6 のように描く。横軸の単位は(h) を用いる。

④ 等時応力－クリープひずみ線図　等時応力－クリープひずみ線図は，クリープひずみ－時間線図から，同じ経過時間に対するクリープひずみを各応力ごとに読み取り，横軸にクリープひずみを等間隔目盛で，縦軸に応力を等間隔目盛で取って，時間ごとに図－2.2.3.7 のように描く。

⑤ クリープ破壊線図　クリープ破壊線図は，横軸にクリープ破壊時間を対数目盛で，縦軸にクリープ破壊強さを等間隔目盛で取って図－2.2.3.8 のように描く。横軸の単位は，時間(h)を使用する。

⑥ クリープ限界線図　クリープ限界線図は，クリープ破壊線図と同様な描き方をし，クリープ破壊強さの代わりにクリープ限界を，クリープ破壊時間の代わりにクリープ限界時間をそれぞれ用いる（図－2.2.3.9 参照）。この場合，規定されたクリープひずみを明記しなければならない。

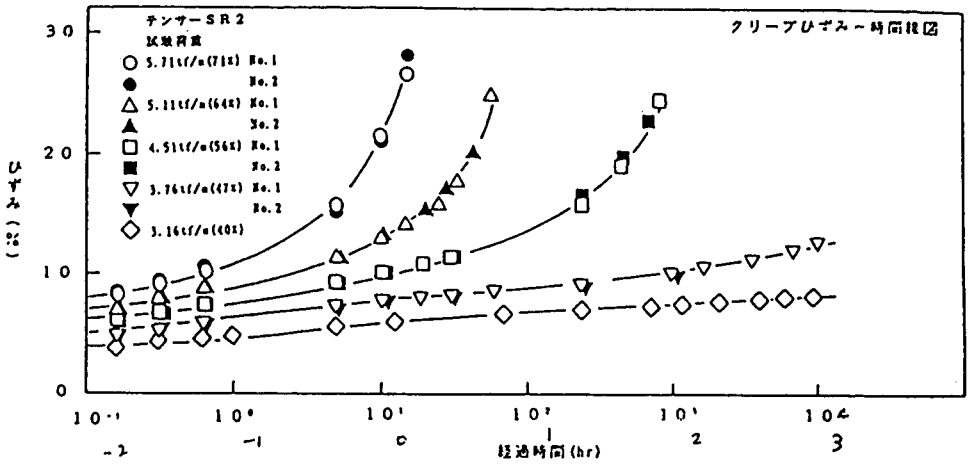
(3) 試験結果の例

以下に，ポリマーグリッド系ジオテキスタイルのクリープ試験結果の一例を示す。

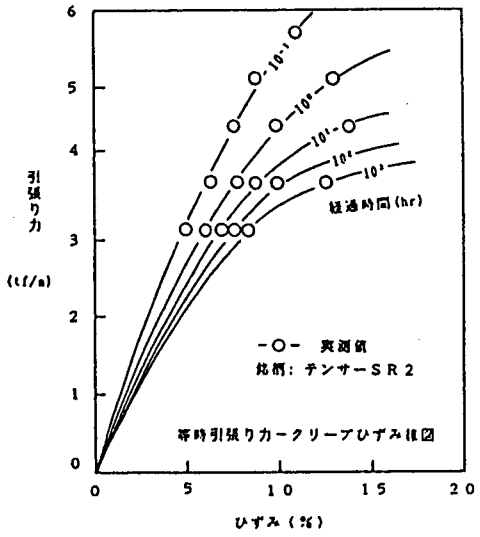
試験条件は以下のとおり。

試 験 条 件

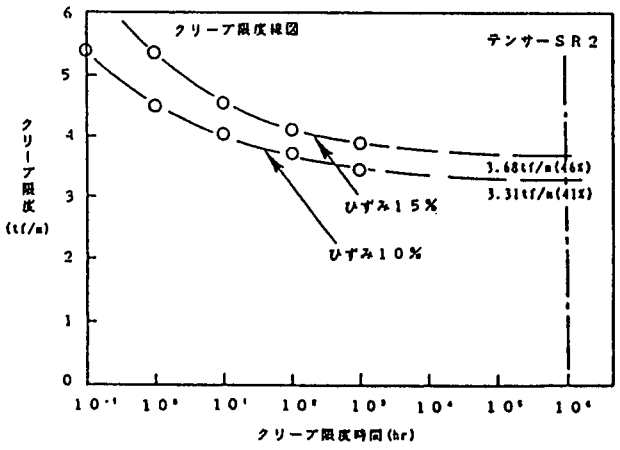
項　　目	内　　容
試 験 機	死荷重載荷型 引張クリープ試験機
試 験 温 度	22±1° C
試 験 湿 度	50～60%
状態調節時間	24時間以上
供 試 体	SRタイプ：ストランド2本分 SSタイプ：ストランド2本分
応力レベル数	5 個
供試体長さ	ストランド6本分
供 試 体 数	各荷重で1or2個



a）　クリープひずみ－時間線図

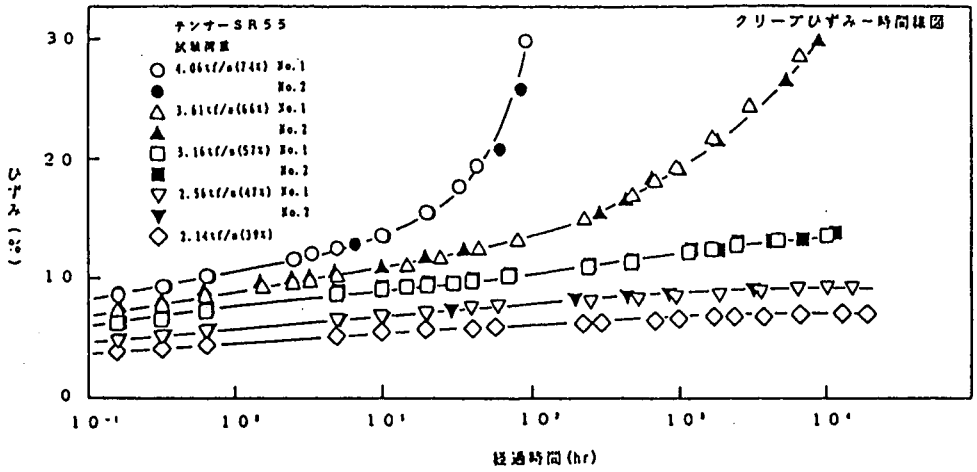


b）　等時応力－クリープひずみ線図

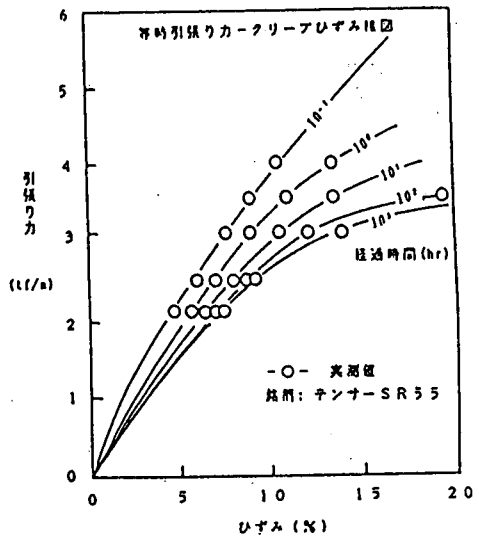


c）　クリープ限度線図

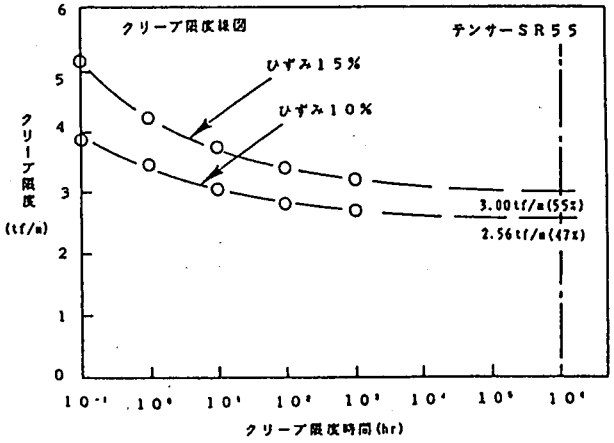
図－2.2.3.10　ポリマーグリッドのクリープ特性（例1）



a）　クリープひずみ－時間線図

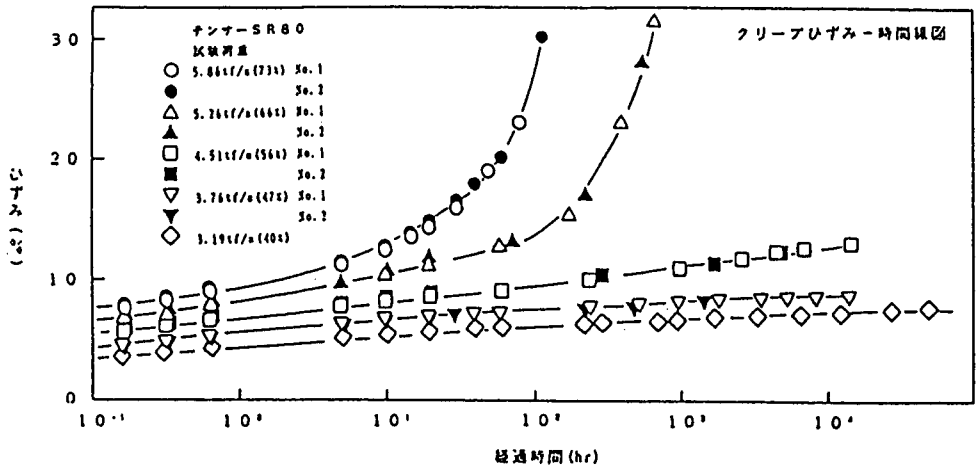


b）　等時応力－クリープひずみ線図

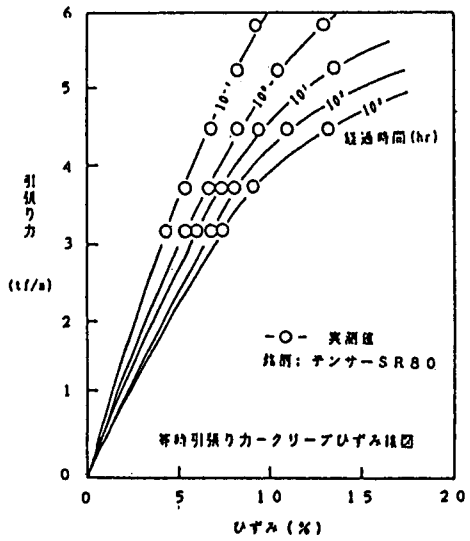


c）　クリープ限度線図

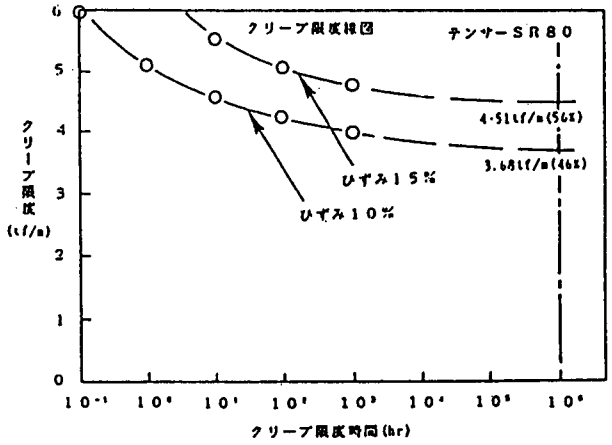
図－2.2.3.11　ポリマーグリッドのクリープ特性（例2）



a）　クリープひずみ－時間線図



b）　等時応力－クリープひずみ線図



c）　クリープ限度線図

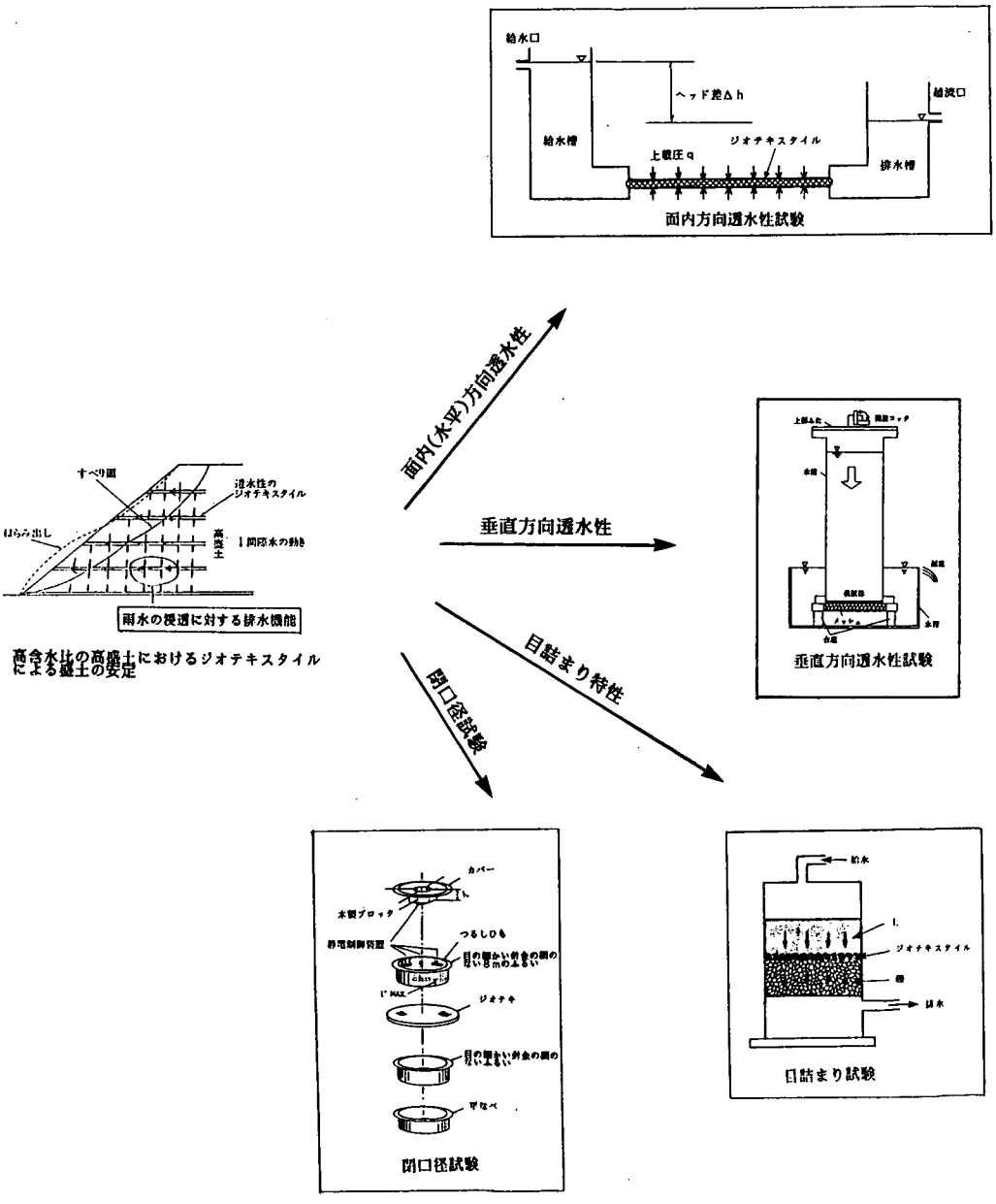
図－2.2.3.12　ポリマーグリッドのクリープ特性（例3）

2.2.4　ジオテキスタイルの水理特性

土構造の安定には，降水，湧水等を適切に排水することや，水の流れによる土粒子の吸い出しを防ぐことが重要である。

ジオテキスタイルの水理機能には排水機能とろ過機能がある。前者は盛土内に敷設して盛土排水材として使用される場合の主機能であり，後者はパイプ・暗渠等の回りに巻いて排水整備内への土砂の入り込みを防ぐための主機能である。

排水機能を評価するためには，ジオテキスタイルの①面内方向通水性と②垂直方向透水性を把握しておく必要がある。一方炉過機能を評価するためには，ジオテキスタイルの①垂直方向透水性②目詰まり特性③土粒子の抜け出しの有無について知っておかなければならない。図－2.2.4.1には水理特性試験の適用について図で示した。



図－2.2.4.1　水理特性試験の適用

2.2.4.1　排水機能

ジオテキスタイルの排水機能には面内方向通水性と垂直方向透水性があり，排水材として使用する場合には両者が，またろ過材として使用する場合には垂直方向透水性のみが設計上必要な特性である。

(1)　面内方向通水試験

不織布や排水を主体とした複合製品等のジオテキスタイルの面内方向透水性を評価することを目的とする。

1)　面内方向通水性の定義

面内方向通水性は以下の式で示され，記号 θ_h (Transmissivity) で表わされる。本試験は垂直方向載荷重下での試験であり，荷重による厚さの圧縮性を持つジオテキスタイルは厚さ（断面積）で割った透水係数よりも面内方向通水性の方が評価の面で扱い易く，またこの指標は設計においても直接使用可能である。

流量：$Q = k_h \cdot B \cdot t \cdot (\Delta H/L)$　　(2.2.4.1)

ここで $\theta_h = k_h \cdot t$ と定義すると θ_h は以下の式で表される。

$$\theta_h = \frac{Q \cdot B}{(\Delta H/L)} \quad (cm^2/sec) \qquad (2.2.4.2)$$

t　：ジオテキスタイルの厚さ（cm）

B　：ジオテキスタイルの幅（サンプル幅）　(cm)

k_h　：ジオテキスタイルの面内方向透水係数　(cm/sec)

ΔH：ジオテキスタイルに作用する水頭差　(cm)

L　：ジオテキスタイルの長さ（流長）　(cm)

2)　試験装置

試験の基本概念は，土の定水位透水試験と同じく供試体が水で飽和した状態でその両端に水頭差を与え，水を流し流量と時間を計測するものである。しかし，ジオテキスタイルの透水性を土に比べて高いことと，ジオテキスタイルには上載荷重による厚さの圧縮があることより，

①試験装置内流系の水頭損失を極めて小さくする。

②供試体垂直方向に載荷が可能である。

これらの事項に留意した試験装置でなければならない。

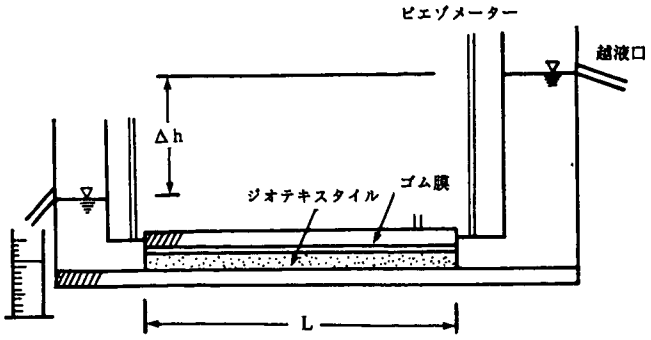
試験装置には大きく図－2.2.4.2(a),(b) に示す2つのタイプがある。主に(a) タイプは製品形状上（製品厚，幅が決められてる）流量が著しく大きくなってしまう場合（コア材を持つ複合製品等）に用いられ，(b) タイプは流量が比較的小さく，かつサンプル形状を自由に選択できる不織布等に適用できる。

(a) タイプでは剛性の高い板上のもの介して，また(b) タイプではセル内の空気または水圧により供試体垂直方向の載荷を行う。

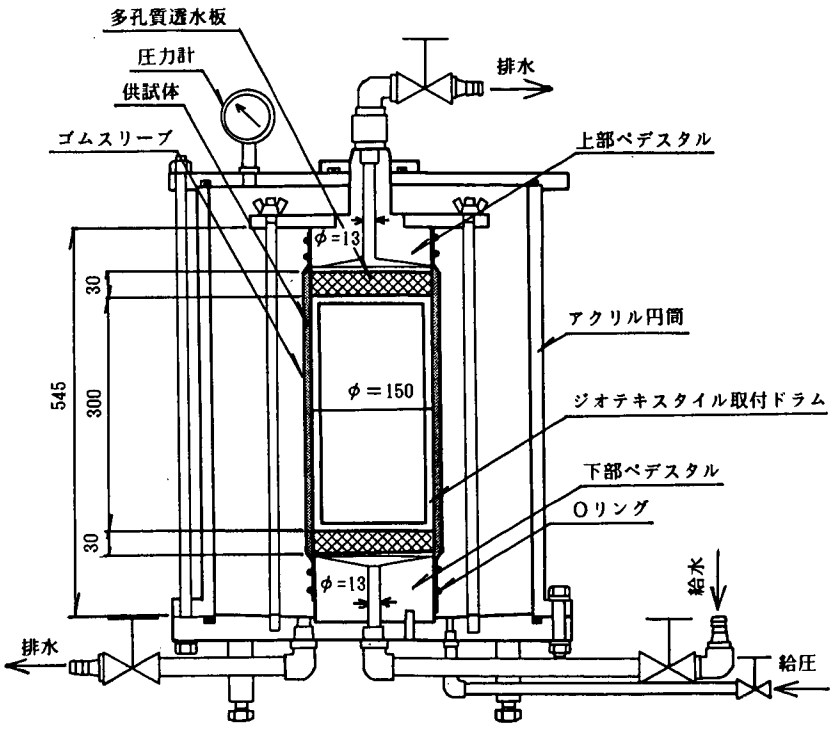
3)　試験条件

i）試験時間および試験回数

予備通水を行って計測流量値が安定した後，試験時間5分間内で三回の計測を行う。



タイプ(a)



タイプ(b)

図－2.2.4.2　面内方向通水試験機

ii）載荷条件

上載荷重は 0.5, 1.0, 2.0, 4.0kgf/㎠とする。ただし，ジオテキスタイル使用場所によってはこれ以上の上載荷重が必要な場合もある。

iii）サンプル形状

長さ（水を流す方向）30cm以上，幅10cm以上。ただし複合製品の中には断面形状が不規則なものがあり，その場合はこの限りではない。（例えば不織布の一部にパイプ状の物を挟んだもの等は，パイプ部を中心としてサンプル幅はパイプの間隔とする）

iv）動水勾配

0.5 以下とする。

v）試験用水

水道水でもよいが，好ましくは脱気水が望ましい。

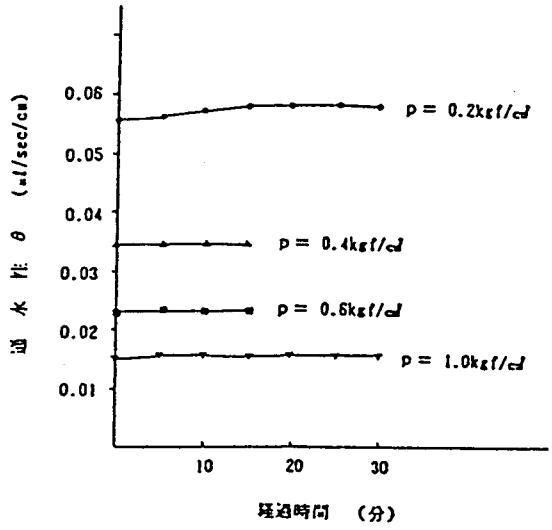
4) 試験上の留意点

i) タイプ(a) の装置では供試体をゴムスリーブ等で被覆し，その周囲からの漏水が透水容器に流入しないように止水を行う。面内方向通水性を過大評価する可能性があるため，十分注意しなければならない。

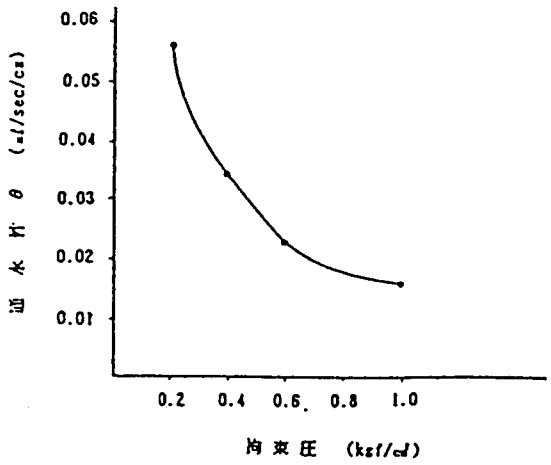
ii) タイプ(b) の装置では試験装置内の流系の損失水頭を予め把握しておく。

5) 試験結果例および整理

(b) タイプの試験装置を用いて実施した試験結果を面内方向通水性で（θ_h）で整理した例を図－2.2.4.3に示す。この結果を基に載荷重について整理すると，図－2.2.4.4に示すように面内通水性には上載荷重依存性が認められる。ただし，載荷重が大きくなると面内方向通水性は一定値に収束する傾向があるのが一般的である。



図－2.2.4.3 面内方向通水試験結果



図－2.2.4.4 面内方向通水試験結果上載荷重依存性

(2) 垂直方向透水試験

排水材として使用される不織布や排水を主体とした複合製品の被覆材および炉過材として使用される不織布や織布の垂直方向透水性を評価することを目的とする。

1) 垂直方向透水性は以下の式で示され，記号ϕ_vで表される。

流量：$\phi_v \cdot A \cdot \Delta H = k_v \cdot A \cdot (\Delta H/t)$ (2.2.4.3)

すなわち

$$\phi_v = \frac{Q}{A \cdot \Delta H} \quad (2.2.4.4)$$

又は

$$\phi_v = \frac{k_v}{t} \quad (2.2.4.5)$$

ϕ_v ：鉛直方向透水性（Permittivity）

k_v ：鉛直方向透水係数

t ：ジオテキスタイルの厚さ（流長） （cm）

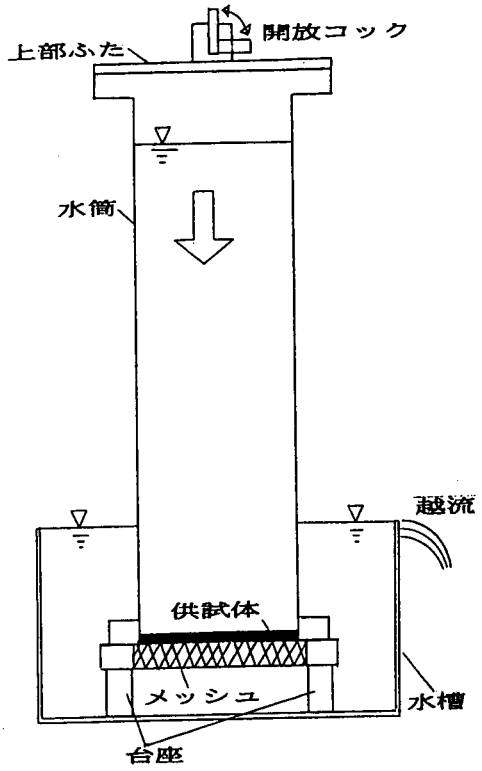
A ：透水断面 （cm^2）

ΔH ：ジオテキスタイルに作用する水頭差 （cm）

2） 試験装置

試験装置の概略図を図－2.2.4.5に示す。φ15cmの水筒，台座，メッシュ，水槽からなる試験装置で，供試体となるジオテキスタイルは水頭損失の極めて少ないメッシュ上に固定される。

試験方法は変水位で行い，上部ふたの開放コックを開けることによって通水を行い，任意の水位間の時間を計測し，透水係数を算出する。



図－2.2.4.5 垂直方向透水試験装置

3） 試験条件

i ）試験回数

計測値のばらつきも考慮して最低5回の試験を実施する。

ii）サンプル形状

供試体はφ15cm以上とし，水筒との隙間があってはならない。また供試体厚さは数枚を重ね合わせるなどして，1cm厚以上としなければならない。

iii）試験用水

水道水でもよいが，好ましくは脱気水が好ましい。

4） 試験上の留意点

i）ジオテキスタイルは薄手のものが多く，小数枚を供試体とする流長が小さく動水勾配をコントロールすることが極めて難しいため，多数枚を重ね合わせることにより流長を確保する。

ii）透水性の大きいジオテキスタイルは流速が大きいため，任意の水位間の時間を正確に計測することが困難であり，測定回数を増やすことによって測定値の信頼性を向上させる必要がある。

5） 結果の整理

ジオテキスタイルの厚さ（供試体厚み）を測定し，本試験より得られた計測値から次式でk_v，ϕ_vを求める。

$$k_v = 2.30 \frac{a \cdot t}{A(T_2 - T_1)} \log \frac{h_1}{h_2} \qquad (2.2.4.6)$$

$$\phi_v = k_v / t \qquad (2.2.4.5)$$

a ：水筒の断面積

t ：供試体厚さ

A ：供試体断面積

$T_2 - T_1$ ：測定時間

h_1 ：時刻 T_1 における水位差

h_2 ：時刻 T_2 における水位差

2.2.4.2 ろ過機能

ジオテキスタイルのろ過機能とは，土粒子形状の異なる2層間にジオテキスタイルを設置し，土中水の移動を妨げることなく，かつそれによる土粒子の移動を防ぐものである。

ジオテキスタイルに限らず，フィルター材にはろ過機能を満足するために下記3項目の特性が必要である。

①土粒子の通り抜けがあってはならない。

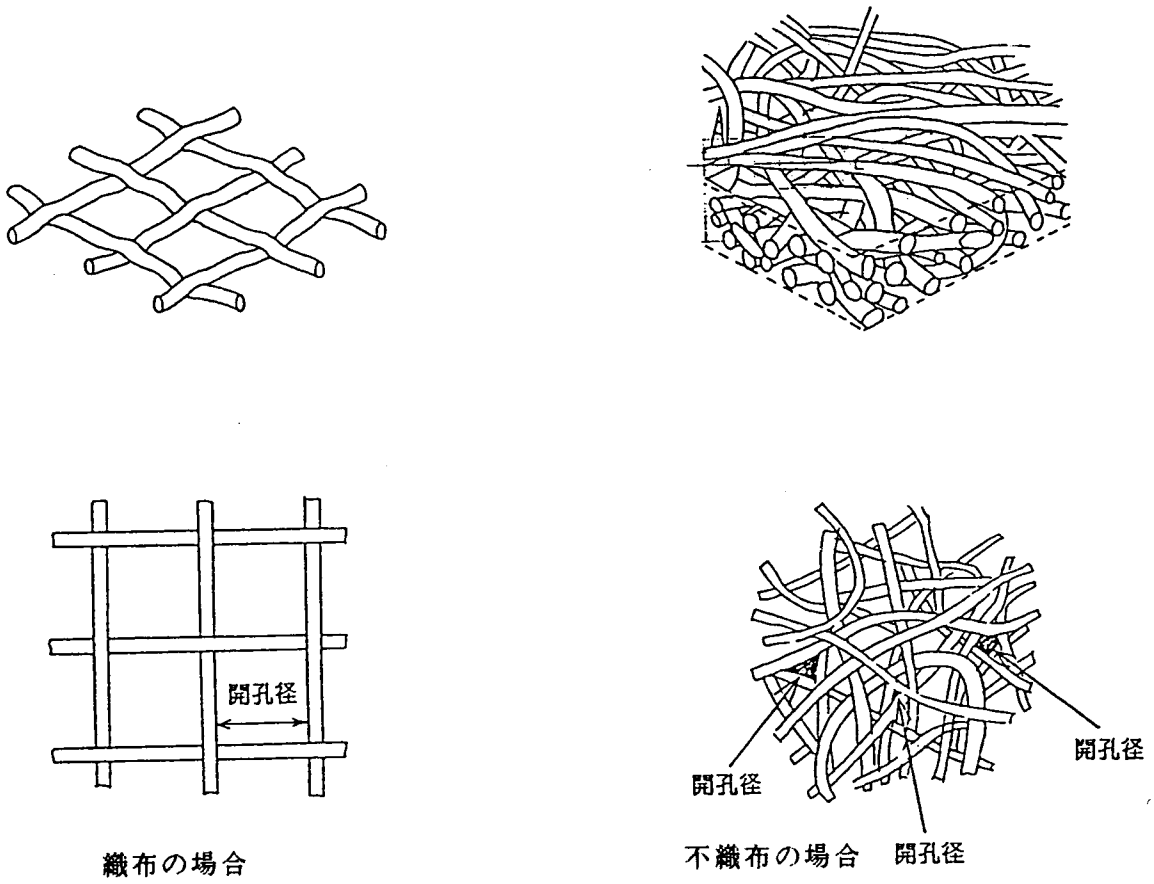
②ジオテキスタイルの垂直方向透水性が周辺の透水性よりも大きくなければならない。

③周辺土の土粒子の混入による目詰まりが生じてはならない。

したかって，ろ過機能を評価するためには，ジオテキスタイルの垂直方向透水性と周辺土の透水性の関係およびジオテキスタイルの開孔径（分布）と周辺土の粒度分布の関係が重要である。

ジオテキスタイルが土粒子を維持するメカニズムは，表面ろ過と呼ばれるジオテキスタイル表面での土粒子捕集する機構が主となるため，開孔径が小さいと土の細粒分まで捕集し目詰まりを起こしやすく，一方開孔径が大きすぎると細粒分を捕集できず不十分なろ過機能となる。

織布，不織布の開孔径概念図を図－2.2.4.6に示す。



図－2.2.4.6　織布，不織布の開孔径概念図

(1) 開孔径試験

ジオテキスタイルのろ過機能を評価する上で必要な試験であり，フィルター材として土粒子の通り抜けがないかを判断することを目的とする。

この試験法は未だ国際的に整理されたものがなく各研究機関等で研究が進められている。現在のところ最も信頼性の高い２つの試験方法を記述する。

また，開孔径を代表する指標として，開孔径分布の95％径（O_{95} ：ガラス粒子５％以下がジオテキスタイルを通過する場合の標準粒子径である）を見かけの開孔径〈ＡＯＳ（Apparent dpening Size）〉と称して示すのが主流である。

①乾式法（イギリス，アメリカ等で採用）

標準粒径のガラスビーズをジオテキスタイル上に置き，装置全体を振動させる(ふるい分け）。一定時間後通過したガラスビーズの粒径を調べＡＯＳを決定する。以下に湿式法の代表であるＡＳＴＭにて制定された試験法について記述する。

－ＡＳＴＭでの開孔径試験(Geotex, & Geomemb, in Civil Eng. p, 201)－

図－2.2.4.7に示すふるい分け試験装置を用い，ジオテキスタイルを通過する既知のガラス

粒子の径で決定される。

20cmφの試験片をふるい機に乗せ，50ｇの粒径分布の判っているガラスビーズをその上に乗せる。10分間ふるいをかけジオテキスタイルを通過したガラスビーズのパーセントを測定する。

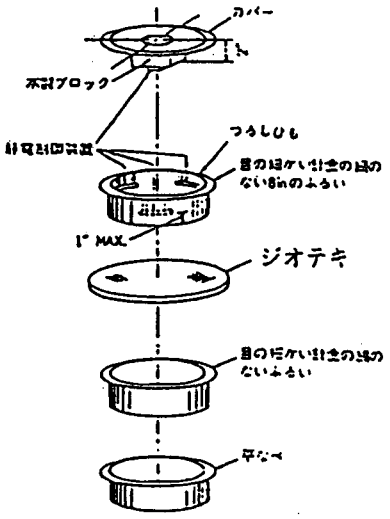
ジオテキスタイルを通過する粒子が５％を越えるまでこの操作を繰り返す。この時の標準ふるいの目開きをＡＯＳという。

②湿式法（主にヨーロッパで採用）

ジオテキスタイル上に粒度分布の判った土を置き

ｉ）水をスプレーしながら装置を振動させる方法

ii）装置ごと水槽に繰り返し浸漬を繰り返す（約2,000 回の浸漬）方法



AOS ふるい分試験装置

図－2.2.4.7　ふるい分け試験装置

上記何れかの手法の約24時間経過後のジオテキスタイル上の粒度分布を調べ，ＡＯＳを決定する。

ＡＳＴＭにて制定されている乾式法開孔径試験法は厚みの薄いジオテキスタイルに適用され，厚い（１㎜以上）ジオテキスタイルの場合はガラスビーズがジオテキスタイルを通過せず，空隙の中に入り込んでしまいガラスビーズを捕集する結果となり好ましくない。厚いジオテキスタイルは時間はかかるが，湿式法による評価が好ましい。

(2) 目詰まり試験

ジオテキスタイルの目詰まりは，隣接する土の粒径や浸透水の状態（流速，流れの状態，イオン，浮遊物等の水の成分などの要因）によって大きく影響されるものであり，その意味で現場において実際に用いられる土およびジオテキスタイルの組合わせに対して試験を実施し，その特性を把握することが望ましいと考えられる。

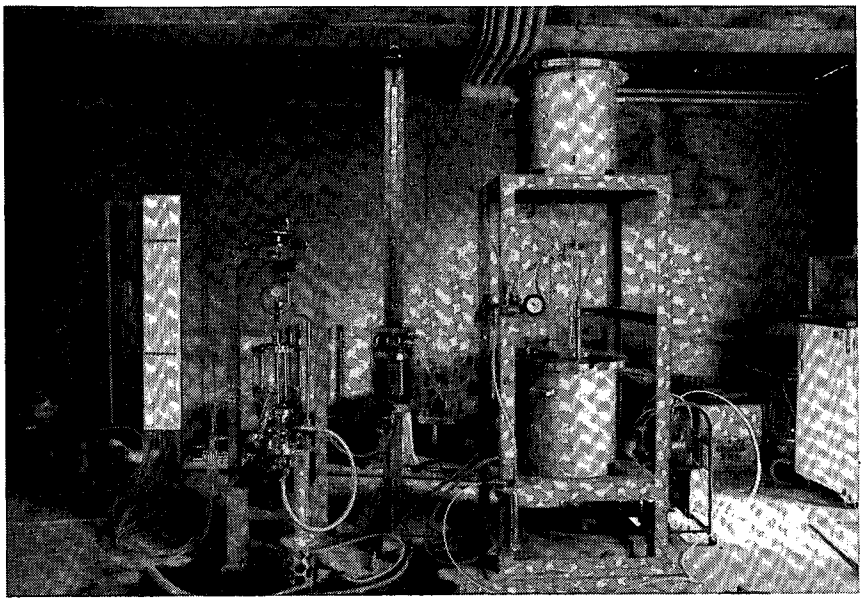
現在普及型の目詰まり試験方法はなく，今後の研究によるところであるが，一方向の定常的な浸透に対する目詰まりを評価する方法として動水勾配比試験と呼ばれるものが提案されている。

1) 試験装置

ここに紹介するのは，Calhoun の提案による動水勾配試験装置を基に，土木研究所で作製したものである。この装置は，土／ジオテキスタイル供試体を詰めた円筒容器の側面にピエゾメーターを設置して，一定浸透圧の基で長期的な動水勾配の変化をピエゾメーターで調べることができる。

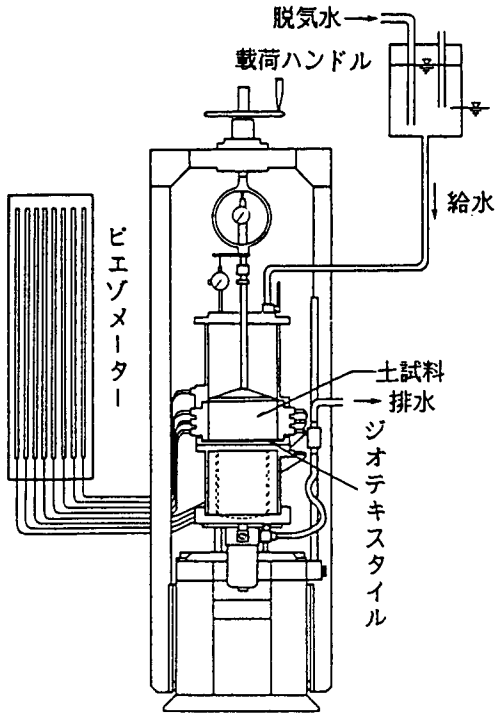
図－2.2.4.8 および写真－2.2.4.1 に示すのは，今回試験に用いた装置で，ジオテキスタイル

の垂直方向の透水試験と目詰まり試験とが行えるジオテキスタイル用動水勾配比用試験装置である。この試験装置は，本体（試験容器および載荷枠），マノメーターおよび同台枠，定水位給水装置（マリオット管式）ならびに脱気水作製装置・給水装置からなる。長期間供試体に給水し続けると，通常の水道水では水中に溶解している空気が供試体内に残り，透水性が悪くなるため連続的に脱気水を供給し得る回路が必要である。

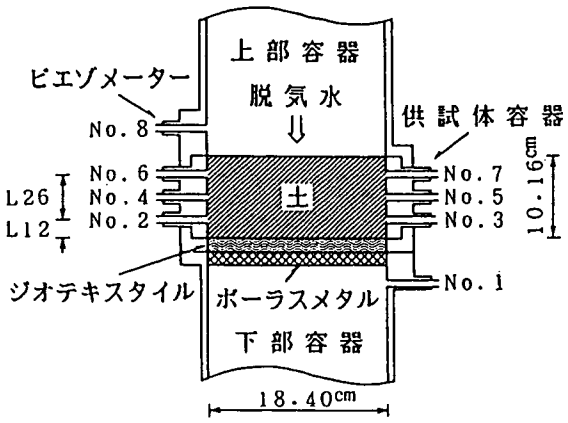


写真－2.2.4.1　動水勾配比試験実験装置の全景

本体の試験容器はアクリル製で，さらに給水側の上部容器，排水容器，排水側の下部容器，および中央部分の供試体からなる（図－2.2.4.9）。供試体容器は内径 184㎜で，このなかに突き固めもしくは圧密によって作製した高さ約10cmの土試料を置き，下面部にジオテキスタイルを敷設して，上下部の各容器内に挟み込んでセットする。また，ピエゾメーターは土／ジオテキスタイルの目詰まり試験を行う場合に，土試料内の長期的な動水勾配の変化を調べるものであり，供試体の下面から2.54cm（１インチ）の間隔で供試体容器側面に設置してある。



図－2.2.4.8　動水勾配比試験装置（上載荷圧型）



図－2.2.4.9　試験容器および供試体

2)　試験方法

供試体の作製は，上下部の容器にジオテキスタイルを挟み込み，上部の容器に土試料を詰める。土試料は，現地で用いる材料を突き固めもしくは圧密によって高さ10cmに詰め，十分飽和させておく。土の突き固めは現地ての締め固め条件と同じにすることが望ましい。

次に，使用する水は，空気が供試体内に留まらないように脱気水を用いる。通水時間については，現段階でどの程度の時間が通用か不明であるが，最低でも1000時間以上の通水が必要であると考えられる。

3)　試験結果の整理

土／ジオテキスタイル供試体の平均透水係数の径時変化を整理する。これによって，長期的なジオテキスタイルの透水性を，ジオテキスタイル単体の場合と比較してどの程度に評価して良いのかが分る。

また，Calhoun は，その結果を用い次式で定義される動水勾配比を計算することを提案し，実験結果から許容し得る最大の動水勾配比を 3 以下としている。

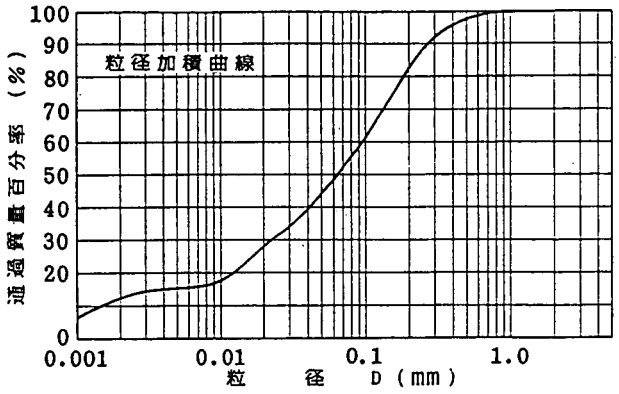
$$GR = \frac{(P_1 - P_2)/L_{12}}{(P_2 - P_6)/L_{26}} \qquad (2.2.4.7)$$

ここに，GR ：動水勾配比，$P_{1,2,6}$ ：試料の側面に設置したNo.1, 2, 3 の各ピエゾメーターの水頭（図－2.2.4.9 参照），L_{12}，L_{26} ：前記のピエゾメーター間の距離である。

4) 試験結果の一例

i）試験条件

ジオテキスタイルA（ポリエステル製長繊維不織布，厚さ3㎜）とジオテキスタイルB（ポリエステル製長繊維不織布，厚さ1.5 ㎜）である。土は図－2.2.4.10の粒度曲線で示される砂質シルトで，粒度分布が良く締め固めるとかなり透水性が小さくなる。また，通水する水は長期の通水で供試体内に空気が留まらないように脱気水を用いた。

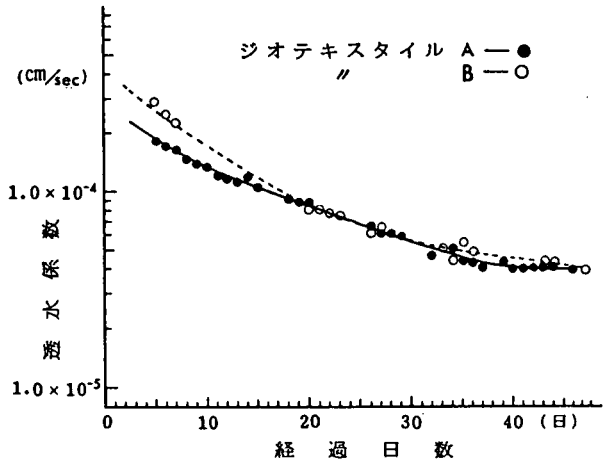


図－2.2.4.10 試験に用いた土の粒度分布

供試体は，ジオテキスタイル上面に約10cmの突き固めた土試料とした。試験は突き固めただけの土／ジオテキスタイル供試体の目詰まり特性を調べる意味で，上載荷重を加えない状態で，約1000時間を目標に通水した。

ii）試験結果および考察

図－2.2.4.11に上記に示した2種類のジオテキスタイルを用いた場合の土／ジオテキスタイル供試体全体としての平均透水係数の経時変化を示す。図から分るように，ジオテキスタイルA，ジオテキスタイルBともに日数の経過とともに通水量が減少し，透水係数も低下の傾向を示す。



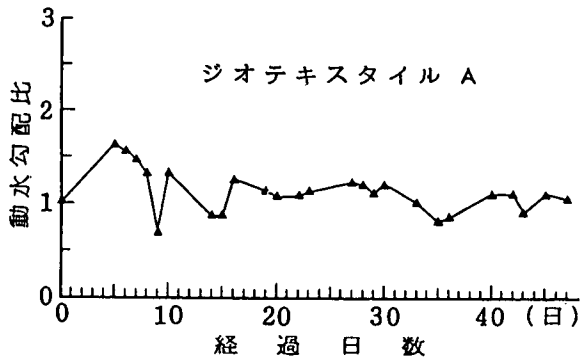
図－2.2.4.11 平均透水係数の経時変化

ジオテキスタイルの違いによらず透水性の低下の傾向は同じであり，約1000時間の連続通水によって初期の透水係数に比べると約１オーダーの低下になっている。長時間の通水による土中の細粒分の移動によってジオテキスタイルが目詰まりし，あるいはジオテキスタイルの上部に細粒分を主体とするフィルター層（Self-Induced-Filter)が形成されたものと思われる。

またジオテキスタイルＡでは，42～47日の間で通水量がほぼ一定値に落ち着いており，このあたりが目詰まり収束点であることが予想される。ジオテキスタイルＢの場合，47日経過時点でも多少低下傾向はみられるものの，ほぼ一定値に近づいてきたものとみなして良いと考えられる。

ジオテキスタイルＡについて，供試体面に設置したピエゾメーターによる間隙水圧の測定結果を基に，（2.2.4.7）式で得られる動水勾配の経時変化を求めたものを図－2.2.4.12に示す。透水係数に比べると，ばらつきがかなり大きいことが，これは計測用のピエゾメーターの読み取り誤差が（2.2.4.7）式における上下の両項に反映されるためであると考えられる。間隙水圧の読み取りの精度がかなり高くないと正確な動水勾配比を求めることは難しいといえる。

図－2.2.4.12から明確な傾向はつかみにくいが，大まかにみて試験期間を通じてほぼ1.1前後の動水勾配比のままで推移しており，特にジオテキスタイルの部分だけが目詰まりを起こしているのではないと考えられる。この結果が前述の透水係数の低下と直接結びつくものではないが，ある程度は土供試体の下方に透水性の多少小さなゾーンが形成されていることを示していると考えられる。



図－2.2.4.12　動水勾配比の経時変化

5）試験結果の適用

本試験は，実際に使用される土とジオテキスタイルを用いて，その複合体的な長期の浸透，目詰まり特性を直接評価し得る試験法であり，その結果はそのままの形で設計に用いることができるものと考えられる。しかしながら，試験に長期間を要するため全ての場合に本試験の実施を課することは実際的ではない。現段階では，ジオテキスタイル単体の空隙の大きさの分布を測定するための開口径の試験結果から判断する方法がいくつか提案されており，それらに従ってジオテキスタイルの目詰まりの有無を判断する方が適当であろう。しかしながら，本試験を実施しさまざまなジオテキスタイルと土の組合せに関するデータを蓄積していき，ジオテキスタイルの開口

径の試験結果との対応を図っていくとも重要であり，そこに本試験の意義があるものと考えられる。

(3) ろ過機能基準

ジオテキスタイルのろ過機能基準について諸外国で多くの実験，研究が行われているが，統一されていないのが現状である。

ここではアメリカの道路連邦局（＜ＦＨＷＡ＞Federal Highway Administration）とフランスジオテキスタイル＆ジオメンブレン協会（＜ＣＦＧＧ＞French Comitee on Geotextiles & Geomembrane)およびDr. Giroud提案のろ過機能基準を示すこととする。

①ジオテキスタイル垂直方向透水性基準

フィルター材として使用されるジオテキスタイルの垂直方向透水性基準は以下の式を満足しなければならない。

$$k_v > \lambda_p \cdot k_s \qquad (2.2.4.8)$$

k_v：ジオテキスタイルの垂直方向透水性

λ_p：指数（動水勾配，ジオテキスタイルの厚さ，使用される環境条件等種々の関数で示され，また安全率として扱う場合もある。）

k_s：土の透水係数

表－2.2.5にGiroud，FHWA，CFGGより提示されているλ_pを示す。

表－2.2.5　各研究機関より提示されたλ_p

研究機関	λ_p	適　用　範　囲
Giroud(1988)	i_s	
FHWA	1	動水勾配が小さく安定土壌
	10	動水勾配が大きく非安定土壌
CFGG	10^3 Tg	動水勾配が小さく，周辺土は砂
	10^4 Tg	動水勾配が小さく，周辺土は粘性土
	10^5 Tg	動水勾配が大きい

i_s：土中の動水勾配

Tg：ジオテキスタイルの厚さ（m）

②ジオテキスタイルの土粒子保持基準

ジオテキスタイルの土粒子保持基準は以下の式を満足するものでなければならない。

$$O_{95} < \lambda_R \cdot d_{85} \qquad (2.2.4.9)$$

O_{95}：ジオテキスタイルのＡＯＳ（Apparent Opening Size）

λ_R：指数

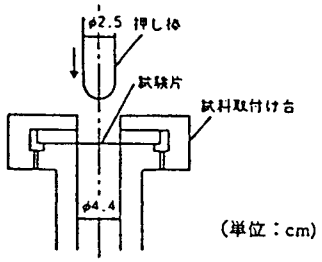
d_{85}：周辺土の粒径加積曲線の重量85％に相当する土粒子径

2.2.5　破壊特性

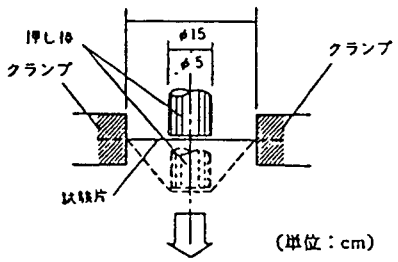
ジオテキスタイルを用いた土構造物の築造にあたっては，施工時における材料の安全性についての配慮が必要である。施工時に重機がジオテキスタイル上を直接走行しないように注意することは当然のことである。盛土材に礫分が多く含まれているような場合，特に転圧時や撒き出し時において，引き裂きや礫等の落下・貫入によるジオテキスタイルの損傷が予想されるので，これらに対する安全性を以下に述べるような室内試験等によってあらかじめ評価検討しておく必要がある。

(1)　貫入試験

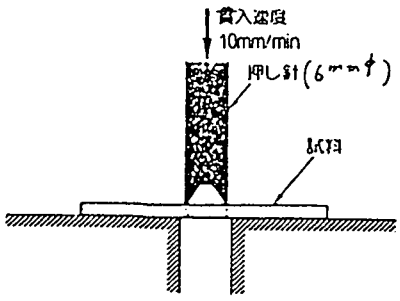
貫入試験は，種々のロッドをジオテキスタイルに押し付けて破壊時の強さを測定し，礫時の貫入によりシートに穴があく状態を模したものである。試験方法としては，図－2.2.5.1～図2.2.5.3に示すような方法が提案されている。



図－2.2.5.1　JIS L1096（B法）の破裂強さ



図－2.2.5.2　CBR試験に準ずる貫入試験



図－2.2.5.3　SM式貫通抵抗試験

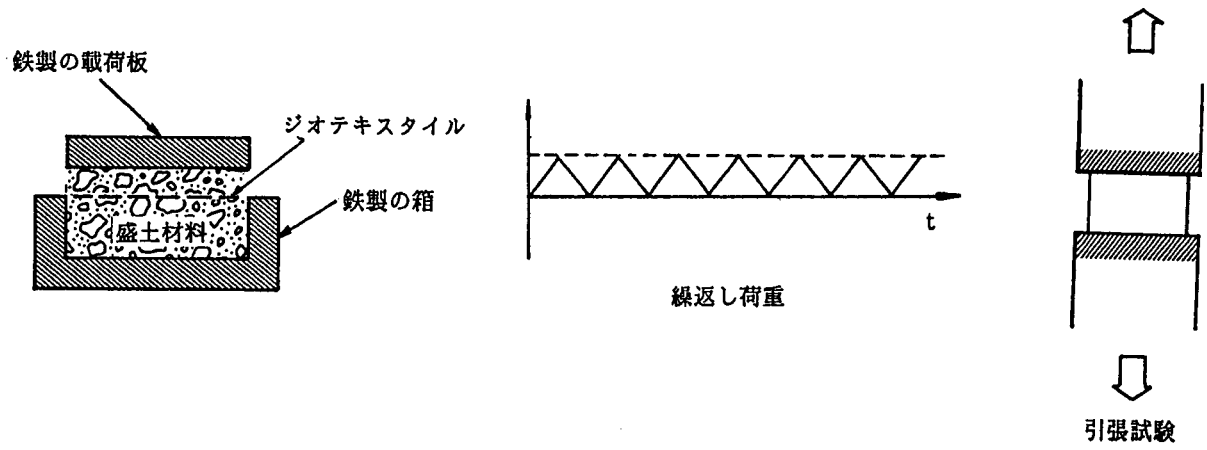
(2) 施工中の損傷の程度を調べるための試験

盛土材に礫分が多く含まれ転圧時にジオテキスタイルの損傷のおそれがある場合は，事前に実際に使用される盛土材を用いた転圧試験を実施し，転圧中の損傷に対する安全性を確認するとともに，損傷が考えられる場合には，しかるべき材料安全率を設定する必要がある。安全率は転圧試験前後での引張強度保持率により決定するのがよい。

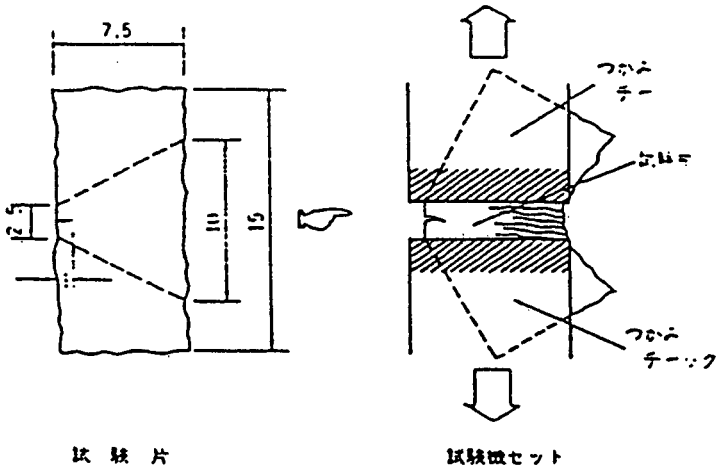
転圧試験としては，実際に使用する重機を用いた試験施工を実施するのがよい（写真参照）。ただし，施工中の損傷の受けやすさについて製品間の比較を行う目的であれば，下図に示すような室内試験によって繰り返し荷重を加えたのち，引張試験により強度保持率を調べてもよい。

(3) 引裂試験

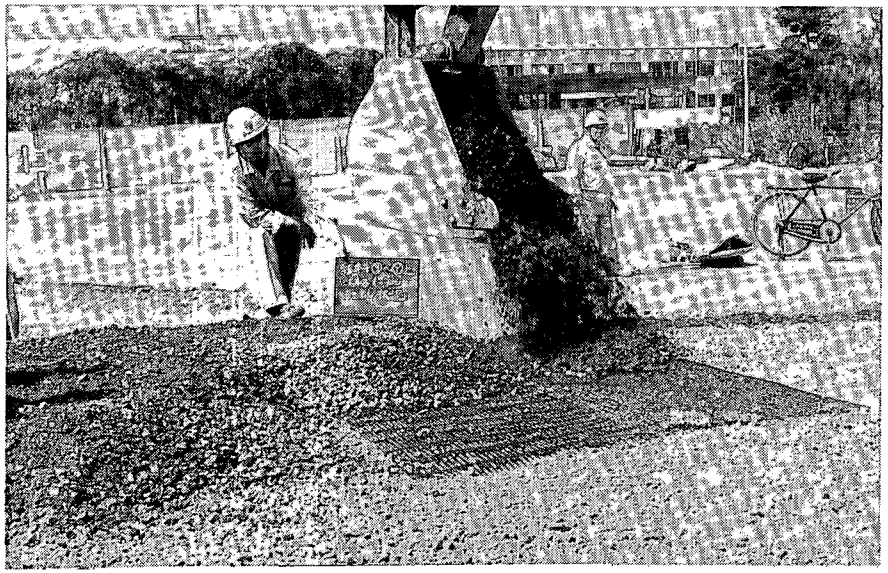
引裂強さの試験では，トラペゾイド法が最も現場での挙動をよく再現していると思われるので，試験法としてはJIS L 1096のトラペゾイド法を準用する。図－2.2.5.4に試験片と試験後の状態図を示す。



図－2.2.5.4　室内における転圧試験



図－2.2.5.5　引裂試験方法



a） 盛土材撒出し状況



b） ブルドーザによる転圧状況



c） ランマーによる転圧状況



d） 転圧後のサンプル取り出し

写真－2.2.5.1 施工中の損傷程度を調べる転圧試験

2.2.6　耐久性

ジオテキスタイルの耐久性とは土構造物内のジオテキスタイルがおかれる環境条件のもとで，要求される期間に応じてその機能を保つことのできる特性をいう。土木資材として利用するジオテキスタイルは土構造物で適用する使用目的および機能を満足する適切な耐用年数（耐久性）を有する必要がある。

土構造物におけるジオテキスタイルは土中に埋設されて使用するのがおもな用途であり，本マニュアルで示した試験によった特性値はわが国の土中における一般の環境条件のもとで十分に適用可能なものである。わが国の土中における一般の環境条件とは，温度－5～30℃，pH5～9の範囲で多量の有害な化学成分を含まない条件をいう。したがって，ジオテキスタイルを用いた補強土の設計にあたっては，目的に適合した試験に基づき品質が保証されているもの，もしくは，所要の品質を有していることをそれらの試験によって確認したものを使用することが必要である。

ジオテキスタイルはプラスチックや繊維等の高分子材料を原料とした土木資材である。その歴史は30年程度とコンクリートや鉄筋に比べて土木分野における歴史が比較的浅いものである。しかし，最近においてはその発展がめざましく，従来のものに比べて耐久性の高いジオテキスタイルが出現しているため，今後はその耐用年数に期待して土構造物の機能や耐荷力を高め，より耐久性がある土構造物を構築することが可能となってきている。

一方，土中の環境条件には種々のものがあり，ジオテキスタイルの劣化原因となる各要因も複雑に相互関与すると思われるため，ジオテキスタイルの耐久性を評価する試験や手法を一概に決められないというのが現状である。しかし，わが国においては温泉地帯や噴気ガスが発生する場所等の苛酷な環境条件もあり，その場合，引張補強用のジオテキスタイルでは応力腐食を異常に促進され，期待されていた土構造物の耐用期間を全うできないことも想定される。そのような土中環境が想定される時には耐久性に関して十分な調査・検討を行い，また必要に応じて事前に試験を行い特性を確認し，それらの結果を参考にして使用材料の決定や対策を講じることが望ましい。

本節では，耐久性を評価する試験として，耐候性試験・耐薬品性試験（化学的安定性試験）およびその他の耐久性試験について説明する。これらの試験の内で耐候性試験・耐薬品性試験（化学的安定性試験）はジオテキスタイルの耐久性を確認する上で重要な試験であるので必ず実施して，その特性を明らかにしなければならない。その他の耐久性試験には特殊環境条件下のクリープ試験・耐微生物試験があり，これらは必要性に応じて実施することとする。

以上の耐久性を評価する試験は標準的な引張試験に比べデータのばらつきが大きくなる場合もあり，データ整理段階の試験の平均値と標準偏差の偏りを小さくするため，供試体数は可能な限り多い方が望ましい。また，その結果得られる特性の平均値・下限値・変動係数についても十分な吟味を行い，実際の使用状況を考慮して土構造物が十分な耐久性を持つように検討することが重要である。

2.2.6.1　耐候性試験

ジオテキスタイルが巻込み工法のようにのり面で露出した状態にある場合，ならびに，施工前の保管が暴露状態にある場合においては，ジオテキスタイルが長期間にわたり直射日光・雨雪にさらされ

ることがある。このような状態においてジオテキスタイルが紫外線・晴雨による乾湿繰返し等の自然条件の影響を受け，時間の経過とともに強度劣化を起こす可能性も想定され，その影響を確認する必要がある。その影響を調べる試験としては屋外暴露と促進暴露とがあり，試験結果はそれらの試験による適切な暴露時間後に外観変化と引張強さ・破断ひずみ等を求める。引張強さは，引張強さ保持率（＝暴露後の引張強さ／暴露前の引張強さ）で整理するのがよい。ただし，この試験法は無負荷状態の試験法であり，ジオテキスタイルが引張力を受けた状態では劣化が促進されるので，そのような場合には実際の使用状態に十分注意することが望ましい。

(1) 屋外暴露試験

試験は，JIS A1410(プラスチック建築材料の屋外暴露試験方法）を準用して行うが，以下の条件を満足しなければならない。

①試験の開始時期：3月，4月，9月，10月の中から選択するものとし，試験結果にはその時期を明記すること。

②暴露時間[1)]：100, 200, ……, 2000, 4000, 8000, 12000, 16000, 20000, ……, 40000 hr

③供試体数：暴露時間ごとに5個以上を目安として行う。

④供試体幅：特に規定しないが，促進暴露試験と同一とし，暴露前後の引張試験時の幅も同一とすること

注1）暴露時間は目安値として列挙したものであり，試験に供するジオテキスタイルの引張強さ保持率の変化の度合いがわかるように，途中の時間を適切に省略または変更してもよい。また，引張強さ保持率の平均値が30％を下回った場合には，その時を暴露試験終了の目安としてよい。

注2）試験結果には暴露場所の所在地を明記すること。

注3）引張試験の条件は，2.2.3.1引張特性の共通条件に準じること。なお，共通条件と異なる条件下で試験を行なった場合には，その旨を明記しなければならない。

(2) 促進暴露試験

促進暴露試験は屋外において起こるウェザリング条件を人工的に紫外線エネルギーや水のスプレーサイクル等を多くして，屋外暴露の条件を速めようとする試験である。一般に促進と屋外暴露相互の間には経験的に相関があるという意見が多く（厳密な意味ではその程度が種々の材料により異なる場合もある），総じて促進暴露で劣化が著しい試験体は屋外暴露においても劣化がはなはだしいようであり，その意味で促進暴露試験は重要な試験と考えられる。簡便的には促進暴露500時間が屋外暴露1年程度に相当すると推定する場合もある。

なお，促進暴露試験に用いられる光源の種類にはWV型（紫外線型）・WS型(サンシャイン型)・WX型（キセノンランプ型）がある。ＪＩＳではWV型・WS型が主流となっているが，ＩＳＯの規格ではWV型が含まれておらず，促進試験においてはこのような最新の動向に注意を払っておくことも必要である。

ここでは，JIS A1415（プラスチック建築材料の促進暴露試験方法）のＷＳ型を準用して行うが，以下の条件を満足しなければならない。

①光 源 の 種 類：WS型

②ﾌﾞﾗｯｸﾊﾟﾈﾙ温 度：63±3℃

③ｽﾌﾟﾚｰｻｲｸﾙ：120分中18分

④暴 露 時 間 [1)]：100, 200, 400, 600, 800, 1000, 2000, 4000, 6000, 8000, 10000 hr

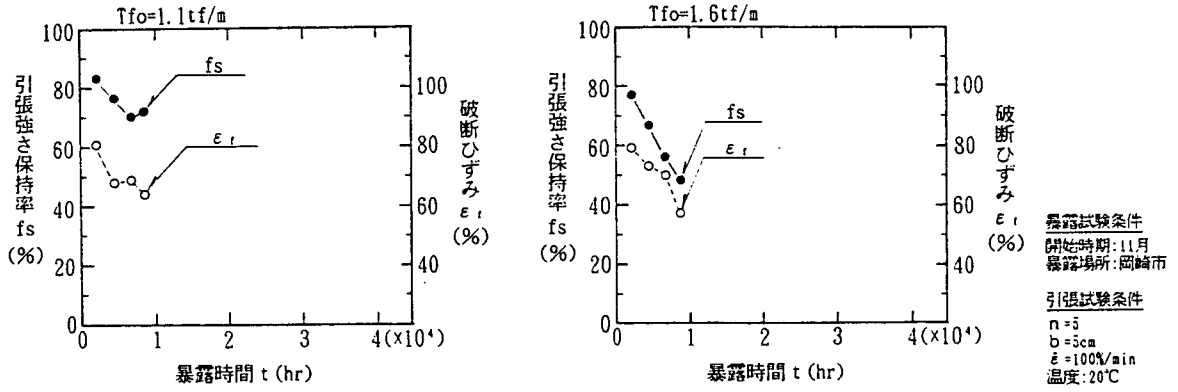
⑤供 試 体 数：暴露時間ごとに5個以上を目安として行う。

⑥供 試 体 幅：特に規定しないが，促進暴露試験装置内に入れることができて促進に影響を与えない適切な幅とし，暴露前後の引張試験時の幅は同一とすること。

注1）暴露時間は目安値として列挙したものであり，試験に供するジオテキスタイルの引張強さ保持率の変化の度合いがわかるように，途中の時間を適切に省略または変更してもよい。また，引張強さ保持率の平均値が30%を下回った場合には，その時を暴露試験終了の目安としてよい。

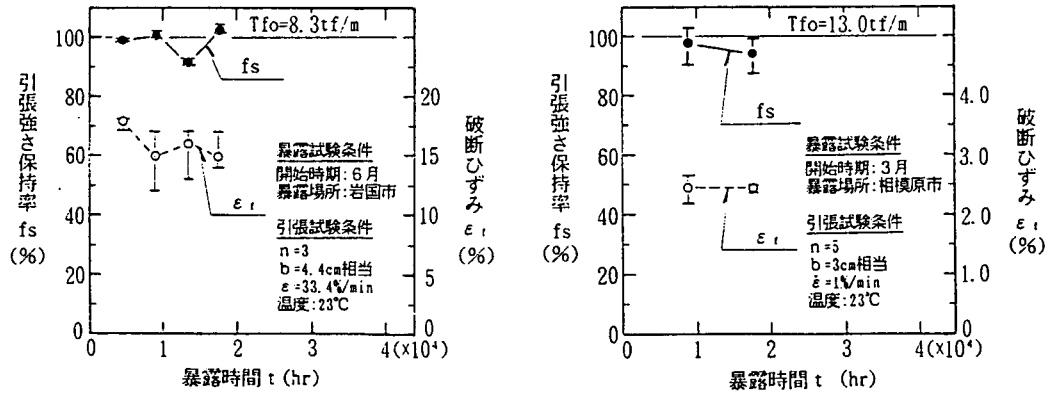
注2）引張試験の条件は，2.2.3.1引張特性の共通条件に準じること。なお，共通条件と異なる条件下で試験を行なった場合には，その旨を明記しなければならない。

(3) 試験結果の例



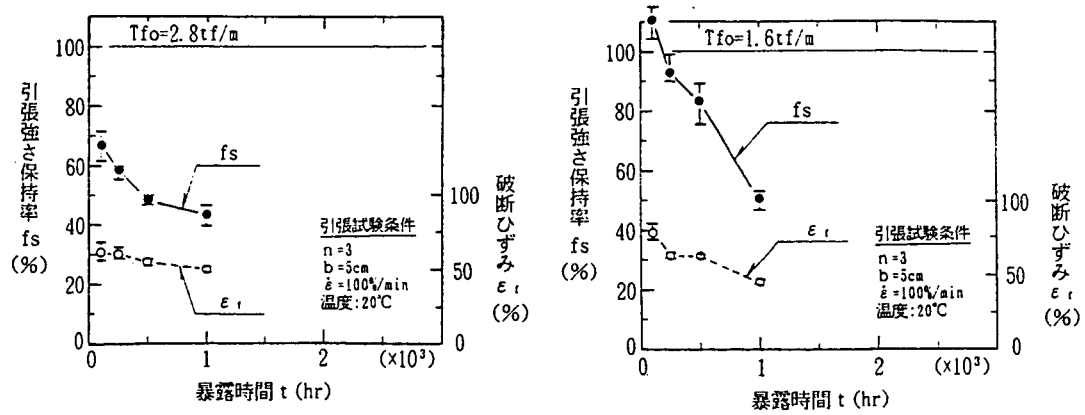
a） 不織布（色相：黒）　　b） 不織布（色相：白）

図－2.2.6.1 不織布（A社）の耐候性（屋外暴露）



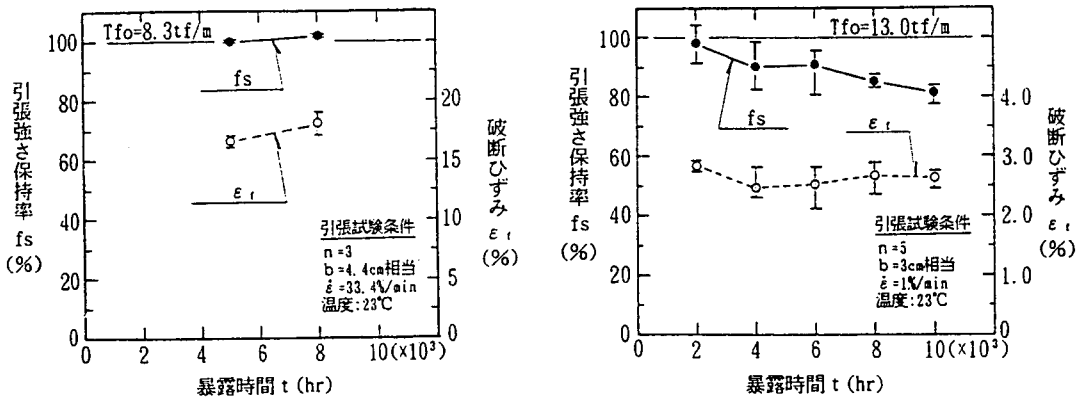
a） ジオグリッド（D社）　　b） ジオグリッド（E社）

図－2.2.6.2 ジオグリッドの耐候性（屋外暴露）



a） 不織布（A社，色相：黒）　　b） 不織布（C社，色相：茶）

図－2.2.6.3　不織布の耐候性（促進暴露）



a） ジオグリッド（D社）　　b） ジオグリッド（E社）

図－2.2.6.4　ジオグリッドの耐候性（促進暴露）

2.2.6.2　耐薬品性試験（化学的安定性試験）

土中に埋設されたジオテキスタイルは，わが国の一般的な土のｐＨが５～９の範囲にあるため，通常，ジオテキスタイルの劣化が起こることは少ないと思われる。しかし，土木資材として利用されるジオテキスタイルは極めて長期間にわたりその機能を保つことが要求されるため，一般的な土に用いる場合においても，その点を加味して使用目的と期間に応じた適切な耐久性を有することを確認する必要がある。さらに，わが国での温泉地帯（ｐＨ＝1.0～9.95）やセメント系固化材による改良地盤（ｐＨ＝10～13）等の特殊条件下においてジオテキスタイルが使用される場合には，それらの化学成分によるジオテキスタイルの用途に応じた特性値の低下の度合いを把握しておくことが重要である。土中の化学成分がジオテキスタイルに与える長期的な影響については，現在のところ実際の長期観測データの蓄積が少なく，現場データと室内での加速試験データとの関連も十分なものとなっておらず，まだ研究途上と考えられる。しかし，一般的なプラスチック材料ではＪＩＳで耐薬品性試験としてその方法が定められている。したがって，ここでは同様に簡便的な静的浸漬試験と呼ばれる化学的安定性を調べる方法について示す。

本法はジオテキスタイルを対象とする環境液中に一定時間浸漬し，その後にジオテキスタイルの用

途の評価項目に応じた特性を求める試験を行い，その特性値の変化から化学成分による影響を評価しようとするものである。例えば，引張補強用のジオテキスタイルであれば評価特性が引張強さということになり，試験結果は引張強さ保持率（＝浸漬後の引張強さ／浸漬前の引張強さ）で整理するのがよい。この方法は加速試験として比較的簡単に行うことができ，ジオテキスタイルの耐薬品性（化学的安定性）に関して大略の長期的な傾向を判断することができる。

(1) 試験方法

この試験は，ジオテキスタイルに荷重が作用していない状態の耐薬品性（化学的安定性）を調べるものである。また，同時に長期にわたる土中の化学成分による劣化の度合いをある程度把握するため，溶液濃度や試験温度を常態より高く設定し，化学的影響の環境条件を加速させたインデックス試験として定めたものである。したがって，この試験により実際の土木資材で要求される長時間経過後の状態が短時間で得られる。ただし，一般の用途から考えて溶液の種類によっては条件的に厳しい試験環境と考えられる場合もあるので，ジオテキスタイルの設計用値として化学的安定性の材料安全率を設定する際には，この試験結果を参考に工学的な判断を加え材料安全率を設定するのがよい。

試験は，JIS K7114（プラスチックの耐薬品性試験方法）を参考にして行うこととし，以下の条件を満足しなければならない。

①試 験 液：試験液はジオテキスタイルの用途に応じて，以下に示す条件を満足するものとする。

a）土の一般条件A（pH＝6～8）で使用するジオテキスタイルに対して

イ）蒸留水

ロ）塩化ナトリウム　3.0 %溶液（NaCl　3.0 %重量比）

ハ）水酸化カルシウム0.01%溶液（$Ca(OH)_2$ 0.01%重量比）
ニ）水酸化ナトリウム0.01%溶液（NaOH 0.01%重量比）　} 約pH11

ホ）硫酸　0.01%溶液（H_2SO_4 0.01%重量比）
ヘ）塩酸　0.01%溶液（HCl 0.01%重量比）　} 約pH 3

b）土の一般条件B（pH＝5～9）で使用するジオテキスタイルに対して

イ）蒸留水

ロ）塩化ナトリウム　3.0 %溶液（NaCl　3.0%重量比）

ハ）水酸化カルシウム0.01%溶液（$Ca(OH)_2$ 0.1%重量比）
ニ）水酸化ナトリウム0.01%溶液（NaOH 0.0%重量比）　} 約pH12

ホ）硫酸　0.01%溶液（H_2SO_4 0.0%重量比）
ヘ）塩酸　0.01%溶液（HCl 0.0%重量比）　} 約pH 2

c）特殊条件（pH≦4，pH≧10）で使用するジオテキスタイルに対して

イ）蒸留水

ロ）塩化ナトリウム　3 %溶液（NaCl　3 %重量比）

ハ）水酸化カルシウム　飽和溶液（$Ca(OH)_2$ 0.14%重量比）

ニ）水酸化ナトリウム　10%溶液（NaOH　10%重量比）

ホ）硫酸　　10％溶液（H_2SO_4　　10％重量比）

ヘ）塩酸　　10％溶液（HCl　　10％重量比）

②浸漬温度：50±2℃

③浸漬時間：250, 500, 750, 1000 hr

④供試体数：試験液および浸漬時間ごとに5個以上を目安として行う。

⑤供試体幅：特に規定しないが，恒温槽内に入れることができる適切な幅とし，浸漬前後の引張試験時の幅は同一とすること。

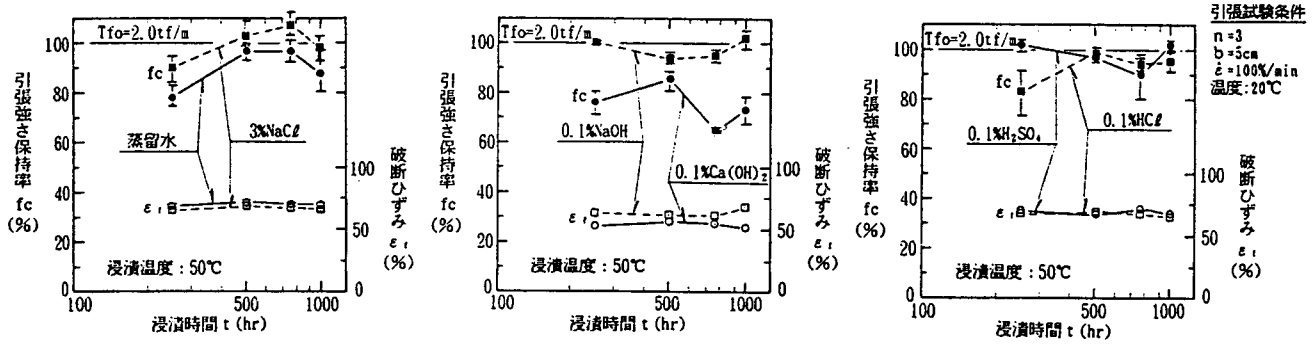
⑥評価特性：引張強さ・破断ひずみ，および用途（排水・分離等）により重量も測定する。

注1）供試体の両端はキャッピング等の端部保護を行わずに試験液中に浸漬しなければならない。

注2）試験期間中に試験液の液面高さと濃度を一定に保つようにするため，試験液はその蒸発とジオテキスタイルの溶解の程度に応じて，適切な日数ごとに攪拌ならびに交換すること。

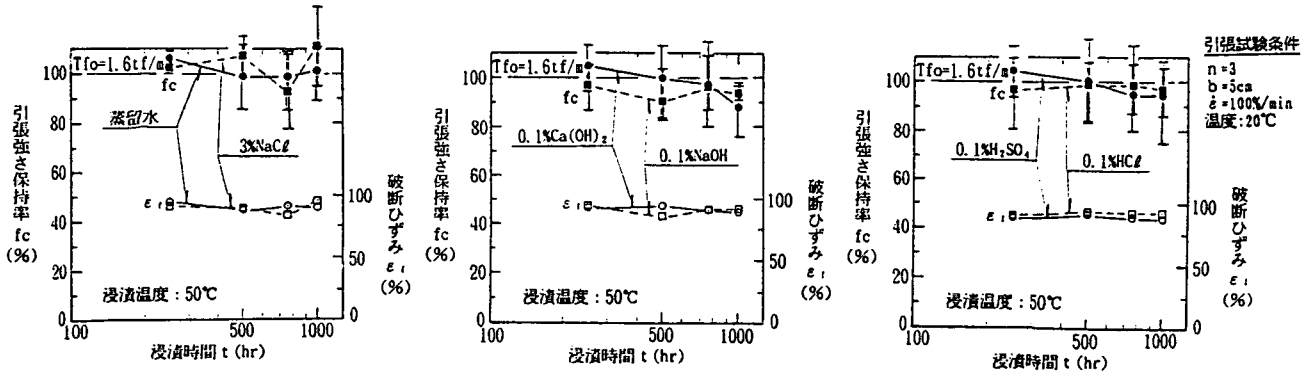
注3）引張試験の条件は，2.2.3.1引張特性の共通条件に準じること。なお，共通条件と異なる条件下で試験を行なった場合には，その旨を明記しなければならない。

(2) 試験結果の例



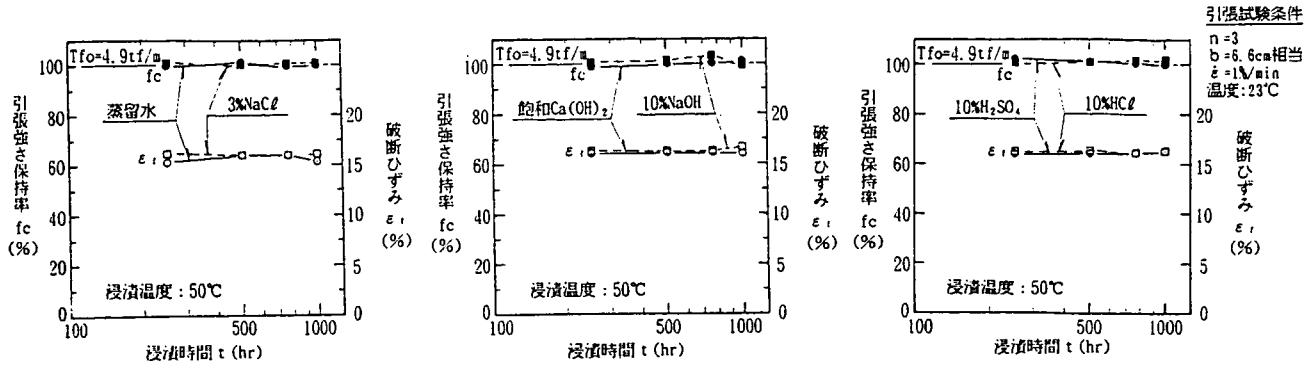
a）　水・塩水の影響　　b）　アルカリ性溶液の影響　　c）　酸性溶液の影響

図－2.2.6.5　不織布の耐薬品性（B社：一般条件）



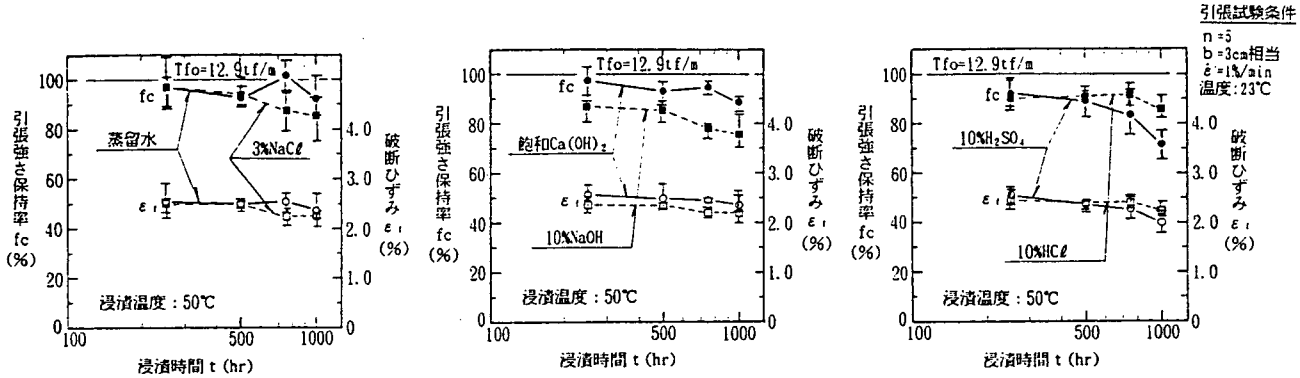
a）　水・塩水の影響　　b）　アルカリ性溶液の影響　　c）　酸性溶液の影響

図－2.2.6.6　不織布の耐薬品性（C社：一般条件）



a） 水・塩水の影響　　b） アルカリ性溶液の影響　　c） 酸性溶液の影響

図－2.2.6.7　ジオグリッドの耐薬品性（D社：特殊条件）



a） 水・塩水の影響　　b） アルカリ性溶液の影響　　c） 酸性溶液の影響

図－2.2.6.8　不織布の耐薬品性（E社：一般条件）

2.2.6.3　その他の耐久性試験

(1) 特殊環境条件下のクリープ試験

一般に材料のクリープを考慮した長期強度は一般的な試験条件である空気中の場合に比べて，温度と環境条件にもよるが高温度や劣化環境では著しく促進されて小さくなりやすい。ジオテキスタイルは鋼材に比較して腐食しにくく耐久上有利であるが，わが国では強酸性の温泉地帯や噴気ガスがある所ならびに地熱が高いような場所等の著しい腐食環境もあるので，そのような場合は十分な検討を行うことが重要である。

苛酷な環境下におけるジオテキスタイルの使用はその引張クリープ強さの低下が大きく，土構造物の安定性を損なう可能性が強い。特に，土構造物の引張補強用として利用されるジオテキスタイルは土の自重や上載荷重の作用による引張力を受け持っている。その状態で，土の無機・有機化学物質や地熱の苛酷な影響を受ける可能性もあるので，クリープを考慮した長期強度の設定には十分な配慮が必要である。このような特殊環境下においてジオテキスタイルを使用する場合には，土に含まれる化学成分・環境条件ならびに使用状態の十分な調査を行うとともに，クリープ試験も実際のものに即して最も厳しいと考えられる条件下でその耐久性を検討し，適切なジオテキスタイルの選定や材料安全率を設定しなければならない。

荷重負荷状態で高分子材料を薬品に浸漬すると空気中の引張クリープ強さに比べて，試験条件にもよるがその時の引張クリープ強さは小さくなりやすい。これは高分子材料の構造中に入り込んだ薬品分子が材料の分子鎖間の凝集力を弱め分子鎖の移動を容易にするためといわれている。膨潤性もなく，そのまま材料を長期間浸漬しておいてもほとんど変化のない薬品の場合であっても，負荷状態で浸漬すると破壊することもある。これは環境応力破壊と呼ばれ，遅れ破壊現象の一種とされている。

また，補強を目的として盛土内に敷設されたジオテキスタイルは，土中の間隙水による影響を受けながら盛土の安定上必要な自重等の荷重を保っている。一般に，高分子材料やＦＲＰに関して水中の引張クリープ強さが空気中に比べ，若干低下することが報告されているものもある。土中の間隙水の条件と材料試験の水中条件とでは必ずしも同一状態といえないが，これらの点についても必要に応じて配慮するのがよい。

苛酷な環境条件下におけるクリープ試験はJIS K7108(定引張荷重下におけるプラスチックの耐薬品性試験方法）を参考に実施することが望ましい。試験条件ならびに結果の整理方法については，2.2.3.2クリープ特性で示したものとする。一方，短時間でこのような長期強度を調べる方法には温度をパラメータとして同様の試験を行い，温度－時間換算則を適用してデータの整理を行う方法もあるので，それらの整理方法も念頭に置き，ジオテキスタイルを使用する環境条件に適したデータ整理や検討が必要であろう。

(2) 耐微生物試験

土中には多種多様の微生物が生活しており多様な化学的変化の担い手となっている。仮りに１ｇの土を採ったとすると，その中には10^7 個オーダーにも及ぶ細菌（バクテリア）を初めとするさまざまな微生物が含まれている。一例であるが，土中の微生物は細菌(86.9%)・放線菌(6.9%)・嫌気性細菌(5.1%)・糸状菌(1.0%)・嫌気性糸状菌(0.7%)・藻類(0.3%) そしわずかながらの原生動物という分布を示しているとの報告もある。これらの微生物は自然界のいたるところに広く生存しており，ごくわずかの栄養源があれば生育し繁殖して行く。微生物の生育最適条件としては，温度26～32℃，湿度85%以上であるが，わが国のような多雨多湿の温帯地域はその生育にあいにくと好適であるようである。

微生物による影響として，たとえば鋼材の場合では，粘土質の土中に繁殖する嫌気性の硫酸塩還元バクテリアがあげられており，その活動で硫化水素が発生し，鉄と反応して腐食が進行するとされている。硫酸塩還元バクテリアの好適な発育条件は温度25～30℃，ｐＨ６～８であり，Na^+，K^+ およびCl^- イオンはその発育を助けるという報告もある。この時の，バクテリア作用の検出方法には土壌の酸化還元電位測定法がある。

一方，一般的に合成高分子材料であるジオテキスタイルは微生物に対して不活性なものが多いとされおり，わが国の土中の環境下においてジオテキスタイルが微生物の影響で劣化したとする事例は現在のところなく，特に問題になっていない。また，わが国での土中における微生物や湿潤状態の長期的な影響を調査した結果によると，ポリエステル繊維による長繊維不織布(表－2.2.6.1)[11]

およびポリエステルとポリエチレンの複合織布（表－2.2.6.2）[2]では3～10年間の間で引張強さの低下率が0～25%程度と小さかったという報告もある。

表－2.2.6.1　ポリエステル長繊維不織布

番号	工事名	経過年月	強度保持率%	伸び保持率%
1	鹿児島県出水農林林道長島中央線	6年 8月	93 × 73	77 × 88
2	福井県勝山市成器西小学校グランド改修工事	6年 3月	98 × 80	85 × 87
3	福井県金津町町道工事	5年10月	92 ×114	81 × 83
4	国鉄静岡鉄道管理局今の浦川橋梁改良工事	5年10月	89 × 92	87 × 74
5	A社岡崎工場構内道路工事	5年 6月	97 × 86	80 × 87
6	北海道札幌市東陵高校グラント造成工事	4年11月	108 × 95	80 × 86
7	滋賀県湖東地区広域農道工事	4年 8月	87 ×100	84 × 91
8	石川県椀島林業林道開設工事	4年 7月	88 × 91	100 × 90
9	北海道網走支庁農林地一体事業	3年11月	73 × 81	103 ×106
10	千葉県大宮高校グランド造成工事	3年11月	132 ×110	81 × 84
11	大分県佐伯市林業林道関連事業中岳線	3年10月	84 × 78	92 ×106
12	石川県穴水林業	3年 9月	98 × 86	95 ×100
13	中四国農政局広島中部台地反田団地整備事業	3年 9月	80 × 89	89 × 99

表－2.2.6.2　ポリエステルとポリエチレンの複合織布

No.	場所	用途	経過年数	引張強度(kgf/5cm)
1	茨城県新治郡	河川低水護岸	3年	275
2	茨城県筑波郡	河川低水護岸	2年8ケ月	283
3	愛知県名古屋市	河川高水敷護岸	8年	244
4	茨城県竜ヶ崎市	河川高水護岸	2年3ケ月	288
5	茨城県稲敷郡	水路護岸	9年9ケ月	274
6	岐阜県海津郡	河川低水護岸	4年6ケ月	300
7	茨城県岩井市	水路護岸	5年6ケ月	272
8	茨城県稲敷郡	河川高水護岸	5年	268
9	岐阜県海津郡	河川低水護岸	3年	245
10	北海道小樽市	河床保護	1年	265
11	愛媛県北条市	河川低水護岸	1年6ケ月	258
12	兵庫県加東郡	溜池護岸	2年	310
13	大阪府堺市	河川高水護岸	11ケ月	297

初期引張強度：320kgf/5cm

以上述べたように，ジオテキスタイルの歴史が比較的新しいため，各種のジオテキスタイルの微生物劣化に関する具体的な事例は極めて少なく，また耐微生物試験の具体的な実施報告も特に見当たらなかったというのが現状である。したがって，ここでは試験法を示さないこととした。今後は土の成分と微生物劣化を意識した地道な研究も必要ではないかと考えられる。万が一に，ジオテキスタイルの使用年数が長い場合で予想もしなかった問題が起きた時にはこのような観点から調査することも一つの方法であろう。

なお，プラスチックの耐菌性試験方法としては，JIS Z2911(カビ抵抗性試験方法）やASTM G21, G22およびISO R846があるので，微生物劣化の影響を検討する場合は参考となるであろう。

参考文献

(1) 建設省土木研究所ほか：ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究報告書，昭和62年10月

(2) 河田：ブロックマットに使用した合成繊維製織布の地中における長期耐久性について，第3回ジオテキスタイルキンポジウム，1988.12

2.3 土とジオテキスタイルの特性

2.3.1 概 要

ジオテキスタイルは土中で使用されるために，ジオテキスタイル単体の特性だけでなく，土中にあるジオテキスタイルの特性ならびに土とジオテキスタイルの相互特性を解明し，それを設計に反映させていくことが重要である。すなわち，土中では土とジオテキスタイルが相互に応力を伝達しあったり，あるいは透水特性においても土粒子の影響をうけて目詰まりが生じるためである。

土とジオテキスタイルの特性として，大きく2種類に分類される。一つは，補強材としての特性で，この中には摩擦特性，土中でのクリープ特性，補強土の強度・変形特性，支持力特性などが含まれる。二つめは，土中での排水材としての特性で，特に土中での長期浸透によるジオテキスタイルの浸透・排水特性などが含まれる。

図－2.3.1.1は，補強材としてジオテキスタイルの試験方法と土構造物の中でのジオテキスタイルの力学的性質の関係を示す。図中では，ジオテキスタイルによる盛土補強工法を例に説明したものであるが，ジオテキスタイルの引き抜けに対する抵抗性や表面でのすべりに対する抵抗性など主に土とジオテキスタイルの摩擦特性，せん断破壊に対する強度・変形特性（あるいは，一体となった補強効果）などの性質について検討する必要がある。これらの性質を調べる試験方法として，図中右側に示すような土とジオテキスタイルの一面せん断試験，土中のジオテキスタイルを敷設した供試体の三軸圧縮試験等がある。

次に，図－2.3.1.2はジオテキスタイルの浸透・排水特性に関する試験と実際の構造物のジオテキスタイルによる盛土の安定を例に，ジオテキスタイルの浸透・排水の効果の検討について示した。高含水比盛土の過剰間隙水や雨水の浸透に対する排水特性を解明するためには，ジオテキスタイル自体の透水試験（面内方向，垂直方向）および土とジオテキスタイルが一体となった目詰まり試験が提案されている。なお，ジオテキスタイルの浸透排水特性は2.2.3にすでに述べている。

さらに，図－2.3.1.3は軟弱地盤におけるジオテキスタイルの力学的特性と試験法との関係を示す。軟弱地盤のための盛土の補強効果は，(1)ジオテキスタイルの引張力による盛土すべりの防止，(2)撒出し時などの支持力増加（これは，ジオテキスタイルの上向きの引張力によるハンモック効果と軟弱地盤の膨れ上がりの押さえ効果）(3)軟弱地盤と良質の盛土材や路盤材との分離効果，などが上げられる。(1)の盛土すべりの防止に関するジオテキスタイルと土との力学的特性は，ジオテキスタイルの土の摩擦特性が考えられる。引抜き試験，一面せん断試験で摩擦特性を評価することができる。(2)の施工時の支持力増加は，現地での平板載荷試験，実験土槽での載荷試験などで，その効果を確認することができる。

上記内容を整理すると，表－2.3.1.1に示すように土とジオテキスタイルの特性，試験方法，設計との対応を示すことができる。

また，ジオテキスタイルの種類によって対応できる試験法が異なる。試験法とジオテキスタイルの対応を示したものを，表－2.3.1.2に示す。このなかで，摩擦特性を試験するものに一面せん断試験と引抜き試験とがあるが，引抜き試験はジオテキスタイルの伸びの小さいジオグリッドやプラスチックネット等に適合するが，伸びの大きい不織布は適合できない。これは，伸びの大きいジオテキスタ

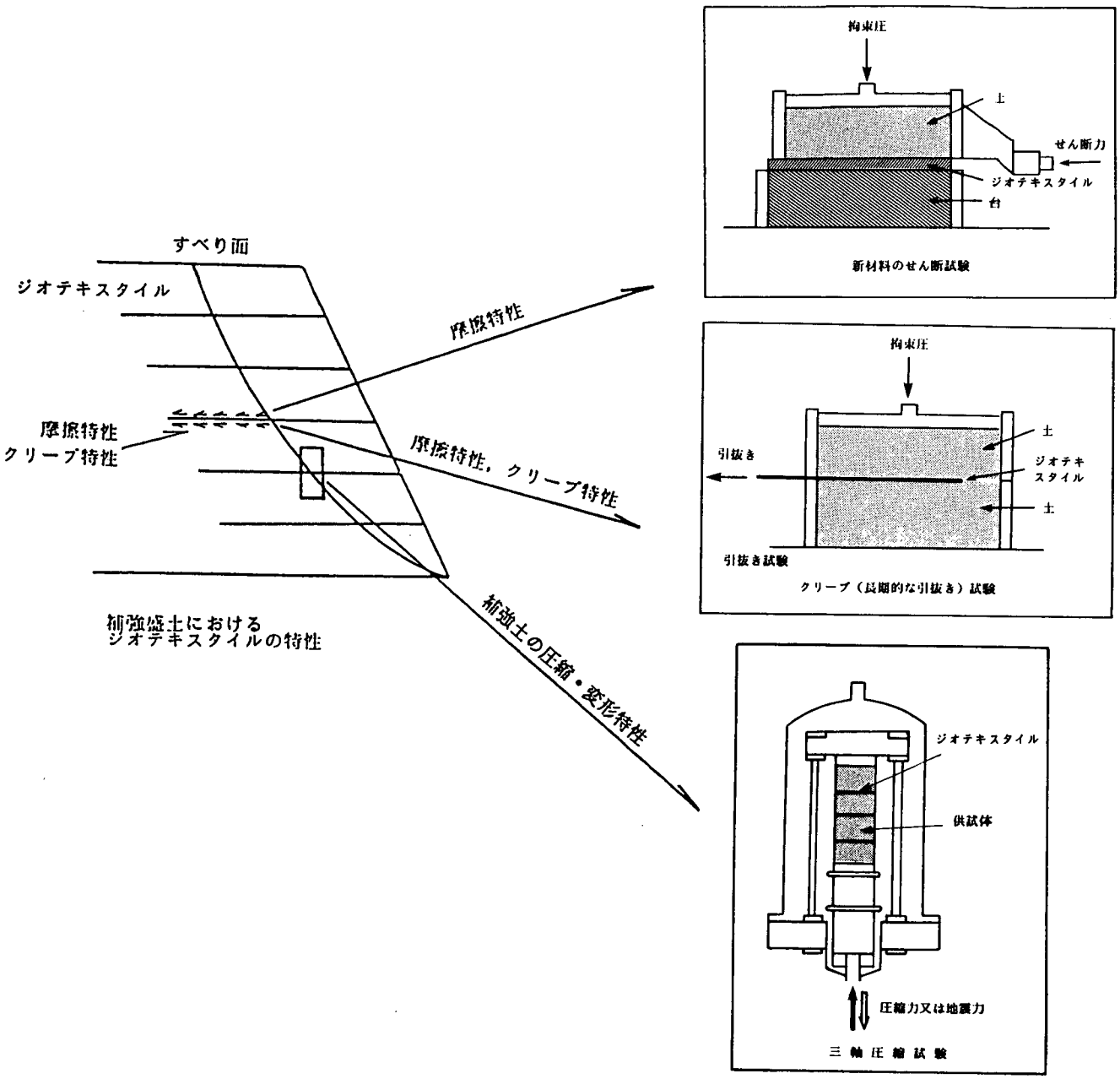
イルでは，空中に出ている箇所で伸びてしまうためである。また，一面せん断試験では，目合いの大きいジオグリッドやプラスチックネットを使用すると，摩擦面にあるジオテキスタイルの目合いの個数が少ないので問題がある。

表－2.3.1.1　土とジオテキスタイルの特性と試験法および設計の関連

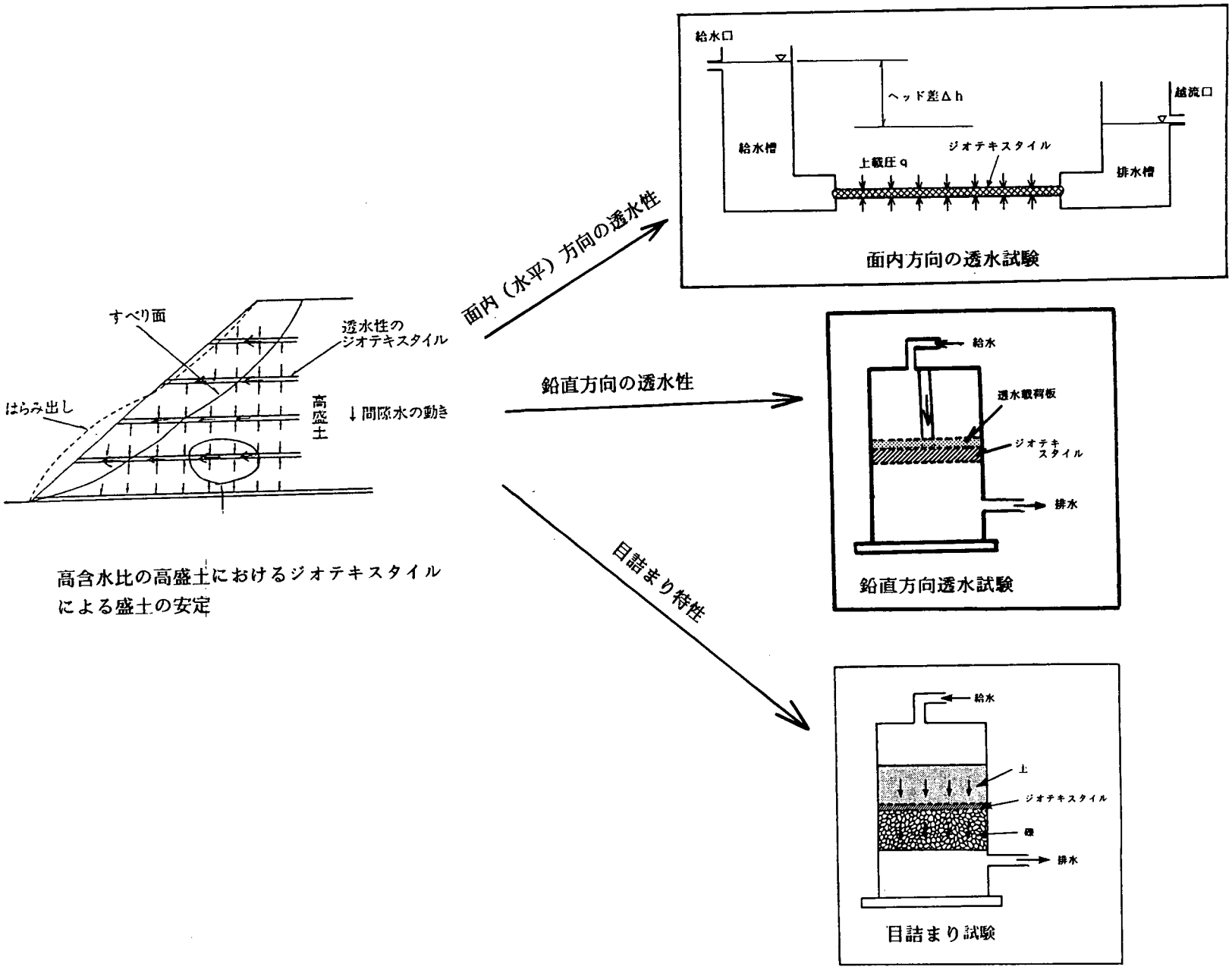
土とジオテキスタイルの特性	試　験　法	設　計　と　の　関　連
• 摩擦特性	引抜き試験 一面せん断試験	盛土 • 土留めの定着長の検討 表面での滑動 • すべりの検討
• 土中でのクリープ特性	長期引抜き試験 （クリープ試験）	盛土 • 土留めの定着長の検討 ジオテキスタイル自体のクリープ特性から許容引張力の検討
• 強度 • 変形特性	三軸圧縮試験	補強盛土全体の強度 • 変形特性の検討
• 支持力特性	現場での平板載荷試験 実験土槽での載荷試験	ジオテキスタイル敷設地盤の支持力算定
• 目詰まり特性	目詰まり試験	フィルター材としての長期性能 排水材としての長期透水性能評価

表－2.3.1.2　ジオテキスタイルの種類と試験法

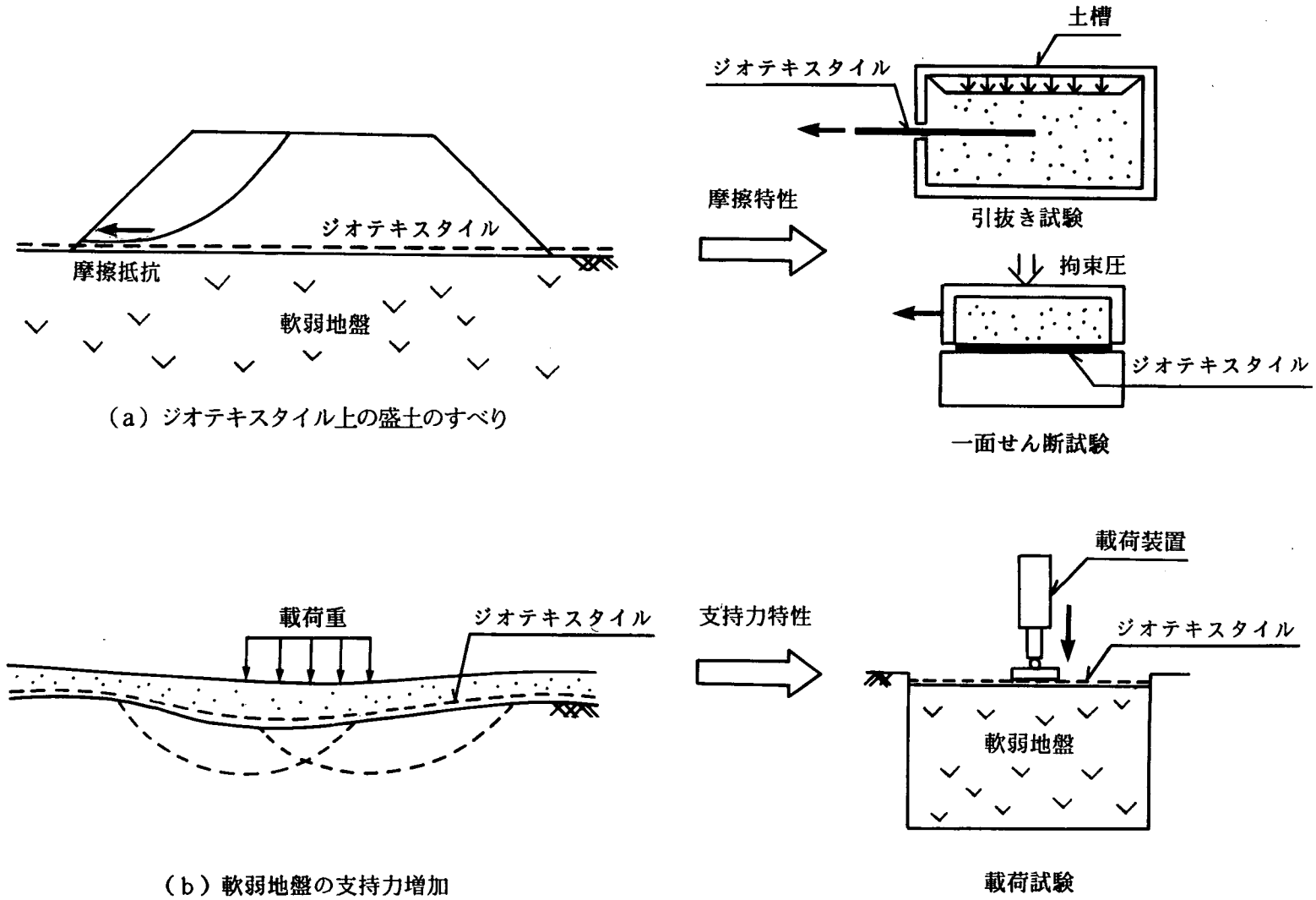
ジオテキスタイルの種類	試　験　法
ジオグリッド	引抜き試験 長期引抜き試験 三軸圧縮試験 載荷試験
ジオネット	引抜き試験 一面せん断試験（目合いが小さい場合） 長期引抜き試験 三軸圧縮試験 載荷試験
不織布、織布	一面せん断試験 三軸圧縮試験 載荷試験 目詰まり試験



図－2.3.1.1　補強盛土に関するジオテキスタイルの特性と力学試験の関係



図－2.3.1.2　間隙水の排水に関するジオテキスタイルの特性と浸透・排水試験の関係

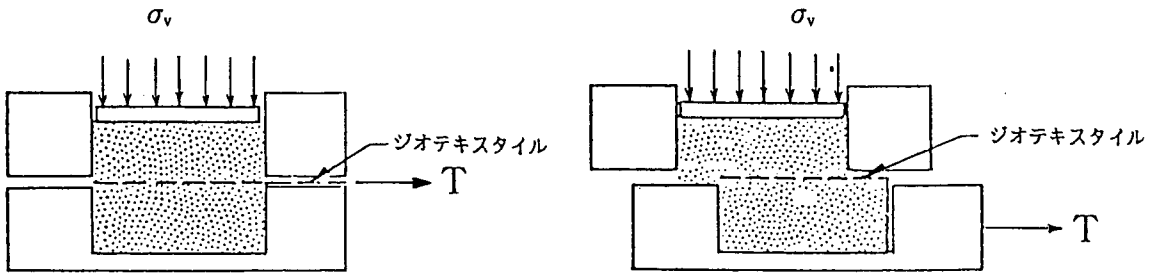


図－2.3.1.3　軟弱地盤の補強における特性と力学試験の関係

2.3.2　摩擦特性

補強土工法において，ジオテキスタイルに発揮される応力が，どの程度土に伝達されるか，あるいは，ジオテキスタイルが有する引張り抵抗により土の変形が，どの程度拘束されるかを知るためには，土・ジオテキスタイル自体の材料特性などの他に，土とジオテキスタイル間の摩擦特性を把握しなければならない。極限釣り合い法による設計においては，補強材（ジオテキスタイル）の定着長（定着力）の算定・補強材の引抜けに対する検討などを行う際，土とジオテキスタイル間の摩擦特性を表す定数として，見掛けの摩擦係数 f や見掛けの摩擦角ϕ^*などが必要になる。（表－2.1.2.2中の○印参照。なお，補強以外の用途に用いられる△印の場合，機能保持に必要な適当な摩擦係数を有していることを確認しなければならない。）

本節では，この摩擦特性を調べる試験として，引抜き試験および一面せん断試験について述べる。引抜き試験は，図－2.3.2.1に示すように，土供試体の中に敷設されたジオテキスタイルが引抜けるときの引抜き抵抗力を求めるものである（同図(a)参照)。一方，一面せん断試験は，上下せん断箱の境界にジオテキスタイルを挿入しておくか，あるいは，上下せん断箱のいずれかに固定して，通常の土の一面せん断試験と同様，上下いずれかのせん断箱が水平移動するときのせん断抵抗力を求めるものである（同図(b)参照)。



(a)　引抜き試験　　(b)　一面せん断試験

図－2.3.2.1　引抜き試験と一面せん断試験

両試験とも土中に挿入されたジオテキスタイルと土の接触部分でせん断されることを想定し，このときの土とジオテキスタイルとの摩擦抵抗力Tを求めるものである。この摩擦抵抗力Tは，垂直応力σ_vの大きさにより変化するので，試験においては，任意の垂直応力σ_vにおける摩擦抵抗力Tを数ケース求めることにより，見掛けの摩擦角ϕ^*を決定することになる。

ここで，引抜き試験，一面せん断試験により求められる見掛けの摩擦抵抗係数 f や見掛けの摩擦角ϕ^*は，次式で示される。

$$f = \tan\phi^* = \frac{\tau}{\sigma_v} \qquad (2.3.2.1)$$

τ ：試験により求まる最大摩擦抵抗応力（せん断応力）

σ_v：試験時に設定した土とジオテキスタイルの接触面上に作用する垂直応力（拘束圧）

$$\tau = \frac{T}{A} \qquad (2.3.2.2)$$

T：最大摩擦抵抗力

A：土とジオテキスタイルの接触面の面積（引抜き試験の場合は表裏の両面，一面せん断試験で，ジオテキスタイルをせん断箱に固定した場合は片面）

実際には，土中のジオテキスタイルの伸びは一様ではなく，土とジオテキスタイルとの接触面上に作用する垂直応力・せん断応力は均等に分布しないが，均等に分布していると仮定，あるいは平均的な応力を考えて（均等に近くなるような状況で試験を行い），式－2.3.2.2を用いている。したがって，一般的に，ジオテキスタイルの引張り剛性が小さく伸びやすい場合や不織布のようにネッキングを生じやすい場合には，この均等性の問題が生じるため，引抜き試験は，比較的剛性の高いジオグリッド・ジオネットを対象としている。また，一面せん断試験については，網状のジオテキスタイルの場合，目合い寸法や土粒子径とせん断箱き大きさとの兼ね合いから試験上の制約を受けることもあるため，織布・不織布および目合いの小さいジオネットを対象としている。本節においても，前述したように，引抜き試験，一面せん断試験の対象とするジオテキスタイルは，2.3.1　概説（表－2.3.1.2　ジオテキスタイルの種類と試験法）に示すとおりとする。おお，この摩擦特性を調べる一面せん断試験は，ジオテキスタイルをせん断面（せん断箱の境界）に水平に敷設した場合を対象とする。以下，各々の試験方法・結果の利用・試験上の留意点などを示す。

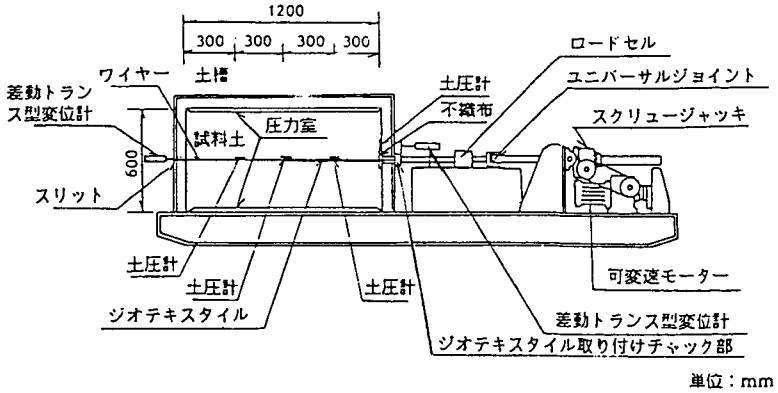
(1) 引抜き試験

1) 試験の目的

極限釣り合い法による補強土の設計において，ジオテキスタイルの定着長（定着力）の算定・ジオテキスタイルの引抜けに対する検討などを行う際，必要となる土とジオテキスタイル間の見掛けの摩擦係数fや見掛けの摩擦角φ°などを求めるために実施する。

2) 試験装置

引抜き試験は各機関で実施されているが，これらの試験装置は，概ね，土槽・拘束圧を与える圧力室・引抜き装置・治具（スクリュージャッキ等）および変位測定装置などからなっている。試験装置の一例を図－2.3.2.2に示す。



図－2.3.2.2　試験装置一例

・土槽

現在，国内で用いられている土槽の大きさは，

たとえば　幅　；30～100cm程度

長さ；60～120cm程度

高さ；25～ 60cm程度　である。

土槽は，土粒子の最大粒径・ジオテキスタイルの目合いの大きさを考慮するとともに，試験片に対して，壁面の摩擦・アーチアクションなどによる三次元的影響がでないだけの余裕を確保できるものとする。

・拘束圧（上載圧）

載荷はゴム膜を介し，空気圧・水圧などを利用して行い，その大きさは最低でも土中で引抜きによる破壊が問題となる深さ（およそ5m未満程度）までの土被り圧が確保できるものとする。

たとえば，土被りが5mとすると，

$2.0tf/m^3 \times 5m \leq 10tf/m^3 = 1kgf/cm^2$

であるから，これに安全率を見込んで，最大1.5～2.0kgf/cm²程度まで載荷できるものとする。なお，試験にあたっては，事前に土圧分布を測定し，ジオテキスタイルに均一な土圧が作用するかを確認することが望ましい。

・引抜き装置

一定き変位速度で引抜けるスクリュージャッキなどを用いる。ジオテキスタイルと引抜き装置との接続部（チャック部）は，引抜き力が引抜き幅方向に均一に作用するものとする。

3）試験方法

引抜き速度は1mm/min程度とする。

拘束圧（上載圧）の設定は，対象土構造物のジオテキスタイルの土被り圧，特に，ジオテキスタイルの引抜けが問題となる最上層のジオテキスタイルの土被り圧を対象として，その上下3～4ケース以上，試験を行うことが望ましい。

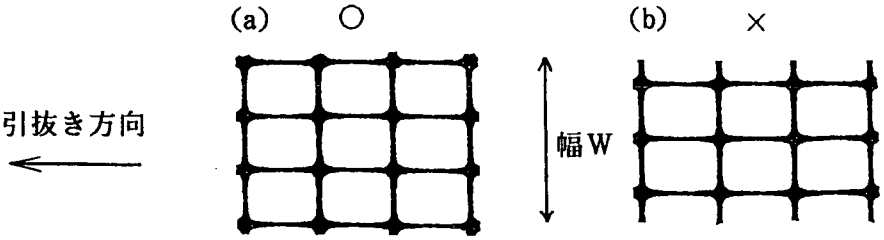
4）試験材料

・ジオテキスタイル

試験片の幅は，ジオテキスタイルに作用する上載圧の均等性の点から，後述の土槽内の土圧分布測定例（図－2.3.2.10参照）で示すように，土槽内壁から多少の間隔（5～10cm程度）をあけて設置することが望ましい。一方，土のダイレイタンシー効果の点からみると，試験片の幅が大きいほど，また，相対密度が小さいほど，引抜き抵抗は小さくなる傾向があるため，試験片の幅は土槽の全幅とすることが望ましい。

試験片の長さについては，ジオテキスタイルが土槽外で破断することなく引抜ける長さに設定する。この試験片の長さの設定方法としては，後述の式－2.3.3のように試験時の引抜きせん断応力（τ）を土の強度定数より推定し，引抜き抵抗力T（$T = A \times \tau = 2 \times L \times \tau$：式－2.3.22）がジオテキスタイルの破断強度以下となるような試験片長さ（敷設長）Lを求め，それを目安すとするのがよい。

試験片の整形は，目合いが完全な形となる範囲で調整する（図－2.3.2.3参照：試験片の幅Wを設定する場合，(a)のようにしなければならない。(b)のように，目合いを途中で切断することは，側端の摩擦の影響がでるため好ましくない）。



図－2.3.2.3　試験片の形状の一例

・土質材料

土質材料は実際に盛土として用いるものを使用し，締固め程度は現場で目標とする最小の値（管理値）とする。土粒子の最大粒径はジオテキスタイルの目合いや土槽の大きさを考慮して決定する。

5）測定項目

・引抜き変位量

引抜き変位量は開口部と土中の両方で測定することを原則とし，土中は少なくとも1点は終端部に計測点を設ける。土中の引抜き変位量の測定では，測定装置（ジオテキスタイルに取付けたワイヤーなど）と土との摩擦が発生しないような手段（ワイヤーは管内を通すなど）を講ずる。

計測は，差動トランス変位計・ダイヤルゲージなどを用い，その精度は 1/100㎜程度とする。

・引抜き荷重

開口部とジャッキの間にロードセルをセットして引抜き荷重を測定する。ロードセルの容量は，ジオテキスタイルの破断強度に対し20％以上の余裕を持つものとする。

・拘束圧（上載圧）

事前のキャリブレーションによって土圧分布が均一でかつ平均的な値が得られることを確認した土槽内で，ジオテキスタイル直上にセットした土圧計の値を採用する。

土圧計をセットしない場合は，拘束圧をかけている空気圧（または水圧など）の値にジオテキスタイル上の土破り圧を加えたものを拘束圧とする。設定した拘束圧をジオテキスタイル面に均一に作用させるには，上下から載荷できる構造が望ましい。

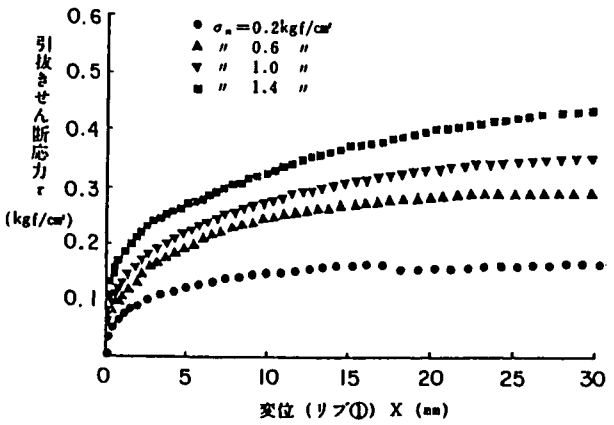
6）試験結果の整理

・引抜きせん断応力～引抜き変位量の関係（図－2.3.2.4参照）

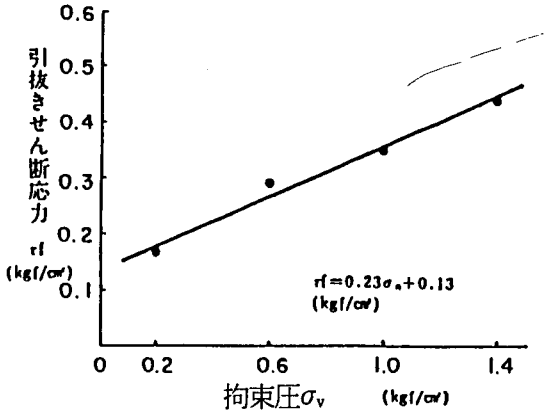
引抜きせん断応力は，当初設置したジオテキスタイルの面積に対して式－2.3.2により算出する(8試験上の留意点①参照）。

・最大引抜きせん断応力～拘束圧の関係（図－2.3.2.7参照）

引抜き力のピーク（最大引抜き力）が得られない場合については，たとえば，ジオテキスタイルの終端部の引抜き変位量などで引抜けを規定することとする(8試験上の留意点①参照）。



図－2.3.2.4　引抜きせん断応力～引抜き変位量



図－2.3.2.5　引抜きせん断応力～拘束圧

7）試験結果の利用

補強盛土の設計において，ジオテキスタイルの定着長は，ジオテキスタイルが盛土から引抜けないよう，すべり面より奥に十分な長さをとる必要がある（図－2.3.2.6参照）。

この定着長 L_e の算定式を以下に示すが，式中のc^*，ϕ^*は引抜き試験により求めることになる。

$$L_e = \frac{F_s \times T}{2 \times \tau^*} = \frac{F_s \times T}{2 \times (c^* + \sigma_v \tan\phi^*)} \qquad (2.3.2.3)$$

L_e ：ジオテキスタイルの定着長

F_s ：引抜けに対する安全率

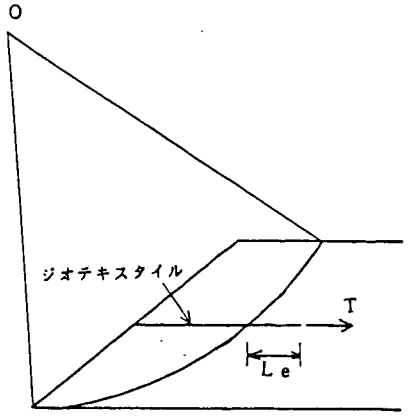
T ：ジオテキスタイルに要求される引張り力

τ^* ：土～ジオテキスタイルの間に働くせん断応力

σ_v ：ジオテキスタイル敷設位置における拘束圧

c^* ：土～ジオテキスタイルの間の見掛けの粘着力

ϕ^* ：土～ジオテキスタイルの間の見掛けの摩擦角



図－2.3.2.6　補強盛土における定着長

また，この定着長を算定する際，式－2.3.2.3のように，土～ジオテキスタイルの間の見掛けの粘着力c*および摩擦角φ*を用いずに，次式により，ジオテキスタイル近傍の土の強度定数c，φを用いて，せん断応力を推定する方法もある。

$$L_e = \frac{F_s \times T}{2 \times (\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan\phi)} \qquad (2.3.2.4)$$

c　：ジオテキスタイル近傍の土の粘着力

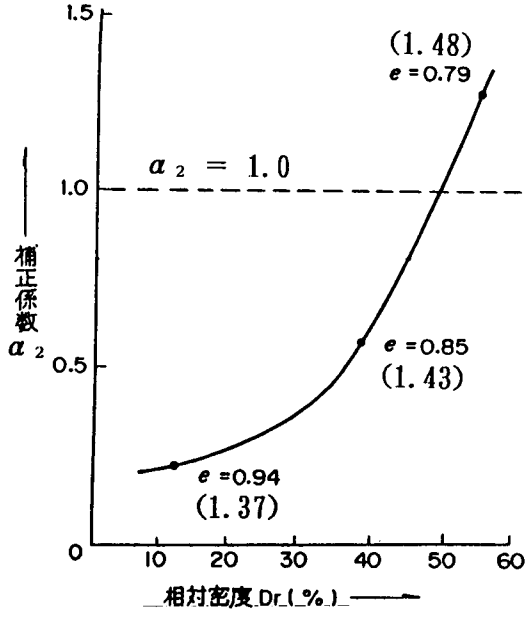
ϕ　：ジオテキスタイル近傍の土の内部摩擦角

α_1，α_2：補正係数

なお，補正係数α_1，α_2の目安すを以下に示す。

	α_1	α_2	三軸試験の種類
砂質土（ϕ材）	0	1.0	CDまたはCU
粘性土（cϕ 材）	0.5	1.0	UU

上記の補正係数α_2について，豊浦標準砂を用いた引抜き試験結果の一例を示す。これによると，α_2は，相対密度Drにより変化し，Drが大きい密な状態では$\alpha_2 > 1.0$ となることが報告されている（図－2.3.2.7参照）。



図－2.3.2.7　補正係数α_2と相対密度

（（ ）内は乾燥密度γ_dの値）

8） 試験上の留意点

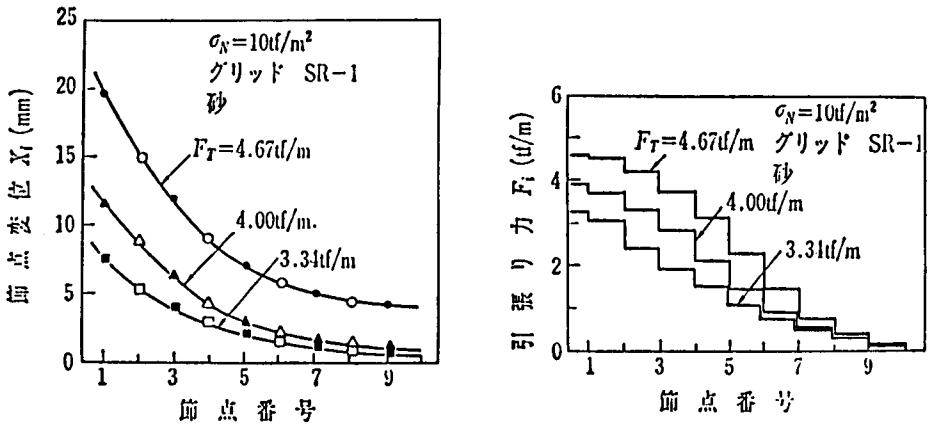
①試験そのものの留意点

・引抜き力および引抜き変位量がせん断面内で一様ではない（図－2.3.2.8参照）。

土中のジオテキスタイルを引抜いた場合，引抜き側に近いほうの変位量が大きい。また，各測定点のひずみから求めた引抜き抵抗力も同様の傾向を示す。この傾向は拘束圧が大きいほど顕著である。さらに，拘束圧が同じでも，引抜き力の増大に従って，引抜き抵抗力の作用箇所が徐々に後方に移動する。

したがって，引抜き試験では，試験片の長さを比較的引抜きやすいように，やや短めにする必要がある。

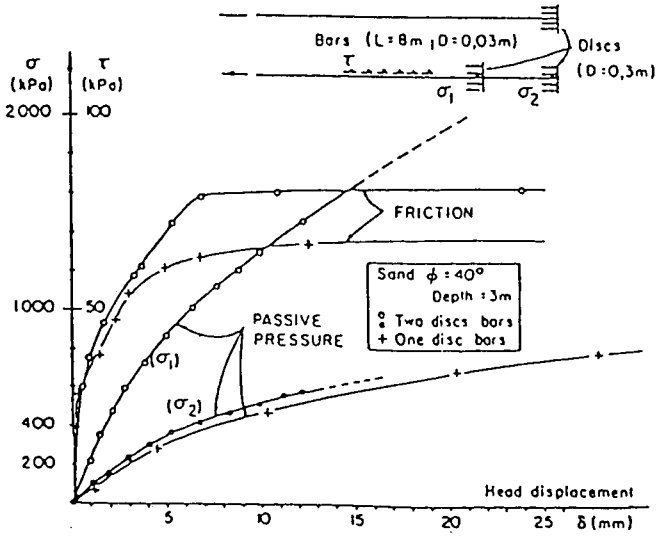
なお，引抜けにくい場合，ジオテキスタイルの後部では変形のあまり生じない部分があり，引抜きせん断応力算定の際（6）試験結果の整理参照），その相当部分すなわち引抜き抵抗に寄与しない部分を敷設面積から除外する“有効面積法”という考え方がある。この方法と敷設面の全面が引抜きに抵抗する面であるとする従来の方法（仮に“全面積法”と呼ぶ）では引抜きせん断応力を過少評価しているという報告がある。ただし，この“有効面積法”を適用するには，数多くの節点で変位を測定しなければならないことや，“全面積法”の方が安全側に評価すること，さらに，“有効面積法”は検討段階にあることなどから，ここでは，従来の“全面積法”により引抜きせん断応力を算定することを原則としている。



図－2.3.2.8 引抜き変位量・引抜き力の分布

・引抜き力のピークが明確ではない（図－2.3.2.9参照）。

引抜き初期の段階では，バーの摩擦で抵抗し，引抜き量の増大に伴い次第にリブの前面の受働土圧で抵抗するようになる。したがって，引抜き抵抗力のピークが明確にあらわれないものもでてくるため，このピーク値をどこにするか（どの時点で引抜けたと判断するか）を規定する必要がある。たとえば，土中の各節点の引抜き変位量などに着目し，終端部の引抜き変位量～引抜き荷重関係より判断したり，あるいは終端部の変位量が10mmのときを引抜け時の荷重として規定する方法などが考えられる。



図－2.3.2.9　引抜き変位量と引抜き抵抗力の推移

②試験実施上の留意点

・試験装置および試験片の大きさが統一されていない。

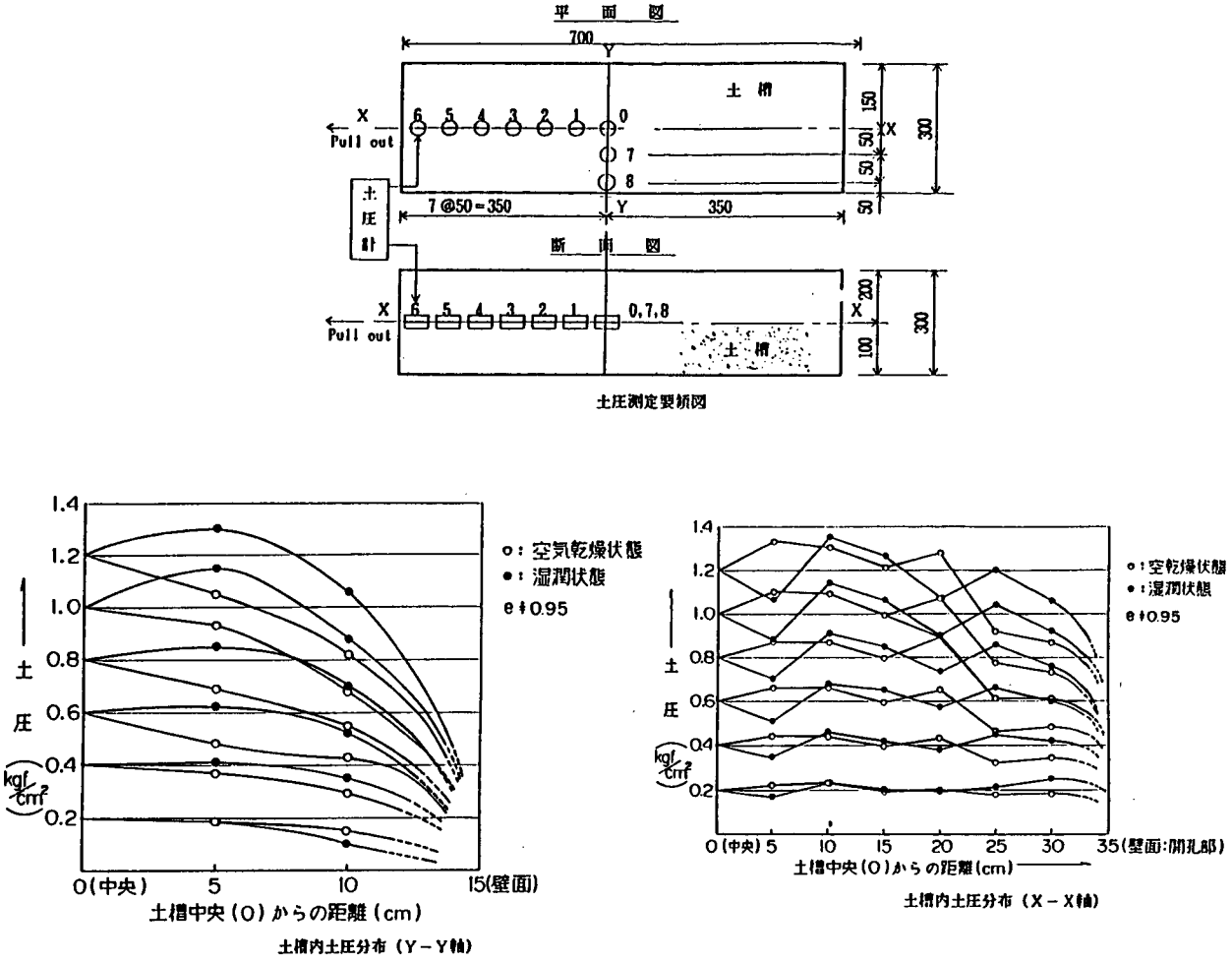
試験が手軽に繰返し実施できるよう，土槽の大きさはある程度コンパクトであることが望まれるが，試験片に対し，壁面の摩擦・アーチアクションなどによる三次元的影響が出ないだけの十分な大きさを確保する必要もあるので，“2)試験装置”に示したような大きさを持った土槽を使用することとし，その土槽の大きさに合わせて試験片を作製する。

・拘束圧が一様にかかりにくい（図－2.3.2.10参照）。

ゴム膜を介して，空気圧・水圧でかけた場合，ゴム加工上の理由で端部の剛性が大きくなり圧が上がりにくい。したがって，試験装置の作成時のこの点を十分配慮するとともに，試験実施にあたっても，できるだけ試験片を装置中央に設置するようにする。

・空気中のジオテキスタイルのネッキングがある。

ジオテキスタイルの引抜きに伴い，土中から空気中にさらされ，この部分にネッキングが生じやすい。したがって，土中から空気中に出た時にすぐロールに巻き込まれるようにするなどの工夫が必要である。また，チャック部分の違いにより，引抜き量の誤差がかなり生ずるものもあるので，この部分もできるだけ一様に引抜き力がかかるようにする必要がある。



図－2.3.2.10　土槽内の土圧分布

(2)　一面せん断試験

1)　試験の目的

引抜き試験と同様に，土とジオテキスタイル間の見掛けの摩擦係数 f や見掛けの摩擦角 ϕ^* などを求めるために実施する。

2)　試験装置

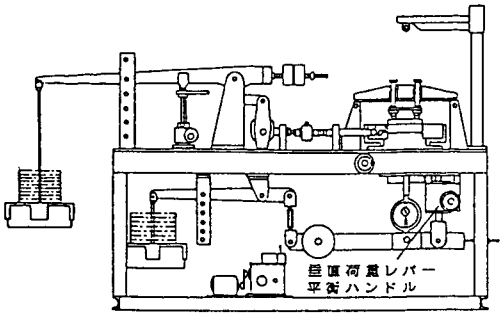
改良型一面せん断試験機の選定にあたっては，土粒子の最大粒径・ジオテキスタイルの目合いの大きさを考慮し，できるだけ大きいせん断箱（通常10～20cm）が望ましい。ただし，粒径が小さい試料（平均粒径 1 mm以下）で，織布・不織布を試験片とする場合，試験片切断時に繊維・編目がほどけずに整形できるならば，直径 6 cm程度のものを用いてもよいと考える。

試験装置およびせん断箱とジオテキスタイルの固定方法の例を図－2.3.2.11に示す。

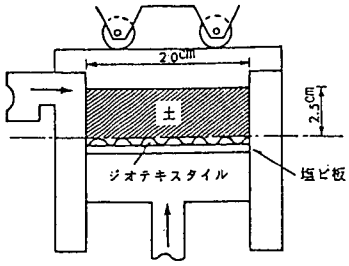
3)　試験方法

せん断速度は 1 mm/minを標準とする。

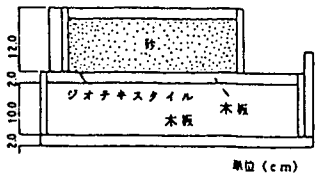
定圧せん断，定体積せん断の各せん断方法については，通常の土の一面せん断試験（土質工学会編『土質試験方』第 6 編第 2 章）に準じて行うのが望ましい。



大型一面せん断試験機



供試体の作成



せん断箱

4） 試験材料

土質材料については，引抜き試験に準じる。また，せん断箱の大きさにより決まる試料土の最大粒径は，『土質試験法』に準拠して決定するのがよい。

試験片の大きさは，せん断面全面（試料土が入ったせん断箱面積）以上とするのが望ましい。

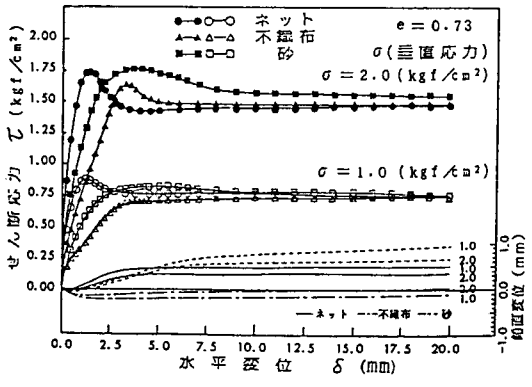
5） 測定項目

- せん断力，水平変位量
- 鉛直力，鉛直変位量

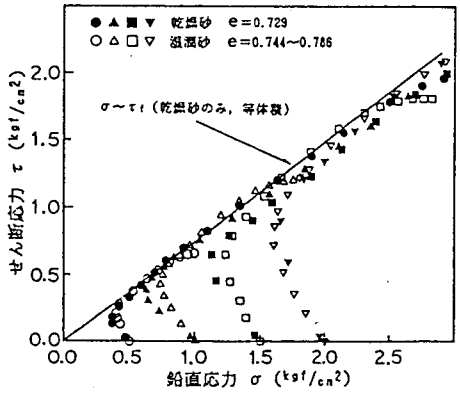
荷重計，変位計の精度，容量については，引抜き試験に準じて行うのがよい。

6） 試験結果の整理

- せん断応力～水平変位の関係（図－2.3.2.12参照）
- せん断応力～鉛直応力の関係（図－2.3.2.13参照）



図－2.3.2.12 ジオテキスタイルと砂の定圧せん断試験結果例



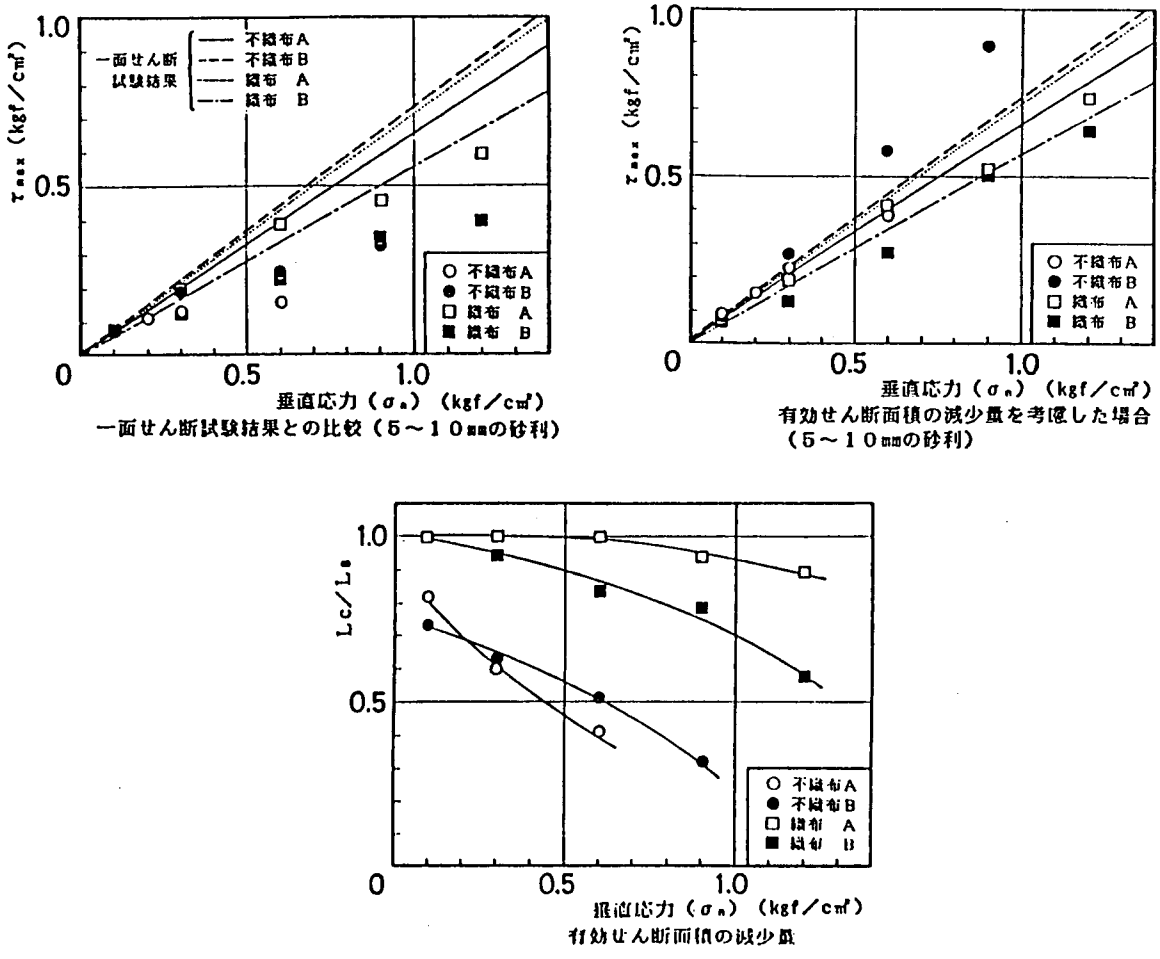
図－2.3.2.13 ジオネットと砂の等体積せん断試験結果例

7） 試験結果の利用

定着長の算定については，引抜き試験に準じるものとする。

(1)で述べたように，引抜き試験により求まるせん断応力τは，ジオテキスタイルが伸びやすい場合，引抜きに抵抗するせん断応力が一様に分布しないため，一面せん断試験から求まるせん断応力τとは異なることが報告されている。

川砂を用いて織布・不織布に対して行なった引抜き・一面せん断試験結果によると，引抜き試験では，有効せん断面積の減少のため，見掛けの摩擦抵抗（せん断応力）が一面せん断試験に比べて小さくなる。ここで，有効せん断面積とは，ジオテキスタイルに生じる引張り応力の伝達長さに応じた面積であり，引張り剛性の低い不織布は，鉛直応力の増加にともない引張り応力の伝達長さ（有効せん断面積）が減少しやすい傾向にある。有効せん断面積の減少を考慮（補正）することによって，一面せん断状態と引抜き状態のジオテキスタイルの摩擦特性は等しいことが示されている（図－2.3.2.14参照）。



図－2.3.2.14　引抜き・一面せん断試験結果の比較
（有効せん断面積の補正）

また，ジオテキスタイルを対象として行なった引抜き・一面せん断試験結果によると，引抜き有効抵抗長として，引抜き力に寄与する割合の少ない部分を除外して求める有効面積法（新たに考案した2つの方法）を適用した場合，

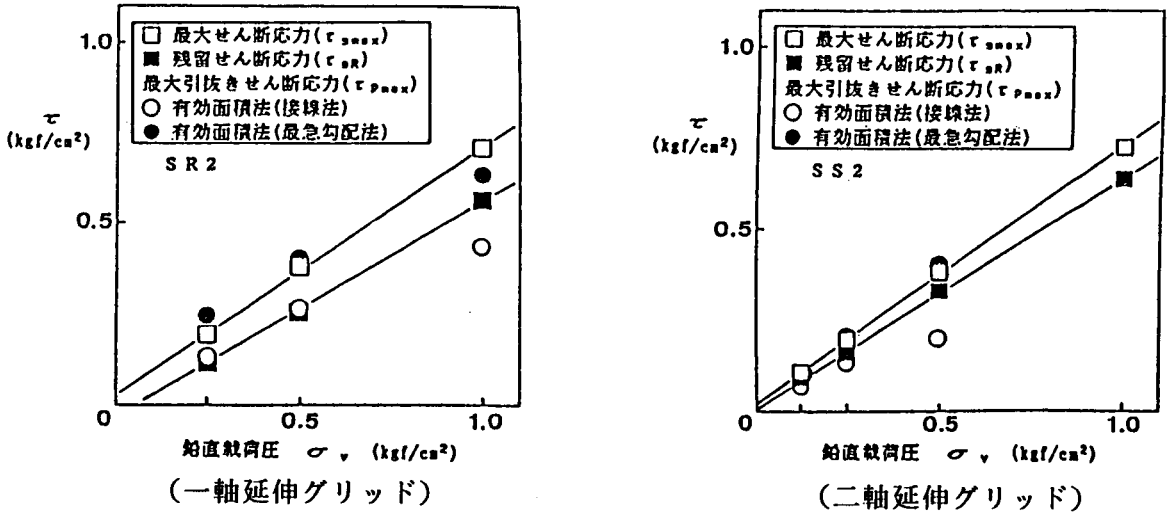
・拘束圧が少なく，ジオグリッドが後端まで完全に引抜け，土中での伸びが比較的少ない場合に

は，引抜き試験により求まるせん断応力と，一面せん断試験から求まるせん断応力とは，ある程度関係づけられる。

・しかし，ジオグリッドの材料強度に比べて拘束圧が大きく，ジオグリッドの伸びが卓越するような場合には，ジオグリッドの引抜き方向の変位の状態が狭い範囲であっても大きく異なるため，引抜きせん断応力は一面せん断試験から求まるせん断応力に比べ小さくなる。

という報告もなされている（図－2.3.2.15参照）。

なお，せん断方法の違い（定圧せん断，等体積せん断）については，ダイレタンシー補正を行えば，その結果に大きな差は見られない。



図－2.3.2.15　最大せん断応力・最大引抜きせん断応力

8）試験上の留意点

不織布の厚さによりせん断応力～水平変位関係が異なることが報告されていることから，鉛直力，鉛直変位量の測定，圧密過程およびダイレタンシー補正に際しては，不織布の厚さ方向の圧縮特性も考慮する必要があると考えられる。

参考文献

(1) 建設省土木研究所他：ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究報告書, 1988.12

(2) 林他：土中におけるポリマーグリッドの引抜き抵抗機構，土と基礎，Vol.33，No.5，1985

(3) 坂井他：ジオグリッドの引抜き一斉試験結果について，第4回ジオテキスタイルシンポジウム，pp.126～132，1989.12

(4) 青山他：ポリマーグリッドの引抜きせん断特性, 第22回土質工学研究発表会, pp.1759～1760, 1987.6

(5) 福島他：ジオグリッドの引抜き試験結果の整理方法について，第4回ジオテキスタイルシンポジウム，PP.114～118，1989.12

(6) 西形他：ジオテキスタイルの引抜き摩擦試験，第1回ジオテキスタイルシンポジウム1986.12

(7) 林他：ジオグリッドの引抜き試験と一面せん断試験の比較，第4回ジオテキスタイルシンポジウム，pp.126～132，1989.12

(8) 宮森他：ジオテキスタイルと砂の摩擦抵抗について, 第30回土質工学シンポジウム, PP.59～62, 1985

2.3.3　土中でのクリープ特性

ジオテキスタイルのクリープによる伸びは，前述（2.2.3.2）のように一般には

- 製造法（織布，不織布，ネット，グリッド，etc.）
- 材料（ナイロン，ポリエチレン，ポリエステル，ポリプロピレン，etc.）[1)]
- 載荷荷重
- 温度
- 載荷時間

などに依存している（図－2.3.3.1参照）。

さらに，実際にジオテキスタイルが補強材として使われるのは，土中においてであることから，上記条件の他にジオテキスタイルの拘束条件すなわち土被り圧，土の種類などが加わってくる。これらの条件は，試験結果を大きく左右するにもかかわらず，これまで，クリープを考慮したジオテキスタイルの設計では，試験の簡便さ，経済性から気中におけるクリープ試験結果をもとに，強度定数が決定されている。

土中ではジオテキスタイルは拘束された状態にあり，クリープ変形は気中よりも起こりにくいものと考えられる（図－2.3.3.2，2.3.3.3参照）[2) 3)]。そこでより合理的で経済的な設計を行うときの参考とするため，ここでは実際の使用状態に近い条件で，長期の強度変形を確認しておく目的で行った土中でのクリープ試験について述べる。土中でのクリープ現象はまだ未解決の部分が多く，今後も十分な検討を加えていく必要がある。

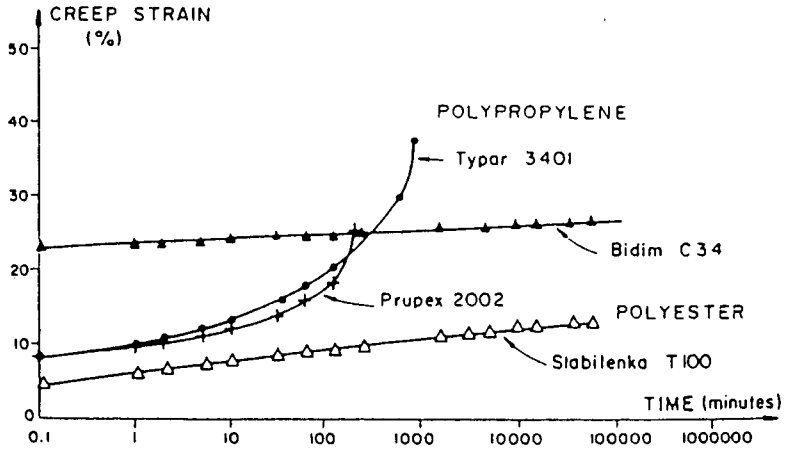


FIGURE 39. Creep properties of various non-woven fabrics (Allen et al., 1982) 1)

図－2.3.3.1　不織布のクリープ特性

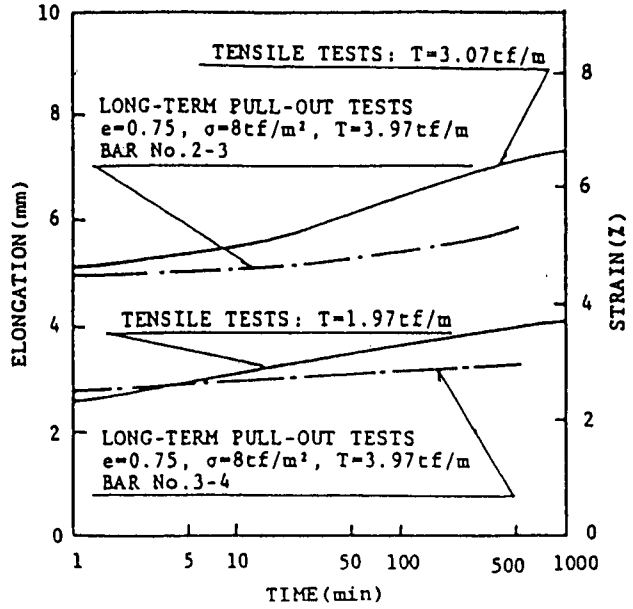


Fig. 18 Comparison between tensile test results and pull-out test results

図－2.3.3.2　土中と気中のジオテキスタイル長期引張試験結果[2)]

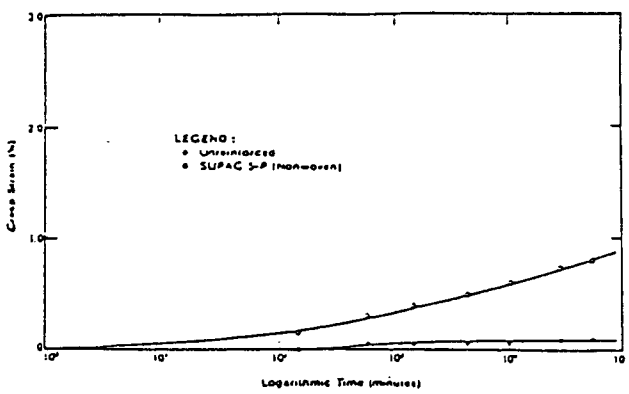


Figure 4. Creep Strain Relationships for Fabric-Reinforced and Unreinforced Triaxial Specimens (σ_3 = 35 kPa, D_r = 90%) 3)

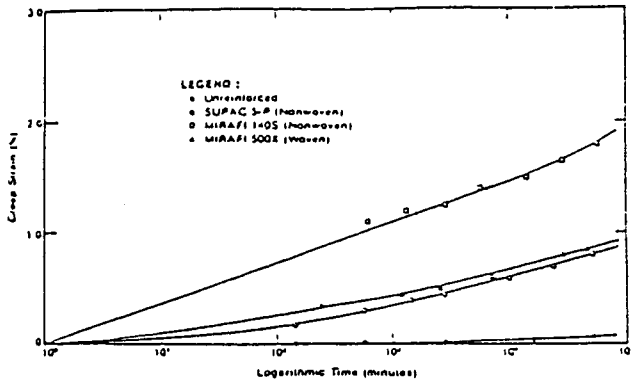


Figure 5. Creep Strain Relationships for Fabric-Reinforced and Unreinforced Triaxial Specimens (σ_3 = 69 kPa, D_r = 90%) 3)

図－2.3.3.3　織布補強と無補強の三軸供試体でのクリープひずみの関係

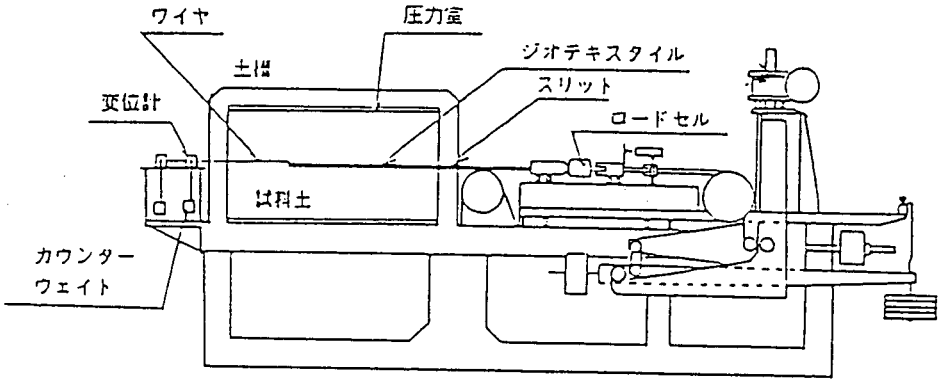
1) 試験の目的

半永久構造物として供用期間中に大きな死荷重が作用する土留擁壁や急勾配補強盛土において，補強材として用いられるジオテキスタイルの土中でのクリープ抵抗を求める。地震・降雨などの一過性の荷重に対する補強や，分離，排水，のり面保護など死荷重の小さい箇所，多少の変位は許容できる構造物や勾配の緩い補強盛土，仮設構造物では，本試験を実施せず，設計時にクリープの考慮をある程度緩和してよい。

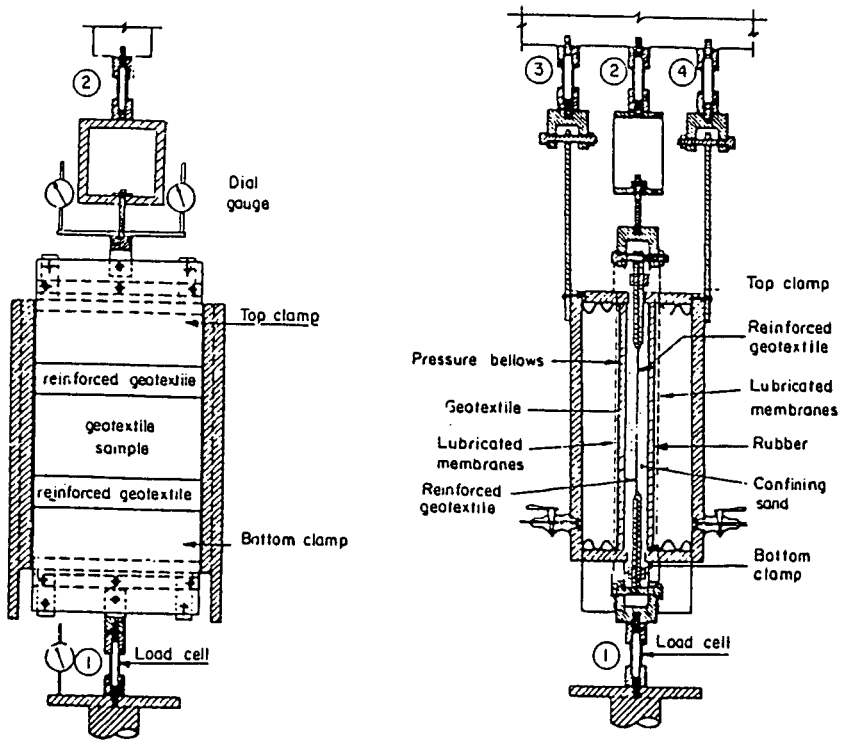
2) 試験装置

引抜き試験装置に準ずる。

試験装置の一例を図－2.3.3.4に示す。



① 建設省土木研究所



② Mc Gonwn et al. 1982

図－2.3.3.4 クリープ試験装置の例

3) 試験方法

一定の温度（23±2℃）の下で，土中の試験片に一定の引張り荷重を加えて，試験片および土のクリープひずみを測定する。また，試験片が破壊あるいは規定されたひずみに達するまでの時間の測定を行う。

土質材料は現場で実際に用いられているものを使用し，含水比は自然含水比または最適含水比付近で実施することが望ましい。締固め程度は，現場で目標とする最小値（管理値）とする。

荷重保持時間は，英国の例では 10000時間以上となっている。試験時間はできるだけ長くとることが望ましいが，クリープ破壊の可能性の有無は1000時間程度でもある程度把握可能であり，単純に材料間の比較をする場合は，クリープ限度時間が1000時間でクリープひずみが0.01（1％）のクリープ限度を比較すると容易である。

他の項目は，引抜き試験に準ずる。

4) 試験材料・測定項目

引抜き試験に準ずる。

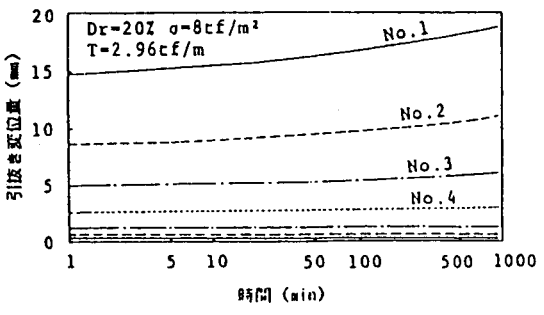
5) 結果の整理・利用

土中もクリープ試験の結果は，土中で長時間引張荷重を受けるジオテキスタイルの設計資料とする。

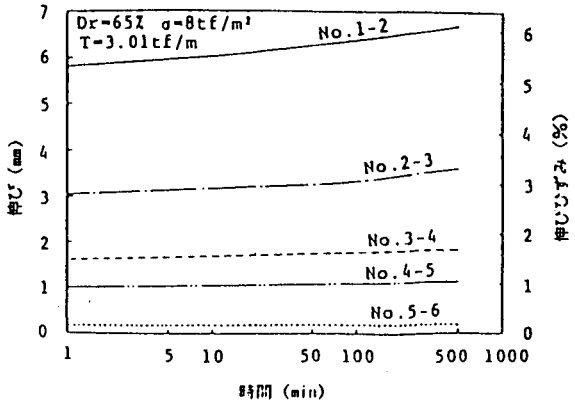
この試験で得られた結果を以下のようなグラフにそれぞれまとめる。

- 時間～引抜き変位量（図－2.3.3.5参照）
- 時間～伸び変位量　（図－2.3.3.6参照）
- 土中における引抜き変位量（図－2.3.3.7参照）　など

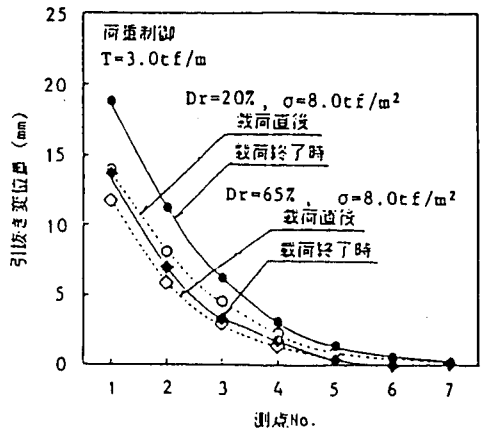
ここで，図－2.3.3.5はジオテキスタイルと土の摩擦によるクリープとジオテキスタイル自体のクリープを合わせた土中のジオテキスタイルのクリープ量を表しており，図－2.3.3.6は土中のジオテキスタイル自体のクリープ量を表している。



図－2.3.3.5　時間～引抜き変位量の関係例



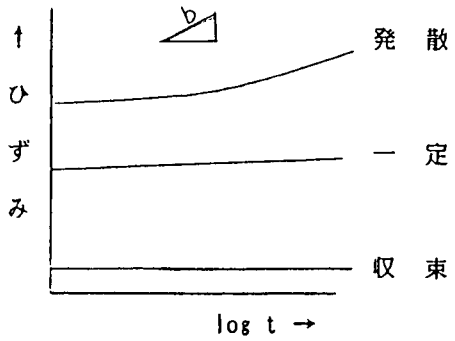
図－2.3.3.6　時間～伸び変位量の関係例



図－2.3.3.7　土中における引抜き変位量

クリープ速度を求め，供用時にクリープ破壊が生じないことを確認する。

($\varepsilon_{(t)} = \varepsilon_0 + b \cdot \log t$ の関係で b：クリープ係数が一定か収束する。使用にあたってクリープ係数が収束していれば良い。しかし，仮設にジオテキスタイルが用いられる場合には，クリープ係数が一定勾配を持ち，ひずみの増大が予想されても，それが供用期間内において許容ひずみ内に収まっているものであればクリープ破壊は生じないし，使用にあたっての支障はない。)



6)　土中におけるクリープ特性

土中におけるクリープ量は気中の1/2～2/3と小さく[5]，気中の試験結果からクリープに対する安全率を設定するとかなり安全側の値となる場合がある。

その特性は材質，製造方法により大きく異なるが，図－2.3.3.8に示すように熱融着の不織布(Terram 1000)では，クリープ速度が拘束下で著しく低下しているし，ニードルパンチの不織布(Bidim U24)では，拘束によりクリープ破壊が生じなくなっていることが認められる。

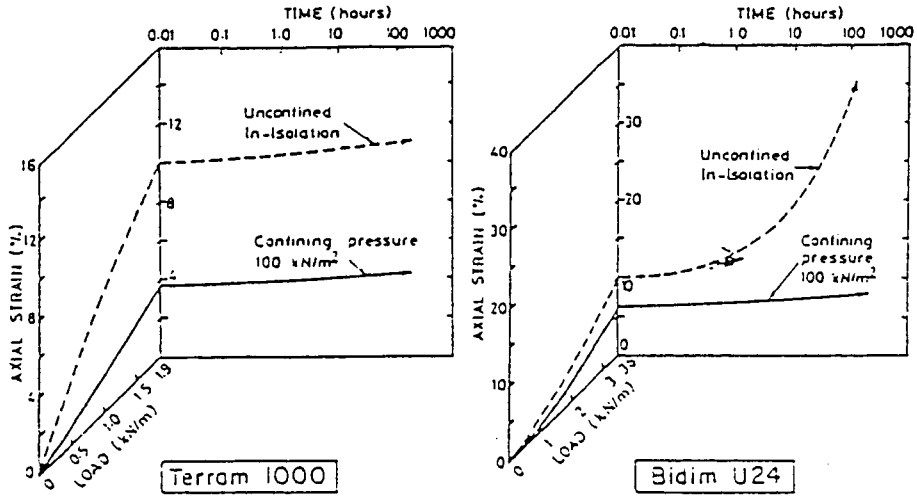


FIGURE 38. Influence of in-soil confinement on creep properties of two non-woven fabrics (Mc Gown et al., 1982) 5)

図－2.3.3.8　2種類の不織布でのクリープ特性に与える土の拘束効果[5)]

7) 試験上の留意点・問題点

- クリープ試験を行う上での留意点・問題点は引抜き試験におけるものと同様であるが，載荷により試験片が気中にさらされるタイプの試験機ではの気中のクリープを生じないように，または気中クリープが排除できるよう十分に配慮することが必要である。
- 補強材の材質，製造方法によりクリープ変形特性は大きく異なるため，1つの試験結果から，他の材料のクリープ特性を類推することは難しく，設計に際しては，実際に使用予定のジオテキスタイル，土質材料で試験を行う必要がある。
- クリープひずみが増加している場合，ある時間経過後急激にクリープ破壊が生じる材料もあるため，クリープ係数から外挿して将来の伸び量，破壊時間を予測することは難しい。

参考文献

1) Allen et al.:Tensil Strength and Creep Behavior of Geotextiles in Gold Regions Applications, Second International Conference on Geotextiles, 1982

2) Kutara, Aoyama, Yasunaga, Kato:Long-term pull-out tests of polymergrids in sand, IGS Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement, 1988

3) Holtz et al.:Creep Characteristics and Stress-Strain Behavior of Geotextiles -Reinforced Sand, Second International Conference on Geotexiles, 1982

4) Holtz et al.:Geotextile Earth Reinforced Retaining Wall Test, Colorad. Presented at the Annual Meeting, Transportation Research Board, 1983

5) Myles:Assesment of Soil Fabric Friction by Means of Shear, Second International Conference on Geotextiles, 1982

2.3.4 補強土の一体化効果

ジオテキスタイルによる補強土工法は，ジオテキスタイルを引張補強材として利用するものであり，基本的には，地盤が変形する時の伸び方向にジオテキスタイルを設置し，土とジオテキスタイルの間に発生する摩擦抵抗により，土の伸びひずみを拘束し，せん断すべり線の発達を抑えて地盤を補強するものである。最も合理的で経済的な手段はジオテキスタイルを最大伸張ひずみ方向に配置することであるが，実際にはその施工性を考慮し土中に水平に敷設されることが多い。一般的には，盛土や支持地盤等の土構造物の補強を目的とした場合，最大の圧縮主応力がほぼ鉛直方向で，その結果，水平方向に伸長ひずみが発生するため，ジオテキスタイルの配置方向とほぼ一致していると考えて良いことになる。

補強された土構造物は土とジオテキスタイルの相互作用に特徴がある。その因子としては，土の強度・変形特性およびジオテキスタイルの引張剛性・引張強さ・摩擦特性が重要であり，これらの複合挙動により補強土の一体化がなされ，自重および上載荷重に対して安定性が保持される。土中にジオテキスタイルが敷設された状態における強度・変形特性の改善効果を，ここでは補強土の一体化効果と呼ぶこととする。一体化効果はジオテキスタイルの敷設長さおよび間隔，さらに，先に述べた種々の因子に依存した結果として出現するため，現在の段階でそのメカニズムを解明し，設計に十分反映するには至っておらず，今後とも現場実測結果や室内試験結果と設計式との比較検討を通じて，より合理的なものとする必要があると考えられる。

現在まで実施された補強土の一体化効果の把握を目的とした室内試験には，三軸圧縮試験と平面ひずみ圧縮試験がある[1) 2) 3)]。これらの試験は供試体内にジオテキスタイルを水平に配置して，補強土の強度と変形特性を調べることを目的としたものであり，無補強時の土の強度・変形特性と比較して，一体化効果（補強効果の程度）を把握することに利用されている。試験による補強土の一体化効果は，ジオテキスタイルの強度と配置高さに依存していることは良く知られており，これらをパラメータにして試験を実施することが多い。

本項では，補強土の一体化効果を調べる試験として，三軸圧縮試験について説明する。圧縮試験を実施する際には，補強土となる乱した土を用いるので，使用土・締固め含水量・締固め方法および施工後の含水量の変化等の現場条件との対応に配慮して，供試体を作製し圧縮試験を実施することが必要である。供試体寸法は適用する実物のジオテキスタイルの格子間隔や土の粒径を考慮して適切なものとし，できるだけ大型のものが望ましい。なお，試験方法や試験上の注意点の詳細および特に記述のない点については，土質工学会編『土質試験法』・日本道路協会編『道路土工－土質調査指針』に準じて行うものとする。

(1) 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験は補強土の一体化効果を把握する目的で実施するものであり，補強土が破壊する時の極限状態におけるせん断強度と破壊に至るまでの軸ひずみ・体積変化を調べる。また，同時に供試体内に敷設したジオテキスタイルのひずみも測定することが望ましい。

試験により得られた値は，盛土・擁壁・基礎地盤等の全体的な変形検討において，ジオテキスタ

イルによる補強土構造物をマクロ的にとらえて，ＦＥＭ等により変形解析を行う際に利用しやすいであろう。

また，次式のように無補強時からのせん断強度の増加を補強効果による見かけの粘着力 C_R や圧縮強度の増加 $\Delta\sigma_1$ で表し，補強領域が一体化されたとする評価方法も考えられる[4) 5)]。

$$C_R = \beta T_D \sqrt{K_P}/2\Delta H \qquad (2.3.4.1)$$

$$\Delta\sigma_1 = \beta T_D K_P/\Delta H \qquad (2.3.4.2)$$

ここに，C_R ：見かけの粘着力(tf/m²)，β ：補正係数（＜1.0），T_D ：各種の材料安全率を考慮したジオテキスタイルの設計引張強さ(tf/m)，K_p ：受働土圧係数$=(1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$，$\phi$ ：内部摩擦角，ΔH ：ジオテキスタイルの敷設間隔（m），$\Delta\sigma_1$ ：補強効果による圧縮強度の増加量（tf/m²）である。

なお，補正係数βは三軸圧縮試験により補強土のせん断強度と無補強時の土のせん断強度との差$\Delta\sigma_1$を求め，それを次式のように正規化することで得られる。

$$\beta = \Delta\sigma_1 \Delta H/TrK_P \qquad (2.3.4.3)$$

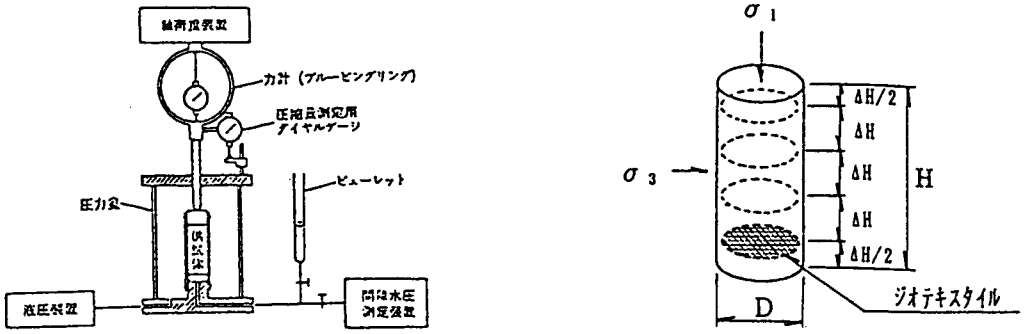
ここに，Tr ：ジオテキスタイルの半径方向引張強さ(tf/m)である。

土とジオテキスタイルの相互作用を考える時には，試験結果の補正係数βが $D/\Delta H$ に対してどの程度の依存性があるか否かを把握することも重要であろう。仮りに，依存性がある場合は $D_R/\Delta H$（D_R ：補強領域幅）における補正係数βを求め，それを利用するのも一方であろう。また，三軸圧縮試験ではジオテキスタイルのひずみ分布が３次元（欠球状）に分布するため，式（2.3.4.3）から求めた補正係数βは盛土等の補強土構造のように補強方向が１方向でひずみ分布が２次元（半円状）に分布する場合に比べて小さくなる傾向を示す。したがって，三軸圧縮試験より得られた補正係数βを２次元条件に使用する場合は，その値の換算に注意する必要がある。ただし，本試験により得られた値は補強領域をマクロにとらえた時の特性であり，剛な壁面を有していない場合ののり面付近における補強材間に挟まれた土の抜出し等の局所的な破壊に対する安定性については，別途検討する必要があるであろう。

1) 試験装置

三軸圧縮機は図－2.3.4.1に示すようにジオテキスタイルで補強した円柱供試体を上下の加圧板およびゴム膜で覆い，これに周辺から側圧σ_3を作用させ，上下方向から軸圧σ_1を加えることがでる圧力室を有するもので，試験のための適切な性能を持つひずみ制御式の三軸圧縮機とする。

供試体直径は適用する実物のジオテキスタイルの最大目合いに対して十分なものとし，特に，ジオグリッド・ジオネットを使用する場合は，供試体直径を最大目合いの３倍以上確保することが望ましい。



a）試験機　　b）供試体の作成

図－2.3.4.1　三軸圧縮試験機

2）試験方法

三軸圧縮試験は土質工学会編『土質試験法』第6編第4章三軸圧縮試験に準じて行うものとする。

側圧は最大盛土荷重の 0.5倍以下の範囲内で適切な大きさに設定する。軸方向圧縮はひずみ制御により行うものとし，圧縮速度は試験条件に応じて適切に定める。ジオテキスタイルの敷設間隔ΔHと供試体直径Dとの比はジオテキスタイルによる土塊の拘束効果と対象とする補強土構造物の寸法比等を考慮して決定する。

3）試験材料

試験に使用する盛土材等の試料土の最大粒径は供試体直径およびジオテキスタイルの敷設間隔の1/5～1/8とする。締固めの程度は自然含水比また最適含水比の値付近に含水比を調整して，最大乾燥密度の90％程度に締固める。

敷設するジオテキスタイルは供試体直径に併せるかやや小さ目にして切断し，図－2.3.4.1 b）に示すように水平に等間隔に配置する。

4）測定項目

- 軸ひずみ
- 軸圧応力
- 間隙水圧（$\overline{CU}$）
- 体積ひずみ（CD）
- ジオテキスタイルのひずみ（測定することが望ましい。）
- 供試体およびジオテキスタイルの破壊状態

5）結果の整理

試験結果は以下の内容で整理する。

- 主応力差～軸ひずみ
- 間隙水圧～軸ひずみ（$\overline{CU}$）
- 体積ひずみ～軸ひずみ（CD）

・圧縮強度～側圧

・圧縮強度～ D/ΔH

・補正係数β～ D/ΔH

・ジオテキスタイルのひずみ分布

6) 補強土の三軸圧縮試験の例

a）試験内容

イ）試　験　機：建設省土木研究所　大型三軸圧縮試験機

ロ）試　料　土：豊浦標準砂（$\gamma_d = 1.52tf/m^3$, $c = 0.0kg/cm^2$, $\phi = 40.5°$ ）

ハ）試 料 寸 法：直径 D＝35.8cm，高さ H＝80cm（平均値）

ニ）補　強　材：ＦＲＰ系ジオグリッド　ＧＢ５相当品（正方格子15mmピッチの試験用供試体）

引張強度　$T_f = 5.287tf/m$ （タテ・ヨコ同強度）

（試験体数n＝15の引張試験による信頼区間99.9%の引張強度下限値）

半径方向引張強度　$Tr = T_f\ell/D = 4.873tf/m$

（ℓ ：ジオテキスタイルの最外縁ストランドの幅，ℓ ＝33cm）

ホ）試験条件：圧密排水試験（CD）

側　　圧：$\sigma_3 = 0.5,\ 1.0,\ 2.0kg/cm^2$

ヘ）敷設間隔：ケース１：ΔH＝11.4cm(D/ΔH＝3.14，7枚)

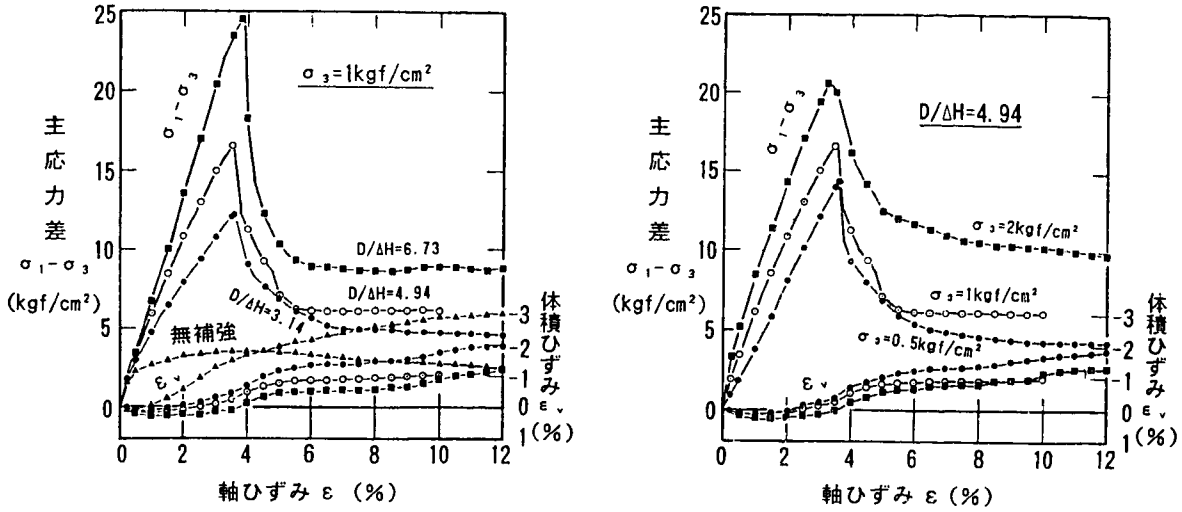
ケース２：ΔH＝7.25cm(D/ΔH＝4.94，11枚)

ケース３：ΔH＝5.32cm(D/ΔH＝6.73，15枚，$\sigma_3 = 1.0kgf/cm^2$のみ)

b）試験結果

イ）主応力差～軸ひずみ～体積ひずみ関係（図－2.3.4.2）

無補強土と補強土を比較すると補強土の圧縮強度（最大主応力差）が著しく増加していることが分る。また，同図ａ）ｂ）より圧縮強度の増加は D/ΔH と側圧σ_3の増加に比例するようである。引張剛性の高いジオテキスタイルを使用した影響により，載荷直後の0.5～2.0%ひずみ時の変形係数も高くなる傾向にある。ジオテキスタイルを密に配置したため，補強土の圧縮強度はジオテキスタイルの破断強さで決定され，その応力～ひずみ挙動はジオテキスタイルの破断による最大値を示した後，セメント改良土に見られるようなひずみ軟化挙動を呈し，その後は残留強度に収束する傾向となる。試験後にジオテキスタイルの破壊状態を観察すると，せん断面に沿ってジオテキスタイルは数片に分断されていたが，小分割されたジオテキスタイルが残存していた。この影響のため，残留強度は無補強土と一致しない結果となったようであり，その値はやはり D/ΔH に比例している。体積ひずみを見ると供試体中に敷設されたジオテキスタイルによりダイレタンシーに伴う側方ひずみが拘束されるため，無補強土に比較し補強土の体積膨脹は小さく，その値も D/ΔH に依存している結果となっている。

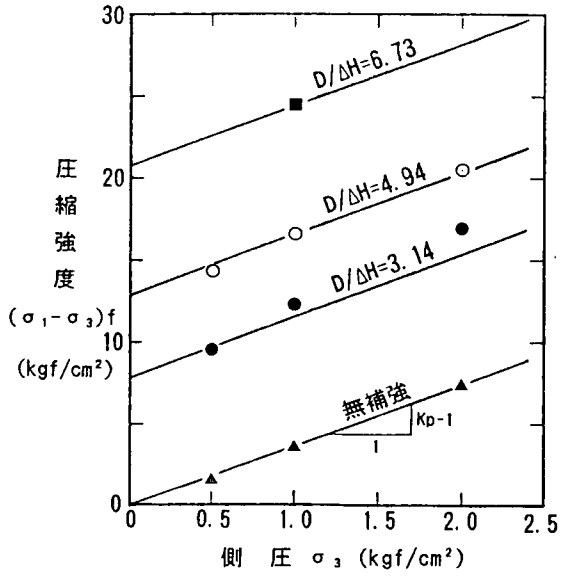


a） D/ΔH による補強効果の比較　　b） 側圧σ_3による補強効果の比較

図－2.3.4.2　主応力差～軸ひずみ～体積ひずみ関係

ロ）圧縮強度～側圧関係（図－2.3.4.3）

補強土の圧縮強度$(\sigma_1-\sigma_3)_f$を側圧σ_3との関係で整理すると同図中に見られるように無補強土の強度増加勾配である K_p-1 の勾配にほぼ一致する結果となる。補強土の結果に見られる K_p-1 勾配からの若干のずれはジオテキスタイル個々の引張強度のばらつきの影響による結果と解釈するのが妥当であろ。したがって，ここで使用した格子状のジオテキスタイルの土との摩擦抵抗は，土と同等かそれ以上の値で十分期待できるものと考えられる。

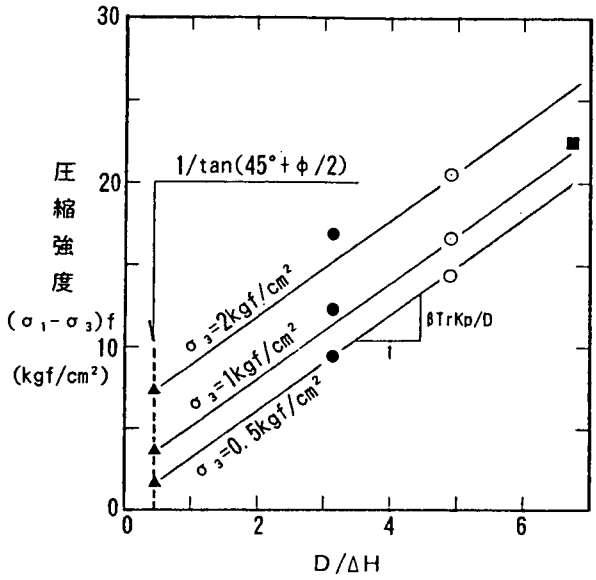


図－2.3.4.3　圧縮強度～側圧関係

ハ）圧縮強度～ D/ΔH 関係（図－2.3.4.4）

無補強土を含めて圧縮強度$(\sigma_1-\sigma_3)_f$を D/ΔH との関係で整理すると同図中に見られるように D/ΔH の増加に伴い圧縮強度の増加が得られ，側圧σ_3に依存せずその勾配は一定と

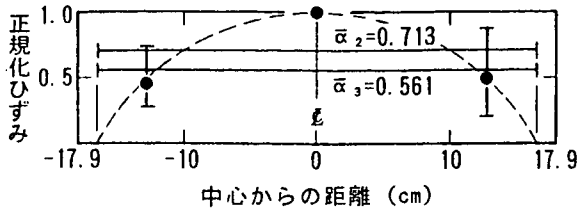
なる。この勾配sがジオテキスタイルによる補強効果であり，$s=\beta T_r K_p/D$ により表される。したがって，同図中よりsを読み取って補正係数βを求めても良いことになる。補正係数βは利用されるジオテキスタイルの有する特性，すなわち，引張剛性・引張強度・土との摩擦特性に依存するものと想定され，それらの相互作用の結果として得られるものであろう。現在のところ，これらの因子を明確な形で分離するまでには至っておらず，この点に関する一層の研究が望まれる。



図－2.3.4.4　圧縮強度～ D/ΔH 関係

ニ）ジオテキスタイルのひずみ分布（図－2.3.4.5）

本図は補強土の圧縮試験中の最大圧縮強度が発揮されている付近の計測した全ジオテキスタイルのひずみ分布をその平均値とばらつきで示している。最大圧縮強度付近という表現になったのはひずみゲージのリード線が土の変形に伴って断線し，途中で測定不能となったものもあるため，その直前の結果をも含んでいることによる。しかし，いずれの結果も供試体の軸ひずみε_1が 3.0%以上の時のものである。また，同図中のひずみの値は供試体中のジオテキスタイルのひずみで除して，正規化した状態で示している。同図より，ジオテキスタイルのひずみ分布は供試体中で一様になっていないことが分り，ジオテキスタイルの引張強度が一様に働かず中心部のジオテキスタイルが最初に破断するため，補強土の理論強度の値（式（2.3.4.2）のβが省略されたもの）とはならず，それより低下する値になると判断される。この分布に円弧を仮定して積分値（欠円の面積および欠球の体積）を求め，それを平均化して実効ひずみ率$\bar{\alpha}_2$，$\bar{\alpha}_3$とする。$\bar{\alpha}_2$は2次元状態，$\bar{\alpha}_3$は3次元状態に対応する平均値と見なすことができる。ここでは，$\bar{\alpha}_2=0.713$，$\bar{\alpha}_3=0.561$ と求められた。これらの値も補正係数βと何らかの関係があるものと考えられる。

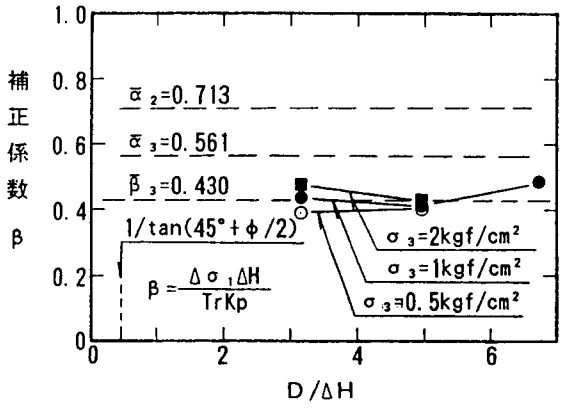


図－2.3.4.5　ジオテキスタイルのひずみ分布

ホ）補正係数 β ~ D/ΔH 関係（図－2.3.4.6）

本図は補強土の圧縮試験結果を基に式（2.3.4.3）により，補正係数βを $\beta=\Delta\sigma_1\Delta H/T_r K_P$ として求め，D/ΔH との関係で整理したものである。同図より，本試験条件下のように D/ΔH が比較的大きく，ジオテキスタイルが密に配置されて補強土の強度が補強材の破断で決定される状態においては，補正係数βは D/ΔH に依存せず概略一定であることが分り，その平均値は$\bar{\beta}_3=0.430$ となる。また，図－2.3.4.5により求めた3次元状態を仮定した実効ひずみ率$\bar{\alpha}_3$に近い値となるが若干低下するようである。これは高さ方向の各位置に敷設されたジオテキスタイルの中心部材が同時に破断せず，供試体内でジオテキスタイルの局所的な破断が進行性的に発生して行くという非一様性に起因したものと考えられる。通常の盛土構造に見られる2次元条件の検討に際しての補正係数βは $\beta=\bar{\beta}_3\bar{\alpha}_2/\bar{\alpha}_3$ と換算して利用すれば良いであろう。

本例で示した補強土の特性は1種類のみのジオテキスタイルを用いた例であり，今後種々のジオテキスタイルについて検討する必要があろう。



図－2.3.4.6　補正係数 β ~ D/ΔH 関係

7）試験結果の利用

補強領域と基礎地盤・上載盛土等を含めた土構造物の全体的な変形検討（外的安定条件）をFEM等により実施する場合，補強領域に密に配置されたジオテキスタイルとその間の土を詳細にモデル化して解析することは構造系全体のバランスから考えてあまり好ましいことではない。このような場合には，補強領域が土とジオテキスタイルの一体化された構造であるとして，マクロ

的な強度・変形特性を設定して検討するのが合理的である。外的安定検討のうちで，補強領域と基礎地盤・上載盛土等を含めた全体に対して円弧すべり検討を行う場合，補強領域は一体化された構造として，土中に配置されたジオテキスタイルの補強効果を適切に評価して強度定数を設定する必要がある。

本試験により求められた補正係数βはこのような場合に利用できるものであり，その時，式（2.3.4.1）を用いて見かけの粘着力C_Rを見込むという考えもあるであろう。また，試験はジオテキスタイルと土との摩擦特性等の相互作用を調べ，その組合せにおける有効性を確認するための容易なインデックス試験としても有効であろう。

ただし，本試験はあくまでもジオテキスタイルの効き方の比率である補正係数βを求めるためのものであり，ここで得られる試験結果の強度増加量$\Delta\sigma_1$や変形係数E_{50}を直接的に実際の補強土の検討に利用してはならない。その理由は，補強土の強度特性はジオテキスタイルの引張強さT_fと敷設間隔ΔHとの比$T_f/\Delta H$に比例するものであり，三軸圧縮式試験用の補強土と実物の補強土ではこの$T_f/\Delta H$が著しく異なり，三軸圧縮供試体の強度は実際のものに比べ過大な評価となりやすいためである。また，厳密に言えば，土の粒径とジオテキスタイルの表面の粗さや格子間隔に依存する寸法効果も含んでいる可能性もあるので，補正係数βを使用するに当たっても適切な安全率を見込む等の対応が必要であろう。

8） 試験上の留意点

ジオテキスタイルは鉄やコンクリートに比較して一般にクリープしやすい材料であるため，試験中のジオテキスタイルのひずみ速度がジオテキスタイル単体の引張試験等のものと著しく異なると，補正係数βとして設定される値が実際を反映しないこともあるので，その点に十分留意して試験を実施しその結果の評価を行うのが良い。また，強度に直交異方性があるジオテキスタイルを用いた供試体に対して試験を行なった場合は，その異方性から側方ひずみが必ずしも一様にならず破壊機構が複雑になる。特に，データのバラツキが大きく定性的な傾向もないようなデータにおいては，供試体やジオテキスタイルの破壊状態の観察に基づき，破壊面の方向にジオテキスタイルの強度変換を行い，データを整理し直すことが望ましい。

不織布等の伸びの大きいジオテキスタイルを用いた供試体に対して試験を行なった場合は，明確なピーク強度が現れないことがある。このような場合には，土構造物の許容変位量を考慮した適切な圧縮ひずみを設定し，その時点における値を補強土の特性として，データ整理を行う必要がある。

参考文献

(1) 建設省土木研究所ほか：ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究報告書（その4），昭和63年12月

(2) 福島，望月，香川：超大型三軸圧縮試験による実物補強材の補強効果確認試験，第2回ｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙｼﾝﾎﾟｼﾞｳﾑ，1987.12

(3) 龍岡，金藤，三木，生原，浜田，佐藤：引張り補強材による砂の補強についての基礎的研究，土

と基礎, Vol. 31, No. 9

(4) 土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル

(5) 土質工学会編：補強土工法, 第2編メカニズムと設計の基本, 1986

2.3.5　支持力特性

ジオテキスタイルを敷設した超軟弱地盤上に盛土を施工する敷設材工法，あるいは，軟弱路床上の仮設道路や未舗装道路などの輪だち掘れを防止するための軟弱路床処理工法など，ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤対策工法が従来広く実施されている。この工法は，シート工法やネット工法（敷網工法）等と称するもので，ジオテキスタイルによる軟弱地盤の補強作用，不良土と盛土材，路盤材との分離作用，軟弱地盤の変形の拘束作用を期待している。

ジオテキスタイルを敷設した地盤の設計は，施工機械や自動車等の載荷重量に対する支持力について検討する。しかし，支持力を評価する方法は従来経験的に行われてきたが，支持力特性を正しく評価して設計に結び付けていくことが重要である。このため，これまでいくつかの支持力特性を評価する載荷試験が実施されてきている。これらの載荷試験は，基準化・標準化できる段階には至っていないが，これまで共同研究で取り組んできて，支持力特性を評価するのに有効と考えられる試験方法について以下に述べる。

(1)　平板載荷試験

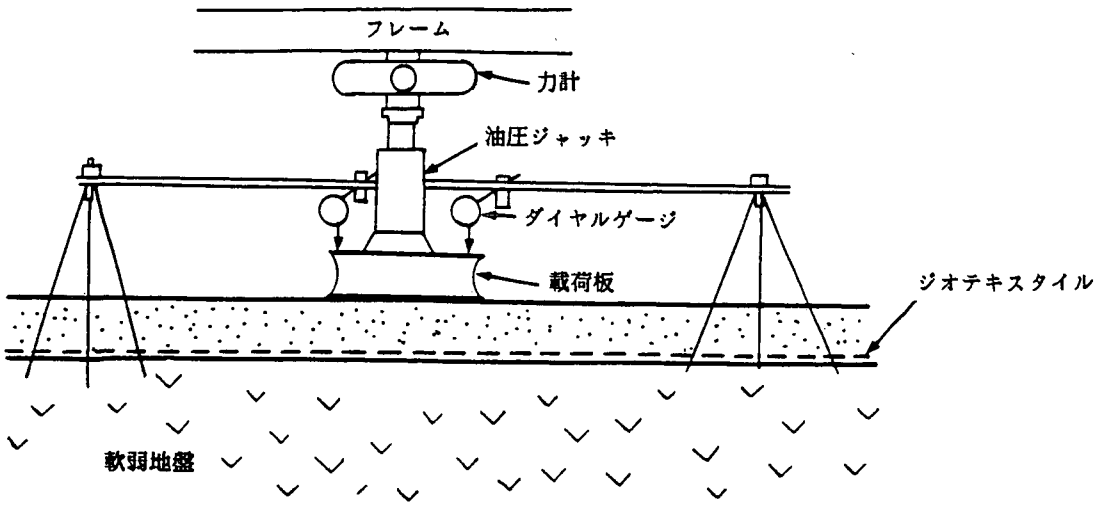
1)　試験の目的

ジオテキスタイル敷設地盤の平板載荷試験は，ジオテキスタイルと地盤との複合地盤の支持力効果を現地で直接確認して，施工機械のトラフィカビリティーや，道路路床としての支持力や地盤反力係数を検討することを目的としている。

2)　試験装置および試験方法

平板載荷試験の試験方法，試験装置については，「地盤の平板載荷試験方法」（ＪＩＦ規格：Ｔ－25－81）及び「道路の平板載荷試験方法」（JIS A-1215-1980)に準じて行うこととする。載荷は，図－2.3.5.1に示すように第一層を転圧した上で行う。測定は，載荷段階毎の載荷板の沈下量（変位計による）と載荷圧力（荷重計による）を計測する。

試験を終了する基準としては，それぞれの構造物に応じた許容沈下量に達するか，あるいは荷重強さが現場で予想される最も大きな荷重の大きさ，または，地盤の降伏点を超えるまで実施する。

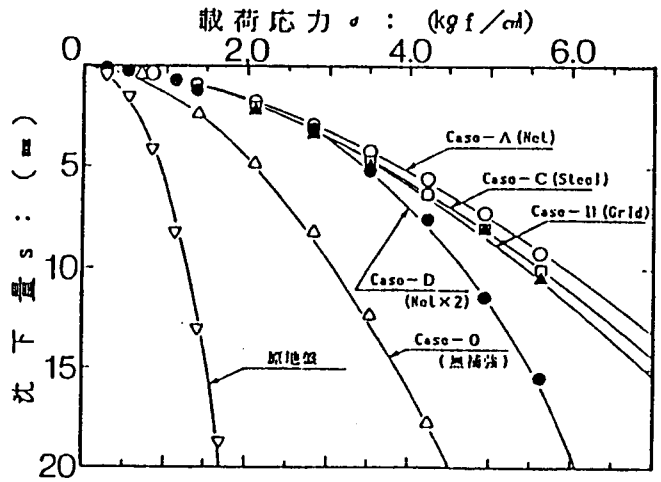


図－2.3.5.1　平板載荷試験

3）　試験結果の整理

ジオテキスタイルを敷設した地盤の支持力を検討するかめには，「地盤の平板載荷試験」，「道路の平板載荷試験」に準じて，以下の項目で試験結果を整理する。

- 載荷強さ－沈下量曲線（図－2.3.5.2　は，試験結果の一例[1]）
- 地盤反力係数
- 極限支持力



図－2.3.5.2　平板載荷実験による載荷強さ－沈下量曲線の一例

4）　試験結果の利用

試験結果の適用の一例として，施工機械のトラフィカビリティー確保について以下に示す。施工機械のトラフィカビリティーは，通常ポータブルコーンペネトロメーターで測定したコーン指数q_cをもとに判断している。また，道路土工指針では，これと併記して，施工機械の接地圧を示している。ここでは，表－2.3.5.1に示す接地圧と，ジオテキスタイルを敷設した地盤での支持

力を比較して，トラフィカビリティーの判断の目安となる。

表－2.3.5.1　建設機械の走行に必要なコーン指数

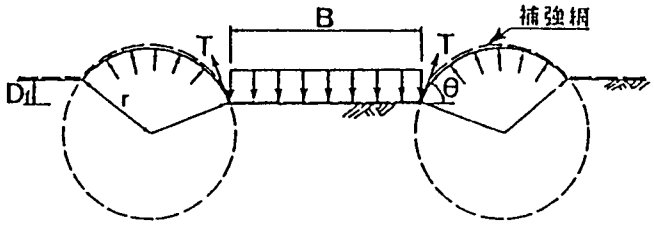
建設機械の種別	コーン指数 q_c (kgf/cm^2)	建設機械の接地圧 (kgf/cm^2)
超湿地ブルドーザ	2以上	0.15－0.23
湿地ブルドーザ	3 〃	0.22－0.43
普通ブルドーザ（15t 級程度）	5 〃	0.50－0.60
普通ブルドーザ（21t 級程度）	7 〃	0.60－1.00
スクレープドーザ	6 〃（超湿地形は4以上）	0.41－0.56（0.27）
被けん引式スクレーパ（小形）	7 〃	1.3－1.4
自走式スクレーパ（小形）	10 〃	4.0－4.5
ダンプトラック	12 〃	3.5－5.5

(2)　土槽模型載荷試験

1)　試験目的

ジオテキスタイルを敷設した地盤の補強メカニズムは，現在のところ十分解明されていない。本載荷試験は，ジオテキスタイルの効果と支持力増加のメカニズムを解明するために，研究レベルで実施されている。

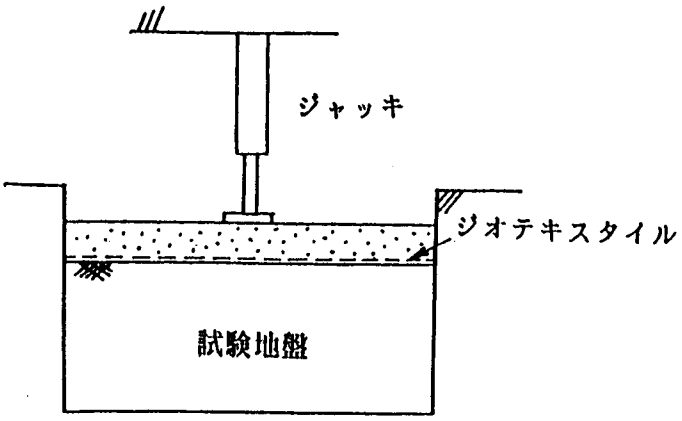
また，設計との関連では，ジオテキスタイルを敷設した地盤の支持力算定式は，Terzaghi の支持力公式に基づく計算式（例えば，福住ら[2]や山内ら[3]の提案式）があるが，図－2.3.5.3に示すような載荷状態の地盤の変形を表す D_f，θ，r の定数を必要とする。これらの定数は理論的に明確な値はなく，また定量的に計測されたデータも少ない。このため本試験は，設計に用いる D_f，θ，r の定数を把握することを目的に実施されている例がある。



図－2.3.5.3　Terzaghiの支持力理論に基づく算定法の概念図

2)　試験装置および試験方法

土槽模型載荷試験の方法および試験装置については，現在のところ基準化，標準化されたものはなく，研究のために各研究機関が様々な装置，試験方法で実施している。図－2.3.5.4は，土槽載荷装置の一例である。ここで，試験条件として現地の状態をなるべく正確に再現する必要がある。



図－2.3.5.4　土層模型載荷試験

土槽の大きさは，幅2500㎜～600㎜，深さ1000㎜～600㎜，奥行2500㎜～500㎜程度である。しかし，現地の状態をなるべく正確に再現するためには，できるだけ大きな土槽を用いるべきである。これは，現地ではかなり広範囲にジオテキスタイルを敷設して定着長がかせげるので，載荷重が作用した場合はジオテキスタイルにかなりの引張力が発生すると考えられる。しかし，土槽の小さな模型実験では定着長がかせげないので，ジオテキスタイルに引張力が発生しないことがある。このため，小さな土槽を用いる場合は，ジオテキスタイルに引張力が発生するように，ジオテキスタイルの端部を設けるなど，工夫が必要である。

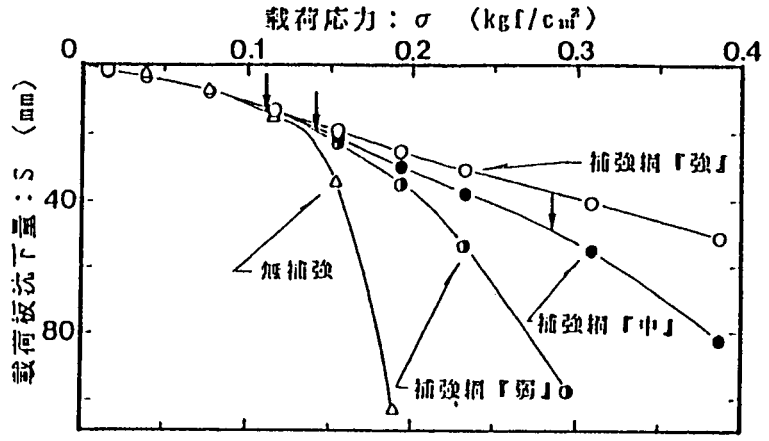
試験方法としては，試験土槽に載荷装置（油圧ジャッキ，ベロフラムシンリンダー等）が取り付け可能な反力桁を設置し，載荷板を通じて帯状荷重などを載荷する。また，載荷板の幅は，使用する土槽の幅を考慮して決定する。

測定項目としては，載荷重，載荷板沈下量の他に，支持力算定式の D_f，θ，r を検討する場合には，載荷板周辺の地盤の変形およびジオテキスタイルに発生する張力等である。

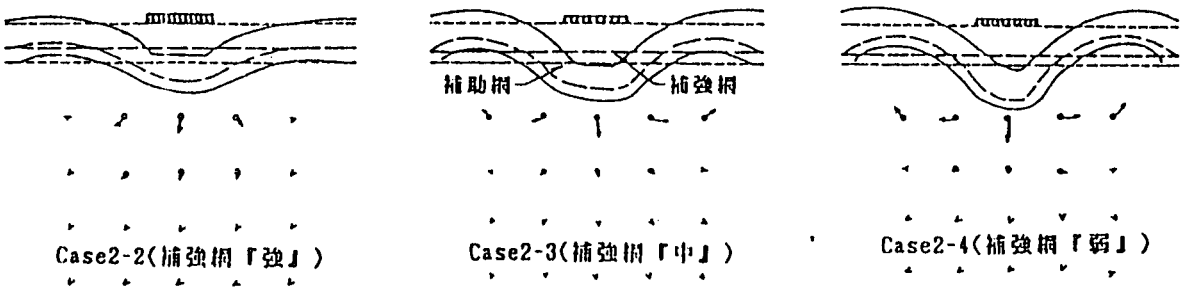
3）試験結果の整理

試験結果は，以下の項目で整理する。

- 載荷強さ、沈下量曲線（図－2.3.5.5 は，試験結果の一例）
- 地盤反力係数
- 極限支持力
- 支持力算定式の地盤変形に関する定数 D_f，θ，r を把握するための，載荷板周辺の地盤の変形状況（図－2.3.5.6 は，試験結果の一例）



図－2.3.5.5　土槽模型載荷試験載荷応力－沈下量の関係の一例



図－2.3.5.6　地盤の変形状況の一例

4)　試験結果の利用方法

試験で求められた荷重強さと，このときの D_f，θ，r との関係は，ジオテキスタイル敷設地盤の支持力の設計に利用することができる。しかし，実際の現地での地盤の規模や載荷幅の大きさが異なるため，地盤の変形状態が土槽載荷試験と実際は違ってくる。設計において十分検討した上で，設計に用いるべきである。

設計の詳細は，「5章　軟弱地盤対策　5.3の敷設材工法」で述べる。

参考文献

(1)　土木研究所他：ジオテキスタイルによる軟弱地盤の表層補強に関する共同研究報告書，1988.9

(2)　福住他：ビニロンシートによる軟弱地盤表層処理工法，第23回土木学会年次学術講演会，pp.122-1～122-4, 1968

(3)　山内，後藤：敷網工の実用支持力公式の一提案，九州工学集報第52巻3号，1979.6

盛土補強工法

3. 盛土補強工法

3.1 設計法

3.1.1 適用範囲

本設計法は，のり面勾配が1：1.0 よりゆるい盛土に適用し，ジオテキスタイルによる補強の目的として，次のようなケースを対象とする。

a）ジオテキスタイルを引張補強材として使用して，盛土本体を補強する。

b）盛土材料が高含水比の土からなる場合に，ジオテキスタイルを排水材として使用して，盛土の圧密促進を計ることによって盛土本体を補強する。

c）完成後の盛土の浸透水の排除を目的として，ジオテキスタイルを排水材として使用する。

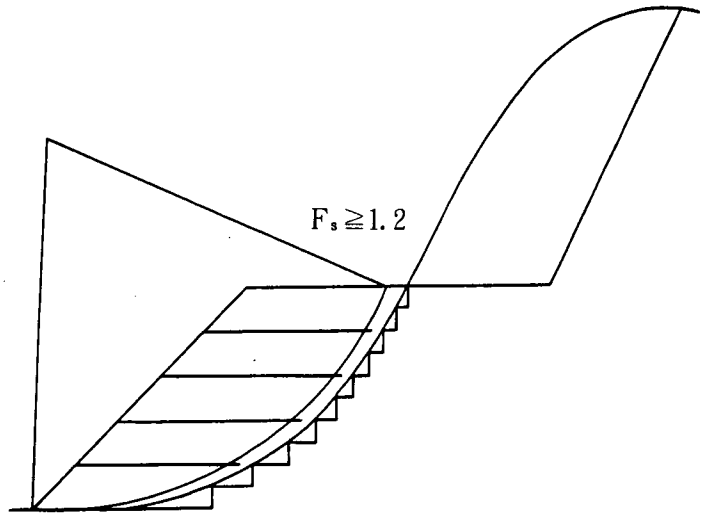
d）主として，締固めが不十分になりやすいのり面表層部において，ジオテキスタイルを転圧補強材として使用して盛土の締固めの向上をはかり，のり面表層付近の強度を増加させるとともに，ジオテキスタイルを引張補強材として働かせて表層崩壊やのり面浸食を防止する。

なお，場合によっては，上記のa），b），d）の複数を目的にすることもある。

盛土に使用する盛土材料の適用範囲については，3.1.2に述べるとおりとし，基本的には道路土工指針の盛土材料の選定の考え方に準じる。またジオテキスタイルとしては，過去の実績や第2章に示した長期的な試験等から，耐久性の評価されたものを使用することを前提としている。

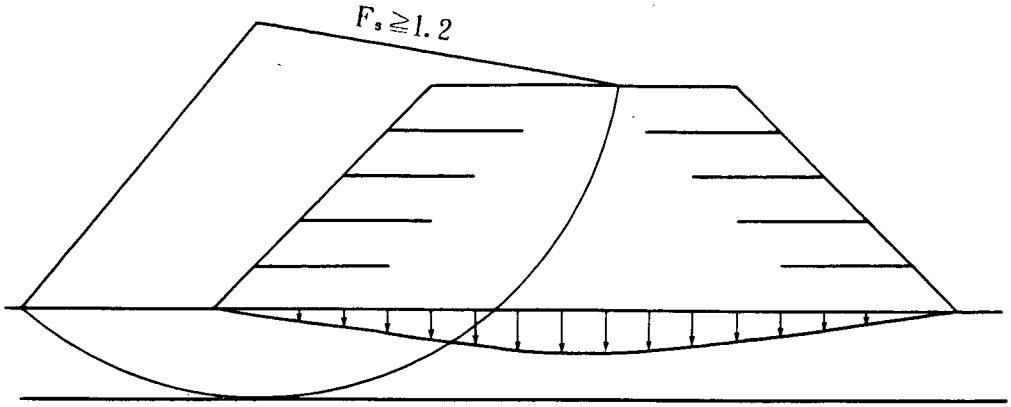
片盛り箇所や軟弱地盤上の盛土等に対する本設計法の適用の考え方ならびに地震に対する設計の考え方は，次のとおりとする。

(1) 片盛りのうち，地山との境界でのすべりに対する安全率が$F_s \geqq 1.2$ の場合は，アンカー等による定着の必要がないので，本設計法が適用できる。地山からの浸透水がある場合は，道路土工指針に示された方法により十分な排水工を設置したうえで本設計法を適用する。



図－3.1.1.1 片盛り箇所

軟弱地盤上の盛土のうち，軟弱層を通るすべりに対する安全率が$F_s \geqq 1.2$ を満足するような比較的良質の地盤か，そのような条件を満足するように地盤改良を行った場合は，本設計法を適用することができる。



図－3.1.1.2　軟弱地盤上の盛土

(3) 補強盛土の基礎地盤にすべりを生じやすい弱層があったり，既設の盛土などがある場合には，本設計法に加えて基礎地盤をとおるすべりに対する安定の検討が必要である。

(4) 地震に対する設計の考え方としては，通常の盛土では常時の設計計算における安全率の中に地震荷重の影響も考慮されていると考えられるため，一般には地震時の設計計算を行わないでよいこととした。しかし，(a)万一崩壊すると隣接物に重大な障害を与える場合，ならびに(b)万一崩壊すると復旧に長期間を要し，構造物の機能を著しく阻害する場合には，6章で述べる方法で別途地震の影響を考慮した設計を行うことが必要である。

3.1.2　材料の選定

(1) 盛土材料の適用範囲

盛土材料としては，通常ほとんどの材料が使用できると考えてよいが，ベントナイト，風化の進んだ蛇紋岩，温泉余土，腐植土などは，膨張性および圧縮性が大きいので，盛土材料として不適当である。また高含水比粘性土では，建設機械のトラフィカビリティについて検討しておく必要がある。

また，ジオテキスタイルの耐久性に影響を及ぼすおそれのある土の化学的性質についても注意が必要である。ｐＨが4以下の強酸性土やｐＨが12程度以上（特に重要な構造物ではｐＨが10程度以上の）強アルカリ性の土や石灰安定処理土などでは，ジオテキスタイルの種類によってはその耐久性に影響を及ぼす場合があるので，使用にあたっては2.2.6に示すようなジオテキスタイルの化学的な耐久性試験を実施するなど，慎重な配慮が必要である。

岩砕や礫混じり土では，施工中にジオテキスタイルの損傷のおそれがあるので，2.2.5で述べた引裂き試験や破壊試験あるいは試験施工等により損傷の受けやすさの程度を調査したうえで，損傷

に強いジオテキスタイルを選定するとともに，ジオテキスタイルの材料安全率を大きめに見込んだり，施工上の工夫を行うなど，慎重な検討を行うことが望ましい。（3.1.3参照）

(2) ジオテキスタイルの選定

使用目的（用途）に応じたジオテキスタイルの選定の目安としては表－3.1.2.1を，また土質に応じたジオテキスタイルの選定の目安としては，表－3.1.2.2を参考にするとよい。また，第2章で述べた各種試験により，特性を明らかにしたジオテキスタイルを用いることを原則とする。

表－3.1.2.1　各種用途に適したジオテキスタイルの種類

ジオテキスタイルの使用目的	使用に適したジオテキスタイルの種類			
	不織布	織　布	ジオグリッド	ジオネット
排水による土質安定	○			
排水と補強による土質安定	○			
補強による土質安定		△	○	△
のり面の浸食抑制	○	○		

〔凡例〕　○：適用可
△：条件によって適用可

表－3.1.2.2　土質に応じたジオテキスタイルの選定目安

ジオテキスタイルの種類 ＼ 土質区分		(1) 開口部をもつ格子状のもの（ジオグリッド，ジオネット等）	(2) 排水機能をもつもの（不織布，複合製品）	(1)と(2)の組合せ
礫　質　土		○（ただし粒径の制限あり）		
砂質土	砂	○	○	
	砂質土	○	○	○
粘性土	低含水比の粘性土	△	○	○
	高含水比の粘性土	×	○	○

〔凡例〕　○：適用可　　△：条件によって
×：適用不可

3.1.3 設計定数

(1) 盛土材料および基礎地盤の土質定数

安定，沈下，変形などの計算に用いる土質定数には，使用する盛土材料や基礎地盤の土質ごとに求めた土質試験結果の平均値または代表値を用いる。

設計計算に用いる土質定数の主なものは，表－3.1.3.1のとおりである。

表－3.1.3.1 主要な土質定数

状態定数		強度定数		圧密・変形定数	
含水比	w	一軸圧縮強さ	q_u	圧縮係数	a_v
間隙比	ℓ	粘着力	c	体積圧縮係数	m_v
密度	ρ		c'	圧縮指数	C_c
透水係数	k	せん断抵抗角	ϕ	圧密係数	C_v
締固め曲線	ρ_d ～w		ϕ'	e～log p曲線	e～log p
最大乾燥密度	ρ_d	強度増加率	m	変形係数	E
最適含水比	w_{OPT}	N 値	N	地盤反力係数	K

以上の土質定数はそれぞれ土質試験を行って決定する。安定計算に用いる盛土材料のせん断特性を求めるためには，予定された盛土材料を用いて現場の施工条件を考えて供試体をつくり，検討の対象となる盛土の条件にあわせた試験を行う必要がある。盛土材料が砂質系で排水性が比較的高い場合には，飽和状態で三軸ＣＤ試験を行う。また，圧密により強度増加の生じる土の場合は，三軸ＣＵ試験を行う。なお，岩砕等で劣化等による長期的な強度低下のおそれがある場合は，それを評価するための慎重な検討が必要である。

(2) ジオテキスタイルの設計引張強さ

ジオテキスタイルの設計引張強さは，単に最大引張張さを用いるのでなく，次式に示すように，これにクリープや耐久性あるいは施工中の損傷などを考慮した材料安全率を考慮して決定する。

$$T_A = \frac{T_{max}}{F_{cr} \times F_D \times F_c \times F_B} = \frac{T_{cr}}{F_D \times F_c \times F_B} \qquad (3.1.3.1)$$

ここに，T_A ：ジオテキスタイルの設計引張強さ

T_{max} ：ジオテキスタイルの最大引張張さ

F_{cr} ：クリープ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

F_c ：施工中の損傷を考慮した材料安全流率

F_B ：接合部の強度低下を考慮した材料安全率

T_{cr} ：クリープを考慮したジオテキスタイルの限界引張強さ

クリープを考慮したジオテキスタイルの限界引張強さT_{cr}は，引張試験によって求めたジオテキ

スタイルの最大引張強さT_{max}にクリープ低減係数μを乗じて，あるいはμの逆数であるクリープを考慮した材料安全率F_{cr}で割った次式のように表される。

$$T_{cr} = \mu \cdot T_{max} = \frac{T_{max}}{F_{cr}} \qquad (3.1.3.2)$$

ここに，μ：クリープ低減係数

永久構造物の場合には少なくとも一年以上のクリープ試験のデータが必要である。クリープを考慮した限界引張強さT_{cr}は，クリープ試験によって発生する弾性ひずみを合わせた全ひずみの限界を設定して2.2.3に示したクリープ限度線図から決定する。

次に，日光や土中での化学的・生物学的作用による長期的な材料の劣化特性を考慮した安全率F_Dについては，これまでF_D＝1.0～2.0の範囲のデータが報告されている。日光の直射を避けるなど，適切な処置を施したジオテキスタイルで通常のｐＨ５～９の土中で使用する場合には，材料の強度劣化の影響は少ないと考えられるが，2.2.6に示すような化学的劣化の試験の結果から判断して材料安全率を設定するのがよい。

また，強酸性・強アルカリ性土壌中の熱水の影響を受けるような特殊条件下でジオテキスタイルを使用しなければならない場合や，ジオテキスタイルが長期間直射日光，雨雪にさらされる場合などでは，材料によって強度低下を生じるおそれがあるので，2.2.6に示すような化学的劣化の試験を必ず行い，長期的な耐久性を評価しておく必要がある。

施工中の損傷を考慮した材料安全率F_cについては，まだよくわかっていない点が多く，現在，試験施工による検討や2.2.5で述べたような試験法の検討が進められているところである。砂質土や粘性土などの一般的な土質材料の場合には，施工中ジオテキスタイルの損傷は少ないので，F_c＝1.0と考えてよいと思われる。しかし，岩砕や礫混じり土などを用いる場合には，施工中の損傷による材料の強度低下のおそれが十分に考えられるし，またそうした試験施工の結果も得られている。したがって，2.2.5で述べたような試験からジオテキスタイルの損傷の受けやすさの程度を把握したり，現場の施工条件を再現した試験施工を行って損傷の実態を明らかにし，その結果をもとに，しかるべき材料安全率を見込んだり，適切な施工上の工夫を行う必要がある。

接合部の強度低下を考慮した材料安全率F_Bの値は，原則として2.2.3で述べたような接合部の引張強度試験を行って決定する。

(3) ジオテキスタイルと土との摩擦抵抗

ジオテキスタイルと土との摩擦抵抗は，ジオテキスタイルの定着長をもとめる際に必要となる。ジオテキスタイルの定着長L_eを土の強度定数c，ϕを用いて次式により求める場合の補正係数α_1，α_2の目安としては，表－3.1.4を参考にするとよい。

$$L_e = \frac{F_s \times T}{2 \times (\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan\phi)} \qquad (3.1.3.3)$$

L_e　：定着長

T　：ジオテキスタイルの引張力

C，ϕ：土の強度定数

σ_v　：拘束圧

F_s　：引き抜きに対する安全率

表－3.1.3.2　ジオテキスタイルと土との摩擦抵抗に関する
土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数α_1，α_2

	α_1	α_2	三軸試験の条件
砂または砂質土 （細粒分含有率が30％未満の土）	0	1.0	CD，CU
砂質土または粘性土 （細粒分含有率が30％以上の土）	0.5	1.0	UU

(4)　ジオテキスタイルの面内方向通水性

ジオテキスタイルの面内方向通水性は，原則として2.2.4に示した面内方向通水試験によって決定する。設計値は，試験値をジオテキスタイルの面内方向の通水性に関する材料安全率F_sで除して求める。

3.1.4　設計外力

(1)　荷重の種類と組合せ

補強盛土の設計にあたっては，設置位置における気象条件や環境条件，使用目的，施工条件，補強土壁の規模などから必要とされる荷重を表－3.1.4.1から選択するものとし，必ずしも，同表に示したすべての荷重を採用する必要はない。

表－3.1.4.1　荷重の種類

荷重の区分	荷　重　の　種　類
主　荷　重	1.　自重
	2.　載荷重
従　荷　重	3.　地震の影響
主荷重に相当する特殊荷重	4.　雪荷重
	5.　特殊な条件における荷重

通常の設計では，自重と載荷重の組合せとする。また，地震を考慮する場合は，自重および地震慣性力の組合せとする。ただし，特に浮力，水圧および積雪荷重など他の荷重が問題となる場合はそれらの影響を考慮しなければならない。

(2) 地震荷重に対する配慮

地震に対する設計の考え方については，通常の盛土では常時計算における安全率の中に地震荷重の影響も考慮されていると考えられるため，一般には地震時の設計計算を行わないでよいこととした。

しかし，(a)万一崩壊すると隣接物に重大な障害を与える場合，ならびに(b)万一崩壊すると復旧に長時間を要し，構造物の機能を著しく阻害する場合には，6章でのべる方法で別途地震荷重を考慮した設計を行うことが必要である。

3.1.5 安全率

本設計法で用いる安全率の種類とその値の目安をまとめると表－3.1.5.1のようになる。

表－3.1.5.1 安全率の目安

安全率の種類		設計安全率（常時）
円弧すべりに対する安全率		$F_s \geqq 1.2 \sim 1.3$
ジオテキスタイル材料安全率	クリープを考慮した安全率	$F_{cr} = 1/\mu$
	耐久性の考慮した材料安全率	F_D （3.1.3参照）
	施工中の損傷を考慮した材料安全率	F_C （ 〃 ）
	接合部の強度低下を考慮した材料安全率	F_B （ 〃 ）
ジオテキスタイルの通水能力に対する安全率		$F_s \geqq 2.0$
引抜きに対する安全率		$F_s \geqq 2.0$

注）ジオテキスタイルの材料安全率F_sは，クリープを考慮した材料安全F_{cr}，耐久性を考慮した材料安全率F_D，施工中の損傷した材料安全率F_Cおよび接合部の強度低下を考慮した材料安全率F_Bをかけ合わせたものとし，次式で定義する。

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

ここに，T_{max} ：ジオテキスタイルの最大引張強さ

T_A ：ジオテキスタイルの設計引張強さ

F_{cr} ：クリープを考慮した材料安全率で$F_{cr} = 1/\mu$

（μ：クリープ低減係数）で定義する。

3.1.6　引張補強材としての設計

(1) 適用

本設計法は，ジオテキスタイルを引張補強材として使用して，盛土本体の補強を行う場合に適用する。なお基礎地盤が軟弱地盤等で地盤の支持力を増加させたり，すべり破壊を防止することを目的にジオテキスタイルを使用する場合は，「第5章　軟弱地盤対策」で設計を行う。また，耐震設計を必要とする盛土の場合は，常時の設計を行ったあと，「第6章　耐震設計」で地震時の設計を行う。

(2) 基本条件の確認

ジオテキスタイルを用いた盛土補強工法の設計上考慮しておくべき事項は，次に示すような基本的条件があり，この条件を確認しておく必要がある。

a）設置箇所の地形条件

- 地すべり，軟弱地盤，崖錐箇所等の有無とその規模
- 設置箇所の斜面形状
- 片切り，片盛りの有無等

b）設置箇所の現地盤の条件

- 地盤の成層状態，及び各層の土質と物理・力学的特性
- 地下水等の条件（地下水位，間隙水圧，湧水，伏流水等）

c）施工条件

- 作業上の制約条件
- 現場の保全対策，安全対策
- 使用機械，作業方法，締固め基準

d）周辺構造物への影響

- 用地境界，既設構造物の位置，規模等の確認
- 重要構造物への近接状況

e）気象条件

f）経済性，景観性

g）補強盛土の設置目的，機能の検討

h）その他構造上，特に考慮しなければならない事項

- 対象とする構造物（道路盛土，宅地造成など），永久構造物，仮設構造物

(3) 設計条件の設定

次の事項を明らかにして，設計条件を設定する。

a）設計断面（盛土の高さ，盛土幅，盛土のり面の勾配，背面地山のある場合の勾配，施工中の片勾配，のり面排水工等）

b）設計外力（3.1.4で述べた荷重の種類）

c）設計定数（盛土材料の性質と土質定数，基礎地盤の性質と土質定数，候補として考えられるジオテキスタイルの性質と各種定数，ジオテキスタイルと土との摩擦特性など）

(4) 補強盛土の考慮すべき破壊モード

図－3.1.6.1に示す破壊モードについてそれぞれ検討し，適切なジオテキスタイルの選定と配置をしなければならない。

a）補強領域内部をすべる破壊モードの検討（内的安定の検討）

ジオテキスタイルの補強領域をとおるすべりに対して，図－3.1.6.1(a)に示すようにジオテキスタイルが破断したり，あるいは著しく伸長するために，盛土が補強領域の内部ですべり崩壊する破壊モードについて検討する。設計においては，このような破壊モードが生じないように，ジオテキスタイルの敷設枚数や必要引張強さを確保する。

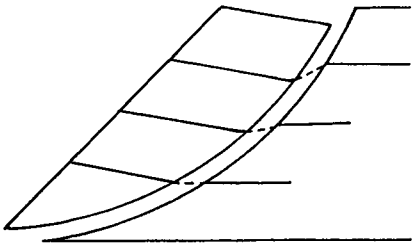
また，図－3.1.6.1(b)に示すように補強領域のなかのすべりに対して，ジオテキスタイルが引き抜けて盛土が崩壊する破壊モードについて検討する。設計においては，ジオテキスタイルの引張力に対して，引き抜けない定着長を確保する。

b）補強領域の外側をすべる破壊モードの検討（外的安定の検討）

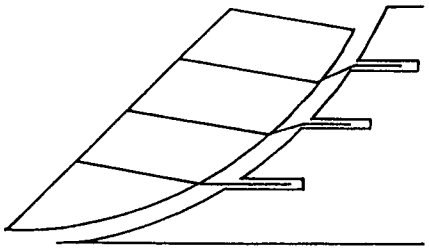
図－3.1.3(c)に示すようなジオテキスタイルの補強領域の外側のすべり（ジオテキスタイルと一部交差するすべりでも可）に対する盛土の破壊について検討する。設計においては，このようなすべり破壊の生じないジオテキスタイルの敷設長さを確保する。

c）のり面部の斜面破壊の破壊モードの検討（部分安定の検討）

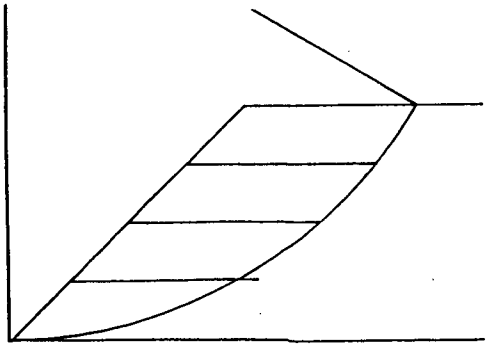
図－3.1.3(d)に示すように，ジオテキスタイルで挟まれた土塊の抜け出しや，エロージョンなどによるのり面の崩壊に対する破壊モードについて検討する。



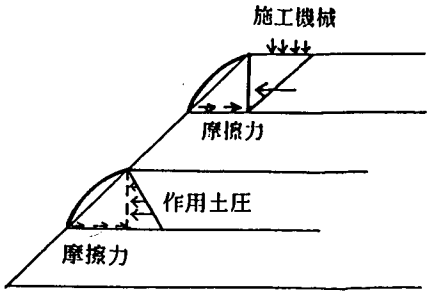
(a) ジオテキスタイルの破断及び伸びの検討



(b) ジオテキスタイルの引き抜けに対する検討



(c) 補強領域の外側を通るすべり面の検討



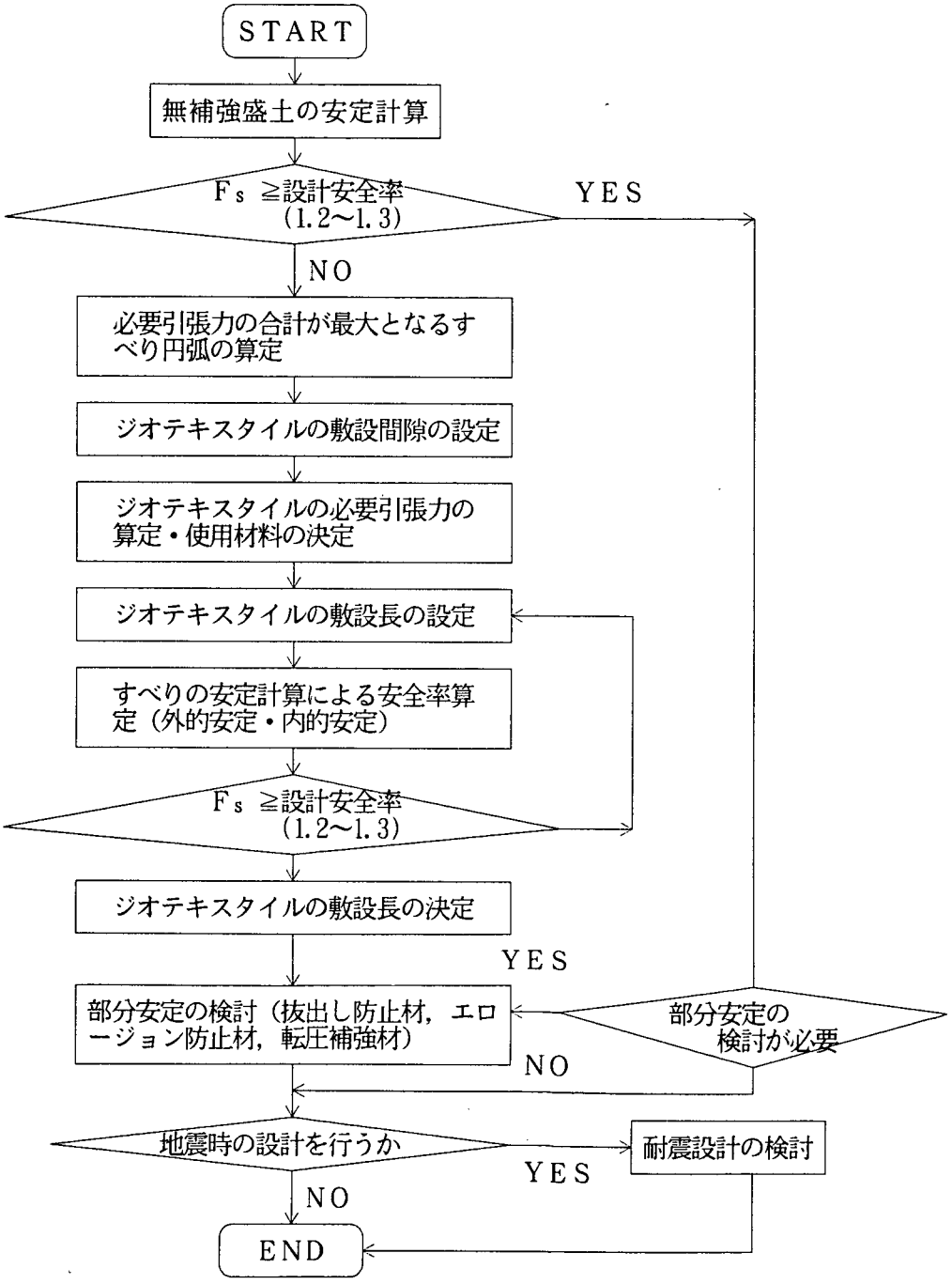
(d) 法面部の抜け出しや転圧補助に対する検討

図－3.1.6.1 設計上検討すべき破壊モード

(5) 設計手順

設計手順を図－3.1.6.2に示す。始めに，無補強盛土の検討を行い，すべりに対する安全率を算定する。次に，無補強盛土で所定の安全率が確保されない場合は，補強盛土の検討を行う。まず，内的安定の検討によりジオテキスタイルの必要引張力を算定し，敷設枚数と使用するジオテキスタイルを決定する。続いて，ジオテキスタイルの敷設長を設定して，内的安定・外的安定における安全率を計算し，あらゆるすべりに対して安全な敷設長を確保する。最後に，のり面部の部分安定を検討し，のり面浸食やのり面土塊の抜け出しが生じないようなのり面補強を検討する。

以下に，設計手順に沿って，設計の考え方を述べる。



図－3.1.6.2　設計手順

(6) 無補強盛土の安定計算

始めに，円弧すべり法を用いて無補強盛土の安定計算を行い，そのすべり安全率が設計安全率(1.2～1.3)を満足するかを検討する。設計安全率を満足しない場合は，ジオテキスタイルによる補強盛土の設計を検討する。安定計算は，一般に有効応力法または全応力法により，円弧すべり面を仮定した分割法を用いればよい。式（3.1.6.1）に円弧すべり法による安定計算式を示す。（図－3.1.6.3参照）

$$F_s = \frac{R\Sigma\{c\ell + (W - ub)\cos\alpha \cdot \tan\phi\}}{R\Sigma W\sin\alpha} \qquad (3.1.6.1)$$

ここで，

F_s ：安全率

ℓ ：分割片で切られたすべり面の弧長（m）

W ：分割片の土塊重量（tf/m）

u ：間隙水圧（tf／㎡）

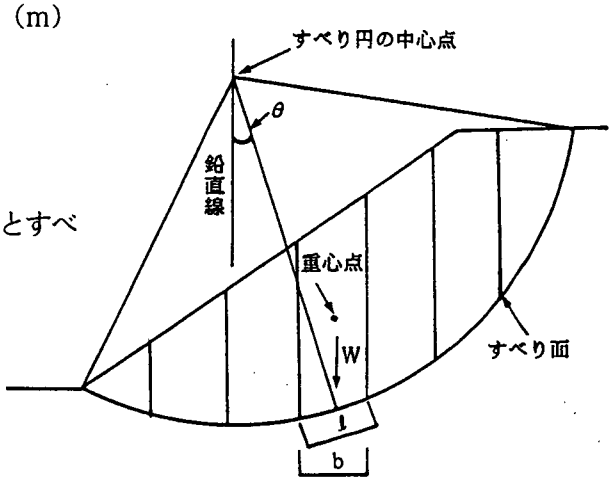
b ：分割片の幅（m）

α ：各分割片で切られたすべりの中点とすべり角度（度）

c ：土の粘着力（tf／㎡）

ϕ ：土の内部摩擦角（度）

R ：すべりの円弧の半径（m）



図－3.1.6.3　無補強時の円弧べりによる安定計算法

(7) 補強盛土の内的安定に対する計算式

本マニュアルにおける補強盛土の内的安定計算式は，式（3.1.6）を用いる。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} = \frac{M_R + \Sigma RTi}{M_D} \qquad (3.1.6.2)$$

ここで，

M_R ＝無補強時の抵抗モーメント（tf／m）

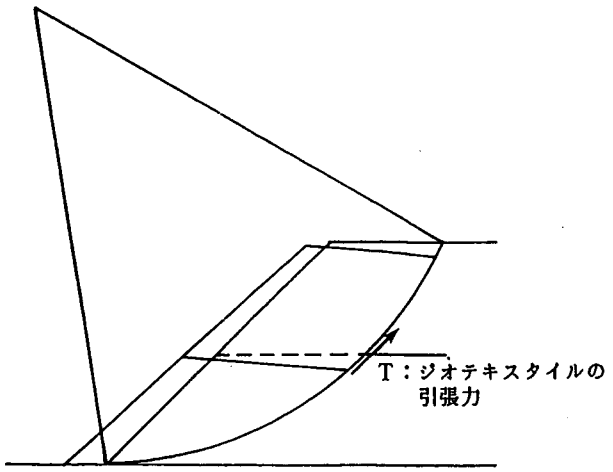
＝$R\Sigma\{c\ell + (W - ub)\cos\alpha \cdot \tan\phi\}$

M_D ＝無補強時の起動モーメント（tfm/m）

＝$R\Sigma W\sin\alpha$

ΔM_R ＝ジオテキスタイルの引張力による抵抗モーメント（tfm/m）

Ｔｉ＝各ジオテキスタイルの引張力（tf／m）



図－3.1.6.4　補強盛土の内的安定計における補強材力の考え方

(参考)

式（3.1.6.2）を本マニュアルの設計に用いる経緯は以下の通りである。すなわち，円弧すべり法による補強盛土の内的安定の計算式は，現在のところ以下の4種類ほどが提案されている。（図－3.1.6.2，3.1.6.3参照）

①案　ジオテキスタイルの引き止め効果（$T_i \cos\theta$）を抵抗モーメントの増加と考える計算式

$$F_s = \frac{M_R + \Sigma R T_i \cos\theta}{M_D}$$

②案　ジオテキスタイルの引き止め効果と，締め付け効果（$T_i \sin\theta \tan\phi$）を抵抗モーメントの増加と考える計算式

$$F_s = \frac{M_R + \Sigma R (T_i \cos\theta + T_i \sin\theta \tan\phi)}{M_D}$$

③案　ジオテキスタイルの引き止め効果を起動モーメントの減少と考え，締め付け効果を抵抗モーメントの増加と考える計算式

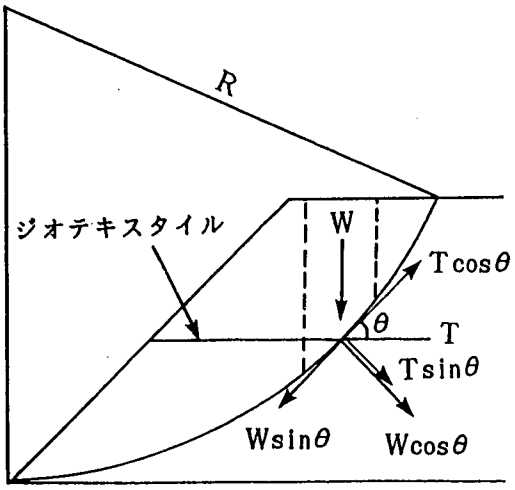
$$F_s = \frac{M_R + \Sigma R T_i \sin\theta \tan\phi}{M_D - \Sigma R T_i \cos\theta}$$

④案　基本的には①案と同様であるが，ジオテキスタイルがすべり面に沿って変形に沿って変形すると考え（図－3.1.6.4），引張力そのものが抵抗モーメントの増加と考える計算式

$$F_s = \frac{M_R + \Sigma R T_i}{M_D}$$

計算式の選定は，これまでの実績では，①案を適用することが多いようであるが，①案では出の敷設枚数を多くしなければならず，過大設計になりやすいことで，また，③案では起動モーメント M_D が小さい場合，安定率を過大評価しやすいことを考慮して，実際の設計においては②案，④案が妥当と考えられる。盛土の設計では，簡便に必要引張力 T_{req} を算定できる④案を採用する。

なお，②案で設計する場合には，敷設枚数を仮定し，ジオテキスタイルの引張力を変えながら安全率を計算し，設計安全率を満足する必要引張力を見いださねばならない。



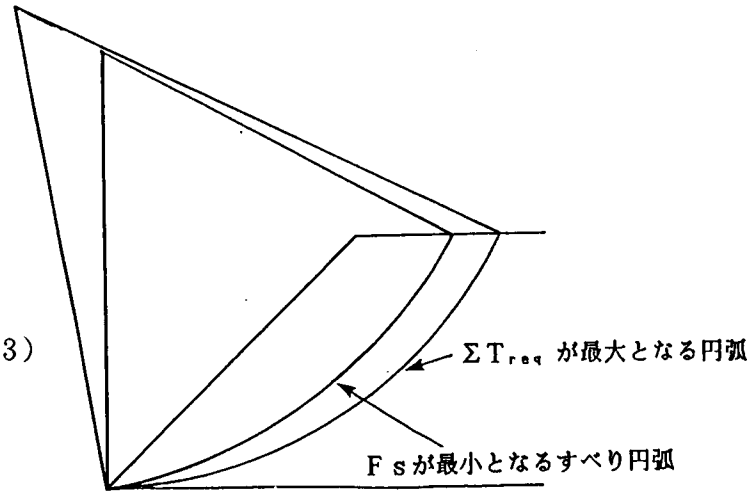
図－3.1.6.3　①案，②案，③案による補強安定計算法（作用力の向き）

(8) 潜在すべり面の設定（図－3.1.6.4）

ジオテキスタイルの引張力の合計（ΣTi）が最大になるようなすべり円弧（これを潜在すべり面という）を求める。

式（3.1.6.2）からそれぞれのすべり円弧の（ΣTi）は，（3.1.6.3）で計算することができる。

$$\Sigma T_i = \frac{F_s \cdot M_D - M_R}{R} \qquad (3.1.6.3)$$



図－3.1.6.4　潜在すべり面の算定
（必要引張力の合計 ΣT_{req} が最大となるすべり円弧）

(9) ジオテキスタイルの敷設間隔の設定

ジオテキスタイルの敷設間隔は，1層あたりの締固め層厚，小段の間隔等を考慮して設定する。等間隔に配置することを原則とし，締固め層厚の整数倍になるように敷設間隔を設定することが，施工管理上望ましい。なお，本マニュアルでは，ジオテキスタイルの敷設間隔は，以下に示す限度を設けるものとする。

	敷設間隔の上限
盛土高さ8m未満	2mかつ敷設総数を2枚以上とする。
盛土高さ8m以上	2.5m

（参考）

最大敷設間隔を設定したのは，引張強度の大きなジオテキスタイルを粗く配慮した場合，補強効果が十分発揮できない場合があるので，これを配慮したものである。補強盛土全体の安定のためには，比較的引張強度の小さなジオテキスタイルでも敷設間隔を密にしたほうが「補強土の一体化効果」による安定性の向上が大きい。このため，ジオテキスタイルの敷設間隔は，あまり粗くしないほうが望ましい。

(10) ジオテキスタイルの必要引張力T_{req}の算定

ジオテキスタイルの必要引張力の算定は以下の方法で行う。(8)で求めた潜在すべり面において，ジオテキスタイルに必要引張力の合計ΣT_{req}は，

$$\Sigma T_{req} = (\Sigma T_i)_{max} = \left\{ \frac{F_s \cdot M_D - M_R}{R} \right\}_{max} \qquad (3.1.6.4)$$

で表される。1枚あたりに必要となる引張力T_{req}は，すべて同じジオテキスタイルを用いる場合，式（3.1.6.5）で算定される。

$$T_{req} = \Sigma T_{req} / N \qquad (3.1.6.5)$$

ただしNは，ジオテキスタイルの敷設枚数

(11) 使用ジオテキスタイルの決定

ジオテキスタイルの材料選定は，1枚あたり必要となる引張力T_{req}から，これを満足する設計引張強さT_Aを有するものを選定する。

$$T_A \geqq T_{req} \qquad (3.1.6.6)$$

設計引張強さT_Aは，単に引張試験による材料保障強度を用いるのではなく，ジオテキスタイルのひずみレベルやクリープ強度を考慮したものとする。盛土が永久構造物の場合には，ジオテキスタイルのクリープ変形によって，時間の経過とともに盛土の変形が大きくなることが予測される。このため，2.2.3.2で記述されるクリープ試験の結果から判断して，盛土の耐用年数内にクリープによるジオテキスタイルの破断が生じないようなクリープ破壊強さ，あるいは耐用年数内にクリープひずみが許容できるにようなクリープ限度強さを考慮して設計引張強さT_Aとする。

さらに，施工に際して転圧中にジオテキスタイルが損傷を受ける場合やジオテキスタイルを接合して使用する場合，あるいは強酸，強アルカリ性の土壌条件，地熱地帯，温泉地帯など熱い影響を受ける条件，水の作用を繰返し受ける条件などで使用する場合は，これらに対するジオテキスタイルの材料強度の低下を確認して，必要な材料安全率を見込まねばならない。

具体的に，ジオテキスタイルの設計引張強さは，「3.1.3　設計定数」の式（3.1.3.1）により求める。

(12) ジオテキスタイルの敷設長さの決定

ジオテキスタイルの敷設長さを検討は，ジオテキスタイルを敷設した盛土で全ての円弧すべりの安全率が，設計安全率を満足するように敷設長さを決定する。なお，盛土高さが比較的低い場合（5～8m以下）では，簡便に敷設長さを決定する方法を提示する。

a）詳細設計

ジオテキスタイルの敷設長の計画は，潜在すべりより奥に十分な定着長を確保できにように設定する。なお，原則として，全ての敷設長は同じ長さになるようにする。必要定着長L_eは，次式で計算する。

・引抜き試験等からジオテキスタイルと土の摩擦係数が求められる場合

$$L_e = \frac{F_s \times T_{req}}{2(c^* + \sigma_v \cdot \tan\phi^*)} \qquad (3.1.6.7)$$

・土のせん断強度から土の摩擦係数を推定する場合

$$L_e = \frac{F_s \times T_{req}}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \cdot \sigma_v \cdot \tan\phi)} \qquad (3.1.6.8)$$

続いて，図－3.1.6.5に示すように，計画した敷設長に対して，式（3.1.6.2）を用いて内的安定及び外的安定の安全率を計算し，想定されるあらゆるすべり円弧に対して，設計安全率を満足するかどうかをチェックする。

ここで，すべり円弧と交差しているジオテキスタイルの引張力T_iは，ジオテキスタイルの設計引張強さT_Aと引抜き抵抗力T_Pの小さなほうを，そのジオテキスタイルの発揮可能引張強さT_{avail}として用いる。

$$T_{avail} = Min\ (T_A\ ,\ T_P\ ) \qquad (3.1.6.9)$$

ジオテキスタイルの定着部での引抜き抵抗力T_Pは，（3.1.6.9）式か（3.1.6.10）式のいずれかを用いて算出する。

・引抜き試験等からジオテキスタイルと土の摩擦係数が求められる場合

$$T_P = \frac{2(c^* + \sigma_v \cdot \tan\phi^*) \times L_e}{F_s} \qquad (3.1.6.10)$$

・土のせん断強度から土の摩擦係数を推定する場合

$$T_P = \frac{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \cdot \sigma_v \cdot \tan\phi) \times L_e}{F_s} \qquad (3.1.6.11)$$

ここで，式（3.1.6.7），（3.1.6.8），（3.1.6.10），（3.1.6.11）の記号は，

T_P ：引抜き抵抗力（tf/m），

σ_v ：ジオテキスタイル敷設位置での鉛直荷重(tf/㎡），

c ：土の粘着力(tf/㎡）（砂質土ではc_dまたはc'，粘性土ではc_u）

ϕ ：土の内部摩擦角（度）（砂質土ではϕ_dまたはϕ'，粘性土ではϕ_u）

α_1 α_2 ：土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数（表－3.1.3.2参照）

c^* ：土とジオテキスタイルの見掛けの粘着力（tf／㎡）

ϕ^* ：土とジオテキスタイルの見掛けのせん断抵抗角（度）

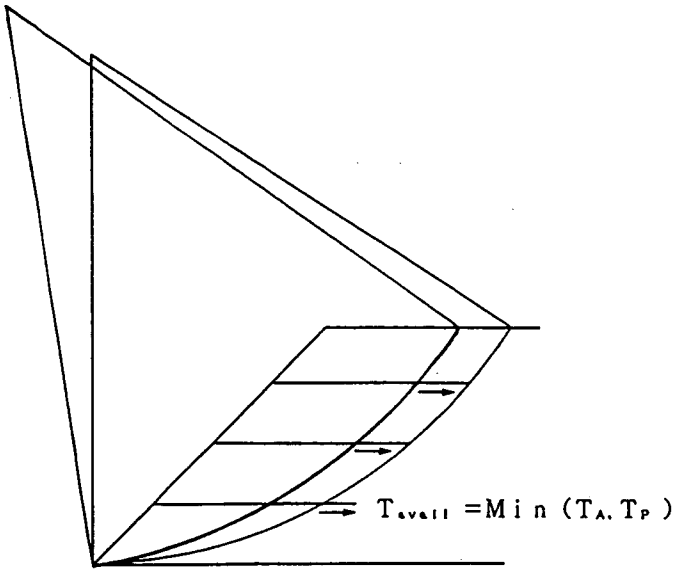
L_e ：すべり面より奥のジオテキスタイルの定着長（m）

F_s ：引抜き抵抗に関する安全率（通常F_s=2.0 ）

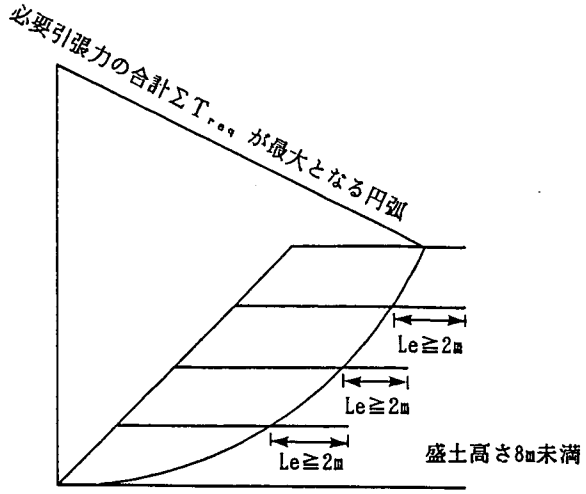
式（3.1.6.7），式（3.1.6.10）のc^*，ϕ^*は，ジオテキスタイルの引抜き試験によって求められるが，不織布のように引抜きが困難な材料は，土とジオテキスタイルの一面せん断試験によって求められることができる。

b）簡便設計法（盛土高さが比較的低い場合（5～8m以下））

盛土高さ5～8m以下の比較的盛土高さの低い設計では，敷設長の決定は以下に示す簡便な方法で行うことができる。すなわち，先に(8)で設定した潜在すべり面に対して，図－3.1.6.6に示すように全てのジオテキスタイルの定着長L_eを2m以上確保できるように，ジオテキスタイルの敷設長を設定する。なお，原則的には，ジオテキスタイルの敷設長は全て同じ長さにする。



図－3.1.6.5　計画敷設長に対する内的安定・外的安定の安全率の検討



図－3.1.6.6　簡易設計法における敷設長の決定

(13)　部分安定の検討（補強盛土材のり面部の安定）

ジオテキスタイルの敷設ピッチが広くなる場合は，ジオテキスタイルに挟まれた部分ののり面の安定を検討する。検討の項目は，エロージョンとジオテキスタイルに挟まれた土塊の抜け出し，及び施工時の締固め機械によるのり面部の安定についてである。

a）エロージョン（ガリ浸食）に対する検討

エロージョン（ガリ浸食）に対するのり面部の安定は，盛土材の土質や気象条件，施工時期，植生等から検討して総合的に判断する。エロージョンの生じるおそれがあると判断される場合には，のり面浸食のおそれの少ない粘性土等で厚さ30cm程度の土羽土を設ける。また，土羽土が用意できない場合は，エロージョン防止としてのり面の補強を目的としたジオテキスタイルを敷設する。ジオテキスタイルは，引張強度（T_{max}）200kg/m以上のジオテキスタイルを，敷設間隔30cm程度，敷設長さ１m以上を配置する。

b）ジオテキスタイルで挟まれた土塊の抜け出しに対する検討

ジオテキスタイルに挟まれた土塊の抜け出しの検討は，盛土勾配が標準勾配より急な場合や，盛土材に粘性土を用いる場合に行う。検討方法は，図－3.1.6.7に示すように，のり面部の土塊ＡＢＣＤが，ＢＣ面を仮想壁面として作用する水平土圧に対して抜け出すかどうかを検討する。ＢＣ面に作用する水平土圧P_hは，図に示すようなくさび土塊による土圧を考えて，試行くさび法等で算定する。なお，排水が十分でなく，浸透水による水圧が予測される場合は，水平土圧P_hの他に水圧も考慮する。

次に，土とジオテキスタイルの摩擦力T_Fは次式で算定する。

$$T_F = \frac{(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_n \tan\phi) \cdot L_e}{F_s} \qquad (3.1.6.12)$$

ここで，T_F：土とジオテキスタイルの摩擦力，c，ϕ：土の強度定数

σ_v ：のり面部土塊による土とジオテキスタイルの平均土かぶり圧

α_1 α_2 ：土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数（表－3.1.3.2）

F_s ：抜け出しに対する安全率（=1.2 程度）

上記の水平土圧P_hと摩擦力T_Fの算出結果から，のり面部の抜け出しに対する検討を行う。

$$\left.\begin{array}{ll} T_F \geqq P_h & \text{抜け出しに対して安定} \\ T_F < P_h & \text{抜け出しに対して不安定} \end{array}\right\} \qquad (3.1.6.13)$$

また，検討の結果，のり面部の抜け出しに対して安定しない場合は，のり面部を補強するジオテキスタイルを敷設する。のり面補強のジオテキスタイルは，以下に示すものとする。

・ジオテキスタイルの設計引張強さT_A ：

$$T_A \geqq T_{req} = (P_h - T_F) / N \qquad (3.1.6.14)$$

N：のり面補強のために用いる主補強材間のジオテキスタイルの枚数

なお，T_{req}が0.5tf/m 以下である場合でも，T_Aが0.5tf/m を下回らないジオテキスタイルを選定する。

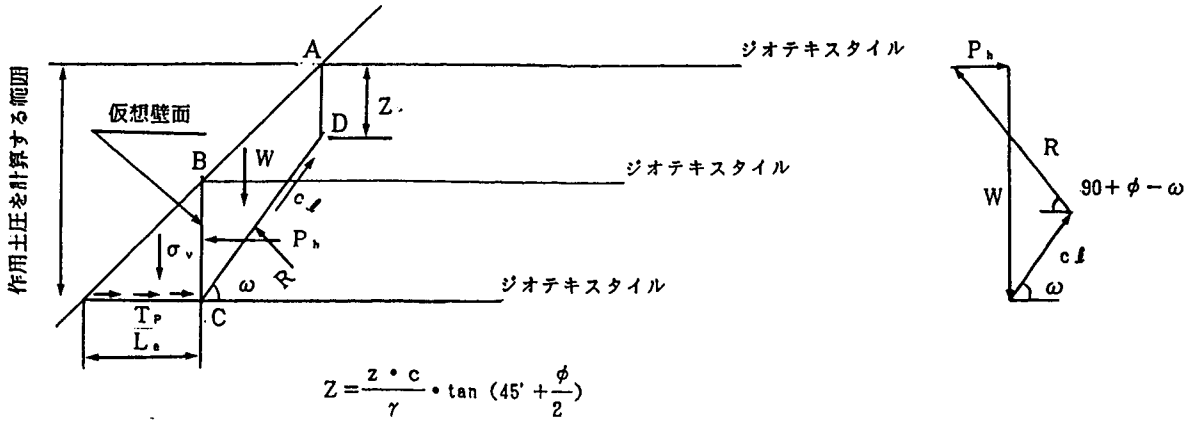
・敷設長L ：$L = L_s + L_e$

L_s ：図－3.1.6.8に示すすべり面より前方の敷設長さ

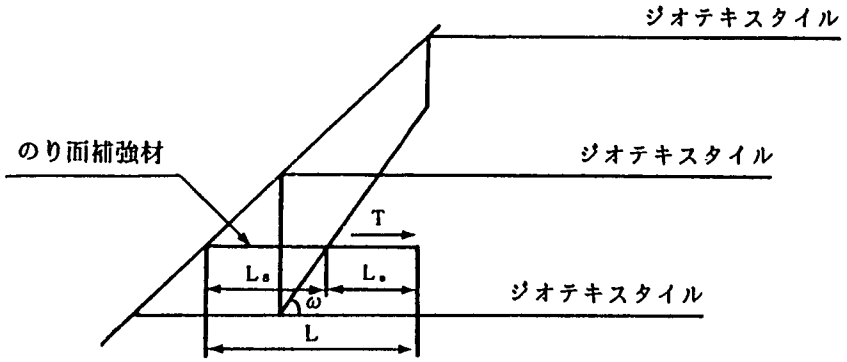
L_e ：図－3.1.6.8に示すすべり面より奥の定着長

$$L_e = \frac{T_{req} \times F_s}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan\phi)}$$

・敷設間隔：式（3.1.6.13）で抜け出しに対して安定が確保される間隔



図－3.1.6.7　のり面部の土塊の抜け出しに対する検討



図－3.1.6.8　のり面補強材の敷設形状

c）転圧補助材としての検討

1）適　　用

本設計法は，重機による転圧を必要とする盛土に対して，ジオテキスタイルを補強材として用いて転圧作業を行う場合に適用される。本設計を適用することにより，重機がのり肩部のどこまで走行できるか，転圧補助材としてのジオテキスタイルはどのようなものが良いかといった評価，判断ができる。

2）設計方法

以下の式に従って重機による転圧時の安全性を計算する。

$$P_h = (W_L + W_{S1}) \cdot \tan(\beta - \phi) \qquad (3.1.6.15)$$

P_h ：仮想壁面O－Bに作用する土圧

W_L ：施工機械の一輪または片側履帯の重量

W_{s1} ：ΔAOBの重量

$$T_F = \alpha_1 \cdot c \cdot \ell + \alpha_2 \cdot W_{S2} \cdot \tan\phi \qquad (3.1.6.16)$$

T_F ：土とジオテキスタイルの間の摩擦力

α_1, α_2 ：補正係数（ジオテキスタイルの摩擦試験から算出）

W_{S2} ：でまたＯＢＣの重量　　c, ϕ ：盛土材の土質定数

ℓ ：ＢＣの長さ

$$T_P = 2 \cdot [\{\alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot (W_L + \gamma \cdot H_1) \cdot \tan\phi\} \cdot L_1 + (\alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot \gamma \cdot H_1 \cdot \tan\phi) L_2] \qquad (3.1.6.17)$$

T_P ：ジオテキスタイルの引抜き抵抗力

γ ：盛土材の単位体積重量　　H_1 ：撒き出し厚

L_1 ：重機直下部のジオテキスタイル敷設長さ

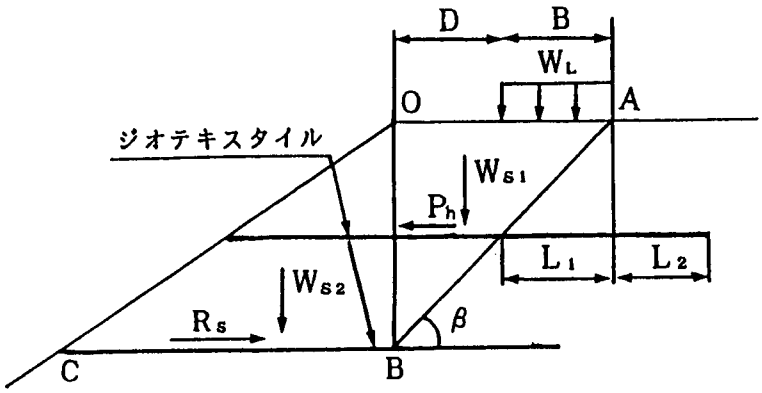
L_2 ： L_1 以下のジオテキスタイル敷設長さ

$$T_{avail} = \mathrm{Min}(T_A,\ T_P) \qquad (3.1.6.18)$$

T_A ：ジオテキスタイルの引張り強さ

$$F_s = \frac{T_F + T_{avail}}{P_h} \qquad (3.1.6.19)$$

F_s ：安全率



図－3.1.6.9　転圧補助材の設計方法

3）設計計算例

＜設計条件＞

盛土材：γ ＝1.8tf/㎥，ϕ ＝30°，c＝0 tf/㎡

のり面勾配：１：1.8

補正係数：α_1 ＝0.8

使用重機：タイヤローラー（形式ＫＲ－30，後輪一輪荷重4.0ｔ，設置幅0.28m，
設置長0.36m）

設定安全率：F_s ＝1.1

＜計算結果＞

滑り面の深さ	D＝0ｍ	D＝0.5 ｍ
0.25m	F_s ＝0.046 （転圧不可）	十分に安定
0.50m	―――	（補強材無し） P_h ＝0.202tf/m T_F ＝0.195tf/m F_s ＝0.96

従って，D＝0.5mとして重機による転圧を行う場合，ジオテキスタイルによる補強を行う。その際のジオテキスタイルのT_{avail}を求める。

P_h ＝0.202tf/m　　T_F ＝0.8×0.195＝0.156tf/m

T_{avail} ＝1.1×0.202－0.156＝0.066tf/m

よって，引張り強さ：T＞0.066tf/mのジオテキスタイルを使用する。

また，ジオテキスタイル敷設長はT＞0.066tf/mを満足するようにL_1，L_2を決定する。

⑭ 設計計算例

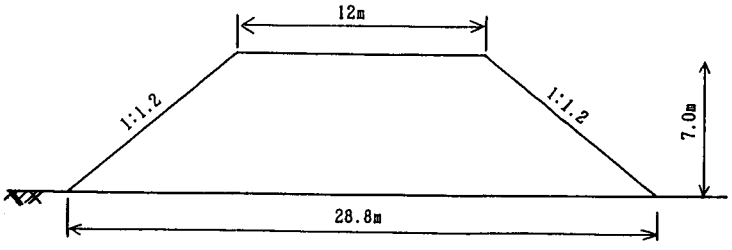
Ⅰ 補強盛土の設計計算例Ⅰ

a）設計条件

① 盛土形状（図－3.1.14）

盛土高さ　7ｍ

のり勾配　i＝1：1.2



図－3.1.6.10　盛土形状

② 盛土材

土の種類　　砂質土

単位体積重量　γ_t　＝1.9tf/m³

粘着力　　c_d　＝0.0tf/m²

内部摩擦角　　ϕ_d　＝35°

③ 補強材

ジオグリッド

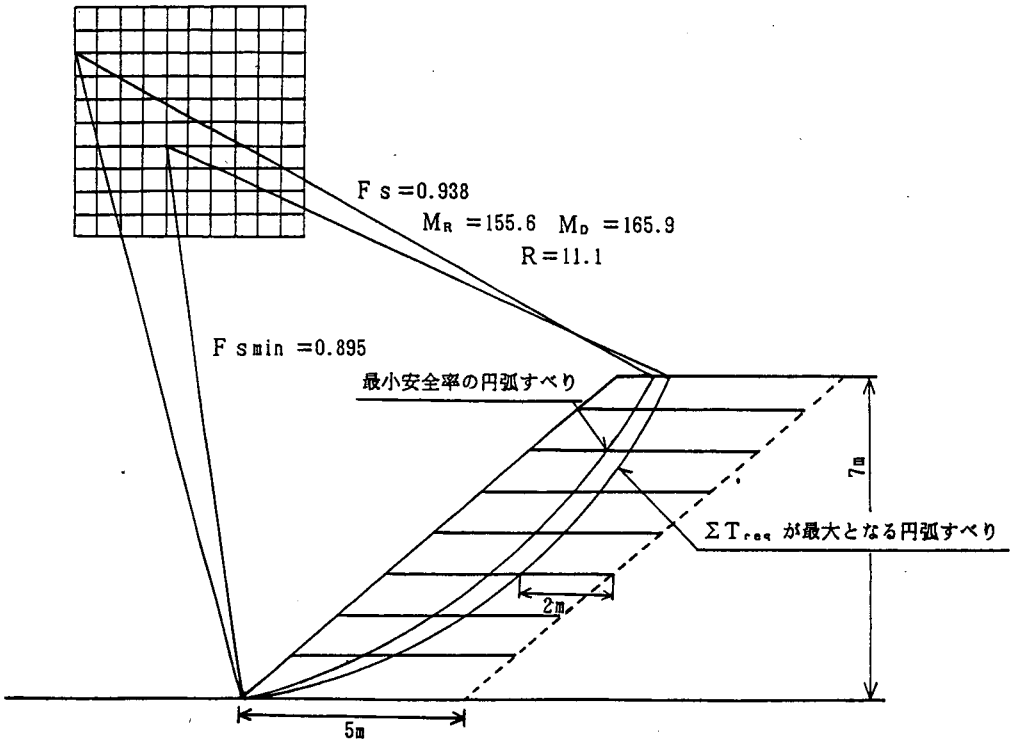
④ 設計安全率

円弧すべりに対する設計安全率	F_s =1.2
引抜けに対する安全率	F_s =2.0
のり面の抜け出しに対する安全率	F_s =1.2

⑤ 施工条件

締固め仕上がり層厚　30cm

締固め管理密度　　締固め試験のA法またはB法の85%以上



図－3.1.6.11　円弧すべり計算とジオテキスタイルの敷設形状

b）設計計算

① 無補強盛土の安全率

図－3.1.6.11に示す円弧が最小安全率となる。このときの安全率 F_s =0.895

② 潜在すべり面と必要引張力の算定

図－3.1.6.11に示す円弧が必要引張力が最大となる円弧（潜在すべり面）となる。

M_R =155.6tf

M_D =165.9tf

R=11.1m

$\Delta M_R = F_s \cdot M_D - M_R$

=1.20×165.9−155.6

=43.5tfm/m

$$\Sigma T_{req} = \frac{F_s \cdot M_D - M_R}{R}$$

$$= 43.5 / 11.1 = 3.92 tf/m$$

③ ジオテキスタイルの敷設間隔

締固め仕上がり層厚が30cmとするので，90cmピッチにジオテキスタイルを敷設する計画とする。

④ ジオテキスタイルの設計引張り強さと材料選定

・一枚当たり必要となる必要引張力T_{req}

ジオテキスタイルの敷設枚数　N＝7枚

$T_{req} = \Sigma T_{req} / N = 3.92 / 7 = 0.56 tf/m$

・ジオテキスタイルの設計引張強さT_A

引張強度　$T_{max} = 1.8 tf/m$

クリープ低減係数　$\mu = 0.4$

クリープを考慮した材料安全率　$F_{cr} = 1 / \mu = 2.5$

耐久性を考慮した材料安全率　$F_D = 1.0$　（通常盛土材料を使用するので）

施工中の損傷を考慮した材料安全率　$F_C = 1.0$

接合部の強度低下を考慮した材料安全率　$F_B = 1.0$　（引張力の作用する方向の接合は行わないので）

$$T_A = \frac{T_{max}}{F_{or} \cdot F_D \cdot F_C \cdot F_S} = \frac{1.8}{2.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0} = 0.72 tf/m$$

・応力照査

$T_A = 0.72 tf/m \geq T_{req} = 0.56 tf/m$

したがって，ジオテキスタイルの設計引張強さは必要引張力を確保しており，このジオテキスタイルを選定する。

⑤ ジオテキスタイルの敷設長

盛土高さ8m未満であるために，全てのジオテキスタイルが必要引張力が最大となるすべり面（潜在すべり面）より，2m以上の定着長を確保できるように敷設する。

したがって，図－3.1.6.11に示すように5.0mの長さで敷設するものとする。

⑥ 部分安定の検討

1）抜け出しに対する検討

図－3.1.6.12に示す仮想壁面を考え，そこに作用する水平土圧は，図に示すくさび土塊を考える。

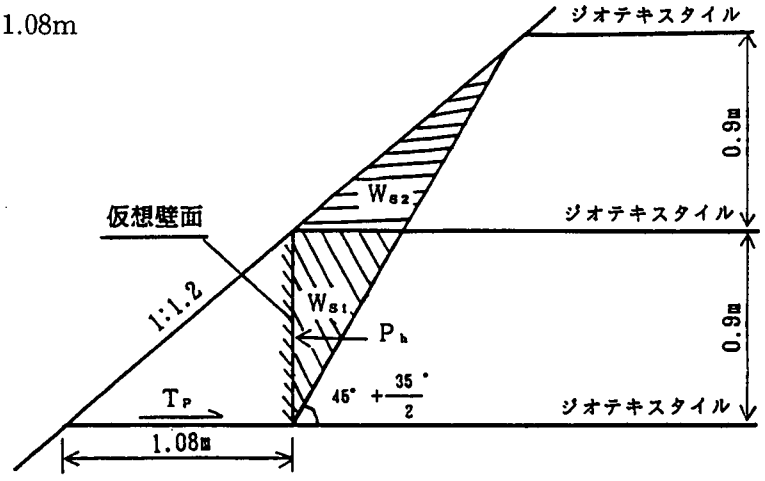
・仮想壁面に作用する水平土圧

$$P_h = (W_{S1} + W_{S2}) \cdot \tan(45 - \phi/2)$$
$$= (0.40 + 0.37) \times \tan(45 - 35/2)$$
$$= 0.40\text{tf/m}$$

・ジオテキスタイルと土との摩擦力

のり面土塊とジオテキスタイルの定着長

$L_e = 1.08\text{m}$



図－3.1.6.12　部分安定の計算（抜け出しに対する安定）

のり面部土塊によるジオテキスタイル上の平均土被り圧

$\sigma_v = 0.9/2 \times 1.8 = 0.81\text{tf/m}^2$

土とジオテキスタイルの摩擦に関する補正係数

$\alpha_1 = 0.0,\ \alpha_1 = 1.0$

抜け出しに対する安全率

$F_s = 1.2$

摩擦力

$$T_F = \frac{(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan\phi) \times L_e}{F_s}$$

$$= \frac{1.0 \times 0.86 \times \tan 35° \times 1.08}{1.2} = 0.54\text{tf/m}$$

・安定照査

$T_F = 0.54\text{tf/m} \geq P_h = 0.40\text{tf/m}$

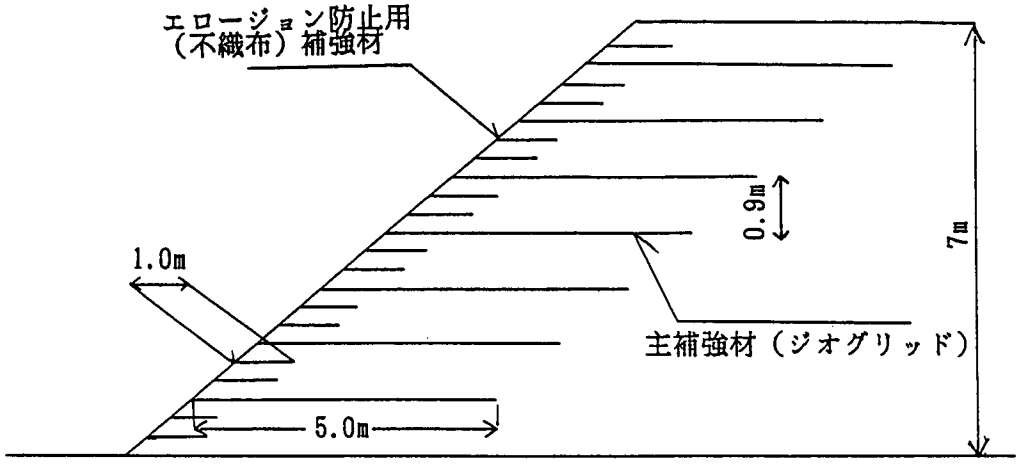
従って，90cm間隔でジオテキスタイルを敷設すると，抜け出しに対しての安全は確保される。

2）エロージョンに対する検討

砂質土を使用し，のり勾配１：1.2 で盛土を構築するために，植生が完了するまでのエロージョンが生じるおそれが大きい。このために，30cm間隔に引張強度200kgf/mの不織布を奥行１m敷設する必要がある。

c）補強盛土の形状

設計計算の結果，図－3.1.17に示すようにジオテキスタイルを敷設する計画する。



図－3.1.6.13　ジオテキスタイルの配置計画

Ⅱ　補強盛土の設定計算例Ⅱ

a）設計条件

①　盛土形状（図－3.1.6.14）

盛土高さ　15m

のり勾配　i＝1：1.5

②　盛土材

土の種類　　砂質土

単位体積重量　γ_t　＝1.9tf/m³

粘着力　　c_d　＝0.0tf/m²

内部摩擦角　　ϕ_d　＝30°

③　補強材

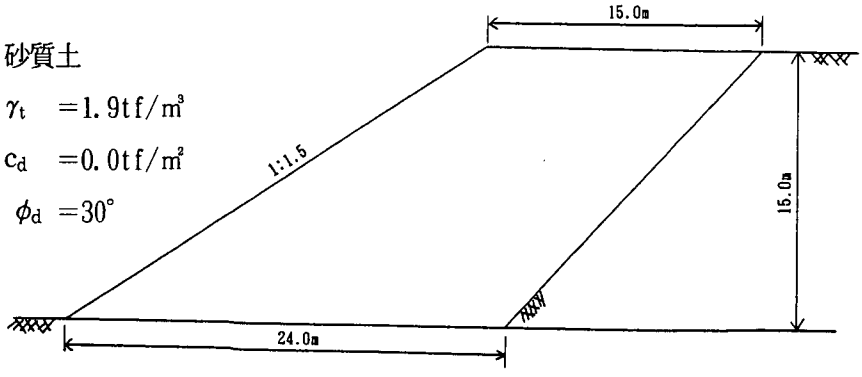
ジオグリッド

④　設計安全率

すべりに対する設計安全率　F_s　＝1.2

引抜けに対する安全率　　F_s　＝2.0

のり面部の抜け出しに対する安全率　F_s　＝1.2



図－3.1.6.14　盛土形状

⑤ 施工条件

締め固め仕上がり層厚　30cm

b）設計計算

① 無補強盛土の安全率

図－3.1.6.15に示す円弧が最小安全率となる。このとき安全率 F_s ＝0.914

② 必要引張力が最大となるすべり円弧

図－3.1.6.15に示す円弧が必要引張力が最大となる円弧（潜在すべり面）となる。

M_R ＝2258.7tfm/m

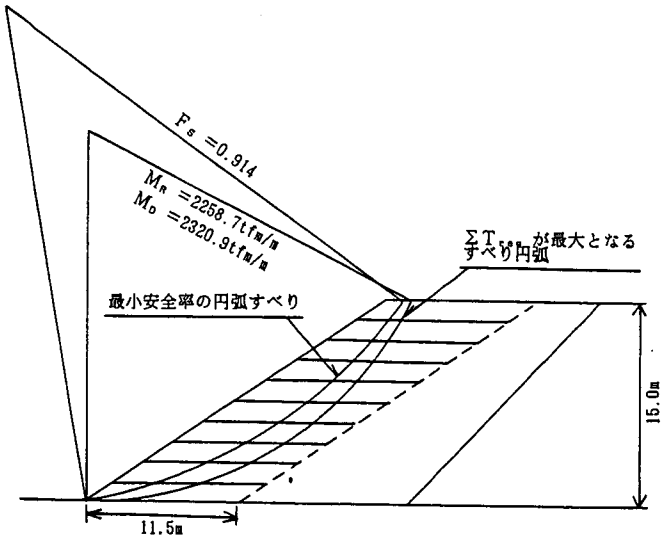
M_D ＝2320.9tfm/m

R　＝27.0m

$\Delta M_R = F_s \cdot M_D - M_R$

＝1.20×2320.9－2258.7

＝526.4tfm/m



図－3.1.6.15　円弧すべりの計算とジオテキスイル形状

$$\Sigma T_{req} = \frac{F_S \cdot M_D \cdot M_R}{R}$$

＝526.4 ／11.1＝3.92tf/m

③ ジオテキスタイルの敷設間隔

締固め仕上がり層厚が30cmとするので，150cmピッチにジオテキスタイルを敷設する計画とする。

④ ジオテキスタイルの設計引張強さと材料選定

・一枚当たり必要となる必要引張力

ジオテキスタイルの敷設枚数　　N＝9枚

$T_{req} = \Sigma T_{req}$ ／N19.49 ／9 ＝2.17tf/m

・ジオテキスタイルの設計引張強さ

引張強度　T_{max} ＝5.5tf/m

クリープ低減係数　μ ＝0.4

クリープを考慮した材料安全率　　F_{or} ＝1／μ ＝2.5

耐久性を考慮した材料安全率　　F_D ＝1.0　（通常盛土材料を使用するので）

施工中の損傷を考慮した材料安全率　F_C ＝1.0

接合部の強度低下を考慮した材料安全率　F_B ＝1.0　（引張力の作用する方向の接合は行わないので）

$$T_A = \frac{T_{max}}{F_{or} \cdot F_D \cdot F_C \cdot F_B} = \frac{5.5}{2.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0} = 2.20\text{tf/m}$$

・応力照査

$T_A = 2.20\text{tf/m} \geqq T_{req} = 2.17\text{tf/m}$

したがって，ジオテキスタイルの設計引張強さは必要引張力を確保しており，このジオテキスタイルを選定することができる。

⑤ ジオテキスタイルの敷設長

初めに，必要引張力が最大となるすべり面（潜在すべり面）で，必要定着長を確保できる敷設長を決める。

ｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙ位置	土かぶり厚さ平均（m）	拘束圧 σ_v (tf/m²)	必要定着長 L_e (m)	必要定着長L (m)
下から1層目	5.8	11.2	0.34	6.96
〃 2層目	6.6	12.54	0.30	8.17
〃 3層目	6.8	12.92	0.29	8.46
〃 4層目	7.0	13.30	0.28	8.25
〃 5層目	6.6	12.54	0.30	7.72
〃 6層目	6.0	11.40	0.33	6.95
〃 7層目	4.5	8.55	0.44	6.06
〃 8層目	3.0	5.70	0.66	5.11
〃 9層目	1.5	2.85	1.32	4.45

以上の結果から，必要引張力が最大となるすべり面に対して 8.5m以上の敷設長を必要とする。

次に，敷設長 8.5mから 0.5m枚に敷設長を延長させて，内的安定及び外的安定の安全率を計算し，全ての円弧すべりに対して設計安全率を満足する敷設長を求める。

敷設長（m）	8.5	9.0	9.5	10.0	10.5	11.0	11.5	12.0	12.5	13.0
安全率 F_s	1.13	1.14	1.16	1.17	1.20	1.19	1.21	1.21	1.21	1.21

計算の結果，敷設長を11.5m以上にすると，設計安全率 F_s =1.2 を上回ることから，敷設長を11.5mとする。

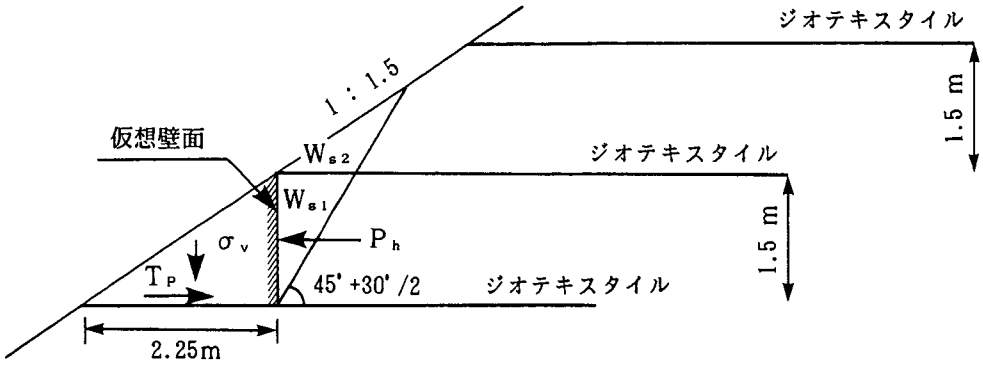
⑥ 部分安定の検討

1）抜け出しに対する検討

・仮想壁面に作用する水平土圧

図－3.1.6.16に示す仮想壁面を考え，そこに作用する水平土圧は，図に示すくさび土塊をえる。

$$P_h = (W_{S1}+W_{S2}) \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)$$
$$= (1.24+0.77) \times \tan(45^\circ - 30^\circ /2)$$
$$= 1.16\text{tf/m}$$



図－3.1.6.16　部分安定の計算

・ジオテキスタイルと土の摩擦力

のり面部土塊とジオテキスタイルの定着力　　$L_e = 2.25\text{m}$

のり面部土塊によるジオテキスタイル上の平均土被り圧

$$\sigma_V = 1.5/2 \times 1.9 = 1.43\text{tf/m}^2$$

補正係数　　$\alpha_1 = 0.0,\ \alpha_2 = 1.0$

抜け出しに対する安全率　　$F_s = 1.2$

摩擦力

$$T_F = \frac{(\alpha_1 c \times \alpha_2 \sigma_v \tan\phi) \times L_e}{F_s}$$

$$= \frac{1.0 \times 1.43 \times \tan 30^\circ \times 2.25}{1.2} = 1.54\text{tf/m}$$

・安定照査

$T_F = 1.54 \geqq P_h = 1.16$

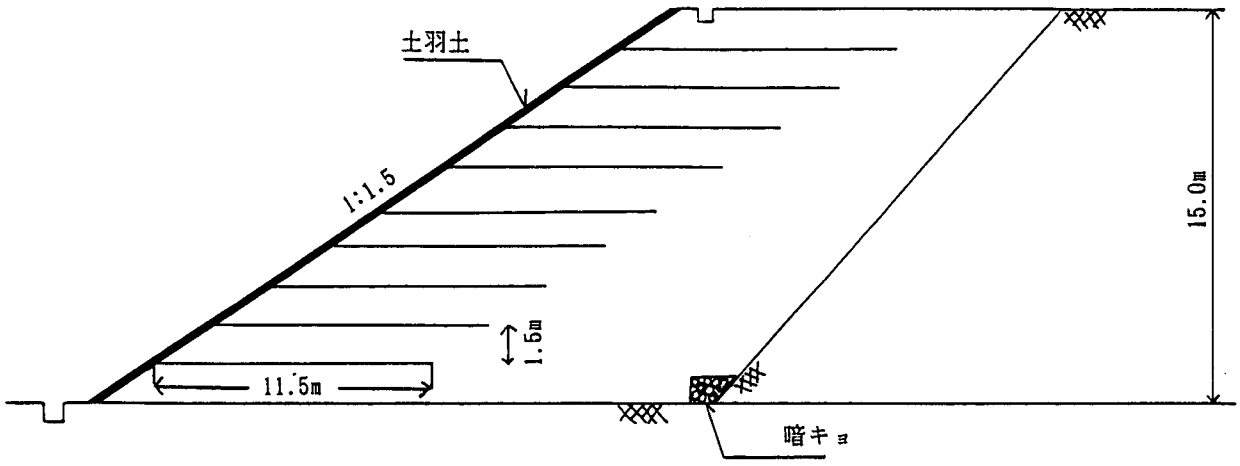
従って，1.5m間隔でジオテキスタイルを敷設すると，抜け出しに対しての安全は確保される。

2）エロージョンに対する検討

植生のための土羽土を厚さ30cmで施工し，さらに排水工で対応するためにエロージョン対策のためのジオテキスタイルによるのり面保護は施さない。

c）補強盛土の形状

図－3.1.6.17に示す補強盛土を計画する。



図－3.1.6.17　ジオテキスタイルの配置計画

3.1.7　圧密促進用の排水材としての設計

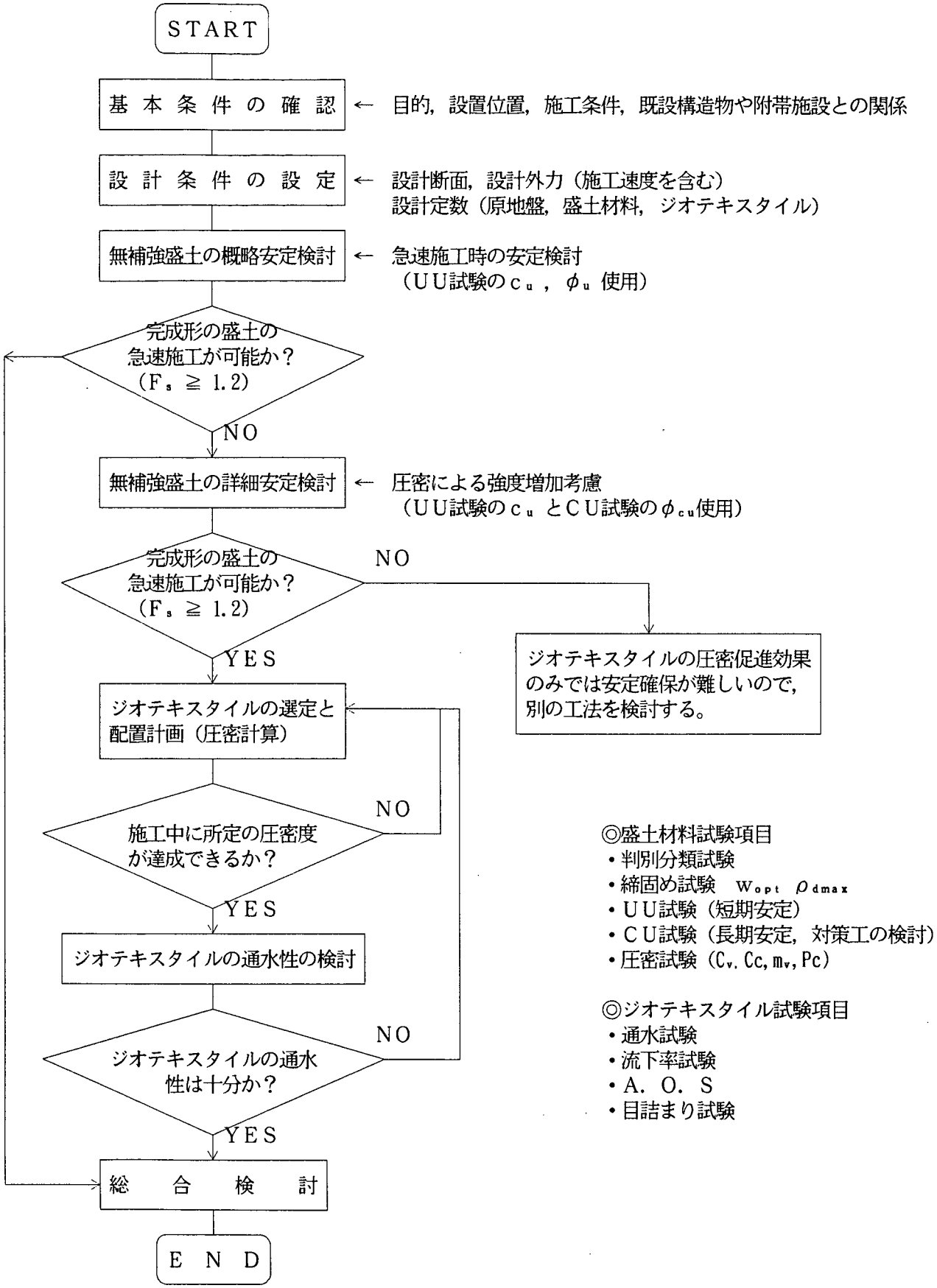
(1) 適　　用

本設計法は，ジオテキスタイルを排水材として使用して，高含水比の土を用いて構造する盛土の圧密促進をはかる場合に適用する。本設計法では，飽和粘性土の圧密理論を準用しているので，含水比が高く，ほぼ飽和しているとみなせる土質が適用の対象となる。

ジオテキスタイルを排水材として使用して盛土の圧密促進をはかるためには，ジオテキスタイルの土中での排水機能が十分確保できなければならない。したがって，試験や実績等によって十分な排水機能を有することを確認したジオテキスタイルを使用する。

(2) 設計手順

ジオテキスタイルを排水材として使用して，盛土の圧密促進をはかる場合の設計の手順をフローで示すと，次のとおりである。


START
基本条件の確認
← 目的，設置位置，施工条件，既設構造物や附帯施設との関係
設計条件の設定
← 設計断面，設計外力（施工速度を含む）
設計定数（原地盤，盛土材料，ジオテキスタイル）
無補強盛土の概略安定検討
← 急速施工時の安定検討
（UU試験のcu，φu 使用）
完成形の盛土の
急速施工が可能か？
（Fs ≧ 1.2）
NO
無補強盛土の詳細安定検討
← 圧密による強度増加考慮
（UU試験のcu とCU試験のφcu使用）
完成形の盛土の
急速施工が可能か？
（Fs ≧ 1.2）
NO
YES
ジオテキスタイルの圧密促進効果
のみでは安定確保が難しいので，
別の工法を検討する。
ジオテキスタイルの選定と
配置計画（圧密計算）
施工中に所定の圧密度
が達成できるか？
NO
YES
ジオテキスタイルの通水性の検討
ジオテキスタイルの通水
性は十分か？
NO
YES
総　合　検　討
E N D
◎盛土材料試験項目
• 判別分類試験
• 締固め試験　wopt　ρdmax
• UU試験（短期安定）
• CU試験（長期安定，対策工の検討）
• 圧密試験（Cv, Cc, mv, Pc）
◎ジオテキスタイル試験項目
• 通水試験
• 流下率試験
• A．O．S
• 目詰まり試験

図－3.1.7.1　設計手順

(3) 基本条件の確認

対象となる盛土の設置目的と機能，設置箇所の地形・地質・土質・地下水等の条件，施工条件，既設構造物や附帯施設との関係等の設計のための前提条件を明らかにしておくことが重要である。

(4) 設計条件の設定

設計条件として，次の条件を明らかにしておく。

a）設計断面（盛土高，盛土幅，のり面勾配，地山のり勾配，施工中の片勾配，のり面排水工など）

b）設計外力（3.1.4で述べた荷重の種類，地震荷重に対する配慮のほか，盛土の施工速度等）

c）設計定数（盛土材料の性質と土質定数，基礎地盤の性質と土質定数，候補として考えているジオテキスタイルの性質と各種定数，ジオテキスタイルと土との摩擦特性など）

(5) 無補強盛土の概略と安定検討

無補強盛土について，完成形の盛土の急速施工が可能かどうかの検討を行う。検討には，円弧すべり計算を用い，三軸ＵＵ試験によって得られた c_u，ϕ_u を設計定数として使用する。この結果得られた安全率の値が 1.2以上あれば，補強の必要は特にないので，総合検討に移る。安全率の値が 1.2未満の場合は，ジオテキスタイルによる圧密促進を図る方針で以下の検討に移る。

(6) 無補強盛土の詳細安定検討

ジオテキスタイルにより圧密促進を図れば，完成形の盛土の施工が可能かどうかを検討するため，圧密による盛土材料の強度増加を考慮した詳細安定検討を行う。検討には，円弧すべり計算を用い，盛土材料の設計定数としては，三軸ＵＵ試験によって得られた c_{u0} と三軸ＣＵ試験によって得られた ϕ_{cu} をもとに算定した強度増加率mを用いる。

$$c_u = c_{u0} + (\sigma_v - p_c) \cdot m \cdot U \qquad (3.1.7.1)$$

ここに，c_u　：計算に用いる粘着力

c_{u0} ：三軸ＵＵ試験から得られた粘着力

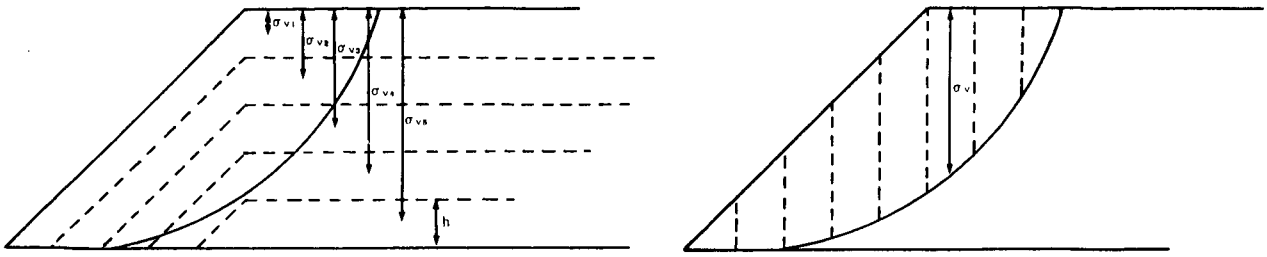
σ_v　：土被り圧

p_c　：締固めによる先行荷重

m　：強度増加率で $m = \dfrac{\Delta c_u}{\Delta p} = \dfrac{\sin\phi_{cu}}{1 - \sin\phi_{cu}}$

U　：圧密度（通常90％を目安とする）

なお，c_uの取り方は以下の２通りが考えられる。



i）強度常数（c_u）をゾーン分けするケース（h≦5mを目安とする）

ii）分割片ごとに強度定数（c_u）を決定するケース

図－3.1.7.2

以上の安定検討の結果，得られる安全率の値が 1.2以上であれば，ジオテキスタイルを用いた圧密促進工法が有効あると判断し，配置計画およびジオテキスタイルの通水性の検討にうつる。一方，安全率の値が1.2 未満の場合は，圧密促進工法の適用には限界があるので，別途ジオテキスタイル工法以外の工法の検討が必要である。

(7) ジオテキスタイルの選定と配置計画

ジオテキスタイルを用いた圧密促進工法が有効と判断された場合は，ジオテキスタイルの選定と配置計画を行う。

ジオテキスタイルの配置としては，全面敷設配置と帯状千鳥配置の 2 通りがある。盛土材料が軟弱でトラフィカビリティの向上が必要な場合やすべり破壊の防止効果もあわせて期待する場合には全面敷設配置とし，経済性を重視し，圧密促進効果のみを期待する場合には帯状千鳥配置を採用することが多い。

上記のいずれの配置の場合も，まず圧密計算を行って，敷設間隔の検討を行う。

a）全面敷設配置の場合の敷設間隔の検討

① 基本式

基本式としては，テルツァギの一次元圧密理論の式を用いる。

$$t = \frac{T \cdot (H_s/2)^2}{C_v} \qquad (3.1.7.2)$$

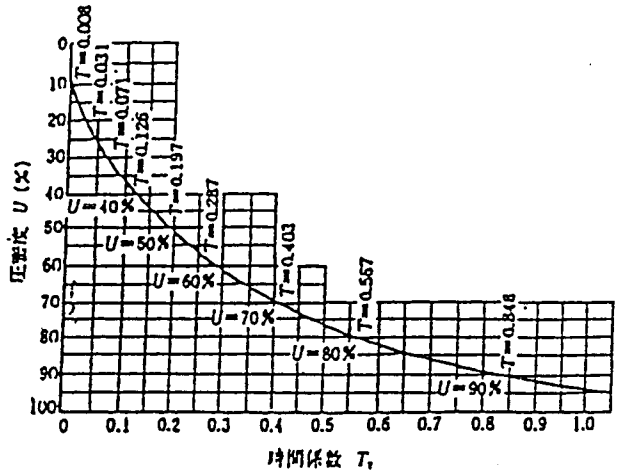
ここに，t　：所定の圧密に要する時間

T　：圧密度に応じた時間係数（図－3.1.7.3 参照）

（圧密度90％を目安とすると，T＝0.848）

H_s ：ジオテキスタイルの敷設間隔

C_v ：盛土材料の圧密係数

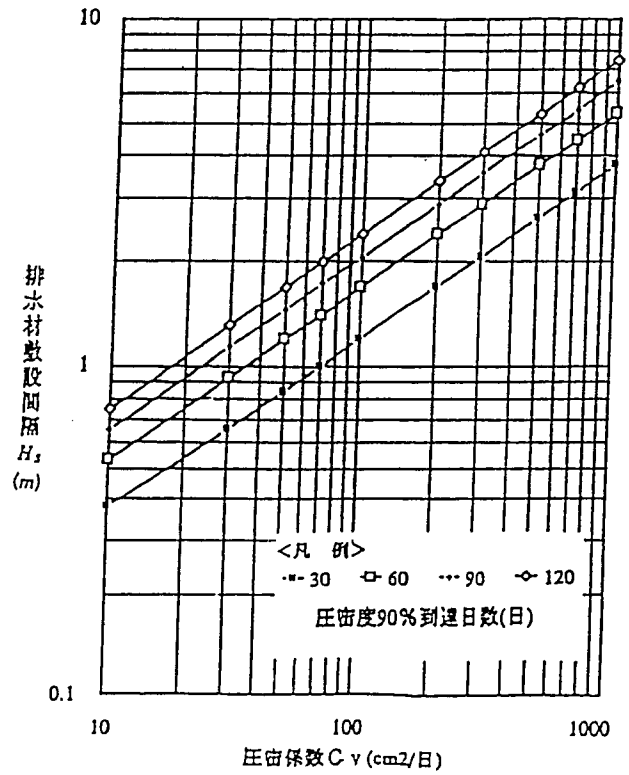


図－3.1.7.3　Uと T_v の関係（Δu_0＝一定）

② 敷設間隔の決定

盛立てに要する時間 t_0 を工期等の施工条件から求め，これを瞬時載荷の条件に換算するため，上記の基本式で $t = 1/2\ t_0$ と置いてジオテキスタイルの敷設間隔 H_s を決定する。

$$H_s = 2\sqrt{\frac{C_v \cdot t}{T}} \qquad (3.1.7.3)$$



なお，図－3.1.7.4に盛土材料の圧密係数に応じた排水用ジオテキスタイルの敷設間隔の目安を示す。図中の圧密度90％到達日数は，$1/2t_0$（盛立てに要する時間の1/2)に相当する日数である。

b）帯状千鳥配置の場合の敷設間隔の検討

① 基本式

サンドドレーンを対象としてバロンの圧密理論の式を準用する。

$$t = \frac{T_h \cdot d_e^2}{C_v} \qquad (3.1.7.4)$$

ここに，t　：所定の圧密に要する時間

T_h ：放射流の場合の圧密度に応じた時間係数

d_e　：帯状ジオテキスタイルを円柱状ドレーンに換算したときのドレーンの有効径（図－3.1.7.5参照）

C_v ：盛土材料の圧密係数

なお，T_h は次式により求められる。

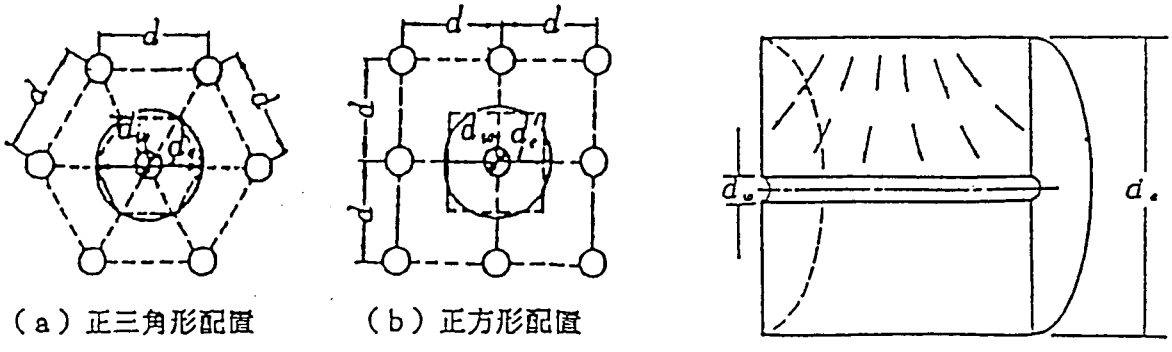
$$T_h = -\frac{F(n)}{8}\log_e(1-U) \qquad (3.1.7.5)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1}\log \cdot n - \frac{3n^2-1}{4n^2} \qquad (3.1.7.6)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \qquad (3.1.7.7)$$

また，d_eは正三角形配置の場合$d_e = 1.05d$である。正三角形配置でない場合は，集水面積（d×h）と等価な円の直径として有効径d_eを求めることとする。すなわち

$$d_e = 1.13\sqrt{d \cdot h} \qquad (3.1.7.8)$$


d
d
d

② ジオテキスタイルのドレーン換算径 d_w の決定

帯状ジオテキスタイルのドレーン換算径は，帯状ジオテキスタイルとそれに相当する円柱ドレーンの通水性が等しいと仮定し，次式から求める。

$$\theta g = ks \cdot \frac{\pi \cdot d_w^2}{4} \qquad (3.1.7.9)$$

ここに，θg ：帯状ジオテキスタイルの通水性でジオテキスタイルの面内方向の通水試験により求めた値を所定の安全率（$F_s = 2.0$）で割ったもの

ks ：サンドドレーンの透水係数で 1×10^{-2} cm／s を目安として用いる。

$$\therefore d_w = \sqrt{\frac{4 \cdot \theta g}{\pi \cdot ks}} \qquad (3.1.7.10)$$

③ 敷設間隔の決定

盛立てに要する時間 t_o，ドレーン換算径 d_w を決定し，上記の基本式で $t = 1/2\ t_o$ とおいて，ジオテキスタイルを円柱状ドレーンに換算したときのドレーンの有効径d_eを求める。

$$d_e = \sqrt{\frac{C_v t}{T_h}} \qquad (3.1.7.11)$$

(8) ジオテキスタイルの通水性の検討

a）全面敷設配置の場合

全面敷設配置の場合のジオテキスタイルに要求される通水性を次式のCiroudの式により求める。

$$\theta g = kg \cdot Hg > \frac{B^2 \cdot k_s}{C_{vs} \cdot t_o} (10^{-6} \leqq T_o \leqq 1) \qquad (3.1.7.12)$$

$$\theta_g = k_g \cdot H_g > \frac{B^2 \cdot k_s \cdot H_1}{C_{vs} \cdot t_o} (T_o > 1) \qquad (3.1.7.13)$$

$$T_o = \frac{C_{vs} \cdot t_o}{H_1^2} \qquad (3.1.7.14)$$

ここに，θ ：圧密促進用のジオテキスタイルに要求される通水性

k_g ：ジオテキスタイルの水平方向（面方向）の透水係数

H_g ：盛土内で拘束圧を受けた状態でのジオテキスタイルの厚さ（参考図－1参照）

B ：盛土幅（参考図－2参照）

k_s ：盛土材料の透水係数

C_{vs} ：盛土材料の圧密係数

t_0 ：盛立に要する時間（参考図－3参照）

H_1 ：ジオテキスタイルにはさまれた土層の厚さ（参考図－2参照）

b）帯状千鳥配置の場合

帯状千鳥配置の場合のジオテキスタイルに要求される通水性は，前述の式（3.1.7.9）から求める。

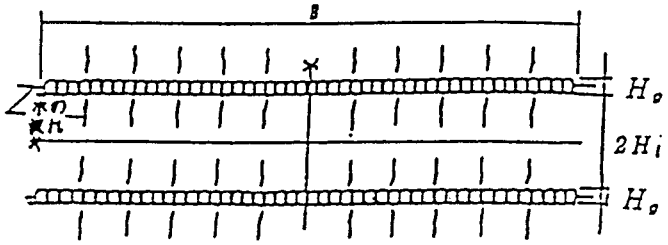
$$\theta g = kg \cdot Hg \cdot Lg \geqq ks \cdot \frac{\pi \cdot dw^2}{4} \qquad (3.1.7.15)$$

ここに，θg ：ジオテキスタイルの通水性

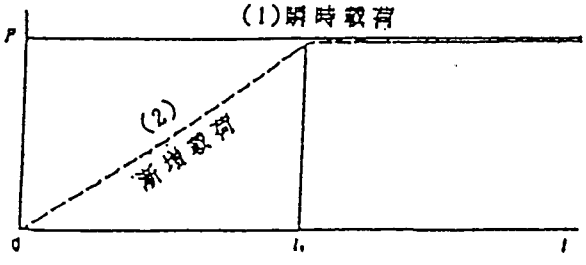
kg ：ジオテキスタイルの透水係数

Hg ：盛土内で拘束圧を受けた状態でのジオテキスタイルの厚さ

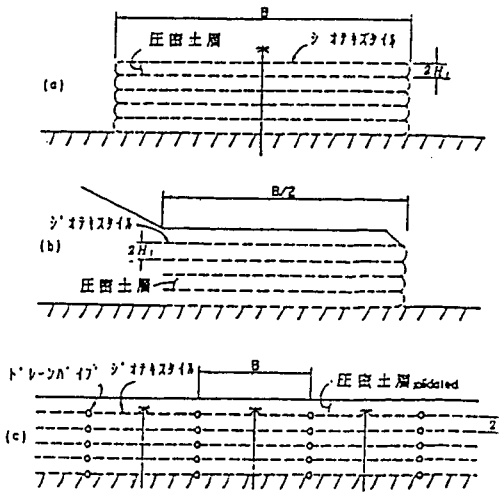
Lg ：帯状ジオテキスタイルの幅



参考図－1　ジオテキスタイルの厚さ H_1 のとり方



参考図－3　盛立てに要する時間 t_0



参考図－2　盛土幅B　土層の厚さ H_1 のとり方

(9) 設計計算例

帯状千鳥配置の場合の設計計算例を以下に示す。

(a) 計算条件

盛 土 材　　：$C_v = C_h$ ＝100cm²／dayとする。

ドレーン有効径：式（3.1.7.10）をもとに，d_w ＝13.1cm

圧 密 期 間：t_{90}＝30日，60日，120日の3ケース。

(b) 計算方法

式（3.1.7.4）と式（3.1.7.7）より，

$$t = \frac{Th \cdot (n \cdot dw)}{Cv} \qquad (3.1.7.16)$$

式（3.1.7.5）と式（3.1.7.6）より，U＝0.9 のとき

$$Th = 0.28F(n)$$

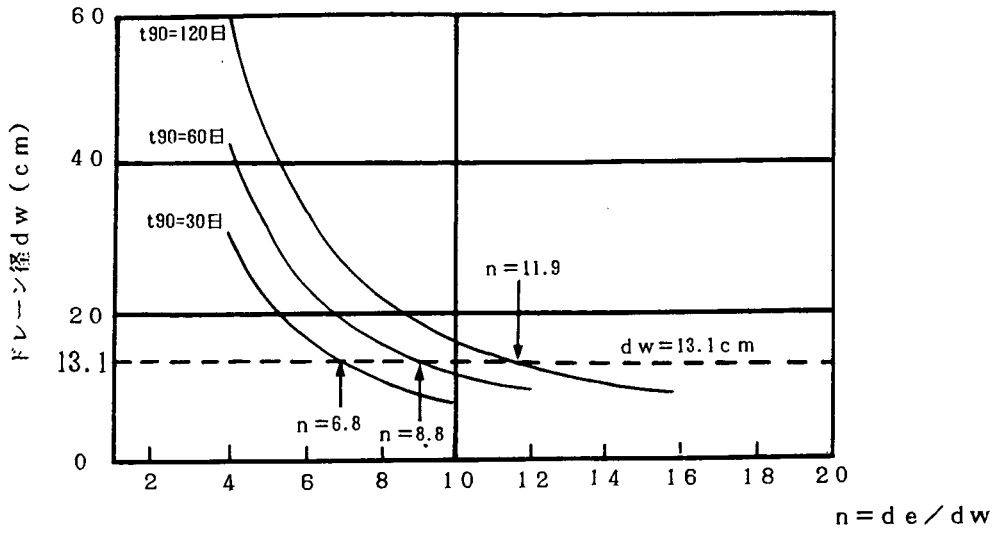
$$= 0.288\left(\frac{n^2}{n^2-1} \cdot \log n - \frac{3n^2-1}{4n^2}\right) \qquad (3.1.7.17)$$

いま，t_{90}＝30日，60日，120日，Cv ＝100cm²／day より，上式を用いてnに応じた d_w を求めると，次のようになる。

表－3.1.7.1

n	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
F(n) T_{hgo}	0.236 0.0679	0.744 0.214	1.100 0.317	1.366 0.393	1.578 0.454	1.754 0.505	1.904 0.548	2.035 0.586	2.150 0.619	2.255 0.649
d_w （t_{go}＝30日） d_w （t_{go}＝60日） d_w （t_{go}＝120日）	105 149 210	29.6 41.9 59.2	16.4 22.9 32.4	10.9 15.4 21.8	8.1 11.5 16.3	 10.6				

この結果を図示すると，図－3.1.7.1のとおりである。



図－3.1.7.6　ドレーン有効径d_wとnとの関係

d_w =13.1cmとの交差からnをよみとると，t_{90}=30日のときn=6.8，t_{90}=60日のときn=8.6，t_{90}=120日のときn=11.9となる。

式（3.1.7.7）と式（3.1.7.8）より，

$$n \cdot d_w = 1.13\sqrt{d \cdot h}$$

$$\therefore \quad \sqrt{d \cdot h} = \frac{n \cdot d_w}{1.13}$$

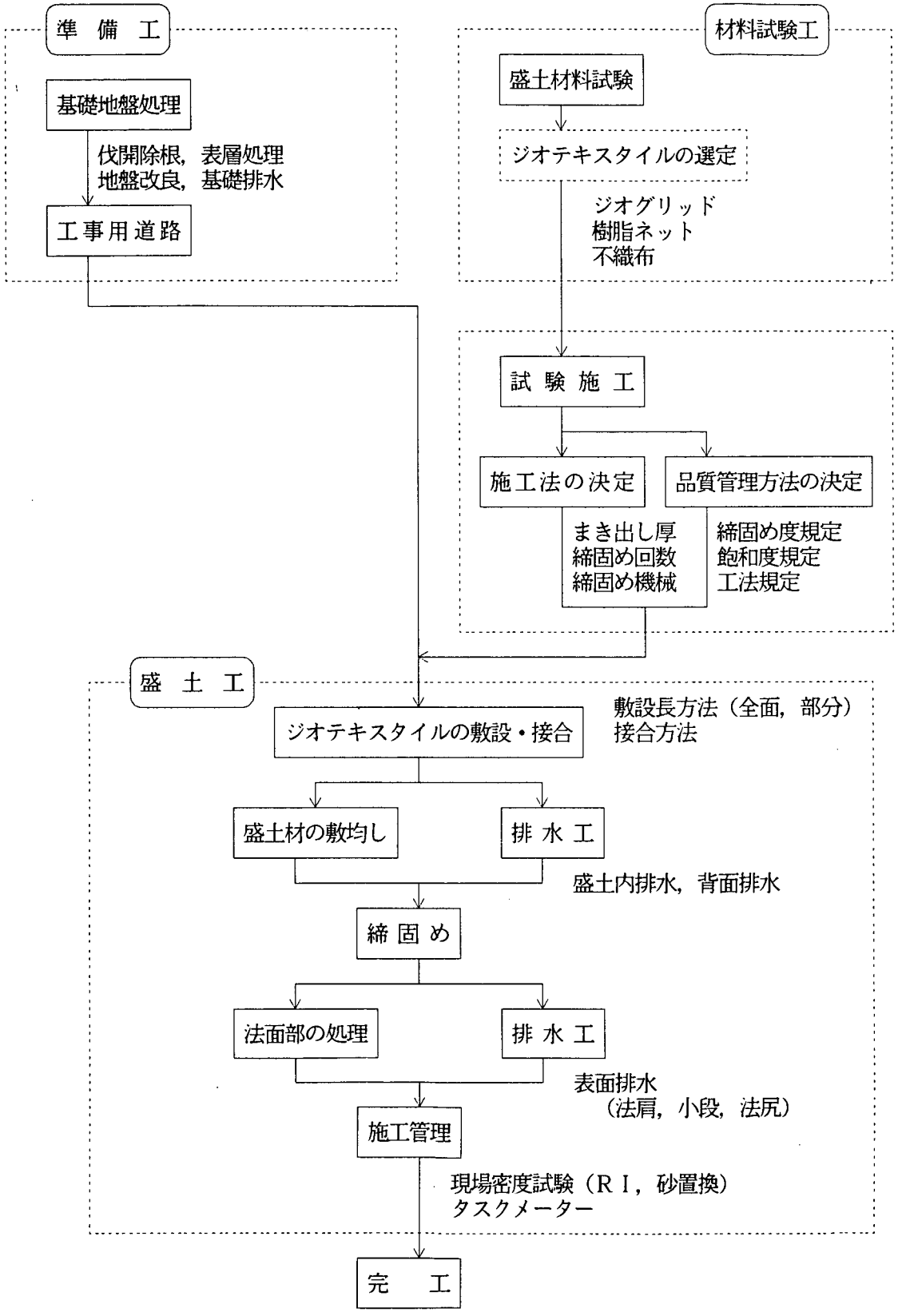
よって，敷設間隔d，hは次のとおりとなる。

t_{90}	30日	60日	120日
n	6.8	8.8	11.9
$\sqrt{d \cdot h}$	78.8	102.0	136.0
h	60cmとする	90cmとする	120cmとする
d	103→ 100cm	116→ 115cm	159→ 160cm

3.2 施工法

3.2.1 施工手順

盛土は以下のような手順で行う。



図－3.2.1 ジオテキスタイル補強盛土の施工手順

3.2.2　施工機械

締固め機械は次の点を考慮して選定する。

① 盛土材料の土質

② 工種

③ 工事規模などの施工条件

これらをもとに，締固め機械の特性を考慮して選定する。

この内，特に「①盛土材料の土質」が選定上の重要なポイントである。

なぜなら，

1）盛土材料としては，岩砕から岩含水比の粘性土に至るまで，多種にわたる。

2）同じ土質であっても含水状態により締固めに対する適応性が著しく異なることが多い。

このように多様な盛土材料に対し，締固め機械についても

3）機種によって締固め機能が多様である。

4）同じ機種でも重量や起振力など，規格・性能により締固め効果が異なっている。

従って，上記1）～4）を十分理解して機械を選定することが大切である。締固め機械の内，タンピングローラや被牽引式の締固め機械は，締固め中にジオテキスタイルを破損する恐れがあるため，避けたほうがよい。これ以外の締固め機械について，その選定の目安を，参考のため，表－3.2.2.1に示す。

また，実際の施工については，事前に試験施工を実施して，所定の品質の盛土確保できるよう，「まき出し厚さ」・「締固め回数」・「施工含水比」などと共に，「施工機械」を選定し，これらの組合わせを決定しておくことが望ましい。試験施工の方法には特に定まったものはなく，それぞれの目的に応じた方法で行う必要がある。

表－3.2.2.1　土質と盛土の構成部分に応じた締固め機械選定の目安

盛土の構成部分 ＼ 締固め機械 ／ 土質区分			ブルドーザ 普通形	ブルドーザ 湿地形	タイヤローラ	振動ローラ 普通形	振動ローラ 小形	振動コンパクタ	タンパ
一般部	礫	硬岩				◎			
		軟岩			○	◎			
	砂質	単粒度				○			
		粒度良			◎	○			
	粘性	低含水			○				
		普通	○						
		高含水	○	○					
法肩及び法面	法面より0.5m以内	砂質土					◎	◎	○
		粘性土					○	○	○
	法面より0.5～2m	砂質土					◎		
		粘性土					○		
	法面	砂質土					◎		
		粘性土					○		

◎：有効なもの

○：使用できないもの

3.2.3　準備工

準備工は，本工事を行う段取りであって，その適・不適は工事の進捗，出来形に直接影響を与える。したがって，十分な事前検討をして，工事の内容に最も適応した方法を採用しなければならない。ここでは，基礎地盤の処理を中心に述べることとする。

(1)　伐開除根・表土処理

盛土基礎地盤において伐開除根・表土処理を行うのは，下記のような場合である。

1）盛土の基礎地盤上に草木や樹木またはその切り株があり，これらの盛土の下部にはいる場合。

2）土取場の表土に草木や切り株があり，これらが盛土材に混じる恐れがある場合。

3）盛土の基礎地盤の表土が腐植土である場合。

これらの場合は，伐開除根・表土処理を怠ると，将来，盛土に有害な沈下を生ずる恐れがある。

1）の場合は，チェーンソーなどにより伐開を行う。除根については，大きい切り株はバックホウで掘り起こし，小さいものでは直接ブルドーザーで剥ぎ取る。

2）は掘削に先立ち，草木や切り株を取り除く。

3）の場合は，必要な深さまで掘削し，盛土材で置き換えることが必要である。

(2)　基礎排水

通常盛土内に雨水や，背面地山から湧水，また，盛土荷重による基礎地盤の圧密などに対処するため，基礎排水工を施し，盛土の安定化を図る。普通の場合，次の二つが考えられる。

・砂，砕石

・人工ドレーン化（ジオテキスタイル関連製品）

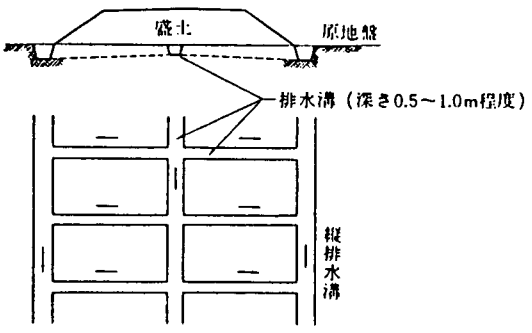
以下には，特別な場合の基礎排水について述べる。

1）軟弱地盤上の場合

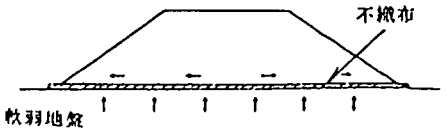
軟弱地盤上の盛土においては，第1層施工時のトラフィカビリティの確保が困難である。この様な場合，サンドマットを用いるほか，準備工として図－3.2.2.1のように溝切りを行って基礎地盤の乾燥を図り，施工条件を向上させる方法がある。

この溝は，次のいずれかにより，盛土後の基礎排水溝としても利用することができる。

①　溝に砂や砕石を充填し，目詰り防止のため，その表面をフィルター材としての不織布で被う。



図－3.2.2　素堀り排水溝



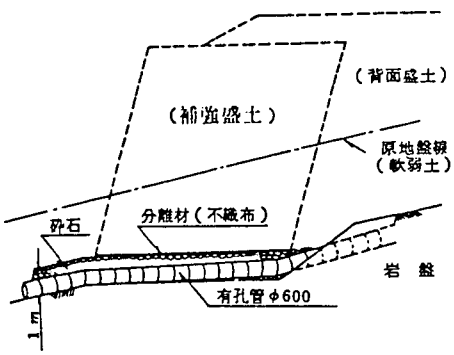
図－3.2.3.1　不織布による排水工

② 溝にジオテキスタイル関連製品の人工ドレーン材を敷設する。

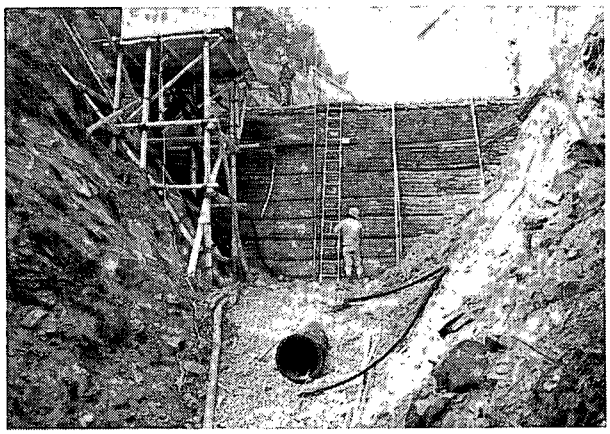
また，溝切りを行うほどもない場合，通常の砂や砕石による基礎排水の代りに，不織布で対応する場合もある。（図－3.2.3）

2）沢部の場合

盛土の基礎部が沢で，水が流れているような場合には，最高水位くらいまでを砕石基礎として，十分排水できるようにし，その上に盛土を行う。また，砕石基礎だけでは排水しきれないことが予想される場合は，必要な径の有孔管を，砕石基礎の底部に設置する。この場合も，砕石層の間隙に細粒土が入り込むと，排水効果が低下するため，砕石基礎の表面フィルター材としての不織布を敷設する方がよい。一例を図－3.2.4，写真－3.2.1に示す。



図－3.2.4　砕石ドレーンと有孔管

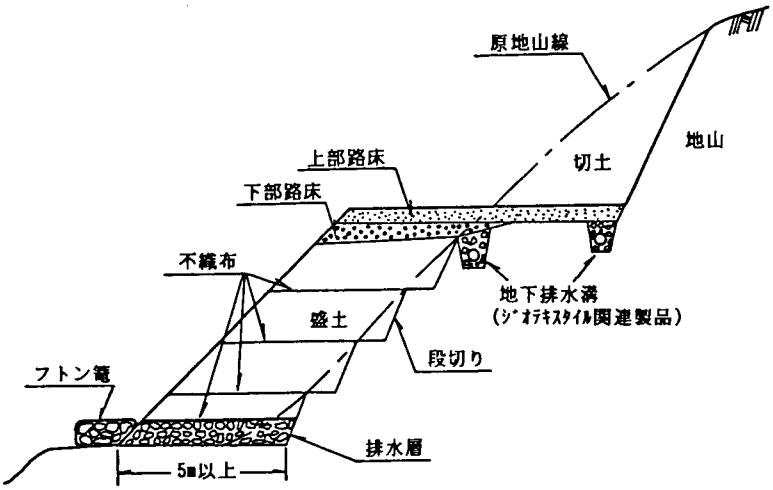


写真－3.2.1　砕石ドレーンと有孔管

以上のような準備工は，盛土の先行作業となるため，工事用道路が間に合わず，重機による作業の困難なことが多い。したがって，本工事の障害とならないように手順よく作業を進めることが大切である。

3）片切り・片盛り部（腹付け盛土部）の場合

片切り・片盛り部においては，切土部の法尻と切盛境に地下排水溝を設ける。また，特に湧水の多い場所では，十分な地下排水溝のほかに，盛土法尻に排水層を設け，また，盛土底部付近には，できるだけ粗粒な材料を用いるなどの考慮が必要である。



図－3.2.5　片切り・片盛り部の基礎排水

3.2.4　ジオテキスタイルの敷設・接合

ジオテキスタイルの敷設，接合方法は，ジオテキスタイルの使用目的，使用するジオテキスタイルの種類によって異なる。ここでは，盛土体の補強用あるいは盛土内の排水用として一般に用いられることが多いジオグリッド及び不織布の敷設，接合方法について述べる。

(1)　ジオグリッドの敷設，接合

ジオグリッドは，主として盛土本体を補強するための引張補強材として用いられる。

1）ジオグリッドの敷設

ジオグリッドは，設計によって定められた敷設長を確保できるように切断し，所定の位置に敷設する。なお，ジオグリッドの外側端は，盛土のり面と一致させるか，わずかに引込めてのり面の転圧の際に支障のないようにする。

曲線部にジオグリッドを敷設する場合には，図－3.2.6に示すようにジオグリッドを盛土のり面側で突合せ，盛土のり面に対して直角に敷設する。このとき，ジオグリッドとジオグリッドの間に間隙が生じて盛土内に無補強部分が残る場合には，盛土の指定上問題となることもあるため，間隙部にはジオグリッドの小片を重ね合せてジオグリッドの敷設領域全体の補強を図る（図－3.2.6(a)参照）。

2）ジオグリッドの接合

ジオグリッドの接合方法としては，

①　突合わせ

②　重ね合せ

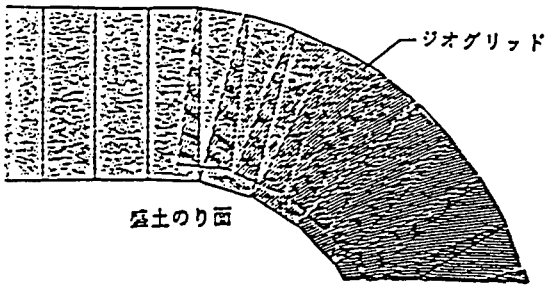
③　ロープによる接合

④　ジョイント棒による接合

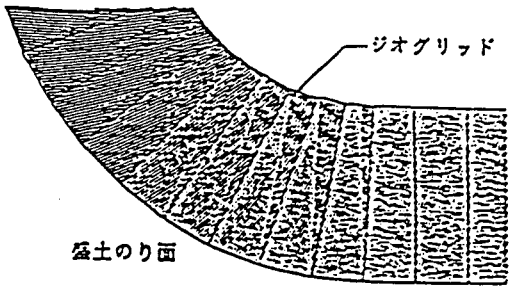
などの方法がある（表－3.2.2参照）

盛土延長方向のジオグリッドの接合は，基本的には突合わせによる方法で十分であるが，施工中にジオグリッドのずれが生じることが懸念される場合には，重ね合せによる方法を採用する。その際，重ね合せ幅は5～6cm以上とする。また，盛土延長方向にも引張力が作用する場合には，ロープによる縫合を行う。

一方，盛土横断方向については，できるだけ接合部をつくらないよう効率的な合取りを行うことが望ましい。やむをえず盛土横断方向に接合を行う際には，できるだけ接合部の引張強度を低下させないように，一軸延伸型ジオグリッドの場合にはジョイント棒による接合を，二軸延伸型ジオグリッドの場合にはロープによる接合を行う。なお，ジオグリッドの接合部は，同一横断面にそろわないように注意する。



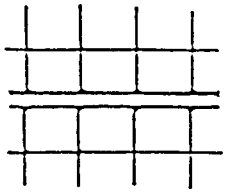
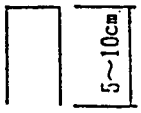
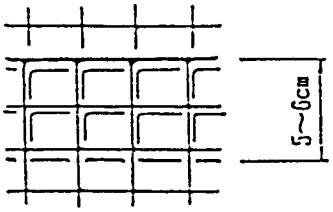
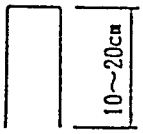
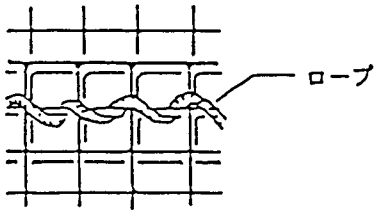
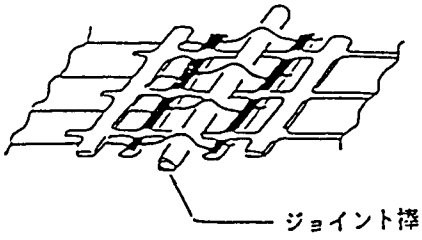
(a)



(b)

図－3.2.6　曲線部におけるジオグリッドの敷設方法

表－3.2.2　ジオグリッドの接合方法

接　合　方　法	備　　考
① 突合せ 	さらに，下図のような留めピンでジオグリッドを固定することもある。 
② 重ね合せ 	さらに，下図のような留めピンでジオグリッドを固定することもある。 
③ ロープによる接合 	ロープとしては，φ4㎜程度のポリエチレン製などのロープを用いることが多い。
④ ジョイント棒による接合 	ジョイント棒としては，φ10～20㎜程度の鉄筋や白ガス管を用いることが多い。 なお，鉄筋の腐食が問題となる場合には，ジョイント棒として合成樹脂製の棒を用いればよい。

(2) 不織布の敷設，接合

不織布は，主として盛土の圧密促進を図って盛土本体を補強するための排水材，あるいは盛土内への浸透水を排除するための排水材として用いられる。

1）不織布の敷設

不織布は，設計によって定められた敷設長を確保できるように切断し，所定の位置に敷設する。その際，不織布の敷設面は，排水勾配3％以上となるように事前に整形しておく。なお，不織布の外側端は，盛土のり面から引出し，盛土内の水を速やかに排除できるようにする。犬走りを有する高い盛土で犬走り上に排水溝が設置されている場合には，不織布の外側端は犬走り上の排水溝まで引出しておく。

曲線部における不織布の敷設は，ジオグリッドの場合と同様な方法で行えばよい。ただし，不織布を重ね合せる箇所では，不織布のずれを防止するため，不織布と不織布の間に砂などを薄く敷いておくとよい。

2）不織布の接合

不織布を排水材として用いる場合の接合方法としては，

① 重ね合せ

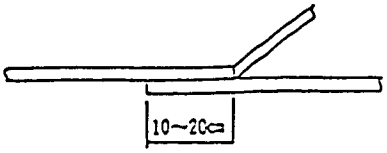
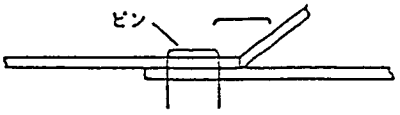
② ピン止め

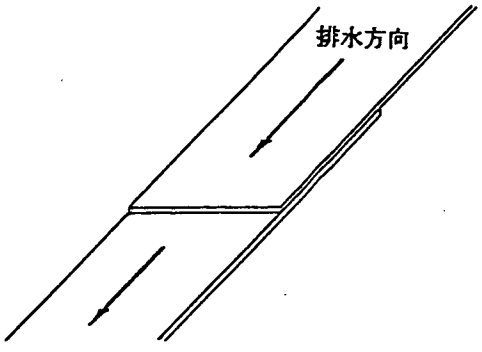
などの方法がある（表－3.2.3参照）

なお，盛土横断方向（排水方向）に不織布の接合を行う場合には，排水機能が損なわれないように注意する必要がある（図－3.2.7参照）

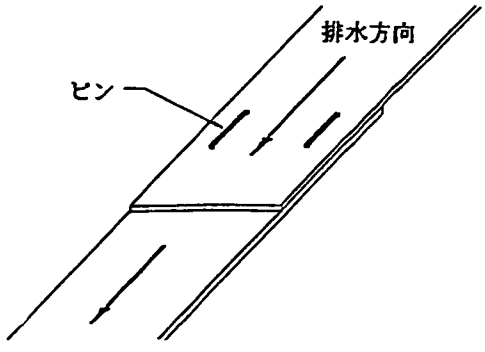
また，これらの接合方法では，接合部での引張強度が本体部に比べて大幅に低下するため，不織布に引張力が作用する場合や，設計時に不織布の引張補強効果を考慮する場合には，接合方法としてピン止めあるいは熱溶着による方法を採用する。

表－3.2.2　ジオグリッドの接合方法

接　合　方　法	備　　考
① 重ね合せ  	・次層のまき出し・転圧時の不織布のずれを防止するため，不織布と不織布の間に砂などを薄く敷くとよい。 ・盛土基礎地盤が軟弱で，盛土の沈下等により不織布のずれが生じることが懸念される場合には，重ね合せ幅を20～30cm以上とする。
② ピン止め  	・ピンの代りに長さ15cm程度の釘を用いてもよい。



（重ね合せによる接合）



（ピン止めによる接合）

図－3.2.7　盛土横断方向（排水方向）の不織布の接合方法

3.2.5　土のまき出し，締固め

一般に，土のまき出しから締固めの作業は，完成後の盛土の品質を左右する最も重要な工程である。ジオテキスタイルを用いた盛土においても同様である。盛土の品質を確保するためには，試験施工を実施して施工方法及び管理方法を選定し，それらに従って整然とした施工をしなければならない。特に，施工に不安がある場合やジオテキスタイルの破損等が懸念される場合には事前に試験施工を実施して施工上の配慮をすることが望ましい。また，片切り，片盛り及び腹付け盛土では，完成後に盛土の接続部における段差や既存盛土の変形などの問題が生じ易いので，指針類を参考に段切りやすい付け区間を設けるなどの対処をして，入念に施工する必要があろう。

(1)　ダンプ等により搬入された盛土材料は，既に締固められた土やジオテキスタイルの上に仮置きされ，ブルドーザ等で所定のまき出し厚に敷均される。まき出し厚は，一般盛土と同様仕上げ厚30cm以下の場合35～45cm以下，仕上り厚20cmの場合25～30cm以下[1]が目安となろう。

ジオテキスタイル上での土のまき出しにおける留意点は以下のとおりである。

1）ジオテキスタイルの上に直接重機を走行させない

敷設したジオテキスタイル及びその接合部の破損，配置のずれを防止する。

2）ジオテキスタイル上でのまき出し時，ブルドーザ等重機の方向転換を控えさせる。

敷設したジオテキスタイルの接合部や配置のずれを防止する。

3）まき出しは図－3.2.7に示す順序で行うことが望ましい。

敷設したジオテキスタイルの配置のずれや競り上がりを防止する。

4）尖ったレキや粒径の大きい岩等は除去することが望ましい。

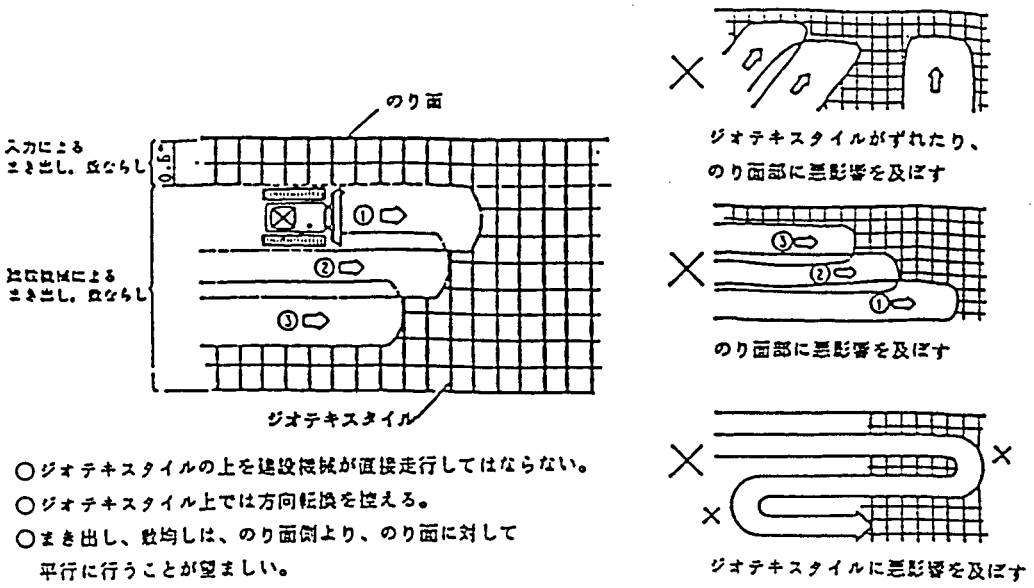
ジオテキスタイルの損傷や不陸を防止する。

5）敷設した不織布等のジオテキスタイルが水を含んだ場合水切りを行なう。

降雨時の施工を避けるのはもちろんであるが，多量の水を吸ったジオテキスタイル上に土をまき出すと，土の含水量が変化し締固めに悪影響を及ぼす。

6）まき出し厚は丁張り等で管理することが望ましい。

ジオテキスタイルの敷設位置は仕上り厚の整数倍となることが多いため，一層枚の管理が必要となる。



図－3.2.7　まき出し，敷均しの留意点

(2) 締固め

ジオテキスタイルは単独で盛土を補強するのではなく，良く締固められた土との摩擦力等によって盛土の安定性を向上させるため，締固め作業は特に入念に行なう必要がある。このため，試験施工等によって選定された締固め方法に従って，締固め規定を満足するよう，十分な施工管理のもとに行なうことが重要である。

ジオテキスタイルを用いた盛土では，一般の盛土に比べ大型の締固め機械がのり肩付近まで走行できるため，大型機械による締固めがのり肩付近まで容易となる。また，のり肩（のり面より50cm程度まで）の締固めは小型の締固め機械（振動コンパクタ，小型の振動ローラ等）で行なわれている。

ジオテキスタイルを使用する場合の留意点を以下に示す。

1）転圧方向はのり面に平衡して行ない，のり面側から先に行なうことが望ましい。

のり面側を先行し，のり肩部での重機の走行をのり面と平衡にすることにより，はらみ出しを減少させ，その処置を容易にする。

2）集中的に圧力が加わるタンピングローラや方向転換の多く必要な被牽引式機械の使用は避ける。

敷設したジオテキスタイル及びその接合部の破損，配置のずれを防止する。

3）ジオテキスタイル敷設面を計画勾配どうりに平滑に仕上げる。

不陸が多いとジオテキスタイルの敷設・接合に不具合が生じたり，ジオテキスタイルが排水材として使用される場合排水に支障をきたすことがある。

3.2.6 排水工

排水工は，ジオテキスタイルを用いた盛土においても一般盛土と同様，盛土の安定性及び施工性を確保する上で重要な工種の１つである。

ジオテキスタイルは土との摩擦等によって盛土を補強するため，雨水などの浸透水により土中の間隙水圧が上昇すると，土とジオテキスタイルとの摩擦力が低下し，盛土は不安定になり易い。このため，盛土内への雨水等の浸透を防止し，盛土内の浸透水を排除する必要がある。片切り，片盛りや傾斜地盤への盛土では，浸透水の集中などによる盛土の軟化などの問題が生じ易いので，特に排水工が重要となる。

また，不織布等のジオテキスタイルは排水材としても使用され，ジオグリッド等の補強材とともに用いられることも多い。不織布のような吸水性のあるジオテキスタイルを使用する場合，降雨時には敷設したジオテキスタイルの吸水を防ぐため，防水シートで覆うなどの配慮も必要となる。

(1) 表明排水

降雨や降雪による水は，施工中の盛土表面を泥ねい化し施工性を低下させたり，のり面浸食や洗掘を起こし，特に透水性の良い盛土材料（砂，しらす等）では雨水などの集中流による浸食・洗掘が著しい。ジオテキスタイルを用いた盛土では，一般盛土に比べこれらの現象による被害を減少させ，盛土の安定性及び施工性を向上させることができるが，一般盛土と同様の表面排水が行なう必要がある。特に，締固め前のまき出されたままの盛土材料がある場合，降雨時には雨水の盛土材料への浸透を防止するため，盛土表面を防水シートで覆うなどの処置をすることが望ましい。

施工中における一般的な留意点は次のとおりである。

1）水たまりができないよう転圧面を常に平滑に仕上げるように努力する。

2）盛土表面に排水溝へ向って数％の勾配を付け排水を良好にする。

3）施工中，排水溝に降雨などの流出物が堆積した場合は速やかに除去する。

4）排水施設は施工可能な状態になった部分よりできるだけ早く設置する。

その他，特に浸食を受け易いしらすなどの盛土材料では，のり肩付近に雨水を集めず盛土中央に排水し，のり面をビニールシート等で被覆すると良い。また，排水溝やその流入口は洗掘され易いので，対策を講じて入念に施工する必要がある。

(2) 地下（盛土内）排水

粘性土による高盛土等では，盛土自重による間隙水圧を低下させるための排水処理をう行なわれている。これらの排水施設は盛土底部や盛土内に設けられる。排水材としては砕石や砂が使われてきたが，不織布やパイプ状あるいは板状のジオテキスタイル関連製品も使用されている。特に，不織布は粘性土の盛土において盛土内に敷設されることが多い。また，不織布等のジオテキスタイルは砕石などの排水溝の目詰まり防止のためのフィルター材としても使われている。

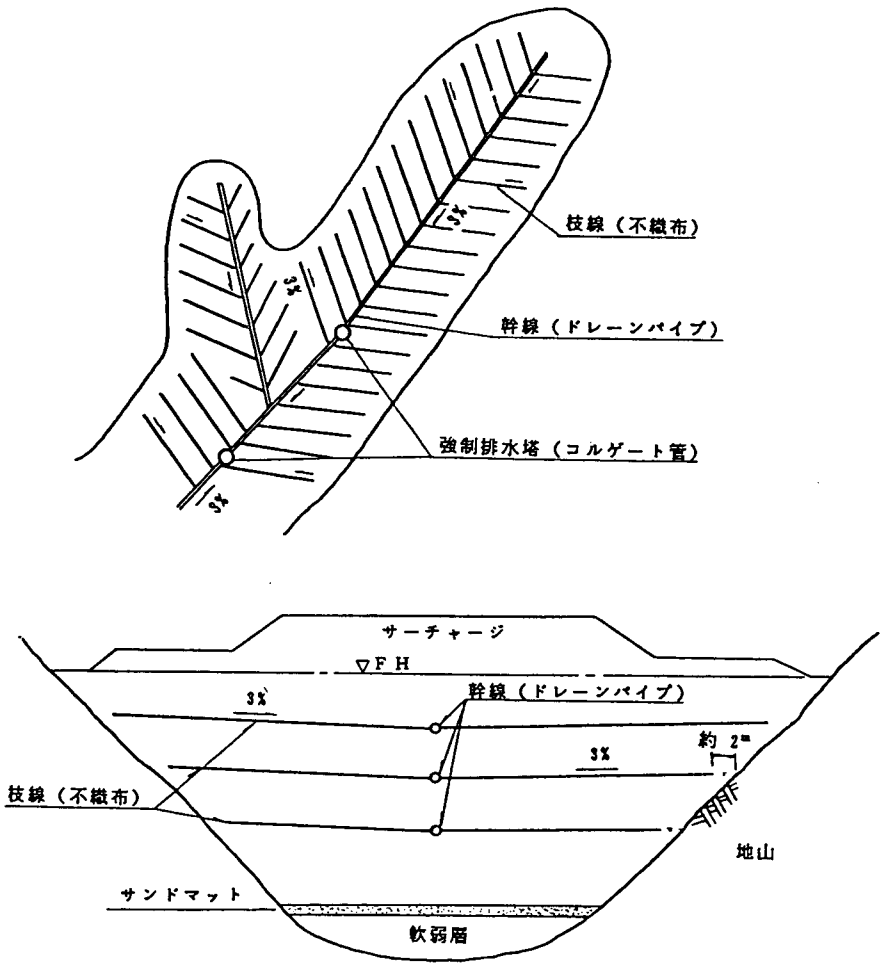
ジオテキスタイルを地下排水に使用する場合の主な留意点は次のとおりである。

1）設計勾配を確保する。

排水を円滑にし，排水機能を確保する。

2）排水施設に直接重機を走行させない。

ジオテキスタイルや施設の損傷を防止する（設置した排水施設には人力で盛土材料等を被せ保護しておくと良い）。



図－3.2.8　地下排水の例

3.2.7　のり面の処理

ジオテキスタイルを用いた盛土では，のり面の雨水による浸食や洗掘の進行，浸透水によるのり尻からの湧水などによる安定性の低下を一般盛土に比べ少なくすることができる。しかし，のり面部は盛土完成後の長年にわたる表層の風化や浸食によるのり面崩壊を防止するため，入念な締固めを行なう必要がある。また，周辺環境との調和のため，のり面保護工が行なわれている。のり面に土のうを使用する場合には4.土留め擁壁を参照すると良い。

(1)　のり面部の締固め

ジオテキスタイルを用いた盛土では，のり面までジオテキスタイルが敷設されているため，大型重機による締固めがのり肩付近まで可能となる。のり面部の締固めは，均質な盛土を築造するため，一般部と同等に可能な限り機械施工により行なうことが望ましい。施工方法はのり面勾配，盛土材料等で異なるので，適切な締固め機械を選定して行なうが，ジオテキスタイルがのり面から出てい

るような場合特に施工上の配慮が必要である。

ジオテキスタイルを用いた場合の主な留意点は，次のとおりである。

1）敷設したジオテキスタイルを祈ったり破損したりしない。

バックホーで余盛部分を除去する余盛施工の場合，バックホーで土羽打ちをする場合などでは，特に配慮が必要である。また，ジオテキスタイルがのり面から出ている場合のり面をブルドーザで締固めるのは避けることが望ましい。

2）のり面部の仕上げはジオテキスタイル敷設層間隔毎に行なうのが望ましい。

締固めは盛土の締固めと平衡して1層ごとに行なわれるが，ジオテキスタイルの破損を防止して施工精度を上げるため，立上った法面の仕上げはジオテキスタイル敷設前に，敷設層毎に行うと良い。

(2) のり面保護工

のり面保護工は，のり面の浸食や風化を防止し，長期的なのり面の安定を図るため，排水工と組合せて植物やコンクリート製品などによりのり面を被覆するものである。

のり面保護工には種々の工法があるが，ジオテキスタイルを用いた盛土においても一般盛土と同様の工法が適用できる。しかし，紫外線によって劣化するジオテキスタイルが盛土表面に露出するような場合，ジオテキスタイルを紫外線から保護し，劣化を防止する処置をすることが望ましい。

3.2.8 施工管理

施工管理には，品質管理の他に工程管理や原価管理等も含まれるが，盛土の安定性，耐久性等に最も関係するのは品質管理である。品質管理には盛土の品質と出来形の管理が含まれる。土工に係わる品質管理はジオテキスタイルを用いた盛土の場合でも一般盛土と何等変わるところはないが，ジオテキスタイルを用いた目的やその機能を損なわれないよう，ジオテキスタイルを用いた場合の特有な施工方法や既述の留意点が守られているかをチェックし，施工途中において品質と出来形を適切に管理することが望ましい。

(1) 盛土材料の管理

ジオテキスタイルを用いた盛土の場合も一般盛土と同様，土取場における土質の変化や降雨などによる含水比の変化に対処するため，適宜試験を行なって盛土材料を管理する必要があり，土質が変化した場合には，締固め方法を再検討しなければならない。特に，不織布を排水のため敷設しているからと言って，降雨後の含水の高くなった盛土材料をそのまま締固めたり，ジオテキスタイルの損傷や締固めの支障となる尖ったレキや最大粒径を超える岩塊が盛土材料に混入しないよう常に管理することが望ましい。

(2) 締固め管理

締固め管理は盛土の品質を確保する上で最も重要な管理である。また，締固め管理をする上で盛土材料のまき出し管理も重要である。ジオテキスタイルを用いた盛土の場合，ジオテキスタイルが決められた層毎に敷設されるため，まき出し・締固め層厚は必然的に管理された施工状態となる。

管理項目，基準値及び管理頻度は，ジオテキスタイルを用いる場合も一般盛土と同程度であれば

良く，現場の条件に適した管理方法を採用すれば良い。締固め度の基準値としては，密度比（Dc）で管理する盛土材料の場合Dc＞85～90％を目標とすることが望ましい。また，高含水比の粘性土や火山灰質粘性土では，空気間隙率Va≦10～15％，飽和度Sr≧85％などが目安となる。管理試験の実施頻度は，盛土材料 500～1000㎥あるいは1日に1回程度が目安となる。詳細については，各機関で構造物の種類や重要性，盛土材料等に応じた管理基準が定められているので参照されたい。

最近では大規模な工事等ではＲＩによる締固め管理も採用されており，この方法による場合日本道路公団や土質工学会の基準を参照すると良い。

ジオテキスタイルを用いた盛土においては，管理試験によってジオテキスタイルを破損しないよう配慮することが望ましい。

(3) ジオテキスタイルの管理

ジオテキスタイルは，搬入・仮置時から敷設後の締固め完了までの施工期間中，劣化や破損がないよう十分管理する必要がある。

紫外線により劣化するジオテキスタイルは，長期間太陽にさらされないよう保管場所や施工方法等について配慮する必要がある。また，不織布などの保水性があるジオテキスタイルは，仮置場や敷設時に雨水などが浸透しないよう配慮する必要がある。水を含んだジオテキスタイルは，重くなるため取扱いにくく，またその上にまき出された盛土材料に水が浸透して締固めに影響するので，仮置場や敷設後とも雨ざらしにしない方が良い。

ジオテキスタイルの敷設，接合時においては，その設置位置，長さ，勾配，敷設方向，接合方法，緊張具合などが計画どおりに行なわれているかを管理しなければならない。また，強風時には敷設したジオテキスタイルが土のまき出しまでの間に飛ばされないよう，土盛りやピン止めを行なう等の配慮も必要である。この他，施工中におけるジオテキスタイルに対する既述の留意点が守られているかを管理するのはもちろんである。

排水材やフィルター材としてジオテキスタイルを用いる場合，透水機能を確保するため特に接合部分の管理が重要である。

3.2.9 施工例

(1) 補強材としてのジオテキスタイルの利用例

1）ジオテキスタイルの使用目的

切土のり面崩壊部の復旧のため，補強機能を有するジオテキスタイルを盛土内に敷設して押さえ盛土を補強し，崩壊部の安定性を強化する。

2）盛土の諸元

高さ；最大17m

延長；25m

のり面勾配；1：1.5

3）盛土材料

軟岩ずり（D_{max} ＝40㎜，自然含水比 W_n ＝13％）

4）ジオテキスタイルの諸元

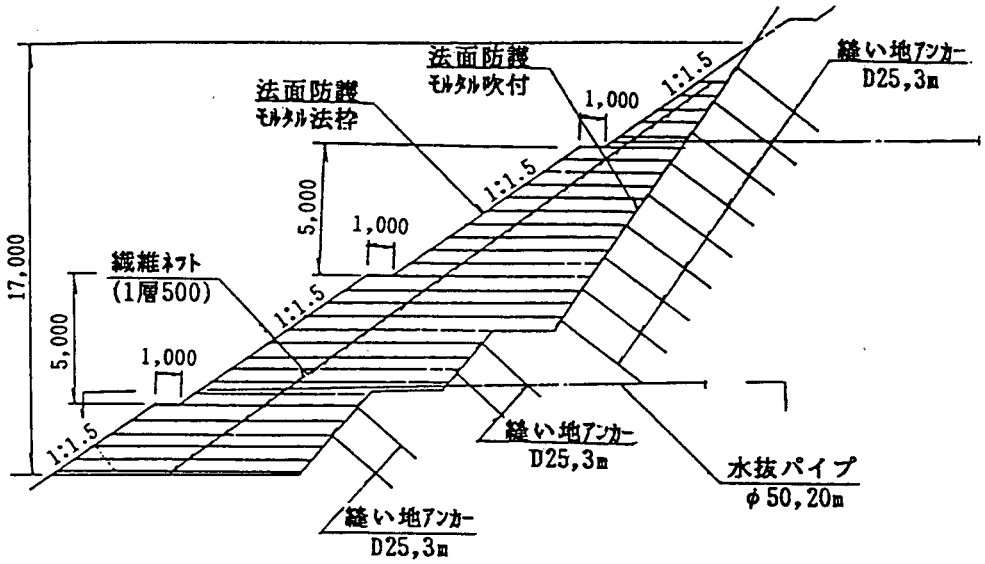
種　類；ジオネット（目合寸法　20×20mm）

敷設長；横断方向11m（最大），縦断方向25m（最大）

敷設長間隔；鉛直方向 0.5m

5）その他

締固めの際には，ジオネットが破損しない様に特に留意した。



断　面　図

(2) 排水材としてのジオテキスタイルの利用例

事　例　A

1）ジオテキスタイルの使用目的

盛土材の含水比が高く安定性が保てないため，不織布を敷設し，排水による盛土の強度増加を図る。

2）盛土の諸元

高　　さ；15m

のり面勾配；1：（1.5～2.0）

3）盛土材料

信州ローム（自然含水比 W_n =60～70%）

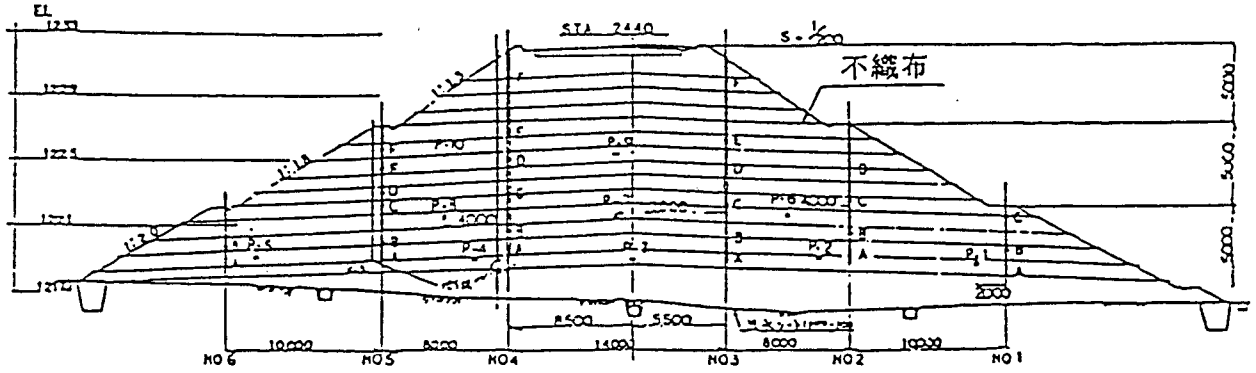
4）ジオテキスタイルの諸元

種　　類；不織布（幅；300mm，厚さ；5mm）

敷設間隔；鉛直方向 0.9m，水平方向 2 m

5）その他

・不織布敷設面の排水勾配は 4 ～ 5 %とした。



断 面 図

事 例 B

1）ジオテキスタイルの使用目的

排水機能を有するジオテキスタイルを盛土内に敷設することにより，盛土内の過剰間隙水を排除し，盛土の圧密促進を図って盛土本体を補強する。

2）盛土の諸元

高　　さ；15～27m

のり面勾配；1：2.0

3）盛土材料

粘性土（自然含水比W_n＝30～40％）

4）ジオテキスタイルの諸元

種　類；不織布（幅；300㎜，厚さ；4㎜）

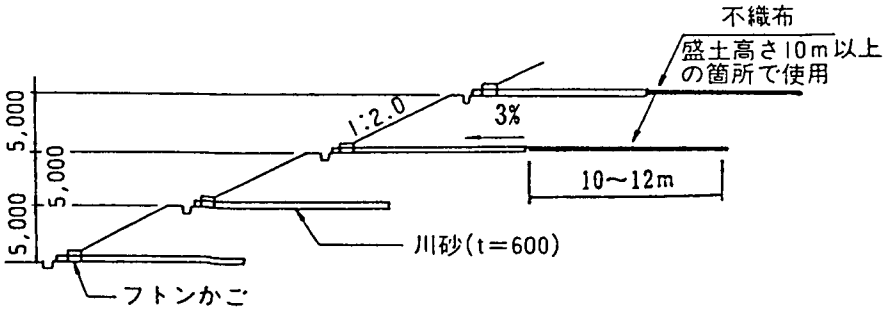
敷設長；10～12m

敷設間隔；鉛直方向　5m，水平方向 0.6m

5）その他

・不織布は，盛土高さ10m以上の箇所で使用した。

・不織布敷設面の排水勾配は3％とした。



断 面 図

補強土壁工法

4. 補強土壁工法

4.1 設計法

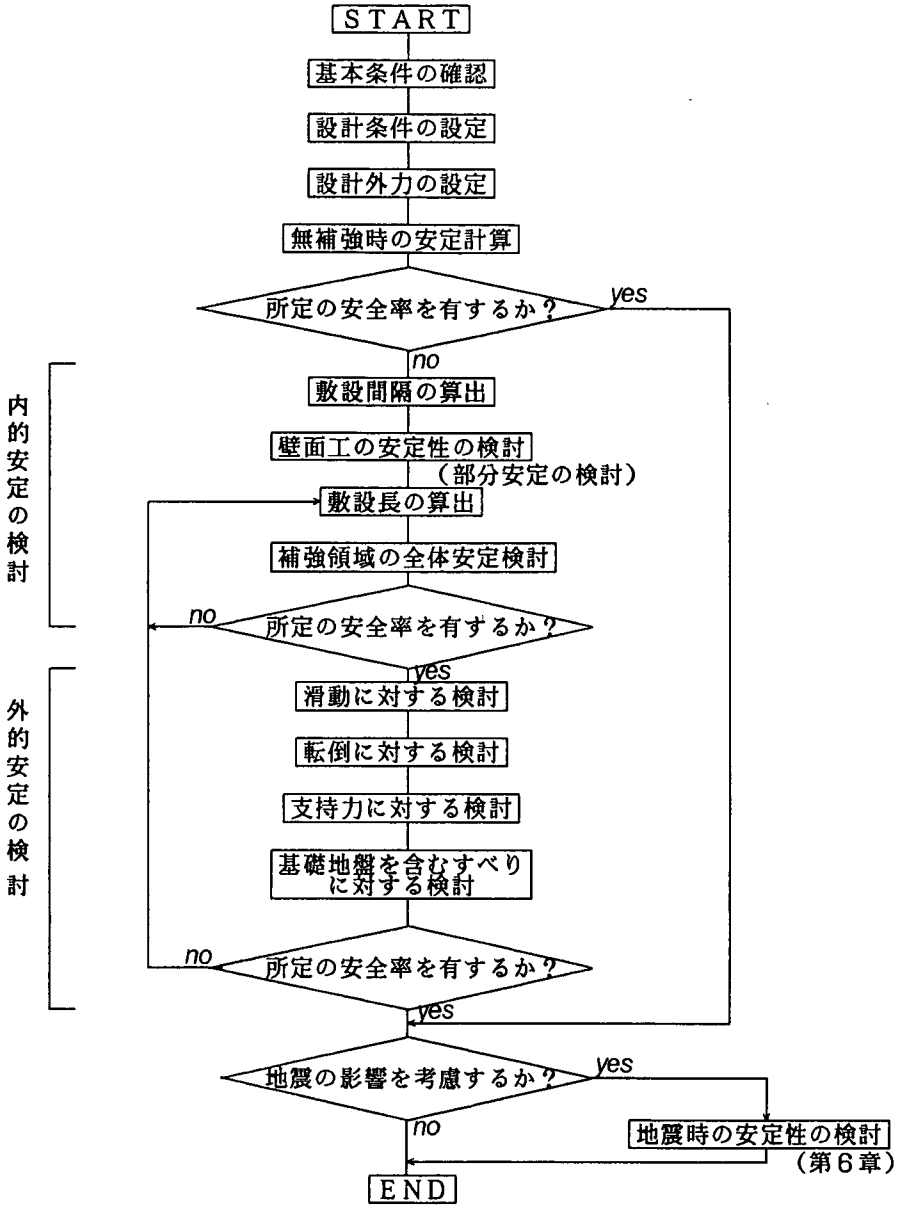
4.1.1 適　用

本設計法は，土圧に対して抵抗できる壁面工を有する，のり面勾配が 1：1.0～鉛直までの補強土壁を適用の対象とし，盛土本体の補強を目的とした引張り補強材としてジオテキスタイルを使用する場合に適用する。なお，ジオテキスタイルを擁壁裏込め材の排水材として，また補強土壁ののり面保護材として使用する場合には本設計法の対象外とする。このほか，河川護岸のように流水による浸食作用を受ける構造物や裏込め材が浸水するような水辺補強土壁への適用は，未解明な部分が多いために慎重に対応する必要がある。また，のり面勾配が 1：1.0 より緩い盛土については第 3 章で，擁壁・橋台の土圧低減材として使用する場合については第 7 章で扱う。地震に対する設計については，一般には地震時の設計計算が行わないでも良いこととするが，(a)万一崩壊すると隣接物に重大な損害を与える場合，ならびに(b)万一崩壊すると復旧に長時間を要し，道路機能を著しく阻害する場合には，第 6 章で述べる方法で別途地震の影響を考慮した設計を行う必要がある。

対象構造物としては，仮設・永久構造物の両者を対象としている。したがって，長期にわたって供用する構造物では，使用するジオテキスタイルは実績や長期的な試験等から耐久性の評価がされたものを用いることを前提としている。また，従来の擁壁のようなコンクリート構造物に比べて全体的に柔な構造物である。このため，補強土壁の種類によっては供用後もある程度の変位が生じることから，供用に際して過大な変位を許さない構造物への適用に当たっては注意を要する。

4.1.2　設計手順

ジオテキスタイルで補強された補強土壁の標準的な設計手順を図－4.1.1に示す。



図－4.1.1　設　計　手　順

(1)　基本条件の確認

補強土壁の設置目的・機能（道路盛土，土地造成盛土，永久・仮設構造物など），設置場所の地形条件（斜面上，軟弱地盤上，沢部など），施工条件，周辺への影響（用地境界，既設構造物の位置・重要性，景観など），経済性などの設計・施工上考慮すべき基本的条件の確認を行う。

(2)　設計条件の設定

盛土材料の土質定数（c，ϕ，γ）など，基礎地盤の土質定数（c，ϕ，γ，支持力，圧密特性など），ジオテキスタイルの種類の選定，設計引張強さ，盛土材との摩擦係数の設定，壁面工の選

定など，補強土壁の使用材料の設計に用いる物性値や安全率の設定を行う。また，補強土壁の高さ・のり面勾配，上載盛土の形状・高さ・のり面勾配など，設計に必要な断面寸法の設定も行う。

(3) 設計外力の設定

活荷重，雪荷重，またはその他の特殊荷重など，設計に必要な荷重の設定を行う。

(4) 無補強時の安定計算

無補強の補強土壁に対して円弧すべり法を用いて安定計算を行い，ジオテキスタイルによる補強の必要性の検討を行う。

(5) 敷設間隔の算出

ジオテキスタイルの敷設間隔の算出を行う。

(6) 壁面工の安定性の検討

壁面工に用いる壁面材の強度，壁面工とジオテキスタイルの連結部の強度，壁面部で巻き込んだジオテキスタイルの引抜けに対する安定性などの検討を行う。

(7) 敷設長の算出

ジオテキスタイルの必要引張力が最大となるすべり面に対して，ジオテキスタイルが引張力を十分に発揮できる敷設長の算出を行う。

(8) 補強領域の全体安定検討

ジオテキスタイルにより補強された領域を横切るあらゆるすべり面に対して安定性の検討を行う。

(9) 外的安定の検討

ジオテキスタイルを敷設する領域を疑似擁壁と見なし，あたかも通常の擁壁と同様の挙動を示すものと仮定して，滑動・転倒・基礎地盤の支持力に対して検討を行う。

補強土壁が斜面上や軟弱層を含む地盤上など，基礎地盤のすべりが想定される場所に設置される場合には，基礎地盤を含む補強土壁全体のすべりに対して安定性の検討を行う。

また，基礎地盤のすべりの他に，施工後の圧密沈下が予想される場合には圧密沈下量の計算を行い，安定性の検討を行う。

(10) 地震時の安定性に関する検討

地盤の影響を考慮する必要がある場合には，地震時の安定性に対して検討を行う。検討方法は，第6章の耐震設計に基づく。

4.1.3 設計条件の設定

(1) 盛土材料

1）盛土材料の選定

補強土壁は，土中に敷設するジオテキスタイルと土との摩擦効果を期待するため，用いる盛土材としては，以下のような材料特性を有しているものがよい。

① せん断抵抗（内部摩擦角）が大きい。

② 敷均し，締固めが容易で，圧縮性が小さい。

③ 雨水による浸食に強い。

④ 吸水による膨潤性が低い。

⑤ ジオテキスタイルを損傷したり，耐久性を損なわないもの。

土質材料(75㎜以下)では，日本統一土質分類の粒度の良い砂，礫，細粒分の少ない粗粒土（礫粒土，砂粒土）が望ましい。しかし，一般の土工事においてはできるだけ現地付近で入手可能な，いわゆる発生土を盛土に使用することが経済的であるため，細粒分の多い粗粒土（礫粒土，砂粒土）であっても，上記項目について事前調査を行い，施工上の留意点に注意すれば，盛土材として適用可能である。また，土質材料の中で細粒土の範中に入る盛土材の使用は基本的に避けるべきである。しかし，良質な盛土材の入手が困難でやむを得ず使用する場合には，盛土材の強度定数やジオテキスタイルとの摩擦係数の取り方に注意するとともに，施工時には排水機能に優れた不織布を併用し過剰間隙水圧を早期に消散させたり，土質改良材による安定処理を行うなどすれば，盛土材として適用することも可能である。また岩石質材料も，十分な締固めが行えず，ジオテキスタイルの損傷を招く可能性があるために使用を避けるべきであるが，大小粒が適度に混入した安定した硬岩ずり等で，十分に締固めが行えるならば，設計時に各種の材料安定率を大きめに見込んだり，施工対策として，締固め管理の方法やジオテキスタイルと土との摩擦効果の確保およびジオテキスタイルの損傷等を慎重に検討すれば，盛土材として適用することが十分に可能であろう。

なお，ここでいう盛土材料とは，ジオテキスタイルが敷設されて補強効果を期待できる範囲の材料をいう。上載盛土やジオテキスタイルよりさらに奥にある部分の盛土については，通常の土工事における場合と同様の材料としてよい。

2）盛土材料の土質定数

設計計算に用いる土質定数は，土質試験により決定するのが望ましいが，使用する盛土材が，1）の盛土材料の選定における①～⑤の材料特性を満足しているようであれば，道路土工指針にて採用されている表－4.1.1中の土質定数を用いてよいものとする。ただし，①～⑤の材料特性を満足しない場合や，表－4.1.1の値を適用するのが疑わしき場合には，土質試験を行い，その材料特性を把握し，適切な土質定数を定める必要がある。

表－4.1.1　設計に用いる土質定数（道路土工指針より）

盛土材の種類	内部摩擦角（ϕ）	粘着力（c）
礫質土 [1)]	35°	——
砂質土	30°	——
シルト・粘性土（ただしω_L＜50%）	25°	——

注）1）きれいな砂は礫質土の値を用いてよい。

土質試験により土質定数を決定する場合は，通常三軸試験により内部摩擦角ϕおよび粘着力cを決定する。透水係数の大きい砂質土の場合はＣＤ条件，細粒土の場合，短期安定については自然含水比で締固め，不飽和状態のＵＵ条件とし，盛土内の排水対策を考慮する場合は，

CU，$\overline{CU}$条件とすることができる。その際，締固め密度は締固め試験により決定し，最大乾燥密度の90%を目安とすればよい。また，本設計では，土質試験により土質定数を決定する場合に限り，試験より求まる粘着力を設計に導入することができるものとした。ただし，その粘着力は最大でも1.0tf/㎡までとする。しかし，粘着力は，その値の大小によって安全率に大きく影響を及ぼすため，導入する際は現場の状況を踏まえた慎重な検討が必要である。

なお，細粒分を多く含む盛土材料については，長期的な圧密沈下を生じ，盛土の機能を損なう可能性もあるため，締固め試験で得られた密度に調整した試料について圧密試験を行い，適用性の可否について検討することが望ましい。

表－4.1.2　設定する土質定数と必要な資料

項　目	必 要 と す る 資 料	設定する土質定数
原　地　盤	1）地層の成層状態を推定しうるボーリングデータ及び必要とする場合は，それぞれの地層の物理・力学試験データ	・それぞれの地層のc，ϕ，γ
	2）沈下のおそれのある地層に対しては，その土の圧密試験データe～log p 曲線，Cv など	・圧密沈下の計算に必要な事項
盛 土 材 料	1）盛土材料の工学的分類試験データ 2）特に必要とする場合，盛土材料の物理試験データ 3）施工条件に関する資料	・c，ϕ，γ （必要であれば，圧密沈下の計算に必要な事項）

(2)　ジオテキスタイル

1）ジオテキスタイルの選定

補強土壁に用いるジオテキスタイルを選定する場合には，以下の材料特性を有するものを目安とすればよい。

①　伸びひずみの低い段階で，高い引張力を発揮することができる。

②　クリープを考慮した場合の長期的な引張強さが大きい。

③　盛土材との摩擦抵抗を十分に発揮することができる。

④　設置場所の環境条件に対して十分な耐久性を有する。

この他にも，対象とする構造物の目的，施工実績，各種材料試験の結果および設計の段階で必要とされる補強材引張力などを十分に吟味した上で，ジオテキスタイルの選定を行えばよい。なお，設計の上で必要な補強材引張力と上記の材料特性とを満足する範囲内であれば，設計引張強さの異なる種々のジオテキスタイルを併用してもかまわないものとする。

2）ジオテキスタイルの設計引張強さ

ジオテキスタイルの設計引張強さは，第3章の盛土補強工法と同様に，クリープや耐久性，施工中の損傷などの材料安全率を考慮して決定する。

$$T_A = \frac{T_{max}}{F_{cr} \times F_D \times F_C \times F_B} = \frac{T_{cr}}{F_D \times F_C \times F_B} \qquad (4.1.1)$$

ここに，T_A　：ジオテキスタイルの設計引張強さ（tf/m）

T_{max}：ジオテキスタイルの最大引張強さ（tf/m）

F_{cr}　：クリープを考慮した材料安全率

F_D　：耐久性（長期的な劣化特性）を考慮した材料安全率

F_C　：施工中の損傷を考慮した材料安全率

F_B　：接合部の強度低下を考慮した材料安全率

T_{cr}　：クリープを考慮した限界引張強さ（tf/m）

クリープを考慮した限界引張強さT_{cr}は，引張試験により求めたジオテキスタイルの最大引張強さT_{max}にクリープ低減係数μを乗じて次式のように表される。

$$T_{cr} = \mu \cdot T_{max} = \frac{T_{max}}{F_{cr}} \qquad (4.1.2)$$

ここに，μ：クリープ低減係数

各種材料安全率やクリープ低減係数の値は，第3章と同様の方法により設定するものとする。

3）ジオテキスタイルと土との摩擦抵抗

ジオテキスタイルと土との摩擦抵抗は，引抜き試験あるいは一面せん断試験によって求められる。その算定式は，試験により求まる土とジオテキスタイルとの間の見かけの粘着力c^*および摩擦角ϕ^*を用いて次式のように表される。

$$\tau^* = c^* + \sigma_v \tan\phi^* \qquad (4.1.3)$$

ここに，τ^*：土とジオテキスタイルとの間に働くせん断応力

c^*：土とジオテキスタイルとの間の見かけの粘着力

σ_v：ジオテキスタイルの敷設位置における拘束圧

ϕ^*：土とジオテキスタイルとの間の見かけの摩擦角

また，見かけの粘着力c* および摩擦角φ* を用いずに，土のせん断強度定数c，φを用いて次式により求める方法もある。

$$\tau^* = \alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan\phi \qquad (4.1.4)$$

ここに，α_1 ，α_2 ：補正係数

補正係数α_1 ，α_2 の値は，第3章（表－3.1.4）の値を参考にするとよい。

(3) 壁 面 工

壁面の剛性（曲げ，縦を含む），構造形式およびジオテキスタイルとの連結方法などは，補強土壁の全体的な安定性ならびに施工性，景観にも大きく影響を及ぼすことから，壁面工は重要な役割を果たしている。ここでは，種々の壁面工を構造の類似した形式に分類し，その概要と断面構造について示す。

① 巻き込み形式

所定の層厚毎にジオテキスタイルを表面で巻き返して土中に定着させるか，あるいは次段のジオテキスタイルと連結させながら壁面を構築していく。そのため，敷設間隔に応じた壁面を形成することができる。壁面材としては，土のう，砕石土のう，ソイルセメントなどのように，盛土材に比べ大きな強度を期待でき，変形の小さいものが有効である。なお，表面のジオテキスタイルを保護(紫外線，衝撃，耐火など)するための壁面処理についてあらかじめ検討しておく必要がある。また，壁面材に土のうを用いる場合には，土のう袋の劣化により土のう内の土が流出しないように，土のう袋の耐久性についても検討しておく必要がある。

② パネル形式

定型寸法のコンクリートパネルを，ジオテキスタイルと連結させながら壁面の形成を行う。壁面の直線性を保持するためにも，パネル同士の結合やジオテキスタイルとの連結を確実なものとしておくことが重要である。

③ 蛇かご形式

ある程度の剛性を有するジオテキスタイルを用いてのり枠を形成し，その中に壁面材を人力にて投入しながら壁面を構築していく。のり枠の形成に手間を要し，壁面処理を必要とするが，敷設間隔に応じた壁面を形成することができる。壁面材としては，巻き込み形式と同様の特性を持つものがよい。

④ ＰＣ（プレキャスト）コンクリートブロック形式

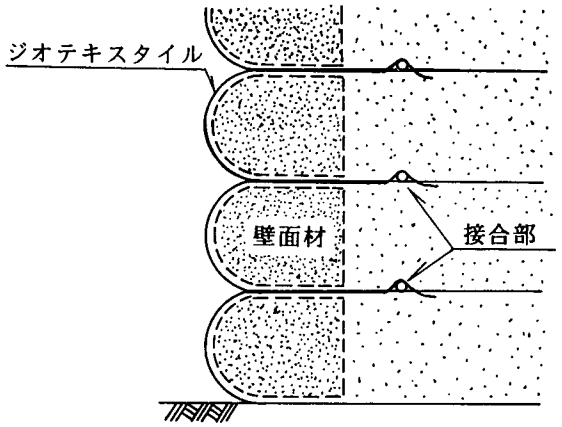
コンクリートブロックを壁面材とし，それにジオテキスタイルを連結させて壁面の形成を行う。重量があるため重機により吊り下げて設置することとなるが，他の形式に比べて剛性が高いことから変形が小さく，景観のよい壁面とすることができる。

構造上の形式として以上のように分類することが出来るが，壁面工の選定にあたっては以下の

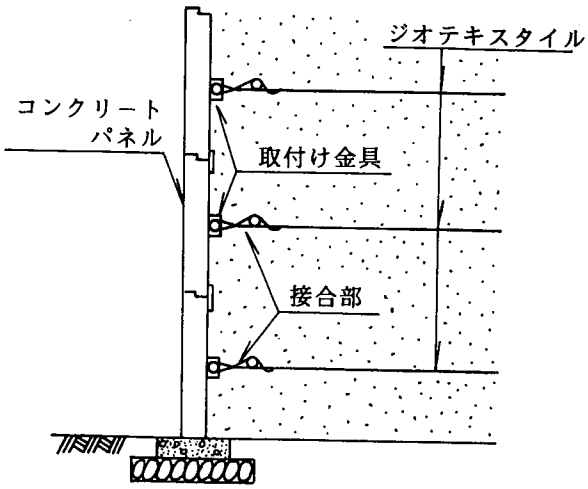
特徴も踏まえ，十分に検討する必要がある。

巻き込み形式，蛇かご形式は，設置した地盤や盛土材の圧密沈下に対する追随性がよく，柔構造物としては好ましいものではあるが，高盛りになると使用する壁面材の種類によって，壁面下部での腹み出しや，壁面での圧縮変形が生じやすくなる。このため，壁面に直線性や鉛直度を要求される場合には景観を損ねる場合がある。しかし，任意の敷設間隔に対応することができ，容易に壁面を形成することができるため，ある程度の変位が許容され，主に人力で施工する場合には有効であり，壁面材によっては壁面部の変位をかなり抑えることも可能である。

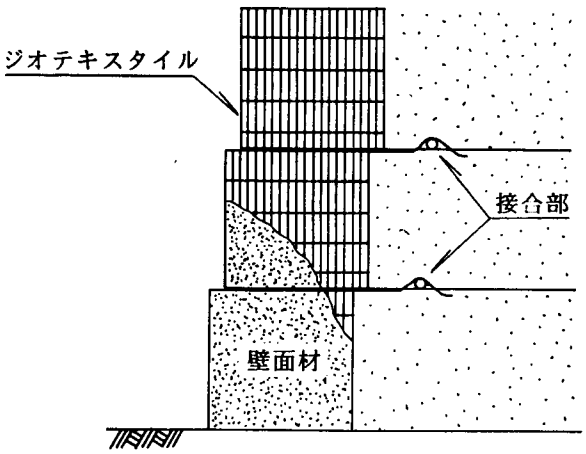
パネル形式は，基礎処理に注意すれば後の施工が容易で，景観の良い壁面を構築できるが，鉛直に近い勾配で高盛りをする場合には，壁面下層部での腹み出しが生じ易く慎重な施工が要求される。また，壁面部と盛土部との不同沈下によりジオテキスタイルとの連結部に過大な引張力が作用することがある。ことため，連結方法としてはある程度の圧縮沈下に追従してジオテキスタイルが上下にスライドするような工夫を設けたものが望ましい。



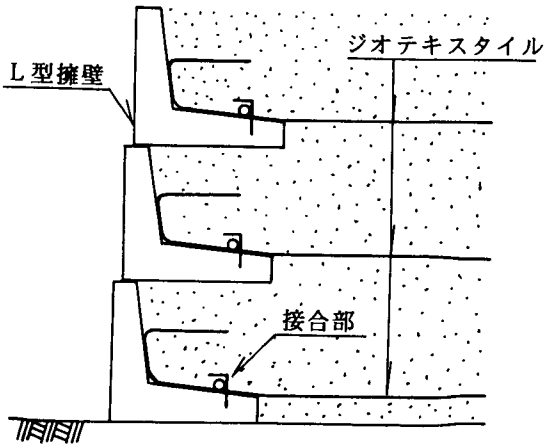
巻き込み形式



パネル形式



蛇かご形式



ＰＣコンクリートブロック形式

図－4.1.2　種々の壁面工

ＰＣコンクリートブロック形式では，他の形式に比べて剛性は高いものの個々のブロックは空積みであるため，壁面全体としてはある程度の柔軟性を備えている。このため，鉛直に近い高盛りの場合には従来のコンクリート擁壁に比べて，ある程度の変位は許せざる得ない。また，パネル形式と同様にジオテキスタイルとの連結部には，過大な引張力が作用しないような工夫を設ける必要がある。

パネル形式やＰＣコンクリートブロック形式では，寸法が限られるため，巻き込み形式，蛇かご形式のように，任意の敷設間隔に対応することは出来ない。そのため盛土計画高さに合うように，壁面工の大きさやジオテキスタイルの敷設間隔を検討して，不足する分については上載盛土で処理できるように計画する必要がある。

(4) 安 全 率

本設計法で用いる安全率の種類と，その目安をまとめると表－4.1.3のようになる。

表－4.1.3　安全率の目安

安全率の種類			設計安全率
			常　時
内的安定	円弧すべりに対する安全率		$F_s \geqq 1.2$
	ジオテキスタイル[1]の材料安全率	クリープを考慮した材料安全率	$F_{cr}=1/\mu$
		耐久性を考慮した材料安全率	F_D (3.1.3参照)
		施工中の損傷を考慮した材料安全率	F_C (〃)
		接合部の強度低下を考慮した材料安全率	F_B (〃)
	引き抜きに対する安全率		$F_s \geqq 2.0$
外的安定	滑動に対する安全率[2]		$F_s \geqq 1.5$
	転倒に対する安全率		$e \leqq L/6$
	支持力に対する安全率		$F_s \geqq 3.0$
	基礎地盤を含むすべりに対する安全率		$F_s \geqq 1.2$

注 1) F_{cr}，F_D，F_C，F_B の材料安全率は，ジオテキスタイルの材料試験の結果をもとにして，ジオテキスタイルの種類や用途，補強土壁の耐用年数，重要度，施工条件などを考慮して決定される。

注 2) 本補強土壁は，もたれ擁壁として扱うため，転倒に対する安定条件としては，補強土壁が前方へ転倒しなければよい。それゆえ，偏心距離ｅは絶対値で表示していない。

ｅ：偏心距離　　Ｌ：補強土壁の底面幅（敷設長さ）

(5) 断面寸法の設定

設計断面に関する諸寸法を決定する際は，設置する箇所の横断形状に適合させる必要がある。そのため，地形の現況を正しく表現した縦横断図及び平面図をそろえ，盛土や道路などの計画線，用地境界，既設構造物の位置，高さ，形状などを事前に確認しなければならない。また，原地盤が起伏に富み，測点毎の横断図のみではその状況を十分に表現できないような場合には，壁面設置位置付近の縦断測量を実施する。

1）補強土壁の断面形状

ジオテキスタイルを用いた補強土壁は，使用する壁面工やジオテキスタイルによって異なる挙動を示し，全体的には柔構造物とみなすことができる。そのため，のり面勾配が鉛直に近いほど壁面の変位量が大きくなる可能性が高い。そこで，各種の設計条件を踏まえた上で，壁面にはできるだけ勾配を設けるようにし，沈下については余盛りを行うことで調整ができるような断面形状を計画するのが望ましい。

2）上載盛土

上載盛土の形状・寸法は，換算荷重や背面土圧およびジオテキスタイルとの摩擦力などを算出する際に考慮され，敷設間隔や敷設長に影響する。特に，長大なのり面を有し，のり面勾配が盛土材の内部摩擦角に近い場合には，計算上，過大な土圧力を与えることになる。このため，上載盛土の形状は補強土壁の高さに見合ったもので，しかも，のり面表層部での斜面すべりを生じることのない適切なものとしなければならない。

表－4.1.4　構造上の設計条件と必要な資料

項　目	必 要 と す る 資 料	設定する設計条件
構造断面	1）補強土壁を含む盛土全体の計画図（平面図・縦・横断面図） 2）補強土壁に作用する外力に関する資料 3）原地盤の土質資料及び施工条件に関する資料 4）各種の調査資料を総合的に判断する	・補強土壁の詳細な設置位置，延長，壁高など及び既設構造物や埋設物の位置，大きさ，使用目的から定まる固有の荷重を含む外力の決定 ・施工性に関する事項（壁面工の選定） ・各種検討項目に対する安全率，許容応力度の吟味

4.1.4　設計荷重

(1) 荷重の種類と組合せ

補強土壁の設計にあたっては，設置位置における気象条件や環境条件，使用目的，施工条件，および補強土壁の規模などから，必要とされる荷重を表－4.1.5から選択するものとし，必ずしも，

表－4.1.5 荷 重 の 種 類

荷重の区分	荷 重 の 種 類
主 荷 重	1. 自 重 2. 載荷重 3. 背面土圧
従 荷 重	4. 地震の影響
主荷重に相当する特殊荷重	5. 雪荷重
	6. 特殊な条件における荷重

同表に示した全ての荷重を採用する必要はない。

設計に用いる荷重は通常，自重，載荷重および土圧の組合せとする主荷重を考慮すればよい。ただし，浮力，水圧および積雪荷重など他の荷重が問題となる場合は，それらの影響も考慮しなければならない。なお地震については，常時の設計計算における安全率の中に地震荷重の影響も考慮されていると考えられるため，一般には地震時の設計計算を行わなくともよいとしているが，補強土壁の安定に関わる根本的な事項でもあるため，

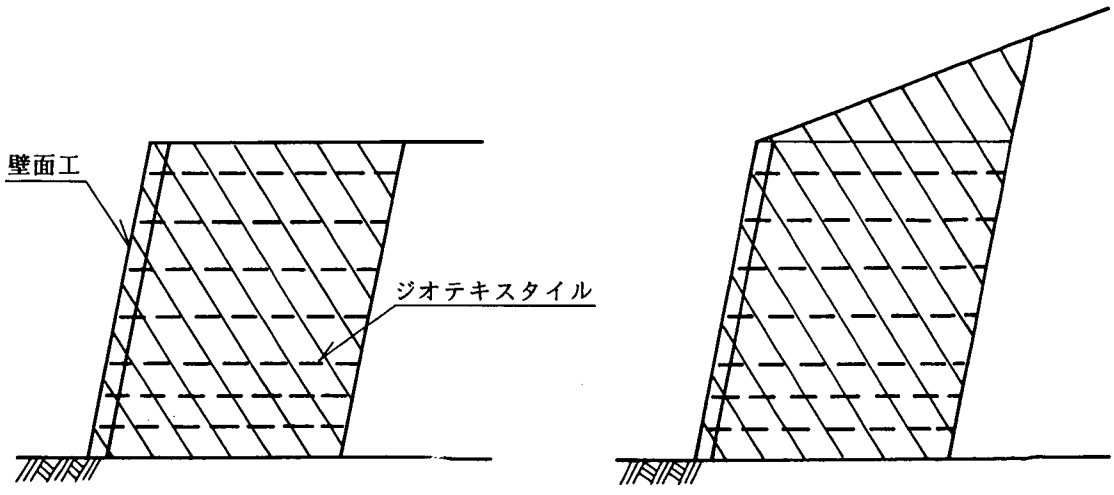
(a) 万一崩壊すると隣接物に重大な損害を与える。

(b) 万一崩壊すると復旧に長時間を要し，構造物の機能を著しく阻害する。

と懸念されるような場合には，第6章で述べる方法で別途，地震荷重を考慮した設計を行うことが必要である。

(2) 自 重

盛土体の中には，ジオテキスタイルが敷設されており，また，壁面にはコンクリートパネルが配置されることもあるが，補強土壁全体の重量からみれば，これらの重量は無視し得るほど小さいため，自重は盛土体のみの重量としてよい。



天端が水平な場合　　上載盛土がある場合

図－4.1.3 自重を考慮する領域（斜線部）

(3) 載 荷 重

1) 活 荷 重

上面が道路となるような場合には，通常1.0tf/㎡の載荷重を考慮すればよい。また，大型建設機械の通行が予定されている工事用道路などに適用される補強土壁については，通行する車両に見合った適切な載荷重の値を見込んでおく必要がある。このときの値としては，通常，式(4.1.5)で算出すればよい。

$$W_L = \frac{\text{車両の総重量}}{\text{車両占有長さ} \times \text{車両占有幅}} \qquad (4.1.5)$$

2) 上載盛土荷重

上載盛土は一種の荷重と見なし，着目点における盛土の重量に見合った一様な荷重が，補強土壁の上に負載されるものとする。この一様荷重としての換算方法は，4.1.5で述べることとする。

3) その他の載荷重

補強土壁が他の構造物の基礎となる場合には，上載する構造物の有効荷重面積に作用する地盤反力を載荷重と考え，これを負載するものとする。また，補強土壁の上面に各種の建築物などが構築される場合には，それらの上載構造物の実情を考慮して適切な荷重の大きさを算定しておくものとする。

(4) 背面土圧

補強土壁の反面に作用する土圧は，ジオテキスタイルが敷設される領域を疑似擁壁とみなし，通常の，もたれ擁壁と同様に，試行くさび法を用いて求めるものとする。このとき，合力の作用位置は仮想背面の底面よりH／3の位置とする。なお，試行くさび法において，補強土壁の背面に一様な長大のり面をもつ上載盛土のある場合には，のり面勾配と裏込め土の内部摩擦角が近似してくると過大な土圧合力を与えるため，上載盛土の断面寸法には注意する必要がある。詳しくは4.1.5に記述する。

(5) 特殊荷重

1) 雪 荷 重

雪荷重を考慮する必要がある地域においては，設置位置の実情に応じて適切な値を定めるものとする。道路に適用される補強土壁に雪荷重が載荷される場合には，通常は除雪が行われるため0.1tf/㎡程度を見ておけば十分であるが，そのほかの場合には，既往の最大積雪量，積雪の頻度，雪の性質などを考慮して，適切な雪荷重の大きさを決定する必要がある。

2) 特殊な条件における荷重

風荷重，衝撃荷重などその他の各種荷重については，「道路橋示方書・同解説」（日本道路協会）などの基準に準じて決定するものとする。また，水圧の影響が懸念される場合には，盛土内に排水層を設けるだけでなく，現地調査を十分に行い，適切な圧力を考慮するものとする。

4.1.5　設計計算法

(1)　無補強時の安定計算

補強時の設計を行う前に，円弧すべり法を用いて無補強時の補強土壁の安定計算を行い，安全率が所定の安全率（$F_s \geqq 1.2$）を満足するかを確認する。安全率が$F_s \geqq 1.2$を満足しない場合には，ジオテキスタイルにより補強された補強土壁の設計計算を行う。無補強時の安定計算は，円弧すべり面を仮定した分割法を用いればよく，式（4.1.6）に円弧すべり法による安定計算式を示す（図－3.1.5参照）。

$$F_s = \frac{R\Sigma(c \cdot \ell_i + W_i \cos\theta_i \cdot \tan\phi)}{R\Sigma(W_i \sin\theta_i)} \qquad (4.1.6)$$

ここに，R　：　すべり円弧の半径（m）

c　：　土の粘着力（tf/㎡）

ℓ_i　：　分割片で切られたすべり面の弧長（m）

W_i　：　分割片の土塊重量（tf/m）

θ_i　：　分割片で切られたすべり面の中点とすべり円中心を結ぶ直線と鉛直線とのなす角度（°）

ϕ　：　土の内部摩擦角（°）

無補強時の安全率が設計安全率1.2を満足し，円弧すべりに対して安定が確認された場合でも，のり面の浸食などを防止する目的で植生または構造物によりのり面の保護を行う必要がある。のり面保護工の詳細については，「道路土工 — のり面工・斜面安定工指針 — 」（日本道路協会）を参照されたい。

(2)　敷設間隔の算出

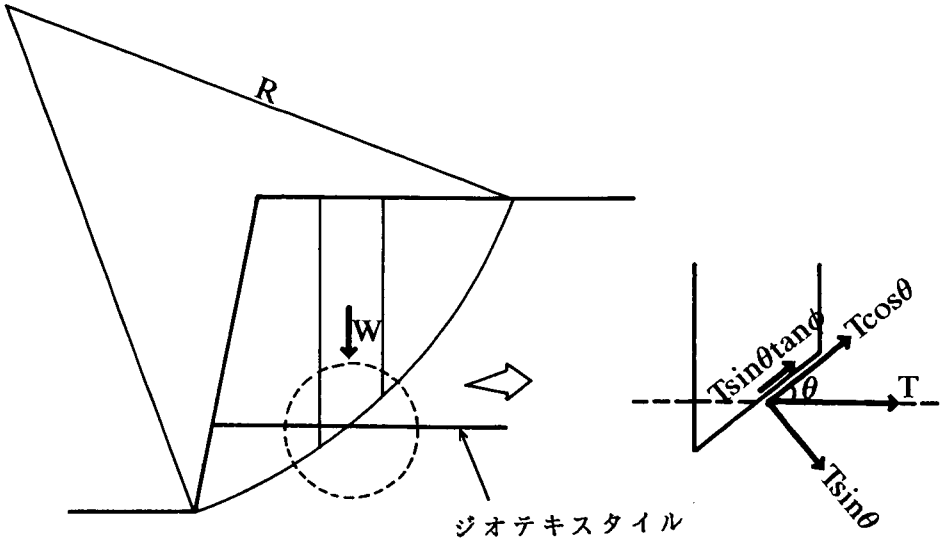
無補強の状態で円弧すべりに対して所定の安全率（$F_s \geqq 1.2$）を満足しない場合には，ジオテキスタイルの引張力による抵抗力をすべり抵抗側に付加することにより安全率を所定の値（$F_s \geqq 1.2$）まで引き上げる必要がある。そこで，本設計法ではまず補強土壁の安全率を$F_s \geqq 1.2$まで引き上げるのに必要なジオテキスタイルの引張力の算出を行い，次にその必要な引張力を十分に発揮できるようにジオテキスタイルの配置間隔，敷設長さの算出を行う。

①　必要引張力の算出

ジオテキスタイルの引張力Tを考慮した円弧すべりに対する安全率の算定式を式（4.1.7）のとおりとする。

$$F_s = \frac{R\Sigma\{c \cdot \ell_i + (W_i \cos\theta_i + T_i \sin\theta_i)\tan\theta + T_i \cos\theta_i\}}{R\Sigma(W_i \sin\theta_i)} \qquad (4.1.7)$$

この式は，図4.1.4に示すように，ジオテキスタイルの引張力Tをすべり面方向の成分（Tcosθ）とすべり面に垂直な方向の成分（Tsinθ）とに分けて考え，Tcosθが引張力により土塊のすべりを引き留める効果，Tsinθ がすべり面に作用する拘束圧を増加させて土自身の摩擦抵抗力を増加させる効果を発揮し，両者ですべりに対して抵抗するとした式である。



図－4.1.4　ジオテキスタイルによる補強効果

必要なジオテキスタイルの引張力は，ジオテキスタイルの敷設位置が分かっていれば，式（4.1.7）で$F_s=1.2$とおいて，Tが最大となる円弧を求めれば算出されるが，敷設位置が定まっていない段階においては必要引張力を求めることは不可能である。このため，ジオテキスタイルに発生すると考えられる引張力をある分布荷重に置き換えて求める。ジオテキスタイルに発生する引張力は，補強土壁の施工段階において，盛立とともに下層のジオテキスタイルの歪が徐々に蓄積され，盛立完了後には下層ほど大きな値を示す傾向にある。このことから，ジオテキスタイルに発生するであろう引張力を三角形分布荷重と仮定し，この分布荷重により図－4.1.5のように円弧すべりに抵抗するものとする。

必要引張力の合計（分布荷重の三角形の面積）をΣT_{req}とすると，盛土天端から深さzにおける単位深さ当りの引張力tは，（4.1.8）式のようになる。

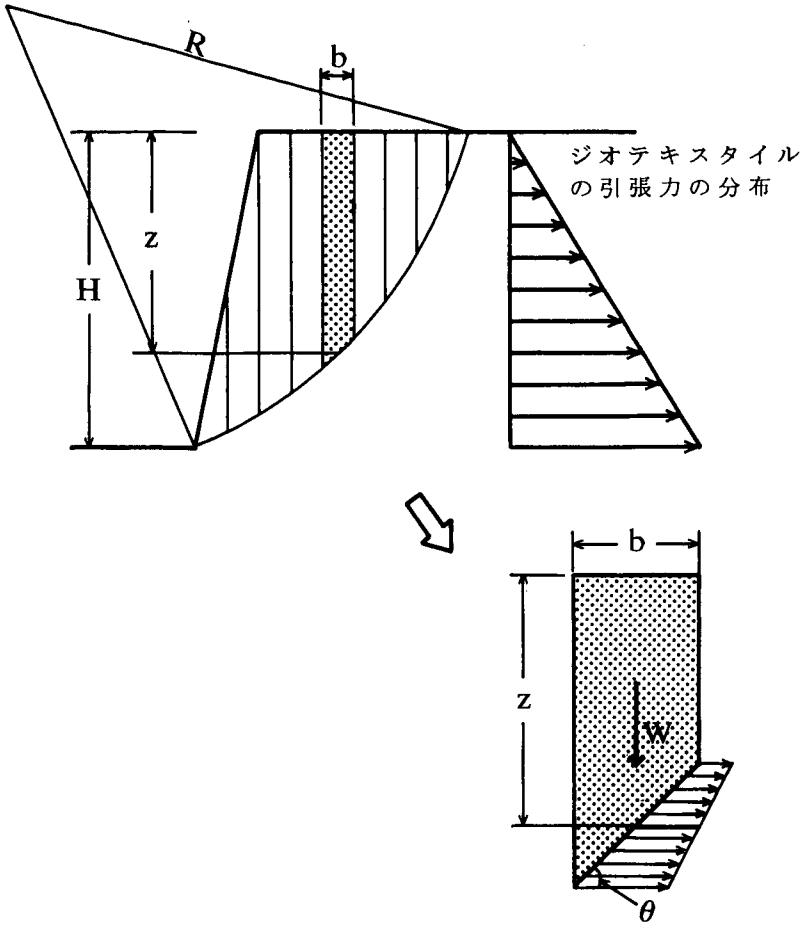
$$t=\frac{2\Sigma T_{req}}{H^2}z \qquad (4.1.8)$$

ここで，t　　：単位深さあたりの引張力（tf/㎡）

ΣT_{req}：必要引張力の合計（tf/m）

z　　：盛土天端からの深さ（m）

H　　：補強土壁の高さ（m）



図－4.1.5　必要引張力T_{req}の算出法

ジオテキスタイルの引張力による抵抗モーメントΔM_Rは，tを用いて次のように表される。

$$\begin{aligned}\Delta M_R &= R\Sigma\{T_i(\cos\theta_i+\sin\theta_i\tan\phi)\}\\ &= R\Sigma\{t_i\cdot b\tan\theta_i(\cos\theta_i+\sin\theta_i\tan\phi)\}\\ &= R\cdot(\Sigma T_{req})\Sigma\left\{\frac{2}{H^2}z_i\cdot b\tan\theta_i(\cos\theta_i+\sin\theta_i\tan\phi)\right\}\end{aligned} \qquad (4.1.9)$$

ここに，ΔM_R　：ジオテキスタイルの引張力による抵抗モーメント（tf/m）

z_i　：各分割片で切られたすべり面の中点の盛土天端からの深さ（m）

b　：分割片の幅（m）

このΔM_Rを式（4.1.7）に代入し，次式が得られる。

$$\Sigma T_{req}=\frac{F_s\Sigma W_i\sin\theta_i-\Sigma(c\cdot\ell_i+W_i\cos\theta_i\tan\phi)}{\Sigma\{\frac{2}{H^2}z_i\cdot b\tan\theta_i(\cos\theta_i+\sin\theta_i\tan\phi)\}} \qquad (4.1.10)$$

この式を用いて，$F_s=1.2$としてΣT_{req}が最大となる円弧を求めて最大の必要引張力を算出する。

② 敷設間隔の算出

ジオテキスタイルは，必要引張力の合計ΣT_{req}が発揮できる枚数だけ敷設する必要があり，また発生する引張力が各段とも同程度になるように敷設間隔を算出する必要がある。

ここで，ΣT_{req}が最大となる三角形分布荷重の深さ方向への増加係数をK_Gとし，ΣT_{req}はK_Gを用いて次式のように表すこととする。

$$\Sigma T_{req}=\frac{1}{2}K_G\cdot\gamma\cdot H^2 \qquad (4.1.11)$$

これより，K_Gは式（4.1.12）のように表される。

$$K_G=\frac{2\cdot\Sigma T_{req}}{\gamma\cdot H^2} \qquad (4.1.12)$$

このK_Gは，土の粘着力が$c=0.0tf/m^2$の場合には，図－4.1.6から求めることができる。粘着力を考慮する場合には，図－4.1.6から求められる$c=0.0tf/m^2$の場合の係数K_Gと図－4.1.7から求められる係数aとを用いて，式（4.1.13）により求めることができる。

$$K_G=K_{G0}-\frac{18}{\gamma\cdot H}a\cdot c \qquad (4.1.13)$$

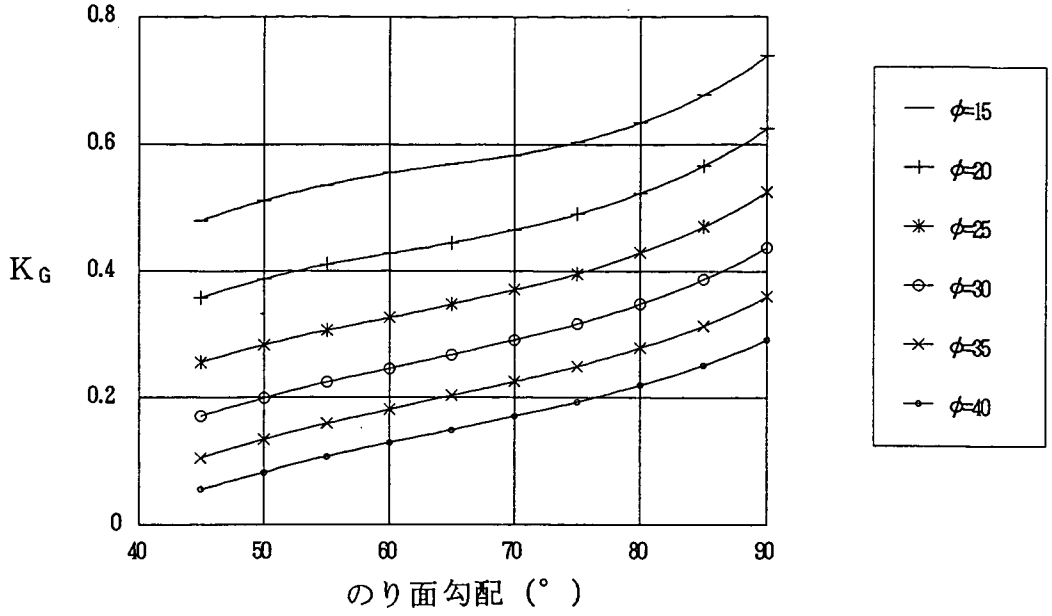
ここに，K_{G0}：$c=0.0tf/m^2$の場合の係数K_G（図－4.1.6）

γ　：土の単位体積重量（tf/m^3）

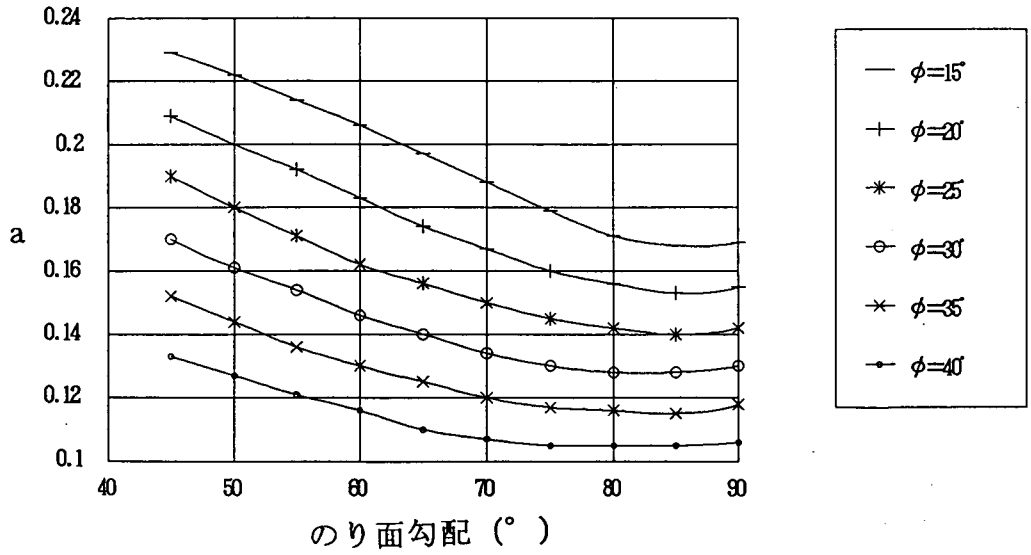
H　：補強土壁の高さ（m）

a　：K_Gを求める際の粘着力に対する補正係数（図－4.1.7）

c　：土の粘着力（tf/m^2）



図－4.1.6　係数K_Gとのり面勾配との関係（c＝0.0tf/㎡）



図－4.1.7　係数ａとのり面勾配との関係

盛土天端からの深さｈにおいて，敷設間隔ｖで敷設されたジオテキスタイルが発揮すべき引張力はT_{req}は，係数K_Gを用いて式（4.1.14）のように表される。

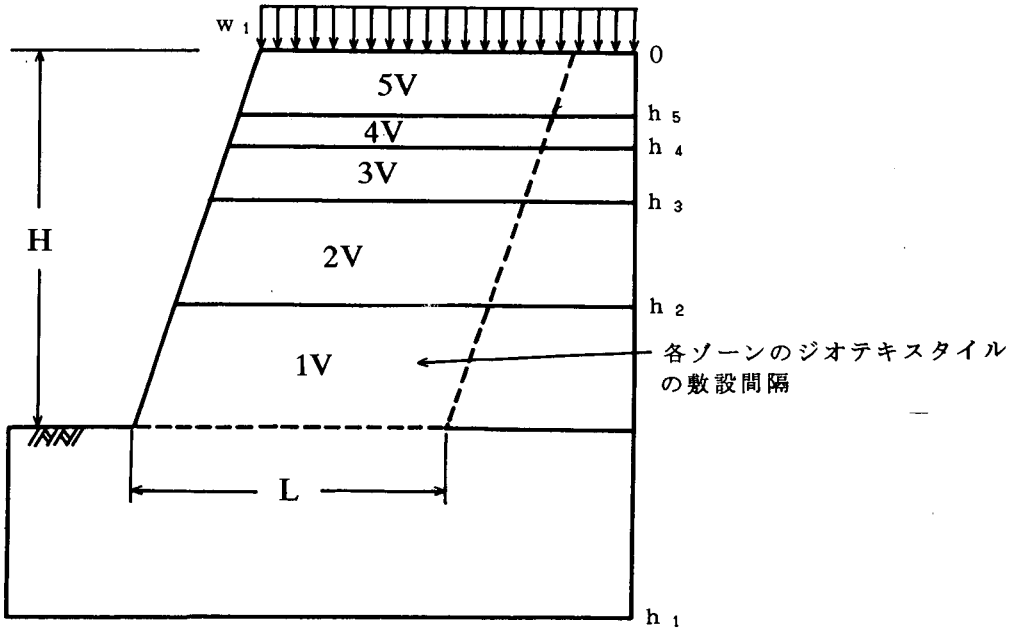
$$T_{req} = v \cdot K_G(\gamma \cdot h + w_1) \qquad (4.1.14)$$

ここに，w_1：上載盛土荷重（tf/m²）

ジオテキスタイルは，各段の発揮すべき必要引張力が設計引張強さT_A以下になるように敷設される必要がある。また，盛土工事においてジオテキスタイルを敷設する場合には，あらかじめ設定される締固め層厚Ｖの整数倍の間隔でジオテキスタイルを敷設すると締固め層厚の管理などの面で都合がよい。そこで，ジオテキスタイルを締固め層厚Ｖのｉ倍の間隔で敷設しようとする場合に，その間隔で敷設が可能となる盛土天端からの最大深さはh_iは，式（4.1.14）において$T_{req}=T_A$，$v=iV$として，式（4.1.15）より求められる。

$$h_i = \frac{T_A}{K_G \cdot \gamma \cdot i \cdot V} - \frac{w_1}{\gamma} \qquad (4.1.15)$$

ここに，h_i：間隔ｉ・Ｖで敷設可能となる盛土天端からの最大距離（m）
T_A：ジオテキスタイルの設計引張強さ（tf/m）
K_G：ジオテキスタイルの配置間隔の算出に用いる係数
γ：土の単位体積重量（tf/m³）
Ｖ：盛土の締固め層厚（m）
w_1：上載盛土荷重（tf/m²）



図－4.1.8　敷設間隔の算出法

(4.1.15) 式から，i＝1, 2, 3, ・・・におけるh_1, h_2, h_3, ・・・が求まる。これは，盛土天端からの最大距離がh_1の範囲まではジオテキスタイルを締固め層厚Vの間隔で，h_2の範囲までは2V，h_3の範囲までは3Vの間隔で配置することができることを示しており，h_1は実際の盛土高さHより大きくなくてはならない。h_1が盛土高さHよりも小さい場合には，ジオテキスタイルを設計引張強さT_Aが不足していることになり，T_Aの大きなものに変更する必要がある。なお，ジオテキスタイルの敷設間隔は，施工性，全体の安定性から考慮してi・V≦1.0mとなるようにするのが望ましい。また，最上段のジオテキスタイルの土被り厚さは，最低でも50cmは確保されるようにする必要がある。

活荷重またはその他の載荷重が作用する場合には，求められた敷設間隔に対して，各段のジオテキスタイルに発生する引張力Tが以下の（4.1.16）式の関係を満足しているか確認し，満足していなければ敷設間隔を再検討する必要がある。

$$T = v \cdot K_G \cdot \sigma_v = v \cdot K_G \cdot (\gamma \cdot h + w_1 + w_2) \leq T_A \qquad (4.1.16)$$

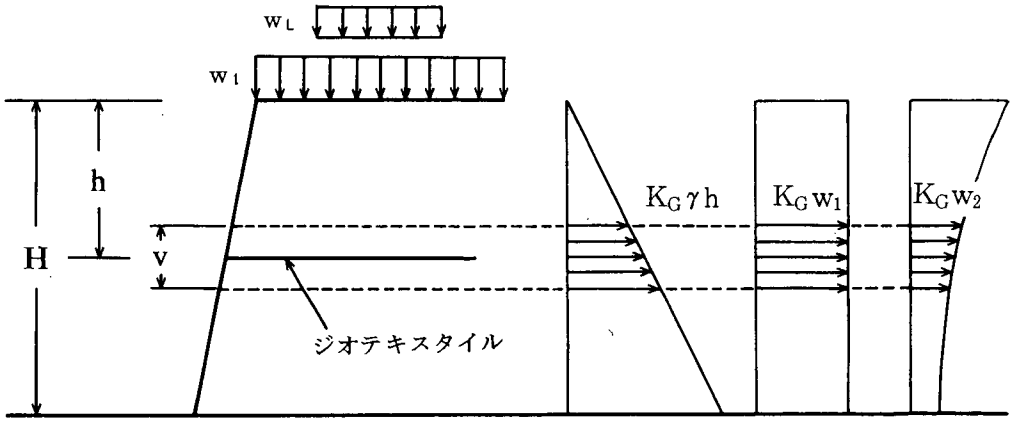
ここに，h　：ジオテキスタイルの盛土天端からの敷設深さ（m）

T　：深さhにおけるジオテキスタイルの引張力（tf/m）

v　：　〃　ジオテキスタイルの分担範囲（m）

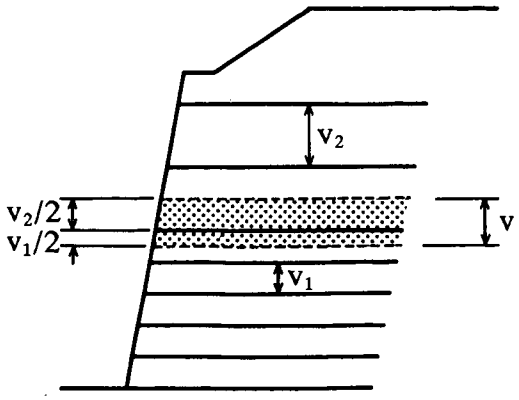
σ_v　：　〃　鉛直土圧（tf/m²）

w_2　：　〃　活荷重またはその他の載荷重による鉛直荷重（tf/m²）

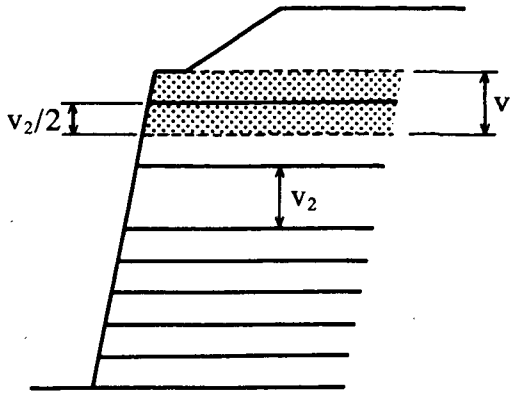


図－4.1.9　ジオテキスタイルに発生する引張力の算出法

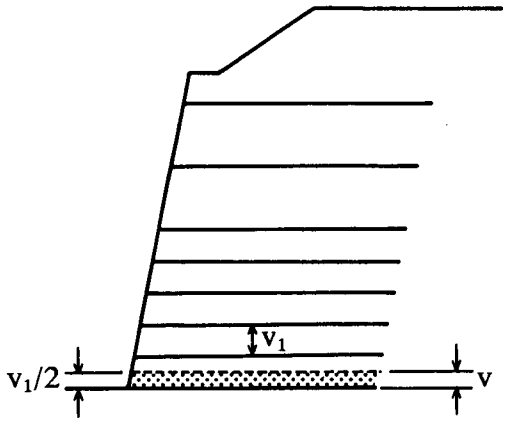
敷設間隔の変化する箇所に敷設されるジオテキスタイルや最上段，最下段のジオテキスタイルの分担範囲vの求め方は図－4.1.10に従う。



(a) 敷設間隔の変化する箇所



(b) 最上段のジオテキスタイル



(c) 最下段のジオテキスタイル

図－4.1.10 分担範囲 v の求め方

③ 上載盛土荷重w_1

a．簡便法

上載盛土は一種の分布荷重とみなし，ある着目点での上載盛土高さH_1に見合った荷重w_1が一様に補強土壁の上に負荷されるものとする。

$$w_1 = \gamma \cdot H_1 = \frac{\gamma}{n_1}(L_{smax} - B_b) \qquad (4.1.17)$$

ここに，w_1 ：上載盛土荷重（tf/㎡）

γ ：上載盛土の単位体積重量（tf/㎥）

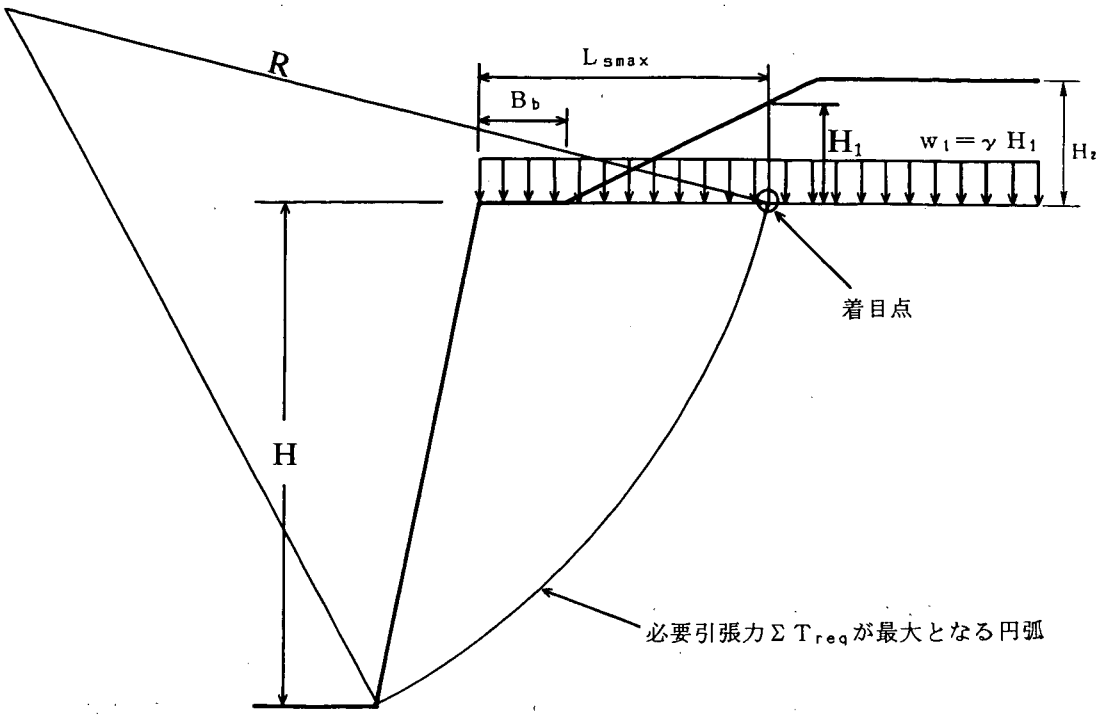
H_1 ：着目点における上載盛土高さ（m）

n_1 ：上載盛土ののり勾配

L_{smax}：のり肩部から着目点までの水平距離（m）

B_b ：上載盛土のり尻の水平小段幅（m）

H_1 の求め方は，図－4.1.11に示すように補強土壁ののり肩からL_{smax}の位置を着目点とし，その着目点における上載盛土高さをH_1 とする。このときのL_{smax}は，のり面から必要引張力 ΣT_{req} が最大となるすべり面までの水平距離であり，通常図－4.1.12から簡便に求めることができる。



図－4.1.11　上載盛土荷重w_1の求め方

ただし，上載盛土ののり面勾配β（°）が盛土材料の内部摩擦角ϕ（°）に対して$\beta \geqq 0.6 \sim 0.8\ \phi$（補強土壁ののり面勾配が急な場合には$0.6\ \phi$に，緩い場合には$0.8\ \phi$に近い値である）の条件を満たし，かつ上載盛土高さ$H_2$が補強土壁の高さHに対して$H_2 \geqq 0.4$ Hの条件を満たす場合には，図－4.1.12から着目点の位置を求めると危険側の設計になる。したがって，上載盛土が上述のような条件の場合には，後述するような上載盛土の形状をそのまま考慮した方法に従って設計する必要がある。また，上載盛土高さが非常に高い場合には，ジオテキスタイルの敷設枚数が非常に多く必要となり，コンクリート擁壁など他の工法の採用も検討する必要がある。

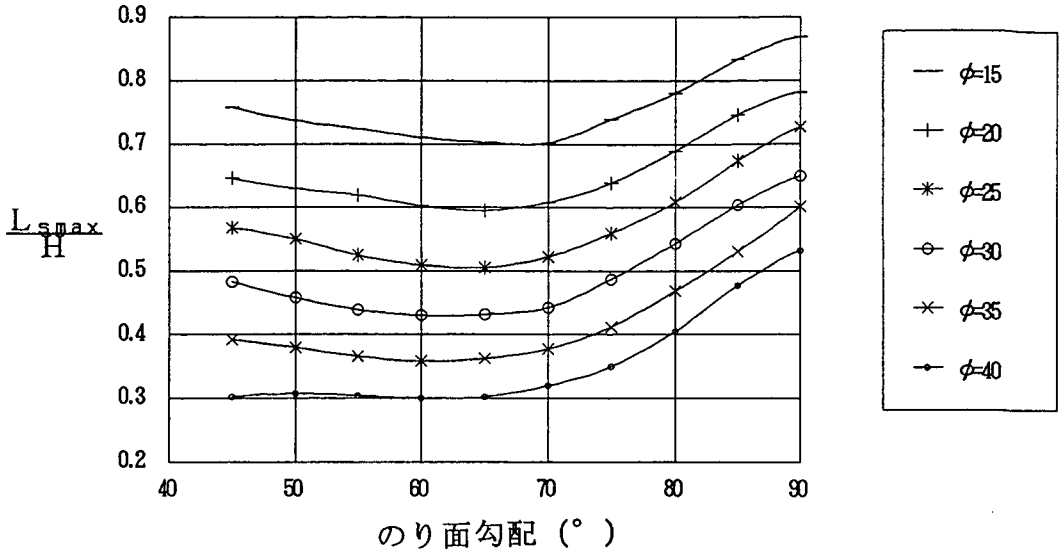


図4.1.12　L_{smax}／Hとのり面勾配の関係

b．上載盛土の形状をそのまま考慮した設計

上載盛土がある場合のジオテキスタイルに発生する引張力は，上載盛土の影響により，図－4.1.13に示すような台形分布をするものと仮定する。ただし，この台形分布は盛土内を通るすべり面と上載盛土ののり面との交点を頂点とする三角形分布の一部分をなすものとする。

すべり円弧と上載盛土のり面との交点からの深さzにおける単位深さ当りの引張力tは，この台形の面積で表されるジオテキスタイルの必要引張力の合計ΣT_{req}を用いて，以下の式で表される。

$$t = \frac{2\Sigma T_{req}}{(2H_1+H)H} z \qquad (4.1.18)$$

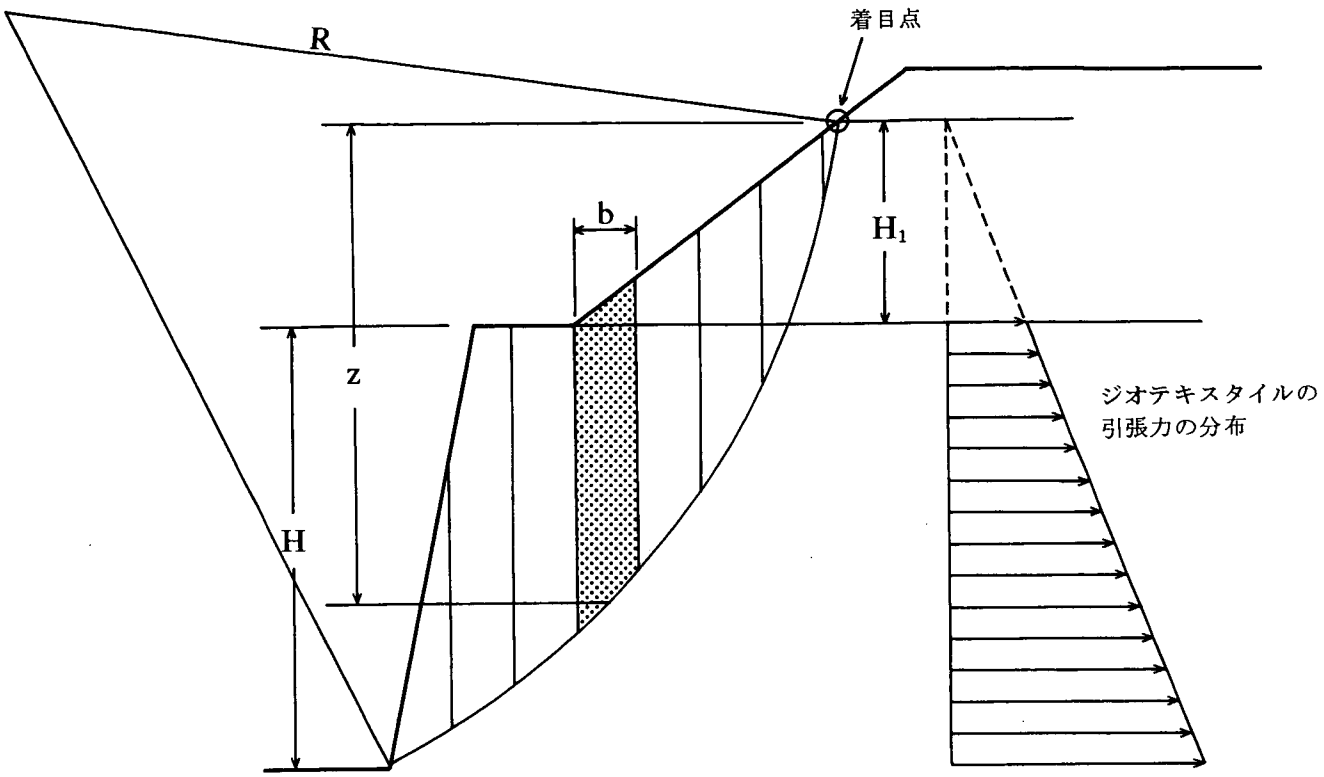
ただし，$z < H_1$のとき　$t = 0$

このtを用いて，式（4.1.10）の求め方と同様にして，式（4.1.19）が求められる。

$$\Sigma T_{req} = \frac{F_s \Sigma W_1 \sin\theta_i - \Sigma(c \cdot \ell_i + W_i \cos\theta_i \tan\phi)}{\Sigma\left\{\frac{2}{(2H_1+H)H} z_i \cdot b\tan\theta_i(\cos\theta_i + \sin\theta_i \tan\phi)\right\}} \qquad (4.1.19)$$

ここに，H_1 ：すべり面と上載盛土のり面との交点から補強土壁天端までの深さ（m）

z_1 ：　〃　各分割片で切られたすべり面の中点までの深さ（m）



図－4.1.13　上載盛土形状を考慮した係数K_Gの求め方

上載盛土形状を考慮した場合の上載盛土荷重w_1の求め方は，式（4.1.19）を用いて必要引張力の合計ΣT_{req}が最大となるすべり面を求め，このすべり面と上載盛土のり面との交点を着目点として，その位置での上載盛土高さH_1を求め，式（4.1.17）より算出する。

④　活荷重またはその他の載荷重w_2

活荷重またはその他の載荷重は，図－4.1.14に示すように補強土壁の断面方向に水平と鉛直の比が1：2の勾配で盛土内に分布するものとし，w_2は式（4.1.20）で表される。

$$w_2 = w_L \frac{B_L}{B_{Li}} \text{（分布荷重の場合）}$$

$$= \frac{P_L}{B_{Li}} \quad \text{（集中荷重の場合）} \qquad (4.1.20)$$

ここに，w_L ：上載する活荷重（tf/㎡）

P_L ：上載する集中荷重（tf/m）

B_L ：路面または地表面における活荷重の載荷幅（m）

B_{Li} ：ジオテキスタイルの敷設位置における荷重の分布幅（m）

$$z \leqq \frac{2(L_1+B_G-nH_2)}{1-2n} \text{のとき} B_{Li} = B_L+z$$

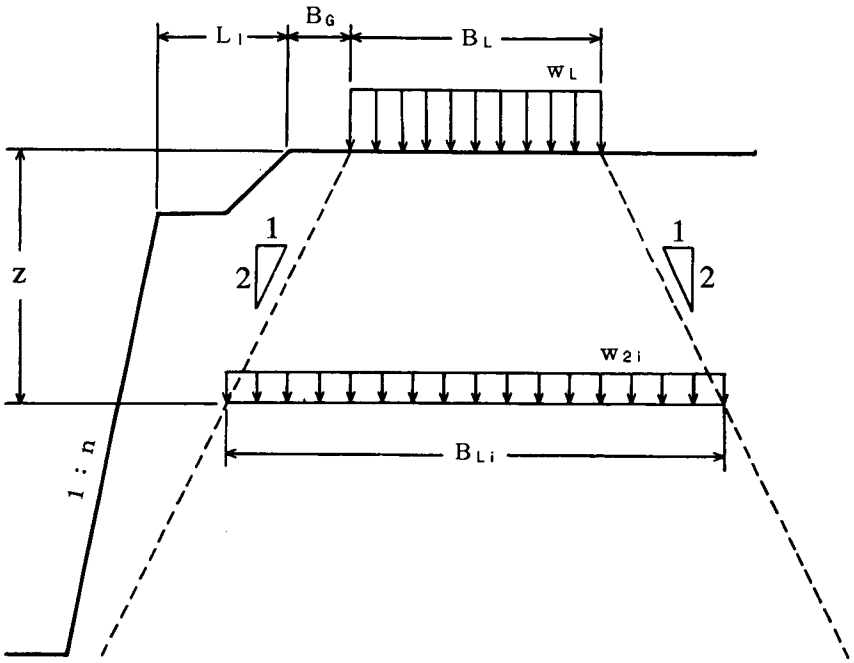
$$z > \frac{2(L_i+B_G-nH_2)}{1-2n} \text{のとき}$$

$$B_{Li} = B_L+L_1+B_G-nH_2+\left(n+\frac{1}{2}\right)z$$

n　：補強土壁ののり面勾配（1：n）

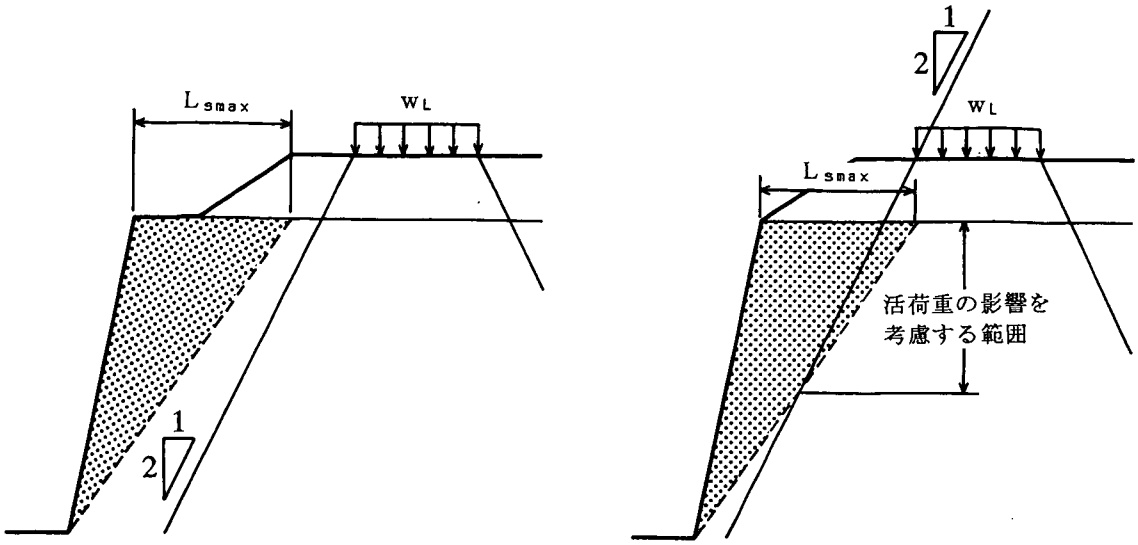
H_2　：上載盛土の高さ（m）

z　：活荷重の作用位置からの深さ（m）



図－4.1.14　活荷重の分布形状

なお，活荷重またはその他の荷重の影響は，図－4.1.15(a)のように，その分布域が着目点とのり尻とを結ぶ直線の領域内に侵入しない場合には，これを考慮する必要はなく，図－4.1.15(b)のように領域に侵入する場合については，その影響を及ぼす範囲に配置されるジオテキスタイルに対してこれを考慮すればよい。



(a) 考慮しない場合　　(b) 考慮する場合

図－4.1.15　活荷重の影響を考慮する範囲

(3) 壁面工の安定性の検討

補強土壁の壁面工は各種のものが考えられ，各々の壁面工のタイプに応じた安定性の検討を行う必要がある。ここでは，代表的な壁面工についての検討方法について述べる。

① 壁面構造

パネル及びＰＣコンクリート形式を採用する場合には，壁面工とジオテキスタイルとの連結部の検討を行う必要がある。連結方法はいくつかの方法が提案されているが，どの場合においても接合部分が破損しないような構造でなければならない。連結部の強度の検討方法としては，式（4.1.21）などが考えられる。

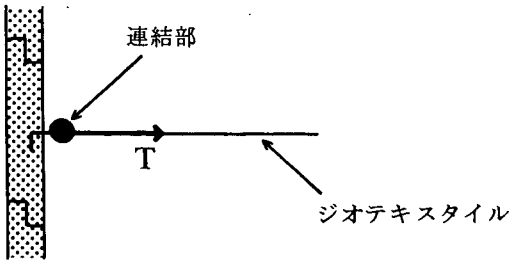
$$T = v \cdot K_G \cdot \sigma_v = v \cdot K_G \cdot (\gamma h + w_1 + w_2) \leq \text{連結部の強度} \qquad (4.1.21)$$

ここに，T　：ジオテキスタイルに発生する引張力（tf/m）

v　：ジオテキスタイルの分担範囲（m）

K_G　：配置間隔の算出に用いる係数

h　：ジオテキスタイルの盛土天端からの敷設深さ（m）



図－4.1.16　連結部の検討方法

巻き込み形式のうち，折り返したジオテキスタイルを埋め込んで固定する場合には，ジオテキスタイルに作用する引張力に対して，折り返したジオテキスタイルが引き抜けない程度の折り返し敷設長さが必要である。必要な折り返し敷設長さは，ジオテキスタイルに作用する引張力に対して以下の式で求められる。なお，この検討は最も条件が不利と思われる下層のジオテキスタイルに対してのみ行い，ここで算出された長さを全段の折り返し敷設長さとする。ただし，折り返し敷設長さは最小でも0.5m以上は確保されているものとする。

ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験等で求められていない場合

$$L_0 = \frac{T \cdot F_s}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \cdot \gamma \cdot h_w \tan\phi)} \qquad (4.1.22)$$

ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験で求められている場合

$$L_0 = \frac{T \cdot F_s}{2(c^* + \gamma \cdot h_w \tan\phi^*)} \qquad (4.1.23)$$

ここに，L_0 ：巻き込んだジオテキスタイルの折り返し敷設長さ（m）

T ：ジオテキスタイルに発生する引張力（tf/m）（式4.1.21参照）

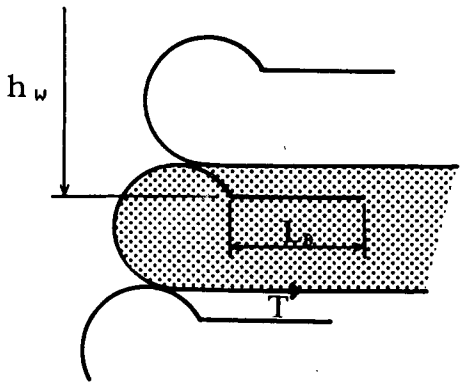
F_s ：引抜けに対する安全率（＝2.0）

α_1, α_2 ：補正係数

c^* ：引抜き試験等から得られる見かけの粘着力（tf/m²）

ϕ^* ：〃　　せん断抵抗角（°）

h_w ：巻き込んだジオテキスタイルの盛土天端からの敷設深さ（m）

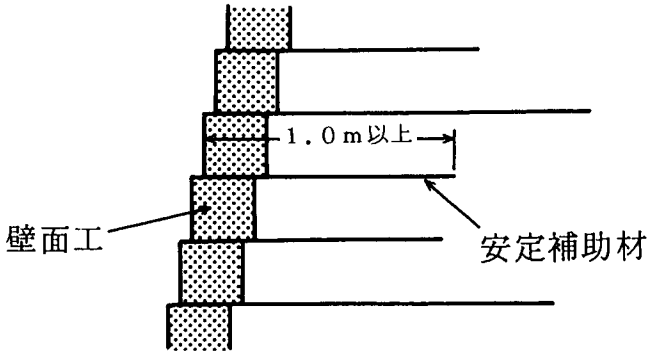


図－4.1.17　巻き込み部の検討方法

これらの検討により，壁面が構造的に安定性を保つことができない場合には，ジオテキスタイ

ルの敷設間隔，壁面工，接合部などの再検討を行う必要がある。

ジオテキスタイルの敷設間隔が壁面工の単位高さよりも大きい場合には，その箇所の壁面工の安定性が損なわれるため，壁面工の安定補助材として長さ1.0m以上のジオテキスタイルで壁面工の補強を行う必要がある。ただし，式（4.1.22），式（4.1.23）で得られたL_0が1.0m以上の場合には，それ以上の長さの安定補助材を敷設する。



図－4.1.18　壁面工の安定補助材

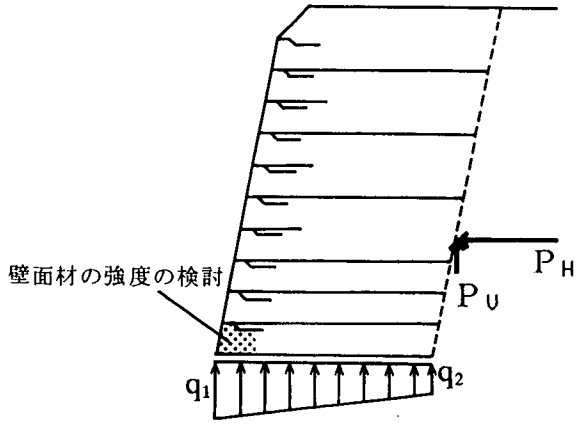
② 壁面材料

巻き込み形式，蛇かご形式では，壁面工の下層部に過大な圧縮力が作用し，壁面部に圧縮破壊，沈下などの障害が生じる場合がある。このため，壁面材には盛土材に比べて大きな強度が期待でき，変形の小さいものを用いる必要がある。また，ソイルセメント等のように材料強度を試験により求めることができる材料については，あらかじめ十分な強度を有しているか確認する必要がある。検討方法としては，後述する外的安定より求められるつま先部の地盤反力が，下層の壁面材にも作用するものとして，以下の条件を満足していることを確認する方法などが考えられる。

$$q_U \geqq q_1 \qquad (4.1.24)$$

ここに，q_U ：壁面材の一軸圧縮強度（tf/㎡）

q_1 ：つま先部の地盤反力（tf/㎡）



図－4.1.19　壁面材料の検討方法

(4) 敷設長の算出

ジオテキスタイルの敷設長は，補強土壁の安定を保つのに必要とされる最大の引張力ΣT_{req}に対してジオテキスタイルが引張力を十分に発揮できるだけの定着長を有すること，すなわち敷設されたジオテキスタイルが安定を保つのに必要な引張力によって，引抜けないだけの定着長を有する必要がある。各段のジオテキスタイルの必要敷設長は，式（4.1.25），（4.1.26）より求めることができる。

ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験等で求められない場合

$$L_i = L_{si} + L_{ei} = L_{si} + \frac{F_s \cdot T_i}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \cdot \sigma'_{vi} \cdot \tan\phi)} \qquad (4.1.25)$$

ジオテキスタイルと土の摩擦係数が引抜き試験で求められている場合

$$= L_{si} + \frac{F_s \cdot T_i}{2(c^* + \sigma'_{vi} \cdot \tan\phi^*)} \qquad (4.1.26)$$

ただし，$T_i = v_i \cdot K_G \cdot \sigma_{vi} = v_i \cdot K_G \cdot (\gamma h_i + w_1 + w_{2i})$

ここに，L_i ：各段の必要敷設長（m）

L_{si}：各段ののり面からΣT_{req}が最大となるすべり面までの水平距離（m）

L_{ei}：各段のジオテキスタイルの必要定着長（m）（≧1.0m）

σ'_{vi}：各段のジオテキスタイルの定着部に作用する鉛直土圧（$=\gamma h_i + w_1$）

α_1, α_2：補正係数

c^* ：引抜き試験等から得られる見かけの粘着力（tf/m²）

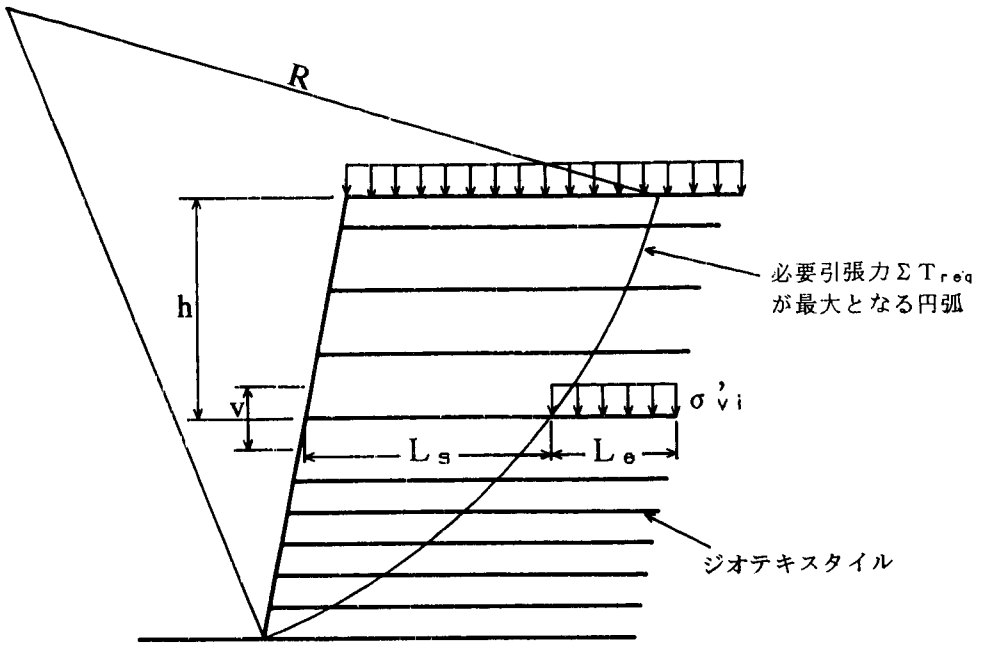
ϕ^* ：〃 せん断抵抗角（°）

F_s ：引抜けに対する安全率（＝2.0）

ジオテキスタイルの定着長L_{ei}は，最低でも1.0mは確保されているものとする。

ジオテキスタイルは，原則として各段の敷設長が同一長さになるように配置するものとする。このため，算出される各段の必要敷設長のうち，最大の敷設長を全段の敷設長とする。また，各段のすべり面までの水平距離L_{si}は，図－4.1.12に示されたΣT_{req}が最大となるすべり面までの最大水平距離L_{smax}を各段のすべり線までの水平距離L_{si}とすることができる。

斜面上のように，地山掘削の都合から，各段のジオテキスタイルの敷設長を同一の長さとすることが困難な場合には，地山に設置するアンカー等によりジオテキスタイルの引張力を補い，各段同一長さとした場合と同様の効果が期待できる様な処置を施す必要がある。ただし，この場合でも，各段のジオテキスタイルの敷設長は式（4.1.25）または式（4.1.26）を満足する長さを必要とする。



図－4.1.20　ジオテキスタイルの敷設長の算出法

(5)　補強領域の全体安定の検討

以上の検討により求められた配置が，補強領域内を横切るあらゆる想定すべり面に対して設計安全率1.2を満足しているか確認する必要がある。なお，安全率は式（4.1.7）より算出する。

補強土壁ののり面勾配が比較的急な場合には，以上の検討による配置であれば補強領域を横切るあらゆる想定すべり面に対して設計安全率を満足しているが，のり面勾配が比較的緩い場合や，上載盛土高さが高い場合には満足しない場合があることから，補強領域の全体安定の検討が必要となる。設計安全率を満足しない場合には，ジオテキスタイルの敷設長や敷設間隔の変更を行う。

この場合，上載盛土は一様荷重への換算は行わずに設計断面の寸法を用い，また，活荷重も盛土内を分散させることはせず，載荷幅のままその下方に分布するものとする。

$$F_s = \frac{R\Sigma\{c \cdot \ell_i + (W_i\cos\theta_1 + T_{availi}\sin\theta_i)\tan\phi + T_{availi}\cos\theta_i\}}{R\Sigma(W_i\sin\theta_i)} \qquad (4.1.7)$$

ここで，ジオテキスタイルの引張力T_iは，設計引張強さT_Aと引張抵抗力T_{pi}とのうち，小さい値を用いる。

$$T_{availi} = \mathrm{Min}\ (T_A,\ T_{pi}) \qquad (4.1.27)$$

引抜抵抗力T_{pi}は式（4.1.28）または（4.1.29）より求める。

ジオテキスタイルと土と摩擦係数が引抜き試験等で求められない場合

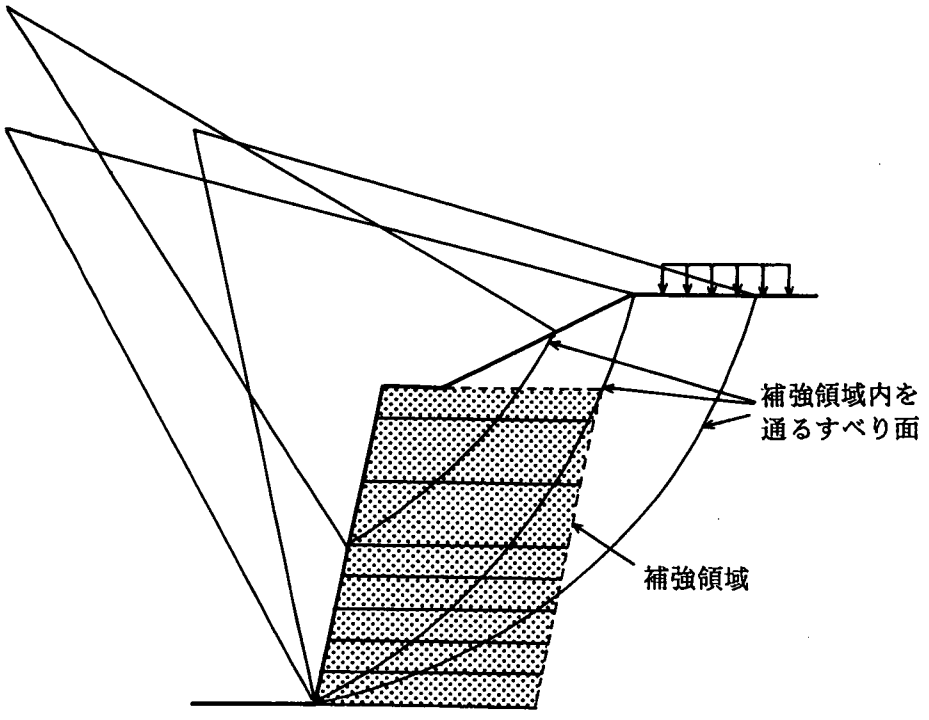
$$T_{pi} = \frac{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \cdot \sigma_{vi} \cdot \tan\phi) \cdot L_{ei}}{F_s} \qquad (4.1.28)$$

ジオテキスタイルと土の摩擦係数を引抜き試験で求められている場合

$$T_{pi} = \frac{2(c^* + \sigma_{vi} \cdot \tan\phi^*) \cdot L_{ei}}{F_s} \qquad (4.1.29)$$

ここに，L_{ei}：各段のジオテキスタイルの定着長（m）

F_s：引抜きに対する安全率（$F_s = 2.0$）



図－4.1.21　補強領域の全体安定検討

(6) 外的安定の検討

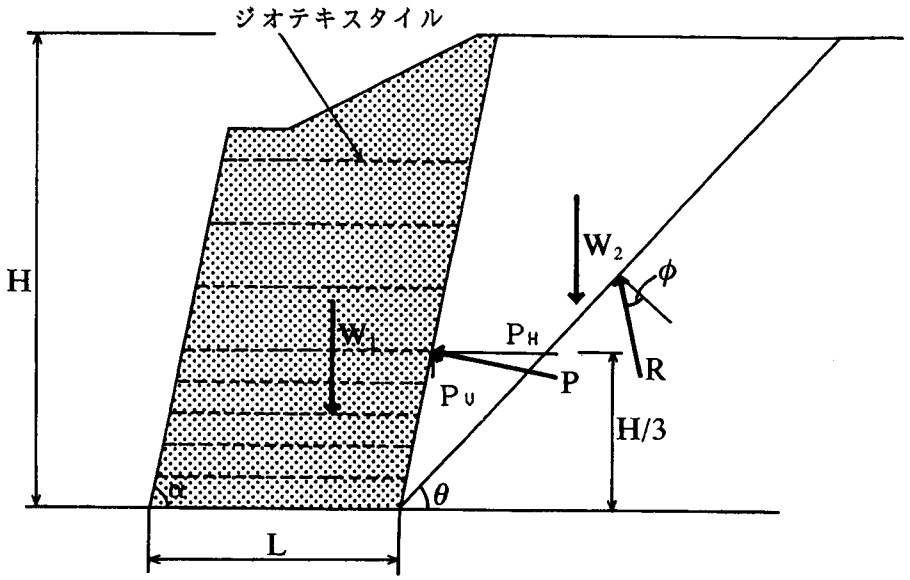
内的安定の検討，部分安定の検討により求められたジオテキスタイルの配置に対して外的安定の検討を行う。検討方法は，ジオテキスタイルを敷設する領域を疑似擁壁とみなし，あたかも通常の擁壁と同様の挙動を示すものと仮定して，以下の検討を行う。

① 滑動に対する安定

② 転倒に対する安定

③ 基礎地盤の支持力に対する安定

図－4.1.22に外的安定の計算方法の要領図を示す。ジオテキスタイルは各段の敷設長が同一となるように配置することから，通常のもたれ擁壁の計算方法に従い，背面土圧Pは，試行くさび法により算定するものとし，疑似擁壁の仮想背面に垂直に作用するものとする。この場合の上載盛土は一様荷重への換算は行わず，設計断面の寸法を用い，また，活荷重も盛土内に分散させることはしない。



ここに，H　：補強土壁の高さ（m）　　L　：敷設長さ（m）

W_1 ：疑似擁壁の自重（tf/m）　　W_2 ：裏込めのくさびの自重（tf/m）

P　：背面土圧（tf/m）　　α　：斜面勾配

P_H ：$P\sin\alpha$　　P_v ：$P\cos\alpha$

図－4.1.22　外的安定の計算方法の要領図

また，補強土壁が斜面上や軟弱層を含む地盤上に位置する場合には，以下のような検討も併せて行う必要がある。

④ 基礎地盤を含むすべりに対する安定性の検討

⑤ 基礎地盤の沈下量の検討

① 滑動に対する安定

滑動に対する安全率は，以下の式を満足なければならない。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\mu\Sigma V}{\Sigma H} = \frac{\mu(W_1 - P_v)}{P_H} \geqq 1.5 \qquad (4.1.30)$$

ここに，ΣV：疑似擁壁の底面における全鉛直荷重（tf/m）

ΣH：　〃　全水平荷重（tf/m）

μ　：疑似擁壁の底面と基礎地盤との摩擦係数で盛土材($\tan\phi$)、基礎地盤($\tan\phi_1$)，盛土材とジオテキスタイル（$\alpha_2\tan\phi$），基礎地盤とジオテキスタイル（$\alpha_2\tan\phi_1$）の摩擦係数のうち，最小の値を用いる。

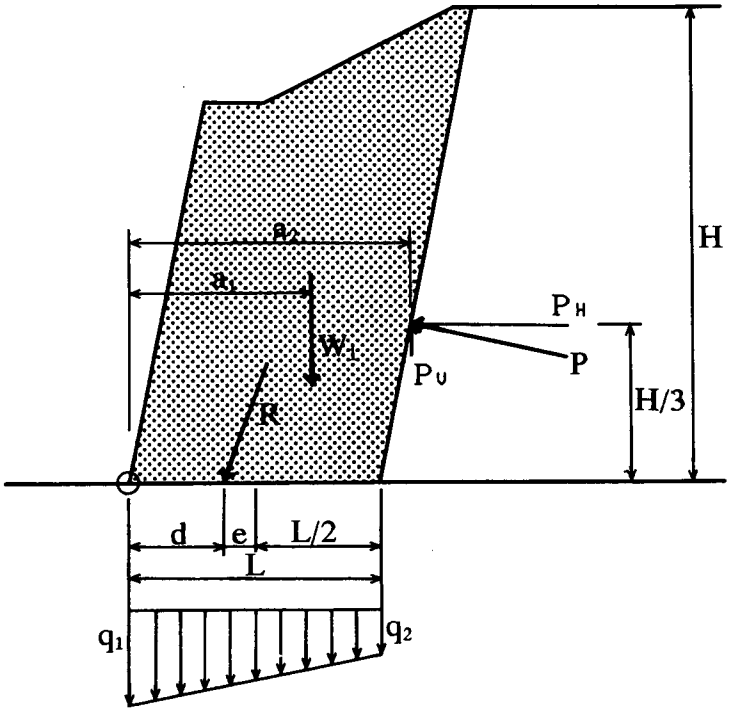
$\mu=\mathrm{Min}(\tan\phi,\ \tan\phi_1,\ \alpha_2\tan\phi,\ \alpha_2\tan\phi_1)$

ϕ　：盛土材の内部摩擦角（°）

α_2　：補正係数

ϕ_1　：基礎地盤の内部摩擦角（°）

ただし，μは0.6を越えないものとする。



図－4.1.23　荷重合力の作用位置

② 転倒に対する安定

疑似擁壁のつま先から合力Rの作用点までの距離dは式（4.1.31）で求まる。

$$d=\frac{\Sigma M_r-\Sigma M_d}{\Sigma V}=\frac{W_1a_1-P_v\cdot a_2-P_H\cdot H/3}{W_1-P_v} \qquad (4.1.31)$$

ここに，ΣM_r　：つま先まわりの抵抗モーメント（tfm/m）

ΣM_d　：つま先まわりの転倒モーメント（tfm/m）

a_1　：つま先とW_1との水平距離（m）

a_2　：つま先とP_vの作用点との水平距離（m）

合力Rの作用点の底面中央からの偏心距離eは，式（4.1.32）で表される。

$$e = \frac{L}{2} - d \qquad (4.1.32)$$

転倒に対する安定条件としては，疑似擁壁が壁前面へ転倒しなければよい。すなわち，偏心距離eは式（4.1.33）を満足しなければならない。

$$e \leq \frac{L}{6} \qquad (4.1.33)$$

①，②の検討により安定性が満足されない場合には，原則として敷設長Lの再検討を行うこととする。

③ 基礎地盤の支持力に対する安定

地盤反力度は式（4.1.34）により求まる。

$$\left.\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{L}\left(1+\frac{6e}{L}\right) \\ q_2 &= \frac{\Sigma V}{L}\left(1-\frac{6e}{L}\right) \end{aligned}\right\} \qquad (4.1.34)$$

このq_1およびq_2は式（4.1.35）を満足しなければならない。

$$\frac{q_1}{q_2} \leq q_a = \frac{q_u}{F_s} \qquad (4.1.35)$$

ここに，q_a ：地盤の許容支持力度（tf/m²）

q_u ：地盤の極限支持力度（tf/m²）

F_s ：地盤の支持力に対する安全率（$F_s = 3.0$）

④ 基礎地盤を含むすべりに対する安定性の検討

補強土壁が斜面上や軟弱層を含む地盤上に位置し，基礎地盤を含むすべりが想定される場合には，すべりに対する安定性の検討を行う必要がある。この場合，すべり面は補強領域内も横切る場合も含めて検討するものとし，安全率の算出法は式（4.1.7）を用いる。

⑤ 基礎地盤の沈下量の検討

圧密等によって沈下を生じるおそれのある軟弱層を含む地盤上に設置される場合には，補強土壁によって生じる沈下の程度を検討する必要がある。沈下量の許容値は，主として補強土壁の使用目的に支障を及ぼさない限度から定まるもので，一律に定めることはできない。しかしながら，沈下量がある程度以上に大きくなれば安定上からも問題があることが多く，特に道路を支える補強土壁では，盛土上に舗装が完成した後も継続する過大な沈下があると，路面の縦横断に影響し

て平坦性を害し，車両の走行を困難にすることから目安となる値を定めておく必要がある。

以上の外的安定の検討により，所定の安全率が得られない場合，または沈下量の許容値を越える場合には，ジオテキスタイルの敷設長の変更，設置される基礎地盤や地山の地盤改良・補強など，個々の現場に応じて有効かつ適切な対策を講じる必要がある。

4.1.6 設計計算例

【計算例1】

(1) 基本条件

① 補強土壁の設置目的・機能

本補強土壁は，道路盛土の永久構造物として用いることとする。

② 設置場所の地形条件

設置される地盤は平坦かつ砂礫の堅固な地盤であり，地盤表面より2m下の箇所に地下水面が存在する。

③ 施工条件

締固め度90%以上，締固め層厚25cmとする。

④ 周辺環境

周辺には特に重要な構造物がない。また，のり面を植生する必要もない。

(2) 設計条件

① 盛土材料

単位体積重量　$\gamma = 1.9$ tf/m³

粘着力　$c = 0.0$ tf/m²

内部摩擦角　$\phi = 30°$

② ジオテキスタイル

種　類　ジオグリッド

最大引張強さ　$T_{max} = 8.0$ tf/m

クリープ低減係数　$\mu = 0.4$

耐久性を考慮した材料安全率　$F_D = 1.0$

施工中の損傷を考慮した材料安全率　$F_C = 1.0$

設計引張強さ　$T_A = \dfrac{T_{max} \cdot \mu}{F_D \cdot F_C} = \dfrac{8.0 \times 0.4}{1.0 \times 1.0} = 3.2$tf/m

盛土材との摩擦係数　$\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan\phi$

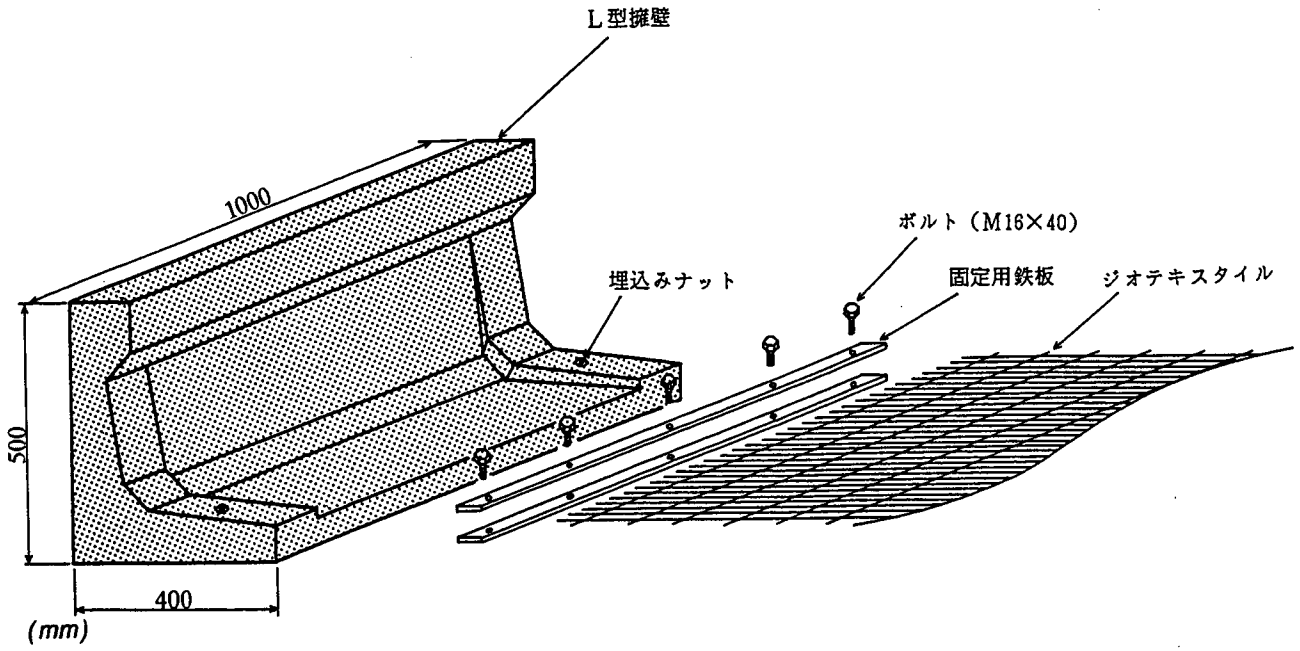
補正係数　$\alpha_1 = 0.0$，$\alpha_2 = 1.0$

③ 壁 面 工

壁面工は，プレキャスト製のL型コンクリート擁壁（高さ50cm）を用いる。

ジオテキスタイルとの連結は，図－4.1.24に示すように，L型擁壁にあらかじめナットを埋め

込んでおき，ボルト（M16×40）と鉄板によりジオテキスタイルを固定することにする。



図－4.1.24　ジオテキスタイルの接合方法

④ 安 全 率

円弧すべりに対する安全率　$F_s = 1.2$

引抜けに対する安全率　$F_s = 2.0$

滑動に対する安全率　$F_s = 1.5$

転倒に対する安全率　$e \leqq \dfrac{B}{6}$

支持力に対する安全率　$F_s = 3.0$

⑤ 断面寸法

補強土壁の高さ　$H = 6.0\,m$

のり面勾配　1 ： 0.2

上載盛土高さ　$H_1 = 1.0\,m$

上載盛土のり面勾配　1 ： 1.0

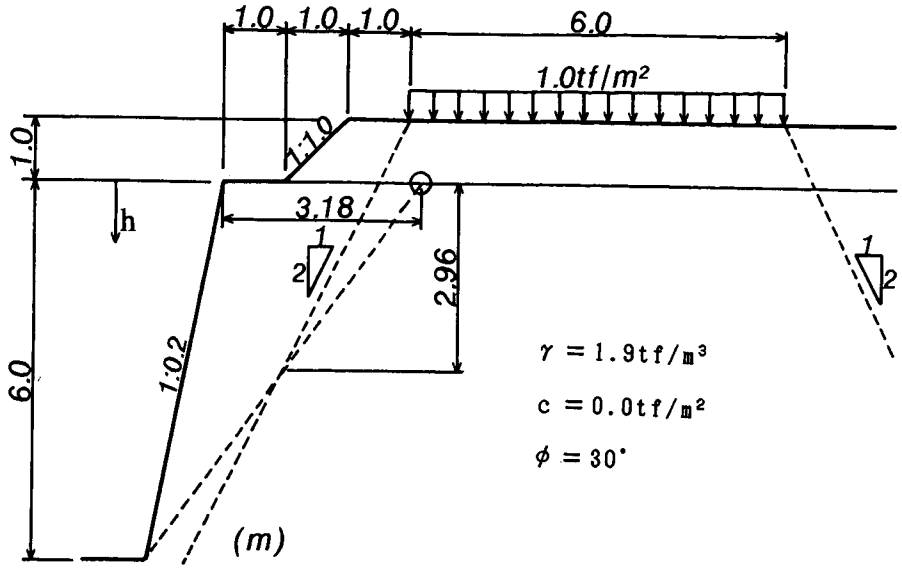
水平小段幅　$B_b = 1.0\,m$

⑥ 設計荷重

活荷重　$w_L = 1.0\,tf/m^2$

載荷幅　$B_L = 6.0\,m$

設計荷重として，自重，活荷重，上載盛土荷重，及び背面土圧のみを考慮し，地震の影響は考慮しないこととする。



図－4.1.25 設　計　断　面

(3) 無補強時の安定計算

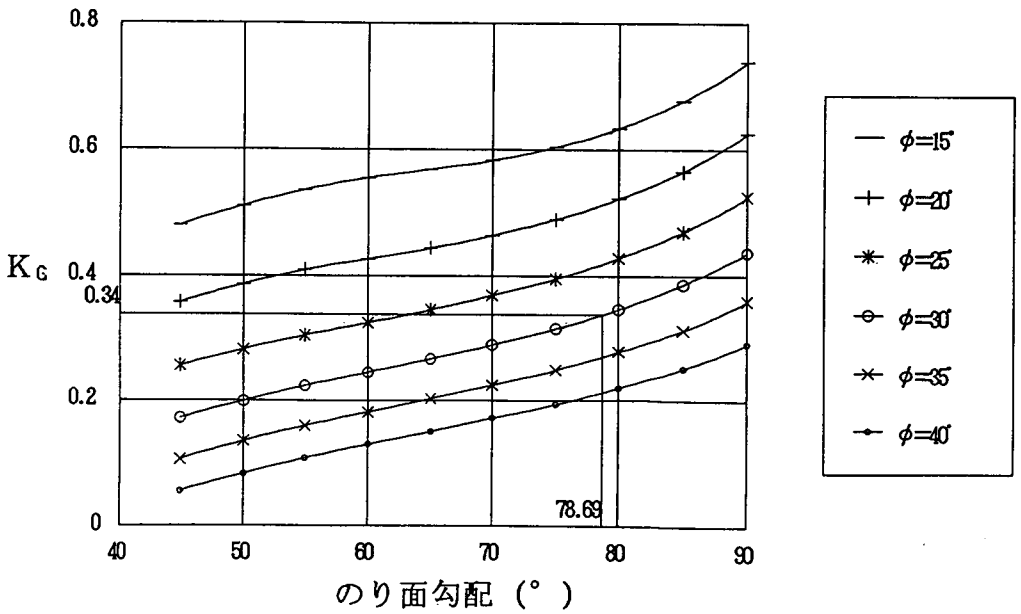
無補強時の安全率　　$F_{smin}=0.245$

このため，ジオテキスタイルにより補強する必要がある。

(4) 敷設間隔の算出

① 敷設間隔の算出に用いる係数K_G

$K_G=0.34$（図－4.1.26より）



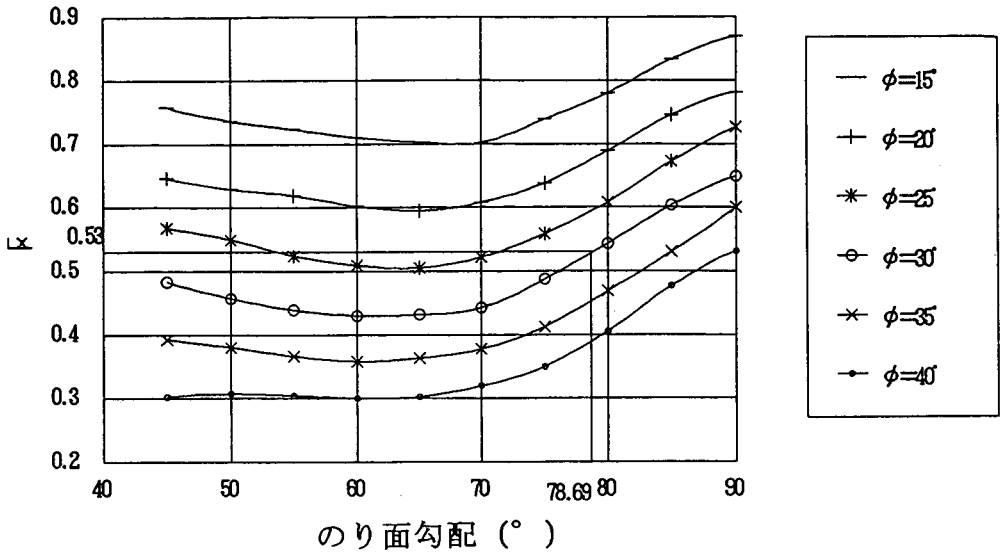
図－4.1.26 係数K_Gの算出

② 上載盛土荷重w_1

着目点までの水平距離　$L_{smax}=0.53\times H=0.53\times 6.0=3.18$m（図－4.1.27より）

$H_1=1.0$ m

$w_1=\gamma\cdot H_1=1.9\times 1.0=1.90$tf/m²



図－4.1.27　L_{smax}の算出

③ 敷設間隔の算出

$$h_1=\frac{T_A}{K_G\cdot\gamma\cdot iV}-\frac{w_1}{\gamma}-\frac{3.2}{0.34\times 1.9\times 1\times 0.25}-\frac{1.9}{1.9}=18.81\text{m}$$

$$h_2=\frac{T_A}{K_G\cdot\gamma\cdot iV}-\frac{w_1}{\gamma}-\frac{3.2}{0.34\times 1.9\times 2\times 0.25}-\frac{1.9}{1.9}=8.91\text{m}$$

$$h_3=\frac{T_A}{K_G\cdot\gamma\cdot iV}-\frac{w_1}{\gamma}-\frac{3.2}{0.34\times 1.9\times 3\times 0.25}-\frac{1.9}{1.9}=5.60\text{m}$$

$$h_4=\frac{T_A}{K_G\cdot\gamma\cdot iV}-\frac{w_1}{\gamma}-\frac{3.2}{0.34\times 1.9\times 4\times 0.25}-\frac{1.9}{1.9}=3.95\text{m}$$

これより，ジオテキスタイルの設置位置を以下のように仮定する。

i	深さh（m）	i	深さh（m）
1	0.5	6	4.5
2	1.5	7	5.0
3	2.5	8	5.5
4	3.5	9	6.0
5	4.0		

④ 各段のジオテキスタイルに作用する活荷重の算出

図－4.1.25より，活荷重を考慮する範囲を深さｈ＝2.96mまでとし，３段目のジオテキスタイルまで活荷重の影響を考慮する。

$$w_2 = w_L \frac{B_L}{B_{Li}}$$

$$B_{1i} = B_L + z$$

（ここで，$z = h + 1.0\,m$）

	z (m)	w_L (tf/㎡)	B_L (m)	B_{Li} (m)	$\frac{B_L}{B_{Li}}$	w_2 (tf/㎡)
1	1.5	1.0	6.0	7.5	0.8	0.8
2	2.5	1.0	6.0	8.5	0.706	0.706
3	3.5	1.0	6.0	9.5	0.632	0.632

⑤ ジオテキスタイルに作用する引張力の確認

活荷重を作用した場合に，各段のジオテキスタイルに作用する引張力が設計引張強さ以下であるかの確認を行う。

$$T = v \cdot K_G \cdot \sigma_v = v \cdot K_G \cdot (\gamma h + w_1 + w_2) \leqq T_A$$

i	h (m)	v (m)	K_G	$\gamma \cdot h$ (tf/㎡)	w_1 (tf/㎡)	w_2 (tf/㎡)	T (tf/m)	T_A (tf/m)	
1	0.5	1.0	0.34	0.95	1.9	0.8	1.241	3.200	OK
2	1.5	1.0	0.34	2.85	1.9	0.706	1.855	3.200	OK
3	2.5	1.0	0.34	4.75	1.9	0.632	2.476	3.200	OK

(5) 壁面工の安定性の検討

壁面工の検討は，Ｌ型擁壁とジオテキスタイルとの接合部のボルト（M16×40）のせん断に対する検討を行う。

$$n \cdot \tau_a \cdot A_e = 2 \times 900 \times 1.570 = 2826\,kgf = 2.826\,tf$$

ここに，n　：１m当りの取付ボルトの本数　n＝2

τ_a ：ボルトの許容せん断応力度（kgf/㎠）　$\tau_a = 900\,kgf/㎠$

A_e ：ボルトのネジ部有効断面積（㎠）　$A_e = 1.570㎠$

$T = v \cdot K_G \cdot \sigma_v = v \cdot K_G \cdot (\gamma h + w_1 + w_2) \leqq$ 接合部の強度

i	h (m)	v (m)	K_G	$\gamma \cdot h$ (tf/m²)	w_1 (tf/m²)	w_2 (tf/m²)	T (tf/m)	接合部 (tf/m)	
1	0.5	1.0	0.34	0.95	1.9	0.8	1.241	2.826	OK
2	1.5	1.0	0.34	2.85	1.9	0.706	1.855	2.826	OK
3	2.5	1.0	0.34	4.75	1.9	0.632	2.476	2.826	OK
4	3.5	0.75	0.34	6.65	1.9	—	2.180	2.826	OK
5	4.0	0.5	0.34	7.60	1.9	—	1.615	2.826	OK
6	4.5	0.5	0.34	8.55	1.9	—	1.777	2.826	OK
7	5.0	0.5	0.34	9.50	1.9	—	1.938	2.826	OK
8	5.5	0.5	0.34	10.45	1.9	—	2.100	2.826	OK
9	6.0	0.25	0.34	11.40	1.9	—	1.131	2.826	OK

これより，ジオテキスタイルの敷設間隔を仮定とおりとする。

壁面工に用いるL型擁壁の単位高さが50cmであることから，1層と2層，2層と3層，3層と4層のジオテキスタイルの間に壁面工の安定補助材として長さ1.0mのジオテキスタイルの敷設を行う。

(6) 敷設長の算出

すべり面までの水平距離　$L_{si} = L_{smax} = 0.53 \times H = 3.18$m

$$L_i = L_{si} + L_{pi} = L_{si} + \frac{F_s \cdot T_i}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \cdot \sigma'_{vi} \cdot \tan\phi)}$$

ただし，$\sigma'_{vi} = \gamma h_i + w_1$

i	L_{si} (m)	T_i (tf/m)	σ'_{vi} (tf/m²)	$\tan\phi$	L_{pi} (m)	L_i (m)
1	3.18	1.241	2.85	0.577	0.75 → 1.00	4.18
2	3.18	1.855	4.75	0.577	0.68 → 1.00	4.18
3	3.18	2.476	6.65	0.577	0.64 → 1.00	4.18
4	3.18	2.180	8.55	0.577	0.44 → 1.00	4.18
5	3.18	1.615	9.50	0.577	0.29 → 1.00	4.18
6	3.18	1.777	10.45	0.577	0.29 → 1.00	4.18
7	3.18	1.938	11.40	0.577	0.29 → 1.00	4.18
8	3.18	2.100	12.35	0.577	0.29 → 1.00	4.18
9	3.18	1.131	13.30	0.577	0.15 → 1.00	4.18

これより，敷設長をL＝4.20mと仮定する。

(7) 全体安定の検討

最小安全率　$F_{smin}=1.199$　NO

そこで，ジオテキスタイルの敷設長をL＝4.3mに変更する。

最小安全率　$F_{smin}=1.215$　OK

(8) 外的安定の検討

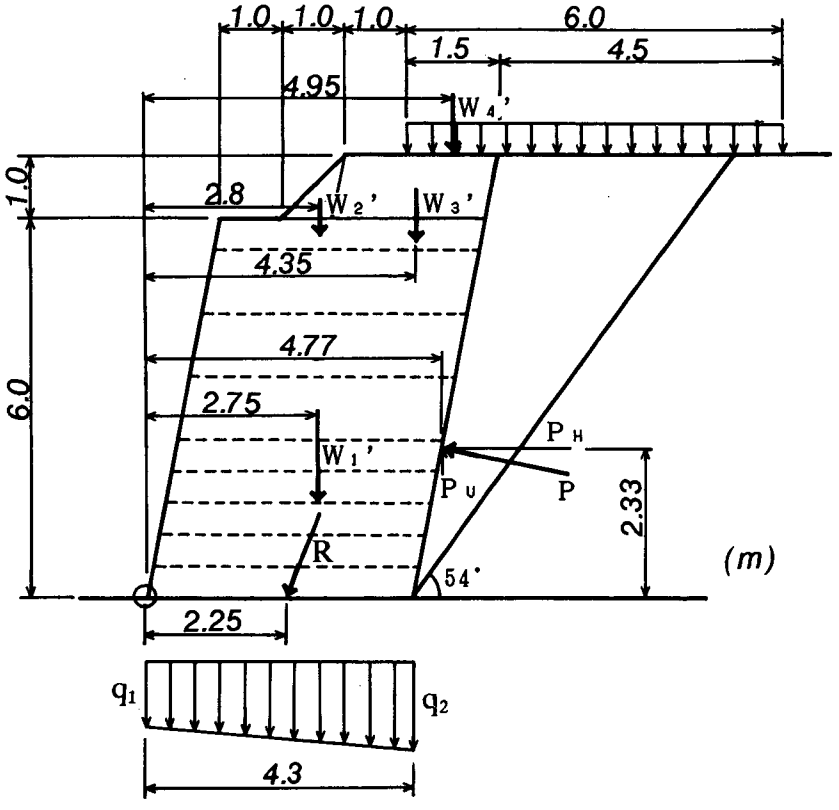
疑似擁壁の自重　$W_1=\{4.3\times6.0+0.8\times1.0/2+(4.3-1.0-0.8)\times1.0\}\times1.9+1.5$

$=49.02+0.76+4.75+1.5=56.03\text{tf/m}$

背面土圧　$P=14.00\text{tf/m}$　$(\theta=54°)$

$P_H=P\sin\alpha=13.73\text{tf/m}$

$P_U=P\cos\alpha=2.75\text{tf/m}$



図－4.1.28 外的安定の検討

① 滑動に対する安定

$$F_s=\frac{\alpha_2\tan\phi(W_1-P_v)}{P_H}=\frac{1.0\times\tan30°\times(56.03-2.75)}{13.73}=2.24>1.5\quad OK$$

② 転倒に対する安定

$$d = \frac{49.02 \times 2.75 - 0.76 \times 2.80 + 4.75 \times 4.35 + 1.5 \times 4.95 - 2.75 \times 4.77 - 13.73 \times 2.33}{56.03 - 2.75}$$

$$= 2.25\text{m}$$

$$e = \frac{L}{2} - d = \frac{4.3}{2} - 2.25 = -0.10\text{m} \quad \text{OK}$$

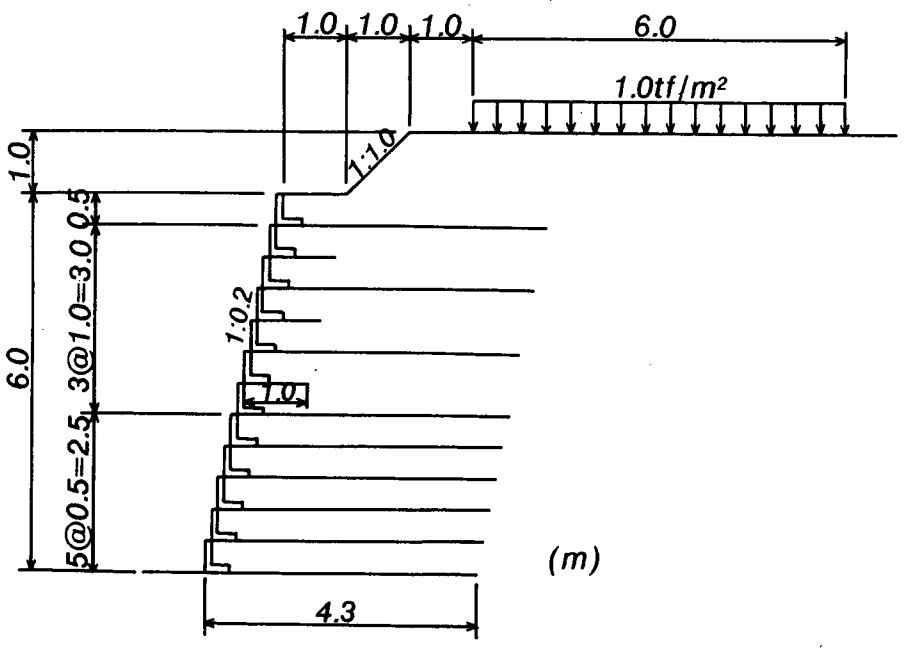
③ 基礎地盤の支持力に対する安定

基礎地盤の許容支持力を$q_a = 60\text{tf/m}^2$とする。

$$q_1 = \frac{56.03 - 2.75}{4.30}\left(1 + \frac{6 \times (-0.10)}{4.30}\right) = 10.66\text{tf/m}^2 \leqq q_a = 60\text{tf/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = \frac{56.03 - 2.75}{4.30}\left(1 - \frac{6 \times (-0.10)}{4.30}\right) = 14.12\text{tf/m}^2 \leqq q_2 = 60\text{tf/m}^2 \quad \text{OK}$$

以上より，ジオテキスタイルの配置を以下のように決定する。



図－4.1.29 決　定　断　面

【計算例２】

(1) 基本条件

① 補強土壁の設置目的・機能

本補強土壁は，道路盛土の永久構造物として用いることとする。

② 設置場所の地形条件

設置される地盤は平坦かつ砂礫の堅固な地盤である。

③ 施工条件

締固め度90％以上，締固め層厚25cmとする。

④ 周辺環境

周辺には特に重要な構造物がない。また，周辺の景観上からのり面を植生する必要がある。

(2) 設計条件

① 盛土材料

単位体積重量　$\gamma = 1.8 tf/m^3$

粘着力　$c = 1.0 tf/m^2$

内部摩擦角　$\phi = 20°$

② ジオテキスタイル

種　類　ジオグリッド

最大引張強さ　$T_{max} = 5.5 tf/m$

クリープ低減係数　$\mu = 0.4$

耐久性を考慮した材料安全率　$F_D = 1.0$

施工中の損傷を考慮した材料安全率　$F_C = 1.0$

設計引張強さ　$T_A = \dfrac{T_{max} \cdot \mu}{F_D \cdot F_C} = \dfrac{5.5 \times 0.4}{1.0 \times 1.0} = 2.2 tf/m$

盛土材との摩擦係数$\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \tan\phi$

補正係数　$\alpha_1 = 0.5$，$\alpha_2 = 1.0$

③ 壁 面 工

壁面工は，のり面の植生を考慮して植生土のうをジオテキスタイルで巻き込む形式とする。また，折り返したジオテキスタイルは，盛土内に埋め込んで固定するものとする。

④ 安 全 率

円弧すべりに対する安全率　$F_s = 1.2$

引抜けに対する安全率　$F_s = 2.0$

滑動に対する安全率　$F_s = 1.5$

転倒に対する安全率　$e \leqq \dfrac{L}{6}$

支持力に対する安全率　$F_s = 3.0$

⑤ 断面寸法

補強土壁の高さ　　H＝8.0 m

のり面勾配　　1 : 0.7

上載盛土高さ　　H_1＝1.5 m

上載盛土のり面勾配　1 : 2.0

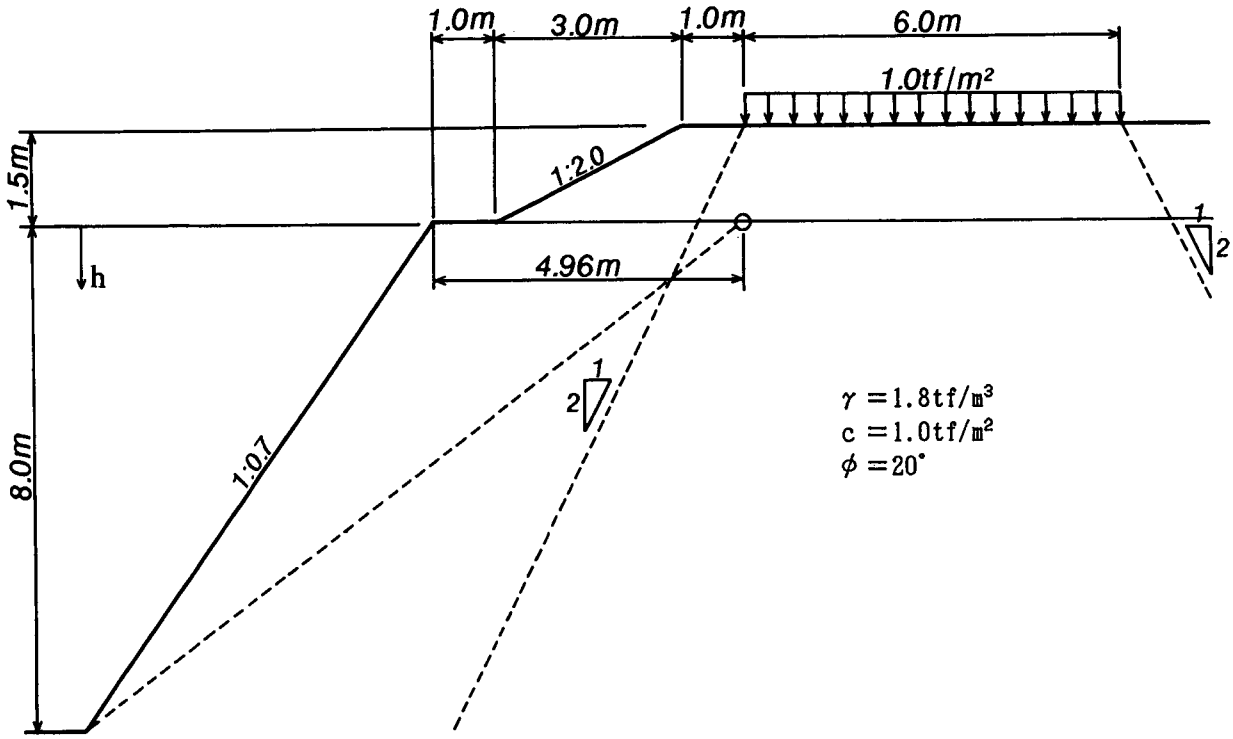
水平小段幅　　B_b＝1.0 m

⑥ 設計荷重

活荷重　　w_L＝1.0 tf/m²

載荷幅　　B_L＝6.0 m

設計荷重として，自重，活荷重，上載盛土荷重，及び背面土圧のみを考慮し，地震の影響は考慮しないこととする。



図－4.1.30 設　計　断　面

(3) 無補強時の安定計算

無補強時の安全率　　F_{smin}＝0.863

このため，ジオテキスタイルにより補強する必要がある。

(4) 敷設間隔の算出

① 敷設間隔の算出に用いる係数K_G

c＝0.0tf/m²のときの係数K_{G0}　K_G＝0.41（図－4.1.6より）

粘着力を考慮する場合の係数a　a ＝0.192 （図－4.1.7より）

$$K_G = 0.41 - \frac{18}{1.8 \times 8.0} \times 0.192 \times 1.0 = 0.17$$

② 上載盛土荷重w_1

着目点までの水平距離　$L_{smax}=0.62\times H=0.62\times 8.0=4.96$m（図－4.1.12より）

$$H_1 = \frac{L_{smax} - B_b}{n} = \frac{4.96 \times 1.0}{2.0} = 1.98\text{m} \rightarrow 1.5\text{m}$$

$$w_1 = \gamma \cdot H_1 = 1.8 \times 1.5 = 2.70\text{tf/m}^2$$

③ 敷設間隔の算出

$$h_1 = \frac{T_A}{K_G \cdot \gamma \cdot iV} - \frac{w_1}{\gamma} = \frac{2.2}{0.17 \times 1.8 \times 1 \times 0.25} - \frac{2.70}{1.8} = 27.26\text{m}$$

$$h_2 = \frac{T_A}{K_G \cdot \gamma \cdot iV} - \frac{w_1}{\gamma} = \frac{2.2}{0.17 \times 1.8 \times 2 \times 0.25} - \frac{2.70}{1.8} = 12.88\text{m}$$

$$h_3 = \frac{T_A}{K_G \cdot \gamma \cdot iV} - \frac{w_1}{\gamma} = \frac{2.2}{0.17 \times 1.8 \times 3 \times 0.25} - \frac{2.70}{1.8} = 8.09\text{m}$$

$$h_4 = \frac{T_A}{K_G \cdot \gamma \cdot iV} - \frac{w_1}{\gamma} = \frac{2.2}{0.17 \times 1.8 \times 4 \times 0.25} - \frac{2.70}{1.8} = 5.69\text{m}$$

これより，ジオテキスタイルの設置位置を以下のように仮定する。

i	深さh（m）
1	0.5
2	1.5
3	2.5
4	3.5
5	4.5
6	5.5
7	6.0
8	6.5
9	7.0
10	7.5
11	8.0

④ 各段のジオテキスタイルへの活荷重の影響

図－4.1.30より，活荷重の分布幅が主働領域の上部に侵入するため，最上段のジオテキスタイルについてのみ活荷重の影響を考慮する。

$$B_{Li} = B_L + z = 6.0 + 2.0 = 8.0\text{m}$$

$$w_2 = w_L \frac{B_L}{B_{Li}} = 1.0 \times \frac{6.0}{8.0} = 0.75\text{tf/m}^2$$

最上段のジオテキスタイルに作用する引張力の確認

$$T_1 = v \cdot K_G \cdot \sigma_v = v \cdot K_G \cdot (\gamma h + w_1 + w_2)$$
$$= 1.0 \times 0.17 \times (1.8 \times 0.5 + 2.7 + 0.75) = 0.740\text{tf/m} \leqq T_A$$

したがって，ジオテキスタイルの敷設間隔は，仮定どおりとする。

(5) 壁面工の安定性の検討

下層の巻き込んだジオテキスタイルの折り返し敷設長の検討を行う。

i = 11

$$T = v \cdot K_G \cdot \sigma_v = v \cdot K_G \cdot (\gamma h + w_1) = 0.25 \times 0.17 \times (1.8 \times 8.0 + 2.70) = 0.727\text{tf/m}$$

$$L_0 = \frac{F_s \times T}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \gamma h_w \tan\phi)} = \frac{2.0 \times 0.727}{2 \times (0.5 \times 1.0 + 1.0 \times 1.8 \times 7.6 \times \tan 20^\circ)} = 0.133\text{m}$$

i = 10

$$T = v \cdot K_G \cdot \sigma_v = v \cdot K_G \cdot (\gamma h + w_1) = 0.50 \times 0.17 \times (1.8 \times 7.5 + 2.70) = 1.377\text{tf/m}$$

$$L_0 = \frac{F_s \times T}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \gamma h_w \tan\phi)} = \frac{2.0 \times 1.377}{2 \times (0.5 \times 1.0 + 1.0 \times 1.8 \times 7.1 \times \tan 20)} = 0.267\text{m}$$

したがって，折り返し敷設長さを各段$L_0 = 0.5$ mとする。

また，敷設間隔が1.0 mの箇所では，壁面部分の安定性や施工性を考慮して，壁面工を50cm間隔毎に設置し，安定補助材として長さ1.0 mのジオテキスタイルを1層から6層までの間に敷設するものとする。

(6) 敷設長の算出

① 各段のジオテキスタイルの引張力の算出

$$T_i = v_i \cdot K_G \cdot \sigma_{vi} = v_i \cdot K_G \cdot (\gamma h + w_1 + w_2)$$

i	h (m)	v (m)	K_G	$\gamma \cdot h$ (tf/m²)	w_1 (tf/m²)	w_2 (tf/m²)	T (tf/m)
1	0.5	1.0	0.17	0.9	2.70	0.75	0.740
2	1.5	1.0	0.17	2.7	2.70	0.0	0.918
3	2.5	1.0	0.17	4.5	2.70	0.0	1.224
4	3.5	1.0	0.17	6.3	2.70	0.0	1.530
5	4.5	1.0	0.17	8.1	2.70	0.0	1.836
6	5.5	0.75	0.17	9.9	2.70	0.0	1.607
7	6.0	0.5	0.17	10.8	2.70	0.0	1.148
8	6.5	0.5	0.17	11.7	2.70	0.0	1.224
9	7.0	0.5	0.17	12.6	2.70	0.0	1.301
10	7.5	0.5	0.17	13.5	2.70	0.0	1.377
11	8.0	0.25	0.17	14.4	2.70	0.0	0.727

② 敷設長の算出

すべり面までの水平距離　$L_{si} = L_{smax} = 0.62 \times 8.0 = 4.96$m

$$L_i = L_{si} + L_{ei} = L_{si} + \frac{F_s \cdot T_i}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \cdot \sigma'_{vi} \cdot \tan\phi)}$$

i	L_{si} (m)	T_i (tf/m)	c (tf/m²)	σ'_{vi} (tf/m²)	$\tan\phi$	L_{pi} (m)	L_i (m)
1	4.96	0.740	1.0	3.60	0.364	0.41 → 1.00	5.96
2	4.96	0.918	1.0	5.40	0.364	0.37 → 1.00	5.96
3	4.96	1.224	1.0	7.20	0.364	0.39 → 1.00	5.96
4	4.96	1.530	1.0	9.00	0.364	0.40 → 1.00	5.96
5	4.96	1.836	1.0	10.80	0.364	0.41 → 1.00	5.96
6	4.96	1.607	1.0	12.60	0.364	0.32 → 1.00	5.96
7	4.96	1.148	1.0	13.50	0.364	0.21 → 1.00	5.96
8	4.96	1.224	1.0	14.40	0.364	0.21 → 1.00	5.96
9	4.96	1.301	1.0	15.30	0.364	0.21 → 1.00	5.96
10	4.96	1.377	1.0	16.20	0.364	0.22 → 1.00	5.96
11	4.96	0.727	1.0	17.10	0.364	0.11 → 1.00	5.96

これより，敷設長をL＝6.00mと仮定する。

(7) 全体安定の検討

最小安全率　$F_{smin}=1.081$

そこで，ジオテキスタイルの敷設長をL＝8.0mに変更する。

最小安全率　$F_{smin}=1.200$

(8) 外的安定の検討

疑似擁壁の自重　$W_1=(8.0\times8.0+1.95\times1.5/2+5.05\times1.5)\times1.8$

$=131.47tf/m$

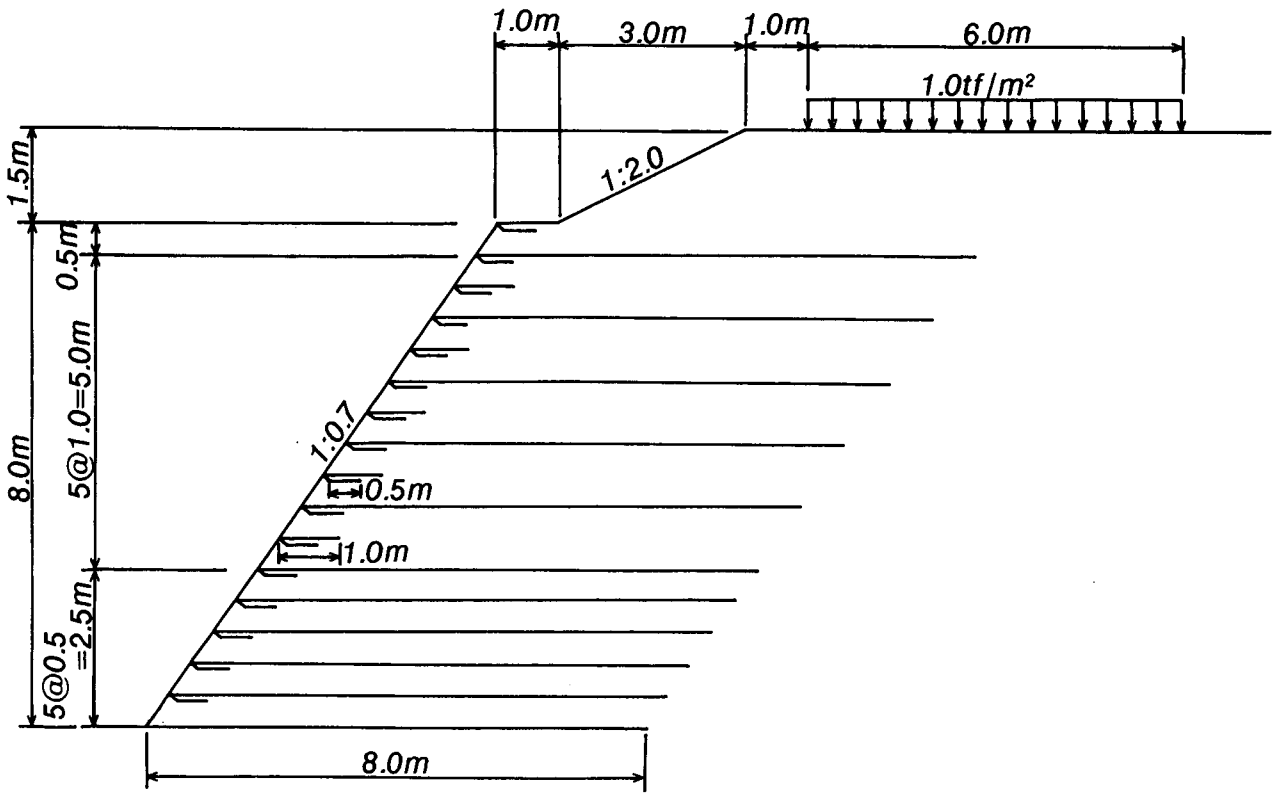
背面土圧　$P=3.42tf/m$　$(\theta=38°)$

$P_H=P\sin\alpha=2.80tf/m$

$P_U=P\cos\alpha=1.96tf/m$

背面土圧が小さいため，外的安定に対しては安定であると考えられる。

以上よりジオテキスタイルの配置を以下のように決定する。

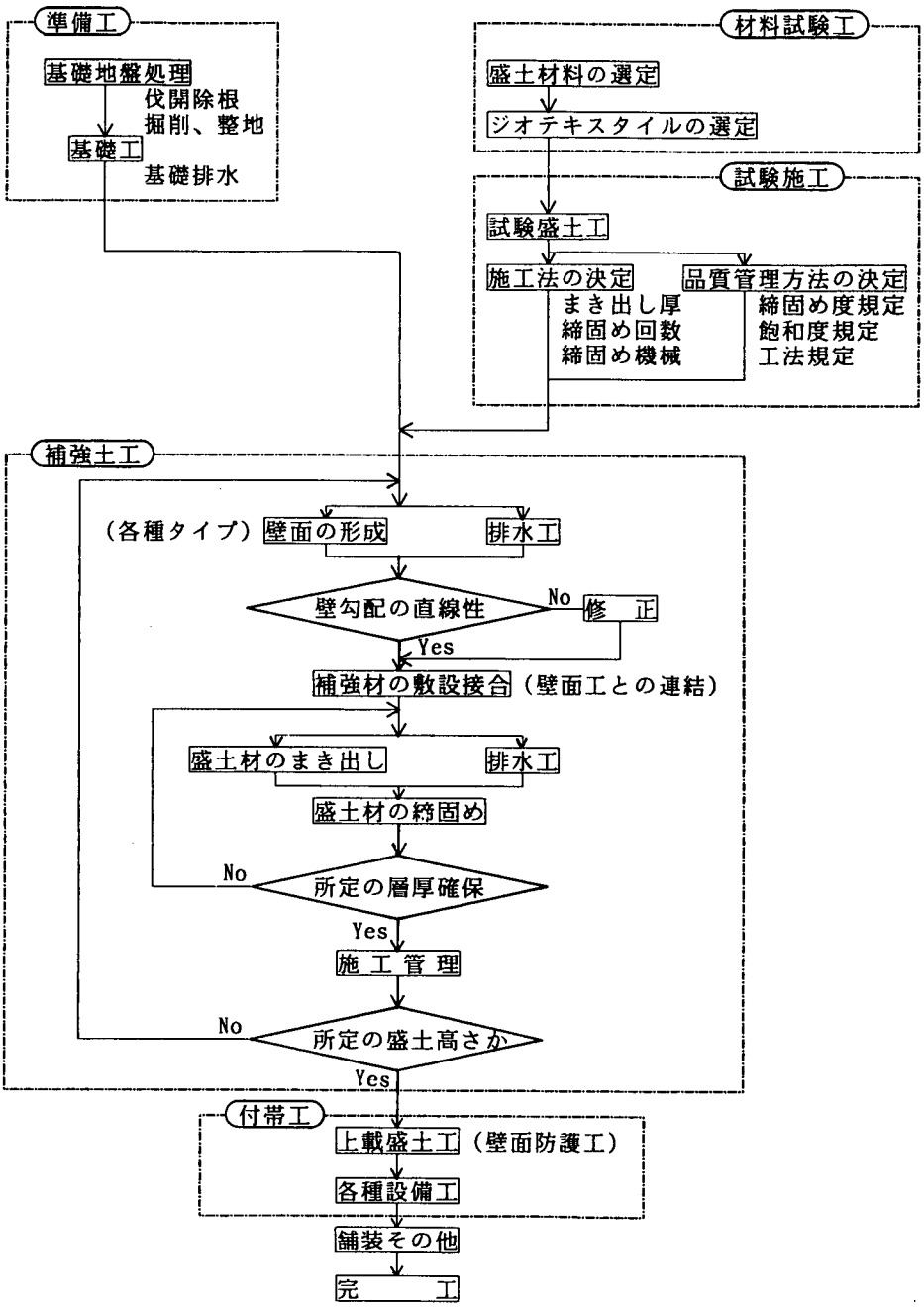


図－4.1.31　決　定　断　面

4.2 施 工 法

4.2.1 施工手順

補強土壁の施工は以下の手順で行う。



図－4.2.1 施 工 手 順

4.2.2　施工機械

土工作業には種々の作業がある，それらの作業によく使用されている建設機械を分類して示すと表－4.2.1のとおりである。各種の作業に適した建設機械の選定を行うには，以下の点に注意する必要がある。

① 盛土材の土質条件

② 運搬距離と勾配

③ 工事規模と工期

④ 建設機械の組み合わせ

補強土壁においても一般の盛土工事と同様，盛土材の　運搬→敷ならし→締固め　の繰り返しが主な土工作業となる。このうち，締固め作業の良否は補強土壁の安定に影響を及ぼすことから，機械の選定については特に注意する必要がある。また締固め作業では，ジオテキスタイルへの悪影響や，不安定な壁面部での作業などを考慮しなければならない。このため，締固め機械のうち，集中的に圧力を加えがちなタンピングローラや，方向転換時にジオテキスタイルに悪影響を与える被覆索引式の機械の使用，あるいは壁面に対して大きな水平力を及ぼすような重量の大きな機械は避けた方がよい。したがって，補強土壁工に適する締固め機械は，壁面より，1.5mの範囲では，計量で小規模な締固め作業に適した振動コンパクターやタンパーが，その他の部分には，タイヤローラや小さな重量で大きな締固め効果のある振動ローラが適している。具体的な機種については，事前に試験盛土を実施して，所定の品質の盛土を確保できることを確認することが望ましい。

表－4.2.1　作業の種類と建設機械

作業の種類	建設機械の種類
伐開除根	ブルドーザー，レーキドーザ，バックホウ
掘削	ショベル系掘削機（バックホウ，ドラグライン，クラムシェル） トラクターショベル，ブルドーザ，リッパ，ブレーカ
積込み	ショベル系掘削機（バックホウ，ドラグライン，クラムシェル） トラクターショベル
掘削，運搬	ブルドーザ，スクレープドーザ，スクレーパ
運搬	ブルドーザ，ダンプトラック，ベルトコンベア
敷ならし，整地	ブルドーザ，モータグレーダ，タイヤドーザ
締固め	タイヤローラ，タンピングローラ，振動ローラ，ロードローラ 振動コンパクター，タンパー，ブルドーザ
溝堀り	トレンチャ，バックホウ
削岩	レッグドリル，ドリフタ，ブレーカ，クローラドリル

4.2.3　準 備 工

準備工は，本工事を行う段取りであって，その適，不敵は工事の進捗，出来形の良否に与える影響が大きいため，十分検討して工事の内容に最も適した方法を採用しなければならない。

(1)　掘削および整地

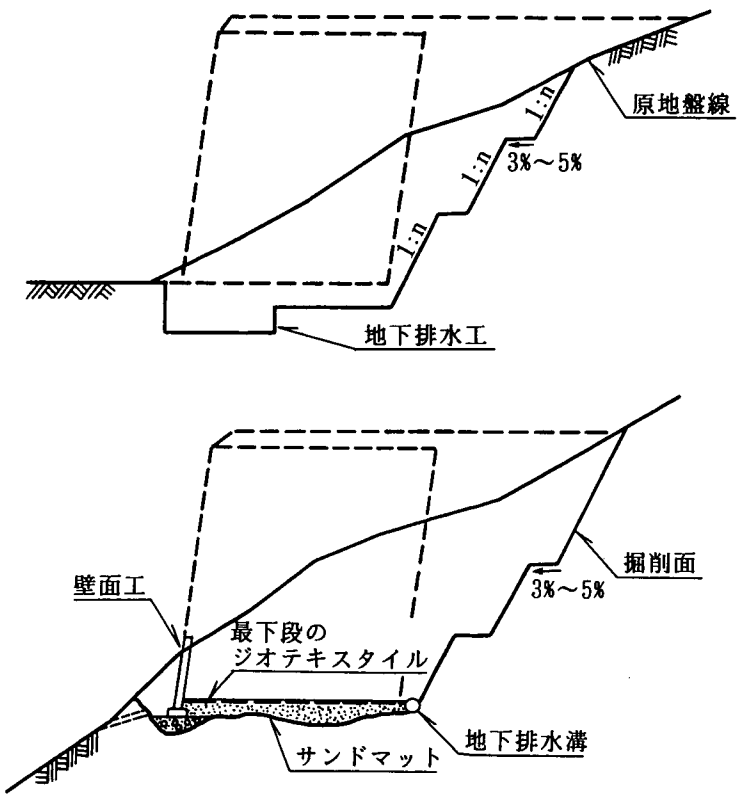
①　掘　削

ジオテキスタイルを敷設する基礎底面は，表面排水に必要な程度の傾斜は許容されるが，原則として水平に掘削しなければならない。この時，基礎地盤の伐開除根・表土処理は十分に行い，将来，不同沈下などの有害な影響を及ぼすことのないようにしておく。また，本補強土壁は，ジオテキスタイルと盛土材との摩擦力により安定を計るため，設計で定められた補強領域は必ず確保しなければならず，地山の掘削を制限してジオテキスタイルを短くしたり，折り曲げたりするようなことは絶対にしてはならない。

山間部で切土を行って施工する場合には，斜面掘削も大規模になり，斜面のすべり破壊の危険性もおこりうる。このため，掘削にあたっては，十分調査して地山の安定を確認する必要がある。また，掘削斜面は段切りにし，すべりの要因とならないようにしなければならない。

②　整　地

掘削された基礎底面が岩盤もしくは礫分が多く凹凸がある場合は，良質の盛土材を敷ならし，ジオテキスタイルに対して有害な不陸がないように，整地しなければならない。不陸を残した状態で，敷設するとジオテキスタイルを損傷したり，摩擦効果が低下したりするおそれがある。

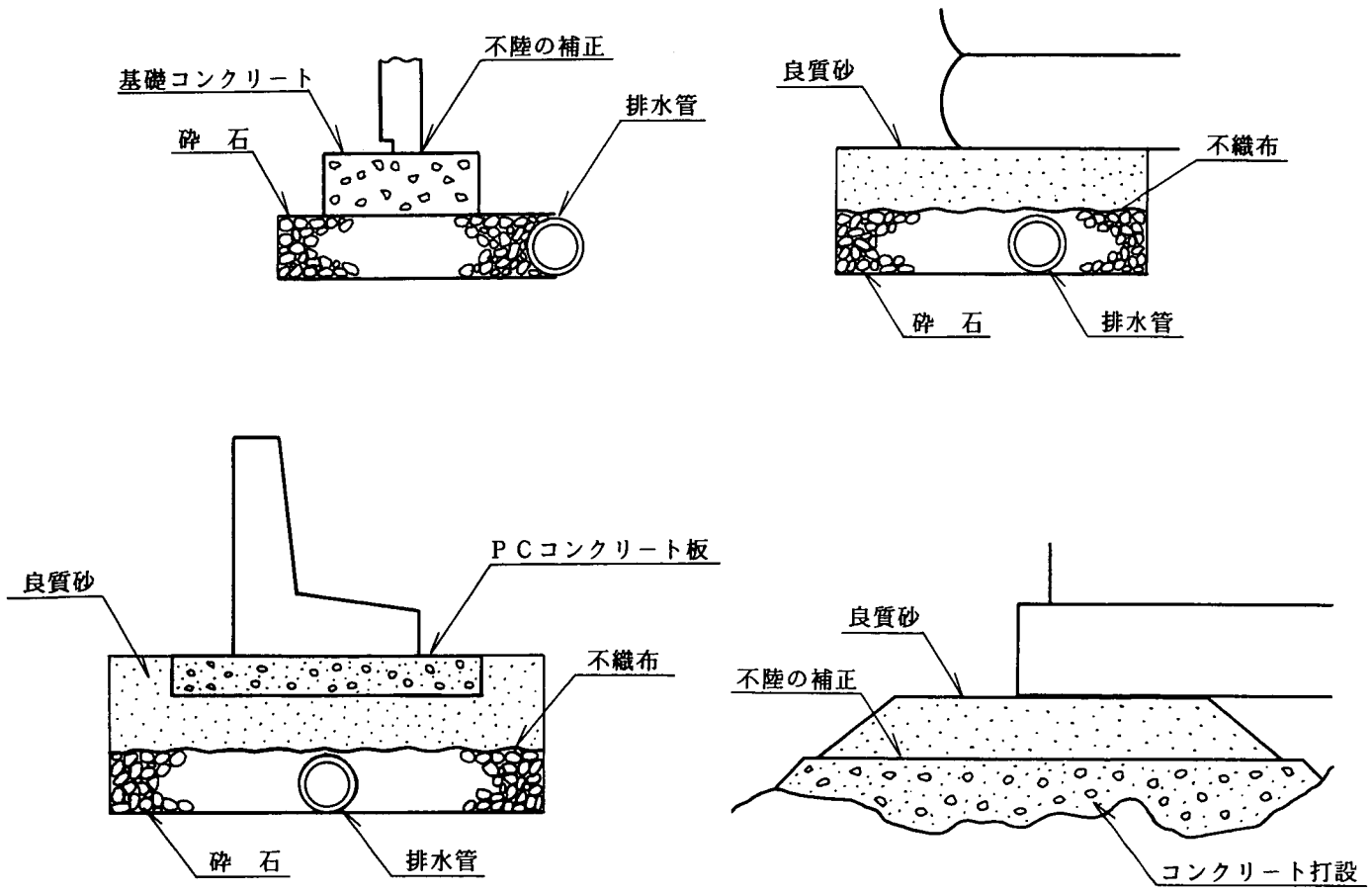


図－4.2.2　基礎地盤の掘削および整地

(2) 基 礎 工

基礎工は，原地盤の地形，用途，構造，施工方法にかかわらず，常に水平となるように施工しなければならない。表面の仕上がり精度の良否は，補強土壁全体の安定性や補強土壁の仕上がりの精度に影響を与えることから，特に水平度に対しては一定の基準を設けて丁寧に施工することが望ましい。壁面工として，コンクリート製品（パネル形式，ＰＣコンクリートブロック形式）を用いる場合にはコンクリート基礎を用い，ジオテキスタイルを用いた壁面部を形成する（巻き込み形式，蛇かご形式）場合には，良質な砂質土による基礎を設けることを原則とする。

地盤が軟弱な場合には，置換や安定処理などの地盤改良を行った後で，一般の場合と同様に基礎工を設けるものとする。



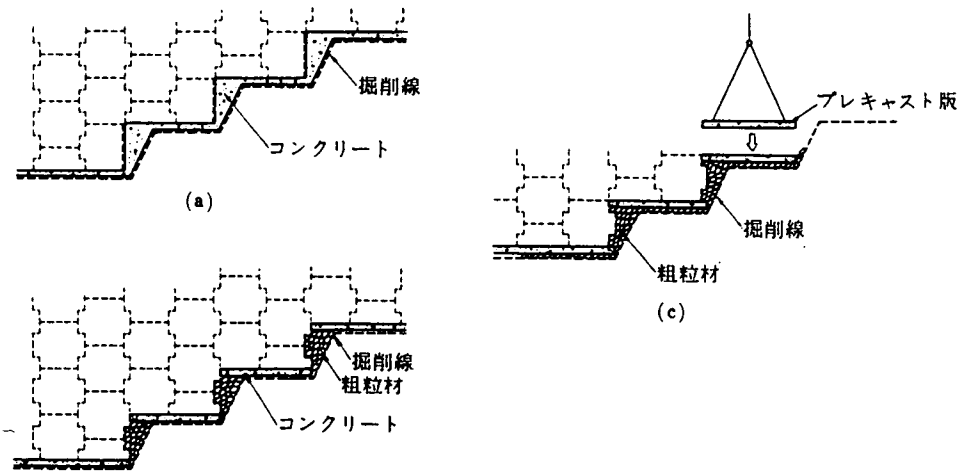
図－4.2.3 基 礎 工 の 例

① 岩盤上の基礎工

基礎地盤が岩盤の場合には，掘削土量を少なくするために岩盤に定着させたコンクリート製基礎フーチング上に，補強土壁を設置する場合もある。

② 階段式基礎工

補強土壁の設置位置は，ほとんどといってよいほど原地盤に縦断勾配がついている。この場合，根入れを少なくしようとするため，階段式の基礎工を施工するが，階段状に掘削したときに上段の基礎地盤を乱すことが多い。この状態で基礎工を打設すると不同沈下の原因にもなる。このため，基礎は連続でコンクリートを打設するか，みだされた部分を粗粒材で置換えるなどして，丁寧に締固めるようにしなければならない。



図－4.2.4 階段式基礎工の例

4.2.4 ジオテキスタイルの敷設，接合

補強土壁の安定に必要な力を，ジオテキスタイルが無理なく恒久的に負担できるように，ジオテキスタイルの敷設，接合の作業は十分に注意して行わなくてはならない。ここでは，直線部と曲線部・隅角部におけるジオテキスタイルの敷設，およびジオテキスタイルと壁面工との接合方法について述べる。なお，ジオテキスタイル（ジオグリッド，不織布）同志の接合方法については，第3章の盛土の施工法（3.2.4）の中で述べている。

(1) ジオテキスタイルの敷設

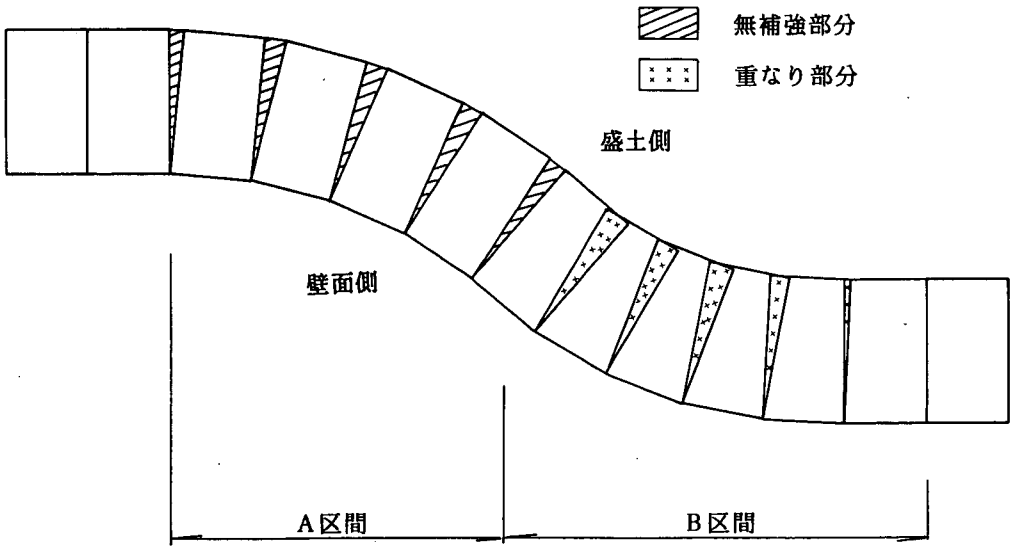
① 直線部の敷設

ジオテキスタイルを設計によって定められた敷設長に切断し，所定の位置に人力にて敷設する。敷設する際は，ゆるみやしわが生じないように注意する。風などの影響によりジオテキスタイルが移動するようであれば，ピンで固定するのがよい。また，敷設後は出来るだけ速やかに盛土材を巻き出し，敷設したまま盛土作業を中断してはならない。

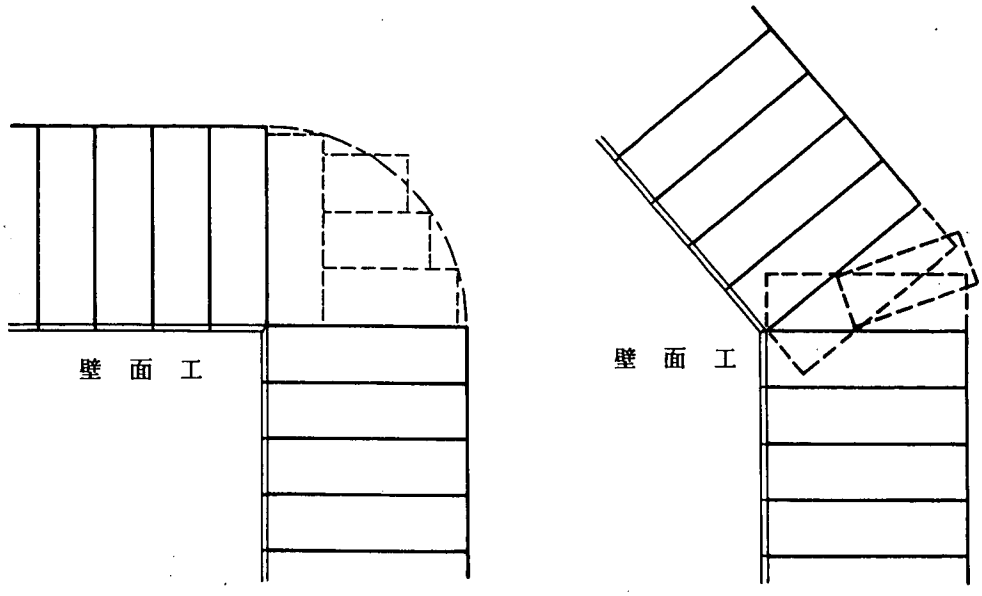
② 曲線・隅角部の敷設

曲線・隅角部を含んだ施工区間では，隣合うジオテキスタイルとの間に隙間ができたり，あるいは重ね合わせ部分が生じたりする。この時，敷設する各ジオテキスタイルは，壁面に対して直角に取り付けられるように，あらかじめ敷設位置を定め，順序よく敷設できるように計画する必要がある。図－4.2.5に示すように，外曲がりの区間（A区間）では，盛土の後方に無補強の部分を残すことになる。この場合，ジオテキスタイルの連続性を保つため，隙間には同種のジオテキスタイルの小片を重ね合わせるなどして，敷設領域全体が覆われるようにしなければならない。また内曲がりの区間（B区間）では，ジオテキスタイルが重なり合う部分に，盛土材を挟み摩擦力を確保できるようにする。また，土圧力が集中し，ジオテキスタイルに過大な力が作用する箇所でもあるため，状況によっては敷設枚数を増やすなどして補強するような対策を講じるのがよい。

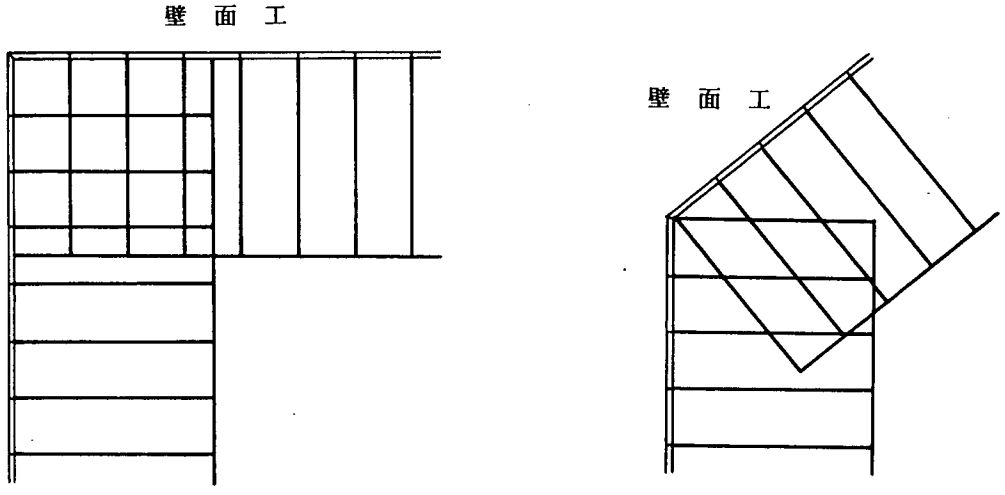
隅角部では，図－4.2.6に示すように，内曲がりや外曲がりの区間で隙間や重なりの面積がかなり広くなる。この場合には，安定性に支障のない範囲で，無駄の無い合理的な敷設配置を検討して採用すればよい。



図－4.2.5 曲 線 区 間



(a) 外 曲 が り



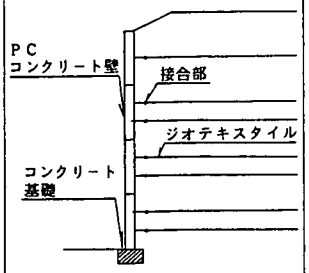
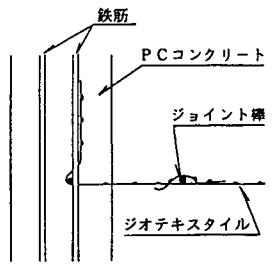
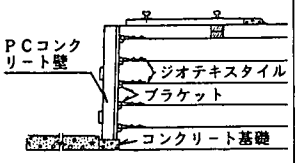
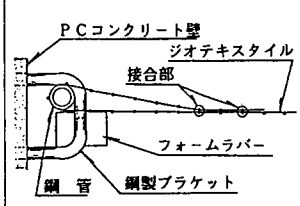
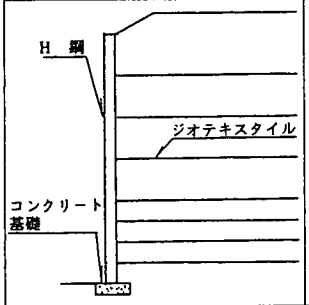
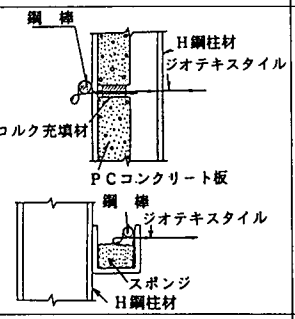
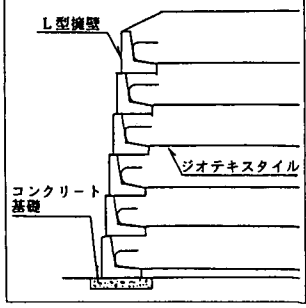
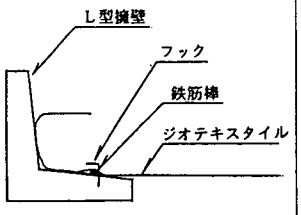
(b) 内 曲 が り

図－4.2.6　隅角部の敷設配置例

(2) ジオテキスタイルと壁面工との連結

壁面工としてパネルやＰＣコンクリートブロックを使用する場合には，接合するジオテキスタイルの全域にわたって均一に荷重が伝達されるような連結構造とし，さらに背面盛土の圧縮沈下により，接合部に過大な張力が発生する可能性があるため，下方にスライドするような工夫を設けたものがよい。ここでは，これまでに提案されている例を以下に示す。

表－4.2.2　壁面工との連結方法

適　用　例	連　結　構　造	概　　要
		コンクリートパネルに、あらかじめ接合用の短いジオテキスタイルを埋め込ませて、これと敷設されるジオテキスタイルとをジョイント棒で接合する。
		鋼製のブラケットを壁面材に埋め込み、ブラケットに挿入された鋼管またはプラスチックパイプを介してジオテキスタイルを連結する。この方式では、裏込め材の沈下に伴って下方にスライドすることができる。
		Ｈ鋼間にＰＣコンクリート板を立て込みながら壁面を形成する。このときの連結構造として２通りの方法を示す。
		ＰＣコンクリートブロックにあらかじめフック用の鉄筋を埋め込んでおき、ジオテキスタイルに取り付けた鉄筋棒とフックさせる方法。

4.2.5　土のまき出し，締固め

(1)　まき出し

まき出し，敷ならし作業は，施工精度に大きく影響を与えることから，山積みにされた盛土材を，平滑に敷ならし，所定の厚さを確保するよう慎重に行わなければならない。

通常の土工の場合は，一層の敷ならし厚は，盛土材質，締固め機械，方法，所定の締固め度等の条件により決定されるが，補強土の場合には，この他に，ジオテキスタイルの敷設間隔を条件に加えて考慮しなければならない。つまり，仕上がり厚さを敷設間隔，あるいは仕上がり厚の整数倍を敷設間隔と一致させるような敷きならし厚さを設定し，かつ盛土全体が均一に所定の締固め度を満足するようにする必要がある。

まき出し，敷ならし作業を行う建設機械は，壁面近傍およびジオテキスタイルの上において，次の項目を厳守しなければならない。

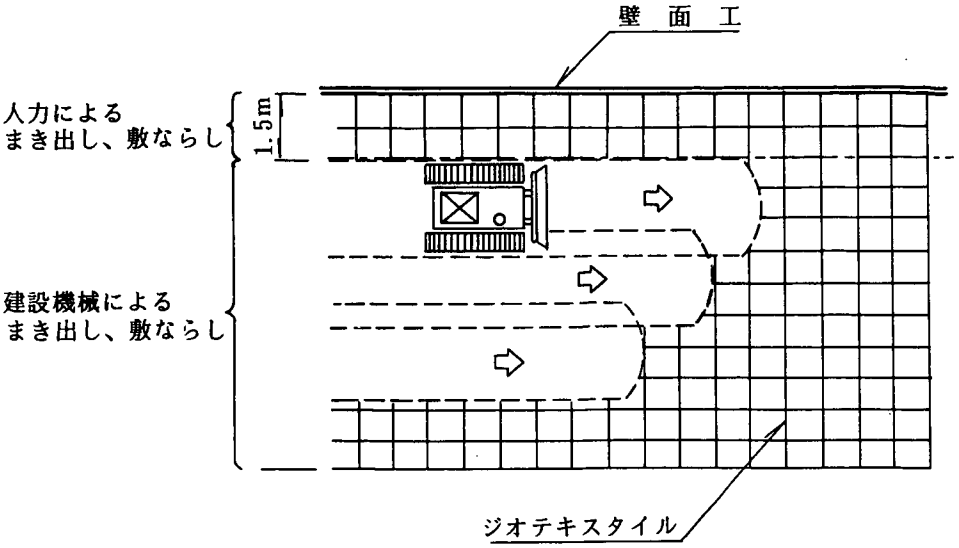
① 壁面に平行に走行すること
② 壁面から1.5m以上離れて走行すること
③ 壁面側からまき出し，敷ならしを行うこと。
④ ジオテキスタイルが敷かれている区域内で，急激な方向転換をしないこと
⑤ 盛土材がまき出されていないジオテキスタイルの上を走行しないこと

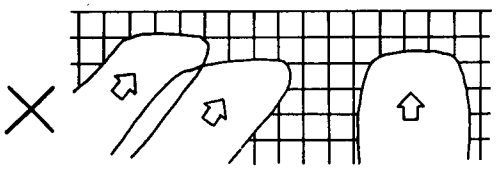
まき出し，敷ならし作業の原則を図－4.2.7に示す。壁面から1.5m以内の範囲のまき出し，敷ならし作業は壁面工の前倒れや，変形を生じないよう，建設機械の走行を禁止し，壁面の直線性を確かめながら人力により慎重に行わなければならない。壁面工に砕石やソイルセメント等の壁面材を使用する場合は，砕石等に盛土材が混入したり，壁面材を変化させたりしないよう注意しなければならない。

(2)　締 固 め

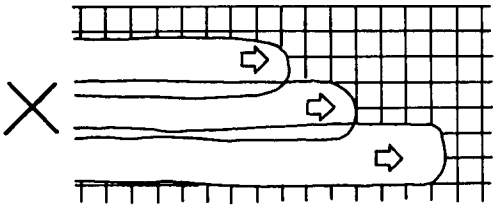
盛土材料の締固め作業は，補強土の安定性，耐久性に密接に関係している。このため，設計に用いた土質定数を満足するように，締固め規定を設定し，これを満足するように入念な締固めを行い，盛土体としての品質向上に務めなければならない。

締固め規定には大別して品質規定方式と工法規定方式の2つがあり，工事の性格，規模，土質条件など現場の状況をよく考えた上でいずれかを選択すればよい。ジオテキスタイルを用いた補強土に適用される盛土材としては様々な材料があるが，一般的には前者の品質規定を採用する場合が多い。締固め機械の種類としては，壁面直近より1.5m以内は，軽量で，小規模な締固めに適している振動コンパクタやタンパが，その他の部分は，比較的種々の土質に適用できるタイヤローラや振動ローラが適している。締固め機械による作業にあたっては，まき出し，敷ならし作業と同様の原則を守らなければならない。また，施工時の降雨対策として，締固め機械，土運搬機械のわだちのあとが残らないように，作業終了時にはできるだけ滑らかな表面にし，若干の勾配を設け排水を良好にして，雨水の土中への侵入を最小限に防ぐようにする。また，降雨前にまき出しや，敷ならしをした土を締固めせずに放置することは，絶対に避けなければならない。

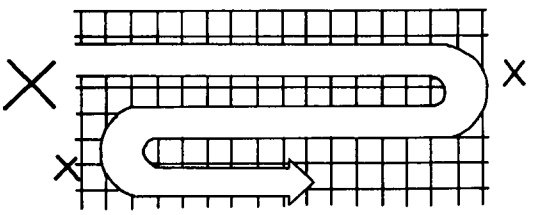




○まき出し、敷ならしは、壁面に対して
平行に行わなければならない。



○まき出し、敷ならしは、壁面側より
行わなければならない。



○ジオテキスタイルの上では建設機械の方向転換をしてはならない。
○ジオテキスタイルの上を直接建設機械が走行してはならない。

図－4.2.7　まき出し，敷ならしの原則

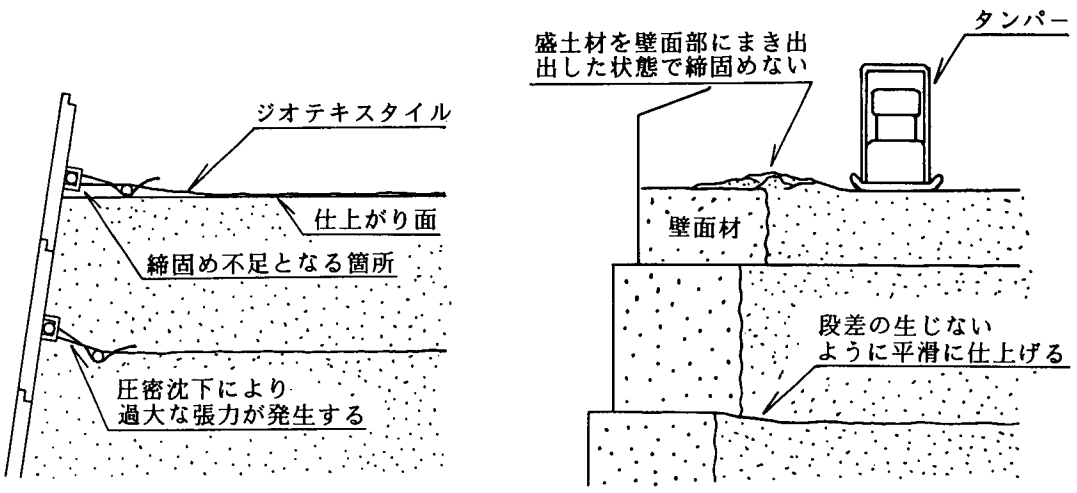
壁面付近で締固め作業行う場合には，変形が生じないように慎重に行わなければならないが，壁面工の種類によっては以下の点にも注意する必要がある。

① コンクリート製の壁面工を用いる場合

締固めによる仕上がり面とジオテキスタイルの連結位置とに段差があると，ジオテキスタイルの下面に隙間ができ，締固め不足となる部分が生じる。この状態で盛土を行うと，盛土高の増加にともないパネル付近での圧縮沈下が進行し，ジオテキスタイルとの連結部に過大な張力が発生する。これは，補強土全体の安定に大きく影響することから，壁面付近での仕上がり面は平滑に仕上げるとともに，壁面直近は特に入念に締固める必要がある。

② 砕石やソイルセメント等の壁面材を用いる場合

壁面材と盛土材との境目付近では，段差が生じやすいため，壁面部の高さに合わせて平滑になるような仕上げを行うのがよい。また，盛土材を壁面材の上に巻き出した状態で締固めたりすると，壁面材に盛土材が混入し，壁面材の強度を劣化させたりすることから注意する必要がある。



(a) コンクリート製の壁面工　　(b) 壁面材を用いる壁面工

図－4.2.8　壁面部を締固める場合の注意点

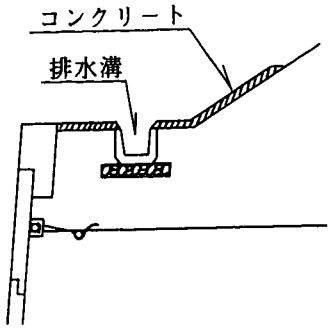
4.2.6 排 水 工

ジオテキスタイルを用いる補強土壁は，ジオテキスタイルと盛土材との摩擦力によって保持されているため，外部より流入する水による盛土材の強度低下が生じないようにしなければならない。そのため，施工時および完成後も長期にわたって，水による支障を来たすことのないよう「道路土工 ― 排水工指針 ― 」（日本道路協会）に基づいて，盛土体内外の排水対策を十分に講じておくものとする。図－4.2.9は片盛りにおける排水工の一例を示したものである。

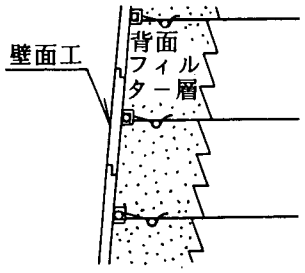
① 盛土内の排水対策

a）補強土壁の背面を掘削する場合は，掘削のり面に沿って地下排水溝を設けるものとする。また，こののり面に湧水のおそれのある場合は，地下排水溝，水平排水工などによる排水施設を設計する。

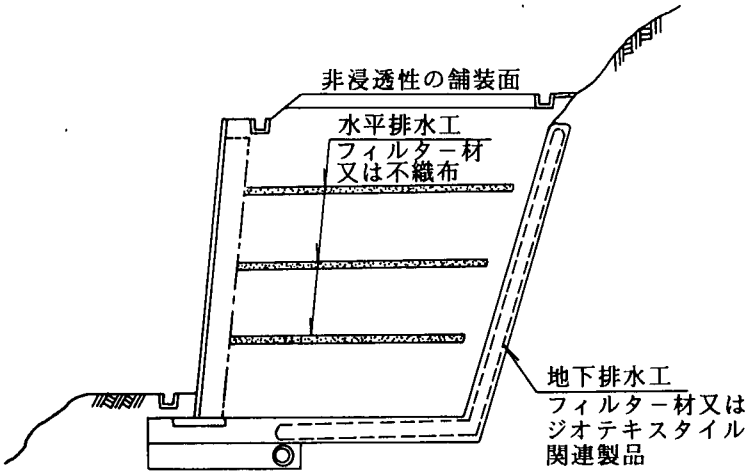
片盛りにおける排水例

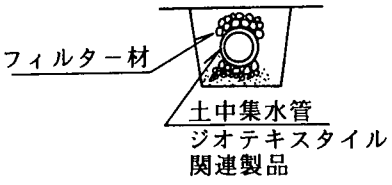


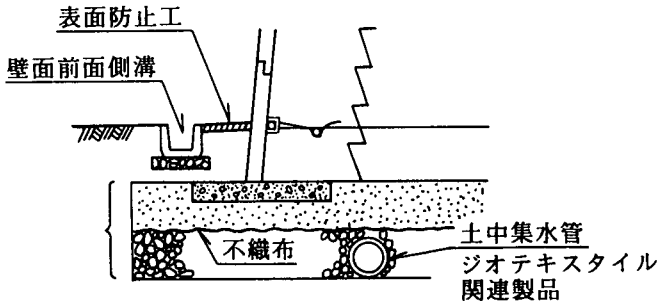
壁面頂部の排水工



壁面背面の排水工







基礎周辺の排水工

図－4.2.9　盛土体内外の排水対策

b）補強土壁の基底部には，盛土内の間隙水圧の上昇を防ぐため，排水層を設けるものとする。

c）補強土壁の壁面背面には，横断方向にフィルター材料による裏込め排水を行うのが望ましい。

しかし，適用する壁面工の種類によっては，それ自体に排水機能を合わせ持つものもある。

d）施工時期が降雨期となるときや，やむを得ず含水比の高い盛土材料を使用する場合には，一定

層厚毎に，水平排水工を設けて，裏込め排水層や基礎排水層を通じて盛土体外に速やかに排水できる構造とするのがよい。排水工のフィルター材料としては砂利，粗砂の他に，不織布を敷設することで同様の効果を得ることができる。

② 外周部の排水対策

a）盛土の仕上り面や上載盛土ののり面は，補強土壁の内部に降雨などが浸透しないように，適切な遮水工および排水工を設けるものとする。

b）補強土壁の周辺は，付近からの流入水，浸透水などによる流入を防ぐため，その境界付近に流入防止工を設けるなどして，適切な処置を講じておくものとする。

③ 施工時の排水対策

a）背面や基礎部分の掘削時において，調査の時点では予測されなかった湧水があるときは，その水量の程度に応じて適切な排水施設を増設するものとする。ただし，その水量が著しく多い場合には，単なる排水処理のみでなく，全体計画も含めて有効な対策を考慮しなければならない。

b）施工中に降雨が予想される場合には，雨水の盛土中への侵入が最小限となるよう適切な処置を講じなければならない。

c）降雨前に，まき出した土を転圧せずに放置することは，絶対に避けなければならない。

d）不織布を排水材として用いる場合には，不織布が敷設前に吸水しないような処置を講じなければならない。

4.2.7 壁 面 工

(1) 壁面の形成

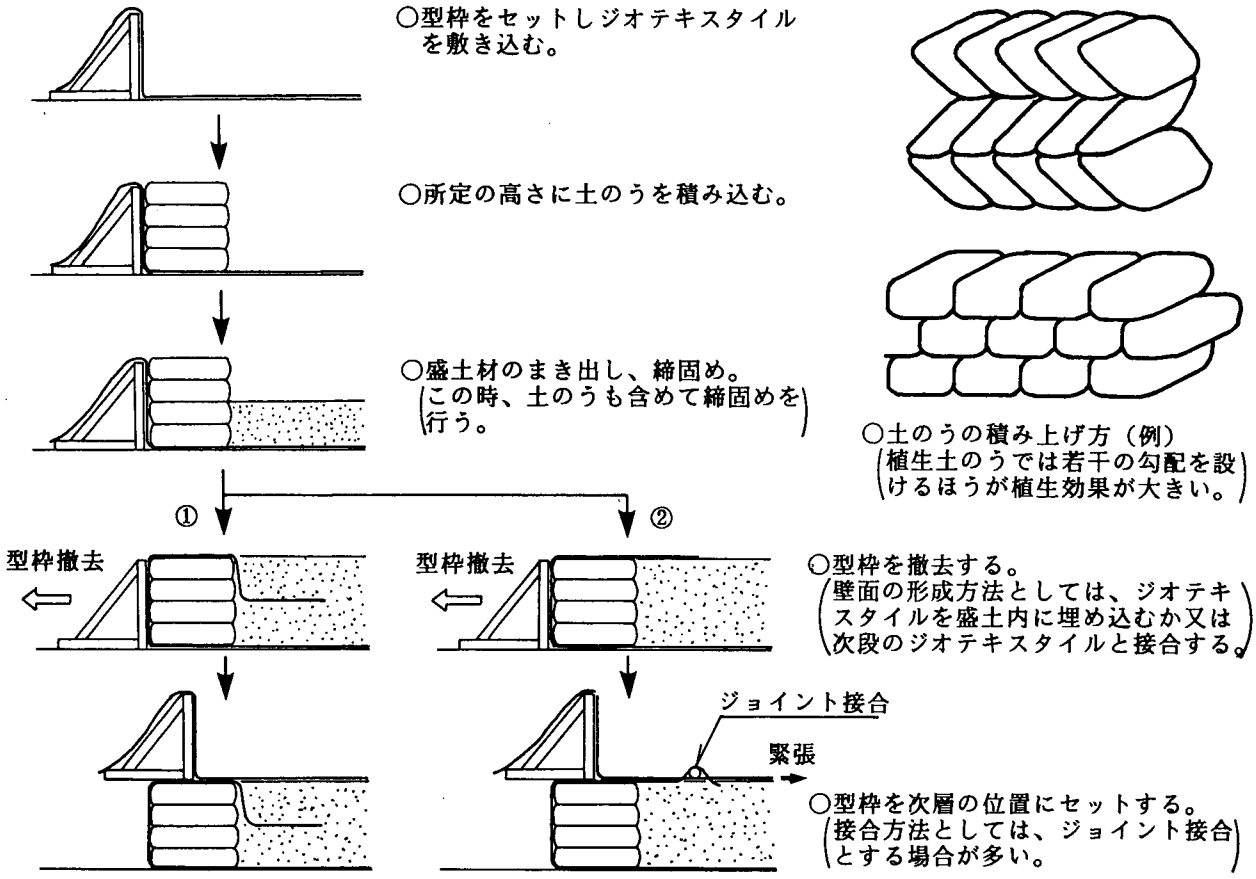
① 巻き込み形式

壁面の形成方法には，大きく分けて以下の方法がある。

a）巻き込んだジオテキスタイルを盛土内に埋め戻して固定する。

b）巻き込んだジオテキスタイルを次段のジオテキスタイルと連結して固定する。

いずれの方法によっても，壁面の形成時には一層の巻きだし，締固めを終えるまで，壁面を支持するための簡易な型枠を用いれば，定規がわりにもなり施工しやすい。盛土の構築は図－4.3.10に例示する施工手順を繰り返して行われる。この中で，ジオテキスタイルを巻き込む過程では，ジオテキスタイルをゆるみなく配置することを目的として，適度な張力を加えながら壁面部を形成するのが望ましい。ジオテキスタイルの接合方法としては，強固でしかも一様な張力の伝達が行えるような接合とする。ポリマー系ジオグリッドの場合には，鋼製のジョイント棒を用いた接合方法が多く用いられている。壁面材には砕石，土のう（植生），ソイルセメントなどを用いることが多いが，壁面勾配が急な場合には，盛土高さの増加にともない壁面部で圧縮変形が進行しやすく，接合部に過大な張力が発生したりする。このため壁面材としては，ある程度の強度の出る材料か，締固めによる強度増加の期待できる材料を用いるのが望ましい。また，壁面部を強化し締固めを促進する方法として，壁面部にジオネットや不織布を1m程度敷き込んで施工するのも効果的である。

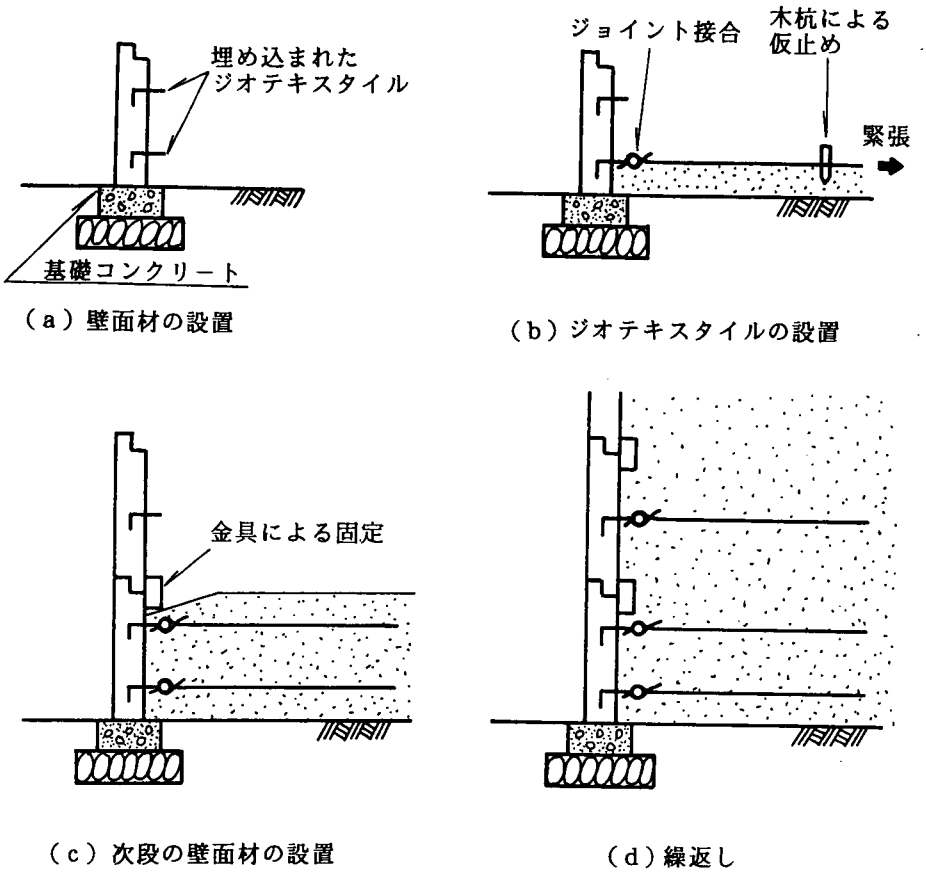


図－4.2.10　巻き込み形式の施工手順

② パネル形式

定型寸法のコンクリートパネルを，ジオテキスタイルと連結させながら壁面を形成するものである。この場合の一連の施工手順の一例を図－4.2.11に示す。壁面パネルとしては，直線性を保持するためにパネル同志の結合を，はめ込み型または固定型として確実なものとしておく必要がある。また，最下段のパネルの組み立ての良否は，壁面全体の施工精度を左右するため，最下段のパネルだけは全数レベルによって高さを確認し，基礎に空モルタルを敷いて高さを揃えておかなければならない。

ジオテキスタイルとの接合方法は，常に強固で一様な張力の伝達が行えるような構造とし，ジオテキスタイルの場合には，鋼製のジョイント棒を用いた接合方法が多く用いられている。壁面工との連結構造としては，盛土材の圧縮沈下に追従できるような工夫を設けたものが望ましい。また，ジオテキスタイルを敷設する場合には，図に示すように適切な張力を与えて木杭などで固定すれば，ジオテキスタイルのゆるみ防止や壁面パネルの直線性の補正などを容易に行うことができる。また，締固め作業時には，パネルの前傾が発生しやすいため，あらかじめ背面側へ傾斜させて設置するような工夫を設けるのがよい。



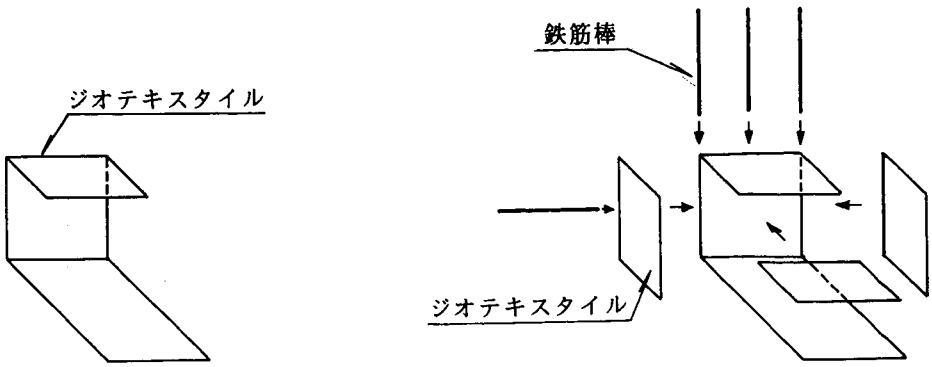
（a）壁面材の設置　（b）ジオテキスタイルの設置

（c）次段の壁面材の設置　（d）繰返し

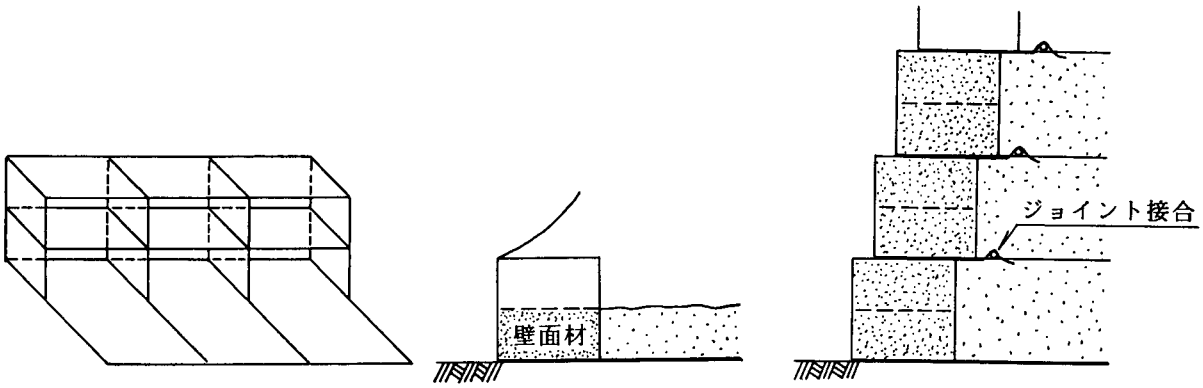
図－4.2.11　パネル形式の施工手順

③ 蛇かご形式

ある程度の剛性を有するジオテキスタイルを用いてのり枠を形成し，その中に壁面材を人力にて投入しながら壁面を形成していく。のり枠としては，図－4.2.12に示すように鉄筋棒や結束バンドを用いて組み立てを行う方法などがある。壁面材としては，人力による運搬が可能な土のう砕石土のう，ソイルセメントなどが用いられる。一段の施工が終了し，次段ののり枠を設置するときは，下段のジオテキスタイルと連結しながら設置していく。蛇かご形式の場合はのり枠が柔なため，壁面材を挿入するときや壁面部を締固めるときに変形を生じやすい。このため，壁面部は一層の締固め厚さごとに先行して施工するようにし，決して2層分を一度に施工するようなことをしてはならない。また，鉛直に近い盛土を構築する場合は，盛土高の増加にともない壁面部で圧縮変形が進行しやすく，接合部に過大な張力が発生したりする。このため，壁面材としてはブロック状を呈し，ある程度の強度の出る材料か，締固めによる強度増加の期待できる材料を用いるのが望ましい。巻き込み形式と同様，壁面部を強化し締固めを促進する方法として，壁面部にジオネットや不織布を敷き込むことも効果的である。



(a) ジオテキスタイルを折り曲げる　(b) 隔壁用ジオテキスタイルを鉄筋棒にて固定

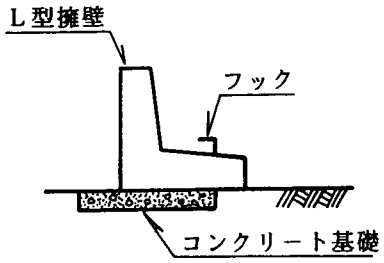


(c) 結束バンドによる細部の固定　(d) 壁面材の投入　(e) 次段のジオテキスタイルと接合

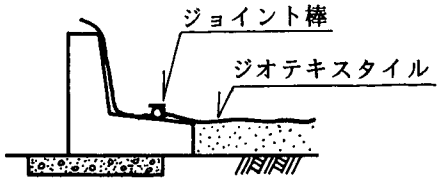
図－4.2.12 蛇かご形式の施工手順

④ ＰＣコンクリートブロック形式

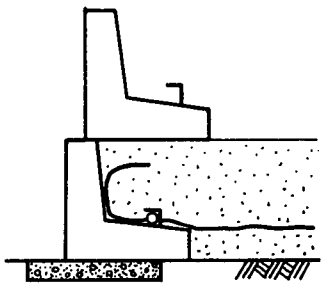
コンクリートブロックを壁面工に適用し，それにジオテキスタイルを連結させて壁面の形成を行う。コンクリートブロックとしては，単に壁面を形成するものから，壁面と植生機能を合わせ持つもの，または周りの環境に合わせたものなど種々のものがある。ここでは，Ｌ型擁壁を用いた場合の施工手順を図－4.2.13に例示する。コンクリートブロックはそれ自体に重量があるため重機により吊り下げて設置することとなる。この時，最下段の設置の良否がその後の壁の設置に影響するため，全数レベルによって高さを確認し，調整を必要とする場合は，基礎に空モルタルを敷いて高さを揃えておかなければならない。ジオテキスタイルとの連結部や接合方法は，壁面に作用する土圧力を一様に伝達するためにも，ゆるみのない確実な構造とし，連結部では，盛土材の圧縮沈下に追従できるような工夫を設けたものが望ましい。壁面の設置が終了すると，他の壁面形式に比べてジオテキスタイルの敷設，接合，盛土材のまき出し，締固め等の作業は容易に行うことができる。



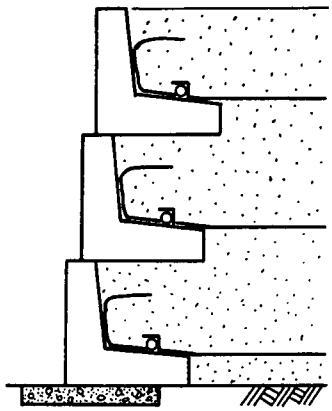
(a) 壁面材の設置



(b) ジオテキスタイルの設置



(c) 次段の壁面材の設置

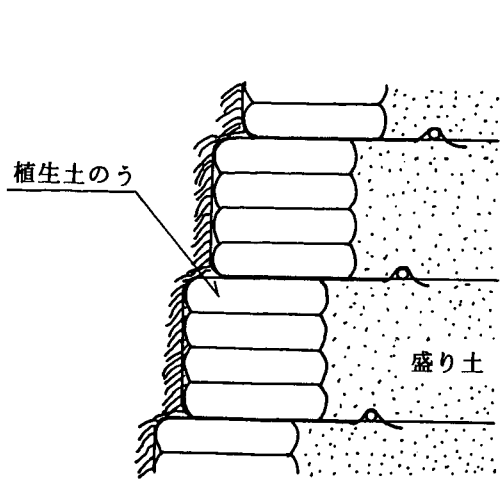


(d) 繰 返 し

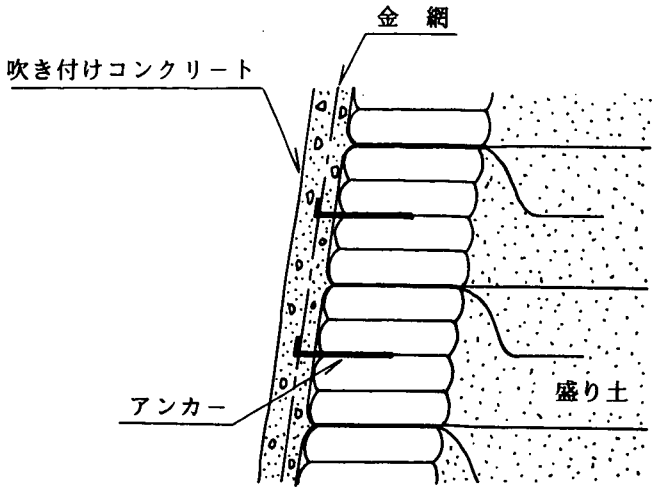
図－4.2.13 ＰＣコンクリートブロックの施工手順

最後に巻き込み形式や蛇かご形式ではジオテキスタイルを表面に露出したままの状態で放置した場合，ジオテキスタイルの種類によっては紫外線の影響により，著しく強度が劣化したり予期せぬ外的要因（衝突，火事など）によりジオテキスタイルを切断されることも考えられる。このため，最近では図－4.2.14に示すような，様々な壁面処理方法による，壁面防護が考案されている。

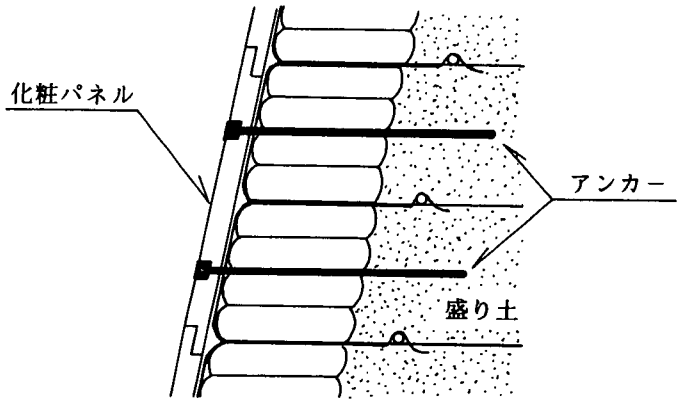
ジオテキスタイルを用いて形成される壁面では，あらかじめアンカーを埋め込んでおいて，それを用いて表面処理（吹き付け，化粧板など）を行ったり，植生土のうのように，壁面自体に処理機能を持たせたりするなど，目的とする表面処理の方法に応じて，いろいろと工夫しやすい面がある。このため，表面処理工としては，できるだけ他の作業過程の一部として処理するようにし，大がかりな作業計画としないほうが望ましい。



(a) 植生土のう



(b) 吹き付けコンクリート



(c) 化粧パネル

図－4.2.14 壁 面 処 理 工

(2) 縦断勾配の処理

仕上げ面となる路面などに縦断勾配がつく場合，壁面頂部における処理の方法には，次のようにいくつかの方法が考えられる。

① 頂部に笠石を設置しない場合

a）上部の上載盛土の盛土高さを変化させる方法

b）壁面自体を縦断勾配に沿わせて変化させる方法

② 頂部に笠石を設置する場合

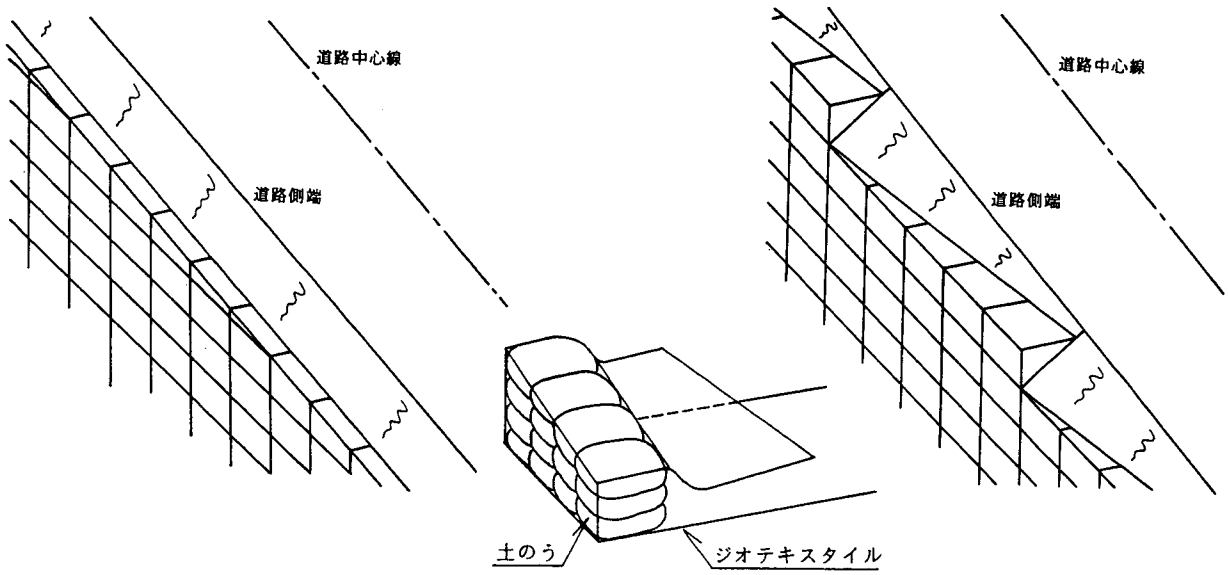
c）頂部に場所打ちコンクリート笠石を設け，これに縦断勾配をつける方法

d）壁面は，縦断勾配に沿って階段状に壁高を変化させ，この頂部にプレキャスト笠石または場所打ち笠石を設ける方法

これらのうちもっとも望ましいのはa）の方法によるものであり，特殊な壁面材も不要で施工も容易になる。また，この方法によれば，現地盤に圧密沈下が予測される場合においても，補強土壁上の水平部分を少し広くとっておくことにより，路面の高さを計画通りに確保することが容易にな

るという利点もある。しかし，この方法は他の方法に比べ，上載盛土の盛こぼしの部分の長さだけ広い用地を必要とする。

また，これらの処理方法は，使用する壁面工の種類によっては適用できないものもある。実際に使用する場合には，この他にも現場の施工条件等による制約を受けるため，十分に考慮して決定することが望ましい。なお，前記の②の方法による場合は，現地盤の不同沈下や施工後に生じる壁面の変位によって，笠石の部分にクラックの発生する恐れがある。このため，笠石には一般に，その延長方向に適当な間隔で鉛直目地を設けておくものとする。



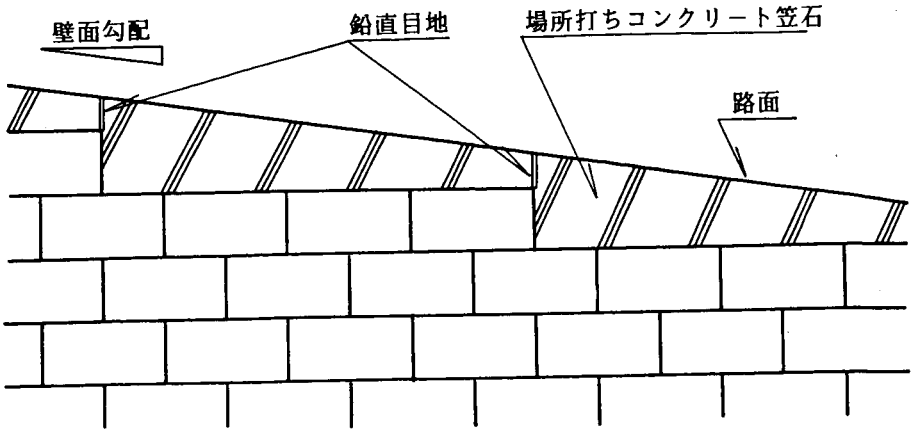
土のうを用いる場合

(a) 上載盛土の高さを変化させる場合　　(b) 壁面自体を勾配に合わせる場合

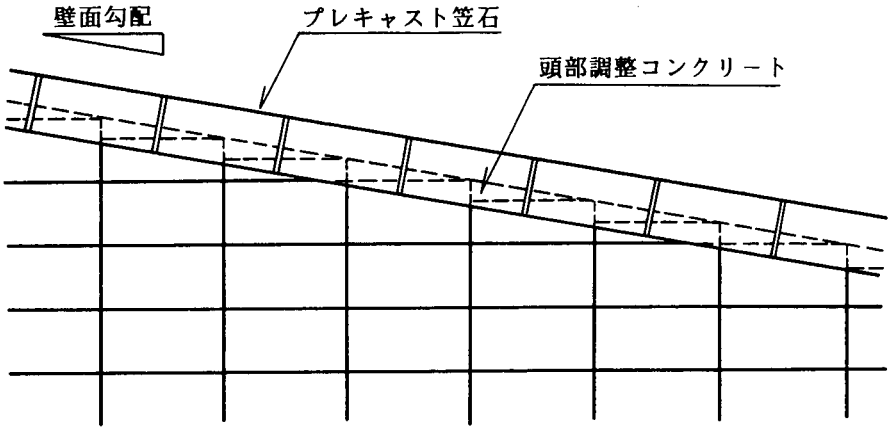
図－4.2.15　笠石を設けない場合の縦断勾配の処理

(3) 隅角部の処理

隅角部には，適用する壁面工によってコーナー部材を必要とする。巻き込みまたは蛇かご型式では，隣合うジオテキスタイルを連結することによりコーナー部を形成することもできるが，パネルやＰＣブロック等では，壁面のずれや開きを防止し連続した壁を構築するためにも，別途のコーナー部材を必要とする。コーナー部材としては，テールアルメ工法で用いられている傘型の断面を持った柱状のコーナースキンまたはH型鋼等の圧延形鋼などが上げられる。しかし，定まったものはなく，壁面工の形式に見合った部材を工夫する必要がある。



(a) 場所打ちコンクリート笠石を設ける場合



(b) プレキャスト笠石を設ける場合

図－4.2.16 頂部に笠石を設置する場合

4.2.8 施工管理

施工管理には種々の内容が含まれるが，その主なものは工程管理と品質管理である。このうち補強土壁の安定性，耐久性に最も関係するのが品質管理である。ジオテキスタイルを用いる補強土壁は，その原理，構造からもわかるように，一般の土構造物と同様と考えることができ，土工にかかわる施工管理の一般的な事項は，既存の指針などを参考にすればよい。補強土壁の施工管理において大切なことは，常に適切な方法で施工するように努めることである。特に壁面工の組み立てやジオテキスタイルの連結・接合などの特殊な作業，および盛土材料の締固め作業が定められた通りの方法で確実に行われているかチェックし，施工途中においても品質，出来形を適切に管理する必要がある。以下では，補強土壁の安定性，品質，出来形にかかわる主要な施工管理項目についてのみ述べることとする。

① 盛土材料の締固め管理

盛土材料の締固めは，ジオテキスタイルとの摩擦力を確保し，安定性の高い補強土壁を施工する上で非常に重要である。補強土壁では，ジオテキスタイルの敷設高さに合わせて締固めが行われる

ため，通常の盛土に比べて仕上がり層厚は必然的に管理された状態となる。締固め度については，出来るだけ大きな密度を得られることが望ましいが，施工管理上の目安としては，通常の路床工と同程度を考えておけばよく，現場の条件に応じた管理方法（乾燥密度，空気間隙率，飽和度）を採用すればよい。このうち，乾燥密度によって管理する場合には，工法管理と併用し，JIS A 1210の1.1の方法による最大乾燥密度の90％以上を確保するようにし，この場合の実施頻度は盛土材料500～1000㎥あるいは1日に1回程度を目安とする。詳細については，各機関で構造物の種類や重要性，盛土材料などに応じた管理基準が定められているので参照されたい。

② 壁面工の組立て管理

壁面工には種々のものがあり施工しずらい箇所ではあるが，壁面工の直線性に注意を払い，最終的に精度の高い壁を持った構造物が得られるように努める。特に壁面近傍の盛土材料を締固めるときには，壁面が大きく変形しないように留意事項をよく守るように施工することが必要である。壁面工として，パネルやコンクリートブロックを適用する場合は，壁面の変形が目立つことから外観上の善し悪しに注意しなければならない。一方，巻き込み，蛇かご形式では，コンクリートブロックに比べ変形しやすいが，盛土の完成後に壁面処理を行うことで，外観を良好にすることはできる。これらの特徴を念頭におきながら，壁面変位が許容値内に収まるように管理することが必要である。なお，許容値については，過去の実績を踏まえ適当な値を決定することが望まれる。

③ ジオテキスタイルの管理

一般に，使用されるジオテキスタイルはロール状で搬入されるため，運搬，仮置きには広いスペースを必要とせず保管しやすいが，保管期間中の劣化や破損が生じないように注意する必要がある。紫外線により劣化するようなジオテキスタイルは，太陽光に長期間さらされることのないように，また不織布のように吸水，保水性のある場合は，雨水の浸透を防げるような仮置き場をあらかじめ設けておく必要がある。施工時において，敷設完了後は出来るだけ早く盛土材を巻き出すことを原則とし，また，ジオテキスタイルを壁面工と連結する場合には，局部的に折りまげるようなことはせず，鋼棒などに巻きつける場合も出来るだけ丸みを帯びさせて取付けるなどして，部分的な強度低下や破損が生じないように注意する。また，連結後は全幅にわたって緊張ぐあいを確認しゆるみのないようにしておく。

4.2.9 施 工 例

事 例－1

(1) 施工概要

ダム本体工事の工事用道路として延長146.0m，最大縦断勾配15%，幅員5.0mの一車線道路を建設する際に，延長146.0mのうち113.0m区間をジオテキスタイルを用いた補強土壁により施工するものとした。

(2) 補強土壁の諸元

高　　さ ； 5.4m

上載盛土 ； 0.6m

のり面勾配 ； 1：0.1

(3) 盛土材料

細粒分混じり礫（自然含水比　wn＝13.1%）

(4) ジオテキスタイルの諸元

種　　類 ； 不織布（幅 4.56m，長さ 30.0m）

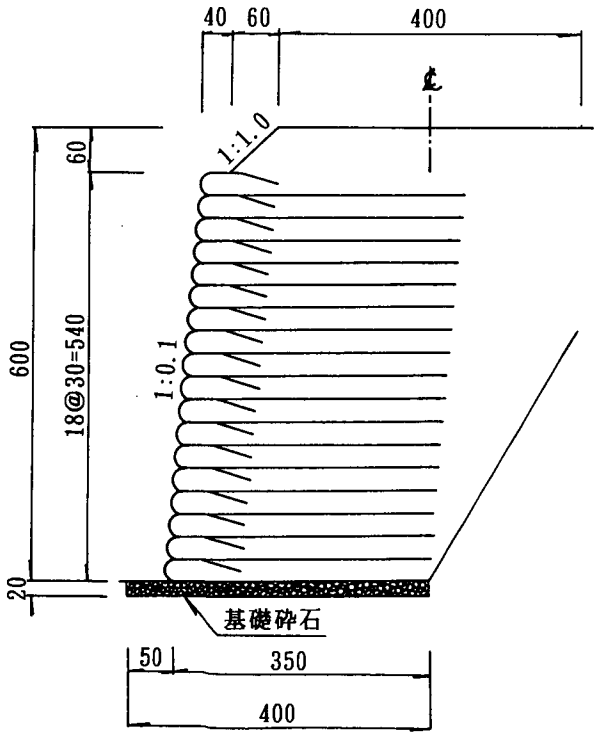
敷 設 長 ； 3.5m

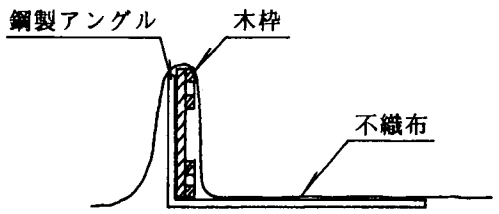
敷設間隔 ； 0.3m

(5) 壁 面 工

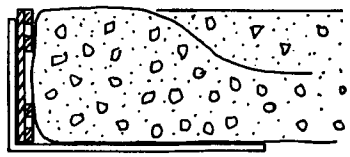
形　　式 ； 現地発生土（細粒分混じり礫）を壁面材とした巻き込み形式

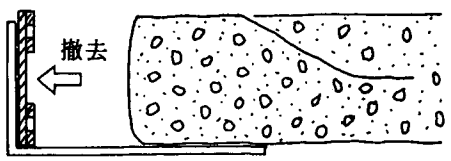
形成方法 ； 鋼性のアングルに木製の枠を取り付けた成型用の型枠を用いて，巻き込んだジオテキスタイルを盛土内に埋め戻して固定する。





（a）型枠をセットしジオテキスタイルを敷込む。





（c）締固め終了後、型枠を撤去し次段にセットする。

事　例－2

(1) 施工概要

関東ロームのような粘性土盛土に不織布を適用した場合に，不織布が引張補強および排水材としての機能を発揮するかについて確認した。

(2) 補強土壁の諸元

高　　さ　；　5.5m

のり面勾配　；　1：0.2

(3) 盛土材料

関東ローム（自然含水比　wn＝110％）

(4) ジオテキスタイルの諸元

種　　類　；　不織布

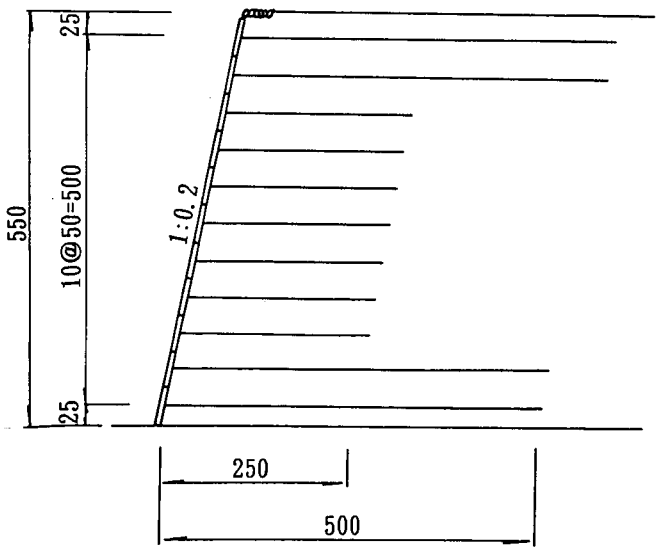
敷 設 長　；　最大で5.0m

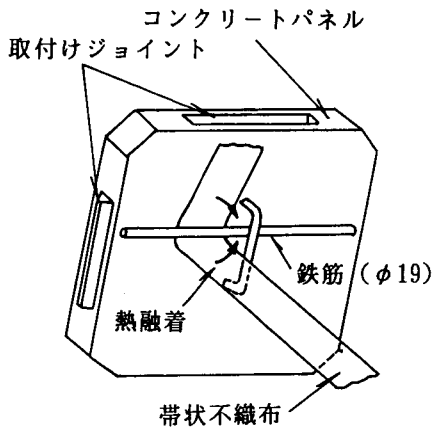
敷設間隔　；　0.5m

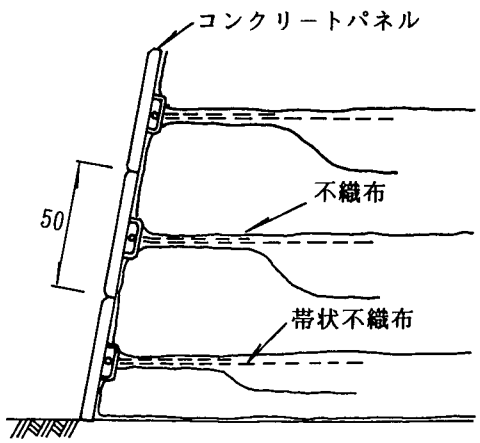
(5) 壁 面 工

形　　式　；　コンクリートパネル（50cm×50cm×5cm）形式

形成方法　；　パネルにあらかじめフックを取り付けておき，フックに通した丸鋼棒に帯状不織布を巻き込み，この不織布をパネルの控えとして盛土内に定着させる。この構造はフック中の鉄筋がスライドすることにより盛土の沈下に追従できるようになっている。







事　例－3

(1) 施工概要

壁面工と補強材を異にした2Typeの補強土壁を築造し，設計法の妥当性および施工法に関する留意点などについて検討を行った。

(2) 補強土壁の諸元

高　　さ　；　5.0m

のり面勾配　；　1：0.1

(3) 盛土材料

粘土混じり砂（自然含水比　wn＝21%）

(4) ジオテキスタイルの諸元

種　　類　；　Type-1 ―― ＦＲＰ系ジオグリッド

Type-2 ―― ポリマー系ジオグリッド（一軸延伸）

敷 設 長　；　最大で3.5m

敷設間隔　；　0.5m，1.0m

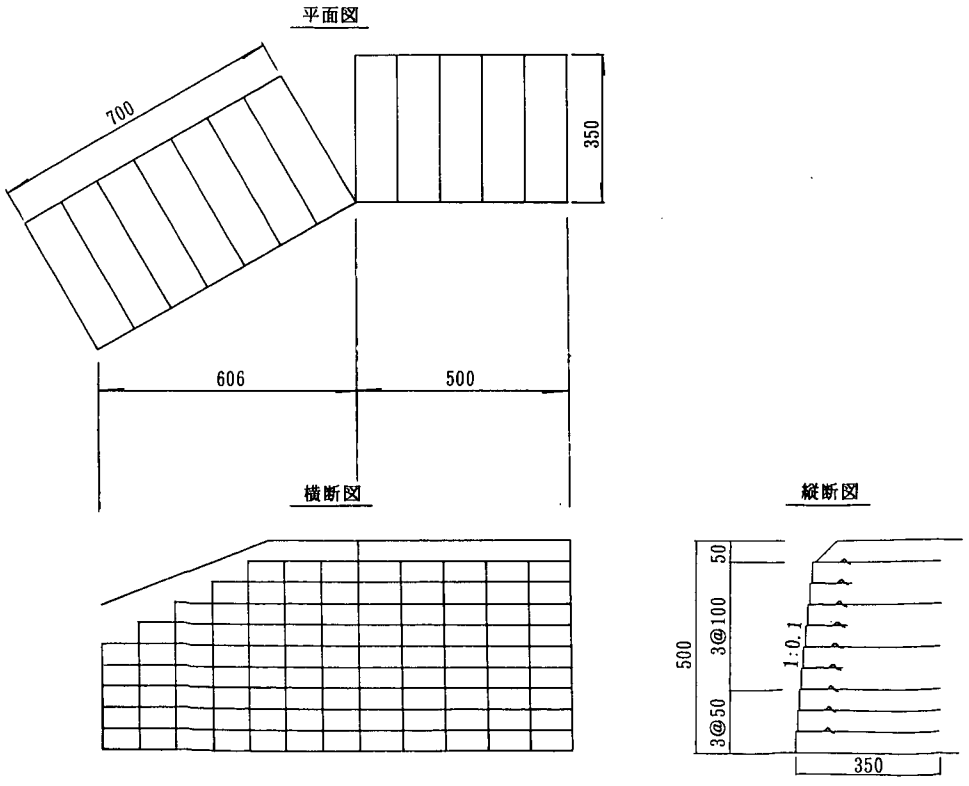
(5) 壁 面 工

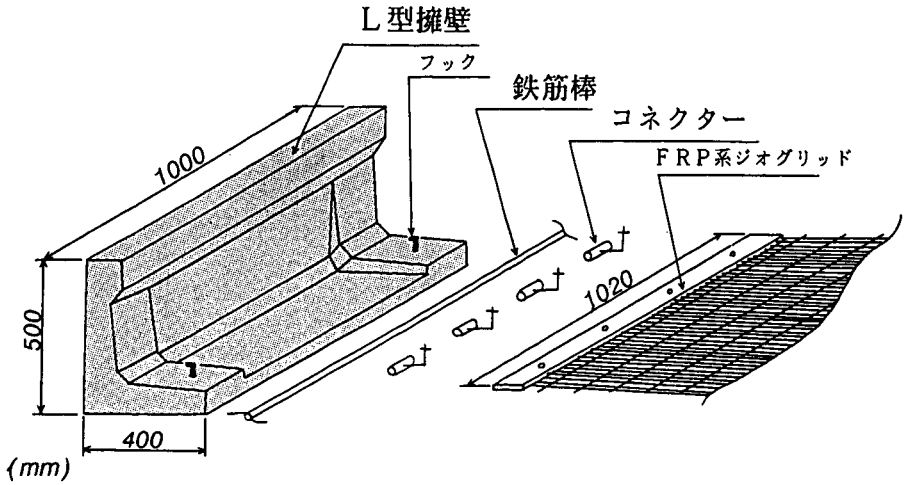
形　　式　；　Type-1 ―― Ｌ型擁壁（ＰＣコンクリートブロック形式）

Type-2 ―― 壁面材として植生土のう，砕石土のうを用いた蛇かご形式

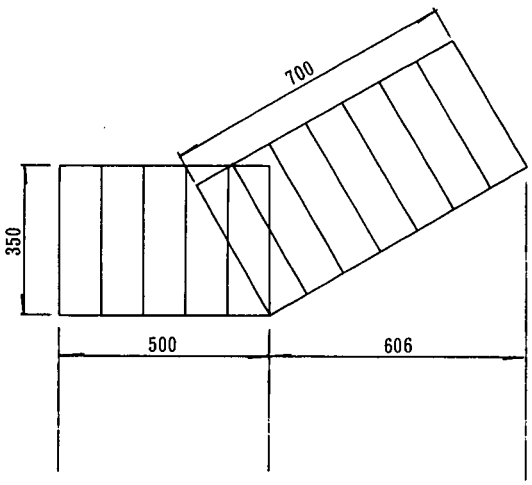
形成方法　；　Type-1 ―― Ｌ型擁壁にあらかじめフックを取り付けておき，鉄筋棒を介してジオテキスタイルを連結していく（図参照）。

Type-2 ―― ジオテキスタイルで蛇かごを形成し，壁面材を投入していく。各蛇かごは鉄筋棒で連結し連続したものとする。

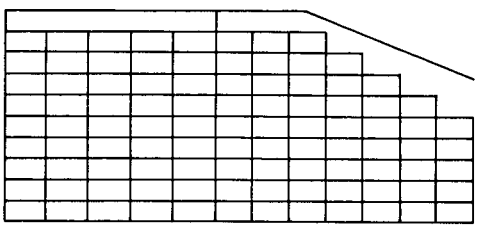




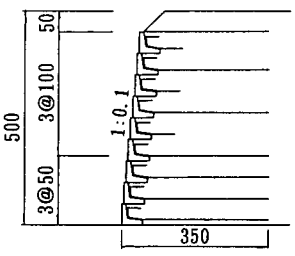
平面図



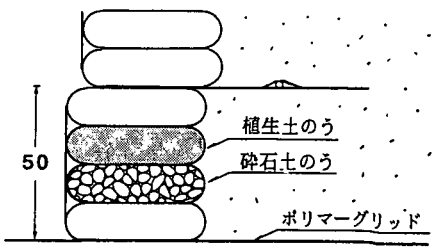
横断図



縦断図



(cm)



事　例－4

(1) 施工概要

沢部における盛り土のり先の土留めとして，ジオテキスタイルによる補強土壁を採用したもので，横断形状は，沢地形に合わせて逆三角形となっており，降雨時には，雨水が施工位置に集中する等の，きびしい条件下での試験施工である。

(2) 補強土壁の諸元

高　　さ　；　7.5m

のり面勾配　；　1：0.3

(3) 盛土材料

レキ混じり粘性土（自然含水比　wn＝25%）

(4) ジオテキスタイルの諸元

種　　類　；　ポリマー系ジオグリッド（一軸延伸）

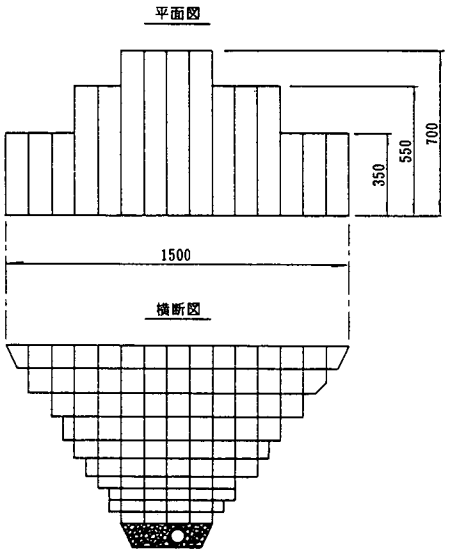
敷 設 長　；　最大で7.0m

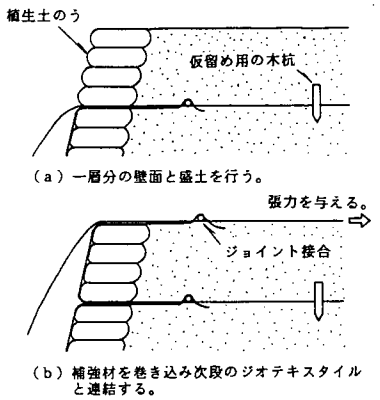
敷設間隔　；　0.5m，0.75m，1.0m

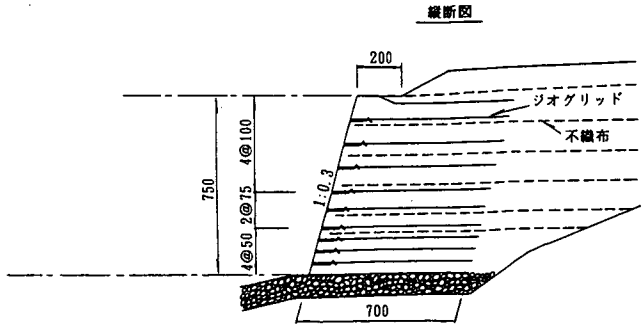
(5) 壁 面 工

形　　式　；　植生土のうを壁面材とした巻き込み形式

形成方法　；　巻き込んだジオテキスタイルは，次段のジオテキスタイルと鋼性のパイプを介して接合し，敷設の際はゆるみが生じないように，引張用の治具を用いてジオテキスタイルに適度の張力を与えている。







【参考資料】

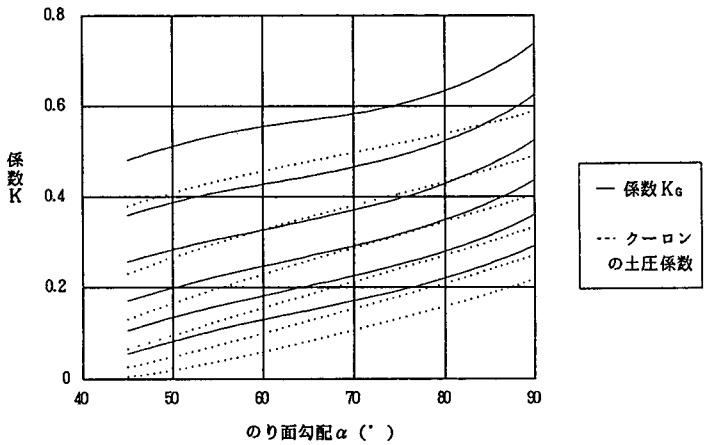
—— ジオテキスタイルの敷設間隔の算出に用いる係数K_G について ——

① 引張力分布の仮定について

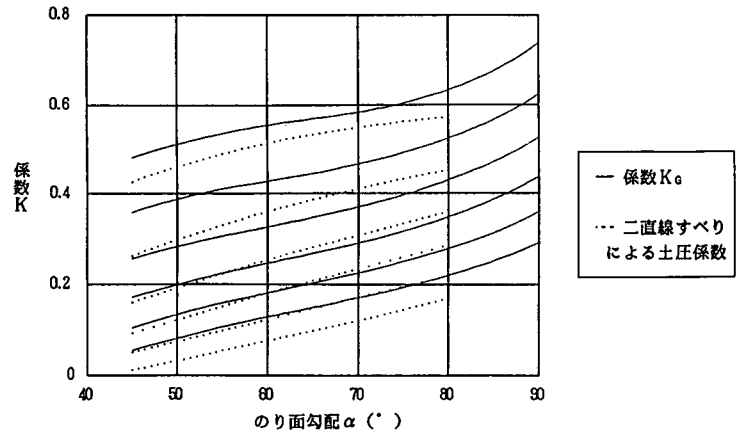
本設計法では，ジオテキスタイルに作用する引張力を下層ほど大きな三角形分布荷重と仮定し，この分布荷重により円弧すべりに抵抗するものとして，係数K_G を求めている。この仮定について，これまでに施工された実物大の補強土壁のうち，ジオテキスタイルのひずみ量が計測されているものについて，ひずみ量を単位深さ当りに換算して分布形状を求め，仮定した分布形状の検証を行った（参考表－1，2参照)。この結果，実測による分布形状は，底面の摩擦力により最下層付近で減少する傾向がみられるものの，三角形分布と仮定しても差し支えないものと考えられる。

② 係数K_G の値について

係数K_G の値の大きさ程度を検討するために，クーロンの主働土圧係数と，2直線すべりにより求めた土圧係数との比較を行った（参考図－1，2)。この結果，係数K_G は円弧すべりに対して安全率F_s ＝1.2を満足するのに必要な引張力をもとに求めているため，他の2つの方法より若干大きめの値を示す傾向にあり，係数K_G を用いて敷設間隔を算出すると安全側の設計になると考えられる。

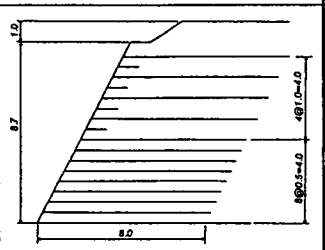
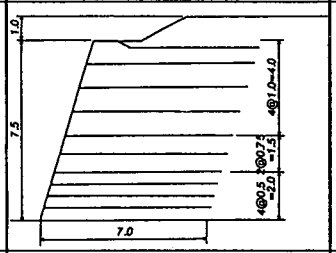
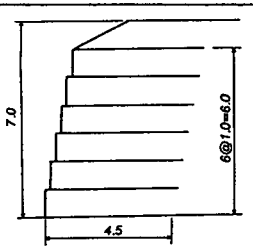
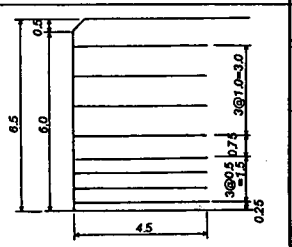
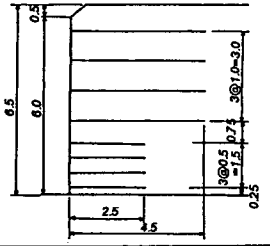
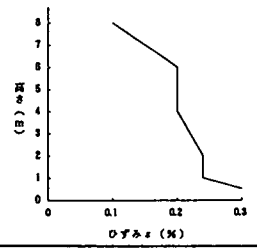
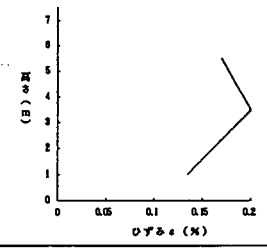
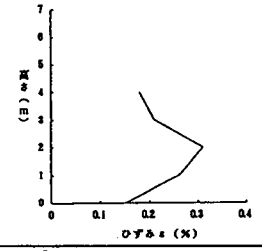
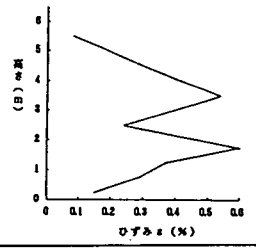
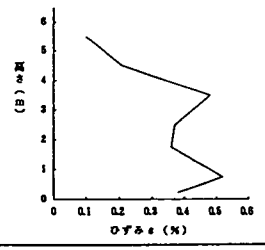
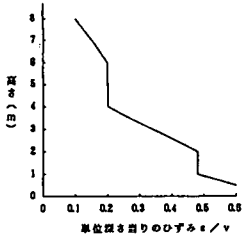
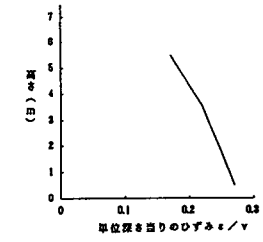
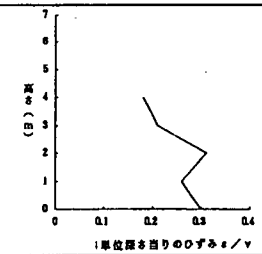
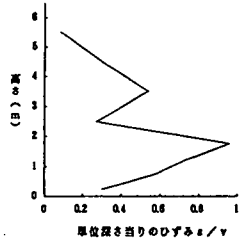
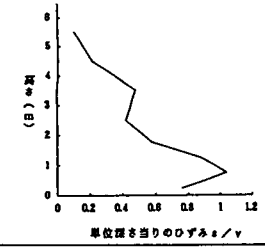


参考図－1　係数K_Gとクーロンの土圧係数の比較

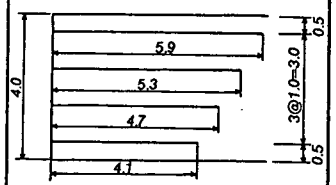
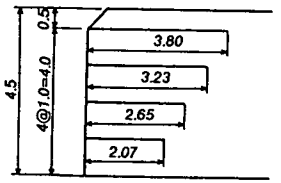
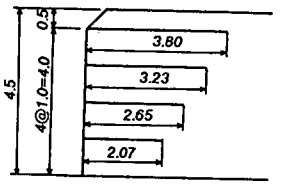
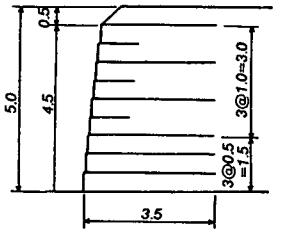
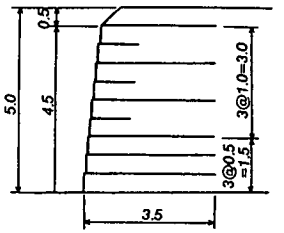
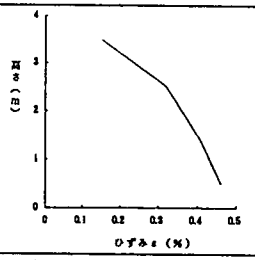
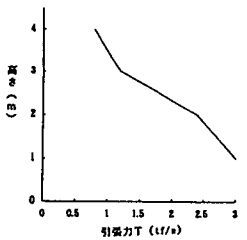
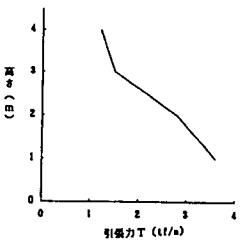
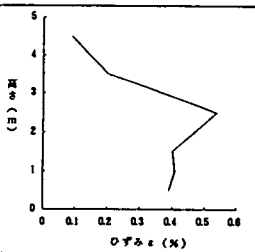
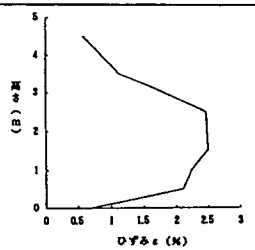
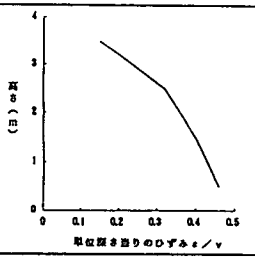
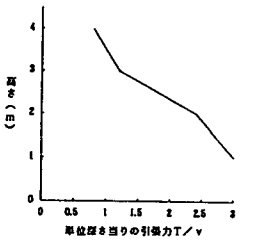
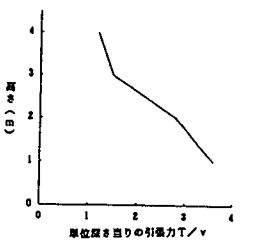
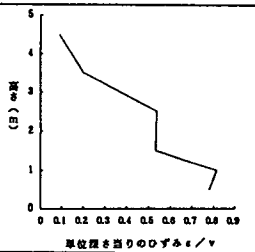
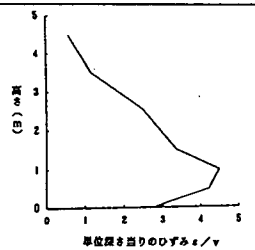


参考図－2　係数K_Gと2直線すべりより求めた土圧係数との比較

参考表－1　ひずみの分布（その1）

		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5
高　さ（m）		8．7	7．5	7．0	6．5	6．5
勾　配（1：n）		1：0．5	1：0．3	1：0．2	1：0．0	1：0．0
上載盛土（m）		1．0	1．0	0．0	0．0	0．5
土質	γ（tf/m³）	2．01	1．64	1．80	1．74	1．74
	c（tf/m²）	0．0	0．431	0．0	1．3	1．3
	φ（°）	44．0	20．6	30．0	36．5	36．5
補強材	材　種	ポリマーグリッド	ポリマーグリッド	ポリマーグリッド	ポリマーグリッド	ポリマーグリッド
	最大引張強さ（tf/m）	5．5	8．0	8．0	8．0	8．0
	設計引張強さ（tf/m）	2．2	3．2	3．2	3．2	3．2
	敷設長（m）	8．0	7．0	4．5	4．5	4．5
壁面工		巻き込み形式	巻き込み形式	巻き込み形式	コンクリートパネル	コンクリートパネル
断面形状 単位（m）						
個々のジオテキスタイルに作用する最大歪の分布（実測値）						
単位深さ当りの歪の分布						
参考文献		第4回ジオテキスタイルシンポジウム	第3回ジオテキスタイルシンポジウム	第1回ジオテキスタイルシンポジウム	第21回土質工学研究発表会	第21回土質工学研究発表会

参考表－1　ひずみの分布（その2）

		No. 6	No. 7	No. 8	No. 9	No. 10
高　さ（m）		4．0	4．5	4．5	5．0	5．0
勾　配（1：n）		1：0．0	1：0．0	1：0．0	1：0．1	1：0．1
上載盛土（m）		0．0	0．0	0．0	0．0	0．0
土質	γ（tf/m³）	1．6	1．73	1．73	1．78	1．78
	c（tf/m²）	0．0	0．5	0．5	0．5	0．5
	φ（°）	31．0	24．0	24．0	24．0	24．0
補強材	材　種	ポリマーグリッド	ポリマーグリッド	ポリマーグリッド	FRP系ジオグリッド	FRP系ジオグリッド
	最大引張強さ（tf/m）	1．8	8．0	8．0	10．0	10．0
	設計引張強さ（tf/m）	0．72	3．2	3．2	4．0	4．0
	敷設長（m）	最大5．9	最大3．8	最大3．8	最大3．5	最大3．5
壁面工		パネル形式（合成板）	蛇かご形式（ｿｲﾙｾﾒﾝﾄ）	蛇かご形式（砕石）	L型ｺﾝｸﾘｰﾄﾌﾞﾛｯｸ擁壁	蛇かご形式（砕石・土のう）
断面形状 単位（m）						
個々のジオテキスタイルに作用する最大歪の分布（実測値）						
単位深さ当りの歪の分布						
参考文献		土研共同研究報告書第19号	土研共同研究報告書第19号	土研共同研究報告書第19号	第5回ｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙｼﾝﾎﾟｼﾞｳﾑ	第5回ｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙｼﾝﾎﾟｼﾞｳﾑ

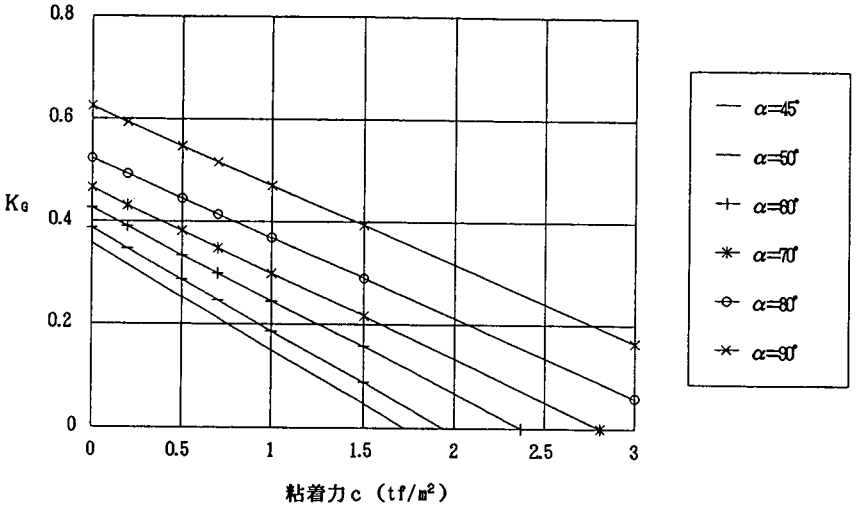
③ 粘着力の影響について

各種勾配の条件の補強土壁（高さH＝10.0m，γ＝1.8tf/m³，ϕ＝20°）に対する係数K_Gと粘着力の関係を参考図－3に示す。この図より，各勾配ともに粘着力が大きくなるに従って，係数K_Gの値も直線的に低下することがわかる。このことより，粘着力cに対する係数K_Gは以下の式のように表すことができる。

$$K_G = K_{G0} - a \cdot c$$

ここに，K_{G0}：粘着力c＝0.0tf/m²の場合の係数K_G

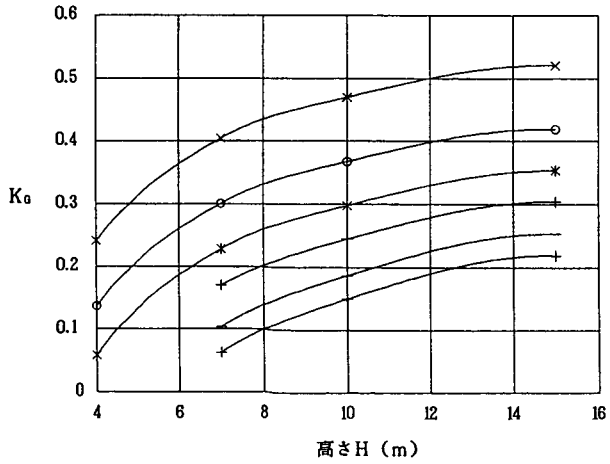
a　：粘着力cによる係数K_Gの減少係数



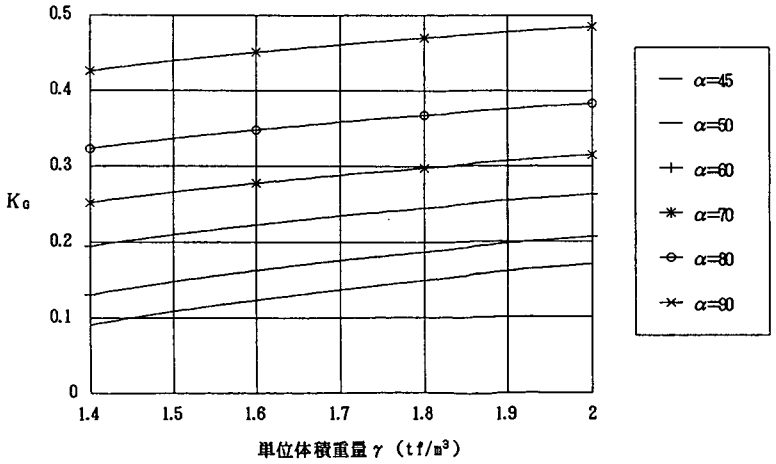
参考図－3　粘着力cと係数K_Gの関係

粘着力がある補強土壁の係数K_Gは参考図－4（γ＝1.8tf/m³，c＝1.0tf/m²，ϕ＝20°），参考図－5（H＝10.0m，c＝1.0tf/m²，ϕ＝20°）のように，補強土壁の高さH，盛土材の単位体積重量γの影響も受ける。このことより，粘着力cに対する係数K_Gは，高さH＝10.0m，単位体積重量γ＝1.8tf/m³の条件の補強土壁に対して求めた係数a（図－4.2.7）を用いて，式（4.2.13）のように表すことができる。

$$K_G = K_{G0} - \frac{1.8 \times 10}{\gamma \cdot H} a \cdot c$$



参考図－4　高さHと係数K_Gとの関係



参考図－5　単位体積重量γと係数K_Gとの関係

軟弱地盤対策

5. 軟弱地盤対策

5.1 ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤対策の概要

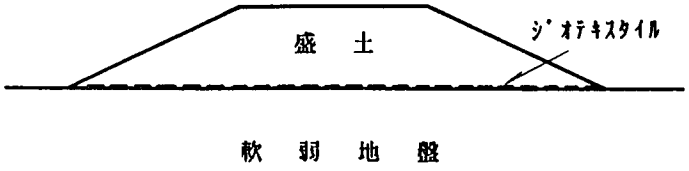
軟弱地盤の定義は，強度が弱く圧縮性の高い地盤を言うが，上部構造物や荷重強度によって異なる。河川堤防，高速道路，宅造，ＪＲ等は具体的な軟弱地盤の判定基準を表－5.1.1のように便宜上規定している。

表－5.1.1　構造物の種類による軟弱地盤の大略の判断基準

	高速道路			鉄道		建築	フィルダム
	含水比 (%)	一軸圧縮強さ (kgf/cm²)	N値	N値	層厚 (m)	長期許容地耐力 (tf/m²)	N値
有機質土層	100以上	0.5以下	4以下	0	2以上	10以下	20以下
粘性土層	50以上	0.5以下	4以下	2	5以上	(N値約10以下)	
砂質土層	30以上	≒0	10以下	4	10以上		

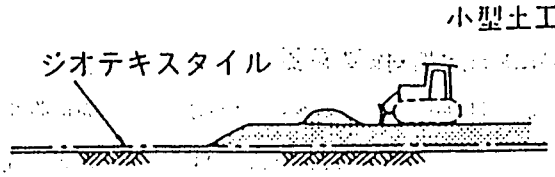
軟弱地盤において盛土等を行う場合には，盛土自体の安定と建設機械の作業性が問題となる。その対策として，高張力性，低伸度性，耐久性を有するジオテキスタイルの利用が考えられる。その働きは上載圧を均等に分散させて作用応力を減少させるとともに，ジオテキスタイルのせん断抵抗によって盛土の安定性を高め，局部的な不等沈下を防止することである。特徴としては，従来工法に比べて，既製のジオテキスタイルを現場で敷設，縫合するためにほとんど特殊な大型機械を必要とせず簡便に施工でき，養生も不用で工期が短いことがあげられる。

図－5.1.1のように軟弱地盤上に盛土を行う場合には，軟弱地盤と盛土の境界にジオテキスタイルを敷設して，ジオテキスタイルの補強・分離効果を期待して盛土の沈下変形を抑制したり，ジオテキスタイルの引っ張り特性により盛土の滑り破壊を防止する方法などが考えられる。



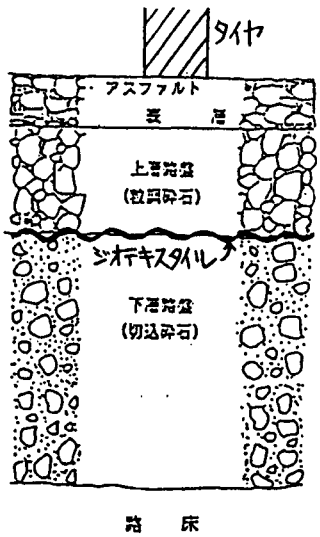
図－5.1.1　軟弱地盤上の盛土への利用

また，図－5.1.2のように埋立地などの超軟弱地盤では施工機械による盛土材料の一次まき出しができないところでは，ジオテキスタイルの敷設により施工機械トラフィカビリティーの確保と盛土先端部の安定を図ることができる。

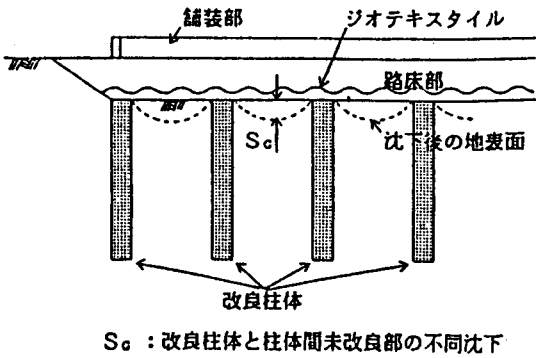


図－5.1.2　敷設材工法への利用

ただし，図－5.1.3のように，軟弱路床上の舗装内にジオテキスタイルを敷設してジオテキスタイルの補強・分離・拘束効果により，道路の耐久性の向上を目指す場合や，図－5.1.4のように軟弱地盤の化学的改良工法である深層混合処理工法の改良柱体とジオテキスタイルを併用して，改良柱体上部の盛土の不同沈下を防止する方法については7.3，7.4で説明する。



図－5.1.3　舗装への利用



図－5.1.4　深層混合処理工法との併用

5.2 敷設材工法

5.2.1 適　用

敷設材工法は，軟弱地盤に人工地盤や盛土を構築する際のジオテキスタイルを用いた表層処理工法である。このため，地盤の沈下はあまり問題とはせず，あくまでも施工機械のトラフィカビリティの確保と，地盤の局部的な破壊の防止に主な目的がある。また，「5.3　軟弱地盤上の盛土の補強工法」のように積極的に盛土全体の安定を確保することまで目的とはしていない。さらに地盤条件は，通常の施工機械では施工できないような超軟弱地盤が対象となる。

設計における支持力の算定は，地盤の変形，撒出し厚さ，ジオテキスタイルに生じる張力が施工中に変化するため，施工段階ごとに行うことが望ましい。しかし，敷設材工法は盛土荷重のバランスをとりながら土砂を撒出していくので，一次撒出し完了後は，荷重のバランスを崩さないように施工すれば，地盤は徐々に安定化する方向にある。このため，本マニュアルでは全施工中で最も危険な状態と考えられる一次撒出しにおける先端部の安定と，施工機械のトラフィカビリティー確保としての設計に限定する

さらに，撒出し方法にも大きく影響されるが，設計では二次元平面ひずみ条件を満足するような撒出し方法を仮定する。

5.2.2 設計法

(1) ジオテキスタイルによる支持力増加機構

ジオテキスタイルを敷設した地盤の支持力増加機構は，現在のところ，十分解明されていない。現在考えられている支持力増加機構だけでも，以下のようなものがある。（図－5.2.1参照）

a）ジオテキスタイルの上向きの引張力によるハンモック効果

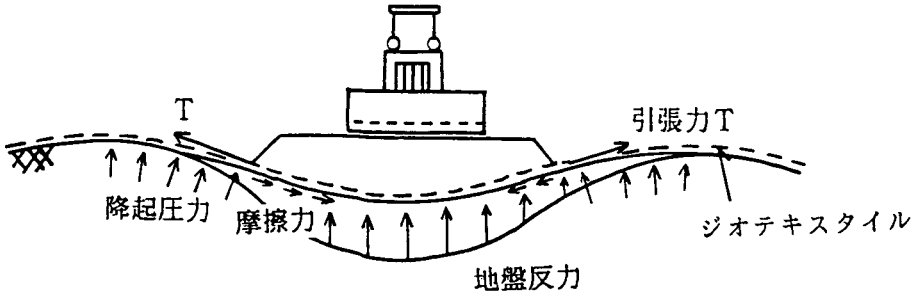
b）ジオテキスタイルが地盤隆起を抑制する効果

c）根入れ効果

d）ジオテキスタイルと土の摩擦力による効果

e）ジオテキスタイルの引張力によるすべり抵抗の増加効果

f）ジオテキスタイルと土とが一体となった盤状構造による荷重分散効果



図－5.2.1　ジオテキスタイル敷設地盤の変形と応力

しかし，これらの効果はそれぞれ独立して発揮されるものではなく，相互に関係していると考えられる。設計においては，これらのメカニズムを定量的に解明して，すべて盛り込むことは不可能であるので，ある程度の割り切りが必要となる。

(2) 材料選定

1）ジオテキスタイル

敷設材工法のこれまでの実績から，次のようなジオテキスタイルの使用が可能である。

- 不織布
- ジオグリッド
- 織布
- 複合製品
- ジオネット

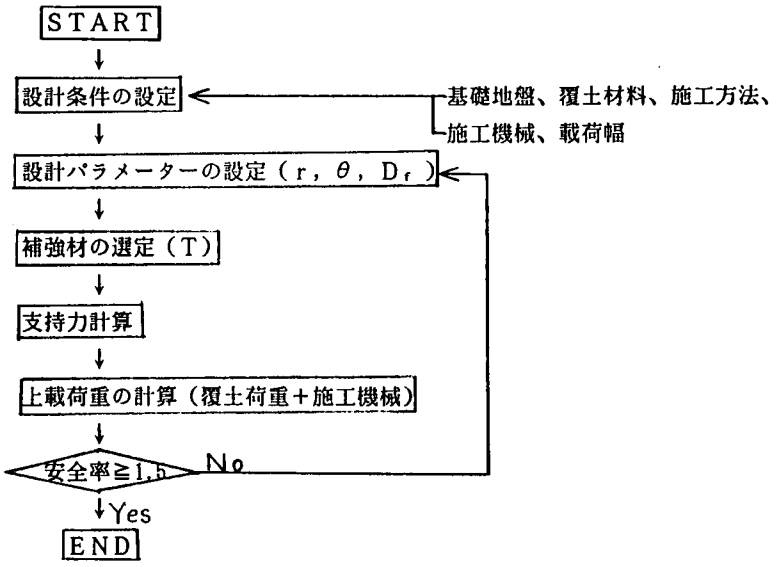
一般的に，地盤強度の弱いところでは，引張強度の大きなジオテキスタイルを選定する。選定は，過去の似かよった地盤での施工実績を参考に概略選定して，さらに設計を行って，支持力確保に必要とする引張強度をもつジオテキスタイルを選定する。

2）撒出し材料

良質の砂質土などを用いる。通常は，海砂や山砂など細粒分の少ない砂がよい。

(3) 設計手順

設計手順は，図－5.2.2に示すフローに従うものとする。



図－5.2.2　設計手順

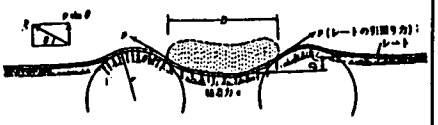
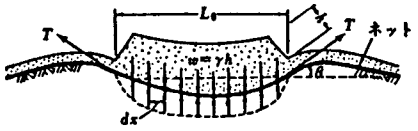
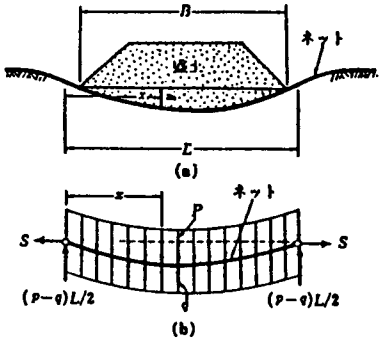
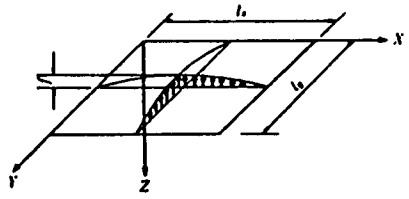
(4) 設計方法

1）支持力算定式の種類

地盤とジオテキスタイルが一体となった支持力の方法は，表－5.2.1に示すような算定式が提案されている。

この方法を大別すると，以下のようになる。

表－5.2.1　設計方法の種類[1)]

原　理	理　論　説　明　図	提　　案　　式	定数決定に注意を要する項
テルシァギーの支持力式にもとづく		$q = cN_c + \frac{2P\sin\theta}{B} + \frac{P}{r} + r_t D_f$ ここに q ：支持力　　B ：載荷幅 c ：粘着力　　r ：シートの引張形状 N_c ：支持力係数　　r_t ：粘土の単位体積重量 P ：シートの引張力　　D_f ：根入れ深さ θ ：シートの引張角度	θ　シートの引張角度 r　シートの引張形状 D_f　根入れ深さ
地盤係数法とケーブル理論にもとづく		$y = \frac{W}{k}\left\{1 - \frac{0.5}{\sin h\beta}[(1-e^{-\beta})e^{\beta(x/L_0)} + (e^{\beta}-1)\times e^{-\beta(x/L_0)}]\right\}$ $P = ky$ ただし，$\beta = \sqrt{kL_0^4/(T\cos\theta)}$，$w = \gamma abh/(a+d)(b+d)$ $L_0 = 2B = 2(b+d)$ ここに　k：Winckler の地盤係数法に基づく地盤反力係数 y：沈下量 w：ネット上に作用する荷重強度 2a：盛土荷重の短辺の幅 2b：　〃　　長辺の幅 d：すき出し厚 h：盛土高 γ：盛土の単位体積重量 T：ネットに生じる最大引張り力 θ：ネットの傾斜角	k　地盤反力係数 y　許容沈下量
版理論にもとづく		$y = \frac{(p-q)}{S^2}\frac{D\sin h\sqrt{S/D}x \times \sin h\sqrt{S/D}(L-x)}{\sin h\sqrt{S/D}L} - \left(\frac{(p-q)}{2S}\right)\left(x^2 - Lx + \frac{2D}{S}\right)$ ここに，　y：ネットの沈下量 x：端部からの距離 D：ネットの曲げ剛性 p：盛土の荷重強度 q：地盤反力 S：ネットと土との間のせん断抵抗の合力 L：ネットが単純支持とみなせる支点間距離	q　地盤反力 L　支点間距離
膜面変形理論にもとづく		$H_x\frac{\partial^2}{\partial x^2}(z+w) + H_y\frac{\partial^2}{\partial y^2}(z+w) - p = 0$ $H_x = \frac{E_x \cdot t_x}{2s_x - l_x}\left(-\int_0^{l_x}\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}w\,dx + \frac{1}{2}\int_0^{l_x}\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2 dx\right)$ $H_y = \frac{E_y \cdot t_y}{2s_y - l_y}\left(-\int_0^{l_y}\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}w\,dy + \frac{1}{2}\int_0^{l_y}\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)^2 dy\right)$ ここに， w：膜面の鉛直変位 H_x，H_y：x 方向，y 方向の膜張力の水平成分 E：膜材料の弾性係数 t：膜材料の厚さ s：膜材料帯の初期長さ これらを連立して解けば，変位 w および膜張力の水平成分 H_x，H_y が求まる．	

① Terzaghiの支持力理論を基本とする方法

この方法は，Terzaghiの地盤支持力公式に基づいて，ジオテキスタイルの上向きの引張力と，ジオテキスタイルが地盤隆起を抑止する効果，根入れ効果を加えたものである。

② 地盤係数・ケーブル理論を基本とする方法

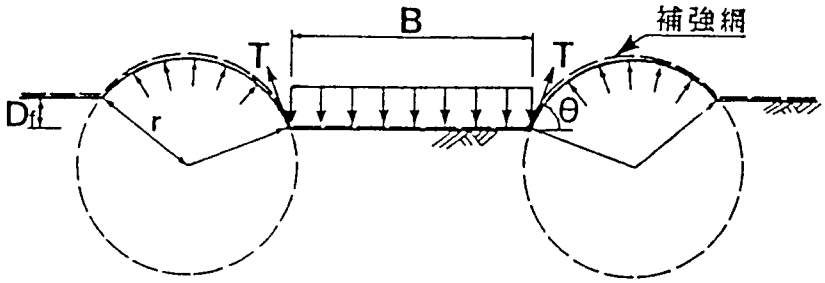
この方法は，ヘドロの荷重は，沈下することによって安定することに着目し，荷重と沈下量及びジオテキスタイルに作用する引張力を地盤係数法とケーブル理論を用いて誘導したものである。

③ 版理論を基本とする方法

この方法は，軟弱地盤上にジオテキスタイルを敷設した盛土完成時には，ジオテキスタイル付近の土が密に詰まり，ジオテキスタイルと一体になって剛性のある版状構造をなしていることに着目し，ジオテキスタイルを版（スラブ）とみなして，その沈下計算に版理論を適用したものである。

2）設計に用いる支持力算定式

本設計では，上記種類のうち，Terzaghiの支持力理論を基本として山内等が提案した式2）を支持力算定式として用いる。（概念図－5.2.3）



図－5.2.3　支持力算定式の概念図

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

q_d ：極限支持力

α ：基礎地盤の形状係数（＝2/3）

c ：軟弱地盤の粘着力（tf/㎡）

N_c ：支持力係数

T ：ジオテキスタイルの引張力（tf/m）

θ ：載荷重近傍でのジオテキスタイルと水平面のなす角度（°）

B ：載荷幅（m）

r ：荷重近傍の地盤の変形を近似的に円とみなしたときの円の半径（m）

N_q ：支持力係数

γ　：軟弱地盤の単位体積重量（tf/m²）

D_f　：軟弱地盤のめり込み量（m）

提案式は，ジオテキスタイルを敷設した地盤の支持力増加のメカニズムとして，

q_2　：ジオテキスタイルの上向きの引張力によるハンモック効果

q_3　：ジオテキスタイルが地盤隆起を抑制する効果

q_4　：根入れ効果

を考慮したものである。

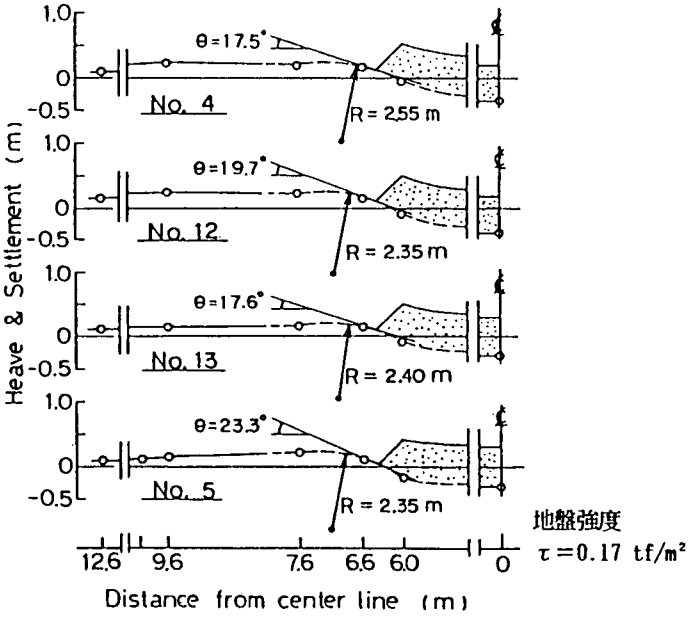
3）未知パラメータの推定

支持力算定式の中で，図4.1.3に示すような地盤の変形状況を表す定数，r，θ，D_f が未知パラメータとしてある。設計上重要なパラメータに関わらず，経験的に決められているのが現状である。以下に，設計におけるパラメータの推定方法を述べる。

① 現場実測値に基づく方法

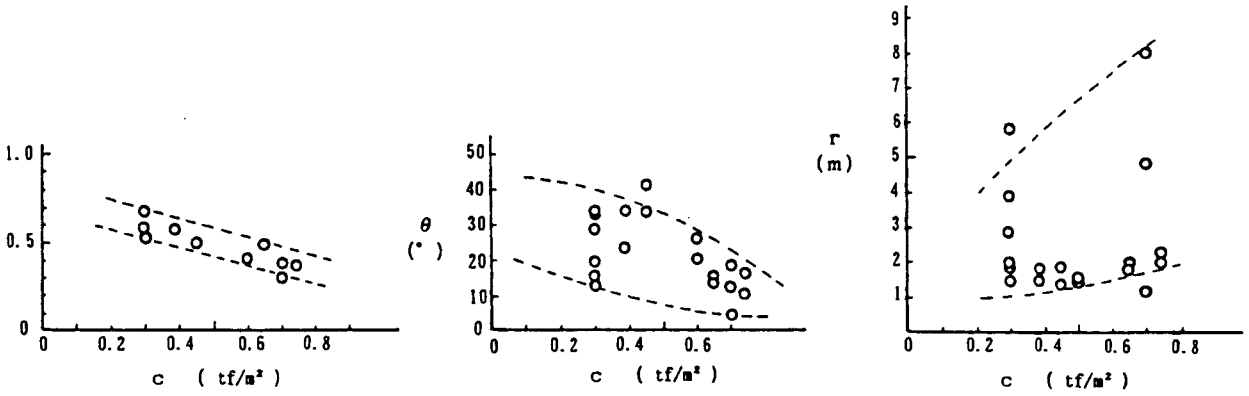
これまで我が国で実施されたジオテキスタイルを用いた敷設材工法の現地計測事例を以下に紹介する。我が国の軟弱地盤の多くは，その変形特性はほとんど類似できると考えられ，現地計測事例から設計に用いる未知パラメータ θ，r，D_f はある程度類推が可能である。

現地計測結果の一例は，参考文献3）によって報告されている。これによると，施工は，ジオテキスタイル（樹脂ネット，T＝700kgf/m）を敷設し，3.2tonの湿地用ブルドーザーで撤出した。撤き出すときの覆土断面形状は，第1層撤き出し幅 B_1＝12m，厚さ H_1＝ 0.6m，第2層撤き出しがきの天端幅 B_2＝7m，厚さ H_2＝ 0.4mであった。図－5.2.4に，第1層撤き出し後の盛土断面と地盤変形を示す。この図から，r，θのそれぞれ，θ＝17.5～23.3度，r＝2.35～2.55m，D_f/H＝0.5 程度の計測結果が得られている。



図－5.2.4　R，θの現場計測例[3)]

また，西林らの研究では，現地での計測結果から地盤の変状係数を整理している。図－5.2.5は，計測結果を地盤の強度と D_f/H，θ，r の関係で整理したものである。これらの計測結果が，設計に用いる未知パラメータ θ，r，D_f の一つの目安として利用できると考えられる。



図－5.2.5　安定時の地盤の変形形状[1)]

② 室内模型実験による方法

室内模型実験は，現場の地盤とジオテキスタイルの敷設状態を再現した条件で載荷試験を行い，未知パラメータ θ，r を推定するものである。模型実験では，軟弱地盤の規模や載荷重の作用幅等が現地の条件に比べて著しく小さいために，模型実験で得られた θ，r を直接設計に用いることはできない。すなわち，模型実験では，r が比較的小さい値となることが多く，これを直接設計パラメータとして用いた場合，過小設計となるおそれがある。そこで，実験から得られた θ，r は，設計のためのある程度の目安と考えるべきであろう。

4）ジオテキスタイルの引張力

設計で用いるジオテキスタイルの引張力は，施工中の短期の安定が問題となるので，通常の施工状況，環境状況のもとでは，ジオテキスタイルの引張試験で求められる材料保障強度を用いることができる。

なお，上記の引張力は，ジオテキスタイルに充分な定着長が確保されており，端部の引きずり込みがないという条件が前提であり，端部の引きずり込みがある場合は，定着長に応じた抵抗力を設計引張力とする。

5）上載荷重

上載荷重は，覆土荷重と施工機械の荷重とする。施工機械の荷重は，施工機械の総重量をクローラーを通じて45度に分散させ，分散した面積の中で近似的に等分布で載荷する。衝撃係数は i =0.2 とする。

$$q = q_B + q_M$$

ここに，q ：上載荷重　　(tf/m²)

q_B ：覆土による荷重（第1層の撒出し厚さ）(tf/m²)

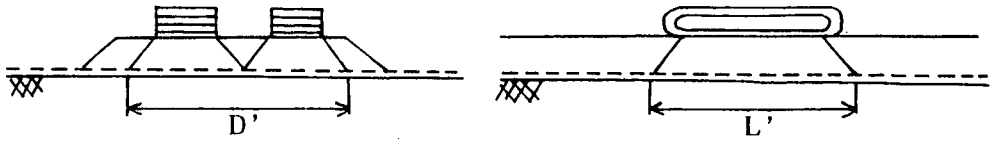
q_M ：施工機械による荷重

$$=W(1+i)/(D'+L')$$

W　：施工機械の重量（tf）

i　：衝撃係数（=0.2）

D' L'：45度の荷重分散によるジオテキスタイル面上の載荷重（m）



図－5.2.6　施工機械の荷重分散

6）安全率

支持力に対する安全率は次式で算定する。

$$F_s = \frac{q}{q_d} = \frac{q_B + q_M}{\alpha c N_c + \frac{2T\sin\theta}{B} + \frac{T}{r} N_q + \gamma D_f N_q}$$

設計安全率は，F_s =1.5 とする。

5.2.3　施工上の留意点

(1) 撒出し厚さ，層間距離

撒出しは，ジオテキスタイルを破ることなくできるだけ均一な厚さに仕上げるためには

i　第1層はできるだけ薄い層厚とすること

ii　第1層に続く第2層，第3層の以降の撒出しにおいて，各層の撒出し先端の距離は，充分とることが必要である。

一次撒出し層厚は，過去の施工実績により，表－5.2.2の目安が提案されている。

表－5.2.2　撒出し厚さ，層間距離の目安[4)]

地盤の状態	第1層	第2層	第3層	第4層	層間距離
超軟弱	砂 20～30cm	砂 30～40cm	50cm	50cm	20m以上
かなり軟弱	砂 30～50cm	砂又は山土 50cm	50cm	30～80cm	15m以上
軟弱 （人間歩行可能）	砂 50cm	50cm	50cm	30～ 100cm	15m以上

(2) ジオテキスタイルの敷設方法

ジオテキスタイルの敷設方法は，通常人力で行うが，足場が確保できないような超軟弱地盤では船を使ったり，ウインチを併用する。ジオテキスタイルの接合は，接合図にかなりの引張力が作用すると予測される場合には，ロープ結合，ジョイント棒による結合など，ジオテキスタイルの引張強度と同等の結合方法とする。

(3) 撒出し方法

撒出しにおいて重要なことは，厚さを均一に仕上げることである。特に，第1層で不均一な厚さにすると，第2層以降これが助長されがちになり，地盤が破壊することもある。このため，第一層の小型のブルドーザーを用いて，表－5.2.2を超えない撒出し厚さで施工することが大切である。また，浚渫まもない超軟弱地盤では，小型ブルドーザでも不適となる場合があるので，ジェットコンベヤーやベルトコンベヤーによる撒出し，ポンプによる水搬砂まきなどの方法がある。

第2層目以降は，施工機械のトラフィカビリティーがある程度確保され，見掛け上良質な地盤のようになるが，不均一な荷重はジオテキスタイルに過大の負担をまねき，破壊することもある。第2層以降も，表－5.2.2に従って施工するものとする。

参考文献

1）ジオテキスタイルを適用した埋立地盤・軟弱地盤の設計法，ジオテキスタイルの適用性に関するシンポジウム発表論文集，㈱土質工学会，平成2年3月.

2）山内豊聡　他：敷網工の実用支持力公式の一提案，九大工学集報，pp201-207，1979.

3）Watari, Y. et al : Field study of behavior of geigrids and soft ground, 3th Int. Conf. of Geotextiles. pp.187-191, 1986.

4）土質工学会編：補強土工法，1986.

5.3 軟弱地盤上の盛土の補強工法

5.3.1 適　用

本節では，軟弱地盤上の盛土の補強にジオテキスタイルを利用する場合の設計の考え方と施工上の留意点について述べる。

軟弱地盤上の盛土の補強にジオテキスタイルを適用する方法としては，①基礎地盤の表層あるいは盛土下層部にジオテキスタイルを敷設して基礎地盤を通るすべり破壊に対する盛土の安定を確保する工法，②基礎地盤の表層部にジオテキスタイルで格子枠を組み，その中に中詰め材料を入れて基礎地盤を補強する工法（マットレス工法）および③施工機械などのトラフィカビリティの確保のため軟弱地盤の表層にジオテキスタイルを敷設し，良質土を覆土する工法（敷設材工法）の3つのタイプがあるが，ここではこのうち①のタイプを対象とする。

なお，③の敷設材工法については，5.2節で述べたとおりである。

5.3.2 設計法

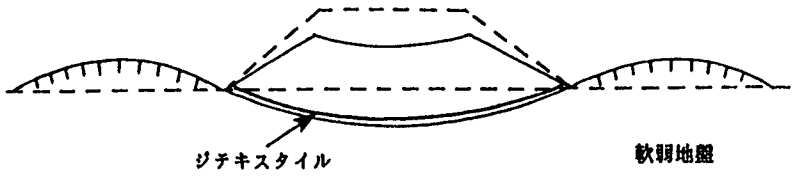
5.3.2.1 考慮すべき破壊モード

ジオテキスタイルで補強した軟弱地盤上の盛土の設計では，次に示す3つの破壊モードに対して安定の検討を行う。

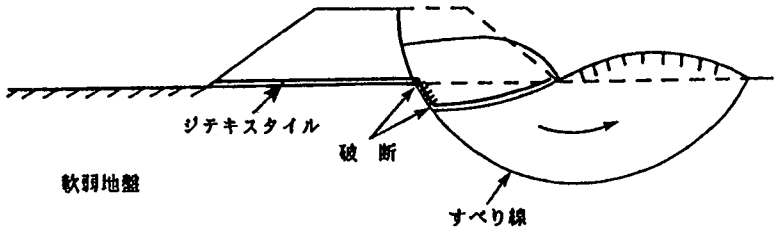
i）基礎地盤の支持力不足による過大な沈下・変形（図－5.3.1(a)参照）

ii）ジオテキスタイルを切り，基礎地盤を通るすべり破壊（図－5.3.1(b)参照）

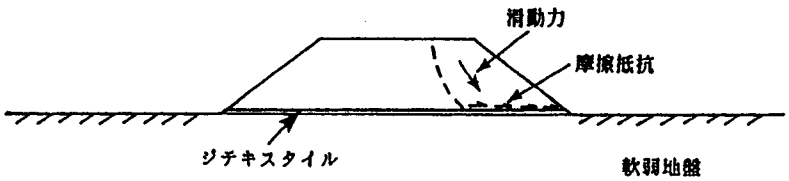
iii）ジオテキスタイル上の盛土の滑動（図－5.3.1(c)参照）



(a) 基礎地盤の支持力不足による過大な沈下・変形



(b) ジオテキスタイルを切り，基礎地盤を通るすべり破壊



(c) ジオテキスタイル上の盛土の滑動

図－5.3.1 ジオテキスタイルで補強した，軟弱地盤上の盛土の破壊モード

i）のタイプの破壊が生じるようなケースでは，ジオテキスタイルが効果的に働かないので，このような破壊モードの発生の可能性が高い場合には，ジオテキスタイルによる補強に先立って，基礎地盤そのものの地盤改良を検討しなければならない。また，このタイプの破壊が生じるかどうかの目安としては，いくつかの考え方があるが，ここでは盛土立ち上がり時の円弧すべり計算による安全率が1.0を超えるかどうかで判定する。

i）のタイプの破壊のおそれのない場合で，ii）のタイプの破壊のおそれのある場合（$1.0 \leqq F_s < 1.2 \sim 1.3$）には，基礎地盤の表面あるいは盛土の下部にジオテキスタイルを敷設することにより，不足する安全率をジオテキスタイルの引張抵抗で補うことができる。このタイプの破壊を防止する

ことが，この節で取り上げるジオテキスタイルの適用方法の主目的である。

iii）のタイプの破壊は，盛土とジオテキスタイルの摩擦抵抗が小さい場合に生じやすい。したがって盛土の滑動力に対してジオテキスタイルと盛土の摩擦抵抗が十分かどうかの検討が必要である。また，ジオテキスタイルの摩擦抵抗が十分に大きくても，盛土の滑動力によってジオテキスタイルに張力が働き，ジオテキスタイルが破断したり過大に伸びたりするおそれがあるので，盛土の滑動力に対するジオテキスタイルの引張強度と剛性の検討があわせて必要である。

5.3.2.2　ジオテキスタイルの選定

軟弱地盤上の盛土の補強を目的として使用するジオテキスタイルは，前項で述べたような破壊モードに十分抵抗できるよう，次に述べるような特性を備えているものでなければならない。

① 引張強度が大きいもの
② 剛性が高いもの
③ クリープが生じにくいもの
④ 土との摩擦抵抗が大きいもの
⑤ 接合部の強度が十分に大きいもの

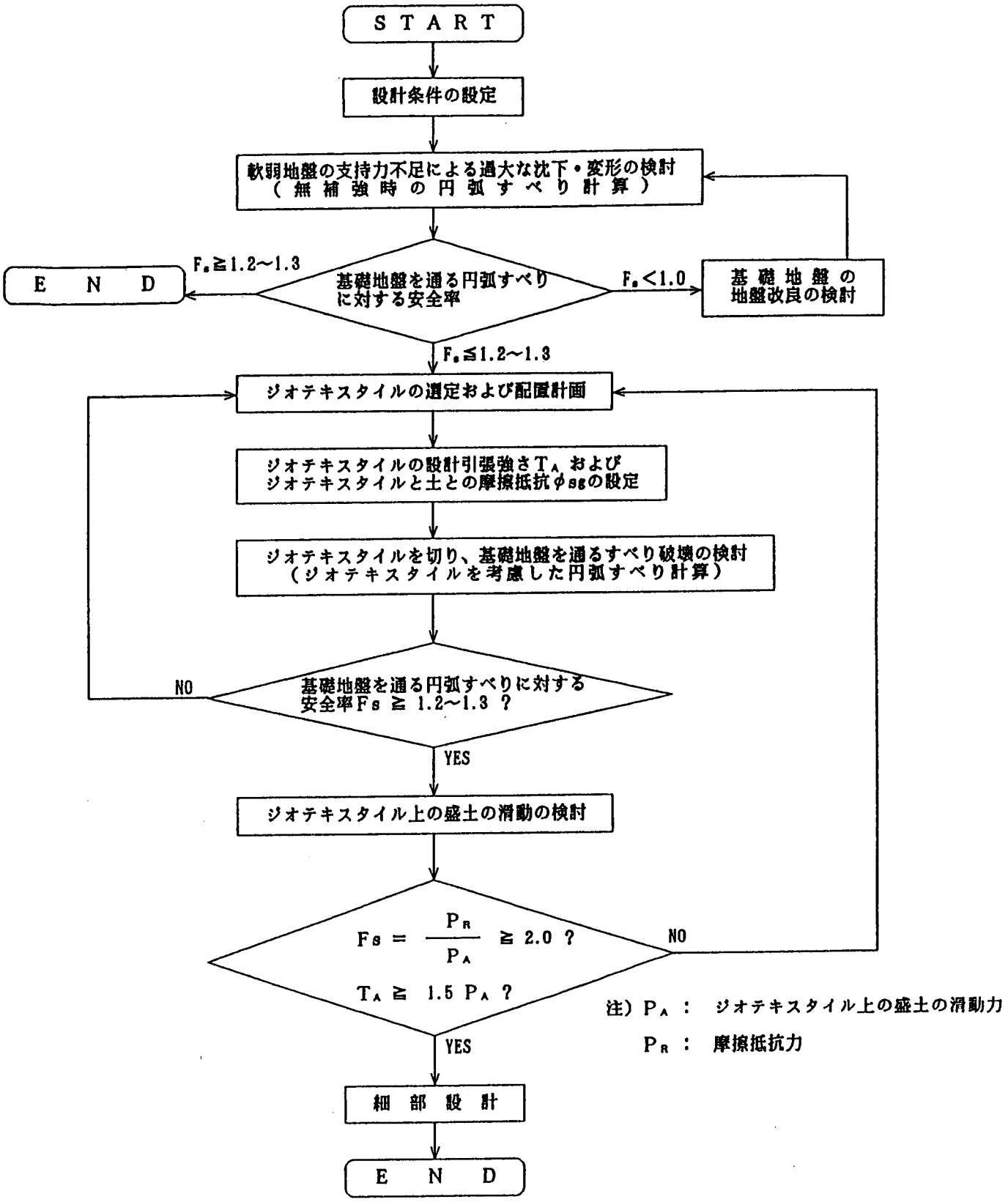
引張強度としては，条件にもよるが，4 tf/mから16tf/m程度の高強度のものが用いられることが多い。剛性は，クリープを含めたジオテキスタイルの伸びが10%以内に抑えられるものでなければならない。クリープを考慮したジオテキスタイルの設計引張強さは，3.1.3で述べた考え方に従って決定する。ただし，クリープを考慮する際，軟弱地盤が経時的に強度増加を生じ，ジオテキスタイルに強度の負担が加わる期間が比較的短い場合には，その期間内に限定したクリープを検討しておけばよい。

ジオテキスタイルに要求される特性は，5.3.2.3で示す設計計算から求まるので，この要求品質を満足するようなジオテキスタイルを選定しなければならない。

5.3.2.3　設計計算

(1) 設計手順

軟弱地盤上の盛土の補強にジオテキスタイルを適用する場合の設計は，図－5.2.2に示す手順に従って行う。



図－5.3.2　軟弱地盤上の盛土の補強にジオテキスタイルを適用する場合の設計手順

(a) 設計条件の設定

盛土形状，基礎地盤と盛土材料の土質定数，施工速度などの設定を行う。

(b) 無補強時の円弧すべり計算

軟弱地盤の支持力不足により過大な沈下・変形が生じるか否かを，無補強時の円弧すべり計算による安全率 F_s の値で評価する。おおよその目安として，F_s の値が 1.0を下回る場合には，図－5.2.2(a)に示すような過大な沈下・変形が生じてジオテキスタイルの効果があまり期待できないことが多いので，まず第一に基礎地盤そのものの地盤改良を検討しなければならない。

その場合，基礎地盤の地盤改良のみで F_s が1.2～1.3以上になる場合には，ジオテキスタイルを適用する必要はないが，地盤改良を行っても F_s が1.2～1.3を下回るような設計を行う場合は，安全率の不足分をジオテキスタイルで補うことができる。

ジオテキスタイルの適用が考えられるケースとしては，基礎地盤が比較的良好で地盤改良まで考える必要はないが，目標安全率の確保に若干不安がある場合や，基礎地盤がかなり軟弱で，バーチカルドレーンやサンドコンパクションパイル等の通常の工法では目標安全率の確保が難しい場合などが挙げられる。

(c) ジオテキスタイルの選定および配置計画

5.3.2.2で述べた考え方に従ってジオテキスタイルを選定するとともに，ジオテキスタイルの敷設位置，敷設枚数などの計画を行う。

ジオテキスタイルの設計引張強さには必ずと限界があるので，高盛土となるようなケースで，ジオテキスタイルに要求される引張強さが大きい場合や，盛土の滑動力に対して大きな抵抗力が要求される場合などには，ジオテキスタイルを複数枚敷設するような計画とするのが実際的であることが多い。

(d) ジオテキスタイルの設計引張強さ T_A の設定

ジオテキスタイルの引張試験からクリープを考慮した伸びひずみが10%以内に抑えられるような引張強さを求めて設計引張強さ T_A とする。

(e) ジオテキスタイルと土との摩擦抵抗

ジオテキスタイルと盛土材料との摩擦抵抗を一面せん断試験あるいは引抜試験から求める。

(f) ジオテキスタイルを考慮した円弧すべり計算

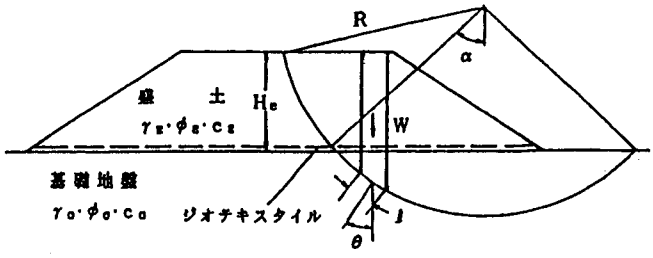
ジオテキスタイルを考慮したすべり破壊に対する安全率を次式により求める（図－5.2.3参照）。

$$\left.\begin{aligned} F_s &= \frac{M_r + \Delta M_r}{M_d} \\ M_d &= R \cdot \Sigma(W \cdot \sin\theta) \\ M_r &= \Sigma(c \cdot \ell + W \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi) \\ \Delta M_r &= R \cdot T_A \cdot \cos\alpha \end{aligned}\right\} \qquad (5.3.1)$$

ここに, M_d ：滑動モーメント

M_r ：土の抵抗モーメント

ΔM_r ：ジオテキスタイルの抵抗モーメント



図－5.3.3　基礎地盤のすべり破壊に対する安定計算

(g) ジオテキスタイル上の盛土の滑動の検討

ジオテキスタイル上の盛土の滑動に対する安全率を次式により求める（図－5.2.4 参照）。

$$\left.\begin{aligned} F_s &= \frac{P_R}{P_A} \\ P_A &= \frac{1}{2}\gamma_B \cdot H_E^2 \cdot K_A \\ P_R &= \frac{1}{2}\gamma_E \cdot x \cdot H_E^2 \cdot \tan\phi_{sg} \end{aligned}\right\} \qquad (5.3.2)$$

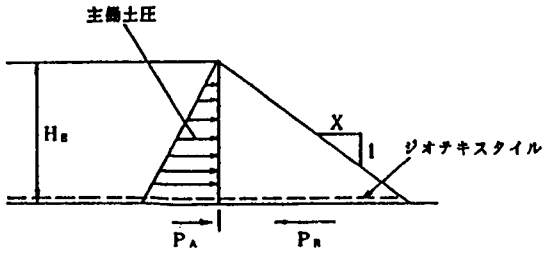
ここに, P_A ：ジオテキスタイル上の盛土の滑動力（主働土圧の合力）

P_R ：摩擦抵抗力

K_A ：主働土圧係数

ϕ_{sg} ：ジオテキスタイルと土との摩擦抵抗角

x ：のり面勾配



図－5.2.4　ジオテキスタイル上の盛土の滑動に対する安定計算

（5.3.2）式より，ジオテキスタイル上の盛土の滑動に対する安全率が 2.0以上になるかどうかをまず検討する。次に，F_s が 2.0以上の場合でも，盛土の滑動力によりジオテキスタイルが破断したり過大に伸びたりするおそれがあるので，次式により滑動力に対するジオテキスタイルの引張強さの検討を行う。

$$T_A \geqq 1.5P_A \qquad (5.3.3)$$

ここに，T_A ：ジオテキスタイルの設計引張強さ

P_A ：ジオテキスタイル上の盛土の滑動力（式5.3.2参照）

5.3.3 施工上の留意点

軟弱地盤上の盛土の補強にジオテキスタイルを適用する場合の施工上の留意点を列挙すると，次のとおりである。

① 盛立ての順序は，ジオテキスタイルの効果が十分に発揮されるよう，盛土のり面側（ジオテキスタイル端部）を先行させることが望ましい。

② ジオテキスタイル端部は，アンカー効果を確実にするため，2m程度の長さでまき込みを行うことが望ましい。

③ 施工機械は，できるだけ接地圧の小さいものを用いる。特に50cm程度のまき出し・転圧が完了するまでは，ダンプトラックなどもできるだけ荷を軽くするように配慮する。

④ ジオテキスタイルの現地接合は，設計上必要な強度が確保されるような，確実な方法を用いる。

⑤ ジオテキスタイルの敷設に先立ち，ジオテキスタイルの破損を生じさせないよう，伐開，除根や礫の除去を入念に行う。

耐震設計

6. 耐震設計

6.1 適用及び一般

6.1.1 適用される構造物

わが国のような地震国においては，各種の構造物が地震時にどのような挙動を示すかを把握しておく必要がある。一般の盛土・擁壁においては，従来の経験から通常の構造に対して良質な施工を行えば，地震時においても大規模な破壊は生じないということがある程度言える。したがって，従来，通常規模の盛土・擁壁については，各種の指針に述べられた常時の設計や構造規定によって構築しておくことが一般に行われており，地震力を考慮した設計を行うことは稀であった（8 m以上の擁壁を除く）。

しかし，最近においては，各種の盛土に対して，場合により地震時の安定を検討する必要があることが認識されてきた。例えば，道路土工－のり面工・斜面安定工指針[1]の考え方によれば，以下のような場合に地震の安定の検討を行うものとしている。

(a) 万一崩壊すると隣接物に重大な損害を与える場合

(b) 万一崩壊すると復旧に長期間を要し，道路機能を著しく阻害する場合

補強盛土（盛土補強及び補強土壁）に対しても，基本的には同様に考えて耐震設計を行うものとする。しかし，補強盛土は，無対策で施工を行えば不安定となる場合に適用が検討されるもので，従来の構造物に比べ，はるかに歴史も浅く，地震に対して示す挙動はよくわかっていない。このように新しい形式の構造については，従来の経験のある構造よりも，さらに慎重に地震時の検討を行うことが必要である。

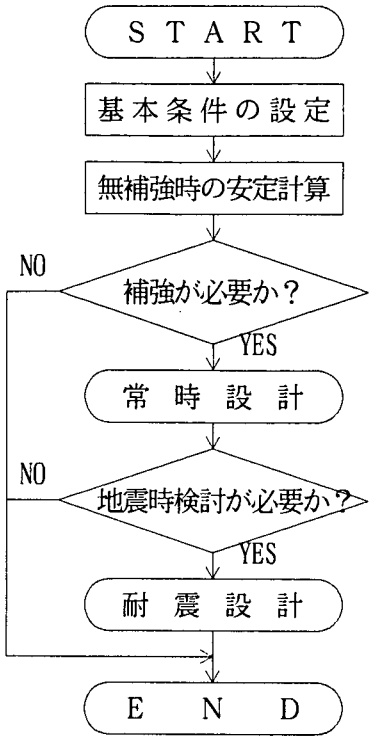
以上の判断基準から見て，地震時の安定検討が必ずしも必要でないと考えられる場合は，常時の安定の検討のみを行う。

なお，ここで扱う補強盛土は，基礎地盤の支持力が十分確保され，常時・地震時ともに基礎地盤を含むすべり・沈下変形等の問題が生じない場合に適用することを原則とする。例えば，地震時の盛土の安定の支配的な要因の一つとして基礎地盤の強度があり，特に地震時に地盤が液状化する砂質地盤においては，盛土の被害が大きくなることが既往の地震時の経験から明らかとなっている。これに対して，盛土本体のみを補強材で経験した場合の効果を模型振動実験によって調べた結果によると，補強材は盛土本体の亀裂をある程度抑制する効果はあるものの，全体的な沈下を防止することは困難であることが示されている[2]。したがって，基礎地盤が軟弱・不安定な場合において，盛土の補強を盛土内の補強材のみにより行う場合についてはここで触れないことにする。

6.1.2 耐震設計の基本的手順

詳細な設計手順は常時設計と同じく盛土補強と補強土壁で若干異なるので，ここでは耐震設計の基本的手順のみを述べる。

第3，4章における盛土補強・補強土壁の設計手順において，耐震設計は図－6.1.1(a)のように位置づけられる。



図－6.1.1(a) 耐震設計の位置づけ

地震時の検討の必要性は，6.1.1に述べたような条件を考慮して判断する。耐震設計を行う場合にも図－6.1.1(a)に示すように，それに先立って常時の設計が必要である。これは，耐震設計においては，常時の荷重に加えて地震動に起因する荷重を加えて計算を行うが，不規則に変動する地震動を静的な荷重に置き換える（震度法）ことに対して，許容安全率を低減させて考えることや，高分子材料である補強材の強度は地震動のような動的荷重に対して割増してよいと考えられること等から，耐震設計で定めた補強盛土構造が常時設計で定めた構造に対して常に大きく（丈夫なものに）なるとは限らないからである。したがって，地震を考慮した耐震設計を行う場合には，常時及び耐震設計の両方を満足する補強盛土構造を採用する。

以下に図－6.1.1(a)の主たる項目について説明する。

(1) 基本条件の設定

この中には以下の条件の設定が含まれる。

a）盛土条件の設定

盛土の寸法・形状（盛土高・のり勾配）

盛土材料の土質定数（γ，c，ϕ）

b）荷重条件の設定

上載荷重（補強盛土上の上載盛土及び構造物）

なお，耐震設計においては交通荷重などの活荷重は考慮しないものとする。

(2) 地震時検討の必要性の判定

地震時検討（耐震設計）の必要性，以下の条件により判断する。

a）構造物としての重要性

b）崩壊時の隣接構造への影響

c）崩壊時の復旧の困難性

(3) 耐震設計

耐震設計の考え方には様々なものがあるが，本マニュアルで扱う盛土補強・補強土壁とも，常時及び耐震設計の考え方は基本的に共通のものであることが望ましく，以下に述べる耐震設計の考え方は盛土補強・補強土壁とも，第3，4章で述べた常時設計の考え方に対して地震荷重の効果を静的な荷重（慣性力）に置き換えて準用したものとなっている。

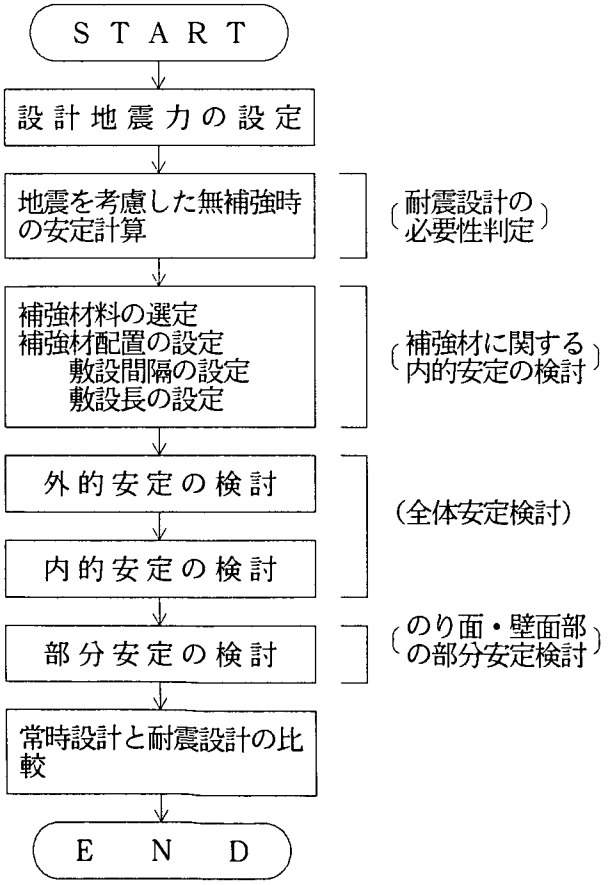
耐震設計の方法として以下の2通りがある。

（Ⅰ）常時設計によって定まった補強材配置に基づいて，地震荷重作用時の安定性をチェックし，必要に応じて配置の変更を行う方法。

（Ⅱ）常時設計によって定まった補強材配置とは独立に，地震荷重作用時の設計を行い，補強材配置を求め，両者を包含する補強材配置を採用する方法。

本マニュアルにおいては，6.2，6.3の盛土補強工法，補強土壁工法の耐震設計において両方法について述べる。

盛土補強・補強土壁の耐震設計の基本的手順は図－6.1.1(b)のようになる。図－6.1.1(b)は盛土補強・補強土壁の耐震設計の共通的な流れを簡略に示したもので，詳細については，6.2.，6.3において述べる。



図－6.1.1(b) 耐震設計の基本的手順

以下に図－6.1.1(b)の主たる項目について述べる。

1）設計地震力の設定

耐震設計に用いる地震力を設定する。耐震設計を行う場合において設計に用いる地震力は，当該盛土構造物の設計法を本来規定する基準類に基づいて設定する（6.1.3参照）。

2）地震を考慮した無補強盛土の安定計算

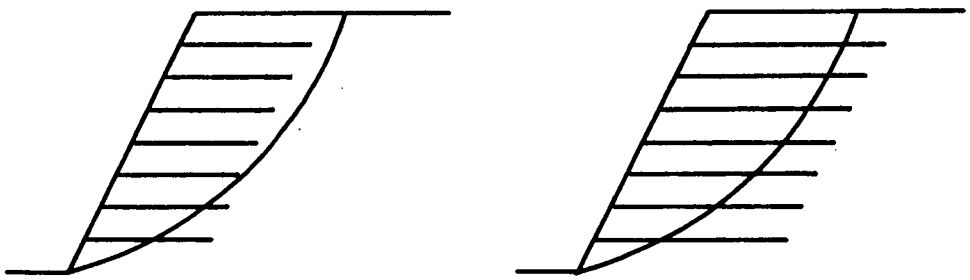
地震を考慮した無補強盛土のすべり安定計算（震度法を用いた円弧すべり面法による安定計算）を行い，計算された安全率より，耐震設計を行うかどうかを判定する。

3）補強材配置の設定

補強材料の選定及び補強材の敷設間隔・敷設長の設定を行う。本マニュアルにおける補強材配置に関する基本的な考え方は以下のようである。

補強盛土の安定のためには，補強材の配置された領域が一体化しているものとして，一部分の補強材が安定した背面地盤に定着すればよいという考え方（図－6.1.2(a)）と，各補強材が各々関与する各土層を安定した背面地盤に定着させるという考え方（図－6.1.2(b)）とがあるが，本マニュアルの耐震設計における補強材配置の基本的な考え方は常時設計の考え方を準用して，後述する必要補強材張力の合計の最大値を与えるすべり面に対しては，必ず全ての補強材が交わるように補強材配置を設定するという考え方（図－6.1.2(b)）を採用している。

この考え方によれば，無補強盛土を安定させるために必要な補強材張力を各補強材ごとに求める必要がある。そのために，各補強材ごとの作用張力の分布を仮定し，円弧すべり安定計算を行い，安全率が所定の値（許容安全率）以上になるような補強材張力を算定する。この作用張力の分布の仮定が緩勾配の盛土補強と急勾配の補強土壁とで異なる。補強材の敷設は必要補強材張力の最大値を与えるすべり面よりも長く行うものとする。補強材の材料と敷設間隔，各補強材における必要補強材張力とは相互に依存するが，このことについては，6.2，6.3において詳述する。



図－6.1.2　補強材配置の基本的な考え方

4）外的安定の検討

3）において設定された補強材配置に対して，補強領域を一体と仮定した外的安定の検討を行い，補強材の敷設長のチェックを行う。

5）内的安定の検討

補強領域の一部または全体を切るすべり面に対する内的安定の検討を行い，補強材の材料，敷

設間隔，敷設長のチェックを行う。

6）部分安定の検討

盛土補強についてはのり面の部分安定の検討，補強土壁については壁面工の安定の検討を行う。

7）常時設計と耐震設計の比較

前述したように本マニュアルでは，当面，耐震設計の方法として，常時設計断面に対して地震荷重を与えて安定性をチェックする方法と常時設計断面とは独立に耐震設計を行い，断面を決める方法との2つの方法を考えている。いずれの方法によっても，通常，常時設計による設計断面と耐震設計による設計断面とは異なるものを与えると考えられる。そこで常時設計と耐震設計による設計断面の比較を行う必要がある。比較の結果，きびしい条件を与える設計の設計断面を採用する。具体的には，補強材の敷設枚数が多い方，敷設長が長い方を採用する。

6.1.3 設計に用いる数値

(1) 盛土材の設計定数

盛土材料の強度定数である粘着力c，内部摩擦角φは常時設計と同じく通常の静的試験によって求めた値を用いる。この場合，土の種類により適切な排水条件の試験による。さらに盛土材料の粘着力cは，含水条件により大きく変化する場合があるので，設計計算への採用値は同種の土に対する既往の設計例等を参考に慎重に定める。

(2) 補強材の材料定数

補強材の材料定数としては，引張強さ及び土との摩擦係数が必要となる。

高分子材料であるジオテキスタイルは，載荷速度が大きくなるにしたがって引張剛性・強度とも増加する傾向が認められており，常時設計に用いられるクリープ強度に対して，地震時には以下のような関係から設計引張強さを定めることができる。

$$T_{AE} = \lambda \cdot T_A \qquad (6.1.1)$$

ここに，T_{AE}：耐震設計に用いる補強材の設計引張強さ（tf／m）

T_A：常時設計に用いる補強材の設計引張強さ（tf／m）

λ：補強材の耐震設計用引張強さの常時設計用引張強さに対する割増し係数

ただし，耐震設計に用いる補強材の設計引張強さを定める試験法はまだ確立していないこと，多種多様な補強材料に対して割増係数を実験的に求めることは煩雑であることから，本マニュアルでは当面$\lambda = 1.0$としている。

地震中の補強材と土の間の摩擦特性については不明であるので，摩擦係数は常時設計と同じ値を採用する。

(3) 設計地震力の設定

設計用水平震度k_hは当該土構造物の設計法を本来規定する基準類に基づいて設定するものである。例えば，道路土工指針[1]においては次式が用いられている。

$$k_h = \nu_1 \nu_2 \nu_3 k_{h0} \qquad (6.1.2)$$

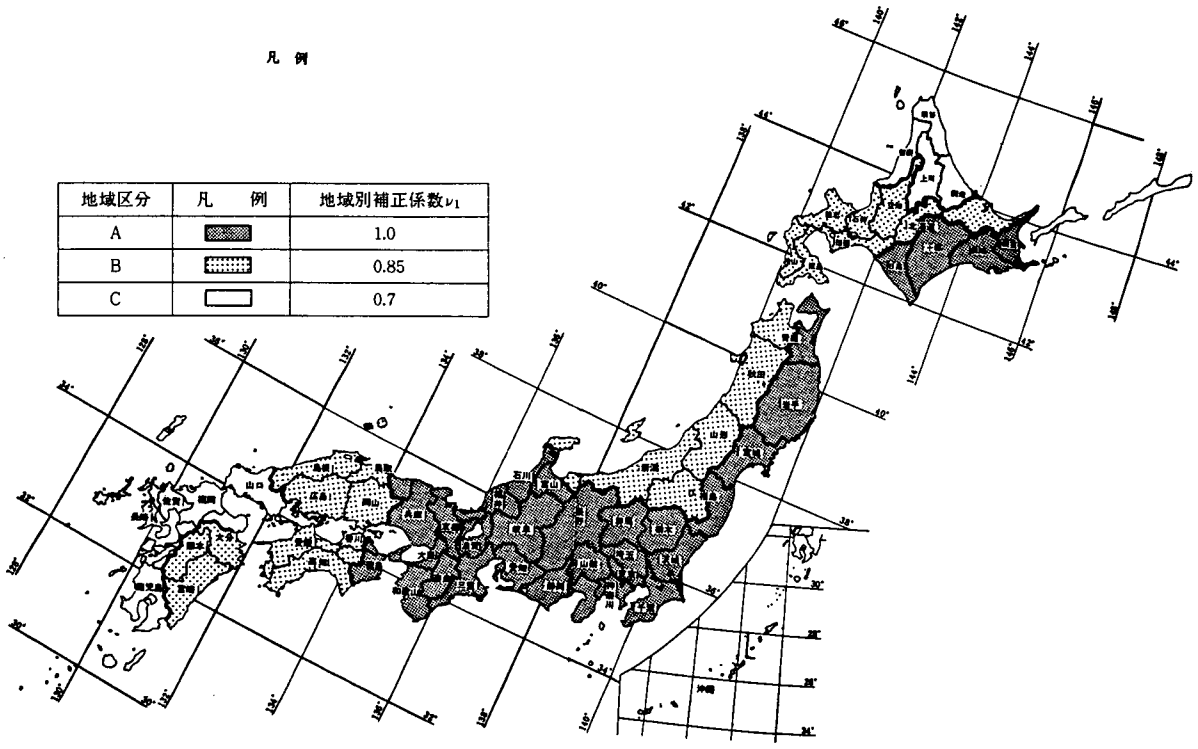
ここに，$k_{h0} = 0.15$

ν_1：地域別補正係数

ν_2：地盤別補正係数

ν_3：重要度別補正係数

ν_1，ν_2 は，道路土工指針に記載された図－6.1.3，表－6.1.1，6.1.2による。又，地震時検討を行う場合には，$\nu_3 = 1.0$ とする。



図－6.1.3　地域別補正係数

表－6.1.1　地盤別補正係数ν_2

地盤種別	1種	2種	3種	4種
補正係数ν_2	0.9	1.0	1.1	1.2

表－6.1.2　耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値T_G（sec）
1　種	$T_G < 0.2$
2　種	$0.2 \leqq T_G < 0.4$
3　種	$0.4 \leqq T_G < 0.6$
4　種	$0.6 \leqq T_G$

6.2　盛土補強工法

6.2.1　盛土補強の地震時破壊モードとその検討方法

(1)　内的安定

1）補強材の破断または降伏

2）補強材の引抜け（背面，前面，巻込み部）

3）一部または全部の補強材を切るすべり面に対する安定

1），2）は補強材の部分安定であり，3）は全体安定である。

耐震設計においては常時設計と同様に，1）の破壊モードに対して，必要補強材張力の算定，補強材料の選定，補強材の敷設間隔（敷設枚数）の設定を行う。2）の破壊モードに対して，補強材が引抜けないような定着長を確保し，補強材の敷設長の設定を行う。3）の破壊モードに対して，設定された補強材配置に対して補強材の効果を考慮した円弧すべり法による安定計算を行い，補強材の敷設間隔（敷設枚数），敷設長のチェックを行う。

(2)　外的安定（補強領域を一体と仮定した安定検討）

補強材を切らない（補強領域の外側を通る）すべり面に対する安定

耐震設計においては常時設計と同様に，この破壊モードに対して，設定された補強材配置に対して震度法を用いた円弧すべり法による安定計算を行い，補強材の敷設長のチェックを行う。

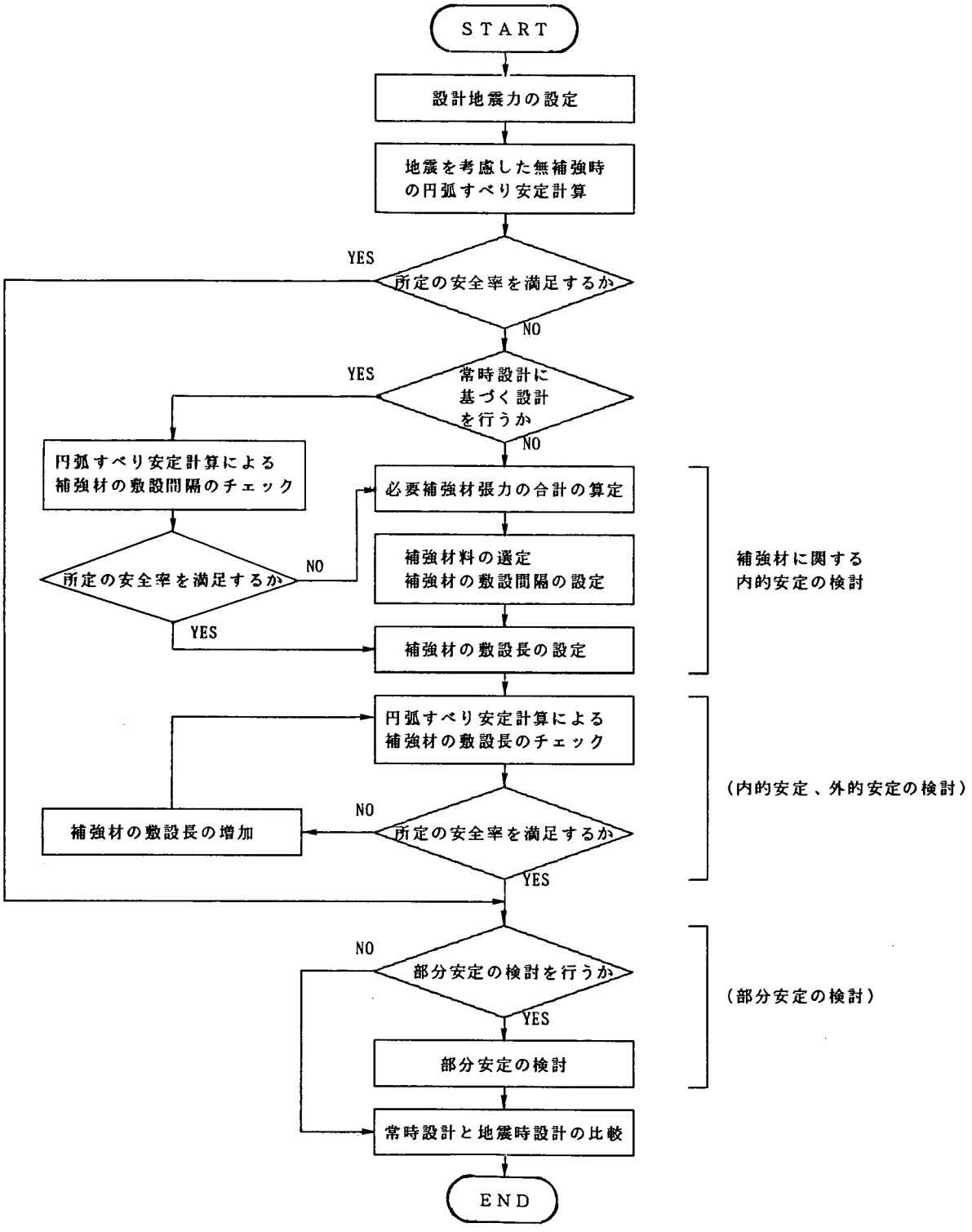
(3)　部分安定

のり面のはらみ出し

耐震設計においては，この破壊モードに対して，常時設計と同様な検討を行う。

6.2.2　設計手順

盛土補強の耐震設計の手順を図－6.2.1に示す。



図－6.2.1　盛土補強の耐震設計の手順

前述したように盛土補強の耐震設計の方法として以下の２通りがある。

（Ⅰ）常時設計によって定まった補強材配置に基づいて，地震荷重作用時の安定性をチェックし，必要に応じて配置の変更を行う方法。

（Ⅱ）常時設計によって定まった補強材配置とは独立に，地震荷重作用時の設計を行い，補強材配置を求め，両者を包含する補強材配置を採用する方法。

図－6.2.1に示した点線が（Ⅰ）の方法，実線が（Ⅱ）の方法の基本的手順である。以下に図－6.2.1の項目にしたがって，設計手順の具体的な内容について述べる。

図－6.2.1に示したように，盛土補強の耐震設計において（Ⅰ）の方法は，基本的に（Ⅱ）の方法に包含されるものであるから，ここでは，まず（Ⅱ）の方法について先に述べるものとする。

（Ⅱ）の方法による設計手順：耐震設計を独自に行う方法

(1) 設計地震力の設定

耐震設計を行う場合において設計に用いる地震力は，当該構造物の設計法を本来規定する基準類に基づいて設定する（6.1.3参照）。

(2) 地震を考慮した無補強時の円弧すべり安定計算

無補強盛土について，震度法により地震力を考慮した安定計算を行い，計算された最小安全率が地震時の許容安全率 F_s を満足するかどうかを判定し，耐震設計を行うかどうかを判定する。安定計算に用いる計算式を以下に示す。

盛土を対象にした場合，無補強時の安定性は，通常円弧すべり面法により安全率を計算して評価する。この場合，次式を用いる。

$$F_s = \frac{R\Sigma\{cl+(W\cdot\cos\alpha - k_h W\cdot\sin\alpha)\tan\phi\}}{\Sigma(R\cdot W\cdot\sin\alpha + k_h W\cdot y)} = \frac{MR}{MD} \qquad (6.2.1)$$

ここに，R　：すべり円弧の半径（m）

l　：分割片のすべり線の長さ（m）

c　：土の粘着力（tf／㎡）

ϕ　：土の内部摩擦角（度）

W　：分割片の重量（tf／㎡）

k_h　：水平震度

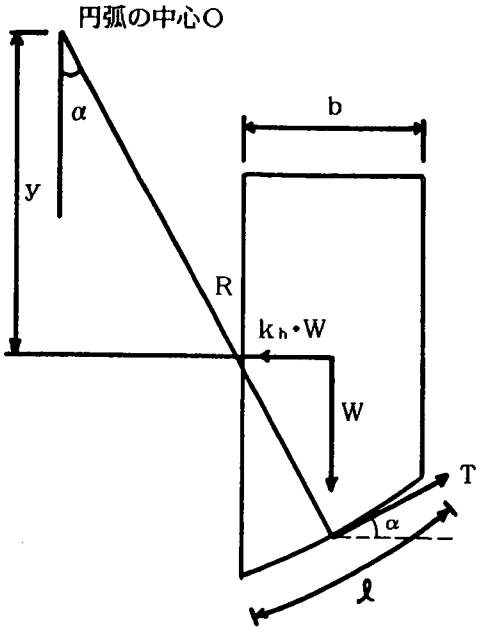
y　：円弧中心から分割片重心までの距離（m）

α　：分割片のすべり面が水平となす角度（度）

MR：土塊による抵抗モーメント（tf・m／m）

MD：土塊による滑動モーメント（tf・m／m）

図－6.2.2参照（注：図－6.2.2のTは補強時の補強材張力を示している）



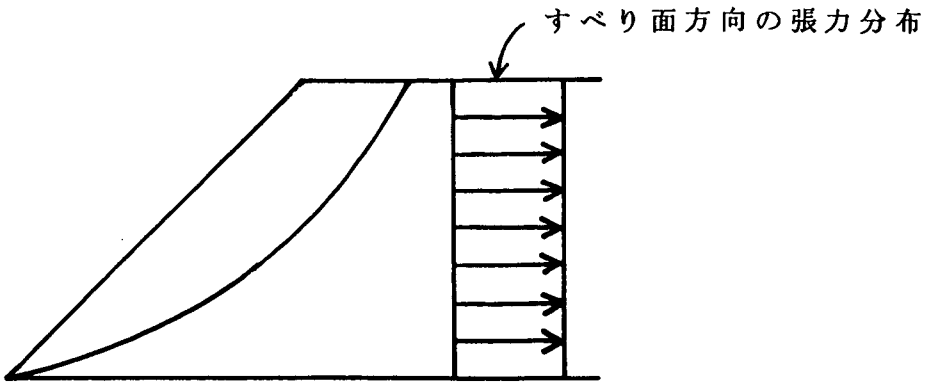
図－6.2.2　円弧すべり計算のためのスライス

(3)　必要補強材張力の合計の算定

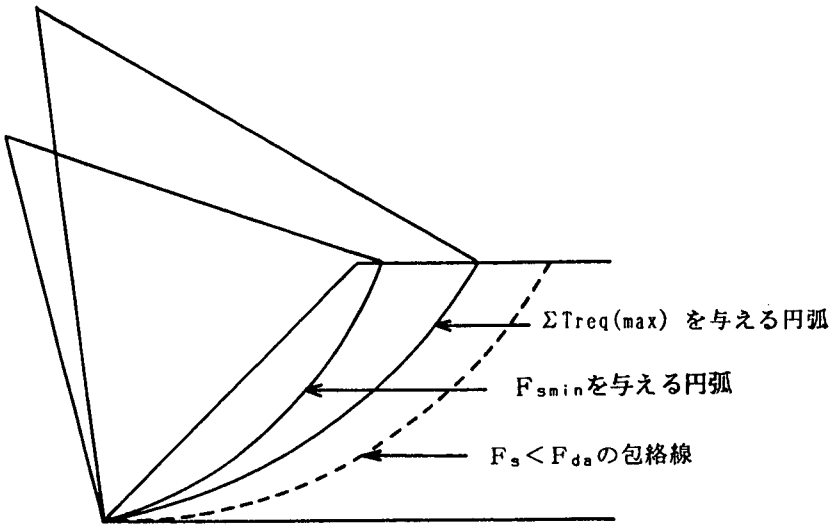
盛土の地震時円弧すべり安全率が地震時許容安全率を満足するのに必要な補強材張力の合計の最大値を算定する。

補強材張力を考慮した円弧すべり計算を行うためには，各層の補強材張力がどのように分布しているかを想定する必要がある。実際の補強材張力の分布は，補強領域の土と補強材の複合体がどのように変形して釣合うかに帰するが，このことに関する明瞭な実験結果は未だ少ない。本マニュアルでは，補強盛土の安定を保つために全ての補強材の引張力が寄与するものとし，その引張力に対し，補強材に関する内的安定の検討を行う。この場合，図－6.2.3(a)に示すように常時の設計法を準用して，単位層厚当たりの補強材にはすべり面方向に一定の張力が作用すると仮定する。

(2)の結果，計算された最小安全率が地震時の許容安全率F_{da}を満足していない場合は，前述した仮定に基づき安全率が地震時許容安全率F_{da}を満足するのに必要な補強材張力の合計ΣT_{req}の最大値ΣT_{req}(max)を算定する。図－6.2.3(b)に，無補強盛土において最小安全率を与える円弧，上述したΣT_{req}(max)を与える円弧，安全率が地震時許容安全率F_{da}より小さい領域の包絡線の一般的な位置関係を示す。ΣT_{req}(max)の算定方法は以下の方法による。



図－6.2.3(a)　補強材張力の分布の仮定



図－6.2.3(b)　ΣT_{req} (max) を与える円弧

地震時の盛土補強の安全率計算式として，次式のような常時設計の計算式を準用した円弧すべり計算式を用いる。

$$F_s = \frac{R\Sigma\{cl+(W\cdot\cos\alpha - k_h W\cdot\sin\alpha)\tan\phi\}+R\Sigma T}{\Sigma(R\cdot W\cdot\sin\alpha + k_h W\cdot y)} = \frac{MR+\Delta MR}{MD} \qquad (6.2.2)$$

ここに，T　　：補強材による張力（tf／m）

MR　：土塊による抵抗モーメント（無補強時の抵抗モーメント）（tf・m／m）

MD　：土塊による滑動モーメント（無補強時の滑動モーメント）（tf・m／m）

ΔMR：補強材による抵抗モーメントの増加（tf・m／m）

図－6.2.2参照

無補強盛土に対する地震時の許容安全率をF_{da}とすると，地震時許容安全率を満足するのに必要な補強材張力の合計ΣT_{req}は，式（6.2.2）より以下のように導かれる。

$$F_{da} = \frac{MR + R \cdot \Sigma T_{req}}{MD}$$

$$\therefore \quad \Sigma T_{req} = \frac{F_{da} \cdot MD - MR}{R} \qquad (6.2.3)$$

式（6.2.3）で与えられるΣT_{req}の最大値$\Sigma T_{req}(max)$を探す。

(4) 補強材料の選定及び補強材の敷設間隔の設定（補強材に関する内的安定の検討）

(3)において計算された必要補強材張力の合計の最大値$\Sigma T_{req}(max)$より(3)で前述した盛土補強の補強材張力の分布の仮定に応じて，補強材料の選定，補強材の敷設間隔の設定を行う。盛土補強の常時設計では補強材張力の分布の仮定より補強材の敷設間隔は，1種類の補強材を使用する場合，均等配置（敷設間隔一定）とすることを標準としている。耐震設計でもこれを準用すると，補強材料の選定，補強材の敷設間隔の設定の具体的な手順として以下の2つの場合が考えられる。

1）補強材の敷設間隔を先に定めた場合

このときは，補強材の敷設枚数Nが先に定まるから，次式を満たすような補強材料を選定する。

$$T_{AE} \geq T_{req} = \frac{\Sigma T_{req}(max)}{N} \qquad (6.2.4)$$

ここに，T_{AE}：補強材の耐震設計用引張強さ（tf／m）

T_{req}：補強材1枚当たりの必要引張力（tf／m）

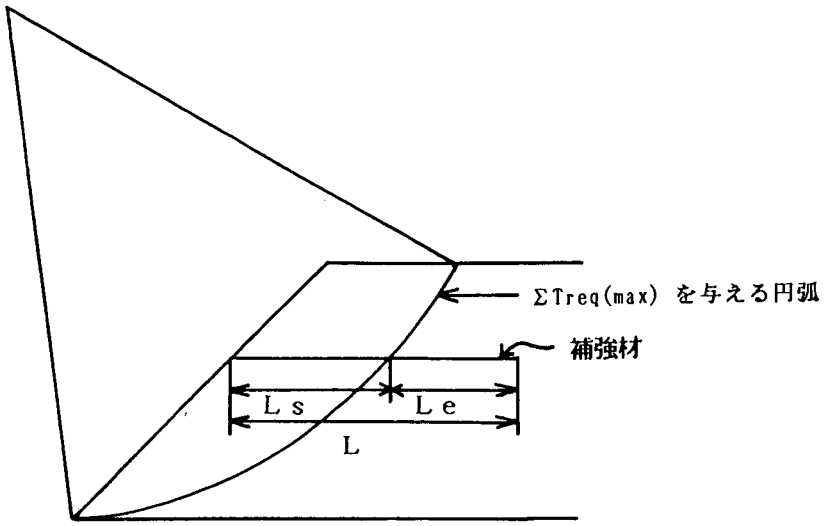
2）補強材料を先に選定した場合

このときは，補強材の耐震設計用引張強さT_{AE}が先に定まるから，次式を満たすような補強材の敷設枚数Nを選定し，敷設間隔を定める。

$$N \geq \frac{\Sigma T_{req}(max)}{T_{AE}} \qquad (6.2.5)$$

(5) 補強材の敷設長の設定（補強材に関する内的安定の検討）

補強材の敷設長は，必要補強材張力の合計の最大値$\Sigma T_{req}(max)$を与えるすべり面に対して補強材の張力が十分に発揮できる定着長を確保するものとする。そのために，図－6.2.4に示すように各層の補強材の敷設長Lは，必ず盛土のり面から$\Sigma T_{req}(max)$を与えるすべり面までのの長さL_sを確保し，さらに補強材の張力が十分に発揮できる定着長L_sを確保する。また，施工上の便を考慮し，補強材の敷設長$L(=L_s+L_e)$は各層ですべて一定にすることを原則とする。このため，補強材の敷設長は，計算された各層の補強材の敷設長のうち，最大の敷設長を採用する。



図－6.2.4　補強材の敷設長の設定

耐震設計において，定着長 L_e の設定は常時設計の方法を準用して，盛土高さ 8 m未満，8 m以上の 2 つで場合分けをして以下のように設定する。

1）盛土高さ 8 m未満の場合（簡易設計）

定着長 $L_e \geq 2$ mを確保する。

2）盛土高さ 8 m以上の場合（詳細設計）

(6)円弧すべり安定計算による補強材の敷設長のチェックを満足するような長さを繰返し計算により設定する。定着長 L_e の初期値は，各層の補強材について常時設計の方法を準用して，式（3.1.6.7），または，式（3.1.6.8）により求める。ただし，式（3.1.6.7），（3.1.6.8）中のT_{req}は式（6.2.4）で求められる地震時の補強材 1 枚当たりの必要引張力を用いる。また，式（3.1.6.7），（3.1.6.8）中の引抜き抵抗に関する安全率 F_s は地震時の値を用いる（表－6.2.1 参照）。

(6) 円弧すべり安定計算による補強材の敷設長のチェック（内的安定・外的安定の検討）

1）外的安定の検討

(4), (5)において設定された補強材配置に対して，補強領域を一体と仮定した外的安定の検討を行い，盛土補強の地震時円弧すべり安全率が地震時許容安全率を満足するかどうかを判定し，補強材の敷設長のチェックを行う。検討には式（6.2.1）を用いる。

また，許容安全率を満足しない場合には補強材の敷設長を長くして繰返し安定計算を行うものとする。

2）内的安定の検討

(4), (5)において設定された補強材配置に対して，補強材を切るすべり面に対する内的安定の検討を行い，盛土補強の地震時円弧すべり安全率が地震時許容安全率を満足するかどうかを判定し，補強材の敷設長のチェックを行う。検討には式（6.2.2）を用いる。

ここに，全体安定検討に用いる補強材による張力Tは，すべり面と交差する補強材に期待できる発揮可能強さTavailである。発揮可能強さTavailは，補強材の許容引張ひずみを考慮した引張強さ及び引抜き抵抗力の小さい方の値であり，次式により与えられる。

$$Tavail=\min(T_{AE},\ T_p) \qquad (6.2.6)$$

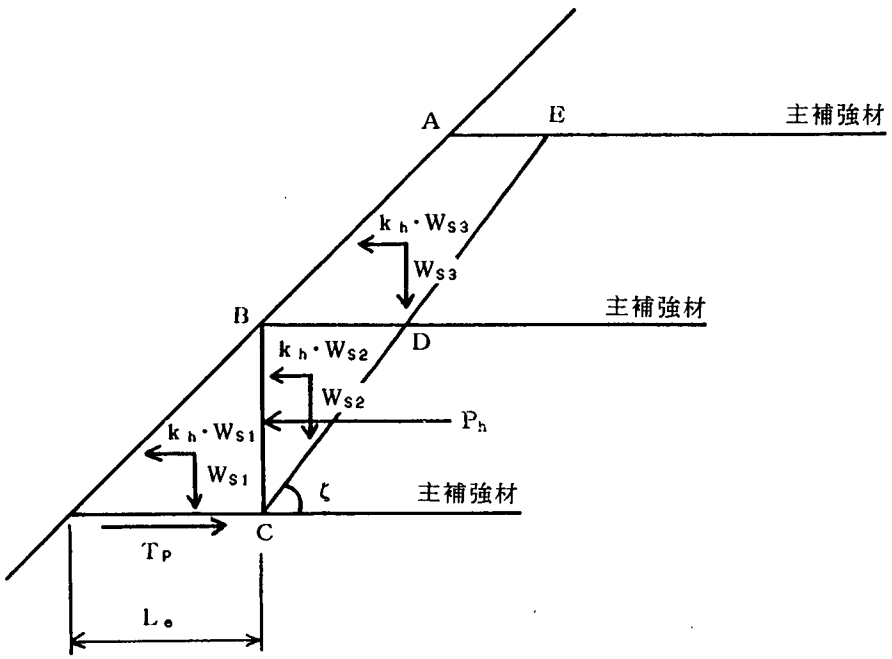
ここに，T_{AE}：補強材の耐震設計用引張強さ（tf／m）

T_p ：式（3.1.6.10）または（3.1.6.11）で求められる補強材の引抜き抵抗力（tf／m）ただし，式（3.1.6.10），（3.1.6.11）中の引抜き抵抗に関する安全率 F_s は地震時の値を用いる。

また，許容安全率を満足しない場合には補強材の敷設長を長くして繰返し安定計算を行うものである。

(7) 部分安定の検討

ここでは，盛土のり面の部分安定として補強材にはさまれたのり面部分の安定の検討を行う。補強材の敷設間隔が広くなる場合には，補強材にはさまれたのり面部分の安定を検討する（図－6.2.5参照）。検討方法は，補強盛土の常時設計（3.1.6(12)部分安定の検討参照）に準ずる。ただし，図－6.2.5の仮想背面ＢＣに作用する水平土圧 P_h は地震時土圧を用いる。地震時土圧は試行くさび法またはこれに等価な方法で算定する。



図－6.2.5　部分安定の検討

以下に地震時土圧算定方法の1例を示す。

地震時の背面土塊の崩壊角（主働崩壊角）ζ を次式により計算する[4]。

$$\cot\zeta = -\tan\phi + \sec\phi\sqrt{\frac{\cos\theta\cdot\sin\phi}{\sin(\phi-\theta)}} \qquad (6.2.7)$$

ここに，ζ　：背面土塊の崩壊面が水平面となす角度（度）

ϕ　：土の内部摩擦角（度）

θ　：地震合成角 $(=\tan^{-1}k_h)$

k_h　：水平震度

この計算式は，擁壁に作用する地震時の主働土圧を以下の仮定に基づき導いたものである。

① 土の粘着力 $c=0$

② 背面土塊の天端が水平

③ 壁面が鉛直

④ 壁面摩擦角 $\delta=0$

なお，式（6.2.7）において地震合成角 $\theta=0$（常時）のとき，

$\zeta = 45° + \phi/2$

となる。

部分安定の検討に用いる地震時土圧 P_h は次式で求まる。

$$P_h = (W_{s2}+W_{s3})\cdot\{\tan(\zeta-\phi)+\tan\theta\} \qquad (6.2.8)$$

ここに，W_{s2}，W_{s3}：　図－6.2.5参照（tf／m）

上記の地震時水平土圧 P_h と土と補強材の摩擦力 T_p より，以下のように地震時ののり面部分の安定を判定する。

$T_p \geqq P_h + k_h\cdot W_{s1}$　　抜け出しに対して安定

$T_p < P_h + k_h\cdot W_{s1}$　　抜け出しに対して不安定

ここに，W_{s1}：図－6.2.5参照（tf／m）

ここに，T_p：式（3.1.6.12）で求められる土と補強材の摩擦力，ただし，式中の抜け出しに関する安全率 F_s は地震時の値を用いる。

検討の結果，抜け出しに対して不安定な場合はのり面部分を補強する補強材を敷設する。のり面部を補強する補強材の材料，敷設間隔，敷設長の設計は常時設計の方法を準用して，以下のように行う。

1）のり面部を補強する補強材の材料の選定，敷設間隔の設定

のり面部を補強する補強材の材料は次式を満足するものを採用する。

$$T_{AE} \geq T_{req} \qquad (6.2.9)$$

ここに，T_{AE}：補強材の耐震設計用引張強さ（tf／m）

T_{req}：のり面部を補強する補強材の必要引張力（tf／m）

のり面部を補強する補強材の必要引張力は，次式で求める。

$$T_{req} = \frac{P_h + k_h \cdot W_{s1} - T_p}{N} \qquad (6.2.10)$$

ここに，N：のり面部を補強する補強材の枚数

ただし，のり面部を補強する補強材の枚数は盛土の締固め層厚より適当な枚数を設定する（のり面部を補強する補強材の敷設間隔は盛土の締固め層厚の整数倍の方が都合がよい）。

なお，$T_{req} < 0.5$tf／m の場合でも，$T_{AE} \geq 0.5$tf／m の材料を選定する。

2）のり面部を補強する補強材の敷設長の設定

のり面部を補強する補強材の敷設長は常時設計の方法を準用して，式（3.1.6.8）より計算する。ただし，式中のT_{req}は式（6.2.10）で求められる値 F_s は地震時の抜け出しに対する安全率を用いる。また，最低でも1.5～2.0mを確保する。

(8) 通常，常時設計と耐震設計による設計断面は異なったものとなる。そこで，常時設計と耐震設計による設計断面の比較を行い，補強材配置の決定を行う必要がある。比較の結果，きびしい条件を与える設計の設計断面を採用する。具体的には，補強材の敷設枚数が多い方，敷設長が長い方を採用する。

（Ⅰ）の方法による設計手順：耐震設計を常時設計断面に基づき行う方法

(1) 設計地震力の設定

（Ⅱ）の方法と同じ

(2) 地震を考慮した無補強時の円弧すべり安定計算

（Ⅱ）の方法と同じ

(3－1) 円弧すべり安定計算による補強材の敷設間隔のチェック（内的安定の検討）

常時設計において設定された補強材料及び補強材の敷設間隔に対して，円弧すべり安定計算による地震時の内的安定の検討を行う。すなわち，盛土補強の地震時円弧すべり安全率が地震時許容安全率を満足するかどうかを判定し，補強材の敷設間隔（敷設枚数）のチェックを行う。ただし，この検討における補強材の敷設長はすべり円弧が必ず全ての補強材と交わるように，常時設計において設定された敷設長に関係なく十分長い値を設定する。検討には式（6.2.2）を用いる。ただし，式（6.2.2）中の補強材による張力Tは，すべり面と交差する補強材に期待できる発揮可能強さTavailであり，式（6.2.6）中の補強材の耐震設計用引張強さT_{AE}を用いる。

検討の結果，所定の安全率を満足する場合には，補強材長は十分長いとしているから，後

述する(5), (6), (7), (8)の順序で耐震設計を行う。

検討の結果，所定の安全率を満足しない場合は以下の方法による。

(3−2) 必要補強材張力の合計の算定

（Ⅱ）の方法と同じ

(4) 補強材料の選定及び補強材の敷設間隔の設定（補強材に関する内的安定の検討）

（Ⅰ）の方法による耐震設計における補強材料の選定及び補強材の敷設間隔の設定方法として，以下の2つが考えられる。

1）常時設計断面の補強材の敷設間隔をそのまま用いる場合

式（6.2.4）を満たすような補強材に変更する。

2）常時設計と同じ材料を用いる場合

式（6.2.5）を満たすような敷設枚数（敷設間隔）に変更する。

(5) 補強材の敷設長の設定（補強材に関する内的安定の検討）

（Ⅰ）の方法による耐震設計では，補強材の敷設長は常時設計と同じ長さに設定しておく。ただし，この場合，地震時の最大必要補強材張力を与えるすべり面に全ての補強材が交わっていることを確認する。

なお，（Ⅱ）の方法と同様に地震時の最大必要補強材張力を与えるすべり面に基づき求めてもよい。

(6) 円弧すべり安定計算による補強材の敷設長のチェック（内的安定・外的安定の検討）

（Ⅱ）の方法と同じ

(7) 部分安定の検討

（Ⅱ）の方法と同じ

(8) 常時設計と耐震設計の比較

（Ⅱ）の方法と同じ

6.2.3 耐震設計に用いる許容安全率

表−6.2.1に常時及び耐震設計に用いる許容安全率の一覧表を示す。

表－6.2.1　盛土補強の耐震設計に用いる許容安全率

安全率の種類	許容安全率	
	常　　時	地震時
円弧すべりに対する安全率	1.2	1.0
補強材の設計引張強さ	低減率 μ（3.1.3参照）	割増率 λ（6.1.3参照）
補強材の引き抜き	2.0	1.2
のり面の抜け出し	1.2	1.0

注）低減率 μ は補強材の破断強さ T_{max} に対する値
　　割増率 λ は補強材の常時設計引張強さ T_A に対する値

6.2.4　耐震設計計算例

ここでは，前述した補強盛土の設計計算例Ⅰについて耐震設計を行った（3.1.6.(14)参照）。

(1) 設定条件

1）常時設計断面（盛土形状及び常時設計による補強材配置，図－3.1.6.11参照）

盛土高さ　　7 m

のり面勾配　　1 : 1.2

2）盛土材

土の種類　　砂質土

単位体積重量　　$\gamma = 1.9\text{tf}/\text{m}^3$

粘着力　　$c = 0$

内部摩擦角　　$\phi = 35°$

3）補強材

ジオグリッド

設計引張強さ

常時　　$T_A = 0.72\text{tf}/\text{m}$

地震時　　$T_{AE} = \lambda \cdot T_A = 0.72\text{tf}/\text{m}(\lambda = 1.0)$

常時設計による補強材配置

敷設間隔　　0.9m

敷設長　　5 m

4）設計安全率

円弧すべりに対する許容安全率　　$F_{da} = 1.0$　(常時1.2)

補強材の引抜けに対する安全率　　$F_s = 1.2$　(常時2.0)

のり面部の抜け出しに対する安全率　　$F_s = 1.0$　(常時1.2)

5）施工条件

締め固め仕上がり層厚　30cm

(2) 耐震設計計算（常時設計断面に基づく（Ⅰ）の方法）

1）設計地震力の設定

水平震度 k_h ＝0.15

2）地震を考慮した無補強時の円弧すべり安定計算

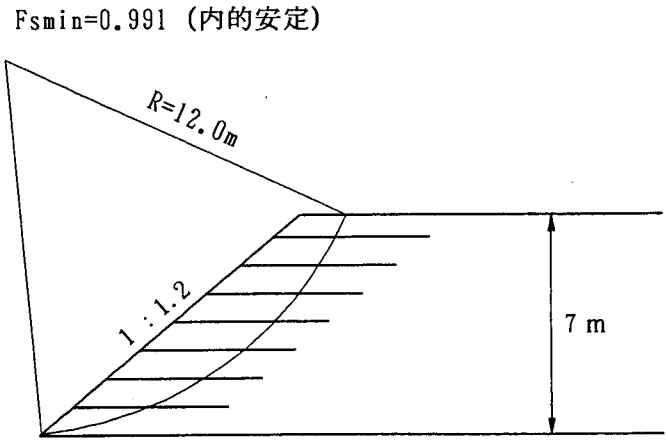
常時のFsmin＝0.895（3.1.6.(14)参照）より地震時のFsmin＜1.0である。よって耐震設計を行う。

3－1）円弧すべり安定計算による補強材の敷設間隔のチェック（内的安定の検討）

常時設計断面（補強材配置）の地震時（ k_h ＝0.15）の最小安全率は，

Fsmin＝0.991 ＜ F_{da} ＝1.0 （図－6.2.6参照）

よって，以降の設計計算は耐震設計を独立に行う方法（（Ⅱ）の方法）と同じになる。



図－6.2.6　常時設計断面の地震時（ k_h ＝0.15）の最小安全率

3－2）必要補強材張力の合計算定

図－6.2.7に示す円弧が必要補強材張力の合計の最大値 $\Sigma T_{req}(max)$ を与える。

$\Sigma T_{req}(max)$ ＝5.307tf／m

4）補強材料の選定，補強材の敷設間隔の設定

耐震設計断面の考え方として，常時設計と同じ材料を用いて補強材の敷設間隔を変更する方法と，常時設計断面の補強材の敷設間隔をそのまま用いて，補強材料を変更する方法とがある。本設計例では後者の方法を採用した。

常時設計断面の補強材の敷設間隔（敷設枚数7枚）をそのまま用いるとすると，

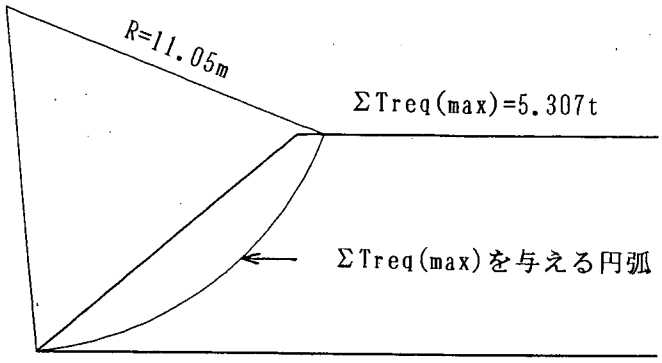
$$T = \frac{\Sigma T_{req}(max)}{N} = \frac{5.307}{7} = 0.76 \rightarrow 0.8tf/m$$

T_{AE}＝ 0.8tf／m以上の補強材料を採用する。便宜的にこの後の計算は，T_{AE}＝ 0.8tf／mとして行う。

なお，前者の方法を採用して，常時設計と同じ補強材料を用いるとすると，

$$N = \frac{\Sigma T_{req}(max)}{T_{AE}} = \frac{5.307}{0.72} = 7.4 \rightarrow 8$$

となり，常時設計より１枚増やす必要がある。



図－6.2.7　ΣT_{req}（max）を与える円弧

5）補強材料の敷設長の設定

補強材料の敷設長は，常時設計と同じ敷設長Ｌ＝５ｍとする。

6）円弧すべり安定計算による補強材の敷設長のチェック（内的安定・外的安定の検討）

耐震設計による補強材配置（敷設枚数Ｎ＝７枚，敷設長Ｌ＝５ｍ，設計引張強さT_{AE}＝0.8tf／ｍ）について，円弧すべり安定計算による補強材の敷設長のチェックを行う。

地震時（k_h ＝0.15）の内的最小安全率は，

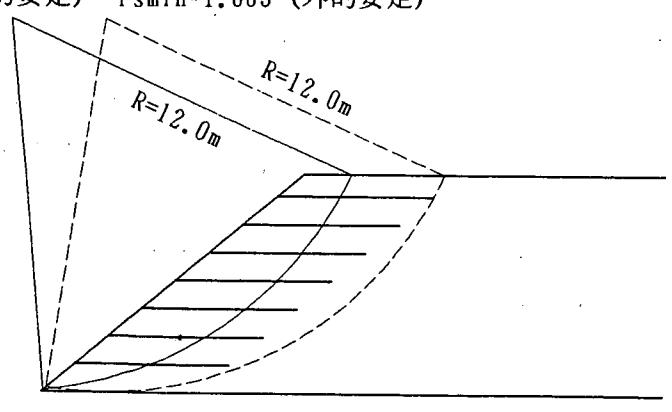
Fsmin＝1.016　＞　F_{da}＝1.0　　O.K.（図－6.2.8参照）

（注：このFsmin は全部または一部の補強材を切る円弧についての計算結果である。）

地震時（k_h ＝0.15）の外的最小安全率は，

Fsmin＝1.065　＞　F_{da}＝1.0　　O.K.（図－6.2.8参照）

Fsmin=1.016（内的安定）　Fsmin=1.065（外的安定）



図－6.2.8　耐震設計断面の地震時（k_h ＝0.15）の最小安全率

7）部分安定の検討

常時設計と同様に行う（常時設計の図－③参照）。

地震時の背面土塊の崩壊ζは式（6.2.7）より，

$$\zeta = 55.9°$$

仮想背面に作用する地震時水平土圧は式（6.2.8）より，

$$P_h = (W_{s2} + W_{s3}) \cdot \{\tan(\zeta - \phi) + \tan\theta\}$$

$$= (0.40 + 0.37) \cdot \{\tan(55.9° - 35°) + 0.15\} = 0.41 tf/m$$

補強材と土の摩擦力

$$T_p - k_h \cdot W_{s1} = 0.54 - 0.15 \times 0.92 = 0.40 < P_h = 0.41$$

よって抜け出しに対してわずかに不安定

よって，主補強材間ののり面を補強するための補強材を配置する。配置する補強材の必要引張力は式（6.2.3）より，N＝2として，

$$T_{req} = (P_h - (T_p - k_h \cdot W_{s1}))/N = (0.52 - 0.41)/2 = 0.06 tf/m$$

よって，T_{AE}＝0.5t／m以上の材料を主補強材間に2枚(0.3m間隔）敷設する（T_{req}＜ 0.5tf／mでもT_{AE}＝0.5tf／m以上の材料を使用する）。敷設長は2.0mとする。

8）常時設計と耐震設計の比較

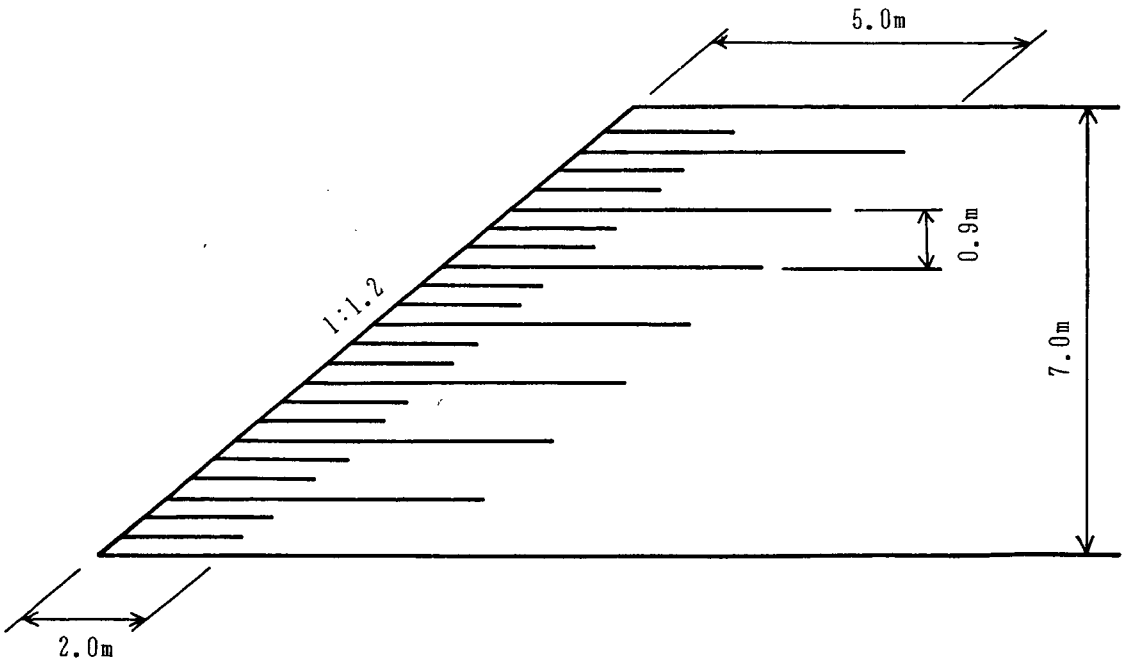
耐震設計の結果，以下のように補強材を敷設するものとする（図－6.2.9参照）。

主補強材

敷設間隔90cm（敷設枚数7枚），敷設長L＝5m，設計引張強さT_{AE}＝0.8tf／m以上

主補強材間ののり面を補強するための補強材

敷設間隔30cm，敷設長L＝2m，設計引張強さT_{AE}＝0.5tf／m以上



図－6.2.9　耐震設計による補強材配置

6.3 補強土壁工法

6.3.1 補強土壁の地震時破壊モードとその検討方法

補強土壁の耐震設計として以下に示す破壊モードについてそれぞれ検討するものとする。

(1) 内的安定

1）補強材の破断または降伏

2）補強材の引抜け（背面，前面，巻込み部）

3）一部または全部の補強材を切るすべり面に対する安定

1），2）は補強材の部分安定であり，3）は全体安定である。

耐震設計においては常時設計と同様に，1）の破壊モードに対して，必要補強材張力の算定，補強材料の選定，補強材の敷設間隔（敷設枚数）の設定を行う。2）の破壊モードに対して，補強材が引き抜けないような定着長を確保し補強材の敷設長の設定を行う。3）の破壊モードに対して，設定された補強材配置に対する震度法及び補強材の効果を考慮した円弧すべり法による安定計算を行い，補強材の敷設間隔（敷設枚数），敷設長のチェックを行う。

(2) 外的安定（補強領域を一体と仮定した安定検討）

耐震設計においては常時設計と同様に，この破壊モードに対して，設定された補強材配置について震度法を用いて補強領域を一体と仮定した滑動，転倒，支持力及び基礎地盤を含むすべりに対する安定検討を行い，補強材の敷設長のチェックを行う。

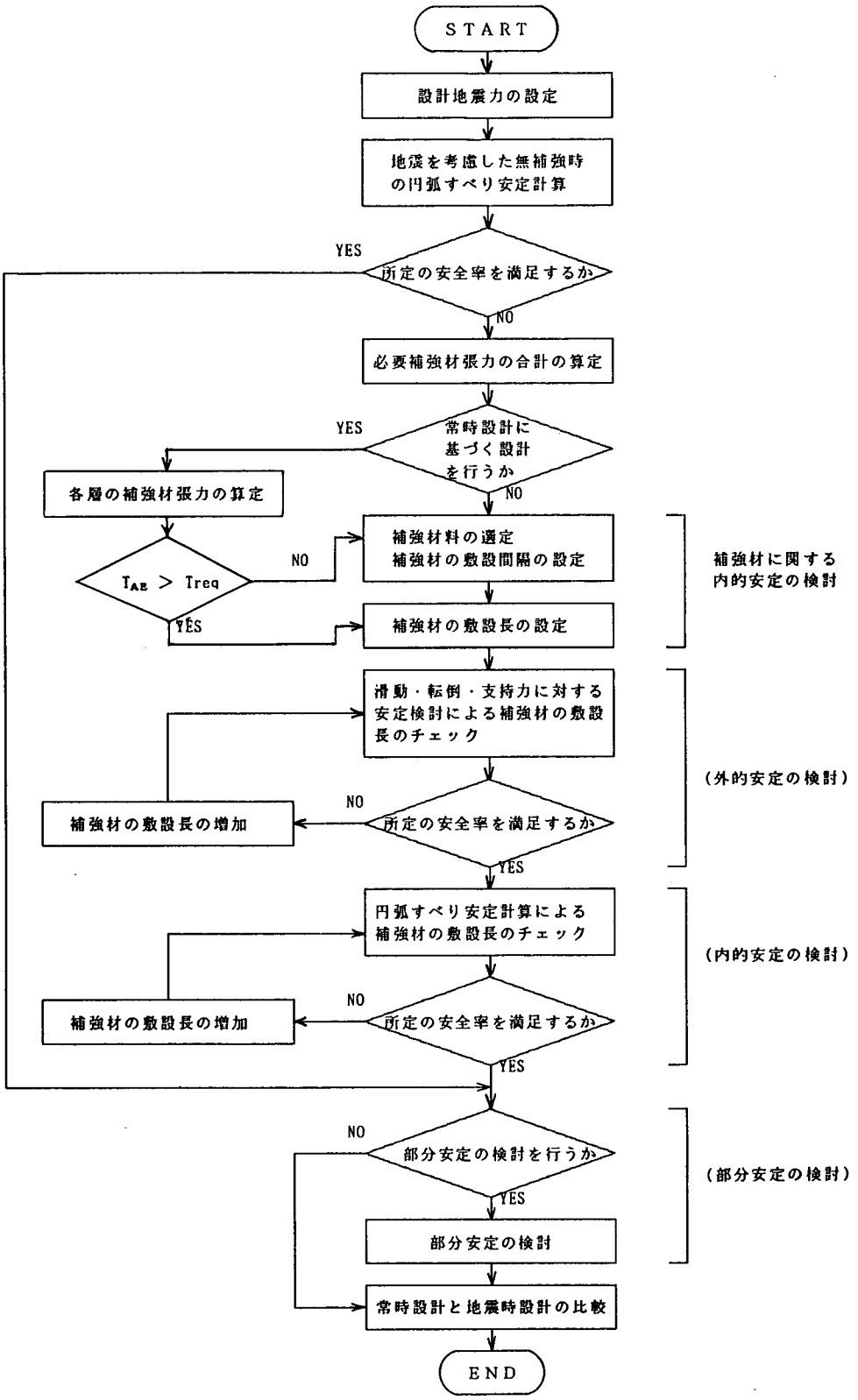
(3) 部分安定

壁面工の安定

耐震設計においてはこの破壊モードに対して，常時設計と同様な検討を行う。

6.3.2　設計手順

補強土壁の耐震設計の基本的手順のフロー図を図－6.3.1に示す。



図－6.3.1　補強土壁の耐震設計の手順

前述したように耐震設計の方法として以下の2通りがある。

（Ⅰ）常時設計によって定まった補強材配置に基づいて，地震荷重の作用時の安定性をチェックし，必要に応じて配置の変更を行う方法。

（Ⅱ）常時設計によって定まった補強材配置とは独立に，地震荷重作用時の設計を行い補強材配置を求め，両者を包含する補強材配置を採用する方法。

図－6.3.1に示した点線が（Ⅰ）の方法，実線が（Ⅱ）の方法の基本的手順である。以下に図－6.3.1の項目のにしたがって，設計手順の具体的な内容について述べる。

図－6.3.1に示したように，補強土壁の耐震設計において（Ⅰ）の方法と（Ⅱ）の方法は，基本的にほとんど変わらない。そこで，まず（Ⅱ）の方法について先に述べるものとする。

（Ⅱ）の方法による設計手順：耐震設計を独自に行う方法

(1) 設計地震力の設定

耐震設計を行う場合において設計に用いる地震力は，当該構造物の設計法を本来規定する基準類に基づいて設定する（6.1.3参照）。

(2) 地震を考慮した無補強時の円弧すべり安定計算

無補強盛土について，震度法により地震力を考慮した安定計算を行い，計算された最小安全率が地震時の許容安全率F_{da}を満足しているかどうかを判定し，耐震設計地震時検討を行うかどうかを判断する。安定計算に用いる計算式を以下に示す。

盛土を対象にした場合，無補強時の安定性は，通常円弧すべり面法により安全率を計算して評価する。この場合，次式を用いる。

$$\left.\begin{aligned} F_s &= \frac{R\Sigma\{cl+(W\cdot\cos\alpha-k_hW\cdot\sin\alpha)\tan\phi\}}{\Sigma(R\cdot W\cdot\sin\alpha+k_hW\cdot y)} \\ &= \frac{MR}{MD} \end{aligned}\right\} \qquad (6.3.1)$$

ここに，R　：すべり円弧の半径（m）

l　：分割片のすべり線の長さ（m）

c　：土の粘着力（tf／m²）

ϕ　：土の内部摩擦角（度）

W　：分割片の重量（tf／m）

k_h　：水平震度

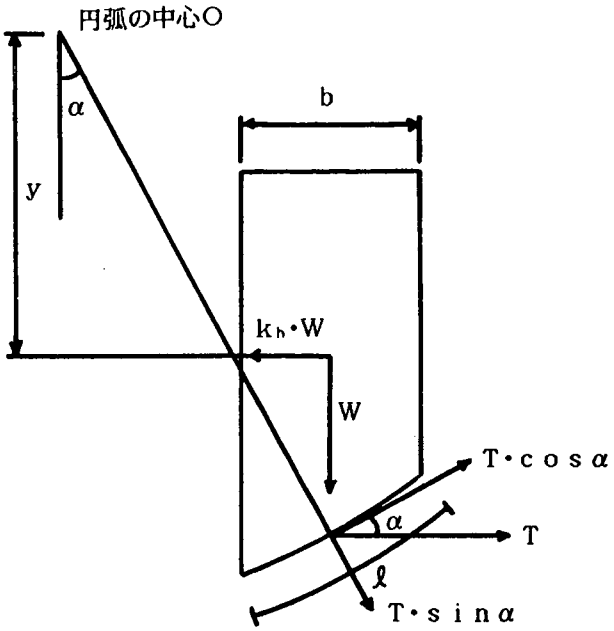
y　：円弧中心から分割片重心までの距離（m）

α　：分割片のすべり面が水平となす角度（度）

MR：土塊による抵抗モーメント（tf・m／m）

MD：土塊による滑動モーメント（tf・m／m）

図－6.3.2参照（注：図－6.3.2のTは補強時の補強材張力を示している）



図－6.3.2　円弧すべり計算のためのスライス

この計算式は6.2盛土補強工法の式（6.2.1）と同じである。

(3) 各層の必要補強材張力の算定

盛土の地震時円弧すべり安全率が地震時許容安全率を満足するのに必要な補強材張力の合計の最大値を算定する。

補強材張力を考慮した円弧すべり計算を行うためには，各層の補強材張力がどのように分布しているかを想定する必要がある。実際の補強材張力の分布は，補強領域の土と補強材の複合体がどのように変形して釣合うかに帰するが，このことに関する明瞭な実験結果は未だ少ない。本マニュアルでは，補強盛土の安定を保つために全ての補強材の引張力が寄与するものとし，その引張力に対し，補強材に関する内的安定の検討を行う。この場合，図－6.3.3(a)に示すように，補強土壁においては，基本的には各層の補強材張力の分布に関して次のような特性があることを仮定する。

常時における補強材張力の特性

1）のり勾配が急勾配の場合，盛土過程において，下部の補強材には引張力が累積する。

2）補強材の敷設長が十分長く，1）ののり面の変形の拘束を一様に行う場合には，のり面安定に必要な抑止応力（単位層厚当たりの張力t）は，のり面下部に対して直線的に増加する。

3）1）2）の仮定を踏まえて，各層の単位層厚当たりの張力は下層ほど比例的に大きくなるものとした。

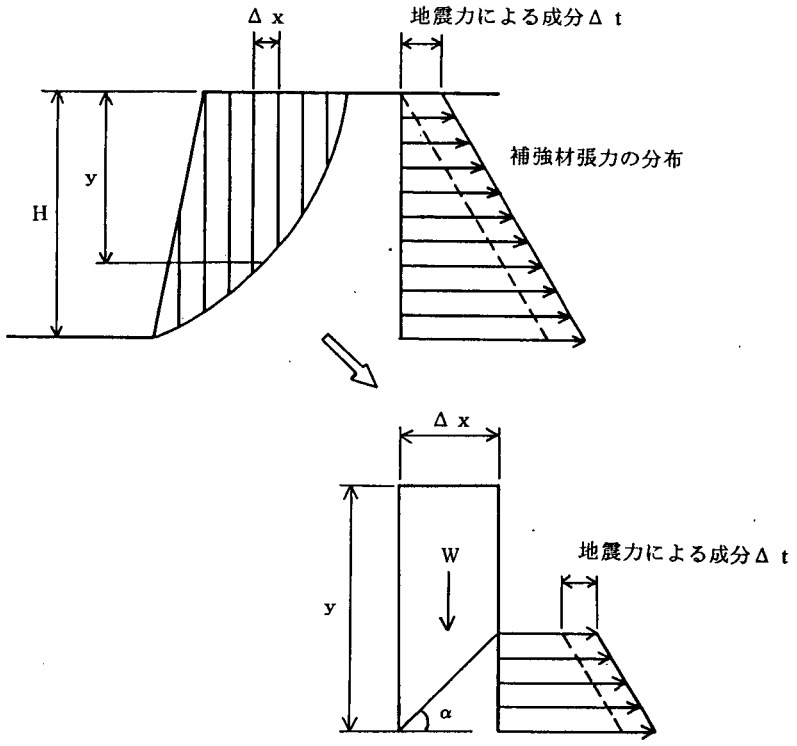
地震時における補強材張力の特性

1）地震時には，のり面の前方への変形は一般的にのり面上部ほど大きい。

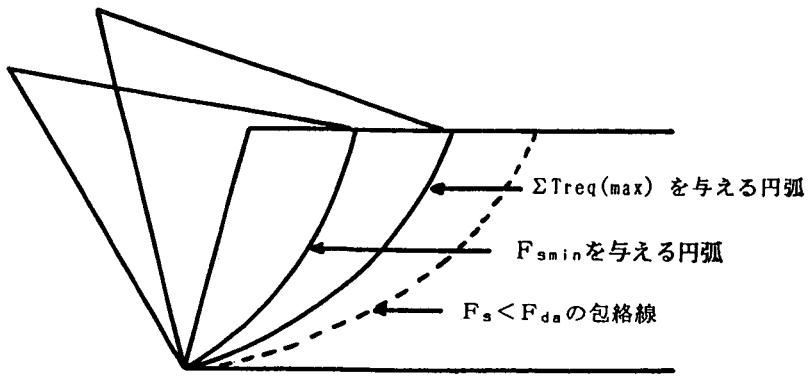
2）補強材の敷設長が十分長く，1）の地震時ののり面の変形の拘束を一様に行うためには，常時のようにのり面下部ほど増加するというパターンではないであろう。

3）1），2）の考察，Richardson, Lee[5] のテールアルメに関する振動実験の結果，有限要素法による補強盛土の解析結果等に基づき，地震力による各層の単位層当たりの張力は高さ方向に一定とした。

(2)の結果，計算された最小安全率が地震時の許容安全率F_{da}を満足していない場合は，前述した仮定に基づき，安全率が地震時許容安全率F_{da}を満足するのに必要な補強材張力の合計ΣT_{req}の最大値$T_{req}(max)$から各層の必要補強材張力の算定に必要な係数K_G'，地震力に起因する単位層厚当たりの必要補強材張力Δtを求める。図－6.3.3(b)に，無補強盛土において最小安全率を与える円弧，上述した$\Sigma T_{req}(max)$を与える円弧，安全率が地震時許容安全率F_{da}より小さい領域の包絡線の一般的な位置関係を示す。K_G'，Δtの算定は以下の方法による。



図－6.3.3(a) 補強材張力の分布の仮定



図－6.3.3(b) $\Sigma T_{req}(max)$を与える円弧

地震時の補強土壁の安全率計算式として，次式のような常時設計の計算式を準用した円弧すべり計算式を用いる。

$$F_s = \frac{R\Sigma\{cl+(W\cdot\cos\alpha - k_h W\cdot\sin\alpha)\tan\phi\}+R\Sigma T(\cos\alpha+\sin\alpha\cdot\tan\phi)}{\Sigma(R\cdot W\cdot\sin\alpha+k_h W\cdot y)} = \frac{MR+\Delta MR}{MD} \qquad (6.3.2)$$

ここに，T　　：補強材による張力（tf／m）

MR　：土塊による抵抗モーメント（無補強時の抵抗モーメント）（tf・m／m）

MD　：土塊による滑動モーメント（無補強時の滑動モーメント）（tf・m／m）

ΔMR：補強材による抵抗モーメントの増加（tf・m／m）

図－6.3.2参照

注：各スライスには補強材張力Tが作用する場合と作用しない場合があり，同図は作用する場合の図である。また，Tの作用位置は一般にはスライス底面の中心ではないが，スライス幅を十分細かくした場合は上式で安全率 F_s を計算してよい。

任意に設定されたすべり面に対して，式（6.3.2）で計算される安全率が地震時の許容安全率 F_{da} を満足するのに必要な盛土天端より深さzにおける補強材の単位層当たりの張力tは，次式で表されると仮定する（図－6.3.3(a)参照）。

$$t = K_G'\sigma v+\Delta t = K_G'\gamma z+\Delta t \qquad (6.3.3)$$

必要補強材張力の合計 ΣT_{req} は，式（6.3.3）より次のように求められる。

$$\Sigma T_{req} = \int_0^H t\,dz = \frac{1}{2}K_G'\gamma H^2+\Delta t\cdot H = \Sigma T_{req}'+\Delta t\cdot H \qquad (6.3.4)$$

ここに，$\Sigma T_{req}'$　：常時の必要補強材張力の合計（式（4.2.10）参照）(tf／m)

K_G'　：常時の必要補強材張力の合計$\Sigma T_{req}'$に対する比例定数

（式（4.2.12）参照）

Δt　：地震力に起因する単位層厚当たりの必要補強材張力（tf／m／m）

ただし，$\Sigma T_{req}'$は設定されたすべり面に対して，式（4.2.10）において F_s として地震時許容安全率（=1.0)を用いて計算される値を用いる。

式（6.3.4）より，

$$\Delta t = \frac{\Sigma T_{req} - \Sigma T_{req}'}{H} \qquad (6.3.5)$$

地震時の円弧すべりに対する許容安全率をF_{da}として，$T = t \cdot b \cdot \tan \alpha$，式（6.3.3），（6.3.5）を用いて，式（6.3.2）を書き換えると，地震時の許容安全率を満足するのに必要な補強材張力の合計ΣT_{req}は，以下のように導かれる。

$$F_{da} = \frac{MR + R\Sigma\{t \cdot b \cdot \tan\alpha(\cos\alpha + \sin\alpha \cdot \tan\phi)\}}{MD}$$

$$= \frac{MR + R\Sigma\left\{\left(K_G'\gamma z + \frac{\Sigma T_{req} - \Sigma T_{req}'}{H}\right) \cdot A\right\}}{MD} \qquad (6.3.6)$$

$$\therefore \quad \Sigma T_{req} = \left\{\frac{F_{da} \cdot MD - MR}{R\Sigma A} - \frac{\Sigma(K_G'\gamma z \cdot A)}{\Sigma A}\right\}H + \Sigma T_{req}' \qquad (6.3.7)$$

ここに，b：分割片の幅（図－6.3.3(a)参照）（m）

$$A = b \cdot \tan\alpha(\cos\alpha + \sin\alpha \cdot \tan\phi)$$

式（6.3.7）を用いて，式（6.3.5）を書き換えると，

$$\therefore \quad \Delta t = \frac{F_{da} \cdot MD - MR}{R\Sigma A} - \frac{\Sigma(K_G'\gamma z \cdot A)}{\Sigma A} \qquad (6.3.8)$$

よって実際の耐震設計計算では，常時の必要補強材張力の合計$\Sigma T_{req}'$に対する比例定数K_G'を求めてから，式（6.3.7）で与えられるΣT_{req}の最大値$\Sigma T_{req}(max)$を探し，式（6.3.5）または，式（6.3.8）で与えられる地震力に起因する単位層厚当たりの必要補強材張力Δtを計算する。

また，上載荷重がある場合の，K_G'，Δtの算定は以下の方法による。

上載荷重としては，無補強盛土，建築物等の異種構造物，交通荷重等が考えられる。

1）無補強盛土の場合

盛土上部について，のり肩付近までの載荷を避ける，全体としての安定度・経済性を向上させる等のために，補強領域よりも一般に緩勾配ののり面を有する盛土を設けることがある。このような場合には，盛土の自重及び地震時慣性力を考慮する必要がある。

2）建築物等の場合

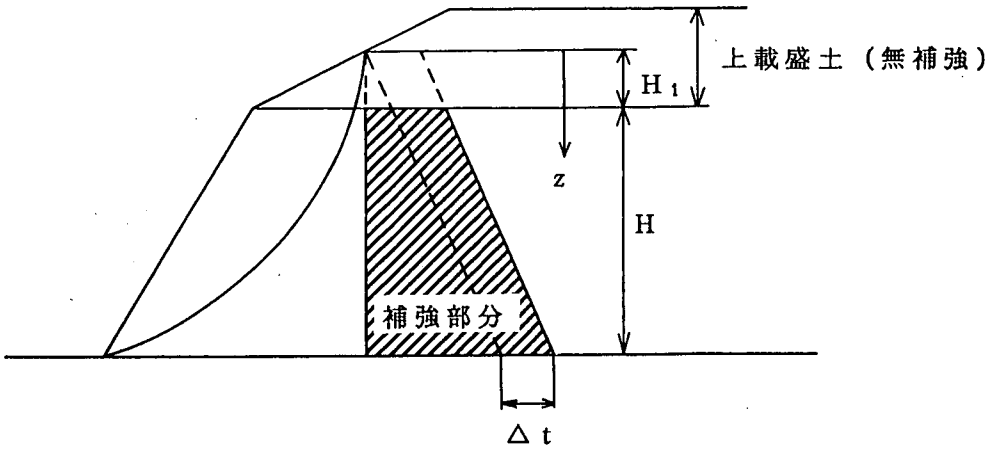
補強材が敷設されたところには，杭基礎等を有する構造物等を構築することは考えられず，可能性としては，ある程度広い盛土部ののり面部を補強材で補強してのり面安定をはかり，そしてのり面から離れた盛土本体部に構造物を構築する場合があろう。この様な場合には，盛土（のり面）の安定に対して，構造物の影響は省略してよいと考えられる。

3）交通荷重のように一時的な荷重は，通常静的な分布荷重に置換して常時設計を行うが，一方，

地震時設計に対しては，この荷重は省略するのが通常である。

以上のことから，以下では，1）の場合のみを想定した計算法について述べる。

地震時の場合，図－6.3.3(c)において以下のように仮定する。



図－6.3.3(c) 上載盛土がある場合の補強材張力の分布の仮定（地震時）

任意に設定されたすべり面に対して，式（6.3.2）で計算される安全率が地震時の許容安全率 F_{da} を満足するのに必要なすべり円弧と上載盛土の交点より，深さ z における補強材の単位層厚当りの張力 t は，次式で表されると仮定する。

$$t = K_G'\sigma_v + \Delta t = K_G'\gamma z + \Delta t \qquad (6.3.9)$$

深さ H_1 から H_1+H の範囲を補強するとすると，必要補強材張力の合計 ΣT_{req} は，式（6.3.9）より次のように求められる。

$$\Sigma T_{req} = \int_{H_1}^{H_1+H} t\,dz$$

$$= \frac{1}{2} K_G'\gamma H(2H_1+H) + \Delta t \cdot H$$

$$= \Sigma T_{req}' + \Delta t \cdot H \qquad (6.3.10)$$

ここに，$\Sigma T_{req}'$：設定されたすべり面に対して地震力がない時の必要補強材張力の合計（式（4.2.19）参照）（tf／m）

K_G'：設定されたすべり面に対して地震力がない時の必要補強材張力の合計 $\Sigma T_{req}'$ に対する比例定数

Δt：地震力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力（tf／m／m）

ここで，式（6.3.10）は，見かけは上載盛土の無い場合の式（6.3.4）と同じであるが，上載

盛土の有無により$\Sigma T_{req}'$の計算式が異なる。同様に，以下の計算式も見かけは上載盛土の無い場合の計算式と同じであるが，上載盛土の有無により$\Sigma T_{req}'$の計算式が異なる。

ただし，$\Sigma T_{req}'$は設定されたすべり面に対して，式（4.2.19）においてF_{sa}として地震時許容安全率（＝1.0）を用いて計算される値を用いる。

式（6.3.10）より，

$$\Delta t = \frac{\Sigma T_{req} - \Sigma T_{req}'}{H} \qquad (6.3.11)$$

地震時の円弧すべりに対する許容安全率をF_{da}として，$T = t \cdot b \cdot \tan\alpha$，式（6.3.9），（6.3.11）を用いて，式（6.3.2）を書き換えると，地震時の許容安全率を満足するのに補強材張力の合計ΣT_{req}は，以下のように導かれる。

$$F_{da} = \frac{MR + R\Sigma\{t \cdot b \cdot \tan\alpha(\cos\alpha + \sin\alpha \cdot \tan\phi)\}}{MD}$$

$$= \frac{MR + R\Sigma\left\{\left(K_G'\gamma z + \frac{\Sigma T_{req} - \Sigma T_{req}'}{H}\right) \cdot A\right\}}{MD} \qquad (6.3.12)$$

$$\therefore \quad \Sigma T_{req} = \left\{\frac{F_{da} \cdot MD - MR}{R\Sigma A} - \frac{K_G'\gamma\Sigma(z \cdot A)}{\Sigma A}\right\}H + \Sigma T_{req}' \qquad (6.3.13)$$

ここに，b：分割片の幅（m）

$A = b \cdot \tan\alpha(\cos\alpha + \sin\alpha \cdot \tan\phi)$

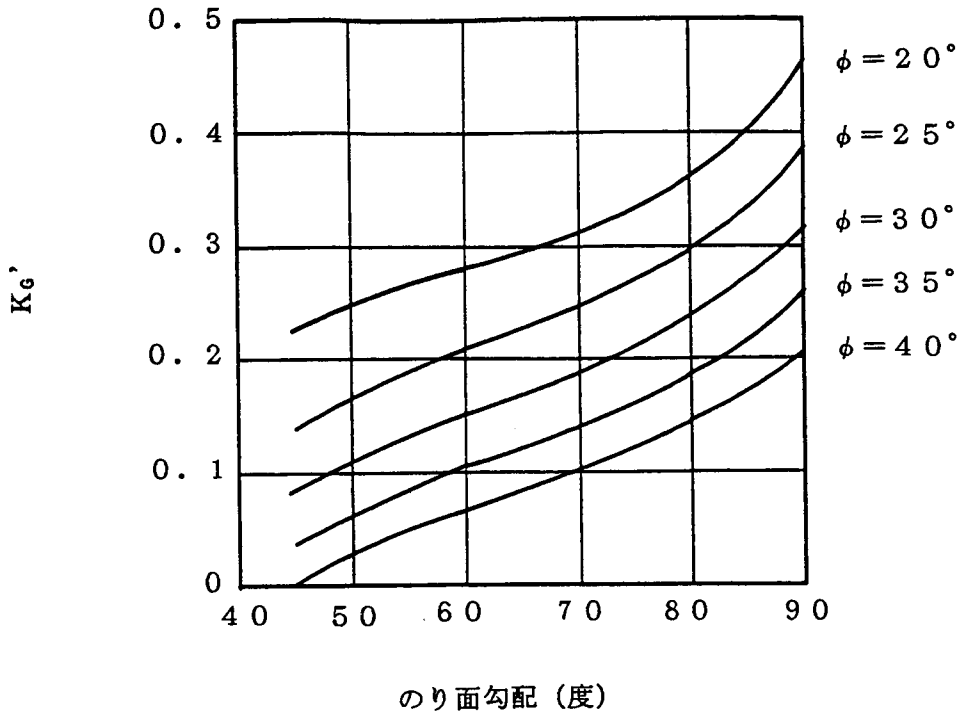
式（6.3.13）を用いて，式（6.3.11）を書き換えると，

$$\therefore \quad \Delta t = \frac{F_{da} \cdot MD - MR}{R\Sigma A} - \frac{K_G'\gamma\Sigma(z \cdot A)}{\Sigma A} \qquad (6.3.14)$$

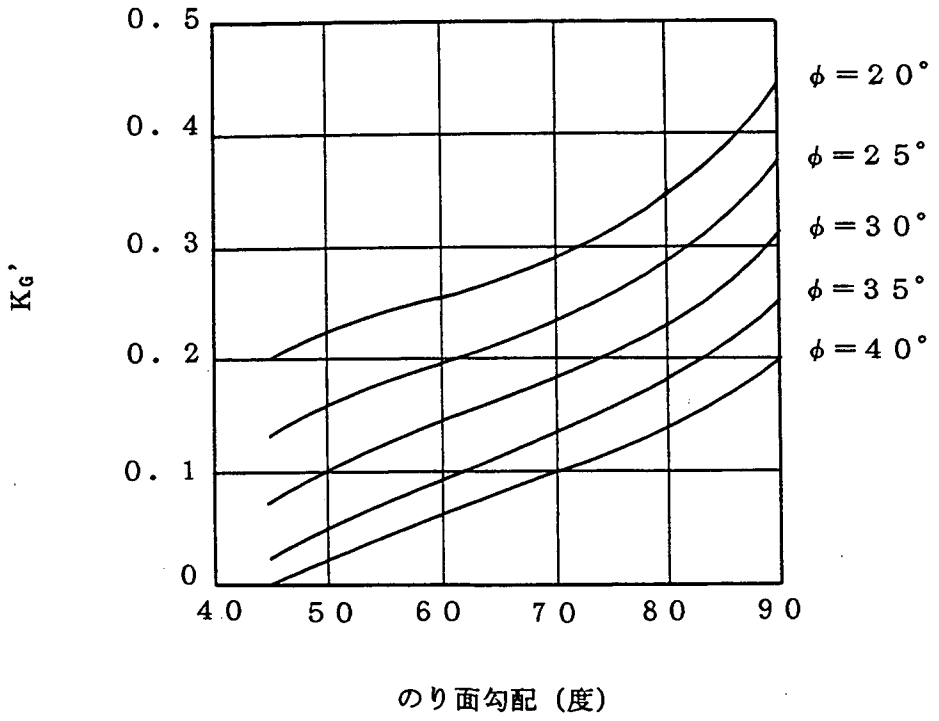
よって実際の耐震設計計算では，地震力が作用しない場合の必要補強材張力の合計$\Sigma T_{req}'$に対する比例定数K_G'を求めてから，式（6.3.13）で与えられるΣT_{req}の最大値$\Sigma T_{req}(max)$を探し，式（6.3.11）または，式（6.3.14）で与えられる地震力に起因する単位層厚当りの必要補強材張力Δtを計算する。

これ以降の設計法は，上載盛土が無い場合と同じである。

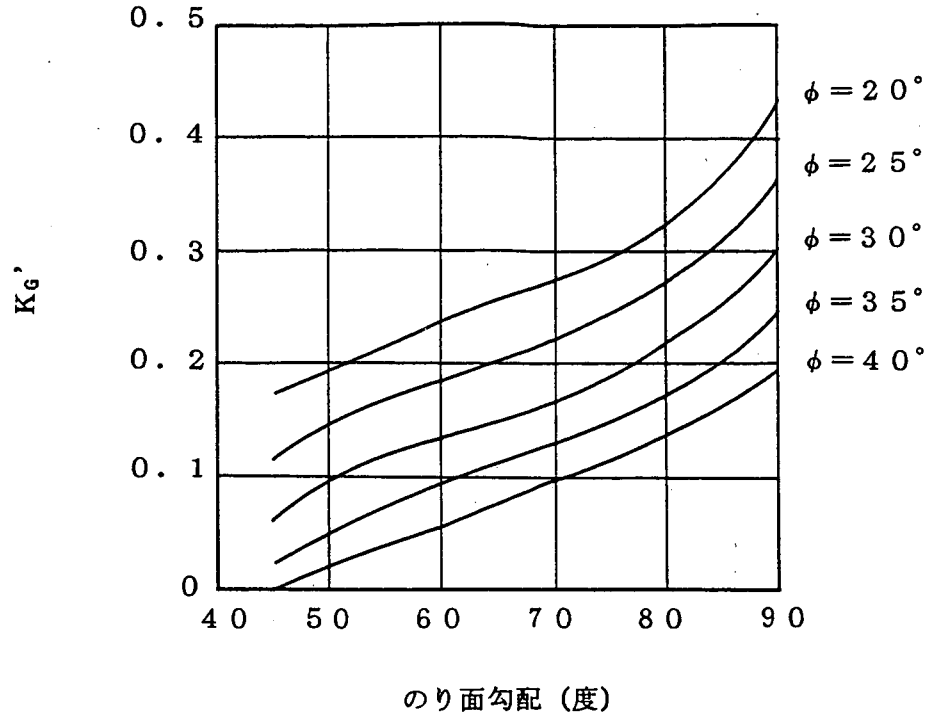
ただし，上載盛土がなく，盛土の天端が水平で土の粘着力$c = 0$の場合には，K_G'，Δtは図－6.3.4，6.3.5から求めることができる。



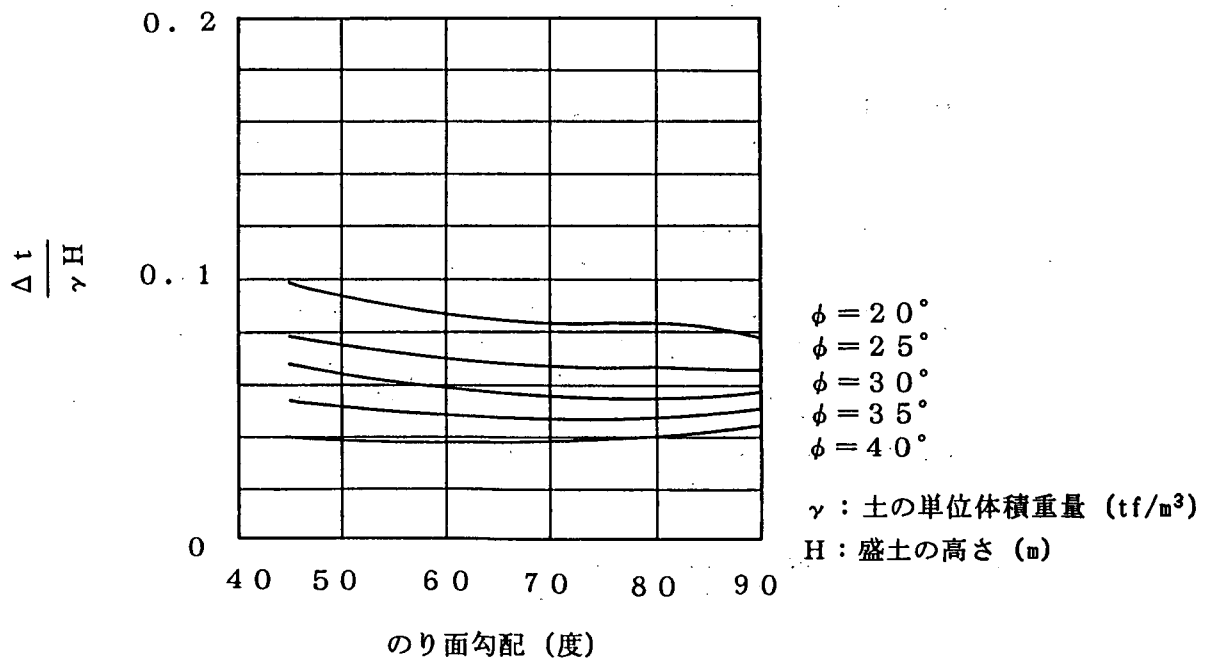
図－6.3.4(a)　K_G' とのり面勾配の関係（水平震度 $k_h=0.15$）



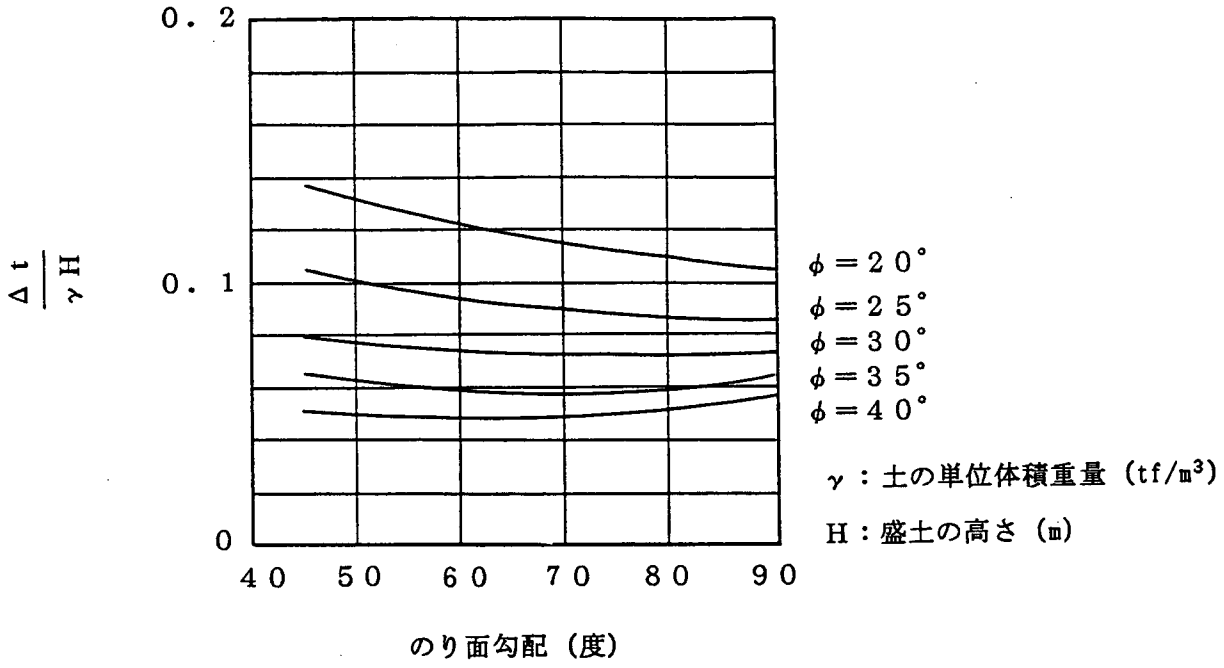
図－6.3.4(b)　K_G' とのり面勾配の関係（水平震度 $k_h=0.18$）



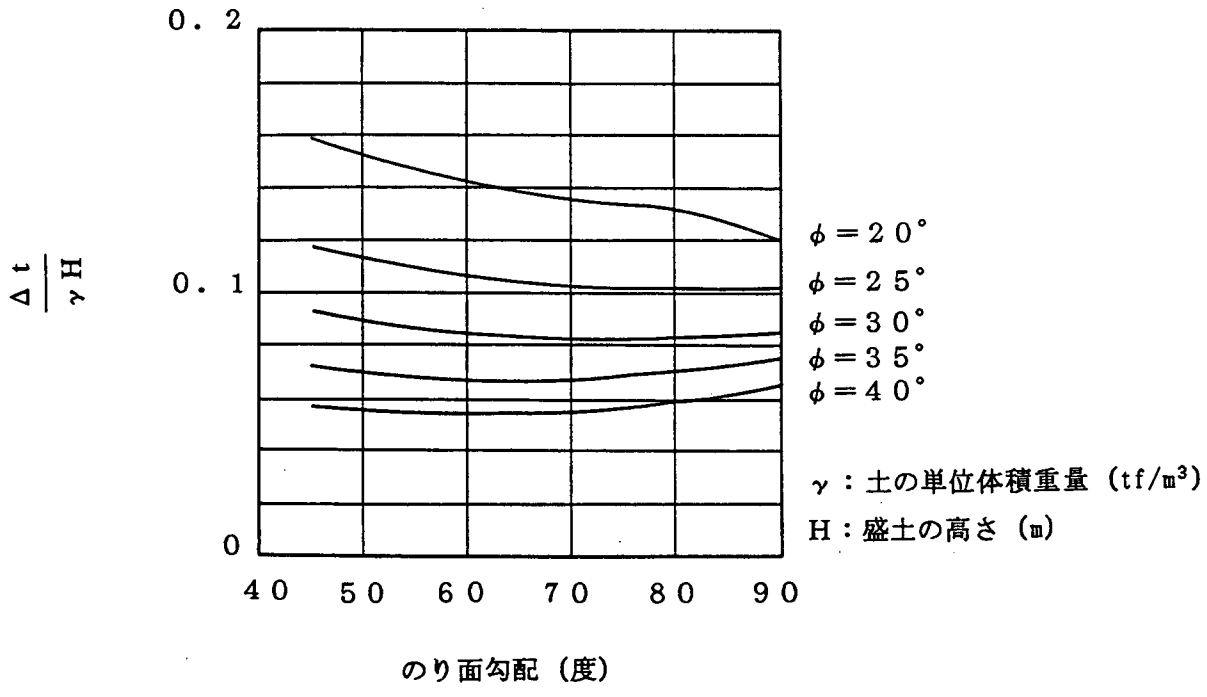
図－6.3.4(c)　K_G' とのり面勾配の関係（水平震度 $k_h=0.20$）



図－6.3.5(a)　Δｔとのり面勾配の関係（水平震度 $k_h=0.15$）



図－6.3.5(b) Δtとのり面勾配の関係（水平震度k_h＝0.18）



図－6.3.5(c) Δtとのり面勾配の関係（水平震度k_h＝0.20）

(4) 補強材料の選定及び補強材の敷設間隔の設定（補強材に関する内的安定の検討）

(3)において計算された常時の必要補強材張力$\Sigma T_{req}'$に対する比例定数K_G'及び地震力に起因する単位層厚当たりの必要補強材張力 Δt と，(3)による補強材張力の分布の仮定に応じて，補強材料の選定，補強材の敷設間隔の設定を行う。

深さｚにある補強材には，単位層厚当たりの張力ｔがその補強材の上下層の各１／２の層厚和Ｖについて作用すると考えると，その補強材の必要補強材張力T_{req}は次式で求められる。

$$T_{req} = t \cdot V$$
$$= (K_G'\gamma z + \Delta t) \cdot V \qquad (6.3.15)$$

ここに，T_{req}：盛土天端より深さｚにおける補強材の必要補強材張力（tf／m）

Ｖ　：盛土天端より深さｚにおける補強材の敷設間隔（m）

このT_{req}について，

$$T_{req} \leq T_{AE} \qquad (6.3.16)$$

ここに，T_{AE}：補強材の耐震設計用引張強さ

でなければならない。この関係が成立するように補強材の材料（T_{AE}）及び敷設間隔Ｖを定める。この考えによれば，補強材の敷設は下層になるにしたがって敷設間隔が密となるような配置となる。

設計引張強さT_{AE}の補強材を敷設間隔Ｖで敷設した場合には，その間隔で補強材が安定である盛土天端から最大距離ｚは，式（6.3.15）において $T_{req} = T_{AE}$ として以下の式で求めることができる。

$$z = \frac{\frac{T_{AE}}{V} - \Delta t}{K_G'\gamma} \qquad (6.3.17)$$

ここに，ｚ　：間隔Ｖで敷設可能となる盛土天端からの最大距離（m）

T_{AE}：補強材の耐震設計用引張強さ（tf／m）

Ｖ　：補強材の敷設間隔（m）

Δt　：地震力に起因する単位層厚当たりの必要補強材張力（tf／m／m）

K_G'：常時の必要補強材張力$\Sigma T_{req}'$に対する比例定数

γ　：土の単位体積重量（tf／m³）

実際の耐震設計では，補強材料の選定及び補強材の敷設間隔の設定は常時設計の方法を準用して以下のように行う。

１）補強材の耐震設計用引張強さT_{AE}（補強材料）を設定する。

２）何通りかの補強材の敷設間隔 V_i を設定する。敷設間隔 V_i の設定は，実際の盛土工事を考

慮して，敷設間隔をあらかじめ想定される締固め層厚の整数倍にすると都合がよい。すなわち，締固め層厚をｖとすると，

$$V_i = i \cdot v (i = 1,\ 2,\ 3,\ \cdots\cdots) \qquad (6.3.18)$$

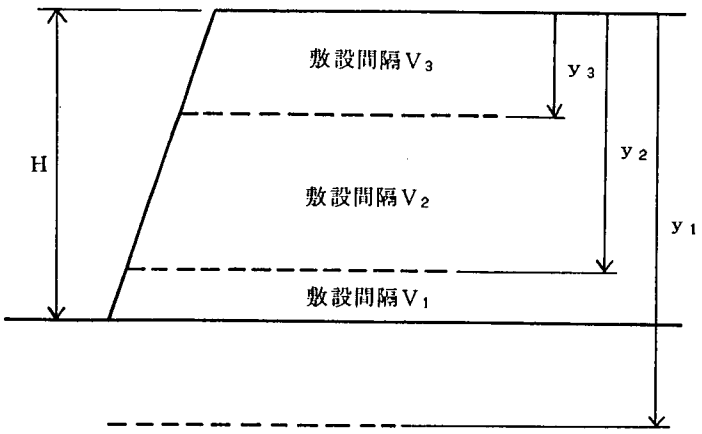
ここに，V_i ：補強材の敷設間隔（締固め層厚のｉ倍）（m）

ｖ：締固め層厚（m）

と設定する。また，補強材の敷設間隔 V_i の設定においては，施工上，全体の安定性から考慮して $V_i \leqq 1.0$mとなるようにするのが望ましい。

3）式（6.3.17）により，1）で設定した補強材を，2）で設定した敷設間隔 V_i で敷設する場合に，その間隔で補強材が安定である盛土天端からの最大距離z_iを計算する。計算の結果，補強材の敷設間隔$V_i(=i \cdot v)$に対して敷設可能な盛土天端からの最大距離z_iが盛土高さＨよりも小さい（$z_i < H$）場合は，盛土の下層部分で補強材の強さが不足していることになるため，補強材の耐震設計用引張強さT_{AE}を大きなものに変更してz_iを計算し直す。

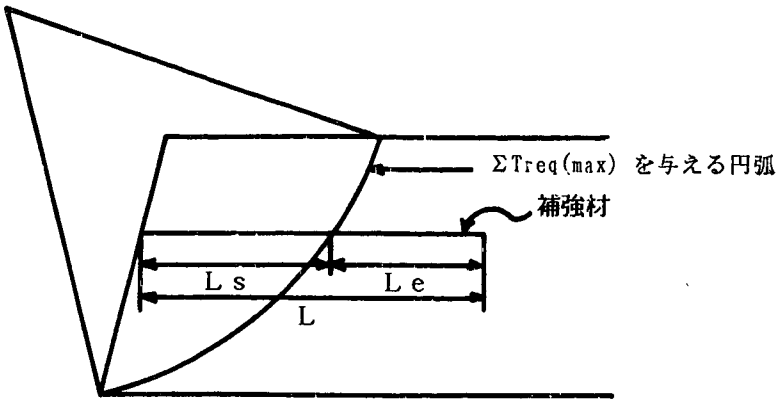
4）以上より補強材の敷設間隔は図－6.3.6に示すように設定する。また，最上段の補強材の土破り厚さは，常時設計と同じく最低でも50cmは確保する。



図－6.3.6　補強材の敷設間隔の設定

(5) 補強材の敷設長の設定（補強材に関する内的安定の検討）

補強材の敷設長は，必要補強材張力の合計の最大値ΣT_{req}（max）を与えるすべり面に対して補強材の張力が十分に発揮できる定着長を確保するものとする。そのために，図－6.3.7に示すように各層の補強材の敷設長Ｌは，必ず盛土のり面からΣT_{req}（max）を与えるすべり面までの長さ L_s を確保し，さらに補強材の張力が十分に発揮できる定着長 L_e を確保する。また，施工上の便を考慮し，補強材の敷設長Ｌ（$= L_s + L_e$）は各層ですべて一定にすることを原則とする。以下に，補強材の敷設長Ｌの具体的設定方法を述べる。

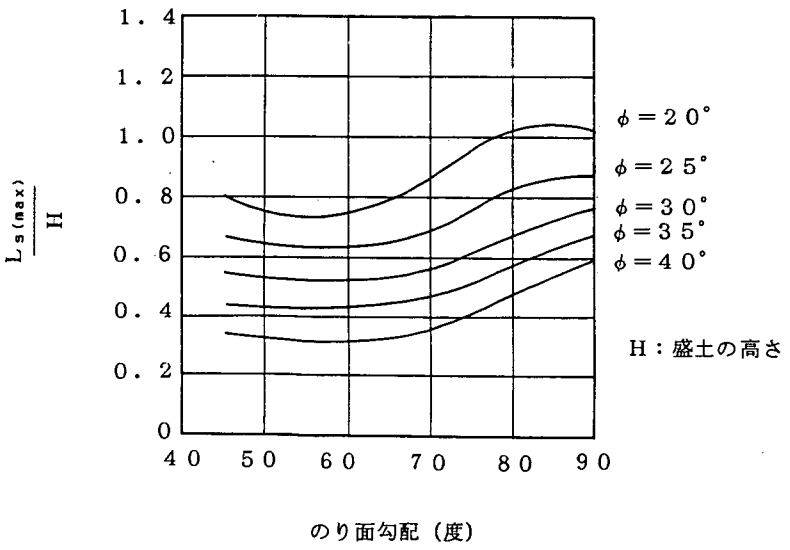


図－6.3.7　補強材の敷設長の設定

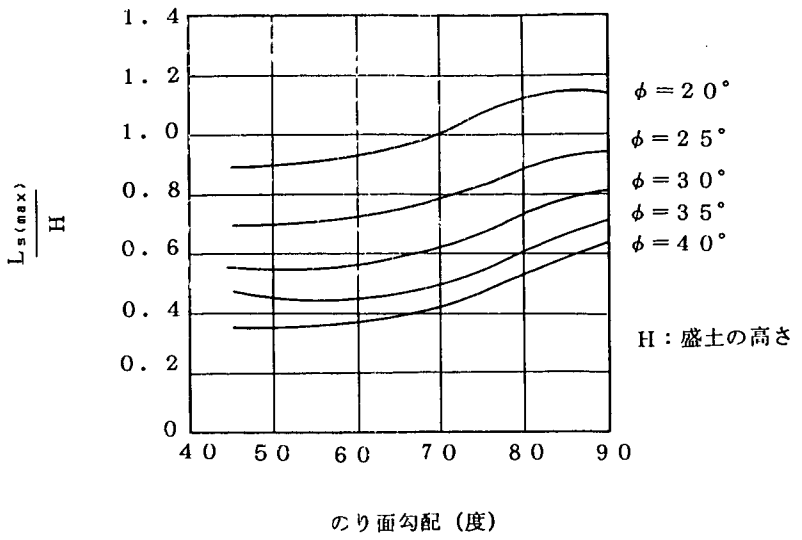
盛土のり面からΣT_{req} (max) を与えるすべり面までの長さ L_s は，前項において補強材の敷設間隔が設定されているので，図－6.3.7より各層の補強材について求めることができる。また，盛土のり面からΣT_{req} (max) を与えるすべり面までの長さの最大値 L_s (max) を，全ての補強材の L_s とすることもできる。

なお，盛土の天端が水平で土の粘着力 c ＝ 0 の場合の，L_s (max) （盛土のり面からΣT_{req} (max) を与えるすべり面までの長さの最大値）は，図－6.3.8から求めることができる。

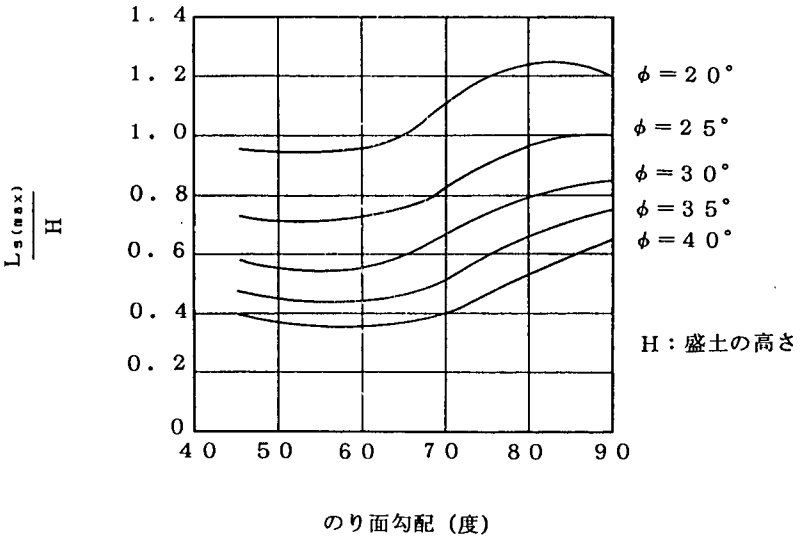
耐震設計において，定着長 L_e の設定は常時設計の方法を準用して，式（4.1.24），または，式（4.1.25）により求められる。ただし，式（4.1.24），（4.1.25）中の T_i は式（6.3.9）で求められる地震時の補強材1枚当たりの必要引張力を用いる。また，式（4.1.24），（4.1.25）中の引抜き抵抗に関する安全率 F_s は地震時の値を用いる。



図－6.3.8(a)　$L_{s\,(max)}$ とのり面勾配の関係（水平震度 k_h ＝0.15）



図－6.3.8(b)　$L_{s(max)}$ とのり面勾配の関係（水平震度 k_h ＝0.18）



図－6.3.8(c)　$L_{s(max)}$ とのり面勾配の関係（水平震度 k_h ＝0.20）

(6) 滑動・転倒・支持力・基礎地盤を通るすべり面に対する安定検討による補強材の敷設長のチェック（外的安定の検討）[5)]

(4), (5)において設定された補強材配置に対して，補強領域を一体と仮定した外的安定の検討を行い，補強領域底面の滑動に対して地震時許容安全率を満足しているか，補強領域の前方への転倒に対して地震時合力の作用位置が安定位置を満足するかどうか，補強領域底面の地盤支持力が十分かどうかを判定し，補強材の敷設長のチェックを行う。検討する破壊モードば滑動，転倒及び地盤の支持力不足による破壊で，検討に用いる計算式はそれぞれ以下のようである。

1）滑動に対する検討

滑動に対する検討は常時設計を準用して，次式で行う。

$$F_s = \frac{\mu(W_1 + P_V)}{k_h W_1 + P_H} \qquad (6.3.19)$$

ここに, $P_V = P \cdot \sin(\delta - \beta)$

$P_H = P \cdot \cos(\delta - \beta)$

P ：補強領域に作用する地震時土圧（tf／m）（試行くさび法またはそれに等価な方法で求める。）

P_V ：補強領域に作用する地震時土圧Pの鉛直方向成分（tf／m）

P_H ：補強領域に作用する地震時土圧Pの水平方向成分（tf／m）

δ ：補強領域背面と地震時土圧Pの摩擦角（度）

β ：補強領域背面と鉛直線のなす角度（度）

μ ：補強領域の底面と地盤との摩擦係数（具体的な値は式（4.1.30）参照

W_1 ：補強領域の重量（tf／m）

図－6.3.9参照

2）転倒に対する検討

常時設計を準用して，以下に示す方法で転倒に対する検討を行う。

のり先から合力Rの作用点までの距離dは，次式で計算される（図6.3.9参照）。

$$d = \frac{W_1 a1 + P_u a2 - k_h W_1 H_1 - P_H H_2}{W_1 + P_v} \qquad (6.3.20)$$

ここに, H_1 ：補強領域の慣性力の作用高さ（通常H／2とする）

H_2 ：補強領域に作用する地震時土圧Pの作用高さ（通常H／3とする）

合力Rの作用点の補強領域の底面中央からの偏心距離eは，次式で計算される。

$$e = \frac{L}{2} - d \qquad (6.3.21)$$

転倒に対する安定条件としては，補強領域が前面へ転倒しなければよい。すなわち，地震時には偏心距離eは，次式を満足しなければならない。

$$e \leqq \frac{L}{3} \qquad (6.3.22)$$

3）地盤の支持力に対する検討

常時設計を準用して，以下に示す方法で地盤の支持力に対する検討を行う。

地盤反力度は次式で計算される。

$$e \leqq \frac{L}{3} \quad \text{のとき，} \quad q_1 = \frac{P_v + W_1}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) \qquad (6.3.23)$$

$$\frac{L}{6} \leqq e \leqq \frac{L}{3} \quad \text{のとき，} \quad q_1 = \frac{2(P_v + W_1)}{3d} \qquad (6.3.24)$$

ここに，q_1：地盤反力度（tf／m²）

図－6.3.9参照

式（6.3.23）または（6.3.24）で求められるq_1は次式を満足しなければならない。

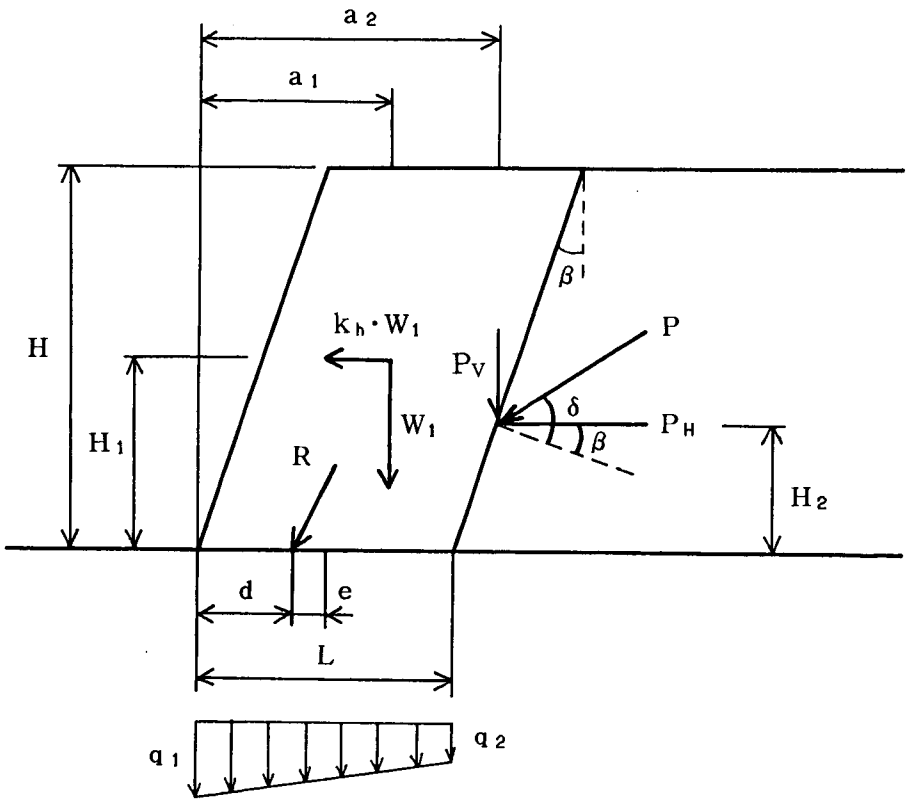
$$q_1 \leqq q_a = \frac{q_u}{F_s} \qquad (6.3.25)$$

ここに，q_a：地盤の許容支持力度（tf／m²）

q_u：地盤の極限支持力度（tf／m²）

F_s：地盤の支持力に対する安全率

滑動に対して許容安全率を満足しない場合，転倒に対して地震時合力の作用位置が式（6.3.22）を満足しない場合，地盤支持力に対して式（6.3.25）を満足しない場合は，補強材の敷設長を長くして繰り返し安定計算を行うものとする。



図－6.3.9　滑動・転倒・支持力に関する検討

4）基礎地盤を通るすべり面に対する検討

基礎地盤を通るすべりに対する検討は式（6.3.1）を用いる。

(7) 円弧すべり安定計算による補強材の敷設長のチェック（内的安定の検討）

(4), (5)において設定された補強材配置に対して，円弧すべり安定計算による地震時の内的安定の検討を行い，補強土壁の地震時円弧すべり安全率が地震時許容安全率を満足するかどうかを判定し，補強材の敷設長のチェックを式（6.3.2）により行う。

ここに，全体安定検討に用いる補強材による張力Tは，すべり面と交差する補強材に期待できる発揮可能強さTavailである。発揮可能強さTavailは，補強材の許容引張ひずみを考慮した引張強さ及び引抜き抵抗力の小さい方の値であり，次式により与えられる。

$$Tavail=\min(T_{AE},\ T_p) \qquad (6.3.26)$$

ここに，T_{AE}：補強材の耐震設計用引張強さ（tf／m）

T_p：式（4.1.28）または（4.1.29）で求められる補強材の引抜き抵抗力，ただし，式（4.1.28），（4.1.29）中の引抜き抵抗に関する安全率 F_s は地震時の値を用いる。

また，許容安全率を満足しない場合には補強材の敷設長を長くして繰り返し安定計算を行うものとする。

(8) 部分安定の検討

ここでは，補強土壁の局部安定の検討として壁面工の安定の検討を行う。補強土壁の壁面工は各種のものが考えられ，各々の壁面工のタイプに応じた安定検討を行う必要がある。壁面工のタイプとしては以下のようなものが考えられる。

1）蛇かご，土のうを補強材で巻き込んだタイプ

式（4.1.22），（4.1.23）により検討する。ただし，式（4.1.22），（4.1.23）中のTは式（6.3.9）により求める。また，引抜き抵抗に関する安全率 F_s は地震時の値を用いる。

2）コンクリートパネル等に補強材を接合したタイプ

式（6.3.15）により検討する。

具体的な検討の方法は常時設計（4.1.5(3)）に準ずる。

(9) 常時設計と耐震設計の比較

通常，常時設計と耐震設計による設計断面は異なったものとなる。そこで，常時設計と耐震設計による設計断面の比較を行う必要がある。比較の結果，きびしい条件を与える設計の設計断面を採用する。具体的には，補強材の敷設枚数が多い方，敷設長が長い方を採用する。

（Ⅰ）の方法による設計手順：耐震設計を常時設計断面に基づき行う方法

(1) 設計地震力の設定

（Ⅱ）の方法と同じ

(2) 地震を考慮した無補強時の円弧すべり安定計算

（Ⅱ）の方法と同じ

（3－1）各層の必要補強材張力の算定

（Ⅱ）の方法と同じ

（3－2）各層の補強材張力のチェック

常時設計において設定された補強材料及び補強材の敷設間隔について，式（6.3.15）で計算される地震時の各層の必要補強材張力が式（6.3.16）を満足しているかどうかチェックする。

検討の結果，全部の補強材が式（6.3.16）を満足する場合は，後述する(5)，(6)，(7)，(8)，(9)の順序で耐震設計を行う。

検討の結果，全部の補強材が式（6.3.16）を満足しない場合は以下の方法による。

(4) 補強材料の選定及び補強材の敷設間隔の設定（補強材に関する部分安定の検討）

（Ⅰ）の方法による耐震設計における補強材料の選定及び補強材の敷設間隔の設定の方法として，以下の2つが考えられる。

1）常時設計断面の補強材の敷設間隔をそのまま用いる場合

式（6.3.16）を満たすような補強材に変更する。

2）常時設計と同じ材料を用いる場合

式（6.3.16）を満たすような敷設間隔（敷設枚数）に変更する。

(5) 補強材の敷設長の設定（補強材に関する局部安定の検討）

（Ⅰ）の方法による耐震設計では，補強材の敷設長は常時設計と同じ長さに設定しておく。ただし，この場合，地震時の最大必要補強材張力を与えるすべり面に全ての補強材が交わっていることを確認する。

なお，（Ⅱ）の方法と同様に地震時の最大必要補強材張力を与えるすべり面に基づき求めてもよい。

(6) 滑動・転倒に対する安定検討による補強材の敷設長のチェック（外的安定の検討）

（Ⅱ）の方法と同じ

(7) 円弧すべり安定計算による補強材の敷設長チェック（内的安定の検討）

（Ⅱ）の方法と同じ

(8) 部分安定の検討

（Ⅱ）の方法と同じ

(9) 常時設計と耐震設計の比較

（Ⅱ）の方法と同じ

6.3.3　耐震設計に用いる許容安全率

表－6.3.1に常時及び耐震設計に用いる許容安全率の一覧表を示す。

表－6.3.1　補強土壁の耐震設計に用いる許容安全率

安全率の種類		許容安全率	
		常　　時	地震時
内的安定	円弧すべりに対する安全率	1.2	1.0
	補強材の設計引張強さ	低減率μ（3.1.5参照）	割増率λ（6.1.3参照）
	補強材の引き抜き	2.0	1.2
外的安定	滑　動	1.5	1.2
	転　倒	$e \leqq B/6$	$e \leqq B/3$
	支持力	3.0	2.0
	基礎地盤を含むすべり	1.2	1.0

注）低減率μは補強材の破断強さT_{max}に対する値
　　割増率λは補強材の常時設計引張強さT_Aに対する値

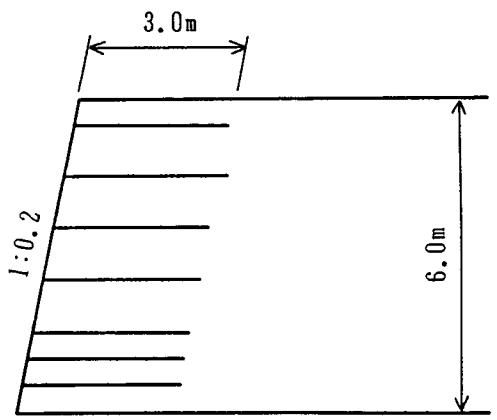
6.3.4　耐震設計計算例

(1)　設計条件

1）常時設計断面（盛土形状及び常時設計による補強材配置，図－6.3.10参照，第4章の手法による。設計計算は略）

盛土高さ　　6m

のり面勾配　　1：0.2



図－6.3.10　盛土形状及び常時設計による補強材配置

2）盛土材

土の種類　　砂質土

単位体積重量　　$\gamma = 1.8$ttf／m^3

粘着力　　$c = 0$

内部摩擦角　　$\phi = 38°$

3）補強材

ジオグリッド

設計引張強さ

常　時　　$T_A = 2.2$tf／m

地震時　　$T_{AE} = \lambda \cdot T_A = 2.2$tf／m$(\lambda = 1.0)$

4）設計安全率

円弧すべりに対する安全率	$F_{da} = 1.0$	（常時 1.2）
補強材の引抜けに対する安全率	$F_s = 1.2$	（常時 2.0）
滑動に対する安全率	$F_s = 1.2$	（常時 1.5）
転倒に対する安全率	$e \leqq L／3$	（常時$e \leqq L／6$）

(2) 耐震設計計算（耐震設計を常時設計断面に基づき行う（Ⅰ）の方法）

1）設計地震力の設定

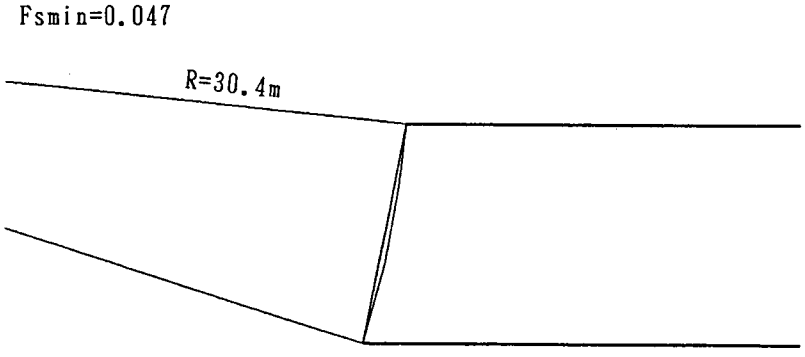
水平震度 $k_h = 0.15$

2）地震を考慮した無補強時の円弧すべり安定計算

無補強断面の地震時（$k_h = 0.15$）の最小安全率は，

Fsmin$=0.047$ ＜ $F_{da} = 1.0$ （図－6.3.11参照）

よって，耐震設計を行う。



図－6.3.11　無補強断面の地震時（$k_h = 0.15$）の最小安全率

3－1）各層の必要補強材張力の算定

図－6.3.4(a)より，K_G'　　$= 0.155$

図－6.3.5(a)より，$\Delta t／\gamma H = 0.0431$

よって，$\Delta t = 0.0431 \times 1.8 \times 6.0 = 0.465$（tf／m／m）

5）補強材の敷設長の設定（補強材に関する内的安定の検討）

L_s（max）の計算

図－6.3.8(a)より，L_s（max）／H＝0.50

よって，L_s（max）＝0.50×6＝3.0m

L_e の計算（c，ϕより計算する）

式（4.1.25）より，

$$L_e = \frac{F_s \cdot T_{req}}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \cdot \tan\phi)}$$

ここに，F_s ＝1.2 （引き抜けに対する安全率）

$T_{req} = (K_G'\gamma z + \Delta t) \cdot V = (0.155 \times 1.8 \times z + 0.465) \times V$

c ＝0

ϕ ＝38°

α_1 ＝0

α_2 ＝1.0

$\sigma_v = \gamma z = 1.8 \times z$

とすると，各層の補強材の L_e は，以下のように計算される。

z （m）	V （m）	T_{req}（tfm）	L_e （m）
0.5	1.0	0.6045	0.52
1.5	1.0	0.8835	0.25
2.5	1.0	1.1625	0.20
3.5	1.0	1.4415	0.18
4.5	1.0	1.7205	0.16
5.5	1.0	1.9995	0.16

L_e ＝0.52m（最大値）

よって，$L = L_s$（max）＋ L_e

＝3.0＋0.52＝3.52 → 4.0m

6）滑動・転倒・支持力に対する安定検討による補強材の敷設長のチェック（外的安定の検討）

① 滑動に対する検討

補強領域（疑似擁壁）の自重 W_1

$W_1 = \gamma \cdot LH$

＝1.8×4.0×6.0＝43.2 tf／m

補強領域（擬似擁壁）に作用する地震時土圧P（$\delta = \phi$として計算）

P＝2.54 tf／m

日本港湾協会の式（砂質土の地震時土圧）[4]によると，

主働土圧係数 K_a ＝0.235（主働崩壊角 ζ ＝48.5°）

となる。よって，

P＝2.54 tf／m

地震時の滑動安全率は式（6.3.19）により，

$$F_s = \frac{\mu(W_1 + P_V)}{k_h W_1 + P_H} \qquad (6.3.19)$$

ここに，$P_V = P \cdot \sin(\delta - \beta)$

$P_H = P \cdot \cos(\delta - \beta)$

$P_H = P\cos(\delta - \beta)$

$= 2.54 \times \cos(38° - 11.3°) = 2.27\text{tf/m}$

$P_V = P\sin(\delta - \beta)$

$= 2.54 \times \sin(38° - 11.3°) = 1.14\text{tf/m}$

補強領域底面は盛土材であるので $\mu = \tan\phi$ とすると，滑動に対する安定は，

$$F_s = \frac{\tan 38° \ (32.4 + 1.14)}{0.15 \times 32.4 + 2.27} = 3.68 \quad \geqq \quad 1.2 \quad \text{O.K.}$$

② 転倒に対する検討

のり先から合力Rの作用点までの距離dは式（6.3.20）より，

$$d = \frac{W_1 a1 + P_u a2 - k_h W_1 H_1 - P_H H_2}{W_1 + P_V} \qquad (6.3.20)$$

$$= \frac{32.4 \times 2.1 + 1.14 \times 3.4 - 0.15 \times 32.4 \times 3.0 - 2.27 \times 2.0}{32.4 + 1.14} = 1.57\text{m}$$

合力Rの作用点補強領域の底面中央からの偏心距離eは式（6.3.21）より，

$$e = \frac{L}{2} - d \qquad (6.3.21)$$

$$= \frac{3.0}{2} - 1.57 = -0.07\text{m}$$

よって，式（6.3.22）より転倒に対する安定は，

$$e \leqq \frac{L}{3} = 1.0m \quad O.K. \qquad (6.3.22)$$

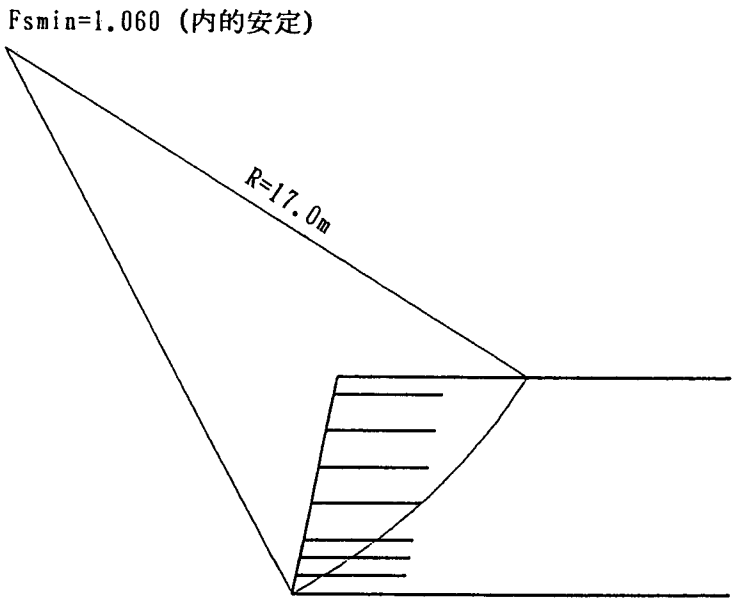
③ 基礎地盤の支持力に対する検討

（省略）

6）円弧すべり安定計算による補強材の敷設長のチェック（内的安定の検討）

円弧すべりによる内的最小安全率は，

Fsmin＝1.060 ＞ F_{da} ＝1.0 O.K.(図－6.3.12参照)



図－6.3.12 耐震設計断面の地震時（ k_h ＝0.15）の最小安全率

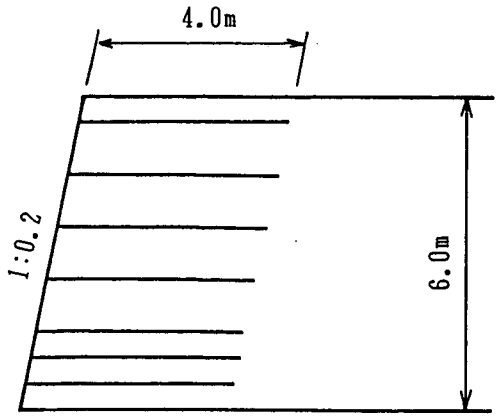
7）部分安定の検討

（省略）

8）常時設計と耐震設計の比較

耐震設計の結果，補強材の敷設間隔は常時設計断面と同じ，補強材の敷設長は，L＞3ｍと設定する。よって，以下のように補強材を敷設するものとする（図－6.3.13参照）。

	常時設計	地震時設計	最終配置
補強材の敷設枚数 N（枚）	7	6	7
補強材の敷設長 L（m）	3.0	3.0 以上	4.0



図－6.3.13　常時設計断面と耐震設計断面の比較結果

(3) 耐震設計計算（耐震設計を独立に行う（Ⅱ）の方法）

1）設計地震力の設定

水平震度 k_h ＝0.15

2）地震を考慮した無補強時の円弧すべり安定計算

無補強断面の地震時（ k_h ＝0.15）の最小安全率は，

Fsmin＝0.047　＜　F_{da} ＝1.0　　(図－6.3.11参照)

よって耐震設計を行う。

3）各層の必要補強材張力の算定

図－6.3.4(a)より，K_G' ＝0.155

図－6.3.5(a)より，$\Delta t/\gamma H$ ＝0.0431

よって，Δt ＝0.0431×1.8×6.0＝0.465　(tf／m／m)

4）補強材料の選定及び補強材の敷設間隔の設定（補強材に関する内的安定の検討）

式（6.3.17）より，敷設間隔Vで敷設可能となる盛土天端からの最大距離zは次式で求められる。

$$z=\frac{\frac{T_{AE}}{V}-\Delta t}{K_G'\gamma}$$

$$=\frac{\frac{2.2}{V}-0.465}{0.155\times 1.8}$$

敷設間隔V＝0.5m，1.0mを設定すると，

V＝0.5mのとき，z＝14.10m

V＝1.0mのとき，z＝ 6.21m

よって，補強材は盛土天端よりz＝0.5，1.5，2.5，3.5，4.5，5.5mに敷設する（敷設枚数N＝6）。

5）補強材の敷設長の設定（補強材に関する内的安定の検討）

L_s（max）の計算

図－6.3.8(9)より，L_s（max）／H＝0.50

よって，L_s（max）＝0.50×6＝3.0m

L_e の計算（c，ϕより計算する）

式（4.1.25）より，

$$L_e = \frac{F_s \cdot T_{req}}{2(\alpha_1 c + \alpha_2 \sigma_v \cdot \tan\phi)}$$

ここに，F_s ＝1.2 （引き抜けに対する安全率）

$T_{req} = (K_G'\gamma z + \Delta t) \cdot V = (0.155 \times 1.8 \times z + 0.465) \times V$

c ＝0

ϕ ＝38°

α_1 ＝0

α_2 ＝1.0

$\sigma_v = \gamma z = 1.8 \times z$

とすると，各層の補強材の L_e は，以下のように計算される。

z （m）	V （m）	T_{req}(tfm)	L_e （m）
0.5	1.0	0.6045	0.52
1.5	1.0	0.8835	0.25
2.5	1.0	1.1625	0.20
3.5	1.0	1.4415	0.18
4.5	1.0	1.7205	0.16
5.5	1.0	1.9995	0.16

L_e ＝0.52m（最大値）

よって，$L = L_s$（max）＋ L_e

＝3.0＋0.52＝3.52 → 4.0m

6）滑動・転倒・支持力に対する安定検討による補強材の敷設長のチェック（外的安定の検討）

① 滑動に対する検討

補強領域（疑似擁壁）の自重 W_1

$W_1 = \gamma \cdot LH$

＝1.8×4.0×6.0＝43.2 tf／m

補強領域（擬似擁壁）に作用する地震時土圧P（$\delta = \phi$として計算）

P＝2.54 tf／m

地震時の滑動安全率は式（6.3.19）により，

$$F_s = \frac{\mu(W_1+P_V)}{k_h W_1+P_H} \qquad (6.3.19)$$

ここに，$P_V = P \cdot \sin(\delta-\beta)$

$P_H = P \cdot \cos(\delta-\beta)$

$P_H = P\cos(\delta-\beta)$

$= 2.54 \times \cos(38^\circ - 11.3^\circ) = 2.27\text{tf}/\text{m}$

$P_V = P\sin(\delta-\beta)$

$= 2.54 \times \sin(38^\circ - 11.3^\circ) = 1.14\text{tf}/\text{m}$

補強領域底面は盛土材であるので$\mu = \tan\phi$とすると，滑動に対する安定は，

$$F_s = \frac{\tan 38^\circ \ (43.2+1.14)}{0.15 \times 43.2+2.27} = 3.96 \quad \geqq \quad 1.2 \quad \text{O.K.}$$

② 転倒に対する検討

のり先から合力Rの作用点までの距離dは式（6.3.20）より，

$$d = \frac{W_1 a_1 + P_u a_2 - k_h W_1 H_1 - P_H H_2}{W_1 + P_v}$$

$$= \frac{43.2 \times 2.6 + 1.14 \times 4.4 - 0.15 \times 43.2 \times 3.0 - 2.27 \times 2.0}{43.2+1.14} = 2.11\text{m}$$

合力Rの作用点の補強領域の底面中央からの偏心距離eは式（6.3.21）より，

$$e = \frac{L}{2} - d$$

$$= \frac{4.0}{2} - 2.11 = -0.11\text{m}$$

よって，式（6.3.22）より転倒に対する安定は，

$$e \quad \leqq \quad \frac{L}{3} = 1.33\text{m} \quad \text{O.K.}$$

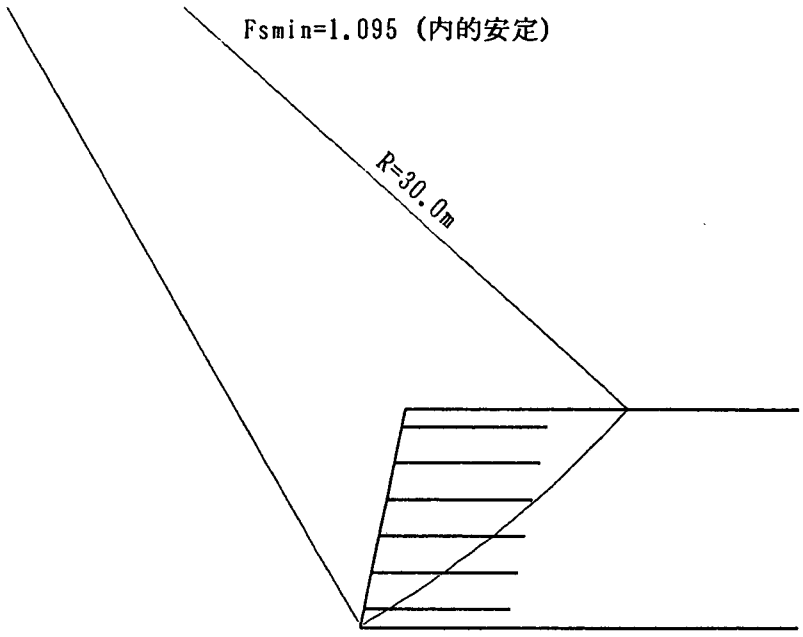
③ 基礎地盤の支持力に対する検討

（省略）

7）円弧すべり安定計算による補強材の敷設長のチェック（内的安定の検討）

円弧すべりによる内的最小安全率は,

Fsmin＝1.095　＞　F_{da}＝1.0　　O.K.(図－6.3.14参照)



図－6.3.14　耐震設計断面の地震時（k_h＝0.15）の最小安全率

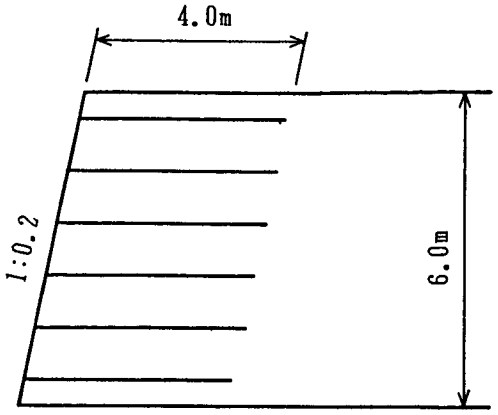
8）部分安定の検討

（省略）

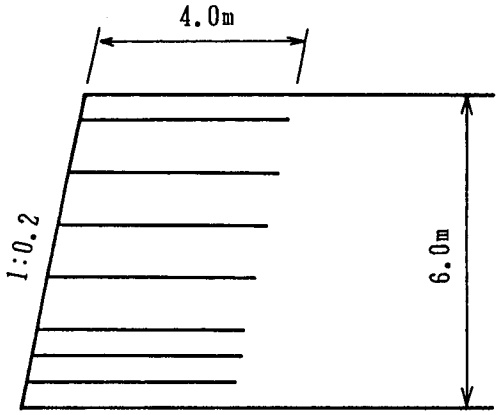
9）常時設計と耐震設計の比較

耐震設計による補強材配置は図－6.3.15のようになる。この耐震設計断面と，図－6.3.10の常時設計断面を比較して，図－6.3.16のように補強材を敷設するものとする。なお，図－6.3.16に示す常時設計断面と耐震設計断面の比較結果は前述した耐震設計を常時設計断面に基づき行う（Ⅰ）の方法の結果（図－6.3.13参照）と同じである。

	常時設計	地震時設計	最終配置
補強材の敷設枚数　N（枚）	7	6	7
補強材の敷設長　　L（m）	3.0	4.0	4.0



図－6.3.15　耐震設計による補強材配置



図－6.3.16　常時設計断面と耐震設計断面の比較結果

参考文献

1）日本道路協会：道路土工－のり面工・斜面安定工指針，昭和61年11月.，PP. 154.

2）古賀泰之ほか：取付盛土の地震時沈下及びその対策に関する調査報告書，土木研究所資料第2769号，平成元年２月.

3）日本道路協会：道路土工－のり面工・斜面安定工指針，昭和61年11月.，PP. 158.

4）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説1989改訂版，上巻 P. 213，平成元年６月

5）Richardson, G. N. and Lee, K. L. : Seismic Design of Reinforced Earth Walls, Jour. of Geotech. Eng., Div. Proc. ASCE, Vol. 101, NO. GT2, 1975.

6）日本道路協会：道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針，昭和62年５月.

ジオテキスタイルによる新しい補強土工法

7. ジオテキスタイルを用いた新しい補強土工法

7.1 連続長繊維補強土工法

7.1.1 概要

連続長繊維補強土工法（以下，繊維補強土と言う）は，砂質土に連続長繊維をランダムに混入し，この繊維の引っ張り力によりせん断強度の増加（特にみかけの粘着力の増加）を図る工法である。



写真－7.1　連続長繊維補強土

繊維補強土には次に示すような特徴がある。

① 植生が容易に行え，のり面緑化ができる。

② 強度定数（特に粘着力）が大きく自立性が高い為，急勾配のり面の構築が可能である。

③ 構造体そのものが砂と繊維からなっており，また現位置で混合造成するため，構造物の形状に関する自由度が高く，様々な現場地形に容易に適合させることができる。また，フレキシブルであり，変形に対する追従性がよい。

④ 繊維が入っていることにより，雨水等にたいする浸食抵抗性が大きい。

繊維補強土は，おもに浸食防止工等ののり面保護工および擁壁工として用いられ，のり面が対策工無しで安定の場合はのり面保護工として，不安定の場合は擁壁工として用いられる。

また，他のジオテキスタイルのように盛土内に挿入して盛土体を補強する方法と違い，のり表面に設置して使用する為，切土のり面に対しても適用できる。

繊維補強土は土と繊維の混合物であり，使用材料の概要は以下の通りである。

(1) 土

土については繊維混入の難易度から，次に示すような砂などの粒状材料が適している。

①最大粒径　　20㎜

②細粒分含有量（74μm以下）

ベルトコンベア搬送方式 ――――　10%以下

空圧搬送方式 ――――――――　5%以下

(2) 繊維

繊維については耐久性のある化学繊維が適しており，ポリエステル繊維が通常よくもちいられている。

現在使用されている繊維の仕様を以下に示す。

①太　さ　：　150 ～ 300　デニール

②フィラメント数　：　30 ～ 60　フィラメント

③破断強度　：　3.0　gf/d以上

④破断伸度　：　40　%以下

繊維の混入量は土の乾燥重量比で0.15～0.2 %である。

注）デニール　：　繊維の太さを表す単位，繊維長9000mあたりの繊維の質量（グラム数）

7.1.2 土留め擁壁への適用

(1) 適用範囲

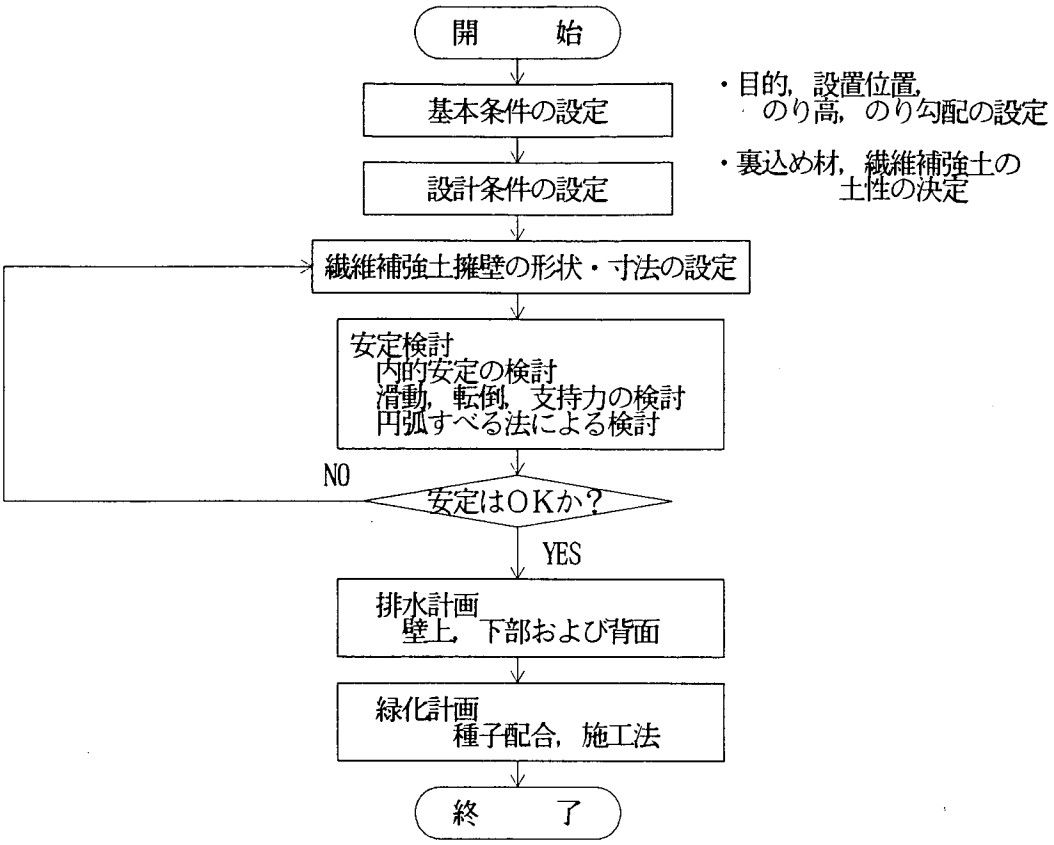
本設計法は，のり面勾配がそののり面における安定勾配より急な場合ののり面保護を適用の対象とし，繊維補強土を擁壁（抗土圧構造物）として使用する場合に適合する。

(2) 設計法

1) 設計手順

繊維補強土擁壁の設計フローを，図－7.1.1に示す。

繊維補強土擁壁の設計計算では内的安定と外的安定について検討を行い，設計断面の決定はそれぞれの安定検討での必要安全率を満足するよう行う。内的安定検討では繊維補強土擁壁の土圧等によるせん断破壊に対する検討を行い，外的安定検討では繊維補強土擁壁の内外を通るすべりに対する安定検討も併せて行う。



図－7.1.1　繊維補強土の設計手順

2)　基本条件の設定

繊維補強土擁壁の設計に際しては，その設置目的・機能，設置箇所の地形，地質，地下水，および，条件等を明確にする。

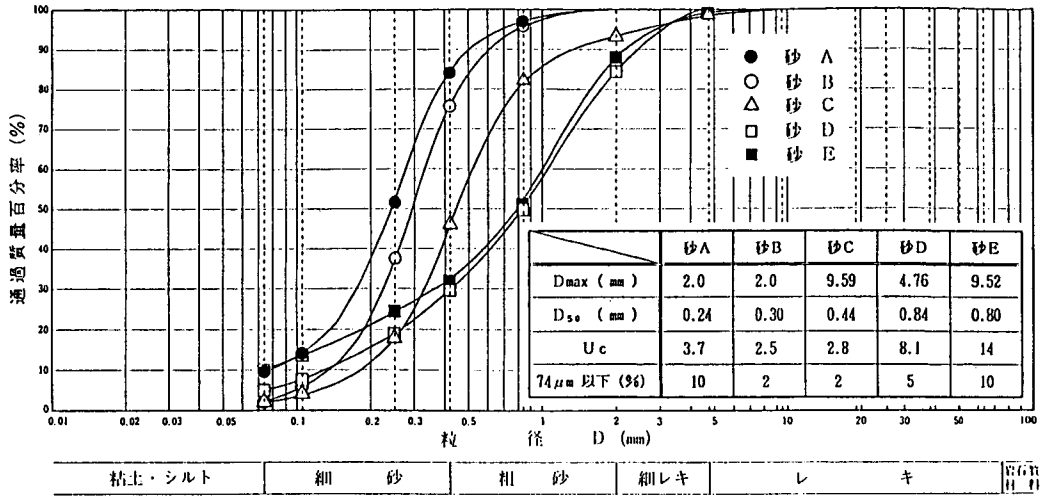
3)　設計条件の設定

繊維補強土の土質定数，盛土の土質定数，および設計外力を設定する。

繊維補強土の強度定数のうち，粘着力c_rについては，現在の施工システムにおいて繊維は比較的平面的に配置されるため，この繊維の方向とせん断面のなす角度により粘着力が発揮される度合いが異なり，設計ではこれを考慮しなければならない。

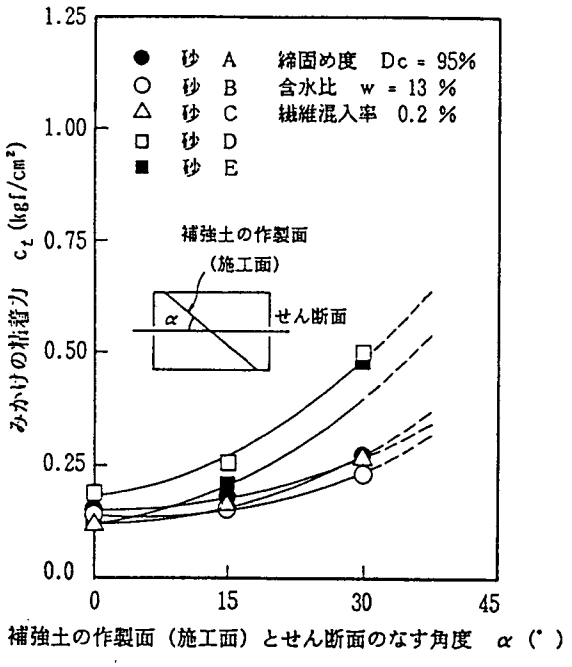
図－7.1.2と7.1.3に繊維補強土に用いられる砂の代表的な粒度分布および一面せん断試験の結果を示した。設計に用いるみかけの粘着力は，図－7.1.3の値を用いてよいが，別途一面せん断試験を行った場合はその結果を用いる。

繊維補強土のせん断抵抗角ϕ_rついては，繊維混入率による増加はあまり大きくないため，繊維の混入されていない土の通常の試験により求めたϕを用いてもよい（図－7.1.4）。

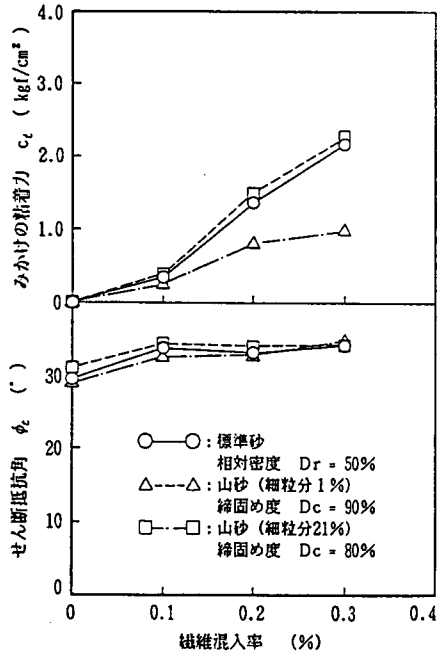


	砂A	砂B	砂C	砂D	砂E
Dmax (mm)	2.0	2.0	9.59	4.76	9.52
D_{50} (mm)	0.24	0.30	0.44	0.84	0.80
Uc	3.7	2.5	2.8	8.1	14
74μm 以下 (%)	10	2	2	5	10

図－7.1.2　繊維補強土に用いられる砂の代表的な粒度分布



図－7.1.3　施工面とせん断面のなす角度と
みかけの粘着力の関係（一面せん断試験）



図－7.1.4　繊維混入率とc_t，ϕ_tとの関係
（三軸圧縮試験）

4)　繊維補強土擁壁の形状・寸法の設定

擁壁形状・寸法の設定に際しては天端の最小厚は50cmと考え，擁壁の前面勾配は植生が可能な勾配として 1:0.5より緩い勾配とする。

5) 設計計算法

繊維補強土擁壁の設計計算では，内的安定検討，外的安定検討および円弧すべり法による全体の安定検討を行う。内的安定検討および外的安定検討における土圧の算定は，試行くさび法を用いるものとする。また，土圧合力の作用位置は底版下面より擁壁高の1／3の位置とする。試行くさび法による土圧の算定は，4章土留め擁壁の項を参照する。なお，繊維補強土擁壁と裏込め土との摩擦角δは2／3とする。

①内的安定検討

繊維補強土擁壁の内的安定検討は，土圧等によるせん断力と繊維補強土擁壁の持つ極限せん断抵抗力とから行う。その際には繊維補強土の施工角を考慮したせん断抵抗力を用い，繊維補強土擁壁に仮想すべり面を種々設定し安全率を計算する。

$$Fs = \frac{c_t \cdot \ell + Nwa \cdot \tan \phi_t}{Swa} \geqq 1.5 \qquad (7.1.1)$$

ここで，c_t ；繊維補強土の施工角を考慮した粘着力 （tf／m²）

ℓ ；すべり面長 ad （m）

ϕ_t ；繊維補強土のせん断抵抗力（°）

Nwa；擁壁内の仮想すべり面に働く垂直分力 （tf／m）

Swa；擁壁内の仮想すべり面に働くせん断力 （tf／m）

$$Nwa = R \cdot \cos(\beta + \theta) \qquad (7.1.2)$$

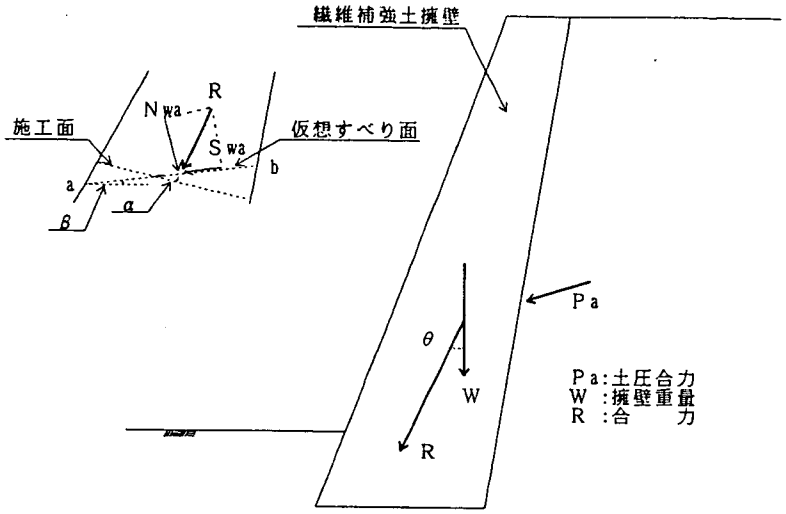
$$Swa = R \cdot \sin(\beta + \theta) \qquad (7.1.3)$$

R ；擁壁重量と土圧等の合力 （tf／m）

β ；仮想すべり面と水平のなす角度 （°）

θ ；合力と鉛直のなす角度 （°） （図－7.1.5参照）

擁壁内の仮想すべり面に働く垂直分力およびせん断力は，試行くさび法による土圧と擁壁の自重等による合力Rの擁壁内の仮想すべり面に関する垂直分力およびせん断力と考える。（図－7.1.5参照）



図－7.1.5　内的安定概念図

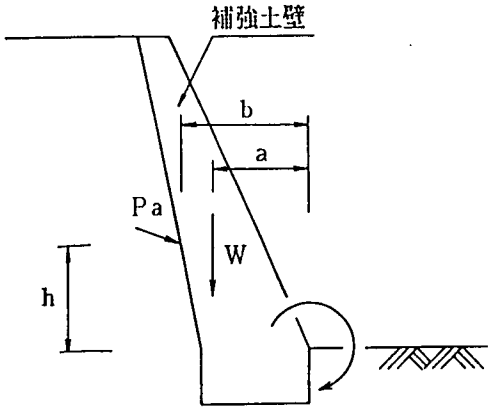
② 外的安定検討

4章，土留め擁壁の項参照。

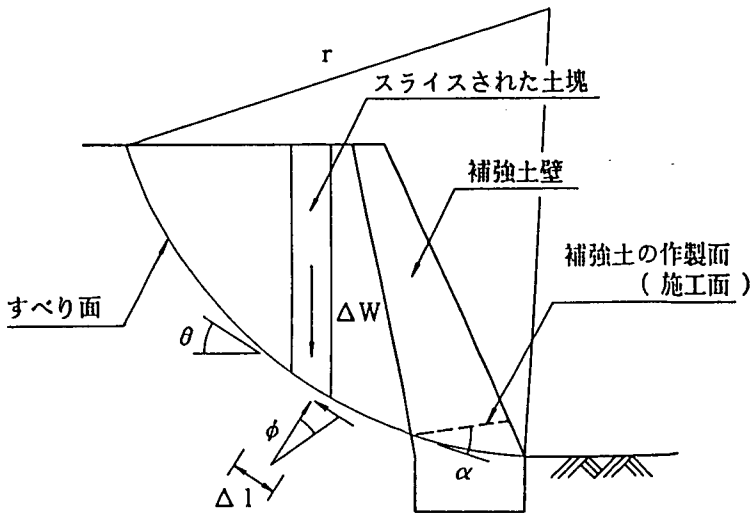
③ 円弧すべり法による検討

繊維補強土擁壁の内外を通る円弧についてチェックを行う。その際，繊維補強土擁壁のせん断強度を算定する際には，繊維補強土の施工角を考慮する。

実物大の盛土擁壁（H＝5m）における降雨実験によると，壁厚が比較的うすい場合は，円弧すべり法による安定の評価が妥当でり，壁厚が厚く擁壁として安定しており盛土の変形に対してもある程度抵抗できると考えよれる場合には、円弧すべり法による安定性の評価は幾分過少であるという結果であったが，ここでは擁壁内を通る円弧についても検討を行うものとした。なお，円弧すべり法による安全率はFs ≧1.2する。



図－7.1.6　外的安定概念図



図－7.1.7円弧すべり概念図

6) 細部設計

① 植生工

a．土壌改良工

繊維補強土は，主材料が砂質土であるため保水性，保肥性が低いので，植生工にあたって壁体表面より20cm程度を成育基盤として土壌改良を行う（図－7.1.8参照）。

【土壌改良の例】

土壌改良材　：　バーク堆肥

混入量　　：　3～6％（容積比）

改良範囲　　：　表面より20～30cm

b．植生工

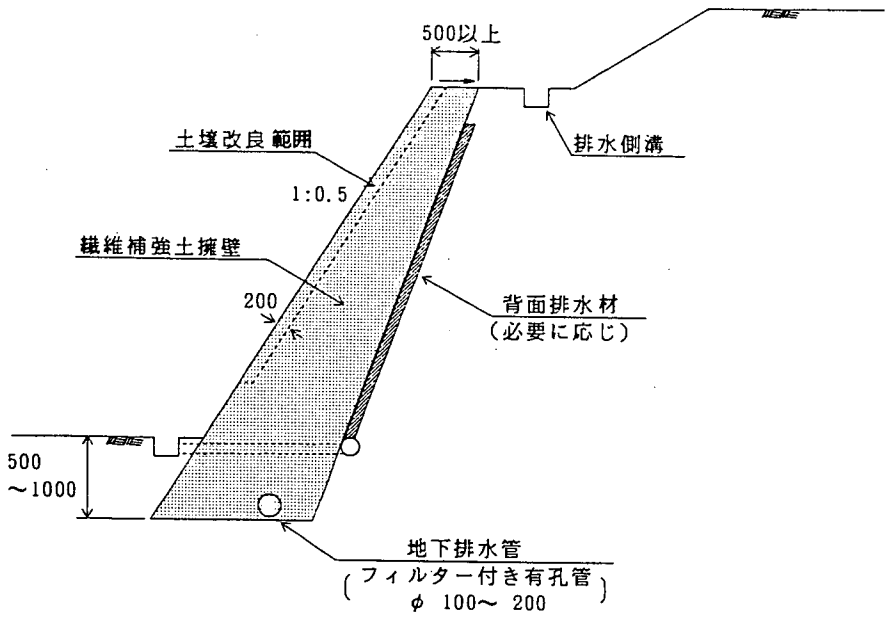
植生工の種類としては，種散布工のみでは種子が表面の砂と一緒に流されてしまい，植生の着きが良くないので，客土吹付工を行う。

② 排水対策

- 地表面水は天端排水溝により処理し，直接補強土八壁表面に流出しないようにする。
- 繊維補強土に比べ盛土を構成する土の浸水性が大きい場合には，繊維補強土擁壁背面に排水材を設けるものとする。
- 繊維補強土擁壁内る浸透した水の処理については，繊維補強土擁壁底面に排水管を設けて壁外に排水する。

③ その他

繊維補強土擁壁の天端は，背面方向に勾配をつけ雨水等がのり面に流れ込まないようにする。



図－7.1.8　繊維補強土擁壁標準断面図

(3) 設計計算例

1) 設計条件

① 基本条件

盛土土留め擁壁として適用した場合の設計計算を行う。盛土高は5mとし，盛土表面は水平と考える。

擁壁高さ　5m

前面勾配　1：0.5

② 設計条件

裏込め材の単位体積重量　γ ＝1.8 tf/m³

c ＝0.0 tf/m², ϕ ＝30°

γ ＝1.7 tf/m³

c ＝1.0 tf/m², ϕ ＝25°

γ_t ＝1.8 tf/m³

$c_t = 2.7 \times 10^{-3} \alpha^2 + 2.18 \times 10^{-2} \alpha + 1.79$

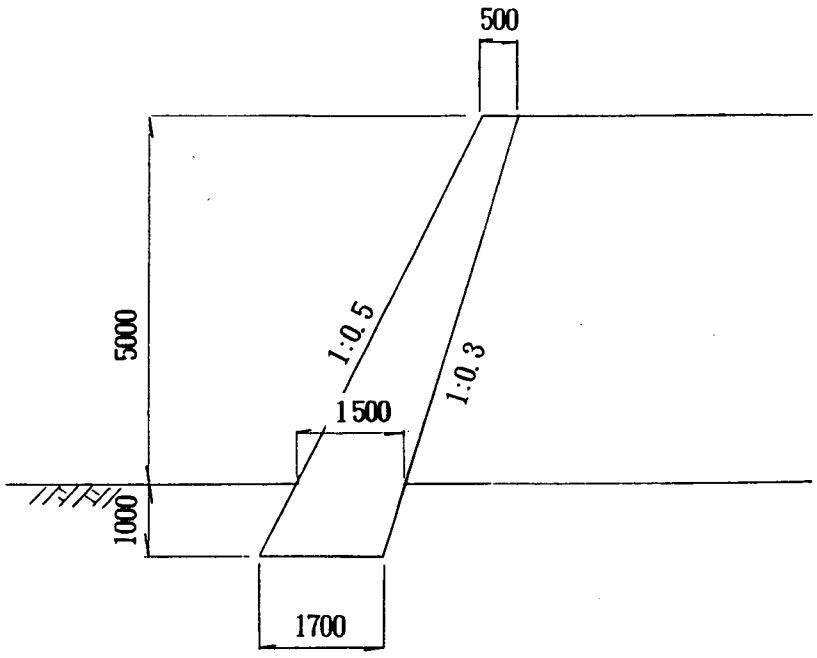
ϕ_t ＝30°

③ 擁壁形状

天端幅　0.5m

基礎幅　1.5m

根入れ深さ　1.0m



図－7.1.9　検討断面

1) 安定計算

① 内的安定の検討

背面土圧　4.3 3 2　t／m　(H＝5m)

壁内のせん断面が水平となす角度β＝12° の時，最小安全率　Fs min ＝1.992 ＞1.5　OK

② 外的安定の検討

a．滑動の検討

背面土圧　6.2 3 8　t／m　(H＝6m)

根入れ前面受動土圧　6.1 8 9　t／m

擁壁重量　11.8 8　t／m

∴Fs ＝((11.88+6.238*sin(3.3))*tan(25*2/3+6.189*cos(8.33))/6.238*cos(3.3)

＝1.5 7＞1.5　OK

b．転倒の検討

転倒の安全率　Fs ＝1.8 1 4

合力の作用位置　d＝0.8 2 8m，e＝0.0 2 2＞1.7／6　OK

c．支持力の検討

許容支持力　q_a ＝9.0 1 tf/ ㎡

偏心距離　e ＝0.0 2 2m

地盤反力度　q_{max} ＝8.6 2 tf/㎡＜9.0 1 tf/㎡　OK

③ 円弧すべり法による検討

擁壁内を通る円弧すべり計算の安全率　Fs ＝1.2 2 4＞1.2　OK

7.1.3 のり面保護工への適用

(1) 適用範囲

本設計法は，のり面勾配がそののり面における安定勾配よりゆるい場合ののり面保護工を適用の対象とし，雨水による浸食防止および凍上による表層崩落の抑制を図る目的で繊維補強土を使用する場合に適用する。

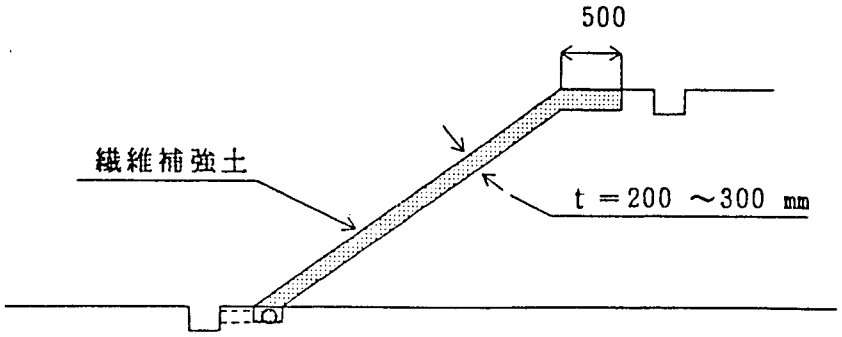
(2) 設計法

浸食防止等のり面保護工の設計は，道路土工指針に従うものとする。

のり面保護工として繊維補強土を用いる場合の被覆厚さは200 ～300 ㎜を標準とする（図－7.1.10参照）

湧水や浸透水のある場合には背面排水工を十分に行い，下部よりパイプでのり面外に排出する（のり面途中から水抜き工でのり面に出さない）。

植生工については，擁壁の場合と同様に土壌改良を行い，客土吹付工を行う。



図－7.1.10　繊維補強土のり面保護の例

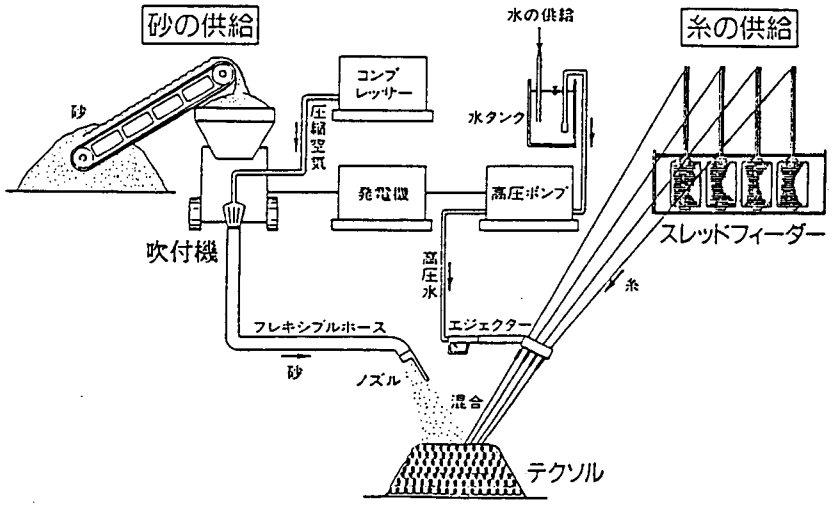
また，切土においてのり勾配が急になる場合は，すべり止めのアンカーピンもしくはアンカーバーを1～2㎡に1本の割合で設置する。

通常用いられるアンカーはD19～25㎜で，打ち込み深さは繊維補強土の厚さの2倍以上とする。

7.1.4　施工法

(1) 施工システム

繊維補強土の施工に使用する機械は，連続長繊維を供給するシステムと砂を供給するシステムの2系列で構成されている。

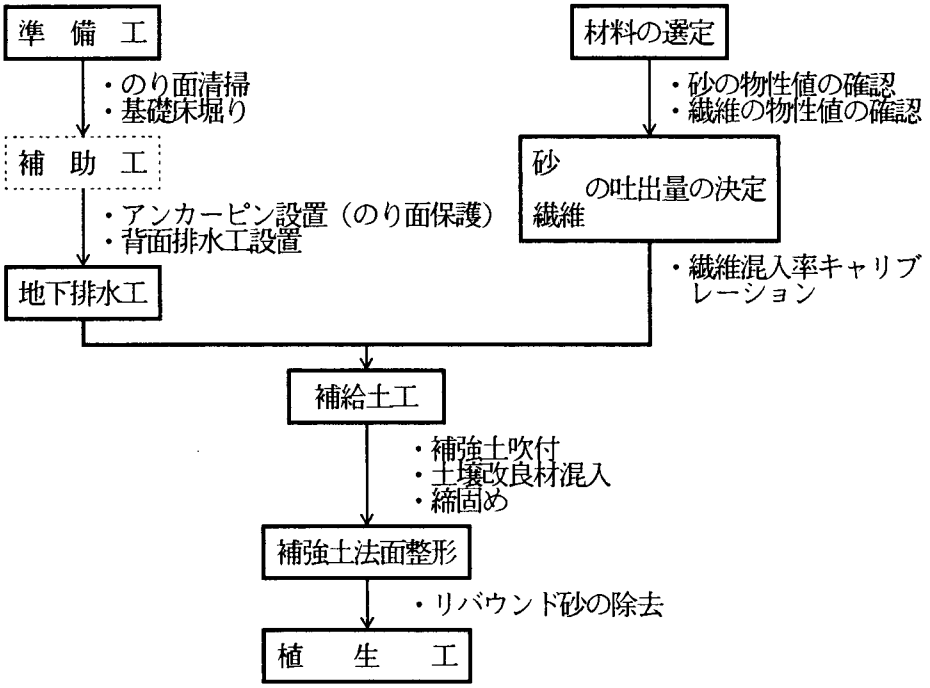


図－7.1.11　施工システム図

連続長繊維は，繊維の供給装置に格納された糸巻から高圧水または圧縮空気を利用して，噴射ノズルから噴射される。

また，砂は吹付機，あるいはベルトコンベアによって繊維の噴先まで搬送し，繊維と直接噴射，混合され，原位置での付加的な混合は行わない。なお施工は一定の層厚になるように噴射混合し，逐次締固めを行う。

(2) 施工手順



図－7.1.12 施工フロー図

(3) 施工機械

施工機械の選定にあたっては，下記の事項を勘案する必要がある。

① 工 種

② 施工規模

③ 工 期

④現場施工条件 等

表－7.1.1 連続長繊維補強土の施工機械の選定

構造物種別	施 工 条 件	施 工 機 械
擁 壁 工 地 盤 補 強	地形的に施工できる条件下で施工高H＜6m 施工量が 1,000㎡程度以上で最小水平厚が，50cm以上の場合。	大 型 機 械 （ホィール式）
擁 壁 工 のり面保護工 地盤補強工	地形的に施工できる条件下で施工高H＜4m 施工量が 300㎡程度以上の場合。	小 型 機 械 （クローラ式）
擁壁工 のり面保護工 地盤補強工	地形的に機械施工ができない場合，または施工量が 300㎡程度以下の場合。	手 動 機 械

大型，小型機械は，機械自身が移動して施工するので，移動スペースとして幅４m以上が必要である。

又手動，小型機械は，空気圧送方式であるので閉塞を防止する為に，ホース延長は 100m程度以内にすることが望ましい。

(4) 施工上の留意点

1）準備工

補強土を施工する背面地山の浮石の除去，伐開除根は十分に行い，将来，有害な影響を及ぼすことのないようにしておく。

施工個所の上部より雨等による集中水が有る場合は，補強土にエロージョンが起きるので事前に切り回しておく。

2）補助工

調査の時点で予測されなかった湧水がある時は，その水量に応じて適切な湧水排水処理を行う。

のり面保護工におけるアンカーピンは地山と十分密着するように施工し，また背面の土質が計画と異なっている時は，土質に応じて適切なアンカーピンに変更する。

3）地下排水工

大雨時に補強土内の水位の上昇を抑えるために，すみやかに水を補強土内から排水することが重要である。従って，地下排水管が砂等でつまることのないよう，ジョイント，管口の処理は慎重に行う。

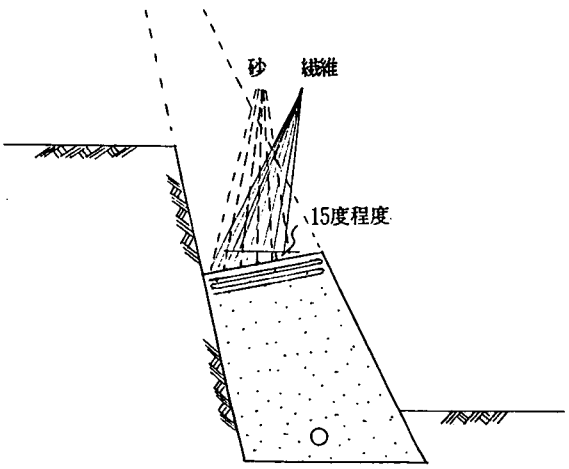
4）補強土工

連続長繊維補強土は砂と繊維が均一に混合されるように，吹付けの際は砂の吐出角度繊維の噴射角度に注意して施工する。

擁壁工の場合は法面保護工に比べて締固めが重要であるので，一層15～20cmの施工厚になるように吹付け，所定の締固めが得られるよう入念に締固めを行う。

連続長繊維補強土の施工は，締固めに支障をきたすことのないように極端な段差をつけない。

また各層は図－7.1.13のように背面方向に15度程度勾配をつける。



図－7.1.13　擁壁工の施工図

5）補強土のり面整形

施工完了後，擁壁表面に付着したリバウンド砂を除去しなければならない。付着した砂が多く残っていると，その上に施工した植生が雨等によって，付着した砂と共に流れる事があるので注意が必要である。

7.1.5　そ　の　他

(1) 緑化基盤工への適用（連続繊維緑化基盤工）

1）工法の概要

連続繊維緑化基盤は，連続繊維を３次元的にランダムに混入することにより，降雨等に対する耐浸食

性を持たせ，また有機質や粘土を含む自然の表土に近い埴壌土を用いて高次の団粒構造を形成させることにより，自然の表土を再生する急斜面への緑化基盤の造成を行う工法である。

2）適用範囲

亀裂のある岩盤のり面・軟岩のり面，肥料の少ない砂地・痩せ地，酸性地などの緑化困難地を対象とし，吹付厚3㎝相当以上の厚層基材吹付けの場合に適用する。

3）使用材料

連続繊維を混入した厚層の緑化基盤工に使用する材料は，以下の通りである。

① 客土材

施工対象が急斜面でしかも岩盤や硬質土など，保水や保肥条件の悪い緑化困難地が多いことから，土を多めに含んだ埴壌土を主体とした客土材を使用する。また，粘土の収縮・固結を防止するため確実に団粒化させることが必要であり，あらかじめ粒度やｐＨを調整したものを使用する。

② 肥料・養生材

肥料・養生材は肥料成分の均一化施工のため，化成肥料と土壌活性材を粉砕して，植物繊維に付着させたものを使用する。

③ 安定剤

安定剤は，特殊アスファルト乳剤と凝集剤から構成されているものを使用する。

特殊アスファルト乳剤は，水に溶解するのでしかも水に溶解した場合に油分が流出しないものを用いる。

④ 団粒形成材

前記の①～③の材料を水と混合してできる泥状の緑化基材を，吹付時に瞬間てきに団粒化させ得るものを使用する。

⑤ 連続繊維

現在使用されている繊維の仕様を以下に示す。

- 原糸材質　：　ポリエステル 100%（無撚糸）
- 太　さ　：　150～300 デニール
- フィラメント数　：　30～60フィラメント
- 破断強度　：　3.0　gf/d 以上
- 破断伸度　：　40　%　以下

⑥ その他

- 地下ネットおよびアンカーピン（現地状況により使用する。）
- 水は清浄で汚濁物・油・強酸性・強アルカリ・塩分・有機不燃物などの植物の生育に有害な成分を有害量含んだものを使用しないこと。特にｐＨのかたよった水を使用すると泥状緑化基材の団粒反応を阻害するので注意が必要である。

4）材料の配合

使用材料は表－7.1.2を標準として配合する。

表－7.1.2　使用材料1㎥の標準配合

材　　料	配合量	備　　考
連続長繊維	440.0 g	対容積比 0.044%
客土材 肥料・養生材 安定剤	650.0 ℓ 240.0 ℓ 22.5 ℓ	清水 500ℓ中に混入
団粒剤	150.0 g	清水75ℓ中に混入
種　　子	—	種子の配合設計により決定

・使用材料の補正係数

吹付ける法面の状況により，使用材料の量を次表を標準として補正する。

使用量＝（設計量）×（1＋K）

K：補正係数　　吹付厚　3～10cm相当　＋0.2

注）法面の状態等現地の状況に合わせて適当な補正係数にて計上する。

5）設計法

①　吹付厚の設定

吹付厚は，土壌硬度・岩の風化度及び亀裂の間隔・土壌養分・土壌酸度などの現地の状況を勘案してする。一般的な吹付厚は表－7.1.3の通りである。

表－7.1.3　吹付厚の一般基準

吹　付　厚		土壌硬度	備　　考
連続繊維緑化基盤工	3 cm 厚 相 当	20～24mm	硬　質　土
	4～6 cm厚相当	25～32mm	軟　　岩
	7 cm厚相当以上	32mm以上	堅硬土・岩盤

②種子の配合計画

種子の配合を決定するにあたっては，施工法面の状況・養分状態・ｐＨ・土壌硬度などの調査を行い，気象条件・施工時期あるいは地域の特性などの諸条件を考慮する必要がある。さらに，周辺環境との調和・保全等の要素を含めて，将来どのような植物群落を形成させるのか目標を定めて総合的見地より決定する。

【種子配合（参考）】

表－7.1.4は日本の平均的な気象を参考に，高木類を主体とし早期樹林化を目標にして種子配合を計画したものである。寒冷地や温暖地においては，その地域の気象状況や特性に適合した品種や配合量を別途選定する。

表－7.1.4　早期樹林化を目標とした配合例

（高木類による早期樹林化を目標とする場合）

使用種子	成立本数 本／m² (G)	平均粒数 粒／g (S)	発芽率 % (B)	純　度 % (P)	有効率 % (B×P)	算式 $W=\frac{G(1+\theta)}{S\times b\times p}$	播種量 g／m² (W)
オーチャードグラス	100	1,200	80	90	72	$W=\frac{100\times 1.3}{1,200\times 0.72}$	0.2
クリーピングレッドフェスク	500	1,000	80	95	70	$W=\frac{500\times 1.3}{400\times 0.72}$	0.9
メ　ド　ハ　ギ	500	550	60	100	60	$W=\frac{500\times 1.3}{550\times 0.60}$	2.0
ヤ　シ　ャ　ブ　シ	300	750	25	50	12.5	$W=\frac{300\times 1.3}{750\times 0.125}$	4.2
ヤマハンノキ	300	1,000	25	60	15	$W=\frac{300\times 1.3}{1,000\times 0.15}$	0.9
イ　タ　チ　ハ　ギ	300	100	65	70	45	$W=\frac{300\times 1.3}{100\times 0.45}$	8.7
計	草本　600 木本 1,400						草本 1.1 木本15.8

注）上記配合は，木本類の播種適期である春施工の場合であり，適期以外の施工の場合には木本類配種量を増量する必要がある。

③　緑化基礎工

a．下地ネット

下地ネットは原則として，連続繊維により緑化基盤が補強されるため45度より緩斜面においては用いる必要がない。ただし，積雪地帯・転石のおそれのある斜面など特殊な条件が加味される場合は，現地調査により判断する。斜面勾配が45度より急斜面となる場合は，原則的には下地ネットを用いる。

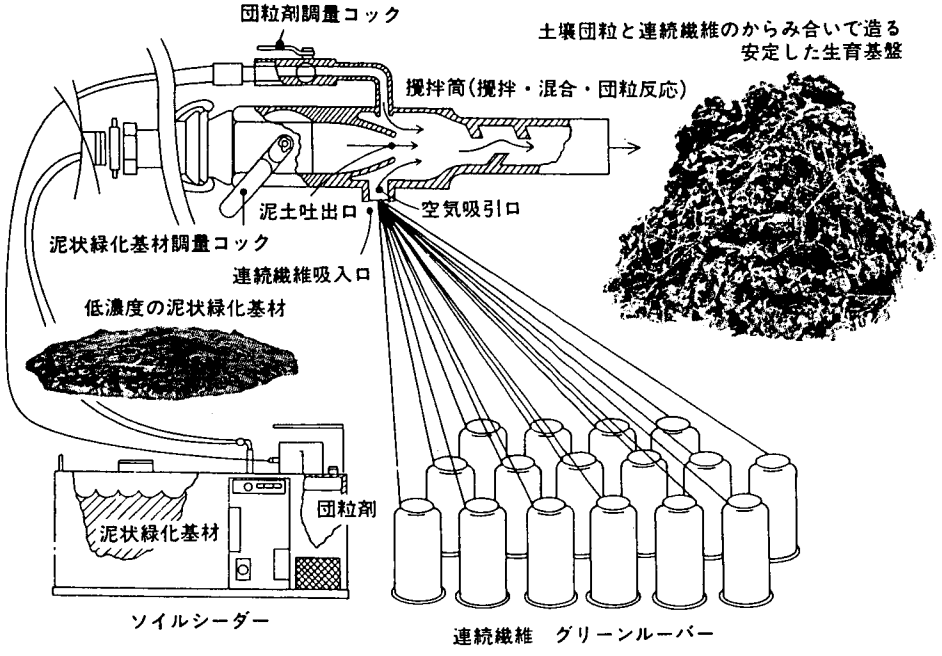
b．湧水の処理

縦排水あるいは枝状集排水等により処理を行う必要がある。のり面が湿っている程度の場合は，排水マット等にて処理を行う。

6）施工法

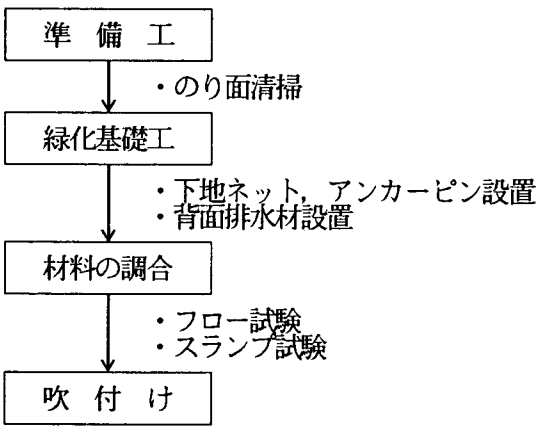
①施工システム

連続繊維緑化基盤工の施工に使用する機械は，連続繊維，泥状緑化基材，および団粒剤を供給するシステムの3系列で構成されている。この3系列から供給された材料を吹付ノズルから同時に吐出することにより，混合された材料は吹付ノズルから吸引された空気を触媒として団粒反応する。



図－7.1.14　施工システム図

② 施工のブロー



図－7.1.15　施工フロー図

③ 施工機械

施工機械は，泥状緑化基材・団粒剤を虚供給する専用の吹付機「ソイルシーダー」と連続繊維を供給する連続繊維供給装置「スレッドフィーダー」を使用する。

表－7.1.5　施工機械

機　械　名	仕　様	台数	備　考
連続繊維供給装置 ヤーンショルダー	連続繊維　16本装着	1	連続繊維の供給
吹付機 ソイルシーダー	ポンプ：高圧２段スラリーポンプ 攪拌装置：スクリューコンベアー式 タンク容量：4,300 ℓ（客土材用） 400 ℓ（団粒剤用） 団粒剤ポンプ：高圧ギヤーポンプ	1	客土材の攪拌 客土材及び団粒剤の送液
	ミキシングノズル：吸入混合式 連続繊維及び空気吸入口装着	1	客土材及び団粒剤の混合・吹付
搭載トラック	積載４ｔトラック以上（ｸﾚｰﾝ付）	1	

その他，現地状況にあわせて給水車・揚水ポンプ等を使用する。

④　施工上の留意点

ａ．準備工

吹付に先立ち，施工法面のゴミ・浮根・浮石などの緑化基盤の付着を阻害するものを取り除く。

ｂ．緑化基盤工

下地ネットはアンカー等を用いてのり面に密着するように張る。

ｃ．材料の調合

緑化基材の濃度が不適当な場合，また使用する水のｐＨが酸性やアルカリ性に偏っている場合は，吹付時の団粒反応を低下指せるため，施工に先立ちフロー試験・スランプ試験を行い団粒反応の成否を判断する。

また緑化基材が均等なスラリー状になるよう以下の順序で投入し５分以上攪拌する。

清水 ⇨ 肥料・養生材 ⇨ 安定剤 ⇨ 種子 ⇨ 客土材

ｄ．吹付

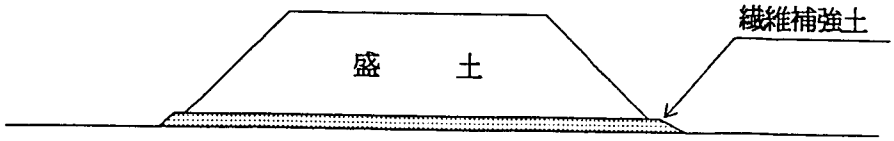
のり面全体の状況を把握し，生育条件の悪い所は厚めに，また良好な所は薄くするなどの判断を行い，均一な緑化が図れるよう吹きつける。

吹付は一層３㎝程度とし，それ以上は数回に分けて重ね吹きをするが，吹付時間の間隔は先に吹付けた基盤内部の余剰水が流下したのち（通常約20分後）に行う。

連続繊維緑化基盤は凍結しても基盤の流出等はなく耐久性を維持するが，既に地山が凍結をしている場合は，地山の表層崩壊とともに基盤が流出する場合があるので施工は避けたほうが良い。

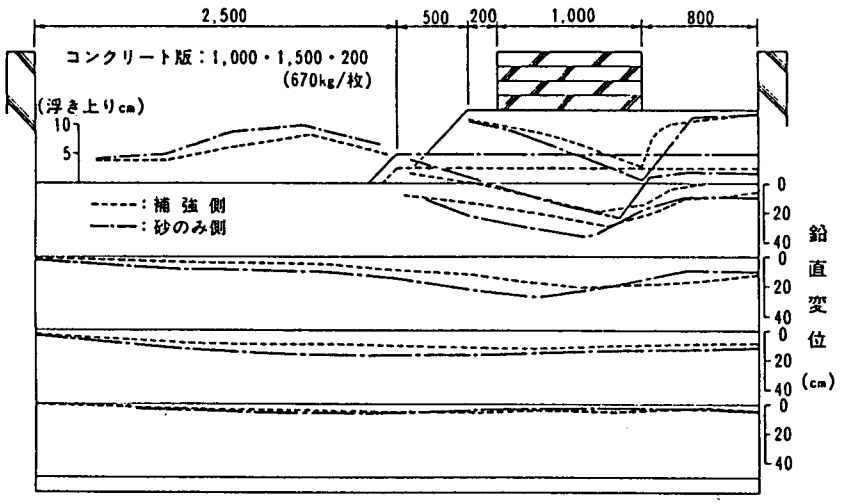
(2)　軟弱地盤への適用

繊維補強土工法による軟弱地盤対策として，道路などの帯状で比較的低い盛土における基礎地盤表層安定処理工法に用いる場合が考えられる。



図－7.1.16　軟弱地盤対策への適用例

繊維補強土を表層安定処理工法のサンドマットとして用いた大型土槽実験によると，載荷し得た最大荷重は繊維補強土のほうが大きく，また，無補強のサンドマットには局部的なせん断破壊が発生したが，繊維補強土によるサンドマットにはそれは発生せず全体的なたわみを生じたのみであった。これより，繊維補強土は版としての効果が見られる。

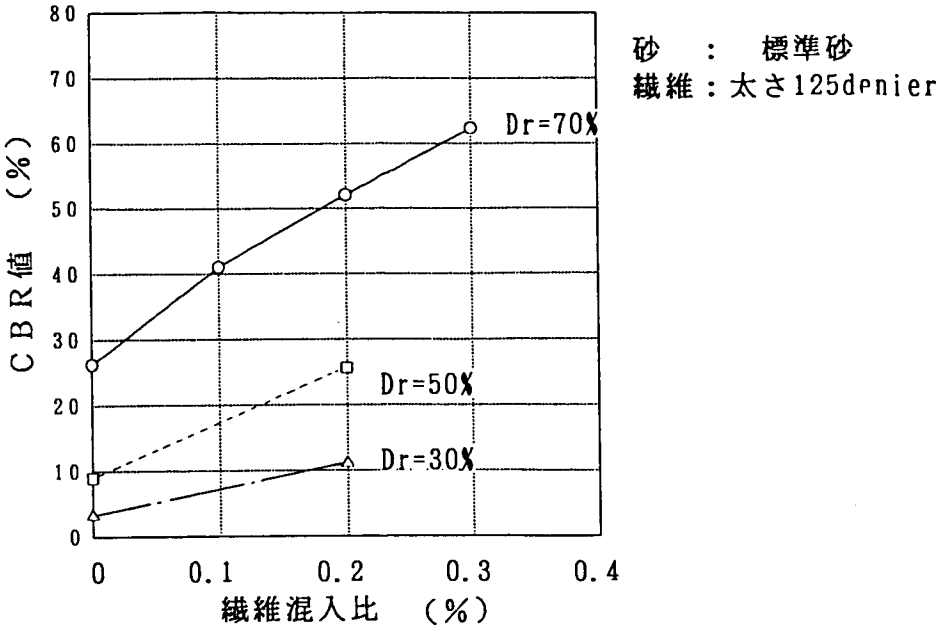


図－7.1.17　変形図

(3)　路床への適用

図－7.1.18に繊維補強土のＣＢＲ試験の結果を示す。同図より，繊維混入率の増加に伴い，ＣＢＲ値はほぼ直線的に増加している。

これより，繊維補強土を路床等に用いれば，舗装厚を小さくすることも可能であろう。



図－7.1.18　繊維混入比とＣＢＲ値の関係

7.2　擁壁土圧低減工法

7.2.1　目的と適用範囲

(1) 目　的

本節は，ジオテキスタイルの持つ擁壁土圧低減効果を利用した擁壁の設計法について述べるものである。

擁壁背面の地盤内にジオテキスタイルを敷設し，擁壁に変形を与えると，ジオテキスタイルの補強効果により擁壁背面に加わる土圧が減少することが知られている[1]。これまで，擁壁を設計する際には，主働土圧等を用いて行うことが通例であった。しかし，このジオテキスタイルの持つ擁壁土圧低減効果を利用することにより，設計土圧を主働土圧以下にすることが可能となり，これまでより経済的な擁壁の設計を行うことが出来る。

なお，本節は主に「道路土工　擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」（昭和62年５月　日本道路協会）に準拠して記述を行った。従って，用語等の不明なものについては同指針を参照されたい。

(2) 適用範囲

1)　擁壁の形式

本節では，コンクリート擁壁と背面地盤内に敷設したジオテキスタイルとで構成される補強土擁壁を対象としている。

ジオテキスタイルの持つ土圧低減効果の利用方法として，“全体補強”の場合と“部分補強”の場合の２つの形式を考えている。“全体補強”とは，ジオテキスタイルにより擁壁背面に加わる土圧を全体に低減し，擁壁形状を小さくすることを目的とするものである。これに対し“部分補強”とは，擁壁の安定計算を実施した後，安全率の不足分をジオテキスタイルにより補うことを目的とするものである。

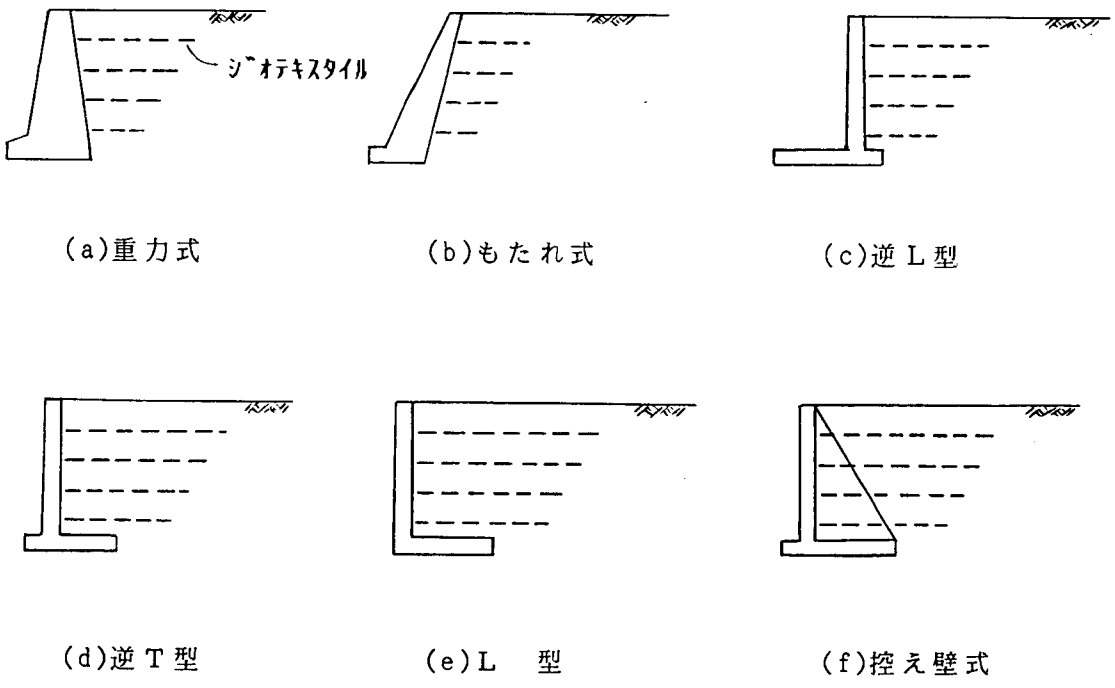
本節では，この両者の形式でジオテキスタイルを用いた補強土擁壁を対象としている。

しかし，ジオテキスタイルの補強効果については認められるものの，今のところ地震時の検討法が確立されていないこと，現時点では実施例も比較的少ないことなどから，対象とする擁壁の高さは８m程度までとする。

従って，高さが８m程度を越える擁壁，倒壊が付近に重大な損害を与えたりその復旧がきわめて困難であるような擁壁，迂回路のない道路に設置される擁壁など重要度が高いと考えられる擁壁については，本工法の適用対象から外すものとする。

ジオテキスタイルの擁壁土圧低減効果については，これまでの実験・解析等から擁壁とジオテキスタイルをつながなくても，十分に効果が発揮されることが判っている[3),5)-8)]。そこで，ジオテキスタイルは擁壁とは接続せず非定着の状態で用いてもよいものとする。

擁壁には各種の構造形式が存在する。そのうちの主なものについて，ジオテキスタイルを“全体補強”として敷設した場合の形状を図－7.2.1に示す。



図－7.2.1　主な擁壁形式におけるジオテキスタイル敷設例

図－7.2.1に示されるように，ジオテキスタイルの敷設長という観点から考えると，重力式，もたれ式，逆Ｌ型の擁壁の場合に比べて，逆Ｔ型，Ｌ型，控え壁式の擁壁の場合には敷設長が比較的長くなることが予想される。そのため，経済性を考えるとジオテキスタイルを用いる場合には，重力式，もたれ式，逆Ｌ型の擁壁形式が適していると判断される。

その他にジオテキスタイルを用いると有利になると予想される場合として，擁壁の安定検討において

滑動に対する安定が支配的な場合が挙げられる。従来，滑動に対して抵抗力が不足する場合には，原則として底版幅を増し安定させるものとされており，不経済な幅となることが多かった。このような場合には，“部分補強”としてジオテキスタイルに滑動抵抗の不足分を負担させることにより，底版幅を最小限に抑えることが出来，経済的に有利となることが予想される。

また，基礎地盤の支持力が不足している場合には，擁壁を杭で支持する形式とすることが多く，基礎杭の施工により大幅に費用が増加していた。このような場合に，ジオテキスタイルを用いて土圧を低減することにより，地盤支持力度を均等化することが出来，経済的にはかなり有利となると考えられる。

2) 補強材の敷設パターン

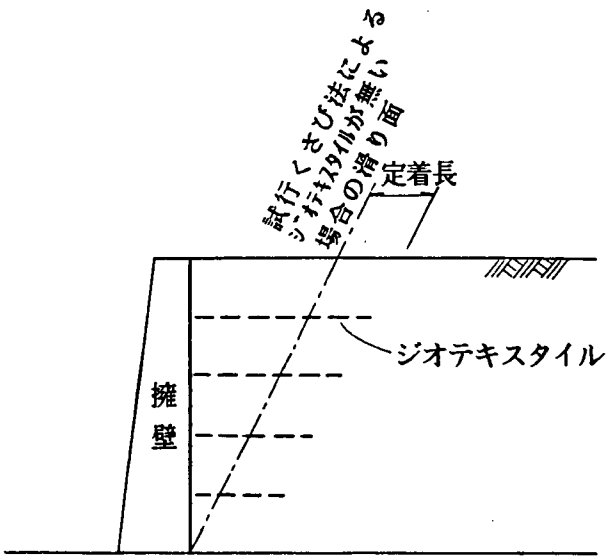
① 全体補強

擁壁背面の地盤に“全体補強”として補強材（ジオテキスタイル）を敷設する場合の，標準的なパターンを図－7.2.2に示す。

試行くさび法によりジオテキスタイルの無い場合の滑り面を求め，補強材がこの滑り面より背後に出ている部分の長さを定着長とする。

補強材の標準的な敷設パターンとして定着長は同じ長さとし，定着長の最小長さは1.0ｍとする。一般に転圧された盛土にはばらつきが見られるため，ジオテキスタイルの定着長があまりに短い場合には必ずしも全長にわたって均等に土と接して摩擦抵抗を発揮するとは考えられないこと，また，一般的な材料の引抜き試験が長さ１ｍ程度の土槽を利用していること等から最小長さを定めた。

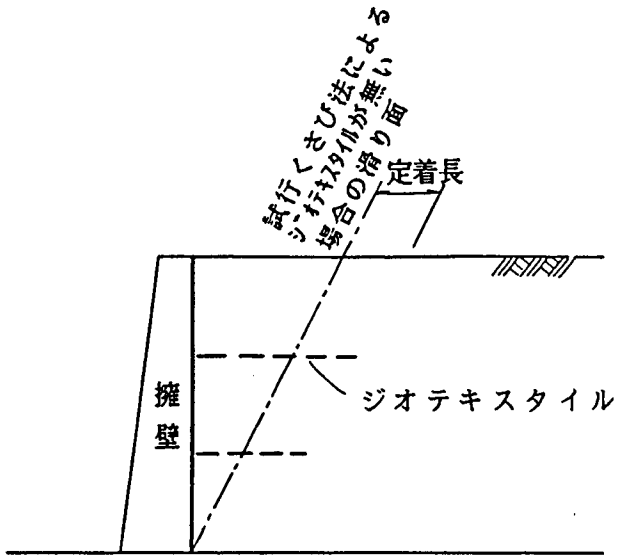
また，敷設間隔は原則として等間隔（ピッチ１ｍ以下）とする。但し、(3)に示す算定法により求めた補強材の引抜き抵抗力が，部材の強度を上回る部分については，間隔を狭めて用いる。



図－7.2.2　補強材の標準的な敷設パターン：全体補強

② 部分補強

“部分補強”として補強材を敷設する場合の標準的なパターンを図－7.2.3に示す。



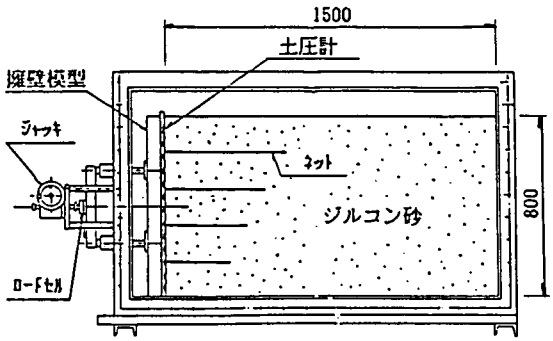
図－7.2.3　補強材の標準的な敷設パターン：部分補強

この場合も，試行くさび法によりジオテキスタイルの無い場合の滑り面を求め，定着長を1.0m以上確保出来るように敷設するものとする。

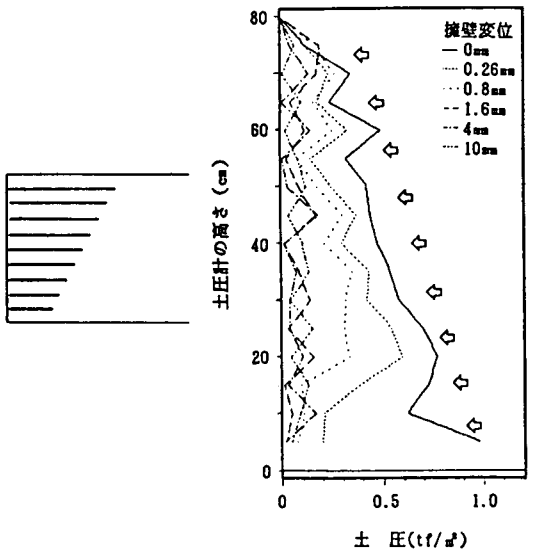
“部分補強”の場合には，擁壁安定計算における安全率の不足分に見合う枚数のジオテキスタイルを敷設することになるが，ジオテキスタイルへの応力集中や破損等に対する安全性を高める観点から，ジオテキスタイルの最小敷設枚数は2枚とする。

〔参考7.2.1〕

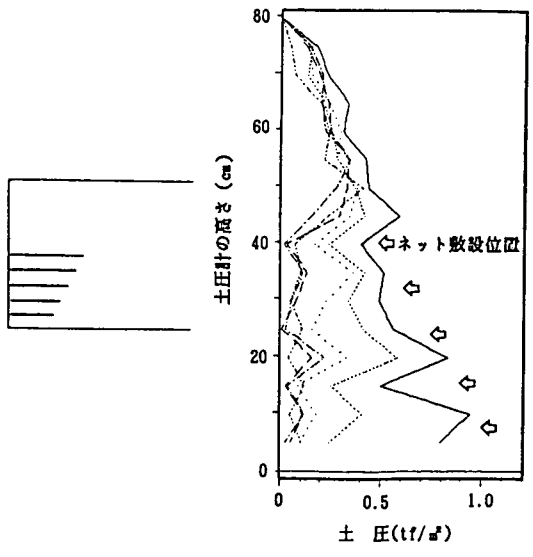
参図－7.2.1に示す実験装置を用いて行った，模型実験の結果[6)7)]を示す。参図－7.2.2には“全体補強”の場合の例として敷設間隔を等間隔にし，９枚敷設した場合の土圧分布を示す。図中にはジオテキスタイルとして用いたネットの位置が⇦で示してある。擁壁の変形に伴い，土圧が全体に低減されているのが分かる。参図－7.2.3には，“部分補強”の場合の例として敷設間隔は同じであるが，中央より下のみ５枚敷設した場合の土圧分布を示す。“部分補強”の場合にはジオテキスタイルを敷設した範囲（下から40cm）のみ土圧が低減されるのが分かる。



参図－7.2.1　実験装置



参図－7.2.2　土圧分布（９枚敷設）

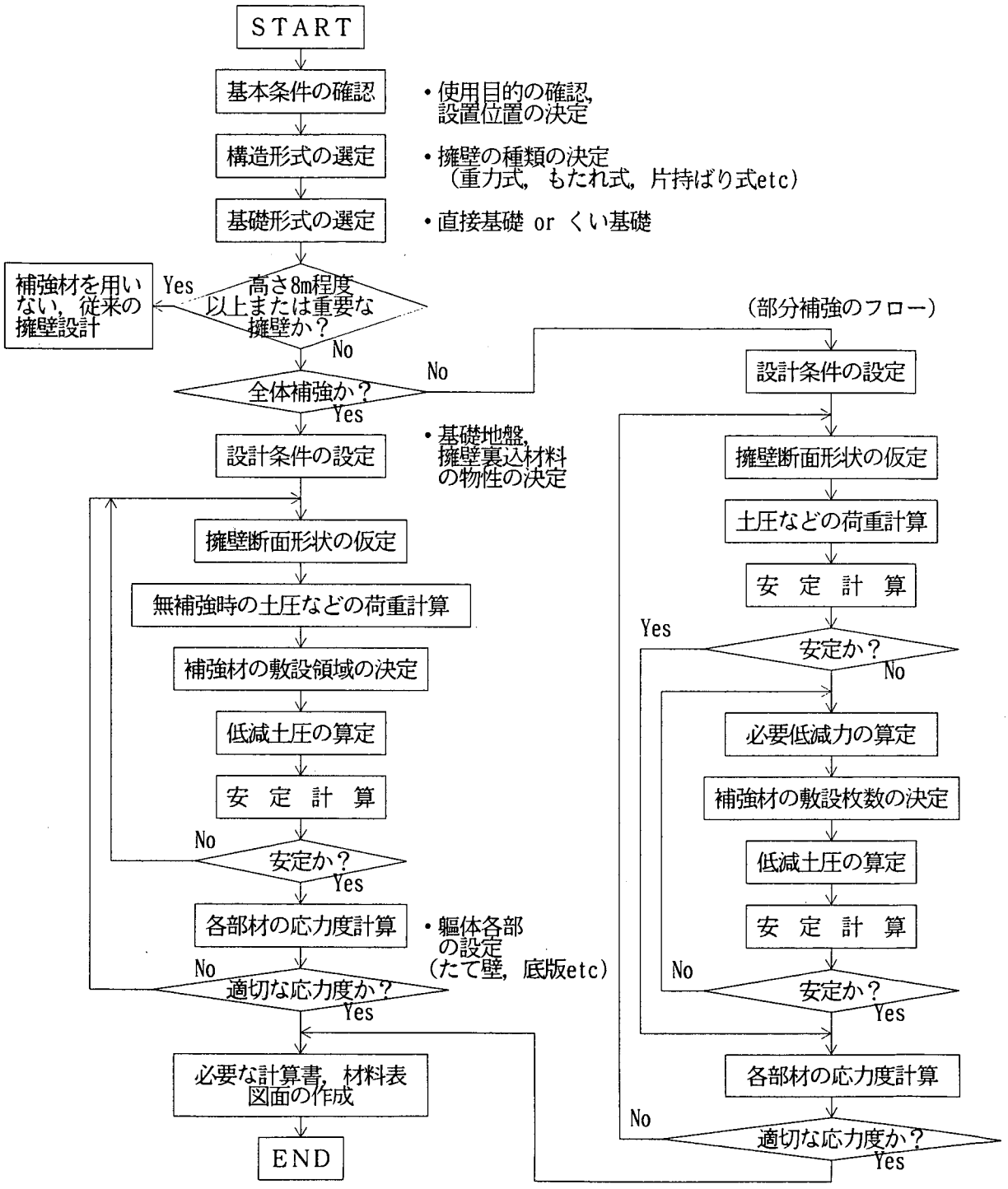


参図－7.2.3土圧分布（下５枚敷設）

7.2.2　設計法

(1)　設計手順

擁壁土圧低減効果を用いた擁壁の，標準的な設計手順を図－7.2.4に示す。



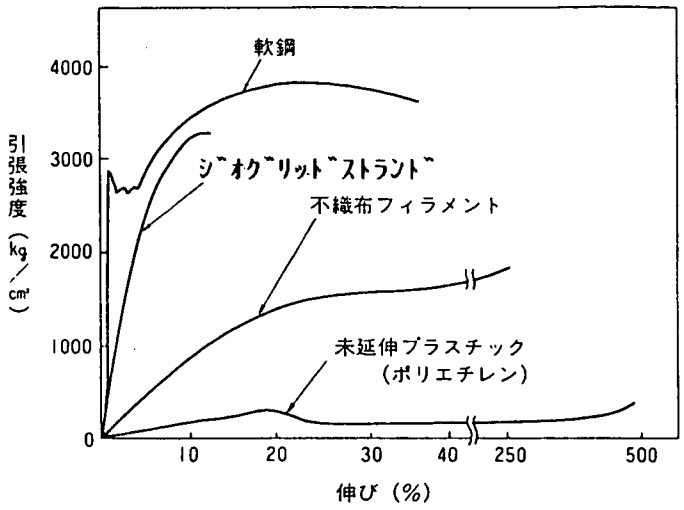
図－7.2.4　設計手順

(2)　材　料

1)　補強材の選定

ジオテキスタイルを用いた擁壁においては，擁壁に変形が生じることによりジオテキスタイルに引張力

が発生し，擁壁背面に加わる土圧が低減される。しかし擁壁において過度の変位を与えることは問題となることが多いため，擁壁の変位が少ない時点からジオテキスタイルに大きな引張力が発生することが必要となる。従って，補強材として用いるジオテキスタイルとしては，引張り剛性の高いものがより適している。土構造物の材料として現在用いられている主なジオテキスタイルの強伸度特性を図－7.2.5に示す。この図に示されるように，ジオグリッド（ポリマーグリッド）のような引張り剛性の大きな強伸度特性を持つものを用いる。



図－7.2.5　主なジオテキスタイルの強伸度特性

2)　擁壁裏込材料の土質

ジオテキスタイルの持つ土圧低減効果を十分発揮させるためには，ジオテキスタイルに，より大きな引張力を発生させることが重要となる。そのためには，土とジオテキスタイルとの摩擦抵抗を大きく期待できる材料が適している。従って，粒度の良い礫質土や砂質土がこれに該当する。

しかし，実際の施工では現地発生土として関東ロームなどの粘性土を用いることも多い。このような場合には内部摩擦角を低減（粘着力は無視）して，ジオテキスタイルの引抜きを算定するなどの慎重な設計検討を行うことが必要である。

(3)　荷　重

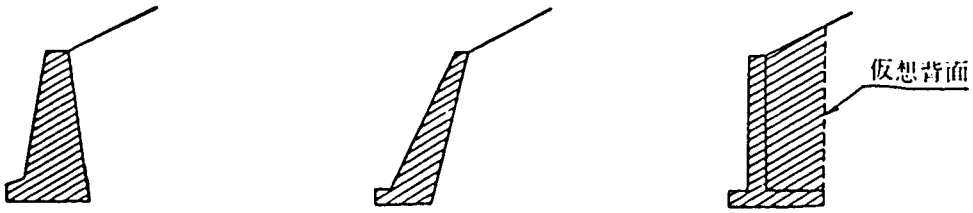
1)　荷重の種類および組合せ

擁壁に作用する荷重には，自重，載荷重，土圧のほか，浮力，衝撃力，水圧，積雪荷重，地震による荷重などが考えられる。

このうち設計に用いる荷重は通常，自重，載荷重および土圧の組み合わせとする。ただし，特に浮力，水圧，および積雪荷重など他の荷重が問題となる場合はそれらの影響を考慮しなければならない。

2)　自　重

擁壁の安定計算に用いる自重は，擁壁軀体の重量のほか，かかと版を有する擁壁にあってはかかと版上の土の重量を含めたものとする。



(a)重力式　　(b)もたれ式　　(c)片持ばり式

注）斜線を施した部分を自重とする。

図－7.2.6　擁壁の自重

① 鉄筋コンクリートおよびコンクリートの単位体積重量は次の値を用いてもよい。

鉄筋コンクリート　2.50 tf/m³

コンクリート　　2.35 tf/m³

② 土の単位体積重量は，土質試験結果をもとにして決定するのが望ましいが，次の値を用いてもよい。

礫　質　土	2.0 tf/ m³
砂　質　土	1.9 tf/ m³
シルト，粘性土（ただし　W_L <50%）	1.8 tf/ m³

3) 載荷重

設計に用いる載荷重として活荷重などを考慮するものとし，その値はq＝1.0 tf/ m²とする。但し，ジオテキスタイルの抵抗力を算定する際には活荷重は考慮しないものとする。

4) 土　圧

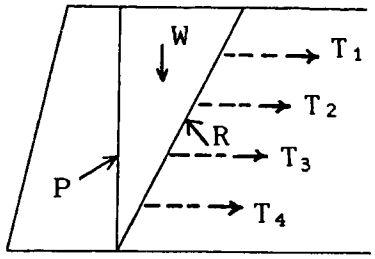
① 土圧の作用面

土圧の作用面は，重力式擁壁およびもたれ式擁壁においては軀体コンクリート背面とする。また片持ばり式擁壁および控え壁式擁壁については，部材計算においては軀体コンクリート背面，安定計算においてはかかとを通る鉛直な仮想背面とする。

② 擁壁に作用する土圧

a　全体補強

本節で対象としている補強土擁壁では，図－7.2.7に示す滑り土塊に働く力の釣り合いを考えている。擁壁に作用する土圧合力の求め方としては，まず試行くさび法によりジオテキスタイルの無い場合の主働土圧合力，P。を求める。その後，ジオテキスタイルの引張力を考慮するものとする。



ここに　W　：土塊の重量（載荷重を含む）
　　R　：滑り面に作用する反力
　　P　：擁壁に作用する土圧合力
　　T_i　：ジオテキスタイルの引張力

図－7.2.7　滑り土塊に働く力の釣り合い

擁壁に作用する土圧合力Pの作用位置は底版下面よりH／3の点とする。また，Pの水平成分P_H および鉛直成分P_V は式(7.2.1),(7.2.2) で与えるものとする。

$$P_H = P_{HO} - \Sigma T_i \geqq P_{HO} \times 2 / 3 \quad \cdots\cdots (7.2.1)$$

$$P_V = P_{VO} \quad \cdots\cdots (7.2.2)$$

ここに　P_{HO}：ジオテキスタイルが無い場合の主働土圧合力P_oの水平成分
　　P_{VO}：ジオテキスタイルが無い場合の主働土圧合力P_oの鉛直成分

ここで式(7.2.1) においては，土圧低減効果を用いた擁壁の実施例が少ないこと，現行の設計法になじませること等の観点から，求められるP_H の最小値をP_{HO}の2／3とするものとした。

また，これまでの研究成果より，ジオテキスタイルの抵抗力が土圧合力の鉛直成分低減に寄与する度合いは少ないことから，ここでは水平成分にのみ土圧低減効果を考慮するものとした。

ジオテキスタイルの引張力T_i は，設計引張力T_A と引抜き抵抗力T_P とのうち，小さい値を用いる。

$$T_i = \mathrm{Min}\,(T_A\ ,\ T_P) \quad \cdots\cdots (7.2.3)$$

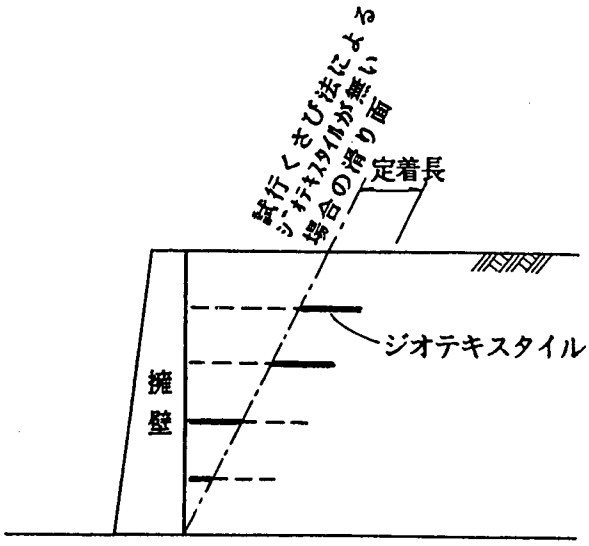
設計引張力T_A は式(7.2.4)，引抜き抵抗力T_P は式(7.2.5) により求める。

$$T_A = \frac{T_{MAX} \cdot \mu}{F_D \cdot F_C \cdot F_B} \quad \cdots\cdots (7.2.4)$$

ここに　T_{MAX}　：ジオテキスタイルの最大引張強さ
　　μ　：クリープ低減係数
　　F_D　：耐久性（長期的な劣化特性）を考慮した材料安全率（第3章に従う）
　　F_C　：施工中の損傷を考慮した材料安全率
　　F_B　：接合部の強度低下を考慮した材料安全率

$$T_P = \frac{2 \cdot \alpha_2 \cdot \sigma_V \cdot \tan\phi \cdot L}{F_S} \quad \cdots\cdots (7.2.5)$$

　　α_2　：ジオテキスタイルと土との摩擦低減係数（第3章に従う）
　　σ_V　：上載圧（活荷重は含めない。）
　　ϕ　：裏込め土の内部摩擦角
　　L　：ジオテキスタイルの抵抗長（図－7.2.8）
　　F_S　：引抜きに対する安全率（＝2.0）

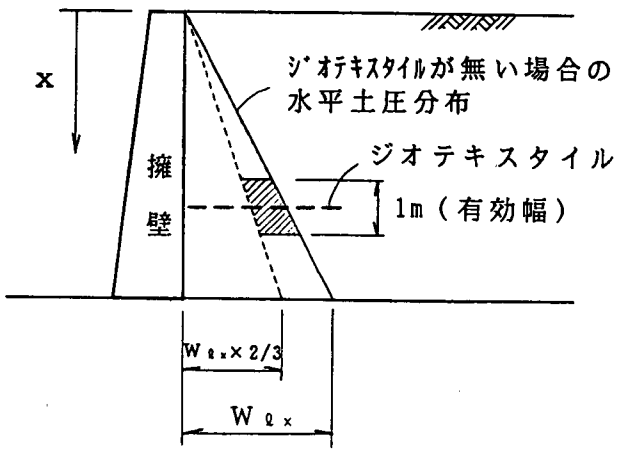


ジオテキスタイルの定着長と土圧の作用面から滑り面までのジオテキスタイル長とを比較し，少ない方の値を抵抗長とする。
（図－7.2.8では太線で抵抗長を図示）

図－7.2.8　ジオテキスタイルの抵抗長

b　部分補強

“部分補強”の場合には，ジオテキスタイルを敷設した部分のみ土圧が低減されることが分かっている。そこで，この場合の土圧分布は図－7.2.9のように考えるものとする。



ここに
$W_{\ell x}$：ジオテキスタイルが無い場合の土圧の水平分力
：土圧が低減される部分

図－7.2.9　部分補強の場合の土圧分布

ここで，ジオテキスタイルにより土圧が低減される際の有効となる範囲を，ジオテキスタイルの敷設高さより上下0.5mずつ計1.0mと定めた。また，“全体補強”の場合と同様の理由により，低減される土圧の下限値として，$W_{\ell x}$ ×の2／3とするものとした。

ジオテキスタイルの引張力の算定法としては式(7.2.3) に従うものとする。

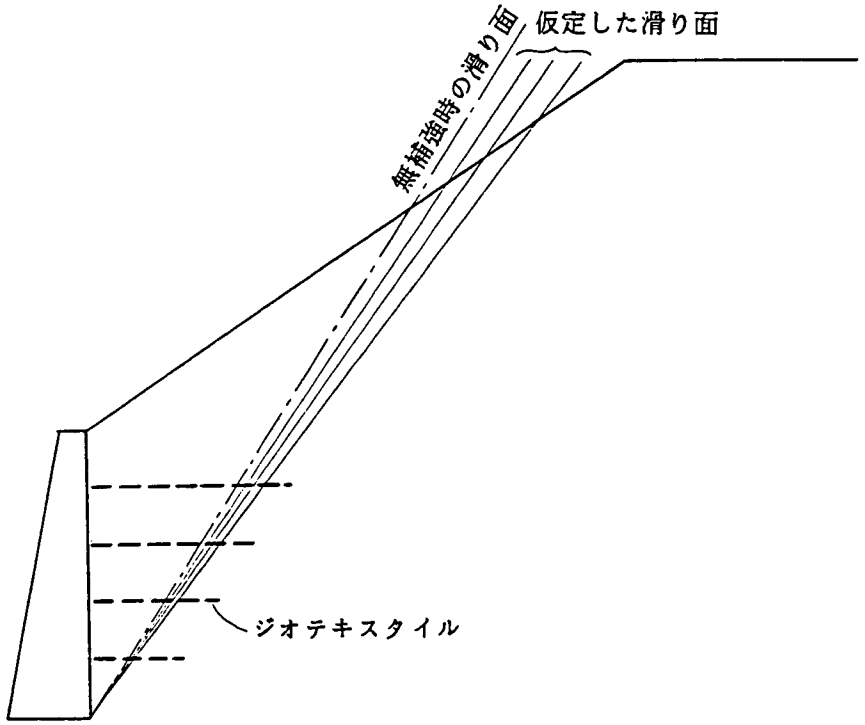
但し，　$T_1 \leqq W_{\ell x} \times 1.0^{(m)} \times 2/3$ ……(7.2.6)

〔参考7.2.2〕

擁壁背面に長大のり面のかさ上げ盛土をもつ場合（参図－7.2.4）の検討方法について示す。

このような場合には，試行くさび法により求めた無補強時の滑り面の他に，参図－7.2.4に示すようにいくつかの滑り面を背後に仮定する。そして，それぞれの滑り面において無補強の土圧からジオテキスタイルの引張力を差し引いて擁壁に作用する土圧を求め，それらのうちの最大値を設計土圧P_Hとして用いるものとする。（但し，$P_H \geqq P_{HO} \times 2/3$）。

なお，ジオテキスタイルの引張力の算定法としては式(7.2.3)に従うものとする。



図－7.2.4　長大のり面のかさ上げ盛土

(4) 安定に対する検討

1) 全体補強

擁壁の安定に関しては，一般に下記①②③④の必要事項について検討が行われている。

①滑動に対する安定

②転倒に対する安定

③基礎地盤の支持力に対する安定

④全体としての安定

土圧低減効果を用いた補強土擁壁においても，一般には上記①②③について検討すればよく，補強土擁壁が軟弱層を含む地盤上や斜面上に設置される場合は④についても検討する必要がある。

① 滑動に対する安定

擁壁を底版下面に沿ってすべらせようとする力は土圧の水平分力であり，これに抵抗する力は底版下面と基礎地盤の間に生じるせん断抵抗力である。擁壁前面の土による受働土圧も抵抗力として考えられるが，長期にわたる確実性が期待できないことが多いので，通常はこれを無視して設計する。滑動に対する安全率は式(7.2.7) を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{(\Sigma V)\cdot\tan\delta + c\cdot B}{\Sigma H}$$

$$= \frac{(W+P_v)\cdot\tan\delta + c\cdot B}{P_H} \geqq 1.5 \quad \cdots\cdots (7.2.7)$$

ここに ΣV : 底版下面における全鉛直荷重(tf/m)

ΣH : 底版下面における全水平荷重(tf/m)

W : (3) 2) に示す自重(tf/m)

P_v : 土圧合力の鉛直成分(tf/m)

P_H : 土圧合力の水平成分(tf/m)

$\tan\delta$: 擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数

場所打ちコンクリートの場合は$\delta = \phi$（基礎地盤の内部摩擦角）

場所打ちでない場合は$\delta = \frac{2}{3}\phi$とする。ただし，基礎地盤が土の場合$\tan\delta$の値は0.6を越えないものとする。

c : 擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力(tf/m)

B : 擁壁の底版幅（m）

② 転倒に対する安定

擁壁の底版下面には，擁壁の自重，載荷重および土圧などによる荷重が作用する。底版下面における地盤反力は，これら荷重合力の作用位置により異なる。図－7.2.10において，つま先から合力Rの作用点までの距離dは式(7.2.8) で表される。

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{W\cdot a + P_v\cdot b - P_H\cdot h}{W+P_v} \quad \cdots\cdots (7.2.8)$$

ここに ΣM_r : つま先まわりの抵抗モーメント(tf/m)

ΣM_o : つま先まわりの転倒モーメント(tf/m)

a : つま先とWの重心との水平距離（m）

b : つま先とP_v の作用点との水平距離（m）

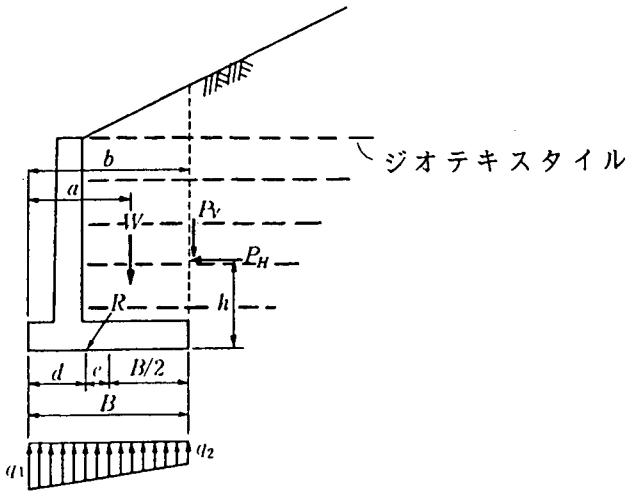
h : かかととP_H の作用点との鉛直距離（m）

合力Rの作用点の底版中央からの偏心距離eは式(7.2.9) で表される。

$$e = \frac{B}{2} - d \quad \cdots\cdots (7.2.9)$$

転倒に対する安定条件として，合力Rの作用位置は底版幅Bの中央1/3以内でなければならない。すなわち，偏心距離eは式(7.2.10)を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{6} \quad \cdots\cdots (7.2.10)$$



図－7.2.10　地盤反力度の求め方

③ 基礎地盤の支持力に対する安定

地盤反力度は式(7.2.11)，(7.2.12)により求める（図－7.2.10）。

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{P_v + W}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \cdots\cdots (7.2.11)$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{P_v + W}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad \cdots\cdots (7.2.12)$$

このq_1およびq_2は式(7.2.13)を満足しなければならない。

$$\left.\begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix}\right\} \leqq q_a = \frac{q_u}{F_s} \quad \cdots\cdots (7.2.13)$$

ここに　q_a：地盤の許容支持力度(tf/m²)

q_u：地盤の極限支持力度(tf/m²)

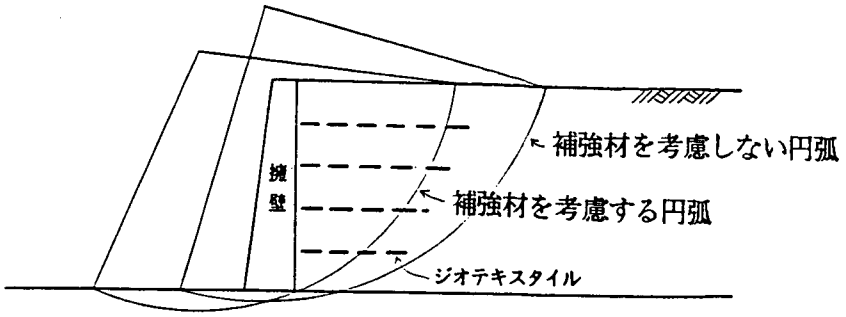
F_s：地盤の支持力に対する安全率で$F_s = 3$とする。

地盤の許容支持力度あるいは極限支持力度は，土質調査や原位置載荷試験を行い，定めるのが望ましい。

④ 全体としての安定

土圧低減効果を用いた擁壁においては，ジオテキスタイルを敷設した補強範囲の外側を通る大きな円弧による検討の他に，図－7.2.11に示すように補強範囲の内部を通る円弧についても検討をおこなわねばならない。この補強範囲の内部を通る円弧すべり計算においては，ジオテキスタイルの引抜き抵抗力を考慮して良いものとする。計算方法については第3章　盛土補強工法と同じ方法により行う

ものとする。



図－7.2.11　円弧すべりによる全体としての安定検討

2)　部分補強

“部分補強”の場合には，滑動・転倒・支持力・全体の各安定検討の内，安全率が不足している事項のみ検討を行う。

①　滑動に対する安定

ジオテキスタイルが無い状態での検討が既に行われているため，滑動力からジオテキスタイルによる土圧低減分を差し引く形で計算を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力} - \Sigma T_i} \geqq 1.5 \quad \cdots\cdots (7.2.14)$$

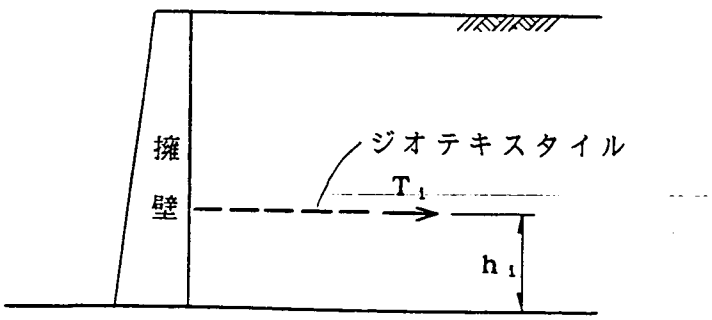
ここに　ΣT_i ：式(7.2.3),(7.2.6) に従い求めた土圧低減量

②　転倒に対する安定

ジオテキスタイルが無い状態で求めた転倒モーメントから土圧低減分としてジオテキスタイルによる抵抗モーメントΣM_T を差し引く形で，合力作用点までの距離ｄを求める。

$$d = \frac{\Sigma M_r - (\Sigma M_o - \Sigma M_T)}{\Sigma V} \quad \cdots\cdots (7.2.15)$$

ここに　ΣM_T ：$\Sigma (T_i \times h_i)$



図－7.2.12　ジオテキスタイルによる抵抗モーメント

③ 基礎地盤の支持力に対する安定

転倒の検討により偏心距離eを求め直し，式(7.2.11)，(7.2.12) により地盤反力度を求める。

④ 全体としての安定

“全体補強”の場合と同じくジオテキスタイルの引張力を考慮して検討を行う。計算方法は第3章盛土補強工法を参照のこと。

(5) 設計計算例

1) 重力式擁壁：全体補強

① 設計条件

a 設計断面

擁壁高さ　5m

盛土こう配　水平

b 載荷重

活荷重　1.0 tf/m²

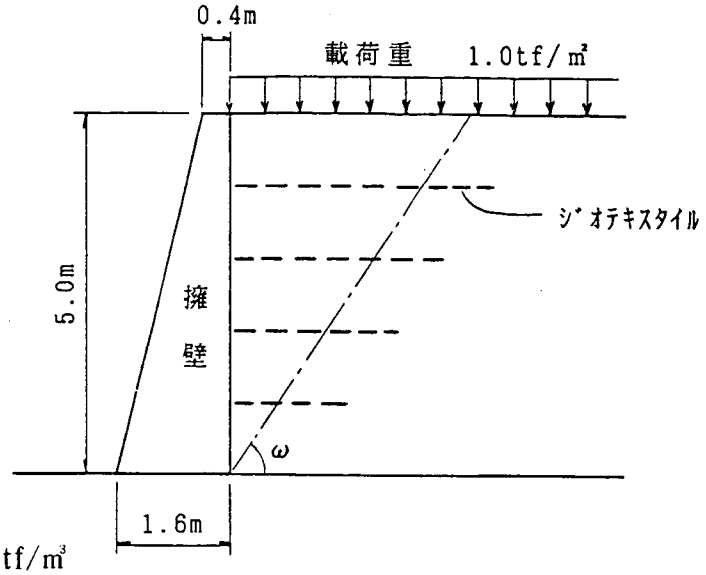
c 設定定数

・裏込め土の種類：砂質土

単位体積重量　γ_t =1.9 tf/m³

内部摩擦角　ϕ =30°

粘着力　C =0 tf/m²



図－7.2.13 重力式擁壁の形状

・基礎地盤の種類：砂質地盤

許容支持力度　q_a =30 tf/m²

・補強材の種類：ジオグリッド

最大引張強さ　T_{max} =8.0 tf/m

クリープ低減係数　μ =0.4

耐久性を考慮した材料安全率　F_D =1.0

施工中の損傷を考慮した材料安全率　F_C =1.0

接合部の強度低下を考慮した材料安全率　F_B =1.0

設計引張強度　$$T_A = \frac{T_{max} \cdot \mu}{F_D \cdot F_C \cdot F_B} = \frac{8.0 \times 0.4}{1.0 \times 1.0 \times 1.0} = 3.2 \text{ tf/m}$$

摩擦低減係数　α_2 = 1.0

引抜きに対する安全率　F_S = 2.0

② 土圧の算定

・ジオテキスタイルの無い場合の土圧

P_{HO} = 8.032 tf/m

P_{VO} = 2.924 tf/m

・滑り面の角度

$$\cot(\omega-\beta)=\frac{1}{\cos(\phi+\delta+\alpha+\beta)}\sqrt{\frac{\cos(\alpha+\delta)\cdot\sin(\phi+\delta)}{\cos(\beta-\alpha)\cdot\sin(\phi-\beta)}}-\tan(\phi+\delta+\alpha-\beta)$$

ここに　ω：滑り面と水平面のなす角

ϕ：裏込め土の内部摩擦角

δ：壁面摩擦角

α：壁背面と鉛直面のなす角

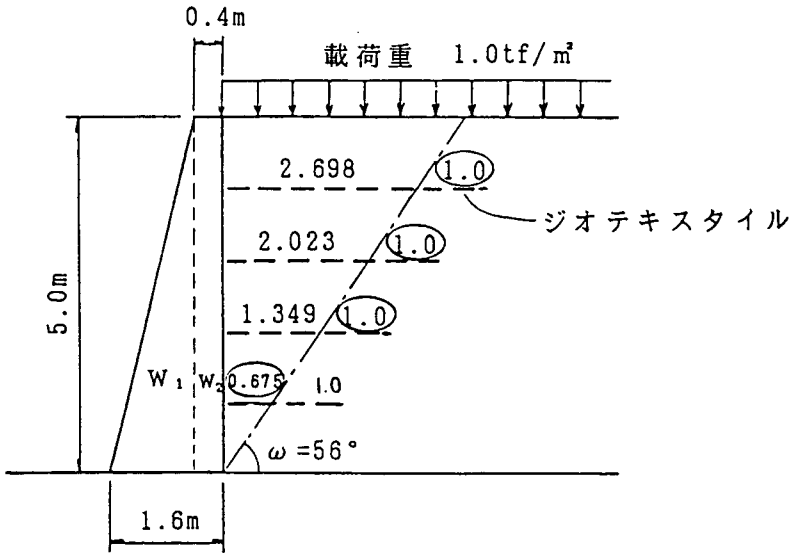
β：裏込め地表面と水平面のなす角

$\therefore\omega=56°$

・補強材の抵抗力

敷設間隔　1.0m

定着長　1.0m



図－7.2.14　補強材の抵抗長

表－7.2.1　補強材の抵抗力

	γ	Hn	σ_v	ϕ	L	α_2	$2\cdot\sigma v\cdot\tan\phi\cdot L\cdot\alpha_2/Fs$	T_A	T_i
①	1.9	1	1.9	30	1.00	1.0	1.097	3.2	1.097
②	1.9	2	3.8	30	1.00	1.0	2.194	3.2	2.194
③	1.9	3	5.7	30	1.00	1.0	3.291	3.2	3.200
④	1.9	4	7.6	30	0.67	1.0	2.940	3.2	2.940
Σ									9.431

・擁壁に加わる土圧

$P_H=P_{HO}-\Sigma T_i \geqq P_{HO}\times 2/3$

$=5.355$　tf/m

$P_V=P_{VO}$

$=2.924$　tf/m

・自重

$W_1=1/2\times 1.2\times 5.0\times 2.35=7.05$　tf/m

$W_2 = 0.4 \times 5.0 \times 2.35 = 4.70$ tf/m

③ 安定検討

・滑動

$$F_s = \frac{\Sigma V \times \tan\delta}{P_{HO}} = \frac{14.674 \times 0.6}{5.355} = 1.644 \geqq 1.5 \quad -OK-$$

・転倒

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{16.898 - 8.925}{14.674} = 0.543$$

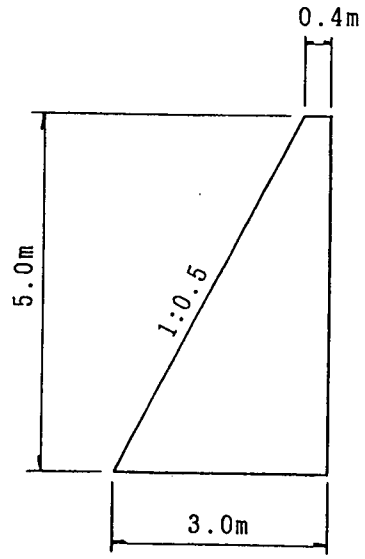
$$e = \frac{B}{2} - d = 0.257 \leqq \frac{B}{6} = 0.267 \quad -OK-$$

・支持力

$$\left.\begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix}\right\} = \frac{P_V + W}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \left\{\begin{matrix} 18.01 \\ 0.33 \end{matrix}\right. \leqq q_a = 30 \text{ tf/m}^2 \quad -OK-$$

〔参考7.2.3〕

ジオテキスタイルを用いない場合の設計例として，同じ設計条件で求めた重力式擁壁の断面を参図－7.2.5に示す。



参図－7.2.5　重力式擁壁の標準断面図[4)]

2) 逆T型擁壁：全体補強

① 設計条件

a 設計断面

擁壁高さ　　5m

盛土こう配　　水平

b　載荷重

活荷重　　1.0　tf/㎡

c　設計定数

・裏込め土の種類：砂質土

単位体積重量　　γ_t =1.9　tf/㎥

内部摩擦角　　ϕ =30°

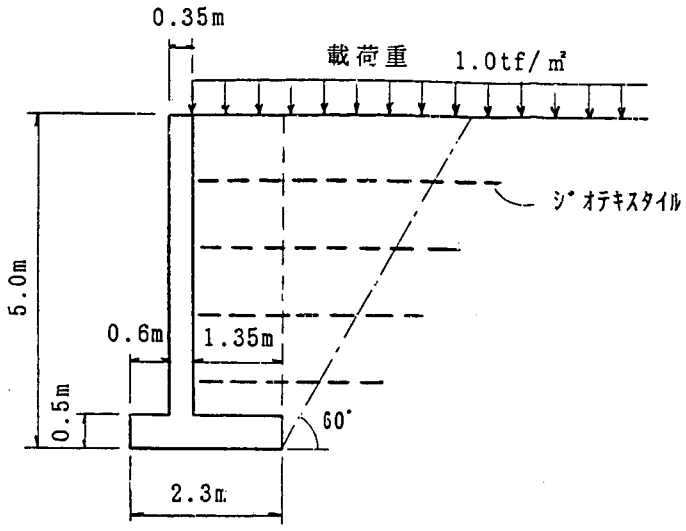
粘　着　力　　C = 0　tf/㎡

・基礎地盤の種類：砂質地盤

許容支持力度　　q_a =30　tf/㎡

・補強材の種類：ジオグリッド

最大引張強さ　　T_{max} =8.0tf/m



図－7.2.15　逆T型擁壁の形状

クリープ低減係数　　μ = 0.4

耐久性を考慮した材料安定率　　F_D = 1.0

施工中の損傷を考慮した材料安定率　　F_C = 1.0

接合部の強度低下を考慮した材料安定率　　F_B = 1.0

設計引張強度　　$T_A = \dfrac{T_{max} \cdot \mu}{F_D \cdot F_C \cdot F_B} = \dfrac{8.0 \times 0.4}{1.0 \times 1.0 \times 1.0} = 3.2$　tf/m

摩擦低減係数　　α_2 = 1.0

引抜きに対する安全率　　F_S = 2.0

② 土圧の算定

・ジオテキスタイルの無い場合の土圧

P_{HO} = 9.583　tf/m

P_{VO} = 0　　tf/m

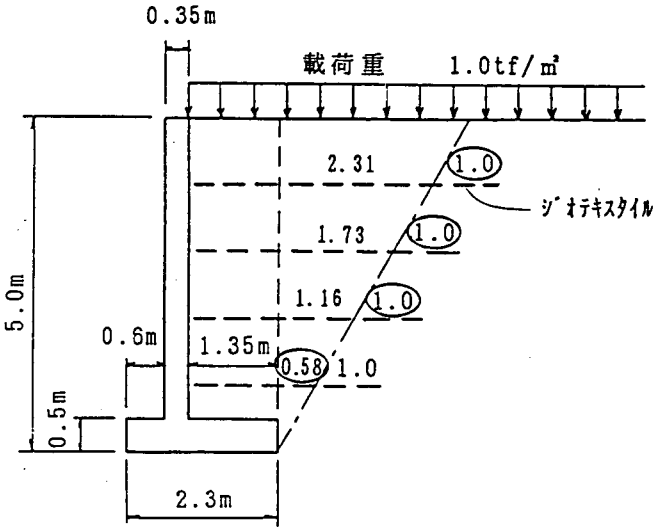
・滑り面の角度

ω = 60 °

補強材の抵抗力

敷設間隔　　1.0m

定着長　　1.0m



図－7.2.16　補強材の抵抗長

表－7.2.1　補強材の抵抗力

	γ	Hn	σ_v	ϕ	L	α_2	$2\cdot\sigma v\cdot\tan\phi\cdot L\cdot\alpha_2/Fs$	T_A	T_i
①	1.9	1	1.9	30	1.00	1.0	1.097	3.2	1.097
②	1.9	2	3.8	30	1.00	1.0	2.194	3.2	2.194
③	1.9	3	5.7	30	1.00	1.0	3.291	3.2	3.200
④	1.9	4	7.6	30	0.58	1.0	2.545	3.2	2.545
Σ									9.036

・擁壁に加わる土圧

$P_H = P_{HO} - \Sigma T_i \geqq P_{HO} \times 2/3$

$= 6.389$ tf/m

$P_V = 0$ tf/m

・自重

表－7.2.3　モーメント計算

	場　所	幅	高さ	γ	Wn	アーム	Mn
①	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	2.30	0.5	2.5	2.875	1.150	3.306
②	竪　壁	0.35	4.5	2.5	3.938	0.775	3.052
③	土	1.35	4.5	1.9	11.543	1.625	18.757
④	載荷重	1.35		1.0	1.350	1.625	2.194
Σ					ΣW＝ 19.706		ΣM＝ 27.309

③　安定検討

・滑動

$$F_s = \frac{\Sigma V \times \tan\delta}{P_{HO}} = \frac{19.706 \times 0.6}{6.389} = 1.850 \geqq 1.5 \quad -OK-$$

・転倒

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{27.309 - 10.648}{19.706} = 0.845$$

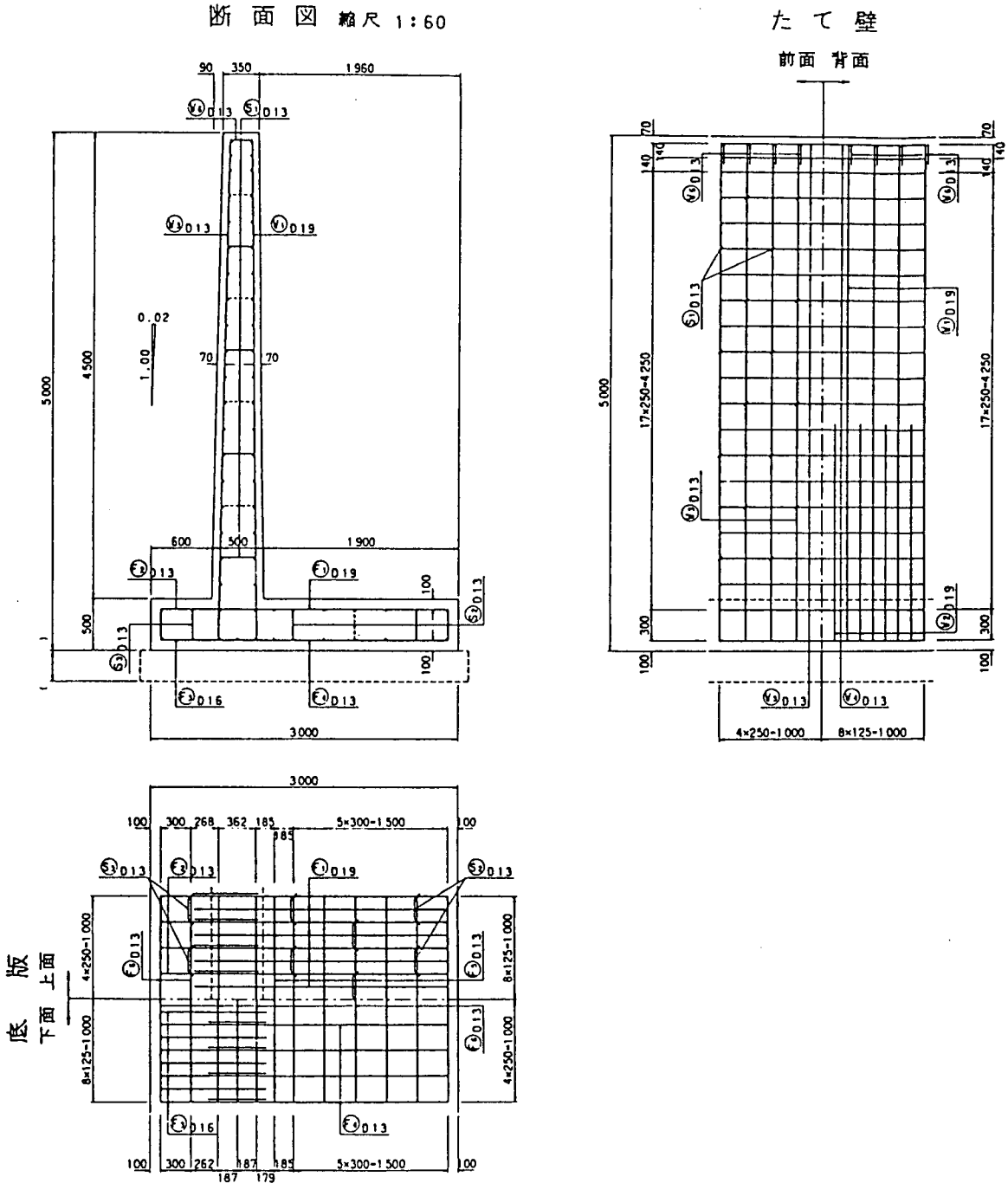
$$e = \frac{B}{2} - d = 0.305 \leqq \frac{B}{6} = 0.383 \quad -OK-$$

・支持力

$$\left.\begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix}\right\} = \frac{P_V + W}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \left\{\begin{matrix} 15.38 \\ 1.75 \end{matrix}\right. \leqq q_a = 30 \ \text{tf/m}^2 \quad -OK-$$

〔参考7.2.4〕

ジオテキスタイルを用いない場合の設計例として，同じ設計条件で求めた逆T型擁壁の断面を参図－7.2.6に示す。



参図－7.2.6　逆T型擁壁の標準図[4)]

3) 逆T型擁壁：部分補強

原設計では，裏込め土の種類が砂質土（単位体積重量γ_t ＝ 1.9 tf/m³，内部摩擦角ϕ＝30°）とされていたが，施工の段階で現地発生土を使用することになり，設計定数が道路土工指針のシルト・粘性土相当に変更された場合の検討例。

① 設計条件

a 設計断面

擁壁高さ　　5m

盛土こう配　　水平

b 載荷重

活荷重　　1.0 tf/m²

c 設計定数

・裏込め土の種類：現地発生土

（シルト・粘性土に相当）

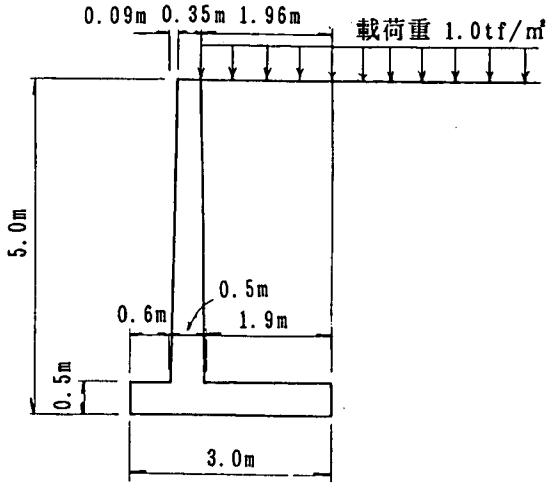
単位体積重量　　γ_t ＝1.8 tf/m³

内部摩擦角　　ϕ ＝25°

粘着力　　C ＝ 0 tf/m²

・基礎地盤の種類：砂質地盤

許容支持力度　　q_a ＝30 tf/m²



図－7.2.17 逆T型擁壁の形状

② 土圧の算定

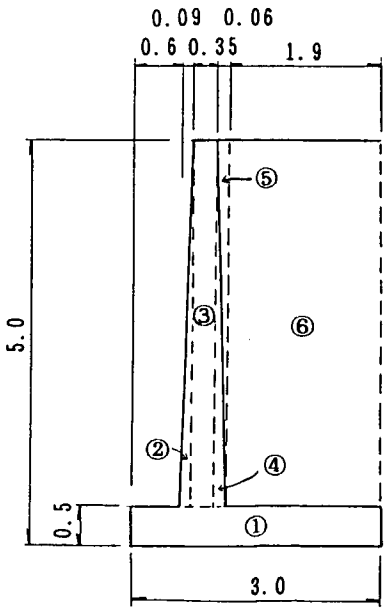
・擁壁に加わる土圧

P_{HO} ＝ 11.161 tf/m

P_{VO} ＝ 0 tf/m

表－7.2.3 モーメント計算

	場所	幅	高さ	γ	Wn	アーム	Mn
①	ﾌｰﾁﾝｸﾞ	3.00	0.5	2.5	3.750	1.50	5.625
②	竪壁	0.09	4.5	2.5	0.506	0.66	0.334
③		0.35	4.5	2.5	3.938	0.87	3.406
④		0.06	4.5	2.5	0.338	1.06	0.358
⑤	土	0.06	4.5	1.8	0.243	1.08	0.262
⑥		1.90	4.5	1.8	15.390	2.05	31.550
⑦	載荷重	1.96	1.0	1.0	1.960	2.05	4.018
Σ	ΣW＝ 26.125 ΣM＝ 45.553						



図－7.2.18 モーメント計算

③ 安定検討

・滑動

$$F_s = \frac{\Sigma V \times \tan\delta}{P_{HO}} = \frac{26.125 \times 0.6}{11.161} = 1.404 \geqq 1.5 \quad -NG-$$

・転倒

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{45.553 - 11.161 \times 1.667}{26.125} = 1.032$$

$$e = \frac{B}{2} - d = 0.468 \leqq \frac{B}{6} = 0.500 \quad -OK-$$

・支持力

$$\left.\begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix}\right\} = \frac{P_V + W}{B}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) = \left\{\begin{matrix} 16.86 \\ 0.56 \end{matrix}\right. \leqq q_a = 30 \ tf/m^2 \quad -OK-$$

従って，滑動不足を補うためジオテキスタイルによる部分補強を実施する。

④ 部分補強の検討

・補強材の種類：ジオグリッド

最大引張強さ　$T_{max} = 8.0 tf/m$

クリープ低減係数　$\mu = 0.4$

耐久性を考慮した材料安定率　$F_D = 1.0$

施工中の損傷を考慮した材料安定率　$F_C = 1.0$

接合部の強度低下を考慮した材料安定率　$F_B = 1.0$

設計引張強度　$T_A = \frac{T_{max} \cdot \mu}{F_D \cdot F_C \cdot F_B} = \frac{8.0 \times 0.4}{1.0 \times 1.0 \times 1.0} = 3.2 \ tf/m$

摩擦低減係数　$\alpha_2 = 1.0$

引抜きに対する安全率　$F_S = 2.0$

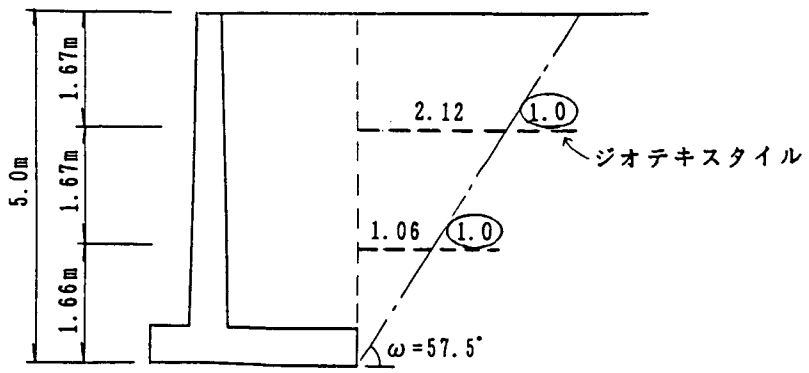
・滑り面の角度

$\omega = 57.5°$

・補強材の抵抗力

敷設枚数　2 枚

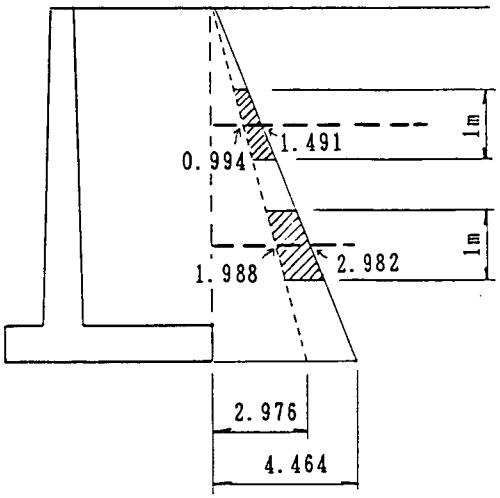
定着長　1.0 m



図－7.2.19　補強材の抵抗長

表－7.2.5　補強材の抵抗力

	γ	Hn	σ_v	ϕ	L	α_2	$2\cdot\sigma v\cdot\tan\phi\cdot L\cdot\alpha_2/Fs$	T_A
①	1.8	1.67	3.006	25	1.00	1.0	1.402	3.2
②	1.8	3.33	5.994	25	1.00	1.0	2.795	3.2



$T_1=(1.491-0.994)\times 1.0=0.497 < 1.402$

$T_2=(2.982-1.988)\times 1.0=0.994 < 2.795$

$\Sigma T_1 = 1.491$ tf/m

図－7.2.20　土圧分布

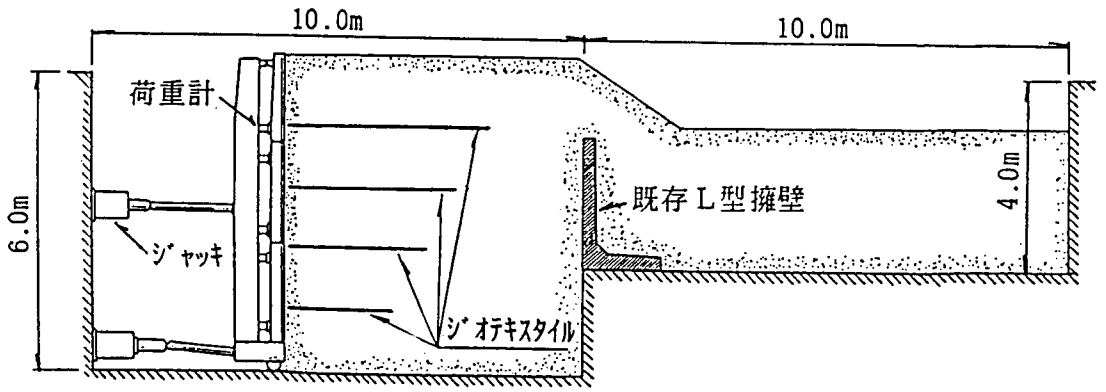
・滑動の検討

$$F_s = \frac{\Sigma V \times \tan\delta}{P_{Ho}-\Sigma T_i} = \frac{26.125\times 0.6}{11.161-1.491} = 1.621 \geq 1.5 \quad -OK-$$

〔参考7.2.5〕

建設省土木研究所の大型擁壁実験装置（参図－7.2.7）を用いて実施した実物大規模（高さ6m，幅8m）の実験結果を示す。[8)]

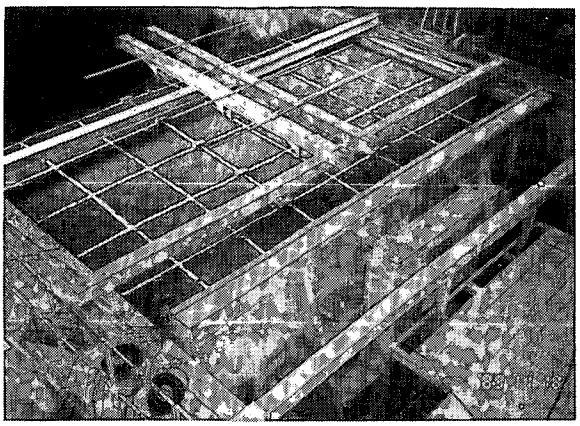
盛土材料には参表－7.2.1に示す川砂を用いている。ジオテキスタイルとしてはジオグリッド（一軸延伸，引張強度8tf/m)を用いた。



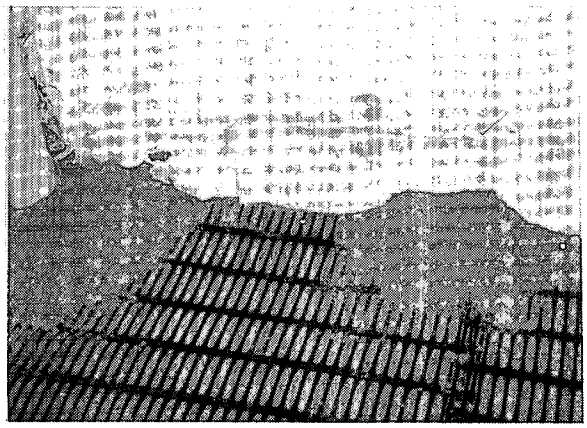
参図－7.2.7　大型擁壁実験装置

参表－7.2.1　盛土材（川砂）の物性値

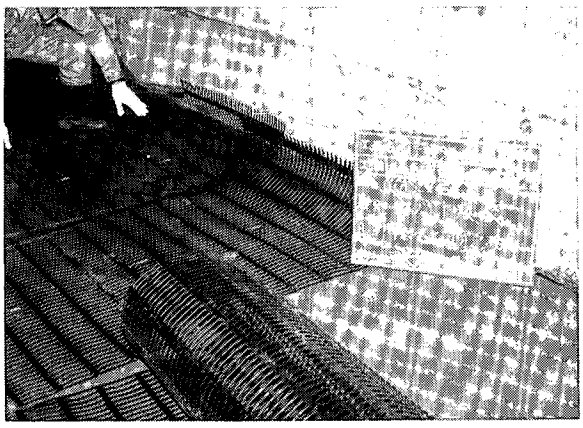
比　　重　Gs	2．693
含　水　比　w（%）	5．9
湿 潤 密 度　ρ_t(g/cm³)	1．640
間　隙　比　e	0．739
飽　和　度　Sr(%)	21．7
締 固 め 度　D（%）	92．2
粘　着　力　c（kgf/cm²）	0．0
せん断抵抗角　ϕ 度	36．9
相 対 密 度　Dr	0．694



参写真－7.2.1　装置全景



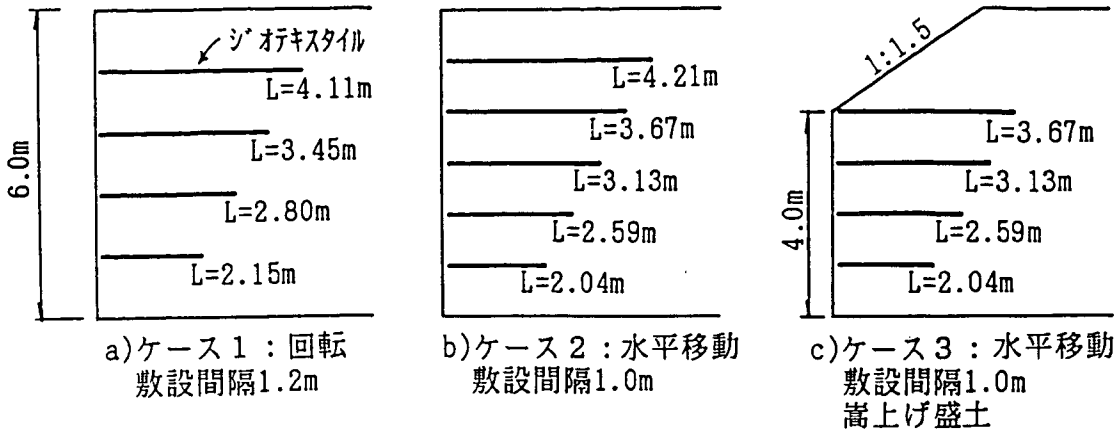
参写真－7.2.2　ジオテキスタイル



参写真－7.2.3　敷設状況

実験ケースを参図－7.2.8に示す。実験は，ジオテキスタイルを所定の高さに敷設（ジオテキスタイルと擁壁とは接続しない。）しながら地盤を盛立てた後，擁壁を下端中心に回転または水平変位させることにより行った。

水平方向土圧係数K_hと擁壁変位の関係を参図－7.2.9に示す。（ケース3は擁壁高さを4mとして計算）各ケースとも変位10㎜程度まで急激に土圧が減少し，その後変位20㎜程度でK_h＝0.03～0.06 程度に収束した。この値は土圧係数として非常に小さい値であり，ジオテキスタイルによる土圧低減効果が検証された。

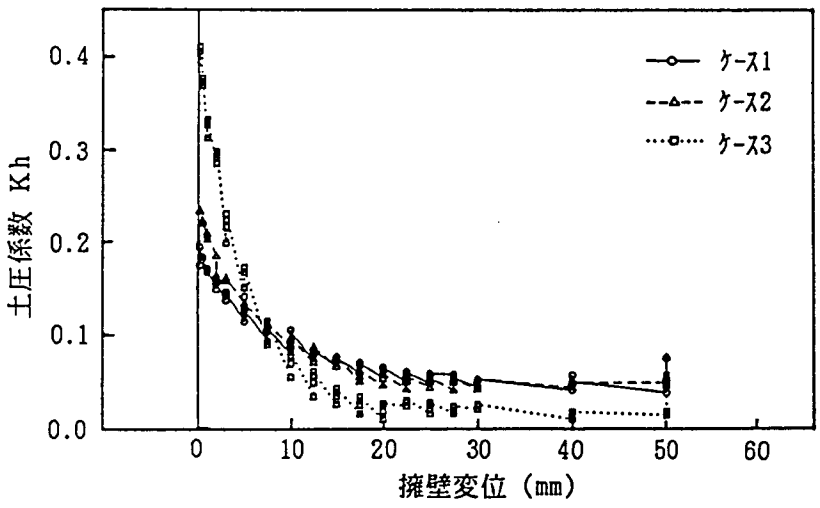


a)ケース１：回転
敷設間隔1.2m

b)ケース２：水平移動
敷設間隔1.0m

c)ケース３：水平移動
敷設間隔1.0m
嵩上げ盛土

参図－7.2.8　実験ケース



参図－7.2.9　土圧係数と擁壁変位の関係

7.2.3　施工法

本施工法は一般擁壁工の裏込め盛土にジオテキスタイルを敷設するもので，擁壁の構造は従来通りのものである。したがって，壁体，基礎，壁体周辺の排水等の施工は，道路土工指針等に従うものとする。本項では主に裏込め補強盛土部分について施工方法を述べる。

(1)施工手順

擁壁土圧低減工法は，従来通りの施工法で築造された擁壁の裏込め材として，ジオテキスタイルで補強された盛土体を構築するものである。擁壁の施工も含めた施工の手順を図－7.2.22に示す。

(2)準備工

準備工は，本工事のための段取りとして，工事準備測量，施工機械の選定・準備，補強材の準備，盛土材の選定等を行うものであり，その適・不適は，工事の進捗，出来形の良否に与える影響が大きいので，十分に検討して工事の内容に最も適した方法を採用しなければならない。

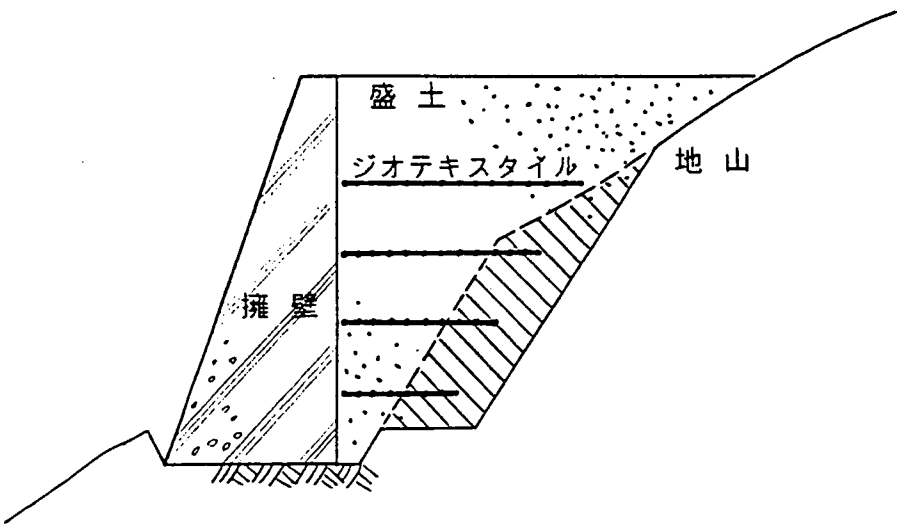
(3)掘削および整地

1)掘削形状

ジオテキスタイルを敷設する裏込め盛土基礎底面は，表面排水に必要な勾配程度の傾斜は許容されるが，原則として，水平に掘削・整形しなければならない。また，裏込め盛土背面が切土となる場合には地山からの湧水を排水する設備が設置できる形状としなければならない。背面切土は裏込め盛土施工中の安全を確保できるよう十分に配慮しなければならない。

2)ジオテキスタイルの敷設長さの確保

本工法はジオテキスタイルによる補強土によって擁壁土圧を低減させる工法であるため，低減効果が十分発揮されるよう補強土の形状を確保しなければならない。すなわち，設計計算によって決定されたジオテキスタイルの敷設長さによって，ジオテキスタイルが背面切土部分にまでおよぶ場合は，設計計算上のジオテキスタイルの敷設長さとその敷設・転圧等が支障なく施工できる範囲を確保できるよう切土部分を拡げなければならない。



図－7.2.21　ジオテキスタイルの敷設長さの確保

準備工　（測量，諸材料の搬入仮置きなど）

掘削・整地　①　（擁壁部・裏込め盛土部）

伐開・除根

表土剥ぎ

掘削・整地

擁壁施工　（擁壁の施工は従来通りに行う）

擁壁基礎工　②

擁壁躯体施工　③

材料試験工

盛土材料試験

ジオテキスタイルの選定

試験施工

試験盛土工の実施

施工法の決定

・まき出し厚
・締固め回数
・締固め機械

品質管理方法の決定

・締固め度規定
・飽和度規定
・工法規定

裏込め盛土の施工

排水設備工　④（擁壁背面・盛土底部）

盛土材のまき出し　⑤　盛土内・背面排水工

盛土材の締固め　⑥

施工管理　⑦（層厚確認・現場密度試験等）

盛立て完了？　Yes　裏込め盛土完了

No

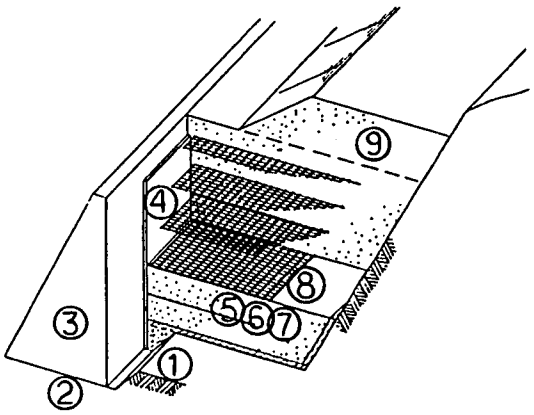
ジオテキスタイルの敷設

付帯工

上載盛土工　⑨

各種設備工

完　工



施工手順概要図

図－7.2.22　擁壁土圧低減工法の施工手順

(4)排水設備工

補強による擁壁土圧の低減効果を十分発揮させるため，間隙水圧の上昇等による補強効果の低下が発生しないよう配慮しなければならない。また，雨水や融雪水などの流路となる地形上に，流路を遮断するかたちで擁壁を設置する場合は，これら流下水や湧水を支障なく流下し得る適切な構造の通水施設を考慮しておかなければならない。

1)排水工

排水工については道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針「2－6排水工の設計」にしたがうものとする。

2)施工時の排水

・裏込め盛土背面や基礎部分の掘削時において湧水が有る場合は，その湧水量に応じて適切な排水施設を増設するものとする。ただし，その量が著しく多い場合は，単なる排水処理だけではなく，全体計画も含めて有効な対策を考慮しなければならない。

・施工中に降雨が予想される場合は，雨水の土中への浸入が最小限となるよう適切な処置を講じなければならない。また，降雨前にまき出した土を転圧せずに放置することは，さけなければならない。

(5)盛土材のまき出し・締固め

補強土盛土における盛土材のまき出し・締固め作業は，ジオテキスタイルの敷設精度，ひいては土圧低減効果に大きな影響を与えることから，山積みにまき出された盛土材は，平滑に敷均しその層厚管理や転圧管理を必ず実行しなければならない。

1)まき出し・締固め

盛土材のまき出し・締固めは「3.2.5土のまき出し・締固め」にしたがう。ただし，盛土のまき出し順序は擁壁側からとする。

2)締固め機械

道路土工指針「裏込め工及び排水工」と本文「3.2.2施工機械」にしたがう。

3)締固め管理

盛土材料とジオテキスタイルの間に働く摩擦力を確保し，土圧低減効果の高い補強盛土を施工するうえで，盛土材料の締固めが非常に重要である。十分な締固めを行うには，綿密な締固め管理が必要である。締固め管理は，転圧機種や転圧回数等の施工方法による管理と，締固め密度試験等の品質管理試験を併用する事が望ましい。

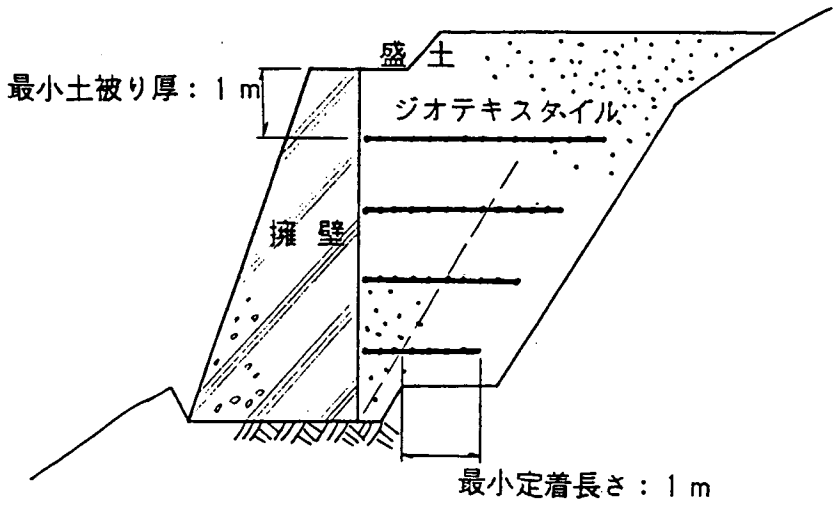
裏込め補強盛土としては粒度分布の良い礫質土や砂質土を主に利用することから，本工法での密度管理試験としては，乾燥密度によって管理する事とした。その他の管理法については，「3.2.8施工管理」にしたがうものとする。

(6)ジオテキスタイルの敷設

ジオテキスタイルは土圧の作用する方向に力が伝わるように必要長さだけ敷設し，隣合う材料同士は接合する必要はない。ジオテキスタイルの敷設にあたっては，材料が弛まないよう下段盛土面に材料を固定して敷設しなければならない。

1)最小土被り厚

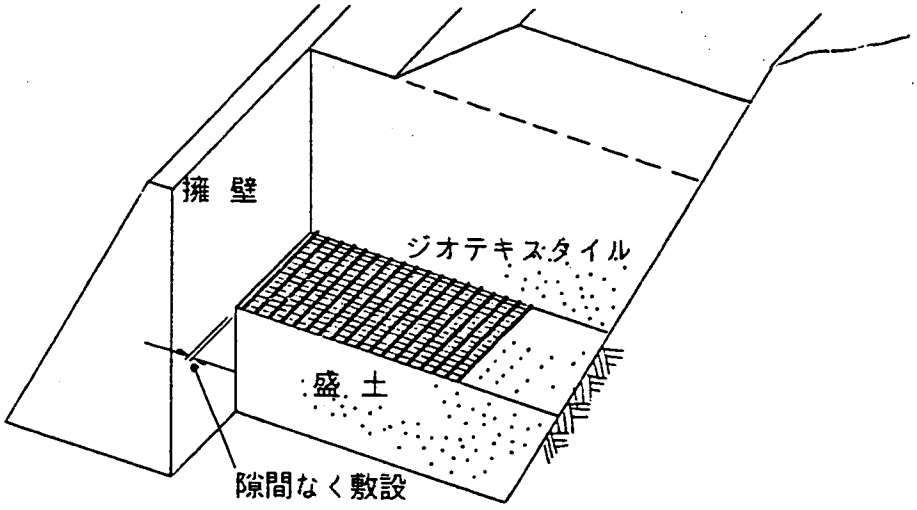
補強盛土最上段のジオテキスタイルは擁壁天端まで1m以上の土被りを有することとする。



図－7.2.23　ジオテキスタイルの最小長さと最小土被り厚

2)ジオテキスタイルの接合

ジオテキスタイルは擁壁竪壁背面まで隙間なく敷設するが，竪壁とジオテキスタイルを連結しなくても良い。また，ジオテキスタイルを壁面直角方向に継ぎ足す必要が生じた場合は，「3.2.4 ジオテキスタイルの敷設，接合」にしたがうものとする。



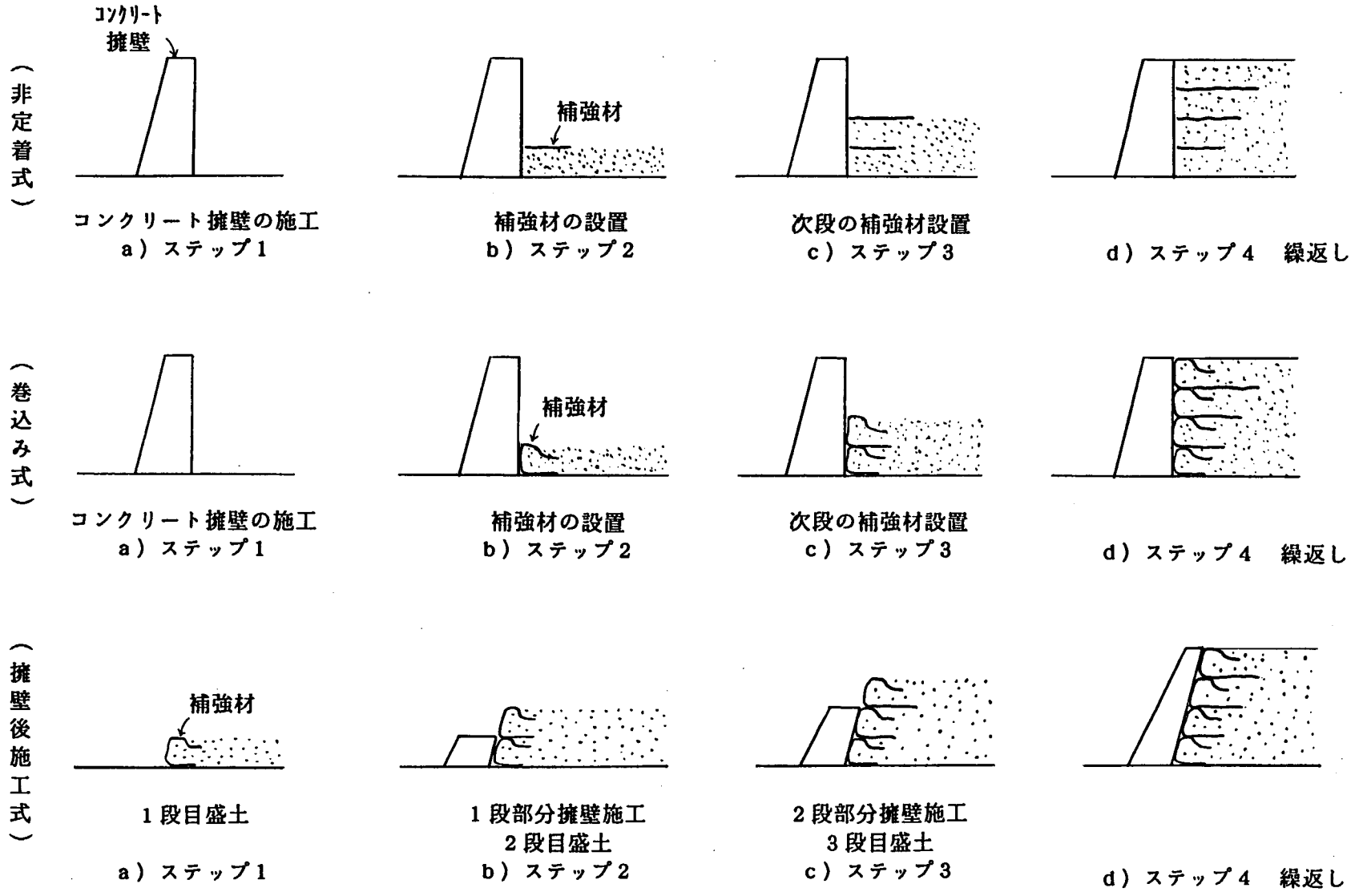
図－7.2.24　竪壁とジオテキスタイルの位置関係

3)壁体に隅角部がある場合の処理

壁体に隅角部がある場合の処理は「3.2.4 ジオテキスタイルの敷設，接合」にしたがうものとする。

〔参考－7.2.6〕

補強材を非定着で用いる場合，巻込み式で補強材を施工した場合，擁壁を段階的に後施工した場合の，概略施工手順を参図－7.2.10に示す。



参図－7.2.10　各形式での概略施工手順

〔参考文献〕

1)例えば，福田直三，三浦哲彦，山内豊聡：延伸プラスチックグリッドによる擁壁土圧の軽減効果，土と基礎，Vol. 32, No. 6, pp. 21 ～26, 1984

2)日本道路協会：道路土工　擁壁・カルバート・仮設構造物工指針，1987

3)建設省土木研究所ほか：ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究報告書（その1～その4），1986～1988

4)㈳全日本建設技術協会：建設省制定　土木構造物標準設計　第2巻　擁壁，1987

5)堀　淳二，加倉井正昭，山下　清，坂口修司：ジオテキスタイルの擁壁土圧に与える効果に関するＲＢＳＭ解析（その1～3），土木学会第41～43回年次学術講演会，1986～1988

6)堀　淳二，加倉井正昭，山下　清，坂口修司：ジオテキスタイルの擁壁土圧に与える模型実験，土木学会第44回年次学術講演会，1989

7)堀　淳二，加倉井正昭，神崎　靖，坂口修司：ジオテキスタイルの擁壁土圧に与える模型実験－締固め，敷設パターンの影響－，第25回土質工学研究発表会，1990

8)苗村正三，田中　貢，小野寺誠一，堀　淳二，加倉井正昭，坂口修司，松永正宏：ジオテキスタイルの擁壁土圧低減効果に関する研究（その1）実物大実験による土圧低減効果の検証，土木学会第45年次学術講演会，1991

7.3 軟弱地盤上の道路への適用

7.3.1 概 要

(1) 目的と適用範囲

現行のアスファルト舗装要綱において，道路の舗装の設計は，路床土のＣＢＲ値が２以上を対象にしており，２未満の場合，軟弱路床として特別な対策を施すことが必要である。このような軟弱路床の舗装において，ジオテキスタイルを軟弱路床と路盤の間，または路盤の中に敷設することによって，施工性の向上とともに，舗装の補強，道路の耐久性の向上を図ることができる。ここでは，ジオテキスタイルによる路床または路盤の補強を行うことを目的にした軟弱路床対策の設計・施工法について述べる。ただし，ここでいう舗装とはアスファルト舗装であり，コンクリート舗装のような剛性舗装は対象としない。また，軟弱路床土とはＣＢＲ値が１から２の範囲を対象とする。

なお，ここで取り扱う設計方法は，模型実験を主体にして構築されたものであり，適用に当たっては試験施工などを行って，具体的な効果を確認する必要がある。効果の確認方法は舗装試験法便覧（道路協会）を参考にして供用性の評価や構造の評価を行うこと。

また，仮設的に用いられる未舗装道路のわだち掘れ防止としてのジオテキスタイルの利用法について述べる。

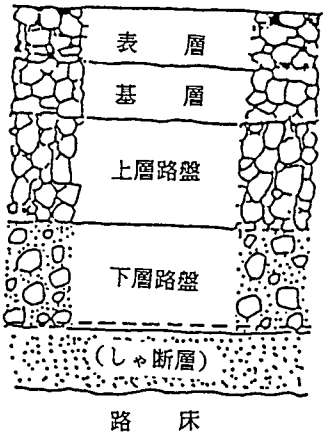
(2) 設計法の概要

アスファルト舗装要綱による現在のアスファルト舗装の設計体系は，ＣＢＲ－T_A法による方法と，新しい舗装の設計法としてサンドイッチ工法等で採用され始めている多層弾性理論による構造解析の方法がある。前者はＡＡＳＨＴＯ道路試験における膨大な供用実績に国内の試験舗装のデータを加味して作成された方法であり，簡便でかつ迅速に舗装断面を決定できる。一方，後者の多層弾性理論による方法は等値換算係数が不明な材料を使用する時など，ＣＢＲ－T_A法で設計できない場合に試みられる設計方法であるが，舗装の構造解析を行い，舗装各層の応力やたわみを算出して舗装断面を決定する方法である。

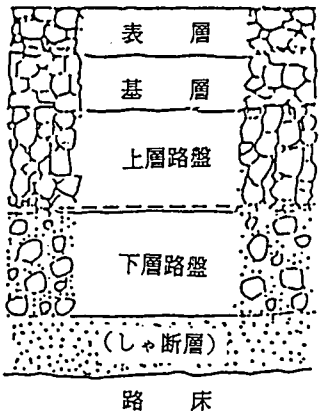
ここでは，ジオテキスタイルを舗装へ利用する場合の設計法として，現行のアスファルト舗装要綱のＣＢＲ－T_A法の構築時と同様に実験結果から舗装断面を決定する累積沈下量に基づく設計法と，多層弾性理論による舗装の構造解析から舗装断面を決定する多層弾性理論に基づく設計法の２つについて述べる。以下に２つの設計法の概要を説明する。

(a) 累積変形量に基づく設計法

この設計法は，ＣＢＲが２以下の軟弱路床の舗装の設計に際して，ジオテキスタイルを図－7.3.1の位置に敷設して路盤を補強することにより，通常の路床（ＣＢＲ≧３）での舗装構造と強度的に等価にするものである。ここで言う強度的に等価とは，①ＣＢＲ≧３とした路床の目標強度を対象に，現行アスファルト舗装設計法で設計された舗装と，②ＣＢＲが２以下の軟弱路床において本設計法によって路盤を補強した舗装とにおいて，交通荷重が繰返し作用した時に生じる舗装表面の累積変形量が等しいことを意味している。したがって，この設計では，ＣＢＲ－T_A法のような舗装面のひびわれ度やパッチング度，凹凸度については評価を行っていない。



図－7.3.1　ジオテキスタイルの敷設位置例
（累積変形量に基づく設計法）



図－7.3.2　ジオテキスタイルの敷設位置例
（多層弾性理論に基づく設計法）

ただし，各層材料の等価換算係数などは現行のアスファルト舗装要綱のＣＢＲ－T_A法に従って行うものである。

(b)　多層弾性理論に基づく設計法

この設計法は，ジオテキスタイルを図－7.3.2に示す位置に敷設して，路盤を補強しようとする場合を対象とする。ジオテキスタイルの拘束作用により敷設位置付近の路盤の弾性係数を増加させ，路面の弾性変形量を抑えることによって舗装の補強を行うという考え方である。舗装は多層弾性体として取り扱い，交通荷重作用時の表面たわみ量によって，舗装を評価するものである。

従って，設計法の基本は，現行のアスファルト舗装要綱の多層弾性理論の考え方に従って行うものである。

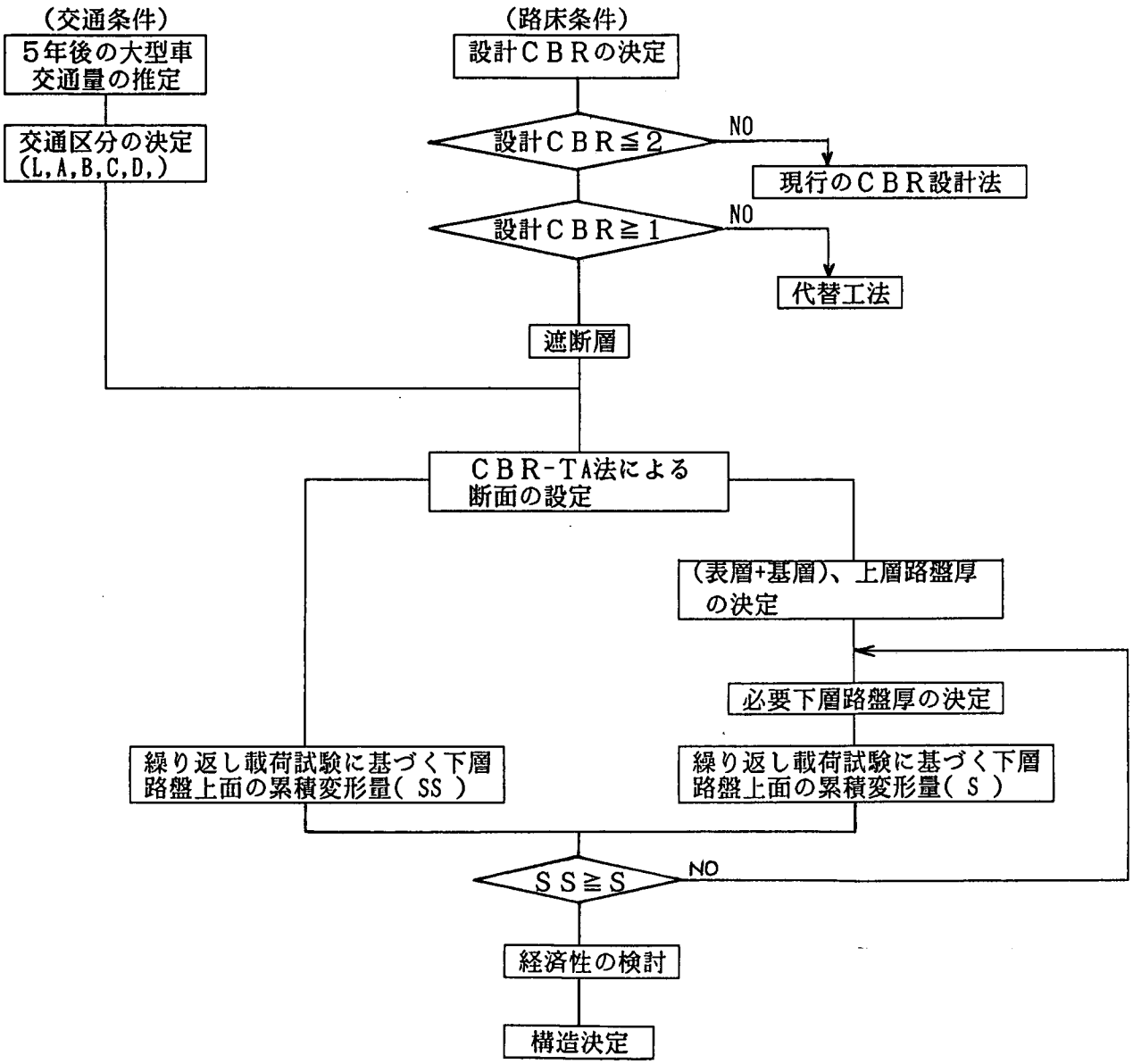
以上の２つの設計方法の選択は，ジオテキスタイルの敷設位置，言い換えれば敷設によって期待する効果による。(a)の累積変形量に基づく設計方法は主にジオテキスタイルの分離・補強効果を期待する場合に選択されるものであり，(b)の多層弾性理論に基づく設計方法は主にジオテキスタイルの補強効果を期待する場合に選択できる。

一方，軟弱地盤上の仮設工法にジオテキスタイルを適用するものとして，既に5.2で紹介した敷設材工法や7.3.3.で紹介する未舗装道路などがある。敷設材工法がジオテキスタイルを用いることによって重機の一度だけの通過による安定を考えるのに対して，未舗装道路のわだち掘れ防止としてジオテキスタイルを適用する場合は，車両が繰り返し通過する際の安定を，路盤の厚さとわだち深さとの関係で考えなければいけない。7.3.3で述べる軟弱地盤上の未舗装道路へのジオテキスタイルの適用は、我が国ではこの事例が少ないため、その考え方についてのみ紹介する。

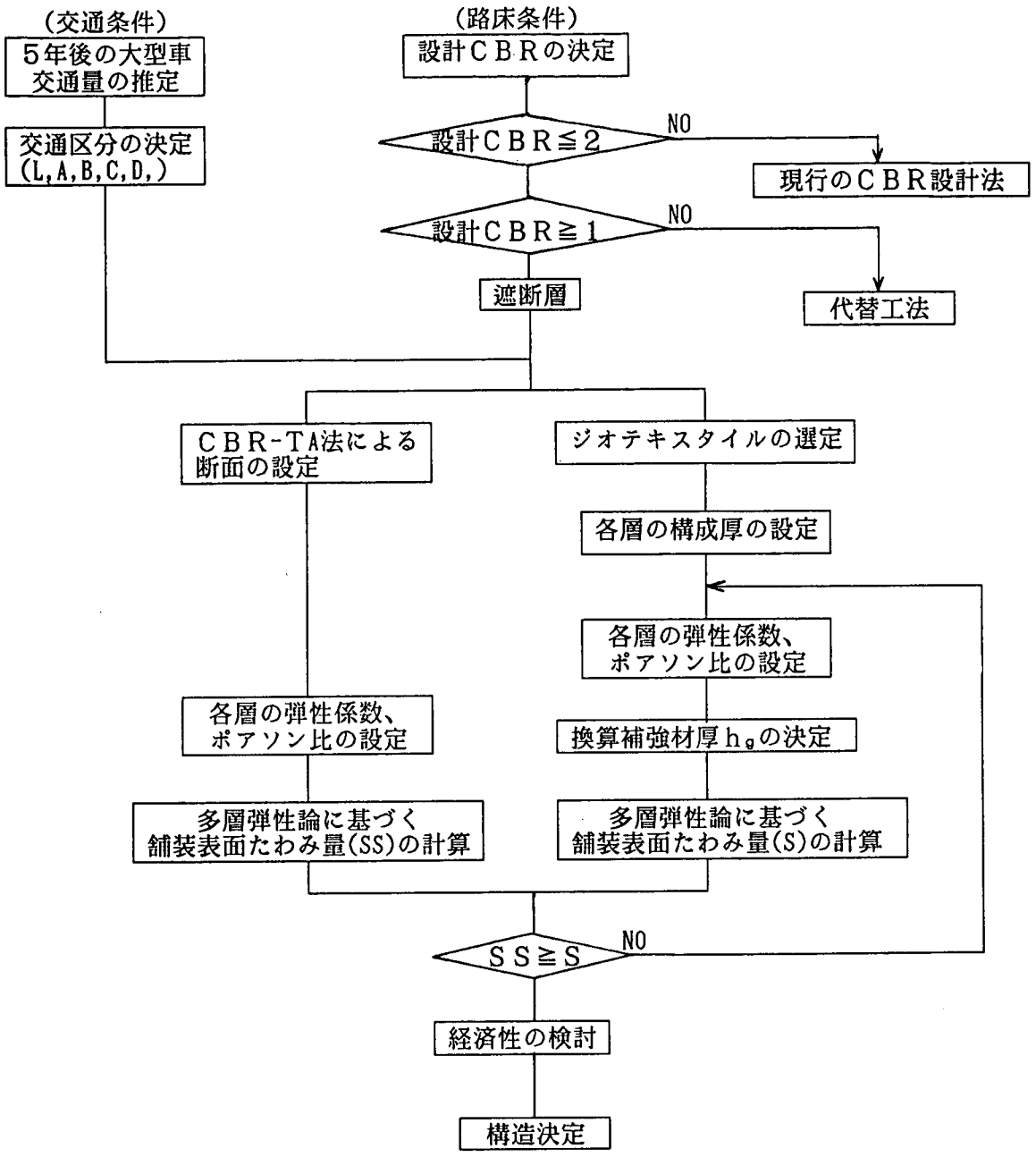
7.3.2　舗装道路の設計法

(1)　設計手順

図－7.3.3には累積変形量に基づく設計方法の設計手順，図－7.3.4には多層弾性理論に基づく設計方法の設計手順を示す。



図－7.3.3　累積変形量に基づく設計法の設計手順



図－7.3.4　多層弾性理論に基づく設計法の設計手順

(2)　現行のアスファルト舗装要綱との関係

ここで提案している二つの設計法のうち，累積変形量に基づく設計方法は，基本的には現行のアスファルト舗装要綱のＣＢＲ－T_A法の考え方に準拠している。ここでは，両者の設計方法でそれぞれ決定される断面を舗装模型として繰り返し載荷試験を行い，そのときの下層路盤上面における最終累積変形量の比較から，現行のアスファルト舗装要綱で決定される断面と当該方法で決定され

る断面の整合性を検討する。

もう一つの多層弾性理論に基づく設計方法は，舗装を多層弾性体と考え，舗装の構造解析から断面を決定しようとするものである。現行のアスファルト舗装のＣＢＲ－T_A法とは，構造解析から舗装断面を決定するところに大きな相違が見られる。ここでは，両者の設計方法でそれぞれ決定される断面における舗装表面での弾性たわみ量の比較から，現行のアスファルト舗装要綱で決定される断面と当該方法で決定される断面の整合性を検討する。

(3) 材　料

1）ジオテキスタイル

軟弱地盤上の道路に用いるジオテキスタイルは，表－7.3.1に示すように使用目的や補強効果・敷設位置を考慮して選定する必要がある。

ジオテキスタイルを路盤中に敷設し，交通荷重に対して路盤を拘束・補強することを目的として用いる場合のジオテキスタイルは，小さい伸びひずみで大きな引張り抵抗力を発揮する，いわゆる弾性係数の大きなものを用いる必要がある。これは，実大規模の繰返し載荷試験によって確認した結果であり，載荷重によって生じる舗装構造のたわみやジオテキスタイルのひずみがかなり小さなものであったためである。

表－7.3.1　ジオテキスタイルの補強効果別分類

補強効果	主な材料	敷設位置	必要条件
補強・拘束	ジオグリッド等	路盤中	弾性係数Ｅ＝7000kgf/cm²以上*
分離・補強	不織布等	路盤と路床の境	―――――

*）交通荷重に対して補強効果を十分発揮させるために必要なジオテキスタイルの弾性係数は，試算の結果，7000kgf/cm²程度以上であるものと求められ，この値以上の弾性係数を有するようなジオテキスタイルを選定する必要がある。これは，交通条件がＡ交通，路床の弾性係数100kgf/cm²，路盤材料の弾性係数4000kgf/cm²の条件で多層弾性解析を行い算定したものであり，交通条件，路盤材料の弾性係数の取り方によっても変化するものであるが，ジオテキスタイルの材料選定上一応の目安となるものである。

一方，弾性係数の小さなジオテキスタイルを軟弱路床（遮断層）上面に敷設して，主として層間分離効果やトラフィカビリティーの確保を目的として用いる場合には，破壊特性・土の保留性（ＥＯＳ）・引張り特性等を考慮して選定する必要がある。

2）路盤材料

路盤には，均質で十分な支持力と耐久性が得られるような材料を用いる必要があり，路盤材料の選定については，アスファルト舗装要綱の規定に準じるものとする。

ジオテキスタイルを路盤中に敷設する場合には，路盤材料によるジオテキスタイルの損傷を防ぐため粒径の大きな材料についてはなるべく角のとれた材料を用いるのが望ましい。また，路盤材料を安定処理して用いる場合には，ジオテキスタイルに対しての化学的な検討を行う必要があ

る。なお，検討事項については，2.2.6耐環境特性を参照のこと。

3）遮断層材

遮断層材料は，川砂，切込み砂利，または良質な山砂などを用いる。

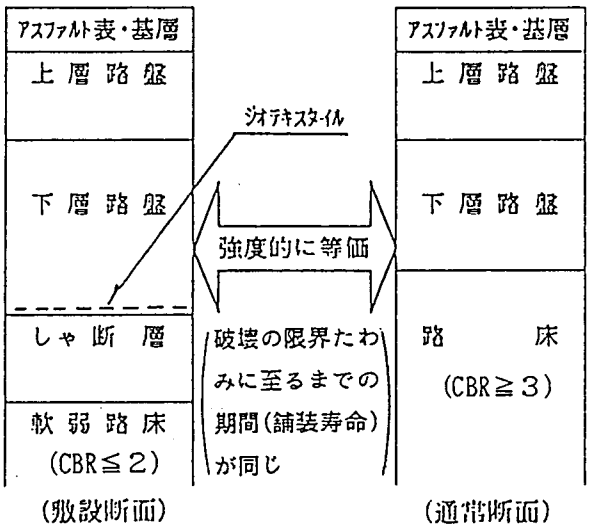
4) 累積変形量に基づく設計法

1）設計計算法

a）設計の考え方

本設計法の概要は7.3.1で述べている。ただし，設計法の基礎となっている下層路盤以下の強度は，〈参考－1〉に示す室内繰り返し試験により評価を行うものである。従って，本設計法の実施に当たっては試験施工等を行って，慎重にその適用を検討することが必要である。

ジオテキスタイルの敷設によって期待できる効果としては，ジオテキスタイルの種類や敷設位置，路盤材の種類，厚さによって種々のものが考えられるが，この設計法においてはジオテキスタイルは図－7.3.5に示す位置に限定し，かつ，そのジオテキスタイルの直上の下層路盤のみを補強すると仮定する。また，表－7.3.2に示す設計及び目標ＣＢＲと交通量，ジオテキスタイルの組み合わせについて，本設計に必要な設計曲線を図－7.3.6～図－7.3.11に提示したが，これ以外の条件で本設計法を用いる場合には，その都度，〈参考－1〉に示した試験を実施し設計曲線を求める必要がある。

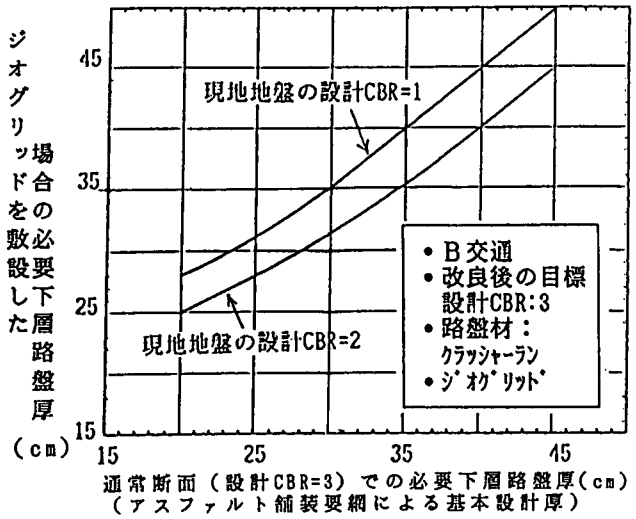


図－7.3.5　累積変形量に基づく設計法の考え方

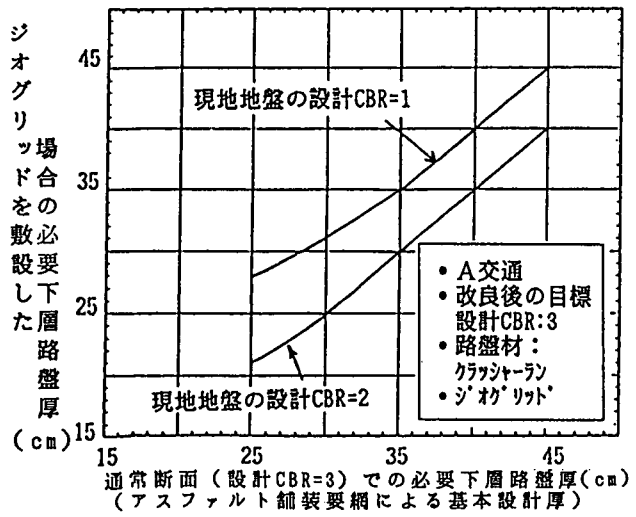
表－7.3.2　本設計法を図表により設計できる条件

設計ＣＢＲ	目標ＣＢＲ	交　通　量	ジオテキスタイル
1	3	L，A，B	不　織　布 ジオグリッド
2	3	L，A，B	不　織　布 ジオグリッド

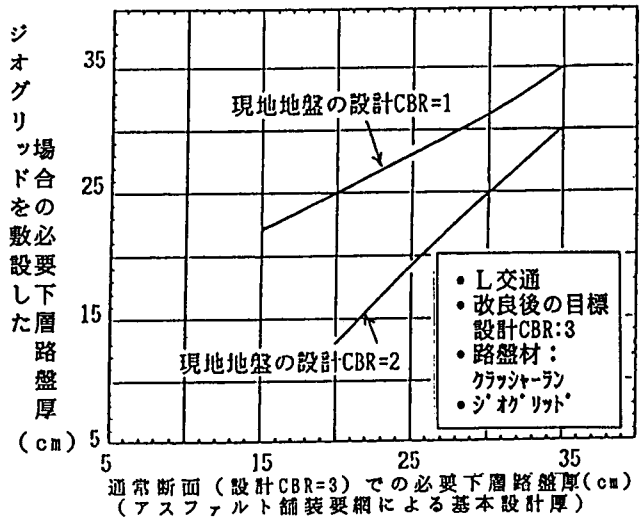
図の使用法：図は設計ＣＢＲが３の条件でアスファルト舗装要綱のＣＢＲ－T_A 法によって設計された必要下層路盤厚を横軸に，設計ＣＢＲが１又は２の軟弱路床においてジオグリッドを敷設し，設計ＣＢＲを３と同程度の強度となるために必要な下層路盤厚を縦軸に示している。



図－7.3.6　下層路盤厚の設計曲線
（ジオグリッド）

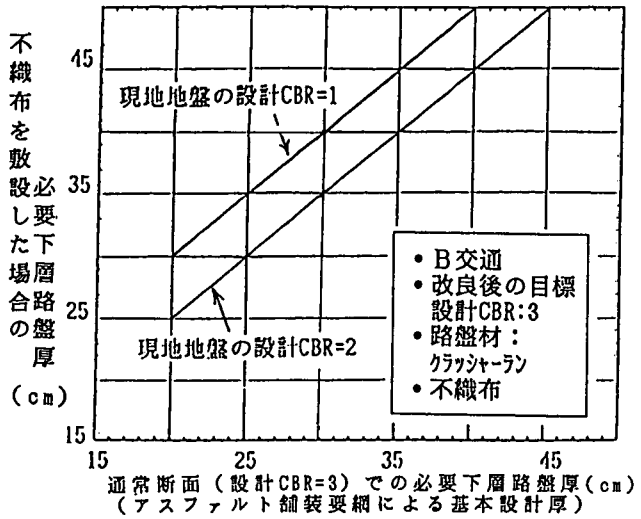


図－7.3.7　下層路盤厚の設計曲線
（ジオグリッド）

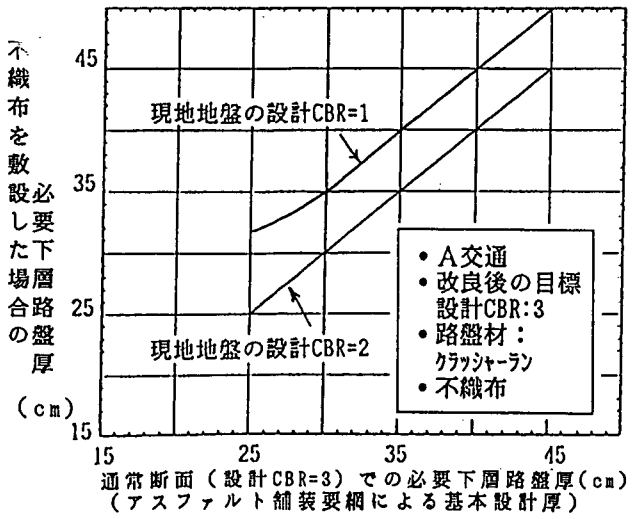


図－7.3.8　下層路盤厚の設計曲線
（ジオグリッド）

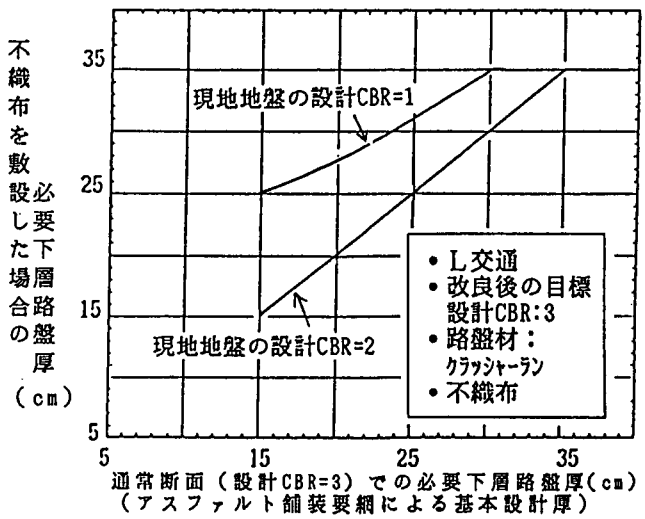
図の使用法：図は設計ＣＢＲが３の条件でアスファルト舗装要綱のＣＢＲ－T_A 法によって設計された必要下層路盤厚を横軸に，設計ＣＢＲが１又は２の軟弱路床において不織布を敷設し，設計ＣＢＲを３と同程度の強度となるために必要な下層路盤厚を縦軸に示している。



図－7.3.9　下層路盤厚の設計曲線
（不織布）



図－7.3.10　下層路盤厚の設計曲線
（不織布）



図－7.3.11　下層路盤厚の設計曲線
（不織布）

b）設計条件

舗装構造の決定に必要な設計条件は，以下のとおりである。

① 交通量の区分

表－7.3.3に示す5区分の交通量で，5年後における1日1方向当りの推定大型車交通量をいう。ただし，交通量区分の推定手順については，アスファルト舗装要綱に従う。

② 設計ＣＢＲ

路床土がほぼ一様な区間内で，路床の延長方向と深さ方向について求めた幾つかのＣＢＲ測定値から，それらを代表するように決めたＣＢＲをいう。ただし，設計ＣＢＲの決定方法は，アスファルト舗装要綱に従う。

③ 補強後の設計ＣＢＲの目標値

ジオテキスタイルを使用することにより，軟弱路床（ＣＢＲ≦2）の補強後の目標設計ＣＢＲをいう。ただし，補強後の設計ＣＢＲの目標値はＣＢＲ≧3とする。

④ 使用するジオテキスタイルの種類

7.3.1(3)材料を参照すること。

表－7.3.3　交通量の区分

交通量の区分	大型車交通量（台／日・方向）
Ｌ交通	100 未満
Ａ交通	100 以上　250 未満
Ｂ交通	250 以上 1,000 未満
Ｃ交通	1,000 以上 3,000 未満
Ｄ交通	3,000 以上

c）設計手順

本設計法は，現行のアスファルト舗装要綱のＣＢＲ－T_A法によって設計される舗装構造を基本に設計するものである。このため，当該舗装区間の交通量の区分，補強後の目標設計ＣＢＲ値を設定し，この条件を基に現行のアスファルト舗装要綱の設計法により必要な舗装構成を求める。次に，この設計条件及び舗装構成と，軟弱な路床上で補強された舗装が強度的に等価となるようにジオテキスタイルの種類及び下層路盤厚を決定する。具体的には以下の手順で設計を行う。

〈ＣＢＲ－T_A法による基準となる断面の設定〉

① 交通量の区分，現場の路床の設計ＣＢＲ，ジオテキスタイルで補強後の目標設計ＣＢＲを設定する。

② 現行のアスファルト舗装設計法により，補強後の設計ＣＢＲの目標値と交通量区分から，表－7.3.4の目標とする等値換算厚T_A*と舗装の総厚Ｈとを求める。

③ 表－7.3.4のT_A*とＨを満足する最も合理的な断面構成（表層，基層及び路盤厚）を決定する。ただし，このときの断面構成は，次のことを踏まえて決定する。

イ）表層及び基層の最小厚さは，表－7.3.5のとおりとする。

ロ）T_Aの算定には，表－7.3.6に示す等値換算係数を用いる。

ハ）Hは，目標とするHの4／5以上あれば良いこととする。

表－7.3.4　T_A*とHの目標値

設計CBR	目標とする値（cm）									
	L交通		A交通		B交通		C交通		D交通	
	T_A	H	T_A	H	T_A	H	T_A	H	T_A	H
2	17	52	21	61	29	74	39	90	51	105
3	15	41	19	48	26	58	35	70	45	83
4	14	35	18	41	24	49	32	59	41	70
6	12	27	16	32	21	38	28	47	37	55
8	11	23	14	27	19	32	26	39	34	46
12	－	－	13	21	17	26	23	31	30	36
20	－	－	－	－	－	－	20	23	26	27

表－7.3.5　表層と基層の最小厚さ

交通量の区分	表層と基層を加えた厚さ（cm）
L，A交通	5
B交通	10（5）
C交通	15（10）
D交通	20（15）

〔注〕（ ）は上層路盤に瀝青安定処理を用いる場合の最小厚さを示す。

表－7.3.6　等値換算係数

使用する位置	工法・材料	規格	等値換算係数 a
表層 基層	表層・基層用加熱アスファルト混合物		1.00
上層路盤	瀝青安定処理	加熱混合：安定度350kgf以上	0.80
		常温混合：安定度250kgf以上	0.55
	セメント安定処理	一軸圧縮強さ（7日）30kgf/cm²	0.55
	石灰安定処理	一軸圧縮強さ（10日）10kgf/cm²	0.45
	粒度調整砕石	修正CBR 80以上	0.35
	粒度調整鉄鋼スラグ	修正CBR 80以上	0.35
	水硬性粒度調整鉄鋼スラグ	修正CBR 80以上 一軸圧縮強さ（14日）12kgf/cm²	0.55
下層路盤	クラッシャラン，鉄鋼スラグ，砂など	修正CBR 30以上	0.25
		修正CBR 20以上30未満	0.20
	セメント安定処理	一軸圧縮強さ（7日）10kgf/cm²	0.25
	石灰安定処理	一軸圧縮強さ（10日）7kgf/cm²	0.25

〈ジオテキスタイル補強後の断面の決定〉

③項で決定した断面と強度的に等価となるように，ジオテキスタイル敷設断面の各層厚を以下のように決定する。

イ）ジオテキスタイルは，直接上にある下層路盤と一体となって路盤（及び路床）を補強す

る効果がある。したがって，表層と基層の厚さh_1及び必要上層路盤厚h_2は，③項で決定された厚さと同じ厚さとする。

ロ）必要下層路盤厚h_3は，③項で決定された下層路盤厚h_3'を基に，設計条件に応じた必要下層路盤厚の設計曲線（例えば，図－7.3.6～11）を用いて決定する。また，図－7.3.6～11の条件以外で本設計法を用いる場合には，〈参考－1〉に示した試験を実施する。

2）設計計算例

a）設計条件

① 現地路床の設計ＣＢＲ　：2

② 交通量の区分　：A交通

③ 改良目標とする路床の設計ＣＢＲ：3

④ 使用するジオテキスタイル　：イ）ジオグリッド

ポリプロピレン製，目合略30×40mm

引張り強度／縦1500，横2800kgf/m

ロ）不織布

ポリプロピレン製，引張り強度／66kgf

⑤ 使用する路盤材料　：上層路盤／粒度調整砕石（修正ＣＢＲ80以上）

：下層路盤／切込み砕石（修正ＣＢＲ30以上）

b）舗装厚の設計

① 目標H，T_A*の設定

設計条件（交通量区分：A，改良目標ＣＢＲ：3）から，表－7.3.4（アスファルト舗装要綱）により，H≧48cm，T_A*≧19cmとなる。

② 表層，基層の厚さの設計

設計条件（交通量区分：A，改良目標ＣＢＲ：3）から，表－7.3.5（アスファルト舗装要綱）により，（表層＋基層）の最小厚は5cmとなる。

③ 上層，下層路盤厚の設計

H≧48cm，T_A*≧19cmを満足する最も合理的な断面構成を決定する。ただし，表層厚は，②より5cmとなる。

上層路盤及び下層路盤の厚さをそれぞれ15cm，35cmとすると，表－7.3.6（アスファルト舗装要綱）により，H，T_A*は次式より満足する。

$$H=15+35+5=55cm\geqq 48cm*4/5=38.4cm$$

$$T_A=5*1.0+15*0.35+35*0.25=19\geqq 19cm$$

以上より路床の目標ＣＢＲが3である時の舗装構成は表－7.3.7のようになる。

表－7.3.7　アスファルト舗装要綱で決定される舗装構成例

構　成		厚　さ
表　層 基　層	}h_1	5 cm
上層路盤	h_2	15cm
下層路盤	h_3	35cm

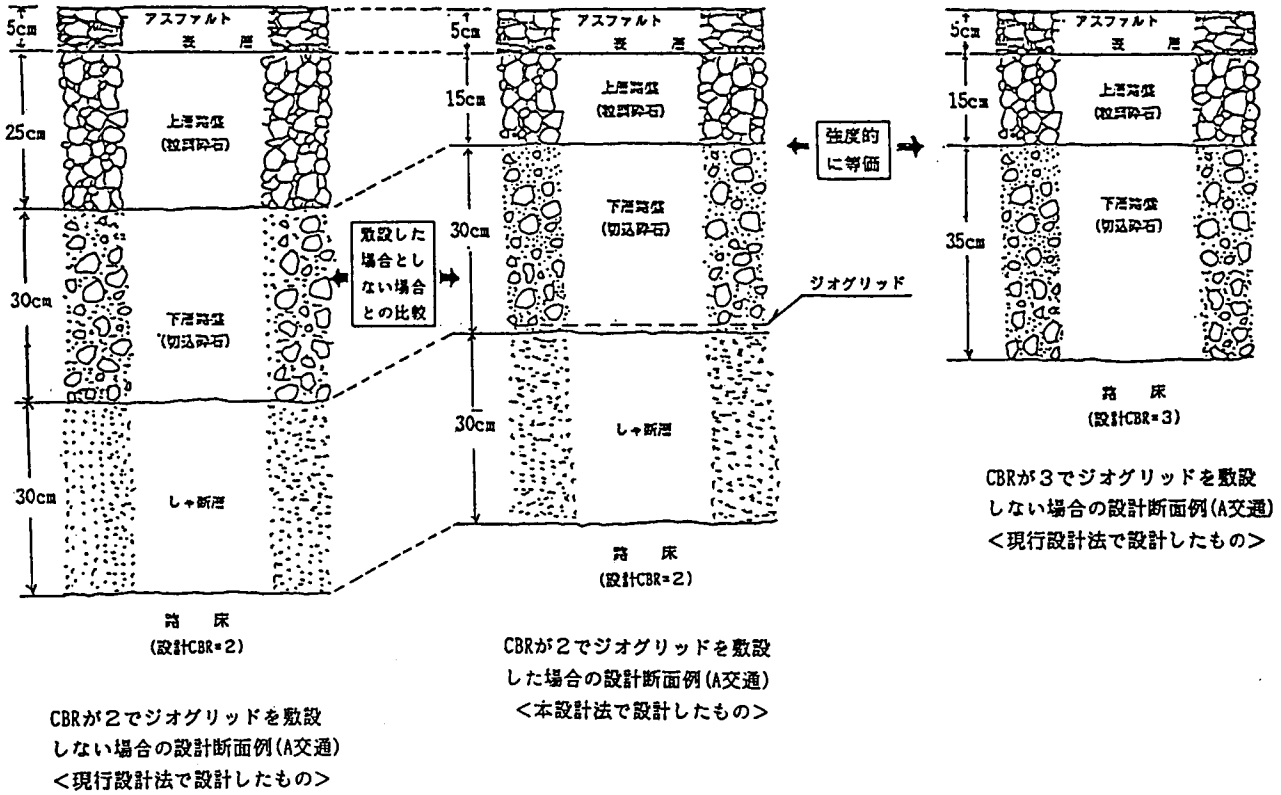
④　ＣＢＲが２の軟弱路床でジオテキスタイルで補強した時の必要下層路盤厚h_3を決定する。

下層路盤厚h_3は，③項で決定された厚さ35cmを基に設計条件（交通量区分：Ａ，ＣＢＲ＝２）及び設計曲線（ジオグリッドの場合は図－7.3.7，不織布の場合は図－7.3.10）により，ジオグリッドでは30cm，不織布では35cmとなり，舗装構成例は表－7.3.8の通りとなる。なお，表層と基層の厚さh_1及び必要上層路盤厚h_2は，③項で決定された厚さと同じとする。

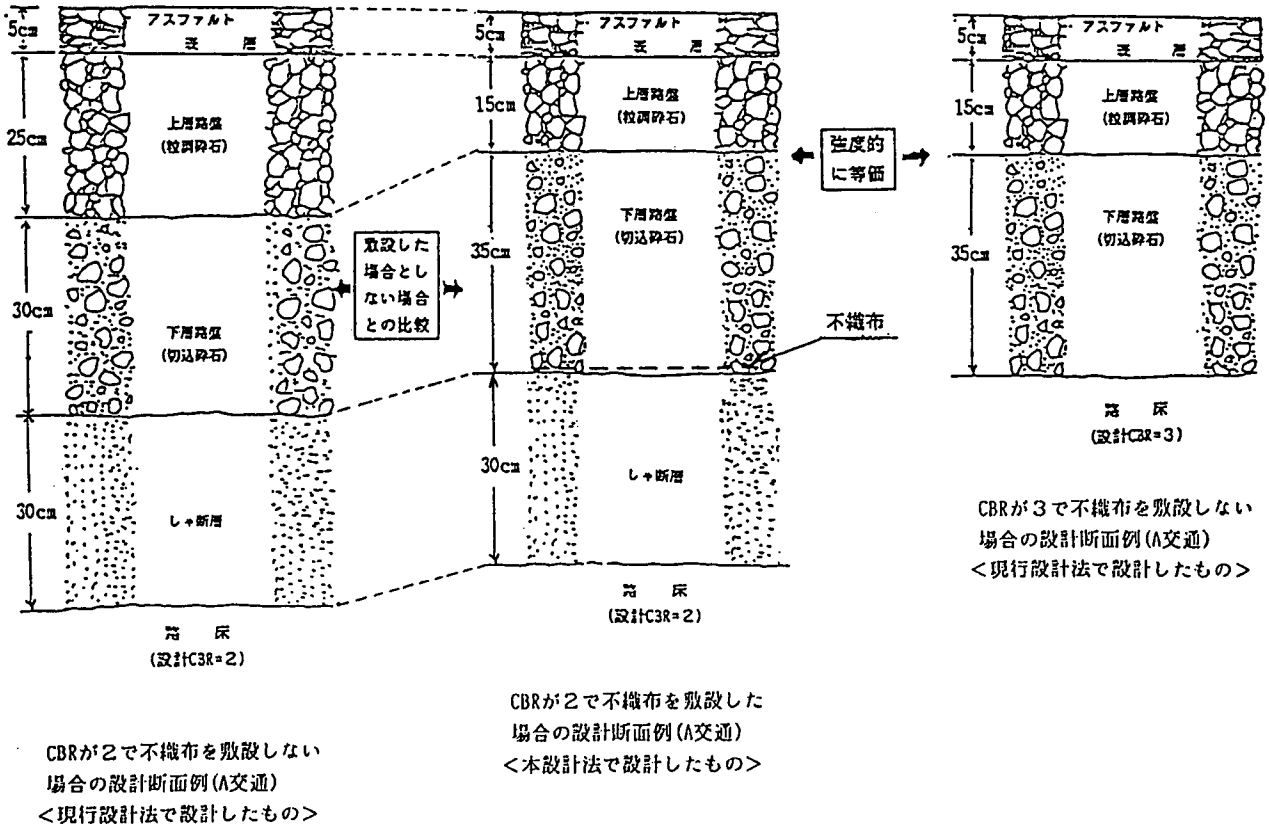
表7.3.8　本設計計算例の舗装構造

構　成		厚　さ （ジオグリッドの場合）	厚　さ （不織布の場合）
表　層 基　層	}h_1	5 cm	5 cm
上層路盤	h_2	15cm	15cm
下層路盤	h_3	30cm	35cm

なお，本設計計算例の設計断面例を図－7.3.12，図－7.3.13に示す。



図－7.3.12　設計断面例（ジオグリッド，A交通）



図－7.3.13　設計断面例（不織布，A交通）

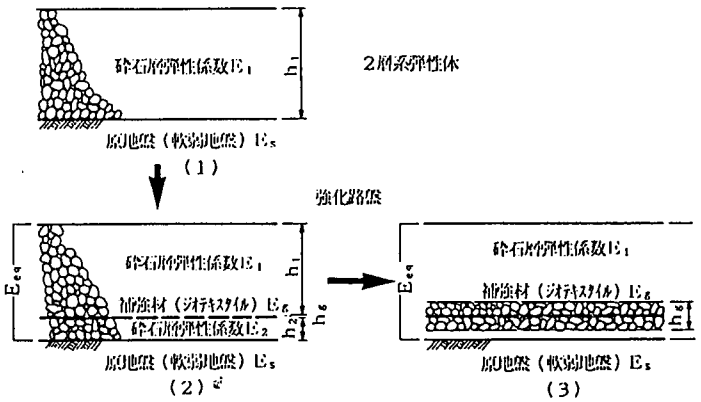
(5) 多層弾性理論に基づく設計法

1）設計計算法

a）設計の考え方

実大規模の繰り返し載荷試験の結果より，交通荷重によって生じる舗装のたわみ量は微小なものであることから，本設計法では舗装を弾性体とみなし，多層弾性解析によって路盤の設計を行うものである。

ジオテキスタイルによる拘束・補強効果の評価方法は，図－7.3.14に示すようにジオテキスタイルの敷設位置付近の路盤の弾性係数が上昇するものと考え，この考え方を多層弾性解析に取り入れた方法である。

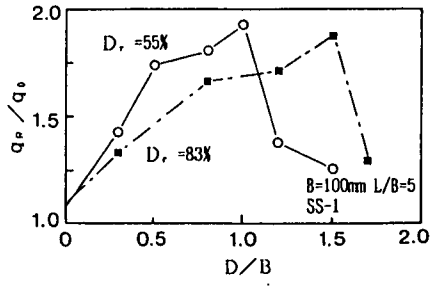


図－7.3.14　多層弾性理論を用いた補強路盤の考え方

アスファルト舗装要綱によるＣＢＲ－T_A法では，設計ＣＢＲと交通量区分に応じて舗装厚を決定しており，ＣＢＲ－T_A法で求めた断面と多層弾性理論を用いた設計法で決定される断面の整合を図らなければならない。そこで，ＣＢＲ－T_A法により決定した無補強路盤の表面たわみ量を多層弾性解析により求め，これと同等以下のたわみ量になるようにジオテキスタイルを敷設した場合の舗装厚さの算定を行うものである。

b）ジオテキスタイルの敷設位置

本設計法では，原則としてジオテキスタイルを路盤中に敷設した場合を対象とする。その敷設位置については，図－7.3.15に示すような支持力比と敷設位置の関係より敷設深さ／載荷幅



D_r ；相対密度

B；載荷幅

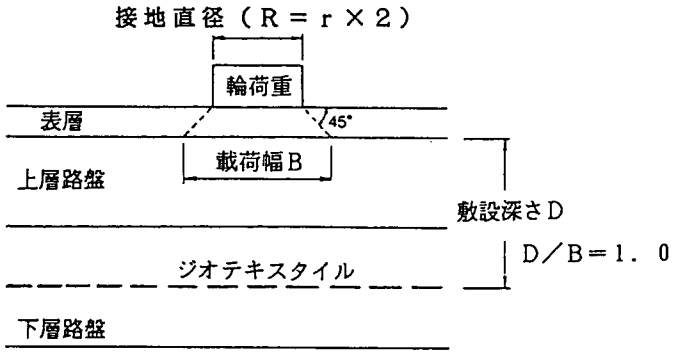
L；載荷奥行き

D；敷設深さ

q_0 ；無補強地盤の降伏荷重

q_R ；補強地盤の降伏荷重

図－7.3.15　D／Bと支持力比の関係



図－7.3.16　載荷幅の決定方法

＝1.0程度のときの支持力比が最大になることから，一般に上層路盤面から載荷幅と同程度の深さの位置がジオテキスタイルの適切な敷設位置であると考えられる。なお，ここでいう載荷幅は図－7.3.16に示すように表層部分での輪荷重の応力分散を考慮して上層路盤上面での分布幅とし，具体的には下のｃ）で計算される接地半径ｒの２倍とする。

ｃ）設計輪荷重

本設計法で用いる設計荷重はアスファルト舗装要綱で規定されている輪荷重（Ｐ）５ton を用いることとする。

また，接地半径ｒは輪荷重Ｐ(ton)との間に次の関係が成立することから，下式より求める。

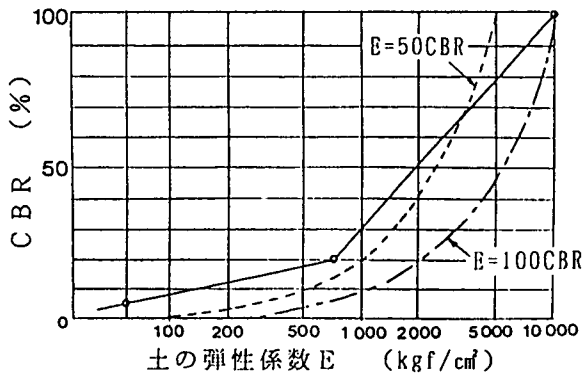
$$r\ (cm) = P + 12 = 5 + 12 = 17cm$$

ｄ）舗装各層材料の弾性係数

表－7.3.9には，多層弾性解析に一般的に用いられている弾性係数の範囲を示す。

表－7.3.9　各層の弾性係数の範囲

表層・基層	1000 ～ 5×10^5	(kgf/cm²)
上層路盤	3000 ～ 8000	(kgf/cm²)
下層路盤	1500 ～ 6000	(kgf/cm²)
路　　床	50 ～ 100・ＣＢＲ	(kgf/cm²)



図－7.3.17　土の弾性係数とＣＢＲの関係

なお，弾性係数の推定方法にはＣＢＲ値より求める方法の他に，平板載荷試験やＦＷＤ（フォーリング・ウエイト・デフレクトメータ）を用いる方法がある。

e）ジオテキスタイルの弾性係数E_g

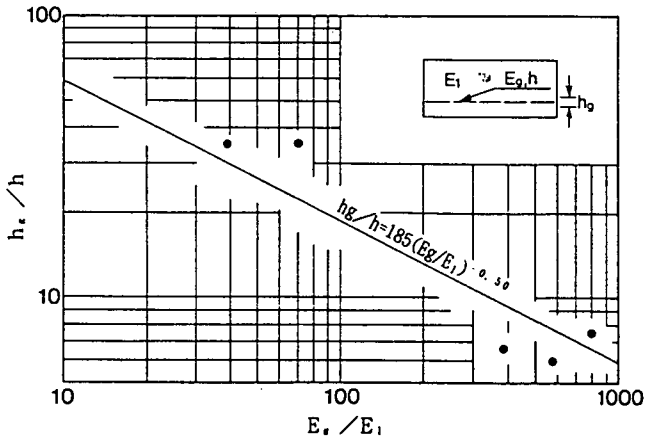
ジオテキスタイルの弾性係数E_gは，原則として引張試験を行って応力～ひずみ曲線を求め，路盤の変形状態を考慮した任意の引張ひずみにおける引張強度と原点を結ぶ割線弾性係数の試験値とする。なお，試験方法および試験結果の整理については，2.2.3のジオテキスタイルの強度変形特性を参照のこと。

f）ジオテキスタイルの換算補強材厚hgの決定方法

ジオテキスタイルを路盤中に敷設することによる補強効果は，敷設位置付近の路盤の剛性が増加するものと考え，設計においてはジオテキスタイルの厚さを路盤の厚さに換算したもの（換算補強材厚hg）で評価する。

この換算補強材厚は，試験結果より図－7.3.18に示すようにジオテキスタイルと敷設位置付近の路盤の弾性係数比（E_g/E_1）とジオテキスタイルの厚さと換算補強材厚の比（h_g/h）の関係から次式により求める。この式を用いる条件として，ジオテキスタイルと敷設位置付近の路盤の弾性係数比（E_g/E_1）は10～100の範囲とする。

$$h_g/h=185.0\,(E_g/E_1)^{-0.50}$$



h　；ジオテキスタイルの実際の厚さ
h_g　；ジオテキスタイルの換算補強材厚
E_1　；ジオテキスタイル敷設位置の路盤の弾性係数
E_g　；ジオテキスタイルの弾性係数

図－7.3.18　換算補強材厚の求め方

g）ポアソン比

舗装各層に用いられる代表的な材料のポアソン比を表－7.3.10に示す。設計に用いるポアソン比はこの値を参考にして決定する。

h）解析方法

本解析では，舗装層数が6層以上あるために，多層弾性理論の代表的な解析ソフトであるShellの"BISAR"を用いることとし[4]，以下にその概要を示す。

"BISAR"は円形負荷によって発生する弾性多層システム中の応力，ひずみ，変位を計算するためのプログラムであり，解析における主な仮定条件は以下の通りである。

① 舗装は地盤上に均一の厚さで拡がる水平な層から成る。

② 層は水平方向に無限であり，地盤は水平および鉛直方向に無限である。

③ 層は等方均質な物質である。

④ 層の物質は線形の応力，ひずみ関係を有する弾性体である。

また，解析に必要な主な入力項目は以下の通りである。

① 荷重の大きさと載荷位置

② 各層の厚さ

③ 各材料の弾性係数とポアソン比

④ 解析しようとする位置

2）設計計算例

a）設計条件

路床（現地地盤）の設計ＣＢＲ	2
交通量の区分	A交通（N＝150,000回）
使用ジオテキスタイル	ジオグリッド（E＝67,000kgf/cm²）
敷設位置	D／B＝1.0付近
使用路盤材料	上層路盤　粒調砕石　ＣＢＲ80以上 下層路盤　クラッシャーラン　ＣＢＲ30以上 しゃ断層　ＣＢＲ10以上

b）アスファルト舗装要綱に準じた無補強路盤の設計

現地路床の設計ＣＢＲは2であるから，路床上にしゃ断層を設けることとする。しゃ断層厚は厚さ30cmとし，ＣＢＲが10の材料を用いる。

① 合計厚H，目標等値換算厚T_A^*の計算

路床のＣＢＲが2，５ｔ輪荷重の供用予定期間（10年）における通過輪数Nが150,000回であるから，アスファルト舗装要綱より，

$$H=\frac{28.0N^{0.1}}{CBR^{0.6}}=61.0cm \quad \cdots最小値 \quad 61\times(1-1/5)=49cm$$

$$T_A^*=\frac{3.84N^{0.16}}{CBR^{0.3}}=21.0cm$$

② 舗装厚の設計

H＝61.0cm，T_A^*＝21.0cmを目標にして，舗装各層の厚さを下表に示すように決定する。

	表　層	上層路盤	下層路盤	しゃ断層	合格，判定
舗装厚H'	5 cm	25cm	30cm	(30cm)	60cm＞49cm　OK
等値換算厚 T_A'	5 ×1.00 ＝5.00cm	25×0.35 ＝8.75cm	30×0.25 ＝7.50cm	——	21.2cm＞21.0cm　OK

③　たわみ量の計算

②で仮定した舗装構成に対して多層弾性解析を行い，舗装表面のたわみ量を求めると，

たわみ量　ss＝0.107cm

となる。

c）補強路盤の設計

上層路盤厚以外の各層厚をb）で求めた断面と同じにして，ジオグリッドを敷設し，上層路盤厚を減少させた補強路盤構成を仮定し，多層弾性解析により舗装表面のたわみ量（s）を求め，b）の③で求めたたわみ量（ss）との比較を行う。

本設計計算例では，以下の値を入力して計算した。

①　荷重・半径

荷　重	5（tf）
半　径	17（cm）

②　舗装各層の弾性係数およびポアソン比

	弾性係数（kgf/cm²）	ポアソン比
表　層	30000	0.35
上層路盤	4000	0.40
下層路盤	1500	0.40
遮断層	1000	0.40
路　床	200	0.45

③　ジオテキスタイルの弾性係数・ポアソン比および換算補強路盤厚h_g

種　類	弾性係数（kgf/cm²）	ポアソン比	h_g
ジオグリッド	67000	0.40	5.5

ここで，h_gは（h_g/h）＝185×（E_g／E）$^{-0.50}$より決定した。

④　補強路盤のたわみ量の計算

b）のアスファルト舗装要綱に準じた舗装構成と同程度のたわみ量になるような舗装構成を求めるため，上層路盤の厚さを変化させて補強路盤の多層弾性解析を行う。その結果を表

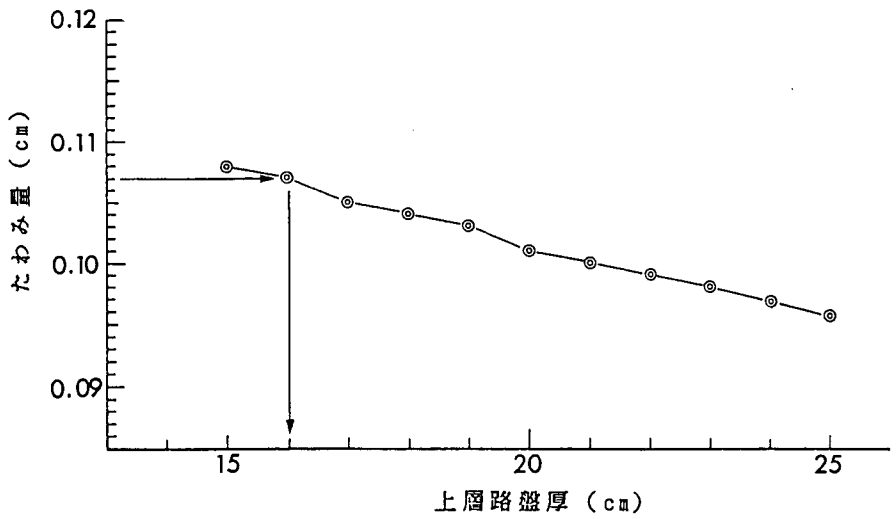
－7.3.11と図－7.3.19に示す。図の上層路盤厚とたわみ量の関係から，b）のアスファルト舗装要綱に準じた舗装構造のたわみ量SS（0.107cm）に対する上層路盤厚は，16.0cmと求められ，施工精度を考慮してジオテキスタイルを用いた補強路盤の上層路盤厚は20cmと決定する。図－7.3.20には，アスファルト舗装要綱に準じた舗装断面とジオテキスタイルを用いた補強路盤の舗装断面を示す。

なお，本設計計算例では設計された舗装断面の評価を表層上面での弾性たわみ量によって行っているが，評価基準が異なると設計断面が異なることがわかっている。〈参考－2〉には，本設計計算例の評価基準を表層下面の応力，路床上面の応力の場合の計算結果を示す。

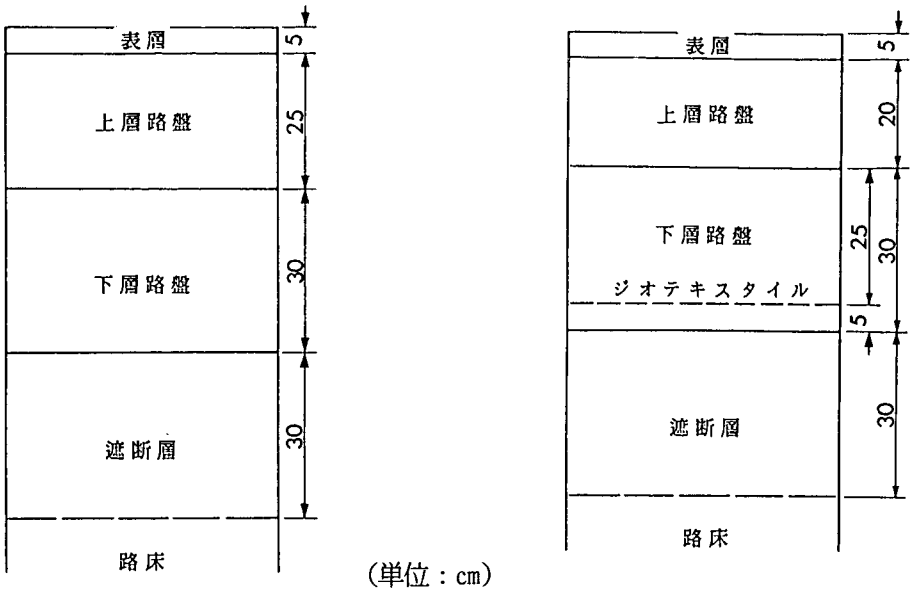
表－7.3.11　設計計算結果の一覧

（単位：cm）

表層	上層路盤	下層路盤	遮断層	ジオテキスタイルの位置	表層上面のたわみ量
5	15	30	30	表層上面より45cm下	0.108
5	16	30	30	〃	0.107
5	17	30	30	〃	0.105
5	18	30	30	〃	0.104
5	19	30	30	〃	0.103
5	20	30	30	〃	0.101
5	21	30	30	〃	0.100
5	22	30	30	〃	0.099
5	23	30	30	〃	0.098
5	24	30	30	〃	0.097
5	25	30	30	〃	0.096



図－7.3.19　上層路盤厚と表面たわみ量の関係



(a) アスファルト舗装要綱に準じた舗装断面例　　(b) 本設計法による舗装断面例

図－7.3.20 設計された舗装断面例

7.3.3 未舗装道路の設計法

未舗装道路へのジオテキスタイルの適用は我が国にはあまり見られないが，諸外国では仮設道路や交通量の少ないアクセス道路へ適用される例が多く，ジオテキスタイルを用いた場合の設計手法が幾つか提案されている。これらの多くは路床の支持力とジオテキスタイルの敷設効果から設計路盤厚を算出する手順となっている。ただし，用いられるジオテキスタイルはその分離効果に着目し，ほとんど織布または不織布である。

これらの設計法において，路床の支持力はテルツァーギの支持力公式に基づいて求めるものがほとんどであり，ジオテキスタイルに発生する応力の考え方に相違がある。例えば，ジオテキスタイルの変形形状から幾何学的に算出するものや，ジオテキスタイルの膜効果（membrane effect）を考慮して，ジオテキスタイルの変形を任意に決めて算出するものなどである。

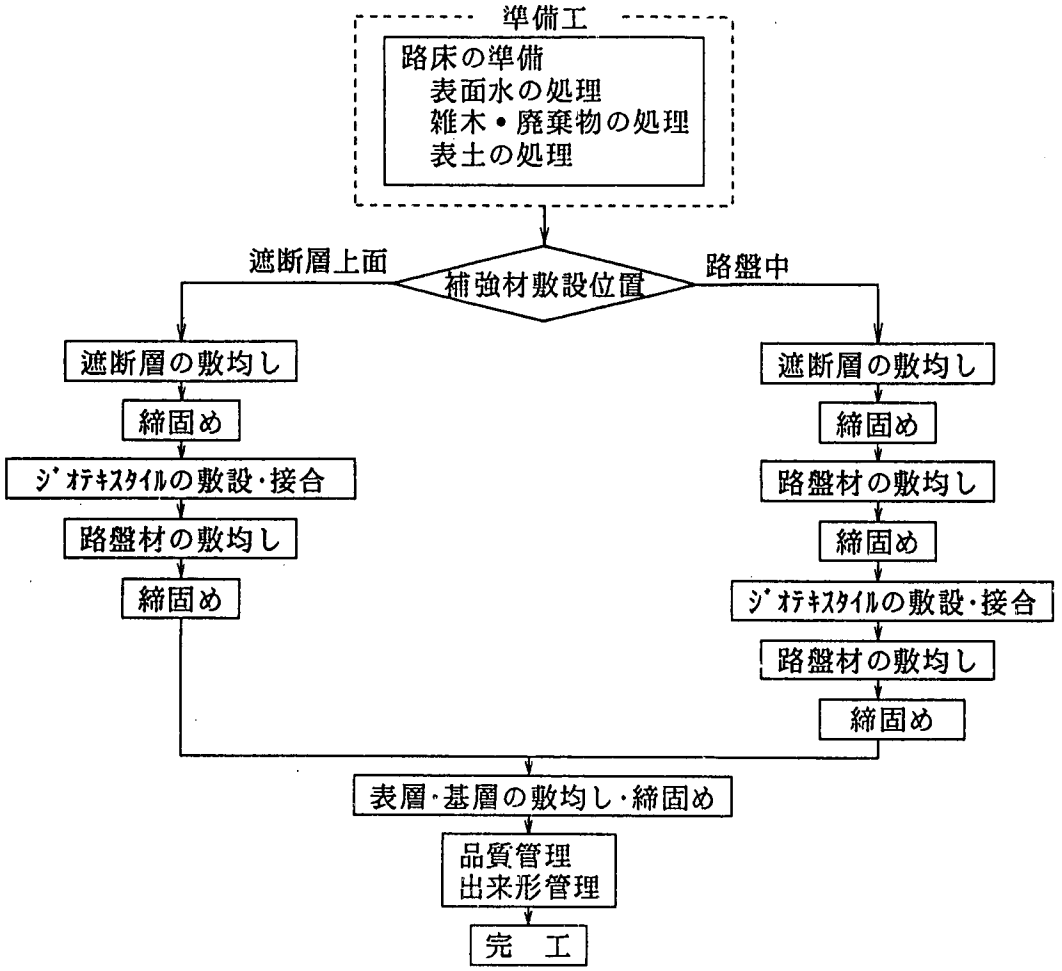
〈参考－3〉には，ジオテキスタイルに発生する応力をジオテキスタイルの変形形状から幾何学的に算出するGiroud and Noirayの路盤厚設計方法を紹介する。また，ジオテキスタイルの膜効果（membrane effect）を考慮してジオテキスタイルの敷設位置での応力のつりあい方程式を解いて路盤厚を算出するSellmeijerらによる路盤厚設計方法の２つについて紹介する。なお，この２つの設計方法は通過交通量を考慮している。

7.3.4 施工法

ここでは，施工時の標準的な事柄について述べるが，土工の詳細についてはアスファルト舗装要綱および道路土工施工指針，道路土工軟弱地盤対策工指針を参照すること。

(1) 施工手順

ジオテキスタイルを用いた道路の施工は，図－7.3.21に示す手順で行う。



図－7.3.21　施工手順

(2)　施工機械

軟弱地盤上の道路の補強にジオテキスタイルを用いる場合の施工機械は，以下の点を考慮して選定する。

①　軟弱地盤（路床）の土質・強度特性

②　しゃ断層・路盤の材料特性

③　ジオテキスタイルへの影響

④　施工機械の重量（設置圧），作業能力

⑤　工事規模，工期などの施工条件

⑥　施工機械の組合せ

軟弱地盤（路床）の特性は極めて複雑であり，特に粘性土や高含水比土ではこね返しや過転圧にならないように十分配慮して施工機械を選定することが大切である。また，路盤の締固め機械は転圧中にジオテキスタイルを破損する恐れのないものを選定することが望ましい。なお，接地圧の大きな施工機械で路床やしゃ断層の施工を行うと，不陸の発生や機械の沈み込みで十分な施工ができないこともある。このため，小型の施工機械で施工を行い，支持力を増加させてから大きな施工機

械を用いることも有効である。

実際の施工においては，事前に試験施工を実施して，所定の品質の路盤が築造できるような施工機械を確認し，これらの組合せを決定するのが望ましい。

(3) 準備工

準備工は，本工事を行う際の前作業であり，その適・不適は工事の進捗，出来形の良否に与える影響が大きいため，事前に十分な検討を行って工事の内容に最も適した方法を採用しなければいけない。

(4) 路床の施工

1）路床の施工

路床の支持力は舗装厚を決定する重要な要素であるから，施工に当たって支持力を低下させないように注意する。軟弱な路床は粘性土で一般に含水比が高いので，路床面の転圧に際してはこね返しや過転圧に注意し，表面水がある場合は適当な処理を施すことが必要である。

2）遮断層の施工

遮断層は材料の厚さが均等になるように敷き均し，軽量の締め固め機械で転圧する。

なお，遮断層の締固めを容易にするために，ジオテキスタイルなどの補強材を路床上面に敷設することも良い方法である。ただし，遮断層の締固め度は規定しない。

(5) ジオテキスタイルの敷設・接合

ジオテキスタイルの敷設効果を十分発揮させ，長期的に道路を維持していくために，十分に注意してジオテキスタイルの敷設・接合を行わなければならない。敷設方法は道路の直線部と曲線部では異なっている。また，接合方法はジオテキスタイルの種類によって多少異なっている。

1）敷設方法

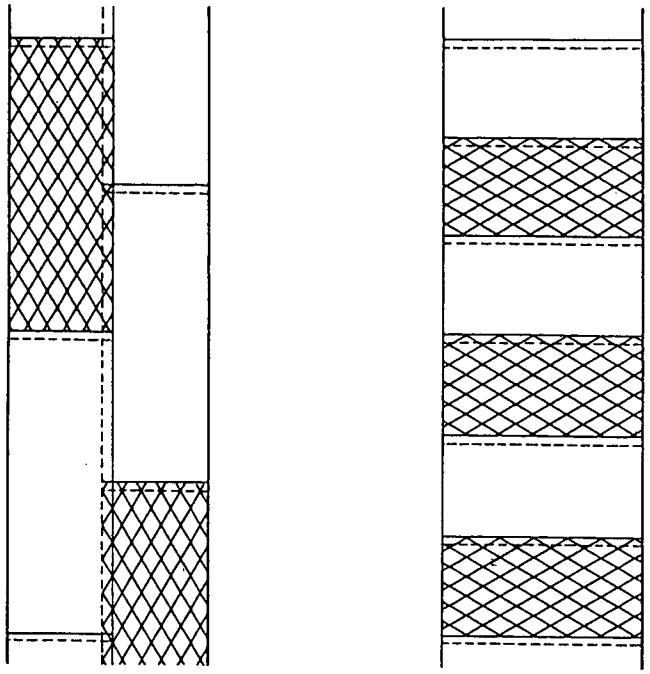
ジオテキスタイルはできるだけしわ・たるみが無いように敷設する。しわ・たるみがあるとジオテキスタイルが損傷したり，敷設効果が低下する恐れがある。これを防ぐために，敷設面はできるだけ平滑に仕上げ，人力程度でかけられる引張り力を与えながら敷設する。また，ピン止めを行いながら敷設することも効果がある。なお，敷設後はできるだけ早く路盤材料を巻き出すことが望ましい。

a）直線部の敷設方法

道路直線部のジオテキスタイルの敷設方法には，図－7.3.22に示すように，道路縦断方向に敷設する方法と道路横断方向に敷設する2通りの方法がある。施工性を考慮すると道路縦断方向に敷設する方法が望ましい。

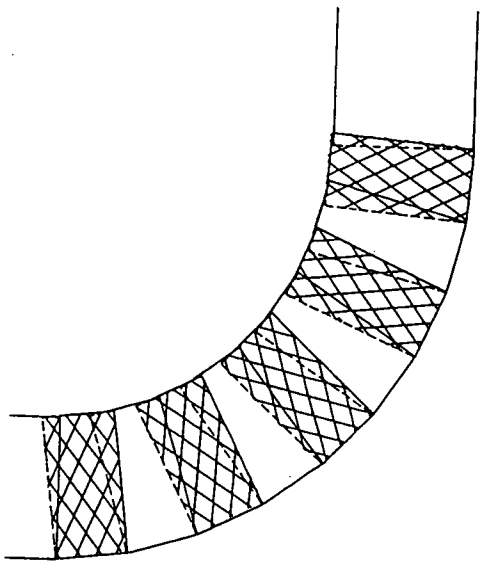
b）曲線部の敷設方法

道路曲線部のジオテキスタイルの敷設方法には，①ジオテキスタイルを切断して敷設する方法（図－7.3.23参照）と，②ジオテキスタイルを折り曲げて敷設する方法（図－7.3.24参照）の2通りがある。①の方法はジオテキスタイル全般に用いられ，②の方法は主に不織布に用いられる。

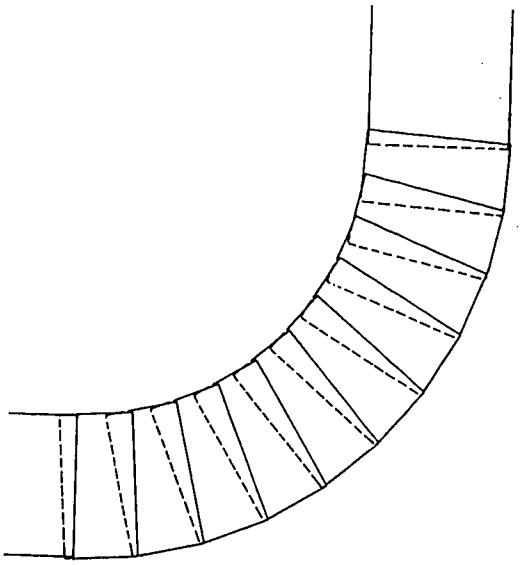


(a) 道路縦断方向に敷設する場合　(b) 道路横断方向に敷設する場合

図－7.3.22　直線部の敷設方法



図－7.3.23　ジオテキスタイルを切断して敷設する方法



図－7.3.24　ジオテキスタイルを折り曲げて敷設する方法

2）接合方法

接合作業は，ジオテキスタイルの敷設効果並びに施工性の良否を左右するものであるから，3.2 ジオテキスタイルの接合を参考にして十分に検討を行い，接合方法を選定し，確実に接合する。

(6) 路盤の施工

軟弱地盤上での路盤材の敷均し・締固めに当たっては，建設機械や路盤材料の重量により基礎地盤が破損を起こさないように注意深く施工しなければならない。また，路盤材の締固めは，道路完成時にその品質の良否を左右する最も重要な作業であるので，十分注意して施工する必要がある。ジオテキスタイルの敷設後に路盤材を施工する場合には，次の点に注意すること。

① 路盤材の敷均しは，敷設したジオテキスタイルの中央部から行い，順次端部に巻き出していくようにする。

② 路盤材の荷下ろしは，1ケ所に集中しないようにして分散させること。

③ ジオテキスタイルの上には，直接施工機械を載せないようにする。

④ ジオテキスタイルの敷設後は，速やかに路盤材の敷均しを行う。

⑤ 降雨時の路盤の施工は避ける。また，施工中の降雨の場合はシート等をかぶせ，路盤に雨水が侵入するのを防止する。

1）下層路盤

下層路盤材料の積み込み，運搬，敷均しなどに際しては泥などの有害物の混入がなく，分離を起こさないように十分注意しなければならない。一層の仕上がり厚は20cm以下とする。また，転圧は規定の締固め度が得られるまで十分に行う。

2）上層路盤

粒度調整した材料は，敷均し機械または人力で所定の厚さが得られるように敷均す。1層の仕上がり厚は15cm以下とすることが望ましい。また，敷均した材料は規定の締固め度が得られるまで十分に締め固め，平坦に仕上げる。

(7) 表層および基層の施工

表層および基層の施工はアスファルト舗装要綱を参照し，特に以下の点に注意して施工する。

① 締固めは所定の締固め度が得られるまで十分に行う。

② 縦横断を所定の形状で平坦に仕上げる。

③ 均一な品質とする。

(8) 施工管理

路盤工および表層工における施工管理は，基本的には通常の舗装と同様である。従って，出来形および品質の管理と検査におけるこれらの合格判定値についての詳細は，アスファルト舗装要綱を参照すること。

ジオテキスタイルをしゃ断層の上面に敷設した場合は，敷設したジオテキスタイルと敷設面との間に凹凸があるかどうかを必ずチェックするようにする。もし，路盤材の締め固めに影響を及ぼすような凹凸がある場合には，当該箇所に乾燥した砂などをまいたり削り取ったりして，敷設面をなるべく平らに修正する必要がある。

〈参考文献〉

1）アスファルト舗装要綱；㈳日本道路協会

2）簡易舗装要綱；㈳日本道路協会

3）ジオテキスタイル設計・施工マニュアル；近畿地方建設局近畿技術事務所

4）ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関する共同研究報告書；平成元年1月

5）粉体噴射攪拌工法（ＤＪＭ工法）技術マニュアル；昭和59年噴射攪拌工法研究会

6）セメント系深層混合処理工法（ＣＤＭ）設計と施工マニュアル（設計・施工編）；ＣＤＭ研究会

7）道路土工－施工指針；㈳日本道路協会

8）土質工学ハンドブック；㈳土質工学会

9）補強土工法；㈳土質工学会

10）揚ほか：ジオグリッドで補強された砂地盤の支持力試験，第25回土質工学研究発表会，PP2069-2072，1990.6

11）南雲ほか：道路舗装の設計，山海堂，昭和59年3月

12）竹下：ＣＢＲと他の力学試験との相互関係，土と基礎，Vol.3，No.11，1955

13）D. L. DE JONG, M. G. F. PEUTZ, A. R. KORSWAGEN：法線および接線方向の表面負荷におけるLayeredシステム（コンピュータプログラムＢＩＳＡＲ外部報告書）

〈参考－1〉

繰返し載荷試験方法の一例（累積変形量に基づく設計法の場合）

1. 繰返し載荷試験の目的と内容

1.1 目的

繰返し載荷試験は，累積変形量に基づく設計法において，必要下層路盤厚の設計曲線を求めるために実施する。

1.2 内容

試験には，ジオテキスタイルを敷設したものと敷設しないものの2種類の供試体を使用する。なお，ジオテキスタイルを敷設する場合の供試体は，当該材を遮断層上面に敷設して下層路盤層以下を想定した層構成のものとする。また，敷設しない場合の供試体は，補強後の目標設計ＣＢＲ（≧3）とした現行舗装設計法の層構成のものとする。ただし，供試体の大きさは型枠による拘束の影響がないようなものとし，下層路盤材の厚さは幾つか変化させて試験を行うこと。

繰返し載荷試験装置は，供試体の高さが変わっても試験が行えるものを用いること。また，試験は供試体上面に繰返し載荷を与え，供試体表面の累積変形量を設計交通量に相当する回数まで連続的に測定する。なお，載荷応力は設計条件（交通量区分，現地路床のＣＢＲ値，補強後の設計ＣＢＲの目標値（≧3））に応じて設定するが，現行設計法での舗装断面に対して多層弾性理論などにより推定された下層路盤上面の応力を用いる。

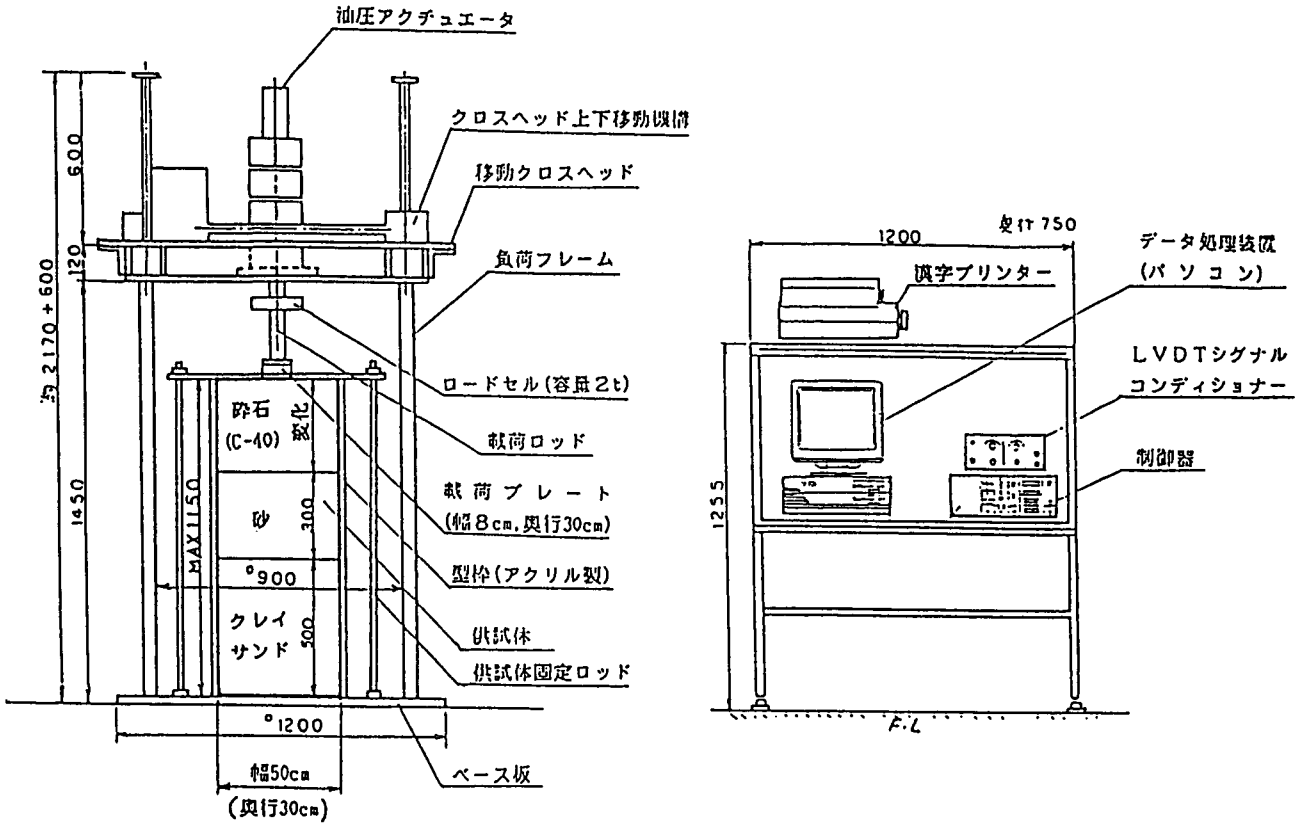
試験結果は一連の試験の終了後に，下層路盤材の厚さと最終累積変形量の関係で整理し，ジオテキスタイルを敷設した場合と敷設しない場合の当該変形量から必要下層路盤厚の設計曲線を求める。

2. 繰返し載荷試験による設計曲線の求め方の一例

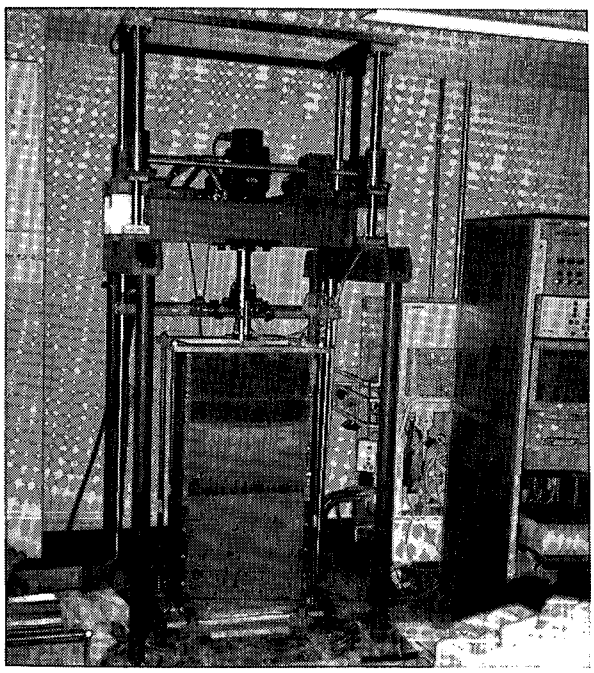
ここでは，ジオテキスタイルを遮断層上面に敷設し，設計ＣＢＲが3の場合に現行設計法で決定される舗装断面と同等の強度を有する舗装断面にまで改善しようとする場合に，必要下層路盤厚の設計曲線を繰返し載荷試験から求める一例を示す。

2.1 試験装置

試験装置は，電気油圧疲労試験機を応用した繰返し載荷試験装置（図－参－1，写真－参－1）で，油圧アクチュエータ，制御機，データの収録およびデータ処理装置からなっている。なお，油圧アクチュエータを固定する移動クロスヘッドは，試験において供試体の高さが変化するために上下できる構造となっている。



図－参－1　繰返し載荷試験装置の一例



写真－参－1　繰返し載荷試験装置の一例

2.2　試験方法

(1)　供試体の作製方法

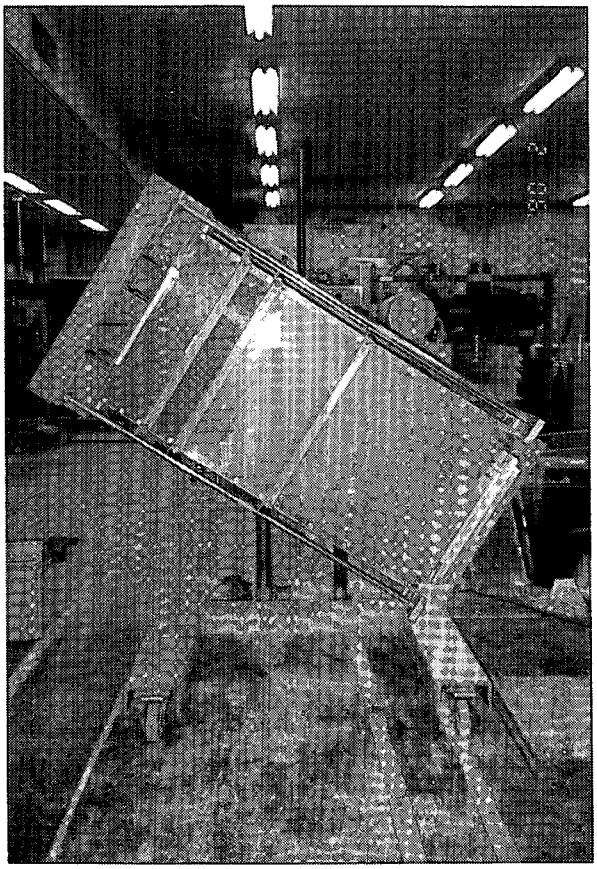
供試体は，軟弱路床上の舗装における下層路盤層以下を想定したもので，下層路盤材，遮断層，軟弱土で構成された2層（ジオテキスタイルを敷設しない場合で遮断層無し）または3層（敷設する場合）とする（図－参－1参照）。供試体の作製は，路盤材が十分に締固められるように，試験時の層構成とは逆の順序（路盤材→（砂）→軟弱土）で締固め，試験ではそれを180度反転して使用した（写真－参－2）。なお，ジオテキスタイルは，遮断層の上に敷設し，供試体の寸法は幅50cm，奥行30cmとしている。

供試体の種類は，A交通の舗装道路で遮断層上面にジオテキスタイルを敷設した実験では，表－参－1のようにした。

表－参－1　供試体の種類

（しゃ断層の厚さ：30cm，軟弱土の厚さ：50cm）

軟弱土のＣＢＲ	1				2				3			
路盤材の厚さ（cm）	20	25	30	35	20	25	30	35	20	25	30	35
ジオグリッド敷設	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
ジオテキ無し									○	○	○	○



写真－参－2　供試体の反転状況

(2) 試験条件

繰返し載荷試験は，荷重制御，周波数５Hz，正弦波の条件で行った。載荷応力は，ジオテキスタイルを適用する道路の交通量区分や補強後の設計ＣＢＲの目標値を基に，下層路盤上面に発生する応力を多層弾性理論などから推定して設定する。また，繰返し載荷は，その設計交通量に相当する回数まで行う。

ここでは，載荷応力と繰返し載荷回数は，適用対象とする舗装道路の交通量区分に応じて，表－参－２のとおりとした。

表－参－２　試験における載荷応力と繰返し載荷回数の一例
（対象敷設位置：しゃ断層上面，改良目標設計ＣＢＲ：３）

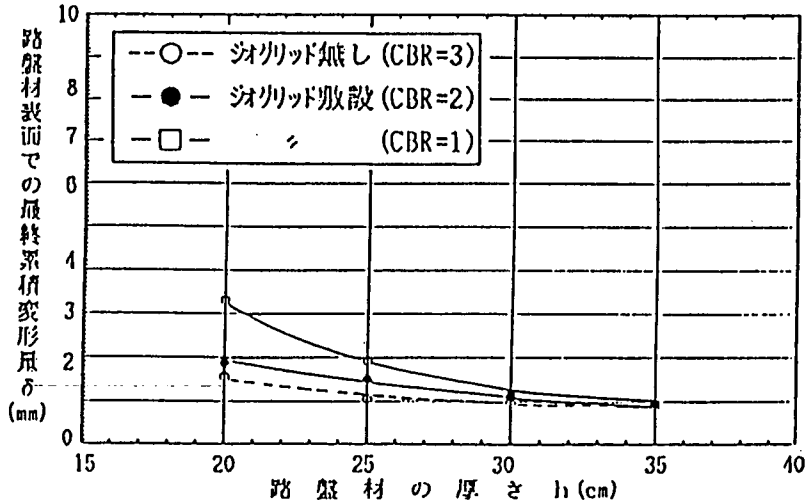
対象道路の交通量区分	載荷応力 (kgf/cm^2)	繰返し載荷回数（回）
Ｌ交通	2	３万
Ａ交通	2	15万
Ｂ交通	1	100万

2.3　測定項目

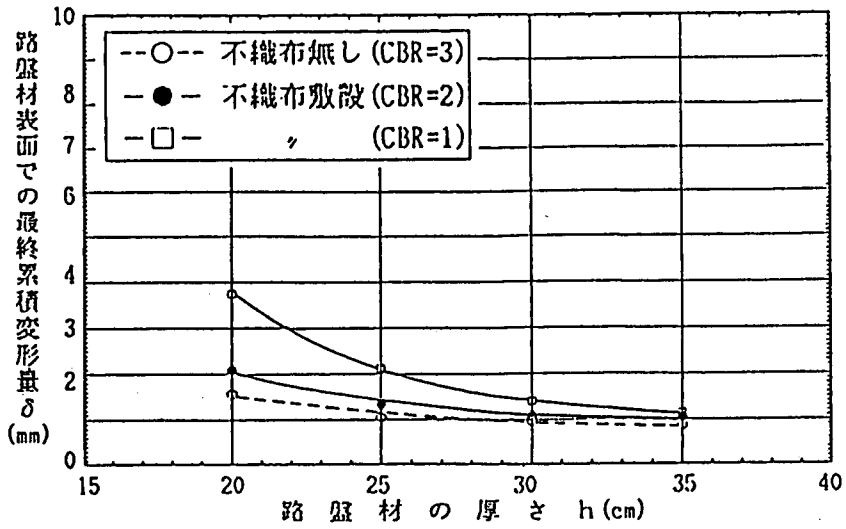
試験では，下層路盤材表面での累積変形量を連続して測定する。

2.4　試験結果の整理

試験結果は，ジオテキスタイル敷設の有無と軟弱土のＣＢＲをもとに，最終累積変形量と路盤材の厚さの関係で，図－参－２や図－参－３のように整理する。



図－参－２　最終累積変形量と路盤材の厚さとの関係の一例（ジオグリッド，Ｂ交通対象）

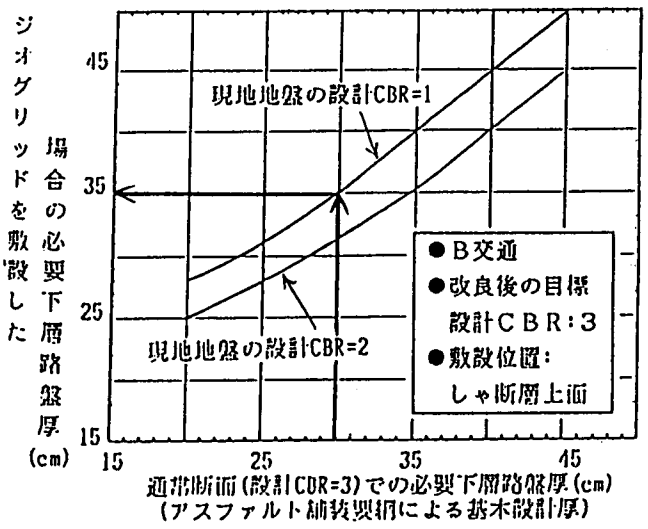


図－参－3　最終累積変形量と路盤材の厚さとの関係の一例（不織布，B交通対象）

2.5　試験結果の適用

図－参－2に示したような関係が得られたならば，ＣＢＲが3以上でジオテキスタイルを敷設していない場合での最終累積変形量と，ＣＢＲが2以下でジオテキスタイルを敷設した場合での当該変形量が同一となる下層路盤厚を求め，図－参－4のように整理する。なお，この設計曲線は，遮断層の上にジオグリッドを敷設して軟弱路床（1≦ＣＢＲ≦2）を実質ＣＢＲを3にまで向上させて，軟弱路床上にB交通を対象にした舗装道路を補強しようとする場合に該当するものである。

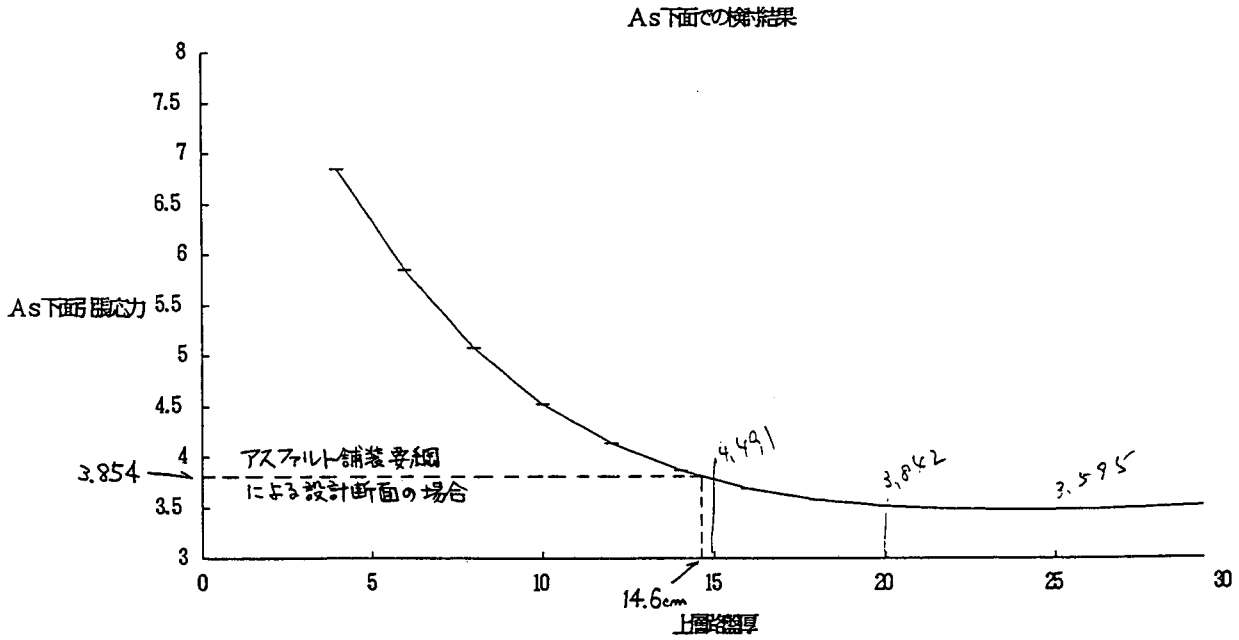
図の使用法：図は設計ＣＢＲが3の条件でアスファルト舗装要綱のＣＢＲ－T_A法によって設計された必要下層路盤厚を横軸に（この例では30cm）し，設計ＣＢＲが1の軟弱路床においてジオグリッドを敷設し，設計ＣＢＲを3と同程度の強度とするために必要な下層路盤厚を縦軸に（この例では35cm）示している。



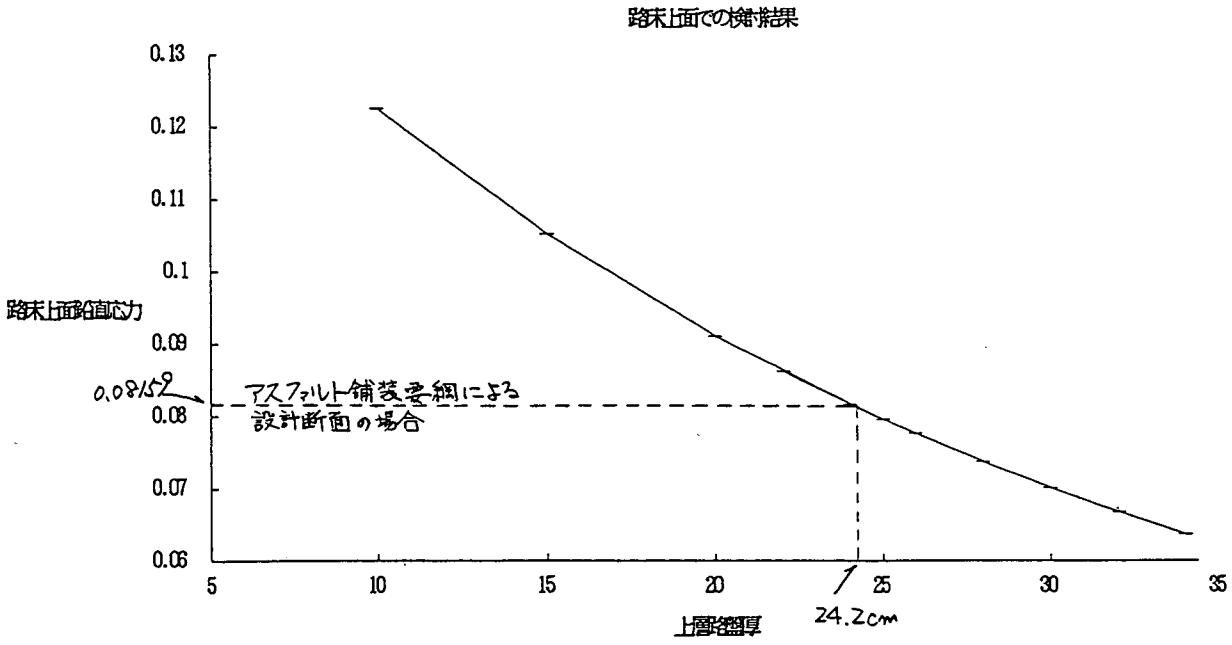
図－参－4　下層路盤厚の設計曲線の一例（ジオグリッド，B交通）

〈参考－２〉…評価基準の相違の影響について

多層弾性理論に基づく設計方法では，アスファルト舗装要綱のＣＢＲ－T_A法との整合を図るために，補強後の設計ＣＢＲの目標値においてアスファルト舗装要綱から決定される断面で推定される舗装表面の弾性たわみ量と，ジオテキスタイルを敷設した補強路盤で推定される舗装表面の弾性たわみ量との比較を行うことによって，最終的なチェックをしている。しかし，このほかに評価基準を表層下面の応力や路床上面の応力とする方法なども用いられており，この場合には舗装表面の弾性たわみ量での検討結果とは異なる。図－参－５には，7.3.2(5)，２）の設計計算例の評価基準を表層下面の応力にした場合，図－参－６には，評価基準を路床上面の応力にした場合の計算結果を示す。



図－参－５　表層下面での検討結果



図－参－6　路床上面での検討結果

〈参考－3〉…海外における未舗装道路の路盤厚設計法の紹介[1)]

1. Giroud and Noirayの路盤厚設計法

1）適用　未舗装道路，交通量20～10,000台

2）本設計法では以下のことを仮定する。

(1) 輪荷重は角度αで路盤中を分散する。

(2) ジオテキスタイルは路床に作用する応力を減少させる。

(3) ジオテキスタイルを敷設した場合は路床の破壊形態を局所せん断破壊から全般せん断破壊に変える。

(4) ジオテキスタイルの膜効果（membrane effect）を考慮する。

(5) 通過交通量を考慮し，ジオテキスタイルを敷設していない無補強路盤の場合のわだち深さと必要路盤厚の関係は過去のデータから既知とする。

(6) ジオテキスタイルの変形を仮定する。

3）本設計法における計算手順は次の通りである。

(1) 路床への作用応力q

$q = p - p_g$

p；軸荷重による応力

p_g；ジオテキスタイルにより減少される応力

(2) 路床の極限せん断強さ q_u

$q_u = (\pi + 2)\, c_u + \gamma h$

（交通量の少ない場合，$q_u = \pi c_u + \gamma h$）

c_u；路床の非排水せん断強度

γ；路盤の単位体積重量

h；路盤厚（図－参－７参照）

(3) 軸荷重による路床への作用応力p

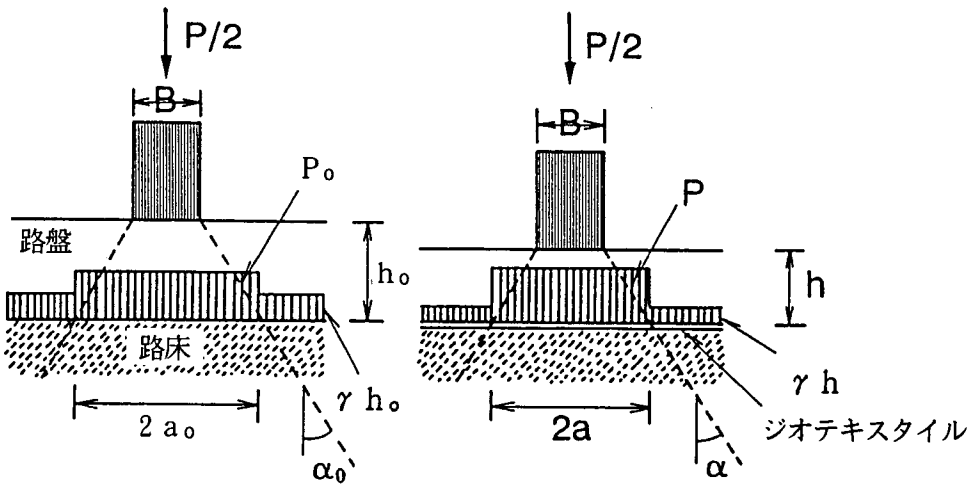
$$p = \frac{P}{2(B + 2h \cdot \tan\alpha)(L + 2h \cdot \tan\alpha)} + \gamma h$$

P；軸荷重

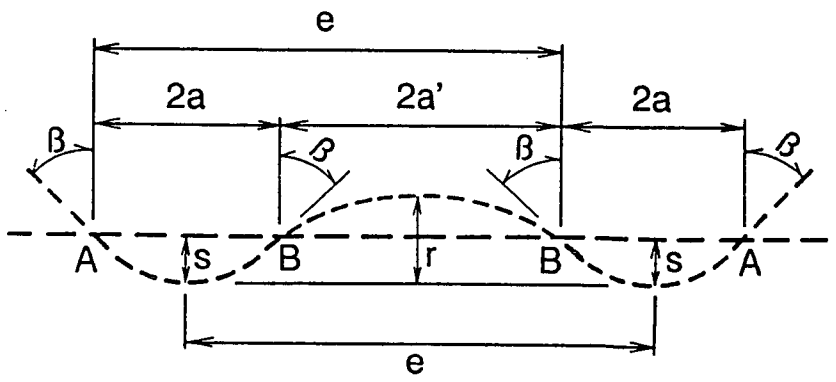
B；タイヤの接地幅

L；タイヤの接地長さ

α；荷重分散角



(a) 荷重分散の考え方



(b) ジオテキスタイルの変形の考え方

図－参－７　Giroud and Noiray の未舗装道路の路盤厚設計法

(4) ジオテキスタイルのひずみεは以下の式で表される。

$$\varepsilon = \frac{b+b'}{a+a'} - 1 \quad (a' > a \text{の場合}), \quad \varepsilon = \frac{b}{a} - 1 \quad (a > a' \text{の場合})$$

a ；わだち掘れ幅の半分

a' ；ふくれ上がり幅の半分

b ；弧ＡＢの長さの半分

b' ；弧ＢＢの長さの半分

a, a', b, b' はそれぞれ次式で計算できる。

$$a = \frac{B + 2h\tan\alpha}{2}, \quad a' = \frac{e - B - 2h\tan\alpha}{2}$$

$$b = \frac{a}{2}\left[\sqrt{1+(2s/a)^2} + \frac{a}{2s}\ln\left\{\frac{2s}{a} + \sqrt{1+(2s/a)^2}\right\}\right]$$

$$b' = \frac{a'}{2}\left[\sqrt{1+\left(\frac{2(r-s)}{a'}\right)^2} + \frac{a'}{2(r-s)}\ln\frac{2(r-s)}{a'} + \sqrt{1+\left(\frac{2(r-s)}{a'}\right)^2}\right]$$

(5) ジオテキスタイルの分担する応力p_gは，変形形状を図－参－7(b)のように仮定すると以下のようになる。

$$p_g = \frac{E_f \varepsilon}{a\sqrt{1+(a/2s)^2}}$$

$E_f\varepsilon$ ；ジオテキスタイルの弾性係数

ε ；変形形状から決定されるジオテキスタイルのひずみ

a ；わだちで形成される弦の半分（図－参－7(b)参照）

s ；わだちで形成される深さ（図－参－7(b)参照）

(6) 交通量を考慮した無補強路盤の必要厚さh_0'

$$h_0' = (1.6193\ \log N + 6.3941\ \log P - 3.7892r - 11.8887) / c_u^{0.63}$$

h_0' ；交通量を考慮した無補強路盤の必要厚さ

N ；荷重Ｐの通過回数

r ；わだち深さ

(7) 交通量を考慮しない無補強路盤の必要厚さh_0

(2)式で$q_u = \pi c_u + \gamma h_0$, $p = q$, (3)式でｈをh_0に代えて求める。

(8) 交通量を考慮した場合の無補強路盤の必要路盤厚の増分Δh

$$\Delta h = h_0' - h_0$$

(9) 交通量を考慮しない場合の補強路盤の必要厚ｈ

(1)～(5)式を用いて求める。

⑽ 交通量を考慮した場合の補強路盤の必要路盤厚h'

$h' = h + \Delta h$

2. Sellmeijerらの路盤厚設計法

1）適用　未舗装道路

2）本設計法では以下のことを仮定する。

(1) 被膜理論（membrane theory）に基づく解析を行う。

(2) ジオテキスタイルの変形は，敷設位置の土とジオテキスタイルの平衡状態で決定される。

(3) 荷重q_0は奥行き方向に無限で、解析は2次元である。

(4) 路床の応力が弾性範囲内の場合，ジオテキスタイルは路床を補強しない。また，路床の支持力は，極限せん断強さと等しい。

3）本設計法における計算手順は次の通りである。

(1) 敷設位置のつり合い方程式を次式のように設定する。

$$S_0 \left(\frac{d^2w}{dx^2}\right) = -(q_0 - q_1) - \gamma h$$

S_0；織物の引張応力の水平分力

w；織物の鉛直変位

x；水平距離

q_0；ジオテキスタイルへの作用応力

q_1；路床の支持応力

$q_1 = N_c (c + 0.75 B \gamma' \tan^2 \phi)$

N_c；テルツァーギの支持力係数

c；路床の粘着力

B；載荷幅

γ'；路床の単位体積重量

ϕ；路床の内部摩擦角

γ；路盤の単位体積重量

h；路盤厚

(2) 軸荷重による敷設位置への作用応力q_0は，

$$q_0 = \frac{P}{2(na + 2eh)(a + 2eh)}$$

P；軸荷重

a；タイヤ幅（単輪）

n；タイヤの数

h；路盤厚

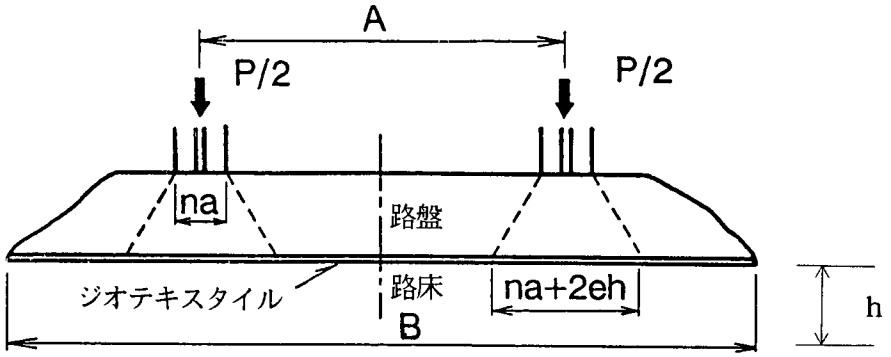
e；路盤の荷重分散係数

（緩い路盤：0.5，締めた路盤：1.0）

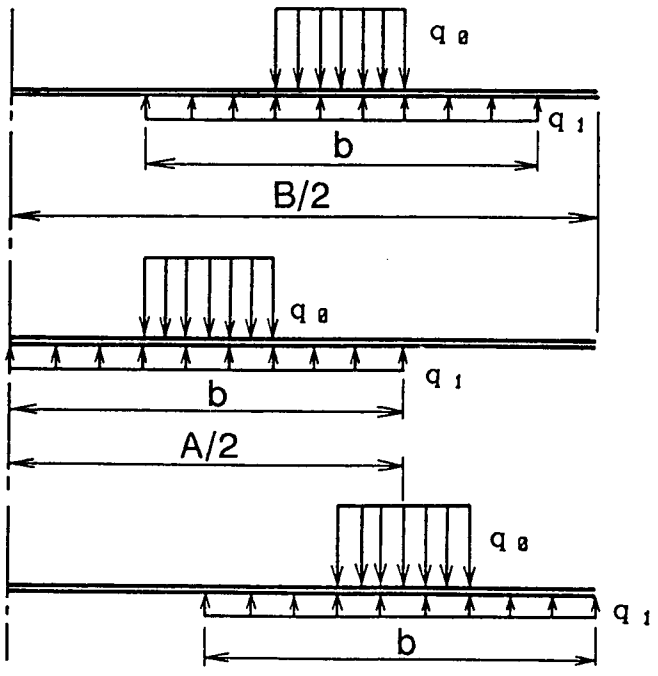
(3) (2)式を変形すると，敷設位置での軸荷重による応力が作用する幅bは，

$b = na + 2eh$，$q_0 = q_1 - \gamma h$より，

$$b = \frac{P}{2(a+2eh)(q_1-\gamma h)}$$



(a) 荷重分散の考え方



(b) 平衡状態の考え方

図－参－8　Sellmeijerらの未舗装道路の路盤厚設計法

(4) (1)式の解は次のようになる。

$$\Delta S=\frac{0.25(b-na-2eh\pm d)^2}{(b-na-2eh)\ \lambda}$$

$$\lambda^3=\left(\frac{2E}{3q_2B}\right)\frac{(b-na-2eh)^2+3d^2}{b^2}$$

$$S_m=0.5q_2b\sqrt{\left\{\left[\frac{(b-na-2eh+|d|)}{b}\right]^2+\lambda^2\right\}}$$

ΔS ; 合計わだち深さ

E ; ジオテキスタイルの弾性係数

S_m ; ジオテキスタイルの最大引張強さ

q_2 ; $q_1-\gamma h$

(5) (4)式でdは

$b<a$ かつ $b<B-A$ ならば $d=0$

$b>A$ かつ $b<B-A$ ならば $d=B-A$

$b<A$ かつ $b>B-A$ ならば $d=B-A-b$

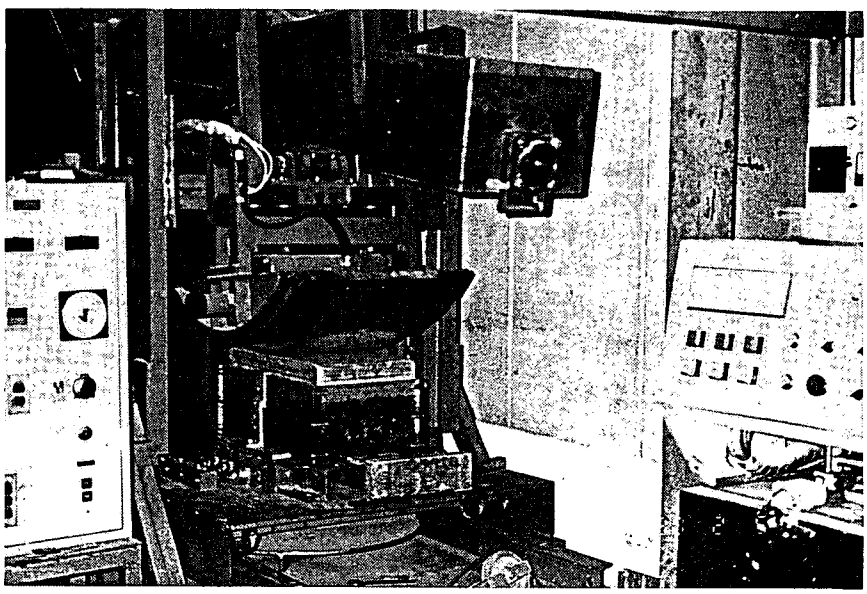
(6) 交通量を考慮する場合は軸荷重を以下のように変形して(2)式及び(3)式に代入する。

$$P'=P\cdot N^{-1/6.2}$$

P' ; 交通量を考慮した場合の換算軸荷重

P ; 実際の軸荷重

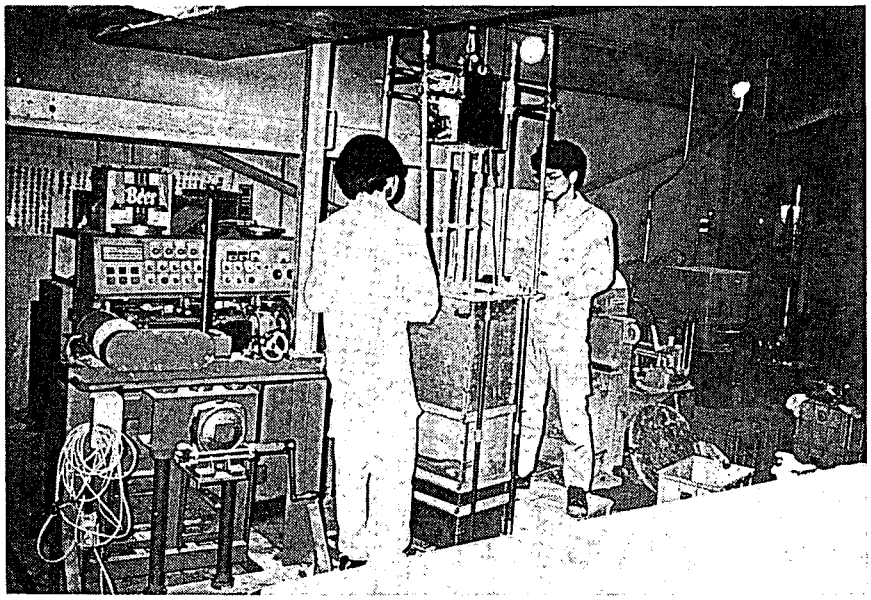
N ; 交通量



写真－参－3　路盤材の締固め状況



写真－参－４　しゃ断砂の締固め状況



写真－参－５　クレイサンドの締固め状況

参考文献

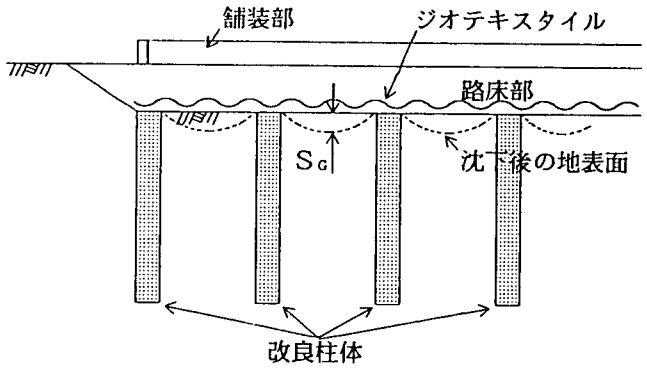
1) Geotextiles for Unpaved Roads -A Review of Design Procedures ; Geotextiles and Geomembranes, Vol. 5, pp201-233, 1987

7.4 深層混合処理工法との併用による沈下対策

7.4.1 目的と適用範囲

本節は，低改良率（10～30％程度）の深層混合処理を行った低道路盛土での不同沈下をジオテキスタイルの敷設で低減する場合に適用する。

軟弱地盤上の道路盛土においては残留沈下低減を図るために，基礎地盤を図－7.4.1に示すように深層混合処理工法により全面的に低改良率で地盤改良が行われることがあるが，その際，深層混合処理の改良柱体と柱体間未改良部との間で不同沈下が発生し，盛土天端にクラックや不陸が生じることがある。ここでは，この不同沈下を低減する目的でジオテキスタイルを敷設する時の設計・施工法を取り扱う。したがって，盛土及び基礎地盤ですべり破壊が発生するような高い盛土や盛土の沈下防止のために盛土の両端のみを改良する場合などは，ここでは対象としない。なお，本設計法による施工実績は限られたものであり，本設計法の適用に当たっては試験盛土などを行ってジオテキスタイルの不同沈下の低減効果を確認する必要がある。



S_G ：改良柱体と柱体間未改良部との不同沈下

図－7.4.1 深層混合処理との併用による不同沈下対策例

7.4.2 設計法

(1) 材料の選定

a）ジオテキスタイル材

ジオテキスタイル材としては，ジオグリッド，もしくは，それと同等以上に引張りひずみ量の少ない材料が望ましい。ただし，ジオテキスタイル材の種類の具体的な選定方法は，2章を参照することとする。

なお，本設計法ではジオテキスタイルの引張りひずみは1％以内を対象とした設計法としていることから，本設計法の範囲内ではクリープを考慮した材料安全率は考慮しなくてもよい。また，深層混合処理ではセメントを使用するため耐アルカリ性が懸念されるが，ジオテキスタイルは改良部上面に20～30cm程度まき出しを行った上に敷設されることから，耐アルカリ性の特に低い材料以外は耐久性を考慮した材料安全率は考慮しなくてもよい。

b）盛土材・サンドマット材

ジオテキスタイルは路体がある場合は路体もしくはサンドマット部に，路体が無い場合は路床部に敷設される。ジオテキスタイルの敷設位置以外の盛土やサンドマット部では，通常の盛土材でよいが，ジオテキスタイルの敷設位置付近の土質材料は，ジオテキスタイルの引張り力が十分発揮し得るような摩擦抵抗の大きい，粒径の大きい材料が望ましい。細粒分を多く含む材料は不適である。また，ジオテキスタイルの破損を引き起こすような鋭利で大粒径の材料も好ましくない。

(2) 設計条件

設計条件としては，盛土の許容沈下量，地盤の土質条件及び構造，荷重条件，改良条件などがあるが，ここでは許容沈下量，荷重条件，改良条件について説明する。

a）許容沈下量

全沈下量と不同沈下量の許容値は，各機関の指針等に基づくが，目安となる値を示すと以下のようである。

なお，ここでの全沈下量とは荷重による地盤全体の沈下量をいい，不同沈下量とは深層混合処理工法が施された改良地盤での改良柱体の天端と柱体間未改良部との沈下量の差をいう。

全沈下量に対する許容値S_{co}は，表－7.4.1の規定を参考に，$S_{co} \leqq 10 \sim 20$cmとした。

表－7.4.1　各機関の許容沈下量

指　針　等	許容残留沈下量	条　件
道路土工 軟弱地盤対策工指針	10～30cm	橋梁，高架の接続盛土部での盛土中央部における舗装後3年間
軟弱地盤技術指針	10～20cm	宅地造成共用開始時点で諸施設（埋設管や建築物など）に対する

不同沈下量の許容値は，明確に規定されたものはないが，既往の実績例[2]では路床厚1.0m，舗装厚0.5mで改良率10%の施工条件で，改良柱体と柱体間未改良部の不同沈下量が3cm程度の時に，舗装面にはその影響は現れていなかった。このことから，不同沈下量の許容値S_{Go}は，$S_{Go} \leqq 5$cmとした。

表－7.4.2　許容沈下量の基準

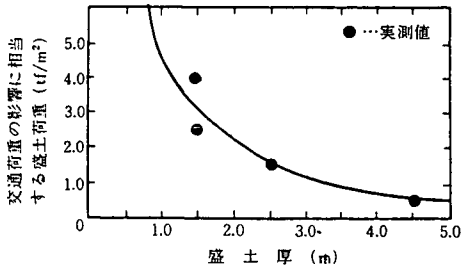
許容全沈下量の基準値	$S_{co} \leqq 10 \sim 20$cm
許容不同沈下量の基準値	$S_{Go} \leqq 5$cm

b）設計荷重

設計荷重は盛土荷重，交通荷重を対象とする。

軟弱地盤上での低盛土道路での交通荷重は，長期的な沈下量を基に繰り返し交通荷重の影響分

に相当する盛土荷重に置き換えて評価する。図－7.4.2は，盛土厚に応じた荷重に置き換えた値を示したものである。ただし，この方法は供用後の通過交通量が多い場合である。



図－7.4.2　交通荷重の影響に相当する盛土荷重

c）改良柱体

深層混合処理工法の改良柱体は，千鳥式もしくは格子式に配置された柱列式改良とする。また，改良柱体の中心間距離は1.5m～3m程度とし，支持地盤まで根入れされた，いわゆる着底タイプの改良を基本とする。改良柱体の設計強度，安全率等については参考文献[3) 4)]に示された方法により求める。

(3) 設計手順

深層混合処理工法とジオテキスタイルとの併用による不同沈下対策の設計手順を図－7.4.3に示す。

深層混合処理工法は現在提案されている柱列配置を基本として地盤改良仕様の設計を行う。設計手順は以下のとおりである。

① 軟弱地盤の設計定数等の設計条件や荷重条件の設定を行う。

② 深層混合処理工法を実施しない場合の沈下量の検討を行い，許容値を満足しない場合には，深層混合処理工法による改良の検討を行う。

③ 深層混合処理の改良柱体について，耐荷力の検討を行い，改良柱体の仕様（杭体強度と改良率）を設定する。

④ ③で決定された地盤改良の仕様のもとで，改良地盤の平均沈下量の検討を行う。平均沈下量が目標の許容値を満足しない場合には，深層混合処理の改良仕様の再検討を行う。

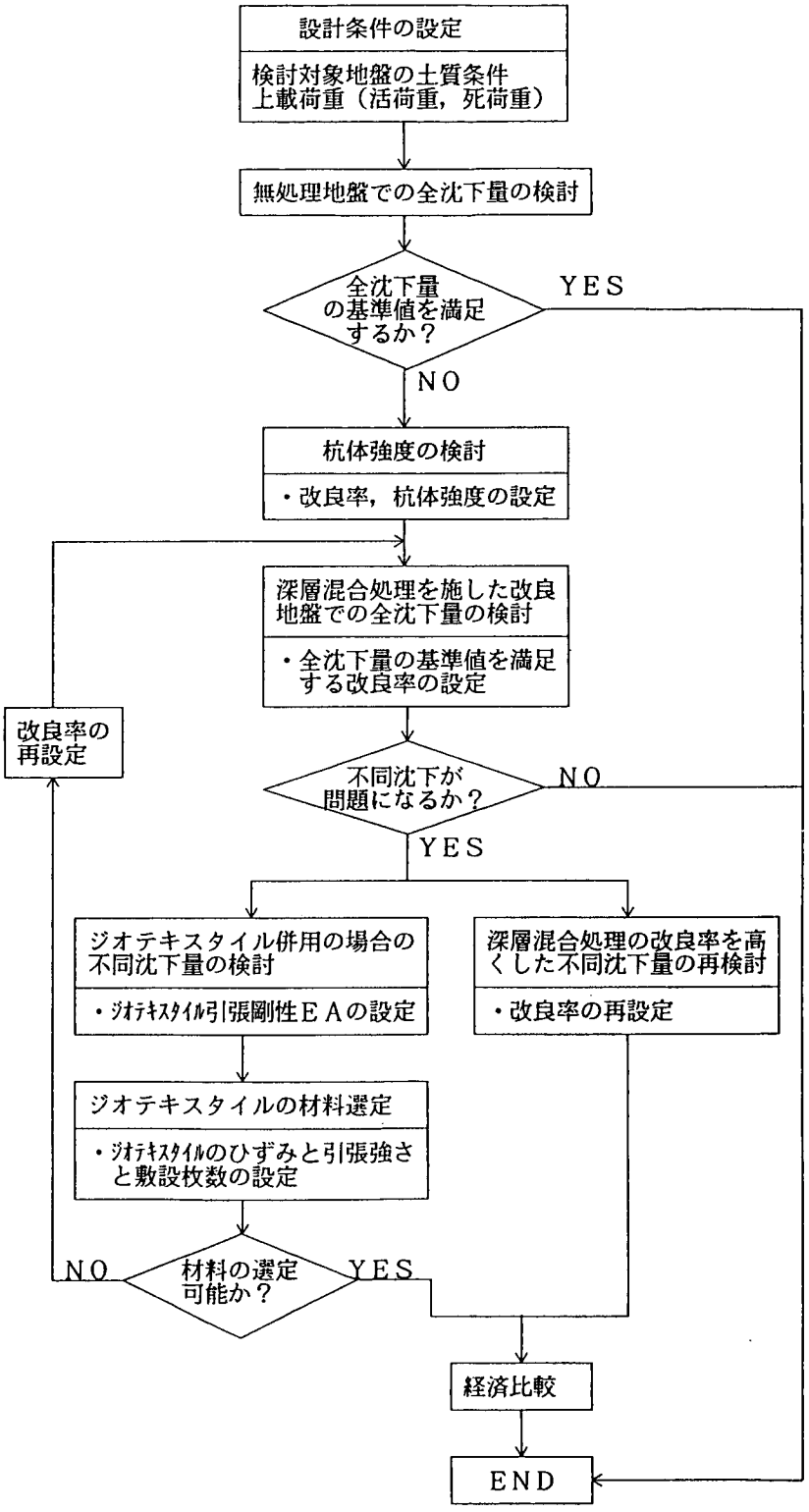
⑤ 深層混合処理のみの場合の不同沈下量の検討を行い，許容値を満足しない場合には，ジオテキスタイルの併用による不同沈下量の検討を行って，ジオテキスタイルの敷設仕様を決定する。

⑥ 深層混合処理の改良率を高めて不同沈下量を低減させた場合とジオテキスタイルを併用した場合の比較検討を行い，経済的な方法を最終的に決定する。

1）設計計算法

ここでは，深層混合処理工法とジオテキスタイルの併用による不同沈下低減法に係わる設計手法として，上記の設計手順の③～⑤の改良柱体の耐荷力及び沈下量の検討法，並びにジオテキスタイルの併用による不同沈下低減の設計法について述べ，他の項目については参考資料に譲る。

a）改良柱体の耐荷力の検討及び改良柱体の仕様の決定


設計条件の設定
検討対象地盤の土質条件
上載荷重（活荷重，死荷重）
無処理地盤での全沈下量の検討
全沈下量
の基準値を満足
するか？
YES
NO
杭体強度の検討
・改良率，杭体強度の設定
深層混合処理を施した改良
地盤での全沈下量の検討
・全沈下量の基準値を満足
する改良率の設定
改良率の
再設定
不同沈下が
問題になるか？
NO
YES
ジオテキスタイル併用の場合の
不同沈下量の検討
・ｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙ引張剛性ＥＡの設定
深層混合処理の改良率を高
くした不同沈下量の再検討
・改良率の再設定
ジオテキスタイルの材料選定
・ｼﾞｵﾃｷｽﾀｲﾙのひずみと引張強さ
と敷設枚数の設定
NO
材料の選定
可能か？
YES
経済比較
END

図－7.4.3　設計手順

深層混合処理工法の改良柱体の耐荷力から改良柱体の仕様（杭体強度と改良率）を設定する。改良柱体の仕様は，改良柱体の天端より上の上載荷重（盛土荷重及び交通荷重）をすべて改良柱体が受け持つとして次式により検討する[3) 4)]。

$$F_s \leqq \frac{q_{uck}}{\frac{\Delta p}{a_p}} \quad \cdots\cdots (7.4.1)$$

ここに，F_s：目標安全率，q_{uck}：杭体の設計基準強度（kgf/cm²），

Δp：上載荷重（kgf/cm²），a_p：改良率

目標安全率F_sとしては，F_s＝1.0～1.5の範囲で採用される場合が多い。また，改良率a_pは，0.1～0.3程度とする。

なお，柱体の支持地盤に十分な耐力がないときには，基礎杭としての支持力の検討も行う。

b）沈下量計算法

盛土荷重の増分及び交通荷重によって生じる無処理地盤での全沈下量，深層混合処理地盤の平均沈下量及び不同沈下量を求め，これらが目標の許容値を満足しない場合には，深層混合処理工法の改良仕様の再検討やジオテキスタイルとの併用を検討する。

ここで，無処理地盤の沈下量（S_0），深層混合処理地盤の平均沈下量（S_T），及び深層混合処理地盤の改良柱体の杭頭部の沈下量（S_p），未改良部分の沈下量（S_d）並びにジオテキスタイルとの併用を行ったときの不同沈下量（S_G）の模式図を図－7.4.4に示す。

① 無処理地盤の全沈下量

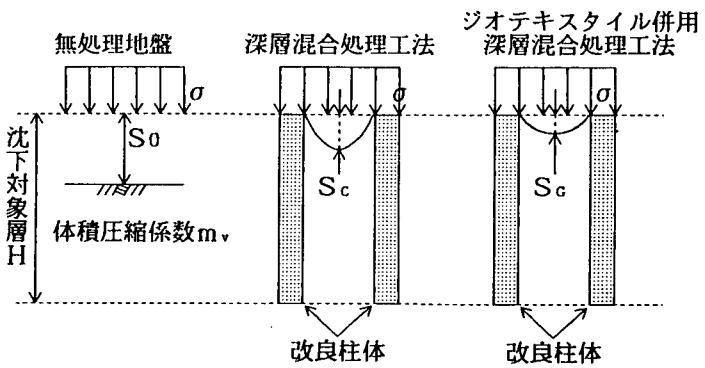
無処理地盤で発生する全沈下量S_0の計算は次式による。

$$S_0 = m_v H \sigma \quad \cdots\cdots (7.4.2)$$

ここに，m_v：体積圧縮係数（m²／tf）

H：沈下対象層厚（m）

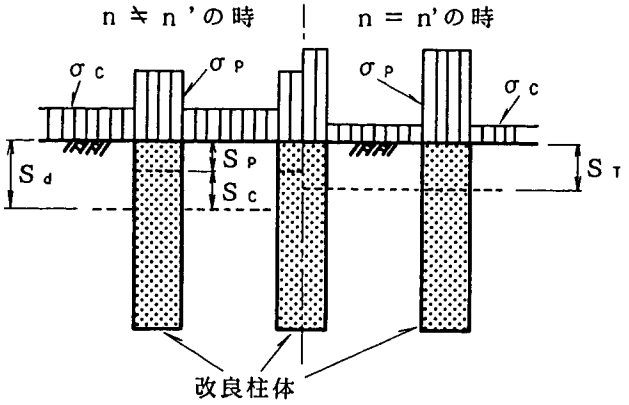
σ：盛土荷重の増分及び交通荷重による増加圧密応力（tf／m²）



図－7.4.4　沈下の模式図

② 深層混合処理地盤の平均沈下量

深層混合処理の複合地盤の平均沈下量S_Tは，図－7.4.5に示すように改良柱体への応力



図－7.4.5　応力分担比nと体積圧縮係数比n'の考え方

集中を考慮し，改良柱体の応力分担比nと改良柱体と未改良土の体積圧縮係数の比n'が等しいとして，次式によって求めることができる。

$$S_T = \beta_c S_0$$

$$\beta_c = \frac{1}{1 + a_p (n - 1)} \quad \cdots\cdots (7.4.3)$$

ここに，S_T：改良地盤の平均沈下量（m）

β_c：沈下低減比（未改良部に作用する増加応力の低減率）

a_p：改良率

n：応力分担比（$=\sigma_p / \sigma_c$）

σ_p：改良柱体に作用する増加圧縮応力（tf／㎡）

σ_c：未改良部に作用する増加圧密応力（tf／㎡）

n'：改良柱体と未改良土の体積圧縮係数の比（$=m_v / m_p$）

m_v：未改良部の体積圧縮係数（㎡／tf）

m_p：改良柱体の体積圧縮係数（㎡／tf）

通常，n'は10～20の値が用いられている。

③　深層混合処理の複合地盤の不同沈下量

深層混合処理の改良柱体と未改良部分の不同沈下量S_cは，改良柱体への応力分担比nから改良柱体の杭頭の沈下量と未改良部分の沈下量より次式で求める。

深層混合処理工法において，低改良率（$a_p \leqq 30\%$）時の応力分担比nは，現在，定量的な計測データが見当たらないため，ここでは簡易的に②で使用した値の1／2を用いることにする。

$$S_c = S_d - S_p \quad \cdots\cdots (7.4.4)$$

$$S_d = m_v H \sigma \left(1 + a_p (n - 1)\right) \quad \cdots\cdots (7.4.5)$$

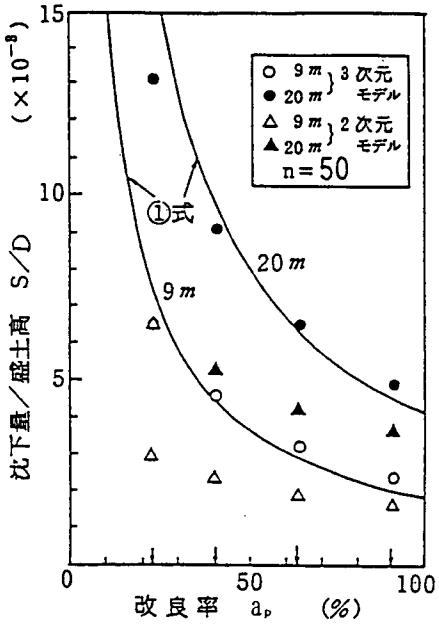
$$S_p = m_p H n \sigma \left(1 + a_p (n - 1)\right) \quad \cdots\cdots (7.4.6)$$

S_d：未改良部分の沈下量（m）

S_p：改良柱体の杭頭の沈下量（m）

〔解説〕

改良柱体の杭頭の沈下量は，参考図－7.4.1に示すように改良率a_pが40%以上の場合，（7.4.3）式と3次元ＦＥＭ解析とではほぼ等しくなり，改良柱体への応力分担比ｎと体積圧縮係数比ｎ'の間に大幅な違いはない。しかし，改良率a_pが40%以下の場合，改良柱体の杭頭の沈下量はa_pが小さくなるにしたがって，ＦＥＭ解析の方が（7.4.3）式よりも小さな値を示し，改良柱体への応力集中が少なくなっている。参考表－7.4.1は，参考図－7.4.1を基に（7.4.6）式から，改良柱体への応力分担比ｎを求めたもので，改良率a_pが40%以下の場合，ｎは体積圧縮係数の比ｎ'に比べ大幅に小さくなっている。この応力分担比ｎと改良率a_pの関係は，今後，実現場での検証が必要であるが，本設計法では以上の状況から応力分担比ｎを簡易的にｎ'の値の1／2を用いることにした。なお，深層混合処理の複合地盤では，この応力分担比の不均衡に基づいた不同沈下量のほかに，参考図－7.4.2のような局部的な不同沈下が改良柱体の配置方式によっては見られることもある。



$$\frac{S}{D} = \frac{1}{1 + a_p(n-1)} \frac{\gamma_E \cdot H}{E_{soil}} \quad \cdots ①$$

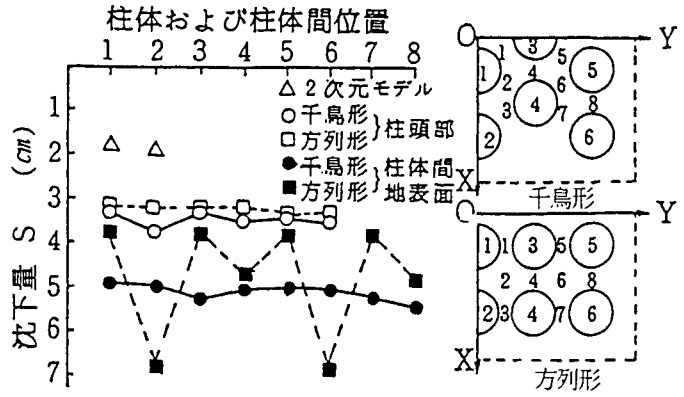
ここで、
S：改良柱体頭部の沈下量
H：軟弱地盤深さ（改良柱体長さ）
a_p：改良率
n：変形係数比（$= E_{col} / E_{soil}$）
γ_E：盛土の単位体積重量
D：盛土高さ
E_{soil}：軟弱地盤の変形係数
E_{col}：改良柱体の変形係数

参考図－7.4.1　沈下量と改良率の関係[5]

参考表－7.4.1　応力分担比の数値計算比較（文献[5]による）

改良杭体長		D＝9m			D＝20m		
改良率ap(%)		63.0	40.3	22.7	63.0	40.3	22.7
計算式	S／D(×10⁻³)	2.9	4.5	7.5	6.2	9.7	17.0
	応力分担比(n)	50	50	50	50	50	50
FEM	S／D(×10⁻³)	3.2	4.5	6.5	6.5	9.1	13.1
	応力分担比(n)	－	50	15	87	12	9

s：杭頭沈下量、H：盛土荷重、体積圧縮係数比n'＝50



参考図－7.4.2　沈下量と位置の関係（改良率40.3%）

c）ジオテキスタイル併用工法の不同沈下量

本マニュアルにおいて，（7.4.3）式の複合地盤の不同沈下量S_cは改良柱体と柱体間未改良部との間で発生する不同沈下量であるとする。

深層混合処理工法にジオテキスタイルを併用した場合，改良柱体と柱体間未改良部との間で発生する不同沈下量S_Gは次式で計算される。

$$S_G = \frac{S_c}{1 + 2\alpha\,(S_c/\sigma)} \qquad (7.4.7)$$

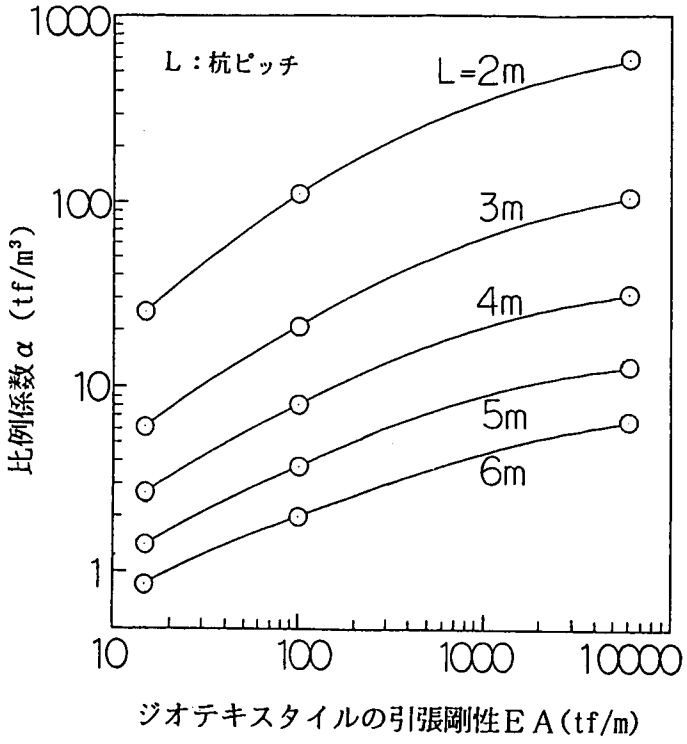
ここに，S_G：ジオテキスタイルを敷設したときの不同沈下量（m）

S_c：複合地盤（ジオテキスタイル非敷設）の不同沈下量（m）

σ：増加圧密応力（tf／m²）

α：比例係数（tf／m³）

上式での比例係数αは，まずジオテキスタイルの引張剛性ＥＡを仮定し，この値と（7.4.1）式または（7.4.3）式で設定した改良率a_pに相当する杭ピッチとから図－7.4.6より求める。このαを（7.4.7）式に代入して不同沈下量を計算し，基準値を満足するαに対応するＥＡを求める。



図－7.4.6　ジオテキスタイルの引張剛性ＥＡと比例係数αの関係

〈（7.4.7）式の解説〉

ジオテキスタイルの敷設効果は，改良柱体と未改良部の間の不同沈下量S_Gがジオテキスタイルの引張力を生じさせ，未改良部に作用する圧密荷重を軽減することによって生じる（参考図－7.4.3参照）。このため，改良柱体と未改良部の間の不同沈下量が大きいほど，ジオテキスタイルに発生する引張力が大きくなり，盛土に作用する圧密荷重の軽減量P_uも大きくなる。ただし，ジオテキスタイルを敷設したときの不同沈下量S_Gは数cmと小さいため，不同沈下量S_Gと荷重軽減応力P_Uの関係は，次式のように比例すると仮定できる。

$$P_U = \alpha' \ S_G \quad \cdots\cdots ①$$

ここに，P_u ：ジオテキスタイルによって低減される圧密応力（tf／m²）

α' ：比例係数（tf／m³）$= \alpha \beta_c$

S_G ：ジオテキスタイルを敷設したときの不同沈下量（m）

深層混合処理地盤での不同沈下量は（7.4.4）式であり，以下のように変形できる。

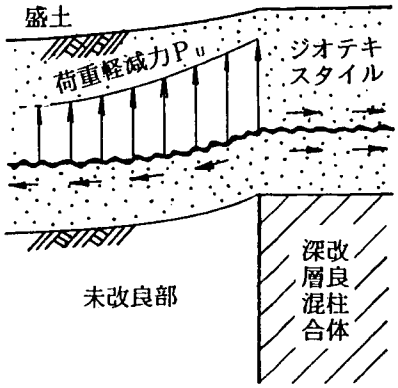
$$S_c = \beta_c' \ S_0$$
$$= \beta_c' \ m_v \ H\sigma \quad \cdots\cdots ②$$

②式における増分圧密応力σは，ジオテキスタイルの張力によって①式で表される応力低減を受けることにより，ジオテキスタイル併用の場合の不同沈下量は次式で表される。

$$S_G = m_v \ H \ (\beta_c' \ \sigma - P_u)$$
$$= m_v \ H \ (\beta_c' \ \sigma - \alpha' \ S_G)$$

上式を変形すると，次のように（7.4.7）式が導かれる。

$$S_G = \frac{\beta_c' \ m_v \ H\sigma}{1 + \alpha' \ m_v \ H}$$



参考図－7.4.3　ジオテキスタイルによる荷重軽減の模式図

$$= \frac{S_c}{1+\alpha\beta_c\, m_v\, H}$$

$$= \frac{S_c}{1+2\alpha\beta_c{}'\, m_v\, H}$$

$$= \frac{S_c}{1+2\alpha\,(S_c/\sigma)} \quad \cdots\cdots ③$$

図－7.4.6は，比例係数αとジオテキスタイルの引張り剛性ＥＡの関係を実測データを用いたＦＥＭ解析によるシミュレーション結果を改良柱体の配置のピッチ（杭ピッチＬ）をパラメータとした示したものである。なお，同図のＥＡ値は，ジオテキスタイルのひずみ量ε＝１％の時の引張剛性の値である。

d）ジオテキスタイルの材料選定

本設計法ではジオテキスタイルの発生ひずみレベルが小さいために，材料選定は，設計引張り強さによるのではなく，ひずみが１～数％程度の時の剛性をもとに行う。

ジオテキスタイルに発生するひずみ量は，不同沈下量から次式により推定する。

$$\varepsilon = 0.15 S_G \quad \cdots\cdots (7.4.8)$$

ここに，ε：ひずみ量（％）

S_G：不同沈下量（cm）

このときの不同沈下量S_Gは，許容値として$S_{Go} \leqq 5$ cmに設定した場合，ひずみ量εは１％以下である。

次に，推定したひずみ量εから，次式でジオテキスタイルの引張り強さを推定する。

$$T = EA\,\varepsilon / 100 \quad \cdots\cdots (7.4.9)$$

ここに，Ｔ：引張り強さ（tf／m）

ＥＡ：引張剛性（tf／m）

以上より，ひずみ量が１％の時の引張剛性ＥＡがＴ／ε以上か，またはひずみ量εの時の引張り強さＴを満足するジオテキスタイルを選定する。

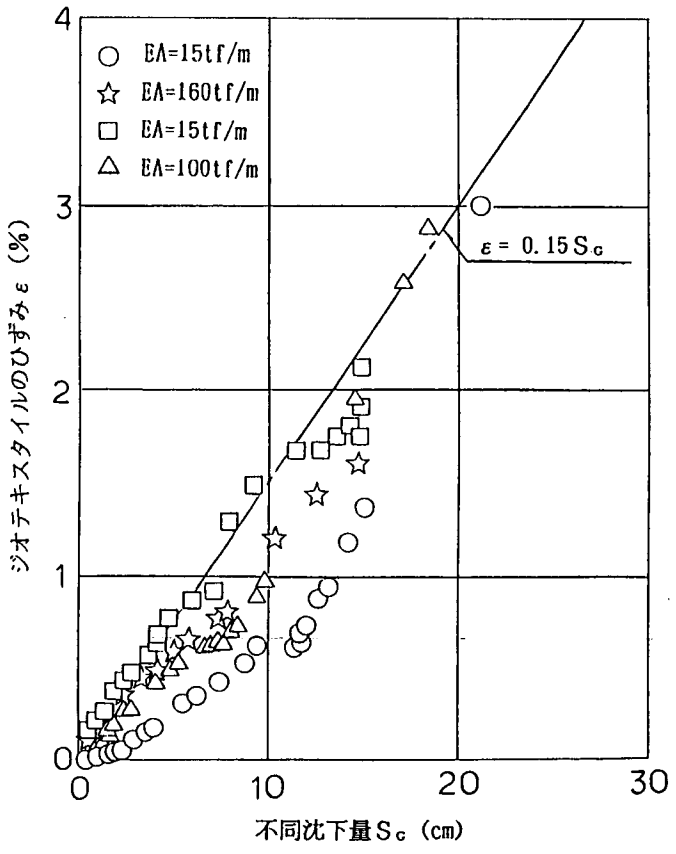
ジオテキスタイルの引張剛性が不足する場合には，ジオテキスタイルの敷設枚数を多くし，引張り剛性の合計が上記の条件を満足するまで増加させる。例えば，２枚敷設の場合は１枚敷設に比べて引張り剛性が２倍になるので，ジオテキスタイル１枚について必要となる材料仕様は（T／２，ε）を満足するものとなる。なお，重ねて敷設する時にはそれぞれのジオテキスタイルの引張り力が十分に働くように，ジオテキスタイルの間には摩擦力の大きな材料を敷き均し，敷設間隔は20～30cm設ける必要がある。また，縦方向と横方向の引張剛性が異なる材料の場合は，小さい方の引張剛性より選定する。

ここで，（T，ε）を満足する材料が敷設枚数を考慮しても決まらない場合，あるいは敷設枚数が過大となる場合などは，深層混合処理の改良率の見直しを行って沈下量をより低減させて再検討を行い，経済的な改良仕様を決定する。

なお，許容不同沈下量の基準値を$S_{GO} \leqq 5$ cmに設定した場合は前述したようにひずみ量が１%以下になり，このような低ひずみの場合はジオテキスタイルのクリープ特性についての照査は省略してよい。

〈（7.4.8）式の解説〉

（7.4.8）式は，参考図－7.4.4に示すように，改良柱体と未改良部との境界位置でのジオテキスタイルのひずみ量εと不同沈下量S_Gとの動態観測結果をもとに決定している。同図では，不同沈下量S_Gの増大とともにジオテキスタイルの引張りひずみεが増加する。そ



参考図－7.4.4　不同沈下量とジオテキスタイルのひずみの関係

の傾向はジオテキスタイルの剛性によってばらつきはあるが，ここでは安全側を取り，大きめのひずみ量を推定する $\varepsilon = 0.15 \cdot S_G$ を採用することとした。なお，同図に示すＥＡは，ジオテキスタイルの引張試験結果より得られたひずみ $\varepsilon = 1\%$ での引張剛性の値である。

2）設計計算例

a）設計条件

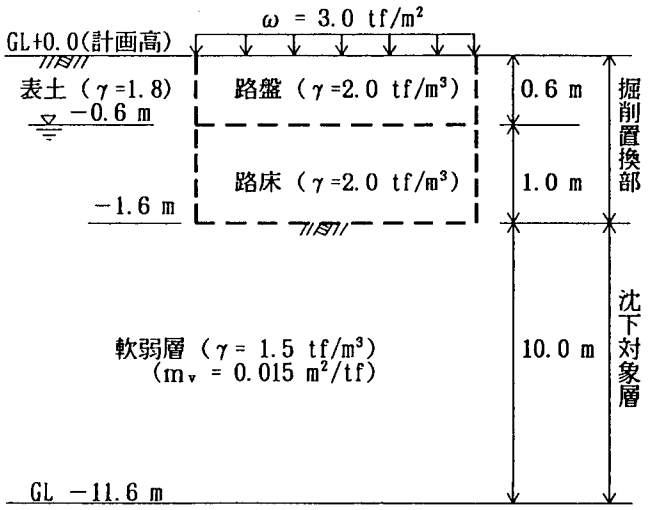
① 許容沈下量

・許容全沈下量の基準値　$S_{co} \leqq 20cm$

・許容不同沈下量の基準値　$S_{Go} \leqq 5\,cm$

② 設計断面と土質条件

図－7.4.7参照



図－7.4.7　設計計算例の断面

③ 荷重条件

・活荷重（車両荷重）　$\omega = 3.0tf/m^2$

（軟弱地盤対策工指針参照）

・上載荷重（ＧＬ－1.6m以浅の荷重）

$\Delta P = 3.0 + 2.0 \times 0.6 + 1.0 \times 1.0 = 5.20tf/m^2$

・増加応力（ＧＬ－1.6m　以浅の圧密荷重）

$\sigma = 3.0 + (2.0 - 1.8) \times 0.6 + (1.0 - 0.5) \times 1.0 = 3.62tf/m^2$

b）無処理地盤の沈下量の計算

・体積圧縮係数　$m_v = 0.015m^2/tf$

・全沈下量 S_0 の算定

$S_0 = m_v \times H \times \sigma = 0.015 \times 10 \times 3.62 = 0.55m > S_{co}$ …… NO

c）杭体強度の計算（目標安全率 $F_s = 1.2$ とする）

・改良率　a_p＝0.2（20％）と仮定する。

・体積圧縮係数　m_p＝0.0015㎡/tfとする。

・F_s＝1.2，a_p＝0.2より次式で杭体の設計基準強度q_{uck}を決定する。

$$q_{uck} \geqq F_s \times \Delta P / a_p = 1.2 \times 5.20 / 0.2 = 31.2\,tf/m^2 = 3.1\,kgf/cm^2$$

d）改良地盤の平均沈下量の計算

・深層混合処理工法の改良柱体は，出来上がり杭径ϕ＝1000㎜とする。

・深層混合処理工法による改良深度はℓ＝10m（GL－1.6～－11.6m）とする。

・体積圧縮係数の比n'は，$m_v / m_p = 10$

・応力分担比nは，体積圧縮係数の比n'と同一の値を取り，n＝10とする。

・n＝10，a_p＝0.2より次式で平均沈下量S_Tを算定する。

沈下低減比$\beta_c = 1 /（1 + a_p（n - 1））= 1 /（1 + 0.2 \times（10 - 1））= 0.357$

$$S_T = \beta_c \times S_0 = 0.357 \times 0.55 = 0.20m = S_{co} \quad \cdots\cdots \text{OK}$$

ここで，平均沈下量は許容値を満足する

e）改良地盤の不同沈下量の計算

深層混合処理の改良地盤が低改良率（a_p＝0.2）であることから，改良地盤の不同沈下量の検討を行う。この時の応力分担比nは，10／2＝5とする。

$$S_d = m_v H \sigma /（1 + a_p（n - 1））$$

$$= 0.015 \times 10 \times 1 \times 3.62 /（1 + 0.2 \times（5 - 1））= 0.302 = 30.2cm$$

$$S_p = m_p H n \sigma /（1 + a_p（n - 1））$$

$$= 0.0015 \times 10 \times 5 \times 3.62 /（1 + 0.2 \times（5 - 1））= 0.151 = 15.1cm$$

$$S_c = S_d - S_p$$

$$= 0.302 - 0.151 = 0.151 = 15.1cm > S_{Go} = 5\,cm \quad \cdots\cdots \text{NO}$$

改良地盤の不同沈下量の許容値を満足しないので，ジオテキスタイルとの併用を検討する。

f）ジオテキスタイル併用時の不同沈下量の計算

ジオテキスタイルを併用する場合の不同沈下量が基準値を満足するように，ジオテキスタイルの仕様を決定する。

・杭ピッチL＝2.0m

改良柱体断面積A_p＝0.785㎡

改良率　　a_p＝0.2

杭配置 …… 正方形配置

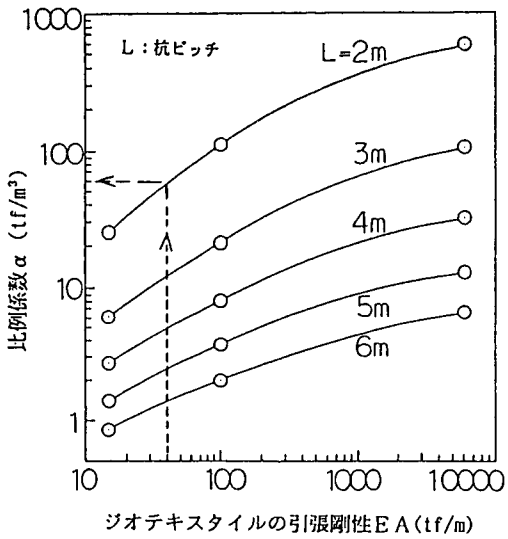
（$a_p = A_p / L^2$より，L＝2mになる）

・EA＝40tf／mと仮定すると，L＝2mに対する比例係数αは，図－7.4.8より，α＝60となる。

・α＝60，S_c＝0.15m，σ＝3.62tf／㎡より次式で不同沈下量S_Gを算定する。

$$S_G = S_c /（1 + 2\alpha（S_c / \sigma））$$

$$= 0.15 /（1 + 2 \times 60 \times (0.15 / 3.62)）$$



図－7.4.8　ジオテキスタイルの引張剛性ＥＡと比例係数αの関係

$=0.025\mathrm{m} < S_{GO}=0.05\mathrm{m}$ …… ＯＫ

g）ジオテキスタイルの材料選定

e）におけるＥＡ＝40tf／㎡，S_G＝2.5cmよりジオテキスタイルの材料を選定すると次のようになる。

・ジオテキスタイルのひずみ量εの推定

$$\varepsilon = 0.15 \times S_G = 0.15 \times 2.5 = 0.375\%$$

・ジオテキスタイルの引張り強さＴの推定

$$T = EA \times \varepsilon / 100 = 40 \times 0.00375 = 0.15\mathrm{tf/m}$$

以上より，ε＝0.375%でＴ＝0.15tf/m以上を満足する材料を選定する。

ここで，敷設枚数は２枚としてジオテキスタイルの材料を選定する。なお，２枚敷設することにより上・下段のジオテキスタイルによって路床材が拘束され，変形抑止は一層向上することが期待できる。

・ジオテキスタイルの材料；ジオグリッド（ε＝１%でＴ≧0.4tf/m，ＥＡ≧40tf/m）

・敷設枚数…２枚（１枚当たりＴ≧0.2tf／m，ＥＡ≧20tf／m）

h）改良仕様（図－7.4.9参照）

全沈下量≦20cmと不同沈下量≦５cmとを満足する改良仕様は，以下のようである。

①　深層混合処理工法（杭径ϕ1000mm）の仕様

・改良長　ℓ＝10m（ＧＬ－1.6～－11.6m，打設長　11.6m）

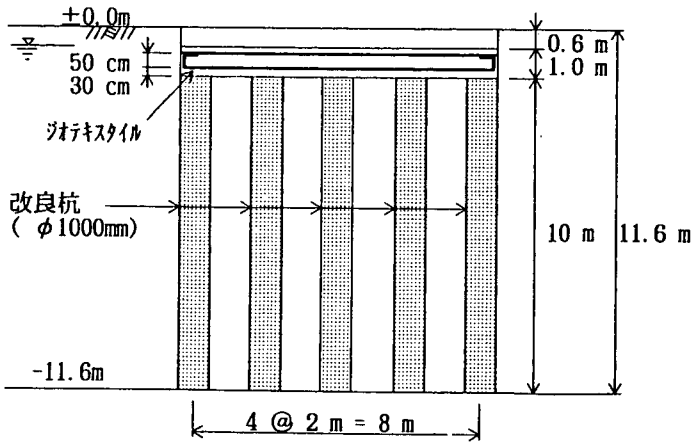
・改良率　a_p＝0.2（杭ピッチ：Ｌ＝2.0m正方形配置）

・杭体の設計強度$q_{uck} \geqq 3.1\mathrm{kgf/cm^2}$

②　ジオテキスタイル材の仕様

・ジオグリッド（１枚当たりε＝１%でＴ≧0.2tf／m；ＥＡ≧20tf／mの材料）

・敷設枚数……２枚

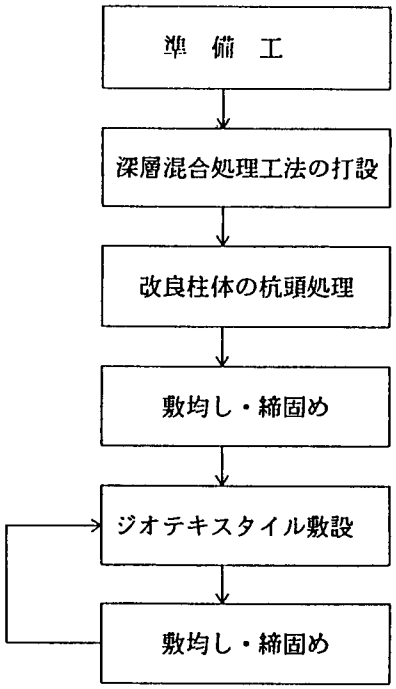


図－7.4.9　設計断面例

7.4.3　施工法

(1) 施工手順

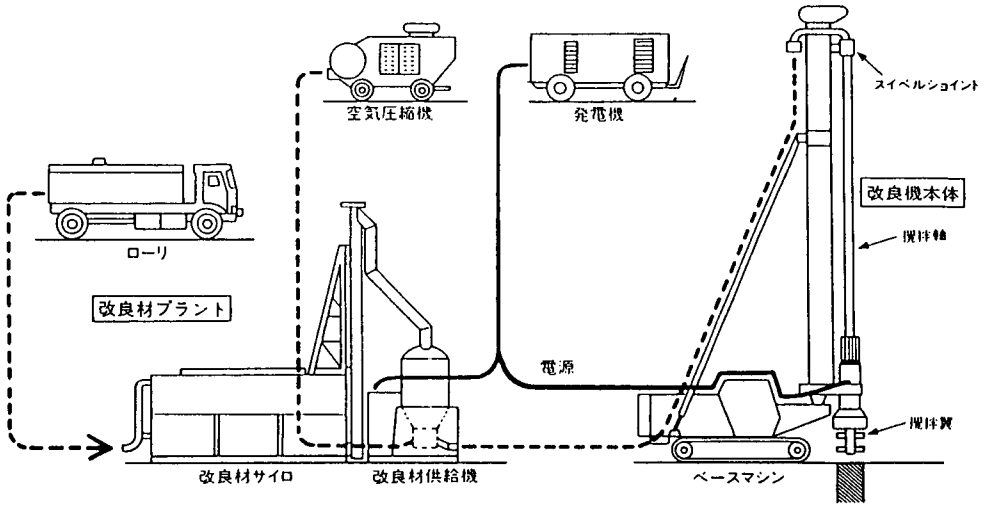
施工手順を図－7.4.10に示す。なお，深層混合処理工法の打設と改良柱体の杭頭処理を除く施工内容については，7.3.4節を参照すること。



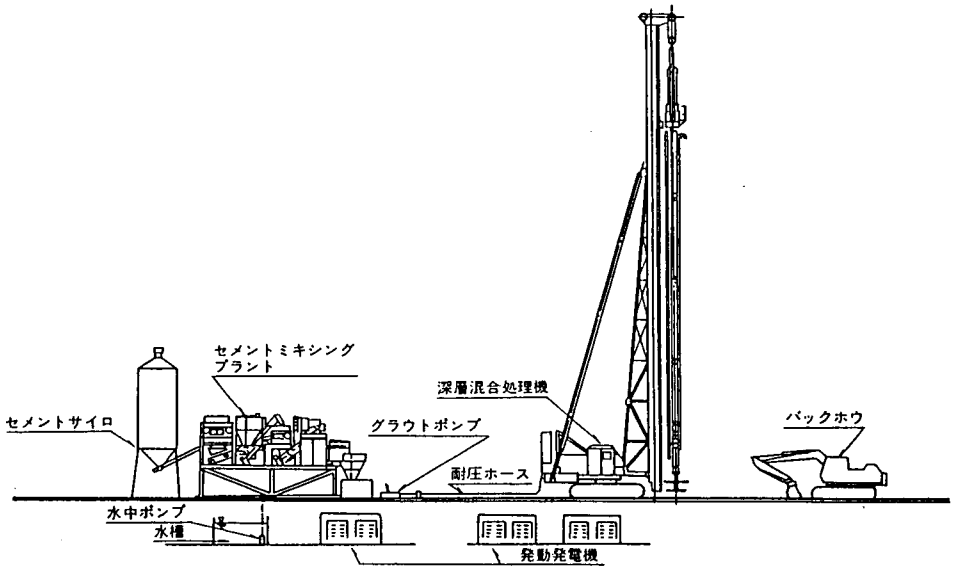
図－7.4.10　施工手順

(2) 施工機械

ジオテキスタイルの敷設および土質材料の敷き均し・締固めに直接関係する施工機械に関しては，7.3.4節を参照すること。深層混合処理工法の施工機械構成例を図－7.4.11（ＤＪＭ工法）と図－7.4.12（ＣＤＭ工法）に示す。



図－7.4.11　ＤＪＭ工法の施工機械構成例



図－7.4.12　ＣＤＭ工法の施工機械構成例

(3) 施工準備

ここでは，深層混合処理工法に係わるジオテキスタイル敷設時の準備工について述べ，その他の準備工は7.3.4節を参照すること。

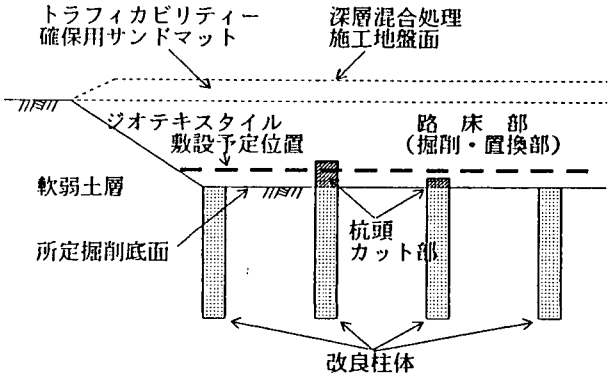
① 改良柱体の強度確認

所定の養生期間経過後に，改良柱体の強度が所要の強度を発現していることを確認する。

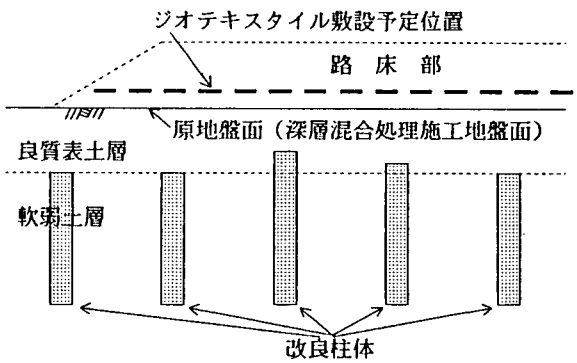
② 改良柱体の杭頭処理

特に，改良柱体の杭頭と一段目のジオテキスタイル敷設位置との間の層厚が薄い場合は，ジオテキスタイル敷設前に，改良柱体の杭頭高さの不揃いをできるだけ均一な高さに揃えるように杭頭処理を行う。これは，杭頭の高い改良柱体直上においてジオテキスタイルに過大な引張り力が発生し，ジオテキスタイルが破断することを防止するために行うものである。

図－7.4.13(a)のように，深層混合処理施工後に杭頭まで掘削して置き換えする場合には，掘削面から上の改良柱体の杭頭を処理する必要がある。また，図－7.4.13(b)のように，深層混合処理の施工基面より上部にジオテキスタイルを敷設する時には杭頭処理は不必要である。



(a) 杭頭処理を必要とする場合



(b杭頭処理を必要としない場合

図－7.4.13　改良杭の杭頭処理の要否

(4) ジオテキスタイルの敷設・接合

a）敷設位置

ジオテキスタイルはサンドマット部，路体部，路床部のいずれかの層に敷設する。この時，ジオテキスタイルは，改良柱体の杭頭から最低20～30cm厚の土層を必ず設けてから敷設する。これは，改良柱体の杭頭高さの凹凸の影響を緩和させるとともに，ジオテキスタイルの上下に同一材料の土層を設けることにより，ジオテキスタイルと土層との一体化を向上させるためである。

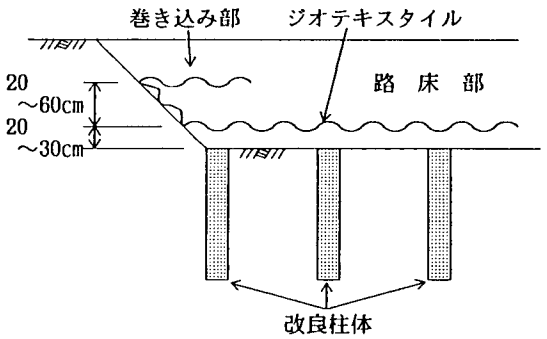
b）敷設・接合方法

①ジオテキスタイルは縦方向と横方向で引張り強さが異なるものもあるが，盛土の横断方向に引張り強さの大きい方向を敷設するのが一般的である。具体的な敷設方法は，7.3.4節を参照すること。

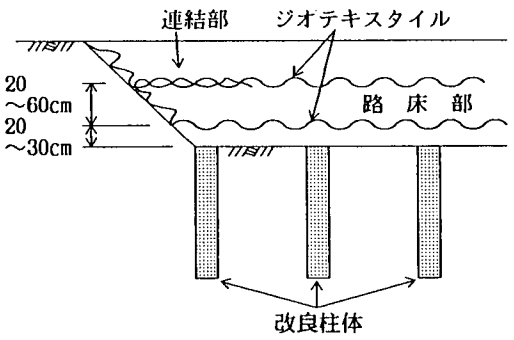
② 敷設タイプとしては1枚敷設，多段敷設などがあり，敷設枚数が多くなるほど補強材の引張りあるいは曲げ剛性が高まり変形が抑制される。この敷設枚数は，設計時に決定されるが，多段敷設の場合の敷設ピッチは20～60cm程度とする。

③ジオテキスタイルの端末処理においては，定着長が2m以上ある場合は，端末処理を行わなくてもジオテキスタイルの引張抵抗は十分期待できる。定着長が確保できない場合，図－7.4.14(a)(b)に示すように1枚敷設のときは巻き込み形式とし，2枚敷設のときは上段・下段のジオテキスタイルを連結するマットレス状に端末処理を行う。

④ジオテキスタイルの接合方法としては，ロープなどによる縫合，番線・ピンなどによる結束，ジョイント棒による接合などがある。詳細は3.2.4節を参照すること。接合は，その方法により強度特性が異なるため，引張力の発生する方向などを考慮する必要がある。特に，盛土横断方向にはできるだけ接合部を作らないように配慮すること。



(a) 1枚敷設の場合



(b) 2枚敷設の場合

図－7.4.14 ジオテキスタイルの端末処理方法

(5) 土の敷均し・締固め方法

特に以下の2点に注意して施工を行うこと。

① 均等な厚さでまき出す。

土による抑えがない状態で局部的に山積みにすると，ジオテキスタイルにたるみや接合部の切断が生じ，ジオテキスタイルの敷設効果が低減する恐れがあるため，土は必ず均等にまき出す。

② 一層のまき出し厚さは20～30cmとする。

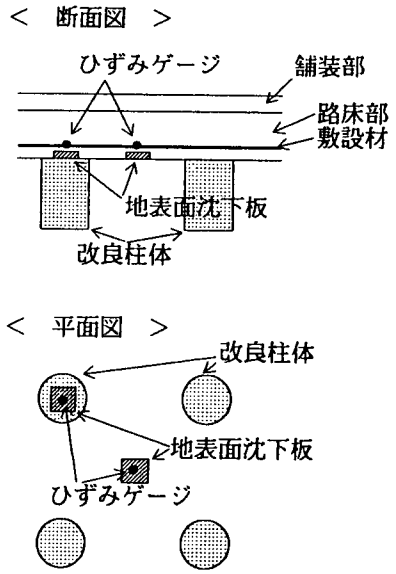
施工重機などによるジオテキスタイルの破断や過大な残留ひずみを防止するとともに，十分に締固めを行うためにジオテキスタイル敷設後のまき出し厚さは20～30cm程度とする。

(6) 施工管理

① 深層工法及び，路体，路床路盤上における施工管理は，基本的に通常の地盤改良工，土工と同様である。従って，出来形，品質の管理と検査は，それぞれの合格判定方により管理する。

② 施工中は，まき出し中に重機の重量などでジオテキスタイルに過大な引張り力や局所的な不同沈下の発生に注意する。

③ 場合によっては，ひずみゲージなどをジオテキスタイルに貼り付けて引張り力を把握するとともに，地表面沈下板によって不同沈下量を把握する。図－7.4.15に，動態観測用計器の設置例を示す。



図－7.4.15 動態観測用計器の設置例

施工終了後も，同様にジオテキスタイルのひずみ発生状況と不同沈下状況について管理するために，継続して動態観測を実施する。

(7) 施工例

① 事例A

深層混合処理工法を沈下対策に適用した場合で，改良柱体と柱体間未改良部で発生する可能性のある不同沈下をジオテキスタイルの併用により低減を図った事例

・道路形式　　：街路（道路厚H＝1.5m）

・ジオテキスタイルの仕様：ジオグリッド（ε＝1％でT＝0.15tf／m：縦方向）

敷設枚数…1枚敷設，2枚敷設

・深層混合処理工法の仕様：改良率10％（全面改良形式）

② 事例B

深層混合処理工法を沈下対策に適用した場合で，改良柱体と柱体間未改良部で発生する可能性のある不同沈下をジオテキスタイルの併用により低減を図った事例

・道路形式　　：街路（道路厚H＝1.6m）

・ジオテキスタイルの仕様：ジオグリッド（ε＝1％でT＝0.6tf／m：縦方向，ε＝1％でT＝1.0tf／m：横方向）

敷設枚数…2枚敷設

敷設方法…縦方向と横方向を交差させる形式で2枚敷設，敷設間隔30cm

・深層混合処理工法の仕様：改良率10％（全面改良形式）

③ 事例C

深層混合処理工法を沈下対策に適用した場合で，改良柱体と柱体間未改良部とで発生する可能性のある不同沈下をジオテキスタイルの併用により低減を図った事例

・道路形式　　：盛土道路（盛土厚H＝6.5m）

・ジオテキスタイルの仕様：ジオグリッド（ε＝1％でT＝0.60tf／m：縦方向）

敷設枚数…2枚敷設

・深層混合処理工法の仕様：改良率15％（全面改良形式）

〈参考文献〉

1）セメント系固化材による地盤改良マニュアル；セメント協会

2）ジオテキスタイルを用いた深層混合処理工法に関する共同研究報告書；平成元年1月

3）粉体噴射攪拌工法（DJM工法）技術マニュアル；昭和59年噴射攪拌工法研究会

4）セメント系深層混合処理工法（CDM）設計と施工マニュアル（設計・施工編）；CDM研究会，平成3年

5）嘉門雅史，塚田幸広他；深層混合処理工法を用いた複合地盤の挙動，第22回土質工学研究発表会，1987