

河川土工マニュアル

(財)国土開発技術研究センター

ま え が き

本マニュアルは、

- ① 全国の河川土工の現状を集約し、その最大公約数的な技術を標準として示すことにより、実務者の参考に資すること
- ② その上で、より科学的な考え方や手法、治水や堤防に関する新しい考え方や知見を導入あるいは紹介し、河川土工全般の質的な向上に資すること
- ③ 「建設省河川砂防技術基準(案)」各編の河川土工に関する部分を補完するものとして、実務者が適切な判断を下す際の助けとなること

を目的として作成されたものである。主眼とするところは河川堤防の質的な向上を図ることにあつて、マニュアルの内容について特徴的なものを列挙すれば、次のようである。

- (1) 河川土工のための調査について標準的な内容および数量を示した。
- (2) 設計に際して必要となる最低限の安定性のチェック手法を示した。
- (3) 築堤に用いることのできる土質材料について、日本統一分類で示した。
- (4) 築堤(盛土)の品質管理を日常管理と必須管理に分けるとともに、管理基準値を平均締固め度または空気間隙率、飽和度で示した。
- (5) 締固め機械として、普通ブルドーザに加え、タイヤローラ、振動ローラの適用を示した。
- (6) 堤防拡策にあたっては、堤体全体の質的向上をはかるため、拡策部の材料の選定方法、締固め及び腹付け工事にあつての最小施工幅を示した。

なお、本マニュアルの作成にあたっては、「河川土工マニュアル検討委員会(委員長：福岡正巳 東京理科大学教授)」を設置し、多くの助言、御指導を頂いた。ここにあらためて委員各位に感謝を表する次第である。

本マニュアルは今後も現場の実務上の改善が図られたり、新技術の開発や研究の進展がなされることによって、順次必要な見直しや改訂が加えられ、より充実したものとなっていくべきであると考えている。

平成5年6月

(財)国土開発技術研究センター
理事長 小坂 忠

目 次

まえがき

第1章 総 説	1
第1.1節 河川土工の基本概念	1
第1.2節 マニュアルの適用	2
第2章 河川土工のための調査	5
第2.1節 基礎地盤調査	5
2.1.1 概 説	5
2.1.2 地盤の判定	7
1) 軟弱地盤の判定	7
2) 透水性地盤の判定	9
2.1.3 土質調査計画	10
1) 予備調査	11
2) 概略調査	11
3) 詳細調査	11
2.1.4 予備調査	12
1) 資料調査	12
2) 現地踏査	14
2.1.5 概略調査	15
1) ボーリング調査	16
2) サウンディング試験	16
3) 結果のまとめ	16
2.1.6 軟弱地盤調査（詳細調査）	18
1) 調査の目的および留意点	18
2) サウンディング試験	19
3) 試料採取	21

4)	土質試験	22
5)	データ整理	23
2.1.7	透水性地盤調査(詳細調査)	24
1)	調査の目的および留意点	24
2)	試料採取	25
3)	原位置試験	25
4)	土質試験	26
5)	データ整理	26
2.1.8	拡築工事にとまなう調査の留意点	26
1)	軟弱地盤調査	26
2)	透水性地盤調査	28
第2.2節	堤体材料調査	29
2.2.1	概説	29
2.2.2	予備調査	29
2.2.3	本調査	30
1)	調査の内容	30
2)	調査の留意点	31
3)	データ整理	34
4)	土質改良を必要とする場合の調査	34
第2.3節	既設堤防調査	36
2.3.1	概説	36
2.3.2	予備調査	39
1)	資料調査	39
2)	現地踏査	40
2.3.3	本調査	43
1)	調査の内容	43
2)	調査の留意点	44
3)	構造物周辺の堤防変状調査	46
第2.4節	周辺環境調査	49
2.4.1	概説	49

2.4.2	水質調査	50
2.4.3	騒音・振動調査	52
第2.5節	試験施工	55
2.5.1	概説	55
2.5.2	品質の確保と試験施工	55
2.5.3	その他の試験施工	57
第3章	河川土工の設計	58
第3.1節	堤防の設計	58
3.1.1	設計の基本方針	58
3.1.2	計画断面	60
1)	堤防各部の名称	60
2)	堤防の高さ	60
3)	堤防の天端幅	62
4)	堤防ののり勾配	62
5)	堤防の小段	66
6)	堤防の余盛	66
3.1.3	堤体材料の選定	68
1)	概説	68
2)	堤体材料の評価	68
3)	評価の低い材料を用いる場合の対策	73
3.1.4	締固め度の規定	76
1)	締固めの意義	76
2)	締固め規定	78
第3.2節	軟弱地盤対策工の設計	85
3.2.1	設計の手順	85
3.2.2	軟弱地盤の安定	87
1)	概説	87
2)	設計条件の設定	89
3)	安定計算方法	90

3.2.3	軟弱地盤の沈下	96
1)	概説	96
2)	沈下計算方法	98
3.2.4	掘削時の堤防の安定	104
1)	概説	104
2)	安定計算	104
3)	揚圧力によるヒービングの検討	104
3.2.5	軟弱地盤における対策工法	105
1)	概説	105
2)	対策工法の選定	106
3)	対策工法の種類と効果	109
4)	対策工法の概要	110
第3.3節	透水性地盤対策工の設計	122
3.3.1	地盤漏水	122
1)	概説	122
2)	検討方法	123
3.3.2	堤体漏水	128
1)	概説	128
2)	堤体安定度確認計算方法	129
3.3.3	透水性地盤の対策工法	134
1)	前面遮水壁工法	134
2)	覆土	135
3)	ブランケット工法	136
4)	押え盛土工法	137
5)	裏法尻ドレーン工法	137
第3.4節	堤防拡築の設計	139
3.4.1	設計の基本方針	139
1)	普通地盤の設計方針	139
2)	特殊地盤の設計方針	140
3.4.2	堤防拡築の種類と目的	141

3.4.3	拡築材料の選定	143
1)	概説	143
2)	拡築材料	143
3.4.4	最小腹付け幅の設定	145
3.4.5	特殊地盤対策	147
1)	軟弱地盤対策	147
2)	透水性地盤対策	148
第4章	河川土工の施工	150
第4.1節	施工のための調査	150
4.1.1	気象・水象調査	150
1)	気象調査	150
2)	水象調査	152
4.1.2	現場の調査	154
1)	支障物および埋設物の調査	154
2)	史跡および埋蔵文化財の調査	156
3)	工事用道路の調査	156
4)	土取場および土捨場の調査	157
第4.2節	施工計画	160
4.2.1	概説	160
4.2.2	施工計画立案の基本	160
4.2.3	施工断面	163
1)	盛土の施工断面	163
2)	掘削の施工断面	164
3)	浚渫の施工断面	165
4.2.4	配土計画	166
1)	土量の変化率	166
2)	配土計画	169
4.2.5	建設機械の選定	170
1)	作業種別と適応機種	170

2)	土質条件と適応機種	172
3)	機種選定上の注意点	174
4)	浚渫船の選定	177
5)	建設機械の組合せ	179
4.2.6	建設機械の作業能力	179
1)	作業能力の概念	179
2)	作業能力算定の基本式	180
3)	各機種の作業能力	183
4)	作業実績の測定および整理	206
4.2.7	工程計画	207
1)	工程計画の作成	208
2)	工程計画の表現方法	210
3)	工程図表の作成	212
第4.3節	施 工	215
4.3.1	準備工	215
1)	工事準備測量	215
2)	丁張り	216
3)	土工事への排水処理	217
4.3.2	仮設工	217
1)	工事用道路	217
2)	安全施設等	219
3)	仮設備等	220
4)	出水対策	221
4.3.3	掘削と運搬	222
1)	概 説	222
2)	掘 削	223
3)	運 搬	231
4.3.4	盛 土	233
1)	概 説	233
2)	基礎地盤処理	233

3)	盛土と締固め	235
4)	盛土材料管理	241
5)	のり面および覆土工	244
6)	悪天候時の土工	247
4.3.5	堤防拡築の施工	249
1)	概説	249
2)	既設堤部分の処理	250
3)	最小腹付け幅	251
4.3.6	構造物施工にともなう土工	253
4.3.7	浚渫	256
1)	概説	256
2)	浚渫船稼働中の留意事項	257
3)	機種別の施工法	257
4.3.8	土取場・土捨場の土工	261
1)	土取場の土工	261
2)	土捨場の土工	261
4.3.9	跡片付け	262
第5章	河川土工の管理	264
第5.1節	概説	264
第5.2節	工程管理	265
5.2.1	必要性和準備	265
5.2.2	管理の手法	266
5.2.3	工程遅延時の処置	269
第5.3節	品質および出来形管理	270
5.3.1	品質管理	270
1)	概説	270
2)	品質管理の手順	271
3)	管理のための試験法	272
4)	データ整理	275

5.3.2	出来形管理	276
第5.4節	機械管理	279
5.4.1	稼働管理	279
5.4.2	維持管理	280
第5.5節	安全管理	281
5.5.1	安全管理に関する法規類	281
5.5.2	建設災害の防止対策	282
5.5.3	水防対策	283
第5.6節	環境保全対策	285
5.6.1	環境保全に関する法規類	285
5.6.2	騒音・振動への施工上の対策	286
第5.7節	沈下および安定管理	288
5.7.1	概説	288
5.7.2	沈下管理	291
1)	計測結果の利用	291
2)	沈下量の推定	292
5.7.3	安定管理	294
第6章	河川土工の検査	298
第6.1節	概説	298
第6.2節	出来形検査の方法	300
6.2.1	築堤工の出来形検査	300
6.2.2	掘削工の出来形検査	300
6.2.3	浚渫工の出来形検査	301
第6.3節	品質検査方法	302
第6.4節	合格判定基準	304
主な参考文献		305

第1章 総 説

第1.1節 河川土工の基本概念

堤防は洪水や高潮などの河川流水の氾濫を防ぎ、人命や財産を守る極めて重要な施設である。特に、近年では沿川の開発等にもなって人口や資産が集中し、防災構造物としての堤防の安全性の向上がより一層要求されるようになってきている。

河川堤防は計画高水位以下の流水の通常的作用に対して安全であるように設置されるものであるが、自然現象である洪水時には予想しえない現象が発生することもあり、必ずしも絶対的な安全性を有するものではない。しかしながら、災害の防止あるいは軽減は河川管理者の大きな役割であり、このためには堤防の安全性に対する質的向上を図って行かなければならないものである。

土堤を原則とした堤防では、完成された堤防が安全かつ十分に機能するかどうかは土工の出来に左右されるといっても過言ではない。したがって、堤防の土工計画・設計・施工にあたっては土工の基本と実際をよく理解した上で各段階での判断を的確に行なっていくことが大切である。

この土堤原則は、材料の入手が容易で、構造物としての劣化現象が起きないこと、また、地盤の変化に伴って生ずる不同沈下への修復が容易なこと、将来の拡張等が容易で経済的であることなどによるものであるが、このことは、取扱う材料が地域的条件・気象条件などによっても異なり、また、時間の経過によっても質を変えることを意味しており、その河川において一貫した安全性の確保を困難なものとしているわけである。言い換えれば、河川土工に携わる技術者は、常に現場の状況に応じた的確な対応を要求されるということであり、次に示す河川土工の共通する課題を十分に理解・認識しておく必要がある。

- ① 河川堤防は河川水から堤内地を守る構造物であり、土を原則とした構造物であるので常に水の浸入を受けるものであり、できるだけ均質性を確保し、相対的弱点箇所が一部に集中しないように心掛けることが大切である。このためには堤体はどのように設計・施工をしなければならないか、また、基礎地盤には

どう対処すべきかを検討しておく必要がある。

- ② 土は地域的な変化に富むことが多い材料であり、また、土質特性は気象の影響を大きく受ける。このため、現地の土の性質を的確に判定し、土の状態にあった適切な施工を行うか否かによって、完成した土構造物の品質および経済性が大きく左右される。したがって、工事に関係する技術者の経験と判断に対する依存度が高い。
- ③ 土構造物の安定性は調査・試験によって定量的に評価しうる度合が比較的低い。すなわち、土質の変化、バラツキなどを含めた土質力学の理論的説明が完全でない現段階では、他の建設資材に比べ実績・経験を加味して評価しなければならない度合が高い。
- ④ 現在での河川工事では、すでに構築されている既設堤を拡築する工事の頻度が高くなってきている。こうした工事では新しく拡築する部分と既設堤とのなじみをよくするなどの施工的配慮を忘れてはならない。
- ⑤ 土構造物の設計では経験的技術が重視されるが、堤防では断面定規およびのり面勾配がそれにあたり、当該地域で得られやすい盛土材料および過去の災害経験など長い治水経験から総合的に定められている。しかし、このような経験的技術の育ってきた時代背景と現在のそれでは堤防安全度に対する要請および水防活動の実状も異なってきていることを忘れてはならず、堤防の設計・施工にあたっては土質力学上未解明の点は多々あるものの、最大限の努力を払って堤防の質的向上に力を注ぐべきである。

第1.2節 マニュアルの適用

「河川土工マニュアル」は「建設省河川砂防技術基準（案）」の内、堤防を主体とした設計論および河川土工の部分を補完することを目的としたもので、実際の河川工事に携わる技術者が工事の進捗に応じた各段階で最も適切な技術的判断を下すときの助けとなる資料となるように作成したものである。

したがって、その内容は河川土工に係わる調査、設計、施工および工事の管理と工事の計画から完了までのはほぼ全般にわたって記述してある。すでに述べたように、河川はその流域によって性格、規模およびその河川のもつ歴史的背景が異

なっている。特に既設堤は構築・拡築された時代の技術、経済力を背景としたもので、同一区域の断面の中でも、その様相は大きく異なっている。こうした河川土工では総てのものに一律の基準を適用することは得策とは思われず、各河川状況に応じた臨機の対応が望まれる。したがって、本マニュアルに記述している内容はあらゆる状況の河川土工に対応する技術内容を網羅しているものではなく、むしろ、基本精神にしたがった標準的な工事を対象として記述したものであり、必要に応じて調整することを前提とした。

本マニュアルの適用にあたっては、次の点を十分に理解した上で利用されたい。

- ① 本マニュアルの内容については、河川土工に係わる技術の進捗に応じて随時改訂し、新しい知見、新しい技術を積極的に導入する計画である。
- ② 本マニュアルの内容は現時点における標準を主体に記述したものであり¹⁾、特に留意すべき点や現状の技術的課題については脚注を付しておいた。利用にあたっては脚注を付したことの意味を十分に理解し、河川土工技術の全般的な向上に務める必要がある。

なお、本マニュアルの堤防構築に際しての河川土工の基本的な考え方は以下に示すとおりである。

- ① 堤防構築に際しての対応は基礎地盤の条件に大きく左右される。このため河川土工の調査、設計、施工および管理の全段階において、条件に応じた適切な配慮が必要である。
- ② 新堤築造での堤体に対する基本的な考え方（基礎地盤に問題のない場合を対象としたとき）は堤体材料の選定と締固め度の確保で対処するものとし、これをもととして基礎地盤条件の変化に種々対応することとした。しかし、これらの中にも必ず基本方針が含まれており、各河川の堤防条件と適合した材料を選定し、堤体をできるだけ均質に仕上げ²⁾、常に、堤防全体の質的向上を念頭に置くことが肝要である³⁾。
- ③ 拡築堤防は新堤を築造する場合と比較して、既設堤防の状況などの点で不明確な面も多い。このため、堤体安定度の確認計算を必要とする場合においても計算結果のみで堤体安定度を評価すると完成後に問題を残しかねず、実績などと照合して総合的な判断を行う必要があり、こうした場合には常に堤体安定度

の向上を念頭に置くとともに、堤体の強化に対し効果的な方法を採用することが大切である³⁾。

- 1) 本マニュアルでは現状の標準的な技術ということで高規格堤防、耐越水堤防、耐震堤防等に関しては触れていないが、大都市圏を背後地に持つような河川などではすでに検討が進められており、また限られた区間ではあるが完成したものもある。今後この種の堤防が広く導入されるようになれば、本マニュアルにおいても当然取り上げ、逐次増補、改訂していくものである。
- 2) 堤体を均質に仕上げるといふことは、機能を同じくする部分を横断的、縦断的に均質に仕上げるといふことである。したがって、ゾーン型等の堤防を否定しているわけではなく、本マニュアルではむしろドレーン工等の積極的な導入を図っている。
- 3) 本マニュアルでは堤防等の質的向上を積極的に図ることを意図し、全般にわたり質の高い土工を要請しているが、積算上においても一定の配慮が必要である。

第2章 河川土工のための調査

第2.1節 基礎地盤調査

2.1.1 概 説

築堤工事等の計画・設計・施工に際し、対象地域の基礎地盤の土質・地質状況を的確に把握することは極めて重要であり、工事を安全かつ経済的に遂行するための必要条件である。

十分な調査が行われなかったために工事に支障をきたしたり、新しく築造した堤防の機能が短期間のうちに損なわれたような事例も少なくない。また、調査を進めていく中で事業計画が大幅に変更されるような場合を生じることもあるので、適切かつ効率的に必要な土質情報が得られるように調査を実施していかなければならない。

そのためには、工事のそれぞれの段階で必要と考えられる情報を得ることが必要で、調査は図2.1.1に示すように段階的に進めることが重要である。

ただし、同図は調査の一般的な流れを示したものであり、築造規模や対象地域の地盤状況によっては、調査段階や項目について追加あるいは省略する必要がある。

築堤工事、特に新堤築造においては、基礎地盤条件が工事を左右する最も重要な要因であり、調査の目的は対象地域が安全に築造できる適切な地盤であるかどうかを判定すること、計画・設計・施工上必要な基礎地盤の土質分布や土質定数などを得ることである。そして、築造上問題があると判定された地盤については、その分布や性状を把握し、対策工を検討する上で必要・十分な土質情報を得ることが土質調査の目的である。

本節では基礎地盤調査の計画と実施について基本的な考え方および手法を示すこととするが、規格化された調査や試験方法の詳細については、以下の資料に譲るものとする。

- 建設省河川砂防技術基準（案）
- 土質調査法（土質工学会）
- 土質試験法（土質工学会）
- 日本工業規格JIS

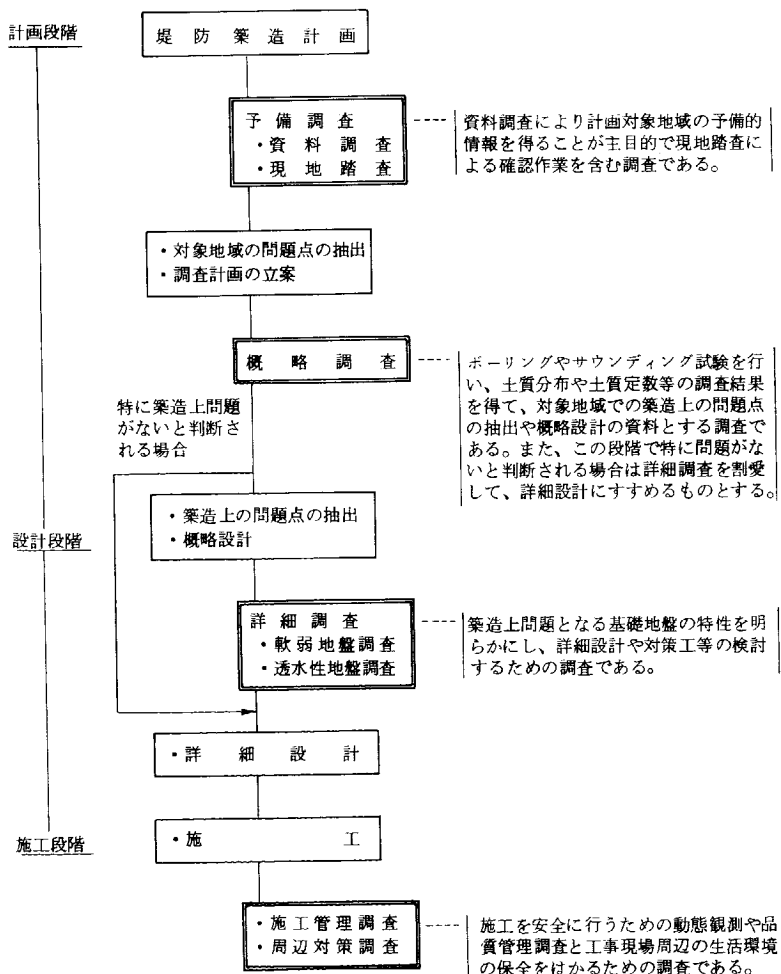


図2.1.1 調査の一般的流れ

2.1.2 地盤の判定

堤防築造上、基礎地盤として問題がある地盤は、軟弱地盤と透水性地盤である。これらの地盤が分布している場合は詳細調査によって、土質の諸性状を十分に把握する必要がある。

1) 軟弱地盤の判定

軟弱地盤上に堤防を築造する場合、表2.1.1に示すようにすべり破壊や過大な沈下が発生し、供用後にも有害な沈下が残留して堤防の機能を阻害する。また、周辺の地盤や構造物に対して大きな変状を与えることになるので、軟弱地盤か否かの判定は極めて重要である。

表2.1.1 軟弱地盤の挙動と問題点

項目	建設段階	維持管理段階
地盤の挙動	<ul style="list-style-type: none"> 沈下量が大 周辺地盤の変化が大 すべり破壊の発生 	<ul style="list-style-type: none"> 残留沈下(長期沈下)
堤体への影響	<ul style="list-style-type: none"> 盛土量の増加 残留沈下量の増大 天端高不足またはのり勾配の変化 	<ul style="list-style-type: none"> 天端高不足 表面の不陸 <ul style="list-style-type: none"> 天端の走行性不良(兼用道路) 表面排水不良
周辺地盤への影響	<ul style="list-style-type: none"> 浮上り, 沈下, 押し出し, 引き込み 広範囲な浮上り, 押し出し 	<ul style="list-style-type: none"> 沈下 <ul style="list-style-type: none"> 周辺地盤の排水不良 構造物の沈下
構造物とその周辺の堤体への影響	<ul style="list-style-type: none"> 構造物の不同沈下, 抜上り(変位), 破損 周辺構造物(人家, 用水路その他構造物)の変位, 破損 	<ul style="list-style-type: none"> 天端や法面の段差 <ul style="list-style-type: none"> 構造物への影響 走行性不良(兼用道路) 構造物等の抜上り, 沈下, クラック, 段差 <ul style="list-style-type: none"> 護岸の損傷 漏水 構造物周辺の空洞化

軟弱地盤と判定される地盤は「建設省河川砂防技術基準(案)・調査編」によれば、以下のいずれかに該当する地盤のことである⁴⁾。

(1) 粘土地盤の場合

- ① 標準貫入試験による N 値が3以下の地盤
- ② オランダ式二重管コーン貫入値 q_c が 3kgf/cm^2 以下の地盤
- ③ スウェーデン式サウンディング試験において 100kgf 以下の荷重で沈下する地盤
- ④ 一軸圧縮強さ q_u が 0.6kgf/cm^2 以下の地盤
- ⑤ 自然含水比が40%以上の沖積粘土の地盤

(2) 有機質土の地盤の場合

- ① ピート地盤
- ② 高有機質土からなる黒泥地盤

(3) 砂地盤の場合

- ① 標準貫入試験による N 値が10以下の地盤
- ② 粒径のそろった細砂の地盤

軟弱地盤と判定された場合には軟弱地盤調査を詳細に行い、設計、施工上遺漏のないようにしておく必要がある。特に、緩い砂地盤や有機質土、高含水比の沖積粘土などはその分布に注意して調査を実施しなければならない。



写真2.1.1 築堤のすべり破壊(九州地方建設局)

- 4) 盛土の安定や沈下、掘削の安定が問題となる地盤は、盛土や掘削の規模(高さや深さ)によって異なる。軟弱地盤を判定するにあたってはこの点に充分留意しなければならない。場合によっては簡便な手法を用いて概略の検討を行なった上で判定することも必要である。

2) 透水性地盤の判定

透水性地盤の上に堤防を築造した場合、洪水時にあっては基礎地盤漏水の原因となるばかりではなく、法尻付近でポイリングやパイピングが発生し、堤体の破損や破堤にまで進行することがある。特に図2.1.2に示すような、川裏側が不透水性の地盤からなる行止り型の複雑な透水性地盤構造の場合には、堤体内浸潤面が上昇し易く、危険性の多い地盤と言える。

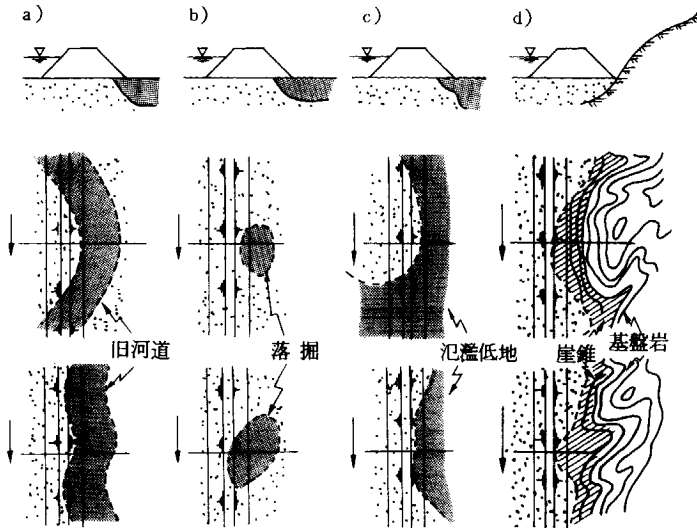


図2.1.2 複雑な透水性地盤を示す地形上の特徴

(河川堤防強化マニュアル(案)(浸透対策編))

透水性地盤とは、「建設省河川砂防技術基準(案)・調査編」によれば、

- ① 表層が砂礫または粗砂の地盤
- ② 不透水性の薄い表層の下位に連続した砂礫層または粗砂層が存在する地盤

のいずれかに該当するものをいう。

土質と透水係数の関係の一例は表2.1.2に示したとおりであるが、一般的にいえば透水係数が $5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ より大きな地盤を透水性地盤とみてさ

しつかえない。

表2.1.2 クレーガーによる D_{20} と透水係数(k)との関係
(地下水ハンドブック)

D_{20} (mm)	k (cm/s)	土質分類	D_{20} (mm)	k (cm/s)	土質分類
0.005	3.00×10^{-6}	粗粒粘土	0.18	6.85×10^{-3}	
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト	0.20	8.90×10^{-3}	微粒砂
0.02	4.00×10^{-5}	粗粒シルト	0.25	1.40×10^{-2}	
0.03	8.50×10^{-5}		0.3	2.20×10^{-2}	
0.04	1.75×10^{-4}		0.35	3.20×10^{-2}	
0.05	2.80×10^{-4}		0.4	4.50×10^{-2}	中粒砂
0.06	4.60×10^{-4}		0.45	5.80×10^{-2}	
0.07	6.50×10^{-4}	極微粒砂	0.5	7.50×10^{-2}	
0.08	9.00×10^{-4}		0.6	1.10×10^{-1}	
0.09	1.40×10^{-3}		0.7	1.60×10^{-1}	
0.10	1.75×10^{-3}		0.8	2.15×10^{-1}	粗粒砂
0.12	2.6×10^{-3}	微粒砂	0.9	2.80×10^{-1}	
0.14	3.8×10^{-3}		1.0	3.60×10^{-1}	
0.16	5.1×10^{-3}		2.0	1.80	細礫

・ D_{20} は粒度試験から得られる20%粒径である。

ただし、砂礫層といっても細粒土を空隙に多く含んでいるような場合には透水性は比較的低い状態にあり、逆に、細粒土が部分的に少なく、水みちなどが生じている場合には、極めて高い透水性を有することがあるので、透水性を判定するときは十分注意する必要がある。

2.1.3 土質調査計画

調査計画の策定にあたっては、各事業段階での目的と調査対象を明確にし、すでに述べたように、段階的な手順を踏む必要がある。特に堤防を新たに築造する場合には、既往の資料や情報が不足していることが多く、予備調査段階での方向付けが工事全体の重要なカギとなる。

なお、河川工事の規模、環境、土質状況はきわめて変化に富むのが通例であるから、必要に応じて手順の変更や調査の追加を行い、調査全体としての成果が河川土工に生かされるよう調査計画を立案することが重要である。以下に各段階の留意点を示す。

1) 予備調査

予備調査は最も有効な調査を検討するためのもので、資料調査が主体である。ただし、資料の補足や資料のチェック等を行うために現地踏査を必ず実施し、工事予定地点だけでなく、周辺部の情報をも把握し、全体の調査計画や施工計画等の立案に役立たせるものとしなければならない。

なお、現地の視察を兼ねた踏査や資料調査等で得られた情報を総合的に判断する場合、十分な経験と知識を有した技術者がこの任にあたらなければならない⁵⁾。

2) 概略調査

概略調査は工事計画箇所を対象にボーリング、サウンディング試験等により概略的な土質調査を行なうもので、予備調査で得られなかった現地からの基礎地盤の土質情報を得ることによって、次のような資料として利用する。

- ① 基礎地盤が堤防などの構造物の支持地盤として十分適切かどうかを判定する資料とする。
- ② 問題となる軟弱地盤や透水性地盤があるかどうかを判定する資料とする。
- ③ 概略設計あるいは詳細設計の資料とする。
- ④ 詳細調査を行なうための計画資料とする。

なお、この概略調査の段階で対象箇所が堤防築造上特に問題がないと判断された場合には、詳細調査を割愛し、詳細設計・施工へと手順をすすめてよい。

3) 詳細調査

詳細調査は、予備調査、概略調査の段階で築造上問題があると判断された箇所や項目について重点的に行なう調査で、軟弱地盤にあっては分布と工学的な土質特性を、透水性地盤にあってはその分布や透水性などを把握することを目的とし、調査の結果は基礎地盤対策を検討するために用いられる。

5) 的確な判断は知識や経験の豊富な技術者にとっても難しい場合があり、不安があれば次に続く調査に反映させ、これを解消していくことが肝要である。

2.1.4 予備調査

予備調査は築造の計画段階に行われるものであり、予備調査の結果は、堤防の位置選定や諸施設の配置を含めた設計に十分反映されるものでなければならぬ。したがって、予備調査で必要とされることは、

- ① 計画対象箇所およびその周辺を含む地域の地形・地質状況、河川の河道状況、土地利用状況等の概略をとらえること
- ② 軟弱地盤の概況を把握すること
- ③ 透水性地盤の概況を把握すること
- ④ 計画上大きな問題となり得ることを予測すること
- ⑤ 概略調査や詳細調査の計画を立案すること

である。

予備調査の段階では、あくまでも計画段階であることを念頭に置き、必要以上の高い精度は要求しない。精度的には若干劣るものであっても、対象域全体の状況を把握したり、明らかに計画上問題のないところを抽出したりする方が予備調査としての意義は大きい。

調査の方法としては、計画そのものが大幅に変更する可能性もあるので、調査の経済性や目的を考慮し、既存の資料調査と現地踏査を主体とする。また、現地調査を実施するにしても、計画段階での用地上の制約もあり、簡易な調査手段によらざるを得ないのが普通である。

1) 資料調査

資料調査における収集すべき資料は次のものである。

- ① 災害記録
災害は土質状態の弱点個所に発生することが多く、参考になる。
- ② 土質調査資料
他の工事などのために実施された土質調査の報告書で、これをもとに柱状図、土層断面図、各土層の土質概略総括表（土質名、自然含水比、サウンディング結果、せん断強度など）を作成する。
- ③ 地質図
市販されている地質調査所発行の1/50,000または1/25,000の地質図のほかに、自治体が作成している1/200,000程度の図幅がある。また、特

別な目的で作成された大縮尺の地質図（道路など他の事業のために作成されていることがある）が入手できれば好都合である。

いわゆる地質図以外にも次のようなものがあり、地質状況や地盤状況を類推できるばかりではなく、水理・水文上の重要な情報が得られることも多い。

- ・ 治水地形分類図
- ・ 表層地質図
- ・ 水理地質図
- ・ 地形区分図
- ・ 土地条件図
- ・ 都市地盤図
- ・ その他

④ 土地利用図

立地条件や周辺地域への影響を検討する上で重要な資料である。また、土地利用図は、土壌図、植生図、自然図、水利用現況図などの資料とともに、環境保全条件を把握する際の参考となるだけでなく、地盤状況を類推する資料となる。

⑤ 空中写真

地形、地質の判読に役立つもので、既存のもの利用のほか、大規模な計画の場合には新たに撮影する。最近では人工衛星からの写真等も利用されており、航空写真や衛星写真のマルチバンドスペクトル写真の情報から、地表の温度や含水状態、水みち等がとらえられたり、植生分布や土地利用状況を知ることができ、ときには埋蔵文化財の発見に役立つことがある。

⑥ 地盤沈下の記録

広域地盤沈下地域において観測が実施されている場合には、観測施設的位置、深度、構造、沈下計の位置、沈下測定対象地層、構造などとともに、地下水位および沈下の経時記録を収集する。

⑦ 他工事の記録

工事記録の中に各種の土質試験結果や土工の面で参考となる事項（たと

えば土工機械、土工実績など)が含まれていることがあるので目を通しておくのがよい。

2) 現地踏査

現地の地形、土質等の状況を正しく把握するためには、計画、設計、施工の担当者自身が現地を詳細に観察することが非常に有益で、予備調査資料の整った時点で現地踏査を行い、現場について総合的な理解を深めるとともに、その後に続く概略調査の種類、規模、調査位置などを決定する。また、資料調査で築造上問題がないとみなされる場所を確定させることも現地踏査の重要な目的で、現地踏査によってその判断がつかない場合は、資料調査上問題ないとしたところでも概略調査に組入れるものとする。

踏査の内容は主として視察であるが、コーンペネトロメータによる表層土のサウンディングやハンドスコップ等によって乱した試料を採取し、土質分類のための試験を実施できれば、地盤の判定に大いに役立つ。

現地踏査において観察すべき事項は次のとおりで、その結果は本調査も含めた全体の報告書中の平面図に記載するとともに、別に概略の記述をする。

① 地形

計画区域の地形を観察し、地図上にその特徴を記録する。着目すべき地形等は扇状地、砂丘、湿地、段丘、自然堤防、断層および破碎帯、地すべり崩壊、崖錐などである。

② 地質、土質

地表で見られる岩と土の種類(色、礫の形状、寸法などを含む)、切取部などの露頭個所での地層の種類と層序、層厚、傾斜、斜面の安定性、浸食の程度、地下水の状況等に留意する。資料調査で知り得た軟弱地盤や透水性地盤については、地形状況を十分観察し、周囲の地質状況や聞込み調査結果を総合してこの段階でその分布域をある程度想定しておく必要がある。

軟弱地盤や透水性地盤が発達しているところとして、現地踏査時に特に注意する地域は以下のようである。

i) 軟弱地盤の場合

- (イ) 平坦な湿地帯、湿田地帯
- (ロ) 台地や山地に平坦な水田が入り込んでいる地域

- (ハ) 自然堤防や海岸，砂丘の後背地域
- ii) 透水性地盤の場合
 - (イ) 河川の近傍で、扇状地地域，自然堤防地域，三角州地域などの名称で呼ばれている地域
 - (ロ) 旧河道
 - (ハ) 洪水時の河川の水位の上昇により、堤内地に湧水または地下水位の上昇が認められる箇所

③ 構造物

既存の堤防，護岸，石積，擁壁，のり覆工などの構造は現地の状況を反映したものであるからよく記録するとともに、これら構造物に変状のみられる場合は特に詳細に観察しておく必要がある。

④ 周辺の水理・水文環境

計画対象区域や周辺域の地下水と河川水との関わりを予め把握しておくことは、調査計画を立案する上や堤防の設計・施工を行う上で最も重要であり、必要に応じては地元への聞き取り調査も行って、概略の井戸分布状況や水利用の状況をとらえるとともに、簡易な測水作業により、地下水位分布も把握しておく必要がある。また、湧水箇所や取水地点・方法なども確認しておくことよい。

なお、堤防の拡築工事に際しては既設堤防を対象とした調査が必要となるが、これについては第2.3節に示す。

2.1.5 概略調査

概略調査は地盤を構成している土層の種類，層厚，深さ方向の強度変化，支持層深度，土質定数等を調べるために実施するもので、ボーリングおよびサンディング試験が主体である。

調査は概略設計、詳細設計に用いる土質構成や土質定数の情報を対象域全体に対して満たす段階であり、予備調査で得られた結果は大いに活用するものの、資料の密度や精度が不足する場合には、全てこの概略調査の段階で情報を全体的に同レベルで満たす必要がある。したがって、比較的画一的に調査を実施していく方がデータのもれが避けられるのでよい。

概略調査におけるボーリング調査およびサウンディング試験の実施要領は次のとおりである。なお、調査の位置と頻度については次の詳細調査も含めて表2.1.3にまとめて示す⁶⁾。

1) ボーリング調査

ボーリング調査は、堤防の計画線に沿って200mに1個所の間隔で実施するものとする。ボーリングの深さは土質にもよるが計画堤防高の3倍程度を標準とする。ボーリングでは地層構成を確認し、標準貫入試験を実施してN値を求めるとともに、必要に応じて現場透水試験などを行ない、透水性を把握する。現場透水試験は透水層の分布にもよるがボーリング1孔に1個所程度を目安とする。また、採取した試料について土の判別のための試験を実施するものとする。

なお、調査によって設けられたボーリング孔などは調査終了後、確実に現形復旧することが大切で、決して調査孔などが原因でパイピングや漏水等を生じさせるようなことがあってはならない。

2) サウンディング試験

サウンディング試験は、コーン貫入試験やスウェーデン式サウンディング試験が代表的なもので、表層部の比較的軟らかい層を対象として、堤防の計画線に沿って50~100mに1個所の間隔で実施するものとする。

3) 結果のまとめ

ボーリング調査結果およびサウンディング試験結果は併せて、計画線に沿って土質縦断面図に記入するものとする。

縮尺は原則として垂直方向は1/100~1/500とし、水平方向は1/100~1/2,000とする。

6) 河川土工のための地盤調査の現状をみると、ほとんど実施されていないのが実態である。実施されているとすれば施工の可否が問われるような軟弱地盤や、実際に漏水を生じたような透水性地盤の場合であるが、それでも調査数量としては表2.1.3の概略調査程度のものである。このような現実をみると、表2.1.3の調査数量は過大なものと受け取られがちであるが、河川土工の設計論の確立の方向や従来経験的な技術の土質工学的、水理学的な裏付けの必要性を考えると、同表に示す程度の調査は実施する必要がある。

表2.1.3 調査の標準的な位置および頻度

調査の 段階 土質調査 の種類	概略調査	詳細調査	
		軟弱地盤調査	透水性地盤調査
ボーリング	<p>計画線に沿って 1個所/200m</p> <p>深度：堤防高の 3倍</p> <p>N値、透水性の確認、攪乱試料採取が主体</p>	<p>計画線に沿って 1個所/100m</p> <p>深度：堤防の沈下が安定に影響を及ぼすと判断される軟弱層の深さまで</p> <p>不攪乱試料採取が主体</p>	<p>計画線に沿って 1横断/100m</p> <p>横断方向で 表のり尻1個所 裏のり尻1個所</p> <p>深度：連続した不透水層まで 又は、20m まで</p> <p>試料採取、現場透水試験が主体</p>
カウンティング試験	<p>計画線に沿って 1個所/50~100m</p>	<p>計画線に沿って 1個所/20~50m</p> <p>横断方向で 堤防の大きさや地盤の広がりに応じ 数個所/1横断</p> <p>深度：堤防の沈下や安定に影響を及ぼすと判断される軟弱層の深さまで</p>	<p>計画線に沿って 1横断/100m</p> <p>横断方向で 1個所/20~50m</p>
試料採取	—————	<p>計画線に沿って 1個所/100m</p> <p>規模の小さな軟弱地盤の場合は代表点で1個所</p> <p>深度方向 1個/2m</p> <p>又は土層の変化が著しい場合は 1個/土層</p>	<p>計画線に沿って 1横断/100m</p> <p>横断方向で 表のり尻1個所 裏のり尻1個所</p> <p>深度方向 1個/2m</p> <p>又は土層の変化が著しい場合は 1個/土層</p>
現場透水試験	<p>ボーリング1孔に 1個所</p>	—————	<p>計画線に沿って 1横断/100m</p> <p>横断方向で 表のり尻1個所 裏のり尻1個所</p> <p>深度方向 1個/土層</p>
土質試験	—————	<p>深度方向 1個/2m</p> <p>又は土層の変化が著しい場合は 1個/土層</p>	<p>深度方向 1個/2m</p> <p>又は土層の変化が著しい場合は 1個/土層</p>

2.1.6 軟弱地盤調査（詳細調査）⁷⁾

1) 調査の目的および留意点

(1) 調査の目的

軟弱地盤調査は2.1.2で設定された基準で判定される軟弱地盤の存在がある程度判明している段階で実施する詳細調査であり、調査の目的は以下のとおりである。

- ① 軟弱層の厚さ（強固な基盤層の深さ）およびその広がり进行を明らかにする。
- ② 軟弱層のせん断強さを知り、堤防の安定計算を行い、限界盛土高を決めるほか、必要があれば地盤改良を実施する際の必要資料を得る。
- ③ 軟弱層の圧密特性を知り、堤防の沈下量および沈下時間を推定する。

(2) 調査の留意点

軟弱地盤調査にあたって特に留意すべき点を列挙すると次のとおりである。

- ① 調査計画は調査の目的、軟弱地盤の規模、盛土構造などに応じた適切な調査方法や規模を選定し立案するが、調査の進捗につれ判明する中間的な調査結果を把握して、当初の計画で目的が達成できるかどうか常に確認する必要がある、状況に応じて調査計画の変更も考えるべきである。
- ② 軟弱地盤の土性、土層構成は複雑で調査地点ごとに異なる場合が多く、個々の結果にこだわることなく、全体的な地盤性状を見極めながら総合的に判断することが肝要である。

7) 調査の内容や項目の設定にあたっては、設計方針との整合を図ることが極めて重要である。設計にとって不要なデータは調査する必要はないし、逆に不足するものがあるてはならない。また、表2.1.3に示す調査の位置や頻度はあくまでも標準的なものであり、これを機械的に適用するのではなく、予備調査や概略調査の成果を踏まえた上で設定することが重要である。これらの点は透水性地盤調査や堤体材料調査、既設堤防調査においても同様である。

- ③ 軟弱地盤の沈下・安定については、地盤の地質学的な生成過程、地形、軟弱層厚および土層構成などによってある程度の推定が可能である。既往の施工事例によると、似たような地盤では大体同じような現象が生じていることから、調査にあたっては類似地盤における資料を十分参考にすることが必要である。
- ④ 中間排水層の判定は、沈下の時間的变化に大きな影響を与えるので非常に重要である。しかし、いかなる層が排水層として役目を果たすかについては判断が難しいので注意を要する。特にサンドシームがある場合、これを排水層とするか否かは、不攪乱試料の観察や貫入時の間隙圧が測定できるコーン貫入試験を利用した補足的な調査によって連続性を確認し、判断する必要がある。
- ⑤ 軟弱層の基盤が傾斜している地盤上に築堤を行う場合には軟弱層の厚い側の沈下が大きくなり、また側方への流動にもなつてすべり破壊の生ずることが多いので特に慎重な検討を必要とする。
- ⑥ 泥炭地盤には、繊維質の高有機質土から成るピート地盤および分解の進んだ高有機質土から成る黒泥地盤がある。このような地盤のうち、ピート地盤では慎重な施工を行えば安定上それほど問題となることは少ないが、黒泥地盤は、ピート地盤と比較すると含水比は比較的低いものの（自然含水比 $w_n < 300\%$ ）、一旦乱した場合の強度低下が著しくかつ強度回復が遅いので、安定上問題となることが多い。そのため、泥炭地盤では調査段階においてピートと黒泥との識別をつけておくことが必要である。
- ⑦ 泥炭層の直下に厚い粘土層（自然含水比 $w_n >$ 液性限界 w_L ）が堆積している地盤の場合、安定計算を行うと泥炭層の基底を通るすべり円が最小の安全率となるが、実際にすべり破壊面の生ずるのは、その下位の粘土層であることが多い。このような地盤は過去の破壊事例の中では特に多く、また粘土層厚が厚い場合には工事後の残留沈下も大きいので、泥炭層と粘土層の境界付近の調査を入念に行う必要がある。

2) サウンディング試験

サウンディング試験は地盤の状況および規模に応じて、原則として次のと

おり行うものとする。

(1) 地盤の状況に応じたサウンディング試験

① 粘土地盤の場合

サウンディング試験として、静的コーン貫入試験、スウェーデン式サウンディング試験およびペーン試験のいずれかを行う。

② 乱さない試料採取の困難な泥炭地などの軟弱土の場合

サウンディング試験として静的コーン貫入試験またはペーン試験を行う。

③ 緩い砂地盤の場合

サウンディング試験として、標準貫入試験、動的コーン貫入試験またはスウェーデン式サウンディング試験を行う。

(2) 試験の方法

試験はJIS、KDK（建設省土木試験基準）などの規定に従って実施する。

(3) 試験の位置

粘土地盤および泥炭地などの軟弱地盤の場合は、計画線に沿って20～50m間隔に1個所の割合で試験を実施する。

また、横断方向の補足調査では、堤防の大きさや軟弱地盤の広がり、規模に応じて数点の試験間隔を決めて実施する。緩い砂地盤の場合には、規模が小さいときは代表地点1個所で試験を実施する。

(4) 試験深さ

概略調査の結果にもとづいて堤防の沈下ならびに安定に影響を及ぼすと判断される軟弱層の深さまでを設定する。通常20m程度を目安とすればよい。

各種サウンディング試験の特徴は、表2.1.4に示すとおりである。

表2.1.4 各種サウンディングの特徴

名 称	測 定 す る 量	適 応 深 度	特 徴
ホータルコーン 貫入試験	人力によりコーンを圧入し、 コーン支持力 qc (kgf/cm ²) を求める。	深度5m以浅。	簡便である。
静的コーン 貫入試験	油圧もしくは手まわしにより コーンを圧入し、 qc (kgf/ cm ²) を求める。 貫入能力2tf~10tf。	深度20~30m以浅。 密な砂層の貫入は薄 層の場合のみ可能。	概略調査、補間調査 などに多用される。
スウェーデン式 サウンディング 試験	100kgfまでの重錘と人力によ り回転に対する貫入抵抗を求 める。	深度15m以浅。	簡便である。 比較的浅いところに 分布する砂層の検出 に有効である。
ベーン試験	ボーリング孔底より羽根を挿 入し、回転させて抵抗モーメ ントを測定し、剪断強度を求 める。	ボーリング併用の必 要あり。土がやわら かければ、深度30m まで可能。	原位置強度を求める ために用いられる。
動的コーン 貫入試験	ロッド先端にコーンをつけ重 錘を落下させ、連続的に打撃 貫入抵抗 Nd を求める。ラム サウンド他。	深度30m以浅。 玉石には不適。	砂地盤の概略調査と して最適である。
標準貫入 試験	ロッド先端の開口サンプラー を重錘落下により貫入させ、 打撃貫入抵抗を N 値として得 る。	深度30m以深は補正 が必要。軟粘土およ び礫質土では結果の 取扱い注意。	我国において最も多 く実施されている試 験である。

3) 試料採取

(1) 試料採取の方法

軟弱な粘土地盤の場合には、シンウォールサンプラーまたはフォイルサ
ンプラーを用いて試料を採取する。

(2) 試料採取の位置

試料採取は軟弱地盤の規模が小さい場合には、サウンディング試験の結
果にもとづいて、最も軟弱な地点を1箇所選定し、規模が大きき場合には、
堤防計画線に沿って100m間隔で試料を採取する。

(3) 試料採取の深さ

試料採取の深さは、概略調査およびサウンディング試験の結果にもとづ

いて、堤防へ影響を及ぼさないと考えられる軟弱層の基底の深さまでの間に設定する。なお、軟弱粘土の場合は $N < 8$ を試料採取の範囲と考えてもよい。

シンウォールサンプラーによる試料は、深さ方向に2 mごとに採取し、さらに土層が変わるたびに採取する。

4) 土質試験

ボーリング調査および試料採取で得た試料については、地盤の状況に応じて次に示す試験を実施する。

(1) 粘土の場合

- ①粒度試験, ②含水量試験, ③土粒子の密度試験, ④密度試験,
- ⑤コンシステンシー試験, ⑥一軸圧縮試験, ⑦圧密試験,
- ⑧三軸圧縮試験, ⑨その他の試験

(2) 乱さない試料の採取が困難な泥炭などの場合

- ①含水量試験, ②土粒子の密度試験, ③圧密試験, ④強熱減量試験,
- ⑤その他の試験

(3) 緩い砂の場合

- ①粒度試験, ②土粒子の密度試験, ③含水量試験, ④その他の試験

これらの試験は、必要性和重要性に応じて深さ方向に2.0mごとに実施し、土層が変化している場合には、土層ごとに試験を実施する。

各試験と土質定数との関係は表2.1.5に示すとおりである。

表2.1.5 土質定数と試験方法

性質	土質定数		試験方法
物理的性質	固有特性	土粒子の密度 (ρ_s)	土粒子の密度試験
		液性限界 (w_L)	液性限界試験
		塑性限界 (w_p)	塑性限界試験
		塑性指数 (I_p)	液性限界・塑性限界試験
		活性土 (A)	粘度・液性限界・塑性限界試験
		有機物含有量 (L_i)	有機物含有量試験
物理的性質	状態特性	含水比 (w)	含水量試験
		間隙比 (e)	土粒子の密度、含水量、密度試験
		湿潤密度 (ρ_t)	密度試験
		土かぶり荷重 (p_o)	密度試験
		圧密降伏応力 (p_c)	圧密試験
		コンステンション指数 (I_c)	液性限界、塑性限界、含水量試験
		液性指数 (I_L)	液性限界、塑性限界、含水量試験
		飽和度 (S_r)	土粒子の密度、含水量、密度試験
力学	圧密特性	圧縮指数 (C_c)	} 圧密試験
		体積圧縮係数 (m_v)	
圧密係数 (c_v)			
	変形特性	変形係数 (E_s)	} 一軸圧縮・三軸圧縮試験
		破壊ひずみ (ϵ_f)	
物理的性質	強度特性	鋭敏比 (S_t)	} 一軸圧縮試験 三軸圧縮試験
		一軸圧縮強さ (q_u)	
		粘着力 (c_u)	
		せん断抵抗角 (ϕ_u)	
		強度増加率 (c_u/p)	} コーン貫入試験 べーん試験 標準貫入試験
		コーン指数 (q_c)	
		べーんせん断強さ (S_v)	
		N 値 (N)	

5) データ整理

ボーリング調査結果、サウンディング試験結果および土質試験結果は「土質調査法」(土質工学会)、「土質試験法」(土質工学会)にならってまとめ、整理するとともに、計画線に沿って軟弱地盤の土質、層厚、深さ方向の強度変化などがわかる土質縦断面図ならびに土質横断面図を作成するものとする。

また、土質試験の結果は深さ方向の自然含水比、土粒子の密度、湿潤密度、一軸圧縮強さ、圧密降伏応力、圧密係数、粘着力などの変化がわかるように整理し図示すること。

2.1.7 透水性地盤調査（詳細調査）

1) 調査の目的および留意点

(1) 調査の目的

透水性地盤調査は2.1.2で設定された基準で判定される透水性地盤の存在がある程度判明している段階で実施する詳細調査であり、調査の目的は以下のとおりである。

- ① 前述の予備調査、概略調査によって漏水のおそれのある地盤であることが判明した箇所について、その透水性地盤の平面的広がりや深さ分布を詳細に把握する。
- ② 漏水対策工を実施するために必要な情報として透水性地盤の規模は無論のこと、透水係数や粒度分布などの透水性状や地下水位の分布、および地下水と河川水との関係などを把握する。
- ③ 透水性地盤の連続性、特にサンドシームなどの挟み層に対する連続性が堤防の規模や漏水対策工との関係で有意なものかの判断を行う。

(2) 調査の留意点

透水性地盤調査にあたって特に留意すべき点を列挙すると次のとおりである。

- ① 堤防の機能は基礎地盤の透水性に大きく左右され、透水性地盤上の堤防構造は漏水対策工に重点を置いたものとなる。したがって、透水性地盤の位置と堤防の位置との関係は最も重視して調査を行うべきである。
- ② 透水性地盤の存在が堤体の浸潤線上昇に非常に影響する場合とそうでない場合とがあるので、2.1.2で示した行止り型のような場合は最も重視しなければならない。
- ③ 透水性地盤と判定された地盤でも、透水性の大小が実際の漏水被害や堤防の危険度を左右するので、透水性の大きさ（水理定数の大きさ）を精度よく求めるよう努める必要がある。

- ④ 河川近傍の地質構造は、河道の変遷等により堆積環境が複雑化しており、透水性地盤といっても水平、垂直方向の連続性は変化に富むことが多い。したがって、地層の連続性を検討するときは、ボーリング調査やサウンディング試験の結果のみからだけでなく、周辺井戸などを含めた地下水位の分布や鉛直方向の間隙水圧分布を調べることも重要であり、古地図や災害記録なども参考となる。

2) 試料採取

(1) 試料採取の方法

ボーリングにより試料を採取する。

(2) 試料採取の位置

透水性地盤の広がり小さい場合は堤防計画線上で最も透水しやすいと思われる地点、広がり大きい場合には概略調査の結果を用いて透水性地盤を代表する地点を必要に応じて選定し、それぞれ横断方向に堤内および堤外に各1箇所、合計2箇所以上で試料を採取する。なお、調査範囲は計画堤防の法尻より100m以内の範囲を目安とする。

(3) 試料採取の深さ

試料採取の最大深さは、原則として連続性の良い不透水性地盤までとするが、透水層が厚い場合は地表面より20mまでとする。また、試料の採取間隔は原則として2mごとあるいは土層が変わるごととする。

3) 原位置試験

透水性地盤の調査では、必要に応じて次に示す原位置試験を実施する。

(1) サウンディング試験

表層の不透水層の厚さを調べる目的で、試料採取個所において、横断方向に20～50m間隔でサウンディング試験を実施する。

(2) 現場透水試験

試料採取地点において、透水性地盤を構成している土層ごとに注入法または回復法による現場透水試験を実施する。

また、必要に応じて透水性地盤を代表する個所において揚水試験を実施する。

(3) 地下水変動調査

必要に応じ、調査に用いたボーリング孔、隣接地の民家の井戸、新たに設置した観測井などを利用して、地下水変動調査を実施する。調査を行う場合には地下水の等水位曲線が描ける程度の数を観測地点として選定する。

また、地下水と河川水との関わりを把握するため河川水位も同時に測定しておく必要があり、地下水変動調査範囲内では河川水位を内挿するため、河川水位測定点は少なくとも2点以上設けるものとする。

4) 土質試験

採取した試料について必要に応じて次のような土質試験を実施する。

①土粒子の密度試験、②粒度試験、③含水量試験、④透水試験

透水試験は、原則として現場の密度に近い状態に突き固めた供試体に対して行う。また、上記の各試験は目安として深さ方向に2.0mごとに実施することが望ましい。

ただし、土層の変化の著しい時は各土層毎に実施し、土層が比較的均一な場合は2.0m以上の間隔で実施してもよい。

5) データ整理

試料採取、原位置試験および土質試験の調査結果は、原則として表層の性状、透水層の位置、厚さ、広がり、透水性などのわかる土質縦断面図ならびに土質横断面図に整理するものとする。

また、地下水変動調査の結果は平面図に記入するとともに、地下水の等水位曲線を求めるものとする。

2.1.8 拡築工事にもなう調査の留意点

1) 軟弱地盤調査

既設の堤防が軟弱地盤の上に築造されていると、堤防下の軟弱層は堤防の荷重に応じて圧密されるので、圧密特性やせん断強度が堤防下の位置によって異なっている。また、堤防の範囲外の軟弱層は荷重を受けていないため、強度的に元の弱いままである。このように軟弱層の強度特性は既設堤付近で複雑な分布をしているので、拡築前の荷重分布および強度特性分布を十分調査し、拡築にもなうすべりや沈下および周辺地盤の引込み、浮上り等の変

状をきたさないよう検討しておくことが重要である。このため、詳細調査では既設堤防の縦断方向の調査として、原則としてのり尻に沿って20~50m間隔に1ヶ所の割合でサウンディング試験を実施する。試験するのり尻は裏のり尻を原則とする。堤防のり面や天端位置で実施してもよいが、試験深度が堤防の部分だけ深くなること、堤体表面に舗装や固い砂利層があったり、堤体内に礫や玉石等があったりして効率が悪いことが多い。ただし、堤防調査も同時に兼ねる場合は堤防天端やのり面、小段から行なう。

既設堤防の横断方向の調査にあっては、対象区域について少なくとも2測線以上の調査測線を設け、既設堤防の構造や拡築の種類および軟弱地盤の広がり、規模に応じて、以下に示す位置に試験地点を設定する。調査測線上の試験地点数は5点以上とする。

- ・ 堤防天端下
- ・ 堤防のり面
- ・ 堤防のり尻
- ・ 堤防荷重の影響のないと考えられる堤内地

図2.1.3に横断方向の試験地点の配置例を示しておいた。

試験深度は基礎地盤面から20m程度を目安とする。

なお、緩い砂地盤の場合には、規模が小さいときは代表地点1箇所です試験を実施する。規模が大きいときは上記と同等の調査密度とする。

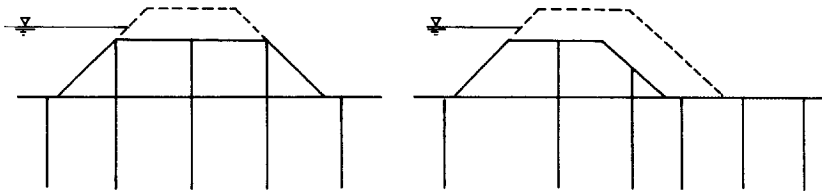


図2.1.3 拡築の種類と横断調査測線上のサウンディング
試験箇所の配置例

2) 透水性地盤調査

詳細調査の実施にあたっては、透水性地盤の広がり小さい場合は堤防拡築計画線上で最も透水しやすいと思われる1地点を、広がり大きい場合や漏水実績があった場合には予備調査や概略調査の結果を用いて透水性地盤を代表する地点を必要に応じて選定し、横断方向に堤防敷幅以上の調査測線を設定する。それぞれの調査測線上では5地点以上のボーリング位置を定め、その地点で試料を採取するものとし、調査範囲の目安は拡築堤防ののり尻から堤防敷幅以上の範囲を確保する。

堤体の土質や堤内地の表土層などについても同時に試料を採取しておく必要がある。

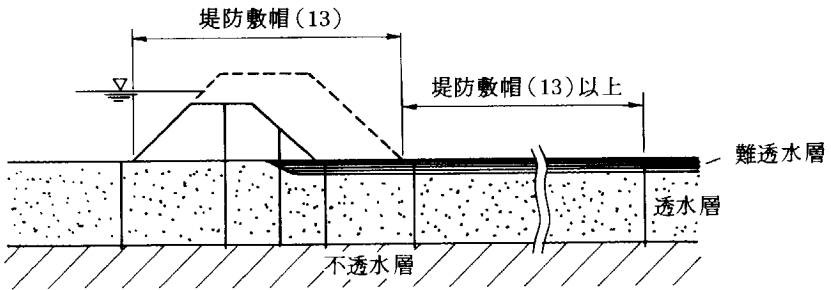


図2.1.4 透水性地盤での試料採取のためのボーリング配置例

2.2節 堤体材料調査

2.2.1 概 説

河川堤防は異常な降雨や洪水時の浸透水の影響などにより、のりすべりを起こした事例があり、堤体材料を選定する際には、必要に応じ予備調査、本調査、データ整理を行って堤体の安定性について検討を加えるものとする。

堤体材料に要求される基本的な性質は次のとおりである。

- ① 高い密度を与える粒度分布であり、かつせん断強度が大で安定性があること。
- ② できるだけ不透水性であること。透水性は外水位の変動に対して許容しうる範囲内にあること。
- ③ 堤体の安定に支障を及ぼすような圧縮変形や膨張性がないこと。
- ④ 施工性がよく、特に締固めが容易であること。
- ⑤ 浸水、乾燥などの環境変化に対して、のりすべりやクラックなどが生じにくく安定であること。
- ⑥ 有害な有機物および水に溶解する成分を含まないこと。

強度の小さい軟弱な粘性土、透水性の大きい砂または砂質土、軟岩などは、一般に河川堤防の堤体材料として適当ではないが、やむをえず使用する場合もある。したがって、これらの材料については特に注意して調査を行う必要がある。

2.2.2 予備調査

堤体材料選定のための予備調査は、次に示す項目について重点的に実施する。

- ① 土取場予定地の地形、地質および土質などに関する資料の収集
- ② 土取場予定地の露頭調査および簡単な原位置試験
- ③ 運搬経路および運搬距離を把握するための現地踏査
- ④ 採取量

2.2.3 本調査⁸⁾

1) 調査の内容

本調査は、予備調査で得られた土取場予定地の利用可能な土量を詳細に把握し、その利用土の土質性状を把握するもので、次に示す調査を重点的に実施する。

(1) 試料採取

土取場予定地の試料をオーガーボーリング、機械ボーリング、手掘などにより各土層から少なくとも1個以上採取する。

(2) 原位置試験

土取場予定地が土である場合は静的コーン貫入試験を、軟岩の場合は弾性波探査を実施する。

掘削土量が多の場合には締固め試験を実施する。また、必要に応じてツポ掘りまたは密度の測定を行って、現場密度および自然含水比を求める。

(3) 土質試験

採取した試料については、必要に応じ次の試験を実施する。

- ①土粒子の密度試験、②粒度試験、③含水量試験、④コンシステンシー試験、⑤締固め試験、⑥透水試験、⑦せん断試験、⑧室内の静的コーン貫入試験

試験に必要な試料の量は以下の量が標準である。

土の分類のための試験；必要量約1kg程度

土の密度測定；必要量0.3～1kg

土の突固め試験および室内の静的コーン貫入試験；

必要量10～50kg

土の透水試験；必要量10～20kg

土のせん断試験；必要量10～20kg

8) 堤体材料の性状は河川土工を左右する重要な要素であり、適切な調査が不可欠である。特に河道内の発生土を堤体材料とする場合には、土質が極めて複雑なことに留意し、十分な調査を実施する必要がある。

2) 調査の留意点

本調査を実施する上での留意点をあげると以下のようである。

- ① 土取場予定地点での試料採取は少なくとも1種類の土層から1個以上の試料を採取するものとし、同一土層で均一な場合であっても掘削範囲が広い場合は500㎡に1個の割で採取する。
- ② 原位置での静的コーン貫入試験は土取場での搬入機械の走行性を検討するためのものである。
- ③ 弾性波探査は軟岩の掘削難易度を判定するために行うものであり、起振をおこす方法としては火薬を用いるのがすぐれているが、周辺への影響が懸念される場合にはカケヤ、重錘、エアガン等の方法を用いる。
- ④ 現場密度および自然含水比の測定は、現場の土層の状態を知る上で役立つと同時に、締固め試験結果と比較して掘削土の土量変化率を求める上にも役立つ。
- ⑤ 土質試験は通常1)の(3)に示す①～⑤の試験を行い、透水性が問題となる材料は透水試験を、強度が問題となる材料はせん断試験を行う必要がある。
- ⑥ 締固め試験は、表2.2.1～表2.2.3に示すように、突固め方法、試料の準備方法、使用方法の組合せにより手法が異なり、試験目的と対象試料によってそれぞれの手法をあてはめる必要がある。堤防材料の締固め試験では通常は呼び名A-aが採用されている。
- ⑦ 締固め材料の透水係数は、図2.2.1に示すように、間隙率が最小となるところ（最大乾燥密度をとるところ、最適含水比を示すところ）ではほぼ最小となる。厳密には透水係数の最小値は最適含水比よりやや湿潤側にあり、その差は細粒分が多く、最大乾燥密度の小さい土ほど大きい傾向にある。

表2.2.1 突固め方法の種類

呼び名	ランマー 質 量 (kg)	モールド 内 径 (cm)	突固め層数	1層当たり の 突固め 回 数	許容最大 粒 径 (mm)
A	2.5	10	3	25	19
B	2.5	15	3	55	37.5
C	4.5	10	5	25	19
D	4.5	15	5	55	19
E	4.5	15	3	92	37.5

表2.2.2 試料の準備方法と使用方法の組合せと利用目的

呼び名	方 法	用 途
a	乾燥法と繰返し法の 組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土材料としての適否の判定 ・締固め施工管理のための基準値を 求める。
b	乾燥法と非繰返し法の 組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・透水試験などの供試体作成 ・土粒子が砕けやすい土、水となじ みにくい土などの突固め試験
c	湿潤法と非繰返し法の 組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・火山灰質粘性土のように自然含水 比が高く、乾燥の影響を強くうけ やすい土の突固め試験

表2.2.3 締固め試験方法の選定

利 用 方 法	試験方法
① 通常の締固めを想定した場合	
・ 粒子が砕けやすい土、水となじみにくい土	A - b
・ 高含水粘性土の締固めの性状試験	A - c
・ 粘性土のトラフィカビリティ判定のためのコン指数測定	B - c
・ その他の場合	A - a
② 重締固めを想定した場合	
・ 粒子が砕けやすい土、水となじみにくい土	C - b
・ 高含水粘性土の締固めの性状試験	C - c
・ その他の場合	C - a

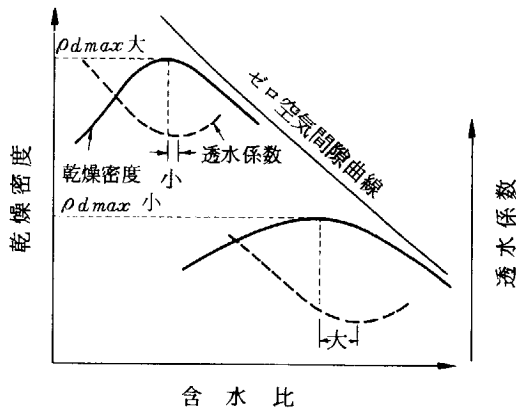


図2.2.1 締固めによる乾燥密度と透水係数の関係

- ⑧ 強度試験は土の粘着力とせん断抵抗角を求めるとために行われるが、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、直接せん断試験などがある。土の強度は圧密条件や排水条件によって異なり、次のような条件に対応した試験とそれぞれの特徴をもっている。

i) 非圧密非排水せん断試験 (UU試験)

軟弱粘性土への急速載荷などの検討のための試験条件として用いられ、

得られた強度は全応力解析に利用される。通常は基礎地盤が採取された不攪乱試料で実施される。

ii) 圧密非排水せん断試験 (CU試験)

軟弱粘性土への段階载荷などで粘性土の圧密圧力 (p) によるせん断強さ (c_u) の増加割合 (c_u/p) を調べるために利用される。通常は基礎地盤が採取された不攪乱試料で実施される。また、堤体土のせん断強度を求める時に突固めた試料を用いて実施される。

この試験においては供試体中の間隙水圧を測定することによって、破壊時の有効応力に関する強度 (c' 、 ϕ') を求めることができ、有効応力解析に利用される。

iii) 圧密排水せん断試験 (CD試験)

一般に砂質土の強度を求めるために行うもので、粘性土の場合は施工後長期間を経た後の安定性を検討するために用いられる。通常、堤体土のせん断強度を求める時に突固め試料を用いて実施される。

- ⑨ 室内の静的コーン貫入試験は、施工時の機械走行の検討を行うためのものである。

3) データ整理

予備調査および本調査の結果は、土取場予定地の土量計算ができる精度の地形図に整理するものとする。また、原位置試験ならびに土質試験の結果により土質断面図を作成する。さらに、土質試験および原位置試験の結果はそれぞれの土質について整理し、また、必要に応じて土取場の位置および運搬経路を図示する。

4) 土質改良を必要とする場合の調査

堤体材料として評価の低い材料あるいはトラフィカビリティが確保できない材料 (コーン指数 $q_c < 5 \sim 7 \text{ kgf/cm}^2$) を止むを得ず利用する場合には、次のような改良や対応策を講じて工事をすすめることもある。

i) 他の土質との混合

粒度分布の悪い土に欠けている粒径を補うもので、砂質系のものには細粒土を混合して透水係数を下げ、粘性土系のものには砂質系の土を入れて含水比を下げ強度をあげて施工し易いようにする。

ii) 乾燥による含水比低下

トラフィックビリティが得られない高含水比の粘性土を地山でのトレンチによる排水や仮置きによる曝気乾燥などで改良する。

iii) 添加剤による土質改良

石灰系、セメント系などの改良剤を添加して土質改良を行う。

iv) 複合断面

透水性の大きい土に対して堤体中央に粘性土を盛立てるとか、表のり面を不透水性土で覆うとか、アスファルトフェーシングなどにより表面を強化処理する。

以上のような対応を行う場合の調査の留意点は以下に示すとおりである。

- ① 粒度調整による混合改良方法は、均等に混合されてはじめて効果のあるもので、予め混合方法や混合率に関する試験を行い、実際の現地施工時においては混合材料について500㎡に1回の割合で以下の試験を行う。

- ・ 土粒子の密度試験
- ・ 粒度試験
- ・ 含水量試験
- ・ コンシステンシー試験

1,500㎡より少ない施工土量の場合は一施工に3回以上行うものとする。

また、必要に応じて締め試験、透水試験、せん断試験などを行い、透水性や強度について確認しておくことが望ましい。

- ② 乾燥による改良は含水比管理のみであるから、500㎡に1回の割合で含水量試験を行う。
- ③ 添加剤による改良では室内試験によって十分に効果を把握しておくことは当然であるが、試験施工を行って所定の品質が得られるかどうかを確認しておくことが重要である。添加剤によっては養生期間の短いものと長いものがあり、後者の場合養生期間中の含水量変化を把握しておくことも必要である。
- ④ 改良を行なったところでは、洪水時には現地観察や観測を実施し、改良効果や安全性について十分確認するよう努めることが肝要である。

第2.3節 既設堤防調査

2.3.1 概 説

堤防拡築の計画・設計・施工にあたっては、基礎地盤や堤体材料とあわせ、既設堤防の土質分布等の諸性状の把握が極めて重要である。

既設堤防は過去の長い治水工事の歴史の中でできた構造物であり、堤体の土質や締固めの程度などは種々雑多である。また、場所によって使用する堤体材料が異なるため、堤防全体としての安定性には相当ばらつきがあるものと考えられる。図2.3.1は現地で観察された堤体の土質分布観察記録例で、これを見ると築堤履歴と堤体内の土質分布の複雑さがよくわかる。

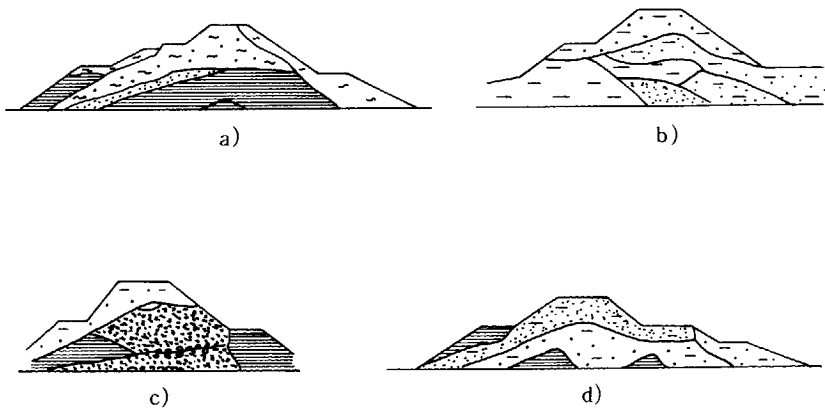


図2.3.1 堤体土質分布観察記録例（関東技術事務所、1983）

既設堤防の土質別頻度分布の調査例を示したものが図2.3.2で、日本統一土質分類のSM（シルト質砂）、ML（シルト）、CL（粘質土）、CH（粘土）が多い。また、図2.3.3は既設堤防の締固め度についての調査例で、締固め度は土質によって異なっていることがわかる。

一方、既設堤防の土質別の透水係数を整理したものが図2.3.4で、ばらつきの大きいことが特徴的である。

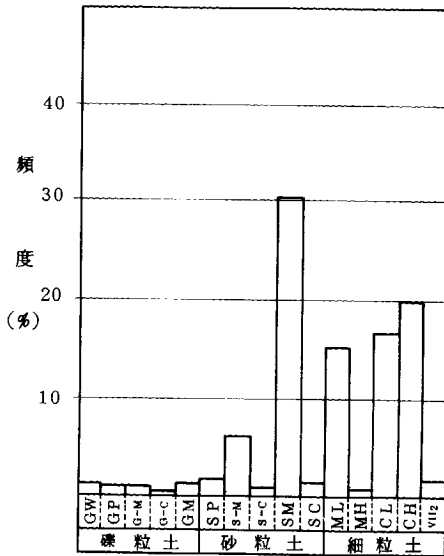


図2.3.2 既設堤防の土質別頻度分布例 (関東技術事務所、1983)

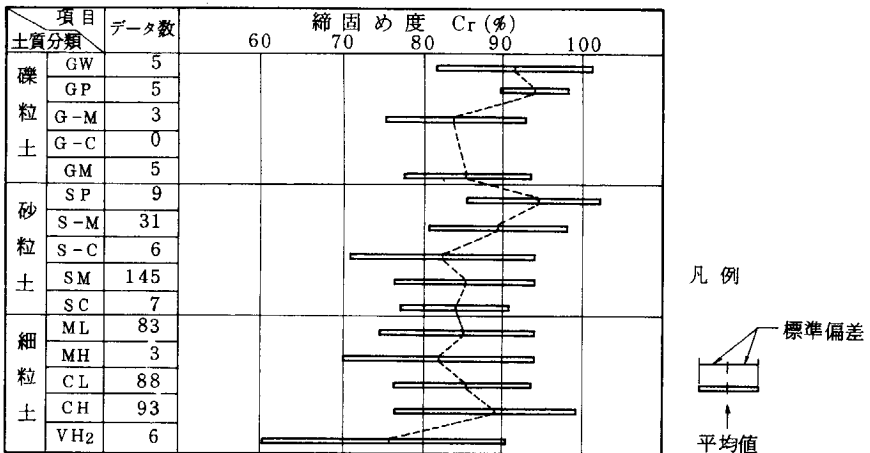


図2.3.3 土質別平均締固め度と標準偏差の例 (関東技術事務所、1983)

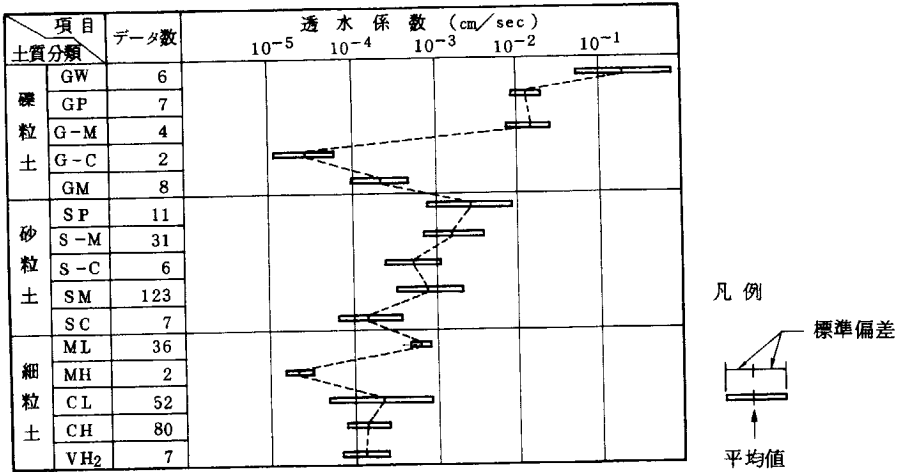


図2.3.4 土質別平均透水係数と標準偏差の例 (関東技術事務所、1983)

以上のように既設堤防の土質性状は極めて複雑で、その安定性を厳密に評価することは困難なことであるが、堤体の透水性という観点から、問題の少ない既設堤防と問題となる特殊な既設堤防に区分すれば次のとおりである。

① 問題の少ない既設堤防

全体が難透水性の土質からなる堤防で、堤体漏水やのり崩れなどの不安がなく、被災履歴のない堤防を問題の少ない既設堤防と考えることができる。

② 問題となる特殊な既設堤防

主に砂質土のように透水性の高い土質より構成される堤防で、降雨および河川水などで堤体内の浸潤面が上昇しやすい堤防を問題となる既設堤防と考えることができる。特に図2.3.5のように、横断方向に川表から川裏まで連続した砂質土が分布するような堤防は、拡築（嵩上げや腹付け）に対して問題となる堤防である。

・砂均一型



川表からの河川水や天端、のり面からの雨水が浸透し易く、短時間で堤体が飽和し易いパターンである。飽和にともなうせん断強度の低下により裏のりがすべり易くなる。

・砂被覆型



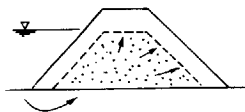
堤体表層部が透水性材料の土質からなるためHWL時に河川水が浸透したり、降雨により表層の砂質部分が飽和し、裏のり付近がすべり易くなる。

・砂挟在型



河川水が砂層部分より浸透し、裏のりの浸出点にパイピング現象が発生し、崩壊に至る場合がある。

・砂内在型



河川水が基礎地盤を通じて堤体内の砂質部分に浸透し、川裏側にアップリフトを作用させたり、浸潤線の裏側への発達を速め、堤体を不安定にさせる。

図2.3.5 問題となる特殊な既設堤防の土質パターン

2.3.2 予備調査

予備調査は拡張工事の計画段階に行なわれるもので、設計・施工の基本方針を予備調査結果にもとづいて概ね決めるものであるため、既設の堤防実態を十分踏まえた調査とすることが肝要である。

1) 資料調査

収集すべき資料は次のものである。

(1) 堤体構造に関する資料

- ① 堤高，堤敷幅，のり勾配，のり長，護岸状況など
- ② 既設堤防を築堤あるいは改修した時の計画図（平面図，縦断面図，横断面図など）
- ③ 現況の堤防測量図（平面図，縦断面図，横断面図など）
- ④ 堤防台帳，管理現況図

(2) 堤体材料に関する資料

- ① 材質，密度，強度，透水係数，飽和度等
- ② 土質調査資料（ボーリング調査，原位置試験，土質試験などのデータ），土質断面図（縦断面図，横断面図）
- ③ 工事記録（施工管理業務報告書や施工業者からの聞き取り資料）

(3) 堤防の履歴

- ① 施工年度
- ② 施工方法
- ③ 施工規模

(4) 災害に関する資料

- ① 高水位の高さ，高水継続時間，降雨強度，降雨継続時間，堤内地水位，裏のり尻付近の水位等
- ② 洪水記録，災害記録，被災調査報告書，住民・水防関係者からの聞き取り調査資料
- ③ のりすべり，陥没，クラック，漏水等の発生記録

(5) 構造物に関する資料

堤防改築工事区間に樋門等の構造物が存在する場合には，次のような資料を収集，整理する。

- ① 構造物一般図，平面図，構造図，設計計算書
- ② ボーリング柱状図，地質断面図

2) 現地踏査

既設堤防の現況を，計画，設計，施工の担当者自身が現地を詳細に観察することは極めて有益で，資料調査結果の整った時点で現地踏査を行い，資料調査結果のチェックと照合を行うことは既設堤防について総合的な理解を深

めるとともに、その後の調査の種類、規模、調査位置などを決定するのに有効である。また、現地踏査によっても、拡築上問題が少いと判断された既設堤防については、詳細調査等を省略し、拡築工事の設計・施工段階に直接すむことができる。現地踏査によってその判断がつかない場合は、資料調査上問題ないとした堤防でも概略調査や詳細調査に組入れるものとする。

踏査の内容は主として目視観察であるが、現地チェックとして簡易に行なえるコーンペネトロメータによる表層土のサウンディング調査やハンドスコップ、ハンドオーガー等による試料採取を行って土の観察を行なうことも、時により必要である。さらに観察した代表的な試料について、粒度試験や自然含水比などの土質試験を実施しておく、現地観察による判断がより確実なものとなる。

現地踏査において、観察すべき事項は次のとおりで、その結果は資料調査結果をとりまとめた平面図や断面図に追加記載し、予備調査の総合判断として記述する。

- ① 既設堤防の高さ、天端幅、のり勾配、護岸、裏のり尻等の断面形状
- ② 表層の土質
- ③ 植生、護岸等の表面保護状況
- ④ 堤外地の状況（高水敷、低水護岸、低水路、水制など）
- ⑤ 堤内地の状況（堤内排水、堤内地地盤高、土地利用状況など）
- ⑥ 堤防の縦断的、横断的な沈下状況の有無
- ⑦ 堤防の被災箇所での痕跡状況
- ⑧ 資料にないのり崩れ、亀裂、漏水跡、洗掘跡、水防活動跡
- ⑨ 構造物の変状状況と構造物周辺の堤防の変状状況

構造物周辺の堤防は、堤防と構造物の沈下の違いにより生じる空洞やクラックおよびゆるみ等が原因で、洪水時に漏水や破壊に至ることもあり、堤防の弱点個所に最もなりやすい。

したがって、拡築工事の対象区域にある既設構造物が何らかの変状をきたしているか、構造物周辺の堤防などに何らかの変状をきたしているかを観察することは非常に重要である。

表2.3.1に構造物がある場合の現地踏査のポイントを示しておく。

表2.3.1 構造物のある場合の現地踏査観察ポイント
(北海道開発局、1984)

観察内容	調査項目	踏査観察のポイント等
堤防	不同沈下状況	天端、小段、のり面等の構造物直上と周囲の沈下量の差を測定する。
	表層等土質状況	スコップ等で数箇所掘り起こし、表層の土質を観察する。また、のり尻、不同沈下、空洞等が発生している部分、構造物との接続部付近の含水状況、ゆるみ、クラック等の観察を行う。
	植生状況	構造物周辺や堤防周辺における植生の生長状況、草種等に大きな変化がないかを観察する。また毛根の深さを概略把握する。
	簡易な土質試験 その他	ポータブルコーンによる支持力判定、湿り等による土質観察、室内土質試験用サンプリングその他について調査する。
構造物	コンクリート 表面状況	クラック、腐蝕、水漏れ跡等の調査を行う。 ハンマー打撃によるコンクリート性状の概略把握を行う。
	継手状況	継手の開口、止水板の状況、段差その他について調査する。
	翼壁・木たたき ・落差工状況	躯体本体との接続部の段差、開きその他の変状について調査する。
水路・ 護岸		構造物との接続部における不同沈下、洗掘跡、吸い出し跡、漏水跡等の調査を行う。

2.3.3 本調査

1) 調査の内容

既設堤防の調査は、堤防の拡築工事にともなう基礎地盤調査とあわせて実施するのが普通である。したがって、調査の内容も、

- (1) ボーリング調査
- (2) サウンディング試験
- (3) 試料採取
- (4) 現場透水試験
- (5) 土質試験

が中心で、調査地点の位置や調査数量も基礎地盤調査に準ずるものである。

既設堤防調査の特徴を挙げるとすれば、対象とする堤防の土質構成が極めて複雑で、水平方向にも垂直方向にも土質が急変することである。しかも、このような土質状況を、拡築の種類や規模にかかわらずに把握する必要がある。したがって、既設堤防調査では調査密度を高めることが望ましいわけであるが、経済性や堤防そのものに対する悪影響といったこと、またボーリング調査やサウンディング試験があくまでも点的な調査であることを考えると、土質状況の把握には自ずと限界があるものと言える。

そこで、連続的データを非破壊的に得ることができる調査手法の開発が望まれるわけであるが、その意味で注目されるのが比抵抗映像法と称される電気探査法である。電気探査によって得られる地盤の比抵抗は、図2.3.6に示すように土質と深く関係し、従来から地下水調査等に利用されてきた。しかし、建設工事を目的とするような調査では精度的に問題があり、また比抵抗値そのものが土の強度特性と直接結び付かないところから、土木や建築の技術者からはかえりみられることがなかったのが実情である。ところが、最近のコンピュータの発達により、複雑かつ大量のデータ処理が可能となって解析技術が急速に進歩し、すでに述べた比抵抗映像法のように、地質の判定が精度良くできる電気探査法が開発された。今後は堤防の非破壊調査として普及する可能性が高いが、従来の電気探査法とは概念が異なるので、実施にあたっては専門的な技術者と十分に相談する必要がある。

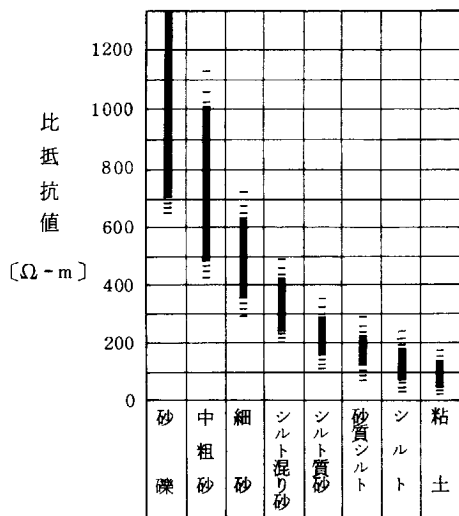


図2.3.6 土質と比抵抗値の関係

2) 調査の留意点

既設堤防調査における留意点を列挙すると次のとおりである。

- ① 堤防縦断方向の連続的土質分布情報を得るには、電気探査が概略的な調査としては有効である。測定は、のり肩や小段縁などの位置を選んで測線をとることが多い。
- ② 電気探査は土質分布の違いを比抵抗値で表わすもので、比抵抗値は土粒子の径によっても異なるが、主に粒子間隙の大きさや間隙に含まれる水によって支配的に変わる。したがって、堤体の含水状況が異なる降雨時やその前後での測定はさけることが望ましい。
- ③ サウンディング試験にも堤防天端のアスファルト舗装や砂利は不向きで、貫入可能な箇所に移すか、固い部分はハツ離か掘削をしなければならないので、調査計画を立てる場合は十分注意する。
- ④ 調査の方法、位置、頻度については、基礎地盤調査に準ずる。すなわち、横断方向の調査は表のり部、天端、裏のり部の3ヶ所を原則とし、既設堤防の大きな場合や嵩上げ・腹付けの規模の大きな場合は、さらに間を補填

するとよい。

- ⑤ 軟弱地盤上に設けられている既設堤防は、築堤工事や改修工事の際に軟弱地盤対策としてサンドマットやネットあるいは砂利等の表層処理を施している場合があり、そのため堤体も基礎地盤も難透水性であるにもかかわらず、対策工や対策工との境界部などに透水性の高いゾーンを形成して、浸透や漏水に対する堤防の安全性が損なわれていることがある。

したがって、詳細に調査を実施する場合には、堤体表層部や中央部だけでなく、堤防敷付近にも十分注意することが必要である。

- ⑥ サンプリングは1～2m毎の深度で実施するものとするが、築堤履歴を考慮して位置を選択することが望ましい。
- ⑦ 土質試験は、粒度試験、含水量試験、土粒子の密度試験、密度試験、コンシステンシー試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、透水試験、その他を行う。
- ⑧ 堤体の透水性を把握する方法は、
- ・ 室内透水試験による方法
 - ・ 原位置透水試験による方法
 - ・ 土の粒径から間接的に算出する方法
 - ・ その他

などがあり、透水性を求める目的と必要性を十分認識した上でこれらの内のどの方法を採用するかを選定する。

- ⑨ 室内透水試験は不攪乱試料か現場密度に締固めた試料を用いて行う。
- ⑩ 原位置透水試験は、堤体内が不飽和状態にあることから、地下水位以下の飽和土を対象とした通常の現場透水試験は不適切である。

不飽和土の原位置透水試験の方法は、土質調査法（土質工学会）、ダム の地質調査法（土木学会）等に示されている方法を参考にする。基本的にはピットを設け、注水法により行うものであるが、細粒土の場合には試験部分を飽和させ定常状態をつくるために相当な時間を必要とするので注意が必要である。

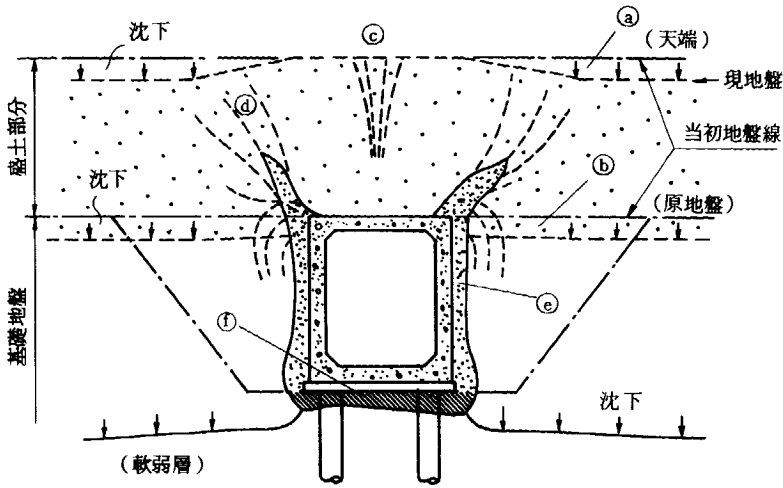
- ⑪ 土の粒径から求める方法は、粒度試験で得られた10%粒径 (D_{10}) や20%粒径 (D_{20}) を参考にして透水係数を求めるものであり、簡易である

ためデータ数が多く得られるが、粒度分布が比較的均一な場合に成立つものである。

- ⑫ 堤体の安定性や浸透を検討する場合に、堤体内の飽和度分布を考慮することがある。飽和度は土粒子の密度を仮定すれば含水量と密度から求められるので、これらの量を原位置で測定する場合は、土質試験法にもとづく含水量試験、現場密度試験のほか、RI法（放射性同位元素による測定方法）による現地測定（表面型タイプ、挿入ゾンデ型タイプなど）も有効である。

3) 構造物周辺の堤防変状調査

樋門等の構造物周辺の堤防は、主として構造物と堤体の挙動の差が原因となって、変状あるいは損傷を受けている場合が多い。特に、両者の挙動の差が大きい軟弱地盤地域の支持杭構造物の周辺では変状が著しく、図2.3.7に模式的に示すように、堤体にクラック、ゆるみ、空洞等の存在することが確認されている。このような変状の存在は漏水の原因となるばかりではなく、堤防そのものの安全性を脅やかすもので、これを放置して堤防の拡築工事が行われた場合、変状は進行、拡大し、改築後の堤防は大きな安全性の阻害要因を抱え込むことになる。したがって、既設堤防の予備調査の段階で変状が想定された場合には、十分な調査を行って変状の実態を把握し、堤防改築工事の設計や施工に反映させる必要がある。



- ① 堤防天端、のり面、小段などに見られる不陸や段差
- ② 原地盤面の不陸や段差
- ③ 構造物直上中央付近に見られるクラック（構造物の幅が比較的狭い場合に多い）
- ④ 構造物隅角部より発達する空洞、クラックおよびゆるみ
- ⑤ 構造物側面に見られるゆるみ
- ⑥ 構造物下の空洞

図2.3.7 構造物周辺の堤防の変状
（北海道開発局、1986）

調査の内容や手法は既設堤防調査に準ずるものであるが、一般には変状が構造物との接触面に近い狭い部分に発生しているところから、サウンディング試験を活用することが有効である。既往の調査ではサウンディング試験を次のような要領で実施している事例が多い。

- ① 構造物縦断方向の試験位置は、構造物の呑口部、中央部、吐口部を中心に3測線以上を設定する。
- ② 構造物横断方向の試験位置は、①の測線上で、構造物の側面より0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0m…………とする。

③ 深さは構造物底面の下方1.0m以上とする。

図2.3.8はサウンディングによる調査結果の一例を示したもので、サウンディングの種類としては間隙圧を同時に測定できる静的コーン貫入試験を採用しており、変状の把握をより確実なものとするよう務めている。

なお、このような調査によって変状が推定された場合には、試掘や開削を実施することによって、変状を確認することも行われる。

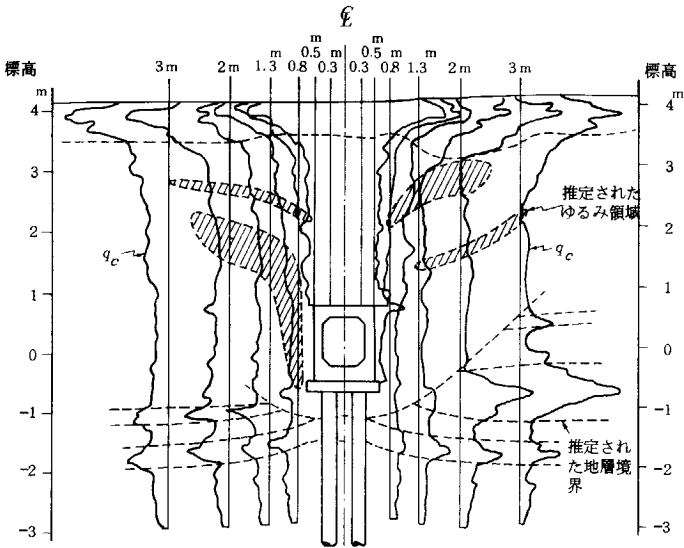


図2.3.8 サウンディングによる調査結果の一例
(北海道開発局、1984)

第2.4節 周辺環境調査

2.4.1 概 説

河川土工によって工事現場周辺の生活環境に影響を及ぼす主なものには、工事の実施に伴って生じる騒音・振動、土砂飛散、じんあい、周辺地盤の変状、水質汚濁、水の枯渇、交通障害などがある。これらの発生は場所的あるいは時間的に限定されはするものの、周辺住民にとっては深刻な問題となる場合も多い。したがって、工事の実施にあたっては公害関連の法規を遵守することはもちろんのこと、できる限り影響を軽減するよう対策を講じることが大切である。

公害防止および環境保全関連の法規は表2.4.1に示すようなものがあり、工事に際して予めこれらを熟知しておく必要がある。

なかでも水質の汚濁に関しては、公共水域に排出される排水の水質が水質汚濁防止法および地方自治体の条例によって規制されているので調べておく必要がある。

また、騒音・振動については工事区域が騒音規制法および振動規制法における指定地域であるかどうかを市町村の環境関係の窓口で調べておく必要がある。指定地域の場合には法律上の手続き（特定建設作業の届出）の義務がある。なお、一部の地方自治体では、国が定めた法令とは別に特定建設作業以外の掘削工事、締固め作業などにも規制値を定めているところがあり、事前の調査が必要である。

表2.4.1 公害防止および環境保全関連の法規

公害対策基本法		昭和42年法律第132号
騒音規制法		" 43年 " 第98号
" 施行令		" 43年政令第324号
" 施行規則		" 46年厚・農・通・運・建令第1号
特定建設作業にともなう発生する騒音の規制に関する基準		" 43年厚・建令第1号
振動規制法		" 51年法律第64号
" 施行令		" 51年政令第280号
" 施行規則		" 51年総令第58号
大気汚染防止法		" 43年法律第97号
水質汚濁防止法		" 45年 " 第138号
" 施行令		" 46年政令第188号
" 施行規則		" 46年総・通令第2号
排水基準を定める総理府令		" 46年総令第35号
廃棄物の処理および清掃に関する法律		" 45年法律第137号
" 施行令		" 46年政令第300号
" 施行規則		" 46年厚令第35号
自然環境保全法		" 47年法律第85号
自然公園法		" 32年 " 第161号
文化財保護法		" 25年 " 第214号

2.4.2 水質調査

水質汚濁に関しては「水質汚濁防止法」により建設工事に関連の深い施設として、パッチャープラント、砕石用水洗式破砕施設、水洗式分別施設などが特定施設に指定されて規制の対象となっているほか、条例などにより建設工事そのものを特定施設の類似施設とみなし、行政指導の形で規制を行っている地方公共団体も相当数あるため、十分な事前調査を行う必要がある。なお、上記法律および関連条例等では、作業の届出（原則として都道府県知事あて）、規制基準の遵守が義務付けられている。

1日当たり50㎡以上の汚濁水を河川に放流する場合は「河川法」にもとづき河川管理者への届出義務がある。都市部などで下水道へ汚濁水を放流する場合

は「下水道法」にもとづき排水基準の遵守義務が生ずる場合があるので注意を要する。

表2.4.2 水質汚濁防止法に関する主な規制値

(昭和60年1月現在)

主な項目 (抜粋)	単位	水 質 汚 濁 防 止 法		下水道法
		最 大 値	一 日 平 均 値	
SS	ppm	200	150	600
PH	—	5.8~8.6(海城は5.0~9.0)	—	5.0~9.0
BOD	ppm	160	120	600
COD	ppm	160	120	—

表2.4.2 は水質汚濁防止法に関する主な規制値を示したもので、これらの水質項目の調査は工事前、工事中、工事後いずれの時期も必要であり、経時的変化のデータとして整理しておくことが施工管理上も周辺への環境対策にも重要である。

工事前の自然の状態であっても、雨や洪水によって水質は大きく変化するものであり、まして異なる工事が周辺でなされている場合は、水質汚濁が複合されて、工事中の調査のみでは、原因および対策を立てるのにも困難なことが多い。事前調査はいかにバックグラウンドの評価を与えるかに重要な意味をもつ。

水質調査は、現地でサンプリングした試料を室内で分析することが主であるが、調査にあたっては次のような点に留意する必要がある。

① 現場においては、採水、試料の前処理の他、原則として以下の項目を観測し記録するものとする。

- ・天候 ・気温 ・水温 ・水の外観および臭い
- ・透視度または透明度 ・全水深 ・採水水深 ・流量
- ・採水日時

② 現場でも以下の項目について測定することが望ましい。

- ・PH ・DO ・導電率

③ 全公共用水域には環境基準値が定められており、必要に応じてこれらの項

目を調査しておくことが望まれる。

2.4.3 騒音・振動調査

建設工事の騒音に対しては「騒音規制法」が、また振動に対しては「振動規制法」が制定されている。建設工事については、この中で特定建設作業の指定があり、これらを法指定地域内で実施する場合に対して騒音・振動それぞれ規制に関する基準が定められている。「騒音規制法」においては表2.4.3に、また、「振動規制法」においては表2.4.4に示すとおりの内容になっており、規制に関する基準には、作業時間帯、一日における作業時間の長さ、作業期間などが示されている。また、国が定めた法令とは別に、公害防止条例等により、指定地域以外の地域における特定建設作業への規制、あるいは特定建設作業以外の建設作業への規制、さらに厳しい規制値の設定などを実施している地方公共団体もあるため、工事箇所ごとに規制の内容をよく調べて十分な対策を講ずる必要がある。

振動・騒音調査における主なる留意点は次のとおりである。

- ① 工事周辺の家屋の分布状況や規模、密集度などを事前に調べておく。特に静穏を必要とする学校、保育所、病院、老人ホーム、図書館などについては、位置だけでなく規模や利用時間を調査しておくことが重要である。
- ② 振動の影響が予想される建物、精密機械、地下埋設物なども周辺地盤条件とともに調べておく必要がある。
- ③ バックグラウンドとしての暗騒音、暗振動を事前に測定しておき、その地域での時間帯による騒音・振動状況を把握しておくことが重要である。

表2.4.3 騒音規制法における特定建設作業

特定建設作業の種類		種類に対応する規制に関する作業				
		騒音の 大きさ (ホ ン)	夜間また は深夜作 業の禁止	1日の作 業時間の 制限	作業期間の制限	日曜日、そ の他の休日 の作業禁止
1. くい打ち機、くい抜機またはくい打くい抜機を使用する作業	もんけん、圧入式くい打くい抜機またはくい打機をアースオーガーと併用する作業を除く。	85	1号の区域：午後7時から翌日の午前7時まで		同一場所において連続6日間	
		80	2号の区域：午後10時から翌日の午前6時まで			
3. さく岩機を使用する作業	作業地点が連続的に移動する作業にあっては、1日における当該作業に係る2地点間の最大距離が50mを超えない作業に限る。	75	1号の区域：午後9時から翌日の午前6時まで	1号の区域：1日につき10時間		日曜日、その他の休日
4. 空気圧縮機を使用する作業	電動機以外の原動機を用いるものであって、その定格出力が15kW以上に限る（さく岩機の動力として使用する作業を除く）。	75	2号の区域：午後10時から翌日の午前6時まで	2号の区域：1日につき14時間	1号の区域：同一場所において1ヵ月（これに連続して行われる1、2または3の作業も含む）。 2号の区域：同一場所において2ヵ月（これに連続して行われる1、2または3の作業も含む）。	
5. コンクリートプラントまたはアスファルトプラントを設けて行う作業	混練機の混練容量がコンクリートプラントは0.45m ³ 以上、アスファルトプラントは200kg以上のものに限る（モルタル製造のためにコンクリートプラントを設けて行う作業を除く）。	75				

注1) 1号区域、2号区域の区分は、騒音規制法に基づき都道府県知事が指定する指定地域をさらに2分して定めるものである。

注2) 騒音の大きさは特定建設作業の敷地の境界線から30mの地点において測定する。

注3) この規制に関する基準には適用除外が定められている。

注4) ホンとは計量法に定める騒音の大きさの計量単位である。

注5) 騒音の測定における聴感補正回路はA特性を用いる。

表2.4.4 振動規制法における特定建設作業

特定建設作業の種類		種類に対応する規制に関する作業				
		振動の 大きさ (デシベル)	夜間また は深夜作 業の禁止	1日の作 業時間の 制限	作業期間の制限	日曜日、そ の他の休日 の作業禁止
1. くい打機、 くい抜機ま たはくい打 くい抜機を 使用する作 業	もんけんおよび圧入式 くい打機を除く。 油圧式くい抜機を除 く。 圧入式くい打くい抜機 を除く。	75	1号の区 域：午後 7時から 翌日の午 前7時ま で	1号の区 域：1日 につき10 時間		
2. 鋼球を使用 して建築物 その他の工 作物を破壊 する作業						
3. 舗装版破碎 機を使用す る作業	作業地点が連続的に移 動する作業にあって は、1日における当該 作業に係る2地点間の 最大距離が50mを超え ない作業に限る。		2号の区 域：午後 10時から 翌日の午 前6時ま で	2号の区 域：1日 につき14 時間	同一場所におい て連続6日間	日曜日、そ の他の休日
4. ブレーカー を使用する 作業	作業地点が連続的に移 動する作業にあって は、1日における当該 作業に係る2地点間の 最大距離が50mを超え ない作業に限る。(手 持式のものを除く。)					

- 注1) 1号区域、2号区域の区分は、振動規制法に基づき都道府県知事が指定する指定地域をさらに2分し
て定めるものである。
- 注2) 特定建設作業に伴って発生する振動が75デシベルを超える場合にあっては1日当たり4時間を限度と
して作業時間の変更をさせることができる。
- 注3) 振動の大きさは特定建設作業の場所の敷地の境界線において測定する。
- 注4) この規制に関する基準には適用除外が定められている。
- 注5) デシベルとは計量単位規制に定める振動レベルの計量単位である。

第2.5節 試験施工

2.5.1 概説

新築堤防の土工事は拡築堤防のそれに比べて、比較的大規模なものとなるのが通常である。このため土工事の設計方針、施工方法などを検討するために、本工事に先立って現場で試験施工する事例も多くなりつつある。通常の土工事は各種の調査結果をもとにして設計・施工が行われるのが一般的であるが、工事の内容（大規模土工、盛土材料の特殊な場合等）によっては試験施工を行って、設計・施工の確実性を高める必要がある。

試験施工は、本工事に先がけて別途に行われる大規模な試験施工と、施工の着手前あるいは施工中随時行われる比較的小規模なものまで種々計画される。これらの試験施工の主旨としては、設計、施工の方針を決定するために行うものと、特殊工事等のように未経験的分野での施工で事前調査の成果だけからでは施工計画が立てられない場合に行うものがある。

ここでは堤防土工で一般的に行われている試験施工について記述するが、堤防土工の試験施工としては、一般的な締固め試験と、特殊なものとしてのり面の植生緑化試験、高含水比粘性土の掘削運搬工法の試験施工、土質改良安定工法による試験施工等がある。

2.5.2 品質の確保と試験施工

堤防盛土の品質で重要なことは、材料が均質に締固められていること、かつ洪水および降雨による浸透水に対して安定であることである。したがって、施工にあたっては所定の品質が確保できるよう十分な品質管理が必要となる。堤防盛土の品質は材料が選定されると締固め機械、一層の締固め厚、締固め回数および施工中の土の含水比の4要素によって決まる。施工前にこの4要素と締固め度の関係を試験施工で確かめ、それにもとづいて施工を行えば、容易に所定の品質を確保することができる。

試験施工に使用する土質は材料選定を行った土質とし、締固め含水比は自然含水比が望ましいが、調整が可能な限り最適含水比より高めの含水比を2～3種選ぶものとする。

まき出し厚さは使用機械および予想している施工能率を考慮して、2～3種類程度選定し、締固め回数は10回程度までに締固めが完了するようにするのが望ましい。なお、試験施工を行う場合の試験区間の大きさは、本施工と同様の施工ができる程度のものとする。

試験施工では材料試験と現場測定を実施する。

① 材料試験

材料の特性と締固め管理の基準値を知るために、土粒子の密度試験、含水量試験、礫のかさ比重および礫の吸水量試験、粒度試験、液性限界・塑性限界試験、締固め試験、コーン貫入試験などを行う。

② 現場測定

現場における測定項目とその測定頻度は表2.5.1に示す程度が普通である。

表2.5.1 測定項目と測定時

測定項目	測定時
現場密度	まき出し後、転圧中に数回（たとえば締固め回数2、4、6、8、10回の時）、転圧終了後
含水量比	まき出し後と転圧終了後（転圧中に測定する。）
表面沈下量	転圧終了後には必ず、できれば現場密度と同頻度
原位置強度	現場密度と同頻度

なお、これらの測定点の配置については、試験区間内全体にわたって測定ができ、他の測定の障害にならないよう配慮して計画する必要がある。



写真2.5.1 試験施工の状況（九州地方建設局）

2.5.3 その他の試験施工

事前調査等で設計，施工の方針が決定できないものの中に土質安定処理工法，のり面の植生緑化工法，高含水比土の掘削運搬工法等が挙げられる。土質安定処理工法は、盛土材料として火山灰質粘土や粘土分の多い土を使用する場合、石灰やセメントの安定材を混合，攪拌して盛土に使用する工法であるが、この工法を使用する場合には、事前に室内試験を行い、安定材の材料，配合率と強度等の関係を参考にして、試験施工を実施するのが望ましい。また、法面の緑化や高含水比土の処理についても、事前に試験施工を行っておけば施工計画の立案が容易である。

第3章 河川土工の設計

第3.1節 堤防の設計

3.1.1 設計の基本方針

堤防は流水を直接うける河川構造物であり、洪水時の水理現象も非常に複雑で、予想しがたい現象も起り得る。また、堤防上における洪水時の水防活動のスペースの確保等から、単に土質工学的見地のみからでは堤防断面は決められない。

堤防の断面形の基本については「河川管理施設等構造令」によって定められてきており、長年の治水上の経験を踏まえて、それぞれの場所での堤防断面形状が具体的に設計されてきた⁹⁾。ここでは、「河川管理施設等構造令」および各河川の堤防定規断面にもとづき、計画高水流量が変らない限り基本的には断面形状は変更しないことを原則とする。したがって定められた堤防断面を確保するために、堤防に用いる材料の選定基準、品質管理の基本となる締固め度等の設計をすすめるものとする。ただし、特殊な地盤で、締固め規定だけでは堤防築造に問題がある場合は、堤防断面を拡大することもありえるものとする。

このように堤防設計の考え方は、特殊な地盤か、そうでない普通地盤かによって異なるので、基礎地盤調査結果にもとづいて普通地盤か特殊な地盤かを判定した上で設計を行うものとする。

普通地盤および特殊な地盤の設計方針はそれぞれ次のとおりである。

9) 経験的な技術も極めて重要であるが、今後はこれを土質工学的、水理学的に裏付けて行く必要がある。

(1) 普通地盤の設計方針

堤防下の基礎地盤が堤防に悪影響を与える現象は、地盤の浸透と圧密沈下である。基礎地盤の透水性が良ければ高水による浸透流によって、地下水が堤体内に上昇しやすく、裏のり尻付近に漏水やガマが発生しやすい。また、地盤が軟弱な場合には基礎地盤の破壊や圧密沈下を生じ、堤防に悪影響を与える。したがって、普通地盤とは、透水性が低く、圧密沈下の少ない地盤と言え、山地、段丘、台地などの良好地盤や圧縮性の小さい沖積層の地盤で、かつ難透水性地盤からなるものをいう。このような普通地盤では、堤体材料の選定とその締固め度の規定のみによって堤防を設計すれば、堤体の安定は十分図ることができ、堤体設計では堤体材料とその締固めについて規定するものとする。

(2) 特殊な地盤の設計方針

特殊な地盤とは軟弱地盤と透水性地盤であり、前者では圧密沈下や基礎地盤の破壊の問題が生じ、後者では堤体漏水やガマの発生あるいは裏のりでのすべりの発生が問題となる。軟弱地盤では堤体自体の安定は一般的な堤体設計基本方針に準じて対処するが、基礎地盤は軟弱地盤の対策工設計を別途考慮する方針とする。

透水性地盤は砂や砂礫等の透水性の地盤が堤防の横断方向に対して連続する地盤であり、漏水やパイピングの発生が懸念される。また、すでに述べたように、堤内側に難透水性地盤が分布するような透水地盤では、高水にともなる浸透水が排水されにくいために浸潤面が上昇しやすく、堤体が不安定化する恐れがある。

以上のことから、透水層が均一に分布する透水性地盤では、堤体は軟弱地盤と同様に、一般的な堤体設計基本方針に準ずるものとし、基礎地盤について、漏水、パイピング、クイックサンド等を別途検討するものとする。これに対して浸潤面の上昇によって堤体が不安定化する恐れのある透水性地盤、特に堤内側に難透水性地盤が分布する行止り型の透水性地盤では、計画高水位が高く、洪水継続時間が比較的長い河川において、堤体の安定度の確認を行うことが望ましく、より安全度の高い堤防の設計を目標とする。

3.1.2 計画断面¹⁰⁾

1) 堤防各部の名称

一般的な河川堤防の各部の名称は、図3.1.1に示すとおりである。

また、堤防によっては小段がない場合もあるが、堤防高の大きい堤防では2段、3段と設けるのが一般的であり、上から第1小段、第2小段という。

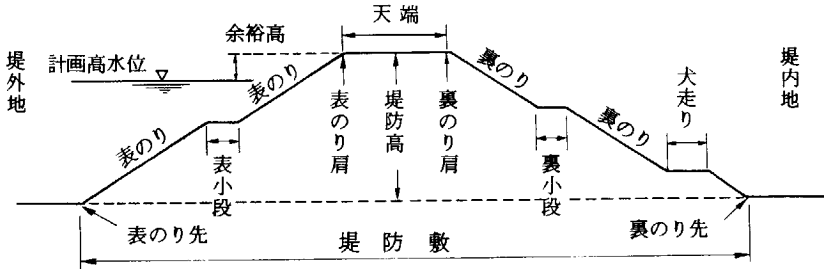


図3.1.1 堤防各部の名称

2) 堤防の高さ

堤防は土堤が原則であり、一般的には越水に対して極めて弱い構造である。したがって、堤防は計画高水流量以下の流水に対して安全であるばかりではなく、洪水時の波浪、うねり、跳水等による一時的な水位上昇に対しても安全でなければならない。また、洪水時の巡視や水防を実施するための安全の確保等の諸々の要素をカバーするためにも、堤防にはしかるべき余裕の高さ

- 10) 現状の設計では計画高水流量と計画高水位にもとづいて堤防断面(外形)が決定される。その意味では両者を設計外力と呼ぶことができるが、これによって堤防の安全度を評価しているわけではなく、したがって経済性の評価もなされていないと言える。このことは本来の設計という意味から言えば不合理であり、現在外力にもとづく設計論の導入が検討されつつあるが、計画断面あるいは標準断面の設定にも多くの利点があり、今後の方向としては堤体材料や堤体構造を考慮した、また土質工学的、水理学的に裏付けられた数種の計画断面なりを設定していくことが必要である。

が必要とされている。この余裕高は厳密には個々の河川，区間によって、その特性に応じて定められるべきものであるが、種々の問題があるので「河川管理施設等構造令」では計画高水流量規模に応じて段階的に表3.1.1のように定めている。したがって、堤防の高さは、図3.1.2に示すように、計画高水位に余裕高を加算したものとなる。

堤防高 \geq 計画高水位 (H W L) + 余裕高

なお、コンクリート擁壁等や越流堤，背割堤など特殊な目的をもつ堤防は特殊堤といい、別途に扱うものとする。

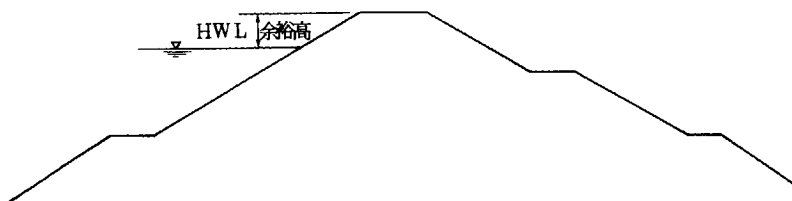


図3.1.2 余裕高

表3.1.1 計画高水流量に対する余裕高

計画高水流量 (m ³ /sec)	余裕高 (m)
200未満	0.6
200以上 500未満	0.8
500以上 2,000未満	1.0
2,000以上 5,000未満	1.2
5,000以上 10,000未満	1.5
10,000以上	2.0

注) ただし、計画高水位が背後の地盤高より低い場合であつてかつ地形の状況等を考慮してその必要がない場合においては、計画高水流量に係らず余裕高を0.6mまで落とすことができることを構造令では規定している。

3) 堤防の天端幅¹¹⁾

堤防の断面形で最も基本的なものは天端幅とのり勾配である。「河川管理施設等構造令」では、余裕高と同様に、計画高水流量に応じて表3.1.2のように定めている。

堤防の天端は、浸透水に対して安全な堤防断面幅を確保することのほかに、非常時の河川巡視または洪水時の水防活動等や、堤防天端を管理用道路等として使用するために、しかるべき幅が必要である。余裕高と同様に、天端幅も本来的には個々の区間について背後地の重要性、高水の継続時間、堤防または地盤の土質条件等の特性に応じて定めるべきであるが、実態上極めて困難であるため、なるべく広い方がよいと考えられる。

表3.1.2 計画高水流量に対する天端幅

計画高水流量 (m ³ /s)		天端幅 (m)
500未満		3
500以上	2,000未満	4
2,000以上	5,000未満	5
5,000以上	10,000未満	6
10,000以上		7

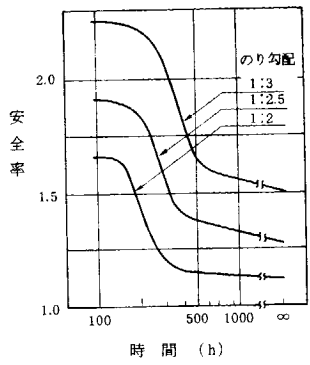
4) 堤防ののり勾配

堤防ののり勾配は、本来であれば高水時ののり面の安定性の確保や、雨水等によるのり面の浸食防止といった観点から、河川や堤体材料の特性に応じ

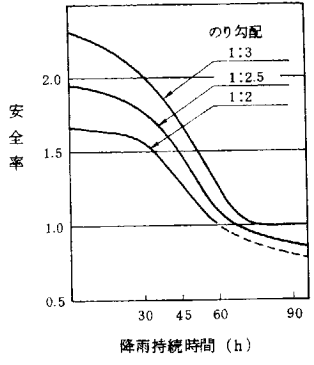
11) 堤防の天端幅の工学的意味は、浸透水に対する堤防断面幅の確保にあるとされるが、表3.1.2には堤体の質（透水性等）が示されているわけではなく、同表の値は土質工学的、水理学的に裏付けられたものではないと言える。特に、堤防高が大きい場合には断面幅の確保よりはのり勾配によって対処することの方がはるかに有効であり、天端幅については、むしろ利用面、管理面、水防面を考慮して設定すべきである。

て個々に検討すべきものである。「河川管理施設等構造令」では最小のり勾配を2割(1:2)と規定しているが、これは、普通地盤上の普通の材料を用いた堤防であれば、のり勾配を2割とすれば問題は生じないと経験的な判断にもとづくものと推察される。

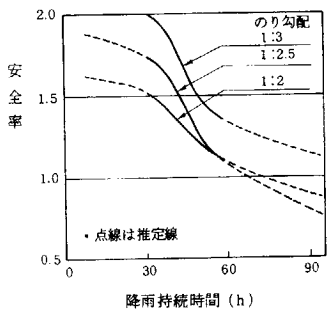
のり勾配と堤防の安定性との関係については、図3.1.3に示すような研究成果がある(久楽他 1985)。これをみるとのり勾配が緩いほど安全率が大きいのは無論であるが、のり勾配が2割のものも安全率が1.25を割るのは、



a) 水位上昇時の安全率の経時変化 (単断面堤防の場合)



b) 降雨による安全率の経時変化 (単断面堤防, 降雨強度 10 mm/h)



c) 降雨と水位上昇が重なった場合の安全率の経時変化 (複断面堤防, 降雨強度 10 mm/h)

図3.1.3 のり勾配とのり面の安定性との関係 (久楽他 1985)

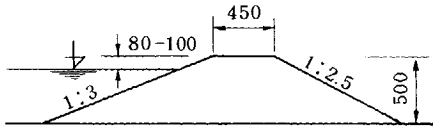
降雨と計画高水位が40～50時間継続した段階で、我が国の河川の洪水特性を考えると、普通材料の堤防であればのり勾配2割は安全なものであることがわかる。洪水継続時間が我が国のそれよりずっと長いヨーロッパの堤防を見ると、図3.1.4に示すように、最小ののり勾配として2～3割が採用されているようである。

一方、雨水等によるのり面の浸食に関しては、道路盛土の例では、一定の浸食防止対策を施してあっても、のり勾配が1.5割以下だとのり面の締固めが不十分になり易いこともあって、肌落ちや浸食の起る可能性がある。そのため機械転圧が可能なように礫質土や岩塊を除く普通材料の盛土では、標準のり勾配を1.8～2割と規定している（道路土工：のり面工・斜面安定工指針、日本道路協会1986）。

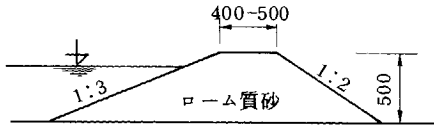
以上のことから考えると「河川管理施設等構造令」に規定する最小のり勾配2割は、普通の堤体材料を用いた堤防については十分に安全なものと判断できるが、旧河道の縮切り区間など、必要に応じてのり勾配を緩やかにするなどの配慮がなされてきている。

なお、最近では堤防の質的向上や維持管理、また環境保全、水辺利用といった観点から、必要な区間においては、のり勾配について別途検討している。

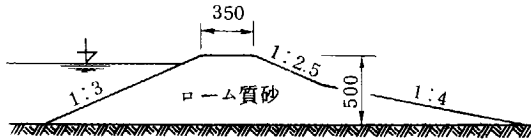
1-オランダ(ライン川)



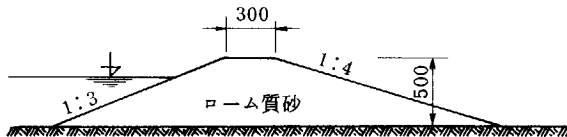
2-オーストリア(ドナウ川)



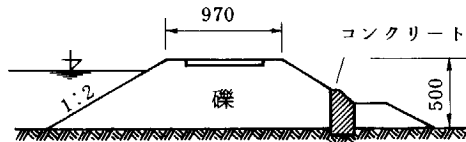
3-ユーゴスラビア(ドナウ川)



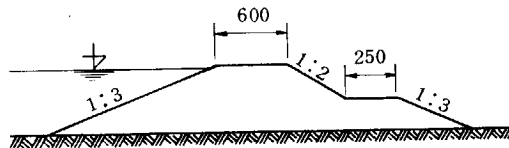
4-ハンガリー(ドナウ川)



5-フランス(ロワール川)



6-ハンガリー(ドナウ川)



(数字の単位はcmである)

図3.1.4 ヨーロッパの堤防の事例

5) 堤防の小段¹²⁾

堤防の小段は堤防高が4～5 m以上高くなると設けるのが普通である。小段を設けず、それだけのり勾配をゆるくした方が施工上ならびに維持管理上有利ではないかということもいわれているが、小段は堤防の維持管理の通路、出水時の水防活動などに利用でき、堤体安定上からも利点があるといわれているので堤防高の大きい場合にはすべて小段が設けられている。図3.1.5は過去の経験をもとにした堤防小段の配置の標準を示したものである。

重要な堤防の堤脚には幅1～2 m、高さ0.5～1.0 m程度の小段を設けることがある。これは普通犬走りと呼んでおり、堤脚を保護する目的で設けられるものである。犬走りの代りに高さ0.5～1.0 mの腰石積を設けて堤脚を保護することもある。

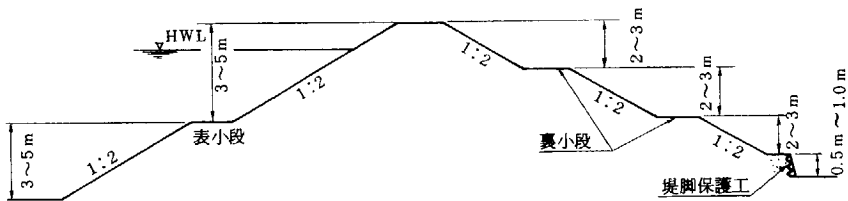


図3.1.5 堤防小段の配置

6) 堤防の余盛

堤防を築造するときには、一般に堤防の沈下を考慮して余盛りを行う。余盛りは沈下後の堤防断面が計画の堤防定規断面となるように行うものであるから、堤防天端のみでなくのり面にも行われ、しかも、図3.1.6に示すように、のり面の余盛りはのり尻で零となるよう下方に漸減させるのが通例である。したがって、堤防築造後から沈下が終わるまでの間はのり勾配が2割よ

12) 堤防の小段には多くの利点がある反面、雨水の浸透を助長するとともに、スムーズな流下を妨げ、堤防の安全度を阻害するとの意見もあり、現在では緩勾配法面を採用した単断面堤防も検討されている。

り急勾配となるが、これは構造令違反とはならない。

堤防の沈下の予測が困難なときは、施工時ののり勾配自体が2割以下となるよう、のり面の余盛りについて配慮する必要がある。

なお、表3.1.3は余盛高の標準を示したもので、堤防高および土質（堤体および基礎地盤）によって異なる。

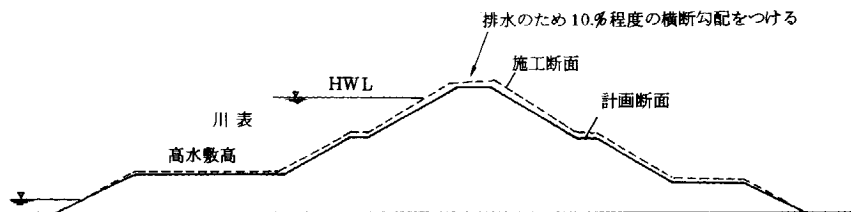


図3.1.6 計画断面と施工断面の関係

表3.1.3 余盛高の標準

(単位cm)

堤体の土質		普通土		砂・砂利	
地盤の地質		普通土	砂・砂利	普通土	砂・砂利
堤	3 m 以下	20	15	15	10
	3～5 m まで	30	25	25	20
高	5～7 m まで	40	35	35	30
	7 m 以上	50	45	45	40

注1) 余盛の高さは、堤防のり肩における高さをいう。

注2) かさ上げ、拡幅の場合の堤高は、垂直盛土厚の最大値をとるものとする。

3.1.3 堤体材料の選定

1) 概 説

河川堤防は、「河川管理施設等構造令」によれば土砂による土堤を原則とし、一般には各河川ごとに堤防の高さ、天端幅、のり勾配、小段等が標準断面として規定されている。堤防を計画する場合、基本的には「河川管理施設等構造令」に準拠した各河川毎の標準断面で計画されるが、堤防下の地盤状況あるいは、降雨、洪水条件等の外力および堤体材料によってその安定性は大きく左右される。堤防が計画洪水流量に対して十分な余裕高を持つ断面であれば、越流による崩壊はほとんどないものと考えられるが、材料選定いかんによっては高水あるいは降雨による浸透水によって堤体が不安定化する場合がある。具体的な現象としては、堤体漏水やパイピングによるのり面の崩壊等が挙げられ、堤防への直接の被害となる。このような被害を防止するために、基本的には堤防断面形状として「河川管理施設等構造令」に規定するものを下限とし、地域周辺の堤防断面を参考として定規断面を定めた上で、堤体材料の選定を行うこととする。

2) 堤体材料の評価¹³⁾

河川堤防の堤体材料としては、従来から多種多様のものが用いられてきている。これは、多量の土を必要とするために経済性や施工性を重視し、材料を現場近くに求めたこと、またあわせて河道の流下能力の増大を図ったことから、主として河道掘削で発生した土を利用することが多かったためである。現在においても、多量の土量を必要とするため、工費の面からはできるだけ手近にある材料を利用することになるが、堤体材料の優劣が完成後の堤体の安定性や施工の難易などに大きな影響をもつので、安定性の高い河川堤防を築造する意味からも、材料選定について事前の土質調査は十分に行っておく必要がある。

河川堤防に用いる土質材料は、次に示すような条件を満たしているものが望ましい。

13) 堤体材料を購入する場合には経済効果を考慮して可能な限り良質な材料を選定することが必要である。

- ① 高い密度を与える粒度分布であり、かつせん断強度が大ですべてに対する安定性があること。
- ② できるだけ不透水性であること。河川水の浸透により浸潤面が裏のり尻まで達しない程度の透水性が望ましい。
- ③ 堤体の安定に支障を及ぼすような圧縮変形や膨張性がないものであること。
- ④ 施工性がよく、特に締固めが容易であること。
- ⑤ 浸水、乾燥などの環境変化に対して、のりすべりやクラックなどが生じにくく安定であること。
- ⑥ 有害な有機物および水に溶解する成分を含まないこと。

材料の選定にあたって上記の基本的な性質を考慮する姿勢は忘れてはならないが、必要条件のうち、せん断強さ、不透水性、圧縮性の3点は普通の材料にあってはあまり問題となることはない。

なお、参考のためにフィルダムにおける粒度分布の適用範囲の一例を示すと、図3.1.7のとおりである。

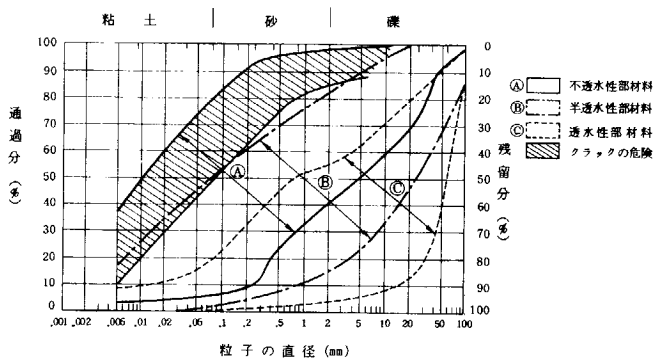


図3.1.7 堤体材料の適性範囲参考例
(アメリカ開拓局 1974)

以上のような基本的観点から河川堤防の堤体材料としての評価を示すと表3.1.4のようになる。同表にはそれぞれについて留意事項を併記しておいた。

表3.1.1.4 堤体材料としての土の評価

土名		の区分		堤体材料としての評価		対策
		記号 (日本統一分類)	評価	留意事項	対策	
粗粒土	礫	(GW), (GP)	○	透水性が非常に大きい。	透水性および植生対策が必要になる。	
	礫質土	(G-M), (G-C), (G-O), (G-V), (GM), (GC), (GO), (GV)	○			
	砂	(SW), (SP)	○	透水性が大きく、のりくずれが生じやすい。	透水性対策が必要である。	
細粒土	砂質土	(S-M), (S-C), (S-O), (S-V), (SM), (SC), (SO), (SV)	○			
	シルト	(ML), (MH)	○	(場合により対策を必要とする) 水を含んだ場合、機械施工が困難となり、締固めが十分できないことがある。	乾燥による含水比の低下もしくは、土質改良用添加材による土質改良。	
	粘性土	(CL), (CH)	○			
	火山灰質粘性土	(OV), (VH ₁), (VH ₂)	△	高含水比のものが多く、そのままでは機械施工によって締固めたり整形することが困難である。	乾燥による含水比の低下もしくは、土質改良用添加材による土質改良、または、良質土と粒度調整を行う。	
	有機質土	(OL), (OH)	×	含水比が高く、締固めが困難である。圧縮変形が大きく、また浸水乾燥などの環境変化に対しても安定性が悪い。		
高有機質土	(P ₁), (M ₂)	○	○ 使用可能なもの △ 必要に応じて対策を施せば、堤体材料として使用できるもの × 堤体材料として不適当なもの			

表3.1.5 日本統一土質分類の定義と工学的分類体系

簡易分類名	土質名	定義又は説明	工学的分類体系との対応		
礫	礫 中礫 細礫	ほとんどの粒子が2~75mmの場合 " 20~75mmの場合 " 5~20mmの場合 " 2~5mmの場合 かなりの砂分を含む礫	注1 [G]		
	シルト 粘土 有機質土 火山灰	細粒分が5%以上 15%未満	細粒分がシルト 粘土 有機質土 火山灰質粘性土	{M} {C} {O} {V}	
礫質土	粗礫 中礫 細礫	細粒分が15%以上 50%未満	{M} {C} {O} {V}	(GM) (GC) (GO) (GV)	
	シルト 粘土 有機質土 火山灰	細粒分が5%以上 15%未満	{M} {C} {O} {V}	(GF) (GV)	
砂	礫混り砂 粗砂 細砂	細粒分が5%未満	礫を含む砂 ほとんどが74μmから2.0mmの場合 " 0.42mmから2.0mmの場合 " 74μmから0.42mmの場合	注1 [S]	
	シルト 粘土 有機質土 火山灰	細粒分が5%以上 15%未満	細粒分がシルト 粘性土 有機質土 火山灰質粘性土	{M} {C} {O} {V}	
砂質土	粗砂 中砂 細砂	細粒分が15%以上 50%未満	{M} {C} {O} {V}	(SM) (SC) (SO) (SV)	
	シルト 粘土 有機質土 火山灰	細粒分が5%以上 15%未満	{M} {C} {O} {V}	(SF)	
シルト	砂質シルト	細粒分が50%以上	砂分が目立つ	ダイレイタンスー現象が顕著で乾燥強さが低い。 $w_L < 50$	(ML)
	シルト		砂分が目立たない	シルトとシルト質粘土の中間的 $w_L \geq 50$	(MH)
	粘土質シルト		砂分が目立つ	ダイレイタンスー現象がなく、乾燥強さが高い、又は中ぐらい。 $w_L < 50$ $w_L \geq 50$	(CL) (CH)
粘性土	砂質粘土 シルト質粘土 粘土	細粒分が50%以上	砂分が目立つ	ダイレイタンスー現象がなく、乾燥強さが高い、又は中ぐらい。 $w_L < 50$ $w_L \geq 50$	(C)
	砂質粘土 シルト質粘土 粘土		砂分が目立たない	ダイレイタンスー現象がなく、乾燥強さが高い、又は中ぐらい。 $w_L < 50$ $w_L \geq 50$	(CH)
有機質土	有機質シルト 有機質シルト粘土 有機質砂質粘土 有機質粘土	細粒分が50%以上	有機成分を含む、無機成分はシルト質粘土 黒色又は暗色で、有機臭がある	無機成分はシルト質粘土 無機成分は砂質粘土 $w_L < 50$	(OL)
	黒ぼく、関東ローム(黒色)など		無機成分は粘土 無機成分に火山灰質粘土 $w_L \geq 50$	(OH) (OV)	
火山灰質粘性土	灰土 関東ロームなど各地のローム	火山灰質粘性土で " $w_L < 80$ " $w_L \geq 80$	(VH ₁) (VH ₂)	{V}	
高有機質土	泥炭など 黒炭など	繊維質の高有機質土 分解の進んだ高有機質土	(Pt) (Mk)	{Pt}	

注1 (G), (S)のうち粒度の良いもの、粒度の悪いものに分け(GW), (GP), (SW), (SP)と細分をすることがある。

粒度が良い..... $U_c \geq 10, 1 < U_c' \leq \sqrt{U_c}$
 (GW) U_c : 均等係数 D_{60}/D_{10}
 (SW) U_c' : 曲率係数 $(D_{30})^2/(D_{10} \times D_{60})$
 粒度が悪い..... 上記の条件を満たさないもの
 (GP)
 (SP)

注2 堤体材料として望ましい土質は {GF}, {SF}, {M}, {C} である。

ここで、堤体材料として望ましい土および評価の低い土を具体的に示せば次のとおりである。

(1) 堤体材料として望ましい土

堤体材料の基本条件を満足する土として、次のようなものが堤体材料としては望ましい。

- ① 粒度分布のよい土：これは締固めが十分行われるためにいろいろな粒径が含まれているのがよいためであるが、粗粒分は粒子のかみ合わせにより強度を発揮させるのに効果があり、細粒分は透水係数を小さくするのに必要であるから、これらが適当に配合されていることが堤体材料としては好都合である。
- ② 最大寸法は10～15cm以下：施工時のまき出し厚の制限から決まるものであるが、礫径の最大寸法があまりにも大きくなると、締固めの効果が十分に発揮されないことも生ずるので注意が必要である。
- ③ 細粒分（0.075mm以下の粒子）が土質材料（75mm以下の粒子）の15%以上：不透水性を確保するための条件で、堤体漏水の多くはこの条件をはずれた材料の堤防にみられることが報告されている。
- ④ シルト分のあまり多くない土：降雨による浸食、浸透水によるのり面崩壊は水のある程度通しやすく、含水比の増加によりせん断抵抗の低下する土に起こった例が多いが、そのような状態になるのはシルト分の影響が大きいと考えられる。
- ⑤ 細粒分（0.075mm以下の粒子）のあまり多くない土：細粒分が50%以上のものは乾燥時にクラックの入る危険性があるので細粒分が50%以下のものが望ましい。

以上のような点から考えると、望ましい材料は、表3.1.5の土質分類名で言えば、{GF}、{SF}、{M}、{C}に相当するものと考えられる。

(2) 堤体材料として評価の低い土

堤防に使用する材料は、(1)で示した条件に合致しないものが不適当な土であるということにはならない。(1)の条件をはずれるものは予想される事態（強度不足、漏水、軟弱化など）に対応する方策を講じて設計を行うべきであるが、一応堤体材料として適当でない材料としては次のようなもの

が考えられる。

- ① 細粒分 (0.075mm以下の土粒子) がほとんどない土
- ② 施工機械のトラフィカビリティの得られない土
- ③ 高有機質土

このうち、①は必ずしも適当でない土とは言いがたいが、単独では不透水性を確保することが困難なため、一応適当でない土に分類した。ただし、①の材料は十分締固めることによって粘性土よりも比較的大きいせん断強度が得られるので、次の場合等はこれを使用しても堤体は安定する。

④ 洪水継続時間が短かく堤体断面が大きい場合

⑤ 表のり護岸の遮水や裏のりの排水機能等の対策を施している場合

②は施工の面からの制約であって、同じ土で施工機械によってトラフィカビリティの要求値 (コーン指数) が異なるので施工機械の選択の問題とあわせて判断し、機種を選定によってできるだけ近くで得られる土を利用するのが基本的な考えである。③は高含水量のため施工が困難なこともあるが、むしろ強度が十分でないこと、圧縮変形が大きいこと、有機物質が分解することなど、長期の安定に問題があって好ましくない材料である。

3) 評価の低い材料を用いる場合の対策¹⁴⁾

堤体材料として評価の低い材料およびトラフィカビリティが確保できない材料に対しては、対策工として次のような手法をとることによって堤体材料として使用が可能となる。

- ① 他の土質との混合：粒度分布の悪い土に欠けている粒径を補うもので、砂質系のものには細粒土を混合して透水係数を下げ、粘性土系のものには砂質系の土を入れて含水比を下げ、強度を上げて施工を容易にする。
- ② 乾燥による含水比低下：トラフィカビリティの得られない土を地山でのトレンチによる排水、仮置きによる曝気乾燥などで改良する。

14) 評価の低い材料を用いる場合の対策としては、堤防断面を拡大したり、部位を指定して使用することも考えられる。堤体の質を考慮した設計法が導入されれば、このような対策は当然のこととなる。

- ③ 添加剤による土質改良：石灰系，セメント系などの改良剤を添加して土質改良を行う。
- (1) 他の土質との混合による粒度調整

この方法は粒度分布の悪い土に対して、その土に欠けている粒径を他の土から補うことにより土の性質を改良するもので、河川堤防では主に次のような目的でおこなわれている。

- ① 透水性の大きい砂質土に対し、細粒土を混合して盛土材料として適切な透水性となるように粒度の調整を行う。例えば (SW) に (CL) を混合して (SC) に調整する等である。
- ② 粘性土に粗粒土を混合して、乾燥収縮によるクラックの発生しやすい性質を粒度調整により改良する。例えば (CH) または (CL) に (SP) などを混合して (SM) に調整する等で、一例を示すと図3.1.8のとおりである。

以上のように粒度調整は性質の異なる2種以上の土を混合して、堤体材料として目的に応じた土に粒度分布を改良するものであることから、改良後（粒度調整後）の土は堤体材料として適した性質を有していることになる。したがって、粒度調整された土は改良後の土の性質で評価しても問題は無く、一般的な堤体材料と同様な取扱いをして盛土にすれば、完成後の堤体安定度の評価は望ましい材料を用いた場合と同等になる。

ただし、粒度調整では混合しようとする2種以上の土をできるだけ均質に混合することが重要であり、一方の性質の土が一部に集中して盛土され

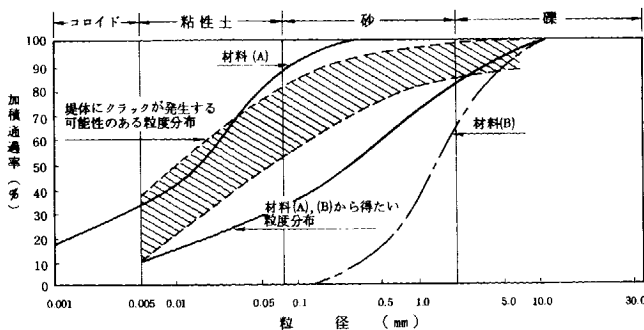


図3.1.8 粒度調整の説明図

ることがないように注意しなければならず、施工（混合）機械としては粘性土の粉碎・混合効果の高いスタビライザを採用するのが望ましい（第4章参照）。

(2) 乾燥などによる含水比の低下

この方法は土の自然含水比が締固め規定で設定された施工含水比の範囲に入らない場合において、乾燥およびトレンチ掘削などによって材料の含水量を調整した後、盛土をおこなうものである。したがって、この方式が用いられる土は、含水量の状態を除けば、本来、堤体の盛土材料として適した性質を十分に有している土であり、処置後の盛土材を堤体に用いれば一般的な材料を用いた場合と何ら変るところはない。

含水比の調整は土質に応じて次の範囲になるまでおこなう。

- ・砂質土：施工含水比を \overline{Dc} （締固め度の平均値） $\geq 90\%$ の締固め度が得られる湿潤側の含水比の範囲内に調整する。
- ・粘性土：締固め機械のトラフィカビリティが得られる限界とする。

なお、粘性土では乾燥などによる含水比の低下工法は一般に効果が少ないといわれ、期間、作業速度、作業面積などで不利な条件が多くなる。このためトラフィカビリティを確保するために、添加材による土質安定処理工法（土質改良工法）を併用する場合がある。

(3) 添加材による土質安定処理

この方法は高含水比の粘性土などのようなトラフィカビリティの不足する土に対して、石灰やセメントを用いて土質を安定処理しようとするものである。

各添加材の固化機構は次の通りである。

- ・石 灰：石灰が土中水と反応して、吸水、発熱作用を生じ、周辺の土から脱水することを主要因とする。また、長期的にはポゾラン反応によって化学的に固結する。このため石灰による反応時間はセメントに比較して長時間が必要とされている。
- ・セメント：セメントは土中水と反応して水和硬化を生じ、土粒子との化学的結合によって硬化する。また、長期的にはポゾラン

反応による硬化の向上もあるが、硬化作用のほとんどが水和硬化によっている。

セメントの硬化時間は石灰と比較して短かく、土との混合後3～7日程度でほとんどの硬化が終了する。

土質安定処理土を堤体に用いる場合、その処理目的はトラフィカビリティの確保にある。締固め機械に普通ブルドーザを用いるとすれば、改良土の必要コーン指数 (q_c) は5～7 kgf/cm²程度であり、土質安定処理としては低強度である。

なお、土質安定処理工法によって築堤した場合、土質、添加材、混合率、混合方法によっては、完成後の堤体に乾燥収縮によるヘアークラックが発生することがある。したがって、室内試験による基礎的な検討を行い、できれば試験施工による検証を行った上で、工法を決定するのがよい。

3.1.4 締固め度の規定

1) 締固めの意義

土を締固めて密度を高めると一般に土の諸性質は向上し、圧縮性、強度特性、透水性などの工学的特性は改善されるのが普通である。また、よく締固められた土ほど外力に対し安定性（恒久性）が向上する。

土の締固められた状態は土質および含水比状態によって大きく変化することはもちろんであるが、締固めエネルギーおよびその締固め方法によっても大きく左右される。

特定の締固め方法ならびに締固めエネルギーによって土を締固めた時、土粒子間隙を最小（すなわち乾燥密度を最大）にする含水比をその締固め条件における最適含水比 (w_{opt}) といい、これに対応する乾燥密度を最大乾燥密度 (ρ_{dmax}) という。

最適含水比、最大乾燥密度に締固められた土は、その締固めの条件のもとでは間隙が最小であるうえに、間隙中の空気間隙がその締固めエネルギーでは排除し得ない程度しか残されていないから、締固めた後に水の浸潤を受けても、吸水する余地が僅かであり、水浸による性質の変化が微小であるという特色がある。一方、締固めた土の強度特性は土粒子あるいは土粒子構造間

の水分の量によって変化するが、締固め直後の状態では最適含水比よりやや低い含水比における強度、変形抵抗が最大で、圧縮性が最小であることが認められている。このことは、これらの性質が含水状態によって顕著に影響される細粒土ほど明瞭である。しかしながら、最適含水比より含水比の低い土が水浸を受けると、最適含水比、最大乾燥密度におけるよりも相対的に大きな空気間隙を残しているから吸水膨潤し、優れていた強度特性は低下し、最適含水比、最大乾燥密度の状態に締固められた場合よりも劣化するのが一般的である。

河川堤防は河川水から堤内地を遮断するために設けられた構造物であり、土構造物である以上、常に水の浸入を受けることになる。このため、河川堤防に対する締固めの目的は浸水に対する耐久性が第一義に求められるから、最大乾燥密度、最適含水比の状態にあることが最も望ましいことがわかる。

すでに述べたように、最適含水比よりも乾燥側にある土では、締固め直後に十分な強度をもっているも、浸水の影響により強度が低下するので、乾燥密度はそれだけで盛土の耐久性を示すものではない。すなわち、締固め時の含水比の範囲を規定することによってはじめて乾燥密度が意味をもってくるのである。

また、土が決まっても、締固めの手段、締固めエネルギーの加え方が変わると最大乾燥密度、最適含水比はかなり変化し、それにともない締固めた土の強度特性は相違してくる。しかし、締固め条件が異なってもそれぞれの最適含水比、最大乾燥密度に締固められた土は、相対的に水浸に対して耐久性が強いという点において共通している。したがって、締固めた土の性質の恒久性を確保するための条件としては、乾燥密度を高くするというより、間隙中の空気間隙（空気間隙率）、あるいは間隙中の水分の占める割合（飽和度）を、いずれの最大乾燥密度、最適含水比にもほぼ共通的にみられる特定の値以内にするということであり、ここに細粒土の締固め度規定に空気間隙率あるいは飽和度が採用される意義がある。

堤体の設計ということ言えば、締固めた土の性質の恒久性を確保したうえで、土構造物として要求される強度、変形抵抗および圧縮抵抗と含水比の関係を知り、施工含水比を規制するという方向が最も理想的であろう。

従来、河川土工などの締固めにおいて最も広く用いられている JIS A 1210などの標準締固め試験の最大乾燥密度、最適含水比を基準にして締固め度、施工含水比を規定する方式は、上記2つの要求をすべて包含しているとの経験的な判断に立っているものである。したがって、自然含水比が最適含水比より著しく高い粘性土や基準試験の最大乾燥密度が試験法によって大幅に変化するような特殊土に遭遇した場合は、①恒久性を確保するための締固め度規定と、②締固め土の品質が設計上の要求を満足するための規定（たとえば施工含水比規定）に分けて最も合理的な方法を追求すべきである。

2) 締固め規定

盛土工にあたっては、どのように土を締固めるかを仕様書に明確に規定することは、盛土の品質を確実なものにするために欠くことのできないことである。

規定の方式には大別して品質規定方式と工法規定方式の2つがある。河川堤防では締固め基準として品質規定方式によることを原則とするが、両者の適用にはそれぞれの適・不適があるから、それぞれの特色をよく理解し、工事の性格、規模、土質条件など現場の状況をよく考えたりえていずれかを選択し、実施することになる。

いずれの方式を用いて盛土の品質管理をおこなうにしても、実際の盛土に使用される土質材料は、程度の差こそあれ土質が変化するのが普通である。特に、河川土工では盛土材の入手方法から同一現場であっても取扱う土質が変化する可能性が大きく、現場では土質の変化を的確に判断して、できあがった盛土の品質が均質になるように心掛けることが大切である。

このためには、日常的な管理が重要であり、盛土の品質に不備な点が見られた場合には、再度の締固めなどの具体的な是正処置を実施することが大切である。

(1) 品質規定方式

盛土に必要な品質を仕様書に明示し、締固めの方法については施工者にゆだねるという方式で、検査の対象となるのは盛土の品質の規定に対する合否である。施工者は施工の過程において常に品質管理を行い、締固め工法を調整していかなければならない。

最近の請負工事においては、請負契約の性格上最も合理的な方式と目され、内外の多くの機関においてもこの方式が採用されている。

品質を規定する方式には次のような種類がある。

- ① 基準試験の最大乾燥密度、最適含水比を利用する方法（乾燥密度規定と略称）

締固めた土の乾燥密度と基準の締固め試験の最大乾燥密度の比（締固め度と略称）が規定値以上になっていること、および施工含水比がその最適含水比を基準として規定された範囲内にあることを要求する方法である。一般に、土の現場密度測定はJIS A 1214「砂置換法による土の密度試験方法」によることが多いが、最近ではラジオアイソトープによる方法（RI法）も多く用いられるようになってきている。このRI法による測定は作業が簡便で、測定結果がその場で判定できるなど、品質管理の調査法としては有利な点が多く、測定結果を施工に反映することを容易にする。こうしたことから、今後、盛土の品質管理用測定器として積極的に導入すべき手法と考えられる。具体的には「第5章第3節」を参考とするとよいが、基本的には是正処置が的確に行えるように日常的な管理にはRI法を用いるものとした。品質の最終的な確認（必須管理と称す）は砂置換法によることを基本とし、その測定結果は記録として残すものとした。

一方、基準の締固め試験にはJIS A 1210「突固めによる土の締固め試験方法」が用いられ、河川土工では盛土の密度管理を目的として通常表2.2.1の呼び名Aが採用されている。なお、詳細な適用法は第2章を参考するとよい。

従来、河川堤防では盛土の品質を確保するため、締固め度を下限値で規定してきた。しかし、使用する材料が天然の土であるため、材質には若干なりともバラツキを有しているのが実際である。このため、代表的なサンプルを用いて基準密度を設定しても、必ずしも品質管理上の代表値とはなり得ないことがあり、その適用には必然的に限界がある。したがって、盛土の品質規定値は下限値よりも平均値で設定しておくことが現実的であり、また効果的な管理手法となるものと判断されるが、盛土

品質の一定化を図るということでは、下限値を設定することも重要である。そこでここでは平均値と下限値の双方で規定することとし、規定値を次のように設定した¹⁵⁾。

平均締固め度： $\overline{Dc} = 90\%$ 以上

締固め度品質下限値： $Dc = 80\%$

図3.1.9はこれを突固め曲線の上で示したものである。

締固め度による規定方式は早くから使用されており、実績も多い。しかし、前述したように、土質の変化が多い現場では基準試験をその都度実施して土質に応じた最大乾燥密度を設定しなくてはならず、また、自然含水比が高く施工含水比が締固め度の規定範囲を越えているような粘性土では適用し難いなどの問題もある。このようなことから、ここでは乾燥密度規定の適用土質の目安を表3.1.5に示す日本統一土質分類における {SF}、{S}、{GF} の粗粒土とした。

なお、締固め度が品質下限値 ($Dc = 80\%$) を越えていても、自然含水比が最適含水比よりも乾燥側にある土に対しては、浸水時に強度が減少することもあるので注意しなくてはならない。

また、礫 {G} などでは礫分の影響から基準密度の設定などに問題もあり、粗粒土であっても乾燥密度規定の適用が困難である。したがって、こうした土では後述する工法規定方式の適用が望ましい。

15) 平均値規定に関しては現場での品質管理が難しいとの意見がある。本マニュアルではこのようなことを考慮して日常管理を導入し、管理能力図を作成して品質管理を行うことを要請しているわけである。このため管理業務が複雑化、煩雑化することは避けられないが、堤体の質的向上こそ最優先に考えるべきである。

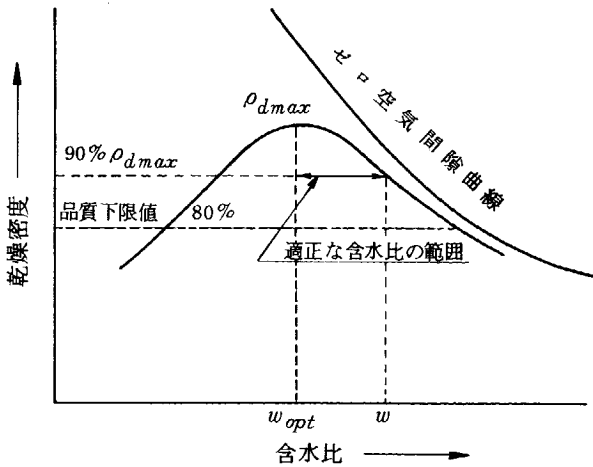


図3.1.9 土の突固め曲線

表3.1.6 締固め度の規定

土質分類 名称	粗粒質	砂質土 {SF} (15% ≤ -74 μm < 25%)	砂質土 {SF} (25% ≤ -74 μm < 50%)	粘性土 F
締固め度 (D_c)	$\overline{D_c} = 90\%$	$\overline{D_c} = 90\%$	—	—
施工含水比 (w_n)	—	—	トラフィカビリティ —を確保しうる範囲	トラフィカビリティ —を確保しうる 範囲
空気間隙率 (V_a)	—	—	$V_a \leq 15\%$	$2\% \leq V_a \leq 10\%$
飽和度 (S_r)	—	—	—	$85\% \leq S_r \leq 95\%$
品質合格率 (%)	—	—	90%	90%
品質下限額値	$D_c = 80\%$		—	—

○ 基準締固め試験はA-a法とする。

- ② 空気間隙率または飽和度を施工含水比で規定する方法 (空気間隙率または飽和度規定と略称)

ここでは締固めた土の性質を恒久的に確保する条件として、空気間隙率または飽和度を表3.1.6のように規定し、一方締固めた土の強度、変形特性が設計を満足する範囲に施工含水比を規定する方法で管理するも

のとした。

この方式は従来、乾燥密度規定が適用しにくい土質、特に高含水比の粘性土に対して利用されてきた。自然含水比の大きさは粒度分布にも関係があり、一般に日本においては、細粒土分の多い土質は自然含水比が高く、粗粒土では乾燥傾向にあるものが多い。乾燥した粗粒材料は通常の施工では空気間隙率を小さくすることは困難であるが、こうした状態でも十分な強度を有しており、一般には安定上の問題は少なく、また水が及ぼす影響が粘性土に比べればはるかに少ない。このような材料の性質から見れば、空気間隙率管理の適用範囲は粒度分布に着目して考えるべきである。図3.1.10は通常の締固めを基本とした試験工事の調査結果を上記の観点から整理したものであるが、この図からは空気間隙率管理の適用範囲を75 μ m通過分が25%より多い土と考えることができる。

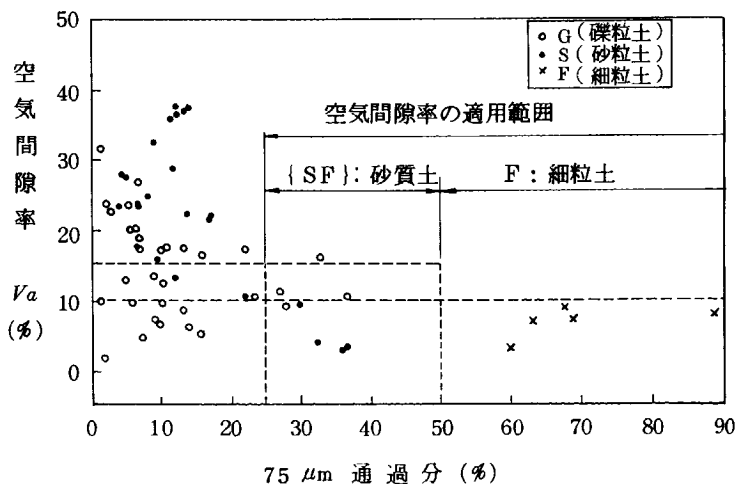


図3.1.10 75 μ mふるい通過分と実測空気間隙率の関係

表3.1. 6はこうした観点を含めて規定したもので、同表の砂質土 {SF} については乾燥密度規定および空気間隙率規定のいずれの規定方式によっても品質管理が可能なものとする¹⁶⁾。また、粘性土については空気間隙率の下限値を2%程度、飽和度の上限値を95%程度と見なすべきであり、これを超えると過転圧の状態になることが多い。過転圧が発生しそうな場合は、現場での締固め状況を十分に観察し、目視によって締固めを止めれば良い。空気間隙率 (V_a) および飽和度 (S_r) は現場において土の湿潤密度 (ρ_t) および含水比 (w) を測定することによって次式から算出する。

$$\text{乾燥密度} \quad \rho_d = \frac{100 \rho_t}{100 + w} \quad (\text{g/cm}^3) \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$\text{空気間隙率} \quad V_a = 100 - \frac{\rho_d}{\rho_w} \left(\frac{100}{\rho_s} + w \right) (\%) \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

$$\text{飽和度} \quad S_r = \frac{w}{\frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_s}} (\%) \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに ρ_d は乾燥密度、 ρ_w は水の密度 $\approx 1 \text{ g/cm}^3$ 、 ρ_s は土粒子の密度である。この方式では基準の締固め試験を行う必要はないが、土粒子の密度を知ることが必要になる。しかし、土粒子の密度は土質調査段階に求められていることが多いし、土質の変化に伴う基準締固め試験の最大乾燥度 (ρ_{dmax})、最適含水比 (w_{opt}) の変動とくらべれば、その変化は微小であるのが普通で、現場で識別される代表的な土についてその値を知っておく程度で実用上十分である。

また、施工含水比の規定としては、その含水比の上限をトラフィカビリティを満足し得る限界で定めるのが一般的である。

16) 飽和度および空気間隙率規定を導入したことで堤防の質的低下を心配する向きもあるが、密度管理が不適当な土とはシルト、粘土、火山灰質粘土のことであり、必ずしも評価の低い土ということではない。

(2) 工法規定方式

盛土の締固めにあたって、使用する締固め機械の機種、締固め回数などの工法そのものを仕様書に規定する方式である。

工法規定方式は工事の監督ならびに施工の管理が品質規定の場合より直接的でわかりやすいという長所があること、さらに土質に応じての締固め手段の選択についてはかなり標準的見解がまとまってきていることを考えれば、現場の状況に応じて工法規定方式を活用し得る場合も多いと思われる。

土質条件が複雑であったり、構造物工事と錯綜した盛土現場における経験の浅い施工者に対しては、品質規定方式を適用した場合よりも、工法規定によって所定の締固め機械が作業している実態を確認した方が、結果的に質のよい盛土が得られる可能性がある。特に材料が礫 {G} などでは有効な管理と考えられる。

なお、工法規定方式では現場における締固め試験によって盛土の品質を確認し、仕様の適否をチェックし、最終的に締固め機種と締固め回数およびまき出し厚さ等を決定することが望まれる。

第3.2節 軟弱地盤対策工の設計

3.2.1 設計の手順

一般に河川の中下流部は、沖積層のシルト、粘土、砂質土等の細粒土が分布し、しかもその多くは含水比が高く、地下水位の浅い軟弱地盤を構成する。このような軟弱地盤上に堤防を建設する場合、堤体自体の設計は、すでに述べたように材料選定と締固め規定で対応できるが、基礎地盤には次に示すような問題点が生じ、その対応策が必要である。

- ① 基礎地盤の支持力不足によるすべり破壊
- ② 基礎地盤の圧縮性が大きいために生ずる過大な沈下

堤防が通常の土堤の場合、沈下が過大なものでなければ余盛あるいは築堤後の補修により対処することもできるが、樋門、樋管等の構造物と近接していたり、これを内部に埋設している場合、あるいはのり面をコンクリートで被覆していたり、天端にパラペットウォールをのせていたりする場合には、損傷の原因になるので過大な残留沈下は許されない。

一般に、堤防の高さ、天端幅、小段、のり勾配等の断面形状は、その河川の水利機能、洪水時の浸透、洗掘などに対する安定性等から定まるので、ここでいう設計とは、そのような所定の断面構造の堤防を築造する上で、工期・工費・完成後の状態等の条件を考慮して、構造物として安定であるかどうかをチェックし、何らかの対策が必要であるかどうか、さらにどのような対策工法を施すか、また、どの程度の規模の処理が必要であるかを決定することである。設計の進め方は図3.2.1に示したとおりで、堤体の断面形状から重量、築造過程等の荷重条件を設定し、まず無処理の場合について築造全過程を通じて所定の安全率を下回らないかどうかのチェックを行うとともに、完成後の残留沈下量の推定を行い、工期等と合わせて無処理での築造が現実的かどうかの判定を行う。次に何らかの処理が必要と考えられる場合、対策工法のいくつかについて条件を設定し、先と同様に安定性、沈下量、工期、工費の検討を行い、妥当な対策工法を総合的に判定する。

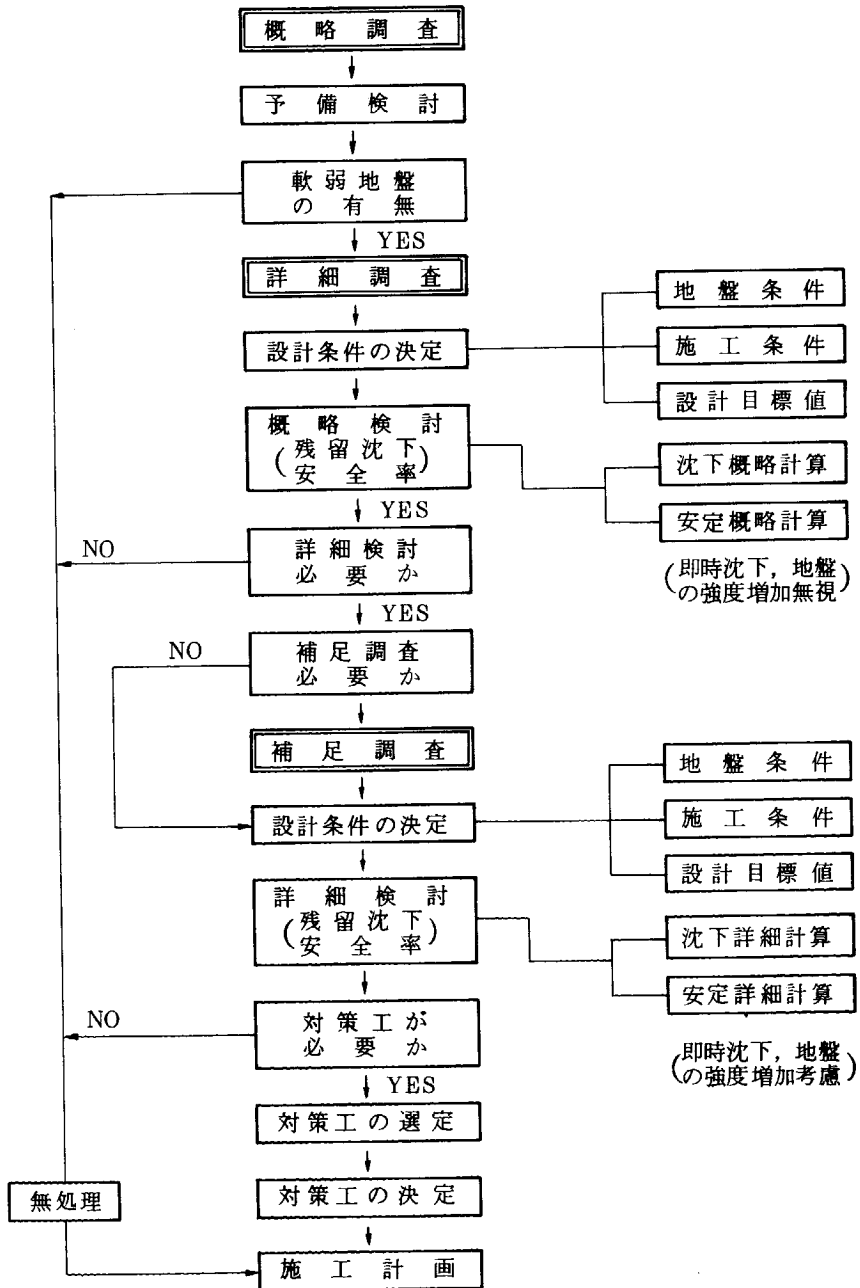


図3.2.1 軟弱地盤検討の手順

3.2.2 軟弱地盤の安定

1) 概 説

堤防が載荷された軟弱地盤には、主として土の圧密にともなって地盤の体積が減少することによる変形および土のせん断にともなって地盤の形状が変わることによる変形が生じる。

堤防盛土が立上るにつれて盛土下の地盤は沈下し、側方に変位して盛土側の地盤は隆起する。沈下量、隆起量および隆起の及ぶ範囲などは盛土高が高くなるにつれて著しく増大し、盛土荷重が地盤の極限支持力をこえたとき、図3.2.2に示したようなすべり面に沿って盛土は破壊する。いま、図3.2.3(a)に示したように V_1 の速度で盛土を施工し、盛土高が H_E に達した時間 t_1 における盛土中央直下の沈下量が S_{t1} であったとする。この時点で盛土を終りそのまま放置すれば地盤の圧密が徐々に進んで安定に向い、全沈下量 S_{f1} にまで達して沈下が終る。

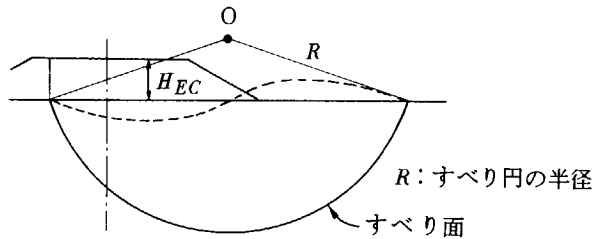


図3.2.2 盛土の破壊

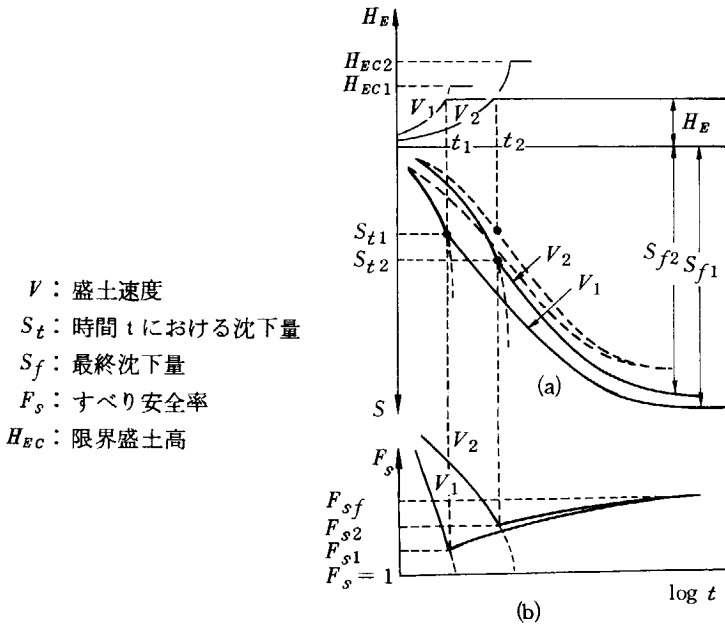


図3.2.3 盛土速度と地盤の沈下量およびすべり安全率

もし、時間 t_1 の後も引き続いて盛土を行ったものとすれば、破線で示したように沈下が急増し、限界盛土高 H_{EC1} まで盛り上げたとき地盤のすべり破壊を生じる。以上の関係を安全率の時間経過で示したものが図3.2.3(b)である。

また、盛土速度が V_1 よりもはるかに遅い V_2 であったとすれば、盛土が立上る間の地盤の圧密は、同じ盛土高における V_1 の場合より多く進むことができるので、 H_{EC1} より高い限界盛土高 H_{EC2} まで盛土を行うことが可能になる。この関係は図3.2.3における盛土速度 V_1 と V_2 の沈下および安全率の時間経過を見れば明らかで、より安全に、より高くまで盛土するためには、地盤の圧密に見合ったゆっくりした速度で盛土することが必要である。

2) 設計条件の設定¹⁷⁾

(1) 地盤条件

概略調査および詳細調査の結果にもとづいて地盤条件を決定する。

(2) 施工条件

① 盛土の形状・寸法

一般に計画高までの盛土のみを対象にして検討を進めるが、堤防上を管理用道路とする場合は必要に応じて交通荷重を加えた検討も行っておく。また、沈下量が大きい場合には余盛分を考慮する必要がある。

② 盛土の密度

設計段階で盛土の性質を明らかにできない場合も多いが、そのときは盛土の密度 ρ_E を次のように仮定してもよい。

盛 土 材 料	ρ_E (tf/m ³)
礫、礫質土	2.0
砂、砂質土	1.9
シルト粘性土 ($w_L \leq 50\%$)	1.8
火山灰質粘性土	1.5

(3) 設計目標値

盛土の安定に関する設計目標値は、原則として最小安全率で $F_s = 1.20$ 程度とする。ただし、地盤の強度増加を図りながら徐々に盛り上げる緩速施工や、動態観測による十分な安定管理を行う場合には、最小安全率を若干低めに設定することができる。

17) どの時点を検討の対象とするかについては、軟弱地盤の性状、盛土の規模、施工期間等をもとに十分に吟味する必要がある。また、それぞれの時点の安全度(率)の目標値をどのように考えるか、供用開始時の検討には外水の浸透を見込むのか、余盛をどのように扱うのか等についても考慮しなければならない。

3) 安定計算方法

標準的な構造の堤防である土堤では、円弧すべり面法により安定計算を行い、いくつかの円についての計算から最小安全率を求める。円弧すべり面法では、図3.2.4に示すようにすべり円の中心およびその半径を設定してすべり円弧を仮想し、この円弧内に含まれる土塊を適当な幅の鉛直細片に分割し、(3.4)式により安全率 F_s を計算する。

$$F_s = \frac{\sum \{c_i \cdot l_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cos \theta_i \cdot \tan \phi_i\}}{\sum W_i \cdot \sin \theta_i} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

- ここに W_i : 分割片の全重量
 u_i : すべり面上の間げき水圧
 c_i : すべり面上の土の粘着力
 ϕ_i : すべり面上の土の内部摩擦角
 l_i : 円弧の長さ
 b_i : スライスの幅
 θ_i : 円弧の中央における法線と鉛直線のなす角

実際に生じるすべり面の形状は複雑な曲面をなすことが多いが、円形と仮定しても実用上問題はない。分割する細片の数は盛土の断面形状や軟弱層の土層区分などによって一概に言えないが、細片の数を増してもそれほど精度はよくなるので10分割程度で十分である。

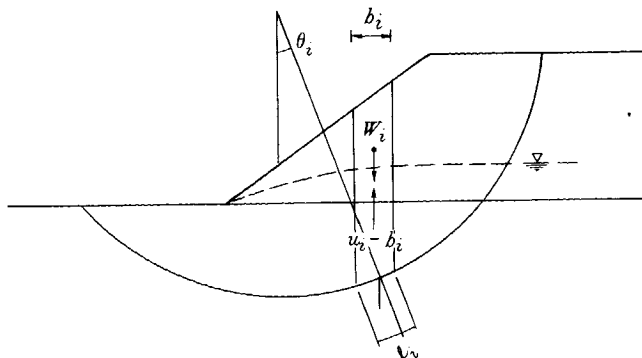


図3.2.4 分割法による安定計算

また、基礎地盤の圧密にともなう強度増加を考慮した全応力法によって、盛土のすべり破壊に対する安全率を求めることを標準とする。この場合、すべり面に沿う各細片部の土の非排水粘着力 c_u は、圧密を考慮して次式から求めた値を用いる（図3.2.5 参照）。

$$c_u = c_{u0} + m \cdot (p_0 - p'_c + \Delta p) \cdot U \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

ただし $p_0 + \Delta p \leq p'_c$ では $c_u = c_{u0}$

$$\begin{aligned} p_0 + \Delta p > p'_c \text{ では } c_u &= m \cdot p_t \\ &= m \cdot \{ p'_c + (p_0 - p'_c + \Delta p) \cdot U \} \\ &= c_{u0} + m \cdot (p_0 - p'_c + \Delta p) \cdot U \end{aligned}$$

ここに c_{u0} : 盛土前の原地盤における土の非排水粘着力 (tf/m²)

m : 強度増加率

p_0 : 盛土前土かぶり圧 (tf/m²)

p'_c : $p'_c = c_{u0} / m$ (tf/m²)

Δp : 盛土荷重によってすべり面の土に生じる
増加応力 (tf/m²)

U : すべり面の土の圧密度

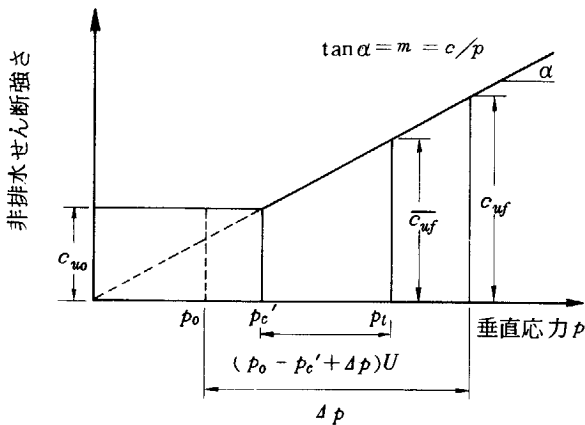


図3.2.5 圧密による強度増加を考慮したせん断強さ

安定計算にあたっては、次の点に留意する必要がある¹⁸⁾。

(1) 増加応力 Δp

盛土荷重によってすべり面の土に生じる増加応力を厳密に求めることは困難なので、通常は図3.2.6に示すオスターバークの図表を用い、盛土荷重によって各細片ごとのすべり面の位置に生じる鉛直応力を求め、この値を増加応力とする。

増加応力 Δp は次式によって求める。

$$\Delta p = I \cdot q_E = I \cdot H_E \cdot \rho_E \quad \dots (3.6)$$

ここに Δp : 深さ z における増加荷重 (tf/m²)

I : 影響係数

q_E : 盛土荷重 (tf/m²)

H_E : 盛土高さ (m)

ρ_E : 盛土の密度 (tf/m³)

18) 海成粘土が地下水に洗われるような場合、その部分の強度が極端に低下していることがある。実際に、厚さ30mに及ぶ沖積粘土層の下部にこのような現象が見られ、築堤時に大きな変状が発生した事例があり、通常安定計算のみでは判断を誤まることがあるので注意を要する。

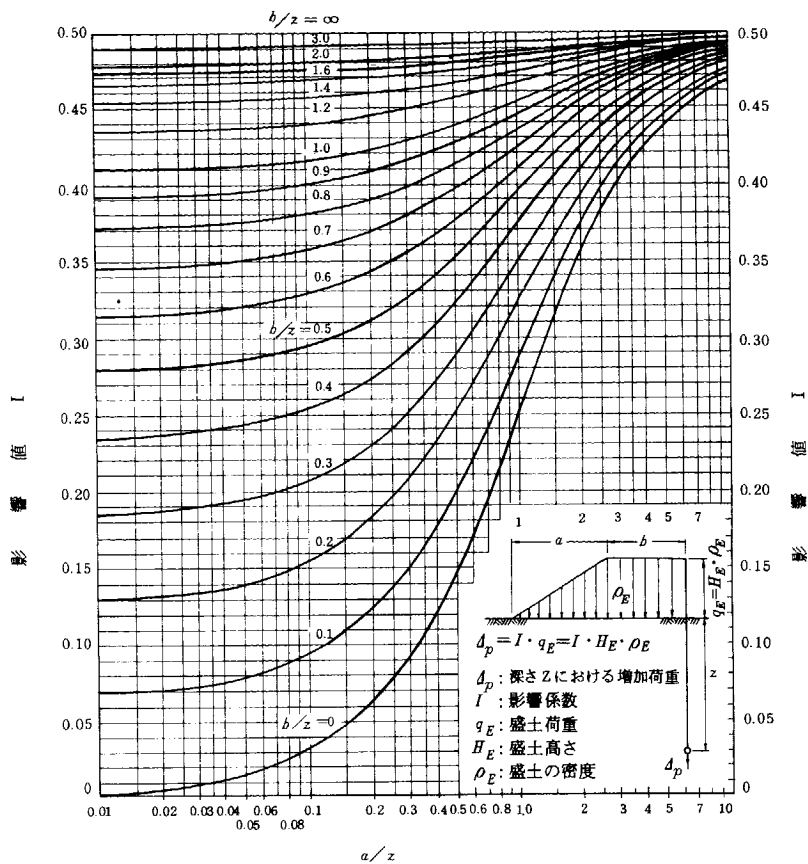


図3.2.6 台形荷重による鉛直地中応力影響値
(オスターバーグの図)

(2) すべり面の土の圧密度 U

通常は安定計算の対象となる盛土高に達したときの軟弱層の平均圧密度 \bar{U} を用いていることが多い。しかしできる限り各土層ごとに圧密度を求め、各細片に含まれるすべり面の土の圧密度とすることが望ましい。

(3) 高い盛土の安定計算

軟弱層厚に比べかなり高い盛土の安定性は、盛土が計画高に達するまで

に問題になることが多いので、図3.2.7に示すように最終盛土高 H_{E2} に対して安定を計算するだけでなく、盛土途中の安定（たとえば盛土高 H_{E1} など）についても検討を加える必要がある。

また、高い盛土の安定計算を行う場合は、(3.7)式で求めたテンションクラックを考慮したすべり面のほかに、図3.2.7に示すように盛土全高におよぶクラックが生じるとしたすべり面についても計算を行っておくことが望ましい。

$$z_t = \frac{2 \cdot c}{\gamma_E} \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots\dots (3.7)$$

- ここに z_t : テンションクラックの深さ (m)
 γ_E : 盛土の単位体積重量 (tf/m³)
 c : 盛土の粘着力 (tf/m²)
 ϕ : 盛土のせん断抵抗角 (°)

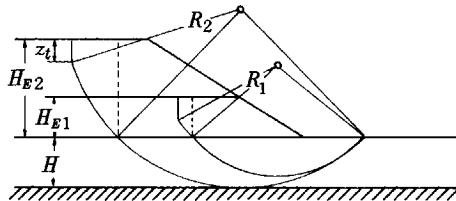


図3.2.7 高い盛土の安定計算

(4) せん断強さの減少

シルトや有機質土のように塑性指数や鋭敏比の高い土の場合は、土が著しく変位したり乱されたりすることによってせん断強さがかなり低下する。したがって、このような土が堆積している泥炭質地盤などに盛土する場合は、地盤改良などにとまらぬ土の乱れや局所的な強度の減少、進行性破壊などを考慮して、できるだけ盛土速度を遅くしたり、強度増加率 m を通常よりも小さく考えて設計するのがよい。

(5) その他の安定計算方法

軟弱地盤上での築堤盛土の安定性は前述したように、全応力法によって解析されることが多い。しかし、湖沼等に堆積した沖積粘性土で、かつ塑性指数 I_p が80以上の不安定な粘性土は、全応力解析の円弧すべり計算のみで合わないことがあり、円弧すべり計算で $F_s = 1.25$ を確保していても、築堤時にすべりが発生することがあるので注意を要する。また、堤防の長期的安定性や、浸透流解析によって浸潤線が上昇して地下水の影響をうける時は、一般的に円弧すべりによる有効応力法の解析が用いられている。

なお、円弧すべりによる安定計算法は、スウェーデン法、米国開拓局法等とも呼ばれる簡易分割法が最も広く用いられており、現在は土構造物や斜面の安定計算として一般的である。

このほか、すべり土塊の分割片の接する側面の内力を考慮するビショップ法（厳密法および簡易法）、非円弧すべり面に適用できるヤンプーの方法などがある。また、浸透により法尻部が浸透水圧および土圧により押し出される時の安定を考える斎藤の方法もある。

ここでは、円弧すべりによる有効応力法（簡易分割法）と、直線すべりを組合せた土圧バランスによる解析法を示しておく。

① 有効応力法

地下水位あるいは湿潤面が精度良く予測できた場合、せん断強さを有効応力で示し、次式を用いた安定計算（ c' , ϕ' 法）を行うのが有効応力法である。

$$F_s = \frac{\sum \{ c' \cdot l_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cos \theta_i \cdot \tan \phi' \}}{\sum W_i \cdot \sin \theta_i} \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

ここに c' : 有効応力に関する土の粘着力 (tf/m²)

ϕ' : 有効応力に関するせん断抵抗角 (°)

② 土圧バランス法

図3.2.8に示すように直線すべりを考え、 $W(x)$ の土塊が水平部分の両端の鉛直面で、鉛直高から計算される主動土圧 P_A 、および受動土圧 P_p が働くものと考えると安全率は次式で表わされる。

$$F_s = \frac{W(x) \cdot \tan \phi + c \cdot x}{P_A - P_P} \quad \dots\dots (3.9)$$

ここに c 、 ϕ : 全応力に関する土の粘着力とせん断抵抗角である。なお、主動、受動土圧は、一般的にはクーロン、ランキンの土圧式で与えられる。

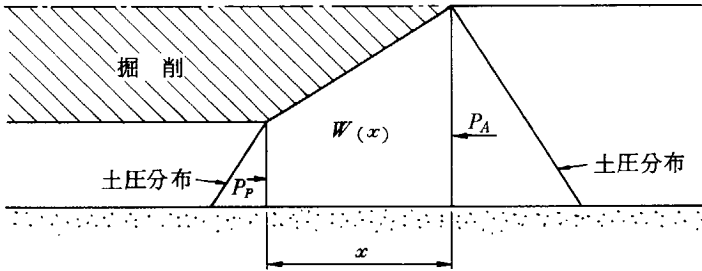


図3.2.8 土圧バランス法

3.2.3 軟弱地盤の沈下

1) 概 説

堤防の沈下の原因には、広域的な地盤沈下、築堤による圧密沈下、側方流動による沈下、二次圧密による沈下等が考えられるが、實際上問題となるのは地盤の圧密による沈下である。

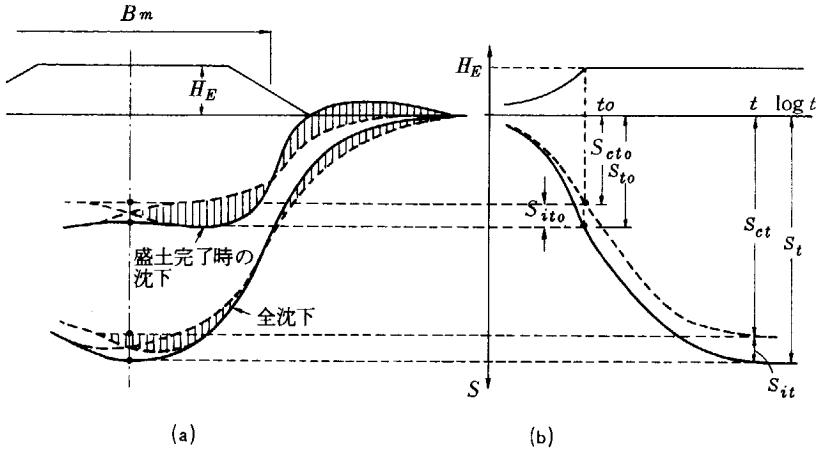
図3.2.9は、盛土の载荷によって生じた地盤の変形の様子を示した例である。すなわち、地盤の体積が減少することによって、盛土の直下および側方の地盤は破線で示したような圧密沈下が生じる。また、これと同時に地盤の形状を変える変形が生じて、盛土下の土が側方に変位（いわゆる側方流動）するため、結果として実線で示したように盛土下の地盤が沈下し、側方の地盤は隆起または沈下することになる。

このようにして生じる沈下のうち、盛土の中央部直下における沈下の時間経過を図3.2.9(a)と対比して示したものが同図の(b)である。すなわち、高さ H_E の盛土を施工することにより地盤内には過剰間隙水圧が発生する。このため地盤内の間隙水に流れが生じて徐々に排水が行われ、有効応力の増加に

応じて土が圧縮し体積が減少する。この圧密にともなって盛土の中央部直下では図3.2.9(b)に破線で示したような沈下が生ずるが、この圧密沈下量 S_{ct} は土の性質と発生した間隙水圧の大きさに左右される。

一方、盛土が立上るにつれて地盤内のせん断応力が増し、地盤の形状は変化する。したがって、この形状変化にともなう沈下に加わることによって、盛土中央部の直下では、図3.2.9(b)に実線で示したような沈下を生じ、最終的には全沈下量 S_t ($t = \infty$) に達する。

地盤の形状変化にともなう沈下量は盛土が立上るにつれて急速に増し、盛土完了時には図3.2.9(b)に示すように S_{ito} となるが、その後の盛土放置中はあまり増加せず、 S_{it} になる。また、地盤の形状変化にともなう盛土中央直下に生じる沈下量は、盛土平均幅 B_m が軟弱層厚 H に比べて大きい場合や盛土速度が小さい場合、地盤の強度が大きい場合などにはあまり過大な量に達しない。



- | | |
|-------------------------|-----------------------------|
| S_{ito} : 盛土完了時の即時沈下量 | S_{it} : 時間 t における即時沈下量 |
| S_{cto} : 盛土完了時の圧密沈下量 | S_{ct} : 時間 t における圧密沈下量 |
| S_{to} : 盛土完了時の全沈下量 | S_t : 時間 t における全沈下量 |

図3.2.9 盛土基礎地盤の変形と盛土中央の沈下—時間関係

2) 沈下計算方法

(1) 沈下量

盛土の載荷によって生じる地盤の形状変化にともなう沈下およびゆるい砂層に生じる沈下を無視し、盛土中央下の軟弱層の一次元圧密沈下のみを求めて全沈下量とする¹⁹⁾。

すなわち、層区分された圧密層ごとに式(3.10)から一次元圧密沈下量 S_c を求めた後、軟弱層全体について合計して全沈下量とする。

$$S_c = \frac{e_o - e_i}{1 + e_o} \cdot H \quad \dots\dots\dots (3.10)$$

ここに、 e_o : 圧密層の初期間隙比

e_i : 圧密層の圧密後間隙比で、 $e - \log P$ 曲線に層中央深度の $P_o + \Delta P$ を適用して求める。

この場合、現場における $e - \log P$ 曲線の推定は一般に困難なので、試験による $e - \log P$ 曲線から求めた e_i を用いてもよい。

H : 圧密層の層厚 (cm)

なお、正規圧密土からなる軟弱層の場合で、区分された圧密層ごとに圧縮指数 C_c または体積圧縮係数 m_v が求められている場合には、それぞれ次式によって圧密層毎の一次元圧密沈下量を求めることができる。

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_o} \cdot \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o} \cdot H \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

$$S_c = m_v \cdot \Delta P \cdot H \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

ここに、 P_o : 盛土前土かぶり応力 (kgf/cm²)

ΔP : 盛土荷重による増加応力 (kgf/cm²)

19) 沈下量が大きく、盛土の下部が地下水位以下に没するような場合には、浮力を考慮した沈下計算が必要である。また、計画高を確保するための盛土厚(計画盛土高+余盛量)を求める場合には、幾つかの盛土厚に対して沈下量を計算し、適合するものを求めればよい。

(2) 沈下速度

圧密沈下の速度は、排水が鉛直方向にだけ行われるとする一次元圧密によって求める。

まず地盤の成層状態から圧密排水に有効な透水層を決定して、図3.2.10(a)または(b)に示したような圧密層に区分する。図3.2.10(a)は圧密層厚 H （両面排水）、(b)は上層が圧密層厚 H_1 （両面排水）、下層が圧密層厚 H_2 （片面排水）とした例である。

次に、区分されたそれぞれの圧密層を構成する各土層ごとの圧密係数 c_v 値の中から、任意の土層の c_v をとって圧密層全体を代表させ、代表 c_v を持つ単一土層に換算したときの層厚を式(3.13)で計算する。

$$H_0 = H_1 \cdot \sqrt{\frac{c_{v3}}{c_{v1}}} + H_2 \cdot \sqrt{\frac{c_{v3}}{c_{v2}}} + H_3 \quad \dots\dots (3.13)$$

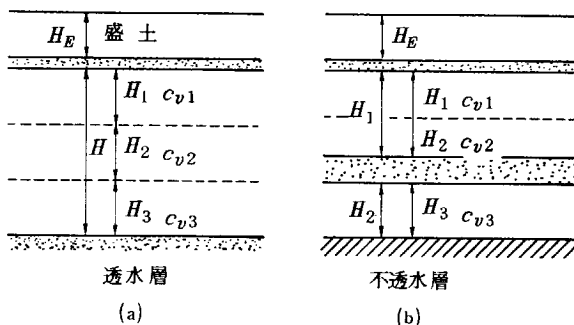


図3.2.10 圧密排水層の区分

両面排水によって圧密が進む場合は、式(3.13)から求めた換算層厚 H_0 の $1/2$ が圧密の最大排水距離 D であるから、置き変えた単一層の $c_{v0} = c_{v3}$ を用い、圧密に要する時間 t を式(3.14)によって計算する。

$$t = \frac{(H_0/2)^2}{c_{v0}} \cdot T_v = \frac{D^2}{c_{v0}} \cdot T_v \quad \dots\dots (3.14)$$

ここに、 T_v ：時間係数で各圧密層の平均圧密度 U に応じて、図3.2.11

に示した値を用いることができる。

c_{v0} : 圧密層の代表 c_v で、式 (3.13) の例では c_{v3} (cm/day)

圧密度が U に達したときの沈下量を S_{ct} とすれば、圧密沈下量 S_c との間には $S_{ct} = S_c \cdot U$ の関係があるから、以上の手順によって時間 t と沈下量 S_{ct} の関係、すなわち沈下速度が求められる。

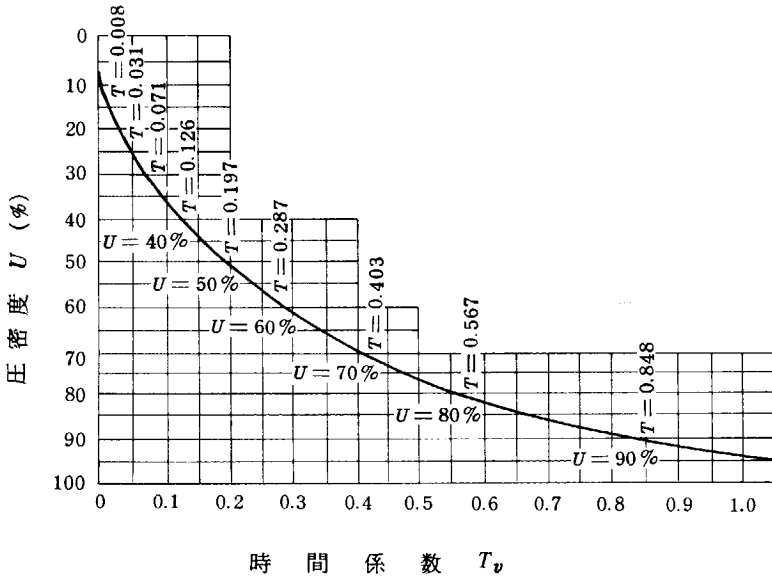


図3.2.11 U と T_v の関係 ($\Delta u_0 = \text{一定}$)

また、粘土層が厚く分布する場合には圧密に長時間を要するのでサンドドレーン工法等のパーティカルドレーン工法を採用することがあるが、この場合次式で圧密時間を求めることができる。

$$t = \frac{T_h}{c_h} d_e^2 \quad \dots\dots (3.15)$$

- ここに t : 圧密時間 (day)
- T_h : 水平圧密の時間係数 (無次元)
- c_h : 水平方向の圧密係数 (m²/day)
- d_e : 有効径 (m)

サンドドレーンの間隔を d (m) としたとき

(図3.2.11参照)

正三角形配置 $d_e = 1.05d$

正方形配置 $d_e = 1.13d$

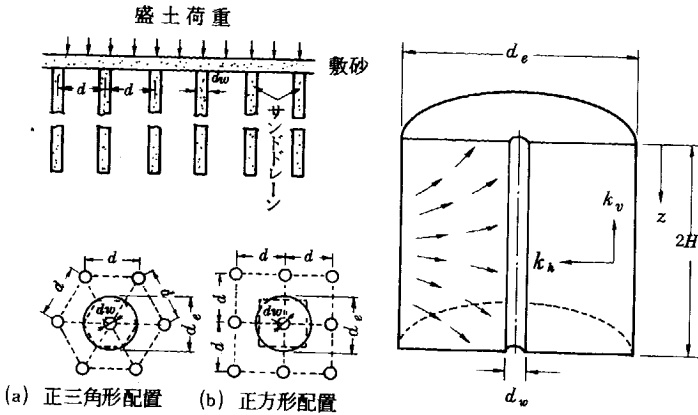


図3.2.11 サンドドレーンの配置と圧密

圧密度 U_h と時間係数 T_h は、有効径 d_e とサンドドレーンの直径 d_w の比 $n = d_e / d_w$ をパラメータとして、図3.2.13に示す関係にある。一般には、鉛直方向の圧密排水距離 H に比べて d_e が非常に小さいため、鉛直方向の排水を無視することが多いが、粘土層厚が薄いなどの鉛直方向排水が無視できない場合、粘土層全体の圧密度 U は次式によって求められる。

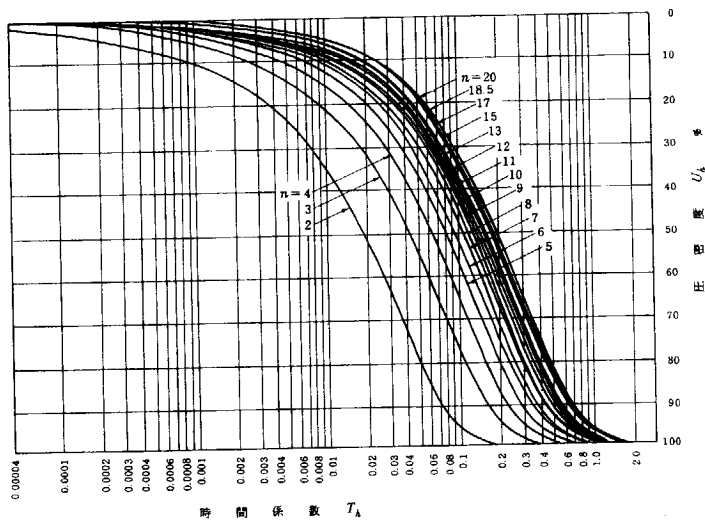


図3.2.13 U_h と T_h の関係 (高木)

$$U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

ここに U_h : 水平方向の圧密度

U_v : 鉛直方向の圧密度

ドレーンの透水性は、単にドレーン材の透水係数だけでなく、ドレーンの断面積、ドレーンの長さ等が関係し、バーチカルドレーンの深部で圧密がしばしば遅れることがある。これはサンドマットやバーチカルドレーンの透水性が有限であるためであり、前者のものをマットレジスタンス、後者のものをウェルレジスタンスと言う。また、ボード系のドレーン材は深部になると側圧の影響をうけて、ウェルレジスタンスがかなり大きくなる傾向も報告されているが、これらの問題についての詳細はその他の専門書を参照されたい。

(3) 余盛量

設計時においては、圧密沈下および即時沈下を加えて求めた全沈下量 S と盛土開始から基準時点 t までに生じた沈下量 S_t の差が生ずる。この差

を一般に残留沈下量とよんでいる。

堤防の場合は、残留沈下量が大きくなると、計画高水位と堤防天端との余裕高が基準以下となるので、一般的には余盛を行って（サーチャージ工法）いるのが現状である²⁰⁾。このサーチャージ工法は、残留沈下量に見合う盛土荷重と新たに発生する管理用道路の交通荷重を事前に盛土によって載荷し、圧密を促進させて所定の堤防高を確保するものである。

なお、余盛量（サーチャージ量）は、次式から求める（図3.2.14参照）²¹⁾。

$$\Delta D = D \times \{(S_f - \Delta S) / S_t - 1.0\} \quad \dots\dots (3.17)$$

ここに、 ΔD : サーチャージ量

D : 通常の盛土厚

S_f : 盛土厚 D による最終沈下量

S_t : 盛土厚 D による t 時間後の沈下量

ΔS : t 時間以後の許容残留沈下量

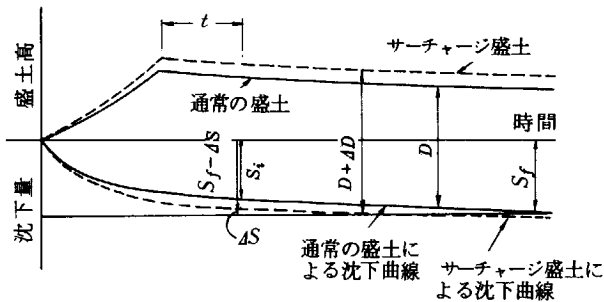


図3.2.14 サーチャージ量の求め方

20) 余盛とサーチャージ工法とは厳密には同意ではない。

21) 余盛量の決定にあたっては、沈下計算の結果、供用後の天端利用や構造物との関連、のり覆工や護岸工との関連、および許容残留沈下量（適切な設定が重要）を充分に考慮し、場合によっては施工段階で対処するものと維持管理段階で対処するものに分けて考える必要がある。

3.2.4 掘削時の堤防の安定

1) 概 説

河川工事における掘削および水面以下の掘削である浚渫は、工事の主要な部分を占めている。掘削および浚渫は、

- ① 計画横断面に応じた河積の増大
- ② 捷水路、放水路工事等の新川掘削
- ③ 築堤土の河道内採取
- ④ 樋門、樋管等の河川附帯施設建設にともなう掘削

のような場合に実施されるが、軟弱地盤での掘削や浚渫は、掘削斜面のすべり破壊ならびに堤防の安定性が問題となる。

2) 安定計算

掘削時の斜面の安定は、一般的には地盤条件を設定し盛土と同様の全応力解析によって安定計算を行い、目標安全率を $F_s = 1.20$ 以上にする必要がある。盛土の安定計算と異なるのは、掘削した土塊の重量が除去されるため、応力解放等により地盤に吸水膨張が生じ、強度が低下するのが一般的であることで、掘削の安全性は低めに評価される。特に、応力解放が時間的に遅れて発生したり、地下水位が時間とともに低下する場合には、掘削終了後数日を経過してからすべりが発生することもしばしばある。これらを解決するためには地盤強度を十分吟味する必要があり、場合によっては掘削による強度低下を考慮した安定計算や有効応力解析による安定計算、あるいは土圧バランス法を用いた安定計算も必要であろう。

3) 揚圧力によるヒービングの検討

軟弱地盤の掘削ではのり面の安定問題の他に被圧地下水による盤ぶくれが生ずるいわゆるヒービングの問題がある。したがって、図3.2.15に示すように、軟弱地盤を薄く残す場合は、不透水性の軟弱地盤の基底に下位層の被圧透水層の揚圧力が働くので、次式を用いて安全性を検討する。

$$T_a = \alpha \cdot \frac{\rho_w}{\rho_s} \cdot h \quad \dots\dots\dots (3.18)$$

ここに T_a : 最小掘削残し厚さ (m)

α : $\alpha=1.0$ とする

ρ_w : 地下水の密度 (t/m³)

ρ_s : 土の密度 (t/m³)

h : 被圧水頭 (m)

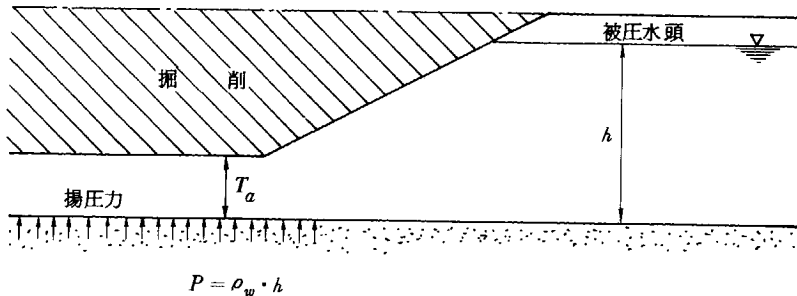


図3.2.15 揚圧力によるヒービング

3.2.5 軟弱地盤における対策工法²²⁾

1) 概 説

軟弱地盤において河川堤防を築造する場合には、地盤のすべり破壊や沈下等が問題となり、構造的に安定で所定の機能を達成することのできる堤防を一定の期間内に築造するためには、地盤処理等の何らかの対策工法を実施する必要がある。軟弱地盤に対する対策工法として実施されている工法は数多いが、その中から現場の諸条件に適合した妥当な工法を選択しなければならない。対策工を選定するにあたっては、地盤および堤体の透水性についても十分に検討する必要がある。

22) 沈下対策の検討にあたっては、許容すべき沈下量や残留沈下量を適切に設定しなければならない。対策工の規模は、安定性に対する目標安全率と同様に、許容沈下量あるいは許容残留沈下量によって定まる。

2) 対策工法の選定

対策工法の選定手順は図3.2.16に示したとおりで、選定にあたっては、目的、地盤条件、堤防条件、施工条件、周辺環境条件ならびに経済性を十分に考慮しなければならない。

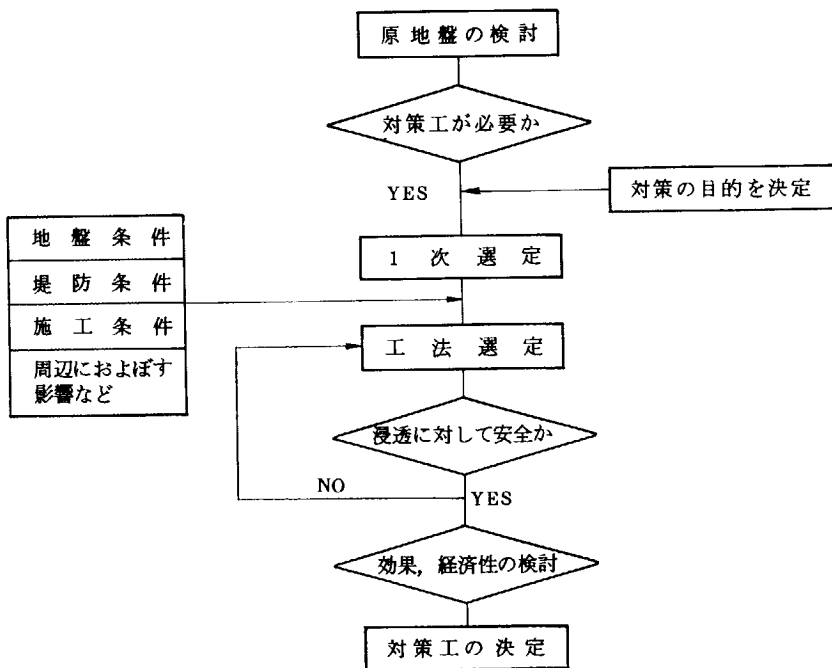


図3.2.16 対策工選定手順

(1) 地盤条件

① 土質

地盤の土質および地盤の構成等で適用する対策工法は異なる。なお、ここでいう対象地盤は、粘性土地盤および泥炭質地盤で、砂質地盤については対象外とする。粘性土地盤は、基本的には後述の対策工をすべて適用できるが、粘性土の中には鋭敏比が高く、乱すと極端に強度が低下するものがあるので、このような粘性土については地盤の乱れが少ない

工法を選定する必要がある。

泥炭質地盤で言えば、含水比が500%を越すようなピート層は圧縮性が極めて大きく、初期強度は極めて小さいが、透水性は大きいのが一般的である。また含水比が300%以下の黒泥には透水性が小さく、乱したときの強度低下が著しいものがある。したがって、前者では、圧密促進工法による強度増加が期待できるが、後者にはほとんど期待できない。

また、粘性土地盤でも土質、含水比等によってその特性が微妙に異なるので、対策工法の選定には十分注意を要する。

② 地盤構成

軟弱層の厚さによって、圧密沈下量と沈下時間は変わってくる。軟弱層が浅くて薄い場合は、圧密沈下量は小さく、沈下時間も短い。逆に軟弱層が厚い場合には圧密沈下量は大きく沈下時間も大きくなる。一般には、前者に対しては表層処理工法、緩速載荷工法、盛土載荷重工法等の対策工法が多く、後者に対してはバーチカルドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法、固結工法等の対策工法が採用されるのが一般的である。また軟弱層が厚くても、中間に砂層を多く挟む場合は沈下時間が短いので、緩速載荷工法、盛土荷重載荷工法等が採用される。このように、軟弱層の厚さによっても、圧密沈下量と沈下時間が異なるので、土質性状とあわせて検討する必要がある。

(2) 堤防条件

堤防の計画高さや堤防敷幅等の形状も対策工法の選定にあたって重要な要素となる。堤防の高さが大きく、安定性に問題がある場合は、残留沈下を少なくするための載荷重工法の採用が制限され、また堤防敷幅が広ければ広いほど、堤防高が大きければ大きいほど、堤防荷重が地盤深部まで応力伝播し、深部の圧密沈下を引き起すので問題となる。

残留沈下に関して言えば、堤防の普通区間では、ある程度大きくても余盛等により対応ができるが、樋門、樋管等の構造物周辺では、構造物に大きな土圧が作用したり、堤防天端やのり面の不陸等の原因となるので、沈下対策および構造物の安定対策は重要となる。

(3) 施工条件

対策工法の選定にあたり、施工条件として考慮すべき事項は工期、材料、施工機械のトラフィカビリティ、施工深度などである。

① 工 期

対策工法の選定にあたっての特に重要な項目であり、工期が長ければ特別な対策工をとる必要がない場合が多い。すなわち、工期が長ければ緩速載荷工法で安定を確保しながら盛土することが可能で、長期間の放置によって残留沈下も少なくすることができる。緩速載荷工法だけで処理できるほど工期が長くとれない場合でも、バーチカルドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法などの砂グイ打設間隔を広く、また打設長も短くすることができるなど、有利な点が多い。

したがって、軟弱地盤における河川工事の工期は、まず可能な限り長くすることを原則として設定し、その工期に応じて対策工法を検討するのがよい。

② 材 料

対策工法に使用する材料の入手の難易、その経済性も対策工の選定にあたって検討しておかなければならない。

サンドドレーン工法やサンドマット工法は、最近では川砂の入手が困難となり山砂の使用が多くなって、その透水性の悪さから地下排水溝等の対策がとられている事例もある。また押え盛土工法や盛土荷重載荷工法では、用地幅と多量の土量が必要であり、そのため土取場が遠方になり運搬距離が長くなる等の問題を生じる。掘削置換工法や石灰パイル工法でも多量の材料入手が困難なことが多く、対策工法選定においては材料の入手方法を加味して検討する必要がある。

③ 施工機械のトラフィカビリティ

軟弱地盤を改良する場合、どのような工法を採用するにしても、施工機械のトラフィカビリティの確保が必要であり、このためサンドマットなどの表層処理工法が併用されることが多い。ただし、サンドマットが堤防下に連続するような施工は漏水の原因になるので注意を要する。

④ 施工深度

置換工法の施工可能深さは、掘削置換工法で2～3m、強制置換工法で3～5mといわれており、それ以上の改良を目的とする場合には、経済性を含め他の工法について検討する必要がある。

バーチカルドレーン工法、サンドコンパクションパイル工法などの限界施工深度は25～35m程度である。また中間にN値の高い砂層があると深層混合処理工法などの施工法によっては、その下位の軟弱層を改良することができないものもあるので注意が必要である。

⑤ 周辺環境条件

施工中の騒音、振動、周辺地盤の変動、地下水位の変化、排泥水あるいは使用する安定材や薬液による地下水の汚染など、対策工法の周辺におよぼす影響も工法選定にあたって、十分に検討しておかなければならない。

地盤が著しく軟弱であったり、盛土高が大きな場合などでは周辺の地盤も著しく沈下したり、膨れ上がったることが多い。したがって、盛土のり尻付近に人家や重要な構造物がある場合には、全沈下量を減少させ、かつ、せん断変形を抑止する工法を主体として考えることが必要となる。そのような工法が採用できない場合には、あらかじめ影響を受けると考えられる構造物の保護を考えておかなければならない。

3) 対策工法の種類と効果

軟弱地盤対策工法の目的と効果は表3.2.1に示したとおりである。また、対策工の種類とその効果をまとめたものが表3.2.2で、それぞれには表3.2.1の効果の区分も併記してある。同表から明らかなように、各工法とも対策工としての主効果と二次効果を有している。

表3.2.1 軟弱地盤対策工の目的と効果

対策工の目的	対 策 工 の 効 果	区分
沈下対策	圧密沈下の促進：地盤の沈下を促進して、有害な残留沈下量を少なくする。	A
	全沈下量の減少：地盤の沈下そのものを少なくする。	B
安定対策	せん断変形の抑制：盛土によって周辺の地盤が膨れ上がり、側方移動したりすることを抑制する。	C
	強度増加の促進：地盤の強度を増加させることによって、安定を図る。	D
	すべり抵抗の増加：盛土形状を変えたり地盤の一部を置き換えることによって、すべり抵抗を増加し安定を図る。	E

このような軟弱地盤対策工法を河川堤防に適用する場合、パーチカルドレーン工法、表層処理工法、サンドコンパクション工法は、盛土下に透水層を作る工法なので、河川水の浸透に対しては好ましくない²³⁾。やむを得ずこれらの工法を採用する時は、表のり側の基礎地盤の止水を充分に行なう必要がある。

また、石灰等の固結工法は、固結時や盛土荷重の集中によるひびわれ等に対しても十分な検討が必要である。

4) 対策工法の概要

堤防における軟弱地盤対策工法は、道路盛土の対策工のように多種多様の工法は採用されておらず、一般的には押え盛土工法や緩速載荷工法が主体である。特に、サンドドレーン工法などの圧密促進工法はほとんど採用されていないのが現状で、これは堤防の止水性に問題を生ずるような工法は採用しにくいということに起因するものである。ここでは軟弱地盤対策工法の主なものを挙げ、その工法の紹介を行なう。

23) パーチカルドレーン工法のように、基礎地盤に透水性材料を施設するような安定や沈下対策工は、堤防の機能を脅やかすとの意見もあり、そういう意味では緩速載荷工法、載荷重工法、押え盛土工法等を優先的に選定すべきである。

表3.2.2 軟弱地盤対策工の種類と効果

(道路土工：軟弱地盤対策工指針1986を一部改変)

工法	工法の説明	主効果	二次効果	工法	工法の説明	主効果	二次効果
敷設材工法	基礎地盤の表面にジオテキスタイル(化学製品の布や網)あるいは鉄網などを敷き広げたり、基礎地盤の表面を石灰セメントで処理したり、排水溝を設けて改良したりして、軟弱地盤処理工や盛土工の機械施工を容易にする。	C	D	サンドドレーン工法	地盤中に適当な間隔で斜直方向に砂柱やカードボードなどを設置し、水平方向の圧密排水距離を短縮し、圧密沈下を促進し、併せて強度増加を図る。	A	C
表面層処理工法				カードボード工法	工法としては、砂柱を袋やケーシングで包むもの、カードボードのかわりにロープを使うものなど各種のものがあり、施工法も鋼管を打込んだり、振動で押込んだり、砂柱を巻くものや、ウェータージェットでせん孔して砂柱を巻くものなど各種のものがある。	A	D
理工工法	サンドマットの場合、圧密排水の排水層を形成する工法として、サンドドレーン工法と違って、パーチカルドレーン工法など、圧密排水に関する工法が採用される場合は併用されるのが普通である。	E	E	サンドコンパクション工法	地盤に締め固めた砂を流し、軟弱層を締め固めるとともに砂の支持力によって安定を増し、沈下量を増す。施工法としては全面的に地盤を改良して強度を増すもの、また砂の代りに砕石を使用するものなど各種のものがある。	B	A
置換工法	軟弱層の一部または全部を除去し、良質材で置き換える工法である。置き換えによってせん断抵抗が付与されて安全率が増加し、沈下も置き換えた分だけ小さくなる。	E	B	サンドコンパクション工法		E	C
押え盛土工法	盛土の側面に押え盛土をしたり、のり面勾配をゆるくしたりして、すべりに抵抗するモーメントを増加させて盛土のすべり流動を防止する。	E	C	深層混合処理工法	軟弱地盤の地質から、かなりの深さまでの区間を、セメントまたは石灰などの安定材と原地盤の土とを混合し、柱体または全面的に地盤を改良して強度を増し、沈下およびすべり流動を阻止する工法である。施工機には、かくはん機と噴射式のものがあ	B	C
盛土補強工法	盛土中に鋼線ネット、帯鋼またはジオテキスタイルなどを設置し、すべり流動を抑制する。ただし、水平布設では躯体に貫通孔を作るので好ましくない。	E	C	石灰パイル工法	生石灰で地盤中に柱を造り、その吸水による膨水や化学的結合によって地盤を固結させ、地盤の強度を上げることによって安定を増すと同時に、沈下を減少させる工法である。	B	C
				凍結工法	地盤中に凍液を注入して凍水性の減少、あるいは原地盤強度を増大させる工法である。	B	C
				凍結工法	土中に凍結管と呼ばれる鋼管を設置し、地盤中の間接き水を人工的に凍結させるものである。	B	C
					仮設工法として用いられることがある。	E	C

表3.2.2 続き

工 法	工 法 の 説 明	主効果	二次効果	工 法	工 法 の 説 明	主効果	二次効果
緩 表	盛土の施工に時間をかけてゆくり立上げる。圧密による強度増加が期待できるので、短時間に盛土した場合に安定が得られない場合でも、安全に盛土できることとなる。盛土の立上りを漸増していくか、一次盛土を休止して地盤の強度が増加してからまた立上げるなどといった軟弱のやり方で、名称が分れる。	C	-	矢 板	盛土側方の地盤に矢板を打設して地盤の側方変位を減じて安定性を高める。それによって周辺地盤の膨れあがりや沈下の影響も少なくする。	C E	
漸 段 荷 重 工 法	土を休止して地盤の強度が増加してからまた立上げるなどといった軟弱のやり方で、名称が分れる。			構 造 物	木くいや張製くいを利用して沈下、せん断変形の抑制を図るもので、通常はくいと頭交互を連結して効果を高める。	B C	
載 荷 重 工 法	パーチカルドレーンなどの他の工法と併用されることが多い。			工 法			
盛 土 荷 重 工 法	盛土や構造物の計画されている地盤にあらかじめ荷重をかけて沈下を促進した後、あらためて計画された構造物を造り、構造物の沈下を軽減させる。覆荷重としては盛土が一時的であるか木あるいはクェルポイントで地下水を低下させることによって増加した有効応力を利用して工法などもある。	A	D	工 法			
地 下 水 低 下 工 法							

効果工の効果

- A : 圧密沈下の促進 : 地盤の沈下を促進して、有害な残留沈下量を少なくする。
- B : 全沈下量の減少 : 地盤の沈下そのものを少なくする。
- C : せん断変形の抑制 : 盛土によって周辺の地盤が膨れ上がった、側方移動したりすることを抑制する。
- D : 強度増加の促進 : 地盤の強度を増加させることによって、安定を図る。
- E : すべり抵抗の増加 : 盛土形状を変えたり地盤の一部を置き換えることによって、すべり抵抗を増加し安定を図る。

(1) 表層処理工法

表層処理工法には、表層排水工法、サンドマット工法、敷設材工法および表層混合処理工法があり、地表面が極めて軟弱な場合、トラフィカビリティの確保を主目的として採用され、同時に盛土荷重を均等に地盤に分布させることの効果をもつ。

① 表層排水工法

表面付近が軟弱層で地下水が高い場合に、地表面に幅0.5m、深さ0.5~1.0m程度のトレンチを掘削して、地表水を排除し、同時に地表面付近の軟弱層の含水比を低下させ、施工機械のトラフィカビリティを確保するものである。トレンチの配置を決定するにあたっては、地形の勾配、盛土の沈下にもなる勾配や地表水が盛土に入らないことなどを十分配慮する必要がある。なお、トレンチには良質の砂、砂礫などで地下排水溝とするのが望ましいが、河川横断方向に連続させると透水層となり、パイピング、湧水等の問題も発生するので注意が必要である。

② サンドマット工法

サンドマットとは軟弱地盤上に50~100cm程度の厚さに施工された砂層を言い、大別して軟弱層の圧密に対する上部排水層としての役割あるいは施工時のトラフィカビリティを改善する役割を有するものである。サンドマットの厚さは主としてトラフィカビリティの面から決まるものであるが、堤防の止水機能という面から余り厚くしたり、粗粒材を用いる事は適当でないと考えられる。また、堤防の横断方向に連続させると漏水、パイピング等の問題があるので、何らかの工法を併用しなければならない。この工法は、軟弱層が薄い場合には単独で地盤改良の役割を果たすが、一般的にはバーチカルドレン工法等と併用させることが多い。

③ 敷設材工法

この工法は、そだ、竹枠などを施設材としてそのせん断力および引張力を利用し、トラフィカビリティの確保、盛土荷重の地盤への均等な伝達、地盤の支持力の増大を図る目的で古くから使用されてきている。近年では施設材としてジオテキスタイルが普及し、施工が迅速になってきている。なお、敷設材を用いる場合、表層地盤の強度、施工機械の重量

や盛土荷重の大きさ等を考慮し、まき出し厚、材料等を決定する必要がある。

④ 表層混合処理工法

この工法は、生石灰や消石灰、セメントなどの添加剤を軟弱な粘性土に混入し、地盤の圧縮性や強度特性などを改良することによって施工機械のトラフィカビリティの確保や支持力を増大を図るものである。施工は、軟弱地盤上にあらかじめ添加剤を散布し、ロータリータイン方式あるいはトレンチャ方式により攪拌、混合し、一定期間養生後ブルドーザやローラによって転圧するものである。

安定剤の添加量は、軟弱地盤の土質、施工法、試験配合の結果などから決定するが、有機物の混入の程度や含水量によって改良効果が異なるので、事前に配合試験を行う必要がある。

(2) 置換工法

この工法は、軟弱層が浅く薄い場合にその全層または一部を良質材料で置換するもので、堤防の安定および沈下のいずれに対しても効果が確実な方法である。置換工法には掘削置換工法と盛土自重強制置換工法があり、盛土の安定と沈下に対しては確実な効果が得られるが、漏水およびポイリング等を発生させる原因ともなるので、堤防の遮水機能を考慮した位置・深さ・範囲を決定する必要がある。なお、最近では掘削した残土の処理については捨場が近くに確保できない場合や利用土として再処理するのに土質安定処理が必要であったりして高価になりがちであるので、採用にあたっては十分注意が必要である。

(3) 押え盛土工法

押え盛土工法は、すべり出そうとする堤体本体に対して対重としての機能を持たせた盛土を隣接して施工し、すべり破壊に対して対処する方法である。この方法を採用すると用地および土工量が増加するので、用地や盛土材料の取得が容易で安価な場合に限られる。

なお、この工法は事前対策として設計施工される場合と、実際にすべり破壊を生じた堤防の応急または復旧対策として用いられる場合とがある。また、地盤が特に軟弱な場合には、押え盛土の高さ・幅等についてよく検

討を行わないと対重としての機能を果さず、本体だけの場合よりさらに大きなすべり破壊を引き起こす可能性もあるので注意が必要である。

(4) 盛土補強工法

盛土補強工法は、盛土中にジオテキスタイル等の補強材を敷設し、図3.2.17に示すように補強材を盛土と一体化させ、地盤の側方流動を防止し、さらにすべり破壊を抑制する工法である。補強材は、堤防の恒久性、安全性を考え、引張強度の高いものでかつ耐久性のあるものが望ましく、また水みち等を作らないもので地盤の変形に追従し得るものが望ましい。この工法は工費が安いいため単独または他の対策工法の補助的な目的で用いられることが多い。

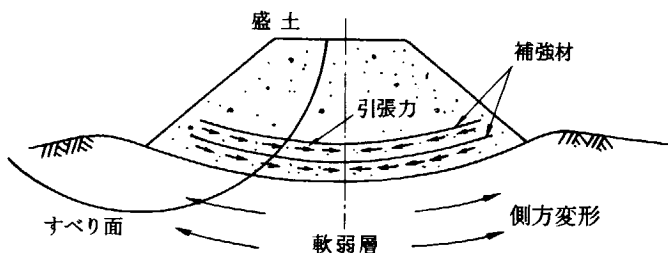


図3.2.17 盛土補強工法の概念

(5) 緩速载荷工法

この工法は直接的に地盤の改良を図るものではないが、軟弱な粘性土地盤は築堤荷重により圧密が進行すると強度が増加することを利用して、築堤の全期間を通じてすべり破壊に対する安全率が所定の値以上であるように徐々にまたは段階的に堤体を築造するものである。工法の特徴を一言で言えば、できるだけ軟弱地盤の処理を行わず、時間をかけて、ゆっくり施工する工法で、特別な材料や施工機械を必要とせず、時間のみを必要とするので、最も経済的な工法である。本工法には図3.2.18に示すように徐々に盛土を行う漸増盛土载荷と段階的に行う段階盛土载荷がある。

盛土の载荷工程はすでに述べた方法または後述するような間隙水圧の実

測により、各段階における圧密度を推定して増加強度を求め、安全率および圧密度、強度等を確認した上で、次の段階の盛土を行なうものである。この場合、目標の圧密度としては $U=80\%$ 程度が多く採用されている。なお、沈下量については、築堤はできるだけ早期に施工した方が残留沈下量が小さくなるので、施工時の安全率は安定上問題がない限り小さくとり、堤防高は高くする方がよい。

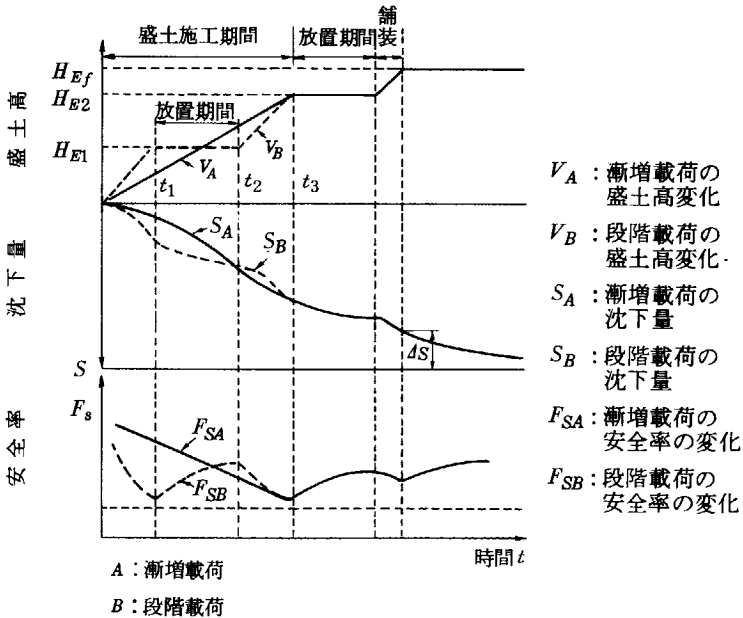


図3.2.18 施工速度の比較

(6) 荷加重工法

荷加重工法は、あらかじめ軟弱地盤の圧密沈下を促進させるとともに強度増加を図る工法である。圧密沈下を促進させる方法によって、盛土荷加重工法、大気圧荷加重工法、地下水位低下工法があるが、河川土工では盛土荷加重工法を採用するのが一般的である。

この工法は、土はある荷重 P_1 で圧密してしまおうとその後 $P_1 > P_2$ なる荷重が作用しても、ほとんど圧密変形を起こさないという事実にもとづく

もので、地盤の支持力が十分あり、すべり破壊の心配はないが、樋管を堤体内に築造する場合のように、構造物施工後の残留沈下量を僅かな量に抑えたい場合に用いられる。施工は所定の築堤高より大きい盛土を築造して沈下が十分進行した後、余分な盛土を取除き所定の高さの堤防を築造するか、あるいは、構造物を築造する断面まで堤体を掘削して構造物を築造した後、所定の高さの堤防を築造する。この場合の余分な盛土をプレロードという。この工法において残留沈下量を小さくするために留意する点は、完成時における荷重よりできるだけ大きな荷重をプレロードとすること、プレロードの載荷期間を工期の許す限り長くすることである。したがって、地盤強度の増加や沈下の進行状況、圧密度等の精密な推定が必要であり、沈下板や間隙水圧計による測定を併用して行なうとよい。

(7) バーチカルドレーン工法

この工法は、軟弱層中に排水路としてのドレーンを鉛直に設けて軟弱層の圧密速度に関係する排水距離を短かくし、圧密時間を早めて圧密にともなう軟弱層の強度増加および沈下時間の短縮を図るものである。このドレーン材として使われるものには、砂、カードボード、網筒に砂を詰めたもの等があり、それぞれサンドドレーン、カードボードドレーン、パックスドレーンと呼ばれているが、圧密におよぼす力学影響や設計上の考え方は同一で、この場合の沈下時間の算定法はすでに述べたとおりである。

本工法は単独で用いられることは少なく、緩速載荷工法や載荷重工法と併用して用いられており、層厚の厚い粘性土地盤に用いられる。地盤中に砂層を挟んでいる地盤や透水性の大きいピート地盤では圧密沈下促進の効果は少ない。

バイプロハンマー式のスンドドレーン工法は、周辺の地盤を乱すことによって透水性や地盤強度の低下をもたらし、また砂グイの連続性の確実性がない場合もあるので注意を要する。このような問題が比較的少ない工法にオーガー式スンドドレーン工法、パックスドレーン工法等がある。

カードボードドレーンは施工速度が速く、経済的で地盤の乱れが少ない利点を持っているが、スンドドレーンと同じ理論式を適応とすることについていまだに疑問が残されていることや、深度が深くなるとウェルレジタ

ンスが生じるので、選定にあたっては注意を要する。

(8) サンドコンパクションパイル工法

この工法は、衝撃あるいは振動荷重により砂を地盤内に圧入して強固な砂グイをすることにより地盤の強度を増加させるものである。ゆるい砂質地盤に用いた場合、地盤内に圧入された砂の体積分だけ地盤が圧縮されることから地盤の密度にしたがって強度が増加し、また圧縮性も減少する。軟弱な粘性土地盤に用いた場合、砂の圧入により軟弱層の圧密が生じること、軟弱層と砂グイの圧縮特性の差により盛土荷重が砂グイに集中し、軟弱層の圧密沈下を減少させること等の改良効果がある。また、この砂グイは通常のスンドドレーンと同じく排水路としての役割も果す。したがって、沈下時間の算定には前述したバーチカルドレーン工法と同じ方法により計算を行なう。この工法による改良効果は砂地盤と粘性土地盤によって異なる。

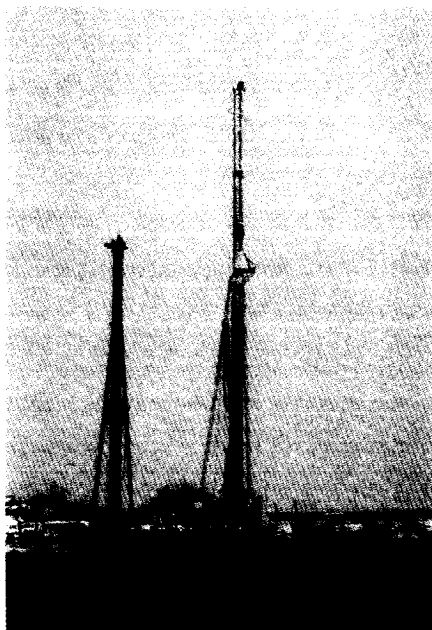


写真3.2.1 サンドコンパクションパイル工法（中部地方建設局）

(9) 固結工法

固結工法には、セメントや石灰等を原位置の軟弱土と強制的に攪拌、混合する深層混合処理工法、地盤中に生石灰パイルを打設してその脱水、固結作用で地盤を改良する石灰パイル工法、あるいは地盤中に薬液を注入する薬液注入工法などがある。これらは化学的固結作用を期待するものであるが、人工凍結によって軟弱地盤を固結させる凍結工法もある。ここでは、主に使用されている深層混合処理工法と生石灰パイル工法について述べる。

① 深層混合処理工法

この工法は、粉末状あるいはスラリー状の石灰系やセメント系の安定剤を地中に供給して、軟弱土と強制混合し、原位置で強固な柱状あるいはブロック状の安定処理土を形成する工法である。盛土および掘削時の堤防のすべり防止、沈下の低減や構造物の支持力増大に使用され、施工方法としては機械攪拌方式、噴射攪拌方式があって、後者は狭い作業空間で改良できる特徴がある。なお、有機物を含む土や含水量の多い土は、その効果が少ない場合があるので、安定剤の添加量は配合試験等で確認する必要がある。

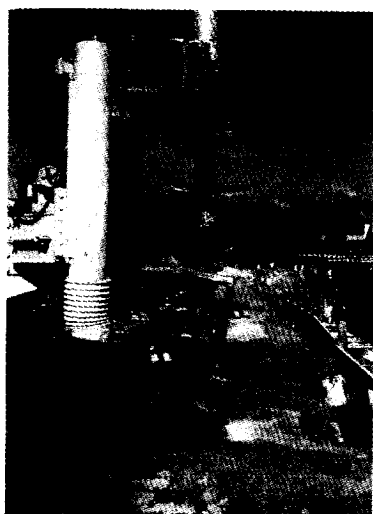


写真3.2.2 深層混合処理工法—DJM—（近畿地方建設局）

② 生石灰パイル工法

この工法は、生石灰を粘性土中に一定間隔に柱列状に打設して、生石灰と土中の間隙水を化学反応させ、この過程での消化脱水による粘性土の含水比の低下、石灰柱の膨張による圧密、発熱によるこれら作用の促進によって、粘性土地盤の強度の増加を図るものである。施工は穿孔と生石灰の充填である。穿孔は、オーガーによる素掘り、オーガー外装ケーシングのねじ込みまたはパイプロによるケーシングの圧入による。素掘り孔に対する充填は、生石灰を直接流し込む。また、ケーシングを用いた場合の充填は、ケーシングを打設し終わった後にケーシング頭部のホッパーを通して行い、ケーシングを振動させながら引抜く。

この工法の効果は、クイの膨張が拘束される場合に発揮されるもので、地盤の浅部では効果は比較的少なく、軟弱層がある程度深く、また早期の強度増加が必要な場合等に有効である。一般に構造物周辺部のように、局所的な改良に用いられる。

(10) 構造物工法

河川堤防で用いられている構造物工法としては、盛土の側方の地盤に矢板を打設して、堤防のすべり破壊を防止し、地盤の側方変位を減じて盛土の安定を図る矢板工法が主に用いられている。この工法では周辺地盤の膨れ上がりや盛土の沈下も低減される。工種にはタイロッド式と自立式があるが、自立式は矢板の頭部変位が大きくなるので、変位量の制約が厳しい箇所では不向きである。

なお、泥炭地盤のように極端に大きな沈下が予想される場合には、くい工法（パイルネット工法など）も採用されている。

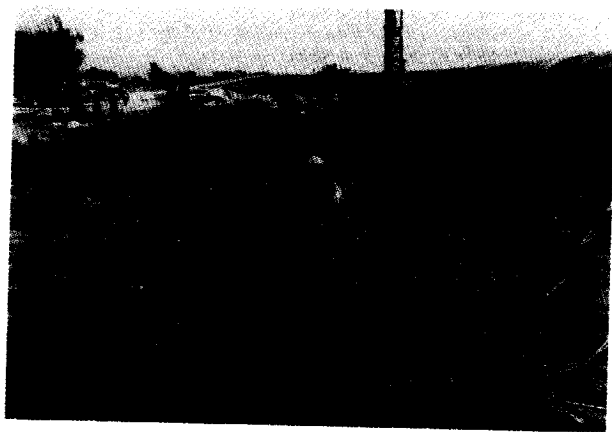


写真3.2.3 パイルネット工法（北海道開発局）

第3.3節 透水性地盤対策工の設計

堤防の漏水は洪水時に河川水が上昇し、堤防または地盤を通し堤内側に浸透水が流出する現象で、堤体を浸透してくる「堤体漏水」と地盤を浸透してくる「地盤漏水」とがある。堤体漏水は堤体の材料選定と十分な締固めを行えば堤体断面がよほど小さくない限り問題とはならないが、不透水層が複雑に挟在する透水性地盤では堤体漏水が起りやすく、堤体の安定性を失うことがある。地盤漏水は過度の浸透が生じると土の微粒子が外部に洗い流され、水みちが徐々にでき、漏水やパイピングを起こす原因となる。したがって、透水性地盤に築堤する場合は、次の2つの分類によって検討する。

- ① 透水性地盤が均一に分布する場合
- ② 透水性地盤が複雑に挟在する場合

透水性地盤が均一に分布する場合は、堤体漏水に関しては一般的な堤体設計の基本方針に沿って、堤体材料の選定と締固め度の規定で設計することになるが、地盤漏水は別途検討する必要がある。これに対して、透水性地盤が複雑に挟在する場合は堤体内の浸潤面が上昇しやすくなるので、地盤および堤体を含めた安定度の確認が必要となる。

3.3.1 地盤漏水

1) 概 説

透水性地盤が均一に分布する場合、堤体は一般的な堤防設計と同様に材料選定と締固め規定で設計すれば良いが、基礎地盤には堤体に無関係に、漏水やパイピング、クィックサンドなどが発生することがある。

地盤漏水は一般に堤防の安定性を直接脅やかすことは少ないと考えられるが、緩い砂層等より構成される透水性地盤では、堤内側のり尻付近に多量の砂の吹き上げやガマ現象が生じることがあり、付近住民にはなほだしい不安感を与えることになる。このような地盤漏水が堤防築造後に生ずるのは次のような場合である。

- ① 透水性の大きい砂層または砂礫層上に築堤した場合
- ② 旧河川を締め切り、河床の砂礫上に築堤した場合

このような地盤においては、透水性地盤調査結果にもとづいて浸透圧、漏水量、クィックサンドおよびパイピングの検討を行い、地盤漏水対策工法の検討を行うものとする。

2) 検討方法

(1) 土質断面の設定

地盤漏水の場合には土層構成、層厚、広がり、透水性がわかる土質横断面図を作成する。

(2) 水位の決定

漏水調査の結果に基づき、次のようにして外水位ならびに堤内水位を決定する。

- ① 外水位は既往最大の洪水記録から求めるか、または計画高水位をもって外水位とし、決定にあたっては各河川の実態にあわせるものとする。
- ② 堤内水位は地下水位変動調査の結果にもとづく堤内地の年間の平均地下水水位とする。この場合、あわせて堤内地の地下水の等水位曲線を求める。

(3) 漏水地盤内の浸透圧の求め方

浸透圧を求める方法には、

- ① 理論解による方法
- ② 数値シミュレーション
- ③ 電気模型実験による方法

などがあるが、ここでは理論解による方式を示しておく。

山村・久楽(1975)は、堤体幅を B とし、堤体を不透水性として地盤の浸透圧を解き、裏のり尻における水頭 ϕ_B を次のように求めている。

① 透水層が河床に露出し、無限の広がりを持つ場合

$$\phi_B = \frac{\lambda \phi_1 + B \phi_2}{B + \lambda} \quad (\text{図3.3.1 参照})$$

ここに、 $\lambda = \sqrt{k D c}$ 、 $c = d' / k'$

- ② 河床に半透水性の表層が存在し、透水層が無限に広がる場合

$$\phi_B = \frac{\left\{ \lambda_2 \cdot \tanh \left(\frac{L}{\lambda_1} \right) \right\} \cdot \phi_1 + \left\{ \lambda_1 + B \cdot \tanh \left(\frac{L}{\lambda_1} \right) \right\} \cdot \phi_2}{(B + \lambda_2) \cdot \tanh \left(\frac{L}{\lambda_1} \right) + \lambda_1} \quad (\text{図3.3.2参照})$$

川幅が十分に広いとき

$$\phi_B = \frac{\lambda_2 \phi_1 + (\lambda_1 + L) \phi_2}{L + \lambda_1 + \lambda_2}$$

ここに、 $\lambda_1 = \sqrt{k D c_1}$ 、 $\lambda_2 = \sqrt{k D c_2}$

$$c_1 = D_1 / k_1, \quad c_2 = D_2 / k_2$$

なお、その他に次のような条件下での解も得られている。

- ③ 透水層が河床に露出し、広がり有限の場合
- ④ 河床に半透水性の表層が存在し、透水層の広がり有限の場合
- ⑤ 河床に有限幅の表層が存在し、表層の広がり無限の場合
- ⑥ 河床に有限幅の表層が存在し、表層の広がり有限の場合

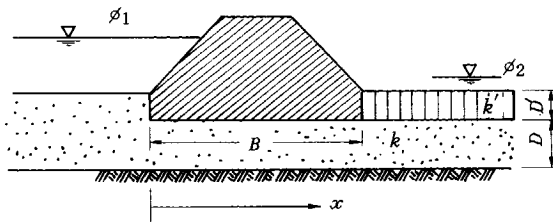


図3.3.1 河床に露出した透水層がある場合

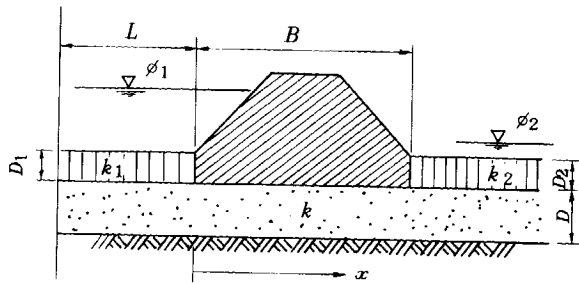


図3.3.2 河床に表層が存在する場合

(4) 漏水量の求め方

浸透水は土粒子の表面に働く粘性摩擦の抵抗によって層流になったり乱流になったりするが、一般に細かい土粒子間を流れる浸透水は層流である。なお、浸透流の求め方には定常流と非定常流があるが、一般的には定常流として漏水対策を検討する。

- ① 堤体内の流線網および漏水地盤内の浸透圧が求められれば、各地点における漏水量 Q は、次式で求めることができる。

$$Q = k i A, \quad i = H/L \quad \dots\dots (3.19)$$

ここに、 k ：堤体または透水性地盤の透水係数

i ：動水勾配（単位流線長を流れる間に失われる損失水頭）

L ：流線長

H ：流線長 L の間の水頭差

A ：透水断面積

単位幅当たりの漏水量を求める場合の A は、堤体漏水のときは求める地点の浸潤線の高さになり、地盤漏水のときは透水性地盤の厚さとなる。

- ② 透水層の上に不透水性の堤防がある場合は、浸透条件を単純化できる場合は次の算式により漏水量を求めてもよい。

$$Q = \rho k H \quad \dots\dots (3.20)$$

ここに、 Q ：単位堤防幅当たりの漏水量

ρ ：堤防の断面形、堤内外地の表土の性質、透水性の下層の

性質によって決まる定数

k : 透水層の透水係数

H : 基礎地盤から河川水位までの高さ

無限に広い水平な透水層の場合の ρ の値は次式で表わされる (図3.3.3 参照)。

$$\rho = \frac{b}{L + 0.86b} \quad \dots\dots\dots (3.21)$$

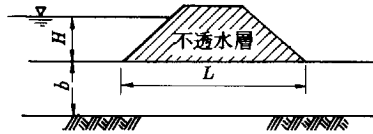
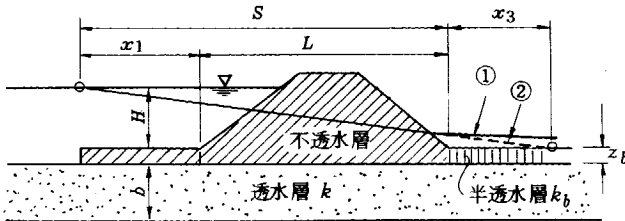


図3.3.3 無限に広い水平な透水層上の堤防

また、透水層の上に不透水層や半透水層の地盤が存在する場合の値は次式で表わされる (図3.3.4 参照)。

$$\rho = \frac{b}{S + x_3}$$

$$x_3 = \sqrt{\frac{k z_b \cdot b}{k_b}} \quad \dots\dots\dots (3.22)$$



- ① 透水層上面における水頭を表わす線
- ② 堤防の基礎面における水頭を表わす直線を延長した線

図3.3.4 半無限に広がった透水層上に不透水層と半透水層がのった地盤上の堤防

堤外地の透水層が全面的に露出している場合、透水層の表面を一様なブランケットで被覆すれば動水勾配は緩やかになる。このとき ρ および x_3 は前項の式によるが、 S は次式で表わされる (図3.3.5 参照)。

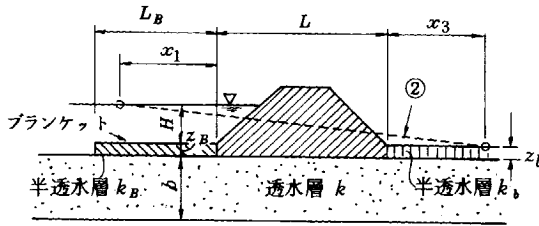


図3.3.5 ブランケットで透水層の表面を覆った場合の浸透

$$S = x_1 + L$$

$$x_1 = \frac{\tanh\left(\frac{k_B}{k_b \cdot z_B} \cdot L_B\right)}{\sqrt{\frac{k_B}{k_b \cdot z_B}}} \quad \dots\dots (3.23)$$

ここに、 L_B : ブランケットの長さ

(5) 漏水に対する安定の検討

漏水量が多い場合には、浸透水が堤内側のり尻付近の表層を突き破り、土砂を洗い流して下の砂が吹き出すことがある。このような現象をクィックサンドという。クィックサンドが起こると細粒土を流し地盤に孔をあけることになり、堤体の安定性を著しく低下させる。これを防止するには浸透流の動水勾配をある一定値より小さくする必要がある。

限界動水勾配 i_c は、次式で求められる。

$$i_c = \frac{h}{z} = \frac{\rho s - 1}{1 + e} \quad \dots\dots (3.24)$$

ここに、 z : 浸透経路長

h : 水頭差

ρ_s : 土粒子の密度

e : 土の間隙比

矢作川、阿武隈川、長良川の例では、動水勾配が0.2~0.6程度でかなりの漏水が観測されており、この値は理論的に求められた限界動水勾配より小さい値を示している。このことから少なくとも限界動水勾配 i_c の値は0.5程度を超えないように処置する必要がある。

3.3.2 堤体漏水

1) 概 説

透水性地盤が複雑に挟在する場合、洪水継続時間が比較的長い河川では洪水時の河川水位上昇にともなって堤体漏水が発生し、法尻付近にパイピングやクィックサンド、あるいはのりすべりを生ずる場合があり、堤体に損傷を与える。このような堤体の損傷要因は次のとおりである。

- ① 堤体ののりすべりは堤体裏のり面の浸透による浸潤面上昇が引き金となる。
- ② 堤体の安定性は裏のり面付近の堤体内浸潤面上昇による堤体土のせん断抵抗の低下に支配される。
- ③ 堤体内浸潤面上昇は基礎地盤内の間隙水圧上昇と堤体内および基礎地盤からの浸透水の供給によって生ずる。
- ④ 降雨は堤体表面から浸透し、浸潤面を上昇させて堤体を不安定化させる。強い雨は表面流となつてのり面を侵食し、連続的降雨は浸潤面を上昇させる。のり尻や低い小段では降雨の影響が大きく、またのり勾配のゆるい方が影響が大きい。

これらの要因から堤体ののりすべり機構を類推すると、堤体内および基礎地盤から裏のり面付近に十分な水の供給がなされ、それによって堤体内浸潤面が上昇し、堤体土の飽和によってせん断抵抗が低下し、裏のり面付近の崩壊を引き起すと考えられる。このような現象が発生しやすい地盤条件としては、第2章で区分した透水層が複雑に挟在する場合である。基本的には、地形分類上で「落堀」や「旧落堀」および現河道と交叉する「旧河道」として表わされる箇所、透水性地盤が堤体裏のり尻付近で不透水層に変る場合で

ある。

このような地盤では堤体の材料選定は礫質土および砂質土などの大きなせん断力を期待できる土を選定し、締固め度は原則として良好地盤と同様に平均値90%以上とするが、堤防の安全性の向上という観点からは、さらに締固めを向上する方向で施工することが望ましい。一方、堤体の設計にあたっては、計画高水位が低く、高水位の継続時間が短かければ安定上は特に問題がないと考えられるが、計画高水位が高く、高水位の継続時間が長いものについては堤体の安定度を確認しておくことが望ましい²⁴⁾。検討に際しては計画高水位および降雨条件を加味して堤体内の浸透流を求める必要があり、その方法として一般的には①粘性流模型実験による方法と②有限要素法による方法があるが、最近では②の有限要素法による方法が多く用いられている。

2) 堤体安定度確認計算方法

(1) 検討の基本方針

堤体の安定度を左右する条件は、のりすべりを引起す力としての外力条件と、これに対抗する側の基礎地盤および堤体の条件である。したがって、堤体の安定度を検討するためには、これらの条件を組合せて行う必要があり、通常は電子計算機による浸透流解析と有効応力法による安定解析が用いられている。

一般に堤防のような土構造物を扱う浸透流解析では、

- ① 構造体が非常に不均質、不均一である。
- ② 境界における外力条件(降雨、水位変化等)が非定常である。
- ③ 不飽和領域の透水性を扱う必要がある。

等の難しい問題を抱えているが、有限要素法による飽和～不飽和浸透流解析プログラムが開発され、短時間に計算できるようになった。

もともと有限要素法の有する特質から判断して上述の①～③を取込んだ

24) 堤体安全度確認計算を実施するか否かは、基礎地盤や堤体の条件、背後地の条件、ならびに河川の特長(計画高水位や高水位継続時間)等を充分に考慮して決定する必要がある。また、計算には特殊な土質定数や水理定数も必要なので、調査段階から目処をつけておくことも重要である。

形の計算を行うことは、さほど困難ではないと考えられる。事実①、②を考慮した浸透流解析は数多くなされている。しかし、従来行なわれている解析は飽和領域内のみを計算対象にしている例が多く、不飽和領域を考慮したとしても、自由水面決定に多大の時間を要したり、得られた結果の精度が悪かったりというのが実態であった。現在では飽和～不飽和領域問題を一貫した系として解析する基礎方程式は確立されているが、問題となるのは不飽和領域の透水特性や飽和度の実態をいかにして把握するかである。

このような浸透流解析の現状を踏まえて、透水性地盤が複雑に挟在する地盤での堤体安定度の確認の手順を示せば図3.3.6に示すとおりである。

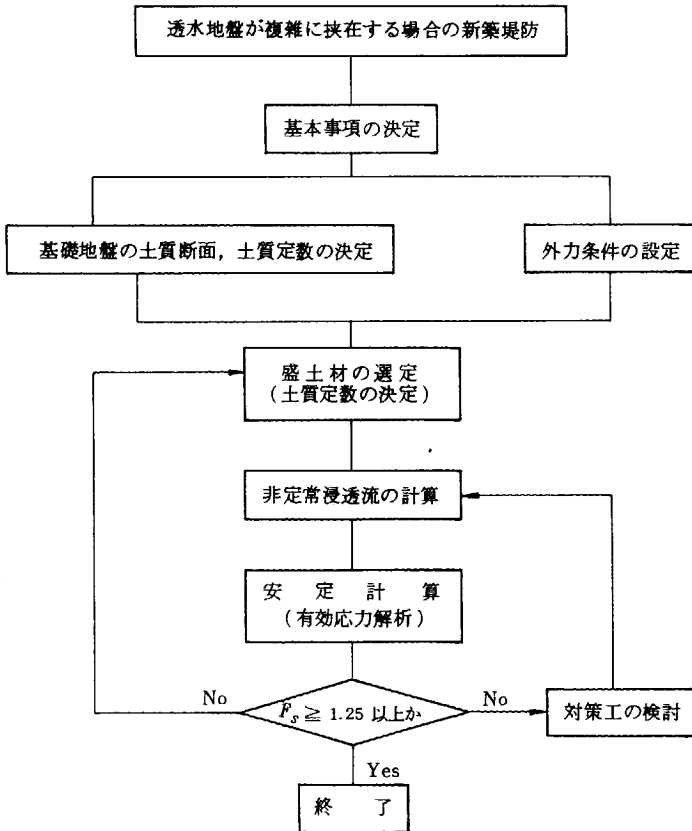


図3.3.6 透水地盤が複雑に挟在する地盤の堤体安定度の確認方法

(2) 基本条件の設定

透水地盤が複雑に挟在する場合の堤防の安定度の検討に際して、堤防条件、基礎地盤条件および外力条件の設定を行う必要がある。

① 基礎地盤条件

詳細調査の結果にもとづいて土質断面を設定し、各地層の透水係数を決定する。

② 堤防条件

土質断面図上に計画堤防断面を入れ、堤防材料の選定と材料試験の結果から次の設計定数を設定する。

<浸透流解析に用いる主な定数>

- ・ 飽和透水係数
- ・ 比透水係数 (図3.3.7に例示する不飽和透水係数の飽和透水係数に対する割合)
- ・ 毛管水頭 (図3.3.8に示すように、飽和度の関数として設定される)

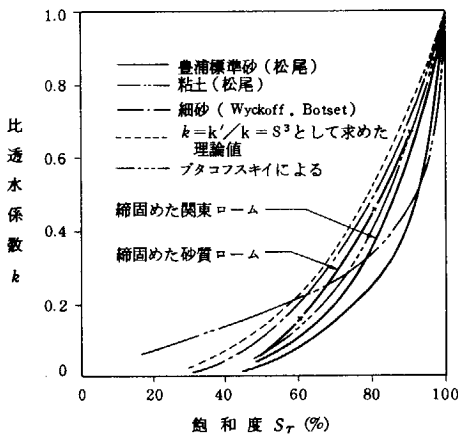


図3.3.7 飽和度と比透水係数の関係 (地下水ハンドブック)

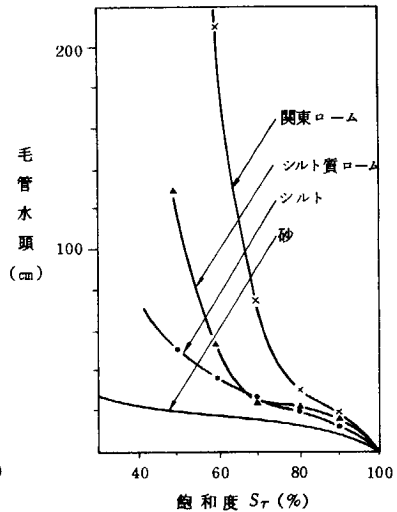


図3.3.8 毛管水頭と飽和度の関係 (地下水ハンドブック)

<安定解析に用いる定数>

- ・ 土の密度
- ・ 有効応力解析に用いる土の粘着力 c' およびせん断抵抗角 ϕ'

③ 外力条件

① 水位の決定

- ・ 外水位は既往最大の洪水記録から求めた外水位もしくは計画高水位とする。
- ・ 堤内水位は地下水位変動調査の結果にもとづく堤内地の洪水期の地下水位とする。

② 洪水継続時間の決定

我が国の河川では、一般に河川勾配が比較的急なことから、洪水継続時間が短く、地盤条件がかなり悪くても著しい漏水を起こさずにすんでいる場合が多いようである。また、洪水時に河川水位が上昇し、透水層へ水が浸入しても、透水層内の貯留量が多ければ堤内側へは容易に漏水しないわけであるが、洪水継続時間が比較的長い大きな河川や地下水位が高く、当初から飽和しているような地盤では、透水層の貯留量も少なく漏水の影響を受けやすい。このように漏水対策を検討するうえには、洪水継続時間が大きく関係するので、過去の観測資料等にもとづき十分に検討し、各河川の実態にあわせて決定する必要がある。

③ 降雨条件

降雨条件は、一般的には過去の大きな出水時の雨量を参考にして設定する。

(3) 浸透流解析

有限要素法は対象とする物体を有限の広がりをもつ要素に分割し、要素特性を組み立てて全体の系の挙動を解析しようとするものである。つまり、個々の要素の中では解が簡単な式（たとえば一次式）で近似できると考え、ある境界条件のもとで多元の連立方程式を組み立てて近似解を求めるもので、出来るだけ精度のよい近似解を求めるために変分法や重みつき残差法が用いられている。現在用いられているプログラムは、重みつき残差法に

より定式化されたものである。

飽和～不飽和領域を対象とした有限要素法による解析は、従来の飽和領域のみを対象とした解析より多くの点で有利である。両者を比較したものが表3.3.1で、解析の適用範囲がずいぶん広範囲にわたっているのが特徴として挙げられる。中でも特筆されるのは自由水面位置の決定が容易になったことであろう。すなわち、従来は自由水面上では、全水頭と位置水頭が等しいとして繰返し計算を行なうという煩雑さがあったのに対し、新しい解析法（飽和～不飽和浸透流解析）では、圧力水頭が零の点を結べばよいといった極めて簡単な手法となったということである。

表3.3.1 有限要素法による飽和浸透解析と飽和～不飽和浸透解析の比較

	飽和浸透解析	飽和～不飽和浸透解析
基礎方程式	$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t}$	$\frac{\partial}{\partial x} \left\{ k(\theta) \frac{\partial \phi}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ k(\theta) \frac{\partial \phi}{\partial z} + k(\phi) \right\} = \{ C(\theta) + \alpha S_s \} \frac{\partial \phi}{\partial t}$
自由水面上で満足する条件	$h = z \quad (\phi = 0)$ $q_{fs} = (I - n_e \frac{\partial h}{\partial t})$ <p style="text-align: center;">q_{fs} : 自由水面上の鉛直流速 I : 降雨の浸透量 n_e : 有効間隙率</p>	$\phi = 0$
解析の適用性	不圧滞水層 $\left\{ \begin{array}{l} \text{均質地盤} \\ \text{外水位降下} \end{array} \right.$	<ul style="list-style-type: none"> ・多層系の地盤 ・外水位上昇および降下 ・蒸発や降雨浸透
入力データ	飽和透水係数 (k_0) 比貯留係数 (S_s) 有効間隙率 (n_e)	飽和透水係数 (k_0) 比貯留係数 (S_s) 間隙率 (n) 不飽和透水係数 (k) - 体積含水率 (θ) の関係 圧力水頭 (ϕ) - 体積含水率 (θ) の関係

このように、解析が精度よくしかも短時間で行えるようにはなったが、表3.3.1からわかるように、より詳細な入力データが必要となったのも一方の事実である。つまり、初期の領域内の体積含水率 (θ) の分布、あるいは圧力水頭の分布と不飽和透水係数の実験曲線、体積含水率と圧力水頭の実験曲線あるいは経験式が必要である。

(4) 安定解析

浸透流解析から求めた堤体の水位が最も上昇する時点を対象に有効応力法による安定解析を行う。計算方法は(3.8)式で、ここで用いるせん断強度は、圧密非排水条件での c' 、 ϕ' である。なお、目標安全率は $F_s = 1.20$ 程度とする。

安定計算は基礎地盤条件、堤体の透水係数、計算時間の各々の組合わせについて、水圧0すなわち浸潤面を水面とする静水圧分布とした計算(水圧考慮なし)と水圧分布を考慮した計算とがある。

水圧分布は浸透流計算から求められた断面モデル節点ごとの水圧から、等水圧を描き水圧分布を求めるものである。

3.3.3 透水性地盤の対策工法

堤体地盤の漏水、パイピング等の発生が予想される場合や、透水性地盤が複雑に挟在する場合で所定の安全度が得られない場合には、次のような基本的考え方で対策を行う。

- ① 河川から地盤に流入する水を遮断もしくは減少させ、透水層の水圧上昇を防ぎ、堤体内浸潤面上昇をおさえる。
- ② 河川から地盤に流入する水が流路長を増大させることにより、地盤の透水層の水圧上昇を防ぎ、堤体内浸潤面上昇をおさえる。
- ③ 地盤に浸透した水を速やかに排出し、裏のりの浸潤面上昇を起りにくくするため、地盤や堤体に排水構造を設ける。

1) 前面遮水壁工法

①の考え方にもとづく対策であり、表のり尻において地盤の透水層の遮水を行なうものである。具体的には継目式のものでは鋼矢板、コンクリート矢板等によるものがあり、連続式のものとしては粘土壁、コンクリート壁、ス

ラリートレンチあるいは薬液注入や止水膜によるものがあるが、工法としては継目式のものゝ代表的であり、施工のしやすさが特徴である。

一方、薬液注入のように、薬液の浸透が正確に確認できないものは、遮水壁としての止水性に対する信頼度は低いと考えられる。

連続壁である粘土壁やコンクリート壁工を河川堤防の施工に利用した例はあまり知られていないが、外国ではソイルセメントやスラリートレンチによる連続止水壁が止水効果が高く、確実な施工が期待できると報告されている。

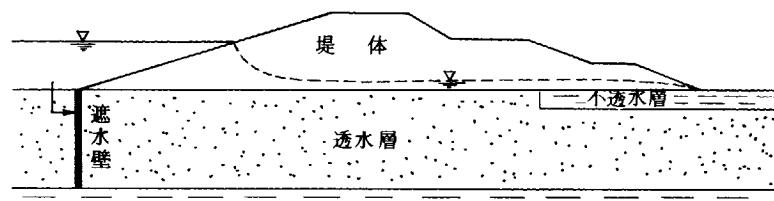


図3.3.9 前面遮水壁工法概念図

2) 覆土

透水性の大きい砂などで作る堤防では、のり面を不透水性の土、コンクリートスラブ、アスファルトスラブ、ジオテキスタイルの遮水シート、石張りなどの水密性の材料で覆う浸透対策が行われる。

覆土は、川表から堤体への浸透水を抑止する効果をもっている。一般に多く用いられている工法は、不透水性の土でのり面を覆う工法で、植生と併用して行なう。不透水性の土は植生が繁茂するように30cm以上の厚さで被覆する必要がある。また、締固めが不十分な場合には降雨などの浸透水により表層すべりを起こすこともあるので、十分締固めることが必要である。

のり面が流水、波浪などの強い浸食作用を受ける恐れのある個所には、コンクリートスラブ、アスファルトスラブ、遮水シート、石張りなどの水密性の材料でのり面を被覆する。コンクリートスラブによる方法は、表面を完全に水密性にすることが可能であり、かつ強度的にも、また耐久性にも富んだものであるが、堤体土砂に変形が生じた場合にはスラブ下に空洞が生じ、破

堤の原因になることがあるので、維持管理に十分注意する必要がある。アスファルトとして最近サンドアスファルトが用いられてきているが、これも薄いものでは数年間で風化し、また雑草がこれを突き破って生えることから、永久的なものにするには30～40cmの厚さをもたせるとか、あるいはその下に1分の厚さの粘土を張るなどの配慮が必要である。

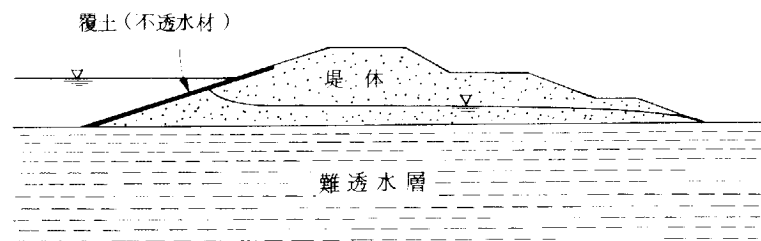


図3.3.10 覆 土



写真3.3.1 遮水シート工（北海道開発局）

3) ブランケット工法

地盤の透水層に浸透する河川水の流路長を長くすることにより、基礎地盤への浸透を少なくしようとするものである。

堤外地の広い河川敷の表面の厚さ1m前後を不透水性もしくは難透水性の

土で置き換えて締固めるもので、単独でなくブランケット施工範囲を含めた河川敷の土地利用計画と併せて行なわれる必要がある。

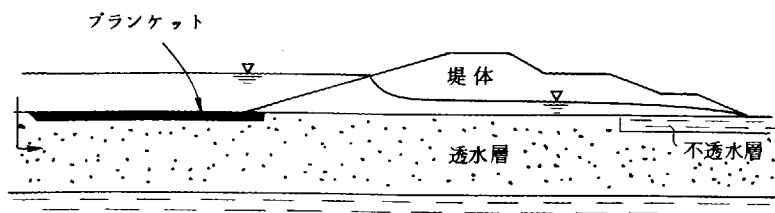


図3.3.11 ブランケット工法

4) 押え盛土工法

直接的に浸透の抑止、水圧低下をはかるものではなく、浸潤面上昇あるいはアップリフトによる裏のり尻の不安定な箇所の補強として、すべり破壊やボイリングによる破壊に対する抵抗荷重の増加を図るもので、盛土した荷重分だけは確実に効果がある点では優れている。なお、押え盛土材は透水性の高いものを必要とする。

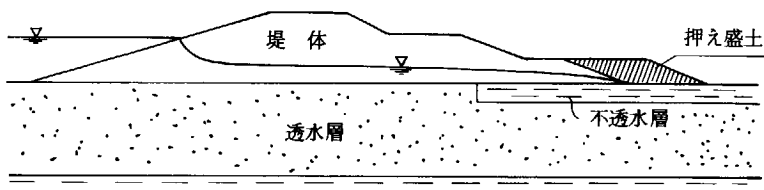


図3.3.12 押え盛土工法

5) 裏法尻ドレーン工法

③の考え方にもとづく対策であり、堤体裏のり基部を透水性の良い粗砂または礫等とし、堤体中の水を強制的に排水する方法である。裏のり基部は、最も間隙水圧の上昇する部位であるため、粗砂等で置き換えることは液状化、ボイリングの防止にもなり、対策工としては信頼のおける工法であるが、

のり尻には堤脚保護工（空積）が必要となる。

なお、裏法尻ドレーン工法の一例を図3.3.13および図3.3.14に示しておいた²⁵⁾。

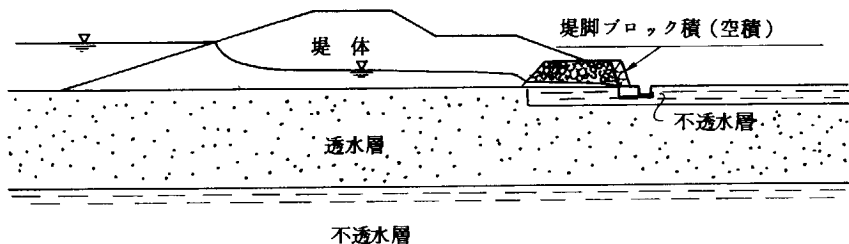


図3.3.13 堤体裏のり部の排水機能を持つ堤脚工法

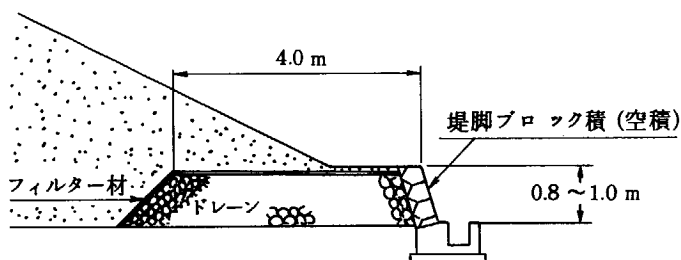


図3.3.14 裏法尻ドレーン工法の一例

以上に透水性地盤の対策工を記述したが、それぞれ単独では対策工法が完全に効果があるかは疑問も残る。特に透水性地盤が複雑に挟在する地盤の中で、堤内側の地盤に難透水性が分布し、浸透水が行止まりとなる場合等は、単独では堤体の安定性が得られないことがあり、対策工の組合せも必要になる。

25) 裏法尻ドレーン工法の効果は、実物大堤防実験によって実証されているが、本格的に導入されるようになれば、構造や寸法等を示すべきものと考えられる。また、その場合には安全度や経済性についての検討を加えておく必要がある。

第3.4節 堤防拡築の設計

3.4.1 設計の基本方針

拡築堤防においても、「河川管理施設等構造令」および各河川の堤防定規断面にもとづき、計画高水流量が変わらない限り基本的には断面形状は変更しないことを原則とするが、特殊な既設堤防、特殊な地盤等で、特に問題がある場合は、堤防断面を拡大させることもある。

既設の堤防は、すでに述べたように過去の長い治水工事の歴史の中で築造された構造物であって、堤体材料は現地発生土を利用したものが多く、質的な検討が十分なされていないわけではない。また施工方法も、人力による築堤、汽関車によるまき出し、ブルドーザ施工など時代とともに変化してきており、締固め度についてもバラツキが大きく、施工の良否が認められる。さらに、基礎地盤も軟弱地盤、透水性地盤など種々があり、既設堤防の安全性には全体として相当のバラツキがあるのが実状であろう。したがって、設計にあたっては工事記録、既設堤防の施工履歴、土質状況および災害記録等の資料調査、ならびに既設堤防と基礎地盤の土質調査を行い、かつ両者の堤防機能上からの評価にもとづき良否の判定を行う必要がある。ここでは既設堤防を、堤体漏水やのり崩れなどがない問題の少ない堤防と問題のある特殊な堤防に区分するとともに、すでに述べた基礎地盤の区分を考慮し、地盤状況と既設堤防の状況によって設計方針を変えるものとする。

1) 普通地盤の設計方針

(1) 問題の少ない既設堤防の場合

普通地盤で、かつ問題の少ない堤防では、堤防の堤体材料の選定とその締固め度の規定のみで、堤体の安定は十分図ることができるので、堤体材料の土質によって、締固め度、空気間隙率、飽和度、施工含水比等で締固め度を規定するものとする。

(2) 特殊な既設堤防の場合

特殊な既設堤防とは、透水性の高い均一型の堤防や、堤体の上部あるいは堤体内に川表から川裏まで透水性の高い砂質土等が連続して挟在するような堤防である。このような特殊な堤防を拡築する場合は、裏腹付けと嵩

上げでは基本的考え方が異なる。すなわち裏腹付けによる拡築は、良好な材料を選定し、締固め規定を定めれば堤体は安定するので、問題の少ない堤防と同一基本方針とすることができる。ただし、表のり部は止水性護岸とし、裏のり尻部は排水機能を有した堤脚工法の施工を行うことを原則とする²⁶⁾。一方、嵩上げのみで既設堤防を拡築する場合は、拡築材料の選定と締固め規定のみでは既設堤防での漏水やのり崩れ等が発生する恐れがあり、表のり部での止水性護岸や透水性のある堤脚保護等の対策は必ず行うものとする。また、堤防の幅に比べて堤防高が比較的高い場合や、洪水継続時間が長い場合には、透水地盤が複雑に挟在する場合と同様に、堤体の安定度を検証しておくことが必要である。

2) 特殊地盤の設計方針

軟弱地盤では、堤体自体の安定は一般的な堤体設計基本方針に準じて対処するが、基礎地盤については対策工を考慮するものとする。

一方、透水性地盤では、透水層が均一に分布する場合は、堤体は軟弱地盤と同様に、一般的な堤体設計基本方針に準ずるものとし、基礎地盤については漏水やパイピング・クィックサンド等に関して検討するものとする。これに対して透水地盤が複雑に挟在する場合は、堤防高が堤体幅に比べて比較的高く、洪水継続時間が比較的に長い河川では堤体の安定度の確認を必ず行う必要があり²⁷⁾、より安全度の高い堤防の設計を目標とする。また、既設堤防が特殊な場合や、過去に破堤履歴のある堤防および重要水防箇所については、堤体の安定度の確認計算が不可欠であろう²⁷⁾。

-
- 26) 設計にあたっては、対策工としての効果を定量的に把握すること、経済効果を考慮することが今後の課題であるが、その場合、既設堤防の性状の的確な把握が不可欠である。
- 27) ここで最も重要なことは既設堤防の土質分布や性状を的確に把握することである。これを誤まれば安全度確認計算結果は現実とは遊離したものとなり、全く意味をなさない。

3.4.2 堤防拡築の種類と目的

河川工事は施工の態様によって、①河川土工、②護岸、木制、③河川構造物の三つに大別でき、河川土工単独では工事を進めることはできないという、河川特有の制約条件がある。しかも、その条件がすべてに満足されないとき所定の目的を失うことになる。したがって、築堤工事を進めるにあたっては、改修区域全体の安全度のバランス、地域毎の重要度、事業の効果や一連の計画施工を考慮しなければならない。

工事量が大規模になると完成まで長年月を要し、まず暫定断面で通じて築堤することになる。このため、築堤には旧堤や暫定断面を嵩上げや腹付けによって拡築する工事が発生する。

堤防の拡築は嵩上げや腹付けを主体として行われ、一般的には、図3.4.1に示すような拡築パターンがある。

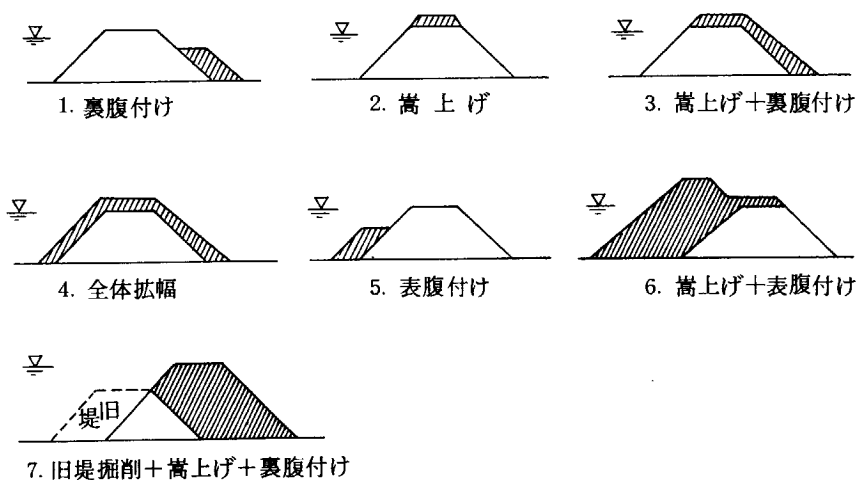


図3.4.1 拡築堤防のパターン
(関東技術事務所 1983)

同図をみると堤防拡築の種類は、裏腹付け、嵩上げおよび表腹付けの3区分に大別できるが、表腹付けは河積の減少等で問題が多く、最近では止水性の高水護岸の対策がなされることもあって、ここでは堤防拡築として裏腹付けおよび

び嵩上げを対象とする。それぞれの拡築の目的および構造上留意すべき点は次のとおりである。

(1) 裏腹付け

堤防は洪水時の降雨および高水によって浸潤線が上昇し、のりすべりや湧水が発生する場合がある。既設堤防が難透水性で、浸透に対する問題がなければ裏腹付けの土工にも大きな問題はない。しかし、既設堤防が透水性の良い材料であれば浸透水の上昇を助長するので、裏腹付けの材料選定にも十分配慮する必要がある。裏腹付けによる拡築は基本的には、堤防断面を拡大することによって浸透路長を長くし、漏水を防止することを目的とするが、結果的にはのり面の平均勾配が緩くなるため、のりすべりに対しても安定性を向上させることができる。このように、裏腹付けは堤防の機能を高めるために有効であり、材料には浸潤線上昇によってのりすべりの発生しないようなせん断強度の大きい土を選定することが望ましい。また堤脚付近に透水性の材料を用いると浸透水が速みやかに排水されるので、さらに安定化の方向になる。

(2) 嵩上げ

嵩上げは既設堤防がのりすべりや漏水等の問題のない良好なものであれば、河川水および降雨の浸透を防止させる材料を選定するのみで十分である。これに対し、既設堤防の透水性が大きく、浸潤線の上昇が考えられる場合は、ただ単に河川水および降雨の浸透を防止させる材料の選定のみでは不十分で、止水性高水護岸等の対策工との併用を考慮しておく必要がある。いずれにしても、嵩上げによる改築の目的は堤防表面からの河川水と降雨による浸透を防止することにあるが、難透水性材料にクラックが生じやすい材料もあるので注意を要する。

なお、計画法線の位置や用地の関係で表腹付けによる拡築を余儀なくされた場合には、漏水やのりすべりを防止するために、締固めた土の強度が大きい難透水性材料を用いる必要がある。

3.4.3 拡築材料の選定

1) 概 説

河川堤防は、現在の「河川管理施設等構造令」によれば原則として土砂による土堤を原則とし、一般には各河川ごとに堤防の高さ、天端幅、のり勾配、小段等が標準断面として規定されている。堤防の拡築を計画する場合、基本的には「河川管理施設等構造令」に準拠した各河川毎の標準断面で計画されるが、既設堤防および堤防下の地盤状況、あるいは降雨、洪水条件等の外力および堤体材料によってその安定性は大きく左右される。特に既設堤防が特殊な場合には、拡築材料のいかんによっては高水あるいは降雨による浸透水によって漏水、パイピング、のりすべりが発生し、堤体が不安定化する場合がある。したがって、拡築の種類、既設堤防の土質状況、基礎地盤の状況、あるいは過去の被災履歴等を十分に考慮して、拡築材料を選定する必要がある。特に既設堤防は、過去の長い築堤工事の歴史を反映して多種多様の材料で構成されており、特殊な土質構成を有する堤防の拡築にあたっては、材料選定については入念に検討し、場合によっては止水性高水護岸や裏のり部への排水機能を有した堤脚保護等の対策工を行う必要も生じる。

2) 拡築材料

基礎地盤および既設堤防の調査の結果、いずれも問題なしと判断された場合は、嵩上げや腹付けに必要な材料は、すでに述べたような評価にもとづいて選定し、これを十分に締固めれば高水や降雨によるのりすべりや漏水の心配はない。一方、既設堤防が特殊な堤防で、かつ漏水の心配がある場合でも、裏腹付けの拡築堤防であれば、一般的な堤体材料の選定だけで堤防の安定化を図ることができるが、さらに堤体を安定化させるためには、浸透水の上昇によってのりすべりを発生させないようにせん断力が大きい土を選定するのが望ましい。これに対して、特殊な堤防に対して嵩上げのみの堤防拡築を行う場合には、降雨および高水の浸透水の漏水やパイピングに対しては堤防が改善されないことになるので、嵩上げ部にはなるべく降雨水が浸透しにくい難透水性材料を選定するものとし、あわせて降雨および高水による浸透水に対処するため、止水性護岸や難透水性材料による表腹付け盛土の併用が必要となる。

なお、表3.4.1には土質の特殊な堤防の代表例についての問題点と基本的対処法を、また、表3.4.2にはそれぞれについて拡築材料として望ましい土を示しておいた。

表3.4.1 土質の特殊な堤防の問題点および基本的対処法

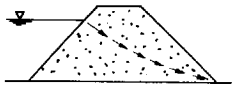


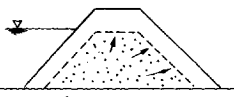
堤体の土質パターン	問題点および基本的対処法	
○砂均一型 	問題点	川表からの河川水、天端およびのり面から雨水が浸透しやすく、裏のり部がすべりやすい状況にある。
○砂被覆型 	問題点	HWL付近での河川水の浸透により、裏のり部の砂材がすべりやすくなる。
○砂挟在型 	問題点	河川水の砂層への浸透により裏のり部でパイピング等のため崩壊が生ずる。
○砂内在型 	問題点	河川水が基礎地盤を通じて砂質部分に浸透し、川裏側にアップリストを作用させたり、浸潤線の裏側への発達を速め、堤体を不安定にさせる。
	対処法	裏法尻部に砂質部分まで入れたドレーンを設ける。または、押え盛土を行なう。

表3.4.2 拡築材料に望ましい土

現堤土質	拡築種類	使用材料
砂均一型	嵩上げ	難透水性材料が望ましい。
	腹付け	せん断力の大きい材料を主眼に選定する。 ：(GM), (GC), (SM), (SC), (ML), (CL)など のり尻部は透水性材料を用いる。 ：(GW), (GP) 川表側は透水性の低い材料を用いる。 ：(SM), (SC), (ML), (CL)
砂被覆型	嵩上げ	砂均一型に準ずる。
	腹付け	砂均一型に準ずる。
砂挟在型	嵩上げ	せん断強度が大きく、乾燥などによるクラックの発生しにくい土を選定する。 ：(GM), (GC), (SM), (SC), (ML)など
	腹付け	せん断強度の大きい材料を主眼とするが、裏側には可能な限り透水性の良好な材料を、表側には難透水性の材料を選定する。 ：(GM), (GC), (SM), (SC)など
砂内在型	嵩上げ	砂挟在型に準ずる。
	腹付け	砂挟在型に準ずるが、裏法尻部にドレーンを設置する場合は、ドレーン部は碎石か〔G〕,〔S〕を用いる。

3.4.4 最小腹付け幅の設定

拡築工事の腹付け盛土は裏腹付けを基本と考えているが、裏腹付けの堤防機能上の役割はかなり大きな比重を占めており、入念に仕上げる必要がある。すなわち既設の堤防は長年の治水事業の所産であって、堤体材料および締固めにバラツキがあり、安全性に不安を残している。このような不安を解消するためには堤防の安定性を高める必要があり、良質材料を十分締固めることによって裏腹付けが堤防強化の意味合いを持つてくる。既設堤防が透水性の大きい特殊な堤防であれば、降雨および高水による浸潤面が裏のり尻部で上昇しやすく、拡築後の堤体を不安定化させる恐れもあるので、せん断強度の上昇を図る意味でも締固めは重要となる。

道路盛土工事の締固め機械は、一般には振動ローラ、ロードローラ、タイヤローラ等の締固め専用の機械が用いられている。一方、河川堤防の築堤工事で

は、堤防断面に余裕があり、締固め度をこれまで85%以上と規定していることもあって、ブルドーザによる締固めが広く用いられている。締固め機械の最小施工幅としては、ローラ系では3 m程度であれば十分であるが、ブルドーザは、図3.4.2に示すように11 t級の普通ブルドーザでは4 mが必要となる。したがって、腹付け幅が4 m以上であれば、現状の施工の延長で十分締固め、せん断強度を増大させることが可能であり、これによってのりすべりを防止し、堤体を安定化させることができる。

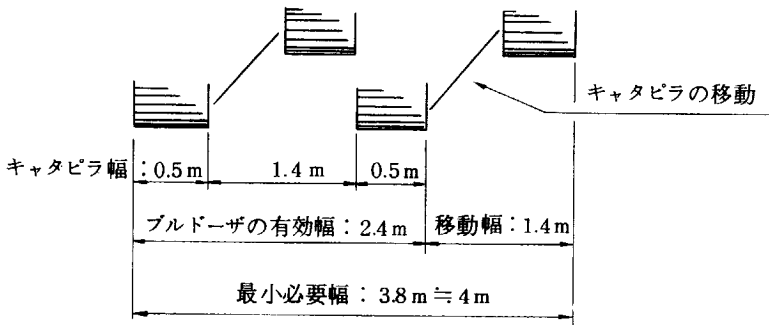


図3.4.2 ブルドーザの施工幅

以上のことより、河川堤防の築堤ではブルドーザが締固め機械として広く用いられている実態を考慮し、水平転圧の場合は最小腹付け幅を4 mと設定する²⁸⁾。腹付け幅が4 m以下の場合には斜転圧も考えられるが、斜転圧は本来のり面の仕上げ転圧として実施するものであり、十分な締固め効果は得られず、仕上がった後で転圧層が薄層状となり、降雨などによってのり面が崩壊することにつながるので、ここでは原則として水平転圧とする。

なお、既設堤防は長年の経過にともなって自然圧密され、築堤時よりは堤体は安定していると思われるが、表層は降雨等の自然条件や動植物によって劣化

28) 堤脚保護工やドレーン工を採用した場合には、必ずしも4 mの施工幅を確保する必要はないと考えられるが、その場合でも可能な限り充分な締固めを行うことが原則である。

しているのが普通である。したがって、腹付けに際しては、この部分を除去する必要がある、また腹付けと既設堤防のなじみを良くする意味からも段切りを行う必要がある。

以上のことから、ここでは腹付け盛土の基本方針を以下のように設定する。

- ① 腹付け部は機械化施工が可能な幅を確保する。
- ② 締固めは水平転圧によるものとする。
- ③ 腹付け幅が機械施工に必要な幅に満たない場合は、現堤の一部を掘削し、機械施工に必要な幅を確保する（図3.4.3参照）²⁹⁾。
- ④ 掘削された現堤の築堤材料は、腹付け盛土材として再利用する。

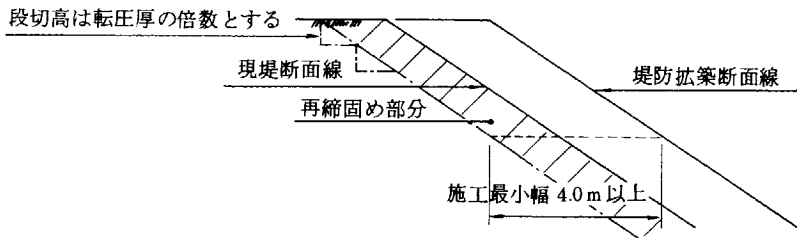


図3.4.3 施工最小幅の設定方法

3.4.5 特殊地盤対策

1) 軟弱地盤対策

軟弱地盤対策工法の設計については第3.2節に述べたとおりで、堤防の拡築設計においても変わりはないが、拡築ということで特に留意すべき点を示せば以下のとおりである。

- ① 拡築堤防の安全性を検討する場合、既設堤防下の地盤の強度を適切に評価することが重要である。可能であれば堤防横断方向の調査を実施して直

29) 既設堤防を大幅に掘削することは経済的に効率が悪く、また拡築後の堤防の安定性に不安があるとの意見があるが、逆に既設堤防の中身は不明であり、必ずしも安定したものとは言えず、大幅に開削して再構築することの方が堤防の安全性の向上に有効であり、河川全体からみた場合の治水安全度が高まるため、むしろ流域全体としてみると経済的効果があるとみなすべきである。

接確認することが望ましいが、これができなくとも、築堤後の経過年数、沈下の記録、築堤前あるいは堤防敷外の地盤の圧密特性、既設堤防の断面形等をもとに地盤の強度を類推することができる。築堤前や堤防敷外の地盤強度をそのまま使用することは、極めて不経済な設計となる。

なお、既設堤防下の地盤については、少くとも天端下およびのり面下の2ブロックに分け、それぞれに強度を設定する必要がある。

- ② 拡築堤防の沈下を検討するにあたっては、既設堤防の圧密沈下がどの程度進行しているか、またはほぼ終了しているかを判断しておく必要がある。図3.4.4は腹付けにともなる堤防の沈下を模式的に示したもので、既設堤防下の地盤は沈下にともなって圧密降伏応力が增大しているため、これを考慮した圧密沈下量の検討が必要である。

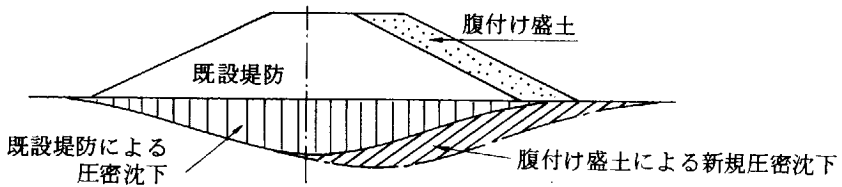


図3.4.4 腹付けによる堤防の沈下

2) 透水性地盤対策

透水性地盤上の堤防拡築においても、第3.3節に示す対策工の設計を適用することができるが、特に問題となるのは次のような場合である。

- ① 過去に破堤や堤体漏水を生じた堤防や既設堤防が透水性の良い特殊な堤防を嵩上げのみで拡築する場合
- ② 透水性地盤が複雑に挟在し、裏のり尻部付近に難透水層が分布し、湿润面上昇しやすい地盤の場合

①の嵩上げのみによる堤防拡築では既設堤防が透水性の良い特殊な堤防の場合、透水性については何ら改善されず、基本的には対策工法が必要となる。また、既設堤防が難透水性の場合でも②のように基礎地盤が透水性

地盤であったり、透水性地盤が複雑に挟在する場合については、クイックサンドやパイピングあるいは裏のりすべり等が発生するおそれがあり、何らかの対策工法を必要とする。

(1) 特殊な堤防を嵩上げのみで拡築する場合

嵩上げのみの堤防拡築では、特殊な堤防を安定化させることは不可能であり、基本的には表のりでの河川水の遮水と裏のりでの安定性の向上を図る次のような対策工法が必要となる。

- ① 表のり部の遮水（難透水性土の被覆、または止水性高水護岸）
- ② 裏のり尻付近への排水機能を有した堤脚保護工
- ③ 裏のり部の押え盛土
- ④ 裏のり部の安定材料による置換工

(2) 基礎地盤が透水性地盤や透水性地盤が複雑に挟在する場合

この場合の基本的な対策工としては、浸透水を遮断する方法、浸透流の流路長を増大する方法および排水機能を有した構造にする方法があり、堤体と基礎地盤に対して次のような対策工法がある。

a) 堤 体

- ① 表のりの遮水（難透水性土の被覆、止水性高水護岸）
- ② 裏のりへの押え盛土
- ③ 裏のりへの排水機能を有した堤脚保護工

b) 基礎地盤

- ① 表のり下への遮水壁の打設（綱矢板、シートウォール、スラリートレンチおよび地中連続壁等）
- ② 高水敷へのブランケット

以上のような対策工法は単独の適用には効果の確実性という点で疑問もこのころ。特に透水性地盤が複雑に挟在する地盤で、堤内側に難透水層が分布し、地下水が行止まりとなる場合は、単独では堤体の安定性が得られない場合があり、対策工の組合せについても検討する必要がある。

第4章 河川土工の施工

第4.1節 施工のための調査

工事の施工に先立って行う調査には、気象調査、土質調査、環境調査、工事現場の調査、土取場・土捨場の調査などがある。工事を円滑に実施するためには、工事の内容に応じて、これらの調査を適切に行い、工事現場の実状を十分熟知し、検討しておくことが大切である。

4.1.1 気象・水象調査

1) 気象調査

気象条件は土工の品質や施工の効率性に大きなかわりをもつ自然条件の一つである。気象条件が悪いと工事そのものが実施不可能になったり、所定の品質を確保できないために工事を中断せざるを得ない状況が生じる。また、工事の中断にまでは至らなくとも作業効率の低下を招くこともあり、円滑な工事の実施を妨げることになる。したがって、工事に着手する前に気象調査を実施し、作業可能な日数などを十分に検討して適切な施工計画を作成することが大切である。

主な調査項目として次のものが挙げられる。

(1) 降 雨

「土工は水との戦い」と言っても過言ではないほど土工は水の影響を受けやすい。このため、降雨に関する調査は気象調査の中でも最も重要な調査項目である。具体的には工事現場付近の過去の降雨強度と降雨日数を調査して工事期間中の降雨状況を推測するもので、その際には工事現場付近の地形や標高などの条件を考慮に入れておく必要がある。また、河川工事では特に上流部での降雨状況と工事現場付近の流況との関係を調査し、推測しておくことも重要である。これらの調査結果は、施工方法、品質管理の方法、工程計画（工期）などの検討に反映される。さらには工事中の降雨に対する仮排水工の計画、盛土および切土のり面の崩壊に対する安全対

策、現場内から流出する泥水の処理方法などについても事前に検討しておく必要がある。

(2) 降 雪

冬期の工事では降雪に関して積雪期間、日積雪量、降雪量累計、最大積雪深、融雪期間などを調査しておく。これらは施工方法、仮設備、工程計画などを検討する際の重要な情報となる。

(3) 凍 結

一般に土が凍結した状態での土工は望ましくないので、工事期間中に凍結が生じるかどうかを事前に予測し、施工計画作成の際に配慮する必要がある。凍結の可能性や凍結深さなどは気象条件のほかに土質条件によっても異なるので、過去の凍結事例などを参考にして事前に予測しておくことが大切である。

(4) 風

風向、風速などを調査し、工事中に表土が砂塵となって現場周辺に被害をもたらすおそれがないかを検討し、必要があれば散水や飛砂防止ネットの使用なども考慮する。また、浚渫工事においては暴風、波浪などの非常時に備え、安全な避難場所を選定しておくことも重要である。

(5) 気温、日照時間、霜および霧の状況など

施工方法、作業効率、一日当たりの作業量などに対して影響を及ぼすと考えられるこれらの項目についての調査も不可欠である。

以上に示した項目の調査にあたっては、データの信頼性や入手しやすさの点から工事個所に最も近い観測所（気象台等）あるいは学校などの過去5～10年間の記録を収集するのがよい。

気象調査の結果は施工方法の検討や施工計画の立案に利用されるが、特に施工計画における作業可能日数（あるいは作業休止日数）の算定に際しては次の点に留意する必要がある。

降雨による休止日数は降雨日のほか、季節、雨量および土質に応じた降雨後の休止日数を考慮する必要がある。積雪地域にあっては上記休止日数のほかに、積雪による連続冬期作業休止日数および雪どけに必要な日数を加算する。積雪地域での工事では積雪期を避けて土工期間を設定するのが原則であ

り、やむを得ず積雪期などに土工を実施する場合には、雪や雨のために作業条件が悪いので作業日数が減ずるほか、一般に施工能率が低下することを予知して工程計画を立てる必要がある。

なお、表4.1.1 に気象・水象調査結果の一例を示しておく。

2) 水象調査

河川工事は河川の水位・流量等の影響を受けることが多い。したがって、出水期を避けて10月から翌年の5月頃までに施工するのが通例であるが、積雪・寒冷地帯では積雪等による冬期施工の困難性から、また、大規模な工事では非出水期のみでは工期が十分に確保できないこともあり、夏期あるいは出水期に施工しなければならない場合も発生する。こうした工事では気象条件と併せて河川流況を調査し、十分な施工計画および洪水対策について検討しておくことが大切である。主な流況調査項目としては次のようなものが挙げられる。

- ① 施工期間を中心とした平水位および高水位
- ② 施工期間を中心とした洪水継続時間、洪水頻度、洪水到達時間等の過去の記録
- ③ 支川の場合では本川からの逆流の有無

表4.1.1 気象・水象調査結果の一例

(高橋春夫：河川工事の積算)

月 別		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	計	
計 画 作 業 可 能 日 数 推 定 資 料	明治24年 ～ 昭和46年	日雨量 5mm以上	2.4	3.3	5.4	5.8	5.4	7.3	5.3	3.8	6.6	4.8	3.4	2.3	56.3
		日降雪 1cm以上	0.6	1.3	0.4	0	-	-	-	-	-	-	0	0.1	2.4
	平 均	晴天日数	23.4	19.4	18.7	18.0	19.2	16.7	19.4	22.0	16.6	21.2	21.5	23.0	240.1
	昭和50年	日雨量 5mm以上	2	3	8	5	5	6	8	3	3	5	2	1	51
		日降雪 1cm以上	0	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	0	0
		晴天日数	21	19	12	18	18	18	18	22	16	23	25	29	239
	昭和51年	日雨量 5mm以上	3	1	7	6	9	11	6	7	7	4	1	0	62
		日降雪 1cm以上	0	1	0	-	-	-	-	-	-	-	-	0	1
		晴天日数	23	21	14	17	13	14	22	20	14	22	29	28	235
	昭和52年	日雨量 5mm以上	2	3	2	9	7	4	13	2	10	4	2	2	60
		日降雪 1cm以上	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
		晴天日数	21	20	21	17	16	17	6	16	14	24	23	21	216
昭和53年	日雨量 5mm以上	3	2	6	7	7	6	3	4	5	6	1	3	53	
	日降雪 1cm以上	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	
	晴天日数	17	21	18	15	16	10	17	14	14	17	19	20	198	
天気層による推定作業可能日数		28	25	25	23	25	24	24	27	24	26	26	29	308	
最終決定作業可能日数		22	24	25	24	24	24	23	25	24	25	24	25	289	
既往平均気温 および湿度 (昭和26年 ～53年)	↑ 気温 ℃	湿度												75 ↑ 50 25 %	
既往平均風速風向 (昭和26年 ～53年)	平均風速 m/sec	2.4	2.4	2.2	1.6	1.7	1.8	1.7	1.9	1.7	1.5	1.6	2.0		
	最多風向	WNW	NNW	W	E	E	E	E	E	N	N	NW	WNW		
量水標観測 水位平均 (昭和26年 ～53年)	↑ 水位 m	既往 最高 平均 水位													
日出・日没時刻	月 始 日出時刻	7:11'	7:03'	6:36'	5:53'	5:15'	4:53'	4:54'	5:13'	5:36'	5:58'	6:24'	6:52'		
	月 始 日没時刻	17:04'	17:33'	17:59'	18:25'	18:48'	19:12'	19:21'	19:308'	18:32'	17:50'	17:12'	16:25 4'		
	日 中 時 間	9:53'	10:30'	11:24'	12:32'	13:33'	14:19'	14:27'	13:55'	12:56'	11:52'	10:48'	10:02'		

4.1.2 現場の調査

工事現場内外の調査は種々の物件が対象とされるが、各々の関係者にとっては極めて重要な内容を含んでおり、慎重な対応が望まれる。また、調査に引き続き実施される関係機関との協議および諸手続きには相当の期間を要するものも含まれており、常に工事に先行して行わなければならない。

工事現場の調査の主な項目として次のようなものがある。

- ① 工事区域内の支障物および埋設物の調査
- ② 史跡および埋蔵文化財の調査
- ③ 工事用道路の調査
- ④ 土取場および土捨場の調査

1) 支障物および埋設物の調査

支障物とは工事を施工する途上において支障になり、防護または移設が必要となるもので、家屋、鉄塔（送電線を含む）、電柱、墓、地下埋設物のガス管、上下水道管および地中通信線などがある。また、河川（堤防）を横断する構造物として、道路、鉄道および水路・樋管等の河川構造物も含まれる。

支障物件の調査においては所有者または管理者と十分に協議し、円滑に進める必要があり、移設または防護方法についても協議することが望まれる。代表的な支障物件の協議相手と協議内容については表4.1.2に示すとおりである。

協議にあたっては常に全体工程を考え、優先順位に従い協議を進める。移設をとともなうもので専門的な技術を要するものについては、移設に予想以上の日数を必要とすることが多い。また、協議の結果、移設工事など管理者に委託する場合には、移設場所の選定や築堤工事との工程の調整に時間を要することが多いので、相手方の工事施工体制なども検討する必要があり、施工方法、施工時間などについて十分協議しなければならない。特に施工時期の協議にあたっては、全体工事の工程を検討した上で協議に望まなければならない。一般に協議が整うまでには相当の日時が必要である。

表4.1.2 支障物件の協議概要

支 障 物 件		協 議 相 手 (管 理 者)	協 議 概 要
家屋などの建築物		所有者および使用者	○防護対策工の方法 ○移設または撤去の時期
鉄 塔 ・ 電 柱		電信電話会社 電力会社 民間企業、その他	○移設または撤去の時期 ○補強する場合の施工時期および方法、施工者について協議
墓		寺院および親族	○移設時期および場所、方法（地域の慣習） ○法が定める手続き
地下埋設物	上水道管	地方公共団体	○移設および撤去の時期、方法、場所 ○補強する場合の時期および工法についての協議 ○防護工法および区間についての協議
	下水道管	地方公共団体	
	通信線	電信電話会社	
	電線	電力会社	
	ガス管	ガス会社	
道路	国道・県道	建設省、都道府県	○河川横断個所の防護または移設の時期および工法についての協議 ○安全対策としての施設および方法への協議
	市町村道	市町村	
	高速道路	公団・公社など	
鉄 道		J R ・ 私鉄 ・ 公団など	○使用許可等の法で定める手続き
河川	一級河川	建設省、都道府県	○使用許可等の法で定める手続き
	二級河川	都道府県	
	準用河川	市町村	

軟弱地盤での盛土工事では、地盤沈下により周辺の家屋に被害を及ぼすこともあり、事前に家屋調査を実施し、主要な部分では写真などを撮って後の資料とすることも必要となる。また、市街地周辺での地下埋設物の中には台帳に記載されていないもの、記載があっても現在使用されていないもの、位置が違っているものがある。このため重要な場所では管理者の立合いにより試掘を行なうなどの配慮も必要である。

なお、地域によっては「地すべり等防止法（地すべり防止区域）」、「砂防法（砂防指定地）」、などの法令・条令の規制を受けていることがある。このような地域の場合には規制の解除および工事認可などの手続きを必要とし、相

当の日時を要することが多く、速やかに対処する必要がある。

2) 史跡および埋蔵文化財の調査

史跡、名勝などの指定記念物は河道計画の段階でなるべく避けることが望ましいが、避けられない場合には事前に管理者との協議が必要である。埋蔵文化財は外形上、埋蔵の状況を判断できないものが多く、遺跡があるかどうか、また、その価値の程度など、発掘してみなければ不明な点が多く、取扱いに問題が生じやすい。埋蔵文化財のうち、すでにその存在が確認されていて重要と認められるものは特別史跡、史跡、都道府県指定記念物として指定されているが、未確認のままおかれている埋蔵文化財も多い。埋蔵文化財の調査は、都道府県の教育委員会によって行われ、この調査によって確認されたもの、およびすでに確認されている埋蔵文化財についてその取扱いを文化庁と協議する。事前協議の結果、文化庁が現状変更またはその包蔵地の発掘もやむを得ないと認めたものについては、文化財保護法による所定の手続きをとらなければならない。なお、調査完了区域であっても文化財包蔵地が多く点在する地域では常に注意して施工し、工事中に埋蔵文化財を発見した場合は工事を中止して速やかに県や市町村の関係者と協議し、必要な措置を講じなければならない。

3) 工事用道路の調査

資機材および土砂の運搬に供される工事用道路は、工事の成否に重要な役割をもつものであるから、特に工事現場近隣の在来道路網を重点にして工事前に十分な調査を行っておく必要がある。

一般的には、まず踏査により工事現場から幹線道路、土取場および土捨場などに至る道路の状況（幅員、線形、交通規制、交通量など）や沿道の状況を調べ、重要なものについては具体的な事項を地形図に記入する。また、道路管理者、公安委員会（警察）に出向き、道路工事や交通規制の予定などについても調べる必要がある。

工事用道路はできるだけ既設公道を利用することを基本とするが、公道の利用が困難な場合には新設または改良を必要とする場合がある。こうした工事用道路の新設または改良に際しては、経路の地形および地質等を考慮し、堤体完成後の地域土地利用計画等も配慮した使用目的、交通量の設定をおこ

ない、路線および構造を合理的に決定することが望ましく、調査に際してはこれらの点を念頭に置く必要がある。

表4.1.3に工事用道路の調査に関連する法規を示す。

表4.1.3 道路および道路交通関連の法規

道	路	法	昭和27年法律第 180号
	"	施行令	" 27年政令第 479号
道	路	構造令	" 45年 " 第 320号
車	両	制限令	" 36年 " 第 265号
道	路	交通法	" 35年法律第 105号
土砂などを運搬する大型自動車による交通事故の防止等に関する特別措置法			" 42年 " 第 131号

4) 土取場および土捨場の調査

我が国の土地は各所で各種の土地利用規制を受けており、土取場・土捨場の確保が年々困難になってきている。表4.1.4は主な土地利用規制をとりまとめたものであるが、土取場・土捨場の選定にあたっては候補地がこれらの土地利用規制の対象地域に入っているか否かを調査する必要がある。

堤防の盛土材料は安定は勿論、洪水時の浸透水に対しても十分に安全でなくてはならず、このため、ある程度は盛土材料を選定する必要がある。土取場は、現地で発生する掘削土が盛土材料として不適な場合、あるいは施工計画の段階で盛土材料の不足が明らかになった場合には、土取場を別に求める必要がでてくる。こうした場合の土取場を選定する際には、必要な土質と補給土量に応じていくつかの土取場を候補地とし、それぞれについて地形、土質、運搬距離、運搬経路、工事用道路、周囲の環境、埋蔵文化財、補償関係、地元関係、条例の規制などの諸条件について調査し、十分に検討を加え、その工事に最も有利で経済的な土取場を選定するようしなければならない。

表4.1.4 主な土地利用規制

規制の目的	土地利用規制のある地域・地区名（法令名）
環境保全	自然環境保全地域（自然環境保全法）
	自然公園地域（自然公園法）
	保安林（森林法）
	緑地保全地区（都市緑地保全法）
防災	砂防指定地（砂防法）
	急傾斜地崩壊危険区域（急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律）
	地すべり防止区域（地すべり等防止法）
	災害危険区域（建築基準法）
治水	河川区域（河川法）
	河川保全区域（ " ）
	河川予定地（ " ）
都市計画	市街化区域（都市計画法）
	市街化調整区域（ " ）
	宅地造成工事規制区域（宅地造成等規制法）
農業関連	農地（農地法）
	農用地区（農業振興地域の整備に関する法律）
	農業振興地域（ " ）

土取場の土質条件は盛土の品質，建設機械のトラフィカビリティ，締固め方法などに関連するので，土のコンシステンシー，粒度，自然含水比などを入念に調査することが必要である。

河川土工では土取場として河川敷を対象とする場合も多く，こうした場合では特に盛土材料の含水状態を十分に調査し，締固めに支障が生じないように留意するとともに，場合によっては仮置き等の処置を講ずることが望まれる。仮置きが必要が生じた場合には，施工の順序や作業効率等を考慮して設置場所および規模を設定するのが望ましい。

土質条件がほぼ同一の場合は，一般には運搬距離の短い方が経済的に有利な土取場といえるが，近年は単に運搬距離だけでなく，その運搬経路も重要な比較条件となってきた。特に住宅地域，通学路，交通量の多い区間，

踏切・信号などのある経路を通行しなければならないような土取場はできるだけ避けるようにするのが望ましい。土取場によっては既設道路から新たに工用道路を設けたり、工用車両の交通量に応じて一部舗装するなどの必要があり、これが工費に及ぼす影響はかなり大きなものとなる。調査にあたってはこれらの点に十分注意しなければならない。

土捨場は掘削から発生する余剰土や不良土を捨土するものであるから、できるだけ掘削箇所から近い場所に選定することが望ましい。しかしながら、近年では大都市近郊での土地不足や治水および環境問題のために土捨場を確保することが困難となってきており、このため、従来のように「残土は土捨場へ捨てる」のではなく、「残土を他の建設工事の資源として有効利用する」という姿勢が必要になってきている。残土の有効利用を図るためには、土を建設材料として用いる工事を積極的に調査し、土を搬出する側と搬入する側の工事時期や土質条件などを十分に調査するとともに、これらの条件が合致する範囲でできるだけ多量の土を流用するよう努めることが大切である。また、土捨場の選定にあっても土取場と同様、その跡地利用の有効性と土捨後の環境保全ならびに防災上の措置に十分留意する必要がある、これらを勘案した上で経済的な土捨場を選定することが大切である。

第4.2節 施工計画

4.2.1 概 説

施工の基本は設計図書に示されている形状・品質の河道を現地の地形・地質などに整合させて的確に構築することである。しかし、実際の施工では気象・水象条件などの自然現象の影響を受けての作業であり、施工に対して支障となる要因が随所に存在する。

河川工事は大別して、土工、護岸水制、樋門樋管等の河川構造物の工種に分類され、これらの工種を組合せて工事を実施する例が多い。これらの中では一般に土工が全体工程を支配することが多く、土工が工事の出来形、および品質に大きな影響を及ぼすので、施工に当っては工事の工程、使用する材料、施工機械、労務等について、あらかじめ詳細な施工計画を立案し、工事を計画的に実施する必要がある。

施工計画を立案する際に考慮すべきことは、施工の目的物がより早く、より良く、そしてより安く仕上がるということで、出来るだけの資料を収集し、過去に実施された工事実績等を検討し、現場で発生しうる諸問題を予測・検討することにより、計画と現場をできる限り一致させるようにすることが大切である。また、施工計画は当然のことながら各工事段階が計画どおりに行なわれているかどうかを判断する工事管理用としても用いられるものである。

このような施工計画書は受注者において作成されるものであるが、設計に際しての基本的考え方および工事の基幹部、指定事項については発注者との適切な協議を実施して常に意志の疎通を図ることが大切である。

4.2.2 施工計画立案の基本

施工計画には施工に関する一切のことが盛り込まれるわけであるが、主な項目として次のものがある。

- ① 土量の配分計画
- ② 各工種ごとの施工法、必要な建設機械の使用計画、施工速度および使用期間
- ③ 各工種ごとの施工順序、施工時期、全体工程計画

- ④ 労務計画および資材計画
- ⑤ 現場施工体制および仮設備計画
- ⑥ 工事用道路その他準備工の計画
- ⑦ 事故防止ならびに安全衛生に関する計画
- ⑧ 周辺環境の保全計画

施工計画の一般的な立案手順を図4.2.1に示す。これを各段階ごとに説明を加えると次のようになる。

(1) 情報の入手

設計図書を把握するとともに自然および社会条件などの現場条件を調査し、施工計画の立案に必要な情報を入手・整理する。

(2) 土量の配分

地形、計画高、土取場、土捨場の位置などを把握し、合理的な土量配分計画を作成する。これらをもとに運搬距離および土量配分などの作業内容を具体化する。

(3) 施工順序および工区の区分設定

土量配分状況および構造物の位置などを考慮して工区の区分を行ない、各区分間ならびに主要工種区間の優先関係を検討し、施工順序を設定する。なお、この際に工事用道路等の仮設・準備工の必要性についても検討をしておく。

(4) 施工法および工程計画の検討

主要工種について施工法および施工機械を選定し、工事費について比較検討をおこなう。そして、その結果から各工種の必要日数を算出し、作業期間、施工順序の検討を重ねて工事が工期内に入るように調整し、工程計画を設定する。

(5) 総合評価

工期、工費などの基準として計画代替案を総合的に評価し、各条件を満足する計画案を抽出・設定する。なお、施工上の制約条件を満足しない場合には前段階へフィードバックし、適切な計画案を再検討することが必要である。

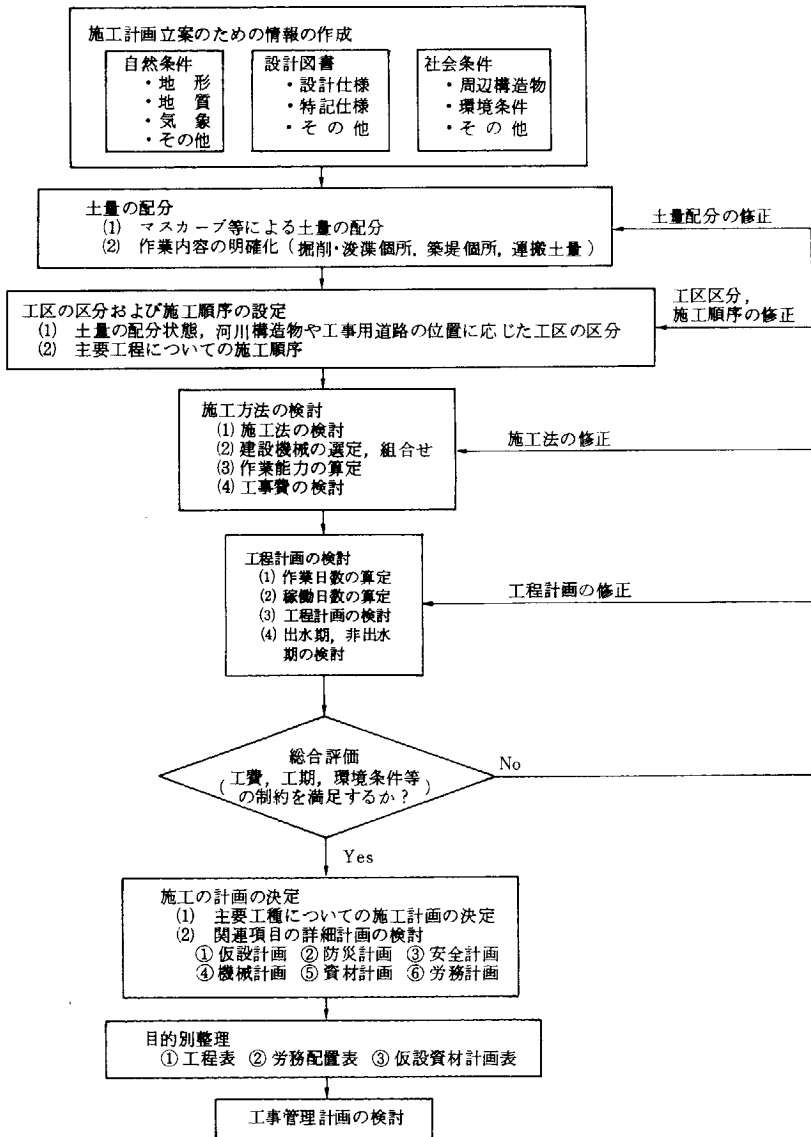


図4.2.1 施工計画の立案手順

(6) 施工計画の決定

主要工種について施工計画を決定した後、各項目の詳細計画を作成するとともに、不合理部のチェックおよび工事の管理計画について検討する。

以上に施工計画の立案手順について述べたが、この中で施工順序の検討は入念におこなっておく必要がある。河川土工においては道路および水門等の横断構造物の施工が土作業に並行しておこなわれる場合があるが、両者を同時に実施することができず、通常、横断構造物の施工が完了した後に土作業に重点が移って行くことになる。こうした場合には作業の順序や施工段取りの良否が工程に大きく影響するので十分に注意すべきである。また、施工途中での修正に際しても柔軟な対応が図れるように心掛けておくことが望まれる。

4.2.3 施工断面

1) 盛土の施工断面

堤防は盛土が完成された後に、基礎地盤の圧密沈下および堤体自体の圧縮等により沈下を生ずる。したがって、堤防を築造するときには、一般に沈下を考慮して余盛りをおこなうことになる。

余盛りは沈下後の堤防断面が計画の堤防定規断面となるように計画すべきであり、図4.2.2に示すように、堤防天端のみでなくのり面部にも行なうが、のり面部の余盛りは法尻部で零となるように下方に漸減するように計画するのが通例となっている。このような余盛りを実施した場合、堤防の定規断面の如何によっては堤防築造後から沈下終了時までの期間は堤防断面は構造令上の断面を満足しないことも生ずる。しかし、この期間は堤防の未完成の状態であり、工事途上であるとの解釈から構造令には違反しないことを特記しておく。余盛りの大きさは、地盤沈下の生ずる地域では将来の地盤沈下を予測するが、標準については第3.1節に示したとおりで、堤体下の地盤状況、堤体材料の土質および堤高によって異なってくる。堤防の施工断面は、計画断面にこの余盛りを考慮して設定する。

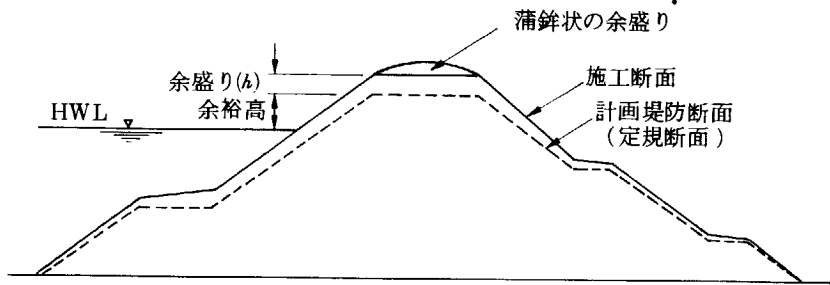


図4.2.2 計画断面と施工断面の関係例

なお、腹付け等による堤防拡築工事であるとか、完成までに段階的に或る年月をかけて計画断面に仕上げる場合には標準にとらわれず、むしろ過去の実測沈下量等を配慮して以後の余盛量を決定しなければならない。特に軟弱地盤では沈下量が大きいため、十分な検討を必要とする。

また、施工断面については、堤防の天端および小段では排水を良好にするために勾配をつけるが、天端部では蒲鉾形とし、小段では片勾配とする。勾配は一般に3～10%程度が採用されている。

2) 掘削の施工断面

掘削は主として河川改修計画にもとづいて河積を増大し、高水を安全に流下させる目的で施工されるもので、水面より上方の切土を掘削といい、水面より下方の切土を浚渫という。掘削工事は、掘削、積込み、運搬、捨土の一連の作業で施工される。

掘削の断面は、改修計画に定められた堤防法線、低水法線、計画河床高、計画高水敷高により定められるが、流量計算上必ずしも必要としない流水を整理する目的で定められる計画も含まれる場合がある。

掘削工事は気象条件に影響されることが多く、土質に適した施工機械を選択することが必要であり、万一これを誤まれば作業工程に及ぼす影響が大きいため、工事現場の地形、地質、土取場と土捨場の関係、運搬経路の状況、現場の地理的条件、工事量、工期、気象、水象を充分調査し、検討しなけれ

ばならない。

掘削土を築堤に利用する場合に、図面上では掘削土、盛土のバランスがとられていても、掘削機械の踏込により土取場に圧密沈下を生じて、盛土量に不足をきたす場合もあるので、掘削断面を決定する際には十分調査検討を行なわねばならない。

掘削のり面は地盤の状況、すなわち土質、含水量を十分考慮して決定すべきであるが、流水および降水によるり面崩壊やり先の洗掘による崩壊などが生じないよう、周辺部での既往のり面状況を調査して決定すべきである。なお、高水敷は排水を良くするために堤防より低水路にむけて勾配をつけるのが一般的である。

3) 浚渫の施工断面

浚渫とは水面以下の掘削をいい、河川の改修計画にもとづいて河積の増大をはかることを目的とするものや、堤防用土の採取、高水敷の造成、あるいは河川の汚泥の除去を目的とするものがあり、一般に浚渫船を用いて行なう。

浚渫工事は、潟水位、平水位、最高水位、潮位、ならびに流速、風波等の水象、気象等の関係資料をあらかじめ調査することが重要であり、特に出水等の非常時の退避等については十分考慮しなければならない。

一般に浚渫工事の土量は他の土工の工事より大量に取扱う場合が多いので、土量計算の誤差が工費および工期に及ぼす影響が大きく、事前の測量が必要である。堤防用土のために浚渫を行なう場合には、粒径の小さい土質の多い箇所では浚渫跡坪に比して用土の堆積が少なく、築堤工事に支障を来たす場合もあるので注意が必要である。

また、土質により浚渫能力、部品の損耗、燃料、電力量が大きく異なり、工費に影響するので調査を十分に行なわねばならない。工事区域内に旧施設の護岸、水制、沈床等の障害物がある場合、工程等に支障を来たすこともあるのでこの面の調査も必要である。浚渫船を工事現場に回航する場合の水深、橋梁等のクリアランス等も調査しておく必要がある。

浚渫工事においては、余掘りの程度は、浚渫船の型式ばかりではなく、河床の土質、運転技術等により異なるので、過去の実績等を参考として施工断面

を設定し、工期および工費に反映させる必要がある。この場合、余掘り分だけ浚渫能力をダウンする方法と土量を余掘り分だけ割り増す方法等が考えられる。

4.2.4 配土計画

掘削、築堤の土量の配分を行なう計画を配土計画という。この配土計画の適否は、工事段取り、施工機械の選定等、工程にきわめて大きな影響を与えるので、経済的な土量配分を行なうことが出来るよう配土計画をまとめ上げなければならない。

1) 土量の変化率

土を掘削し、運搬して堤防を築造しようとする場合、土は地山にあるとき、それをほぐしたとき、それを締固めたときのそれぞれの状態によって体積を異にする。したがって、配土計画を立案するためには、それぞれの状態の土の土量をあらかじめ把握しておく必要がある。

土の3状態と土作業との関係は次のようになる。

地山の土量……掘削しようとする土量（地山にあるがままの状態）

ほぐした土量……掘削したままの土量または運搬しようとする土量
（掘削され、ほぐされた状態）

締固めた土量……締固められた盛土の土量（締固められた状態）

地山の土量に対する他の状態の土量の体積比は土量変化率と呼ばれており、次のように定義されている。

$$L = \frac{\text{ほぐした土量 (m}^3\text{)}}{\text{地山の土量 (m}^3\text{)}} \quad C = \frac{\text{締固めた土量 (m}^3\text{)}}{\text{地山の土量 (m}^3\text{)}}$$

変化率Lは土の運搬計画を立てるときに用いられる。すなわち運搬機械の積載量は重量と容積の二つの制限を受けており、運搬する土の密度が大きい場合には積載重量によって、土の密度が小さい場合には積載容積によって運搬量が定まる。ここで、地山の密度と変化率Lがわかっているれば土の運搬計画を立案することができる。変化率Cは、土の配分計画を立てるときに必要なである。すなわち掘削土や浚渫土を盛土に利用するとき、あるいは盛土のた

めに土取場から土を採取するとき、地山の土量が盛土に換算するとどう変化するかは推定できないと、土の配分計画を立てることができない。変化率Cは土工計画にとって極めて重要な指数であるが、同時に工事費算定の重要な要素でもあるので、変化率の決定にあたっては慎重に検討することが望ましい。

土量変化率の決め方には、簡易な測定方法から試験施工による方法、あるいは既往の工事の結果から推定する方法などがある。なお、表4.2.1は土質分類別の標準的な土量変化率の範囲を、また、表4.2.2は土質を細分し難い場合に一般的に採用されている土量の変化率の範囲を示したものである。

実際の土工事において取扱う土は土質も一様でなく、また、締固め機械お

表4.2.1 土量の変化率

分類名称			変化率 L		変化率 C	
主要区分	番号		標準値	標準範囲	標準値	標準範囲
礫質土	礫	(GW) (GP)	1.15	1.05~1.25	0.95	0.85~1.05
	礫質土	(GM) (GC)	1.20	1.10~1.30	0.95	0.85~1.05
砂質土 および 砂	砂	(SW) (SP)	1.20	1.10~1.30	0.95	0.85~1.05
	砂質土 (普通土)	(SM) (SC)	1.20	1.10~1.30	0.90	0.80~1.00
粘性土	粘性土	(ML) (CL) (OL)	1.30	1.20~1.40	0.90	0.80~1.00
	高含水比 粘性土	(MH) (CH) (OH) (V)	1.25	1.15~1.35	0.90	0.80~1.00

注) 範囲については、固結または締まった状態にあるものは上限値近くを、ルーズな状態にあるものは下限値近くを標準値とする。

表4.2.2 細分し難い場合の変化率

分類名称	変化率 L		変化率 C	
	標準値	標準範囲	標準値	標準範囲
礫質土	1.20	1.10~1.30	0.95	0.85~1.05
砂質土および砂	1.20	1.10~1.30	0.90	0.80~1.00
粘性土	1.25	1.15~1.35	0.90	0.80~1.00

注) 範囲については、固結または締まった状態にあるものは上限値近くをルーズな状態にあるものは下限値近くを標準値とする。

よび締固め方法等の施工法も異なることから、両表の値を用いる場合には十分に注意し、画一的な使用は避けなければならない。土量変化率の決定にあたっては次のような注意が必要である。

- ① 設計に用いたCが実際の値より小さかった場合には設計断面どおりの盛土が仕上がっても残土が生じ、残土分の捨土の必要が生じる。また、Cの値が実際の値より大きかった場合には、予定の掘削が完了しても、設計断面どおりの盛土が仕上がらず、他の土取場から補給しなければならないことになる。特に大規模な土工事においては、土量の変化率が工費に大きな影響を及ぼすので、試験的に掘削、盛土を行なって変化率を求め、この値を計画に使用することが望ましい。なお、試験施工にあたっては実際の施工を考慮した施工機械および施工法を選定して実施する必要がある。また、土量の変化率には設計断面と実際に施工される実施断面との誤差、工事中の降雨、出水により流出される土量、基礎地盤の圧密沈下による土量は含まれていないので、配土計画の立案にあたっては、これらの点を考慮して多方面から検討する必要がある。特に、C値については各種の損失量も含めたものとして、類似した現場での実績を活用することが合理的である。
- ② 堤防工事は長年にわたって施工されるのが普通であり、また高水敷を掘削して堤防用土に利用する例が多いので、過去の掘削の跡坪を測定し、それと堤防の設計断面積との比をCとするのも一つの方法である。
- ③ ポンプ浚渫船を使用して掘削し、盛土を行なう工事においては、掘削で

は余掘、盛土では歩止りの問題がある。余掘はポンプ浚渫船の規模、土質、施工技術等により異なり、また歩止りは浚渫船の規模等によって差が生ずるので、過去の実績を十分に調査し、慎重に検討せねばならない。このことは配土計画は勿論のこと、作業能率等にも影響することがらであり、十分に検討の上決定しなければならない。

2) 配土計画

土量の配分は施工計画の中心的位置を占める。河川堤防では通常、高水敷などからの掘削により得られた土を盛土材料として用いる。しかし、その土質が盛土材料として適さない場合、また運搬距離が長く経済性に不利な場合などでは、どの掘削土をどこに盛土し、捨土および購入土をどのように処置するかなど十分な配土計画を検討しておく必要がある。

配土計画は改修計画の立場から改修区域の全般にわたって大きく把握する必要がある。すなわち実際の施工では予算、施工時期、工期などの点から工事がこまぎれになる場合が通例であるから、全体あるいは一連の工事を総合的な立場に立って計画し、単年度分では経済的に有利であっても全体的に不経済にならないよう注意する必要がある。

なお、土量配分は「運搬土量×運搬距離」が最小となるように計画することが基本であり、

- ① 樋管・樋門などの構造物の工程と土工計画の調整を十分に検討し、円滑な施工が図れるように計画すること
- ② 掘削土を盛土に利用する場合、掘削土の土質がかなり異なることもある。こうした場合には、出来る限り完成した堤体が有利となるように土質別に有効な流用が図れるように計画すること
- ③ 掘削、築堤の位置が対岸あるいは上下流に離れている場合、仮橋および運搬路の設置など運搬工法の面からも検討すること

などの配慮が必要である。

全体の土量を把握するには大河川では200m～500m、中小河川では100m～200mおきの距離標位置における横断面をもとに、左右岸別にその区間ごとの掘削、築堤土量を求めて、縦軸にその土量、横軸に縦断の距離をとって土量曲線をつくり、河状の掘削、運搬工法を考慮して、掘削築堤土量の配

分を検討する。また、各年度の実施計画、あるいは一連の区域を完成する年度計画の策定の際には、さらに細かく20m～50mおきの横断測量を用いて土量の過不足を調査する必要がある。

土量配分の手法としては土積図による方法と土量計算書のみによる方法とがある。土積図による方法は一般に多く用いられる方法で、比較的土工量の多い場合に運搬距離と土のバランスの関係を的確につかむことができる。土量計算書のみによる方法は、単純な土量配分の場合や土工量の少ない場合に用いられる。

土量の配分計画にあたっては、必ず現場をよく観察し、何よりも施工が円滑にできるように配慮しなければならない。また、堤防新築の場合には、旧堤の撤去は新堤完成後3年程度が経過した後に実施することになっており、これらのことも配慮して十分な検討を立てておくことも重要である。

4.2.5 建設機械の選定

現在の河川土工においては、大半の工事が建設機械を用いて施工されており、施工機械の選定が施工の良否を決定する重要な要素である。ある一つの工事においてどのような建設機械を採用するかは、工事の全体規模、土量、土質、地形、工期その他の作業条件を考慮して、目的の作業に適するもの、経済的なもの、機械の持込みにあたって普及度等の点で無理のないものを選ぶ必要がある。また、現在では、工事個所によっては周辺への環境対策の一環として使用機種を選定に配慮しなければならない必要性も生じてきている。

1) 作業種別と適応機種

土工の作業内容を分類すると掘削、積込み、運搬、敷均し、締固め等からなる。表4.2.3はこれらの作業に適する施工機械を示したもので、単一の作業に使用されるものと、数種の作業を連続的に施工する機械がある。また、一台の機械で異なった作業を幾つか処理できる汎用機械もあり、したがって単純に作業と建設機械を対応させるのみでは問題も残る。また、作業内容は同一でも現場条件が異なれば、使用される建設機種が異なってくる。したがって、トラフィックビリティなどの土質条件、工事現場の広さおよび施工規模、工期、建設機械の普及度などの条件を勘案して使用する建設機械の機種

または規格を選定することが重要である。

一般に、施工規模が機械の容量に無関係な大規模な工事では、容量の大きい機械を使用するほど施工単価は安くなる傾向にある。しかし、通常の現場ではむやみに大型の建設機械を使用すると、現場条件等からその能力を充分発揮させられないこともあり、しかも運搬費、分解組立費などの経費が高く、結果的に施工単価が高く不経済となることが多い。また、大型機械の使用は、故障および休止の際の損失が大きくなり、他の工事への転用も困難となるので、採用に際しては事前に充分検討しなければならない。結局、目的にかなった施工を経済的に行なうためには、工事規模、工事条件により最も適する機械を選定し、その機械が最大能率を発揮できる施工法を考慮することが必要である。

建設機械の選定で常に考慮しなければならないことは機械の普及度である。建設機械はその製造方式、使用頻度、汎用性という点から、これを普及度の高い機械と普及度の低い機械に分類される。一般には、普及度の高い機械を選定する方が技術的な面からも経済的な面からも有利である。普及度の高い機械が有利となる点としては次のことがあげられる。

表4.2.3 作業種別と適応機械

作業の種類	建設機械の種類
掘削	ショベル系掘削機（パワーショベル、バックホウ、ドラグライン、クラムシエル）、トラクタショベル、ブルドーザ、ブレーカ
積込み	ショベル系掘削機（パワーショベル、バックホウ、ドラグライン、クラムシエル）、トラクタショベル
掘削、積込み	ショベル系掘削機（パワーショベル、バックホウ、ドラグライン、クラムシエル）、トラクタショベル、バケットホイールエキスカベータ、浚渫船
掘削、運搬	ブルドーザ、スクレープドーザ、スクレーパ、トラクタショベル、浚渫船
運搬	ブルドーザ、ダンプトラック、ベルトコンベヤ
敷ならし	ブルドーザ、モータグレーダ
締固め	ブルドーザ、タイヤローラ、ランマ、タンパ、振動コンパクタ、振動ローラ、ロードローラ

- ① 機械の入手が容易で、迅速に行なわれる。
- ② 部品なども充分準備されて故障待ち等の休止期間が少ない。
- ③ 運転、整備について経験者も多く運営が容易である。
- ④ 多くの工事への汎用性があるから、減価償却費が安い。

なお、建設機械は常に進歩改良され、性能の向上あるいは新機種の開発が行われていることから、将来の施工技術の進歩のためにも新機種の積極的な採用が望まれる。また、建設機械の性能についてはカタログなどで過大評価しないよう注意が必要である。

2) 土質条件と適応機種

河川土工における建設機械の選定に際し、特に土質条件を考慮しなければならぬ場合として次の点が挙げられる。

- ① 現場の土が軟弱でトラフィカビリティが問題となる場合
- ② 締固めに際して工法・機種を選定する場合
- ③ 軟岩や極めて密に締った土で掘削工法が問題となる場合

(1) トラフィカビリティ

建設機械が軟弱な土の上を走行する場合、土の種類や含水比によって作業能率が大きく変る。特に高含水比の粘性土などでは、建設機械の走行にともなうこね返しにより土の強度が低下し、走行不能になることもある。

一般にトラフィカビリティは、ポータブルコーンペネトロメータで測定したコーン指数 q_c で示される。表4.2.4は各種の建設機械について、同一わだちを数回走行することが可能な場合のコーン指数を示したものである。したがって、連続的に走行するような現場では同表の q_c の下限値を上げる必要がある。

なお、コーン指数の測定は現場の代表的な個所の土、または盛土材料となる土を採取し、規定の方法によってモールド内で締固め、これを対象に行うのが普通である。

表4.2.4 建設機械の走行に必要なコーン指数

建設機械の種類	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 (15 t級程度)	5 "	0.50~0.60
普通ブルドーザ (21 t級程度)	7 "	0.60~1.00
スクレープドーザ	6 " (超湿地型は4以上)	0.41~0.56(0.27)
被けん引式スクレープ (小形)	7 "	1.3 ~1.4
自走式スクレープ (小形)	10 "	4.0 ~4.5
ダンプトラック	12 "	3.5 ~5.5

(2) 締固め機械の適応性

締固め機械は盛土材料の土質、工種、工事規模などの施工条件と締固め機械の特性を考慮して選定するが、特に土質条件が選定上の重要なポイントである。すなわち盛土材料は破碎された岩から高含水比の粘性土に至るまで多種にわたっており、また同じ土質であっても含水比の状態などで締固めに対する適応性が著しく異なることが多い。

一方、締固め機械も機種によって締固め機能が多様で、同一の機種の場合でも規格、性能（大きさ、重量、線圧、タイヤ圧、振動数、起振力、衝撃力、走行性など）によって締固め効果が異なっている。したがって、それらを十分理解して機械を選定し、効果的な締固め作業を計画することが大切である。

なお、河川土工では従来、普通ブルドーザを締固め機械の標準としている。これは、河川土工では盛土材料として河川敷の掘削土を転用することも多く、多種の材料が混入することが多いこと、時として高含水比の土を盛土材料とすること等の土質条件によるものと考えられる。また、ブルドーザは施工機械としての汎用性が高く、実作業においても同一機種でまき出しから締固めまでの一連の盛土作業が可能となるなど経済的な利点もある。しかし、盛土規模や対象土質によっては、タイヤローラなど他の締固め機械を用いることが有利な場合もあり、締固め機械の選定に際してはこれらの点を十分に検討しなければならない。

(3) リッパビリティ

軟岩や極めて密に締った土などの掘削は、中・大型ブルドーザに装着されたリッパによって行われるのが普通であり、ブルドーザの大型化にとともに、その適応する範囲は拡大している。

一般にリッパによって作業ができる程度をリッパビリティといい、地山の弾性波速度が一つの目安とされているが、大型のリッパ装置付ブルドーザほど高い弾性波速度の岩盤まで掘削可能であり、現在では弾性波速度が2.0km/sec程度の岩盤まで掘削可能である。

機械の選定にあたっては、リッパ作業が可能か否かの判定が重要であり、場合によっては試験施工が必要となることもある。

3) 機種選定上の注意点

すでに述べたように、機種の選定に際しては作業種別および対象土質条件を常に念頭に置いておくことが重要であるが、工期および工事規模、機械の普及度なども機種選定上の重要な要素であることに注意しなければならない。また、土工では土の運搬も主要工事として挙げられ、その経費が土工費に占める割合も大きい。このため、多量に土を移動・運搬する工事では運搬機械の適切な選定が重要である。

(1) 工期、工事規模および建設機械の普及度

河川土工では短期間に多量の土工量を施工しなければならないことも多い。原則的には工事規模に対応して建設機械を選定することになるので、一般に大規模工事では大型機械が使用され、小規模工事では小型機械を使用するのが合理的である。

工事規模と工期から考えて、特に大型の建設機械の使用が望ましいと思われる場合には、普及度の高い建設機械の中から大型のものを使用する方が、工事の段取りや建設機械の手配あるいは施工経費などで有利なことが多い。一般に大型建設機械を使用するためには、その能力が十分に発揮できるような工事量および作業現場の広さと、組合せ建設機械の能力が備わっていなければならない。

建設機械の普及度は年々変化しているので一概にはいえないが、普及度が高く、保有台数の多い主な建設機械とその規格（容量）について表4.2.5に示しておいた。

表4.2.5 標準的な土工機械の規格

種 類	規格の内容	標準的な規格
ブルドーザ	車両総重量 (t)	普通 11t, 15t, 21t, 32t, 湿地 13t, 16t 超湿地 10t
リッパ装置付 ブルドーザ	車両総重量 (t) (リッパ装置を除く)	普通 21t, 32t
スクレーブ ドーザ	ボウル容量 (m ³)	普通 6.4m ³
被けん引式 スクレーブ	ボウル平積 容量 (m ³)	9m ³ , 12m ³ , 17m ³
パワー ショベルおよ びバックホウ	バケット 平積容量 (m ³)	油圧式・クローラ型 0.35m ³ , 0.6 m ³ 0.7 m ³ , 1.2 m ³ 油圧式・ホイール型 0.2 m ³
ドラグライン および クラムシェル	標準バケッ ト平積容量 (m ³)	機械ロープ式・クローラ型 0.8 m ³ 油圧クラムシェル・クローラ型 0.3 m ³ 0.6 m ³
トラクター ショベル	標準バケッ ト平積容量 (m ³)	クローラ型 0.4 m ³ , 1.3 m ³ , 1.8 m ³ ホイール型 1.0 m ³ , 1.4 m ³ , 2.3 m ³
ダンプ トラック	積載重量 (t)	4 t積, 6 t~7 t積, 8 t積 10 t~11 t積, 18~20 t積

(「建設機械等損料算定表・平成2年度版」による)

(2) 運搬距離および作業場の面積

土工では土の運搬が主要な工事であるとともに、その経費が土工費に占める割合も大きいので、大量に土を移動する工事では適切な運搬機械を選定することが必要である。運搬機械の選定では、特に運搬距離、勾配、作業場の面積などに注意しなければならない。

運搬距離に応じた機械の選定は各現場ごとに行うことになるが、通常、各運搬機械の適応運搬距離は表4.2.6に示すとおりである。一般には近距離運搬ではブルドーザが、中・長距離運搬ではダンプトラックが使用される例が多い。

表4.2.6 運搬機械と土の運搬距離

運 搬 機 械 の 種 類	適応する運搬距離
ブルドーザ	60m以下
スクレープドーザ	40～250 m
被けん引式スクレーバ	60～400 m
自走式スクレーバ	200 ～1,200 m
ショベル系掘削機 トラクタショベル } +ダンプトラック	100 m以上

注1) 特殊な場合、トラクタショベルを100m以下の掘削運搬に使用することがある。

注2) 運搬距離が60～100mの場合は現場条件に応じて、ブルドーザおよびダンプトラック等を比較して使用する。

なお、掘削積み込み地点では作業場の面積を考慮して機械を選定する必要があり、特にスクレーバは回転するための広い面積が必要である。また、運搬路についてはその幅員などをよく確認して、運搬機械の大きさを選定する必要がある。

(3) 建設機械の環境対策

河川土工を市街地および民家の近傍などで施工する場合には、工事区域周辺の生活環境の保全と工事の円滑化を図るために低騒音・低振動型の建設機械を用いることが望ましい。

機種を選定にあたっては、昭和58年10月から施工された「低騒音・低振動型建設機械指定」制度を参考にするとよい。

4) 浚渫船の選定

浚渫船の選定には、土質、土量、工期、土捨場までの距離、水深、気象、流速、地理的条件等を考慮しなければならない。掘削土の状態としては、土質ばかりではなく土の軟硬度が機種決定に大きく影響する。また、浚渫船は前作業位置からの回航費が嵩むので、工期、土量を勘案して機種を決定する必要があり、大型船を遊休させないようにしなければならない。

機種によっては風、流れなどの影響を大きく受けて作業日数が予定した日数よりはるかに下回ることがあるので、事前に気象、流量を充分調査して機種を選定せねばならない。事前調査は合わせて他船舶の運行状況、作業船の待避場所および修理施設、動力源等の補給方法を調査検討する必要がある。

以下に各種浚渫船についてその特徴を述べる。

(1) ポンプ浚渫船

大規模な浚渫では輸送能力が大きく、他の機種に比して経済的であるため、浚渫工事には最も多く使用されている。ただし、岩盤または硬い土質には不向きである。非航式ポンプ船と自航式ポンプ船があり、自航式ポンプ船は浚渫区域が散在している場合または航路などの浚渫に適するが、一般的には非航式のものが多い。

(2) バケット浚渫船

比較的広範囲に浚渫ができ、能力が大きいので大規模浚渫に適し、浚渫単価も比較的安い。悪天候、流れなどに耐える力が大きいのが、船体から錨鎖がとられるので他の船舶の航行に障害となることもある。特に粘性土の浚渫に適し、岩石および硬質な地盤の浚渫には不利である。一般には浚渫した土砂を別の土運船に受けて運搬しなければならない。

(3) グラブ浚渫船

浚渫が小規模で場所が狭小な場合に有利である。したがって、ケーソンの中詰め、基礎の床掘りなどに特に適している。ただし、浚渫能力は小さく、単価も比較的高い。硬質な地盤や粘着力の強い土質には不向きである。

(4) ディップ浚渫船

掘削力が大きく、他の機種では困難な硬質な地盤等の浚渫に適する。ただし、浚渫能力は小さく、軟質の土砂の浚渫は他の機種に比して単価は高くなる。

なお、以上に述べた各浚渫船の適応土質は表4.2.7 に示したとおりである。

表4.2.7 適 応 船 種

分 類	土 質		適応船種	摘 要
	状 態	N 値		
粘 土 質 土 砂	軟 泥	4 未満	↑	(注) 1. () は砕岩または発破後の適応船種を示す。 2. P: ポンプ浚渫船 G: グラブ浚渫船 D: ディップ浚渫船 砕: 砕岩船
	軟 質	4~10 "	↑	
	中 質	10~20 "	↑ G ↓	
	硬 質	20~30 "	↑ ↓	
	最 硬 質	30~40 "	↑ 砕 (G) ↓	
"	40~50 "	↑ P ↓ 砕 (G) ↓ D ↓		
砂 質 土 砂	軟 質	10未満	↑	
	中 質	10~20 "	↑ G ↓	
	硬 質	20~30 "	↑ ↓	
	最 硬 質	30~40 "	↑ 砕 (G) ↓	
"	40~50 "	↑ ↓ 砕 (G) ↓ D ↓		
礫混り 粘土質 土 砂	軟 質	30未満	↑ G ↓	
	硬 質	30以上	↑ 砕 (G) ↓ D ↓	
礫混り 砂 質 土 砂	軟 質	30未満	↑ G ↓	
	硬 質	30以上	↑ ↓	
岩 盤	軟 質	40~50未満	↑ ↓	
	やや軟質	50~60 "	↑ ↓	
	中 質		↑ 砕 (G) ↓	
	硬 質		↑ ↓	
砂 利	ゆるい		↑ G ↓	
	縮まった		↑ ↓ D ↓	

5) 建設機械の組合せ

一般に土工工事においては、何種類かの施工機械が相互に密接な関係を持ちながら稼動し、一連の作業を行なうことが多い。このような施工に使用される機械を組合せ機械といい、組合せ機械の作業能力は構成する機械のなかで最小の作業能力を持つ機械によって決定される。したがって、機械相互間の作業能力に大きな格差を生じないように機械の容量と台数を決定することが望ましいが、現実には機種の普及度、現場条件等から作業能力をすべて等しくすることは不可能に近く、組合せ機械のなかにはフルに能力を発揮するものと余裕のあるものとの組合せを生ずることは避けられない。このような場合、一般的には主体となる作業を行なう主機械に最大能力を発揮させ、全体的には出来る限り作業能力がバランスするようにした組合せが経済的となることが多い。すなわち、主機械とは組合せ機械の内で単位作業量当りの施工経費が最も高額となる作業を行なう機械であるとも云える。一般に土工工事では、掘削または積込機械が主機械で、運搬機械等は従機械である。

主な建設機械の組合せを表4.2.8に示す。

表4.2.8 作業と建設機械の組合せ例

作業の種類	組合せ建設機械
伐開・除根・積込み・運搬	ブルドーザ+トラクタショベル(バックホウ)+ダンプトラック
掘削・積込み・運搬	集積(補助)ブルドーザ+積込み機械+ダンプトラック
敷ならし・締固め	敷ならし機械+締固め機械
掘削・積込み・運搬・散土	スクレーパ+プッシャ

4.2.6 建設機械の作業能力

1) 作業能力の概念

現場に投入される建設機械は、現場における種々の制約条件のために、施工能力を低下させることが多い。したがって、これらの制約条件を考慮してある標準的な運用をした場合になしうる作業量を考える必要がある。これを単位時間(1時間、または1日など)で表示したものが作業能力であり、次のように定義することができる。

「建設機械を用いて作業する場合、標準状態において単位時間（1時間または1日など）あたりになしうる平均的作業量をその機械の、この作業状態における作業能力という」

単独の建設機械または組合わされた一群の機械の作業能力をいう場合、時間当たりの平均作業量で表現するのが実用的であり、また、それが日当たりあるいは月当たりで作業能力を表わす場合の基本となっている。

また、作業量は出来高の状態を考慮して、掘削・積込みにおいては地山の土量、盛土締固めにおいては締固め後の土量などで表わされる。

作業能力の算定方法には、その現場あるいは作業条件が類似した信頼できる作業実績から推定する方法、および各種のデータをもとに作られた実用算定式を用いて算定する方法がある。ここでは実用算定式による方法を中心に述べるが、その適用方法をよく理解し、実際に即した算定を行うことが大切である。

2) 作業能力算定の基本式

一般に時間当たり作業量は次式で表わされる。

$$Q = q \cdot n \cdot f \cdot E$$

ここに、 Q ：時間当たり作業量

q ：1作業サイクル当たりの標準作業量

n ：時間当たりの作業サイクル数

f ：土量換算係数

E ：作業効率

建設機械の作業能力を表示する場合の単位時間のとり方は、目的に応じて1時間、1日あるいは1月などが用いられる。現在一般に用いられるのは1時間であり、それが1日または1月などで表示する際の基本になっている。

この場合注意しなければならないのは、1時間といっても単位のとり方が異なっていることがあるということである。運転時間1時間という場合、この時間の中には、実際の作業に従事している時間と段取り待ちやウォームアップをしている時間とが含まれているからである。正味の作業時間のことを「実作業時間」といい、「運転時間」と区別し、作業能力を運転時間1時間で表示する場合、作業効率の中に運転時間に対する実作業時間の比を含めて

考える場合が多い。

(1) 稼働日数率 T

稼働日数率とは全工事日数のうち、休日や降雨などのために作業ができない日数を除いた実際に稼働できる日数と全工事日数の比で表わされる。降雨による休止日数は過去の降雨記録から推測することができる。このような降雨後の休止日数は、同一機械の場合には主として降雨量と土質によってきまる。土質が悪い場合には降雨後何日も休止することがある。河川工事では現場立地の条件から冠水したりすることがあるので、休止日数の算定には河川とその現場の条件を十分把握しておく必要がある。

稼働日数率は全工期を通じてまとめられることが多く、次式で示される。

$$\text{稼働日数率 } T = \frac{\text{工事日数} - \text{休止日数}}{\text{工事日数}}$$

主機械に用いられる土工機械の稼働日数率 T は一般に $T = 50 \sim 70\%$ であるといわれている。

(2) サイクル当たりの標準作業量 q

建設機械は一般に一連の動作の繰返しにより作業を行うが、この一連の動作の1回、すなわち1サイクルの動作でなされるある標準的な作業量を1作業サイクル当たりの標準作業量という。一般に q が土量の場合、土はほぐされた状態で表現することが多い。

(3) 作業サイクル数 n

時間当たり作業サイクル数は次のように求められる。

$$n = \frac{60}{C_m(\text{min})} \quad \text{または} \quad n = \frac{3,600}{C_m(\text{sec})}$$

ここに、 C_m はサイクルタイムで単位は機種により (min) または (sec) で示される。

一般に算定式の中では、 n は直接 $\frac{60}{C_m}$ または $\frac{3,600}{C_m}$ の形で表されることが多い。

(4) 土量換算係数 f

求める作業量 Q とその算定に用いる q が同一の土の状態で表される場合

には $f = 1$ でよいが、異なる場合には表4.2.9に示す土量換算係数を用いる必要がある。

表4.2.9 土量換算係数 f の値

求める作業量 基準の作業量	地山の土量	ほぐした土量	締固めた土量
地山の土量	1	L	C
ほぐした土量	$1/L$	1	C/L
締固め後の土量	$1/C$	L/C	1

注) L および C は、表4.2.1などの土量変化率。

(5) 作業効率 E

建設機械の時間当たり作業量 Q は、建設機械固有の一定な値ではなく、作業現場の各種の条件によって変化するものであるから、求める時間当たりの作業量は、建設機械の標準的な作業能力にそれぞれの現場の状況に応じた作業効率 E を乗じて算定する方法がとられる。作業効率 E に影響を与える要因としては、次のようなものがある。

- ① 気象条件
- ② 地形や作業場の広さ
- ③ 土質の種類や状態
- ④ 工事の規模や作業の連続性
- ⑤ 交通条件、工事の段取り
- ⑥ 建設機械の管理状態
- ⑦ 運転員の技量

なお、作業効率は次のように分解して用いることもあるが、実際にこれを区分して用いることは困難なことが多い。

$$\text{作業効率} = \text{現場作業能力係数} \times \text{実作業時間率}$$

$$\text{実作業時間率} = \frac{\text{実作業時間}}{\text{運転時間}}$$

後述の各機種ごとの作業能力算定でわかるように、作業効率は算定される作業量に与える影響が極めて大きいので、過去の実績や経験をもとに、その現場の各種条件を勘案して慎重に取扱わなければならない。

(6) 作業能力の向上

作業能力は現場の各種の条件で変化するが、これを高めるために次のような注意が必要である。

(a) 実作業時間率の向上

- ① 建設機械の調整、整備を十分に行っておくこと。
- ② 段取り待ちやほかの組合せ機械待ちの時間を減少させるように、機械群が適切に配置・結合されていること。
- ③ 運転員の技能、熱意を高めること。

(b) 運転時間率の向上

(a)に示したものと同様の注意を必要とするほか、次のような点に留意しなければならない。

- ① 工事量がまとまっていること。
- ② 工事現場内がよく整理されており、また工事用道路などがよく整備されていること。

(c) 稼働日数率の向上

稼働日数率は特に降雨すなわち水に支配されやすいので、これを少しでも克服するよう次に示す事項を留意して施工にあたる必要がある。

- ① 準備排水工を十分に行っておくこと（盛土施工箇所および土取場）。
- ② 盛土仕上げ面は作業終了時に十分な締固めを行い、降雨による排水勾配を確保すること。

3) 各機種の作業能力

(1) ブルドーザの作業能力

運転時間1時間あたりの作業量の算定式は次のとおりである。

$$Q = \frac{60 \cdot q \cdot f \cdot E}{C_m}$$

ここに、 Q : 運転1時間あたりの作業量 (m^3/h)

q : 1回の掘削押土量 (m^3)

f : 土量換算係数

E : 作業効率

C_m : サイクルタイム (min)

(a) 1回の掘削押土量

1回の掘削押土量はブルドーザのけん引力、土工板の寸法・形状、土質および施工条件などにより変化する。

1回の掘削押土量の求め方には、実作業中の実績から算定する方法と、[参考]に示すように押土実験の結果をもとに算定する方法がある。後者の方法は前者に比べて理論的ではあるが、一定条件下での実験値がもととなっているので押土量が大きく算定される場合があり、注意する必要がある。

表4.2.10 ブルドーザの諸元

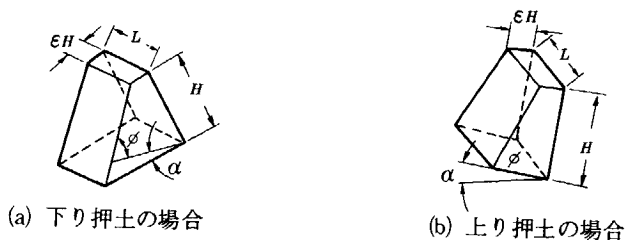
形式	規格	出力 (PS)	重量 (t)	土工板寸法 (m) $L \times H$	土工板 容量(q_0) (m^3)	接地圧 (kgf/cm^2)	土工板型式
普通形	3 t級	39	3.6	2.17×0.59	0.52	0.36	アングル
	6 "	67	6.3	2.42×0.82	1.13	0.49	"
	8 "	87	9.7	3.16×0.73	1.17	0.56	"
	11 "	116	12.2	3.71×0.87	1.95	0.59	"
	15 "	151	15.0	3.92×1.00	2.72	0.62	"
	21 "	212	22.2	3.70×1.30	4.33	0.73	ストレート
	32 "	313	38.6	4.13×1.59	7.23	1.03	"
湿地形	43 "	410	50.8	4.32×1.88	10.58	1.24	"
	3.5 t級	39	3.8	2.17×0.59	0.52	0.22	ストレート
	7 "	67	7.0	2.78×0.77	1.14	0.27	"
	9 "	89	10.4	3.04×0.87	1.59	0.29	"
	13 "	119	14.2	3.51×0.96	2.24	0.28	"
	16 "	155	17.0	3.84×1.05	2.93	0.30	"

注1) 本表記載の機種は「日本建設機械要覧(1992年)」によった。

注2) 土工板容量 q_0 は[参考]の式において $\phi=30^\circ$ 、 $\alpha=0^\circ$ 、 $\epsilon=0$ 、 $\mu=0.80$ として求めた。

[参考]

土工板による押土の形状を参図4.1のように考えると1回の掘削押土量は次の式で表わされる。



参図4.1 土工板で押される土の形状

$$q_0 = LH^2 \left\{ \frac{1}{2 \tan(\phi + \alpha)} + \varepsilon \right\} \mu$$

ここに q_0 : 土工板容量 (m³)

L : 土工板の長さ (m)

H : 土工板の高さ (m)

α : 運搬路の勾配 (ただし、下り作業では負号をとる) (度)

ϕ : 材料により決まる角度 (度)

ε : 材料により決まる係数

μ : 材料により決まる係数

なお、この算式の場合、ストレートドーザは、 H がアングルドーザに比較して大きいので、 q_0 が大きいく過ぎることに注意が必要である。

実際の作業能力算定では、土工板容量 q_0 と押土距離 l との関連付けが困難なために上式を用いることは少なく、表4.2.10に示す土工板容量 q_0 に参表4.1に示す係数 ρ を乗じて1回の掘削押土量 q を求めることが多い。

参表4.1 押土距離、搬路の勾配に関する係数 ρ

運搬距離 (m)		10	20	30	40	50	60	70	80
勾配 (%)		まで							
平坦	0	1.0	0.96	0.92	0.88	0.84	0.80	0.76	0.72
下	5	1.12	1.08	1.03	0.99	0.94	0.90	0.85	0.81
	10	1.28	1.23	1.18	1.13	1.08	1.02	0.97	0.92
	15	1.47	1.41	1.35	1.29	1.23	1.18	1.12	1.06
上	5	0.89	0.85	0.82	0.78	0.75	0.71	0.68	0.64
	10	0.80	0.77	0.74	0.70	0.67	0.64	0.61	0.58
	15	0.73	0.70	0.67	0.64	0.61	0.58	0.56	0.53

(b) サイクルタイム

ブルドーザのサイクルタイムは次のように表わされる。

$$C_m = \frac{l}{V_1} + \frac{l}{V_2} + t_g$$

ここに C_m : ブルドーザのサイクルタイム (min)

l : 平均掘削押土距離 (m)

V_1 : 前進速度 (m/min)

V_2 : 後退速度 (m/min)

t_g : ギヤの入換えなどに要する時間 (min)

l/V_1 は掘削押土に要する時間を表わし、土質、勾配などによる負荷の大きさから車速 V_1 を求める。

l/V_2 は後退時間を表し、押土の場合より負荷が少ないので速い車速を用いることができる。

[参考]

実際の作業における C_m を推定することは極めて難しいが、河川工事などにおける平均的な C_m としては次式を参考にすると便利である。

① 掘削押土作業

$$C_m = 0.038 \ell + 0.20 \text{ (min)}$$

② 掘削押土敷ならし作業

$$C_m = 0.038 \ell + 0.65 \text{ (min)}$$

(c) 作業効率

ブルドーザの作業効率は単位時間当たりに出し得る作業能力と、長期の運転実績から求めた運転時間当たり作業量との間に大きな開きを生じ、また、実績値自体も広範囲にばらつくことが多い。

[参考]

ブルドーザの作業効率は、サイクルタイムなどと同様に現場における要因により変化するが、1回の掘削押土量、サイクルタイムを前記の参考のように平均的な数値として固定したとすれば、実績からの参考値として参表4.2のように表すことができる。

参表4.2 作業効率 (E)

現場条件 土質名	地山の掘削押土			ルーズ状態の土砂押土		
	良好	普通	不良	良好	普通	不良
砂質土	0.80	0.65	0.50	0.85	0.70	0.55
礫混り土 粘性土	0.70	0.55	0.40	0.75	0.60	0.45
破碎岩	—	—	—	—	0.35	0.25

注1) 作業現場が広く(土工板幅の3倍以上)、トラフィカビリティや地盤の凹凸を考慮してスリップ等がなく、また下り勾配等で作業速度が十分期待できる条件がそろっている場合は「良好」をとる。

注2) 作業現場が狭く、地盤状況を考慮してスリップやぬかるみが多く、また上り勾配等で作業速度を阻害する条件がそろっている場合は「不良」をとる。

注3) 作業現場が広いが作業速度が期待できない場合、作業現場が狭い(土工板幅の3倍未満)が作業速度が十分期待できる場合等、上記の諸条件がほぼ中位と考えられる場合は「普通」をとる。

注4) 軟岩をリッピングしたものは、リッピング後の状態を考慮し、その状態に応じた土質の値をとるものとする。

(2) ショベル系掘削機の作業能力

運転時間1時間あたりの作業量の算定式は次の通りである。

$$Q = \frac{3600 \cdot q_0 \cdot K \cdot f \cdot E}{C_m}$$

ここに、 Q : 運転1時間あたりの作業量 (m^3/h)

q_0 : バケットの容量 (m^3)

K : バケット係数

f : 土量換算係数

E : 作業効率

C_m : サイクルタイム (sec)

(a) バケットの容量

ショベル系掘削機のバケット容量は、一般には平積で表現されている。

機種ごとのバケット容量は「日本建設機械要覧」などを参照するとよい。

ショベル系掘削機の諸元を表4.2.11に示しておく。

表4.2.11 ショベル系掘削機諸元

種 別	形 式	規 格	出 力 (PS)	重 量 (t)	バケット 容 量 (平積 m^3)	接 地 圧 (kgf/cm^2)
バックホウ	油圧式クローラ型	0.35 m^3 級	75	10.7	0.35	0.38
		0.4 m^3 級	86	11.8	0.40	0.40
		0.6 m^3 級	118	18.7	0.60	0.43
		0.7 m^3 級	142	21.8	0.75	0.51
ドラグライン	機械ロープ式 クローラ型	0.6 m^3 級	105	27.2	0.60	0.57
		1.2 m^3 級	106	38.1	1.20	0.57
クラムシェル	油圧式クローラ型	0.3 m^3 級	74.5	10.7	0.30	0.39
		0.6 m^3 級	120	18.7	0.60	0.44
	機械式クローラ型	0.8 m^3 級	106	43.7	0.80	0.62

(b) バケット係数

バケット係数は土質、切土深さ、切土高さなどにより変化するものであるが、計画の際には土の種類に応じて実績値をとりまとめたものを利用することが多い。

[参考]

過去の実績からの参考値としてほぐした土量に関する値を土の種類に応じてまとめたものを参表4.3に示す。

参表4.3 バケット係数 (K)

土の種類	油圧式バック ホウおよびド ラグライン	クラムシェル	備 考
岩塊・玉石	0.45~0.75	0.40~0.70	山盛になりやすいもの、
礫 混り土	0.50~0.90	0.45~0.85	かさばらず空隙の少ない
砂	0.80~1.20	0.75~1.10	もの、掘削の容易なもの
普通土	0.60~1.00	0.55~0.95	などは、大きい係数を与
粘性土	0.45~0.75	0.40~0.70	える。

(c) サイクルタイム

ショベル系掘削機のサイクルタイムは特に土質および土の固結状態と関連して掘削の難易に影響されるところが大きい。また、掘削から積込みまでの旋回角度の違いによってもサイクルタイムは変化する。

[参考]

ショベル系掘削機のサイクルタイムについて、実績からの参考値を参表4.4に示す。

参表4.4 ショベル系掘削機のサイクルタイム (C_m)
(sec)

機 種	バックホウ	ドラグライン	クラムシェル
規 格	0.35~0.6 m ³ 級	0.6m ³ 級	0.6m ³ 級
旋 回 角 度			
45°	24	25	33
90°	28	28	36
135°	31	31	39
180°	35	34	42

(d) 作業効率

ショベル系掘削機の作業効率には、現場の諸条件のうち、土質、地形、作業地盤の勾配、排水の良否などのほか、施工法、特に段取り、補助ブルドーザの有無、ダンプトラックの組み合わせなどが影響し、サイクルタイムとの相対関係で定められる。

(3) トラクターショベルの作業能力

運転時間1時間あたりの作業量の算定式は次の通りである。

$$Q = \frac{3600 \cdot q_0 \cdot K \cdot f \cdot E}{C_m}$$

ここに Q : 運転1時間あたりの作業量 (m³/h)

q_0 : バケットの容量 (m³)

K : バケット係数

f : 土量換算係数

E : 作業効率

C_m : サイクルタイム (sec)

(a) バケット容量

トラクターショベルのバケット容量はJISにおいて山積で能力を表現するように統一されており、機種ごとのバケット容量は表4.2.12のほか「日本建設機械要覧」などを参照するとよい。

表4.2.12 トラクタショベルの諸元

種 別	規 格	エンジン出力 (PS)	全重量 (t)	容 量 (山積 m^3)
クローラ型	0.8 m^3 級	65	6.0	0.8
	1.3 m^3 級	93	11.0	1.3
	1.8 m^3 級	152	18.3	1.8
	2.2 m^3 級	200	21.4	2.2
ホイール型	1.0 m^3 級	67	6.4	1.0
	1.4 m^3 級	86	8.3	1.4
	1.6 m^3 級	112	9.0	1.6
	2.1 m^3 級	128	10.9	2.1

注) 本表記載の機種は「建設機械等損料算定表・平成2年度版」より主要なものを抜粋した。

(b) バケット係数

バケット係数は、すくい上げる土質や状態によって変化するもので、計画の際には、土質や状態に応じて実績値をまとめたものを利用することが多い。

[参考]

トラクタショベルのバケット係数について実績からの参考値（山積状態でほぐした土量に関する値）を参表4.5に示す。

参表4.5 トラクタショベルのバケット係数 (K)

土の種類	バケット係数	備 考
岩塊・玉石	0.40~0.60	バケットを山積状態にしやすく、不規則な空げきを生じにくいものは上限側を与える。
礫 混り土	0.50~0.70	
砂	0.60~1.00	
普通土	0.50~0.90	また、一度切崩され集積されてバケットに入りやすいものも上限側の値を与える。
粘性土	0.40~0.60	

(c) サイクルタイム

サイクルタイムは、積込み方法、すくい上げの難易および運搬距離の長短により変化する。積込み方式には、図4.2.3 に示すようにV形積込みとI形積込みとがあるが、最近の施工実態からみると簡単に2種に分類できるものでなく、計画の段階では特に区別して考える必要はない。

サイクルタイムの算定式は次のとおりである。

$$C_m = m \cdot \ell + t_1 + t_2$$

ここに、 C_m : トラクタショベルのサイクルタイム (sec)

ℓ : 片道運搬距離 (m)

m : トラクタショベルの足廻りによる係数 (sec/m)

t_1 : すくい上げ時間 (sec)

t_2 : 積込み、ギヤの入換え、段取りなどに要する時間 (sec)

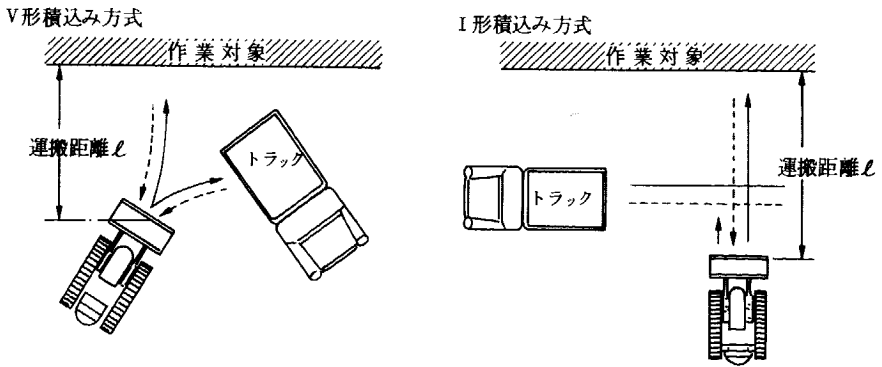


図4.2.3 トラクタショベルによる積込み形式

[参考]

上記のサイクルタイム算定式において実績からの参考値を求めると参表4.6のように与えられる。

参表4.6 サイクルタイム算出における係数の値

係 数 名	クローラ形		ホイール形		備 考
	山積状態から のすくい上げ	地山からの掘 削集土	山積状態から のすくい上げ	地山からの掘 削集土	
$m(\text{sec/m})$	2.0		1.8		
$t_1(\text{sec})$	5~12	22~40	6~20	24~45	積込みの容易なもの は上限値を与える。
$t_2(\text{sec})$	12~20		12~20		V形の方が上限値 を与えるが、計画 では15sec程度を 用いて良い。

注) 特に運搬距離を考えないときは $l = 8 \text{ m}$ としてまとめた。

(d) 作業効率

作業の諸条件により変化する。特に足場の条件（広さ、平坦性、土質、含水比の程度）、土量の多少、待ち時間、運搬車の荷容積および運転員の技量などに影響される。

[参考]

ショベル系掘削機にくらべて、トラクタショベルは土量がまとまっていない場合や汎用的に使用される場合が多いので、作業効率の実績値は一般に低い。したがって、工事の実態を十分に考えて作業効率を決めるべきであるが、主として積込み作業のみを考える場合、実作業時間率を計画上標準の状態と考えれば、トラクタショベルの作業効率 E は0.4 ~ 0.7程度とすることができる。

参表4.7 トラクタショベルの作業効率

土の種類	作業効率	備 考
岩塊・玉石	0.20~0.50	地山の固さ、切土の高さ、 作業段取り等が良好な場合 は上限値を与える。
礫 混り土	0.20~0.50	
砂	0.40~0.70	
普通土	0.40~0.70	
粘性土	0.20~0.50	

(4) ダンプトラックの作業能力

運転時間1時間あたりの作業量の算定式は次式で示される。

$$Q = \frac{60 \cdot c \cdot f \cdot E}{C_m}$$

ここに Q : 運転1時間あたりの運搬土量 (m^3/h)

c : 1回の積載土量 (m^3)

f : 土量換算係数

E : 作業効率

C_m : サイクルタイム (min)

(a) 1回の積載土量

ダンプトラックの1回当たり積載土量は荷台の大きさの制約と重量による制約(公道を利用する場合)の2つの要素で決められる。したがって次式および参表4.8により最大積載重量時のほぐした状態の土の容積(V)を求め、積載可能土量と比較し、小さい方の値を積載土量とする。

なお、個々のダンプトラックの積載可能容量は、積荷の形状を考慮して別途に求める必要がある。

$$V = \frac{T \cdot L}{\gamma_1}$$

ここに V : ほぐした状態の土のダンプトラック積載量 (m^3)

γ_1 : 地山における土の湿潤密度 (tf/m^3)

T : ダンプトラックの最大積載重量 (tf)

L : 土量変化率

次に、上記の式で求めた V とダンプトラックの平積容量(荷台長×荷台幅×荷台高)を比較して小さい値を1回の積載土量(C)とする。

参表4.8 地山の密度と積載土量 (11 t 級)

土 質 名	地山の密度(t/m ³)	10~11 t 車の積載土量 (m ³)
土 砂	1.8	6.1
軟 岩	2.2	5.0
硬 岩	2.5	4.4

注) 大規模工事等で特に積載土量を考慮する必要がある場合は、実測密度から積載重量を設定する。

(b) サイクルタイム

ダンプトラックのサイクルタイムは、積込み機械の作業能力、運搬路の沿道条件などにより変化するが、計画の段階では次式で計算するのが便利である。

$$C_m = \beta L + \alpha \quad (\text{min})$$

ここに、 C_m : サイクルタイム (min)

L : 運搬距離(km) (往路と復路が異なるときは、
平均値とする)

α : 積込等その他の作業による係数 (min)

β : 運転状況による係数

運転状況による係数 (β) および積込みその他の作業による係数 (α) については参表4.9および参表4.10を参考にするとよい。なお、地域の状況により著しい交通渋滞または交通規制等がある場合、本式を適用し難い場合には、実情に応じた時間を設定して別途算出するとよい。

参表4.9 運搬状況による係数 (β)

状 況 の 区 分		β
DID区間率が30%以上の地区を、昼 間運搬する場合	DID区間率70%以上	5.6
	" 70%未満30%以上	5.1
上記以外の運搬の場合		4.6

注1) 自動車専用道路を利用する場合には、別途考慮する。

注2) DID区間率 = DID区間 ÷ 運搬距離 × 100 (%) とする。

参表4.10 積込その他の作業による係数 (α)

積 み 込 み 機 種	α (min)
バックホウ (0.6 m^3 級)	18
ドラグライン (0.6 m^3 級)	22
クラムシェル (0.6 m^3 級)	27

注1) α は、積み込み、待ち、排土、シート掛け等の時間である。

注2) 上表は、11t積車の係数であり、これ以外の車種については、別途考慮する。

また、サイクルタイムの設定にあたっては、次の点に注意する必要がある。

- ① 運搬往復所要時間は、運搬予定路を実際に運搬作業を行う時間帯および作業状態で試走して決めるのがよい。やむを得ず試走できない場合には、運搬路の幅員や勾配、路面・路肩の状態、交通量、交差点や踏切りの数や位置、人家の連担度合、速度制限などを考慮して決める。現場内外の工事用道路では、維持補修の程度、施工段取りなどが重要な要素となる。
- ② 荷おろしに要する時間は、一般に荷おろし場の広さ、整地の程度および運搬材料の土質などに影響される。
- ③ 積み込み場所に到着してから積み込みが開始されるまでの時間は、方向転換や位置決めなどの所要時間で、作業の段取り、積み込み場所の地形・地質、整地の程度に影響される。

(c) 作業効率

ダンプトラックの作業量は、運搬路の沿道条件、路面の状態、盛土・土捨場の条件、昼夜の別などで変化するものであるが、ダンプトラックのサイクルタイムを実状に合ったもので決められれば、作業効率としては実作業時間率のみを考えればよい。一般には作業効率を0.9程度と考えてよい。

(5) 締固め機械の作業能力

河川土工において、土の締固めに使用される締固め機械は締固め専用機種（タイヤローラ、振動コンパンタなど）の他に、重要なものとしてブルドーザがある。これらの機種はそれぞれ締固め機械としての性能を有し、用途によって使い分けることが肝要である。

締固め機械の作業能力は時間当たり締固め土量（ m^3/h ）あるいは時間当たり締固め面積（ m^2/h ）で表す。いずれの場合でも対象は仕上り後の締固め土量、締固め面積で示すのが普通である。運転時間1時間当たりの作業量の算定式は次式で表される。

$$Q = \frac{V \cdot W \cdot D \cdot f \cdot E}{N}$$

ここに、 Q ：運転1時間当りの作業量（ m^3/h ）

V ：作業速度（ m/h ）

W ：1回の有効締固め幅（ m ）

D ：仕上り厚さ（ m ）

f ：土量換算係数

N ：締固め回数

E ：作業効率

(a) 作業速度

締固め機械の作業速度は、機種、土質、まき出し厚さなどにより変化する。

[参考]

締固め機械の作業速度について実績からの参考値を次表に示す。

参表4.11 締固め機械の作業速度の参考値

機 種	規格 (t)	標準締固め速度V (m/h)
タイヤローラ	8~20	3,500
ブルドーザ	11	3,500

(b) 有効締固め幅

締固め機械の締固め幅から、締固め作業の重なり幅を差し引いたものを有効締固め幅という。

[参考]

有効締固め幅について、実績からの参考値を参表4.12に示す。

参表4.12 有効締固め幅の参考値

機 械 名	規 格	有効締固め幅 (m)
ブルドーザ (普通)	11 t級	0.7
	21 t級	0.9
	32 t級	0.9
タイヤローラ	6~8 t級	1.2
	6~10 t級	1.4
	8~20 t級	1.8
	10~28 t級	1.8
振 動 ロ ー ラ	3~5 t級	1.0
	8~10 t級	1.9
	11~12 t級	1.9

(c) 締固め回数

土の締固め回数は使用機種、土質、1層の締固め厚さ、締固め度などにより異なる。このため、現場における試験施工の結果、あるいは信頼できる実績などを参考にして決めることが望ましい。

(d) 作業効率

作業効率は作業の種類、現場条件（規模、広さなど）、使用機種、盛土材料などにより異なる。

[参考]

締固め機械の作業効率について、実績からの参考値を次表に示す。

参表4.13 締固め機械の作業効率

作業効率	機種	ブルドーザ	タイヤローラ
範	囲	0.4~0.8	0.2~0.6
標準値		0.6	0.4

注) 作業効率の値は次のような諸条件を考え、これらの条件が中程度より良好な場合には標準値より上限側の値を、中程度より不良な場合は標準値より下限側の値をとるものとする。

- ① 盛土材料の供給能力と締固めの作業能力とのバランス（平衡若しくは供給能力が上まわる場合には作業効率は良好）
- ② 盛土材料の土質、含水比、粒度配合などの適性
- ③ 作業現場での障害の程度
- ④ 工事箇所起伏、屈曲など地形状況

(6) 人力土工の作業能力

土工作业においては人力を主体とする作業はごく限られ、建設機械の使用が可能な場合には、極力建設機械を使用することが当然となっている。設計や施工計画においても、建設機械施工の可能性を第一義に考えるようになり、人力のみによる施工は建設機械の進入が困難な場所や狭あいな場所での工事、また極めて小規模な工事やのり面仕上げなどにおいて行われるにすぎず、全体的には建設機械施工の補助的な役割しか果たしていない。そのため、人力による作業は作業能率が悪く作業の速度も遅くなることが多いので、計画にあたっては地形、土質、作業量、作業方法、天候などの作業条件を勘案して、無理のない作業能力を決定することが必要である。

[参考]

人力土工の施工歩掛の一例を参考値として参表4.14に示す。

参表4.14 人力土工の施工歩掛り (人/10m³)

作業種別	土 質	粘性土, 砂, 砂質土, 礫質土	玉石混り土
	切 崩 し		2.0
掘	削	4.2	6.0
積 込 み		1.1	1.6
埋 戻 し		1.9	2.6

- 注) ・切崩しとは直接積込みできない個所の切崩し作業をいう。
 ・掘削とは掘起こした土を3m程度までの範囲で投棄する一連の作業をいう。
 ・積込みとは、仮置された土砂を直接積込むまでの作業をいう。
 ・埋戻しとは、仮置された土砂を人力により3m程度投棄し、さらに敷ならし
 するまでの一連の作業をいう。

(7) 浚渫船の作業能力

浚渫船にはポンプ船、グラブ浚渫船、ディップ浚渫船、バケット浚渫船、ドラグサクショ浚渫船などがあり、さらに各々自航船、非航船に分けられる。これらの浚渫船はそれぞれの特長を生かして使用されているが、河川工事の場合はポンプ船が多く使用されている。このため、ここではポンプ浚渫船を対象として記述する。

ポンプ浚渫船の標準仕様を表4.2.13に示す。

運転時間1時間当りの浚渫土量は次式で示される。

$$G = Q \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_o} \cdot E$$

- ここに G : 浚渫土量 (地山) (m³/h)
 Q : ポンプの時間当り排水量 (m³/h)
 α : 含泥率
 β : N値による係数

r_s : 土砂の真比重

r_o : 土砂の見掛け比重

E : 作業係数

(a) 含泥率 α

含泥率とは送泥時に泥水中に含まれる土砂の割合をいい、土砂の真比重 (r_s) から求めた真容量比で示す。一般にポンプ船での含泥率は10~13%といわれている。

(b) 土砂の見掛け比重 r_o

浚渫土量の場合、真比重から求めた容積を用いたのでは実際の堆積物の実状とは異なってくる。このため地山の見掛け比重を用いて見掛け容積に換算しなければならない。

(c) N 値による係数 β

同じポンプ浚渫船で浚渫した場合、 N 値の違いにより浚渫能力が変化する。したがって、 N 値による係数を考える必要がある。実績よりその傾向を図4.2.4~図4.2.5に示す。

また、標準の場合のポンプの出力を適応する地山の硬さ (N 値) の限界について表4.2.14に示しておいた。

表4.2.13 ポンプ浸漬船の標準仕様要目表

呼称	浸漬能力			船体主要目			液状ポンプ		ポンプ用モーター		ポンプ用原動機出力		液状ポンプ駆動用原動機		主発電装置		
	公称最大浸漬深さ (m)	公称浸漬能力 (t/h)	公称揚送距離 (m)	全長 (m)	幅 (m)	深さ (m)	浸漬水深 (m)	液状ポンプ形式	液量 (m³/h)	回転数 (rpm)	口径 (φ)	重量 (kg)	液状ポンプ形式	液量 (m³/h)	重量 (kg)	容量 (kWh)	出力 (PS)
E100	45	40	350	17.0	11.0	5.8	1.3	ケーンダグ	400×30×220	200	200	無	無	15	100	無	無
E200	6	92	500	23.0	15.0	6.8	1.5	ケーンダグ	920×31×385	300	300	無	無	30	200	無	無
E250	8	92	600	28.0	17.5	6.9	1.0	ケーンダグ	920×38×385	300	300	無	無	30	250	無	無
E350	10	120	650	31.0	19.5	7.5	1.1	ケーンダグ	1,200×40×485	355	355	無	無	37	350	無	無
E500	12	160	1,000	36.0	21.0	8.2	1.3	ケーンダグ	1,600×42×415	410	410	無	無	75	500	無	無
E750	12	250	1,200	44.0	28.0	9.3	2.2	ケーンダグ	2,500×40×415	510	510	無	無	110	750	無	無
E1000	14	300	1,200	50.0	32.0	10.1	2.4	ケーンダグ	3,000×48×325	560	560	無	無	150	1,000	無	無
E1200	14	370	1,200	54.5	35.0	10.7	2.6	ケーンダグ	3,700×47×360	580	580	無	無	300	1,200	無	無
E1500	17	420	1,300	61.5	39.0	11.4	2.7	ケーンダグ	4,200×53×360	610	610	無	無	330	1,500	無	無
E2000	18	450	2,200	70.0	45.0	12.6	3.1	ケーンダグ	4,500×64×380	630	630	無	無	370	2,000	無	無
E3000	20	600	2,300	84.0	55.0	14.7	3.6	ケーンダグ	5,000×72×380	685	685	無	無	525	3,000	無	無
D100	4.5	40	250	21.0	14.0	6.6	1.3	ケーンダグ	400×25×720	200	200	無	無	15	100	50	85
D200	6	63	400	26.0	17.0	7.0	1.4	ケーンダグ	630×33×800	250	250	無	無	30	200	65	110
D250	8	92	500	28.5	18.0	7.2	1.5	ケーンダグ	920×31×800	300	300	無	無	30	250	80	135
D420	10	120	650	35.0	22.0	8.2	1.8	ケーンダグ	1,200×37×800	355	355	無	無	37	420	130	220
D600	12	160	1,000	40.0	25.0	9.0	2.0	ケーンダグ	1,600×42×420	410	410	無	無	75	600	160	310
D1350	15	300	1,200	56.0	36.0	11.2	2.7	ケーンダグ	3,000×48×330	560	560	無	無	150	1,350	420	720
D2000	17	420	1,500	65.5	42.0	13.0	3.2	ケーンダグ	4,200×57×360	610	610	無	無	330	2,000	620	1,050
D2250	18	450	1,800	68.7	44.0	13.4	3.3	ケーンダグ	4,500×57×360	630	630	無	無	370	2,250	720	1,200
D2600	18	460	2,000	72.0	46.5	14.0	3.5	ケーンダグ	4,600×62×360	630	630	無	無	370	2,600	800	1,350
D3200	20	520	2,200	77.0	50.0	15.0	3.75	ケーンダグ	5,200×70×340	685	685	無	無	450	3,200	1,000	1,700

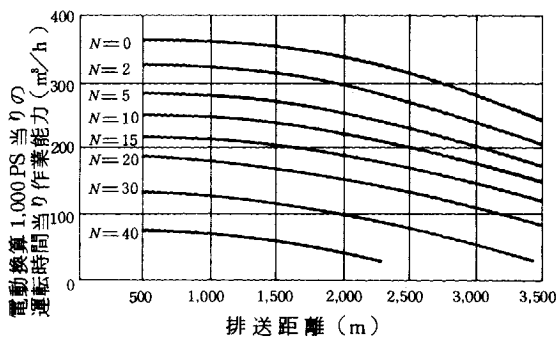


図4.2.4 ポンプ浚渫船の運転時間当り作業能力
(粘土および粘土質シルト)

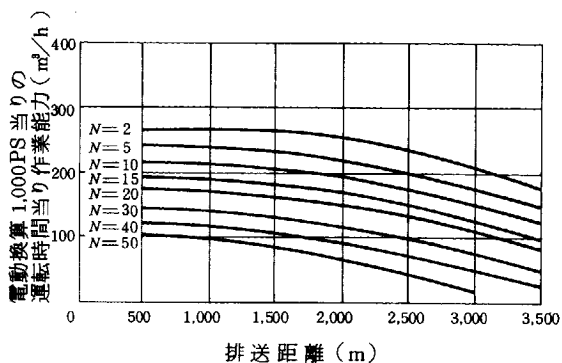


図4.2.5 ポンプ浚渫船の運転時間当り作業能力
(砂および砂質シルト)

表4.2.14 ポンプ出力と限界N値

ポンプ馬力数	N 値
1,000 PS	15
2,000 PS	35
3,000 PS	50

(d) ポンプの時間当り排水量 Q

ポンプの時間当り排水量は図4.2.7に示す排送距離—排水量曲線 ($L-Q$ 曲線) より求める。この方法は全揚程の代りに排送距離を定めるもので、実揚程と各々の排泥管の抵抗係数を求め、排泥管の損失水頭を陸上管の長さに換算する。

全揚程 (H) は

$$H = H_a + (H_s + H_v + H_f) = H_a + H_o$$

$$H_o = H - H_a$$

ここに、 H_a : 実揚程

H_s : 吸入側損失水頭

H_v : 速度損失水頭

H_f : 排砂管の損失水頭

H_o : 陸上管換算の損失水頭

であるが、実揚程 (H_a) が現場の使用条件により変化する。これを陸上管の長さに換算し、排送距離 (L) とする。

$$L = l_o \cdot \frac{H}{H - H_a} \quad (\text{m})$$

$$l_o = l_e + l_w \cdot \alpha_w + l_a \cdot \alpha_a + l_s \cdot \alpha_s$$

ここに、 l_o : 陸上換算長 (m)

l_e : 陸上管延長 (m) 現地の必要平均延長

l_w : 水上管延長 (m) 現地の必要平均延長

l_a : 船内管延長 (m)

l_s : 吸入管延長 (m)

α_w 、 α_a 、 α_s : 表4.2.15に示す換算係数

なお、水上管延長、陸上管延長は現場条件により変化するが、船内管、吸入管は船固有のものである。これを船級別を示せば表4.2.16のとおりである。

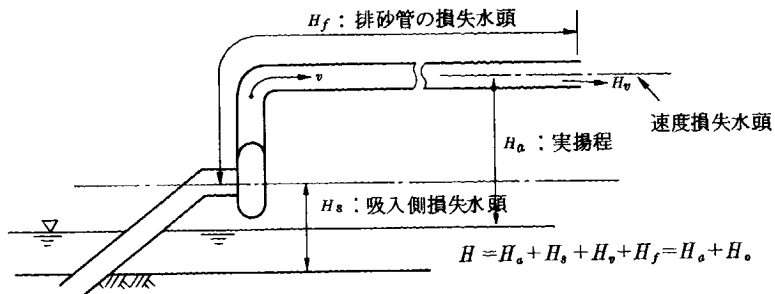


図4.2.6 浚渫ポンプ揚程説明図

表4.2.15 換算係数

船 級	水上管 (α_w)	船内管 (α_a)	吸入管 (α_s)
2,000 PS	1.30	2.22	2.77
1,000 PS	1.30	2.22	2.77
500 PS	1.30	1.54	2.77
200 PS	1.30	1.54	1.58

表4.2.16 船級別の船内および吸入延長

船 級	2,000PS	1,000PS	500PS	200PS
船内管長	45m	30m	20m	8 m
吸入管長	52m	38m	23m	19m

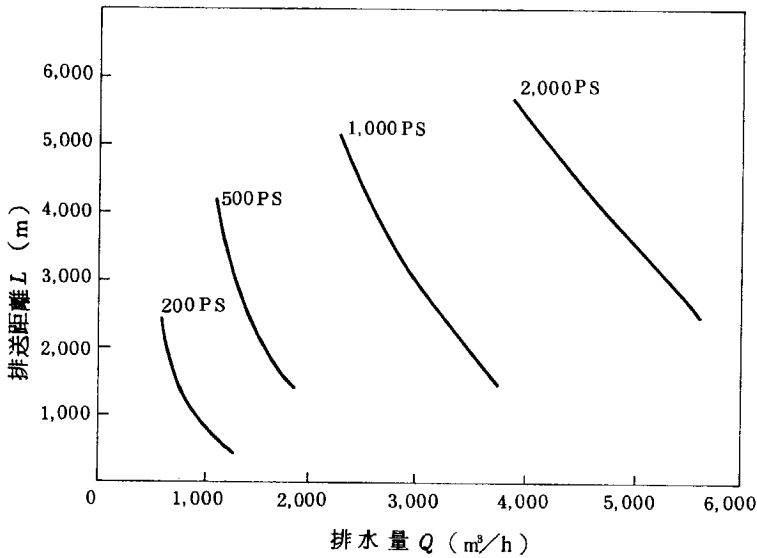


図4.2.7 ポンプ浚渫船別の排送距離 L —排水量 Q 曲線

(e) 作業係数 E

作業係数は実績から作業の難易により表4.2.17のとおりである。

表4.2.17 作業係数

作業の難易	作業係数
困難	0.8~1.0
標準	1.0
容易	1.0~1.2

4) 作業実績の測定および整理

将来、効率的かつ実際のな土工工事の施工計画を立案するため、土工工事

の作業実績を調査測定し、整理したうえで記録しておくことが望ましい。

測定記録を蓄積することは、本項で述べた実用算定式の精度向上においても重要な資料となる。

なお、作業実績の調査測定については、その趣旨とやり方を現場の関係者全員に理解徹底させ、協力できる体制を作ることが必要である。調査測定はできるだけ施工の最初から最後まで行うことが効果的でもある。これは、土工の計画に必要な時間当たり作業量が工事期間全体を通じての記録であるから、たとえば瞬間的な作業能力をもってきても意味がないためである（短時間の作業サイクルの調査は、作業能力向上の基礎研究としては大いに意義がある）。したがって、調査測定にあたっては、その目的をよく理解して、それに合致したものでなければならない。

以下に作業実績の調査測定にあたっての留意事項をあげておく。

- ① 作業実績の記録はありのままを正確に捕えたものでなければならない。
- ② 作業記録は多くの異なった現場でそれぞれ調査測定するわけであるが、将来それらの資料が普遍的に利用できるように、調査の基礎となる時間とか作業量とか現場条件の表し方などについては定義を統一しておく必要がある。
- ③ 現場条件、作業条件は作業能力を左右する要素であり、また、あとで計画などの際利用することになるので、できる限り明確かつ普遍性のある表し方が望ましい。

4.2.7 工程計画

工程計画は、工事を予定どおり、しかも経済的に進めるために重要なもので、そのためには十分な予備調査にもとづいて慎重に立てねばならない。また、工事の進行の各過程においては、それが計画どおりに遂行されているかどうか常に比較対照し、計画とのずれが生じた場合には必要な是正措置が適切に講じられるように、あらかじめ考慮しておくことが必要である。

そのためには気象、水象、建設機械の選定および組合せ、材料および労力の供給予想、現場状況などのあらゆる関係条件を考慮して計画することが必要である。工程計画立案の手順は次のとおりである。

- ① 各工程（各部分工事）の施工順序をきめる。
- ② 各工程（各部分工事）に適当な施工期間をきめる。
- ③ 全工事期間を通じてなるべく忙しさの程度を均等化する（すなわち機械、労務者数などの時期的不同および損失時間を最少になるようにする）
- ④ 各工程（各部分工事）がそれぞれ適当な時間をもって、全工事が工期内に納まるようにする。

また、どのような工事でも計画どおりに作業が進行することは少なく、一般には計画は遅れがちとなる。したがって、工事内容に応じてあらかじめ余裕期間を見込んでおくと、河川工事では条件的に不利な季節に施工せざるを得ない場合もある。このため、工期の設定には特に慎重に検討せねばならず、種々の事情によって工期を著しく短縮せざるを得ない場合は、通常の場合に比較して工事を増大する要素が多くなることを念頭に置かなければならない。

1) 工程計画の作成

土工の工程計画は、施工法と機械の組合せ、施工機械の作業可能日数、一日当りの作業量を定めて作成される。

これは工事の盛土量、掘削土量、捨土量、採取土量、土質、地形、気象、工期、仮設工事等を考慮して定めなければならない。

河川工事は時期的に条件の不利な季節に施工せざるを得ない場合がある。特に土工作業については、天候が作業能率および作業の可否を支配するので、降水量、降水日の分布、気温、凍結、日照時間等を十分調査しておくことが望ましい。また、河川の水位、流量および地質等を調査し、作業可能日数を合理的に決定しなければならない。

(1) 作業日数の算定

作業日数とはある作業を実施するために必要な日数で次式で求めることができる。土工作業の内容が複雑で投入建設機械の種類や量が多い場合においても算定方法の原則は同様である。

$$\text{作業日数} = \frac{\text{総土工量または個所ごとの土工量 (m}^3\text{)}}{\text{1日当たり作業量 (m}^3\text{/日)}}$$

ただし、

$$1 \text{ 日当たり作業量 (m}^3\text{/日)} = \left(\begin{array}{l} \text{建設機械または組合せ建設機械} \\ \text{の運転時間当たり作業量(m}^3\text{/h)} \end{array} \right) \times [1 \text{ 日当り運転時間(h/日)]$$

上記により算定した作業日数を工程図表に表すときは稼働日数率を考慮して暦日数を換算する必要がある。

$$\text{暦日数} = \text{作業日数} \times \frac{1}{\text{稼働日数率}}$$

$$\text{稼働日数率} = \frac{\text{工期中の作業可能日数}}{\text{工期中の暦日数}}$$

$$\begin{aligned} \text{工期中の暦日数} = & \text{作業可能日数} + (\text{休日} + \text{降雨日} + \text{休止日数} \\ & + \text{降雨日後休止日数} + \text{その他休止日数}) \end{aligned}$$

(2) 建設機械の運転時間

建設機械の運転時間とは、一般に建設機械の主エンジンが作動している時間をいい、主目的の作業を行う実作業時間のほかに、作業中の建設機械の移動、エンジンの暖機運転、点検調整などの運転時間およびその間の短時間の作業待ち、運転員の休息などわずかの損失時間を含んでいる。

運 転 員 拘 束 時 間				
運 転 時 間		日常整備 修理 } 時間	休 止 時 間	
実作業時間	そ の 他 運 転 時 間		休 憩 時 間	そ の 他 休 車 時 間

1日当たり運転時間は作業種別によって異なり、また施工時期によっても異なる。一般に、主力となる大型の建設機械は1日の拘束時間中、フルに作業させるように計画されるので運転時間は長い、主機械と組合わされて使用するほかの従属機械および小型の建設機械は運転時間が短い。すなわち、掘削、運搬用機械は施工の主体となる機種であることから1日当たり運転時間は長く、敷ならし・締固め機械のような従属機械は短い。また、大規模工事では1日当たり運転時間は長く、小規模工事では短い傾向にある。年間を通じた1日当たり運転時間の実績は、長いもので7～9時間、短いもので4～7時間となっている。

工程計画立案の際は主機械については特別な場合を除き1日当たり運転時間として6～7時間程度見込むのがよい。

(3) 稼働日数率および作業可能日数

稼働日数率は過去の実績などを参考にして決めることができる。機械施工の作業可能日数は、気象条件による影響が最も大きい。したがって現地における過去の気象、水文資料を基準にして合理的な作業可能日数を決定しなければならない。降雨日数を基準にとる場合には雨量および降雨の状態（連続降雨であるかどうか）ならびに土質条件によって降雨日休止日数だけでなく、降雨日後の作業待ちに要する休止日数を考慮する必要がある。

そのほか、休日として各月の休日、年末・年始および盆（7月または8月）に工期がかかる場合には、この休日を見込む必要がある。

稼働日数率は通常50～80%程度であり、その値は工事用道路を多く使用する工種ほど高く、場内で作業するものほど低い。

また、土質によってもかなりの差があり、岩石作業になれば値は高くなり、ローム質の土層では前記の値を下まわる場合も考えられる。そのほか、工事規模の小さい工事では施工の段取り待ちに要する待ち日も考慮しなければならず、その分稼働日数率が低下することになる。

2) 工程計画の表現方法

工程計画の表現方法としては、工事規模、重要性などにより種々の方法が用いられているが、一般には各工種ごとに作業日数を求めて工程を定めた横線式工程表が多く用いられている。しかし、工事規模が大きい場合には単に時間的な工程表示のみでなく、施工順序やコストの要素もとり入れ、さらに作業計画の変更にも対応出来る工程計画として、ネットワーク手法を用いることもある。工程図表は工程管理に便利なものでなければならないが、あまり複雑なものは理論的ではあっても実用的ではないし、また簡単すぎるものは工程管理を科学的に行うことができない。

(1) 横線式工程表

横線式工程表にはバーチャートとガントチャートがある。

バーチャートは図4.2.8の例のように構成する工事を工種ごとに分け、工事期間を横軸にとって、それぞれの工種に要する作業日数（暦日数）を

表すもので、工種ごとの手順および所要日数が一目でわかり、全体の工程把握が容易である。なお、工程計画には使われないが、工程管理によく使用されるガントチャートは工種別の進捗状況を把握するのに便利である。

(2) 工程管理曲線

工程管理曲線は図4.2.8中に実線で示したように、縦軸に工事の進捗率、横軸に工事に必要な日数を取り、これに各月ごとの工事進捗率（全体工事費に対する部分ごとの完成工事費の率を表す）を曲線で表したものである。計画工程と実施工程との比較を行う場合には便利である。一般にはバーチャートと工程管理曲線とを組合わせたものが多く用いられている。河川土工の円滑な進行を示すための工程計画においては、同図のように、全工期に対して工期と出来高の関係が初期－中期－終期に緩－急－緩となるような工程管理曲線が望ましい。

(3) 座標式工程表

座標式工程表はバーチャートに施工地点の要素を取り入れ、変形したもので、大規模土工でよく用いられている。この図表は工事区間ごとに予定工程が座標で示されているので、これに実際の工程を入れていけば区間ごとの進捗状況が確実に把握できる。しかし、ある区間が予定どおり着手できない場合には工程表を全部組み直さなければならないなどの不便さがある。

(4) ネットワーク

ネットワークは建設工事の計画と管理に対するシステム・アプローチの一つの典型的な手法として用いられる（図4.2.9参照）。

ネットワークによる矢線図によれば、工事を工期内に完成するためにまったく余裕時間のないクリティカルパスと、ある一定量の余裕時間をもつフロートパスとの2種類の作業が区分されるので、個々の作業の着手、終了などの進捗の緊急度を工事全体の工程との関連において理解することができる。

以上の各工程表の利点、欠点をまとめると表4.2.18に示したとおりである。

表4.2.18 工程計画表の比較

種類	利点	欠点	用途
横線式工程表 (バーチャート)	①作成が容易 ②わかりやすい ③修正が容易	①作業間の関連が明確でない ②全体の合理性に欠ける ③大規模工事では細部が表現できない	①単純な工事 ②マスタープランまたは概略工程表 ③工程の比較 ④急を要するとき
出来形工程曲線 (工程管理曲線)	①作成が容易 ②全体の工程が把握できる	①細部がわからない ②個々の作業の調整がでない	①傾向の分析 ②補助手段
ネットワーク	①説得性が強い ②重点管理ができる ③全体と部分の関連がわかる ④電算機にのせやすい	①作成がむずかしい ②修正が困難 ③熟練を要する	①複雑な工事 ②重要な工事 ③大型工事

3) 工程図表の作成

工程図表は、前述の1日当たり作業量と工事数量をもとに、各作業の区分ごとに必要な作業日数を算出しながら、工種ごとに分けられた作業区分を組み合わせ、積み上げ作成するものである。このことによって工期の全体および部分の検討、使用建設機械の組合わせ数および組合わせ方法、土量配分の調整など、工事費算出に必要な諸要素が工程図表から妥当であるか否かを知り、併せて施工方法の検討にも役立てることができる。

工程表に必要な工程を記入するにあたっては、施工区間を土量配分図を参考に大きなブロックに区分し、そのブロックごとの必要な作業日数を計算し、これを稼働日数率を考慮して暦日数に直したものを工程表に座標で表示する。

工程表には、工種ごとの各作業を作業区分ごとに、作業日数と作業地点の関係で表し、作業の順序を追って工程表の座標上に記入（作業日数を工程表

に記入する際には稼働日数率を考慮した暦日数で行う) していく。記入する
必要事項は次のようなものである。

- ① 準備工……準備排水，工事測量，工事現場の着手前の調査など、細目
が不明の場合一括して記入する。
- ② 仮設備関係……現場事務所，宿舍，倉庫などの建設，仮設関係の作業。
- ③ 工事用道路関係……工事現場内への進入路および場内工事用道路，仮
橋などの建設。
- ④ 伐開除根……表土削取も含め，盛土，掘削の施工に合わせ進行させる。
場合によっては掘削と同時記入することもある。
- ⑤ 土工の各種作業……掘削は掘削地山をいくつかの作業ブロックに区分
し，そのブロックの作業量から機種ごとの作業日数を算定する。
- ⑥ 構造物工事……樋門，樋管など関連する構造物工事を記入する。
- ⑦ 用排水工……他の工種との関連において，重要なものはその作業を独
立させて記入するが，そのほかは一括して記入する。
- ⑧ 付替工事……付替道路および付替水路などは，他の工程との関連が大
きいので，できるだけ記入する。
- ⑨ その他……以上のほか，他の工程との関連の大きなものについて記入
する。

平成 年 月 日
 工期平成

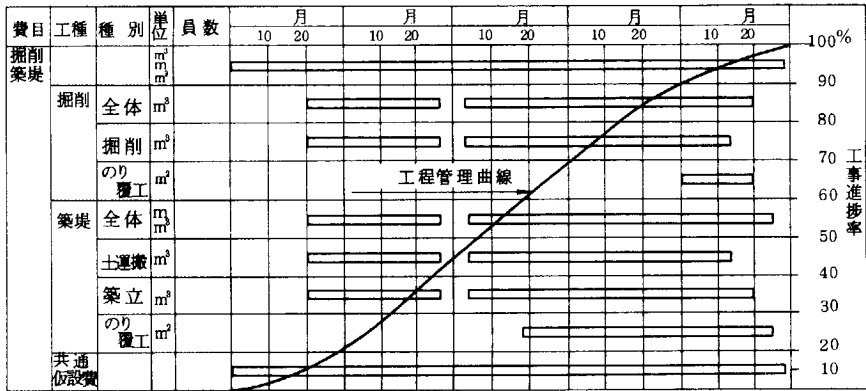


図4.2.8 掘削築堤工事の横線式工程表（バーチャート）の例

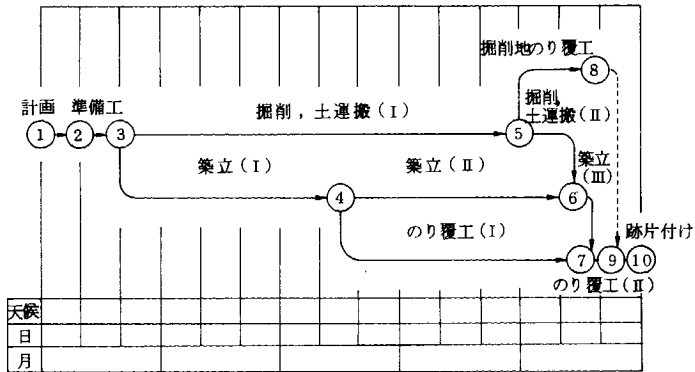


図4.2.9 ネットワーク工程表の例

第4.3節 施 工

4.3.1 準備工

準備工は本工事の施工に際しての段取りであって、その良否は工事の進捗および品質、経済性、工期などに大きな影響を与え、適切な施工管理をおこなう上で極めて重要な要素を占めている。したがって、準備工には施工時期、工事規模、現場状況などを十分に検討して、工事の諸条件に最も適応した方法を選定し、作業の能率化を図ることが大切である。

1) 工事準備測量

工事に先だっては設計図と現地との関係を十分に理解しておくことが重要であり、工事準備測量の結果、設計図書と現地に不一致が見られた場合は、その要因をすみやかに調査のうえ、適切な処置を施すことが大切である。

(1) 仮水準基標の設置

仮水準基標は、軒ぐいを利用するか、構造物の基礎あるいは自然石等移動しないものに設置する。現地の状況等からこれにより難い場合は仮水準ぐいを設ける。設置場所は用地外とし、地盤が強固であり、一般交通等によりぐいの損失のおそれがない場所を選定し、適当な保護を設ける必要がある。

仮水準基標の標高は、既設水準基標から水準測量を行って定め、他の既設水準基標（2点以上）より照査を行い、誤りのないことを確認した後でなければこれを使用してはならない。また、仮水準基標の標高は定期的な照査をしておくことが大切である。

(2) 控えぐいの設置

工事に必要な控えぐい、すなわち法線ぐいまたは横断ぐいを必要とするときは、控えぐいを設けなければならない。控えぐいの位置は、ぐいを除去した場合や掘削、築堤のため地形が変わったときでも、もとのぐいの位置がわかるような所に選定しなければならない。

なお、控えぐいは用地外に設置し、地盤が強固でぐいの損失のおそれがない場所に選定するのが好ましいが、やむを得ず用地内に設置する場合は、工所用機械の運転、あるいは材料の積おろしに支障のない箇所を選定し、

適当な保護を設ける必要がある。

(3) 境界ぐいおよび測量ぐいの確認または設置

施工に先立ち、境界ぐいや測量ぐいを確認しておかなければならない。買収時から着工までに期間が経過している場合には、破損または忘失、あるいは着工前の竹木の伐採等により差異を生じていることもあり、正規の位置にあるかを確認しておく必要がある。

また、既設の距離標および水準点等移設の必要が生じた場合は、事前に管理者と協議のうえ必要な処置をしなければならない。

2) 丁張り

丁張りは、目的物を施工するにあたりその基準となるものであるから、堅固に設置し、大切に保存しなければならない。また、常に点検を行い、疑いのあるときは正さなければならない。

丁張りの設置間隔は直線部で10m、曲線部等複雑な個所については5m程度を標準とするが、必要に応じて間隔を縮めて設置するのが望ましい。

なお、丁張りには、切取り丁張、盛土丁張り、布掘り丁張り、構造物のやり形、石積、ブロック積丁張り等があるが、現場条件、目的物に適應した丁張りを選定し設定しなければならない。

浚渫箇所については、一般的には水深の比較的浅い所は標旗をつけた竹竿、深い所は重錘を付けたブイ等を設置する。

軟弱地盤地域などのように地盤の沈下や盛土の圧縮沈下などの発生が予測される場合には、ある程度の沈下分を見込んで丁張りをかける必要がある。図4.3.1は沈下を考慮した場合の丁張りのかけ方について示したもので、②のように沈下分を見込んでのり面丁張りを設置すれば、工事完了時にはほぼ計画出来形①に近くなる。

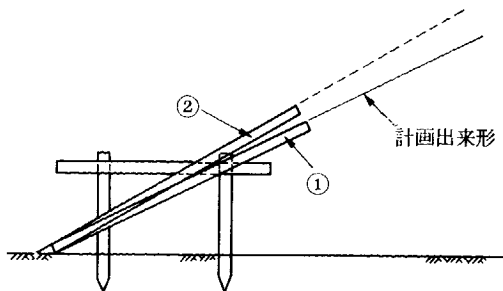


図4.3.1 沈下を考慮した丁張りのかけ方

3) 土工事への排水処理

土木工事の機械施工では、排水の問題が施工能率および品質に極めて密接に関係しており、工事区域内のたん水排除には細心の配慮が必要である。土工事における排水処理には、掘削箇所、築堤箇所等の施工区域および運搬路の湧水、溜水、地下水および雨水の処理等があげられる。なお、排水処理は、仮設備面からは、一般に大した設備を要する場合は少なく、排水を考慮した施工法、施工順序、工程の進捗や天候等に応じた臨機の処理が必要である。

4.3.2 仮設工

1) 工事用道路

工事用道路には、一般の在来道路を利用する場合と新たに工事用として新設した道路を用いる場合とがあるが、ここでは工事用道路を新設する場合について述べる。

河川工事における工事用道路の規模および構造は、工事の規模によって若干の相異があるが、一般には工事の能率や安全への影響度を考慮して、幅員、勾配、曲線路面舗装の種類、程度等を検討の上、計画・施工すべきである。工事用道路の計画・施工について次のような点に注意する必要がある。

- ① 幅員は4.0m以上で、縦断勾配は15%以下とすることが望ましい。
- ② 路線の急激な屈曲をさける。
- ③ 工事規模および工事期間によっては、道路の路床、路盤等の構造につ

いて充分配慮し、計画・施工することがのぞましい。

- ④ 川表に堤防天端より坂路を新設する場合は、堤防の断面外に盛土し、下流方向に設置する。
- ⑤ 堤防天端、小段あるいはのり先を工事用道路として利用する場合は、堤防横断構造物、堤防断面を損傷しないよう補強等の処置を行ない、路面は常に排水と不陸に注意し、良好な状態に維持する必要がある。
- ⑥ 工事期間中の交通量を考慮して、一車線道路の場合は、必要に応じて待避所を設ける。

堤防天端に待避所を設ける必要のある場合は、堤内側に設けることを原則とする。

- ⑦ 路線の選定については、地形、水理的影響ならびに土質等を事前に充分検討し決定する。
- ⑧ 高水敷の横断方向に盛土し仮設道路を新設する場合は、高水時の流水の疎通に支障のないよう、極力低く設置する。やむを得ず高くする必要がある場合には、出水期には撤去する等の処置をする。
- ⑨ 工事用道路が水路、河川などを横切る場合は仮橋が必要となるが、その場合、仮橋の高さ、方向、構造などは、河川状況、工事規模ならびに工事施工期間等を検討し決める。

堤外地等に設置する栈橋は、流水の疎通に支障とならないよう配慮しなければならない。

- ⑩ 運搬船（人、機材）を必要とする場合には、流速、水深等を調査し、航路、船着場を選定しなければならない。

なお、工事中には盛土部への進入路および坂路を設けることが多いが、これらの部分は運搬機械の通行により他の盛土部分よりは締りすぎている。このため、こうした箇所への盛土施工では固まった部分をかき起こすなどして新しい盛土とのなじみをよくするような配慮が必要である。

また、場外において工事用車輛の迂回道路を設ける場合には、本工事に支障のないようにし、しかも道路機能を損わないように配慮しなければならない。道路構造令にしたがって、必要に応じて安全施設および標識などを設けなければならない。

2) 安全施設等

安全施設は工事実施のために不可欠なものであるから、適切に計画しなければならない。

(1) 標識および監視員の配置、照明等

工事着工前に安全管理等に必要な各種標識を決定し、所定の位置に確実に設置しなければならない。また、必要に応じて第三者に対する安全のため監視員を配置するなどの配慮も必要である。

夜間工事を行う場合には、能率、品質低下の防止ならびに事故防止のため、必要な照明をしなければならない。特に出水期施工の工事は、水防作業にも支障をきたさないよう考慮し、照明設備の規模、設置位置を検討して設けなければならない。

(2) 防護柵等の施設

工事施工上危険と考えられる個所には、防護柵等の危険防止施設を設けるとともに、立入り禁止の標示をしなければならない。

(3) 防音施設

工事の施工にともなう騒音公害の発生するおそれのある所については、防音壁、幕等の施設を設けなければならない。

(4) 防じん対策施設

工事の施工にともなう砂じん等、公害の発生するおそれのあるところについては防じん処理を施さなければならない。

(5) 汚濁対策施設

工事の施工にともなう水質汚濁公害の発生するおそれのある個所については、沈殿施設、薬品処理等を考慮しなければならない。

(6) その他

地盤改良等、薬品を使用する工法の施工に際しては、薬品による健康被害のおそれのないことを確認したうえで施工すること。



写真4.3.1 工事用道路の防じんのためのアスファルト乳剤散布
(関東地方建設局)

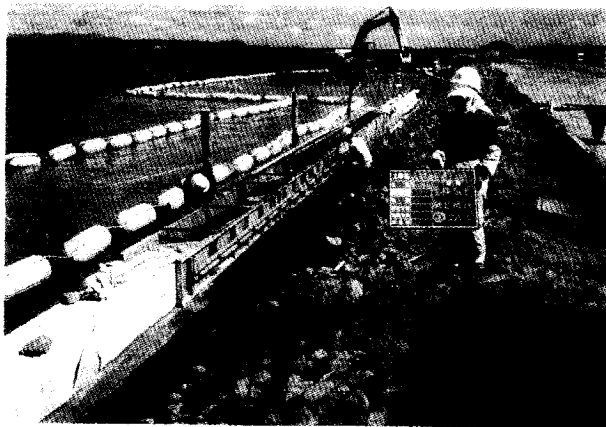


写真4.3.2 水質汚泥対策 (東北地方建設局)

3) 仮設備等

仮設備は工事の施工のために一定期間設置する設備のことである。一般には工事用機械設備のように施工に直接関係する設備をいうことが多いが、本項では現場事務所のように施工に間接的に関係する設備などすべてを含めて仮設備等と呼ぶことにする。

仮設備等は本工事でないために、従来ややもすると軽く見られ、内容的に圧縮されがちであるが、実際は適切な仮設備等を行うことによって、安全で効率的な施工が確保できることを十分理解しなければならない。適切な仮設備等とは円滑な工事の進行に対応できる容量または規模をもったものでなければならず、同一工事量に対しても工期の要素によって変わってくる。また、法令などで設置内容が定められているものは、当然それに合致することが必要である。ただし、仮設備等は工事期間中その目的を達すればよいわけであるから、安全かつ効率的な施工が確保できる限度内において簡易化することは可能である。

(1) 事務所，試験室，倉庫，車庫等

工事の規模，工期等に応じて、事務所，試験室，倉庫，車庫，油庫，火薬庫，修理工場，変電所等を設備する。設置に当り関係法規を遵守しなければならない。

なお、原則として、堤外地には設置しないものとする。

(2) 宿舎等

宿舎は作業員に応じて設備し、関係法規を遵守することはもちろん、環境公害等に留意しなければならない。

なお、原則として、堤外地および堤防敷地内には設置しないものとする。

(3) 工事用電力および給排水設備

各種プラントなどの機械設備，工事用照明，水替などに必要な電力を供給するための設備が必要となる場合もある。また，給水は使用目的によって水質試験を要するものがあり，水源によっては給水車などの用意も必要となる場合もある。

4) 出水対策

河川工事においては非出水期にも異常降雨等によって出水することも予想されることから、常に気象予報などについて十分な注意を払い、既往の雨量，水位等の資料から高水を予知するとともに、迅速的確に出水に対処できるよう準備しておくことが大切である。

(1) 出水直前の出来形等の確認

出水が予想される場合には、出水直前の工事の出来形を確認しておかな

ければならない。

(2) 出水に対する水防資材の確保

堤防開削工事等の施工にあたっては、緊急時に水防資材が確保できるよう平時から配慮しておくことが大切である。

(3) 出水時における人、機械の待避処置

夜間等、不時の出水に対しても安全かつ円滑に人、機械が待避できるよう、平時から機械の置場所、待避順路等を決めておくことが大切である。

また、作業船ならびに排砂管等は出水時に水裏となる安全な場所を選び、緊船設備を設けるなどの配慮が必要である。

(4) 出水時の体制

出水時の非常事態にそなえて、次の事項を定めておく必要がある。

① 人員配置計画（組織表）

② 連絡系統（連絡表）

4.3.3 掘削と運搬

1) 概 説

河川工事における掘削には一般に浚渫も含まれるが、浚渫については別途記述し、ここでは水面上の地盤掘削について述べる。

掘削の工法は、取扱う土質、岩質および地形などの諸条件によって異なってくる。

河川工事においては岩石掘削を必要とするケースは少なく、一般的には土砂掘削が多い。この場合でも転石および玉石混り土の場合と、砂あるいは普通土の場合によってそれぞれ工法が異なるが、特に粘性土とか含水率の高い軟質土の場合には特殊な配慮が必要となってくる。また取扱う土量、工期、施工場所の広さ等によっても当然工法は異なってくる。

河川土工における掘削、運搬の工法は、掘削の目的が河道の拡大のみであるのか、あるいは掘削した土を築堤用土等に計画的に利用するための掘削であるのかによっても工法の選定は異なってくる。すなわち掘削土を利用する場合には、配土計画上の土量のバランスと、盛土用土砂としての質の管理等について配慮された工法が要求されるからである。

河川は一般的に低地部にあるため、地下水位より低い場所を掘削する場合が多く、湧水とか浸透水の影響を受けやすい。特に、河道の変遷の激しい河川にあっては、土質も不規則に分布しているために思わぬ難工事を余儀なくされる場合が起る。したがって、大土工においては事前に土質調査を入念に行うことが必要である。

掘削工事ではこのような河川の特性を十分認識してこそ、それぞれの個所に適した施工法が定まるのであって、ただ掘削、積込み、運搬、捨土という各工程のタイムスケジュールのバランスのみに固執しないで、現地の条件に応じた余裕のある工種の組合せが望まれる。

また、運搬路にしても堤防や護岸、あるいは隧管等の河川管理施設の上部とか直近を通過することも多く、施設の保護についても適切な措置が必要となる。

2) 掘削

(1) 土砂の掘削

(a) 機械掘削

土砂の掘削にはショベル系掘削機およびブルドーザ、トラクタショベルなどが使用されるが、これらの機種は現場条件によって、その適応性が異なる。したがって、現場状況に適した機種を選定・組合せて各機種の特徴を十分に発揮させ、効率的な現場の運営につとめることが大切である。

ショベル系掘削機は主として土運搬にダンプトラックが用いられる場合に、掘削・積込みを兼用する組合せ機種として用いられている。なお、こうしたショベル系掘削機の場合には集土および仕上げ用の補助掘削機としてブルドーザを併用すると効率的となる場合が多い。

また、河川土工では小出水などの流水によって施工性に影響が出ることもあるので、その意味では掘削機械が高い位置にいる方が一般的に有利ともいえ、機械の選定・組合せに際してはこれらの点への配慮も大切である。

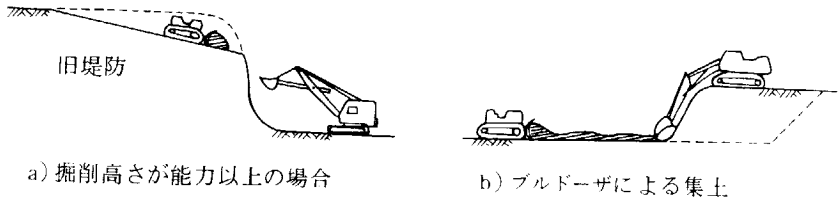


図4.3.2 補助掘削機との組合せ例

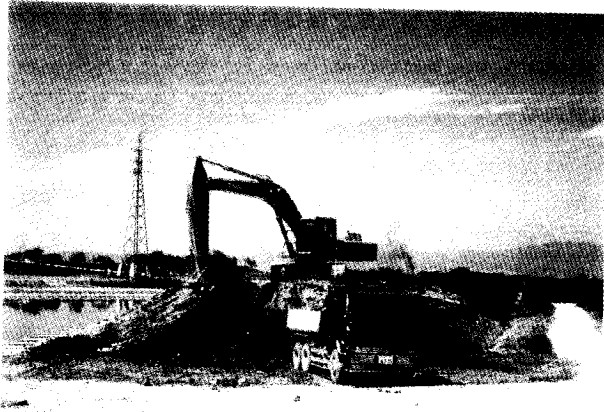


写真4.3.3 掘削状況（中部地方建設局）

(b) 人力掘削

人力掘削は計画定規による機械掘削の仕上げ面附近とか、構造物に近い部分などで機械施工が不可能な箇所および機械搬入が困難な個所での掘削を対象とした小規模な工事の場合に用いられる。仕上げ面の掘削では、機械掘削で残された仕上げ面上約5～10cmの部分の掘削であるが、一般的には機械掘削と平行して補助的に土工夫を配置して、順次人力で仕上げ、機械で搬出する方法が有効である。

人力掘削は地表面より下方に人間が配置されて掘り下げて行くので、特に保安上での留意が必要となってくる。労働安全衛生規則（労働省令）においても人力掘削に対する掘削面の勾配の基準を掘削の深さに

よって定めており、これら諸基準には十分に留意しておくことが大切である。

(2) 掘削施工上の留意点

- (a) 掘削は計画定規にしたがって原地盤を攪乱することなく正しく施工されなければならない。すなわち仕上げ面は流水に対して計画上の機能をもつものであるので、深く掘り過ぎたり、凹凸に仕上げると正常な流水を乱すことにもなる。したがって、仕上げ面附近では細心の注意を必要とする。仕上げ面の凹凸の許容範囲は一般に±10cm程度とされており、施工に際しては掘削高を示す丁張りの間隔をできるだけ狭く設置するなどの配慮が必要である。

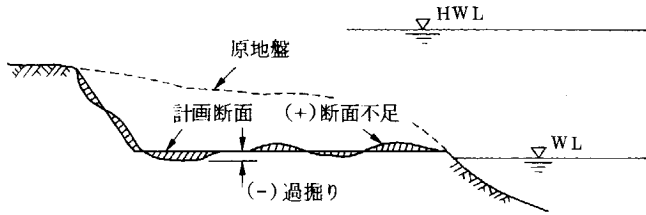


図4.3.3 断面の過不足の例

- (b) 河道、特に低水路部の掘削では、工事中に流水の流向を著しく乱さない工法により施工しなければならない。

- ① 一連区間の掘削は原則として下流から上流へ向かって掘削する。上流から掘削すると図4.3.4に示すように、流水が掘削面に当たって流向を変え、乱流を起こして部分的に深掘れが生じたり、水衝部となった部分の河岸や堤防に洗掘等の影響を及ぼすばかりでなく、掘削箇所の土砂をも洗掘させることになる。
- ② 横断方向に掘削幅が広い場合は、図4.3.5に示すように、流向にほぼ平行に数ブロックに分け、外側から上流に向かい掘削することが望ましい。

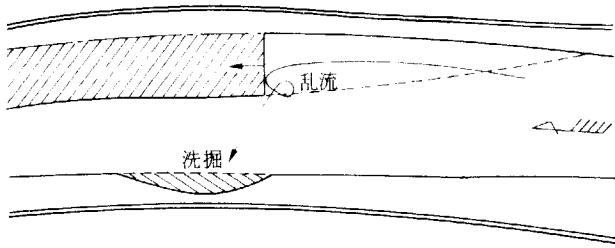


図4.3.4 誤った掘削順序の例

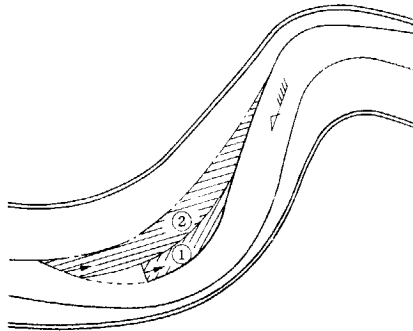


図4.3.5 正しい掘削順序の例

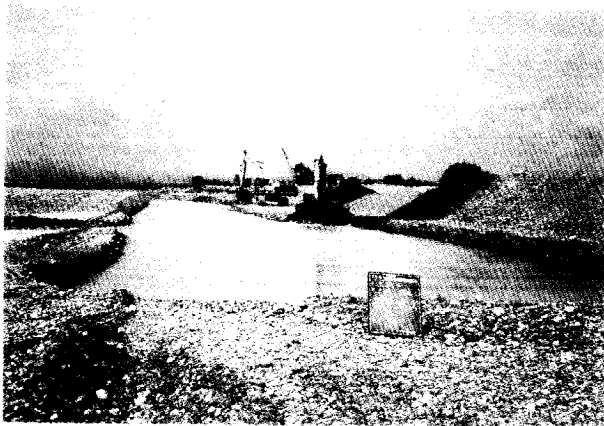


写真4.3.4 低水路の掘削状況 (中部地方建設局)

- (c) 掘削土の利用目的によって、掘削方法を十分検討しなければならない。築堤工事に利用する場合には特に含水比に注意して、運搬して直接盛土することができ、所定の締固めが確保されるようにしなければならない。したがって、高水敷や低水路の掘削にあつては、地下水位や河川水位を低下させるための瀬替えや仮締切り、排水溝を設けての釜場での排水、あるいは掘削土の一時仮置きなどにより含水比の低下を図り、含水状態をできるだけ最適な状態に近づけておくことが望ましい。また、粘性土にあつては地下水位の低下が困難なため、地表面からの乾燥を期待して比較的薄い層に分け掘削する方法なども検討する必要がある。
- (d) 掘削断面が河川水位より低い位置まで及んでいたり、地下水位が高い場合には、数層に区分して掘削するか、1～2層で掘削するかを選定に際しては土質、掘削土の利用目的、水位条件、運搬路等の仮設、工期などを総合的に検討した上で決定しなければならない。
- (e) 掘削機械は、出水時に迅速に安全な場所に退避できるように配慮しなければならない。掘削機械は一般に走行速度が遅いため、特に中小河川等では降雨後短時間で水位が急上昇するので、安全に退避できる時間内での退避場所をあらかじめ設けておく必要がある。
- (f) 旧堤防の除去においては、洪水時の流水の流向を乱さないよう下流から上流に向かい、また川裏から川表に向かって行うことが望ましい。
- (2) 転石および玉石混り土の掘削

転石および玉石の存在する箇所は、一般には河川の上流部で河床の勾配も急である。そのために流水の流速は大であるが、一般に水深が浅く簡易な瀬替え等によって施工箇所の水深を容易に下げることができる。したがって、ショベル、ブルドーザ、リッパなどが掘削面に直接配備できるので、一般的な施工法で作業ができる場合が多い。しかし、いずれにしても機械の損耗の度合は普通土の場合に比して著しく大きく、土工で最も取扱い難い土であることから、状況に応じた処理方法を考えねばならない。特に転石の場合には小発破によって小割りして掘削すると効率がよいが、岩を掘削するよりもかえって施工が困難となることがあり、作業効率も低下する。

(3) 岩石の掘削

(a) 掘削の方法

掘削にあたっては、現場の地形、掘削高さ、掘削量、地層の状態（岩の有無など）、掘削土の運搬方法などから、最も適した工法を見出し、使用機械を選定する。基本的な掘削方法としては図4.3.6に示すようにベンチカット工法（階段式掘削）とダウンヒルカット工法（傾斜面掘削）がある。ベンチカット工法は階段式に掘削を行う工法で、ショベル系掘削機やトラクタショベルによって掘削積込みが行われ、地山が硬いときは発破を使用し掘削する。

ダウンヒルカット工法はブルドーザ、スクレープドーザ、スクレーパなどを用いて傾斜面の下り勾配を利用して掘削し、運搬する工法である。この工法においては施工中に降雨によって洗掘を起し、大量の土砂が低地に流入する危険性があるので、降雨期には注意が必要である。

また、切土のり面の崩壊や落石は、そのり面がもともと持っている性質（地形、地質、湧水など）を素因とし、切り取り、凍結融解、降雨、風化などが誘因となって発生する。斜面の崩壊を予測することは技術的にかなり困難であるが、現在施工中の切土のり面およびその周辺の斜面の崩壊は、注意深く観察していれば事前に察知することができる場合もある。切土工事のように自然斜面に手を加えることは、本来が斜面の安定性を低下させるのであるから、施工中においては常に地盤の挙動を監視する体制が必要であり、地山周辺のわずかな変化をも見逃さず、崩壊の可能性についてもチェックすることが災害防止上絶対に必要な要件となる。

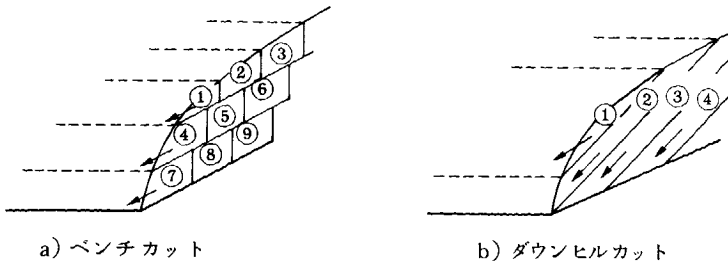


図4.3.6 掘削方法

(b) 発破による掘削

爆破を実施するには、岩質、地形等によって工法が異なるが、特に附近の人家、公共施設等に対しての保安を優先的に考えなければならない。

岩石の爆破作業は、一般的には圧縮空気あるいはガソリン等を動力とした削岩機によって穿孔し、爆薬を装填して爆破する。

発破の方法には岩石の掘削量が多く、掘削高さも大きい個所におけるベンチカット発破、ベンチカットの段取りや点在する岩石の掘削の際に行われる盤下げ発破などの中小規模の発破、転石などの小割り発破など、工事規模や地形に見合った種々の方法がある。

(c) リップによる掘削

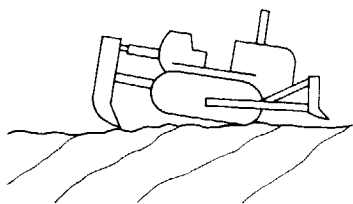
軟岩、風化岩などの場合で爆破効率の悪いとき、および人家などが近接していて爆破が不適な場所においては機械による掘削が行われる。

発破によらない岩の掘削方法としては、リップ工法が最も能率がよく、大型ブルドーザの普及により岩種に対する施工の適用範囲が拡大された。リップの砕岩・掘削性能は重量の重い大型ブルドーザほどくい込み力が大きく、作業能力が大きい。

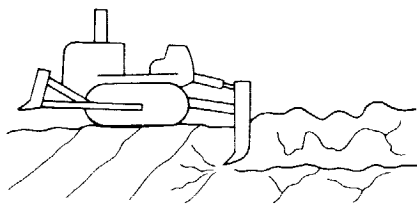
リップ作業可能な領域は地山の弾性波速度がひとつの目安とされている。

リップ作業は積込み機械の作業性を上げるためにブルドーザ後部に付けられた特殊鋼製の爪を地盤にくだませ、ブルドーザを前進させることにより、掘削地盤を必要な程度まで破碎する作業であり、地形的には下り勾配を利用して行うのがよい。岩盤の亀裂に対するリップ作業の効果的な方向を図4.3.7に示す。一般に亀裂に対して逆か目あるいは直角方向が破碎効果は大きい。

また、ポイントなどの摩耗は岩種によって大きく異なり、同じ岩種でも作業速度により異なってくる。このため計画および施工中ではこれらの摩耗状況と作業性をよく検討し、必要に応じては他の工法との比較検討を行っておくことが大切である。



不良：流れ目（ながれめ）



良：逆か目（さかめ）

図4.3.7 岩盤の亀裂に対するリッパ作業の方向



写真4.3.5 リッパによる掘削状況（中国地方建設局）

d その他の掘削

1. ブレーカによる掘削

発破が使用できない場所での比較的少量の岩掘削や転石の破碎などに用いる工法のひとつであるが、能率は低く、硬い岩の掘削には適さない。ブレーカの動力源には圧縮空気によるものと油圧によるものがあるが、油圧ショベルなどで本体の油圧を利用しブレーカをアタッチメントとしているものは、機動性に優れており広く使用されている。

② 特殊な工法

硬岩または亀裂のない岩の破碎方法として、さく孔後くさびを圧入して岩を割る方法とか、大型打撃破碎機械あるいは化学膨張材による圧裂破碎法などが開発されており、条件によっては効果がある。

3) 運 搬

掘削機械には運搬の機能も兼ね備えた機種も多く、現地条件によってはこうした汎用機械の選定も重要であり、運搬機種の選定に際しては種々の現場条件を勘案して現地に適した機械を選定する必要がある。代表的な運搬機械として、ブルドーザおよびダンプトラックについて以下に述べる。

(1) ブルドーザによる運搬作業

ブルドーザは一般的な建設機械であって、60～70m以下の短距離運搬においては掘削運搬の能率を上げることができる。このため、大量掘削から伐開除根、工事用道路の造成などの小規模工事に至る掘削・押土まで幅広く使用されている。

掘削作業は地山掘削の場合、初めから土工板（ブレード）で目一杯に土を削らず、掘削終り間際で最大となるようにし、作業中の前後進速度はできるだけ早くした方が能率がよい。

ブルドーザは現地の条件が許せば、下り勾配で掘削押土を行うと、けん引力、土工板容量とも増大し能率が上がる。通常作業範囲は画一的でなく変化が多いので、特に傾斜地では安全を考慮して作業を行わなければならない。傾斜地における作業中のブルドーザの種々の姿勢に対して安全と考えられる勾配の限界は次のとおりである。

普通ブルドーザ 3 割（約20°）～2.5割（約25°）

湿地ブルドーザ 2.5割（約25°）～1.8割（約30°）

また、トラフィカビリティが問題となるような高含水の粘質土または粘土の施工には接地圧の小さい湿地用ブルドーザが適する。

ブルドーザが走行し得るトラフィカビリティは土質によって異なるが、21ton級ブルドーザではコーン指数が約7 kgf/cm²以上である。湿地用ブルドーザは約3 kgf/cm²まで走行が可能である。

(2) ダンプトラックによる運搬作業

運搬距離が長いほど他の工法に比して経済的であるが、比較的短い距離の場合でも使用されるケースも多い。運搬路が悪いと速度の低下は勿論のこと、積載量を制限せざるを得ない場合もあって能率に大きな影響を与える。このため、工事用道路の維持が特に重要である。また積込み、運搬、待ち時間を最小にするよう積込み機械との組合せが大切である。

ダンプトラックが公道上を土運搬する場合には、法規による制限荷重速度を遵守するほか、道路の上に土を落さないためにシートなどでおおいをかけて走行しなければならない。

特に公道上の通過においては、ダンプトラックでの過積み防止のため、大規模な土運搬では大秤所を設けチェックすることが望ましい。大秤所を設けない場合は、どの程度積んだら何トンになるかを近くの大秤所で計測し、掘削機械およびダンプトラックの運転手を立ち合わせ、目測による適正積載量について指導徹底することが大切である。

また、工事用道路においても附近の人家等に甚しい迷惑のかからぬように騒音、振動に留意するとともに、散水車による防塵とか、防塵剤の散布、場合によっては路面をアスファルト等で舗装する等適切な処理が必要と becoming.



写真4.3.6 ダンプトラックによる運搬作業（中国地方建設局）

4.3.4 盛 土

1) 概 説

河川堤防の盛土材料には、一般に河道を掘削した土を利用するケースが多く、材料的に多種多様のものが用いられてきた。これは築堤に際し多量の土を必要とし、このため経済的な理由から材料選択の余地が少なく、現場に近接した場所での河道掘削土の利用などが経済的に有利となるためである。一方、堤防の断面形は過去の災害実績などをもとにして、それぞれ河川で一応の土質条件を配慮した上で計画されている。

河道掘削土を利用する場合には、必ずしも築堤土に最適な土質および含水比状態のものが得られない場合も多い。このため、掘削、運搬、盛土の工程の中で調整し、極力最適な状態で盛土することが大切で、堤体材料の優劣が完成後の堤体の安定性や施工性の難易度などに大きな影響を与えることを念頭に置いておくことが必要である。このようなこともあって、近年では盛土材料に購入土を利用する割合も多くなってきている。

堤防の盛土は道路等の路体と異なり、耐荷性への要求度は少なく、むしろ耐水性に重点が置かれる。このため堤体には有害な空隙が残らないようにし、均一な盛土とすることが重要である。また、一連の堤防のうち一部分の欠陥が原因で洪水の際に破堤でもすれば、長い一連の築堤の機能がすべて失われるので、必要以上に締固められた堤防が一部にあっても意味はなく、延長的にも、断面的にも均一な強度で施工されることが重要なことである。

2) 基礎地盤処理

盛土に先だって実施される基礎地盤の処理の主な目的は次のような点である。

- ① 盛土と基礎地盤のなじみを良くする。
- ② 初期の盛土作業を円滑化する。
- ③ 地盤の安定を図り支持力を増加させる。
- ④ 草木などの有害物の腐植による沈下などを防ぐ。

基礎地盤の状態は場所によって種々さまざまであり、現地の踏査と土質調査資料をもとにして、適切な基礎地盤処理を行うことが大切である。調査の結果、基礎地盤に軟弱地盤としての対策が必要な場合には軟弱地盤対策に準

じて処理するものとし、普通地盤の場合には次のような処理を行うことが必要である。

(1) 基礎地盤の伐開除根および表土処理

盛土の基礎地盤に草木や切株を残したまま盛土をすると、盛土後にこれらが腐食することによって盛土にゆるみや有害な沈下を生じ、築造後の堤防の安定に影響を及ぼす恐れがある。これを防ぐため、基礎地盤面下約1 m以内に存在する切株、竹根およびその他の障害物（雑石、コンクリート塊など）を入念に除去し、盛土と地盤の密着を十分に図らねばならない。

また、基礎地盤の表層が腐植土などの場合には盛土に悪影響を及ぼす場合もあり、必要に応じては盛土材料で置換えるなどの配慮が必要である。

(2) 基礎地盤の排水処理

基礎地盤に水溜りおよび湧水などが存在する場合に、これらを残したまま盛土をすると、盛土の締固めが十分にできなかつたり、これが盛土内に浸透し、築造後の堤体安定に支障をきたす要因ともなりかねないので、その処理は入念に行う必要がある。

水溜りなどの表面水の処理には、図4.3.8 に示すように、排水溝を設けて堤敷外へ排水を行うなどの配慮も必要である。また、湧水があるときには盛土後も有効な排水ができるように排水管などを用いて堤内地側へ導き、盛土内に浸水などの悪影響が及ばないようにすることが必要である。基礎地盤が透水性地盤の場合には抜本的な対策も考慮する必要がある。

なお、表層部が乾燥している土質の場合には堤体盛土に先だって散水などを行い、地盤と堤体盛土の密着を図ることが大切である。

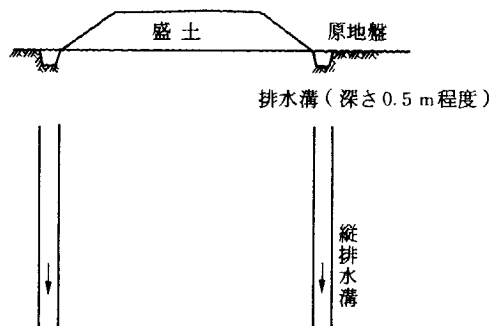


図4.3.8 素掘り排水溝

(3) 基礎地盤の不陸処理

盛土には均質で一様な品質のものが要求されるが、基礎地盤に極端な凹凸や段差がある場合、凹部や段差付近の締固めが不充分となり、均一でない盛土ができることになるばかりではなく、円滑な盛土作業にも支障をきたすことになる。したがって、このような段差などは盛土に先がけてできるだけ平坦にかきならし、均一な盛土の仕上がりができるようにすることが必要である。

3) 盛土と締固め

河川堤防は耐水性を主眼に置いて施工される。このため堤体盛土の品質が均質になるような施工法を選択することが大切である。

(1) 敷ならし

運搬機械で搬入された盛土材料は、締固めのために所定の厚さに敷ならされる。敷ならしは盛土を均一に締固めるために最も重要な作業であり、薄層でていねいに敷ならしを行えば均一でよく締った盛土を築造することができる。

この敷ならし作業は、ややもすれば盛土の施工にとってあまり重要な作業ではないようにみられるが、実際には盛土の品質に最も影響を与える作業である。

すなわち、定められた厚さで均等に敷ならしされてできあがった盛土は、

均質でより安定した盛土になるが、逆に敷ならし厚さが厚過ぎる盛土は、締固めが不十分になるので、将来盛土自体の圧縮沈下などが起きやすく、また不同沈下の原因ともなる。したがって、盛土の施工で最も留意しなければならない点は、敷ならし作業であると理解しておくことが大切である。

ブルドーザ作業では掘削、運搬、敷ならしが連続して行われるため層厚の確認が困難な場合もあるが、高まきとならないように注意しなければならない。一般に河川堤防では1層あたりの締固め後の仕上り厚さを30cm以下となるように敷ならしをおこなっている。この場合の敷ならし厚さは通常35～45cmであるが、高まきになりがちなので注意を要する。

高含水比粘性土を盛土材料として使用するとき、運搬機械によるわだち掘れができやすく、こね返しによって著しい強度低下をきたすので、これを防止するために別途の運搬路を設けたり、運搬路付近よりの盛土箇所までの二次運搬を行うことがある。

この二次運搬は材料の敷ならしを兼ねて行われるもので、運搬路わきの荷おろし箇所から盛土する箇所までを敷ならし機械で押土するので、普通の敷ならしより押土距離が長くなり、一般には接地圧の小さいブルドーザを使用する。

(2) 締固め作業および締固め機械³⁰⁾

締固め作業にあたっては土質および現場条件に応じた適切な締固め機械を選定し、できるだけ試験施工などによりその効果（敷ならし厚さ、締固め回数、施工含水比など）を把握した上で所定の品質の堤体が確保できるように施工することが大切である。施工に際しては次の点に留意しなければならない。

- ① 盛土全体を均等に締固める。盛土端部や隅部などは締固めが不十分になりがちなので注意する。
- ② 盛土施工中は横断勾配に配慮して排水に注意する。降雨が予測される場合は、盛土表面を平滑にして、雨水の滞水や浸透などが生じないようにする。

締固め機械は盛土材料の土質、工種、工事規模などの施工条件と締固め機械の特性を考慮して選定するが、特に土質条件が選定上の重要なポイント

トである。すなわち、盛土材料としては、破碎された岩から高含水比の粘性土に至るまで多種にわたり、また同じ土質であっても含水比の状態などで締固めに対する適応性が著しく異なることが多い。一方、締固め機械も機種によって締固め機能が多様で、同一の機種の場合でも規格、性能（大きさ、重量、線圧、タイヤ圧、振動数、起振力、衝撃力、走行性など）によって締固め効果が異なっている。このような点を十分理解して機械を選定し、効果的な締固め作業を行うことが大切である。

河川堤防の土工では、材料の入手法などから対象とする土質が多種多様で高含水比のものも多く、また敷ならし、締固めが同一の機械で施工できるなどの理由から、従来ブルドーザを用いることが多かった。しかし、近年では盛土材料に購入土を利用するケースも増えてきており、堤防の安定性をより高める観点から、対象とする土質に応じた他の締固め機種を使用するケースも増えてきている。参表4.15は一般的な締固め機械の選定に対する一応の目安を示したもので、主要な締固め機械の作業特性の概略を示すと次のとおりである。

-
- 30) 本マニュアルでは締固め機械から湿地ブルドーザーを除外しているが、一定の処理をしてもトラフィカビリティーの確保が困難な材料もあり、湿地ブルドーザーによる敷ならし、転圧も行われているのが実態である。こうした現状のもとでは、堤防断面を拡大するなど対処し、試験施工や十分な施工管理を行うことを前提に湿地ブルドーザーの適用を例外的に認めても良いが、発注者と受注者の十分な協議のもとに技術的な判断を行うべきである。

参表4.15 土質と締固め機械の一般的な適応

土質区分	締固め機械					備考
	普通 ブルド ーザ	タイ ヤロ ーラ	振 動 ロ ー ラ	振 動 コン パ ク タ	タ ン パ	
砂 礫混り砂	○	○	○	○	○	単粒度の砂，細粒分の欠けた切込み砂利，砂丘の砂など
砂，砂質土 礫混り砂質土	◎	◎	○	○	○	細粒分を適度に含んだ粒度配合の良い締固め容易な土，マサ，山砂利など
粘性土 礫混り粘性土	○	○	○	×	○	細粒分は多いが鋭敏性の低い土，低含水比の関東ローム，くつき易い土丹など
高含水比の砂質土 高含水比の粘性土	○	×	×	×	×	含水比調節が困難でトラフィカビリティが容易に得られない土，シルト質の土など

◎：有効なもの

○：使用できるもの

○：施工現場の規模の関係で、他の機械が使用できない場所などで使用するもの

×：不適当なもの

① ブルドーザによる締固め

河川土工ではブルドーザを締固め機械として用いる場合が多いが、ブルドーザを締固め機械として用いる場合には盛土の品質が粗にならないように十分に注意して施工しなければならない。また、盛土材料によっては敷ならし厚さを少なくして締固め効果の向上を図るなどの配慮が必要である。

堤防の締固めは堤防法線に平行に行うことが望ましく、締固めに際しては締固め幅が重複して施工されるように常に留意する必要がある。



写真4.3.7 ブルドーザによる締固の状況（九州地方建設局）

2. タイヤローラによる締固め

空気入りタイヤの特性を利用して締固めを行うもので、タイヤの接地圧は載荷重および空気圧により変化させることができる。タイヤ圧は締固め機能に直接関係するもので、一般に砕石などの締固めには接地圧を高くして使用し、粘性土などの場合には接地圧を低くして使用している。

タイヤローラの使用にあたっては、どのような状態（荷重およびタイヤ圧）で締固めるかを心得ていなければ、締固め効果に大きな差異が生ずることがあるので留意しなければならない。

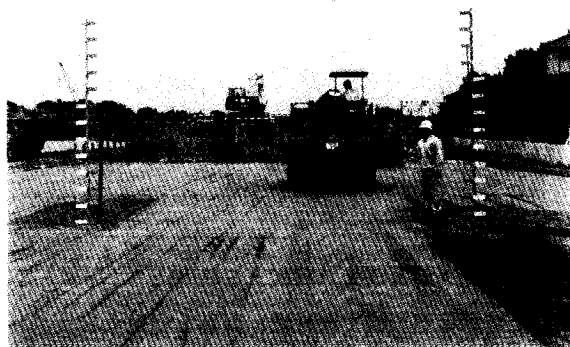


写真4.3.8 タイヤローラによる締固の状況（北陸地方建設局）

③ 振動ローラによる締固め

ローラに起振機を組合わせ、振動によって上の粒子を密な配列に移行させ、小さな重量で大きな締固め効果を得ようとするものである。振動ローラは一般に粘性に乏しい砂礫や砂質土の締固めに効果があるとされているが、使用にあたってはローラの重量、振動数などを適切に選ぶ必要がある。

振動ローラは従来から小型のものが多く用いられているが、最近では大型のものも使用される傾向になってきている。特に大型の振動ローラは深さ方向への締固め効果がほかの機種にくらべて良好なので、数ならし厚さを大きくすることができる。

なお、振動ローラは岩塊や岩片が混入した土、粒子が揃っている砂などでは、ローラがスリップすることにより走行不能に陥りやすいので留意する必要がある。

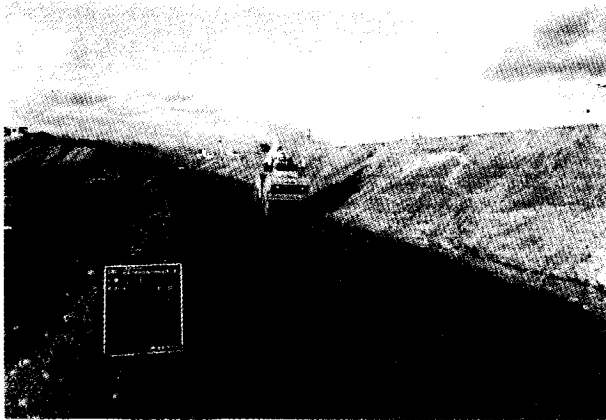


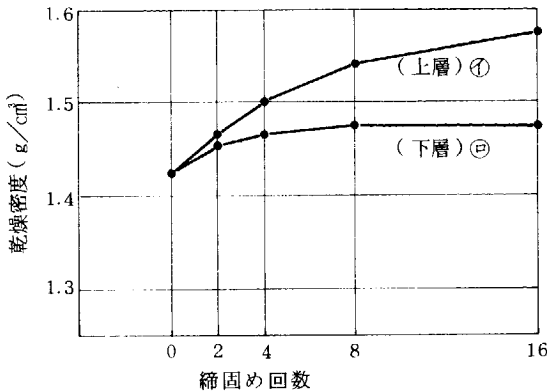
写真4.3.9 振動ローラ (2.5~2.8tf) による締固めの状況
(中部地方建設局)

④ 振動コンパクタおよびタンパによる締固め

平板の上に直接起振機を取付け、振動を利用するなどして締固めを行う振動コンパクタやタンパは、軽量の機械であるために他の機械では施

工が困難な個所、たとえば構造物の周辺、盛土ののり肩やのり面および小規模の締固めなどに使用される。

なお、図4.3.9はタイヤローラによる締固め実験結果の一例を示したものである。図中の曲線は1層の締固め厚さの中で得られたもので、①は締固められた層の上層の密度であり、曲線②は下層の密度を示している。この図をみると下層の密度は上層の密度にくらべて小さく、下層ほど締固まりにくいことを示しており、1層の数ならし厚さはある限度以下にする必要のあることがわかる。



注1) 建設機械化研究所資料より抜粋

注2) 締固め機械はタイヤローラで、土のまき出し厚さは67cmである。

注3) 上層とは表面から深さ20cmまでの位置、下層は深さ45cm程度のものをいう。

図4.3.9 締固め回数と密度の変化

4) 盛土材料管理

盛土に用いる土としては、敷ならし、締固めの施工が容易で、締固めたあとの強さが大きく、圧縮性が少なく、河川水や雨水などの浸食に対して強いとともに、吸水による膨潤性の低いことが望ましい。これらを考慮した堤体材料の選定法についてはすでに述べたとおりであるが、堤体の盛土においては、高含水比の粘性土などでも必要に応じた処置を施すことによって、構造的な安定性を満足させる材料となり得ることが多く、特に不良なものを除い

てしまえば、ほとんどの場合に盛土材料として不相当とみなす必要性は薄らいできている。

堤体材料として評価の低い材料およびトラフィカビリティが確保できない土などに対しては、一般に次のような対策がとられている。

- ① 性質の異なる土質の混合
 - ② 乾燥などによる含水比の低下
 - ③ 添加材による土質の安定処理
- (1) 性質の異なる土質との混合による粒度の調整

この方法は粒度分布の悪い土に、その土の欠けている粒径を補うものである。河川堤防での主な目的としては透水性の大きい砂質系の土に対して細粒土を混合して透水性を下げたり、粘性土系の土に粗粒土を混合して乾燥によるクラックの発生を防止するなどで実施される場合が多い。

粒度の調整法としては種々の方法が提案されているが、その一例として粒度曲線を利用した図解法を紹介する。この方法はRuthfuchsの提案によるもので、図4.3.10に示すように、次の手順で検討する。

- ① 求めようとする粒度の粒径加積曲線を通過百分率で表わし、粒子の大きさの分布を直線で表わされるように図示する。
- ② 同一尺度を用いて、混合する原材料の粒径加積曲線を記入し、この曲線をほぼ近似する直線になおす (PG, BD, CO)。
- ③ これらの直線と反対端を結び (BG, CD)、求めようとする粒径加積曲線 (直線) との交点を求めると (L, M)、その百分率が配合割合を示すことになる。

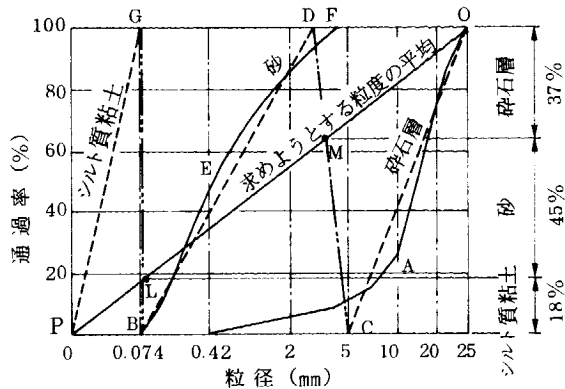


図4.3.10 粒度調整の図解例

以上の方法で設定された性質の異なる土を混合して、目的に合致する粒度曲線を得ようとする場合には、両者の土をできるだけ均質に混合することが重要であり、一方の性質の土が一部に集中しないように注意しなければならない。混合の方法としては一般に、バックホウ、スタビライザなどが用いられ、混合方法は土質安定処理と同様の方法がとられる。粘性土はバックホウでは粉碎が困難な場合があり、できるだけスタビライザのような粉碎・混合効果の高い施工機械を用いるのが望ましい。

なお、トラフィカビリティーの改良や強度不足の改良を目的として土質安定処理工法が採用されることがある。これは添加剤に石灰やセメントなどを用い、バックホウやスタビライザ等の混合機械で攪拌する方法であるが、こうした土質安定処理工法を堤体土工として用いる場合にはその効果および経済性などを十分に検討した上で用いることが望ましい。

(2) 乾燥などによる含水比の調整

含水量の調整は、堤体材料の含水比が締固め規定で設定された施工含水比の範囲に入るように調節するもので、曝気乾燥、トレンチ掘削による含水比の低下、散水などの方法がとられる。

(a) 曝 気

曝気は気乾して含水比の低下を図ることで、締固めに先立って敷なら

し、放置したり、かき起こしたりして乾燥させる。曝気のためには広い作業面積を要し、作業速度が低下するなど不利な条件が多く、また、我が国のような多湿な気象条件下では一般的には効果が少ないが、夏場にはある程度の効果が認められている。土工計画の段階でこのような含水比の高い材料を選定したとき、曝気による含水比の低下を図ることも必要であるが、次に述べるようにトレンチ掘削などにより地山の自然含水比の低下を図ることが、作業能率の面においてもより有利である。

(b) トレンチ掘削

切土または土取場の掘削に先がけて切土作業面より下にトレンチ(溝)を掘削し、地下水位を下げることにより材料の含水比の低下を図るもので、比較的効果が認められており、一般的に用いられている。

(c) 散水

材料に散水して含水比を高めるもので、敷ならした後、締固めにあたって散水を行う。散水量は材料の自然含水比と締固める際の必要とする含水比の差によって容易に求められる。

我が国のように含水比の高い状態の多い土質条件では、散水を必要とする場合は少ないが、乾燥した砂や乾燥した粘土の場合には、締固め度を高め、あるいは以後の吸水による膨潤を防ぐためには、その締固め環境における最適含水比にしておくことが重要なため実施されることがある。

なお、河川土工では盛土材料として掘削土を利用する 경우가多く、こうしたとき、曝気乾燥による方法が一般に採用されている。しかし、曝気では急速な含水比の低下は望めず、降雨を受けると逆効果となるので、この方法を採用するにあたっては対象土質、工程計画を十分に検討しておくことが重要である。

5) のり面および覆土工

締固めにおいては、盛土ののり面およびのり肩部は一般に締固めが不足するが、盛土のり面は十分締固め、かつ設計断面を満足するように仕上げなければならない。のり面表層部が盛土全体の締固めにくらべて不十分であると、豪雨などでり面崩壊を招くことが多い。この種の崩壊を防ぐため、のり面

は可能なかぎり機械を使用して十分締固めなければならない。

のり面部の締固め方法には次のようなものがある。

- ① 図4.3.11に示すように、小型の振動ローラを盛土天端部より巻上げながら締固める。
- ② 図4.3.12に示すように、ブルドーザによりのり面を丹念に走らせて締固める。この方法ではのり尻部にブルドーザの移動に必要な平地があることが望ましく、また高含水比粘性土などでは湿地ブルドーザで締固める。
- ③ 図4.3.13に示すように、盛土幅よりも広く余盛りを行い、締固めの不十分な盛土端部をバックホウなどで掘削しのり面を整形する。
- ④ 図4.3.14に示すように、盛土本体を造成した後に土を補足しながらランマなどの小型機械で締固める。この方法は小規模なのり面、土羽土の締固めなどに従来から多く用いられている。なお、この場合盛土本体部に比べて締固め度が不足しがちであり、施工は特に入念に行う必要がある。

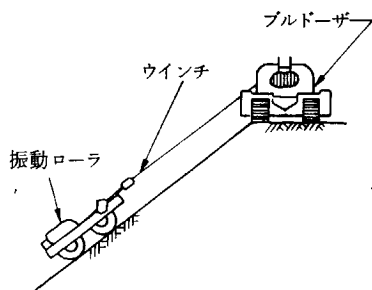


図4.3.11 振動ローラによる締固め

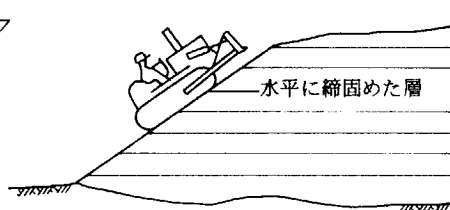


図4.3.12 ブルドーザによる締固め
(のり勾配の緩いとき)

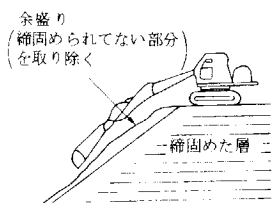


図4.3.13 油圧式ショベルによる整形

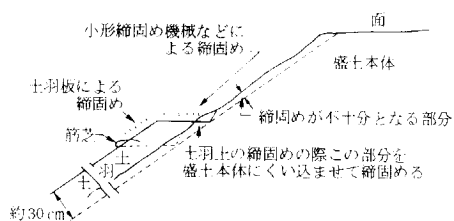


図4.3.14 人力による締固め

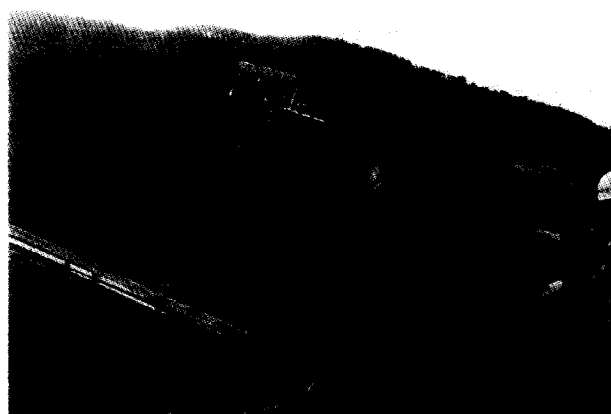


写真4.3.10 ブルドーザによるのり面の締固め状況 (中国地方建設局)

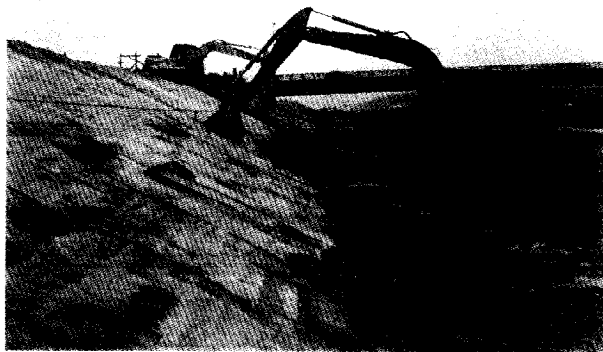


写真4.3.11 土羽バケットによるのり面の機械整形（中国地方建設局）

施工中において注意しなければならない事項に、降雨による施工中ののり面浸食がある。特に、のり面の一部に水が集中して流下すると、のり面浸食の主原因にもなり、完成のり面の不備を形成することにもなりかねない。このため、施工途上といえども適当な間隔で仮排水溝を設けて降雨を流下させることが大切である。一般に多く採用されている工法としては図4.3.15に示すようなものであるが、これは降水の集中を防ぐために堤体横断方向に3～5%程度の勾配を設けながら施工する方法である。

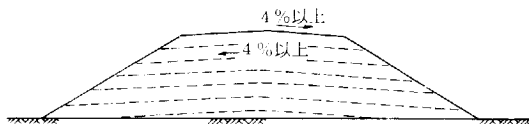


図4.3.15 盛土施工中におけるのり面の保護

6) 悪天候時の土工

土工は水との戦いであり、気象条件は土工の品質や施工性に大きな影響を与える。特に、我が国のように降水日が多い国では土工の重要な要素である。したがって、施工計画にあたっては事前の気象調査が大切であり、これをも

とに作業可能日数などを十分に検討しておくことが大切である。

一般に、盛土施工中に降雨、降雪が生じた場合には作業を中止するが、その目安は実績ではおよそ次のように判断される。

- (a) 降雨：一般には日降雨量が5mm程度を施工中止の目安としており、10mmではほとんどの場合に作業が中止されている。なお、作業開始までの待ち時間は盛土の土質によっても異なり、粘性土になるほど待ち時間は長い。現場では1～2日を目安として、盛土の乾燥状態により作業の開始時期を判断することが一般に行われているが、粘性土では施工機械の走行により盛土のこね返しが生じないように十分注意しなければならない。
- (b) 降雪：降雪に対しては周辺の状態から積雪状態になったか否かで、盛土作業を中止している例が多い。なお、降雪後の待ち時間をできるだけ短縮するための処置として、一般に盛土部へのシート掛けが多く行われている。
- (c) 凍結：凍結が生じた場合の処置として、一般には天日による乾燥によったり、凍結部を排除して盛土工事をおこなっている例が多い。また、凍結の予防策として盛土部へのシート掛けをおこなっている例もある。

降雨・降雪後の盛土作業の開始の判断にあたっては、盛土部分の含水比の状態を確認した上で行うことが望ましく、施工時の施工機械の走行により盛土部をいためることがないように配慮する必要がある。このような配慮は粘性土を対象にするほど重要性が増し、もし盛土部にこね返し状態が見られた場合には、その部分を良質土で置き換えたり、土質安定処理をするなどが必要である。

また、土取場においては排水溝などを設けることにより排水を十分に行うことが大切で、土取りにあたっては含水量の確認を行い、土の含水比が施工含水比を満足することを確認した上で、作業を開始するなどの配慮が必要である。



写真4.3.12 護岸工事における降雪，防寒対策（東北地方建設局）

4.3.5 堤防拡築の施工

1) 概 説

既設の堤防は過去の被災などをもとに、その時代の背景を映して断面の増大を図ってきた構造物であり、一つの断面をとってみても土質、締固めの程度が異なっている場合が多く、不均質な状態にあるのが一般的である。堤防の拡築工事はこのような既設堤防に腹付けおよび嵩上げして、さらに堤防断面の増大を行うものであり、特に嵩上げをともなう拡築は、河川外力の負荷が大きくなることを前提としている。このため拡築部は堤防の補強といった観点が強く、その施工性は拡築した堤防の安定性に大きく関与することになる。したがって、拡築部は締固め作業に必要な作業スペースを確保し、締固めた盛土の品質の向上を図って、堤体の安定性を向上させるなどの配慮が大切である。また、拡築材料の優劣が拡築後の堤体の安定度や施工性の難易度などに与える影響も大きく、近年では購入土を利用する割合も多くなってきている。

一連の堤防は一部分に欠陥があっても、それが原因で洪水の際に破堤でもすれば、堤防の機能はすべて失われることになる。したがって、必要以上に強固な堤防が一部にあっても意味がないので、縦断的にも、横断的にも均整のとれた形で施工されることが重要である。

なお、拡築に際しての余盛量は、既設の堤防によって沈下が生じているので新堤の場合と同様の値とする必要はなく、むしろ既設堤防の沈下量等を考慮して決定すれば良い。また、拡築工事ということで盛土の安定性に対する配慮が欠けがちになるが、軟弱地盤上の堤防で堤防高が比較的大きい場合には、安定性に対しては常に留意し、必要に応じて盛土を数次に区分し、圧密による地盤の強度増加を図りながら盛り立てるなどの対策を講じることも必要である。

2) 既設堤部分の処理

堤防の拡築工事では、既設堤部と新しく盛土した部分の接着に十分に注意し、拡築後の堤防の完成時においてこの接着部が弱点とならないように配慮しなければならない。既設堤防に腹付けを行う場合には既設堤部をあらかじめ階段状に切土する段切りが必要である。一般には1段当りの段切高は転圧厚の倍数、最小高で50cm程度とし、また水平部分には2～5%で外向きの勾配を付すことが多い。

段切り部は掘削後長時間放置することは避け、盛土に先だって必要な分ずつ逐次施工することが大切である。また、既設堤部の乾燥が著しい場合は散水を行うなどの配慮も必要であり、盛土時には小段部を切返して盛立て施工するなどして、腹付け盛土とのなじみをよくするよう工夫することが大事である。

嵩上げ部の工事では既設堤防の天端部に盛土することになるが、既設堤防の天端部は車輛の通行により締りすぎていたり、車輛通行を目的として碎石などを敷設している個所も少くないので、こうした部分は盛土に先だって撤去したり、かき起こしたりして、新しい盛土とのなじみをよくするように配慮しなければならない。

なお、拡築部の基礎地盤に表面水や湧水がある場合には、排水溝や排水管を設けて堤敷外に排水する必要がある。特に堤内側に拡築を行う場合には、これを放置すると改築後の堤防を不安定化させる原因となるので、十分な配慮が必要である。

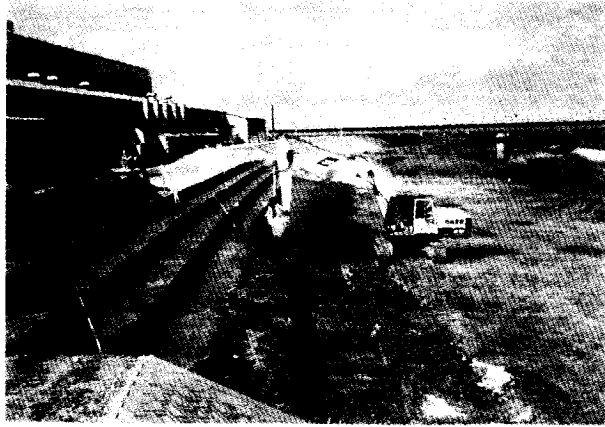


写真4.3.13 段切作業の状況（中国地方建設局）

3) 最小腹付け幅

堤防の拡築工事においては拡築部が堤防全体の安定度の向上に關与する割合が極めて高く、拡築部、特に腹付け部の盛土工事は入念に実施しなければならない。

近年の機械化施工では施工機械が十分かつ円滑に稼働できる作業スペースの確保が必要になる。十分なスペースを確保できない場合には、盛土の施工性が低下し、このため所定の締固め度が得られなかったり、施工が粗雑になりがちになるので、特に注意しなければならない。また、作業スペースの關係から小型の締固め機械しか用いられなくなると、これも所定の締固め度が確保できない原因となる。

前述のように、拡築部は完成後の堤防の安定度向上に寄与する割合が高く、堤体の安定性を論ずる上で極めて重要な位置を占めており、特に入念な施工が望まれる個所である。一方、多くの堤防では腹付け部を「既設堤防と計画断面の差」で定めており、このときの最小幅は0.5～1.5m程度が最も多くなっている。このような腹付け幅を施工幅として設定すると、おのずから使用する締固め機械が限定され、所定の締固め度の確保も困難になってくる可能性も生ずる。締固めは堤体材料の土質に大きく關係し、単に大型機械を用いて締固めれば良いというものではないが、拡築堤防では腹付け部の締固め

効果の向上と均質化を図ることが望ましく、このためには大型機械の作業スペースを確保する必要がある。この最小作業スペースは普通ブルドーザを考慮すると4 m程度が必要であり、すでに述べたように、ここではこの値を最小腹付け幅として設定した。したがって、「既設堤防と計画断面の差」が4 mに満たない場合には、図4.3.16に示すように既設堤の一部を掘削・再転圧することで最小幅を確保することが原則となる。

なお、掘削された既設堤材は盛土時に再転圧するものとし、できるだけ拡築材料と混合し、既設堤掘削部に盛土することが必要である。このようにすることで、掘削部が盛土材料の変化の緩衝部となり、既設堤部と拡築部のなじみをよりよくすることができる。

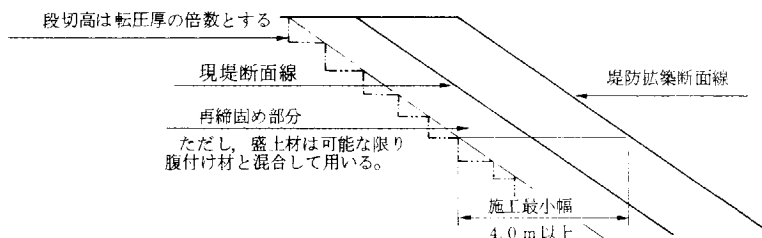


図4.3.16 最小腹付け幅説明図



写真4.3.14 拡築部の施工状況（近畿地方建設局）



写真4.3.15 拡築部の締固め状況—振動ローラー—（中国地方建設局）

4.3.6 構造物施工にともなう土工

樋門などの河川構造物と盛土の接続部分には不同沈下による段差が生じやすく、クラックが生じたり、漏水の原因ともなる。

段差の発生は軟弱な基礎地盤の盛土部分に多く見られる。盛土と構造物の接続部の沈下の原因としては、基礎地盤の沈下、盛土自体の圧縮沈下、構造物背面の盛土による構造物の変位などがあげられるが、他に施工法にも一因があると考えられる。すなわち、新堤築造時の河川堤防では一般に構造物と盛土が工程上並行して施工されるため、構造物の取付け盛土は構造物と堤体がほぼ完成した段階で施工されることが多く、そのため次のような問題があり、接続部の沈下の一因となっていることが考えられる。

- ① 取付け盛土部分が最後に施工されるため高まきになりがちなこと、施工場所が狭いことから締固めが不十分となりやすいこと。
- ② 取付け盛土部分は、立上がった樋門などの構造物の壁と盛土とに囲まれていることが多いので、排水が不良になりやすいこと。

これらのことから、盛土と構造物の接続部の施工は、一般に次の点に留意して行われている³¹⁾。

- (a) 取付け部の材料として、遮水効果がある程度期待でき、締固めが容易で、かつ水の浸入によっても強度の低下が少ないような安定した材料を選ぶこ

と

- (b) 狭い限られた範囲での施工による締固め不足にならぬよう、施工ヤードを可能な限り広くとるとともに、一般盛土部と同様にできるかぎり大型締固め機械を用いて入念な施工を行うこと
- (c) 構造物裏込め付近は、施工中、施工後において水が集まりやすく、これにとともなる沈下や崩壊も多い。したがって、土質の選定とともに、施工中の排水勾配の確保など十分な排水対策を講じること
- (d) コンクリート構造物と取付け盛土材との切合部は、盛土に先だってコンクリート面を湿潤な状態にするなどして、盛土材の含水比の変化を防止すること
- (e) 壁面付近は大型の締固め機械では十分な施工が困難であり、小型締固め機械を用いたり、敷ならし厚さを薄くして締固め効果の向上を図るなど、入念な施工を行うこと
- (f) 構造物の強度が十分に発揮しないうちに取付け盛土によって土圧を与えないように注意すること
- (g) 構造物の強度が発揮された後においても構造物に偏土圧を加えないように注意し、構造物の両側から均等に締固め作業を行うこと

なお、土工を適正に施工するには、付随するコンクリート工事との調整が極めて重要である。すなわち、コンクリート工事と土工工事との組合わせを上手に行い、適切な時期に床掘り、コンクリート打設などを行うことは、工事全体の能率向上および品質向上のために最も大切なことである。また、場合によってはコンクリート工事だけを考えると不経済であっても、土工も含めて考えると手戻りや段取替えが少なく経済的となることもあるので、総合的に考えることが大切である。

-
- 31) 軟弱地盤では構造物と堤体の相対変位を完全に無くすることは不可能である。したがって、良質な材料を十分に締固めても堤体の損傷は避けられず、別途対策を講ずる必要がある。

また、基礎地盤が軟弱地盤からなる場合には、構造物の築造に先だってプレロード工法などを検討しておくといよい。

拡築工事にともなう構造物の施工では、既設の堤防を開削して設置される場合が多く、既設堤防によるプレロード効果によって新堤の築造にともなうものより沈下は大きくない。しかしながら、拡築部には新たな盛土が施工されるので、沈下は新規盛土と何ら変わることがなく、このため不同沈下が生ずることが多い。したがって、軟弱地盤の場合には、新設の場合と同様に拡築部にプレロードを行うなどの配慮が必要である。

なお、既設堤防を開削して樋管などを施工する場合、既設堤防を大きく開削して構造物および取付け盛土が容易に施工できるようにすることが望ましいが、一方、河川管理の上からは安定している既設堤防の開削は極力小さくすることが望ましく、開削に際してはこれらを十分に勘案して不必要に広く開削しないように注意しなければならない。開削時ののり勾配についても既設堤防の上質を十分に考慮した勾配とし、既設堤防に亀裂が発生することのないように注意することが大切である。

また、堤防拡築にともなう構造物に継足しを行う場合には、構造物とその周辺の堤体を十分に調査し、変状があれば補修や空洞充填等を行うことが必要である。



写真4.3.16 構造物周辺の埋戻し、転圧状況（中部地方建設局）

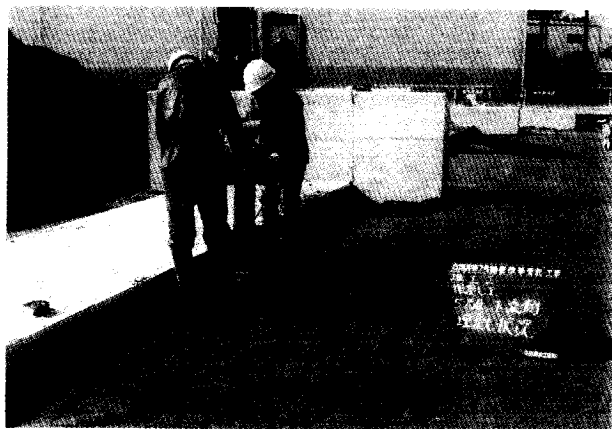


写真4.3.17 タンパによる構造物周辺の埋戻し，転圧状況
(北陸地方建設局)

4.3.7 浚 渫

1) 概 説

浚渫は河道に逐次堆積する土砂を搬出する維持工事として行われる場合と、計画に基づいて河道を掘削する改修工事として行われる場合がある。特殊な場合を除いては機械力によるものが普通であり、浚渫船が使用される。

浚渫船にはポンプ式，バケット式，グラブ式，ディップ式等があって、浚渫する土量，工期，面積，水深，土質，土捨場の状況，動力源，その他の条件を考慮し、適応する機種を選定することが大切である。

最近では河川汚濁解消のためのヘドロ浚渫が行われているが、浚渫する過程においてヘドロを拡散させてはならず、さらに搬出後の捨場においては、悪臭，有害物質等に対する環境問題があるために、普通の浚渫工法では不備な点が多く、現在では化学的処理方式の導入も含めて、工法の開発研究が進められている。

流下断面確保のための浚渫計画断面は、浚渫の実施にあたって断面の不足が生じてはならず、このため現実には過掘りは避けられない。過掘り厚は浚渫船の種類および規模，土質，水深，オペレータの技量などにより異なるが、これらの点を十分に勘案して、揚土容量には過掘り量も見込んで検討してお

くことが望ましい。

2) 浚渫船稼働中の留意事項

- ① 流水中で浚渫するため、船の固定、浚渫時の河川水汚濁等についての対策を充分行う必要がある。
- ② 洪水時における退避、繫留方法については、事前の入念な調査と安全な対策が必要である。また、作業中止および退避についての判断基準を作成しておくことも忘れてはならない。

いったん船が洪水時に流されるようなことになると、浚渫船自体を破損させる以外にも橋りょうや堤防等に重大な損傷を与えることになり、社会的にも大きな問題となる。

- ③ 浚渫船の固定とか排泥管の布設にあたっては、堤防、護岸、水制等に直接、間接に損傷を与えない位置および方法を選ばねばならない。
- ④ 河川の場合には一般船の就航があるので、これらに対する安全航路の確保に留意しなければならない。
- ⑤ 河床または河岸を必要（図面とか仕様）以上に過掘りすると、附近の護岸、橋りょうの基礎地盤強度が低下して、これらの施設を破損する原因ともなるので、仕上げ面附近の施工は入念に行う必要がある。

また、浚渫区域に電力、水道およびガス管などの埋設物がある場合には、施設管理者など関係機関と協議し、位置の確認を行うとともに、必要に応じて防護策を施す必要がある。

- ⑥ 流速が大きく河床土砂が砂質の場合や出水時等には、浚渫箇所へ上流土砂が順次流入してくることがあるので、工事出来高の確認方法を事前に取り決めておくことが大切である。
- ⑦ 特にポンプ浚渫船の場合には、捨土箇所が堤防に接していると排泥とともに、排出される水によって堤防が浸潤し、ついでには堤体漏水を生ずることがあるので注意を要する。

3) 機種別の施工法

(1) ポンプ浚渫船

河川では50PS～1,000PS級が主として使用される。船の後部にあるスパットを軸にして、船の前部に取付けられたワイヤーロープによって左右

に引っ張られることによって半弧状の運動をしながら浚渫が行われる。2本のスパッドは交互に打ち込まれ、船は前進し固定される。

浚渫はラダーの先端にあるカッターで河床土砂を攪拌しながら、土砂を水と一緒にサクションで吸い込み、排泥管を通じて捨場へ送り出される。ポンプ船の能率は土質が軟らかいほど良くなるが、カッター形式は土質に合ったものを選定しないと能率に大きく影響する。

また、カッター形式と同様で大切なのはカッターの位置である。すなわち排送中の泥水の含泥率が高過ぎると排泥管内で詰まってしまう、排泥を中止しなければならなくなる。逆に、含泥率が低いことは能率が悪いことでもあるので、カッターを逐次上下させ、含泥率を調整しながら能率の維持を図る必要があり、これには熟練を要する。

また、仕上げ面附近に薄い層を残すと、その層を吸い上げるために必要以上に地盤を攪拌することとなり、過掘りの原因となる。

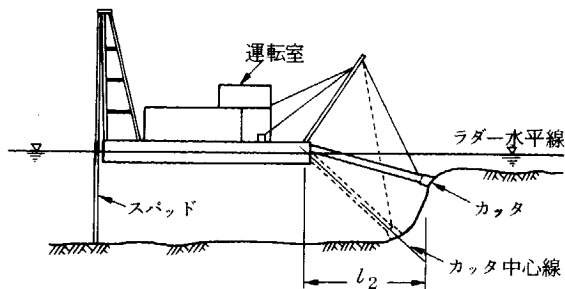


図4.3.17 ポンプ浚渫船と浚渫断面

捨場においては吐出口付近には粒径の大きい土砂が残り末端には細粒土が沈殿堆積する。そのため吐出口を常に移動させるとか、中間からも吐出させる（もらし吹き）とかして、粒土の偏在を防ぐことが必要な場合もある。

捨場附近の河川の汚濁を防ぐために、吐出口から河川までの排出流路を長くするとか、中間に沈殿池を設け、沈降剤を利用して泥土を沈殿させる等の措置を講ずることもある。

小築堤は最も一般に行われている工法で、附近の土砂を利用し通常2 m以下の小築堤を行う。その高さは湛水面から60cm程度の余裕を保つようにし、天端幅は土質にもよるが、1～1.5m、のり勾配1.5割～2割とし、必要に応じ内側のり面にむしろかビニールシートなどで保護するもので、板柵に比べ経済的である。なお、盛土高が高い場合は図4.3.18のように2段、3段と順次小築堤を上げる方法もある。

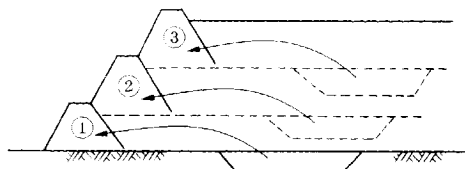


図4.3.18 盛土が高い場合の小築堤の例

なお、小築堤の一部に堤防を利用することは堤防を弱体化させることにもなり、原則として行ってはならない。

また、余水吐きの構造には排砂管を利用したものや上止め板柵を利用したものなど種々あるが、余水吐き周辺は排水や漏水による洗掘や崩壊が生じやすいので、これらに十分対応した構造としなければならない。



写真4.3.18 ポンプ浚渫船による浚渫状況（東北地方建設局）

(2) グラブ浚渫船

開閉自由なグラブバケットをジブから吊り下げて台船上に機械と共に載せた型式の浚渫船で、グラブバケットを河床におろして掘削する。

川幅のせまい河川とか小規模な浚渫に用いられるほか、グラブバケットに替えて砕岩機を取り付けると岩掘削にも利用できる。また、グラブの型式を研究してヘドロ浚渫に利用した例もある。

グラブ浚渫船の作業能力には土質に合ったグラブ形式の選定が大きく影響するが、実施にあたっては2～3形式をかえて試験掘削を行った上で選定することが望ましい。

グラブ浚渫はポンプ浚渫に比べて掘削高さの管理がむずかしく、常に深浅測量を行いながら施工することが必要である。

3) バケット浚渫船

多数連結したバケットを回転しながら浚渫する形式の浚渫船で、土質は比較的硬いものから軟かいものまで広範囲のものに適するが、一般的には土運船に捨土して運搬する。現在河川工事ではあまり使用されていない。

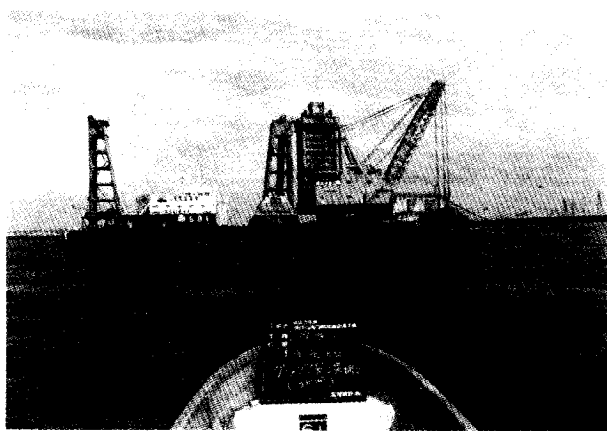


写真4.3.19 グラブ浚渫船による浚渫状況（中部地方建設局）

4.3.8 土取場・土捨場の土工

1) 土取場の土工

一般に土取場で掘削作業する場合、運搬作業はダンプトラックによることが多い。そのため掘削積込みは主にショベル系掘削機かトラクタショベルが使用される。切り取り高さが高いときには、まず山の傾斜面を平坦にして初期ベンチを造成する。バックホウを使用する場合には、標準ベンチ高さ以上の掘削は地山崩壊などの危険があるので、補助のブルドーザで掘削集土し、積込み機械高さの2倍程度以下にベンチを低くして作業を行う。

トラクタショベルを使用する場合は、ショベル系掘削機にくらべて地山掘削力が小さいので、掘削集土用のブルドーザを専用に配置するとよい。

河川敷などの低い位置からの掘削については4.3.3を参照するとよい。

このほか、土取場での掘削に対する注意事項として次のようなものがある。

- ① 境界外の用地および施設物件に被害を与えない。
- ② 工事中の降雨などに対する排水計画を立て、必要に応じて排水溝、沈砂池などを設ける。
- ③ 外周の必要な個所には防護柵などの危険防止施設を設ける。
- ④ 施工中、降雨などが土の含水比に影響を与える場合は、仮排水溝などにより含水比の増加を防ぐように配慮する。
- ⑤ 土質の変化に注意する。
- ⑥ 積込みベンチでは前方の土砂崩壊に対して建設機械が素早く退避できるように後方に広場を設ける。
- ⑦ 土取跡地でののり面崩壊などの災害が発生しないように注意する。

2) 土捨場の土工

河川土工では、総合的な治水事業を配慮すると、できるだけ捨土処分とする土の発生を防止すべきであり、可能な限り残土処分量を軽減することが望まれることはいうまでもない。しかし、河道改修などでは多量の残土を捨土せざるを得ないこともある。一般に捨土工事は本工事ではないということで粗雑になりがちであるが、これも本工事と同じであることを考えて施工は入念に行わねばならない。

土捨場は山間、傾斜地、池沼、低湿地など、地形、地質的に不良個所に設

置されることが多く、また捨土材が良質土であれば他に転用されることが多いため、一般には盛土に利用できないような不良土が多くなり、①事前の排水や在来水路の付替え、②擁壁やのり面防護工の計画、③搬入路や場内運搬路の計画・保守、④計画的な埋立と排水勾配などの確保、⑤必要であれば防災調節池、泥土分の沈殿池の設置などを考え、整然とした作業管理が必要である。

捨土の工程は本工事の進捗により左右されるが、大容量の建設機械で急速に行われることが多いので、擁壁や付替水路などの工事は十分余裕をもって捨土工程に間に合うようにして、本工事の進行を妨げることがないように努める。急速に捨土すると一般の土圧公式で考える以上の土圧が働くこともあるので、土留め壁の設計にはその点を考慮するとともに、水抜孔、裏込めぐり石、フィルター層は入念に施工する必要がある。

土捨場の容量は、土量の変化率、土質や岩質の変化による切り盛り土量や捨土量の変化、トラフィカビリティ確保のために入れる良質土なども考え、十分に余裕のあるものとするか、工事の途中で擁壁の高さなどを変えて、容量増加を図るように配慮する。

土捨場の跡地を水田や畑に利用する場合は、捨土の土質によっては、当初の水田や畑の表土を集積しておき、工事完了後、復旧するなどの配慮も必要である。この表土の仮置には、十分な流出防止、雨水の流入防止をしておかないと災害を生じたり、復旧工事の時のトラフィカビリティの確保に困難を生じたりするので注意する必要がある。

4.3.9 跡片付け

工事が終了したら、現場内とその周辺を点検し、つぎのような点に注意して、跡片付けをしなければならない。

- ① 丁張りならびに安全施設等は工作物をいためないよう撤去すること。
- ② 材料置場、仮設物、標識等はすみやかに撤去し、原形に復すること。
- ③ 工事区域周辺の既設工作物に損傷ある場合は、入念に補修を行うこと。
- ④ 土取場、土捨場は排水等を考慮して、土砂流失、崩壊を起こさないよう整形、保護し、堤外部における場合は、特に流水疎通に支障のないよう考慮す

ること。

- ⑤ 工事区域内とその周辺に飛散した残材料、塵芥を集積処分し、清掃を行うこと。
- ⑥ 残置する搬出入路は良好な状態に整備し、撤去するときはずみやかに原形に復すること。
- ⑦ 既設の用排水路等は清掃し、排水をよくすること。

第5章 河川土工の管理

第5.1節 概 説

工事管理の目的は、独断を排して組織の機能を十分に発揮し、安全かつ経済的に工事を施工し、計画された品質、工期などを円滑に確保することにある。

一般に土木工事は屋外作業が主体で、天候、土質、出水などによる不確定な条件に左右され、予知のむずかしい部分が多く、計画と実際とを完全に一致させることは容易ではない。特に土工においてはこの傾向が著しい。また、最近では建設事業規模が拡大し、機械化された結果、工事管理の近代化、合理化が不可欠の条件になってきており、より実地的な管理が要求されている。そして、こうした管理がともなわない限り、技術革新の効果も十分に発揮できないというのが実状である。このように土工の管理は極めて重要であるが、その主たる内容は表5.1.1に示すとおりである。

表5.1.1 工事の管理

施工管理	工 程 管 理	計画と実施工程の対比検討
	品 質 管 理	設計と施工品質の対比検討
	出 来 形 管 理	設計と実施形状寸法の対比検討
機械管理	稼 働 管 理	機械の稼働能率の向上
	維 持 管 理	機械の機能の維持確保
安全管理	現 場 内 対 策	直接現場に関係する安全施策
	事 故 防 止 対 策	第三者に関連する事故防止施策
	水 防 対 策	水害に対する防災施策
環境管理	環境に対する諸般の影響の対策	

第5.2節 工程管理

5.2.1 必要性と準備

工程管理は施工計画にもとづいて作成された計画工程に沿って、工事が能率的かつ経済的に工期内に完成するように、工事過程において実施される管理である。一般的に工程管理は土工と他の工程との関連を調整しながら進めていくことになるが、河川工事では土工の占める重みが極めて大きく、土工の進捗状況に支障があると工事全体に著しい影響を及ぼすことになる。特に河川土工では自然条件によって工程計画が左右され、水の影響によって施工性が変動するので、常に計画工程と実施状況を対比し、両者にずれが生じた場合にはその原因を追求し、できるだけ速やかに対応策を講じ、工事を促進するように務める必要がある。なお、ここで注意すべきことは工期を尊重するあまり、品質その他の管理のウェイトが落ちることのないようにすることである。

このように、工程管理とは当初設定された工程計画に沿って工事を円滑に進めることがまず第一であるが、何らかの理由で工程がずれた場合には以後の工程計画を修正し、再び新しい工程計画に沿って工事を進めることが実際の工事では大切である。したがって、工程管理と工程計画は密接な関係にあるということがいえ、その意味では、すでに示した施工計画の内容について十分理解しておくことが必要である。

工程管理に先立って、知っておくべき前提条件としては次のようなものがある。

(1) 現場条件

現地の地形、地質、気象、労働力、資材などの現場条件に合致した施工計画になっているかどうか、また土工に関するほかの構造物との施工上の関連はどうか。

(2) 契約条件

現地の形状の変更や工事数量の増減、用地の取得状況や地元関係者との協議調整はどうなっているか。

(3) 設備の計画

仮設備は工事の成否に大きな影響をもっているが、①必要な容量をもって

いるか、また安全の確保は十分か、②現場状況の変化に対応できるか。

5.2.2 管理の手法

工程管理の手法としてはすでに示したように、横線式工程表、工程管理曲線、ネットワークなどがある。これらの方法は各々に特徴をもっており、現場状況および工種などでその適用性も異なる。要は、施工の条件に応じて速やかに、容易に工程の把握が可能で、状況の変化に応じて計画工程が組み換えられる方法であることが望ましく、現場作業に最も適した手法を選定する必要である。

工程計画における1日当たり作業量は通常の状態における平均的な計画作業量となっているが、土工事は天候そのほかの原因により作業が予定どおり進まなかったり、また長期間のうちには建設機械、労力などのわずかの異変により工程を大きく遅らせることがしばしばあることを予期して、平常時の実施作業量は計画作業量のある程度上回るように心掛けた方が安全である。なお、ここでの平均施工速度については現場での実績が整備されている場合には、その値を用いることが望ましく、常に工事日報などから実状を把握しておくことが大切である。

計画と実施工程との対比の頻度については一概には言えないが、原則的には毎日行うことが望ましい。ただし、実務的には5～10日程度ごとでも問題はない。工期全体を通じて、特に重要なチェックの時期としては、まず工事に着手した頃がひとつの目安で、当初考えた仮設備、建設機械関係が予定どおり準備を完了し本工事に着工できたか、現場条件に変わりはないかを把握し、このままの状態で作業を進めてよいかどうかについて最初の検討を行う。

次は本工事が軌道に乗った段階で、本工事の作業速度を中心として前記同様のチェックを行い、以後の工程についても練り直す必要があれば検討する。この時点での見直しを怠ったり、また思い切った工程計画の変更が必要であるにもかかわらず、小規模の修正のみで残工事の計画を推進することは、工期末の無理な工程を招くことになる。

いずれにしても管理の基本は、工事の特質をよくつかみ、その進捗を把握することで、工程に何等かの変化が発見されたときは、必要な時期を逃がさず直

ちに対応するように心掛けなければならない。

工程表の作成様式には各種のものがあるが、一般には横線式工程表が多く用いられている。図5.2.1はその一例を示したものであるが、最近では建設工事の施工技術の進歩に伴う工種の多様化および工期の短縮化の傾向からネットワーク方式の活用も多くなってきている。

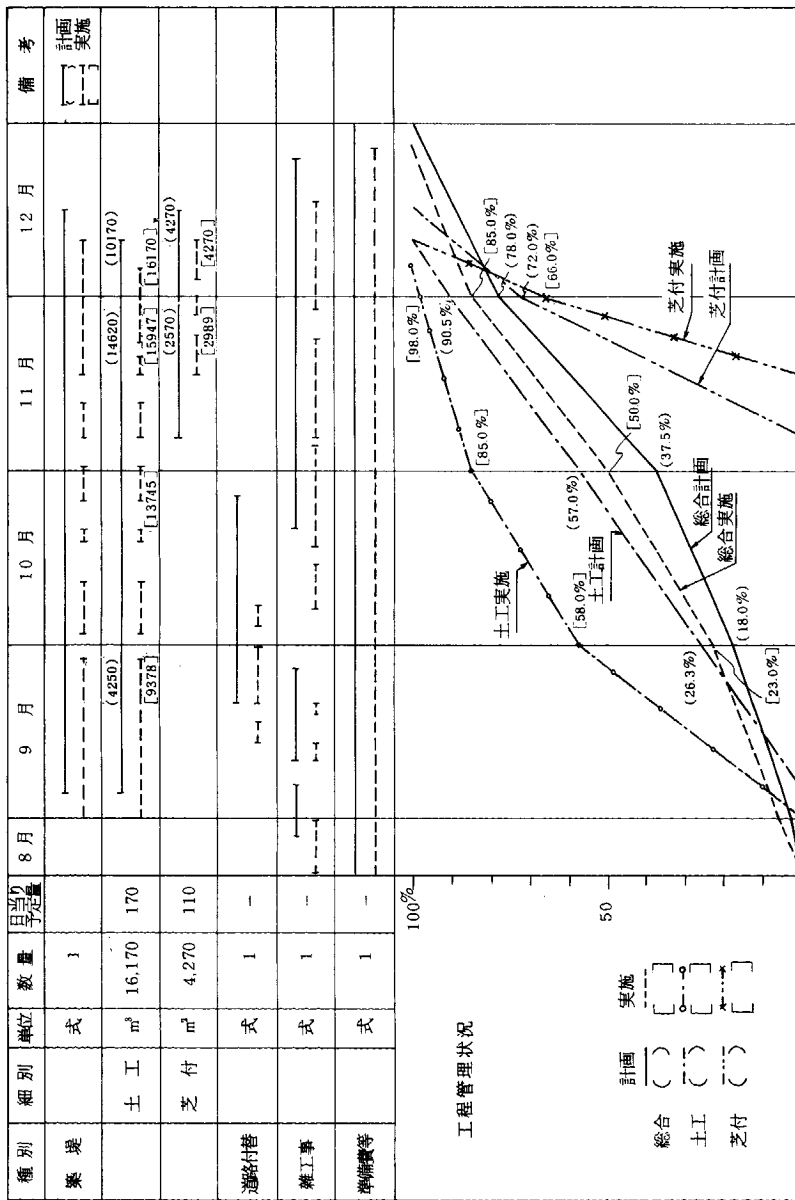


図5.2.1 工程管理の例 [パーティー] (土工が主体の場合)

5.2.3 工程遅延時の処置

工程に遅延が生じた場合、その原因が何に起因するかをつきとめる必要がある。工事の着工が遅過ぎなかったか、労務、資材、機材の配置と能力は十分であったか、各工種間の作業順序などの調整に問題はなかったか、天候、事故による遅延はなかったか、作業体制や作業員の配置に落度はなかったか、などについて検討し、その対策として作業順序の根本的な組替え、作業時間の短縮のための班数の増加、使用機種の変更、作業体制などの検討をする。計画変更した場合は、決定事項をすみやかに実行することが大切である。

なお、工期遅延の大きな原因として工事の手戻りによることが意外と多い。手戻りは計画が疎漏である場合と工事の管理が不十分な場合に起こりやすいので注意が必要である。また、用地問題、災害、現地形状の変更などにもなる工事の遅延に対しては、関係者が協議し、必要な対策をとることが大切である。

第5.3節 品質および出来形管理

5.3.1 品質管理

1) 概説

一般に建設工事では施工後の検査において不良個所が発見された場合、簡単に手直しすることは困難なことが多く、また手直しができる場合でも大きな努力や時間を必要とし、経済的にも容易ではない。そこで施工途中における品質を合理的に管理し、工事対象物が間違いなく検査に合格するよう、施工を進めることが必要となる。そのため実際の品質管理においては、工事規模、構造物の重要度などのほかに、施工体制の現状、省力化の推進などを考慮して、合理的で簡明な方法を採用していくことが望ましい。

品質管理は設計書、仕様書に示された品質規格を十分に満足する工事対象物を経済的に造るためにとられる手段で、その目的とするところは工事の欠陥を未然に防止すること、品質のばらつきをできるだけ少なくすること、工事に対する信頼性を増すことなどである。

土工における品質管理は通常盛土の管理がほとんどであり、その内容は盛土材料の管理と盛土の締固め度の管理である。

盛土は土を材料とするところから、本来的に均質性の確保の難しい工事対象物である。したがって、均質化を図るためには日常的な品質の確認が極めて重要である。現状では一定の段階毎に抜き取り試験を行っているわけであるが、一般的に用いられている砂置換法などの現場密度測定法は、人的、時間的に制約が多く、試験の頻度には限界があって、品質の管理に統計的な手法を適用することを困難なものとしている。また、試験結果にもとづく具体的な正処置の判断に経験を必要とするなどの問題もある。このような問題を解決するためには、近年実用化された計測が簡便で結果がその場で判定できるRI密度水分計などを導入し、合理的な品質管理を実施していく必要がある。

2) 品質管理の手順

品質管理は一般に次のような方針で実施するとよい。

(1) 品質特性の決定

管理しようとする品質特性としては、品質に影響を及ぼすと考えられるもののうちからできるだけ容易にかつ早期に信頼度の高い測定結果が得られるものを決めることが必要である。

請負工事では、管理すべき品質特性はあらかじめ仕様書などで示されるのが一般的で、その品質特性に対応する品質管理試験によって管理することになる。

盛土の品質管理試験の内容および数量の一例は表5.3.1に示したとおりである。同表に示す日常的な管理とは、測定結果を直ちに施工に反映させることを目的として設定したもので、工事管理者が日々の盛土品質を的確に確認し、締固めに不備があればその場で再度締固めを行うようにしたものである³²⁾。これは盛土品質の均質化と、全体としての質的向上を狙うとともに、現場技術者が常に品質に注意して工事を進めることを促したもので、管理記録などを必要としないので、品質管理試験の方法としては品質の判定が速やかに行えるRI密度水分計などを利用するものとした。

なお、築堤材料としての適否は計画の段階で検討されなければならない事項であるが、施工中においても常に土質の変化に注意し、土質および施工法が適切であるかの確認を行うことが品質管理上重要である。

(2) 品質基準を確保するための標準作業の決定

標準作業の決定は、品質基準を確保するために施工するにはどのような方法および順序で工事を行う必要があるかを定めるものであるから、設計書・仕様書にしたがい、過去の経験あるいは施工能力などを考慮して十分に余裕をもったものとして定めることが必要である。

32) 日常管理が重要なことは言うまでもないが、現実的に可能かどうかの問題となる。これを実現させるためには体制なり、システムなりを確立していくことが必要である。

盛土の場合には各土質と規格値に応じた施工方法、すなわち締固め機械の種類と重量、土の敷ならし厚さ、施工含水比、締固め回数を定めることである。また、標準作業にしたがって工事が施工できるように、現場の作業員のすべてに各自の作業内容を教育訓練することが大切である。

(3) 品質の確認

品質を表す特性値を測定し、それが十分ゆとりをもって品質規格を満足しているかどうかを工程能力図あるいはヒストグラムなどを用いて確かめたのち、作業が安定して行われているかどうかを管理図を用いて調べる。

品質が規格値に合格していなかったり、日常的管理の結果、作業が安定して行われていない場合には、標準作業が守られているか、標準作業に誤りがないかなどを調べ、適切な修正処置をとるとともに、品質が規格値に対して大きく異なっている場合は、再度締固めを行うなどの現地的処置も必要である。特に天候に起因する原因の場合には、作業の休止条件について再検討を行うなどの処置が必要である。

3) 管理のための試験法

管理のための調査項目については表5.3.1の通りである。すでに述べたように、従来の品質管理の試験法は、主として砂置換法による密度測定法が用いられてきた。このため、ここでも必須項目としての現場密度の測定法には砂置換法を標準とした。しかし、この方法は測定にかなりの時間と労力を必要とし、このため測定頻度に限界があったり、測定結果がすぐには判明しないなどの難点がある。砂置換法におけるこのような問題は品質管理の規定にも大きな影響を与え、近年のような大量で急速な施工では品質管理の測定結果を施工に十分に反映することを困難にして来たものである。

表5.3.1 品質管理試験および頻度（参考例）

種別	試験区分	試験項目	試験方法	試験基準	備考
材	必須	土の縮固め試験	JIS A 1210	当初および土質の変化時 但し土量が5,000m ³ 未満の場合も実施する	最大乾燥密度と最適含水比 土の分類
		土の粒度試験	JIS A 1204		
		土粒子の密度試験	JIS A 1202		
		土の含水量試験	JIS A 1203		
		土の液性限界試験	JIS A 1205		
		土の塑性限界試験	JIS A 1206		
料	その他	土の一軸圧縮試験	JIS A 1216	必要に応じて	
		土の三軸圧縮試験	土質工学会基準		
		土の圧密試験	JIS A 1217		
		土のせん断試験	土質工学会基準		
		土の透水試験	JIS A 1217		
施	必須	現場密度の測定または空気間隙率・飽和度の測定	JIS A 1214	築堤は1,000m ³ に1回の割合、または堤体延長20mに3回の割合の内、測定頻度の高い方で実施する。	施工含水比
		土の含水量試験	JIS A 1203	含水量試験は、降雨または含水比に変化が認められたときにも実施する。	
		コーン指数の測定		トラフイカビリティが悪いとき。	
工	日常的管理	現場密度の測定または空気間隙率・飽和度の測定	RI密度水分計など	現場管理者の判断により適宜実施する。	

品質管理は日常的管理が重要であり、測定結果を施工に反映しながら実施して行くことに意義があるので、品質管理の手法もこの点に留意して選択する必要がある。

近年では、測定が簡便で結果がその場で判明するRI密度水分計が実用化されており、河川土工での盛土の品質管理にもこの方法を取り入れるものとする³³⁾。

なお、RI密度水分計の利用は日常的管理として用いるもので、あくまでも盛土全体の質的向上を狙ったものである。このため実施数量は規定せず、現場管理者の判断に委ねるものとしたが、現場管理者は従来の品質管理といった概念にとらわれず、ここで示された基本をよく理解した上で、現場状況に応じて臨機に対応できるものとし、管理上の記録は必ずしも必要としないことを基本とした。



写真5.3.1 RI密度水分計の使用状況（北陸地方建設局）

33) RI密度水分計は現状では生産量が低く、また故障時の修理体制等も充分ではないので、早急に体制を確立する必要がある

4) データ整理

測定されたデータは毎日整理し、工程能力図などに図示するとともに、必要な時点でヒストグラムにして整理しておくといふ。

特に工程能力図は工事の進捗に伴う品質の変化を見ることができ、日常的管理状況とあわせて異常値の事前予測や原因の検討を行う上で便利である。

品質管理の手法について参考として示す。

(1) 工程能力図とヒストグラム

工程能力図は、図5.3.1に示すように、縦軸に品質特性値（締固め度など）、横軸にサンプル番号をとって、時間的順序にしたがって測定値を記入し、これに上下限の規格値を示して、規格値に対するデータの変動状況を連続的につかまえようとするものである。したがって、工程能力図を見る場合は規格はずれの割合、点の並び方、ばらつきの大きさなどに注意して見る必要がある。

一方、ヒストグラムは横軸に品質特性値（締固め度など）、縦軸に度数をとって、これに規格値を記入したもので、品質の様子をみる鏡のようなものであるから、グラフの多少の凹凸は問題にしないで全体の姿に着目し、規格値に対する余裕、分布の位置および幅、分布の山の形などに注意して見るのが大切である。ヒストグラムの一例を図5.3.2に示す。

(2) データの利用と処置

盛土の品質管理の場合には、盛土材料の土質や施工含水比の変化、あるいは盛土の部位による締固め方法の違い、さらに品質管理試験の資料数の少ないことなどの理由によって、厳密な管理図の適用などは困難であるが、測定データをプロットして異常なばらつきなどが生じたときは、原因を調べて必要な処置をとることが大切である。特に、盛土材の変化、施工含水比の変化に対しては必要な処置を講じ、場合によっては施工法および施工機械の適正について検討を加える必要もある。

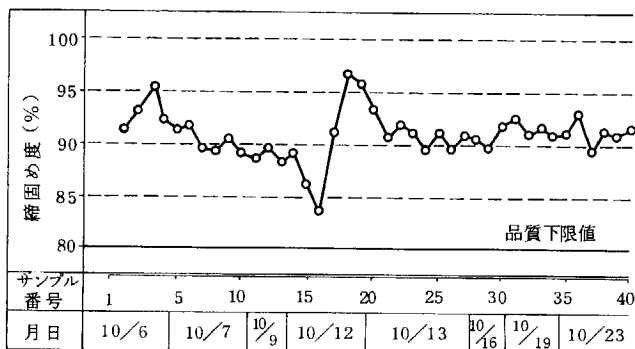


図5.3.1 工程能力図の例

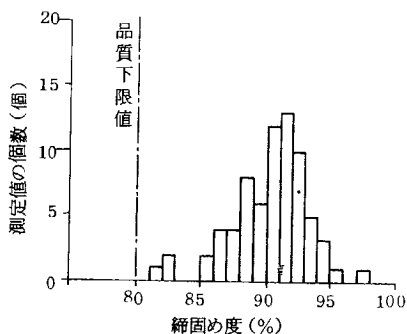


図5.3.2 ヒストグラムの例

5.3.2 出来形管理

土木工事の対象物は規模の大きいものが多く、完成後に出来形の不備などが見つかったとしても、手直しを行うことは極めて困難である。このため、施工途中の段階から工事対象物が設計書および仕様書などに示された寸法を満足するよう、チェックを行っておくことが重要であり、このような管理を出来形管理という。

土工の出来形には、堤防中心線、天端などの幅員、のり長、勾配、基準高などがあるが、特に堤防中心線のずれ、盛土の幅員不足などは手直しが簡単に出来ないため、施工時の測量や丁張りについて事前に十分な注意が必要である。

構造物についても位置のずれや形状寸法の違いなどを特に注意しなければならない。

基礎地盤が軟弱で沈下のある場合は盛土量が沈下によって増加したり、基準高が不足することになるので、あらかじめ沈下量の測定を準備する必要がある。

なお、浚渫工においては流水断面の確保といった観点から、一応計画高がその規格値と考えることができ、計画高以上の掘削がなされていることが必要といえる。しかし、浚渫箇所が洪水などにより堆砂することもあり、区域を適当な広さに区分し、必要に応じて出来形の確認を行っておくことが望ましい。

また、施工管理の手法として工事写真が用いられるが、出来形および施工状況などを記録し、出来形の測定値とともにファイルしておくことと便利である。

表5.3.2に出来形管理基準値の例を、表5.3.3に出来形管理写真の一例を示しておく。

表5.3.2 出来形管理基準値の例

検査対象		規格値 (mm)
工種	項目	
河川土工	基準高	築堤 -50
		掘削 +100 -100
	幅 B_1, B_2	築堤 -100
	のり長 l $l < 5\text{ m}$	築堤 -100
掘削 -200		
のり長 l $l \geq 5\text{ m}$	築堤 -2%	
	掘削 -4%	

表5.3.3 出来型管理写真の一例

工種	種別	撮影項目	撮影時間	撮影頻度
土工	伐開・除根	施工状況	施工前 施工後	2,000 m ² に1回
	段切	施工状況 幅, 深さ	"	100 mに1回
	表土はぎ	施工状況 厚さ	"	"
	地盤置換	施工状況 幅, 深さ	"	"
	盛上	まき出し厚	まき出し時	200 mに1回
	"	締固め状況	締固め時	転圧機械が変わる 毎に1回
	切上 または掘削	土質等の判別	掘削中	土質が変わる毎に 1回
	"	幅, 深さ	掘削後	100 mに1回

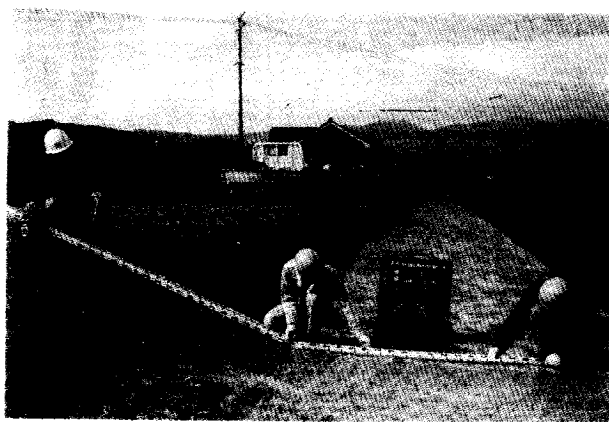


写真5.3.2 築堤の出来形管理写真の一例 (中部地方建設局)

第5.4節 機械管理

近年の土工においては、そのほとんどが機械施工であり、工事を担当するものは建設機械に関する深い知識と経験なくして合理的な施工を行うことは不可能である。建設機械の管理の適否が施工の成果に及ぼす影響は極めて大きく、機械管理の巧拙はただちに工事費に影響する。したがって科学的根拠にもとづいた機械管理が要求される。機械管理の原則はおよそ次のとおりである。

- ① 全工事を通じ、必要機械の変動をなるべく小さくするように計画する。
- ② 保有機械は有効に稼働させ、古くなった機械の更新の時期を誤らないようにする。
- ③ 機械を良好な状態に整備しておく。
- ④ 機械管理の運用は、現場に適合した使用計画を樹立し、実施に当っては運用を誤らない組織を編成する。
- ⑤ 健康で有資格の運転員を配置し、教育、訓練を補いながら工事を進める。
- ⑥ 作業記録を整備、活用して、施工技術の開発を心掛ける。

なお、最近の土工では土工専業や機械のリース業などの台頭により施工体制の変化が起きているので、土工作業ならびに機械管理面での指揮命令系統を明らかにし、統制のできるものであることが必要である。

5.4.1 稼働管理

建設機械の稼働に最も関連するのは工事量であり、工事量の多少、工事量の期間的変動などを十分検討して工事の段取りと建設機械を定めなければならない。

稼働率が機械経費原価を下げる最も大きな要素であり、稼働率が向上するように建設機械の使用計画を立て、建設機械が遊休しないようにすること、整備・修理を計画的に行い、かつ建設機械の故障を未然に防止してむだな時間、費用を費やさないと基本である。建設機械は現場にあっては、いつも稼働できる状態にしておくことが必要である。

作業能率の向上は時間当たりの作業量を増すことであり、それによって工事単価が低減し経済的な施工が図れる。しかし、作業能率を向上させようとするあまり安全性を無視して無理な仕事をさせたり、オペレータを長時間休息なし

に働かせることは厳に慎まなければならない。

また、建設機械の稼働率あるいは作業能率を改善するには、経済性、信頼性、安全性を念頭においた機械管理を実施することが大切である。このためには建設機械に関する作業記録を正確にとる必要があり、これをよく検討の上、現場作業に反映することが大切である。

5.4.2 維持管理

機械施工を計画どおり行うためには、建設機械が常に良好な状態になければならない。このため現場においてはそれぞれの建設機械の取扱説明書により示された点検、給油、保守を行うことが大切である。

建設機械は毎日、毎週、毎月など定期的に点検し、必要な手入れを施す必要があり、労働安全衛生規制においても、車両系建設機械そのほかの作業開始前点検、定期自主検査の実施ならびにこれらの記録が義務付けられている。一般に毎日の点検はオペレータが行い、毎週・毎月の点検は一定の運転時間が経過したとき、専門の技術者が行う。このような定期点検は計画的に実施し、建設機械の故障を未然に防止するために適切な処置を施さねばならない。

また、給油は重要な整備作業であって、多くの故障は給油を怠ったためや規格に適合しない油を使用するために起こっている。

第5.5節 安全管理

建設事業の現場は、単純画一的な作業環境の醸成が困難で時々刻々変化するケースが多い。したがって、管理体制も常に変化に対応できるものでなければならない。

安全対策の基本は「安全第一」であり、これに徹することがよいものを早く、安く作り上げることに通じる。従来計画、設計段階では出来上がったものの安全性に主眼点がおかれてきた。しかし、建設事業における作業員の不足と高齢化などから工期に無理が出がちであるという事情をふまえると、計画の段階から施工過程における安全性に注意が払われていなければならない。また、施工に当っては現場の施工体制と安全対策が遊離したものにならないように留意すべきである。

5.5.1 安全管理に関する法規類

安全管理に関する法規の代表的なものとして、「労働安全衛生法」および同法の施行上の細則を規定している「労働安全衛生規則」をあげることができる。労働安全衛生規則では、

- ① 安全委員会、衛生委員会などの設置
- ② 届出を要する工事・設備・機械（10m以上の地山掘削工、仮設通路など）
- ③ 作業主任者、作業指揮者を選任すべき業務（2m以上の地山掘削工、土留め支保工、建設機械の修理・アタッチメント脱着など）
- ④ 資格を必要とする者（発破技士、建設機械運転者など）
- ⑤ 監視人、誘導者の配置を必要とする業務（建設機械の転落・接触の防止、架空電線近接作業、明り掘削など）
- ⑥ 立入禁止の措置（建設機械の作業半径内、地山崩壊のおそれのある個所、危険物取扱い個所など）
- ⑦ 周知義務（作業計画、合図、警報など）
- ⑧ 保護具の着用義務（保護帽、安全帯、着用状況の監視など）
- ⑨ その他の作業遂行上の順守義務、禁止事項（掘削面の勾配、土留め支保工の構造、建設機械の制限速度、感電防止など）

などの事項が規定されている。

さらに建設工事の安全施工について詳細に規定したものと、「市街地土木工事公衆災害防止対策要綱」（建設省）、「土木工事安全施工技術指針」（建設省）などがあり、これらの関連法規も十分に熟知しておく必要がある。

5.5.2 建設災害の防止対策

工事の大規模化と機械化が進むにともない、建設機械に関連した災害が増えている。主な災害は次に示すとおりである。

- ① 建設機械に起因するもの
- ② 掘削中の土砂の崩壊によるもの
- ③ 高所からの転落や落下物によるもの
- ④ 発破作業によるもの
- ⑤ 工事現場内での交通事故によるもの

また、これらの災害の中でも建設機械に起因するものが最も多く、その発生原因としては次の事項を挙げることができる。

- ① 現場技術者の建設機械に対する知識不足のため施工法を誤り、狭い場所に大型建設機械を持込んだり、よく締っていないのり肩に大型建設機械を投入して転落事故を起こす。
- ② オペレータの不注意、技能の未熟
- ③ 組合わせ作業における連絡や合図の不徹底
- ④ 建設機械の整備不良や安全装置の不備

建設工事における事故は、すべて人間の知識と能力によって未然に防止できるものであり、そのほとんどが不注意によるものである。現場管理者は事故が人命に及ぶことを心して、適切な安全対策を確立して実行しなければならない。

(1) 第三者に関連する事故の防止

- ① 設計および施工に関しては公衆災害防止を考慮した工法を選定する。
- ② 施工に必要な作業場を明確に区分して第三者が誤って入らないように柵などを設置して境界を明確に示す。
- ③ 交通の危険、渋滞などの防止のため、必要な標識類を設置して歩行者が安全に通行し得るように設置する。
- ④ 埋設物に近接した工事は埋設物の確認を行い、保安上必要な措置を講じ

る。

- ⑤ 建設機械の使用、移動にあたっては架線に注意し、また軟弱地盤などで建設機械の転倒に適切な措置を講じる。
 - ⑥ 作業場の内外は整理整頓し、塵埃などにより周辺に迷惑のかからないように工事現場の環境整備に注意する。
 - ⑦ 工事現場、そのほか工事のために使用している場所の巡視を行い、事故発生を未然に防止する。
- (2) 労働災害の防止
- ① 安全管理の企画、実施を一貫して担当することのできる安全管理組織などを設け、体系的な安全管理に努める。
 - ② 安全朝礼、安全工程打合せ、作業開始前ミーティングなどを実施し、作業従事者の安全意識の高揚を図る。
 - ③ 作業個所の地形、地質などを十分調査し、機械類の選定、作業方法の決定など適切な施工計画を立てる。
 - ④ 作業責任者、運転員などとして、建設機械や作業の種類に応じた法定資格を有していることはもちろんのこと、過去の経験を加味した適任者を選定する。
 - ⑤ 作業の種類に応じた保護具の着用を徹底すると共に、法定の警報装置、ガード装置が装着されている建設機械を使用する。
 - ⑥ 建設機械の走行路の整備、適切な誘導者の配置を計画し、転倒、衝突などの防止を図るとともに、合図などを徹底しておく。
 - ⑦ 掘削中の土砂崩壊に対処するため点検者を配置し、特に降雨後はクラック、はらみなどの変状状況の点検を強化し、必要に応じて観測計器を設置する。
 - ⑧ 危険個所には柵などを設けるとともに、立入禁止などの措置をとり注意を喚起する。

5.5.3 水防対策

河川工事においては出水期における工事は避けるのが原則である。しかし、やむを得ず工事を実施する場合には、その方法、順序に注意し、洪水時に高水

敷の洗掘崩落等をひきおこすことのないよう注意を要する。特に本堤附近の土工については万全の注意を払わなければならない。

① 水防体制

緊急時の計画を立て、要員確保、分担任務および指揮系統を組織図にて明確にしておく。

② 土工施工時の水防準備

洪水が予想される場合には、状況によっては土俵等の水防資材を準備し、少くとも工事が原因となって河川工作物が危険に瀕することのないよう必要な措置を講ずるとともに、時間外においても作業員や建設機械の動員体制を整えておかなければならない。

第5.6節 環境保全対策

土木事業が直面する環境問題は自然環境が大部分である。自然の保存ということとは、単に過去をなつかしんで現状維持に固執するというだけでなく、住民の人間性を保つためにその生活環境を守る、あるいは創造することである。河川事業もそういった必要性のために実施され、第二の自然が産み出されていかなければならない性質のものであり、自然に融けこんだ河川工事が要求される時代である。このため、施工時には地域や環境に対する刺激を最小限に留めるよう配慮されなければならない。最近では大規模な工事の計画に当っては、思いつきの環境対策だけでなく、あらゆる角度から環境問題をとらえて事業が環境に与える影響を評価し、関係住民をはじめ各方面の了解を得ようとする、環境アセスメントなどによる検討が実施されることもある。工事の実施にあたっては生活環境を守り、工事の円滑な執行を図るために、関連法規等に留意しつつ工法・建設機械の選定、作業方法など細心の注意を払う必要がある。

5.6.1 環境保全に関する法規類

公害に関する基本法として「公害対策基本法」があり、具体的・個別的な規則は個々の公害現象ごとに別途規制する法律がある。建設工事に特に関連深いものとしては、騒音に対して「騒音規制法」が、また振動に対しては「振動規制法」が制定されている。建設工事については、この中で特定建設作業の指定があり、これらを法指定地域内で実施する場合に対して騒音・振動それぞれに規制に関する基準が定められている。

また、国が定めた法令とは別に、公害防止条例等により指定地域以外の地域における特定建設作業への規則、あるいは特定建設作業以外の建設作業への規制、さらに厳しい規制値の設定などを実施している地方公共団体もあるため、工事箇所ごとに規制の内容をよく調べて十分な対策を講ずる必要がある。

一般河川工事での水質汚濁は程度の問題はあっても通常避け得ないものである。河川工事は水質汚濁防止法または河川法等の関係法令によっても、直接的には規制対象となっていない。しかし、河川水は上水道水源をはじめとして農業、工業等の各用水として使用されているにもかかわらず、各河川の汚濁の状

況は近年とくに悪化の傾向にあり、水質汚濁に起因する被害が各方面にあらわれてきている。これらの現状からみて河川工事といえども工事施工にともなう水質汚濁が、下流に対して見過ごしがたい影響を与えると、相当の被害を生じさせるおそれのあるときは、関係法令の趣旨を遵守するために必要な措置をとることが望まれる。したがって、避け得ない泥水がある期間にわたり経常的に発生するときは、表5.6.1に示す目安に従って対策を検討することが大切である。

表5.6.1 水質汚濁防止に関する主な規制値

(平成4年1月現在)

主な項目 (抜粋)	単 位	水質汚濁防止法		下水道法
		最 大 値	1日平均値	
SS	ppm	200	150	600
PH	-	5.8 ~ 8.6 (海域は5.0 ~ 9.0)	-	5.0 ~ 9.0
BOD	ppm	160	120	600
COD	ppm	160	120	-

5.6.2 騒音・振動への施工上の対策

騒音・振動の場合、影響の大きさはそのレベルの大きさ、発生時間の長さ、騒音・振動の周波数分布などに左右され、防止対策としては、騒音・振動の絶対値を下げることはもちろん、発生時間を短縮することも検討する必要がある。現在、ブルドーザ、バックホウ、トラクタショベル、空気圧縮機、発電機などについては低騒音型機種が開発され、建設省から低騒音型建設機械として指定を受けているものもあり、住居が集合している地域、病院または学校の周辺などでは緊急の場合を除いてこれらの機種を使用しなければならない。これに対して、建設工事にともなう振動の防止技術は現在開発途上のものが多く、一部を除けば低振動化された建設機械は少ないため、現段階では現有の建設機械を

十分に注意しながら使用せざるを得ない場合が多い。施工上の一般的な対策工法には次のようなものがある。

- ① 低騒音および低振動の機械または工法を採用する。
- ② 現場内での機械および音源となる設備を受音部から遠ざけたり、他の設備の背後に置くなど配置を考慮する。
- ③ 作業時間帯および作業工程の調整により影響をなるべく小さくする。
- ④ 遮音施設を設置する。
- ⑤ 施工機械の運転時には無理に負荷をかけたり、空ぶかしなどを避ける。

第5.7節 沈下および安定管理

5.7.1 概 説

軟弱地盤で問題となる項目に、堤体盛土にともなう基礎地盤の沈下と安定がある。軟弱地盤、特に内陸部での沖積層は土質構成等が複雑なのが一般的であり、このため限られた個数での調査・試験から得られた土質定数がその地域の軟弱層の代表値とは必ずしも限らない。また、沈下・安定などに対する設計手法も種々の要因を簡略化した一種の便法ともいえ、必ずしも実際の姿を確認する方法ではない。

このため、調査・設計時に予測した現象が実際に生じているか、対策工法の効果が予定したとおりに発揮されているかどうかを照合し、予測し得なかった挙動が生じた場合には速やかに原因の追求とそれに応じた対策を施さなければならず、そのためには施工時に動態観測を行いながら工事を進める必要がある。

動態観測のために設置する主な計器には、一般には表5.7.1に示すようなものが用いられる。

沈下および安定管理のために設置された各種観測計器の測定頻度および測定期間は軟弱地盤の程度、工事の重要性、工程などによって異なるが、一般には施工期間中および盛土完了後でも盛土の安定性が危惧される期間（一般には盛土後約1ヶ月程度まで）では測定頻度を密にし、盛土が比較的安定している期間には測定頻度を粗にしてゆく。なお、基礎地盤に大きな変状が生じ始めた場合には、さらに測定頻度を密にするなど適宜実状に合わせて測定頻度を変更できるような管理体制を整えておくことが大切である。

表5.7.1 各種動態観測用の計器

計器の名称	利用目的		備考
	沈下管理	安定管理	
地表面型沈下計	◎	◎	◎利用頻度の高いもの
深層型沈下計	○	○	
地表面変位ぐい	—	◎	
地表面伸縮計 (自記式地すべり計)	—	◎	
地中変位計	—	○	
間隙水圧計	○	○	



写真5.7.1 沈下板の設置状況 (東北地方建設局)



写真5.7.2 変位杭の設置状況（中部地方建設局）

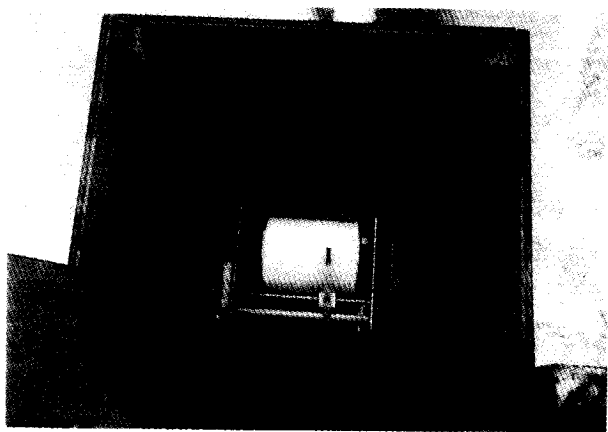


写真5.7.3 伸縮計の設置状況（北海道開発局）

動態観測は工事を安定に進めることを目的として実施するものであるから、観測結果は直ちに整理し、盛土および地盤状況の変化する挙動をいつも把握しておかなければならない。図5.7.1に観測用計器の配置例を示しておく。

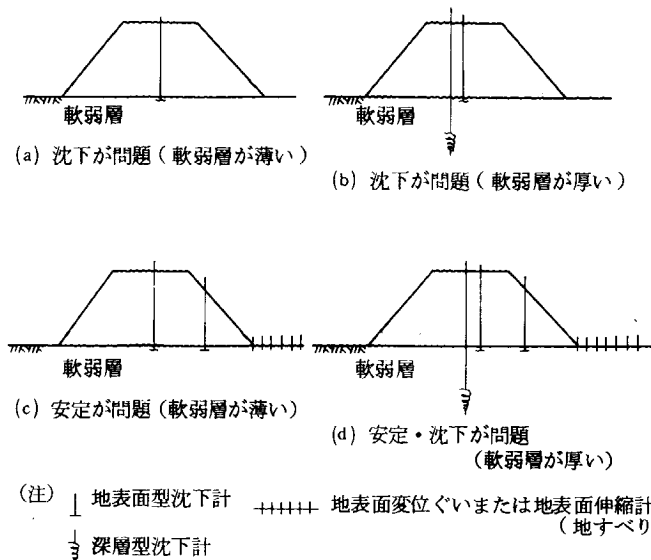


図5.7.1 動態観測用計器の配置例

5.7.2 沈下管理

1) 計測結果の利用

軟弱地盤上に構築された構造物は、大きい沈下が長期間継続したり、予想以上に大きい不同沈下が生じ、ひいては構造物の安定性にまで被害を及ぼすことがある。このような被害を防止するために細心の注意を払って沈下管理を行い、次のような点を明らかにして堤防の受ける被害を最小限に食い止めるとともに、堤防が完成した時の堤高を十分に確保できるように余盛り量の適切な修正などを必要に応じて行えるようにすることが大切である。また、沈下管理は後述する安定管理と密接な関係があるので、沈下管理という字句にとらわれることなく、安定管理も念頭において進めなければならない。

- ① 軟弱地盤の各層ごとの沈下量を求めて、沈下の進行状況を調査する。この場合、各軟弱層ごとの過剰間隙水圧の経時変化の傾向から、各時点ごとの圧密度を明らかにすれば、より正確な結果が得られる。
- ② 理論計算によって求めた沈下量の経時変化を沈下管理によって調整し、

施工工程の修正を行う。

- ③ 載荷重工法を採用したときは、プレロードの量、放置期間および除去の時期などを沈下管理により判定する。また、除去後に施工する構造物の施工時期を決定したり、施工後に継続して生じる沈下量の推定を行い、余盛り量を定める。
 - ④ くいなどで支持した構造物と直接軟弱地盤上に載荷した盛土の境界に生じる不同沈下量を求めて、施工完了後に生じる不同沈下量とその構造物自体およびその利用目的に支障を与えるかどうかを検討する。
 - ⑤ 沈下量の測定結果に基づいて盛土量を修正するなどの検討を行う。
- 2) 沈下量の推定

沈下量の経時的な測定結果から、施工後に続く沈下量を推定する手法はいくつかある。

このうち、双曲線法は盛土の施工時などにおいて施工途中の短期間の推定に適用し、log_t法は供用後の長期の沈下量を推定する場合に用いられている。これらの方法はこれまでの経験からある程度適合する手法と考えられている。

双曲線法では、時間—沈下曲線について、沈下の平均速度が双曲線に沿って減少していくことを仮定しており、この仮定から載荷後の任意の時点での沈下量を次式から推定する。

$$S_t = S_0 + \frac{t}{\alpha + \beta \cdot t}$$

ここに S_t : 時間 t 時の沈下量 (cm)

S_0 : 初期沈下量 ($t = 0$) (cm)

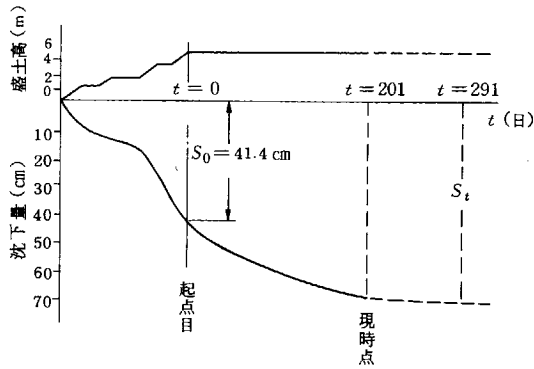
t : 起点日よりの経過時間 (day)

α, β : 実測値から得られる定数 (参図5.2参照)

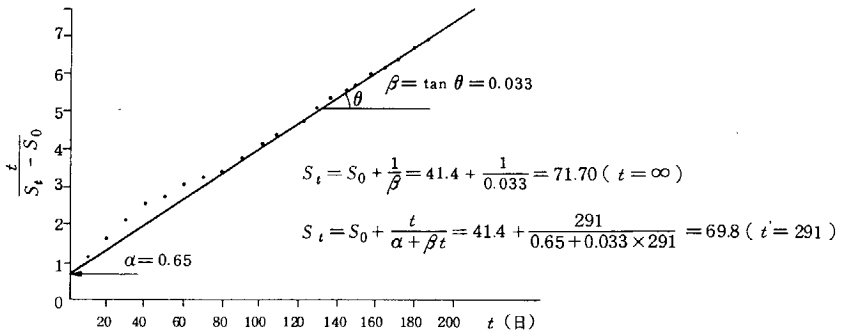
なお、軟弱地盤は単純な一層でなく、圧密速度の異なる数層の軟弱層から構成されていることが多い。このため、軟弱地盤の表面で測定した沈下量に対して双曲線法を適用しても、よい精度で将来の沈下量を推定できるとは限らない。したがって、深層型沈下計によりできるだけ圧密特性の異なる土層ごとに分けて沈下量を測定し、それぞれの時間—沈下量ごとに双曲線法を適用し、その結果を合成することが望ましい。

[参考] 双曲線法による沈下量の推定例

- ① 参図5.1に示した実測時間—沈下量曲線について起点日を決める（盛土終了日を $t = 0$ とするのが普通である）。
- ② 各実測値を用い、経過時間 t とその間の沈下量 $(S_t - S_0)$ から $t / (S_t - S_0)$ を計算する。
- ③ 参図5.2に示した t と $t / (S_t - S_0)$ の関係図をプロットする。
- ④ 参図5.2から係数 α 、 β を決定する。
- ⑤ 検討時点での現在荷重による沈下量を推定する。



参図5.1 実測時間沈下量曲線



参図5.2 双曲線法による沈下量の推定

5.7.3 安定管理

軟弱地盤上に堤防などを施工するときは、基礎地盤の支持力が不足して著しい変形や破壊を起すおそれがあることを認識していなければならない。このような基礎地盤の著しい変形や破壊を未然に防止して、計画工程にしたがって常に基礎地盤を安定な状態に保持しながら盛土などの施工を行うためには、安定管理を行える十分な体制を確立しておく必要がある。

基礎地盤は変形が著しくなると同時に地盤の強さが低下するので、動態観測結果をすみやかに整理し、常に軟弱地盤の挙動を把握しながら工事を進めなければならない。

安定管理の主な項目は、次のとおりである。

- ① 計画どおりの速度で盛土が施工されているかどうかを管理する。
- ② 基礎地盤や盛土などの変形量やその経時変化を継続して測定し、その結果を解明する。
- ③ 必要に応じて軟弱地盤から乱さない試料を採取して土質試験を行うなどして軟弱地盤の強さの変化を調査する。

軟弱地盤の挙動が安定な状態のものであるか、不安定な状態のものであるかの判断はかなりの経験者でなければ難しいが、不安定状態の定性的な傾向としては次のような事項をあげることができる。

- ① 盛土の天端面やのり面にヘアクラックが発生する。
- ② 盛土中央部の沈下が急激に増加する。
- ③ 盛土のり尻付近の地盤の水平変位が盛土の外側方向へ急増する。
- ④ 盛土のり尻付近の地盤の鉛直変位が上方へ急増する。
- ⑤ 盛土作業を中止しても、上記③、④の傾向が継続し地盤内の間隙水圧も上昇し続ける。

以上の傾向が沈下や測定結果としてどのように現われるかについて次に示す。

(1) 沈下計の測定結果

図5.7.2(a)に示すように、盛土中央部付近の沈下量の経時変化は、軟弱地盤が安定している状態であれば、ある一定値に収れんする傾向を示す。基礎地盤が破壊に近づくと沈下量の経時変化は図5.7.2(b)に示すように変化して沈下速度は急激に増加する。

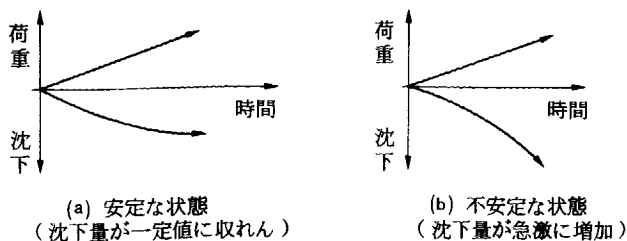


図5.7.2 沈下量の経時変化と基礎地盤の安定（盛土中央付近）

(2) 地表面変位ぐいなどの測定結果

水平変位量の経時変化は、基礎地盤が安定している状態のときは図5.7.3 (a)に示すように変化がほとんど認められないか、または多少盛土側に引き込まれる変位を示す。基礎地盤の変形が激しくなれば、水平変位は急激に増し、(b)に示すように载荷外側に向かう。

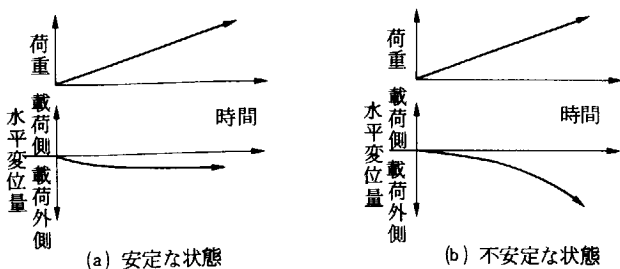


図5.7.3 水平変位の経時変化

垂直変位量の経時変化は、基礎地盤が安定しているときには図5.7.4 (a)に示すようにほとんど変位量は認められないか、沈下の傾向を示す。

しかし、基礎地盤が不安定な状態になり、変形が激しくなれば、(b)に示すように変位は隆起の傾向を示し、载荷を中止しても変位が継続する。

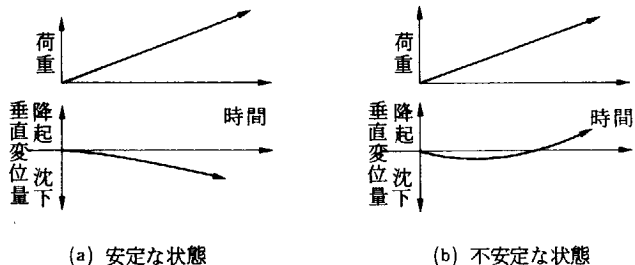


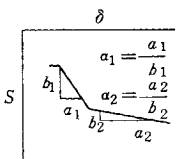
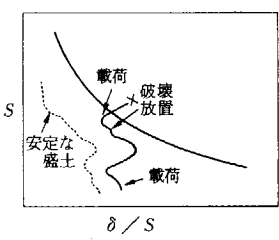
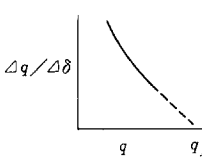
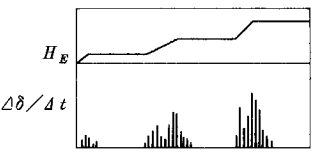
図5.7.4 垂直変位の経時変化

[参考] 定量的な指標による安定管理方法

動態観測にもとづいて盛土の安定管理を定量的に行う方法が提案されている。その主なものは参表5.1に示すとおりである。

なお、同表に例示した管理基準値の目安は盛土条件や地盤条件によって変わるものであるから、既往の類似地盤での実績や試験施工、先行した盛土などの結果を参考にして決定することが望ましい。

参表5.1 定量的な安定管理方法

管理方法	内 容	基準値の例
$S - \delta$ 法	 <p>S と δ をプロットし、$\alpha_2 / \alpha_1 \sim$ α_1 がある大きさを超えることで破壊を予測。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・圧密変形とせん断変形のバランスが容易にみられ、破壊の兆候が早くつかめる ・管理基準値の目安 $\alpha_2 \geq 0.7,$ $\alpha_2 \geq \alpha_1 + 0.5$
$S - \delta / S$ 法	 <p>S と δ / S をプロットし、その軌道が破壊基準線に近づくかどうかで破壊を予測。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・盛土施工の全期間にわたって地盤の挙動を把握するのに有効である ・管理基準値の目安 $S > 5.93 \exp\{1.28 (\delta / S)^2 - 3.41 \times (\delta / S)\}$
$\Delta q / \Delta \delta - q$ 法	 <p>漸増载荷中の $\Delta q / \Delta \delta - q$ 関係 (右下からの曲線) を外挿することで破壊荷重 q_f を予測。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ある程度の高さまで施工した時点でそれまでのデータを用いて限界盛土高を推定するのに有効である。 ・管理基準法の目安 $\Delta q / \Delta \delta \geq 15 \text{tf/m}^2$
$\Delta \delta / \Delta t - t$ 法	 <p>δ の 1 日当りの変位量 $\Delta \delta / \Delta t$ がある大きさを超えることで破壊を予測。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・1 日当りの変位量が簡便にチェックできる ・管理基準値の目安 $\Delta \delta / \Delta t \geq 1 \sim 2$ (cm/日)

注) S : 盛土中央部の沈下量 q_j : 任意の時点の盛土荷重
 q : 盛土荷重 δ : 盛土の尻部の水平変位量
 q_f : 破壊時の盛土荷重 H_E : 盛土高さ

第6章 河川土工の検査

第6.1節 概 説

検査とは工事が完成または部分的に完了した段階において工事が契約どおり実施されているかどうかを観察、検測、試験、そのほかの手段によって確認し、合格または不合格の判定を下すことである。最近の河川工事はそのほとんどが請負工事で施工されており、工事検査は請負契約における工事目的物の出来形・品質を保証することを主な目的として実施されることになる。

河川構造物の品質は均一性を要求するものであり、細部を重視するあまり全体を見失うことがないようにすることが大切である。このため出来形にしても他の部分が過大であるから一部に過小があっても全体の量的には均衡を保っているという考え方は絶対に許されるものではない。

検査の方法そのものは特別に変わったものではなく、工事が設計図、仕様書に示されたとおりに実施され、目的とされた構造物ができているかどうかを確認することである。なお、工事担当者は検査に先立って検査が効率よく適正に行われるよう準備しておかなければならない。

公共土木工事においては請負契約の適正な履行の確保と引渡し（給付）を受けるための確認が不可欠であることから、会計法などにおいて国や地方自治体などの監督や検査が義務付けられている。また、公共土木工事の目的物は公共施設であるので工事の遅延や完成後の瑕疵発生を防止し、工事の能率的な施工と技術水準の向上を図るため技術上の検査も重要である。

検査の順序は工種、検査員、検査時の状況によって異なるが、一般的な例としては図6.1.1のような流れがある。

書類検査

(受検に必要なもの)
検査関係書類

実地検査

(受検に必要なもの)
出来形図、出来形数量計算書、
出来形管理データ、測定機器類

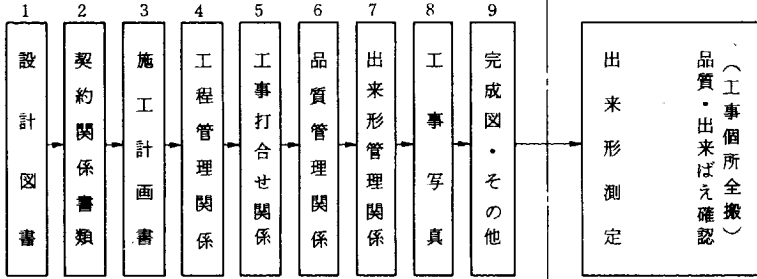


図6.1.1 検査の順序の例

第6.2節 出来形検査の方法

出来形検査の対象には築堤工、掘削工、浚渫工などがある。

6.2.1 築堤工の出来形検査

築堤工事では一般に20m毎に測点を置いていることが多く、それを利用して築堤盛土延長の縦断測定、代表的測点での横断測定を行う。縦断は一定勾配の場合が多いので、ある程度目視でも確認できるから、概ね100mに1ヶ所の割合で基準高を測定しておく。横断測定を行う代表的断面も概ね50mに1ヶ所くらいでもよいようであるが、曲線部など目視が困難な場合は適宜その数を増さなければならない。

横断測定はレベルおよびスケールを用いて実施するものとする。築堤工の検査で注意しなければならないことは次のとおりである。

- ① 築堤工は天端に余盛りを施工し、小段に片勾配をつけることを原則としているので、レベルで測定するときにはその点に留意しなければならない。
- ② のり面の仕上り具合は目視で検査する。とくにのり面の不陸には注意しなければならない。
- ③ 4割より急な地盤上に片盛土する場合、原地盤の段切りが確実に施工されていたかどうか写真にて確認しなければならない。
- ④ 目視により高さを検査する場合、盛土部のたるみ、軟弱地盤上の盛土の沈下などに注意しなければならない。

6.2.2 掘削工の出来形検査

掘削の目的は一般に河積を増大させるか、高水敷の整正のために低水路河床もしくは高水敷を掘削するものであるから、検査対象面積としては比較的広大な場合が多い。また、検査の方法としては掘削する土量の検収ではなく掘削された跡坪の検測、すなわち断面の計測である場合がほとんどである。代表的測点は検査官の経験によるが、直線で見通しの良い場合100mに1ヶ所くらいが適当である。代表的測点を主体に基準高、距離、横断等を測定して検査し、代表的測点間は目視により検査する。

掘削工の検査にあたっては次のような留意点がある。

- ① 代表的測点間の凹凸に注意する。
- ② 高水敷のように横断幅の長い場合は10mに1ヶ所の割合で高さを測定する。
- ③ 掘削ののり面が長い場合、または曲線部の内側ではのり面が張り出していることがあるから注意を要する。
- ④ 掘削完了後湛水していることがあるので、基準高測定および横断測量は深淺測量によることがある。
- ⑤ 岩盤掘削も概ね上記の方法により検査する。
- ⑥ 掘削残土の捨土場所が決められており、その捨土のり面の崩壊防止について仕様されている場合などでは、捨土場所の検査も行わなければならない。

6.2.3 浚渫工の出来形検査

浚渫工の検査は跡坪検収を原則とするが、浚渫土量の検収も併用して行っておく。また、でき得るなら浚渫ポンプの稼働時間もチェックしておくといよい。

跡坪検収は浚渫個所の深淺測量を実施する。測点は概ね20㎡に1ヶ所の割合で選定する。このとき計画断面以上の過掘りがあっても、その部分は出来高として認めないのが一般である。また浚渫済みの個所であっても、その部分に堆砂があった場合は、中間検査（出来形確認が終了した個所）が完了していない場合は竣工と見なさない。

浚渫土量の検収は含水比の違いなどから必ずしも精度が高いとはいえないが、一般の横断測量を実施して土量計算を行い、跡坪検収と対比しておく。2方法の測定結果が甚だしく異っていた場合再測定の必要がある。

しかし、水中のことゆえ工事竣功と検査との間に時間の差が大きいと必ずしも精度がよくないので、監督中の中間検査を併用しなければならない。

第6.3節 品質検査方法

品質検査は仕様書にもとづき施工者の提出した資料をもとに発注者が行うのが通常であるが、これとは別に発注者自らが品質試験を行って検査することもある。いずれの場合も資料のもととなる試験や測定などは信頼できるものであることが前提であり、熟練した技術者の指導によって適正に行われることが必要である。

品質検査の対象には築堤土質、まき出し厚さ、締固め度などがある。

(1) 築堤土質

監督員が常駐して仕様書などにより盛土材の管理試験を実施するように規定している場合は、その記録を確認して検査するのが一般的である。土取場を指定している場合はその土取場から搬入されたかどうかを確認する。また仕様書に盛土時の土の条件、すなわち降雨、降雪時の休工などがある場合、その条件が守られていたかどうかの確認も必要である。

なお、盛土材料の品質が万一不合格であった場合の処置は極めて難しく、施工当初および中間段階で品質の確認、土取場の調査などを確実に実施しておくことが何よりも必要である。

(2) まき出し厚さ

築堤工事の際には高まきは最も注意しなければならない、したがって、仕様書に規定されている厚さどおりに、または試験盛土の結果どおりに施工されているかどうかを主に写真によって確認する。一般土の場合、まき出し厚は35～45 cmである。

(3) 締固め

盛土工事の竣功後に締固め度の検査をする場合、盛土内部の締固め度の現地確認は事実上困難なので、監督員立合いもしくは監督員確認の品質管理の記録により確認を行う。このとき品質管理の記録に不審な点や品質のバラツキが多い場合などでは、現地試験を実施する。現地試験は表面に近いところしかとれないし、その上いろいろ困難なことも多いと思われる。しかし、不審な点が見られた場合にはその解明に勇気をもってあたらなければならない。

工事施工中の品質管理としての締固め度の試験については乾燥密度による方法、飽和度または空気間隙率による方法、強度特性による方法、締固め機種お

よび締固め回数による方法などがある。

施工規定により品質管理を行った場合には機械の使用日報などのアワーメータなどにより確認するが、ブルドーザでは敷ならしと締固めの両方に併用されている場合があるので注意が必要である。

第6.4節 合格判定規準

出来形にしろ、品質にしろ、できあがった目的物がすべて設計寸法どおり出来あがっていることは稀である。そのため目的物の効用が全うされることを最大の条件として、設計値を中心にしてある範囲の許容値を設けている。

許容される誤差の範囲は工事各部分の必要な機能、施工性、経済性などから決められるものであるから、工事の性格、内容および施工の条件（使用材料、施工場所、施工方法、施工者）によって異なるが、土工においては、特別のものを除けば、過去の実績から調査して定めることができる。可否の判定基準はあらかじめ仕様書などで示し、契約条件とすることが必要である。

(1) 規格値による方法

原則として全数検査とし、検査時の測定値のいずれも規格値（設計図、仕様書に示された設計値に対する許容誤差）を満足していれば合格である。一般には、構造物の外形寸法などの検査に用いられる。

(2) 合格判定値による方法

抜取検査の場合、ロットの大きさおよびロットごとの抜取個数を定めて測定し、その結果が下記を満足していれば合格である。

上限合格判定値 \geq 測定値の平均 \geq 下限合格判定値

この方法は一般に品質などの検査に用いられる。

主 な 参 考 文 献

- 1) 解説・河川管理施設等構造令；河川管理施設等構造令研究会編、
（社）日本河川協会、山海堂、1978.
- 2) 建設省河川砂防技術基準（案）・計画編；建設省河川局、
（社）日本河川協会、山海堂、1986.
- 3) 建設省河川砂防技術基準（案）・調査編；建設省河川局、
（社）日本河川協会、山海堂、1986.
- 4) 建設省河川砂防技術基準（案）・設計編；建設省河川局、
（社）日本河川協会、山海堂、1985.
- 5) 河川堤防強化マニュアル（案）・浸透対策編；建設省関東地方建設局、
（財）国土開発技術研究センター、1985.
- 6) 漏水対策工設計施工指針（案）；北海道開発局、1984.
- 7) 既設堤防の土質特性に関する調査報告書；関東地方建設局関東技術事務所、
1983.
- 8) 道路土工一施工指針；（社）日本道路協会、1986.
- 9) 道路土工一軟弱地盤対策工指針；（社）日本道路協会、1986.
- 10) 地下水ハンドブック（第7刷）；地下水ハンドブック編集委員会編、建設
産業調査会、1989.

河川土工マニュアル

平成5年6月発行 定価 5,000円
(送料・消費税含み)

発行所 財団法人 国土開発技術研究センター

〒105 東京都港区虎ノ門2-8-10
(第15森ビル6階)

TEL.03-3503-0393

FAX.03-3592-6699

印刷所 西 印 刷 株 式 会 社

〒102 東京都千代田区平河町1-4-15

TEL.03-3263-2665