ため池整備事業実施の手引

令和８年度

令和８年８月

山　　口　　県

目　　次

第１章　　一般事項 ･･･ 1-1
1.1　　ため池の現状と事業の沿革 ･･･ 1-1
1.1.1　農業用ため池の総数 ･･･ 1-1
1.1.2　事業の沿革 ･･･ 1-3
1.1.3　ため池に関する出来事と国・県の動き ･･･ 1-5
1.2　　趣　旨 ･･･ 1-9
1.3　　適用範囲 ･･･ 1-9
1.4　　重要度区分の定義 ･･･ 1-10
1.5　　設計の基本事項 ･･･ 1-11
1.6　　要改修の判定 ･･･ 1-12
1.7　　設計の手順 ･･･ 1-15
1.8　　耐震性能の設定と照査手順 ･･･ 1-19
第２章　　測量・調査 ･･･ 2-1
2.1　　ため池調査 ･･･ 2-1
2.1.1　堤体調査 ･･･ 2-2
2.1.2　測　量 ･･･ 2-3
2.1.3　地質調査及び土質試験 ･･･ 2-7
2.1.4　環境調査 ･･･ 2-14
2.2　　材料調査 ･･･ 2-15
第３章　　設　計 ･･･ 3-1
3.1　　ため池改修設計の考え方 ･･･ 3-1
3.1.1　ため池形態別の特徴 ･･･ 3-2
3.1.2　ため池の多面的機能 ･･･ 3-3
3.1.3　ため池の形態・規模に応じた設計の考え方 ･･･ 3-3
3.1.4　二次的自然空間としてのため池 ･･･ 3-5
3.1.5　環境との調和に配慮する考え方 ･･･ 3-6
3.1.6　環境調査 ･･･ 3-13
3.2　　設計洪水流量 ･･･ 3-14
3.2.1　Ａ項流量 ･･･ 3-14
3.2.2　Ｂ項流量 ･･･ 3-17
3.2.3　Ｃ項流量 ･･･ 3-17
3.2.4　設計洪水量の算定 ･･･ 3-18
3.2.5　貯留効果 ･･･ 3-21
3.3　　堤体の設計 ･･･ 3-23
3.3.1　堤体設計の考え方 ･･･ 3-23
3.3.2　堤体改修型式の選定 ･･･ 3-25

3.3.3　堤体の構成及び用語の定義 ･･･ 3-28
3.3.4　堤体の各種設計 ･･･ 3-29
3.3.5　法面保護工及び安全施設工 ･･･ 3-63
3.3.6　堤体と地山高の関係について ･･･ 3-73
3.4　洪水吐の設計 ･･･ 3-74
3.4.1　洪水吐の構成 ･･･ 3-74
3.4.2　洪水吐型式の選定 ･･･ 3-76
3.4.3　洪水吐の水理設計 ･･･ 3-78
3.4.4　洪水吐の構造設計 ･･･ 3-108
3.5　取水施設の設計 ･･･ 3-134
3.5.1　取水施設の構成 ･･･ 3-134
3.5.2　斜樋の設計 ･･･ 3-137
3.5.3　底樋の設計 ･･･ 3-149
3.6　緊急放流施設の設計 ･･･ 3-176
3.6.1　緊急降下水位 ･･･ 3-176
3.6.2　放流施設の位置 ･･･ 3-176
3.6.3　放流孔の位置及び構造 ･･･ 3-176
3.6.4　放流孔径及び斜樋管径の算定 ･･･ 3-179
3.7　堤体の耐震照査 ･･･ 3-180
3.7.1　レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査 ･･･ 3-180
3.7.2　レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査 ･･･ 3-181
3.7.3　ため池の耐震対策工法 ･･･ 3-190
3.8　液状化の検討 ･･･ 3-192
3.8.1　液状化の判定 ･･･ 3-192
3.8.2　対策工 ･･･ 3-203
3.9　基礎処理 ･･･ 3-214
3.9.1　地盤改良による基礎処理 ･･･ 3-214
3.9.2　グラウト工法による基礎処理 ･･･ 3-236
3.9.3　止水トレンチ工法 ･･･ 3-241
3.10　仮設計画 ･･･ 3-242
3.10.1　工事用進入路計画 ･･･ 3-242
3.10.2　工事用道路計画 ･･･ 3-244
3.10.3　仮排水計画 ･･･ 3-248
3.10.4　その他仮設備計画 ･･･ 3-251
第 4 章　施　工 ･･･ 4-1
4.1　施工計画 ･･･ 4-1
4.2　施工 ･･･ 4-2
4.3　施工管理 ･･･ 4-12
第 5 章　積　算 ･･･ 5-1
5.1　位置づけ ･･･ 5-1

5.1.1　請負工事費の基本構成 ･･･ 5-1
5.1.2　技術管理費 ･･･ 5-2
5.2　堤体工 ･･･ 5-2
5.2.1　旧堤体の掘削 ･･･ 5-3
5.2.2　堤体盛土 ･･･ 5-4
5.2.3　土量換算係数 ･･･ 5-5
5.3　土取場 ･･･ 5-7
5.4　構造物工 ･･･ 5-7
5.4.1　土工 ･･･ 5-7
5.4.2　コンクリート工 ･･･ 5-9
5.5　施設機械 ･･･ 5-10
5.5.1　ゲート等の施設機械の積算 ･･･ 5-10
5.6　仮設工 ･･･ 5-11
5.6.1　仮設費の積算 ･･･ 5-11
5.6.2　工事用進入路 ･･･ 5-11
5.6.3　工事用道路 ･･･ 5-11
5.6.4　落水 ･･･ 5-11
5.6.5　排水処理 ･･･ 5-12
5.6.6　堤体掘削時の仮設計画 ･･･ 5-15
5.6.7　池内堆積泥土の固化処理 ･･･ 5-15
5.6.8　実施設計 ･･･ 5-15
第 6 章　関係機関との協議及び用地補償 ･･･ 6-1
6.1　関係機関との協議 ･･･ 6-1
6.2　用地補償 ･･･ 6-3
6.2.1　用地補償の概要 ･･･ 6-3
6.2.2　用地取得及び地上権設定等取扱基準 ･･･ 6-5
6.2.3　借地補償 ･･･ 6-12
6.2.4　立木補償 ･･･ 6-12
6.2.5　用地補償の取扱い事例 ･･･ 6-13
6.2.6　その他 ･･･ 6-14
第 7 章　計算例 ･･･ 7-1
7.1　設計洪水流量の計算例 ･･･ 7-1
7.1.1　算定方法 ･･･ 7-1
7.1.2　流域の状況 ･･･ 7-1
7.1.3　流域水文資料の整理 ･･･ 7-2
7.1.4　降雨強度式の作成 ･･･ 7-4
7.1.5　洪水到達時間内の平均有効降雨強度の算定 ･･･ 7-6
7.1.6　設計洪水流量の算定 ･･･ 7-7
7.1.7　まとめ ･･･ 7-7
7.2　貯留効果の計算例 ･･･ 7-8

7.2.1　検討概要 ･･･ 7-8
7.2.2　計算条件の整理 ･･･ 7-8
7.2.3　貯留効果算定の妥当性確認 ･･･ 7-9
7.2.4　降雨強度式の作成 ･･･ 7-9
7.2.5　洪水到達時間の算出および計算間隔 ･･･ 7-10
7.2.6　流入ハイドログラフの算定 ･･･ 7-11
7.2.7　流入ハイドログラフ ･･･ 7-15
7.2.8　貯留効果の算定 ･･･ 7-19
7.3　緊急放流施設の計算例 ･･･ 7-23
7.3.1　設計条件 ･･･ 7-23
7.3.2　緊急放流量(Q_2)の算出 ･･･ 7-23
7.3.3　緊急放流孔径の算出 ･･･ 7-24
7.3.4　斜樋管兼用の検討 ･･･ 7-27
7.3.5　底樋管の流下能力確認 ･･･ 7-28
7.4　洪水吐の水理計算例（正面越流型） ･･･ 7-29
7.4.1　水理計算諸元 ･･･ 7-29
7.4.2　接近水路の計算 ･･･ 7-30
7.4.3　調整部の水理設計 ･･･ 7-32
7.4.4　移行部の水理設計 ･･･ 7-37
7.4.5　放水路の水理設計 ･･･ 7-41
7.4.6　減勢工の水理設計 ･･･ 7-44
7.4.7　取り付け水路の水理設計 ･･･ 7-48
7.5　洪水吐の水理計算例（側水路型） ･･･ 7-49
7.5.1　水理計算諸元 ･･･ 7-49
7.5.2　接近水路の計算 ･･･ 7-50
7.5.3　調整部の水理設計 ･･･ 7-52
7.5.4　側水路・移行部の水理設計 ･･･ 7-55
7.5.5　放水路の水理設計 ･･･ 7-63
7.5.6　減勢工の水理設計 ･･･ 7-66
7.5.7　取り付け水路の水理設計 ･･･ 7-70
7.6　洪水吐の構造計算例 ･･･ 7-71
7.6.1　構造計算諸元 ･･･ 7-71
7.6.2　構造検討断面の作成 ･･･ 7-74
7.6.3　設計条件の整理 ･･･ 7-76
7.6.4　構造計算結果のとりまとめ ･･･ 7-77
7.6.5　構造計算事例 ･･･ 7-79
7.7　試験盛土報告書の整理事例 ･･･ 7-102
7.7.1　試験計画 ･･･ 7-102
7.7.2　測定項目と測定時期 ･･･ 7-103
7.7.3　盛土試験の形態 ･･･ 7-105

7.7.4　管理規定値 ･･･ 7-106
7.7.5　転圧回数と沈下量の関係 ･･･ 7-108
7.7.6　転圧回数と締固め度の関係 ･･･ 7-110
7.7.7　転圧回数と透水性の関係 ･･･ 7-112
7.7.8　盛土仕様の決定 ･･･ 7-114
7.7.9　施工時及び品質管理の留意点 ･･･ 7-117
7.8　底樋部基礎補強の計算事例 ･･･ 7-118
7.8.1　条件の整理 ･･･ 7-118
7.8.2　検討結果 ･･･ 7-121
7.8.3　改良厚の検討 ･･･ 7-122
7.8.4　改良強度の検討 ･･･ 7-125
7.9　プレキャスト底樋の構造計算例 ･･･ 7-127
7.9.1　条件の整理 ･･･ 7-127
7.9.2　検討結果のとりまとめ ･･･ 7-131
7.9.3　構造計算例 ･･･ 7-131
参考資料
1　ため池用語集 ･･･ **参考-1**
2　チェックリスト ･･･ **参考-2**
3　質疑応答 ･･･ **参考-3**
4　積算例 ･･･ **参考-4**

適用基準一覧

本手引に適用する基準書、参考文献等は下表によるものとする。

文　献	発行年月	監　修	略　称
土地改良事業設計指針 「ため池整備」	平成 27 年 5 月	農林水産省 農村振興局	設計指針「ため池」
ため池整備事業実施の手引	平成 19 年 6 月	山口県農林水産部 農村整備課	ため池整備の手引
農業用ため池廃止工事 の設計に関する手引き	令和 7 年 3 月 令和8年2月一部改正	農林水産省 農村振興局	ため池廃止の手引
老朽ため池整備便覧	昭和 57 年	老朽ため池研究会	老ため便覧
土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」技術書（共通編）	平成 15 年 4 月	農林水産省 農村振興局	設計基準「ダム」(共通編)
土地改良事業計画設計基準 設計「ダム」技術書（フィルダム編）	平成 15 年 4 月	農林水産省 農村振興局	設計基準「ダム」(フィルダム編)
土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」技術書	平成 26 年 3 月	農林水産省 農村振興局	設計基準「水路工」
土地改良事業計画設計基準 及び運用・解説 設計「パイプライン」	令和 3 年 6 月	農林水産省 農村振興局	設計基準「パイプライン」
土地改良事業計画設計基準 設計「ポンプ場」	令和 5 年 10 月	農林水産省 農村振興局	設計基準「ポンプ場」
土地改良事業計画設計基準 及び運用・解説 設計「農道」	令和 6 年 3 月	農林水産省 農村振興局	設計基準「農道」
土地改良事業設計指針 「耐震設計」	平成 27 年 5 月	農林水産省 農村振興局	設計指針「耐震設計」
道路橋示方書・同解説 「Ⅰ共通編」	令和 7 年 10 月	日本道路協会	道路橋示方書・同解説「Ⅰ共通編」
セメント系固化材による地盤改良 マニュアル（第 5 版）	令和 3 年 10 月	セメント協会	セメント系地盤改良マニュアル
道路土工 軟弱地盤対策工指針 （平成 24 年度版）	平成 24 年 8 月	日本道路協会	道路土工 軟弱地盤対策工指針
軟弱地盤対策工 －調査・設計から施工まで－		地盤工学会	軟弱地盤対策工
ため池ベントナイトシート工法 設計・施工マニュアル	令和 7 年 5 月	農研機構	ベントナイトシート設計・施工マニュアル
応用水文統計学	昭和 45 年 10 月	森北出版	応用水文統計学
農業土木ハンドブック（改訂 6 版） 基礎編	平成 12 年 8 月	農業土木学会	農業土木ハンドブック（基礎編）
農業土木ハンドブック（改訂 6 版） 本編	平成 12 年 8 月	農業土木学会	農業土木ハンドブック（本編）
道路土工 盛土工指針 （平成 22 年度版）	平成 22 年 5 月	日本道路協会	道路土工 盛土工指針
道路土工「施工指針」	平成 15 年	日本道路協会	道路土工 施工指針

文　献	発行年月	監　修	略　称
道路土工 仮設構造物工指針	平成 11 年 3 月	日本道路協会	道路土工 仮設構造物工指針
道路土工 カルバート工指針	平成 22 年 3 月	日本道路協会	道路土工 カルバート工指針
河川構造物の耐震性能照査指針・解説 （Ⅱ．堤防編）	平成 28 年 3 月	国土交通省水管理・ 国土保全局治水課	河川耐震照査指針
解説・河川管理施設等構造令	平成 9 年 11 月	（社）日本河川協会	河川構造令
河川堤防の地震時変形量の解析手法	平成 14 年 2 月	国土技術研究 センター	河川堤防の地震時変形量の解析手法 （国土技術センター）
ルジオンテスト技術指針	平成 18 年 7 月	国土技術研究 センター	ルジオンテスト技術指針
グラウチング技術指針	平成 15 年 7 月	国土技術研究 センター	グラウチング技術指針
林道規程 －運用と解説－	令和 3 年 12 月	日本林道協会	林道規程 －運用と解説－
設計標準歩掛表【一般共通編】	令和 7 年度	山口県土木建築部	設計標準歩掛表【一般共通編】
設計標準歩掛表【運用編】	令和 7 年度	山口県土木建築部	設計標準歩掛表【運用編】
ため池工事積算マニュアル（案）	令和 5 年 4 月	農林水産省 農村振興局	ため池工事積算マニュアル
土地改良工事積算基準 （土木工事）	令和 7 年度	農林水産省 農村振興局	積算基準（土木工事）
土地改良工事積算基準 （施設機械）	令和 7 年度	農林水産省 農村振興局	積算基準（施設機械）
土地改良標準積算基準 （調査・測量・設計）	令和 7 年度	農林水産省 農村振興局	積算基準（調査・測量・設計）
土木工事数量算出要領	令和 7 年 4 月	国土交通省	数量算出要領（国土交通省）
土地改良工事数量算出要領（案）	令和 7 年 4 月	農林水産省 農村振興局	数量算出要領（農林水産省）
ほ場整備事業実施の手引	平成 26 年	山口県農林水産部 農村整備課	ほ場整備の手引
山口県土木工事施工管理基準 （農村整備編）	令和 4 年 11 月	山口県農林水産部 農村整備課	
建設汚泥リサイクル指針	平成 12 年 4 月	国土交通省通達	
土木工事仮設計画ガイドブック（Ⅱ）	平成 23 年	全日本建設技術協会	
仮設構造物の計画と施工	令和 7 年 10 月	土木学会	
フィルダムの設計及び施工	昭和 48 年	技報堂	
建設省河川砂防技術基準(案)同解説	平成 9 年 10 月	日本河川協会	
農業土木学会論文集第 239 号第 73 巻第 5 号	平成 17 年 10 月		

文　献	発行年月	監　修	略　称
柔構造樋門設計の手引き	平成 10 年 11 月	国土開発技術研究センター	
柔構造底樋によるため池改修工法の研究開発	平成 13～16 年	農研機構農村工学研究所	
ヒューム管設計施工要覧	令和 6 年 12 月	全国ヒューム管協会	
下水道推進工法の指針と解説 －2010 年度版	平成 22 年	(社)日本下水道協会	
ため池ハザードマップ作成の手引き	平成 25 年 5 月	農村振興局整備部防災課	
土地改良施設耐震設計の手引き	平成 16 年 3 月	農業土木学会	
発生土利用促進のための改良工法マニュアル	平成 9 年	（一財）土木研究センター	
石灰安定処理工法	平成 18 年 7 月	日本石灰協会	
コンクリート構造物品質確保ガイド	令和 3 年 10 月	山口県土木建築部	
地盤調査の方法と解説	平成 25 年 3 月	社団法人地盤工学会	

本手引では、引用する文献の名称は略称を用いて示すものとする。

例：[設計基準「ダム」（フィルダム編）P. 100]

第１章

一般事項

第１章　一般事項

1.1　ため池の現状と事業の沿革

1.1.1　農業用ため池の総数

(1)　わが国の農業用ため池総数

わが国の農業用ため池の総数は、令和７年３月末時点の農林水産省農村振興局整備部防災課調べによると、約 14.8 万ヶ所に及んでいる。わが国は南北に細長く延びた列島で、地勢がきわめて急峻であるため河川の流路が短く勾配も急である。したがって、降雨があっても、その流出が早く農業用の水源として、ため池を築造することに、如何に農民の関心と努力が払われたかを知ることができるのである。

地域別にみるとため池の多い地域は、古くから開発された近畿地方および降雨量の少ない瀬戸内地方で、県別では、兵庫、広島、香川、岡山、山口の各県が多く、これらの５県で全体数の約半分を占めている。本県は箇所数で全国５位である。

［農林水産省 HP 農業用ため池］

各県ため池箇所数等（上位１０県）

順位	都道府県名	箇所数 R8.3末時点 ①箇所	1箇所当り平均貯水量（参考） ②　千㎥	総貯水量（参考） ③=①×②千㎥	水田面積（本地） R7時点 ④ha	都道府県総面積 ⑤k㎡	ため池密度（水田比） ⑥=①/④箇所/ha	ため池密度（総面積比） ⑦=①/⑤箇所/k㎡
1	兵庫県	21,162	11.600	245,479	59,000	8,396.39	0.359	2.520
2	広島県	16,186	4.588	74,261	34,300	8,479.73	0.472	1.909
3	香川県	12,187	11.588	141,223	21,600	1,876.55	0.564	6.494
4	岡山県	8,952	11.499	102,939	43,700	7,113.23	0.205	1.259
5	山口県	7,407	4.582	33,939	32,500	6,114.13	0.228	1.211
6	宮城県	5,386	49.562	266,941	97,700	6,862.12	0.055	0.785
8	福岡県	4,722	21.302	100,588	60,000	4,979.30	0.079	0.948
7	島根県	4,710	3.842	18,096	25,900	6,707.98	0.182	0.702
9	和歌山県	4,575	5.978	27,349	8,250	4,726.29	0.555	0.968
10	新潟県	4,044	11.572	46,797	138,900	12,583.84	0.029	0.321

数値は農林水産省HP資料による。1箇所当り平均貯水量は農林水産省HPの農業用ため池一覧の県別データをもとに算出

(2)　本県のため池

本県のため池は、特に毛利藩時代に盛んに推進された開墾、干拓地の用水源として、築造されたものが大部分であり、100 年以上経過したものが約 90%である。

また特徴としては、貯水量 1,000t 以下が 64%､3,000t 以下では 81%と小規模なため池が多く分布していることがあげられる。以下本県のため池の状況を表で示す（令和８年３月末時点）

(ア)貯水量別

	1千t未満	1千t以上 3千t未満	3千t以上 5千t未満	5千t以上 1万t未満	1万t以上 3万t未満	3万t以上 10万t未満	10万t以上	計
ため池数	4,735	1,273	379	374	389	188	69	7,407
構成比率	*63.9%*	*17.2%*	*5.1%*	*5.0%*	*5.3%*	*2.5%*	*0.9%*	*100%*
うち防重	126	233	150	190	266	164	66	1,195
構成比率	*10.5%*	*19.5%*	*12.6%*	*15.9%*	*22.3%*	*13.7%*	*5.5%*	*100%*

うち防重は防災重点農業用ため池の数を示す。（令和8年3月末時点）

(イ)堤高別

	3m未満	3m以上 5m未満	5m以上 7m未満	7m以上 10m未満	10m以上 15m未満	15m以上 20m未満	20m以上	計
ため池数	3,743	2,466	676	328	163	23	8	7,407
構成比率	*50.5%*	*33.3%*	*9.1%*	*4.4%*	*2.2%*	*0.3%*	*0.1%*	*100%*
うち防重	128	399	283	221	138	18	8	1,195
構成比率	*10.7%*	*33.4%*	*23.7%*	*18.5%*	*11.5%*	*1.5%*	*0.7%*	*100%*

うち防重は防災重点農業用ため池の数を示す。（令和8年3月末時点）

(ウ)堤頂長別

	20m未満	20m以上 30m未満	30m以上 40m未満	40m以上 50m未満	50m以上 60m未満	60m以上 100m未満	100m以上	計
ため池数	1,855	2,126	1,413	743	406	619	245	7,407
構成比率	*25.0%*	*28.7%*	*19.1%*	*10.0%*	*5.5%*	*8.4%*	*3.3%*	*100%*
うち防重	35	152	199	180	158	311	160	1,195
構成比率	*2.9%*	*12.7%*	*16.7%*	*15.1%*	*13.2%*	*26.0%*	*13.4%*	*100%*

うち防重は防災重点農業用ため池の数を示す。（令和8年3月末時点）

(エ)下流への影響度※別（最大浸水深の解析結果を表示、中央値 1.376）

	0以上 0.1未満	0.1以上 0.5未満	0.5以上 1.0未満	1.0以上 2.0未満	2.0以上 5.0未満	5.0以上 20未満	20以上	計
ため池数	850	1,212	1,070	1,144	1,194	1,063	874	7,407
構成比率	*11.5%*	*16.4%*	*14.4%*	*15.4%*	*16.1%*	*14.4%*	*11.8%*	*100%*
うち防重	1	13	19	51	114	357	640	1,195
構成比率	*0.1%*	*1.1%*	*1.6%*	*4.3%*	*9.5%*	*29.9%*	*53.6%*	*100%*

うち防重は防災重点農業用ため池の数を示す。（令和8年3月末時点）
うち防重は浸水想定図(氾濫解析)の歩行困難区域内に住宅等がある場合などによるもの。

※ 下流への影響度は農研機構が推奨するため池氾濫解析ソフト(SIPOND)で作成した氾濫区域内にある住宅又は学校、病院その他の公共の用に供する施設を抽出し、ため池からの距離別・貯水量別に影響度の大きさを数値化したもの。

1.1.2　事業の沿革

(1)　国庫事業と国の対応

国庫補助の老朽ため池整備事業制度の発端は、昭和 25 年から 27 年にかけての農業用施設災害であった。

当時、ため池の被災件数は、おおむね全体の１割に近い比率を占め、それによるため池下流における二次被害額はため池の復旧額の数倍にも達した。さらに人的被害をも含めると、その被害は甚大なものであった。

こうした実態に鑑み、老朽化しているため池の決壊を未然に防ぐことが急務となり、昭和 28 年度から老朽ため池の補強が老朽溜池補強事業として制度化された。当時、ため池の決壊原因の多くは、一般的に洪水吐の能力不足による堤体溢流であり、事業はこの拡張改修工事のみを補助対象として発足した。

また、昭和 28 年におけるため池災害は約 4,800 ヶ所にもおよんだことにより、さらに事業内容の拡充が要請され、洪水吐のみならず、堤体の改修補強工事についても事業の対象となった。

平成２年度には、生活環境整備として、ため池周辺の巡回用道路、護岸施設、水質保全施設、また水飲み場、便所、休憩所、植生等の利活用保全施設についても補助対象となった。

平成７年１月 17 日に発生した阪神淡路大震災、平成 23 年３月 11 日に発生した東日本大震災等の災害を受け、ため池整備に関する設計について土地改良事業設計指針等が整備された。

平成 12 年２月に土地改良事業設計指針「ため池整備」を制定

平成 18 年２月に土地改良事業設計指針「ため池整備」を改定

底樋及び止水壁周辺の入念な施工とチッピング処理の有効性を記載

土地改良事業計画設計基準　設計「ダム」の改訂に伴う見直し

環境との調和に配慮したため池整備について追記

平成 27 年５月土地改良事業設計指針「耐震設計」を改定

平成 27 年５月土地改良事業設計指針「ため池整備」を改定

東日本大震災の教訓を踏まえレベル２地震動を考慮した耐震照査

官民連携新技術研究開発事業により開発した原位置試験

耐震対策及び液状化に関する対策工法

柔構造底樋の構造設計手法

(2)　ため池関連２法の制定

平成 30 年７月豪雨により全国で 32 箇所のため池が決壊し、広島県福山市では女児を含む２名が犠牲となったこと等を受け、全国ため池緊急点検が行われ、11 月に「平成 30 年７月豪雨等を踏まえた今後のため池対策の進め方」により、防災重点ため池の具体的な選定基準や緊急時の迅速な避難行動につなげる対策、施設機能の適切な維持、補強に向けた対策が示された。

平成 31 年４月 26 日に農業用ため池の情報を適切に把握し、決壊による災害を防止することを目的に「農業用ため池の管理及び保全に関する法律」が公布（令和元年７月１日施行）され、令和２年６月 19 日には「防災重点農業用ため池に係る防災工事等の推進に関する特別措置法」が公布（令和２年 10 月１日施行､令和 13 年３月 31 日までの時限立法）され、以後法律に基づき農業用ため池の防災対策が進められており、令和８年３月には、法施行後５年後の検証結果を踏まえた今後の対策が示されている。

(3)　山口県のため池対策

単独県費土地改良事業の老朽ため池整備として昭和 40 年に国費補助の対象とならない受益地１ha～10ha 未満の小規模ため池についての整備が制度化された。

その後制度を拡充し、ため池浚渫、ため池防災（堤防の切開）も制度化して事業実施するに至っている。

昭和 60 年６月の豪雨により生じたため池の決壊により 1.8 キロ離れた民家が被災し２名の方が亡くなる被害が生じた。

平成元年から災害の未然防止を目的にため池点検パトロールを実施し、ため池関係者に対しため池点検の必要性、点検時の留意点、管理の重要性を伝えている。

平成５年度にため池整備事業実施の手引を策定、平成９年台風９号による豪雨に伴い山口県北部のため池が５箇所決壊する被害が生じたこと等を受け、平成９年度から危険ため池整備推進を目的に県費補助率の嵩上げを行っている。

○防災重点農業用ため池とは

【防災重点農業用ため池に係る防災工事等の推進に関する特別措置法】抜粋

都道府県知事は、農業用ため池であってその決壊による水害その他の災害によりその周辺の区域に被害を及ぼすおそれがあるものとして政令で定める要件に該当するものを、特定農業用ため池として指定することができる。

【政令】抜粋

１ 当該農業用ため池の決壊により浸水区域のうち、ため池からの水平距離が１００ｍ未満の区域に住宅等が存すること。

２ 貯水する容量が千㎥以上であり、かつ、浸水区域のうち、ため池からの水平距離が５００ｍ未満の区域に住宅等が存すること。

３ 貯水する容量が５千㎥以上であり、かつ、浸水区域に住宅等が存すること。

４ 前１～３号のほか、ため池の周辺の区域の自然的条件、社会的条件その他の状況からみて、決壊による水害その他の災害を防止する必要性が特に高いものとして農林水産省令で定める要件に該当するもの。

【農林水産省令】抜粋

政令に掲げる要件に該当する農業用ため池に準ずるものであること。

○特定農業用ため池とは

防災重点農業用ため池のうち国又は地方公共団体が所有するものを除いたもの。

○危険ため池とは

防災重点農業用ため池のうち、老朽化したため池であって、次のいずれか１つ以上に該当し、早急に補強等を必要とするもので、ため池が決壊した場合、人家１戸以上または重要な公共施設に直接被害がおよぶおそれがあるものとして、山口県地域防災計画に位置付ける災害危険区域・重要防災箇所

ア 堤体の老朽化及び断面不足

イ 取水施設の老朽化

ウ 余水吐の老朽化及び断面不足

○監視ため池とは

防災重点農業用ため池のうち、ため池実態調査等により、堤体の変状、漏水、施設の老朽化等が確認され、監視すべきため池として、各農林水産(農林)事務所のため池対策推進会議において確認・決定したため池

1.1.3　ため池に関する出来事と国・県の動き

★:トピック、●:事業制度、◆:技術基準

年月	出来事	国の動き	県の動き
S28		●老朽溜池補強事業創設	
S34	昭和34年7月･8月及び9月の風水害	昭和34年7月･8月及び9月の風水害による特別措置法制定	
S35		●(採択基準緩和) (1)受益5ha以上 (2)堤高5m以上かつ貯水量3万㎥以上	
S36		●大規模老朽ため池事業創設	
S51		●県営事業要件の緩和 受益面積40ha→5ha	
S52		●(事業の整理統合)	
S54		●(採択基準の変更) 地震関係地域において行うもの 受益面積 5ha→2ha	
S60.6			★梅雨前線豪雨によるため池決壊 犠牲者2名
H1			★危険ため池点検パトロール開始
H2		●(事業の拡充) 利活用保全施設整備の追加 中山間地帯の実施要件緩和 受益面積　5ha→2ha等	
H3	台風第19号災害		
H5			◆ため池整備事業実施の手引策定
H7.1.17	阪神淡路大震災		
H9.7	台風9号災害 県北部でため池5箇所が決壊		危険ため池整備計画策定 ●県費補助率嵩上げ 危険ため池を対象に地元負担2%以下とする場合
H12.2		◆土地改良事業設計指針「ため池整備」制定	◆ため池整備事業実施の手引改定
H18.2		◆土地改良事業設計指針「ため池整備」改定	
H19.6			◆ため池整備事業実施の手引改定
H23.3.11	東日本大震災（福島県で藤沼ため池決壊、7名の犠牲を含む甚大な被害が発生）		
4			★大雨･洪水警報時ため池点検開始
H25.2		●農村地域防災減災事業創設(以後「防災減災」という)(定額補助導入) ハザードマップ作成 定額 実施計画策定 定額 ため池情報整備 定額	
H27.4		●(事業の拡充:防災減災)防災減災上のリスク除去 廃止 定額1千万円上限 水位観測計器の設置　定額	★農業農村整備情報管理システム運用再開（以下「NNJ」という。）
5		◆土地改良事業設計指針「ため池整備」改訂 ◆土地改良事業設計指針「耐震設計」改訂	

年月	出来事	国の動き	県の動き
H30		●農業水路等長寿命化・防災減災事業創設(以後「農寿防災」という)	
7	7月豪雨災害（全国で32箇所のため池が決壊､広島県で決壊により２名が犠牲)		
8		★ため池緊急点検(88,133箇所)	★ため池緊急点検(6,751箇所)
11		★今後のため池対策の進め方	
H31.3		●（事業の拡充：防災減災） 総事業費800万円以上､受益要件なし	
		●（事業の拡充：農寿防災） 廃止　定額　堤高に応じ最大3,000万円上限 ハザードマップ作成　定額(R2迄) ため池SC活動等　定額　1,000万円上限(R2迄)	
R1.7.1	農業用ため池の管理及び保全に関する法律施行		
			★NNJ にため池 DB､山口県ため池マップ､ため池申請登録機能を搭載
R2.1		●（事業の拡充：防災減災） 安全施設整備(転落防止対策) 定額	
4		●（事業の拡充：農寿防災） 水位観測計器の設置　定額（R2迄）	★R2.3.31 山口県ため池ﾏｯﾌﾟ(ため池DB)を公表
		★ため池防災支援システム運用開始	★ため池点検アプリ運用開始
10.1	防災重点農業用ため池に係る防災工事等の推進に関する特別措置法施行		
R3.3			山口県ため池防災工事等推進計画策定
4		●（事業の拡充：防災減災） ため池情報整備　定額(R7迄延長) 防災重点農業用ため池緊急整備事業創設 地方財政措置(充当率90%,算入率50%)等	★ため池サポートセンターやまぐち開設
		●（事業の拡充：農寿防災） 廃止　定額　堤高等に応じ最大6,000万円上限 水位観測計器の設置　定額（R12迄） ハザードマップ作成　定額(R12迄) ため池SC活動等　定額　1,000万円上限(R12迄)	
R4		●（事業の拡充：防災減災） ため池洪水調節機能強化事業創設	
R5.4		●（事業の拡充：農寿防災） 廃止　定額 下流水路の整備を伴う場合､堤高等に応じ最大11,000万円上限	
R8.4		●（事業の拡充：防災減災） ため池情報整備　定額(R12迄)	

■ため池整備の推進年表

区分	項目	H20	H21	H22	H23	H24	H25	H26	H27
トピック	全国				H23.3東日本震災 藤沼湖決壊		H24補～防災減災		
							ため池一斉点検（H25～H27）		
	山口県		H21.7豪雨 決壊有(6)	H22.7大雨 決壊有(1)			H25.7豪雨 決壊有(3)		
	（防災体制強化）				H23～警報時点検			H26～連絡体制強化 （地震時点検ため池）	（大規模ため池）
	（単県施策）			HM緊急支援	HM緊急支援 河川・危ため	緊急防災			
総数	ため池総数	10,636				9,995			
					総数見直し			要詳細調査(14箇所)	詳細調査(豪雨13)
	悉皆調査・点検 対象ため池 実施数		実態調査 全数 10,636					一斉点検 1,000m3以上 4,888	小規模点検 1,000m3未満 4,860
								※単独他247	
	実施事業 実施主体 負担区分		ため緊 県 国50%,県50%					防災減災 県 国100%	単県 県(土連) 県100%
ハード	ため池整備計画	第２次整備計画（H20～H29）　412箇所							
	地震防災緊急事業五箇年計画 ため池防災工事等推進計画	第３次計画（H18～H22）			第４次計画（H23～H27）				
	危険ため池数	165	145	145	129	117	115	111	107
	防災重点ため池 （H27～国管理）								140 危ため+15m以上
	監視ため池数								
	危険ため池解消数	26	16	23	33	39	24	20	22
						※整備数85			
	NNプラン数(実績)	26	16	23	33	85	24	20	22
緊急対策①	【切開・切り下げ】 実施数				縮小指針作成 13	76	1	1	2
【ﾄﾘｶﾞｰ】 H21,22 豪雨災害	実施事業 実施主体 負担区分				単県 県 県100%	単県 市町 県100%	防災減災 市町 55-35-8-2	防災減災 市町 55-35-8-2	防災減災,単県 市町 国100%他
					河川・危ため	緊急防災	H24補～防災減災		
ソフト									
緊急対策①	【氾濫解析】 実施対象					2,946 下流主要施設			
【ﾄﾘｶﾞｰ】 H23 東日本震災	実施事業 実施主体 負担区分					単県 県 県100% 緊急防災			
	防災対象数					2,946			
緊急対策②	【ハザードマップ】 作成数			第2次整備計画 後年整備分 マニュアル作成 150	130		氾濫解析後 459	11	4
【ﾄﾘｶﾞｰ】 H21,22 豪雨災害	実施事業 作成主体 負担区分			単県 県 県100%	単県 県 県100%		震災水利,防災減災 市町 国100%	防災減災 市町 国100%	防災減災 市町 国100%
H23 東日本震災				HM緊急支援	HM緊急支援		H24補～防災減災		
	（累計） 公表数			150	280 262		739 649	750 701	754 710
緊急対策③	【耐震調査】					10m+10万m3点検 (18)	氾濫解析後 183	4	7
【ﾄﾘｶﾞｰ】 H23 東日本震災	実施事業 実施主体 負担区分					単県 県 県100% 緊急防災	震災水利,防災減災 県 国100% H24補～防災減災	防災減災 県 国100%	防災減災 県 国100%
	（補助分累計） 要対策検討数						183 44	187 40	194 38
緊急対策④	【長寿命化計画】 (15m以上34箇所対象)								
【ﾄﾘｶﾞｰ】 H25	実施事業 実施主体 負担区分								
緊急対策⑤	【ため池整備計画作成】 （重点点検ため池抽出）								
【ﾄﾘｶﾞｰ】 H29	実施事業 実施主体 負担区分								
緊急対策⑥	【土取場調査】 （旧市町単位）								
【ﾄﾘｶﾞｰ】 H29	実施事業 実施主体 負担区分								
緊急対策⑦	【ため池調査業務】 （重点点検ため池抽出）								
【ﾄﾘｶﾞｰ】 H31	実施事業 実施主体 負担区分								

R8.3更新

H28	H29	H30	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8
		ため池緊急点検	ため池管理保全法施行	ため池工事特措法施行						
		ため池緊急対策（H30～R2）								
		H30.7豪雨決壊無			ため池ｻﾎﾟｰﾄｾﾝﾀｰやまぐち開設					
				ため池防災支援システム運用開始						
			9,992	8,638	7,912	7,702	7,617	7,566	7,447	7,407
詳細調査（地震１）		緊急点検 下流人家施設 6,750	ため池法案に伴う総数整理（仮） 全数 9,995							
		※H26,27点検精査 （国報告数）	非公防災（仮） 県 国100%（+ﾊｰﾄﾞ）							
		３次（H30～R4）　100箇所　※NNﾌﾟﾗﾝ数値								
第５次計画（H28～R2）					第６次計画（R3～R7） （R3～R12）400箇所					
110	108	101	100	112	111	129	126	117	106	94
140	140	140	1,230(H31.3末時点)	1,265	1,320	1,292	1,276	1,239	1,211	1,195
				特措法に基づき指定						
						88	136	122	92	92
12	20	20	23	14	29	30	38	36	31	31
12	20	23	25	27	35	40	40	38	33	
	12	4	11	9						
	防災減災，単県等 市町 国100%他	※H29繰越分3箇所 ※H30採択分1箇所 (H30採択予定5箇所)	※H30採択分4箇所 ※H31採択分7箇所 (H31採択予定9箇所)	※H32採択分9箇所 (H32採択予定23箇所)						
	H24補足1,000m3以上 1,000 下流人家施設 単県(事) 県 県100%	9,995 全数精査 防災減災 県 国100%								
	3,415	ため池緊急点検 7,170								
55			332	387	236	79	73	14	1	
防災減災 市町(土連) 国100%			農寿減災 市町 国100%	農寿減災 市町 国100%	農寿減災 市町 国100%	農寿減災 市町 国100%	農寿減災 市町 国100%	農寿減災 市町 国100%	農寿減災 市町 国100%	
809 710	809 763	809 763	953 907	1,340 879	1,576 1,121	1,640 1,171	1,694 1,216	1,707 1,208	1,708 1,188	
1 防災減災 県 国100%										
195 34	34									
	34 単県(事) 県 県100%									
		416 防災減災 県 国100%								
		下関(2)長門(3) 防災減災 県 国100%								
			416 防災減災 県 国100%							

1.2　趣　旨

本手引は、山口県における農業用ため池の改修設計に関する事項を取りまとめたものである。

本手引は、山口県農業農村整備事業で行う老朽化した農業用ため池（以下「ため池」という）改修の設計を行うために必要な、一般的な計画、測量、調査、設計及び施工についての手法や、配慮すべき事項を取りまとめたもので、ため池の新設に関するものは対象としていない。

したがって、条件が異なる個々のため池改修の設計に当たっては、そのため池の目的、規模、地形及びその他の条件の実情に即し、「設計指針「ため池」」や本手引の考え方に準じた技術的、経済的検討を加える必要がある。

なお、技術の進歩に伴い、新たな技術や材料、研究成果も多く開発されており、これらを採用することで、よりよいため池整備を行うことも重要である。

1.3　適用範囲

本手引は、山口県農業農村整備事業によって実施する、堤高 15 m 未満のため池の改修に適用することを基本とする。

本手引は、山口県農業農村整備事業によって実施する、堤高 15 m 未満のフィルタイプのため池の改修に適用することを基本とし、堤高 15 m 以上となるため池の場合は、「設計基準「 ダム」（フィルダム編）」等の諸基準に照らして、遺漏のないよう本手引を活用する必要がある。

なお、整備改修の要否については、「**1.6　要改修の判定**」により判定するものとする。

本手引で取扱う環境配慮範囲は、堤体部分の環境配慮工法のみならず、ため池と後背地の間の連続性確保等を含む**図-1.3.1** の部分を対象とする。

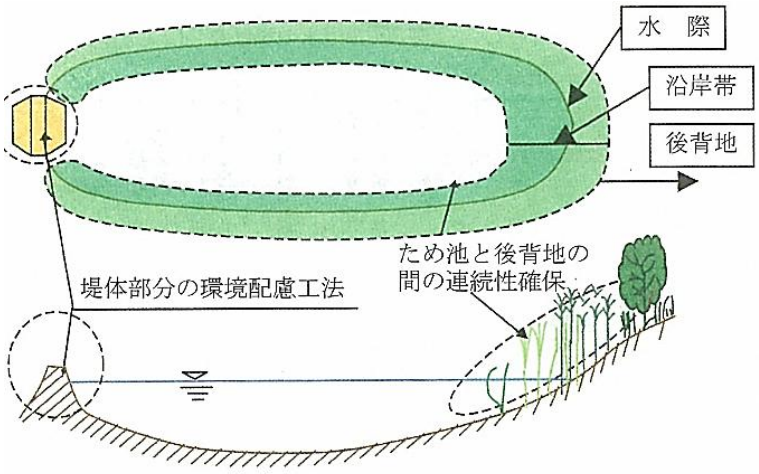


図-1.3.1　ため池の環境配慮範囲

1.4　重要度区分の定義

重要度区分は、下流の土地利用や地形状況等を調査し、被害想定範囲や被害対象を明らかにした上で**表-1.4.1** を基に決定しなければならない。

ため池は、地域ごとに様々な配置条件や形状等があることから、具体的な数値指標を定義することは困難であるが、例えば、「中央防災会議等の推計震度が震度 6 弱以上と想定されている地域の中で、下流への影響が大きく（貯水量が 10 万 m^3 以上）、地震の増幅度が大きい（堤高が 10 m 以上）ため池のうち、強度低下が起きやすい（堤体材料が砂質土）もの」をひとつの目安としてＡＡ種に設定する。山口県において、中央防災会議や南海トラフ巨大地震による最大クラスの震度分布図と既存ため池の位置や規模等について確認した結果、ＡＡ種に該当するため池は存在しないことから、重要度区分については、原則としてＡ種に設定するものとする。

表-1.4.1　重要度区分の定義

重要度区分	区分の定義
ＡＡ種	①堤体下流に主要道路や鉄道、住宅地等があり、施設周辺の人命・財産やライフラインへの影響が極めて大きい施設 ②地域防災計画によって避難路に指定されている道路に隣接する等、避難・救護活動への影響が極めて大きい施設
Ａ種	被災による影響が大きい施設
Ｂ種	ＡＡ種、Ａ種以外の施設

1.5　設計の基本事項

ため池改修の設計においては、以下に示す基本的要件を考慮するものとする。

①　ため池本来の機能が確保されること。
②　施設として構造上安全であること。
③　施工が容易で、かつ、経済的であること。
④　施工後の維持管理を考慮したものであること。
⑤　環境との調和に配慮したものであること。
⑥　重要度区分に基づく耐震性能を有したものであること。

上記①は、ため池本来の目的に沿って必要な貯水機能を有していること等の、ため池設計の基本要件であって、②、③、④の事項は、施設設計において充足されねばならない一般的要件である。⑤は、施設の果たす多面的な機能を十分検討し、農村空間の利活用から周辺環境に配慮しなければならないとする要件である。「環境との調和への配慮」は、田園環境整備マスタープラン等を参考に、ワークショップ等による農家を含む地域住民の合意形成や有識者等の助言を踏まえ、調査･計画の段階から検討を行うことが必要である。⑥は、「**1.4　重要度区分の定義**」に示す重要度区分に基づき所要の安全性の確認を必要とする要件である。ため池は、フィルダムと異なり築造年代が古いものは基礎岩盤上に築堤されておらず、堤体に使用されている材料の粒度分布等の材質や締固め度が管理されていない場合が多く、長時間継続する強い地震動に対する堤体土の強度低下が懸念される。

設計に当たっては、ため池改修は災害を未然に防止するための改修又は補強を主目的とするものであることを理解した上で、これらの各要件を念頭に、個々のため池固有の諸条件に配慮し、適切に反映させるものとする。

また、ため池は堤体、洪水吐、取水施設等の各施設により構成され、それらの型式により、**図-1.5.1** のような区分となる。

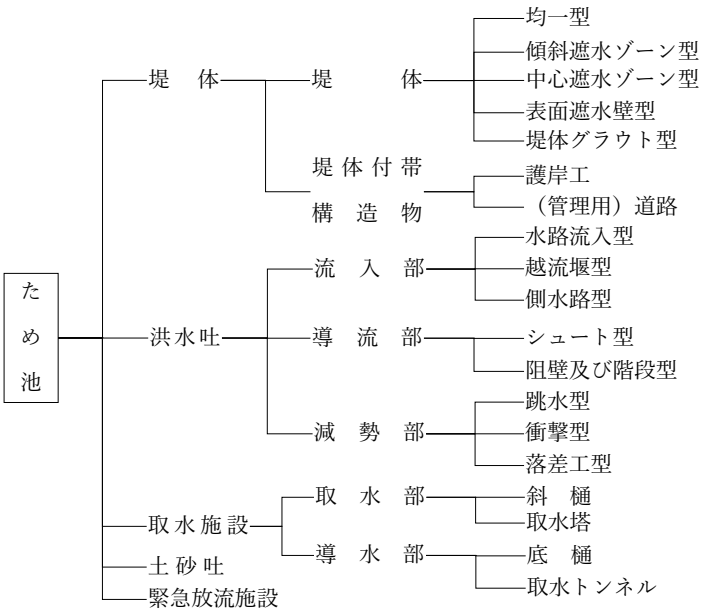


図-1.5.1　ため池の施設構成

1.6　要改修の判定

ため池改修に当たっては、適切な調査を行い、ため池改修の必要性を次の事項から判断し、ため池の安全性が損なわれる原因を把握するものとする。

① 堤体等からの漏水
② 堤体のクラック及び変形
③ 堤体の余裕高不足
④ 堤体断面形の変状
⑤ 高い浸潤線位置
⑥ 洪水吐の機能低下又は通水断面不足
⑦ 取水施設の機能低下
⑧ 安全管理施設の機能低下又は不備

ため池改修の必要性は、次の事項から判断する。なお、改修を必要とする堤体の状態を**図-1.6.1**に例示する。

(1)　堤体等からの漏水

堤体等からの漏水としては、堤体盛土部、堤体と基礎地盤又は両岸地山との境界部のほか、底樋や洪水吐等の堤体横断施設の周囲からのものがある。このうち、局所的に漏水が認められる箇所については、パイピング等の発生する可能性が高いため、特に緊急措置をとる必要がある。

漏水量の許容限界としては、どの程度の漏水量があれば危険であるかは、漏水箇所、堤体の土質等により変化するため、一概に決めることは困難であるが、次のような考え方があり、漏水量がこのうちいずれかの状態に達すると、改修の対象として検討する必要がある。

a.　満水位における堤体からの漏水量が、堤長 100 m 当たり 60 ℓ/min を超えている。
b.　ため池本来機能である貯水能力が低下し、利水上の支障を来している。
c.　貯水位一定の場合の漏水量変化が、1カ月間に 10 %以上増加している。

ただし、底樋周辺からの漏水は、量が少ない場合でも漏水箇所、にごり具合、時間的な変化に着目して改修の必要性を判断する必要がある。

(2)　堤体のクラック及び変形

パイピングを起こす漏水は、クラックに起因することが多い。

また、堤体断面が当初に比して5 %以上の面積率で変形している場合は、改修の対象として検討するものとする。

(3)　堤体の余裕高不足

堤体の余裕高不足のものについては、洪水吐機能の向上による設計洪水位の低下を図るか、又は、堤体の嵩上げ等を行うこととなる。

余裕高の確認において、設計洪水位が明確でない場合は、洪水痕跡等により越流水深を推定し、設計洪水位を仮定してもよい。

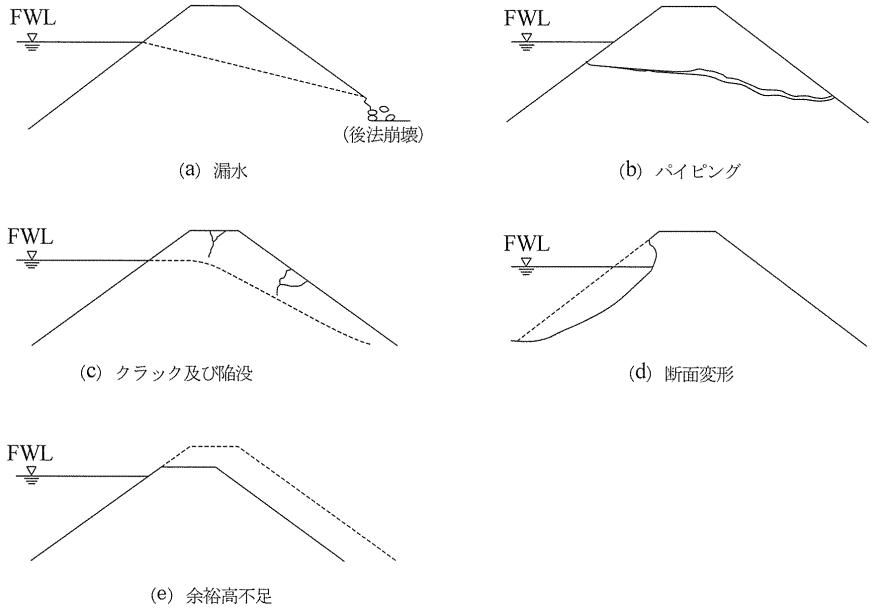


図-1.6.1　改修を必要とする堤体の状況

(4)　堤体断面形の変状

波浪による上流斜面保護工の破損、斜面浸食や、雨水、漏水等による下流斜面の浸食等により堤体が弱体化しているもの、又は堤頂幅不足、斜面が急勾配で安定性を欠くものは改修の対象となる。

(5)　高い浸潤線位置

浸潤線が下流法面の比較的高い位置に浸出するような場合も、前述の漏水量等と併せて、総合的に判断し、改修を検討する。

(6)　洪水吐の機能低下又は通水断面不足

これまでに決壊したため池の多くは、洪水吐能力の不足による堤体越流が原因となっている。したがって、破損等により機能低下しているもの、通水断面不足のもの等が改修の対象となる。

(7)　取水施設の機能低下

取水施設が機能低下し、底樋が破損しているもの、取水栓を閉めても水が流出するもの、斜樋付近の堤体が浸食され、又は基礎地盤が不等沈下により、ゲート、バルブの操作が困難であるもの等についても、破堤につながるものと判断されるものならば改修の対象となる。

また、ため池によっては、堆積泥土により底樋が埋没している状況も見られる。現状で、その機能が失われているもの、近い将来において底樋が堆積泥土に覆われることが予想され、施設の機能を維持するための浚渫が必要と判断される場合には、堆積土の浚渫も対象となる。

(8)　安全管理施設の機能低下又は不備

洪水等からため池の安全を確保するために必要なゲート巻上げ機、堤体埋設計器、水文観測計器、流木除去装置、警報装置等の機能低下がある場合、又は不備がある場合で、現にため池の安全管理上、著しく支障を来していると判断されるものは、改修又は新設の対象となる。

(9)　ため池要改修の判定結果事例

ため池要改修の判定結果の事例を**表-1.6.1**に示す。

表-1.6.1　ため池の現地調査結果による、ため池要改修の判定結果の事例

<table>
<tr><td colspan="4"></td><td colspan="3">ため池状況</td></tr>
<tr><td rowspan="16">要改修の判定</td><td rowspan="3">①堤体等からの漏水
（堤体盛土・堤体と基礎地盤や両岸山地部との境界部・底樋等の施設周辺）</td><td colspan="2">漏　水　状　況</td><td colspan="3">・堤体左岸側袖部付近の下流面法尻に漏水。
・調査期間約３ヶ月中の情況には顕著な変化なく、貯水能力は利水上の支障なし。</td></tr>
<tr><td colspan="2">現況堤体の平均透水係数</td><td colspan="3">（現場）2.64×10^{-5} cm/s</td></tr>
<tr><td colspan="2">堤長 100 m 当り</td><td>実測値</td><td>許容値</td><td>判　定</td></tr>
<tr><td colspan="2"></td><td>93.5 ℓ/min</td><td>60 ℓ/min 以下</td><td>NG</td></tr>
<tr><td rowspan="3">②堤体のクラック及び変形</td><td colspan="2">ｸﾗｯｸ･変形の状況</td><td colspan="3">・堤体上流面が未保護で浸食が生じている。</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">断面変形率（%）
（横断測線毎の数値表示）</td><td>測量による形状</td><td>許容値</td><td>判　定</td></tr>
<tr><td>2.2 %</td><td>5 %未満</td><td>OK</td></tr>
<tr><td rowspan="2">③堤体の余裕高不足</td><td colspan="2" rowspan="2">周辺状況より HWL を想定し、流下能力を算定した場合の検証</td><td>現況余裕高</td><td>基準の必要高</td><td>判　定</td></tr>
<tr><td>余裕高不足
（現況流下能力時）
通水不可
（流下能力 0.46 m^3/s）</td><td>1.3 m</td><td>NG</td></tr>
<tr><td rowspan="3">④堤体断面形の変状
（上流面保護工なし･下流面浸食･堤頂幅不足･急勾配による不安定化）</td><td colspan="2">変　状　状　況</td><td colspan="3">・堤体上流面が浸食。</td></tr>
<tr><td rowspan="2">現況堤体安全率</td><td>安全率</td><td>所要安全率</td><td>判　定</td></tr>
<tr><td>上流面</td><td>1.260</td><td>1.2 以上</td><td>OK</td></tr>
<tr><td colspan="2">⑤高い浸潤線位置</td><td>下流面</td><td colspan="3">1.213　1.2 以上　OK
・特に認められない。</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">⑥洪水吐の機能低下又は通水断面不足
（右記値は満杯流量。余裕高の確保は不可。）</td><td>現況能力</td><td>設計洪水流量</td><td>判　定</td></tr>
<tr><td>0.46 m^3/s</td><td>1.066 m^3/s</td><td>NG</td></tr>
<tr><td colspan="3">⑦取水施設の機能低下</td><td colspan="3">・斜樋老朽化で水密性が不完全。
（底樋流末で漏水確認）</td></tr>
<tr><td colspan="3">⑧安全管理施設の機能低下又は不備</td><td colspan="3">・該当施設なし。</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="3">結　果　の　総　括</td><td>堤　　体</td><td colspan="3">・漏水量が改修対象の 100 m 当り 60 ℓ/min の許容値を超えている。
・余裕高不足。</td></tr>
<tr><td>洪 水 吐</td><td colspan="3">・通水断面不足。</td></tr>
<tr><td>取水施設</td><td colspan="3">・施設全体が老朽化。</td></tr>
</table>

1.7　設計の手順

ため池改修の設計は、現況ため池の構造、周辺環境及び利用状況等を十分把握した上で、適切な手順により行うものとする。

ため池改修の設計に当たっては、各作業間の関連を十分考慮した上で適正、かつ、効率的な手順に従って行うものとする。概況調査～管理（貯水）に至るまでの事業実施の手順は、**図-1.7.1**のとおりである。

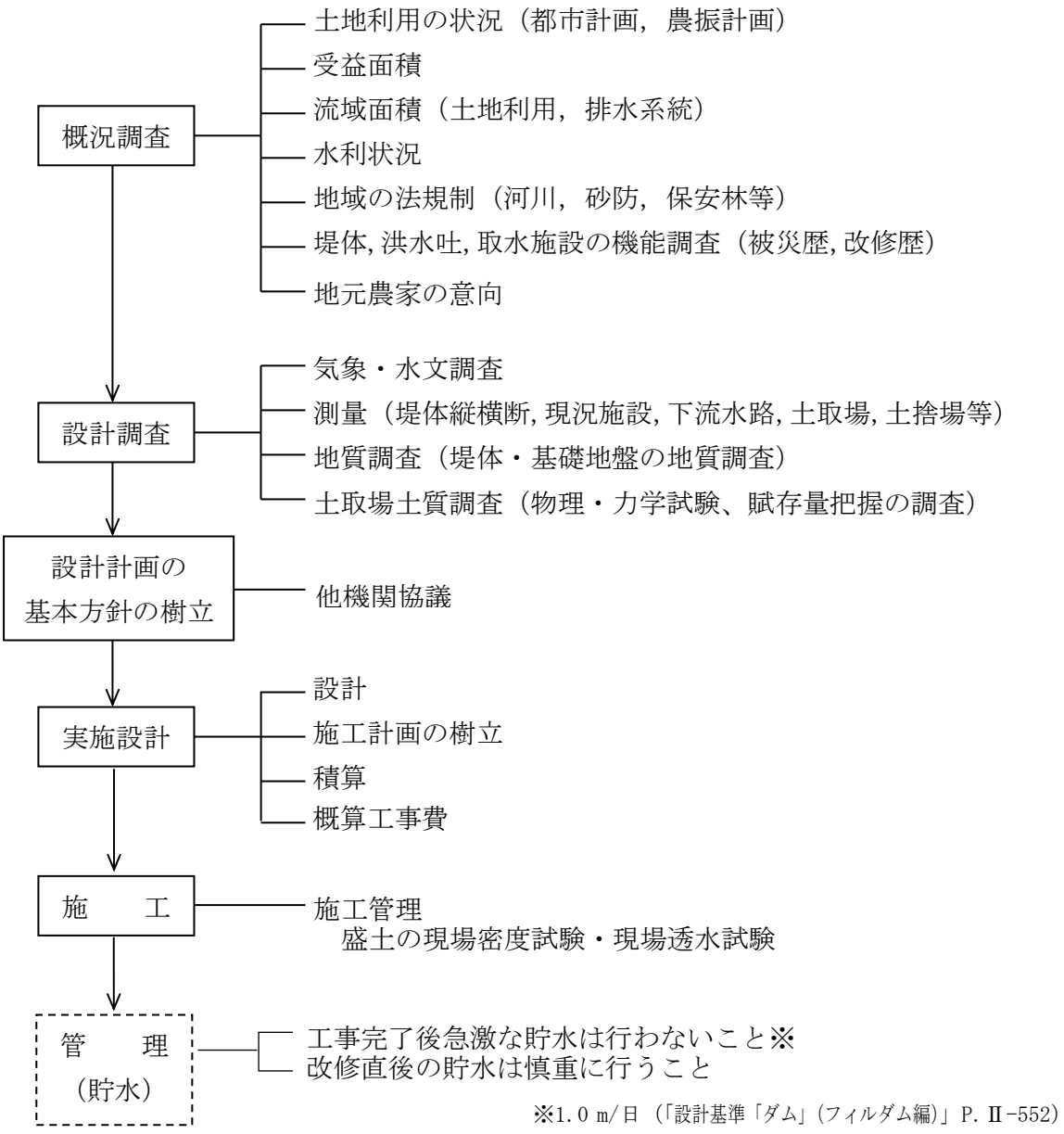
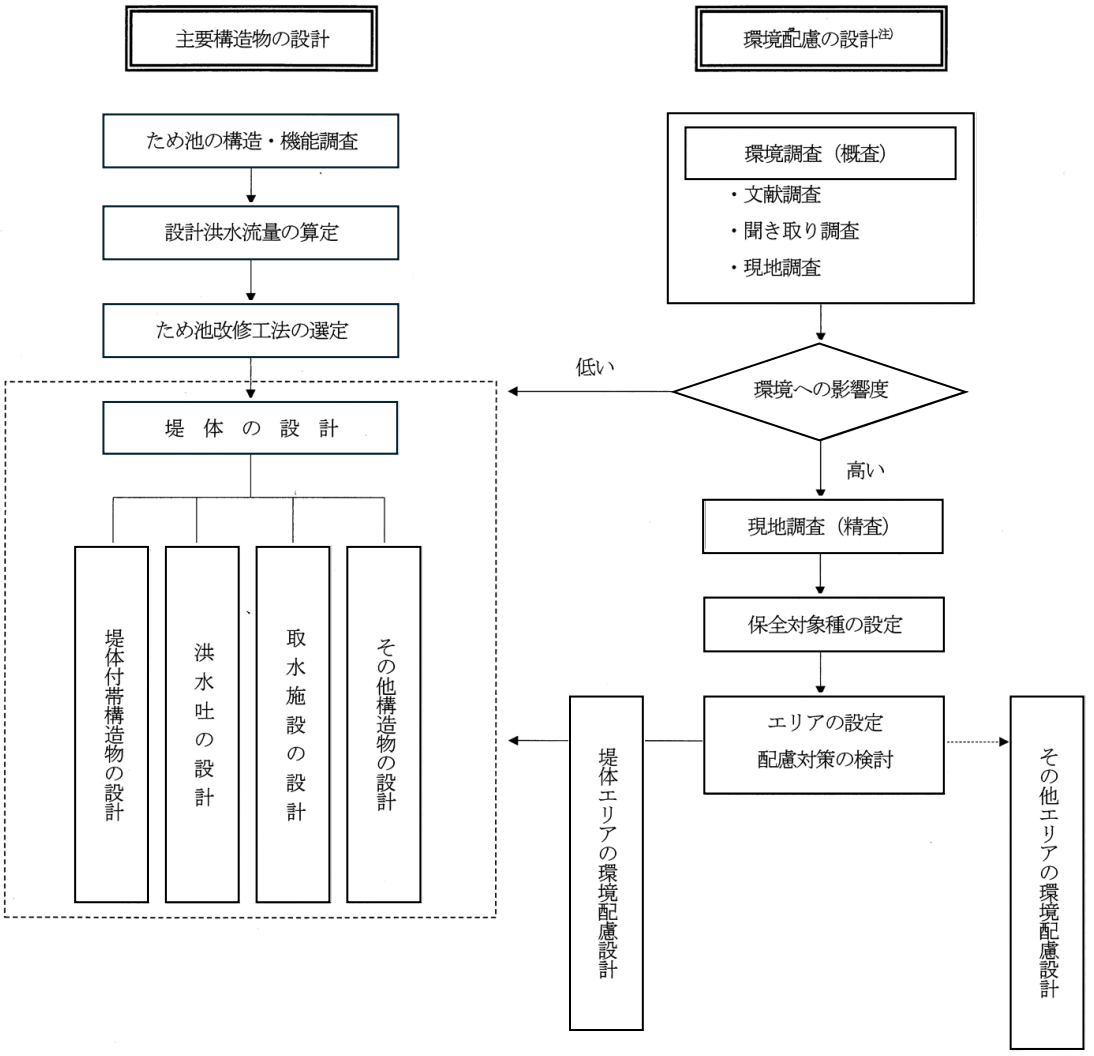


図-1.7.1　事業実施の手順

なお、標準的な設計の手順を**図-1.7.2**に示す。



注）　環境配慮の設計では、農家を含む地域住民及び有識者等との意見交換が重要である。

図-1.7.2　設計の手順

(1)　設計数値の端数処理

ため池設計に当たっての各数値の端数処理は、**表-1.7.1**、**表-1.7.2** のとおりとする。

表-1.7.1　ため池設計数値　端数処理

項目	名称	記号	単位	採　用		
				有効桁数	端数処理	算出方法
標高	計画堤頂標高		m	小数点以下１位止	切り上げ	設計洪水位 HWL ＋ 余裕高（小数点以下２位止）
	設計洪水位	HWL	m	小数点以下２位止		常時満水位 FWL ＋ 越流水深
	貯水位	FWL	m	小数点以下１位止	切り上げ	現況洪水吐越流堰天端高、現況 FWL
	最低水位	LWL	m	小数点以下１位止	切り捨て	現況底樋底高
	基礎地盤標高		m	小数点以下１位止	切り捨て	ボーリング結果・底樋入口高から検討する
堤体	余裕高	h2	m	小数点以下２位止	切り上げ	R≦1.0 m　0.05 H2 ＋ 1.0 H2:設計洪水位 － 基礎地盤標高
						R＞1.0 m　0.05 H2 ＋ R R:波の打上高
	堤高	H	m	小数点以下１位止		計画堤頂標高（小数点以下１位止）－基礎地盤標高（小数点以下１位止）
	小段高		m	小数点以下１位止	切り捨て	池底標高＋1/2 貯水位
	堤頂幅	B	m	小数点以下１位止	切り上げ	0.2 H ＋ 2.0　ただし B≧3.0
	前法勾配※ 後法勾配※	n1 n4		小数点以下１位止	切り上げ	H≦ 5.0 m　1.5～1.8 割
						5.0＜H≦10.0 m　1.8～2.1 割
						10.0＜H≦15.0 m　2.1～3.0 割

※ 表中の値を参考とし、安定計算により最終決定する。

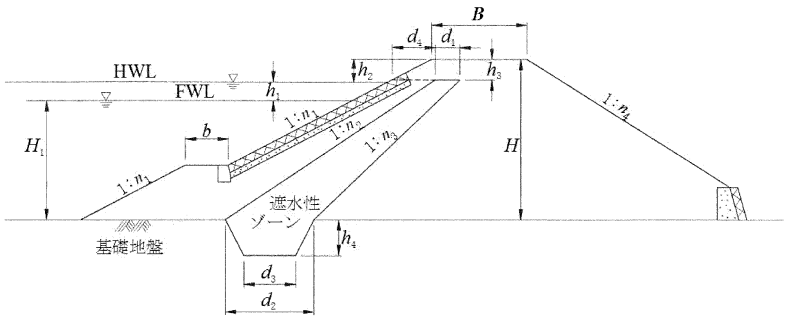


図-1.7.3　傾斜遮水ゾーン型の標準断面

表-1.7.2　ため池設計数値　端数処理

項目	名称	記号	単位	採　用		
				有効桁数	端数処理	算出方法
刃金土 (コア土)	天端幅	d1	m	小数点以下 1位止	切り上げ	H≦ 5.0 m　1.5～1.8
						5.0＜H≦10.0 m　1.8～2.4
						10.0＜H≦15.0 m　2.4～3.5
	前法勾配	n2		小数点以下 1位止		n1 － 0.1
	後法勾配	n3		小数点以下 1位止		n2 － 0.2
	床掘上幅	d2	m	小数点以下 2位止	四捨五入	d1 ＋ (設計洪水位 ＋ 波の打上高 － 基礎地盤標高)　×0.2
	床掘下幅	d3	m	小数点以下 2位止	切り上げ	d2 / 2 (掘削勾配 1:0.5)
	床掘深さ	h4	m	小数点以下 2位止	切り上げ	基礎地盤の土質状況により決定
上流 法面保護	上端標高		m	小数点以下 2位止	切り上げ	設計洪水位 ＋ 波の打上高以上 (法面保護材料の割付を考慮)
	下端標高		m	小数点以下 1位止		小段高と同様
その他	盛土法面 ・張芝	法長	m	小数点以下 1位止	四捨五入	
		延長	m	小数点以下 2位止	四捨五入	
	張・積ブロック	標高	m	小数点以下 2位止	四捨五入	
		法長	m	小数点以下 2位止	四捨五入	張ブロック標準は 50 cm 単位 (場合により 25 cm の半割を使用)
		延長	m	小数点以下 2位止	四捨五入	
	コンクリート 水路	標高	m	小数点以下 2位止	四捨五入	
		延長	m	小数点以下 2位止	四捨五入	
洪水吐	越流水深	h	m	小数点以下 2位止	切り上げ	

1.8　耐震性能の設定と照査手順

重要度区分ごとの耐震性能は、レベル１及びレベル２地震動に対して、**表-1.8.1** のとおりの耐震性能を保持することを基本とする。

表-1.8.1　耐震性能

重要度区分	耐震性能	
	レベル1地震動	レベル2地震動
AA種	健全性を損なわない	限定された損傷にとどめる （液状化対策工の評価を行う）
A種	健全性を損なわない （液状化対策工の評価を行う）	耐震設計を行わない
B種	健全性を損なわない	耐震設計を行わない

注1）レベル1地震動：施設の供用期間内に1～2度発生する確率の地震動。
　　レベル2地震動：発生する確率は低いが地震動強さの大きな地震動。
注２）健全性を損なわない：地震によって土地改良施設としての健全性を損なわない性能
　　限定的な損傷にとどめる：地震による損傷が限定的なものにとどまり、土地改良施設としての機能の回復が速やかに行い得る性能

ため池堤体の耐震性能の照査は、**図-1.8.1** のとおり重要度区分により適切な手順に従って行うものとする。

耐震性能の確認に当たって、レベル１地震動については「**3.3　堤体の設計**」「**3.7.1　レベル１地震動に対する耐震性能の照査**」に基づき震度法により行うものとし、レベル２地震動については、「**3.7.2　レベル２地震動に対する耐震性能の照査**」により行うものとする。

また、Ａ種及びＡＡ種の液状化の検討については、「**3.8　液状化の検討**」により行うものとする。

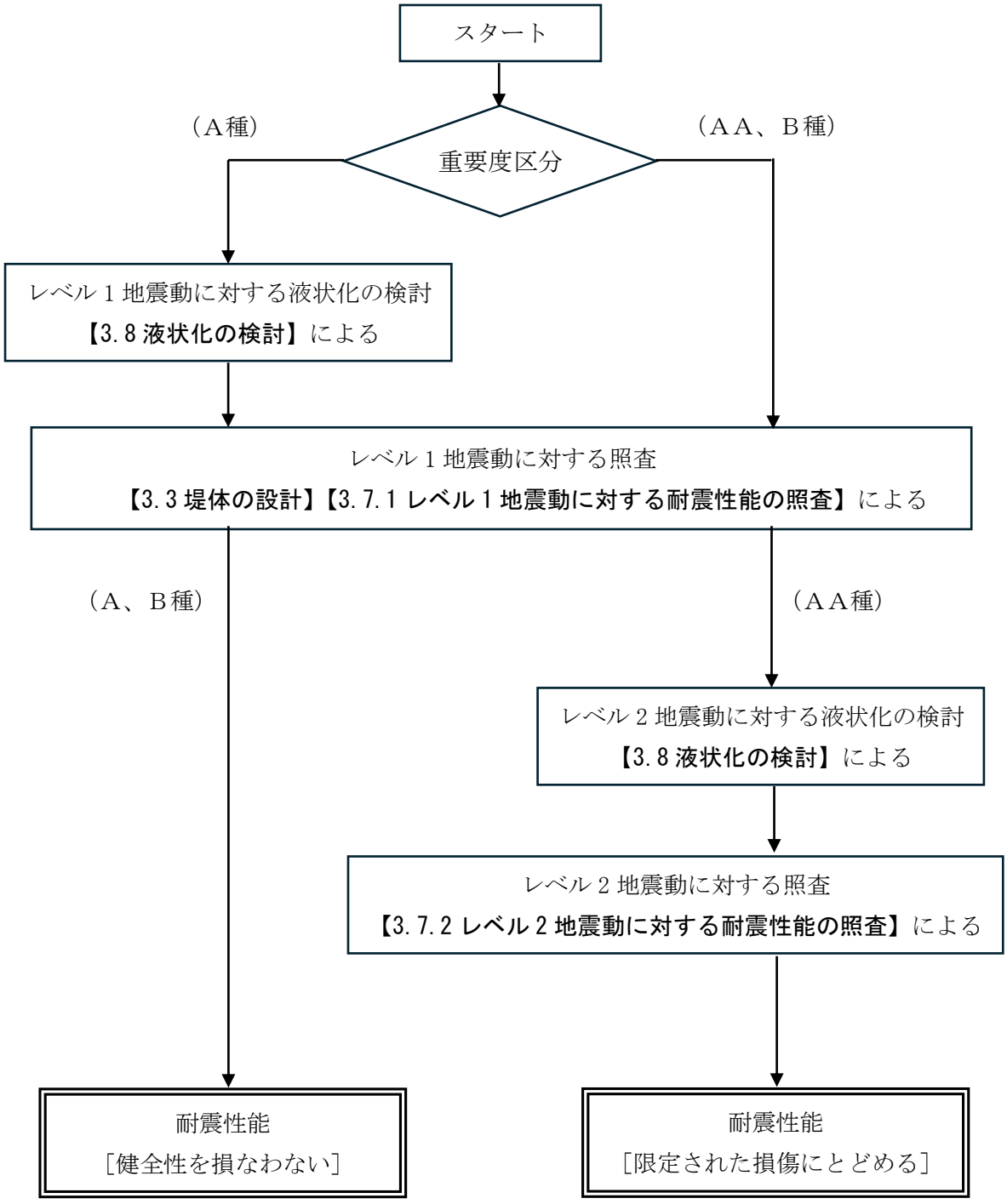


図-1.8.1　重要度区分に基づく堤体の耐震性能照査手順

第２章

測量・調査

第２章　測量・調査

2.1　ため池調査

ため池調査は、改修の必要性の判定及び設計等を行うために必要な資料を得るものであり、工学的な精度と内容を有するものでなければならない。また、環境との調和に配慮した対策の検討を行うための調査では、対象地域において「概査」を行い、必要に応じて「精査」を実施し、設計に必要な情報を収集する。

改修の必要性の判定及び設計等を行うためには、ため池の安全性が損なわれる原因を明らかにすることが重要であり、最も適切な対策及び改修方法を探るためにも入念な調査を行い、改修又は補強の必要となる施設は、その状態を定量的に把握する必要がある。

現況の漏水量及びその状態を把握するためには、底樋周辺等漏水箇所が明らかな場合はその箇所において、堤体等の全体にわたると考えられる場合には下流法尻部にピットを設けて観測を行う。

なお、漏水量観測に当たっては、貯水位との関係についても考察を加える必要がある。

これらの調査は現存のため池を対象としたものであることから、各種の既存資料や管理者等からの情報を適切に収集・把握し、利活用することが望ましい。

また、環境調査に係る概査では、田園環境整備マスタープランで整理されている地域環境の現況や環境配慮の基本方針を把握するとともに、地域の環境を把握する上で有効な情報について、文献調査、聞き取り調査及び現地調査により補完する。

精査は、概査により明らかとなった地域環境の概況と事業実施の影響等を勘案し、地域環境の特性やため池整備に係る環境配慮対策を想定しつつ、有識者等の指導・助言を踏まえ、必要な調査項目、調査方法（調査範囲、調査手法、調査時期及び頻度）について調査方針を作成し、地域の合意形成を行う。

2.1.1　堤体調査

堤体からの漏水、又は堤体の断面不足等により、ため池の安全性が損なわれている恐れのある場合には、その最も有効で適切な対策を見いだすために、必要に応じて、次の各項の調査を行い、堤体の水理的・構造的な性状を定量的に明らかにする必要がある。

(1)　漏水調査

a.　漏水量測定

漏水を１箇所にまとめて計量することにより、漏水量を求める。漏水量が大量の場合、また、長期観測する場合には、必要に応じて三角ゼキ等を用いて測る。

b.　漏水経路の追跡

漏水経路は大別して次の５種類がある（**図**-2.1.1.1）。

①　堤体内
②　堤体と基礎（アバット）の接触部
③　取水管・底樋管の周囲
④　基礎地盤
⑤　両岸地山

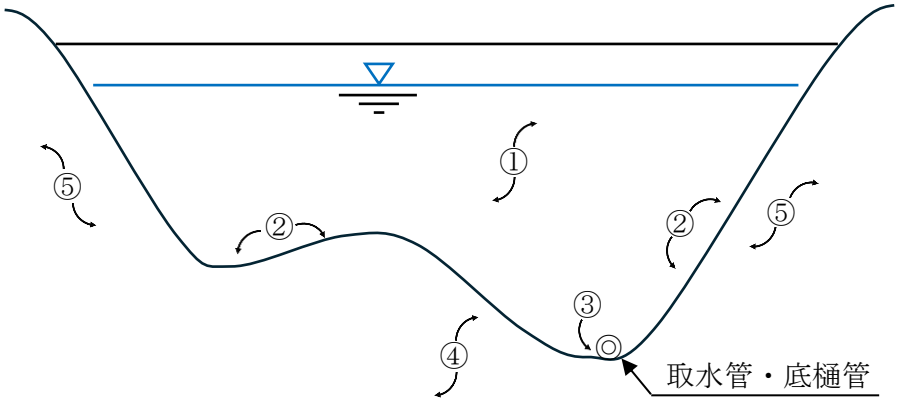


図-2.1.1.1　漏水の経路

漏水経路の調査法としては、貯水池内に食塩・色素・ラジオアイソトープ等を投入し、堤体や基礎に掘削したボーリング孔等から継続的に採水し、それらトレーサーの濃度を測定する方法が一般的である。そのほか、最近では漏水の自然放射能（ラドン等）濃度を測定し、貯水池からのものか、地山からのものかを識別する方法もとられている。

(2)　堤体調査

a.　浸潤線位置の確認

堤体土質試験用のボーリング孔を利用して、φ50 ㎜程度の有孔パイプをその中に立てて、浸潤線測定パイプとして使用する。また、下流法面に浸出水面がある場合にはその位置を確認する。池の水位を上下させながら、浸潤線の変化並びに速度を観察する。動水勾配、漏水量及び土質粒度からパイピングを起こす恐れがないかどうかを判定する。

b.　堤体の縦横断測量

当初断面と比べて、どのように変形しているか、クラックが入っているか、その原因は何か、堤体の余裕高が十分にあるか等を検討するため、堤体縦横断測量を実施する。

2.1.2　測　量

ため池並びにため池周辺の地形及び各種条件を把握するために必要な測量を行うものとする。

(1)　ため池周辺測量

ため池周辺の地形図は、洪水吐、取水施設、工事用道路等の施設を設計するうえで必要であるため、ため池敷だけでなく、その上下流にわたって十分な範囲を含むものでなければならない。また、堤体両岸部では、洪水吐その他の施設を含めて、できるだけ広く包含させる。なお、測量法（昭和 24 年法律第 188 号）においては、公共測量を実施する場合、測量計画機関は国土地理院へ測量計画書および測量成果を提出する等、所定の手続を履行しなければならないとされているため、留意すること。

縮尺は、1/250 ～ 1/500、等高線間隔は通常 1 m が使用されている。

地形図には、次の各事項を記入する。

a.　ため池の各施設と現地形との関係を示すための一般的外形図
（例）ため池軸線、ため池外形線、取水施設、洪水吐等

b.　ボーリング位置

c.　基準点・水準点（基準点は公共座標とする。水準点は任意標高でも可）

d.　表題・方位・縮尺・図面番号

e.　満水位・樋管の出入口標高・下流水路高・周辺の地盤標高・道路の標高等

(2)　堤体測量（縦・横断）

a.　堤軸の決定

堤軸は、基礎地盤、両岸の地形地質、改修盛土による貯水量の増減、土工量の増減、用地範囲等を考慮して決定する。

b.　縦断測量

縦断測量の測点間隔は地形に左右されるが、10 ～ 20 m を標準とし、地表面の高低、起伏が激しいところでは適宜中間点を設ける。始点は左岸側とする。

縮尺は、鉛直 1/100 ～ 1/200、水平 1/200 ～ 1/500 とする。

縦断面図は上流から見た図とする。また、各施設を図示し、両袖部も入るように作成する。計画作成段階における標準的な測量範囲を**図-2.1.2.1** に示す。

縦断面図には次の各項を記入する。

(a)　測点番号
(b)　測点間距離（単距離）
(c)　追加距離
(d)　地盤標高
(e)　堤頂標高
(f)　各種貯水位
(g)　洪水吐、底樋等の位置、断面形状
(h)　ボーリング位置（必要に応じその柱状図）

c.　横断測量

横断測量は、縦断測量にて設けた測点及び中間点ごとに行い、堤体法面上下流端の外側は、設計に必要な範囲を十分に包含するものとする。縮尺は、1/100 を標準とする。

横断面図は左側を上流側とし、上記 (2) にならい必要な事項を記入する。

なお、自然ブランケットの効果を把握し、生息している生物への配慮を検討するためにも、横断測量に併せて池内堆積土砂の厚さを確認することが望ましい。計画作成段階における標準的な測量範囲を**図-2.1.2.1** に示す。

(3)　洪水吐測量（縦・横断）

必要に応じて、次により洪水吐の縦・横断測量を行う。

a.　縦断測量

測点は計画に合わせて断面変化点ごとに設置し、必要に応じて中間点を設ける。始点は上流側とする。

縮尺は、鉛直 1/100 ～ 1/200、水平 1/200 ～ 1/500 とする。

b.　横断測量

横断測量は、縦断測量にて設置した測点ごとに、両側とも余裕をもって測量する。

縮尺は、1/100 を標準とする。

(4)　その他の測量

a.　工事用道路の測量

工事用道路を設ける場合において測量が必要な時は、路線決定の後、中心線測量・縦横断測量を行う。

b.　土取場及び建設発生土受入地の測量

土取場及び建設発生土受入地を計画する場合は、材料の賦存量、受入れ可能量又はこれらの施工方法決定のための地形測量を必要に応じて行う。

(5)　3D 測量

近年のため池整備においては、UAV（ドローン）による SfM 解析や地上レーザースキャナを活用した 3D 測量が有効である。さらに、水中部についてはマルチビーム測深機やグリーンレーザー測量を用いることで、池底の形状や標高を高い精度で取得することが可能となる。

これらの手法により高密度な点群データが得られ、堤体形状の把握、法面の変状確認、工事用道路の位置決定、洪水吐周辺の詳細解析等、多角的な検討に活用できる。

(6)　その他

計画作成段階における標準的な測量作業内容を**表-2.1.2.1** に示す。

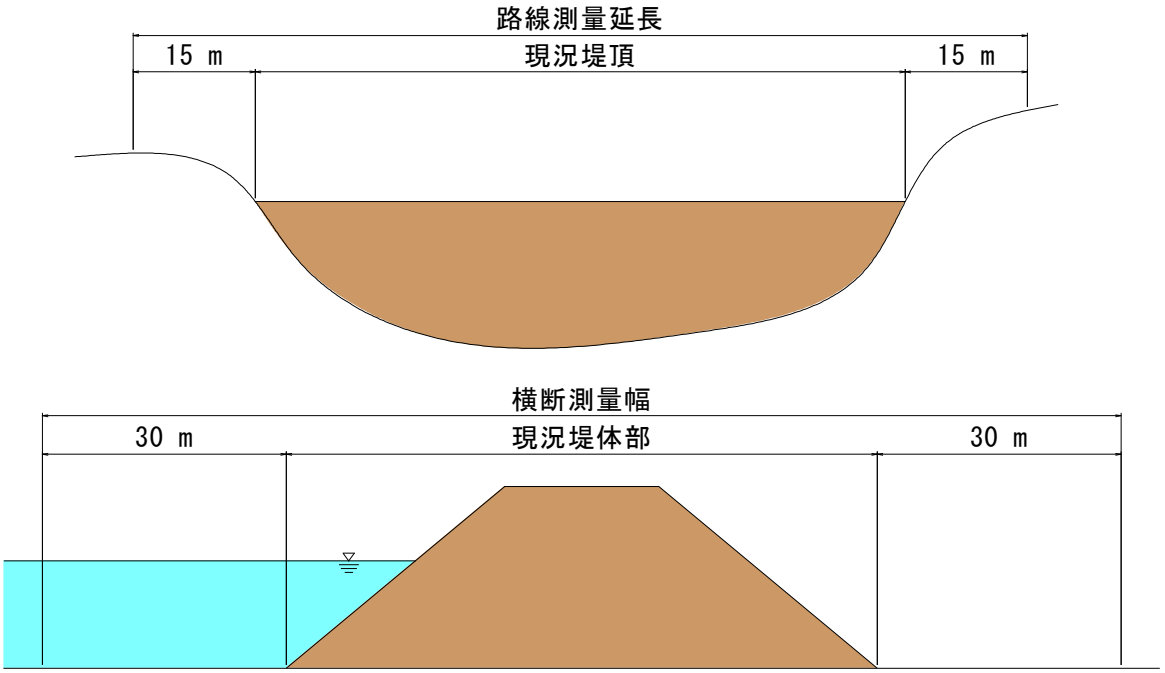


図-2.1.2.1　堤体測量範囲標準図

表-2.1.2.1　堤体測量作業内容一覧表

測量項目	単位	標準数量	作業内容
2 級 、 3 級 基 準 点 測 量	点	2 点(既知点含む)	・3 級基準点以上の既知点より、ため池近傍に 3 級基準点を設置する。
4 級基準点測量	点	1 点/50 m 又は 5 点/1 ha のいずれか多い数量	・3 級基準点より、ため池の測量に必要な基準点を設置する。
4 級 水 準 測 量	km	既知点からの距離	※注 2
堤 体 路 線 測 量	km	①堤長+15 m×2 （②測量幅は堤体+30 m×2）	・線形決定、中心線測量、縦横断測量を実施する。 ・測点間隔は、堤体規模や地形に応じて 10 m ～ 20 m を標準とする。 ・両袖部の測点については、必ず中間点を設ける。 ・横断測量時には堆積土厚を測定する。 ・縮尺は、以下を標準とする。 縦断図：縦 1/100 ～ 1/200、 横 1/200 ～ 1/500 横断図：1/100
現 地 測 量 （平 面 測 量）	式	以下の面積を入力 ・堤体部は①×② ・貯水面（FWL から 15 m ～ 20 m 程度の余裕を含む。） ・工事用道路（必要面積） ・堤体下流水路（必要面積）	・堤体規模や地形に応じて、1/250 又は 1/500 の地形図を作成する。 ・洪水吐クレスト高、底樋出入口標高は必ず表示する。 ・底樋入口付近については、特に単点標高を密に測量すること。

注 1）堤体以外の路線測量（洪水吐及び工事用道路等）については、原則として計画段階では実施しない。

注 2）基準となる高さは、ため池台帳記載の FWL 面を根拠とした任意高さとすることを基本とし、近隣で実施する他事業等との計画調整、又は河川管理者等との協議が必要な場合等にあっては、公共水準点を既知点とし、4 級水準測量及び仮 BM 設置測量（KBM は 2 点以上）を実施する。

(7)　用地調査

構造物や工事用道路等が既存ため池用地や道路用地等から逸脱すると見込まれる場合にあっては、あらかじめ対象となる土地の登記情報等を明らかにするため、用地調査を行う必要がある。

各段階における用地調査の標準的な作業については、**表-2.1.2.2** のとおりとし、作業項目については、現場条件に応じて適宜判断すること。

なお、調査範囲が広域に及ぶ場合については、必要性を十分整理の上で実施すること。

表-2.1.2.2　用地調査等業務の主な内容

作業項目	作業内容	実施段階	
		計画時	採択後
地図等転写	管轄登記所に備え付けてある地図を転写する。	○	－
転写連続図作成	転写した地図を連続させた地図を作成し、工事計画図に基づく土地の取得等の予定線等を記入する。	○	－
地積測量図転写	管轄登記所に地積測量図等が存する場合に、転写する。	○	－
土地の登記記録調査	調査区域内の土地について、土地の所在及び地番、登記名義人の氏名等について調査する。	○	－
権利者確認調査（当初）	登記名義人の所在の特定（相続が発生している場合は相続人の有無の確認まで）を行う。	○	－
権利者確認調査（追跡）	相続が発生している場合に、「当初」で確認された相続人以降の確認調査を行う。	－	○
境界確認	各境界点に関する権利者を現地に招集し、境界点の立会いを行う。	－	○
土地境界確認書作成	境界点立会いが完了した時は、土地境界確認書に権利者全員から確認のための署名押印を求める。	－	○
復元測量	境界確認において境界を確定するうえで、地積測量図等による杭の復元を行う。	－	○
境界測量	用地実測図の作成に必要となる観測等を行う。	－	○
用地境界仮杭設置	境界測量等の作業が完了し、用地取得等の対象となる範囲が確定した時は、用地境界仮杭を設置する。	－	○
面積計算	境界確認を行う範囲について、面積計算を行う。（残地の求積を含む。）	－	○
用地実測図作成	境界点立会いが完了した時は、用地実測図に権利者全員から確認のための署名押印を求める他、道路名・水路名・工作物等について記入する。	－	○
用地平面図作成	用地実測図から、監督職員が指示する事項を記入する。	－	○
土地調書作成	権利調査及び用地測量の成果物より、土地調書を作成する。	－	○
地積測量図作成	分筆を必要とする場合又は地積の更正等が必要と認められる場合に、地積測量図及び土地所在図を作成する。	－	○

※注）作業項目等の詳細については、土地改良事業用地調査等請負業務事務処理要領によること。

2.1.3　地質調査及び土質試験

ため池及びため池周辺の地盤状況を把握し、その工学的性質を明らかにするために必要な地質調査及び土質試験を行うものとする。

(1)　堤体及び堤体基礎地盤の調査

堤体及び堤体基礎地盤の調査は、ボーリング調査を原則とする。

a.　調査の種類と目的

ボーリング孔を利用した調査の種類及び目的は、**図-2.1.3.1** に示すとおりである。

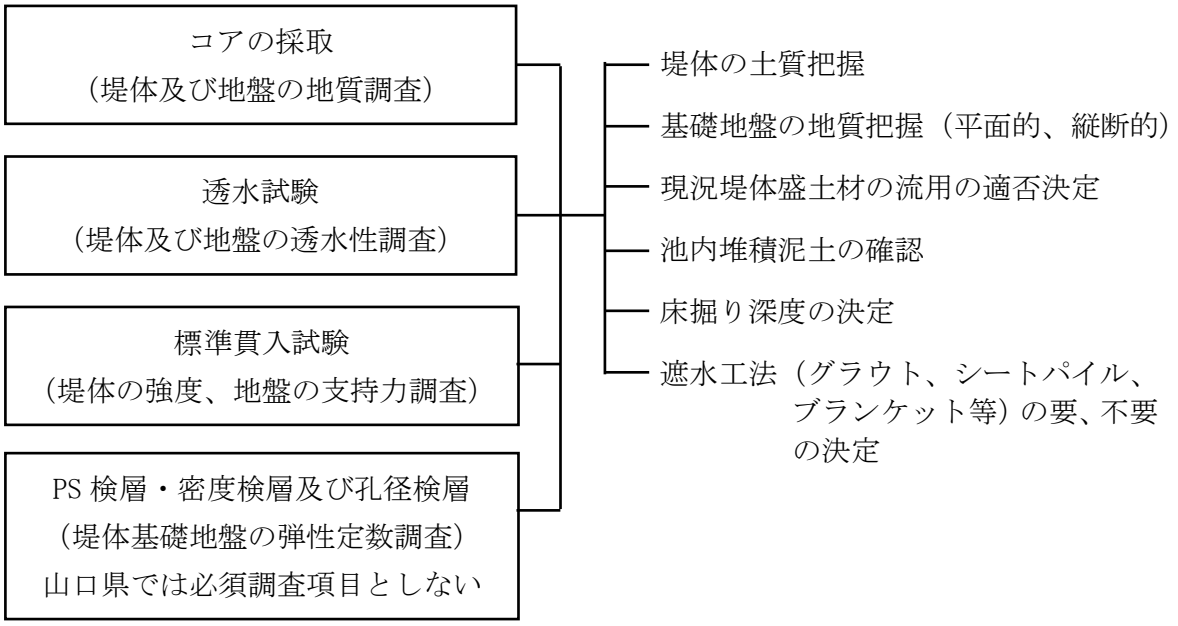


図-2.1.3.1　ボーリング調査の種類と目的

b.　ボーリング位置及び本数の決定

ボーリング位置及び本数は、堤体最大断面の中央及び上下流１箇所ずつと、右左岸１箇所ずつの計５箇所を標準とする（**図-2.1.3.2**）。ただし、谷池の袖部、皿池等の堤長が長い場合は現場諸条件を考慮し追加調査を行う。

また、側水路式洪水吐を計画する場合は、構造上良好な基礎地盤が要求されるため、洪水吐流入部においてもボーリング調査を実施するものとする。ただし、袖部で実施するボーリング孔を活用できる場合は、これに代えても良い。

調査ボーリングは、常時満水位の時期に実施することが望ましく、貯水池内ボーリングにあたっては、水上足場（フロート足場を含む）の利用が望ましい。

なお、主測線の中央においては、不攪乱試料を採取するためのサンプリング孔を実施する。

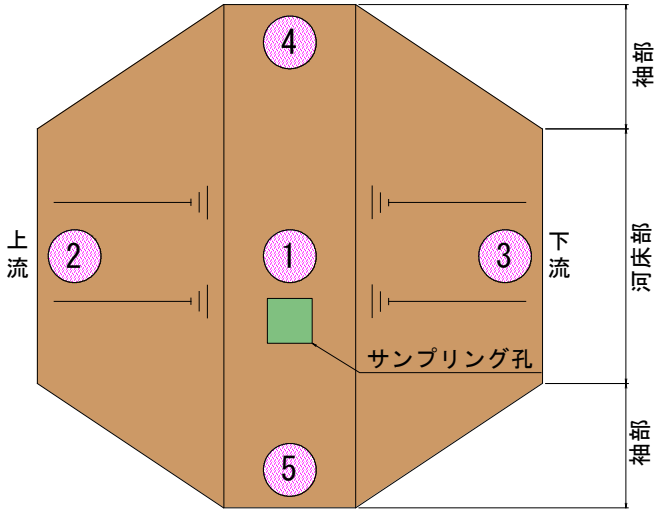


図-2.1.3.2　ボーリング位置と本数の標準例

表-2.1.3.1　各ボーリング孔の目的

番　号	孔　径	目　的
①	φ66mm	堤体盛土及び基礎地盤のＮ値や透水状況及び堤内水位等を把握 液状化対象土層の評価等を行うため、ボーリングコアから採取した試料を用いて粒度試験及び液性・塑性限界試験を実施
②	φ66mm	基礎地盤のＮ値や透水状況を把握 基礎地盤が軟弱な場合は、軟弱地盤対策工を計画 液状化が想定される場合にあっては、液状化対策を検討 基礎地盤の透水度が大の時、浸透破壊等を想定した対策工を計画
③	φ66mm	
④	φ66mm	堤体両岸における地山の分布状況・Ｎ値及び地盤の透水状況や地下水位等を把握。必要に応じてリムグラウト等を計画
⑤	φ66mm	
サンプリング孔	φ86mm以上	現況堤体等の湿潤密度試験及び三軸圧縮試験等を実施するため、堤体土と基礎地盤付近の不攪乱試料（現況堤体・基礎地盤）を採取

※）地質調査結果は国土地盤情報データベースへの登録を行う。

c.　ボーリングの深度

ボーリングの深度は、基礎地盤面からおおむね５ｍ又は堤高相当の深さのいずれか浅い方、かつ、**表-2.1.3.2** を参考として決定する（**図-2.1.3.3**）。

なお、主測線の中央においては、基礎地盤の液状化判定等を行う必要があるため、基礎地盤面から最大 25 ｍまで調査を行うこととする。

ここでいう基礎地盤面は、既存資料により、又はボーリング作業により判断されるが、判断が困難な場合は現況底樋底面の高さとしてよい。

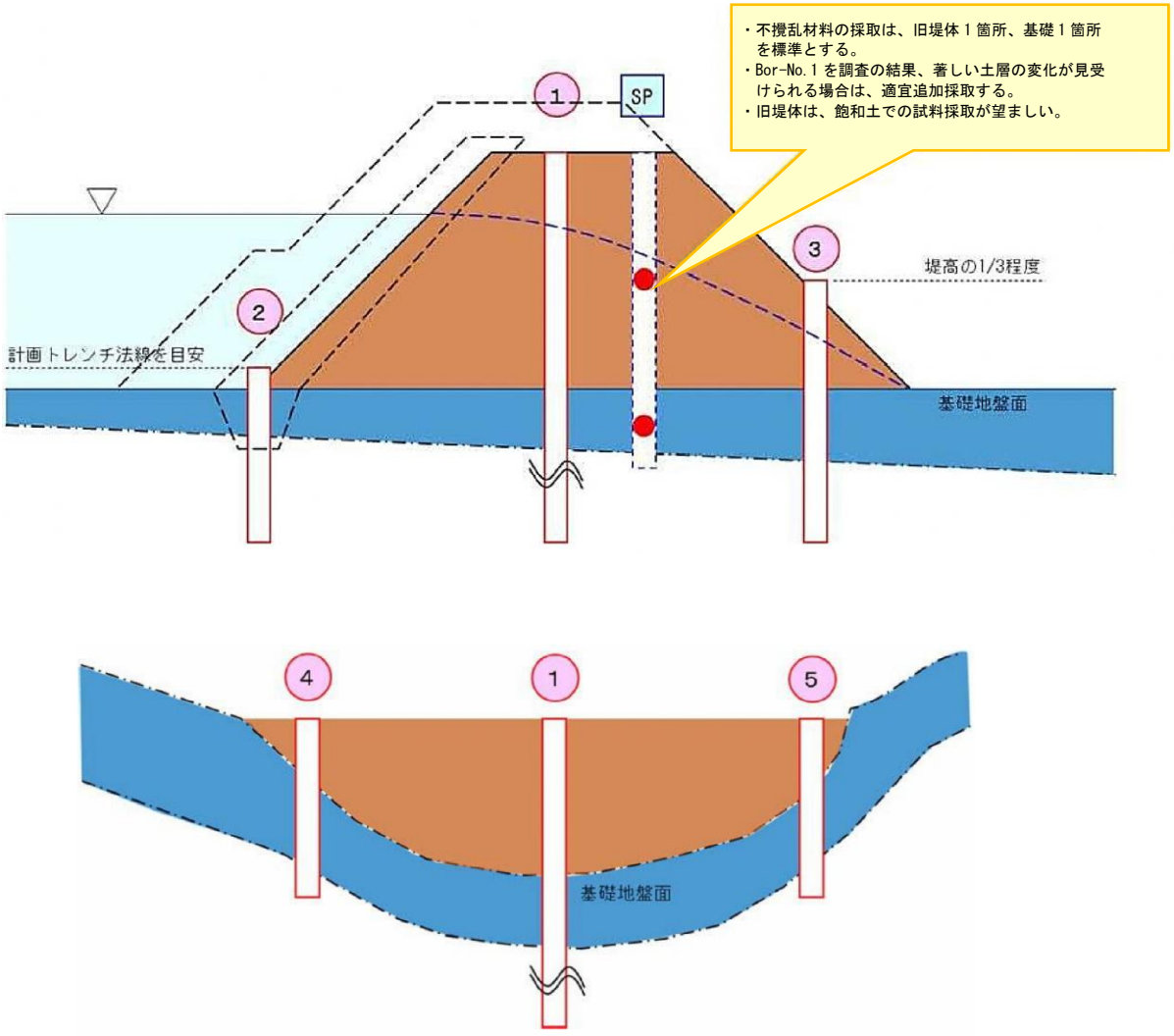


図-2.1.3.3　ボーリングの配置のイメージ

表-2.1.3.2　標準的なボーリング深度と打ち止め基準

孔番号	打ち止め基準	現位置試験	
		透水試験	標準貫入試験
①	粘性土層の場合はN値25以上、砂質土層の場合はN値50以上の地層を3ｍ以上確認、又は、洪積層、若しくは岩盤を3ｍ程度確認して打ち止めとする。 最大深度は、基礎地盤面から25ｍまでとするが、液状化の検討としてALIDを実施する場合にあっては、工学的基盤面に到達する深度までとする。	○	○
②	粘性土層の場合はN値25以上、砂質土層の場合はN値50以上の地層を3ｍ以上確認、又は、洪積層、若しくは岩盤を3ｍ程度確認、 かつ、k（透水係数）≦1×10^{-4} cm/s の地層（$n\times10^{-5}$ cm/s の地層）を確認して打ち止めとする。	○	○
③	基礎地盤面から5ｍ又は堤高相当のいずれか浅い方を以て打ち止めとする。	○	○
④	盛土以深で透水係数k（透水係数）≦1×10^{-4} cm/s の地層（$n\times10^{-5}$ cm/s の地層）を確認して打ち止めとする。	○	○
⑤	盛土以深で透水係数k（透水係数）≦1×10^{-4} cm/s の地層（$n\times10^{-5}$ cm/s の地層）を確認して打ち止めとする。	○	○

○ 打ち止め基準について

設計指針「ため池」P.11では、ボーリング深度は基礎地盤面から概ね5ｍ又は堤高相当の浅い方を標準とし、この範囲で透水性・強度を把握できるとされている。

しかし、基礎地盤面以深が脆弱で厚い場合や、耐震診断（液状化判定・地盤種別評価）では工学的基盤面までの掘進が必要となる。

また、貯水機能の観点から床掘深さ設定に資する透水性の把握も重要である。

このため実務上の打止め深度は従来から別途設定されることが多く、山口県においては「ため池の事業計画作成に伴う業務仕様等について」（令2農村整備第1242号）により県内での統一を図ってきた。

本手引においては、過年度通知の一部を見直し、以下のとおりとした。

- 工学的基盤面は、設計指針「ため池」P.139に基づき、粘性土層N≧25、砂質土層N≧50の地層上面、又はVs≧300m/sの地層上面とする。ただし、PS検層・密度検層及び孔径（キャリパー）検層を基本的には必須調査項目とはしないこととしたため、打止め基準は耐震設計上の地盤種別を判定できる深さ（礫質土・砂質土はN≧50を3m以上、粘性土はN≧25を3m以上、基盤岩は概ね3m）を確認することとする。
- ボーリング深度は、設計指針「ため池」P.140に示す基礎地盤をⅢ種地盤と設定する際の最小沖積層厚の上限を目安(25m)とする。

なお、液状化の検討として実施する静的FEM解析(ALID)は工学的基盤以浅を対象に検討するため、沖積層厚が25m以上でⅢ種地盤と判断される場合でも、必ず工学的基盤面に到達するまでボーリングを実施する必要があることに留意が必要である。

d.　各種試験等の方法及び頻度

(a)　ボーリング孔径

ボーリング孔径は、調査試験目的に応じて決定する必要があり、透水試験及び標準貫入試験を行う場合は66 mm以上 、不攪乱試料の採取を行う場合は86 mm以上を標準とし、採取対象土質に適合するサンプリング方法で実施する（**表-2.1.3.3**）。

また、孔壁や堤体を変質・変状させないように、土質に適した掘削方法を選定する。

表-2.1.3.3　サンプリングの規格区分及び選定方法

種別・規格		単位	採取目的	必要な孔径
シンウォールサンプリング	軟弱な粘性土 (0≦N値≦4)	本	軟弱な粘性土の乱さない試料の採取	86 mm 以上
デニソンサンプリング	硬質な粘性土 (4＜N値)	本	硬質粘性土の採取	116 mm 以上
トリプルサンプリング	砂質土	本	砂質土の採取	116 mm 以上

(b)　透水試験

透水試験は、パッカー法により、掘進するごとに連続して行う。ただし、ボーリング孔壁が自立しないような土質（水の多い砂や礫等）や、パッカーにより水密が取れないような土質（細粒分が少ない緩い砂層等）の場合は、ケーシング法が良好な結果が得られることがあるため、ボーリング調査により土質を確認し適切に選定する。

試験長は2 mを標準とするが、N値が小さい場合は、孔壁崩壊防止の観点から試験長を1 mとする。ただし、土層の変化が認められる場合は、各層に1回は実施し、透水性が大きい場合は、試験長を短くして透水箇所を確認する。

また、基礎地盤面付近にあっては、各基礎地盤層の代表透水係数を取れるよう試験長をできる限り短くする。

なお、主測線中央のボーリングにおける透水試験は、「現況堤体及び基礎地盤面から5 m又は堤高相当のいずれか浅い方までの深度」まで実施する。

注水圧は、堤体に影響が及ばない範囲とする。

また、現場透水試験は全孔（①～⑤）において実施する。

(c)　標準貫入試験

標準貫入試験は一般に1 mごとに実施するが、土層に変化があれば可能な限り、少なくとも各層に1回は実施する。

(d)　PS検層、密度検層及び孔径（キャリパー）検層

山口県のため池においてPS検層、密度検層及び孔径（キャリパー）検層を基本的には必須調査項目とはしない理由は以下のとおりである。

- 当県ではレベル1地震動に対する耐震照査のみを対象としており、固有周期の算定を要しないことから、S波速度（Vs）による地盤種別の判定は液状化検討に限定される。
- 当県のため池は谷池が大半を占め、工学的基盤に相当する風化岩が浅層に出現することが多く、N値による評価で概ね安全側の結果が得られる。

以上より、これらの検層は追加実施しても設計判断への寄与が限定的であるため、必須調査項目とはしない。なお、立地条件が前提と異なる場合は、実施要否を個別に検討すること。ただし、密度検層及び孔径（キャリパー）検層は、レベル1地震動に対する耐震照査では不要であることに留意すること。

(e)　水位

堤体内水位並びに基礎地盤内水位は既存ため池の耐震診断の際に必要となる場合もあるため、ボーリング調査時に安定した孔内水位を記録する。

(2)　洪水吐基礎地盤の調査

洪水吐を地山上に設けようとする時は、基礎地盤の地質を確認しておく必要がある。特に側水路式洪水吐を計画する場合は、その構造上良好な基礎地盤が要求されるため、ボーリング調査等により確認しておかなければならない。

特に流入部と減勢工は、流水による衝撃が加わるので十分良好な基礎地盤上に設置する。

(3)　底樋基礎地盤の調査

堤体及び堤体基礎地盤におけるボーリング調査位置は、できるだけ底樋の計画路線や規模に配慮する。また、堤体縦断方向に土層の変化が予想される場合や、複数の取水管を設置する場合等では、調査本数を増やすことが望ましい。特に次のような場合は、適切な方法による補足調査を行うことが望ましい。

①　軟弱層の層厚が著しく変化していたり、複雑な地層構成であるため、地層の連続性を明確にできない場合。

②　調査結果のばらつき等により、地盤の特性を的確に把握できない場合。

③　液状化の可能性がある等、さらに詳細な検討を必要とする場合。

(4)　腰ブロック基礎の調査

腰ブロックの計画地点は漏水の影響等で地盤が軟弱なことが多い。

直接基礎として良好な基礎地盤の確認が必要であることから、ボーリング調査等により確認しておくことが望ましい。

(5)　土取場調査

土取り場調査においては、ため池を取り巻く条件が池ごとに大きく異なるため、画一的な調査方法を適用することは適切ではない。

このため、各ため池の特性に応じて最適な調査計画を個別に策定し、必要に応じて遮水工法の適用可能性も含めて総合的に検討する必要がある。

図-2.1.3.4 に土取り場調査～設計までの事例を示す。

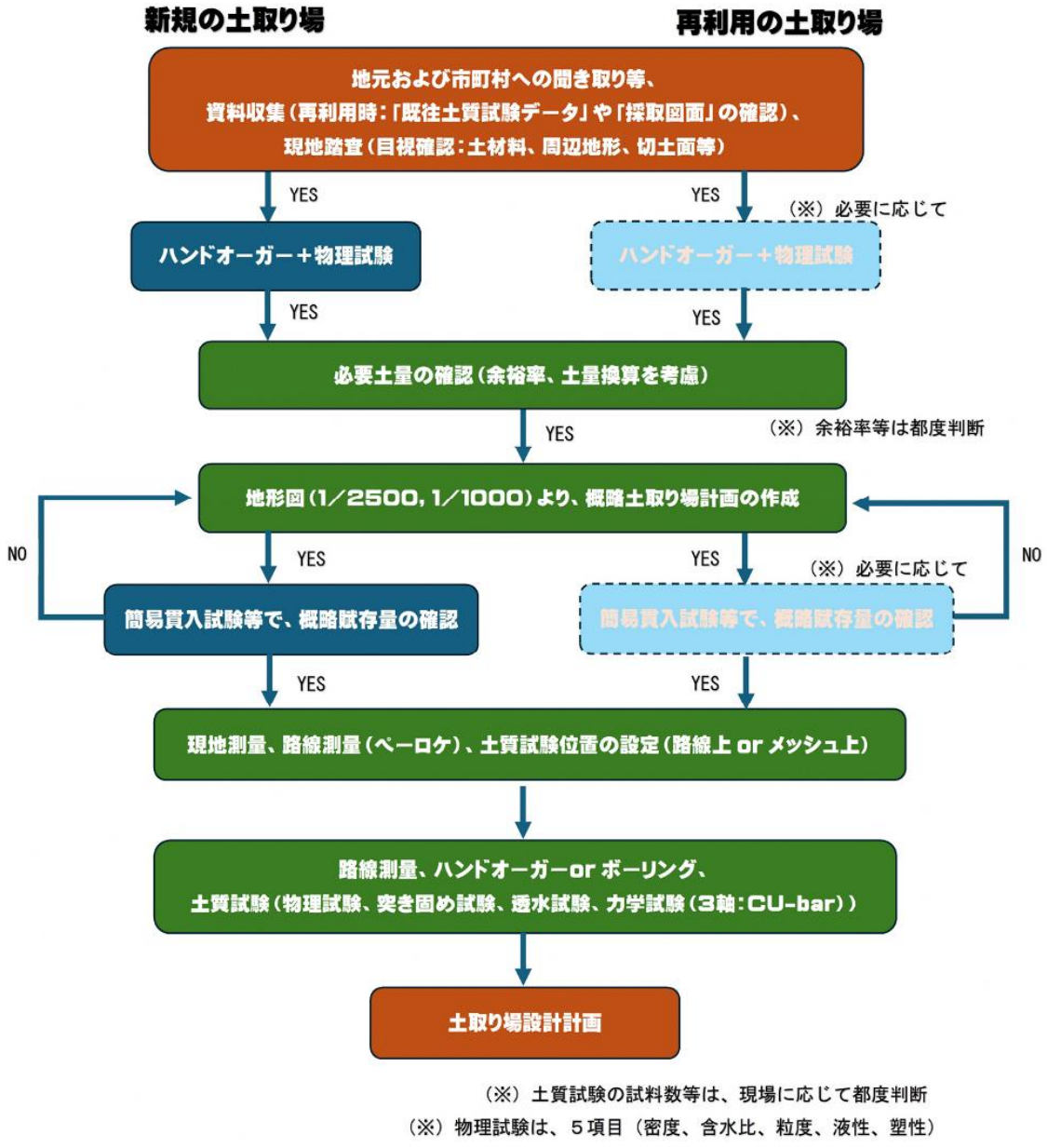


図-2.1.3.4　土取り場調査～設計までの事例

(6)　土質試験

現況堤体及び基礎地盤にて実施する土質試験項目は、**表**-2.2.1 を参考に、対象土に応じて適切に選定するものとする。

なお、三軸圧縮試験では、当該土層を代表する不攪乱供試体を用いることが望ましいが、それが困難な場合は、乱した試料から供試体を作製する。

2.1.4　環境調査

適切な環境配慮対策の検討を行うための調査は、地域における環境の特性は何か、ため池が対象地域の生態系にとってどのような役割を果たしているのか、という視点から、必要に応じて実施する。

必要に応じて実施する精査では、注目種の生息状況（分布、移動性、定着性等）と主要な生息環境との関連状況等を詳細に調査し、調査地域における生態系の特性を明らかにするとともに、ため池の維持管理や営農等の人為的攪乱と地域生態系との関わり、事業の実施が及ぼす環境への影響の程度等を検討し、計画へ反映させるものとする。

2.2　材料調査

築堤材料の性質を明らかにするために必要な地質調査及び土質試験を行うものとする。

(1)　築堤材料の確保

築堤材料はボーリング、サウンディング、試掘坑等により十分な調査を行い、その必要量を確保しておかなければならない。

(2)　築堤材料の試料採取

試掘坑での試料採取の一例を、**図-2.2.1** に示す。地層面はカラー写真により記録する。

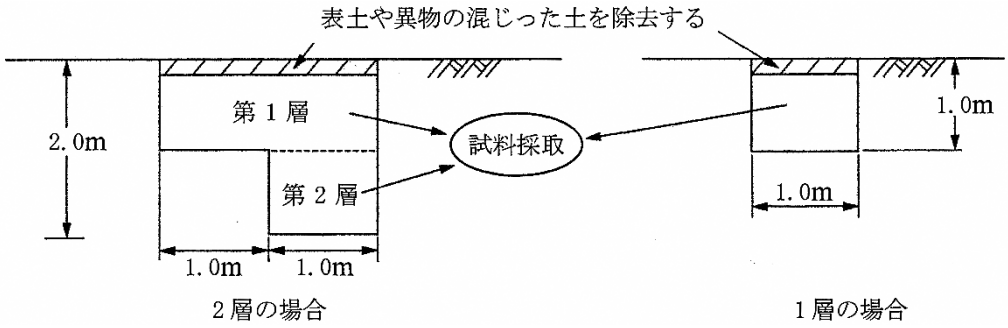


図-2.2.1　試掘坑の例

(3)　土質試験

堤体の常時及び地震時安定性は、想定される常時荷重及び地震荷重に対する安定計算によって評価するため、それぞれ常時及び地震時に発揮される堤体土の強度を試験によって求めるものとする。

a.　試験項目

試験項目は、対象土に応じて適切に選定するものとする。**表-2.2.1、表-2.2.2** に各試験項目を示す。

表-2.2.1　土質試験項目

試験項目	試験規格	築堤材料	現況堤体	基礎地盤	備考
土粒子の密度試験	JIS A 1202	○	○	△	
粒度試験	〃 1204	○	○	△	
含水比試験	〃 1203	○	○	△	
液性限界・塑性限界試験	〃 1205	○	○	△	
現場密度の測定	〃 1214 他	－	△	－	○：必ず実施する。
突固めによる土の締固め試験	〃 1210	○	○	－	△：必要に応じて
透水試験	〃 1218 他	○	○(現場)	△	実施する。
一軸圧縮試験	〃 1216	△	△	△	
三軸圧縮試験	JGS 0524 他	○	○	△	
圧密試験	JIS A 1217	△	△	△	
単調載荷試験	JGS 0523	△	△	△	
液状化試験	〃 0541	△	△	△	
繰返し三軸試験	〃 0542	△	△	△	

表-2.2.2　標準的な土質試験項目

試験項目	試験規格	実施区分		計画時における試験対象		
		計画時	採択後	現況堤体	築堤材料	基礎地盤
土粒子の密度試験	JIS A 1202 3個/試料	○	—	○	○(※注2)	△(※注3)
土の粒度試験(※注1)	JIS A 1204 ふるい分析、沈降分析	○	—	○	○(※注2)	○
土の含水比試験	JIS A 1203 3個/試料	○	—	○	○(※注2)	△(※注3)
土の液性・塑性限界試験	JIS A 1205 3個/試料	○	—	○	○(※注2)	○
土の湿潤密度試験	JIS A 1225 ノギス法	○	—	○	—	○
土の突き固め試験	JIS A 1210 A-C法	—	○	—	—	—
透水試験	JIS A 1218他 変水位法	—	○	—	—	—
三軸圧縮試験	JIS 0523他 CU-bar(非圧密非排水)	○	○	○	—	○

※注1）現況堤体、築堤材料については沈降分析、液状化判定についてはふるい分析又は沈降分析とする。
※注2）原則として、計画作成段階で土取場築堤材料を特定の上、遮水性材料等の適否の検討を行う。
※注3）土の飽和重量の確認が必要な場合は「△」についても対象とする。

(a)　物理試験

計画作成段階における物理試験の目的及び試験試料数の標準等については、**表-2.2.3**、**表-2.2.4**、**表-2.2.5**を参考とする。

表-2.2.3　現況堤体土の物理試験項目

目　的	試験項目	試料の状態	試料採取箇所 (サンプリング孔)	試験試料数
現況堤体の物理特性を把握し堤体盛土への流用土の可能性を検討等	土粒子の密度試験	攪乱	現況堤体	1試料
	土の粒度試験	攪乱	現況堤体	1試料
	土の含水比試験	攪乱	現況堤体	1試料
	土の液性・塑性限界試験	攪乱	現況堤体	1試料
液状化対象土層の評価 堤体の安定解析	土の湿潤密度試験	不攪乱	現況堤体、基礎地盤	2試料

※注1）現況堤体等に著しい土層の変化が見受けられる場合は、試験試料を適宜追加する。

表-2.2.4　液状化対象土層の評価に必要な物理試験項目

目　的	試験項目	試料の状態	試料採取箇所 (Bor-No.1)	(※注3) 試験試料数
液状化の対象土層の評価	土の粒度試験	標準貫入試験により得られる試料	現況堤体 基礎地盤	1 m / 1試料 (※注1)
	土の液性・塑性限界試験	標準貫入試験により得られる試料	現況堤体 基礎地盤	1 m / 1試料 (※注1、2)

※注1）液状化対象土層の評価を行うための土質試験は、常時満水位以下の深度で実施する。
※注2）土の液性・塑性限界試験は、細粒分含有率 Fc≧35 %の場合のみ実施する。
※注3）試料採取は、Bor-No.1を対象とするが、土性や層厚が著しく異なる場合は、Bor-No.2、Bor-No.3における追加調査も検討する。

表-2.2.5　築堤材料の物理試験項目

目　的	試験項目	試料の状態	試料採取箇所（オーガーボーリング等）	試験試料数
築堤材料の物理特性を把握し堤体盛土への活用の可能性を検討等	土粒子の密度試験	攪乱	土取場等	適宜
	土の粒度試験	攪乱	土取場等	適宜
	土の含水比試験	攪乱	土取場等	適宜
	土の液性・塑性限界試験	攪乱	土取場等	適宜

※注）土取場等の土質状況等に応じて、試験試料数を決定すること。

(b)　力学試験

計画作成段階における力学試験の目的及び試験試料数の標準等については、**表-2.2.6**を参考とする。

表-2.2.6　力学試験の標準項目

目　的	試験項目	試料の状態	試料採取箇所（サンプリング孔）	試験試料数
現況堤体及び基礎地盤の力学特性を把握等	三軸圧縮試験 CU-bar(圧密非排水) 又は CD（圧密排水）	不攪乱	現況堤体 基礎地盤	2試料

※1　三軸圧縮試験（CU-bar：有効応力法）の側圧は、一般に、対象材料が堤体内で受ける最大鉛直応力の0.5倍とし、側圧は原位置の有効土被り圧を基本としてその前後にモールの応力円が精度よく描ける程度に設定する。

※2　三軸圧縮試験の選定について、

三軸圧縮試験の種類は、細粒分含有率を目安に選定する。設計指針「ため池」P.60 のフィルタ則が成立する領域である細粒分5%以下においては、せん断時に過剰間隙水圧が発生しにくいものと判断し、原則としてCD試験を適用する。一方、設計基準「ダム」共通編 P.Ⅰ-262 には、透水係数 1×10^{-5}cm/s 以下を確保するには細粒分10%以上が必要と記されており、この領域ではせん断時に過剰間隙水圧が発生しやすいと判断されるため、原則CU-barを適用する。したがって、5%以下は原則CD、10%以上は原則CU-bar、5～10%は土の透水・圧密特性に基づき個別判断とするが、細粒分含有率は過剰間隙水圧の有無を直接規定する指標ではないため、これらの数値は目安とする。

・土層を代表する有効土被り圧の算定方法

$\sigma' = (\sigma - u) \div 2 = \{(\gamma \times H) - (\gamma_w \times H1)\} \div 2$

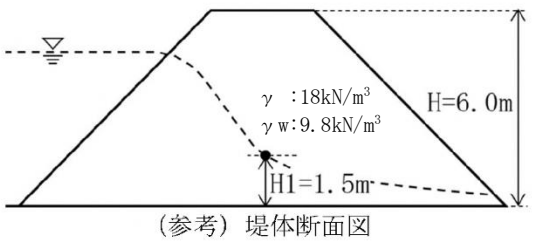
σ'：有効土被り圧（kN/m^2）
σ　：全応力（kN/m^2）
u　：間隙水圧（kN/m^2）
γ　：試料の単位体積重量（kN/m^3）
γ_w：水の単位体積重量（kN/m^3）
H　：土層厚（m）
$H1$　：原位置の地下水位（m）

※）浸潤線の位置が適切に評価できない場合は、間隙水圧を考慮しなくてもよい。

・算定例

$\sigma' = \{(18\text{kN/m}^3\times6.0\text{m}) - (9.8\text{kN/m}^3\times1.5\text{m})\} \div 2 = 46.65\text{kN/m}^2 \fallingdotseq 50\text{kN/m}^2$

土層全体を代表する有効土被り圧は50kN/m^{2}程度となることから、その前後に圧密応力を設定することが妥当であると考えられるため、側圧は、25kN/m^2、50kN/m^2、100kN/m^{2}と設定することが妥当と考えられる。なお、三軸圧縮試験機で対応可能な範囲等も考慮して設定する。



（参考）堤体断面図

・堤高に対する側圧（拘束圧）の設定方針

三軸圧縮試験の側圧設定については、令和6年3月22日付け事務連絡「防災重点農業用ため池の耐震性能の照査に必要な築堤材料の設計強度定数を決定するために行う三軸圧縮試験における留意事項について」に準拠することを基本とする。

ただし、同事務連絡では試験開始前に浸潤線位置を明確にする必要があり、実務上の対応が困難な場合がある。

このため、実務上の統一性を確保する観点から、令2農村整備第1242号「ため池の事業計画作成に伴う業務仕様について」に示した側圧設定値（**表-2.2.7**）を、継続使用することも可とする。なお、同通知の考え方は令和6年3月22日付け事務連絡と大きく乖離するものではない。

ただし、**表-2.2.7**の値はあくまで参考値であり、試験機械によっては低圧設定の可否や軸方向精度の確保に制約が生じる場合がある。最終的な側圧設定は、令和6年3月22日付け事務連絡の考え方に基づき、材料特性および試験機の仕様を踏まえて適切に判断することとする。

表-2.2.7　堤高と側圧一覧表

堤高 H(m) (堤頂からの土被り厚)	側圧　σ3(kN/m³)		
	1段階	2段階	3段階
H<5m	30kN/m²	50kN/m²	80kN/m²
5m≦H<10m	30kN/m²	50kN/m²	100kN/m²
10m≦H<15m	50kN/m²	100kN/m²	150kN/m²

b.　三軸圧縮試験等の室内試験と堤体の安定解析

(a)　改修堤体

堤体の安定解析では、締め固めエネルギーEc= JIS×100 %での室内締固め試験結果で得られるD値95 %(＝最大乾燥密度の95 %密度)以上を設計締固め密度(**図-2.2.2**に示す0.95 ρdmax以上）として、**図-2.2.2**の●点（設計締固め密度〔D値95 %以上の湿潤側〕）の状態で三軸圧縮試験の供試体を作製するものとする。

ただし、●点の含水比w_{wet}が盛土施工困難な高含水比となり、

$$w_{dry} < w_f < w_{wet}$$

ここに、w_{dry}　：設計締固め密度〔D値95 %〕の乾燥側含水比

w_{wet}　：　〃　の湿潤側含水比

w_f　：自然含水比

注）三軸圧縮試験の拘束圧を設定する際には、想定されるすべり面にかかる土被り厚を考慮して適切に設定する必要がある。

となる場合には、自然含水比の変動が予想される湿潤側含水比 w_f' にて設計締固め密度の供試体としてもよい（ただし、w_f' は**図-2.2.2**のハッチの範囲内とする）。

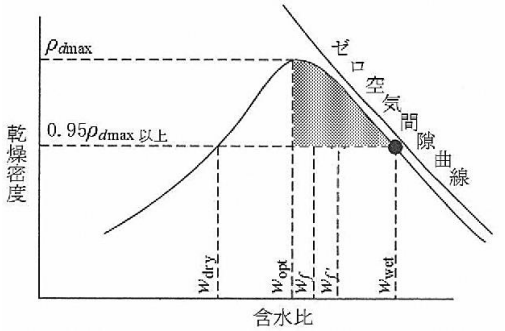


図-2.2.2　三軸圧縮試験供試体の作製条件

(b)　現況堤体及び基礎地盤

現況堤体の安定解析の場合は、堤体土及び基礎地盤の不攪乱試料を採取する。しかし、軟弱な土層でその採取が極めて困難な場合、若しくはボーリング調査等により堤内材質や密度が均一でなく、土層全体を代表しうる不攪乱試料採取位置が容易に決定できない場合には、試料採取に多くの経費が必要となる。このような場合、現況堤体の築堤材料（又は対象土層）を用いて現状の締固め度に合わせて締固め供試体を作製する。いずれの場合も、供試体を飽和化後に適切な室内試験を実施する。

(c)　試験法の選定

試験法と安定解析への適用は、**表-2.2.8** によることとし、安定解析の対象ケースに適合した試験法を選定しなければならない。

表-2.2.8　試験法と安定解析の適用[注)]

安定解析のケース	試　　験　　法	計算斜面	安 全 率
完　成　直　後	非圧密・非排水(UU)試験 圧密・非排水($\overline{\text{CU}}$)試験、又は 圧密・排水(CD)試験	上下流側	1.2 以上
常 時 満 水 位	圧密・非排水($\overline{\text{CU}}$)試験、又は 圧密・排水(CD)試験	〃	〃
設 計 洪 水 位	圧密・非排水($\overline{\text{CU}}$)試験、又は 圧密・排水(CD)試験	〃	〃
水 位 急 降 下	圧密・非排水($\overline{\text{CU}}$)試験、又は 圧密・排水(CD)試験	上流側	〃

注）試験法の適用については、「**表-3.3.4.8**　三軸圧縮試験法と応力表示」参照。

UU 試験：遮水材料の全応力強度

$\overline{\text{CU}}$ 試験：遮水性材料の有効応力強度

CD 試験：透水性、半透水性材料の有効応力強度

c.　土質材料の設計密度

設計密度 ρ_{ds} は、原則として現場含水比で締固め可能な密度をとるものとする。

一方、透水係数は最適含水比よりやや湿潤側で最小値を示し、それより含水比が増加しても透水係数の変化は少ないが、最適含水比より乾燥側では急激に大きくなる傾向がある。このため、一般に遮水性ゾーンの盛立では、w_{opt} ～ w_3 の範囲を許容含水比としている事例が多い（**図-2.2.3**）。

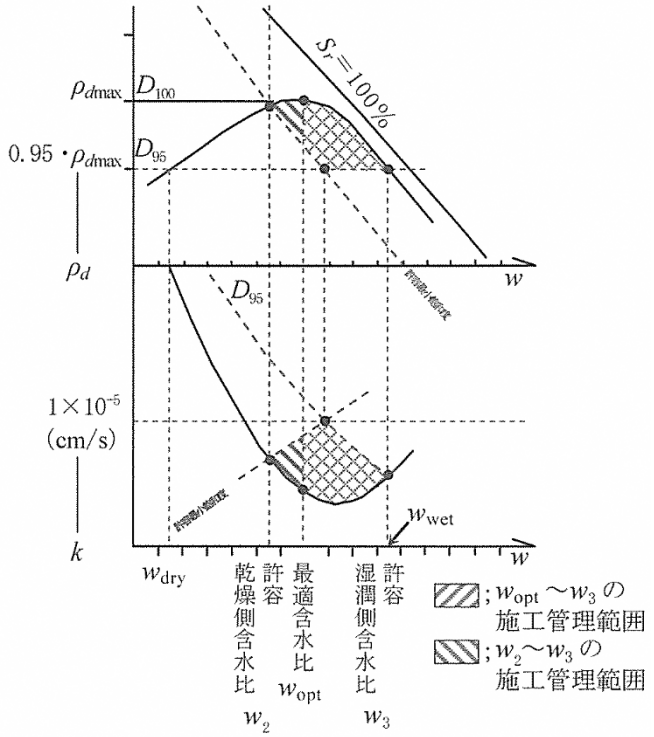


図-2.2.3　土質材料の施工管理範囲例

d.　築堤材料の設計強度定数

築堤材料の設計強度定数は、設計締固め密度の状態に締固めた供試体を飽和化した後に行った室内試験の結果に基づいて決定する。その具体的方法はそれぞれの場合に応じて検討すべきであるが、室内試験の結果には不可避的にバラつきが生じることから、以下の方法によって、複数の同一条件での試験結果がある場合には**式**(2.2.1) ～ **式**(2.2.3) より求めた統計値[注)]を用いる方法もある。

c'、φ'　：三軸圧縮試験の際に使用した軸力 σ_1 及び側圧 σ_3 より間隙水圧 U を控除した値をそれぞれ最大主応力、最小主応力としてモールの応力円により求めた粘着力と内部摩擦力。

c、φ　：三軸圧縮試験の際に使用した軸力 σ_1（最大主応力）及び側圧 σ_3（最小主応力）の値をそのまま使用してモールの応力円により求めた粘着力と内部摩擦力。

$$\varphi_m = \frac{\sum_{i=1}^{n} \varphi_i}{n} \quad \cdots\cdots (2.2.1)$$

$$\sigma_\varphi = \sqrt{\frac{1}{n-1}\left\{\left(\varphi_1 - \varphi_m\right)^2 + \left(\varphi_2 - \varphi_m\right)^2 \cdots\cdots + \left(\varphi_n - \varphi_m\right)^2\right\}} \quad \cdots\cdots (2.2.2)$$

$$\varphi_{ds} = \varphi_m - \frac{1}{2}\sigma_\varphi \quad \cdots\cdots (2.2.3)$$

ここに、φ_{ds}　：せん断抵抗角の設計数値
n　：試料数
φ_m　：せん断抵抗角の平均値
φ_n　：それぞれの材料のせん断抵抗角
σ_φ　：せん断抵抗角の標準偏差

注)調査期間や試験費用の制限等により、上記の統計的な手法を得るだけの試料数が確保出来ない場合には、試料の粒度等の物理特性について吟味し、築堤材料の材質的なバラつきに対し、平均的若しくは代表性を有すると判断される材料により室内試験を実施する必要がある。

e.　土質試験の手順

土質試験の手順を示せば、**図-2.2.4** のとおりである。

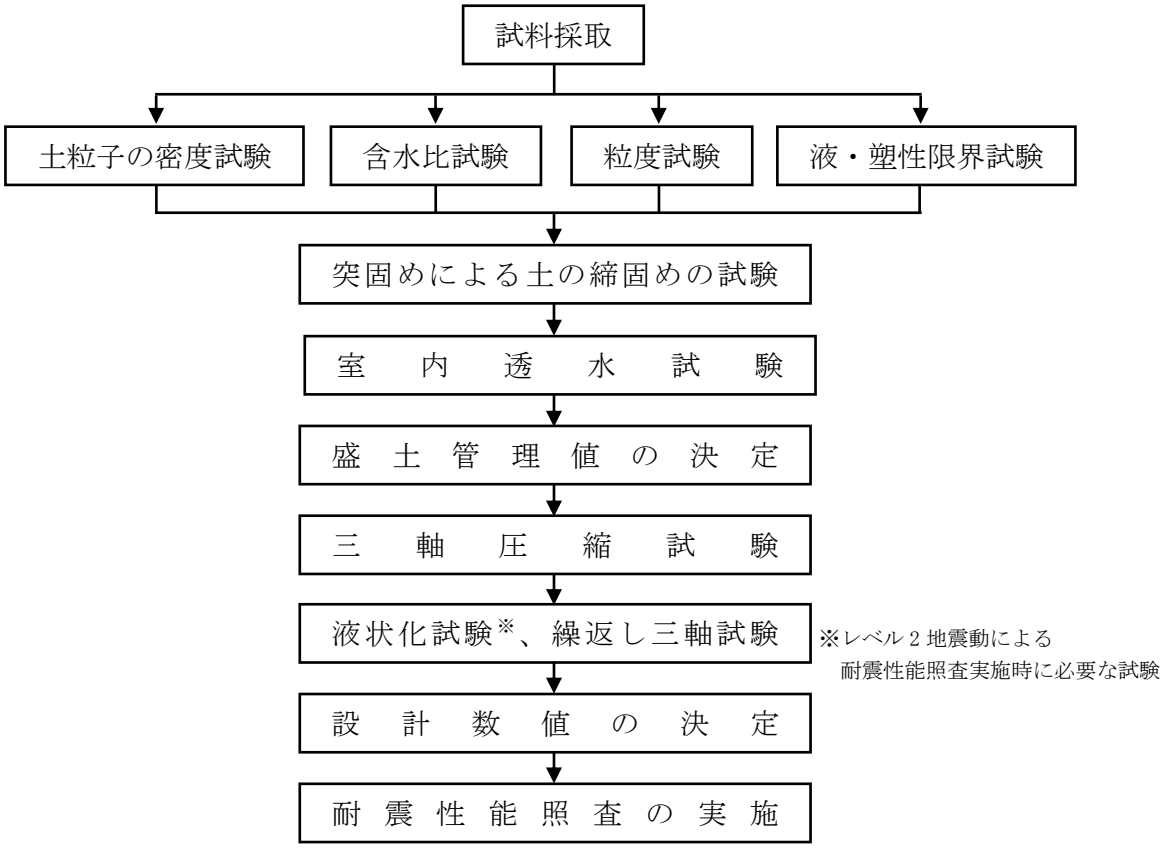


図-2.2.4　土質試験の手順

(4)　材料判定の目安

堤体盛土材料は、必要な水密性及び強度を有し、かつ、すべり破壊又は浸透破壊が生じないものとする。

ゾーン型堤体では、遮水性材料と、半透水性又は透水性材料（ランダム材料）のそれぞれに適した盛土材料を選定するものとする。

ここで遮水性とは、締固めた土質材料の透水係数が 1×10^{-5} cm/s（1×10^{-7} m/s）より小さい場合を、透水性とは、締固めた土質材料の透水係数が 1×10^{-3} cm/s（1×10^{-5} m/s）より大きい場合を、それぞれ目安として総称する。

堤体盛土材料使用区分の目安として、下記を参考とする。

粒　度　分　布：高い密度を与える粒度分布であり、適度に細粒分が含まれること。
コンシステンシー：収縮性が小さく、適度の塑性を有すること。
（**図-2.2.5 参 1、図-2.2.5 参 2 参照**）

比　　重：2.6 以上であれば、まず問題はない（2.6 以下であれば有機質を含んでいる可能性がある）。

透　水　性：遮水性材料は、堤体の安全性、現場条件、施工条件等を総合的に検討して選定するものとし、上記定義の透水係数を目標とするが、その達成が困難な場合は、少なくとも現場にて締固めた状態の透水係数が 5×10^{-5} cm/s を最大値として緩和することができる（室内試験値は 5×10^{-6} cm/s 以下とする）。ただしこの場合、堤体内の浸透経路や、動水勾配の分布、浸透流速等、堤体の浸透に対する安全性について十分検討し、必要に応じて対策を講じるものとする。

締　固　め　度：土質材料の含水状態により、密度、せん断強度、透水係数が変化し、最適含水比付近でせん断強度が極大となり、最適含水比からやや湿潤側で透水係数が極小となること等から、材料の透水性、強度、施工性を判定する。（**図-2.2.3** 参照）

せ ん 断 強 さ：見掛けの粘着力と内部摩擦角で表されるが、安定解析を行う場合には三軸圧縮試験により求める必要がある。また、統一分類等によりある程度せん断強さが推定できる。

［参　考］遮水性材料の粒度範囲

農林水産省で建設した主なゾーン型フィルダム（25 ダム）における各ゾーンの材料の粒度分布の範囲を**図-2.2.5 参 1** に示す。**図-2.2.5 参 1** によれば、遮水性ゾーンを構成する材料は、最大粒径 100 ～ 150 mm で、礫率 $P_{4.75}$＝10 ～ 70%、0.075 mm 以下の細粒分の含有率は 15 ～ 45%の範囲となっている。

一般に、遮水性を確保するための粒度としては、0.075 mm 以下の細粒分を 10 ～ 15%程度以上含有し、0.005 mm 以下の粘土分を 5 %程度以上含有していることが目安とされている。

また、**図-2.2.5 参 2** は、乾燥側の施工条件で施工した場合に、クラックの発生しやすい範囲を示したものである。この図はアメリカ開拓局で施工したダムのうち、遮水性ゾーンにクラックが発生した 17 個のダムの調査結果を基に作成したもので、塑性指数が 15 以下の低～中塑性の無機質粘土に属する材料でクラックが発生しやすいといわれている。

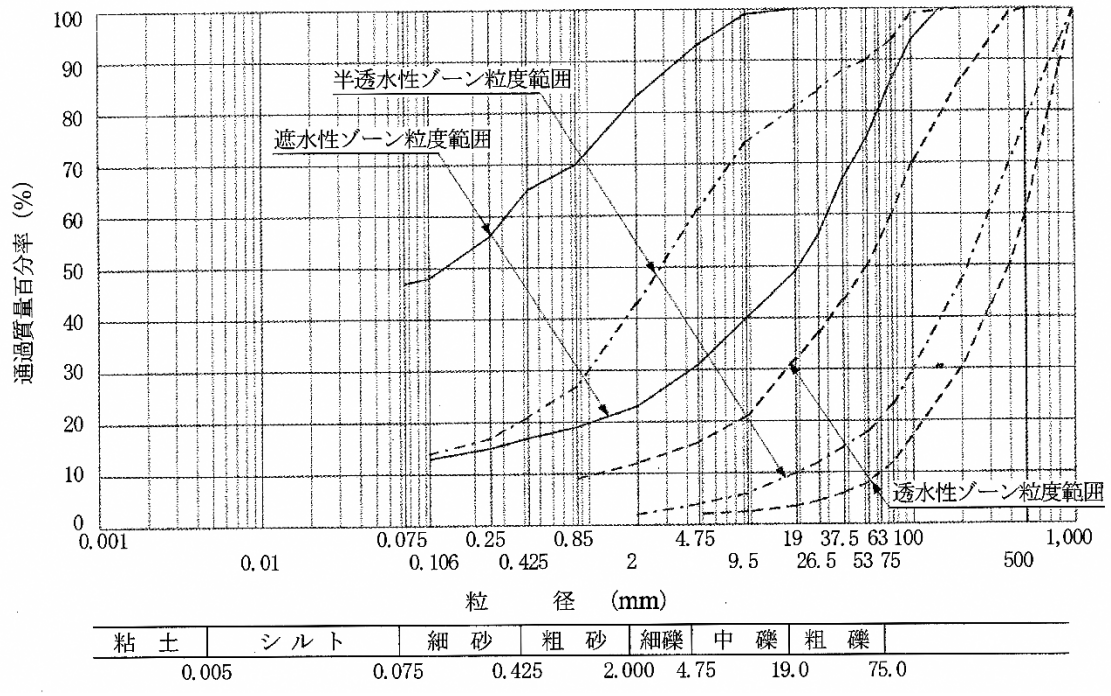


図-2.2.5参1　フィル材料の粒度範囲

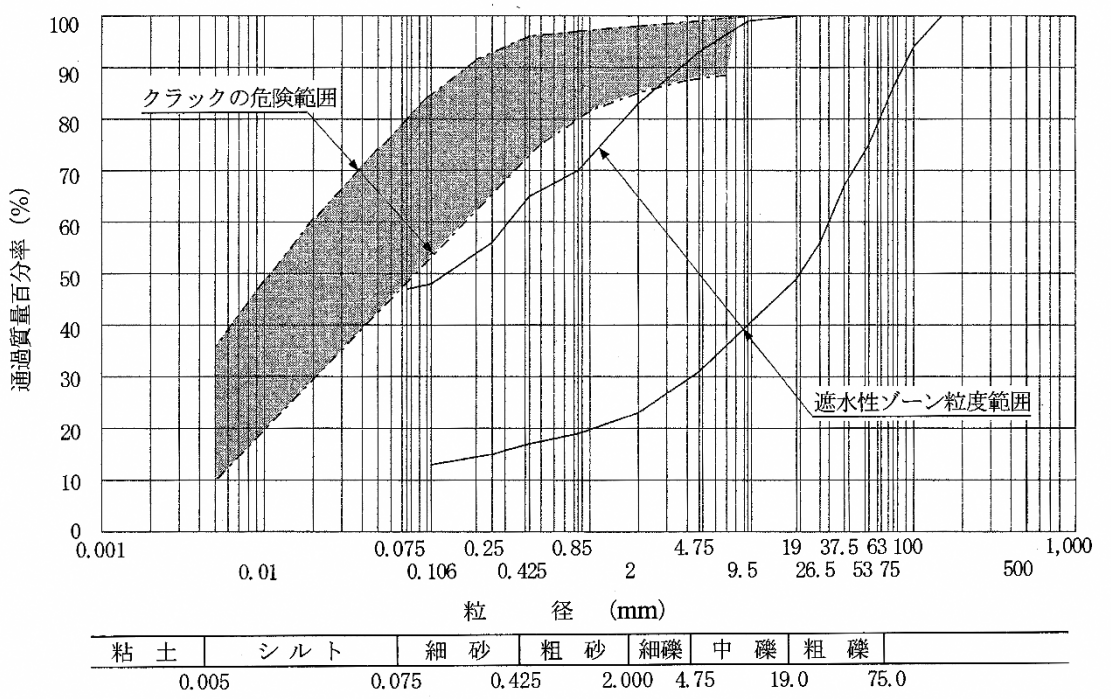


図-2.2.5参2　遮水性材料の粒度範囲

第３章

設　計

第3章　設 計

3.1　ため池改修設計の考え方

ため池改修の設計は、個々のため池固有の諸条件を十分考慮した上で、ため池の形態・規模等の特徴に応じた適正かつ柔軟な方法により行うものとする。

また、ため池の改修においては、農業用施設、防災保全施設としての機能及び安全性が損なわれない範囲で、環境との調和に配慮するものとする。

ため池の改修は、各施設が所要の機能と安全性を有し、かつ、経済的でなければならない。そのためには、個々のため池固有の諸条件を十分考慮しなければならない。

ため池は、その立地条件により形態に違いが見られ、規模も様々である。また、改修を必要とする要因、機能低下の程度もそれぞれに異なるものである。

したがって、ため池の改修に当たっては、形態・規模等の特徴に応じた適正な考え方により、現地の条件や地域の特性を生かした柔軟な設計を行う必要がある。

また、ため池改修の設計においては、農業水利施設としての機能と生物の生息・生育環境を確保する機能を併せ持つことが求められる。

これらの機能には、経済性や維持管理面等の相反する部分があるため、地域条件に応じた適切なものとなるよう、農家を含む地域住民及び有識者等の議論や意見を踏まえ、地域の合意形成を図りつつ、総合的な検討を行う必要がある。

3.1.1　ため池形態別の特徴

ため池は、その形態により「谷池」と「皿池」に区分される。

ため池の形態は、立地により大きく谷池と皿池に区分される。本手引においては、次のように定義することとする。

谷池：山間や丘陵地で谷をせき止めて造られたため池

皿池：平地の窪地の周囲に堤防を築いて造られたため池

一般的に、谷池は山間部、丘陵地といった河川上流部に多く立地しているのに対し、皿池は平野部（下流部）に立地している場合が多く、それぞれの立地条件、水質（栄養度）等の違いにより、生育する水生植物、生息する動物にも特徴が見られる。

また、立地条件による特徴から、ため池の性格にも違いが見られ、谷池は、貯水機能が主であるのに対し、皿池は貯水機能とともに用水の中継地の役割を有し、洪水の調節機能（貯留効果）をも有している。

平成25年度ため池一斉点検時の調査資料から、形態別のため池諸元には**表-3.1.1.1**のような実態が見られる。

表-3.1.1.1　ため池形態別の実態[注1)]

項　目	谷　池	皿　池
堤高	大（10 m以下は89%）	小（10m以下は98%）
堤長	小（100m以上は16%）	大（100m以上は46%）
貯水量	小（50千m^3以上は10%）	大（50千m^3以上は13%）
満水面積	小（1ha以上は17%）	大（1ha以上は29%）
流域面積	大（10ha以上は48%）	小（10ha以上は41%）
設計洪水量	大（1m^3/s以上は75%）	小（1m^3/s以上は41%）
天端幅	谷池、皿池共に同程度（1m以上5 m以下は88%）	

注1）平成25年度ため池一斉点検調査結果（受益面積2ha以上又は防災重点ため池）による。（調査ため池：46,107箇所）
注2）（ ）内は各形態別のため池で、その範囲が占める割合である。



代表的な谷池



代表的な皿池

3.1.2　ため池の多面的機能

ため池は、本来、農業利水や地域防災としての役割を果たす施設であるが、ほかにも、生物の生息・生育場所の保全、住民の憩いの場の提供等、多面的な機能を有する。

ため池は、古くから農業利水や地域防災としての役割を果たしてきた施設であるが、ほかにも、生物の生息・生育場所の保全、住民の憩いの場の提供等、様々な機能を有している。

ため池は、人と稲作との関わりの中で形成されてきた歴史ある施設であり、稲作の水利用により水位が変動するという特徴を持つ。さらに、継続的な維持管理等の人間の働きかけにより多様な環境を形成し、勾配の緩やかな水際等が水草の生育環境として適しているほか、水生昆虫、魚類、鳥類等様々な生物の生息・生育空間となっている。

また、ため池は周囲の水田や雑木林等と一体となって農村環境を形成しており、農村地域の生物の多くは、これらを生活の場として往き来しながら生息している。このため、ため池と周辺環境との連続性の確保が、地域の生態系を確保する上で重要なポイントとなる。

3.1.3　ため池の形態・規模に応じた設計の考え方

ため池の改修設計に当たっては、ため池を取り巻く環境を評価し、ため池の形態・規模に応じた適切な考え方により行うものとする。

ため池固有の諸条件を考慮するためには、形態別の特徴を設計に反映させる必要がある。

そのためには、各種の既存資料及び管理者等から得られる情報を把握し、ため池を取り巻く現況及び将来の環境を適切に評価することが重要である。その上で、本手引を柔軟に適用し、ため池を構成する各施設を設計することが必要である。

ため池の環境によっては、想定される被害や下流の状況に応じて、貯水容量の見直しや洪水調節機能の付加を考慮[注)]する等、効率的な設計を行うことも可能である。また、ため池の持つ満水面積、流域面積及び基礎地盤等の環境の違いは、洪水吐設計に対しても大きく影響する。

したがって、ため池改修設計に当たっては、ため池の環境を総合的に評価してため池の形態・規模を検討し、それらに応じた設計の考え方及び適切な設計手順を選定することが望ましい。

参考として、ため池の形態に応じた設計手順を、**図-3.1.3.1** に示す。

また、設計洪水流量、設計洪水位決定の手順及び堤体設計の手順の詳細については、それぞれ、**図-3.2.5.1 及び図-3.3.1.1** に示す。

注)洪水調節機能の付加を考慮する場合には、「農地防災事業便覧：農地防災事業研究会（平成 10 年度版）」を参考とされたい。

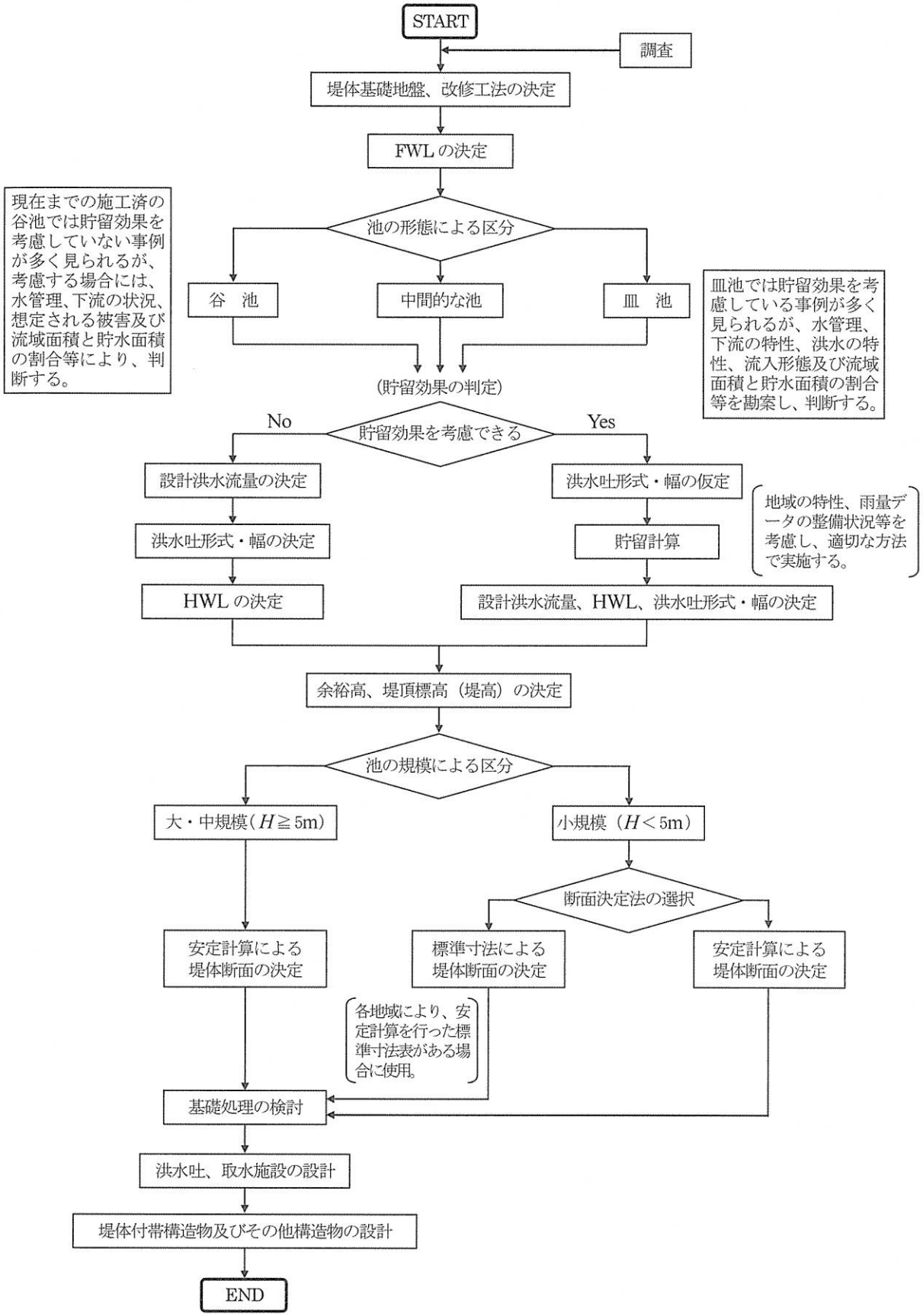


図-3.1.3.1　ため池の形態に応じた設計手順

3.1.4　二次的自然空間としてのため池

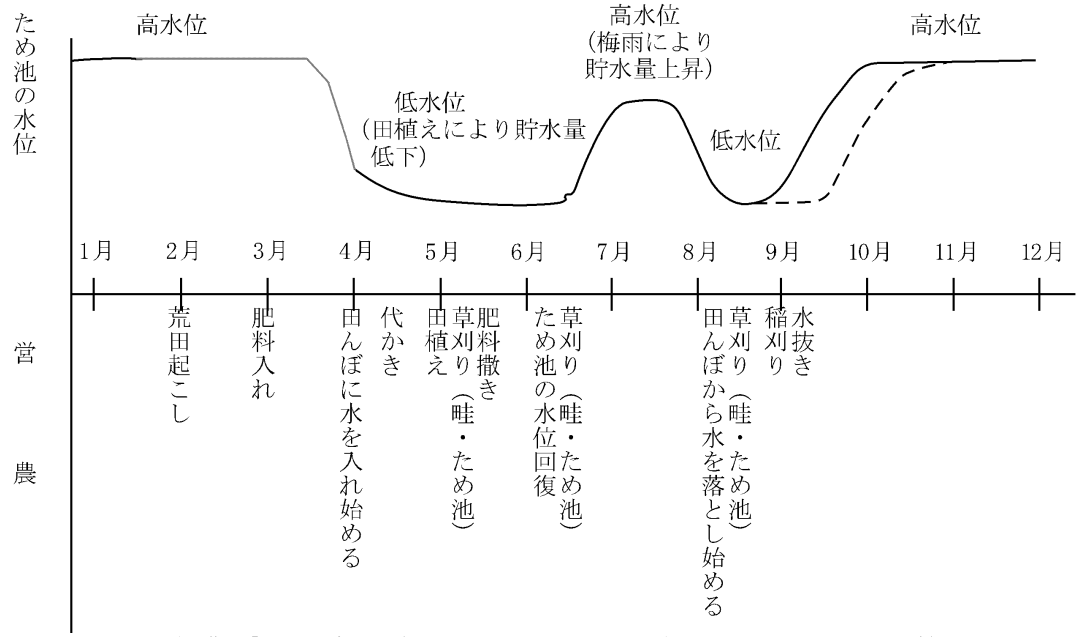
ため池は、長年にわたる稲作と人との関わりの中で形成されてきた歴史のある施設である。
また、自然の湖沼と違い、人為的な操作により、水位が年間周期で大きく変動するという特徴を持つ。
さらに、継続的な維持管理等、人間の働きかけ（人為的攪乱）による環境に対応した様々な植物、水生昆虫、魚類、両生類、鳥類等が生息・生育し、良好な二次的自然空間が形成されている。

ため池は、古くは縄文時代末期ないしは弥生時代初期に稲作が伝来して以来、主としてかんがい用水に恵まれない地域を中心として、農業用水を貯えるために堤を築き、取水のための施設（斜樋、底樋等）として設けられた人工的な水域であり、長年にわたる稲作と人との関わり合いの中で形成されてきた歴史のある施設である。

また、自然の湖沼と比べ、一般的に、かんがい期に放水され、その後、翌年の耕作に向けた貯水のため、水位が再び上昇する等、営農活動に合わせた人為的な操作により年間周期で水位が大きく変動するという特徴を持つ（**図-3.1.4.1**）。

さらに、ため池では、その貯水機能を長期にわたり維持するため、利水者等による草刈り、水抜き、漏水補修等の伝統的な維持管理活動が継続的に行われている。

このような人間の働きかけ（人為的攪乱）による環境の変化に対応して、例えば、かんがいのための取水による水位の周期的変化により、様々な水生植物、水生昆虫、魚類、両生類、鳥類等が生息・生育する良好な二次的自然空間が形成されている。



（出典：「水辺環境の保全」、江崎保男・田中哲夫 編、1988年　をもとに作成）

図-3.1.4.1　田んぼの年間スケジュールとため池水位の変動の一例

3.1.5　環境との調和に配慮する考え方

ため池改修における「環境との調和への配慮」は、農業利水や地域の防災を図る目的を達成しつつ、可能な限り環境への負荷や影響を回避・低減するとともに、良好な環境を形成することにより行うものとする。

ため池改修に当たっては、地域の防災を図る目的を達成しつつ、ため池周辺の二次的自然空間や景観への負荷や影響を回避し、低減することが必要である。また、状況に応じて外来種の排除、在来種の保存を積極的に考え、これまで失われてきた環境を回復し、さらには良好な環境の形成に留意することも必要である。

環境との調和への配慮をより実効性のあるものにするためには、調査・計画・設計の各段階において十分に検討することが必要である。

ため池における環境配慮計画では、調査結果に基づいて保全対象種を設定し、具体的な配慮対策の検討を行う。その際、保全対象種の生息・生育環境として必要な保全範囲（エリア）を設定し、エリアごとにミティゲーション 5 原則を基本とした影響の軽減対策を検討する。また、影響の最小化や軽減対策と併せて、複数の環境を利用している生物を対象とした環境要素のネットワーク化を検討する。

環境との調和に配慮したため池設計は、農業水利施設としての機能の確保に加えて、①生物の生息・生育環境の確保、②構造物としての基本条件の確保、③環境に配慮した資材の活用、④その他の多面的機能（親水性や景観等）への配慮が行われることが必要である。

農業水利施設としての機能と生物の生息・生育環境を確保する機能には、経済性や維持管理面等の相反する部分があるため、地域条件に応じた適切なものとなるよう、農家を含む地域住民及び有識者等の意見を踏まえ、地域の合意形成を図りつつ、総合的な検討を行う必要がある。

ため池の設計に当たっては、農業用水の確保及び災害防止だけではなく、**図-3.1.5.1** に示すような、多様な視点から検討する必要がある。

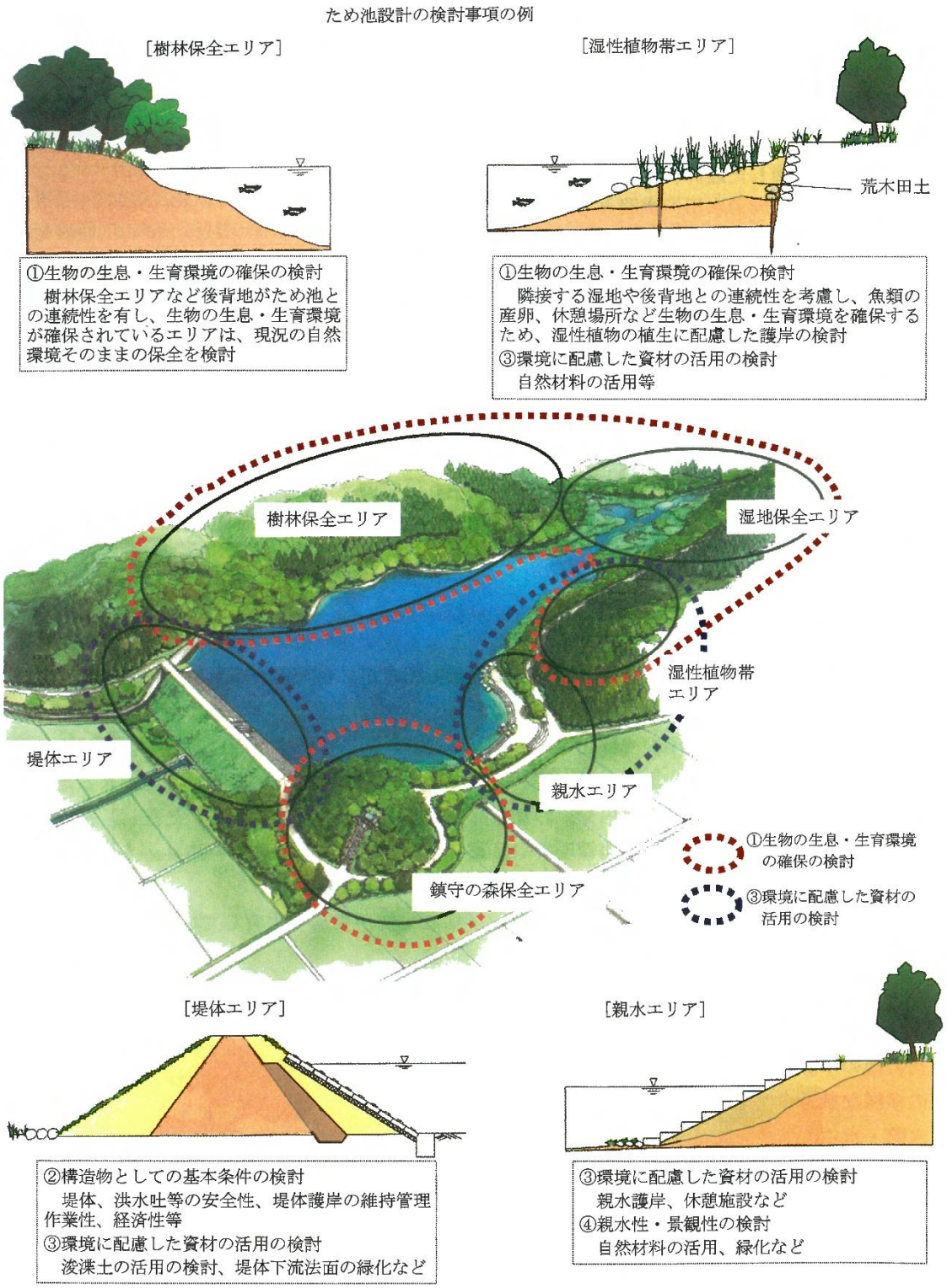


図-3.1.5.1　ため池における環境との調和に配慮した検討例

(1)　ミティゲーション5原則（環境配慮の5原則）

諸外国及び国際機関の環境影響評価においては、事業が環境に与える影響を回避や軽減等の措置により緩和する措置（ミティゲーション）を環境影響評価の中で記述することとしており、米国NEPA（国家環境政策法）では、ミティゲーションを**図-3.1.5.2**のように回避、最小化、修正、影響の軽減／除去、代償の5原則に分類している。

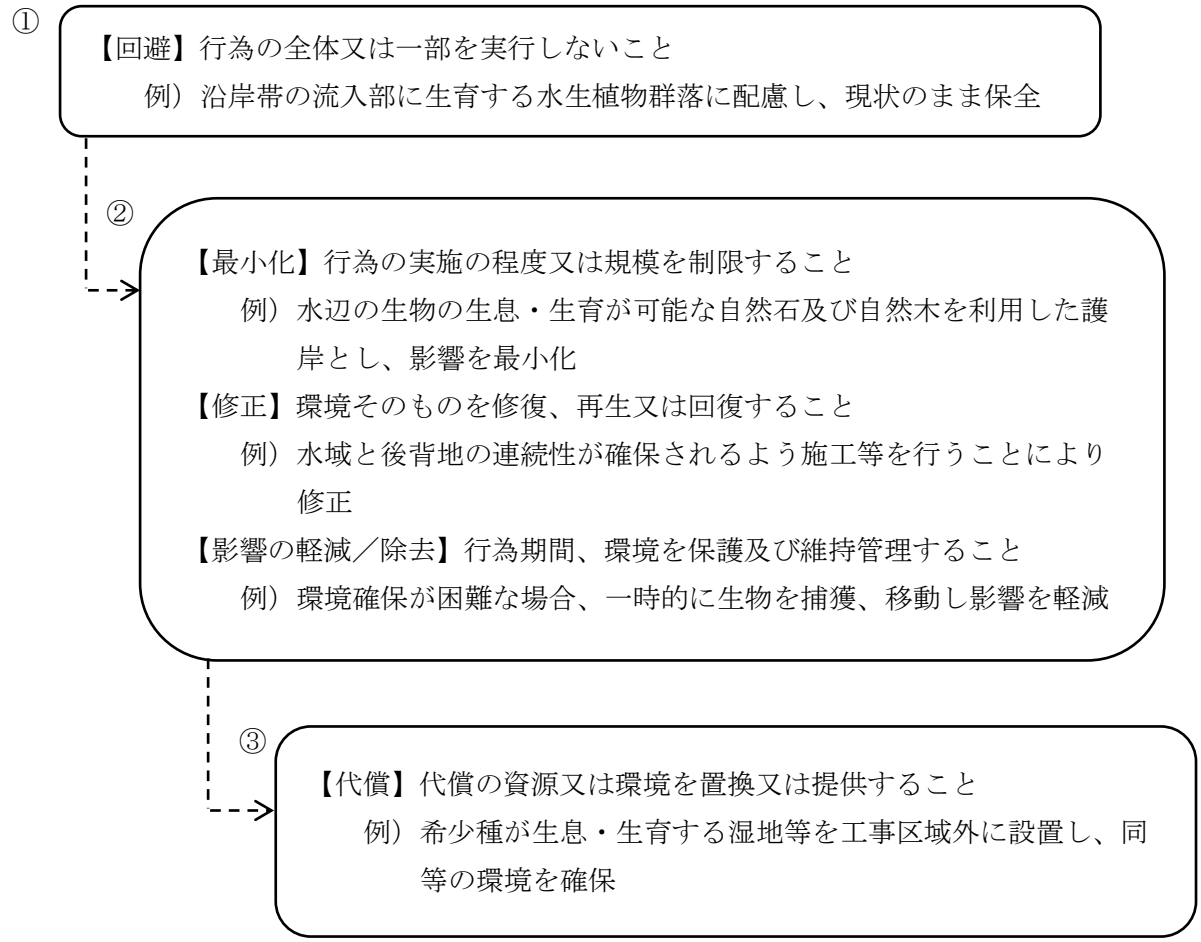


図-3.1.5.2　ミティゲーションの分類

ため池整備の場合には、既存ため池の改修が主となるが、調査結果により、環境との調和への配慮対策が必要な保全対象種又は重要な環境要素が確認された場合には、農業生産性や施設機能の維持を前提とし、保全対象種の生活史を踏まえた上で、後背地との連続性を確保する等、保全対象種の生息・生育環境保全の観点から、自然状態での生息・生育環境の保全（回避）が可能かどうかを十分検討し、それが不可能な場合は、考えられる軽減対策を複数案検討する必要がある。

ミティゲーション５原則をため池の例で説明すれば、**図-3.1.5.3** のようになる。

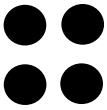
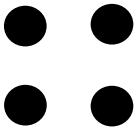
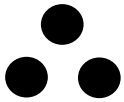


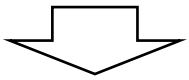
図-3.1.5.3　ミティゲーション５原則

(2)　生物の生息空間としてのネットワークの確保

生物種や生態系の保全のためには、生息域のネットワークを適切な形で確保することが必要である。

生物種や生態系の保全のためには、国際自然保護連合（ＩＵＣＮ）が提唱している「生物生息空間の形態・配置の 6 つの原則」である「広大化」「団地化」「集合化」「等間隔化」「連結化」「円形化」を考慮して、環境要素のネットワーク化を図ることが重要である（**図-3.1.5.4** 参照）。

	優（better）	劣（worse）	生物生息空間の形態・配置の原則
広大化			生物生息空間は、なるべく広い方がよい。 タカ、フクロウやキツネ等高次消費者が生活できる広さが一つの目安となる。生物の多様性に富み、安定性が増し、種の絶滅率が低くなる。
団地化			同面積ならば、分割された状態よりも一つの方がよい。 多くの種は一塊の広い地域にあって初めて高い生存率を維持できるため、生息空間が幾つかの小面積に分割されると、生存率が低くなる。
集合化			分割する場合には、分散させない方がよい。 生物空間が接近することで、一つの生物空間で種が絶滅しても近くの生物空間からの種の供給が容易になる。
等間隔化			線上に集合させるより、等間隔に集合させた方がよい。 等間隔に配置されることで、どの生物空間も、他の生物空間との間での種の良好な交流が確保される。線上の配置は、両端に位置する生物空間の距離が長く、種の交流を難しくしてしまう。
連結化			不連続な生物空間は、生態学的回廊で繋げた方がよい。 生態学的回廊（エコロジカルコリドー）の存在により、生物の移動が飛躍的に容易になる。
円形化			生物空間の形態は、できる限り丸い方がよい。 生物空間内における分散距離が小さくなる。外周の長さも短くなり、外部からの干渉が少なくて済む。



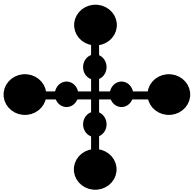
	高次消費者が生息可能な良質な生物空間をより広い面積で、より円形に近い形で塊として確保し、それらを生態学的回廊で相互に繋ぐことが、最も効率的な生物の生息空間の形態及び配置の仕方である。

図-3.1.5.4　生物生息空間の形態・配置の原則

(3)　生物の生息・生育環境の確保

生物の生息・生育環境を確保するためには、現況の水際やその周辺をできる限り保全するとともに、生物の生息・生育に適した凹凸に富む曲線の水際や変化に富む地形形状、年間の水位変動を考慮した浅水域や部分的な深水域等の環境を確保することが望ましい。

そのためには、ため池の安全性が確保される範囲で、石や木杭等を用いた多孔質材料の使用又は凹凸のある素材を使用する等の土木工法的な工夫と、できる限り現況のままの自然環境を保全する計画上の工夫を併せて検討する必要がある。

(4)　環境に配慮した資材の活用

周辺環境と調和する自然材料や発生材は、廃棄物の発生抑制による環境への配慮に効果的であることから、積極的に検討することが望ましい。

(5)　後背地との連続性確保のための配慮

保全対象種によっては、生息場所がため池だけでなく後背地の樹林や草地に移動するものがあるため、後背地の改変や水際と後背地との分断に関して配慮が必要な場合がある（**図-3.1.5.5、図-3.1.5.6**）。

①　ため池と後背地を移動する小動物への配慮として、水際は緩傾斜とすることが望ましい。緩傾斜にできない場合は、護岸の一部にカメ等が移動できるスロープを設けることを検討する。

②　ため池沿いの管理道路や散策路は、アスファルトやコンクリートによる舗装をできるだけ避け、生態系に配慮した舗装材料の使用や、わだち部分のみの舗装等を検討する。ただし、ため池の維持管理作業に関わるため、ため池管理者や農家を含む地域住民等の意見を踏まえ、合意形成を図る必要がある。また、側溝等では、小動物がはい上がれるよう留意する。

③　ため池の岸辺の湿地や流入部の沿岸域は、多様な生物が生息・生育している場合が多いため、その環境をできる限り保全する。

④　ため池周辺に生息する鳥類の営巣地の環境を確保することに留意する。

(6)　水際の植生

ため池の水際の植生は、生物の生息・生育環境や景観の形成等に重要な役割を果たしており、現況の多様な植生を保全することが重要である。

水際・水中の植生を復元・創出するエリアについては、治水・利水上の安全性を確保した上で植栽することが必要である。なお、植栽の範囲、種類、方法等については、植栽の目的や場所及び保全対象種の生息・生育環境を考慮して、決定することが重要である。

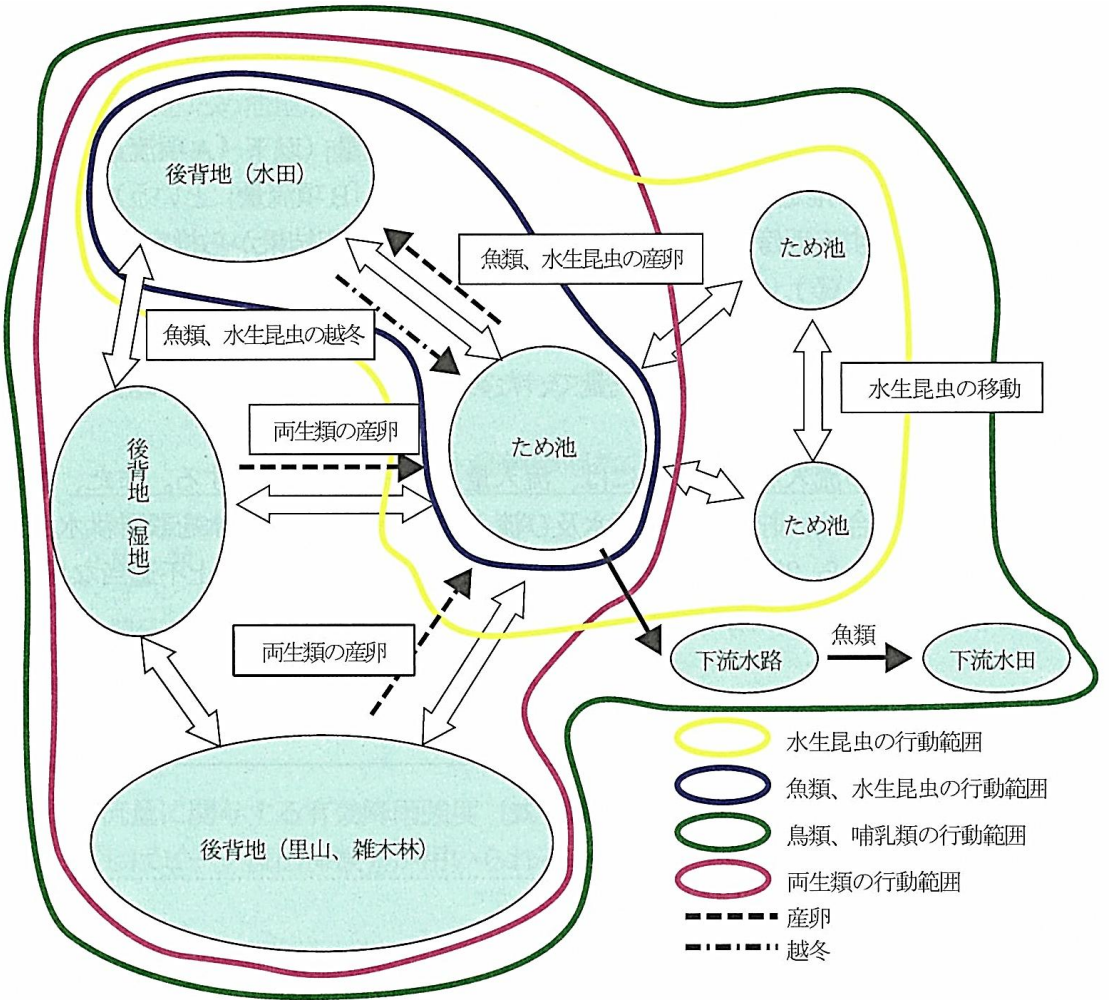


図-3.1.5.5　ため池間及びため池とその周辺環境とのネットワーク概念図

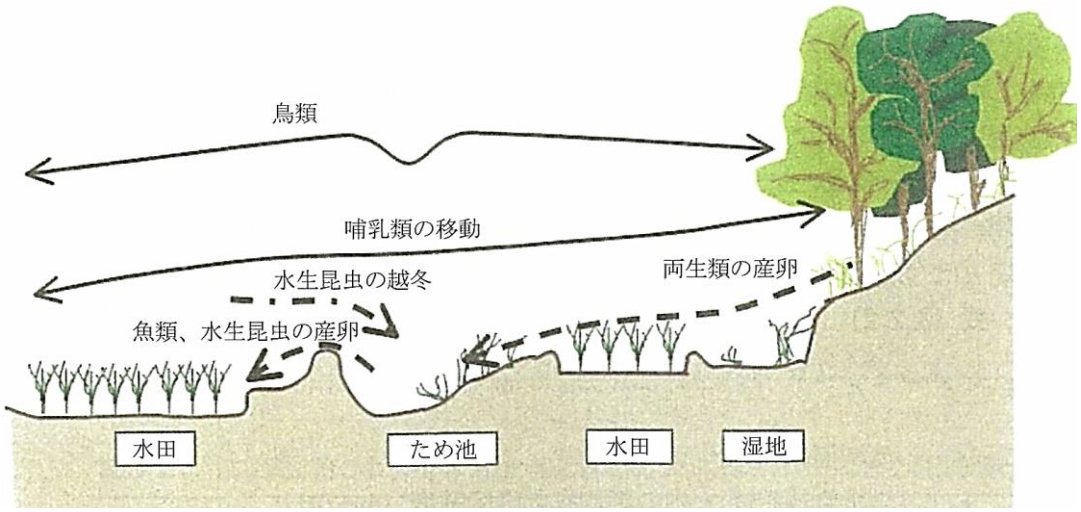


図-3.1.5.6　ため池周辺環境の断面図

3.1.6　環境調査

既存の環境を保全する目的で環境調査を実施する。なお、環境調査における標準的な作業内容を**表-3.1.6.1** に示す。

表-3.1.6.1　標準的な環境調査の作業内容

作業項目		作業内容
概況調査		
	聞き取り調査	地域の自然環境に詳しい有識者及び、市町、土地改良区、所有者等に対象地区周辺の生物相、配慮すべき種の分布状況、あるいはそれらに関する既存文献の有無等について情報を聴取・整理する。
	既存資料調査	対象地区周辺の主な生物相、貴重種の分布情報、環境に関する地域指定等について、既存資料により情報を収集・整理する。
	環境基盤調査	①生態系基盤調査 現地踏査によって現況を確認し、写真撮影等の記録を行う。 ②生物調査 現地調査は基本的に1回程度とし、目視、タモ網等による簡易な生物調査を実施する。 また、必要に応じて投網、セルビン、刺し網、じょれん等を適宜併用しながら水生動物を採取することとし、使用する漁法によっては、特別採取許可等が必要な場合は、許可申請を行う。 ③データ整理 各調査の調査結果は調査項目別の野帳に整理するとともに、確認生物については分類群別の確認種リストを作成する。 また、法律やレッドデータブック等に指定されている貴重種等が確認された場合には、指定状況がわかる一覧表を作成するとともに、その一般的生態や確認状況等を個別に整理する。
環境影響の概定		
	配慮対策の選定	調査結果から、農業水利施設及びその周辺を生息の場として利用していると考えられる代表的な生物種等を抽出し、配慮対象として選定する。配慮対象の選定においては、貴重種のみならず、その場所の生態系を支える重要な種を含めるよう留意する。
	環境影響の概定	事業によって引き起こされる環境基盤の物理的・化学的変化と、それに伴って発生する生物への影響の可能性を整理し、事業による環境の影響を概定する。 環境要素の類型化あるいは、ゾーニングを行った場合には、それぞれの区分ごとに保全対象を選定し、影響を検討するとともに、現況が環境保全上の問題を有している場合には、事業手法の工法等による環境改善の可能性についても検討を行う。
環境配慮対策の検討		環境影響の概定結果から、事業計画において反映させるべき環境配慮対策を検討し、事例写真やイメージ図等を適宜用いて簡潔に整理する。環境配慮対策については、対象となる施設の適切な管理を行う必要があるため、施設管理予定者（市町、土地改良区、所有者等）との調整を行う。 また、事業実施までの間に、さらに詳細な調査が必要と判断される場合には、必要な調査項目、調査時期等を提案する。
報告書のとりまとめ		調査・検討結果について、山口県農業農村整備事業環境情報協議会用にパワーポイントを作成するとともに、報告書として取りまとめる。

3.2　設計洪水流量

ため池の設計洪水流量は、次のうち最も大きい流量の 1.2 倍とする。

① 確率的に 200 年に 1 回起こると推定される 200 年確率洪水流量(以下「A項流量」という)。

② 観測又は洪水痕跡等から推定される既往最大洪水流量（以下「B項流量」という)。

③ 気象・水象条件の類似する近傍流域における水象又は気象の観測結果から推定される最大洪水流量（以下「C項流量」という)。

設計洪水流量は、設計上考慮される最大の洪水流量で、ため池は、洪水の堤体越流に対する安全性を考慮して、20%の余裕を見込むものとする。

なお、ため池に用水路等からの流入がある場合には、流入量も考慮するものとする。また、池敷のほかに流域をもたない皿池のような場合は、貯水池内の雨水及び流入水路等からの流入水を設計洪水流量とする。

また、気象・水象記録の状態から 200 年確率洪水流量を算定することが、理論上不適当な場合には、100 年確率洪水流量の 1.2 倍をもって 200 年確率洪水流量とすることができる。

3.2.1　A項流量

A項流量は、次に示す合理式によって推定する。

$$Q_A = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \quad \cdots\cdots (3.2.1.1)$$

Q_A :洪水ピーク流量（m^3/s）
r_e :洪水到達時間内流域平均有効降雨強度（mm/h）
A :流域面積（km^2）

(1)　A項流量の推定

本来、A項流量は洪水流量データに基づき確率計算を行って推定すべきであるが、一般的には洪水流量データが存在しないため、降雨データに基づく確率計算により推定するものとする。

合理式の適用可能な流域面積は、$40km^2$ 以下とし、ため池の満水面積を含むものとする。

間接流域からの洪水流量については、実情に応じて加算するものとする。

(2)　洪水到達時間の推定

洪水到達時間 t_p は原則的には対象流域ごとに観測値に基づき推定されるべきであるが、観測値が得られない場合は、**式（3.2.1.2）**（角屋・福島公式）によるものとする。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \quad \cdots\cdots (3.2.1.2)$$

ここに、　A :流域面積（km^2）
r_e :洪水到達時間 t_p の平均有効降雨強度（mm/h）
C :流域の土地利用形態に応じて異なる定数
t_p が分単位のときの C の値は、**表-3.2.1.1** による。

なお、**表-3.2.1.1** の C の範囲は経験的に予想される値であり、平均値は観測値を整理して得た値である。

流域地形等が複数の異なる状態に区別される場合は、加重平均で流域全体の C を求める。

ただし、この式をため池地点の洪水到達時間の推定に利用する際、ため池地点が 2～3 本の大支川の合流直後に位置しているときは、面積は全流域面積ではなく、合流前の支流域面積の最大の方を用いるべきことに注意する。

角屋・福島の式のほかに洪水到達時間を推定する方法として、山腹流下時間 karbey（カーベイ）式法と河道流下時間 rziha（ルチハ）式、kraven（クラーヘン）式を組合せて算出する方法がある。いずれも河道勾配のみで一義的に洪水到達時間を推定する方法であり、洪水到達時間が流域特性と水文特性に左右される値であり流域固有の一定値となることから考えると、適用するには問題があるといわれている。

なお、設計指針「ため池」に記載のない「池面」については「市街地」を準用する。

表-3.2.1.1　洪水到達時間係数 C の値（角屋・福島）

- 自然丘陵山地 ：C＝250～350≒290
- 放　牧　地 ：C＝190～210≒200
- ゴ ル フ 場 ：C＝130～150≒140
- 開発直後粗造成宅地、舗装道路及び水路の密な農地：C＝90～120≒100
- 市　街　地 ：C＝60～90≒70

(3)　ピーク流出係数

洪水ピーク流量に関与する有効降雨強度（**式（3.2.1.1）**に用いる r_e）を観測降雨強度 r から推定する方法として、しばしばピーク流出係数 f_p が用いられる。

$$r_e = f_p \cdot r \quad \cdots\cdots (3.2.1.3)$$

r ： 200 年確率降雨強度（mm/h）

本来、ピーク流出係数 f_p は流域表層部の条件により著しく異なり、同一流域でも先行降雨条件によりかなり変化する。参考のため、**表-3.2.1.2**、**表-3.2.1.3** にピーク流出係数の例を示す。流域地形等が複数の異なる状態に区別される場合は、加重平均により流域全体の f_p を求める。

市街地に係る流出係数については、設計指針「ため池」に規定がないため、地表条件が類似する区分として整合性が確保できる設計基準「農道」P.462(**表-3.2.1.4**)を準用し、「市街」の値を採用する。

また、池面に係る流出係数についても設計指針「ため池」に規定がないことから、水面における流出特性が路面等と同様に簡易的に評価できるとの整理のもと、設計基準「農道」P.462(**表-3.2.1.4**)より「路面及び法面」の値を採用する。

表-3.2.1.2　物部によって提示されたピーク流出係数

地形の状態	f_p	地形の状態	f_p
急しゅんな山地	0.75～0.90	かんがい中の水田	0.70～0.80
第三紀層山地	0.70～0.80	山地河川	0.75～0.85
起伏のある土地及び樹林地	0.50～0.75	平地小河川	0.45～0.75
平らな耕地	0.45～0.60	流域のなかば以上が平地である大河川	0.50～0.75

表-3.2.1.3　防災調節池の洪水吐等の設計流量算定のために提示されたピーク流出係数

土地利用状況	f_p	備考
開発前	0.6～0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域
開発後(1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開発後(2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

表-3.2.1.4　流出係数

路面及び法面	0.70～1.0	市街	0.60～0.90
急峻な山地	0.75～0.90	森林地帯	0.20～0.40
緩い山地	0.70～0.80	山地河川流域	0.75～0.85
起伏ある土地及び樹林	0.50～0.75	平地小河川流域	0.45～0.75
平たんな耕地	0.45～0.60	半分以上平地の大河川流域	0.50～0.75
湛水した水田	0.70～0.80		

［設計基準「農道」P.462］

3.2.2　B項流量

B項流量は、ため池地点で観測された最大洪水流量又は過去の洪水痕跡から推定される既往最大流量のうち、いずれか大きい方とする。

3.2.3　C項流量

下記①及び②で推定される洪水ピーク流量のうち、いずれか大きい方をC項流量とする。

① 気象条件及び洪水流出特性が類似する同一流域内において十分信頼できる既往最大洪水比流量曲線が得られている場合には、この曲線から当該ため池の流域面積に相応する洪水比流量を求め、求めた値に流域面積を乗じて洪水ピーク流量を推定する。

② 当該ため池流域に近く、気象条件が類似する流域で観測された既往最大級豪雨が当該ため池流域に発生するとした場合の、当該ため池地点で予想される洪水ピーク流量を計算により推定する。

ここにいう「流域に近い」範囲は隣接する市町村程度とし、豪雨が周辺の観測結果から地域性を強く有すれば、豪雨発生時の気象条件、地形等を考慮して地域を限定して適用する。

なお、洪水比流量を求める式としては複数のものが提唱されているが、そのうち、**式（3.2.3.1）**に示すクリーガー（Creager）型近似式については、当分の間、小流域（20km^2 以下を目安）を除き用いることができるとされている。

$$q = CA^{(A^{-0.05}-1)} \quad \cdots\cdots (3.2.3.1)$$

q ：最大洪水比流量（m^3/s/km^2）
A ：流域面積（km^2）
C ：地域係数（**図-3.2.3.1、表-3.2.3.1**）

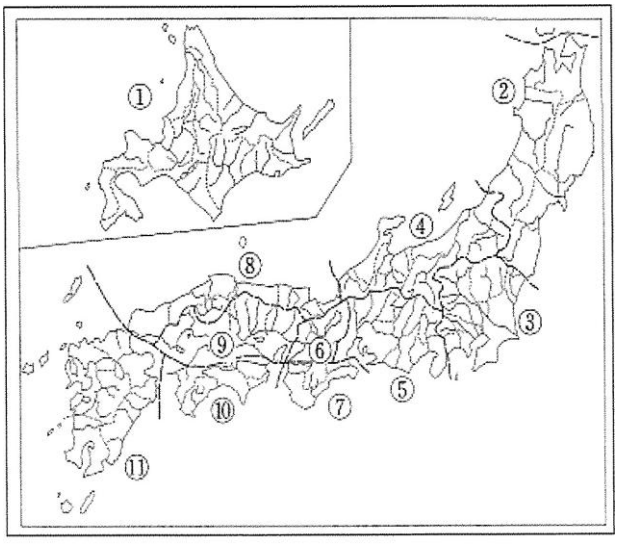


図-3.2.3.1　地域別比流量式（クリーガー曲線）の地域区分図

表-3.2.3.1　地域別比流量式（クリーガー曲線）の地域係数 C 値

地　域	地域係数C	適　用　地　域
① 北　海　道	17	北海道全域
② 東　　北	34	青森・岩手・宮城・秋田・山形・福島(阿賀野川流域を除く。)の各県
③ 関　　東	48	茨城・栃木・群馬(信濃川流域を除く。)・埼玉・東京・千葉・神奈川の各都県・山梨県のうち多摩川、相模川流域及び静岡県のうち酒匂川流域
④ 北　　陸	43	新潟・富山・石川の各県、福島県のうち阿賀野川流域、群馬県のうち信濃川流域、長野県のうち信濃川・姫川流域、岐阜県のうち神通川・庄川流域及び福井県のうち九頭竜川流域以北の流域
⑤ 中　　部	44	山梨県及び静岡県のうち③に属する地域を除く地域、長野県及び岐阜県のうち④に属する地域を除く地域、愛知県及び三重県(淀川流域及び櫛田川流域以南の地域を除く。)
⑥ 近　　畿	41	滋賀県、京都府のうち淀川流域、大阪府、奈良県のうち淀川流域及び大和川流域、三重県のうち淀川流域及び兵庫県のうち神戸市以東の地域
⑦ 紀伊南部	80	三重県のうち櫛田川流域以南の地域、奈良県のうち⑥に属する地域を除く地域及び和歌山県
⑧ 山　　陰	44	福井県のうち④に属する地域を除く地域、京都府のうち⑥に属する地域を除く地域、兵庫県のうち日本海に河口を有する流域の地域、鳥取・島根の各県、広島県のうち江の川流域及び山口県のうち佐波川流域以西の地域
⑨ 瀬　戸　内	37	兵庫県のうち⑥及び⑧に属する地域を除く地域、岡山県・広島県及び山口県のうち⑧に属する地域を除く地域、香川県・愛媛県のうち⑩に属する地域を除く地域
⑩ 四国南部	84	徳島県・高知県・愛媛県のうち吉野川・仁淀川流域及び肱川流域以南の地域
⑪ 九州・沖縄	56	九州各県及び沖縄県

3.2.4　設計洪水量の算定

(1)　設計降雨量の推定

設計降雨量は県内を東部（山口)、西部（下関)、北部（萩）の3ブロックに分け、200年確率1時間降雨量及び10分間降雨量を推定する。

注）1. 洪水吐減勢工の設計洪水流量は、100年確率降雨量に基づいて推定する。

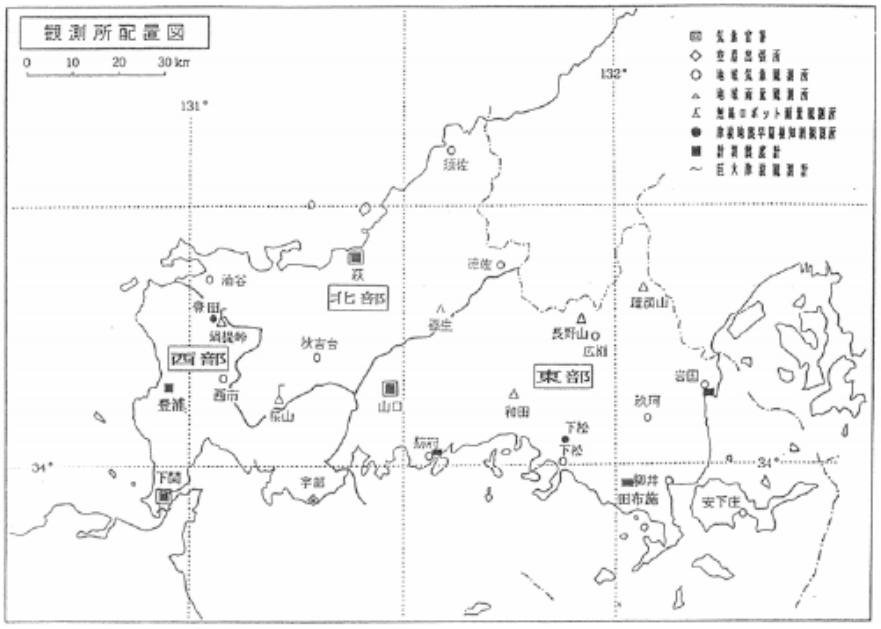


図-3.2.4.1　山口県降雨ブロック

(2)　洪水到達時間内の平均降雨強度の推定

洪水到達時間内の平均有効降雨強度 r_e は、次の 2 式を同時に満足する値とする。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.2.1.2)$$

$$r_e = f_p \cdot r \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.2.1.3)$$

ここに、　A :流域面積（km^2）

r_e :洪水到達時間 t_p の平均有効降雨強度（mm/h）

C :流域の土地利用形態に応じて異なる定数

t_p が分単位のときの C の値は、**表-3.2.1.1** による。

t_p :洪水到達時間（min）

f_p :ピーク流出係数（**表-3.2.1.2**、**表-3.2.1.3**、**表-3.2.1.4**）

r :200 年確率降雨強度（mm/h）

a.　洪水到達時間と有効降雨強度

洪水到達時間は、原則的には対象流域ごとに観測値に基づき推定されるべきであるが、観測値が得られない場合は、**表-3.2.1.1** 洪水到達時間係数 C の値（角屋・福島）によるものとする。

合理式に用いられる有効降雨強度 r_e は、降雨継続時間 t と有効降雨強度 r_e、有効降雨強度 r_e と洪水到達時間 t_p の二つの関係を同時に満足するものでなければならない。

この二つの関係が式表示されていれば両式を連立して解を求めればよいが、実用的には 30、60、120 分等の 3 種類以上の降雨継続時間に対応する 200 年確率降雨強度にピーク流出係数を乗じ、これを**図-3.2.4.2** のように、降雨継続時間曲線 t～r_e として描き、洪水到達時間曲線 r_e～t_p との交点Ｐにおける r_e を解とする。

なお、降雨継続時間曲線 t～r_e を式で表す場合は、次項ｂに示す確率降雨強度式を利用すればよい。

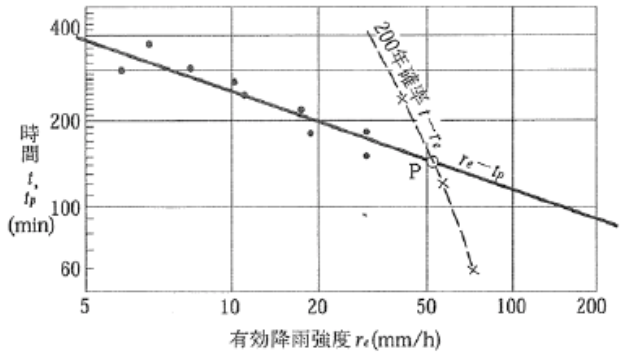


図-3.2.4.2　洪水到達時間 r_e～t_p、降雨継続時間 t～r_e 曲線

b.　確率降雨強度式

降雨強度の算定に用いる確率降雨強度式形は、次の３式のいずれかを標準とする。

①　$r = \frac{a}{t+b}$　（タルボット式）

②　$r = \frac{a}{t^n}$　（シャーマン式）

③　$r = \frac{a}{\sqrt{t}\pm b}$　（久野・石黒式）

ここに、r：降雨強度（㎜/h）t：降雨継続時間（min）a、b、n：地方定数

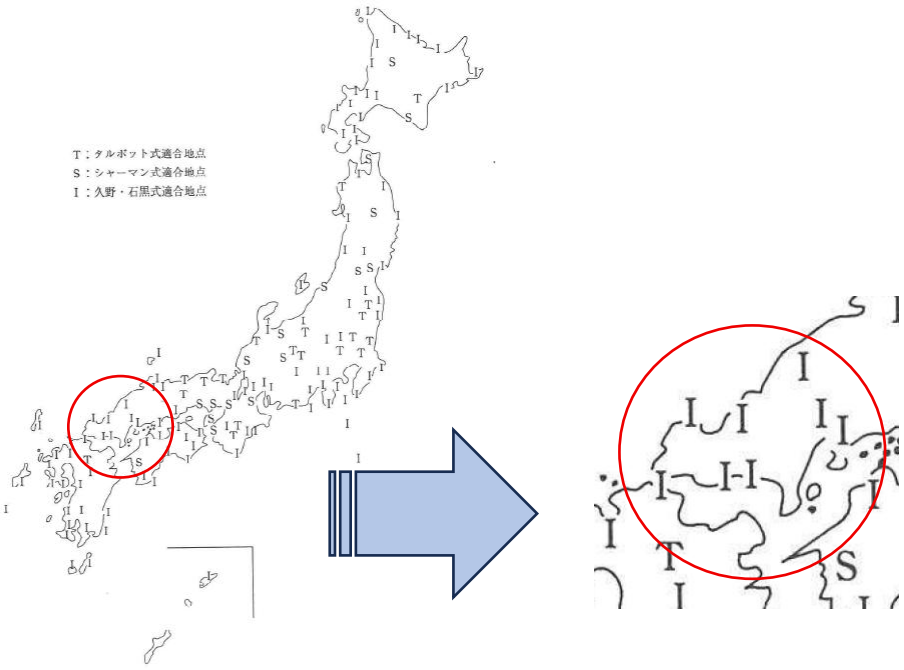


図-3.2.4.3　確率降雨強度式の最適式分布図（降雨継続時間 5～120 分）(※1)

(※1)[設計指針「ため池」(H12 年 2 月) P.13]

確率降雨強度式の適用に関して、設計指針「ため池」(H12) では、実用上「標準」と扱える「タルボット式、シャーマン式、久野・石黒式」の３形式を示されていたが、H18 年の指針改訂に伴い、これらの記述が削除され、応用水文統計学等の他の文献に委ねることとされた。

「応用水文統計学」P.156 では、降雨強度式は前述の３形式について比較決定すれば実用上は十分と示され、同書掲載の「本邦・降雨強度式形・適合度検定分布図」によれば山口県の最適式は「久野・石黒式」である。

なお、引用した図（**図-3.2.4.3**）は設計指針「ため池整備」(H12) に添付の確率降雨強度式の最適式分布図で、「本邦・降雨強度式形・適合度検定分布図」と同一内容である。

よって、山口県での確率降雨強度式は「久野・石黒式」を採用することとする。

また、山口県の観測所においては、短時間降雨データの入手が可能であるため、上記の地方定数、a、b、n の設定は原則として厳密算定法(※2)によるものとした。ただし、厳密算定法によることが困難な場合（短期降雨データが無い場合）は、特性係数法の適用を可とする。

なお、旧ため池整備事業実施の手引（H19）での決定以降、現在に至るまで久野・石黒式を降雨強度式として採用しても支障は認められていない。

(※2)[応用水文統計学 P.151]

c.　設計洪水流量の計算

設計洪水流量は、次に示す合理式により計算する。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.2.1.1)$$

Q ：洪水ピーク流量（m^3/s）

r_e ：洪水到達時間内流域平均有効降雨強度（mm/h）

A ：流域面積（km^2）

注）1.　ピーク流出係数[※3]は、**表-3.2.1.2**～**表-3.2.1.4** により流域地形を加重平均して算定する。

2.　流域面積Ａは、ため池の貯水（満水）面積を含む。

3.　合理式の適用範囲は、おおむね $40km^2$ 以下の流域面積とする。

（※3）　ピーク流出係数

ピーク流出係数は、地形・地表条件や降雨波形により大きく変動し、洪水到達時間の評価が適切でない場合には、極端に大きい値又は小さい値となることがある。

また、同一流域であっても先行降雨の状況により大きく変化する可変的な量であり、流域固有の一定値として扱うことはできない。

このため、計画に用いるピーク流出係数については、**表-3.2.1.2**～**表-3.2.1.4** に示される値のうち、安全側に判断されるものを採用し、実質的には地表条件により定まる最大値を用いることを基本とする。

なお、流域内に複数の異なる地形・地表条件が存在する場合には、それぞれの面積割合を考慮した加重平均により、流域全体のピーク流出係数 f_p を算定する。

3.2.5　貯留効果

> 貯留効果は、流域面積、貯水面積等の、ため池の諸元、洪水の特性、想定される被害、下流の状況、現況洪水吐の規模等の条件から総合的に判断し、評価するものとする。

一般に、ため池に流入する洪水は、貯水池に流入して貯水位を高めつつ洪水吐を流下することから、いわゆる貯留効果が生じ、洪水吐を流下する流量ピーク値は流入量のそれよりはいくぶん小さくなり、このときの洪水位は、この効果を考慮しない場合より低くなる。

したがって、流域面積に比べて貯水面積の大きいため池で、確実に貯留効果が発揮できるため池（**流域面積／貯水面積が 30 以下**）は、貯留効果を考慮して設計洪水位を定めてもよい。

ここにいう「貯水面積」とは常時満水時のものであり、流域面積内に含めることとする。

ただし、想定される洪水の状況により、堤体や下流域へ悪影響を及ぼすと考えられる場合はこの限りでない。

なお、貯留効果算定に当たっての貯留量は常時満水位以上のものに限定されるとともに、貯留効果により従来の洪水吐流下能力を下回る洪水流出量を定めることはできない。

貯留効果の算定に当たっては、以下の留意事項を考慮することとする。

① その地域に合う降雨強度式を選択する必要があるため、設計洪水流量の算定で使用した久野・石黒式を用いる。

② 洪水到達時間（解析のための計算間隔）は、安全側に「10分単位（分単位を切り捨て）」とする。

③ 降雨波形は後方山型8割波形とする。（応用水文統計学や農業土木ハンドブックを引用）

④ 越流水深は「小数点以下2位止（3位切り上げ）」とする。

設計洪水流量、設計洪水位決定の手順を**図-3.2.5.1**に示す。

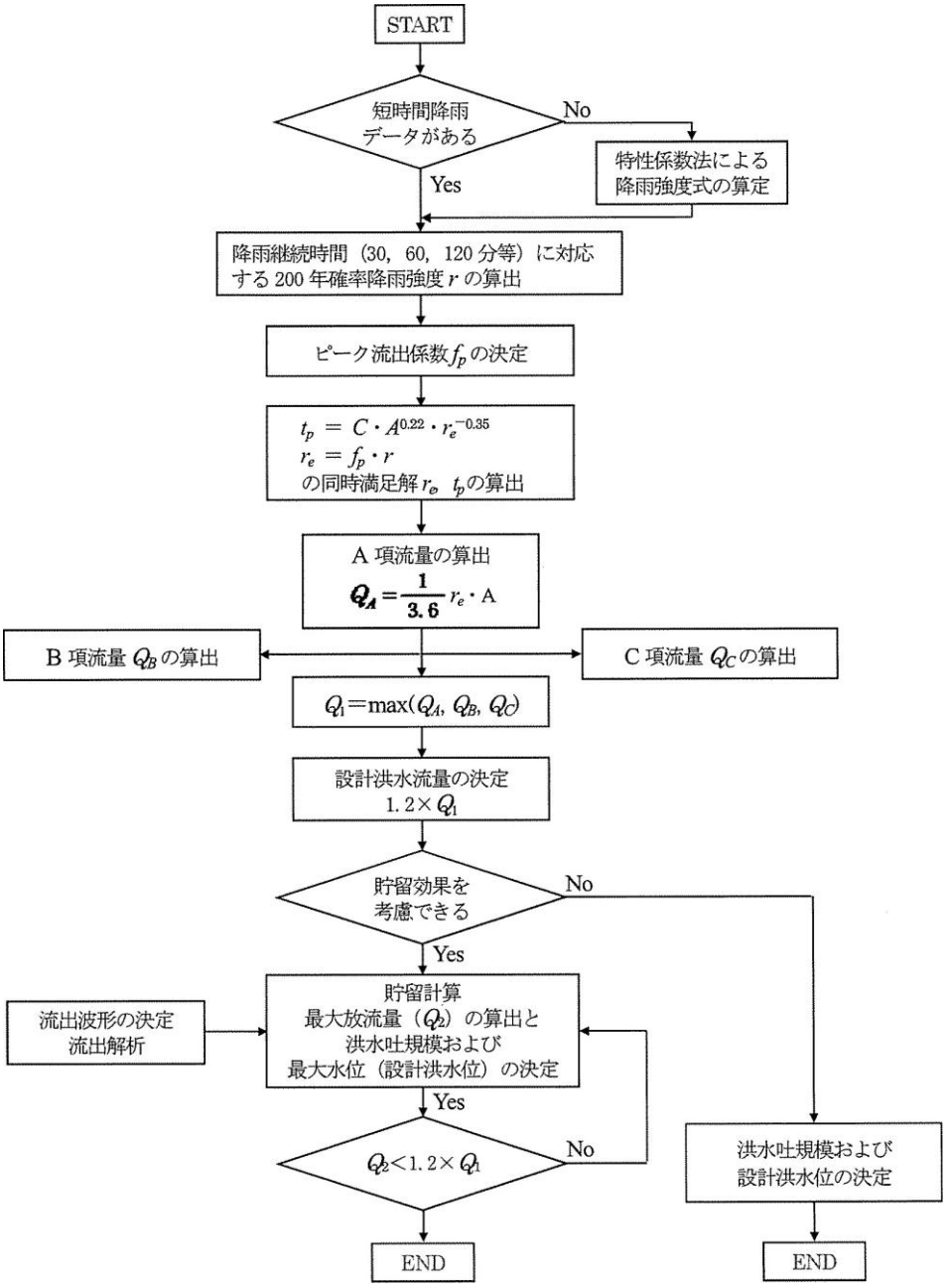


図-3.2.5.1　設計洪水流量、設計洪水位決定の手順

3.3　堤体の設計

3.3.1　堤体設計の考え方

堤体の設計は、各種調査の結果を踏まえ、ため池の形態・規模に応じた適切な手順により行い、個々のため池固有の諸条件を十分考慮した上で、所要の機能を有し、かつ、経済的な工法及び断面を決定するものとする。また、堤体の安全性が確保される範囲で、環境との調和に配慮するものとする。

経済的な断面とするためには、現況堤体を適切に評価し、これを可能な限り利活用することを念頭に置き、加えて、洪水吐越流水深と堤高の関係等多面的かつ総合的な判断を必要とする。

また、堤体の所要機能及び安全性の確保を図るためには、浸透量計算、安定計算等の基本的な技術検討を全体の設計手順の中で適切に実施する必要がある。

ため池改修における環境配慮対策としては、植生に配慮した自然材料や多自然型ブロックを堤体護岸工に導入する等、主に、堤体を対象とした工夫が考えられるが、ため池の水際断面・工法の選定に当たっては、堤体のみを対象とするのではなく、水際全域における生物の生息・生育環境条件を考慮して検討することが望ましい。

なお、ため池の形態・規模等の特徴及び環境への影響度に応じて堤体設計の考え方は異なることから、堤体の設計は個々のため池固有の諸条件を十分考慮し、適正かつ効率的な設計手順に従って行うものとする。

標準的な設計手順を、**図-3.3.1.1** に示す。

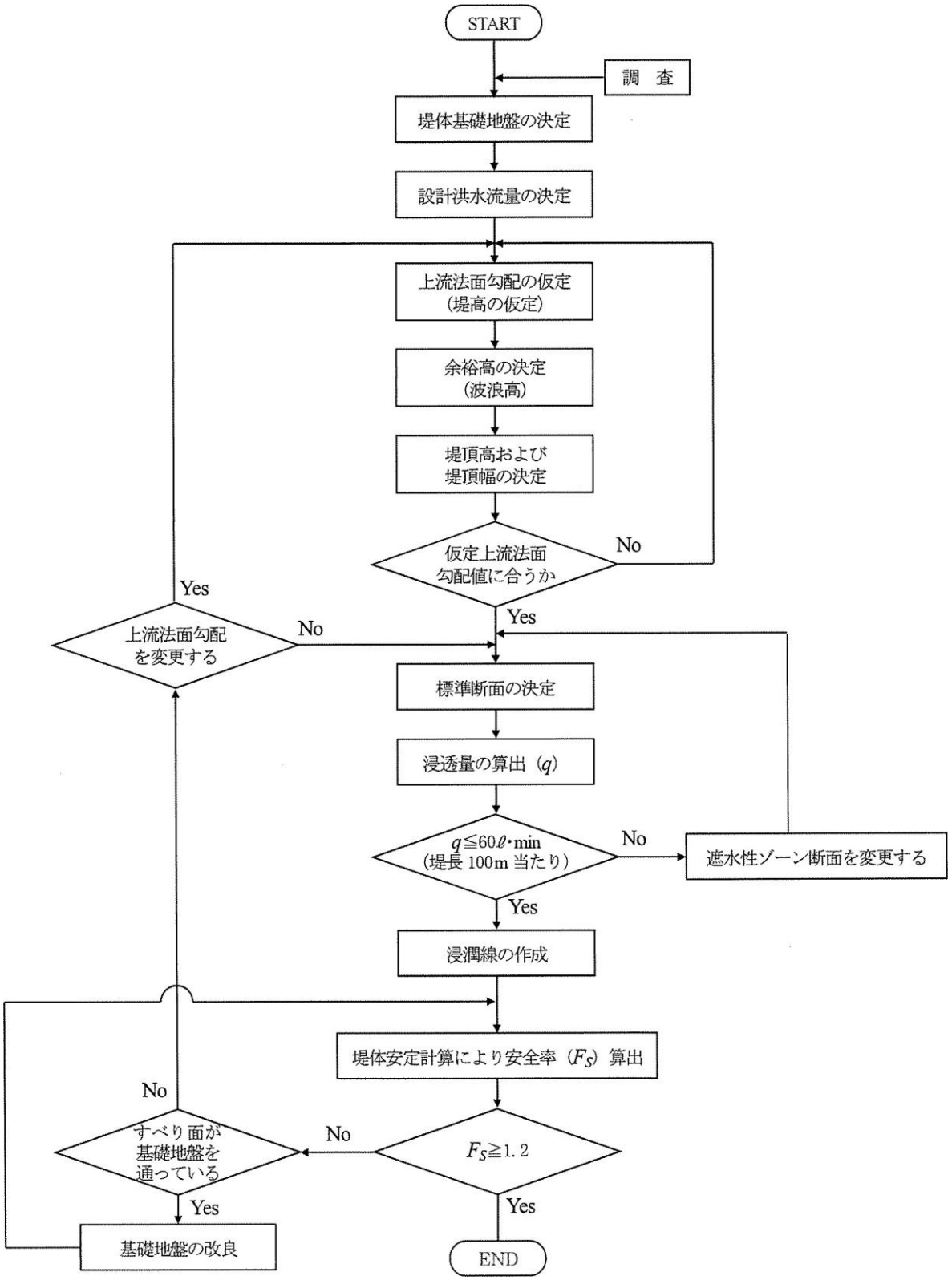


図-3.3.1.1　堤体設計の手順

3.3.2　堤体改修型式の選定

堤体改修の設計に当たっては、ため池として必要な機能及び安全性を有し、かつ、経済的となる型式を選定しなければならない。

(1) 堤体改修型式

堤体改修型式には、**表-3.3.2.1** に示した均一型、ゾーン型（傾斜遮水ゾーン型、中心遮水ゾーン型)、表面遮水壁型（遮水シート)、堤体グラウト型等があり、それぞれの特徴は次のとおりである。

ただし、中心遮水ゾーン型は、一般に新設を対象とした型式であり、現況堤体を利用する改修型式としての実績は少ない。

また、固化処理した浚渫底泥土を堤体盛土材へ活用する建設リサイクル等は、廃棄物の発生抑制による環境への配慮、社会的コストの縮減及び工事費の軽減にも効果的であることから、積極的に検討することが望ましい。

① 均一型:現況堤体の土質とほぼ同質の土質材料で改修する型式で、ゾーン型に比して一般に法面勾配が緩くなり堤体積が大きくなるので、堤高が比較的低い場合に適する。

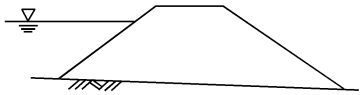
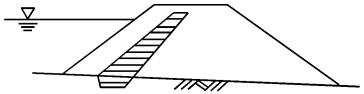
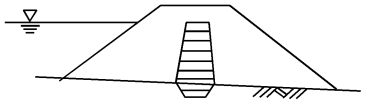
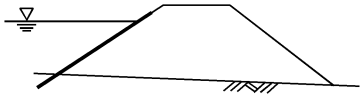
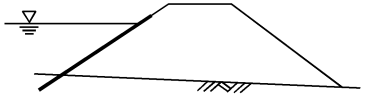
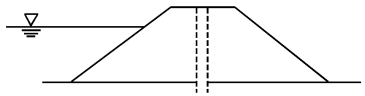
② 傾斜遮水ゾーン型:現況堤体の上流側に傾斜した遮水性ゾーンを設け遮水する型式で、堤体盛土材料に遮水性材料が得られる場合に用いられる一般的な改修型式である。遮水効果が高く、現況堤体とのなじみもよい。

③ 中心遮水ゾーン型:遮水性ゾーンを中央に設け遮水する型式で、現況堤体を利用して改修する場合は、傾斜遮水ゾーン型に比して取扱い土量が多くなることが多い。

④ 表面遮水壁型:表面遮水材料には、合成ゴム系シート、合成樹脂系シート等がある。本型式は、遮水性材料の入手が困難な場合に適する型式である。

⑤ 堤体グラウト型:堤体からの漏水経路が明らかな場合に行われる型式である。ただし、地震時にグラウト境界部からクラックが発生する可能性があるため、採用には材料及び施工方法等について慎重な検討が必要である。

表-3.3.2.1　堤体改修型式の比較

型式		略図	定義	特性	備考
均一型			堤体の全断面で遮水する型式又は堤体の最大断面で均一の材料の占める割合が80%以上である型式。	全断面がほぼ同一材料のため施工が容易である。ゾーン型の遮水性材料よりいくぶん透水性の高い材料でも使用できる。 ゾーン型に比して一般に法面勾配は緩傾斜となり堤体積が増大する。全体が粘性土の場合は、施工中に堤体内部に発生する間隙圧が消散しにくく安定性が悪くなるので、内部にドレーンを設ける必要がある。	
ゾーン型	傾斜遮水ゾーン型		土質材料が遮水性材料と半透水性又は透水性材料からなる型式で、遮水性ゾーンが上流側へ傾斜したもの。	遮水性材料の占める割合は少ないので遮水性ゾーンの間隙圧の消散は早い。 遮水性ゾーンの施工は、均一型に比して施工が難しいので、慎重に行う必要がある。 遮水性ゾーンが上流側に傾斜しているので、堤体改修型式には適する。	ため池改修工事においては、最も一般的な型式。
	中心遮水ゾーン型		土質材料が遮水性材料と半透水性又は透水性材料からなる型式で、遮水性ゾーンを堤体中心に設けるもの。	遮水性材料が占める割合は少ないので遮水性ゾーンの間隙圧の消散は早い。 遮水性ゾーンの施工は、均一型に比して施工が難しいので、慎重に行う必要がある。 遮水性ゾーンを堤体の中心部に設けるため、堤体改修型式には不適であるが、全面改修又は新設する場合は、傾斜遮水ゾーン型に比して施工が容易である。	
表面遮水壁型	遮水シート		堤体が透水性又は半透水性材料からなり、上流側法面にシートを設け遮水する型式。	料に遮水性材料が得られない場合に採用されることが多い。 堤体の大部分に剪断強さの大きい透水性材料が使用でき、堤体積を少なくすることができる。遮水シートと土および構造物との接着部を特に入念に施工する必要がある。 また異物による破損を防ぐため、張ブロックの内堤体盛土材側に遮水シートを併設する場合もある。	合成ゴム系、合成樹脂系等の各種シートがある。ベントナイト系遮水シートを含む。
	アスファルト舗装		堤体が透水性又は半透水性材料からなり、上流側法面にアスファルト舗装を施工し遮水する型式。	堤体盛土材料に遮水性材料が得られない場合に採用されることが多い。 堤体の大部分に剪断強さの大きい透水性材料が使用でき、堤体積を少なくすることができる。一般的に、遮水壁材料が高価である。	
堤体グラウト型			堤体材料が透水性又は半透水性材料からなり、堤体の中心部にグラウト工を施工し遮水する型式。	現況堤体にグラウト工を施工し遮水する型式で、堤体盛土材料に遮水性材料が得られず、また漏水経路等が明らかな場合に行われる型式。	地震時にグラウト境界部からクラックが発生する可能性があるため、慎重な検討が必要。

(2) 標準的な堤体改修方法の選定

堤体改修方法の選定に当たっては、築造以来の時間的な経過等を踏まえれば、土堰堤は、土により補強を行うことが望ましい。また、既設ため池の改修においては、経済性を加味すると、前刃金工法による改修が最も有効な堤体改修方法である。

前刃金工法の選定については、必要量の遮水材料の確保が前提であり、十分な調査を行い、遮水材料の確保につとめる必要がある。

しかしながら、遮水材料を十分な量確保できない場合（賦存量2～3倍程度）は、その他の方法について、検討する必要がある。

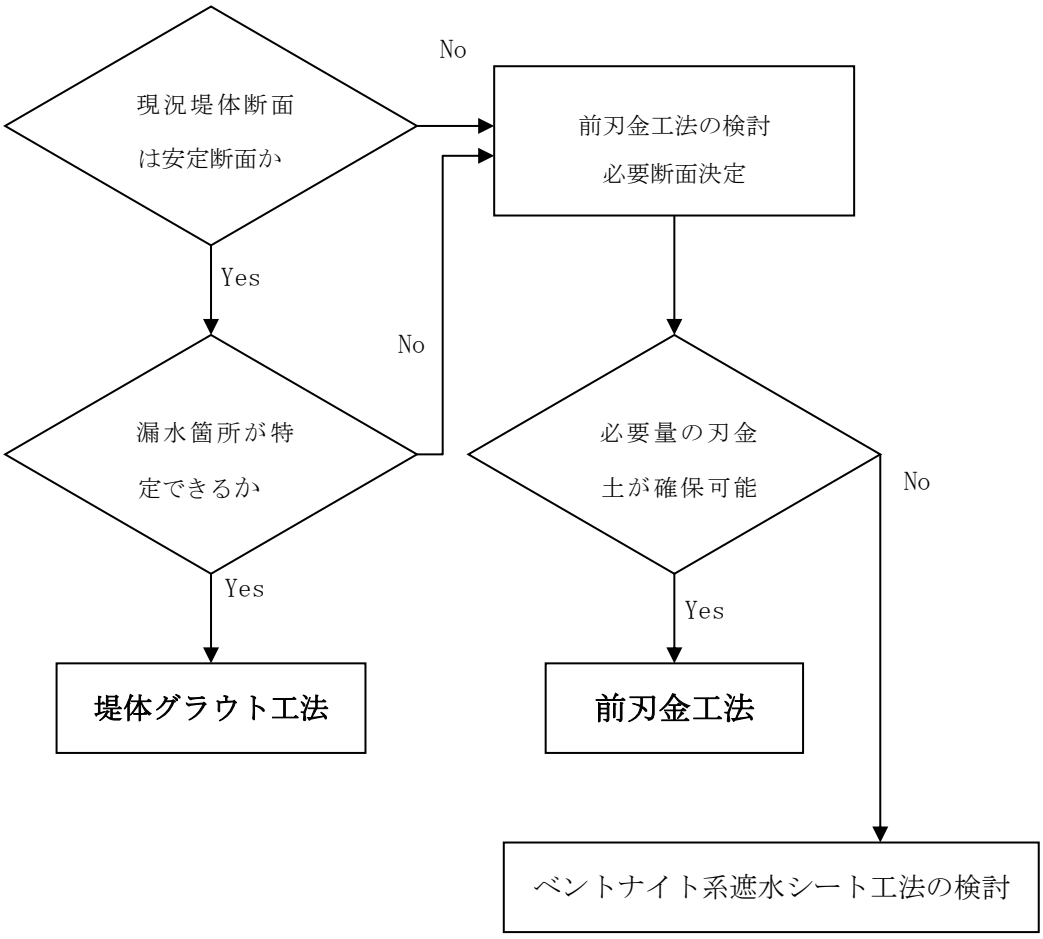


図-3.3.2.1　選定手順フロー

選定に当たっては、現場状況等を勘案し十分に検討を行うこと。

なお、ベントナイトシート工法の採用の可否は、地区ごとに行う経済比較により決定し、設計基準については農研機構が制定した「ベントナイトシート設計・施工マニュアル」によるものとする。

また、山口県においては堤体基礎地盤として望ましい透水係数($k \leqq 1\times10^{-4}$ cm/s 以下)を満足する層の上端を基準面とし、当該基準面からのベントナイトシート挿入深度は50cmを目安とする。

3.3.3　堤体の構成及び用語の定義

堤体の構成及び用語は、以下のとおりとする。ここでは、傾斜遮水ゾーン型及び均一型を例として示す。ほかの型式についても、これを参考とする。

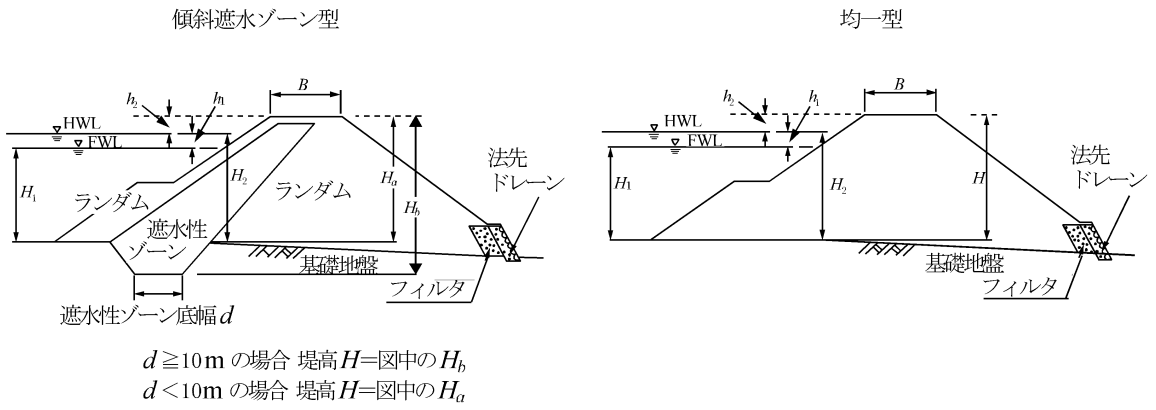


図-3.3.3.1　傾斜遮水ゾーン型及び均一型の堤体断面

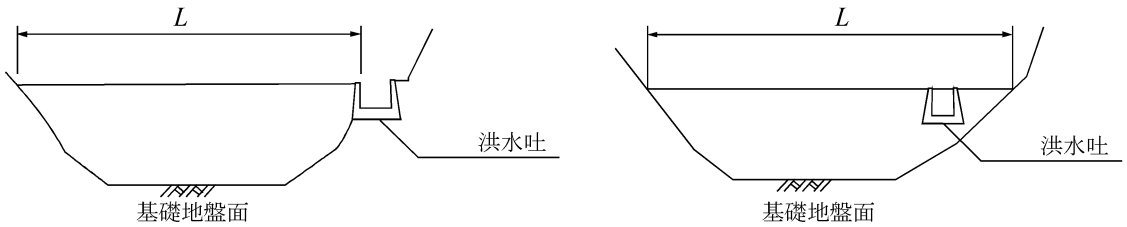


図-3.3.3.2　堤長のとり方

堤　　体：基礎地盤上に築造された、ため池の本体をいう。

基 礎 地 盤：堤体直下及び付近の地盤をいう。

遮水性ゾーン：堤体盛土のうち、遮水を主たる目的とする部分をいう。

ラ ン ダ ム：堤体盛土のうち、遮水性ゾーン以外の部分をいう。

堤頂の高さ：堤体の天端の最上面という。高欄、胸壁を設置する場合はこれを含めない。

堤 高（ H ）：遮水性ゾーン型にあっては、遮水性ゾーンが基礎地盤面を切る線の最深部から堤頂までの鉛直距離をいう。なお、遮水性ゾーンの底幅が 10m 以上のときは、遮水性ゾーン底面から堤頂までの鉛直距離をいう。

均一型にあっては、堤頂上流端を通る基礎地盤面から堤頂までの鉛直距離をいう。

堤頂長（堤長 L）：堤頂における堤体の縦断方向の長さをいう。また、洪水吐等の構造物はこれが堤体内又は隣接して設けられ、かつ堤体の一部と考えられる場合にはこれを含める。

堤 頂 幅（ B ）：堤頂における堤体の横断方向の幅をいう。
設計洪水位(HWL)：設計洪水流量の流水が洪水吐を流下するときの、堤体直上流における最高水位をいう。
常時満水位(FWL)：非洪水時に貯留することとした貯水の、堤体直上流における最高水位をいう。
貯 水 深（ H_1 ）：常時満水位と基礎地盤面（土砂吐敷）の標高差をいう。
最 高 水 深（H_2）：設計洪水位と基礎地盤面（土砂吐敷）の標高差をいう。
越 流 水 深（h_1）：設計洪水位と常時満水位との標高差をいう。
余 裕 高（ h_2 ）：堤頂と設計洪水位との標高差をいう。

3.3.4　堤体の各種設計

堤体は、すべり破壊に対して安定する強度と水密性を有しなければならない。そのため、堤体材料、旧堤、基礎地盤、施工事例等を総合的に判断し、堤体断面及び工法を決定するものとする。

(1) 堤体の基礎地盤

堤高等の堤体断面形状を決定する上で基準となる基礎地盤面は、現況堤体の改修であることから、築堤当時の現地盤面と考えるのが適切である。

堤体の基礎地盤は、所要の支持力及び水密性を有しなければならないが、ため池築造当時に安定した基礎地盤上に築堤されていることも少ないことから、これらの条件に適合しない基礎地盤に対しては所要の機能が得られるよう処理を施す必要がある。

堤体基礎地盤は機械施工が可能な支持力を必要とし、目安としては、ポータブルコーン貫入試験で得られるコーン貫入抵抗 q_c が 500 kN/m^2 程度である。

堤体基礎地盤の透水係数は、$k \leqq 1\times10^{-4}$ cm/s（1×10^{-6} m/s）が望ましい。

難透水性地盤とは、透水係数が遮水性ゾーンと同等かそれ以下の基礎地盤で、逆に、遮水性ゾーンより大きなものを透水性地盤という。

また、軟弱地盤とは、堤体の基礎地盤として十分な地耐力を有しない地盤（N値≦4 程度）で、一般に、軟らかい粘土、シルト、有機質土又は緩い砂質土等の地層で構成される地盤のことをいう。

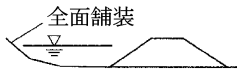
a. 透水性地盤に対する処置

基礎地盤が透水性地盤で上記の透水係数を超える場合には、パイピングに対する検討を行い、水理学的安定性の確保が保たれるような処理（床掘り深さの検討又はブランケット工法等）を施すものとする。

また、遮水性ゾーンを難透水性地盤まで挿入することが工法的に不可能又は経済的に不利である場合には、現場条件を考慮の上、**表-3.3.4.1** を参考とし、浸透水量を許容範囲に抑えるとともに浸透水を安全に堤外に流下させなければならない。

なお、対処工法の一例として、ブランケット工法について示す。

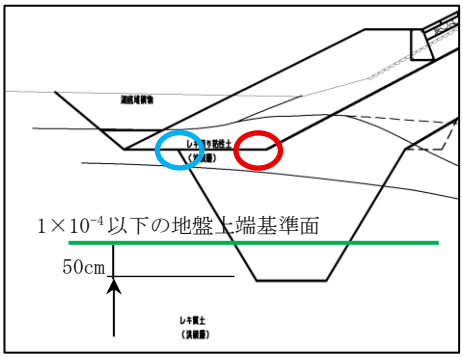
表-3.3.4.1　透水性地盤に対する処置

透水層の厚さ	設　計　法	略　　図	摘　　要
薄い	遮水性ゾーン		遮水効果完全。ただし、透水層の厚さが現地盤上の堤高の1/3以内程度が目安。
中	シートパイル		遮水効果不完全。玉石混じり層には不適。微砂、シルト層には有効。
	グラウト		岩盤透水層に有効。 参考文献 ・土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書〔フィルダム編〕 ・「グラウチング技術指針・同解説」
厚い	ブランケット		パイピング防止に有効。コスト安。
	全面舗装		極めてコスト高。漏水量が極小に制限されるとき以外は採用しない。

トレンチの掘削法面勾配は、掘削される地盤（現況地盤、改良土等）の土質によって決定される。　　［設計基準「パイプライン」P.553］

一方で、トレンチは堤体基礎地盤として望ましい透水係数(k≦1×10^{-4} cm/s 以下）を満足する層までの挿入させる必要があることから、その深さは一律にはならない。

その結果、右図に示すように刃金土下端部上流側（赤丸）とトレンチ上端部上流側（青丸）の位置が、完全に一致しない場合もあることに留意が必要である。



山口県においては、トレンチ下端の堤体基礎地盤として望ましい透水係数(k≦1×10^{-4} cm/s 以下）を満足する層の上端を基準面とし、当該基準面からの挿入深度は 50cm を目安とする。

なお、堤体基礎地盤として望ましい透水係数を満足する層までトレンチを挿入することが困難な場合は、「略近法により浸透量の照査」を行うことを後述しているが、そのときのトレンチ深さは参考寸法表での比例按分値以上とし、下流側地盤高さ等を目安として決定することが望ましい。

b. ブランケット工法

この工法は、貯水池内の鉛直浸透流を抑制することにより貯留水の浸透を抑制する工法で、浸透路長を長くすることにより動水勾配を小さくするとともに浸透量を減少させるためのものである。

この工法で広い面積を処理する場合には、多量の建設発生土が発生することがある。

水平方向の透水性が大きい地盤では、ブランケットのみでは必ずしも下流法先の浸透破壊を防止できないので、下流部にはドレーン又はリリーフウェルとの併用でその効果を向上させることもある。

透水性地盤の上部に不透水性の粘土等が堆積し、この層にブランケットの効果を期待する場合を自然ブランケット、遮水性材料を搬入してブランケットを築造する場合を人工ブランケットと呼ぶ。

ため池の場合、池底の堆積土により自然にブランケットが形成されている場合が多く、一般に水深が浅いことから、その層を連続させるために表面をかき乱し、穴等を埋めるだけで十分なことがある。したがって、不必要な浚渫等により、ブランケットとしての効果を失うことのないよう、考慮する必要もある。

透水性の地盤が深い場合や透水層が地山まで連続していたり、透水層が傾斜しその一部が貯水池内に露出している場合等に、堤体上流側の貯水池内に遮水性材料を敷均し、これを堤体の遮水性ゾーンと連結することによって浸透流の抑制を図るもので、地盤は必ずしも掘削する必要がなく経済的であり、施工も容易である（**図-3.3.4.1**）。

この工法は堤体基礎ばかりでなく、袖部の透水層に対して用いても有効である。

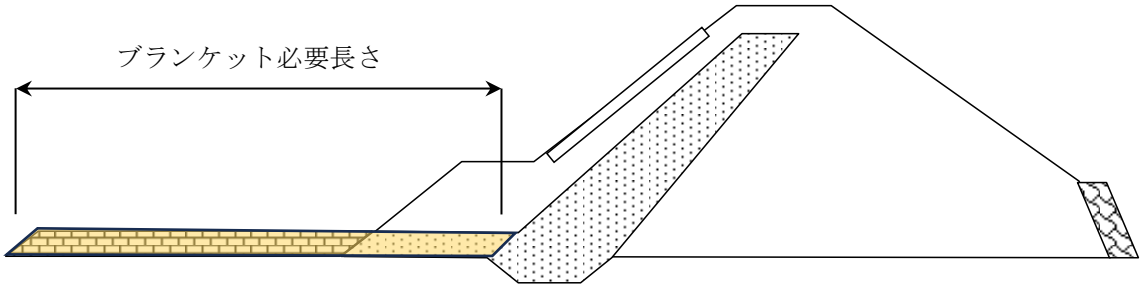


図-3.3.4.1　遮水性ブランケット（参考図）

(a) 自然ブランケット

透水性地盤の表層に不透水性土が堆積して、自然ブランケットを形成している場合、ブランケットによって生ずる有効浸透路長は、**式（3.3.4.1）**により与えられる。

$$x_r = \sqrt{\frac{t \cdot d \cdot k}{k_1}} \quad \cdots\cdots (3.3.4.1)$$

ここに、　t　:ブランケットの厚さ（m）、　d　:透水性地盤の厚さ（m）
k_1　:ブランケットの鉛直方向の透水係数（m/s）
k　:基礎地盤の透水係数（m/s）

また、x_rは**図-3.3.4.2**に示したように、損失水頭（$\triangle h_b$）を生じさせるのに必要なブランケットの水平距離である。このブランケットによる損失水頭は、ため池上流に完全不透水性板を水平にx_rだけ敷いたのと同じことを意味する。なお、基礎地盤中の浸透量q_fは、**式（3.3.4.2）**で求める。

$$q_f = \frac{k \cdot h \cdot d}{x_r + x_d} \qquad \cdots\cdots (3.3.4.2)$$

ここに、　q_f　:基礎地盤中の浸透量（m³/s）、　h :貯水位と下流水位との差（m）
　　x_r　:有効浸透路長（m）、　x_d :堤体の底幅（m）

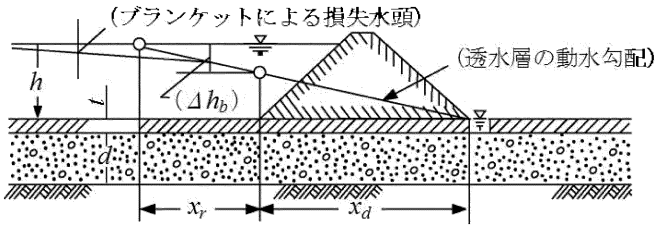


図-3.3.4.2　自然ブランケット（不透水性）

(b)　人工ブランケット

人工ブランケットの必要長さxは、**式（3.3.4.3）**で計算する。

$$x_r = \frac{e^{2ax} - 1}{a\,(e^{2ax} + 1)} \qquad \cdots\cdots (3.3.4.3)$$

ここに、$a = \sqrt{\dfrac{k}{t \cdot d \cdot k}}$

x　　:ブランケットの必要長さ（m）
x_r　:有効浸透路長（m）

q_fを貯水池の許容漏水量から決定し、これに対するx_rを**式（3.3.4.1）**で求めて、**式（3.3.4.3）**に代入してブランケットの必要長さxを求める。

厚さは、水圧の1/10を標準とする。普通1.0～3.0mが多く、堤体の近くほど厚く、上流にいくほど薄くする。

しかし、水平方向の透水係数の大きい地盤では、ブランケットの施工のみで必ずしもパイピングに対する十分な抵抗性を得ることができない場合があることに注意する。

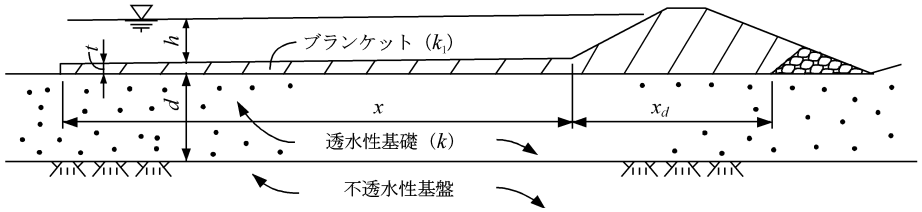
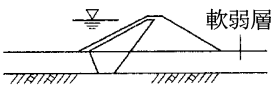
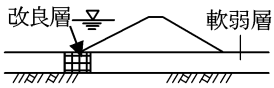
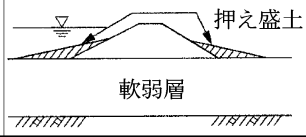
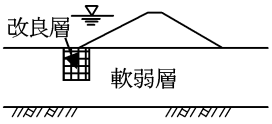


図-3.3.4.3　人工ブランケットの設計法

c．軟弱地盤に対する処置

堤体が軟弱地盤上に位置する場合には、特にすべり破壊と圧密沈下に対して、十分な安全を見込んだ設計としなければならない。軟弱地盤処理工法として**表-3.3.4.2** に示す方法の実績が多い。なお、これらの設計手法については、設計基準「ダム」（フィルダム編）によるものとする。

表-3.3.4.2　軟弱地盤の処理工法

軟弱層の厚さ	設　計　法	略　　図	摘　　要
薄い	置換方法		軟弱層の全部、又は一部を除去して、安全度の高い材料と置換する。
	地盤改良 注)		軟弱層の必要深度まで改良材と混合して、安全度の高い材料に改良する。
厚い	押え盛土		基礎面を通るすべり破壊を防ぐために、斜面先に押え盛土を置く。
	地盤改良 注)		軟弱層の必要深度まで改良材と混合して、安全度の高い材料に改良する。

注）地盤改良による軟弱地盤処理工法は、前刃金土の増設等の部分改修を行う場合の方法として示しており、不等沈下に注意する必要がある。

(2) 基礎地盤線の推定方法

基礎地盤の設定は、原則として地質調査結果に基づき行うが、築堤当時の現地盤面の把握が困難であり、基礎地盤が明確でない場合には、現況底樋の呑吐口高さ等から推定する方法が用いられる。この方法は、ため池の約 70%が江戸時代以前に人力で築造され、その際に底樋が現地盤面（旧みお筋位置）に設置された可能性が高いことを根拠とするものである。

ただし、ほ場整備等に伴う下流側の地形改変により当時の地形条件と明らかに異なる場合や、改修済みのため池において底樋位置・高さが変更されている場合もあるため、周辺地形や改修履歴に十分留意する必要がある。

また、池の落水ができない場合には、池底高さを底樋呑口高さとみなす方法、或いは底樋吐出側から傾斜角度を計測する方法等により、基礎地盤位置を推定することもある。

(3) 設計洪水位

設計洪水位は、**式（3.3.4.4）**から求める。

設計洪水位（HWL）＝常時満水位（FWL）＋越流水深（h_1）……（3.3.4.4）

a. 常時満水位（FWL）

常時満水位は、洪水吐敷高、又は越流堰頂高をいい、ため池の有効貯水量は、この水位以下の貯水量をいう。常時満水位は、必要貯水量と周辺地形との関係から決定される。

b. 越流水深（h_1）

越流水深は、一般に、0.3～1.2m であるが、以下を考慮して決定する。

越流水深の決定方法として、特に定まった手法はないが、①越流水深と設計洪水流量の事例、②数種の越流水深における洪水吐越流部工事費と堤体工事費の組合せ結果（**図-3.3.4.4**）等を基に決定している。

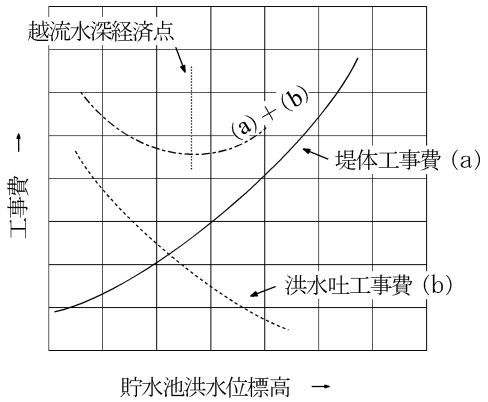


図-3.3.4.4　洪水吐越流水深の経済点の概念図

(a) 洪水吐計画との関連

越流水深（h_1）は、洪水吐越流幅（b）を左右する（h_1 大→b 小、h_1 小→b 大）ので、洪水吐設置個所の地形を考慮する。

(b) 盛土との関連

越流水深（h_1）は、盛土量（v）を左右する（h_1 大→v 大、h_1 小→v 小）ので、築堤材料の賦存量を考慮する。

(c) 堤頂標高との関連

左右岸の接合部及び後法尻線、下流法先ドレーン（腰ブロック）の高さへの影響について検討する（堤頂標高＝常時満水位＋越流水深＋余裕高）。

(d) 周辺地との関連

ため池の集水区域内において設計洪水位より低位部（道路、水路、地形的低位）があり、洪水が流出しないかどうか、また背後地に家屋等がある場合浸水しないかどうかを確認して計画する。

c．越流水深（h_1）の算出

越流水深（h_1）は洪水吐越流幅（b）に影響し、同一計画流量に対して（h_1）が大きいほど必要越流幅（b）は小さく、（h_1）が小さいほど（b）は大きくなる。

さらに、（h_1）は堤頂高 H にも影響し、（h_1）が大きいほど必要堤頂高 H は大きく、（h_1）が小さいほど（H）は小さくなる。したがって、越流水深の設定は、自由越流や余裕高等の制約を満たす範囲で複数の（h_1）案を用意し、各案における洪水吐越流部工事費と堤体工事費の組合せ（総費用）の比較により決定する。

なお、実務では、現況堤頂標高・現況洪水吐天端標高・周辺の土地利用状況などの現況条件から現況 HWL の想定し、採用可能な越流水深の候補を設定して比較検討を行うが、基本的な比較検討は**図-3.3.4.5**　越流水深決定フローに示した通りである。

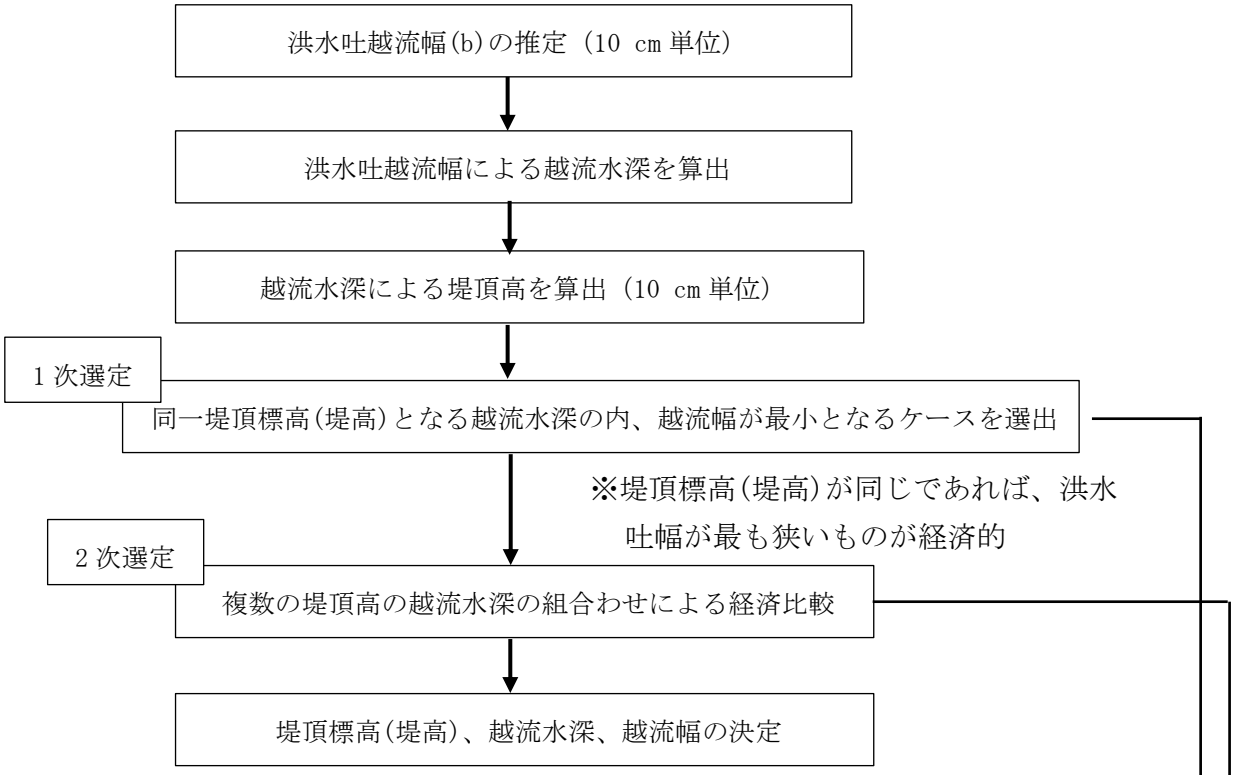


図-3.3.4.5　越流水深決定フロー

※ 貯留効果を考慮できる池については比較段階で貯留効果を考慮すること。

表-3.3.4.3　比較案検討表(例)

	項目	堤高=11.1m			堤高=11.0m			堤高=10.9m		
1次選定	洪水吐越流幅(m)	4.8	・・・	5.4	5.5	・・・	6.1	6.2	・・・	6.8
	越流水深 (m)	0.42			0.41			0.40		
	堤頂標高(EL)	81.1			81.0			80.9		
	基礎地盤標高(EL)	70.0			70.0			70.0		
	検討ケース選定	CASE.1			CASE.2			CASE.3		
2次選定	堤体工工事費(千円)	15,255	-	-	15,122	-	-	14,989	－	－
	洪水吐工工事費(千円)	2,629	-	-	2,309	-	-	2,664	－	－
	合計(千円)	17,884	-	-	17,431	-	-	17,653	－	－
	適用				採用					

(4) 余裕高

堤体の余裕高は、設計洪水時の貯水が堤頂を越流することがないよう十分な高さとしなければならない。

余裕高は、**式（3.3.4.5)、式（3.3.4.6）**より求める。

R≦1.0m の場合

$h_2=0.05H_2+1.0$ ……（3.3.4.5）

ただし、堤高が 5.0m 未満のため池では、洪水量、ため池容量、ため池周辺の土地利用状況から想定される、ため池決壊時の被害規模に応じて、余裕高を最小 1m とすることができる。

R＞1.0m の場合

$h_2= 0.05H_2+R$ ……（3.3.4.6）

ここに、　R：波の打上げ高さ（m）

h_2：余裕高（m）

H_2：「3.3.3」に定義する最高水深（m）

風による波の打上げ高さ R は、**図-3.3.4.6** 及び**図-3.3.4.7** を参考に、対岸距離 F（m）及び風速 V（m/s）を定め、**図-3.3.4.8** から求める。

なお、対岸距離を求める場合の貯水面は、設計洪水位の状態における貯水面とする。

a. 対岸距離

対岸距離とは、ため池の水面上に風が吹いて、波浪を起こすことのできる自由水面距離をいう。したがって、本来ならば堤体から最高風速の方向に測った直線距離（**図-3.3.4.6**（a）の *F′*、又は *F″*）を用いればよいが、風向等のデータは少ないため、ここでは堤体からほぼ直線距離にして最大となる対岸距離を採用することにする。ほぼ直線としたのは、同図（b）のように、多少曲がっていても波の伝播する経路としては *F′* よりも *F* をとるほうが合理的な場合があるからである。この曲線をどの角度まで許すかは各々のため池において判断するものとする。

ため池内に島がある場合は、その規模及び位置から同図（c）のように *F* をとることができる

また、皿池の場合においても、同図（d）のように池内最大となる直線距離をとるものとする。

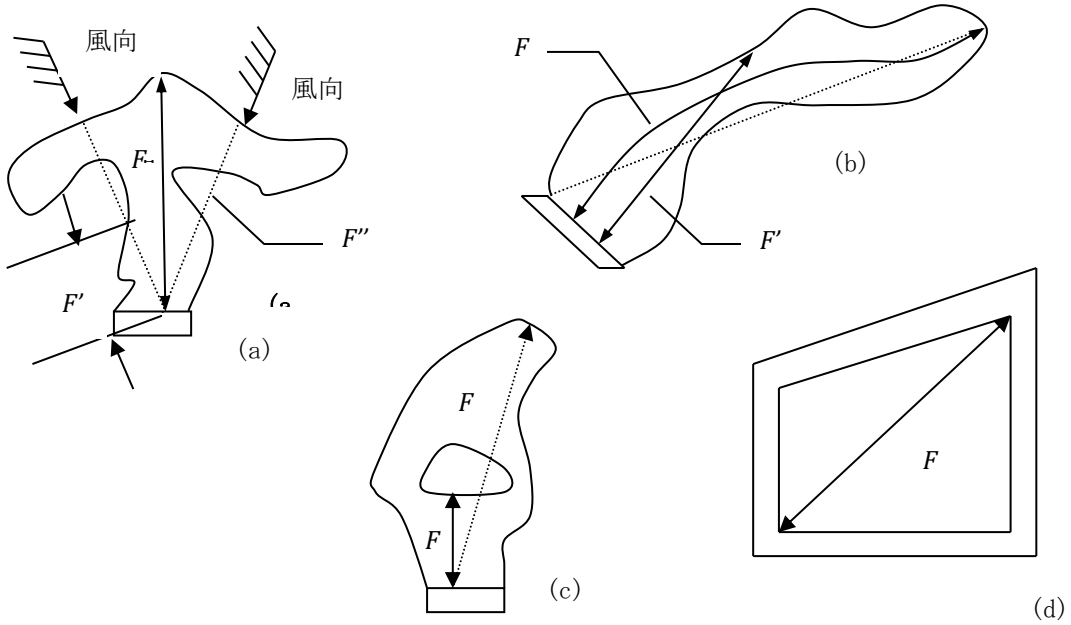


図-3.3.4.6　対岸距離のとり方

b. 風速

ため池位置における長期観測資料がない場合には、原則として風速 30m/s を採用する。ただし、弱風帯に位置する地域であって、局地的な強風のおそれのない場合には、20m/s の風速を採用してもよい。

図-3.3.4.7 は、1999 年理科年表の最大風速記録を基に、30m/s を境として強風帯と弱風帯に二分したものであるが、地点によっては観測期間が非常に短い記録値となっているので、他の類似資料と合わせて検討する必要がある。

このように、余裕高計算上の風速として最大風速記録の低い値を採用する理由は、以下のとおりである。

① 瞬間最大風速は波浪を起こすだけの吹送時間がないため、これをとるのは不合理である。

② 風向が対岸距離最大の方向と一致しないことが多い。

③ 特に山池の場合は、地形、植生等の影響を大きく受け、風速は弱まる。

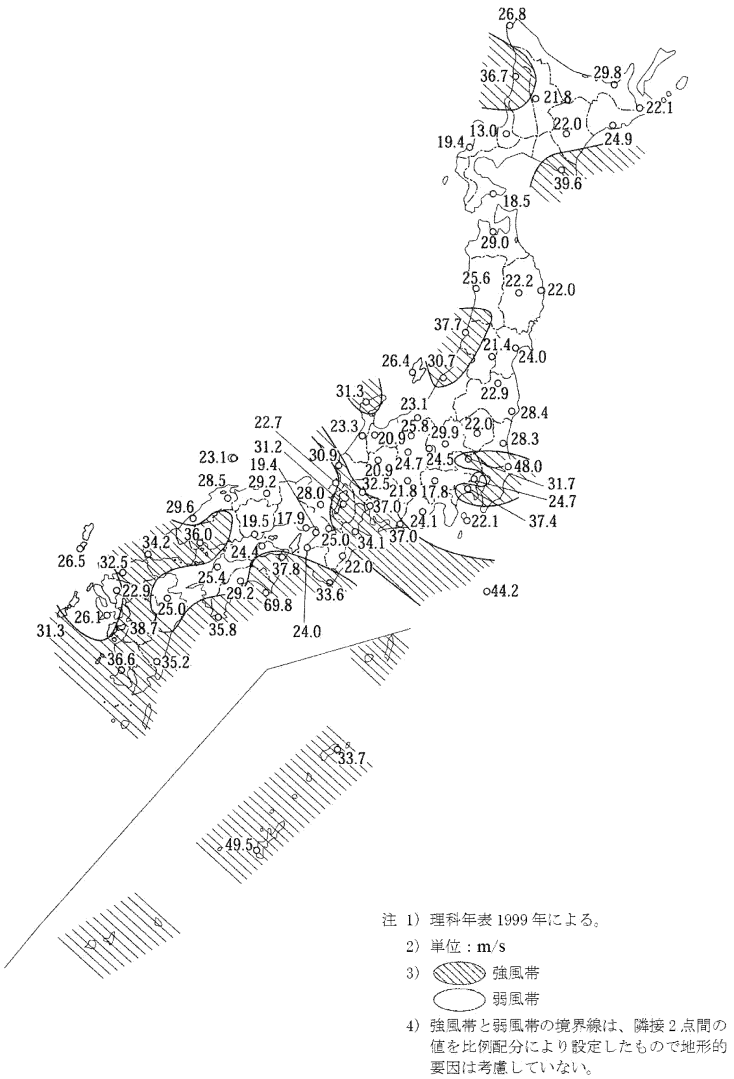


図-3.3.4.7　日本における最大風速記録

c. 堤体斜面粗度

図-3.3.4.8 において、「平滑斜面」とは、比較的平滑な斜面をもったコンクリートブロック、張石等の場合であり、一方「捨石斜面」とは、表面がロック材等で、波浪が材料間に吸収されてしまうような場合をいう。

よって、ため池の場合は一般的に「平滑斜面」となるが、使用する材料によっては、十分な検討を行った上で、両者の中間の値を採用することができる。

なお、F≦150m については、150m の値を使用する。

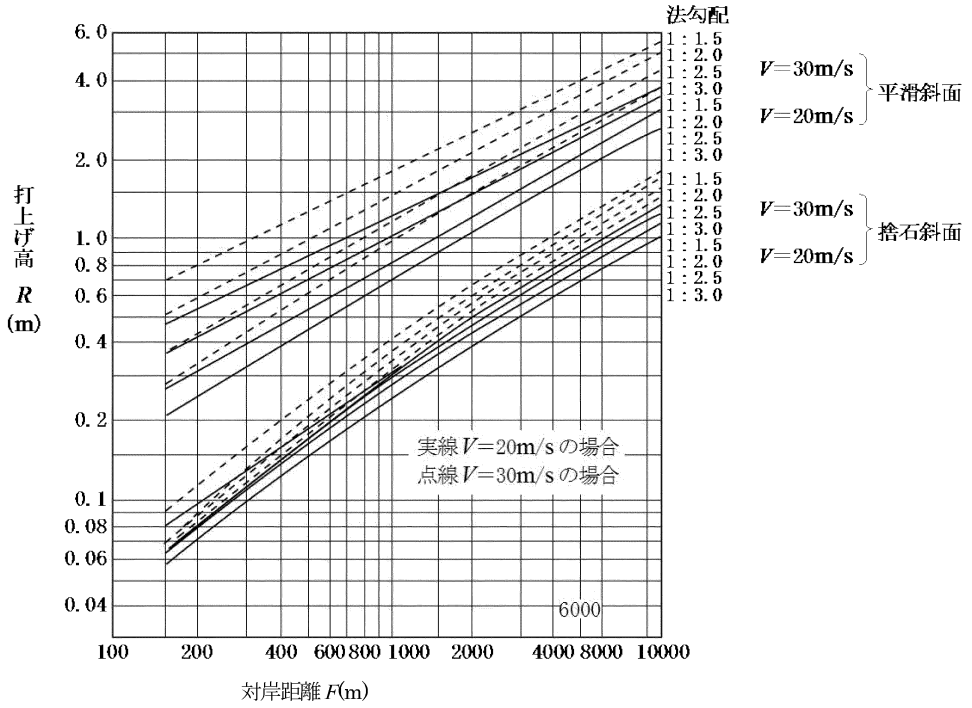


図-3.3.4.8　Severdrup-Munk-Bretschneider の方法（S.M.B 法）における Wilson の改良式と Saville の方法とを組合せて求めた打上げ高

(5) 堤頂幅

堤頂幅は、堤頂の利用及び堤体の維持管理を考慮して、下式により算出する。

$$B＝0.2H＋2.0 \quad \cdots\cdots (3.3.4.7)$$

B：堤頂幅（m）

H：堤　高（m）

なお、堤高が 5.0m 未満で堤体天端を車両が通行しない等のため池にあっては 2.0m とすることができる。

ただし、堤体の施工等を考慮し 3.0m 以上が望ましい。(※1)

(※1) 堤頂幅は、堤体の施工等を考慮し 3.0 m 以上が望ましいとされているが、本手引では、堤頂の利用・堤体の維持管理・現況ため池断面等を総合的に勘案して決定することを原則とし、施工性及び維持管理の観点から 3.0 m 以上の確保を標準とする。

(6) 堤体断面形状

堤体の断面形状は、原則として安定計算により決定するものとする。

断面形状の設定は、**図-3.3.4.9** に示す標準断面及び**表-3.3.4.4** を参考とする。

a. 堤高から各寸法の比例按分（勾配は 1 分、寸法は 0.1m単位で行い、安全側に切り上げる）を行い、安定計算により安全率（Fs≧1.2）の確認を行う。

b. 堤体の法面勾配については、現況堤体の法面勾配よりも急勾配とすることは望ましくない。

c. 堤体下流側小段の設置の要否は、堤体の安定計算による技術的検討を原則とするが、管理者（受益者）の維持管理上のニーズも踏まえて総合的に決定する。

堤体天端を道路として利用する場合は、舗装厚部分を堤高に含めない。

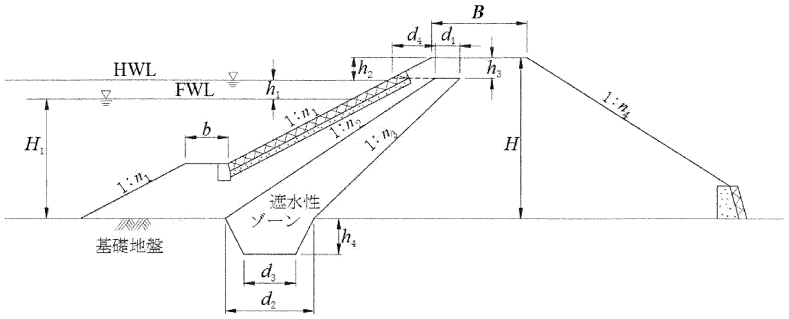


図-3.3.4.9　傾斜遮水ゾーン型の標準断面

表-3.3.4.4　傾斜遮水ゾーン型ため池の参考寸法表

堤高 H (m)	貯水深 H_1 (m)	計画越流水深 h_1 (m)	余裕高 h_2 (m)	堤頂幅 B (m)	前法 勾配 n_1 (割)	前法 小段幅 b (m)[注3]	遮水性ゾーン 堤頂からの距離 h_3 (m)	遮水性ゾーン 天端幅 d_1 (m)	遮水性ゾーン 前法からの距離 d_4 (m)	遮水性ゾーン 遮水性ゾーン下端幅 d_2 (m)	遮水性ゾーン 床掘り下幅 d_3 (m)	遮水性ゾーン 床掘り深さ h_4 (m)[注2]	後法勾配 n_4 (割) n_1
～5	～3.3	0.3～0.5	1.0～1.2	3.0	1.5～1.8	0～1.5	0.3～0.5	1.5～1.8	1.5			1.1～1.3	1.5～1.8
5～10	3.3～7.8	0.5～0.8	1.2～1.4	3.0～4.0	1.8～2.1	1.5	0.5以上	1.8～2.4	1.5			1.3～2.1	1.8～2.1
10～15	7.8～12.2	0.8～1.2	1.4～1.6	4.0～5.0	2.1～3.0	2.0	0.5以上	2.4～3.5	1.5			2.1～3.2	2.1～2.5
摘要	堤高から仮定	地質条件や洪水量に応じて決定。	❶	❷	1.5～3割	小段を設ける場合は最小1m	0.3m以上	1.5～3.5 m	1.5 m以上	$n_2=n_1-0.1$ $n_3=n_2-0.2$ より算定	d_3≧1/2d_2	基礎地盤の土質の状況による。数値は参考	1.5～2.5割

注 1）現場条件によってはドレーンの施工を検討する。
注 2）床掘部の掘削勾配は基礎地盤の性状や強度に応じ、掘削斜面の安定を考慮して決定する。
注 3）小段は、斜面保護工の基礎スペースや安定計算上必要な場合において設置する。
注 4）遮水層天端標高については、風波高を目安とする。

❶ **式**（3.3.4.5），**式**（3.3.4.6）による。

❷ **式**（3.3.4.7）による。

参考寸法表は過去実績に基づく信頼性の高い値であり、一方で安定計算に用いる土質定数は旧堤体等の限られた情報に基づくことから、参考寸法表の堤高按分で得られた断面で所定の安全率が確保されれば、これ以上の経済性の追求は行わない方針とする。

また、盛土（刃金土）と接する構造物や岩盤部については、コンタクトクレイを用いた遮水機能強化が必須(※2)であることから、設計図面に注意書き等で記載すること。

(※2)［設計指針「ため池」P. 112, 114, 115］

(7) 浸透流の検討

a. 浸透量

堤体からの浸透量は、堤体の浸透流に対する安定性と必要な貯水機能を満足する量であることを確認するものとする。

(a) 許容浸透量

ため池の許容浸透量は、遮水性材料や基礎地盤の性質、ため池の形式・規模に支配され、安全性により異なるため一概に決定されるものではない。しかし、ある限度を超えるとパイピングやボイリング等の浸透破壊の要因になるので、慎重に配慮する必要がある。

堤体からの許容浸透量としては、堤体の安全性を確保する観点から、要改修判定指標の数値（堤長 100m 当たり 60ℓ/min 以下）を目安としている。

[参考] ため池に求める貯水機能を厳密に検討する場合は、一般に、浸透による貯水の減少率を１日当たり総貯水量の 0.05%以下に抑えることを目標としている。

(b) 浸透量の計算

ｱ. 堤体からの浸透量

傾斜遮水ゾーン型の計算方法を以下に示す。なお、中心遮水ゾーン型及び均一型については、設計基準「ダム」（フィルダム編）によるものとする。

$$q=\frac{(H_1-0.5h)}{\frac{b+\mathrm{CM}}{2}}\cdot\frac{1}{2}\left(\frac{H_1}{\sin\theta_1}+\frac{h}{\sin\theta_2}\right)\cdot k \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.3.4.8)$$

ここに、 q ： 単位幅当たりの浸透流量（m^3/s）
b ： 浸潤線の長さ（円弧 PQ）（m）
H_1 ： 貯水深（m）
k ： 遮水性ゾーンの透水係数（m/s）
CM ： 傾斜遮水ゾーン下流面の最下端Mを通る流線の長さであって、Ｌを通るＭＱの平行線にＭから垂線を引き、この垂線とＬＰとの交点をＣとして求める。

$$\mathrm{CM}=B_1\frac{\sin\theta_1}{\cos(\theta_2-\theta_1)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.3.4.9)$$

上記以外の記号は、**図-3.3.4.10** に示すとおりである。

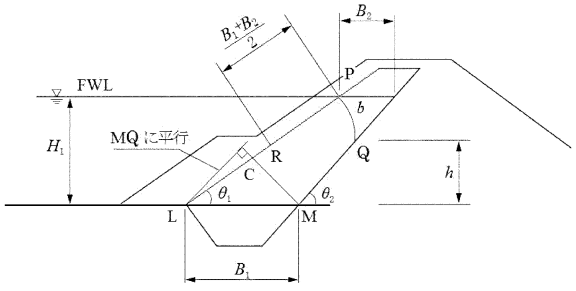


図-3.3.4.10　浸透量算定図

ｲ.地盤を含めた浸透量の計算

特に、次のような場合にあっては、堤体のみならず地盤を含めた浸透量を検討する。手法としては、流線網による方法や浸透流解析（数値解析）がある。

なお、この検討に当たっては、地盤の地質特性や周辺地下水位等を十分に把握する必要がある。

①堤体下流周辺において、浸透水湧出が認められる場合

②利水計画上、地盤からの浸透量を詳細に検討する必要がある場合等

堤体基礎地盤として望ましい透水係数(k≦1×10^{-4} cm/s 以下）を満足する層までの深度が極めて深く、トレンチを挿入することが困難な場合は、「略近法により浸透量の照査」を行い、「堤体と基礎地盤を含めた浸透量が許容浸透量以下」となることを確認すると共に、「浸透路長の照査」を行うこととする。

【堤体基礎地盤の浸透量算定事例】

堤体基礎地盤の浸透量は、「フィルダムの設計及び施工」技報堂（1973）P.230～P.231 に記載の簡便法を記載する。

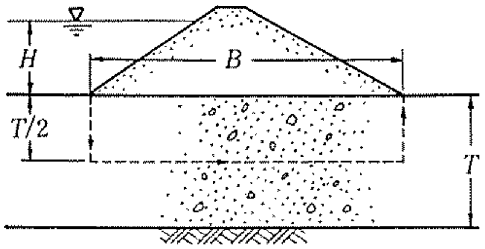


図-3.3.4.11　基礎を通る流れの略近法

上図のように平均の流路長を点線であると仮定し、動水勾配 $H/(B+2\times T/2)$ とみなすと、下記で評価される。

$$Q=kH\frac{T}{B+T}$$

Q ： 基礎地盤浸透量（堤長 1m 当たり）

k ： 基礎地盤透水係数（cm/s）

H ： 基礎までの水深（m）

T ： 基礎地盤の層厚（m）

B ： 堤体底面幅（m）

（c）遮水性ゾーン断面、均一型堤体断面の検討

遮水性ゾーン又は均一型堤体の断面は、浸透量が許容範囲内になるように、**図-3.3.4.12** に示す手順で設計しなければならない。

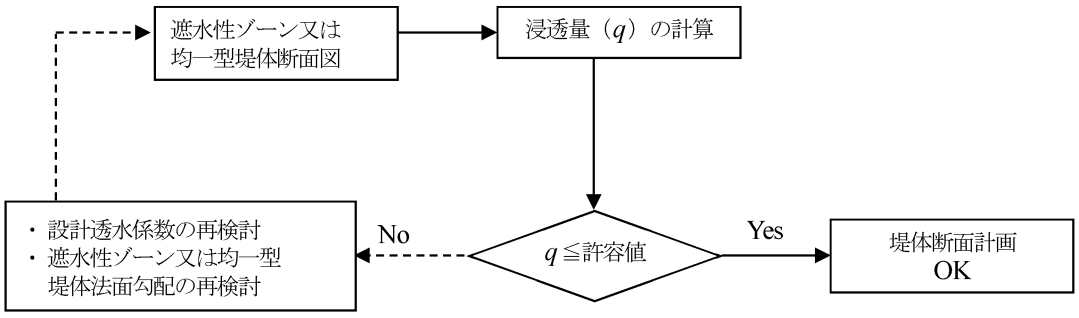


図-3.3.4.12　遮水性ゾーン断面、均一型本断面の検討手順

b. 浸潤線

堤体内の浸透流が堤体及び法面の安定を損なうことのないよう、浸潤線の位置について検討を行う。

浸潤線は堤体下流法面に出ないよう計画することを基本とし、現場条件等を考慮して、適切にドレーンを設け、浸潤線が堤体内に入るよう計画する。[注)]

また、浸潤線の位置は、堤体の安定計算等を行う際にも不可欠のものであり、十分な検討が必要である。

次項に、傾斜遮水ゾーン型の計算方法を示す。なお、中心遮水ゾーン型及び均一型については、設計基準「ダム」（フィルダム編）に示されているカサグランデ(A.Casagrande)の方法によるものとする。

なお、均一型で浸潤線が堤体外に発生する場合等は、基礎地盤も併せて FEM 解析により計算してもよい。

遮水性ゾーン内の浸潤線は、**図-3.3.4.13** のゾーン底幅 B_1 と貯水面でのゾーン幅 B_2 との平均値$(B_1+B_2)/2$ を、点 P からゾーン斜面上に下ろした点 R を中心とした半径$(B_1+B_2)/2$ の円弧 PQ である。

また、点 Q から下流側については、遮水性ゾーンの透水係数を k_1、ランダム部の透水係数を k_2 として、**図-3.3.4.13** に示すように､ドレーンの上流下端D（●点）を原点、水平上流向きに堤体底面に沿ってX軸、鉛直上向きにY軸を取る。Y軸と基本放物線の交点のY座標 Y_0 を**式**（3.3.4.10）により求めると、放物線の軸をX軸、原点を焦点とし、点$(0, Y_0)$を通る基本放物線は**式**（3.3.4.11）で与えられる。

なお、傾斜遮水ゾーン型の場合、浸透量 q を**式（3.3.4.8）**により算出するため、Y_0 の算出にもこれを適用することとしている。.

$$Y_0 = \frac{q}{k_2} \quad \cdots\cdots (3.3.4.10)$$

$$Y = \sqrt{2Y_0 \cdot X + Y_0^2} \quad \cdots\cdots (3.3.4.11)$$

以上から、遮水性ゾーン内及び堤体下流部の浸潤線は求まるが、両者はそれぞれ不連続であるので、点 Q を通るスムーズな曲線で、2 つの浸潤線をつなげる。

なお、$k_2/k_1 < 10$ の場合は均一型と考えてよい。

注）現況堤体の耐震診断を行う場合は、調査ボーリンク孔や水位観測孔の観測値を考慮して浸潤線を補正する。

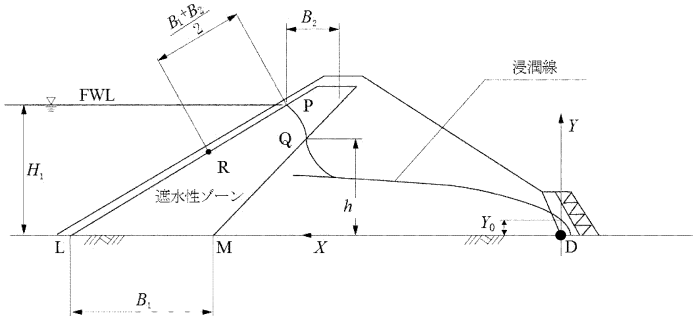


図-3.3.4.13　傾斜遮水ゾーン型の浸潤線

傾斜遮水ゾーン型の浸潤線の検討には福田の方法を用いるが、底樋開削部等の築堤材料の透水係数が低く、$k_2/k_1 < 10$ となる場合は、均一型として考えカサグランデの方法による点検照査も併せて実施する。

また、浸透量の照査にあたっては、前述の 2 方法のいずれによる場合でも、許容浸透量以下となることを確認する必要がある。

なお、ドレーン設計及び安定計算についても同様とする。

(8) 堤体の安定計算

堤体は安定計算を行い、安全性を確認するものとする。

a. 安定計算の諸条件

(a) 安全率

安全率（F_s）は、1.2以上を確保しなければならない。

ただし、材料試験や安定計算の精度が不十分なとき、又は軟弱地盤上の堤体のように不確定要素が入りやすい場合は、さらに安全側の値とする等、慎重な配慮が必要である。

(b) すべり破壊を検討するケース

すべり破壊の検討は、**表-3.3.4.5**に基づいて行うものとする。

表-3.3.4.5　すべり破壊を検討するケース

安定解析ケース	安全率	設計震度（%）注)	円形滑り面スライス法の適用	
			応力表示	計算斜面
完成直後	1.2以上	50	全応力若しくは有効応力	上下流側
常時満水位	〃	100	有効応力	〃
設計洪水位	〃	－	〃	〃
水位急降下	〃	50	〃	上流側

注）設計震度は、**表-3.3.4.6**による。

(c) 荷　重

ｱ.自重

すべり破壊に対する安定計算に用いる堤体の自重は、次のように考える（**図-3.3.4.14** 参照)。

なお、堤体材料（築堤材料、現況堤体）の単位体積重量は実際に使用する材料について試験を行い、その結果に基づき決定する。

(ｱ) 完成直後で貯水が行われていないとき

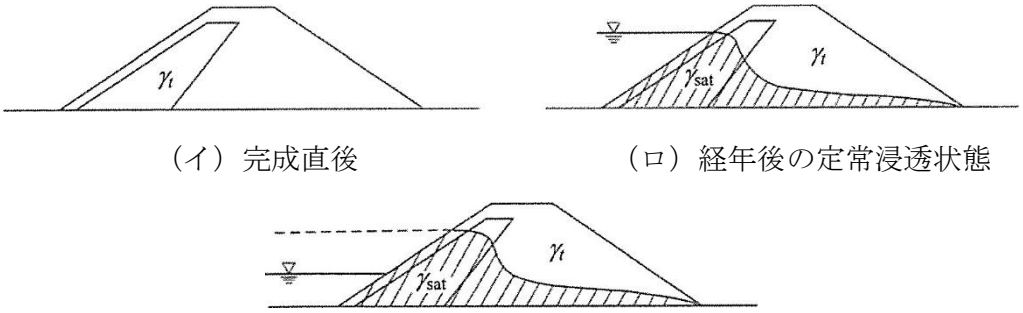
堤体材料の湿潤単位体積重量（γ_t）とする。

(ｲ) 経年後の貯水時で定常浸透状態のとき

貯水時での浸潤線から上の部分は堤体材料の湿潤単位体積重量（γ_t）を、浸潤線から下の部分は飽和単位体積重量（γ_{sat}）を用いる。

(ｳ) 水位急降下のとき

浸潤線は常時満水位時の位置に残存するものとし、浸潤線から上の部分は堤体材料の湿潤単位体積重量（γ_t）を、浸潤線から下の部分は飽和単位体積重量（γ_{sat}）を用いる。



（イ）完成直後　　（ロ）経年後の定常浸透状態

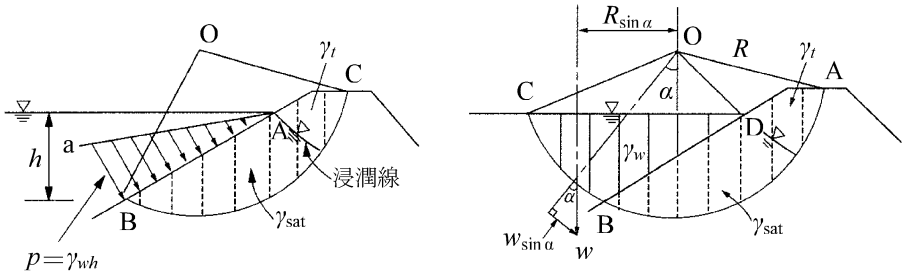
（ハ）水位急降下（貯水池水位は緊急放流時計画水位とする）

γ_t：湿潤単位体積重量、γ_{sat}：飽和単位体積重量

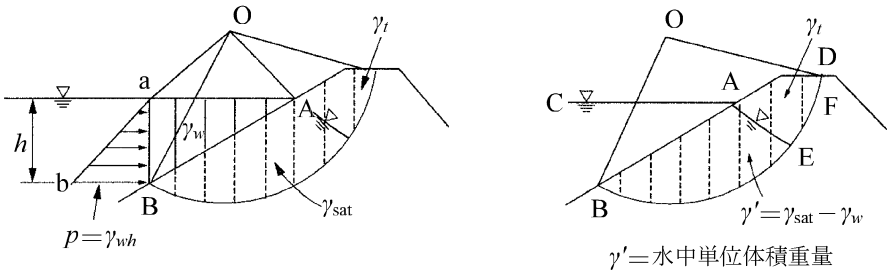
図-3.3.4.14　単位体積重量のとり方

ｲ.静水圧

すべり破壊に対する安定計算において、貯水時の静水圧の滑動モーメントの寄与分をどのように考えるのかは、**図-3.3.4.15** に示すいくつかの方法が考えられるが、各スライスにおいて滑動側の静水圧と抵抗側の静水圧がバランスしていることにより、静水圧を無視した同図（d）の考え方を採るものとする。



（a）斜面に作用する静水圧と考える。　　（b）すべり円を水中まで延ばす。

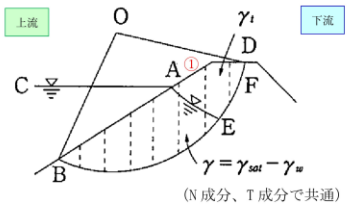
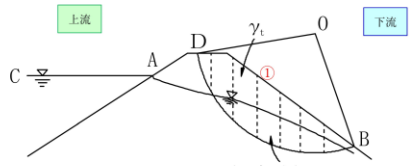
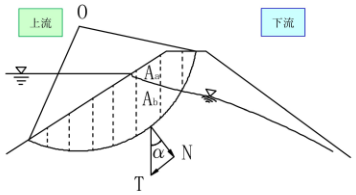
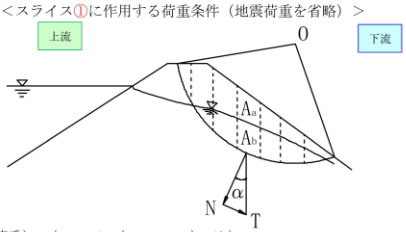


（c）水平方向の静水圧と斜面上の水塊を考える。　　（d）貯水池内の水と堤体内の水がモーメントについてはバランスしているものとして、ABEFDA についてのみ考える。

図-3.3.4.15　静水圧のすべり円の中心点に関するモーメントの考え方

なお、ため池における堤体下流斜面の安定計算については下表による。

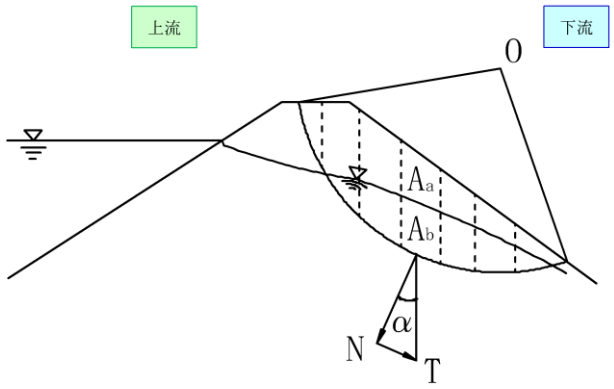
アースフィルダムにおける堤体下流斜面の安定計算（堤体上下流面の対比図）

堤体上流面（土地改良計画設計基準　設計「ダム」Ⅱ-104）	堤体下流面（土地改良計画設計基準への記載なし）
＜浸潤面が通過しているスライスの単位体積重量＞  （N 成分、T 成分で共通）	＜浸潤面が通過しているスライスの単位体積重量＞ 
＜スライス①に作用する荷重条件（地震荷重を省略）＞  （N 成分荷重）＝｛γt・Aa+(γsat-γw)・Ab｝cosα （T 成分荷重）＝｛γt・Aa+(γsat-γw)・Ab｝sinα ※貯水池内の水と堤体内の水はモーメントがバランスしているものとして、T 成分に対して貯水位の影響を考慮する。	＜スライス①に作用する荷重条件（地震荷重を省略）＞  （N 成分荷重）＝｛γt・Aa+(γsat-γw)・Ab｝cosα （T 成分荷重）＝｛γt・Aa+γsat・Ab｝sinα ※下流面に貯水位が無いため、T 成分に対して貯水位の影響を考慮しない。

Aa：浸潤面上のスライスの面積、Ab：浸潤面下のスライスの面積、γsat：飽和単位体積重量、γw：水の単位体積重量、γt：湿潤単位体積重量
N 成分荷重：各スライスのすべり面上に働く荷重合力の単位幅当たりの垂直分力、T 成分荷重：各スライスのすべり面上に働く荷重合力の単位幅当たりの接線分力

＜参考資料＞誤った設定事例：下流の計算を上流と同じ単位体積重量で計算

下流面に貯水位が無いにも関わらず、T 成分に対してγw（水の単位体積重量）を控除して算定。
この算定結果は、すべり安全率が過大に算定される。



(N 成分荷重) = {γt・Aa+(γsat-γw)・Ab} cosα
(T 成分荷重) = {γt・Aa+(γsat-γw)・Ab} sinα （誤）
{γt・Aa+γsat・Ab} sinα （正）

ｳ.震度法における地震

レベル１地震動に対するため池の安定性に関しては、湿潤線から上の部分については湿潤単位体積重量に、下の部分については飽和単位体積重量に、**表-3.3.4.6** の設計震度を乗じたものを水平方向の荷重として作用させるものとする。

表-3.3.4.6　設計震度の基準

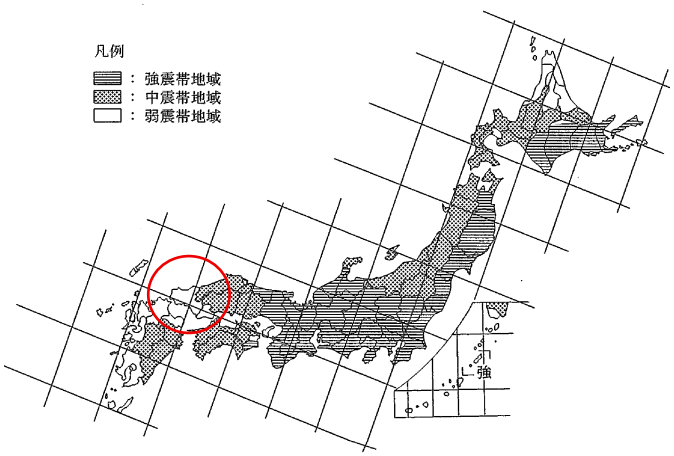
地域区分		強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
ため池	堤体がおおむね均一の材料によるもの	0.15	0.15	0.12
	その他のもの 注)	0.15	0.12	0.10

注)「その他のもの」とは、ロック材や遮水壁(地盤材料以外)等でゾーニングされたものをいう。

山口県は、弱震帯地域に属する。

表-3.3.4.7　地震強度の地域区分（平成 14 年 11 月現在）

(1)強震帯地域	(2)中震帯地域	(3)弱震帯地域
北海道のうち釧路市、帯広市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡、河東郡、上川郡(十勝支庁)、河西郡、広尾郡、中川郡(十勝支庁)、足寄郡、十勝郡、釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糠郡、野付郡、標津郡、目梨郡。 青森県のうち三沢市、十和田市、八戸市、上北郡、三戸郡。 岩手県の全域、宮城県の全域。 福島県のうち福島市、二本松市、相馬市、原町市、いわき市、伊達郡、相馬郡、安達郡、田村郡、双葉郡、石川郡、東白川郡。 茨城県の全域、栃木県の全域、群馬県の全域、埼玉県の全域、千葉県の全域、東京都の全域、神奈川県の全域、長野県の全域、山梨県の全域。 富山県のうち富山市、高岡市、氷見市、小矢部市、砺波市、新湊市、中新川郡、上新川郡、射水郡、婦負郡、東礪波郡、西礪波郡。 石川県のうち金沢市、小松市、七尾市、羽咋市、松任市、加賀市、鹿島郡、羽咋郡、河北郡、能美郡、石川郡、江沼郡。 静岡県の全域、愛知県の全域、岐阜県の全域、三重県の全域、福井県の全域、滋賀県の全域、京都府の全域、大阪府の全域、奈良県の全域、和歌山県の全域、兵庫県の全域。 鳥取県のうち鳥取市、岩美郡、八頭郡、気高郡。 徳島県のうち徳島市、鳴門市、小松島市、阿南市、板野郡、阿波郡、麻植郡、名西郡、名東郡、那賀郡、勝浦郡、海部郡。 香川県のうち大川郡、木田郡、鹿児島県のうち名瀬市、大島郡。	(1)及び(3)以外の地域	北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡(上川支庁)のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町及び下川町、中川郡(上川支庁)、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡。 山口県の全域、福岡県の全域、佐賀県の全域、長崎県の全域。 熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、宇土市、宇土郡、玉名郡、鹿本郡、葦北郡、天草郡。 大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、西国東郡、東国東郡、速見郡、下毛郡、宇佐郡。 鹿児島県のうち名瀬市及び大島郡を除く地域。 沖縄県の全域。



（地域区分の詳細については、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編（平成14年3月、日本道路協会）

図-3.3.4.16　地域区分(※3)

（※3）［設計指針「ため池」（H18 年 2 月）P.51］

ｴ.活荷重

安定計算は、設計洪水時以外のケースでは地震時照査を行っており、地震発生時に偶発的に存在し得る活荷重は地震影響に比べて小さく、地震と活荷重の同時発生の可能性は低いと考えられる。 一方、設計洪水時には人の集中は想定されないため、活荷重を考慮する必要はない。

したがって、堤体の安定計算においては、原則として活荷重を考慮しないが、堤体天端等が一般道路として供用され、かつ交通量が多く、地震時等に自動車荷重の影響を無視できない場合は、活荷重を考慮するものとする。

b. 安定計算の方法（円形すべり面スライス法）

安定解析手法は、円形すべり面スライス法によるものとする。この場合、三軸圧縮試験結果から見かけの粘着力及び内部摩擦角を表示するには、全応力表示と有効応力表示の 2 通りの方法がある。

全応力表示とは、三軸圧縮試験の際に使用した軸力σ_1（最大主応力）及び側圧σ_3（最小主応力）の値をそのまま使用してモールの応力円により求めた c 及び ϕ であり、間隙水圧の影響が加味されている値である。

一方、有効応力表示とは、三軸圧縮試験の際に使用した軸力σ_1 及び側圧σ_3 より間隙水圧 U を控除した値をそれぞれ最大主応力、最小主応力としてモールの応力円により求めた c' 及び ϕ'である。

(a) 設計強度定数の適用

一般に、ダム等で堤高が 30m を超えるような場合は、間隙水圧発生の問題が生じるが、堤高 15m 未満のため池の場合、遮水性ゾーンの厚さが薄く、土質のいかんを問わず、施工中に発生した間隙水圧のほとんどが完成後において消散しているものと考えられる。

このため、有効応力表示の c'、ϕ'を求め、斜面のすべりに対する安全率を有効応力解析で求める。

ただし、堤体断面又は築堤の状況により、これに拠りがたいと判断される場合は、完成直後のケースに限り全応力表示による c、ϕにより安全率を求める。この c、ϕには、間隙水圧の影響が既に入っているので、式中に間隙水圧を改めて考慮してはならない。

有効応力表示の c'、ϕ'及び全応力表示の c、ϕは、**表-3.3.4.8** の三軸圧縮試験法により求める。

表-3.3.4.8 三軸圧縮試験法と応力表示

	粘性土	砂質土
有効応力表示の c'、ϕ'	・圧密非排水試験($\overline{CU}$) 間隙水圧を測定する。	・圧密排水試験(CD)
全応力表示の c、ϕ	・非圧密非排水試験(UU) 乱さない試料を対象。	・圧密排水試験(CD)

また、良質な不攪乱試料が採取できない場合にあっては、現況堤体及び基礎地盤の設計強度定数（c、ϕ）は、N 値から、**表-3.3.4.9**、**図-3.3.4.17**、**図-3.3.4.18** を用いて求めてもよいものとする。

ただし、砂質土の粘着力（c）については、できる限り試験を行い、適切な評価を行うことに努める。

なお、SI 単位換算を行う場合は「9.8」を用いることとする。

表-3.3.4.9

		粘性土	砂質土
現況堤体	c	図-3.3.4.18 から算定する。	c =0
	ϕ	ϕ=0	図-3.3.4.17 から算定する。
基礎地盤	c	図-3.3.4.18 から算定する。	c =0
	ϕ	ϕ=0	図-3.3.4.17 から算定する。

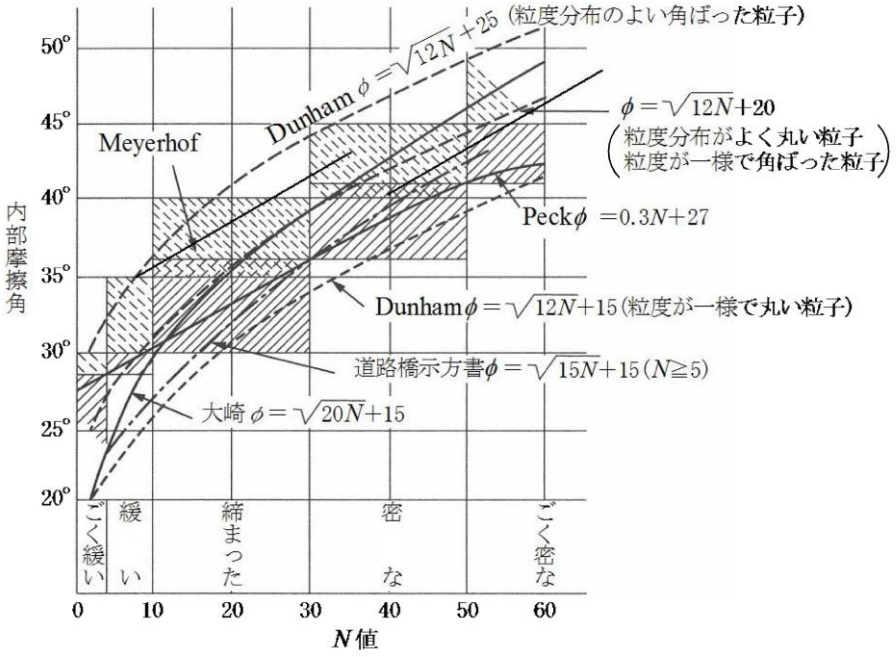


図-3.3.4.17　砂質土の N 値と内部摩擦角 ϕ 関係

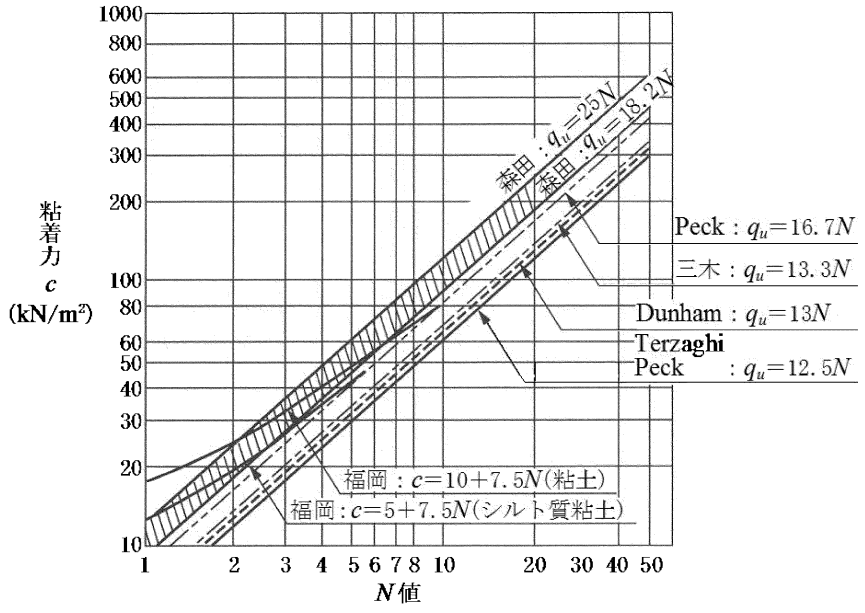


図-3.3.4.18　粘性土の N 値と粘着力 c との関係

(b) 円形すべり面スライス法

この方法は、円の中心に関する各スライスのすべり面に作用する滑動モーメントと抵抗モーメントとの総和の比をもって安全率を定義したものである。

具体的な計算方法及び計算例については、設計基準「ダム」技術書（フィルダム編）P.Ⅱ-102～Ⅱ-111によるものとする。

c. 液状化の判定について

ため池の重要度区分により各地震動に対する液状化の判定を行うものとし、判定方法については、「**3.8　液状化の検討**」によるものとする。

なお、対策工が必要な場合には、必要な追加調査、解析を行い、対策時点で最も適切な工法を決定するものとする。

d. 河川区域におけるため池堤防の設計について

河川区域に位置するため池堤防の設計においては、その堤体を河川構造物として「建設省河川砂防技術基準（案）同解説（日本河川協会:平成9年10月）」の内容を考慮し、検討方法について留意する必要がある。

なお、同書では、河川堤に対して堤体の沈下を見込み、二次災害に対する検討を行う手法が示されている。

e. その他

・ 盛土材の液状化判定

改修堤体の盛土品質管理基準は、設計指針「ため池」P.14に準拠し、D値95%以上とする。

なお、地盤工学会特別シンポジウムに投稿された報文「非排水繰返し載荷による強度低下とひずみ軟化を考慮したニューマーク法による地震時斜面残留変位推定」では、締固め度Dc＝95%であれば、レベル2地震動に対してもほとんど残留変形が生じないという結果が示されている（残留変形が生じない≒有効応力が低下しない）ことから、設計上の締固め度はD値95%とすることで、盛土材の液状化判定は不要とする。

・ 遮水性材料として緩和値

遮水性材料として緩和値である$k=5\times10^{-5}$cm/s以下（室内試験値は$k=5\times10^{-6}$cm/s以下）を採用する場合、堤体内の浸透経路や、動水勾配の分布、浸透流速等、堤体の浸透について定量的な評価を行い、安全性が確保されることを技術的に確認するものとする。

・ 堤体両袖の地山取付部

堤体両袖の地山取付部におけるトレンチの挿入が不十分な事例が散見されることから、設計思想が施工業者に対して確実に伝わるように、設計段階において、下図に示すようなトレンチ掘削の平面図を作成すること。

なお、袖部においては実際の掘削時に地山の地質状況、風化度、亀裂の有無等が設計時の想定と異なる場合がある。

そのため、施工時には現場の実状に合わせてトレンチの位置・深さ・形状等の調整が必要であることを念頭に置き、監督員と協議のうえ適切に対応すること。

なお、設計段階で作成するトレンチ掘削平面図は基本的な計画を示すものであり、現場状況に応じて柔軟に対応できるよう注意書きを付すこと。

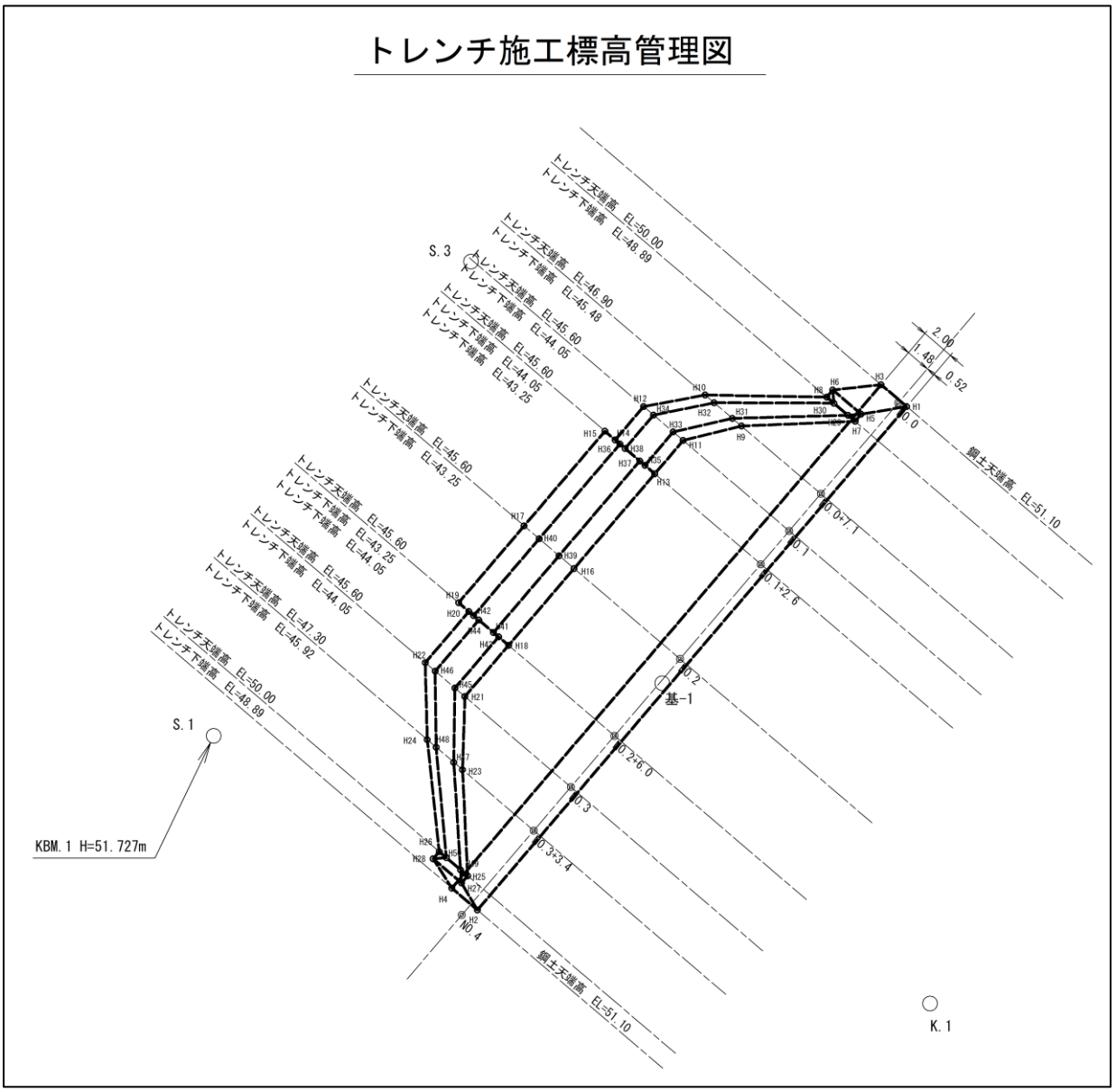


図-3.3.4.19　トレンチ掘削平面図事例

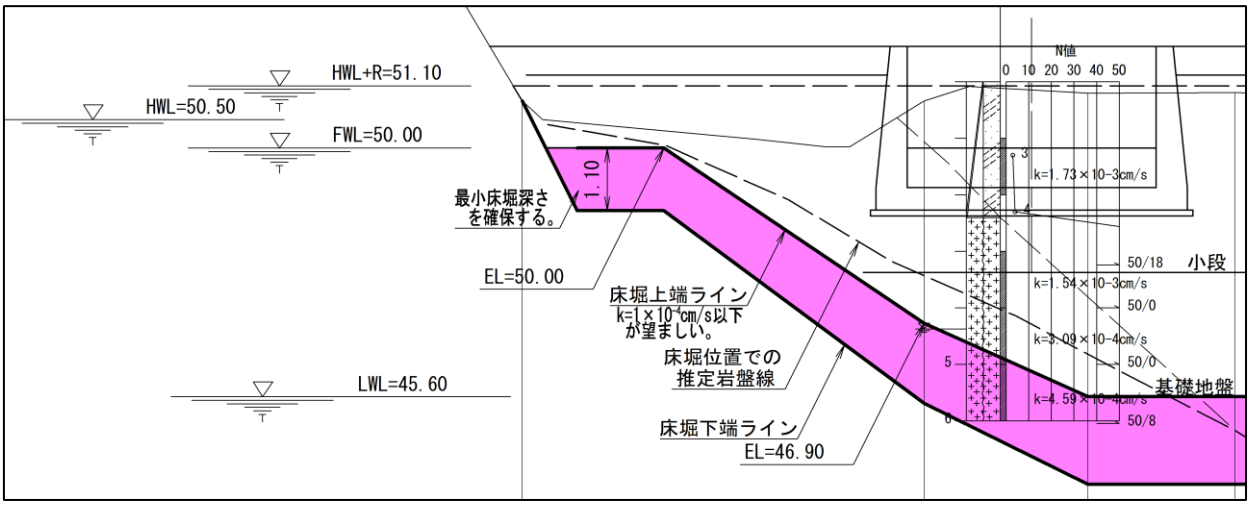
・ 袖部への刃金土の挿入

袖部においても設計で定められた床掘の最小深さを確保するとともに、堤体本体と同様に、基礎地盤の透水係数（$k \leqq 1 \times 10^{-4}$ cm/s（1×10^{-6} m/s））を確保することが望ましい。

袖部の地盤は標準断面部と異なる地質構成を持つことが多いため、トレンチ掘削時に露出した基礎地盤の状態を確認し、必要に応じて対策を行うべきである。

特に、風化岩や亀裂の多い岩盤、透水性の高い砂礫層等が確認された場合には、不透水層に到達するまで掘削を継続するか、又は止水グラウト等の補助工法を検討する必要がある。

なお、袖部における刃金土の挿入深さは、地形条件や地質条件に応じて適切に設定し、確実な止水効果が得られるように配慮すること。





袖部取り付け事例（遠景）



袖部取り付け事例（近景）

図-3.3.4.20　袖部取り付け事例

(9) ドレーン

ドレーンは堤体のパイピングを防止するため、浸透水を小さい損失水頭で通水し得るフィルタの機能をもつものでなければならない。

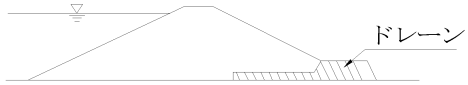
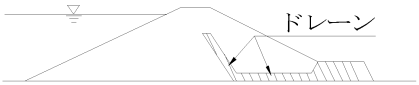
なお、ドレーンの設計は設計基準「ダム」（フィルダム編）によることが望ましい。

堤体内の浸透流による浸透力が土粒子に作用し、細かい土粒子が粗い土粒子の間隙に洗い流される危険性がある。その結果、堤体内にパイピングを誘起し、内部浸食となり、堤体の局部的な沈下や破壊の原因になる。この現象を防止するため、フィルタ機能を有するドレーンを設ける。

ドレーンには、下流法先ドレーン、水平ドレーン、立上りドレーン等があり、ため池改修工法として一般的な傾斜遮水ゾーン型では、下流法先ドレーンが多く用いられている（**表-3.3.4.10**）。

また、堤体下流築堤土及び基礎地盤で液状化が問題になる土質条件の場合、立上りドレーンと水平ドレーンは浸潤面の低下や過剰間隙水圧の消散にも効果を発揮するため、液状化対策としても有効である。

表-3.3.4.10　ドレーンの区分

ドレーン区分	目的	特徴
 (a)下流法先ドレーン	堤体内の浸透水排水を促進及び浸潤線を低下させる	(b)、(c)の設置が困難な場合に採用する。 改修時に採用する事例が多い
 (b)水平ドレーン	堤体内及び基礎からの浸透水排水を促進及び浸潤線を低下させる	浸潤線の低下効果が比較的高い 堤体盛土の大規模な掘削が必要
 (c)立上ドレーン	堤体内及び基礎からの浸透水排水を促進させる。また、浸潤線を立ち上がりドレーン部で確実に低下させる	浸潤線の低下効果が高い 立上り部下流に浸潤線が生じないため、堤体の安定性、液状化に対する効果が高い 堤体盛土の大規模な掘削が必要

設計指針「ため池」P.113 に例示されているフィルタについては、フィルタ層を設けることで浸透路長が不必要に短縮され、浸透破壊を助長するおそれがあることから、本手引では当該フィルタ層は設けないこととしているので留意すること。

また、下流方向へ下り勾配となる地形に位置し、堤高がおおむね 10 m 以上の谷池では、浸潤線が堤体下流面に出現しやすい。このため、堤体下流断面の浸透流対策として、フィルタ則を満足する堤体下流立上りドレーンを設けることが有効である。併せて、堤体の液状化対策としても浸潤線低下効果が高い立上りドレーンの計画も有効である。

なお、ドレーンの厚さは、施工時の材料分離、施工機械等を考慮して決める。Creager 及び Justin は「ドレーン材料の 15%粒径の 50 倍以上の厚さが必要であり、特に第 1 層の砂は 30cm 以上、粗い材料では 20cm 以上、細かい材料では 15cm 以上の厚さが必要である」としている。

○ 水平ドレーン

堤体内に水平かつ層状に置く場合は、その厚さは30cm以上とする。最近の施工事例では0.5～1.0mが多い。立上りドレーンに接続して設けるドレーン工は、下流側堤敷面にブランケット状に置く場合と集水及び排水のため筋状に置く場合とがあり、前者のその厚さは30cm以上とし、後者は多層のフィルタ及びドレーンを組合せ、排水させるものとする。

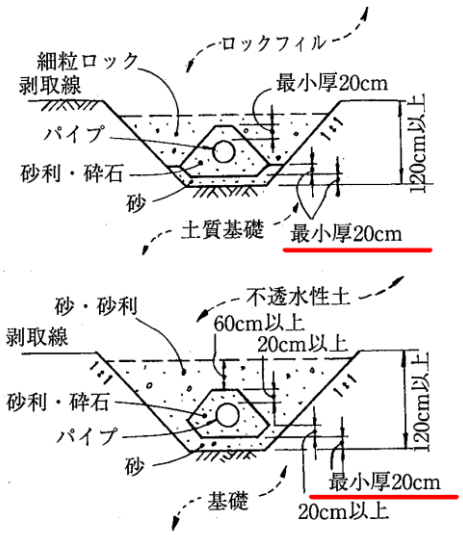


図-3.3.4.21　ドレーン設計例

［設計基準「ダム」（フィルダム編）P.Ⅱ-170］

○ 立上りドレーン

立上りドレーンの幅は、単一層のとき2～5m、多層のときは1層の幅は0.5～1.0m以上とし、保護される層に接して細粒、次に粗粒、礫の順に粒度を漸次移行させる。また、ドレーン材料が貴重な場合には、型枠を使用して隣接ゾーンへの材料のはみ出しロスを少なくする。また、小型の施工機械により入念に施工する場合には、その厚さを1.0～1.5m程度に縮小してもよい。

以上を踏まえ、立上がりドレーンの設置方針としては、下記の通りとする。

- 立上りドレーン天端は、安全側を考慮し、立上りドレーンを設けない場合に想定される常時満水位時の浸潤線を基準に検討し、天端標高は0.1m単位で設定し、常時満水位時の浸潤線よりも0.5m程度の余裕を考慮する。また、洪水時も立上りドレーンを設けない場合の浸潤線で、立上りドレーン天端標高の妥当性を確認すること。
- 立上りドレーンの天端土被りは、基準的な規定がないため、底樋工止水壁での考え方に準拠し、1.0m程度以上を確保する。なお、立ち上がりドレーンに傾斜を設ける場合は、境界付近ですべり発生に留意すること。
- 立上りドレーンの幅は、小型の施工機械により入念な施工を前提に、縮小後の1層幅1.0～1.5m以上とする。
- 立上りドレーンに用いる材料でも、フィルタ則を満足するものを選定する。

a.　下流法先ドレーン

堤体下流には法先ドレーンを設置することを原則とし、現況の浸潤線に基づく堤体の安定計算を含めて慎重な安定検討が必要である。

腰積み擁壁の構造は空積み、練積みのいずれでも良いが、堤体内に設置する場合は滑動・転倒・支持力の安定計算を行って選定する。

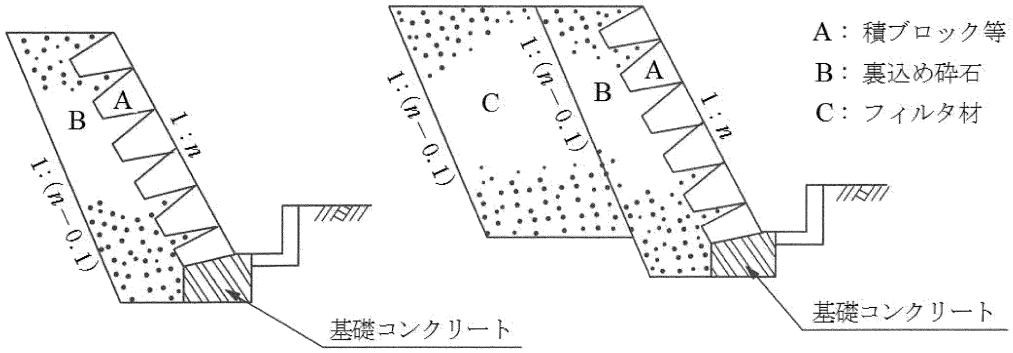
ただし、練積みとする場合は、適切な水抜孔を設けて十分な排水能力を持たせる必要がある。法先ドレーンの設計例を**図-3.3.4.22** に示す。なお、法先ドレーンを押さえる腰積み擁壁の高さは下記を参考に決定するものとする。

① 現況に法先ドレーンが設けられており、老朽化している場合は現況の高さを目安に安定検討を行って改修する。

② 現況にない場合は、貯水深の3分の1程度とする。

ドレーン材料は堤体材料に対しフィルタの条件を満足することとし、条件を満足しない場合は、両者間にフィルタ部を設置することを検討する必要がある（**図-3.3.4.22**(b)）。

なお、コンクリート再生砕石はアスファルト成分(殻)等の固化により排水機能を損なう場合があるので注意が必要である。また、「建設汚泥リサイクル指針」等を参考に環境への影響についても検討する必要がある。



（ドレーン材料Bが堤体材料に対してフィルタの条件を満足する場合の例）　(a)

（ドレーン材料Bが堤体材料に対してフィルタの条件を満足しない場合の例）　(b)

図-3.3.4.22　下流法先ドレーンの設計例

2層構造とする場合の2層目フィルタ材の幅については、設計指針「ため池」に記述されていないため、設計基準「ダム」（フィルダム編）P.Ⅱ-170 を参照し、多層構成の立上りドレーンの厚み 0.5～1.0 m 以上等を準用して決定すること。

腰ブロックの安定計算に当たっては、以下を考慮すること。

ｱ）設計指針「ため池」P.59 に準拠して、堤体内に腰ブロックを設置する場合は、道路擁壁等と異なり「滑動、転倒」の検討を行うと共に、地盤支持力についても検討を行う。

ｲ）地下水位高は、浸潤線の位置や調査ボーリングから得られた地下水位高、及び周辺地盤の状況等を考慮の上、適切に設定する。

ｳ）ブロック積擁壁の土圧力は、クーロン土圧公式により算定する。

ｴ）壁背面に作用する上載荷重及び盛土荷重については、「フリューリッヒの地盤応力の理論を応用したモーメント換算」により求める。

ｵ）受働土圧の考慮は、根入れや擁壁前面の状況から適切に判断する。

なお、「堤体内」とは、基礎地盤上に築造されたため池本体のことで、透水性ゾーン、ランダムゾーン、ドレーン等に含まれる範囲のことである。

下図のＣの場合は「堤体内」に該当し、Ａ，Ｂの場合でも腰ブロックがドレーンや押え盛土等の効果を考慮している場合も「堤体内」と判断するので留意が必要である。

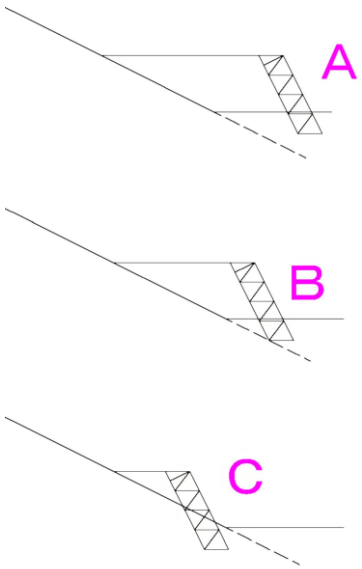


図-3.3.4.23　下流法先ドレーンの設置例

また、腰ブロック構造は、設計段階で「間知ブロック」と「大型ブロック」による経済比較を行い、安価なものを採用することとする。

b. フィルタの設計

フィルタとしての材料は、次の条件を満足する必要がある。

① $\dfrac{F_{15}}{B_{85}} < 5$、$\dfrac{F_{15}}{B_{15}} > 5$

ここに、F_{15}　：フィルタの 15%粒径
B_{85}　：フィルタで保護される材料の 85%粒径
B_{15}　：フィルタで保護される材料の 15%粒径

②フィルタ材は粘着力のないもので、75μm以下の細粒分含有率は 5%以下を原則とし、その粒度曲線は保護される材料とほぼ平行であることが望ましい。なお、購入材の使用に当たっては、粒度分布を確認する必要がある。

なお、多層フィルタにおける隣接フィルタにも同様の条件を満足させる必要がある。

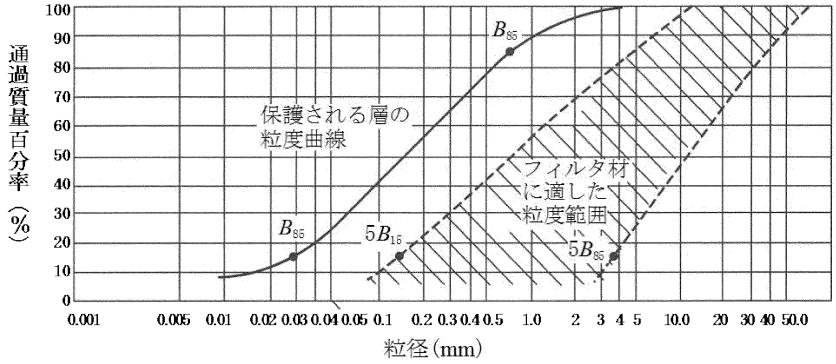


図-3.3.4.24　フィルタ材の選択範囲

施工段階においては、使用する材料と現況堤体、或いは計画堤体の粒度分布から、フィルタ則を満足しているかどうかの検討を行うこと。

なお、使用する材料においては JIS 規格品であっても照査が必要であることに留意すること。

フィルタ則を照査した事例（1 層の場合）を次項に添付する。

c. 腰ブロック裏込材　フィルタ材料の粒度検証（例）

(a) 検討の方法

本調査はため池改修工事に伴い、クラッシャランのフィルタ材料としての適性を把握する目的で、下記文献等に基づき検証を行うものである。

(b) 検討結果

ｱ. クラッシャランの粒度特性

クラッシャランの粒度特性については、材料承認によって提出された材料試験報告書より抜粋した粒度曲線を図１に示す。

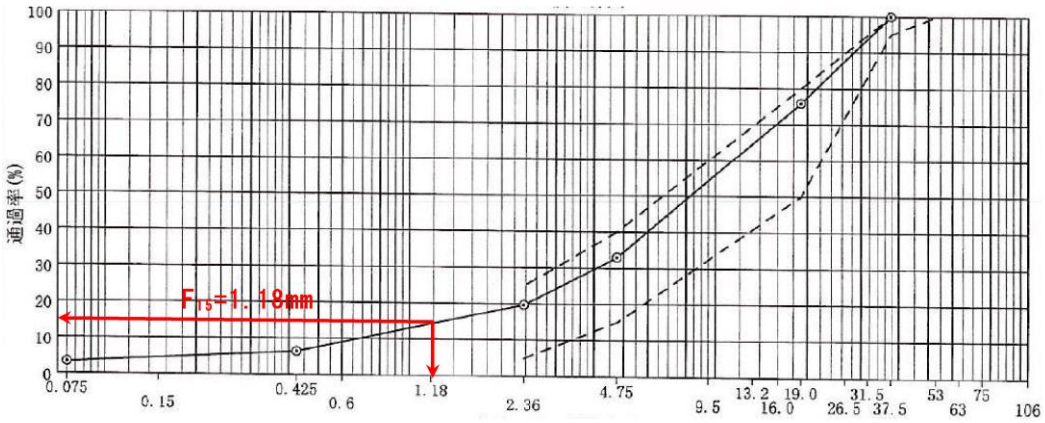


図１　試験材料（C-40）の粒度曲線

ｲ. フィルタ材料としての適性

排水工におけるフィルタ材料には、透水性が大きい材料を用いる必要がある。フィルタ材料として必要な条件は、粒子自体の安定性が高く、風化したり溶解したりしないことと、粒度曲線が適切でなければならない。

そこで、フィルタ材料が流入してくる微粒子によって詰まらない条件として以下のことを満足することが望ましいとされている。

$$\frac{F_{15}}{B_{85}} < 5 \ , \ \frac{F_{15}}{B_{15}} > 5$$

ここに、F_{15}：　フィルターの 15%粒径
B_{85}：　フィルターで保護される材料の 85%粒径
B_{15}：　フィルターで保護される材料の 15%粒径

ｳ.保護材料

旧堤体について、粒度曲線を図2に示す（業務報告書より抜粋）。

図2より、保護される材料の85%粒径 B85＝0.3mm、15%粒径 B15＝0.0022mm であることから、フィルタ材料として適当な15%粒径F15の範囲は以下のとおりとなる。

$F_{15} < 5 \times 0.3 = 1.5\text{mm}$

$F_{15} > 5 \times 0.0022 = 0.011\text{mm}$

$0.0011\text{mm} < F_{15} = 1.18\text{mm} < 1.5\text{mm}$

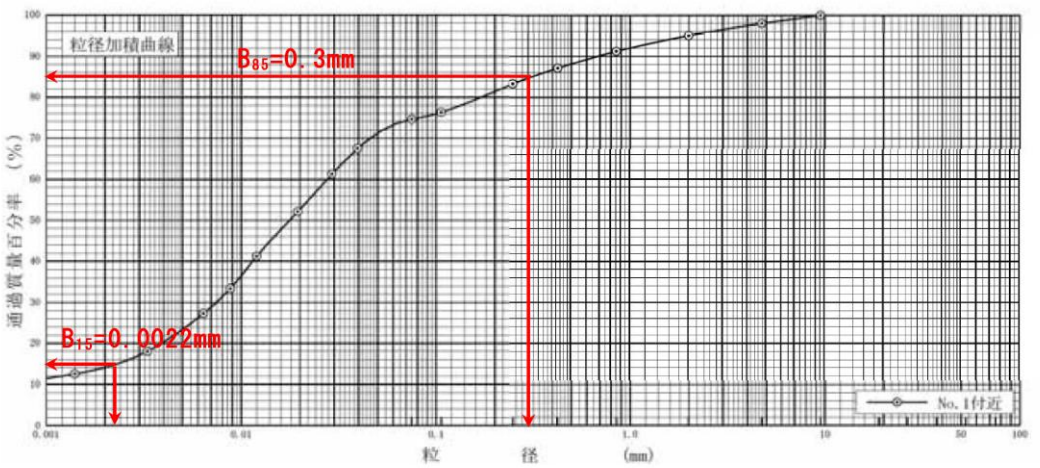


図 2　保護される材料（旧堤体）の粒度曲線

ｴ. 結論

以上の検討結果から、フィルタ材料として、材料（C-40）はフィルタ則の範囲に合致しており、使用可能と判断する。

(10) 堤体及び基礎地盤のグラウト

堤体及び基礎地盤からの漏水が明らかな場合には、漏水量を減少させるために堤体補修工法としてグラウト工法を採用してもよい。

グラウト工法の特長としては他の工法に比して、作業の制約が少ない等施工性がよく、漏水が比較的大きな空隙により生じ、その位置が明確で特定化される場合には効果が大きい。

グラウト工法の設計に当たっては、以下の点に留意する。

① 貯水による漏水の状況を確認して工事を進めることができるが、どの程度の注入で十分な改良が可能か、どこに注入されたかは把握し難いため、施工後の確認が必要である。

② 補修を行うことで、堤体とは異質の材料を内包させることとなり、それが堤体の安定上不利になるとも考えられる。特にセメント系グラウトの場合、剛性が異なるため地震時にクラックが入ることがある。しかし近年では、ベントナイト又は高分子系材料とセメントを混合することにより、土の剛性と近似した材料も開発されている。

③ 高い注入圧力をかけると堤体にクラックが入り、逆に漏水の状況を悪化させる場合がある。

なお、詳細は「3.9.2 **グラウト工法による基礎処理**」を参照すること。

3.3.5　法面保護工及び安全施設工

① 上流法面の保護

上流法面の保護工は、1/2 貯水位から（設計洪水位＋波の打上げ高さ）までは捨石、石張り、コンクリートブロック張工、コンクリートブロックマット工、布製型枠工等を施すこととし、ため池の状況により、堤頂又は法先まで保護工を施すこととする。

②下流法面の保護

下流法面が細粒土から成るときは、芝工又は排水路付き小段を設けて法面の浸食を防止する。

③安全施設工

ため池内への転落防止及び立入り防止のために、必要に応じて安全施設を設置する。

上流法面保護工の参考として**図-3.3.5.1** を示す。

また、法面下部には小段又は捨石を入れて滑動及び沈下を防止する。

なお、水深の浅いもの、水位変動の激しいもの、落水時の流水による浸食が懸念されるもの等、個々のため池の状況及び経済性を考慮し、法先まで法面保護工を施してもよい。

基礎コンクリートが必要な場合の断面は、法面保護工の厚さ及び勾配等から転倒に対する安全性、施工性、なじみを考慮して決定する。

なお、環境配慮対策として、植生に配慮した法面保護工とする場合には、堤体の安全性に影響を与えるような自然素材の使用や植樹を避ける等の注意が必要である。

また、必要に応じてため池内への転落防止及び立入り防止のために、堤頂等に防護柵等の安全施設を設置する。安全施設の構造及び設置位置は、安全性、周辺環境との調和及び維持管理面に配慮して決定する。

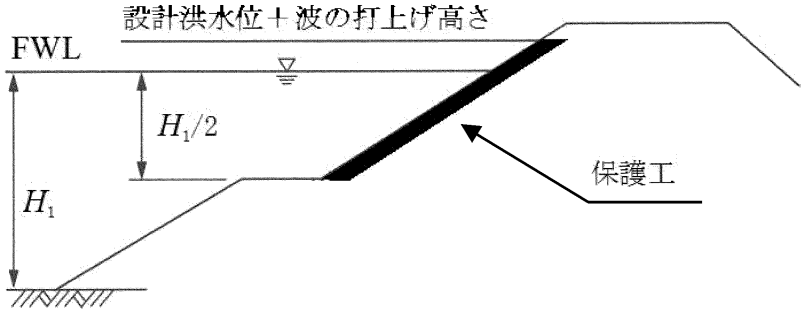


図-3.3.5.1　上流法面保護工の参考

【堤体に安全施設を設置する場合】

特定農業用ため池行為の制限許可審査の手引き（案）（R2.4、山口県農林水産部農村整備課）を参考とし、堤体に防護柵等を設置する場合の取扱いは次のとおりとする。

○ 防護柵の設置について

防護柵等の位置選定の合理的根拠を明確にし、設置する防護柵等の構造は堤体の安定性、利水上の機能、維持管理上の機能に支障とならない対策を講じ、堤体への影響がないと認められること。

○ 防護柵の構造について

堤体定規断面内に土中建込式（打込み式）の防護柵を設置する行為は、原則として禁止である。

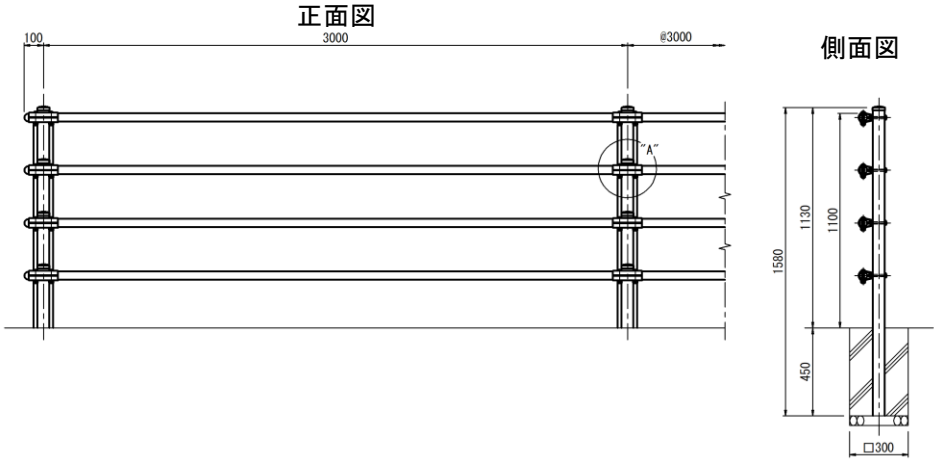
防護柵を堤体内に設置することが避けられない場合は、コンクリート独立基礎構造とし、原則として風波高以上に設置するよう留意する。

やむを得ず支柱等の設置高さが風波高以下となる場合は、少なくとも遮水ゾーンに干渉しない計画とすること。

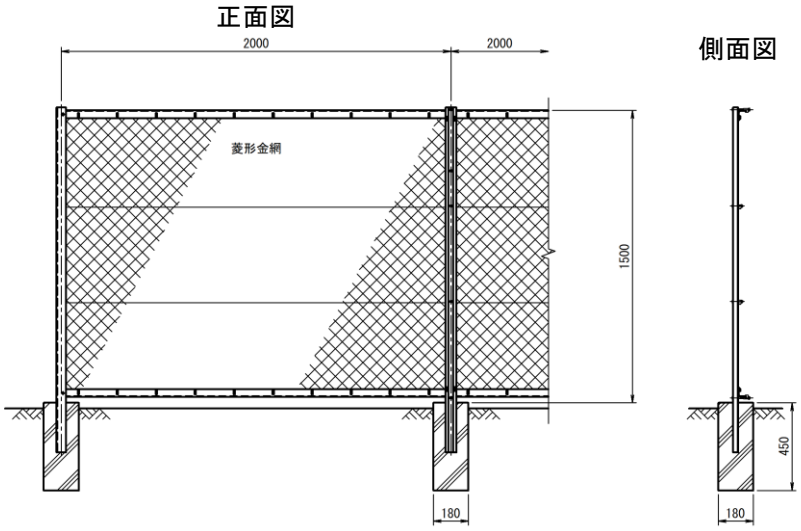
なお、基礎・支柱が堤体の排水機能や法面保護の性能を阻害しない位置・構造とし、施工時は振動・掘削深さ・湧水管理を適切に行い、完了後の原状回復と維持管理の安全性を確保すること。

以下に安全施設の事例を添付する。

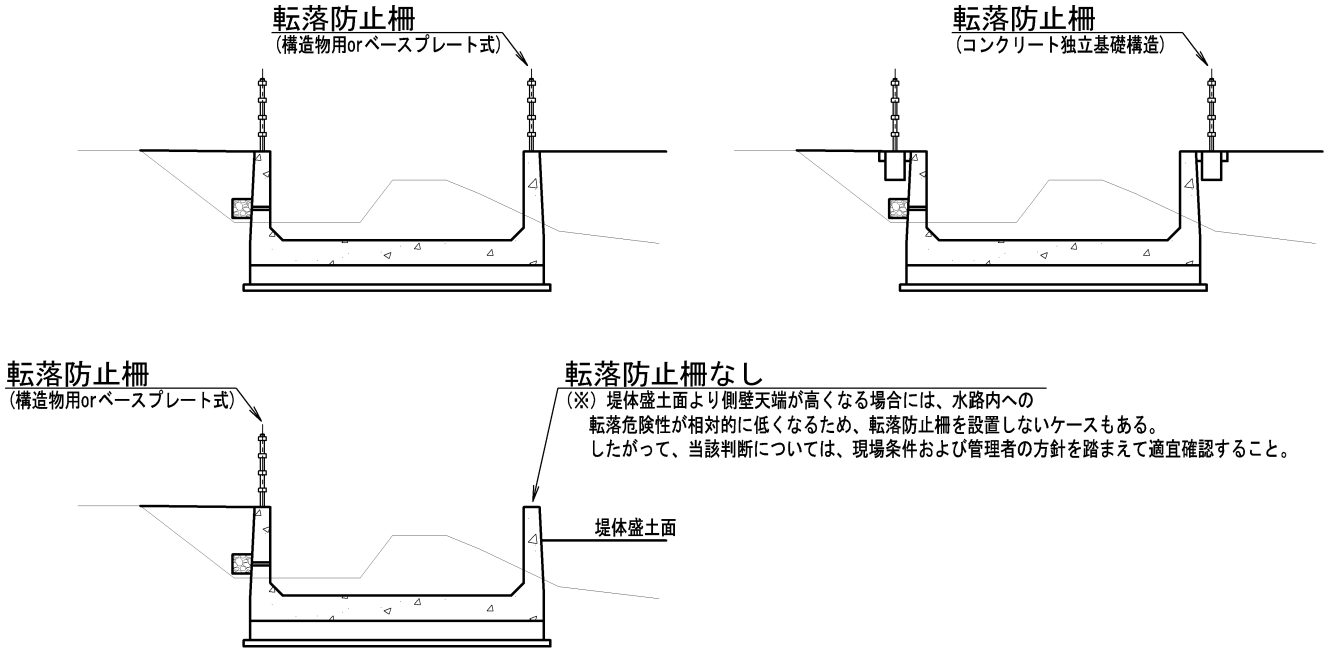
・転落防止柵（H=1.10m）の場合（例）



・フェンス（H=1.50m）の場合（例）



・洪水吐（放水路部）の場合（例）



注）安全施設の構造や設置高さについては、現場状況や各地区の実情等を踏まえ決定すること。

【上流法面保護工】

法面下部に小段又は捨石を設けて滑動・沈下を防止することが最良とされるが、一般に良質な捨石は入手が困難であるため、従来はコンクリート張ブロックの採用実績が多かった。一方で近年の状況を鑑みると、施工性の良さや経済比較等の観点からブロックマットの採用実績が増加傾向にある。

上流法面保護工法の選定に当たっては、安易に経済比較のみにより工法を決定することは望ましくなく、以下の点に着眼して工法選定を行う必要があり、特に、施工後の維持管理に関しては、ため池管理者の意向も考慮して慎重に検討する必要がある。加えて、比較検討は「防災型の製品を用いることを原則」として評価するものとする。

・ため池本来の機能が確保されること

ため池の本来目的（受益地への農業用水の安定供給）を阻害しないことを前提とし、取水や貯水運用に支障を生じさせない工法を選定すること。

・施設として構造上安全であること

上流法面が受ける波浪・洗掘等の作用を踏まえ、貯水位変動時においても堤体材料の浸食・流亡を抑止し、堤体安定に悪影響を及ぼさない構造とすること。

・施工が容易で、かつ、経済的であること

適正工期と工程平準化の観点から施工性の高い工法を基本としつつ、仮設道路や据え付け機械等の仮設条件、資材調達性や経済性を勘案して選定すること。

・施工後の維持管理を考慮したものであること

地域管理を前提に、点検・補修のアクセス性と安全性が確保できる構造とし、転落等のリスク低減及び発生時の昇降の容易性・救助動線の確保に配慮すること。

・環境との調和に配慮したものであること

農業利水と地域防災の目的を満たしつつ、環境への負荷回避・低減と良好な環境形成に配慮して工法を選定すること。

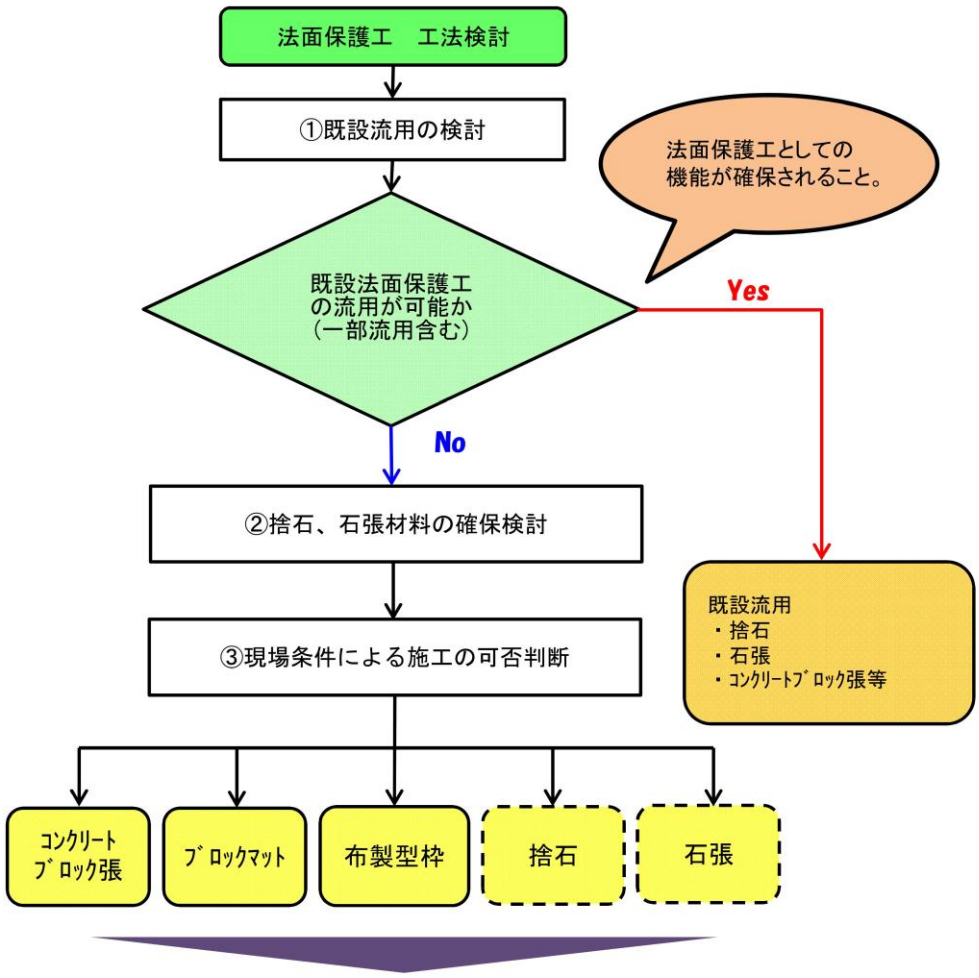
以上より、上流法面保護工の工法選定に当たっては、各地区の実情を考慮の上、張ブロック以外の工法も選択肢に含めて総合的に比較検討を行うこととし、県内一律での工法の統一は行わないものとする。

（※）法面保護工の工法選定事例については、「平成 27 年 7 月 13 日付け事務連絡　ため池法面保護工の工法選定に係る比較検討資料について」を参照。

なお、参考までに、従来一般的に用いられてきた張ブロックは、寸法 0.5×0.5m、単位面積当たり質量約 200kg/m^2 であり、ジョイントは不等沈下への追従と自由な水抜きを目的として空張りとし、ブロック背面のフィルタ材はクラッシャラン（C-40）、厚さ 0.15m としていた。

「平成 27 年 7 月 13 日付け事務連絡　ため池法面保護工の工法選定に係る比較検討資料について」（抄）

◆ため池法面保護工【一次選定】選定フロー



【留意点】
◇捨石、石張　について
捨石、石張の採用を検討する場合、規格の整った良質な大量の材料が調達可能かどうか判断する必要がある。

・捨石：平均粒径25cm、最大粒径38cm程度　【参考：S57老朽ため池整備便覧P.54】
・石張：控長25cm以下（勾配1.5～1.8）
【参考：H21道路土工　切土工・斜面安定工指針P.304】

◆ため池法面保護工【一次選定】例

対　象　た　め　池		○○池
事　　業　　名		○○○○事業
地　　区　　名		○○地区
工　　期		平成○年度　～　平成○年度
業務情報	設計年度	平成○年度
	業　務　名	○○業務
工事情報	施工年度	平成○年度　～　平成○年度
	工　事　名	○○工事

【一次選定】

（１）既設流用の検討

・現況堤体の一部には、ブロックが施されているが、コンクリートによる目張りや老朽化のため、流用は不可。

（２）使用材料の確保

・捨石、その他石張材料について、現場周辺で必要な量を確保することができないため、「捨石」「石張」工法は除外する。

（３）施工条件による可否

・堤体までは全幅５ｍ以上の道路があり、ラフテレーンクレーン（25ton吊り）の旋回半径を考慮しても通行が可能であり、「ブロックマット」工法による施工は可能。

○比較検討を行う工法

①コンクリートブロック張
②ブロックマット
③布製型枠

⇒【二次選定】へ

◆ため池法面保護工【二次選定】比較検討（例）

評価事項	項目	留意点	工法 張りブロック	工法 ブロックマット（標準型）	工法 布製型枠（標準型）	備考
①ため池本来の機能が確保されること	機能確保	◇波浪に対する効果が充分に発揮される工法であること。	・幅50cm厚さ10cmのコンクリートブロックを敷設する工法であり、波浪に対する効果が充分に発揮される工法である。	・ブロックマット表面の凹凸及び草類により、波浪に対する効果が充分に発揮される工法である。	・合成繊維の布製型枠に生コンクリート（モルタル）を注入し法面を保護する工法であり、波浪に対する効果が充分に発揮される工法である。	
②施設として構造上安全であること	安全性	◇維持管理上あるいは転落時の安全性について評価。	・ブロック面に苔が発生する懸念もあり、濡れている状態においては滑りやすい。	・製品に凹凸を有するため、草刈り時の足掛かり、空隙が土砂で充填されるまでは転落時の指掛かりとなり得る。	・張りブロックと比べても濡れている状態の見分けが難しく、滑りやすい。 ・転落時の這い上がりは難しい。	・安全対策についてはネットやロープ等、その他手法も含めて検討。 ・張りブロックにおいて、防災ブロックを併用する場合は草刈り時の足掛かり、転落時の這い上がり等対応が可能。
	評価		△（安全対策を施す場合：○）	○	×	
③施工が容易で、かつ、経済性であること	施工性	◇現地への機械搬入の可否、作業スペースの確保の観点から評価する。	・製品が小さく、現地への搬入や施工の機械を限定しない。 ・基礎コン、裏込砕石、ブロックと段階を経た施工が必要となり、施工は容易であるが時間がかかる。	・ラフテレーンクレーン（２５トン吊）などの大型機械により施工性は優れるが、クレーン車が通行するための工事用道路や作業、資材の仮置場を必要とする。	・搬入及び施工時に大型重機等を必要としない。 ・コンクリートポンプ車による圧送作業であり、現場条件に合わせた施工が可能。	・営農等に支障のないよう余裕を持った工事期間を確保すること。 ※工期短縮等を目的とした安易な材料承認はしないこと。
	評価		△	○（大型機械搬入不可の場合：×）	○	
	経済性	◇各工法の箇所あたり建設経費で比較。	（参考）延長１ｍ@直接工事費　※張りブロック：裏込砕石15cm・基礎コン300 堤高5m、法勾配1：1.8の場合 38,426円 堤高10m、法勾配1：2.1の場合 81,814円	40,182円 82,993円	46,230円 96,313円	・張りブロック基礎コン300型による比較。各ため池の箇所あたり経費で比較のこと。
	評価		○	○	×	
④施工後の維持管理を考慮したものであること	維持管理	◇施工後の草刈り、ため池管理の観点から評価。	・張りブロックを施工した法面については、基本的に草刈り作業が不要。（目地からの除草程度で済む。）	・ブロック空隙からの植生を伴うため、定期的な草刈り等、維持管理が必要。	・布製型枠を施工した法面については、基本的に草刈り作業が不要。	・高齢化による管理難の懸念、繁茂の進行による転落等の危険性等も充分に考慮すること。 ・土羽部を雑草抑制のためティフブレアを採用する場合、総合的に判断すること。 ・張りブロック、ブロックマットにおける管理実態等、参考とすること。
	修復対応	◇不等沈下等に対する修復など、整備後の対応の可否について評価。	・空張り構造のため、ある程度の不等沈下に対しては追従性がある。 ・部分的な修復が可能である。	・フレキシブルな構造であり、不等沈下に対し追従性がある。 ・部分的な修復はやや困難。	・地盤の凹凸になじむが、不等沈下に対し追従性はないため、空洞化等の発見は難しい。 ・部分的な修復は困難。	
	評価		○	△	×	

⑤環境との調和に配慮したものであること	生態系配慮	◇生態系保全・配慮の観点から評価。 ◇ため池周辺環境における上流側法面の持つ役割を評価。	・張りブロックを施工した法面において、生物の生息や移動等は困難であるが、ため池周辺の環境は保全されるため、生態系保全の観点からは影響がない。	・ブロック空隙など、生物の生息場所となり得る。 ・空隙の覆土などにより生物の移動も可能。	・布製型枠を施工した法面において、生物の生息や移動等は困難であるが、ため池周辺の環境は保全されるため、生態系保全の観点からは影響がない。	・現地生態系の状況を踏まえるとともに、関係者の意見も考慮する。（施工範囲以外は現況のため池環境は保全される。）
	評価		△	○	△	
	美観性	◇周辺環境との調和の観点、ため池施設の美しさの観点から評価。 ◇山間部・都市部等、ため池の場所によって配慮。（地域で求められるもの）	・自然の中で規則性を持って並ぶブロックの美観性は良い。	・緑化により周辺の自然環境になじむ。 （※ブロック空隙からの植生を伴うため、草刈り等の維持管理が継続されることが条件。）	・他の工法と比べ、美観性は劣る。	・維持管理面と併せ評価する。充分に管理されることが美観性を判断する上では必要。
	評価		○	○（維持管理が困難な場合：×）	△	
⑥その他	施工実績	◇県内あるいは近隣のため池において整備した工法の実績から評価。（理解度、安心感）	・本県で整備したほとんどのため池において採用。 ・これまで本工法に対する不満、不具合等の意見は特にない。	・本県での整備実績は少なく、充分な工法検証は行えていない。	・ため池での実績なし。	・近県でもブロックマットの事例は増えており、本県を含め実態把握は必要。
	評価		○	△	×	
地元関係者の意見 事例		◇地元関係者の各工法に対する意見について参考とする。	・草刈り等、維持管理作業が軽減される。 ・近傍のため池と同様の工法であり安心感がある。 ・経済性にも優れている。	・経済的であるが、草刈り等、維持管理作業が大変になるのは困る。 ・実績も少ないので不安がある。	・草刈り等、維持管理作業が軽減されるが、転落時の安全性が懸念される。 ・工事費が高く負担が増えるのは困る。	・施工後、長期に渡りため池を管理する地元関係者の意見を充分に聞くこと。
総合評価		※各ため池において、地元関係者の意見を聞いた上で総合的に評価、工法選定すること。	・地元関係者は、地域の高齢化も進んでいることなどから、草刈り等の維持管理作業が容易な工法を強く望んでいる。「張りブロック」工法は、基本的に草刈り等は不要となることに加え、経年による不等沈下等の部分的な修復も可能である。また、現地状況から本工法にあっても充分にため池環境は保全される。経済性も他工法と比べ優位であることから、各工法の特徴、地元関係者の意見など総合的に評価した結果、「張りブロック」工法を採用する。			
判定			採用			

【参考】草刈り経費の試算（張ブロック１回/年、ブロックマット３回/年　関係戸数10戸とした場合の経費差額）
・1回@経費　2hr/回×1,000円/hr×10戸＝20,000円/回
・年間経費差額　20,000円/回×2回分＝40,000円/年
・ため池耐用年数80年とした場合　40,000円/年×80年＝3,200,000円（事業費1.5億円の農家負担2%に相当）

※あくまでも、これまでの施工実績等を踏まえた一つの比較検討事例であり、コンクリートブロック張工法に限定するものではない。
施工性や生態系への配慮等、地元関係者の意見も踏まえ、総合的に工法を選定すること。

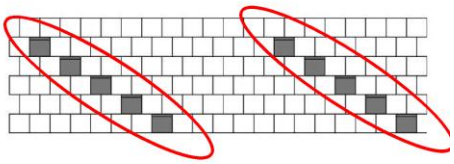
※地元関係者との協議については、協議録等で整理しておくこと。

○ 張ブロック（防災型）

張ブロックの一部に突起が設けられた防災タイプのものを階段状に組み合わせることで、誤って転落した場合に脱出しやすい構造としている。

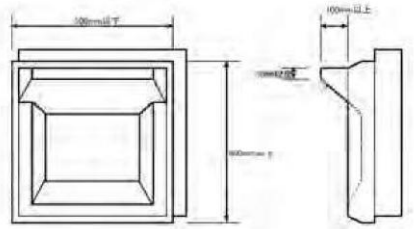


防災タイプを階段状に設置





防災タイプ参考図

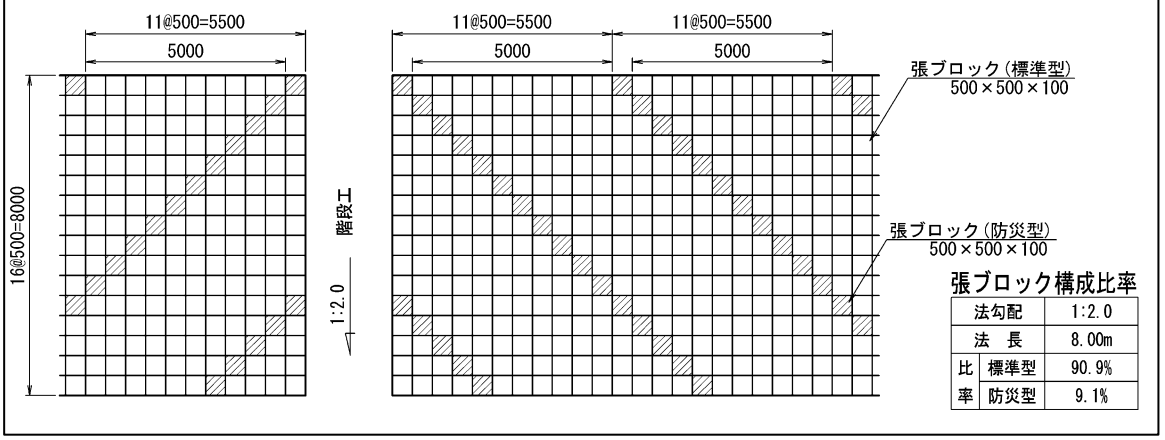






- 防災型製品の「設置間隔は 5.0m を標準」とする。
- 脱出性向上のため、防災型製品はステップ状に斜行配置とする。
- 標準型と防災型で単価が異なるため、設計段階では標準配置図を用い、構成比率を算定のうえ、全体面積に乗じてタイプ別面積を算定すること。

張 ブ ロ ッ ク 配 置 図



張ブロック構成比率

法勾配		1:2.0
法　長		8.00m
比率	標準型	90.9%
	防災型	9.1%

○ ブロックマット（防災型）

吸い出し防止機能をもつシートに、コンクリート製のブロックを接着固定したマット状の製品で、施工性に優れ工期短縮・コスト縮減が図れます

標準タイプのブロック形状に比べ、転落時の足掛かりとなるよう安全面に配慮しており、どこからでも這い上がれます。

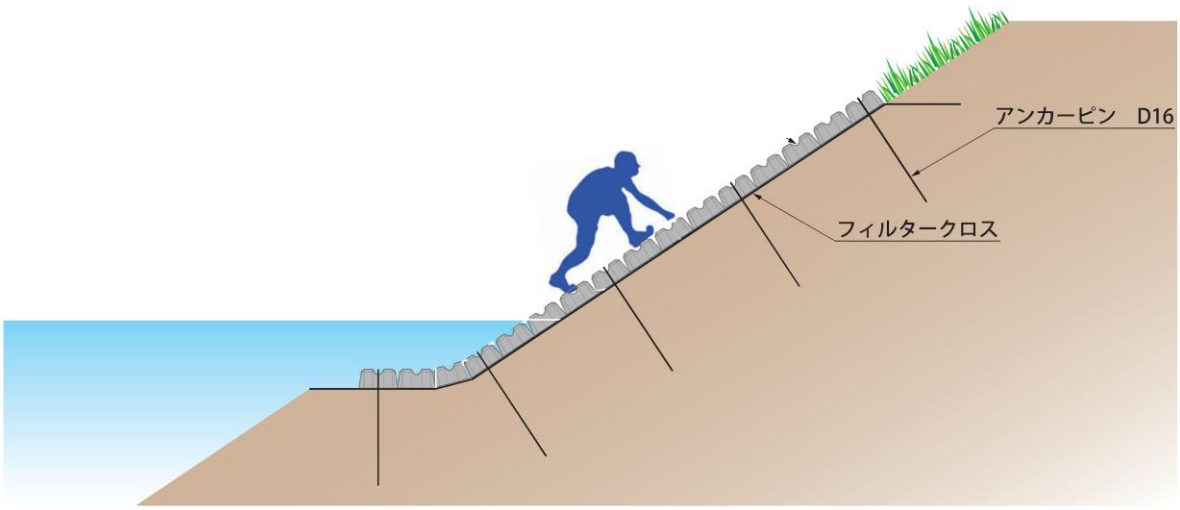
優れた屈撓性を有しており、不等沈下に追従できます。

波止め効果が期待できるため、ため池・調整池・河川などの法面保護に適しています。



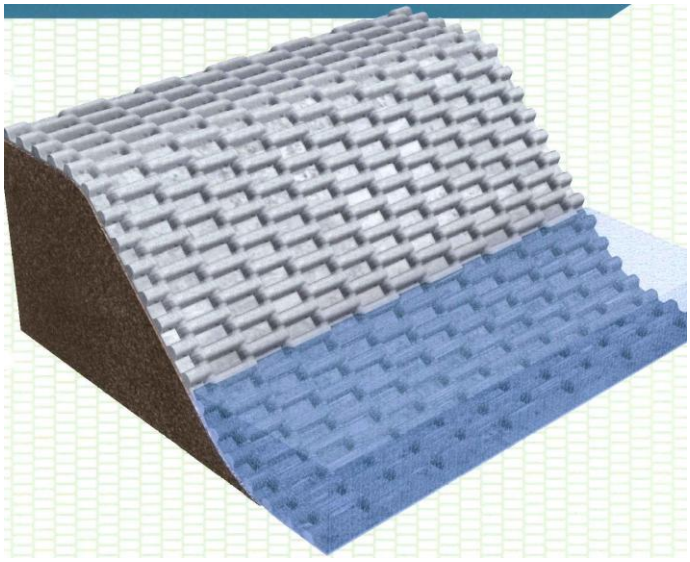


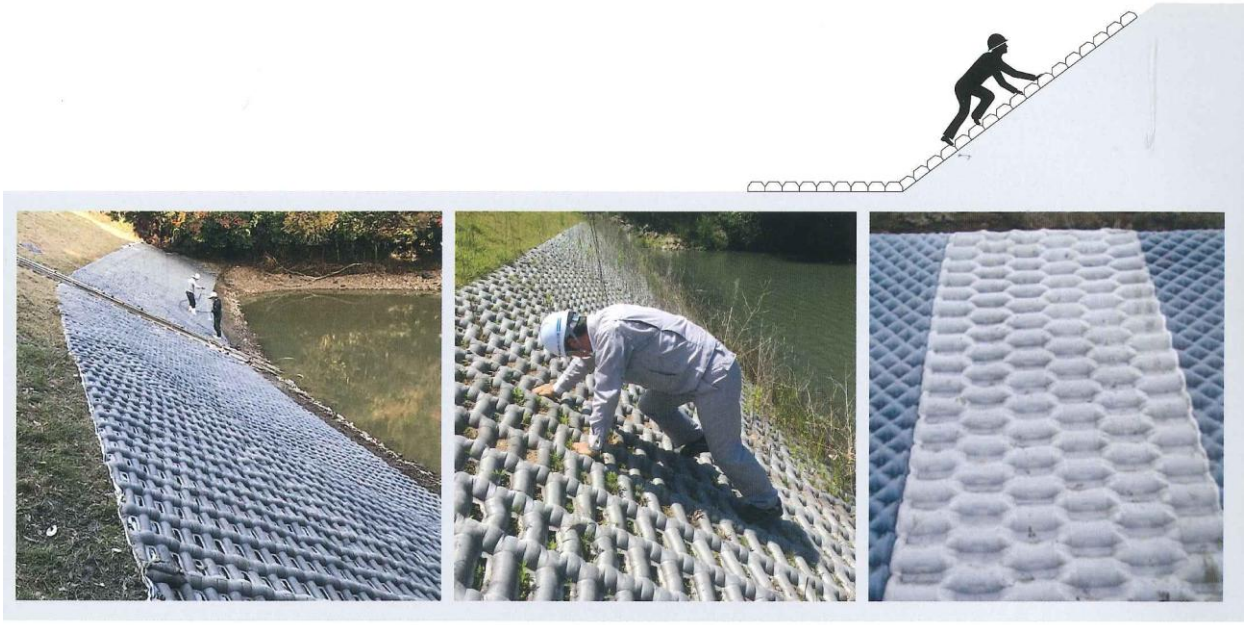




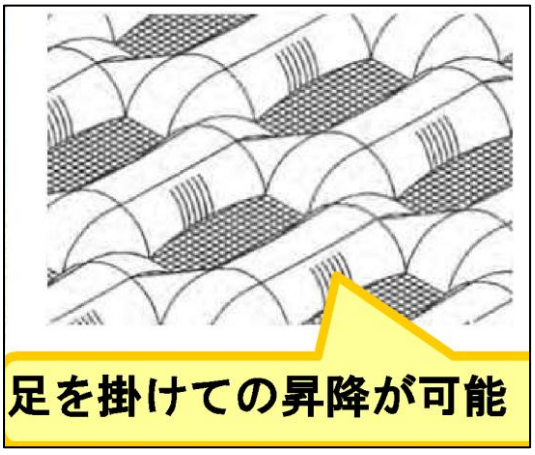


○ 布製型枠（防災型）









3.3.6　堤体と地山高の関係について

堤体の地山への取付高は堤体計画高とすることが望ましいが、ため池周辺の地形状況がそれを許さない場合も想定される。

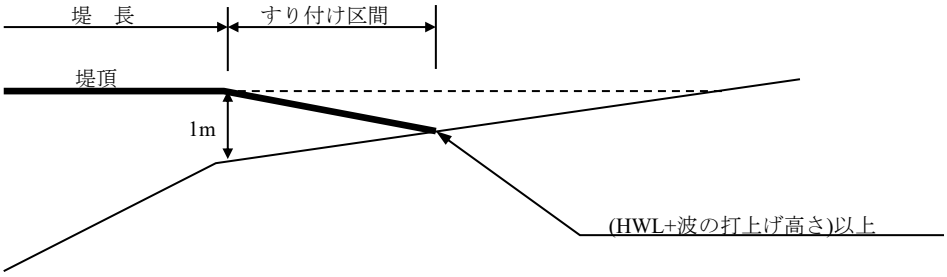
地山に堤体を計画高で取付けることが地形条件等により困難な場合は、以下の例を参考に対処する。

［設計指針「ため池」P.207］

（例 1）ため池周辺地山が堤体計画高より低い場合

堤体部起・終点の一部が、地形条件等により巻込み堤の形状を呈して、地山部にすり付くような場合、すり付け部の地山の地形、地質、植生条件等を勘案しつつ、堤体への影響のない地点ですり付けるものとする。

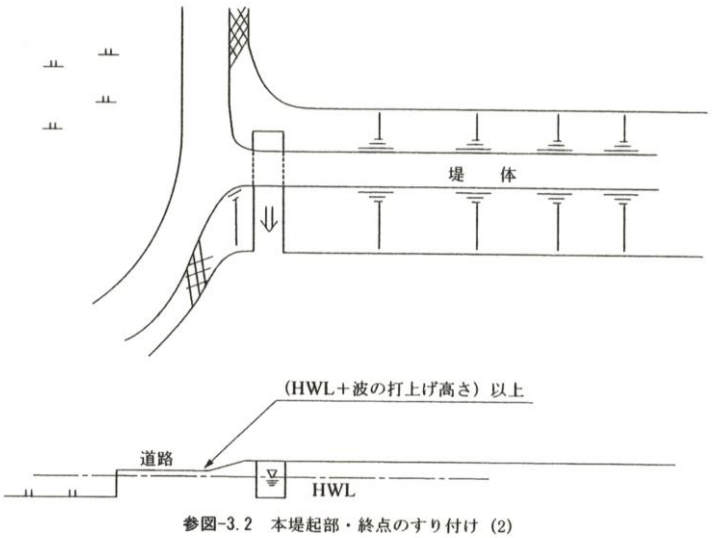
たとえば、地山標高が堤頂標高より 1m低い地点までを本堤部とみなし、その外側において地山部にすり付ける。すり付け部の終点位置は、地山標高が波の打上げ高さ以上となる点とするのがよい。



（例 2）洪水吐周辺の地山が堤体計画標高より低い場合

洪水吐周辺の地山が堤体計画高より低い場合には、道路との境にパラペットや副堤を設けることがある。

単純に道路にすり付ける場合は、地山高（路面高）が（HWL＋波の打上げ高さ）以上あればよい。



参図-3.2　本堤起部・終点のすり付け (2)

3.4　洪水吐の設計

洪水吐は、設計洪水流量以下の流水を安全に流下させ、貯水位の異常な上昇を防止する構造とする。

また、洪水吐を流下する流水の水勢を緩和する必要がある場合には、適当な減勢工を設けるものとする。

なお、洪水吐は、ため池の堤体及び基礎地盤並びに貯水池に支障を及ぼさない構造とする。

3.4.1　洪水吐の構成

洪水吐は、流入部、導流部及び減勢部によって構成される。

洪水吐の構成は、**図-3.4.1.1** に示すように、流入部（接近水路、調整部、移行部）、導流部（放水路）、減勢部（減勢工）からなっており、設計洪水流量以下の流水(※1)が安全に流下できるように設計する。

洪水吐は、良質な地盤上に設置(※2)し、不同沈下、浸透流が生じないように十分な処理を施す。

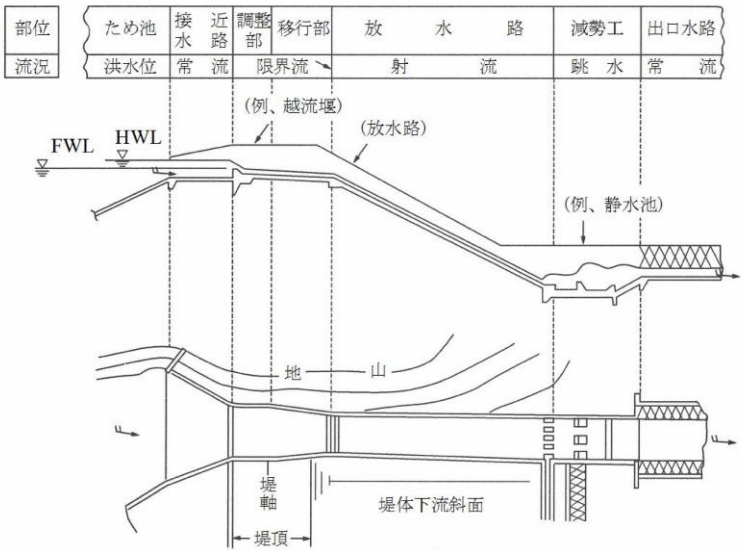


図-3.4.1.1　洪水吐の構成

（※1）施設規模は、適切な洪水流量で決定する。下表に一般的な事例を示す。

接近水路～放水路	減勢工	出口水路以降
設計洪水流量	100 年確率洪水流量	10 年確率洪水流量を上限

（※2）位置選定については、洪水吐付近の地形・地質並びに維持管理上の諸点を考慮して、最も安全で経済的な位置に選定する。

【留意事項】

- （特に減勢工は）水撃等による振動が堤体に影響を及ぼすことがあるので、できるだけ地山に設置するか、堤体に影響しない位置とする。
- 洪水吐を半切り、半盛土の両方にまたがって設置することは、不等沈下による影響があり、好ましくないので避けるべきである。
- 堤体盛土上に設置する場合は、洪水吐接続部の埋戻盛土は小型締固め機械を使用して、特に入念に締め固めを行うこと。
- 水利慣行と十分調整を図る。
- 洪水吐が2箇所以上ある場合は、経済比較のみにより安易に統合を行うことは避けるべきであり、流域の改変等に伴う下流域への影響等を十分に照査して計画すること。

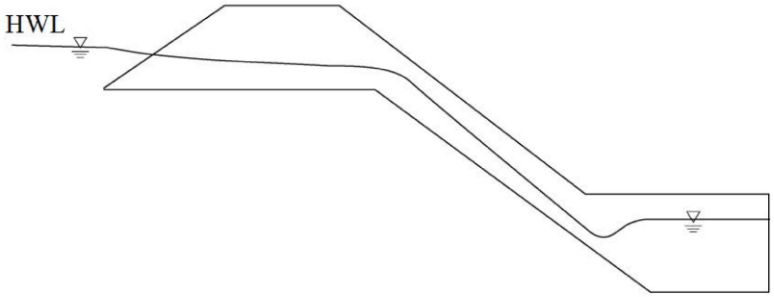
3.4.2　洪水吐型式の選定

洪水吐は、経済性、安全性、現場条件等を考慮の上、ため池に適合した型式を選定するものとする。

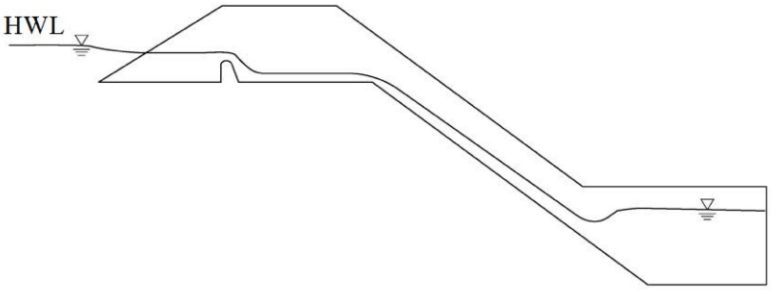
洪水吐は、調整部～移行部の型式により、大別して**図-3.4.2.1** の 3 型式に分けられる。

洪水吐は、**表-3.4.2.1** を参考に、経済性、安全性、現場条件等を考慮の上、ため池に適合した型式を選定するものとする。

① 水路流入型



② 正面越流型



③ 側水路型

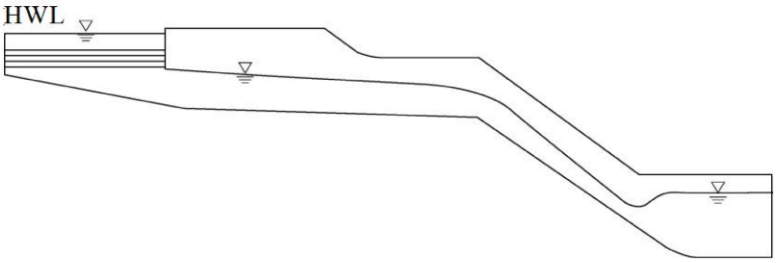


図-3.4.2.1　洪水吐の型式

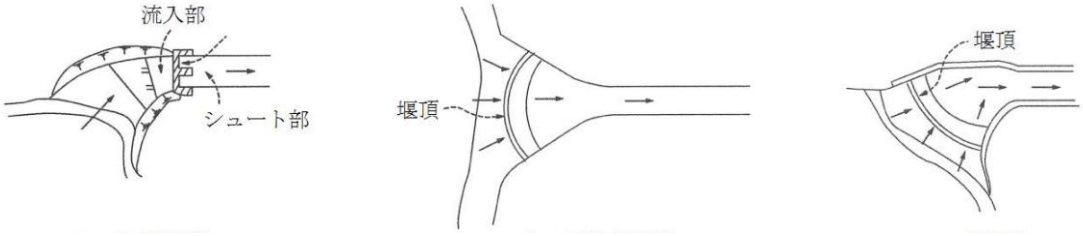
表-3.4.2.1　洪水吐の型式の比較

洪水吐の型式	各部の型式		各洪水吐型式の比較		
	調整部	移行部	洪水吐位置	洪水量	洪水排除能力
水路流入型	水路流入	正面越流	地山又は堤体上	極小	小さい
正面越流型	越流堰	漸縮水路	地山又は堤体上	小～中	水路流入型の約1.5倍
側水路型	越流堰	側水路	地山	中～大	水路流入型の約1.5倍

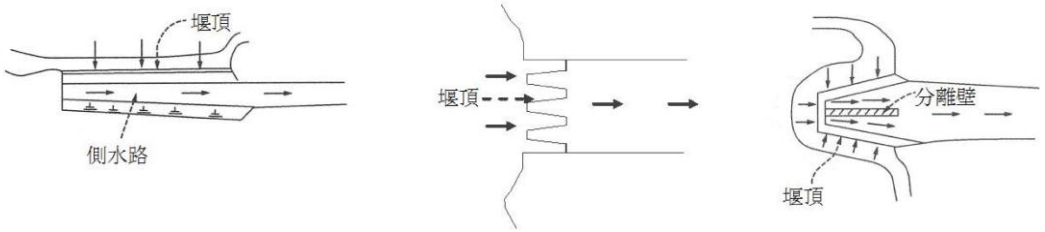
なお、越流堰型や側水路型の調整部には越流堰が設けられるが、その平面形状は直線型のほか、現場の地形に応じて**図-3.4.2.2**のようなものが用いられる。また、ラビリンス堰とよばれるジグザグの堰も用いられる。

一方、減勢工についても跳水型のほか、衝撃型、落差工型等が用いられる。

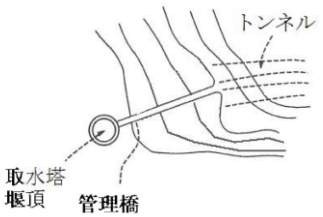
以上については、各現場の状況、設計条件に応じて検討し、創意工夫することが必要である。



a. 正面越流型　　b. 標準曲線型　　c. 曲線型



d. 標準型側水路　　e. ラビリンス型　　f. バスタブ型



g. 取水施設兼用型

図-3.4.2.2　流入部の設計例

○ 洪水吐型式

水理学的、経済的に有利で、かつ構造的に安定し、維持管理が容易な型式とする。

【留意事項】

標準型式	:水路流入式、正面越流堰式、側水路式
断面	:重要度から単断面（長方形）水路を標準
材質	:堰体は無筋、その他は鉄筋コンクリートを標準
調節	:原則非調節形。 但し、既設水門樋等がある場合は水利慣行に配慮し最小限設置可
平面形状	:原則全線直線。 但し、自然のみお筋等の地形 地質を活用して曲線可 概算比較で総合決定
幅・線形	:原則等幅だが、必要に応じ漸縮・漸拡可。 なお、射流区間の曲線は飛出し・堤体洗掘に十分配慮
縦断・減勢	:上流は緩勾配で掘削最小、末端は急勾配として減勢工に接続
流況	:接近水路は常流、調節部（越流・移行）は限界流～射流 放水路は射流

3.4.3　洪水吐の水理設計

(1) 接近水路

洪水吐接近水路内の流速は、おおむね 4m/s 以下とし、緩やかに漸縮させ、流れに乱れの起きない平面形とする。
越流堰と接近水路敷との標高差は、少なくとも越流堰頂における越流総水頭(※3)（速度水頭を含む総水頭）の 1/5 以上としなければならない。
流入水路入口周辺部は、洪水流下時に洗掘や法面崩壊を起こさぬよう保護する。

洪水吐接近水路の設計は、**図-3.4.3.1** を参考とし、**式**（3.4.3.1）により流速を計算する。

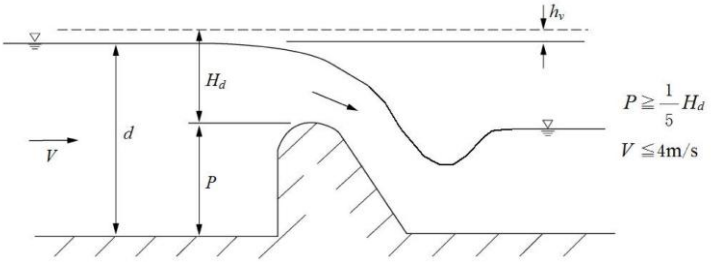


図-3.4.3.1　洪水吐接近水路

$$V=\frac{Q_d}{A}\ (\leqq 4\mathrm{m/s}) \quad \cdots\cdots (3.4.3.1)$$

$A=d \cdot L$
$d=H_d+P-h_v$

V ：接近水路内の流速（m/s）
A ：接近水路内の流積（m^2）
d ：接近水路内の水深（m）
Q_d ：設計洪水流量（m^3/s）
L ：接近水路内の幅（m）
H_d ：設計水頭（速度水頭を含む越流総水頭）（m）
P ：堰の高さ（m）
h_v ：接近水路の速度水頭 $h_v=\frac{V^2}{2g}$（m）
g ：重力加速度（＝9.8m/s^2）

(※3) 越流総水頭の定義

越流総水頭＝設計越流水深（H_d）とは、越流部への接近流速の影響が及ばない地点における本堤の設計洪水時最高水位と、越流部クレスト標高（常時満水面 FWL）との差として定義される。

H_d の設定は、本来、洪水吐工事費と堤体工事費の合計が最小となるよう最適化して決定すべきだが、実務上は通常 0.3～1.2 m の範囲を用いる。

ただし、現況 HWL からの大幅な変更は浸水被害等が発生する可能性があることから、現況堤頂標高や周辺の土地利用状況（現況洪水吐天端標高も含む）にも配慮し決定する必要がある。

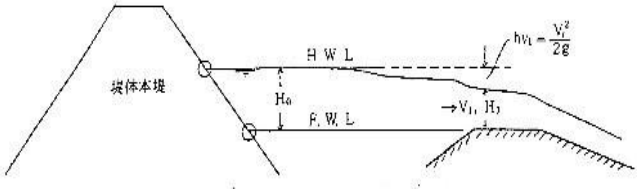


図-3.4.3.2　設計越流水深説明図

(2) 調整部

洪水吐調整部は原則として直線的な平面形とし、できるだけ効率のよい断面形状を与えるものとする。

(必要最小越流水頭) (※4)

山地等で流木・浮きゴミ等の流入を考慮する必要がある場合は、0.4m 程度以上確保することが望ましい。ただし、決定に当たっては近隣の事例等を参考にする。

(必要最小越流幅) (※4)

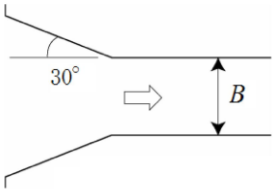
基本的には、改修前既設幅かつ 1.0m（浮遊物による閉塞防止のため）以上とする。ただし、上記同様、流木等を特に考慮する必要がある場合には、2.0m 程度以上確保することが望ましい。

① 水路流入型（堰無し）

$$B = \frac{Q_d}{1.704 C \cdot H_d^{3/2}} \quad \text{（長方形断面）} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(3.4.3.2)}$$

B ：水路幅（m）（等幅とする）
Q_d：設計洪水流量（m^3/s）
C ：流入係数（水路入り口の側壁形状が漏斗状注)のとき：0.88
直角のとき：0.82）

注）漏斗形状は側壁流入角 30°、底面流入角は直角で　$H_d/B \leqq 0.6$



H_d/B≦0.6
漏斗形状（平面）

H_d：設計水頭（速度水頭を含む越流総水頭）（m）

② 越流堰型及び側水路型（堰有り）

$$B = \frac{Q_d}{C_d \cdot H_d^{3/2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{(3.4.3.3)}$$

B ：堰の有効長（m）
Q_d：設計洪水流量（m^3/s）
C_d：設計洪水時の流量係数（$m^{1/2}/s$）
C_dは、後述の各堰形状に応じた値とする。
H_d：設計水頭（速度水頭を含む越流総水頭）（m）

（※4）小規模な洪水吐では、必要最小越流水頭と必要最小越流幅の両方を同時に満足できない場合があるので、堤体規模、洪水吐規模、下流水路断面などを踏まえ、どちらを優先するかを適宜判断すること。

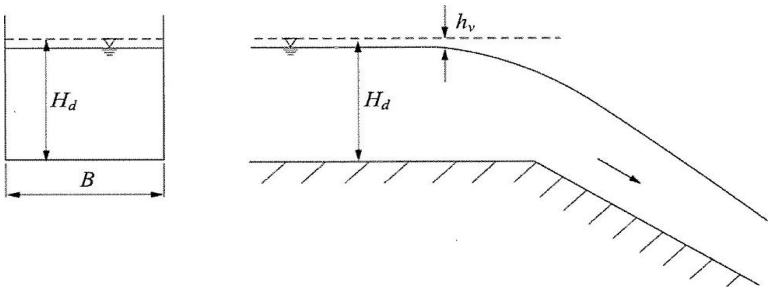


図-3.4.3.3　水路流入型

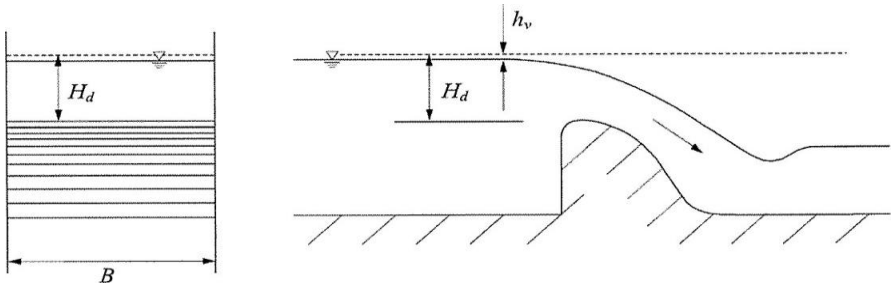


図-3.4.3.4　越流堰型及び側水路型

越流堰には、簡易越流堰（円弧堰、1/4 円弧堰、刃形堰、広頂堰）、標準型越流堰、ラビリンス堰等がある。簡易越流堰は、施工性がよいが放流能力は劣る。標準型越流堰は、この逆の特性を持つ。

以上のうち、現地条件に対し最も経済的な堰形状を選定する。各々の水理設計法は次のとおりである。

なお、ラビリンス堰の水理設計法は巻末参考資料「6.ラビリンス堰の水理設計手法」のとおりである。

a. 標準型越流堰

(a) 標準型越流堰の断面形状

越流堰の断面形状は自由越流時の流量係数を大きく保ち、かつ、越流面には危険な負圧を発生させないことを設計の基本条件とする。この条件を満たすためには、刃形堰での放流水脈下縁形状と一致させる標準型越流堰を基本形とする。

標準型越流堰の断面決定にはいくつかの方法があるが、ここではハロルドの標準型越流堰頂による決定法を示す。

上流面が鉛直で、接近速度がない場合、越流堰最高点から下流の断面形は、**式(3.4.3.4)**によって決まる。

ア. 堰頂より下流側の断面

$$Y=\frac{X^{1.85}}{2H_d{}^{0.85}}$$ （ハロルド曲線） ……………………………… (3.4.3.4)

Y ：堰頂からの鉛直距離（m）

X ：堰頂からの水平距離（m）

H_d：設計水頭（速度水頭を含む越流総水頭）（m）

堰下流側のうち、下部の断面は一定勾配とする。一定勾配の始点は、施工性や堰体の構造安定から下部にとりすぎず、かつ、放流水脈の流下を過度に阻害しないよう上部にとりすぎないようにする。したがって、一定勾配部分は1:0.7程度とすることが多い。これより、下流一定勾配の始点 p は、式（3.4.3.5）となる。

$$X_p=1.096\,H_d\left(\frac{1}{n}\right)^{1.176}$$ ………………………………………… (3.4.3.5)

$\frac{1}{n}$：ハロルド曲線下流端の点 p より下流側の勾配（n=0.7）

X_p：p 点の X 座標値（m）

イ．堰頂より上流側の断面

$$\left.\begin{aligned} a &= 0.282\ H_d\ (\mathrm{m})\\ b &= 0.175\ H_d\ (\mathrm{m})\\ c &= 0.126\ H_d\ (\mathrm{m})\\ d &= 0.032\ H_d\ (\mathrm{m})\\ r_1 &= 0.5\ H_d\ (\mathrm{m})\\ r_2 &= 0.2\ H_d\ (\mathrm{m}) \end{aligned}\right\}$$ ………………………………………… (3.4.3.6)

H_d：設計水頭（速度水頭を含む越流総水頭）（m）

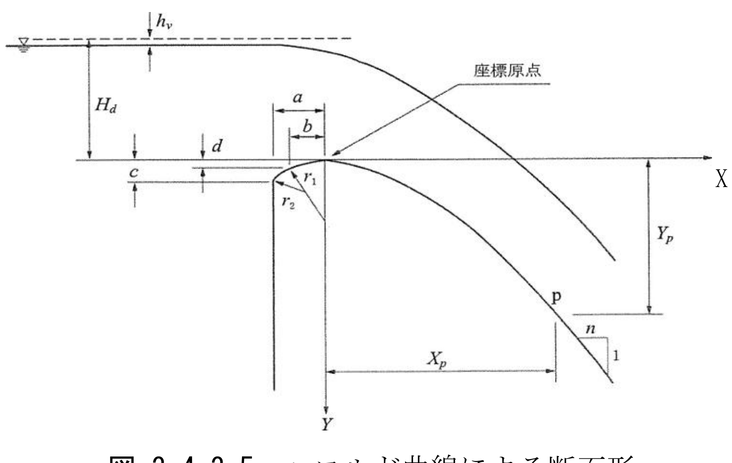


図-3.4.3.5 ハロルド曲線による断面形

(b) 標準型越流堰の流量係数

標準型越流堰の設計水頭 H_d での流量係数は、堰下流水位や下流水路底高によるおぼれの影響（**図-3.4.3.6** 参照）がない場合、**図-3.4.3.7** で求められる。おぼれの影響(※5)は、**式（3.4.3.7）**の条件が満たされれば無視できる。

$$\frac{h_d+d}{H_d} > 1.7 \quad \text{かつ} \quad \frac{h_d}{H_d} > 0.6 \cdots\cdots (3.4.3.7)$$

ここで、H_d：設計水頭（速度水頭を含む越流総水頭）(m)

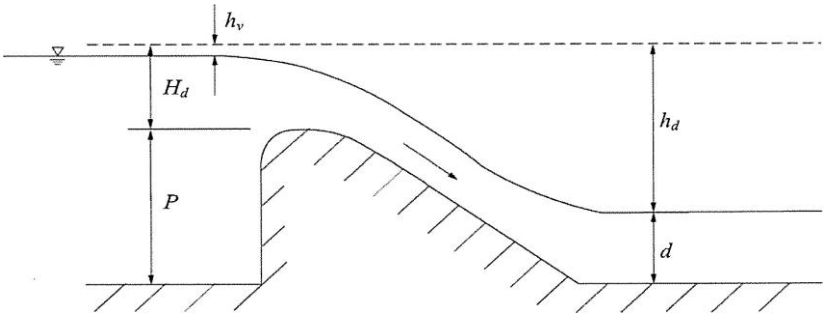


図-3.4.3.6　おぼれの影響

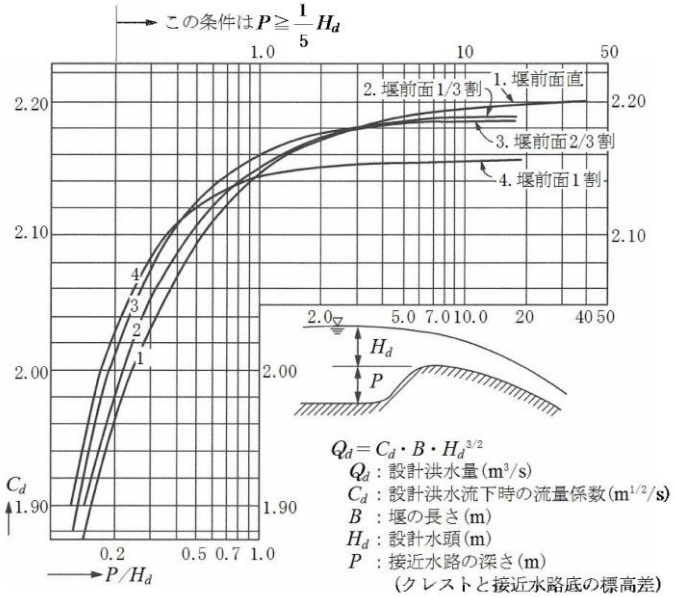


図-3.4.3.7　標準型越流堰の設計洪水流下時の流量係数

(※5) ため池洪水吐（越流堰）は自由越流を原則とし、潜没越流（おぼれ）は許容しない。ただし、潜没回避のみを目的とした下流敷高の過度な低下は、洪水吐規模の過大化、落下流の衝撃・乱流化による堤体盛土の緩み・流況悪化等のリスクを増大させる。よって、設計洪水時に越流堰の上・下流水面が滑らかに連続し、かつおぼれ状態とならない範囲で、堰頂高および下流護床高を設定する必要がある。

洪水吐接近水路において $H_d/P<0.75$（**図-3.4.3.6** 参照）で、越流堰下流の流れが射流となるような高い越流堰の場合、標準型越流堰の流量係数は、次式からも求めることができる。

＜岩崎の式＞

$$C_d = 2.200 - 0.0416\left(\frac{H_d}{P}\right)^{0.990} \quad \cdots\cdots (3.4.3.8)$$

$$C = 1.60\,\frac{1+2a\dfrac{H}{H_d}}{1+a\dfrac{H}{H_d}} \quad \cdots\cdots (3.4.3.9)$$

H ：クレストを基準とした越流水頭（m）
H_d ：設計水頭（速度水頭を含む越流総水頭）（m）
P ：堰高（m）
C ：流量係数
C_d ：$H=H_d$ における流量係数
a ：定数 a は、$H=H_d$ における C の値、よって C_d を**式**（3.4.3.8）から求め、その C_d を**式**（3.4.3.9）に代入して求める。

式（3.4.3.8）及び**式**（3.4.3.9）は、二次元標準型越流堰頂の流量式として 1957 年に岩崎が提案したもので、二次元ポテンシャル流に関する理論解を基にして、標準型越流堰頂に関する実験値から係数を定めたものである。

b. 簡易越流堰

(a) 簡易越流堰の断面形状と設計上の留意点

簡易越流堰としては円弧堰、1/4 円弧堰、刃形堰等がある。このうち放流能力が比較的高いのは 1/4 円弧堰、刃形堰である。

一方、円弧堰は放流能力は劣るがマスコンクリートで施工でき、かつ、給気の手間も不要である。

円弧堰、1/4 円弧堰、刃型堰の断面形状は、**図-3.4.3.8** に示すとおりである。図中、1/4 円弧堰の下流面勾配は構造安定や放流水脈背面への給気確保の面から決める。

刃形堰は薄い鋼板を越流堰として利用するもので、鋼板の厚さは 0.25 H_d（H_d：設計水頭）以下、かつ、構造上問題ない程度とする。鋼板の下部はコンクリート壁等に固定してもよく、この場合は下部固定壁よりも突き出た高さを流量係数算定上の堰高 P とみなす。ただし、下部固定壁上流面と鋼板上流面を一致させた場合は、接近水路床から鋼板堰頂までを堰高とみなしてよい。

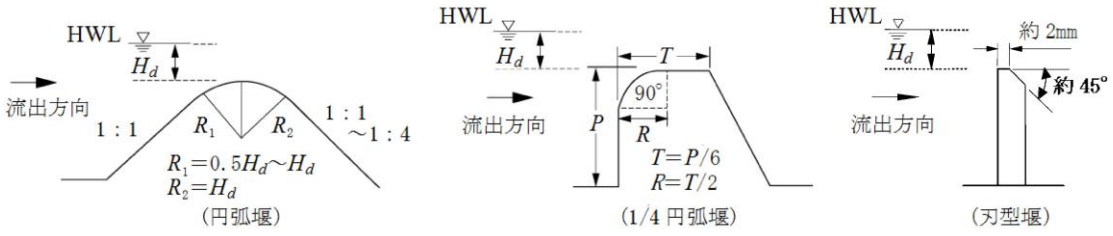


図-3.4.3.8　簡易越流堰の断面形状

なお、1/4 円弧堰や刃形堰では放流水脈が堰下流面から剥離するので、現地条件によっては水膜振動による騒音が発生することがある。これを抑えるには、鋸刃板（先端が鋸刃状の薄板、**図-3.4.3.9**）を堰頂下流端沿いに堰頂下流面になじみよく取付けるか、堰両側に非越流部（**図-3.4.3.10**）を設ける等により放流水脈背面に給気を行う。非越流部を設けた場合、堰両端で縮流を生じ、前出**式**（3.4.3.3）における堰の有効長 B は短くなる。この際の有効長は**式**（3.4.3.10）で計算される。ここで、非越流部の上流面は越流堰の上流面とおおよそ一致させるものとする（**図-3.4.3.10**）。

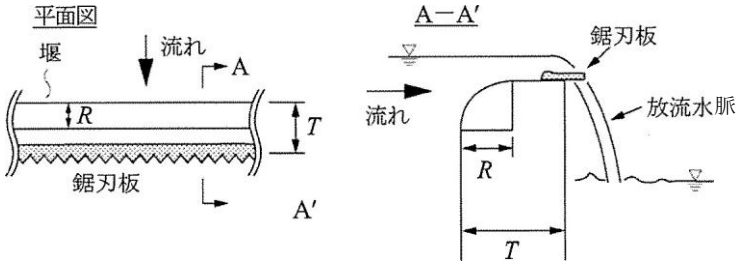


図-3.4.3.9　鋸刃板による低越流水頭時の水膜振動（騒音）の抑制

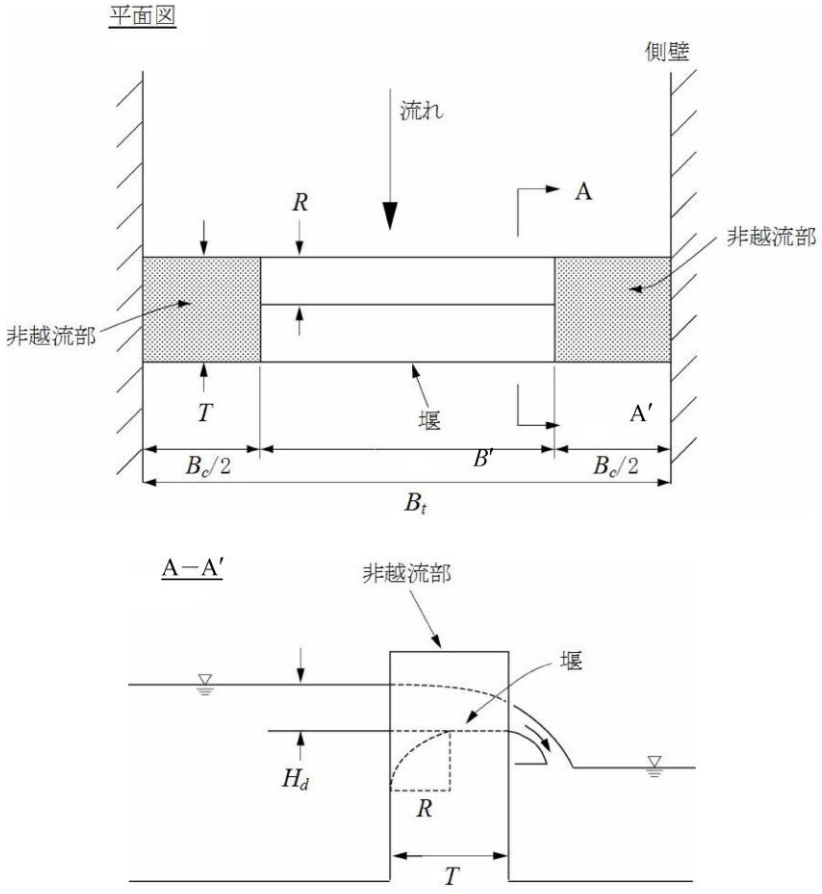


図-3.4.3.10　非越流壁の一例

$$\left.\begin{aligned} B&=B'-2K_a\cdot H_d \\ B_t&=B'+B_c \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (3.4.3.10)$$

B ：堰の有効長（m）
B' ：非越流部を除く実際の堰長（m）
K_a ：非越流部（アバット）の収縮係数（＝0.2）
H_d ：設計水頭（速度水頭を含む越流総水）（m）
B_t ：非越流部を含む総水路幅（m）
B_c ：非越流部の幅（m）

1/4 円弧堰、刃形堰では放流水脈が堰下流面から剥離するが、放流状況自体は放流水脈縁形状と一致させた標準型越流堰と同様とみなし、移行部以下の設計も標準型越流堰と同様に行う。

(b) 簡易越流堰の流量係数

円弧堰は**式（3.4.3.11）**、1/4 円弧堰は**式（3.4.3.12）**、**（3.4.3.13）**、刃形堰は**式（3.4.3.11）**、**（3.4.3.12）**を満たす条件で用いる。

$$\frac{h_d+d}{H_d}>1.7 \quad \text{かつ} \quad \frac{h_d}{H_d}>0.6 \quad \cdots\cdots (3.4.3.11)$$

$$\frac{h_d}{H_d}\geqq 1 \quad \cdots\cdots (3.4.3.12)$$

$$h_d+d=H_d+P \quad \cdots\cdots (3.4.3.13)$$

記号は、前出**図-3.4.3.6** 参照。

以上の条件で、各堰の流量係数は**表-3.4.3.1** のようになる。表中、P/H_d の中間値での流量係数は内挿により求める。

表-3.4.3.1　簡易越流堰の流量係数(C)

堰形状 ＼ P/H_d	0.2	0.5	1	2	5
円弧堰	1.8		1.8 ～ 2（$R_1=H_d$～$0.5H_d$で1.8～2と変化）		
1/4円弧堰			2.1 ～ 2.1	⟷	1.84
刃形堰		2.1 ⟷	2	⟷	1.83
標準型越流頂(参考)	2.0 ⟷	2.1 ⟷	2.15 ⟷	2.16 ⟷	2.18

＊ P：堰高（上流側），H_d：設計水頭，R_1：**図-3.4.3.8** 参照

(3) 移行部

洪水吐移行部は、調整部からの流入量を上流調整部に不都合な堰上げ又は低下背水を起こさず、また、移行部末端に減勢工の減勢機能に支障を来すような激しい流れの乱れを起こさずに流送できるように設計するものとする。

移行部の型式には、正面越流型と側水路型（横越流型）がある。比較的設計洪水量が大きく、正面越流型では洪水吐流路幅分の敷地確保が困難な場合には側水路型を採用する。

a. 正面越流型

(a) 平面形状

移行部平面形状は、放流能力を規制することがある。過度の断面縮小や湾曲は避ける。

また、放水路以降での過度の偏流は、下流減勢工の減勢流況を悪化させる。移行部の平面形状はできるだけ左右対称とする。

移行部における断面変化は、流れが比較的緩やかな場合、**図-3.4.3.11** を参考に決定してよい。これにより放水路以下の断面の縮小が図れる。ただし、調整部を水路流入型とした場合は、水路幅を縮小させてはならない（縮小させた場合は、前出**式（3.4.3.2）**での流入係数がさらに低下する）。

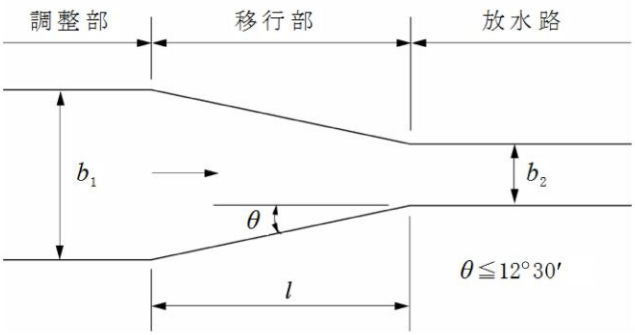


図-3.4.3.11　移行部の平面形状（漸縮形状）

(b) 縦断形状の水理設計

移行部縦断形状は、平面形状と同様、上流調整部（越流堰）で放流阻害を起こさず、また、下流減勢工の減勢機能に支障を来さないように決定する。前者からは過度に緩勾配にしないこと、後者からは過度に急勾配としないことが肝要である。

一般には、移行部入口で常流、出口で限界流となる場合（**図-3.4.3.12**）と、移行部出入口で限界流となる場合（**図-3.4.3.13**）とがある。漸縮移行部で射流流下とした場合は、側壁沿いに衝撃波や交差波が発生し下流減勢に支障を来すことがある。

なお、放水路幅は減勢工への流入フルード数、流入水深に影響し、減勢工長さをある程度規定する。この点にも留意して移行部の設計を行う。

具体的な水理計算は、下記に従い行うものとする。

ｱ.　移行部を常流で流下させる場合

越流堰を越えた流れをいったん跳水させた後、移行部を経て放水路に流送しようとするときは、次の(ｱ)～(ｳ)のようにして移行部の設計を行う（**図-3.4.3.12** 参照）。

なお、移行部が短い通常のため池洪水吐には、次の(ｲ)が適している。

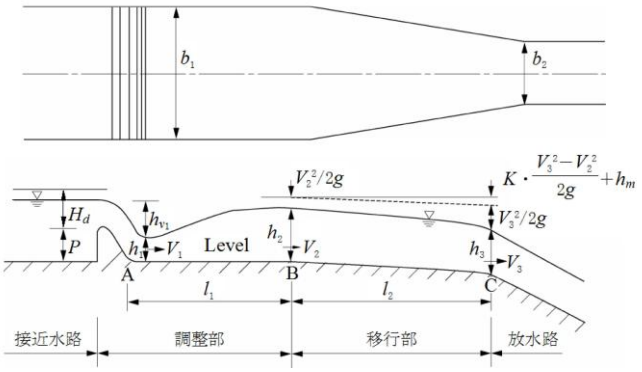


図-3.4.3.12　移行部を常流で流下させる場合

(ｱ) **式（3.4.3.14）**から、試算により h_1、V_1 を求める。

$$P+H_d=h_1+h_{v1}+\Delta Z=h_1+\frac{V_1^2}{2g}+\Delta Z=h_1+\frac{1}{2g}\left(\frac{Q_d}{b_1\cdot h_1}\right)^2+\Delta Z \cdots\cdots (3.4.3.14)$$

ここに、P　：堰の高さ（m）
H_d　：設計水頭（速度水頭を含む越流総水頭）（m）
h_1　：堰直下の水深（跳水前の射流水深）（m）
h_{v1}　：堰直下の速度水頭（跳水前の速度水頭）（m）
ΔZ　：堰上下流の水路敷の標高差
（＝堰下流水路敷標高－堰上流水路敷標高）（m）
V_1　：堰直下の流速（跳水前の流速）（m/s）
g　：重力加速度（＝9.8m/s^2）
Q_d　：設計洪水流量（m^3/s）
b_1　：調整部の水路幅（m）

(ｲ) **式（3.4.3.15）**から、h_2、l_1、V_2 を求める。l_1 が等幅水路区間長となる。

$$\left.\begin{aligned} F_{r1}&=\frac{V_1}{\sqrt{g\cdot h_1}}\ (>1\text{ で射流})\\ \frac{h_2}{h_1}&=\frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8F_{r1}{}^2}-1\right)\\ l_1&=4.5h_2\\ V_2&=\frac{Q_d}{b_1\cdot h_2}\end{aligned}\right\} \cdots\cdots (3.4.3.15)$$

ここに、F_{r1}　：堰直下のフルード数（跳水前のフルード数）
h_2　：跳水後（**図-3.4.3.12** 中の B 点）の常流水深（m）
l_1　：跳水の長さ（m）
V_2　：跳水後（**図-3.4.3.12** 中の B 点）の流速（m/s）

ほかの記号は、**式（3.4.3.14）**と同じ。

(ｳ)移行部始点（**図-3.4.3.12** 中のB点）の水路底標高を基準として、**式（3.4.3.16）**から移行部終点（**図-3.4.3.12** 中のC点）の水路底標高を求める。

（C点水路底標高）

$$=(\text{B点水路底標高})+h_2+\frac{V_2^2}{2g}-h_3-\frac{V_3^2}{2g}-\frac{K(V_3^2-V_2^2)}{2g}-h_m \quad \cdots\cdots \quad (3.4.3.16)$$

ここに、h_3：移行部末端（C点）の水深（限界水深）(m)

$$h_3=\left(\frac{Q_d^2}{g\cdot b_2^2}\right)^{1/3}$$

b_2：移行部末端（C点）の水路幅 (m)

V_3：移行部末端（C点）の流速（限界流速）(m/s)

$$V_3=\frac{Q_d}{b_2\cdot h_3}$$

K：漸縮係数

（漸縮角 θ（**図-3.4.3.11**）が 12°30'の長方形断面水路で 0.1）

h_m：摩擦損失水頭 (m)

$$h_m=\frac{I_2+I_3}{2}\cdot l_2$$

$$I_2=\frac{n^2\cdot V_2^2}{R_2^{4/3}} \qquad I_3=\frac{n^2\cdot V_3^2}{R_3^{4/3}}$$

n：粗度係数

I_2, I_3：移行部前後のエネルギー勾配（上下流）

R_2：B点の径深 (m)

R_3：C点の径深 (m)

ほかの記号は、**式（3.4.3.14）**、**式（3.4.3.15）**と同じ。

ｲ. 移行部を限界流で流下させる場合

調整部から放水路までがごく短区間の場合は、限界流の状態[注)]で調整部から移行部を流下させ、そのまま放水路へ放流する。

この場合、移行部縦断形状は前出の**式（3.4.3.16）**から求める。同式中のB、C点の諸元を**図-3.4.3.13** 中のA、B点のそれに置き換えて計算する。

注）限界流では流況が安定せず、長区間にわたってこのような状態で流下させるのは好ましくない。しかし、通常、ため池洪水吐の移行部はごく短区間なので限界流で流下させる方が経済的である。

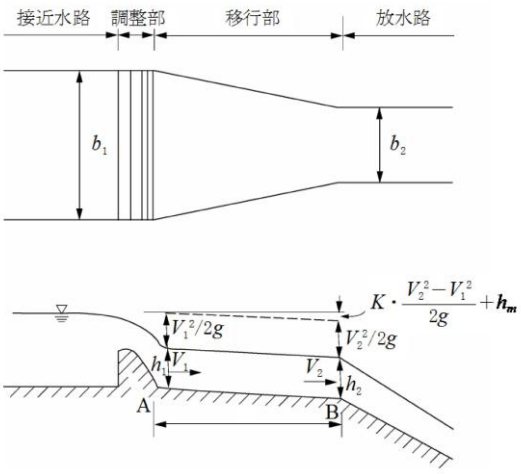


図-3.4.3.13　移行部を限界流で流下させる場合

b. 側水路型

側水路型洪水吐は、原則として設計洪水流量に対して、どの部分にも堰頂潜没を起こさないよう設計する。

また、下流減勢に支障を来すような緩勾配放水路末端での過度の偏流、流れの乱れ、波立ち等を抑えるべく、側水路内の流れを安定させる必要がある。

流れを安全かつ穏やかに流下させるには、側水路内の流れは常流であることが望ましい。

流況安定の点からは、側水路末端のフルード数が重要な要素であり、これに基づく設計法について以下に示す。なお、ため池の場合には、側水路自体が出口水路となる場合がある。

（a）側水路断面の設計

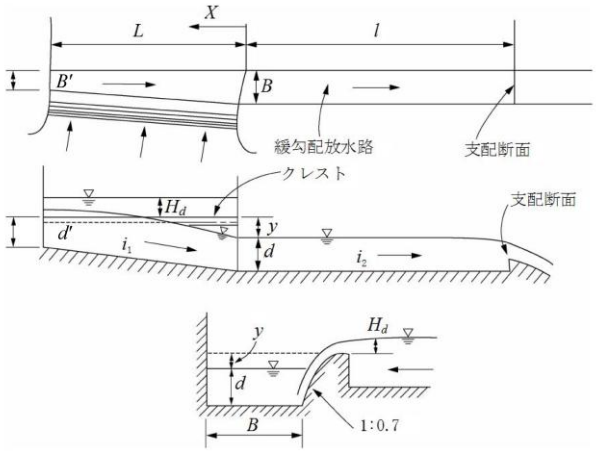


図-3.4.3.14　側水路～緩勾配放水路の説明図

断面の設定条件及び計算式は、次のとおりである。

① 標準型越流堰を用いた場合、側水路の越流側の勾配（1：m）は1：0.7とすることが望ましい。これ以外の堰形状では各形状に応じた勾配とする。また、対岸（通常：地山側）は直壁を基本とするが、地形の状況等によっては適当な勾配（1：s）を与えてもよい。この際、側水路内の波立ちが過度になり、減勢工の減勢機能に支障を及ぼさないように注意する。対岸壁勾配については、過去の事例によれば、1：0.5までのものが多い。

② 側水路の底勾配は、$i_1 \leqq 1/13$とする。

③ 側水路末端の底幅Bと水深dとの比は、$d/B=0.5$程度が望ましい。

④ 側水路末端のフルード数は、$F_r<0.5$とする。一般に、0.44程度が望ましい。

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot D}}$$

ここに、V：流速（m/s）
g：重力加速度（$=9.8\mathrm{m/s^2}$）
$D=A/T$：水理水深（m）
A：断面積（$\mathrm{m^2}$）
T：水面幅（m）

⑤ 側水路内の水位（クレスト基準）は、越流水深の1/2.5以下とする。ただし、標準型越流堰以外の越流堰を用いる場合はクレスト天端高以下の水位とする。

⑥ 側水路に続く緩勾配放水路は、④の条件を満足するように十分緩やかな勾配を与える。

⑦ 側水路に続く緩勾配放水路末端に越流堰を設け、急勾配水路へ接続する。
ただし、④の条件が満たされ、かつ、緩勾配放水路の湾曲等により緩勾配放水路末端流況が過度に乱れることがなければ、必ずしも越流堰を設ける必要はない。放物線形状で放水路にすり付ければよい。

⑧ 側水路と緩勾配放水路との接続部における越流側の側壁は漸縮、急縮のいずれでもよい。

⑨ 計算式（**図-3.4.3.14**参照）は、以下のとおりである。
標準型越流堰以外の越流堰を用いる場合は、越流側の勾配m、単位幅当たりの越流量q等は各越流堰に応じたものとする（ラビリンス堰では$m=0$とし、堰総幅で平均化したqを用いる）。なお、側水路対岸壁に勾配がある場合も側水路末端（緩勾配放水路始端）は長方形断面となるので、**式（3.4.3.17）**の式で計算できる。

側水路末端のフルード数　$F_r=\dfrac{V}{\sqrt{g\cdot d}}$　から、

$$\frac{d^3\cdot B^2\left(1+\dfrac{m}{2}\cdot\dfrac{d}{B}\right)^3}{1+m\cdot\dfrac{d}{B}}=\frac{Q^2}{g\cdot F_r^{\,2}} \quad \cdots\cdots (3.4.3.17)$$

いま、$m=0.7$(m:側水路の越流側勾配), $d/B=0.5$ とすると、

$$d=0.463\left(\frac{Q}{F_r}\right)^{2/5}\text{(m・s 単位)} \cdots\cdots (3.4.3.18)$$

式(3.4.3.18)で、さらにフルード数を 0.44～0.5 とすると、

$$d=(0.643\sim0.61)Q^{2/5}\quad\text{(m・s 単位)} \cdots\cdots (3.4.3.19)$$

一方、側水路末端の断面積 A は、

$$A=\left(B+\frac{m\cdot d}{2}\right)\cdot d \cdots\cdots (3.4.3.20)$$

側水路末端からの距離 X の点の底幅 B_x（m）, 底高 Z_x（m）（側水路末端底高基準）は、**式（3.4.3.21）**から求められる。

$$B_x=B\cdot\left\{1-(1-a)\frac{X}{L}\right\} \cdots\cdots (3.4.3.21)$$

$Z_x=i_1\cdot X$

B：側水路末端底幅（m）

a：B'/B、一般に $B'/B=0.5$ とする（B'：側水路上流端の底幅）。

X：側水路末端を起点とした上流への距離（m）

L：側水路の全長（m）（前出、**式（3.4.3.3）**の堰の有効長 B と同一）

i_1：側水路の底勾配（≦1/13）

なお、側水路に続く緩勾配放水路の長さ l（m）は、

$$l\geqq 4d \cdots\cdots (3.4.3.22)$$

d：側水路末端水深（m）

緩勾配放流路は長方形断面とし、その底勾配 i_2 は等流勾配として、**式(3.4.3.23)**により求められる。

$$i_2 = g \cdot n^2 \cdot F_r^2 \cdot \frac{\left(1+2\dfrac{d}{B}\right)^{4/3}}{d^{1/3}} \quad \cdots\cdots (3.4.3.23)$$

n：粗度係数

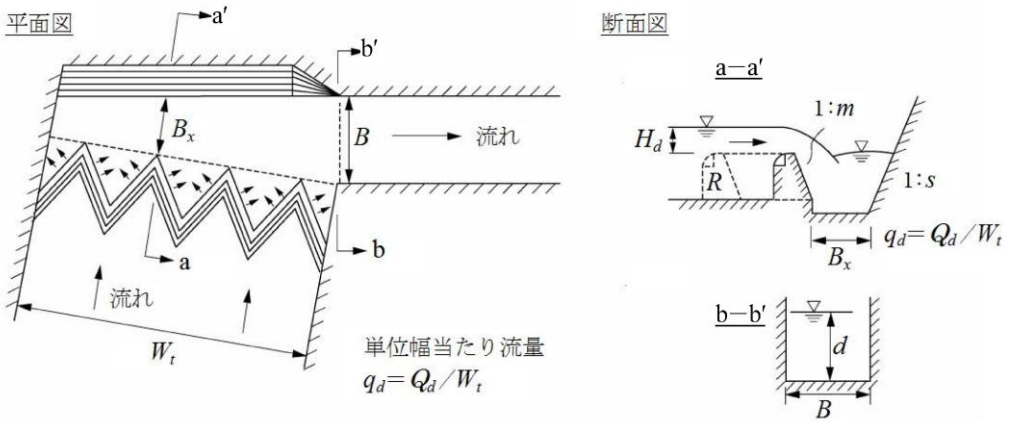


図-3.4.3.15　ラビリンス堰、傾斜対岸壁を用いた場合の側水路の模式図（一例）

(b) 緩勾配放水路内～側水路内の水面追跡

ｱ. 緩勾配放水路内の水面追跡

緩勾配放水路内は、下流端の支配断面位置を起点にベルヌーイの定理を適用した逐次計算法等による不等流計算により、上流に向けて水面追跡計算を行う（計算の詳細は、設計基準「水路工」、P.200～201 を参照）。

この水面追跡計算により、緩勾配放水路上流端（側水路末端）でフルード数の条件((a) ④)が満たされることを確認する。

一般に、現地地形から決まる緩勾配放水路長が短い場合は、緩勾配放水路上流端（側水路末端）のフルード数が大きくなり、緩勾配放水路底勾配 i_2 のさらなる緩勾配化又は緩勾配放水路末端に越流堰を設ける必要が生じる((a)⑥、⑦)。また、緩勾配放水路長が過度に短い場合は、側水路からのら旋流を整流するためにも末端越流堰を要する。

一方、緩勾配放水路長が十分長い場合は、末端越流堰((a)⑦)がなくともフルード数の条件 ((a)④)は確保しやすくなる。末端越流堰を設けない方が経済的となる場合は、必ずしも((a)⑦)の条件を満たす必要はない。

末端越流堰を設けない場合は、緩勾配放水路末端に支配断面が生じるとして水面追跡計算を行う。

ｲ. 側水路内の水面追跡

側水路内の水面追跡は、運動方程式の**式（3.4.3.24）**による（**図-3.4.3.16** 参照）。

$$\Delta h=\frac{Q_1\cdot(V_1+V_2)}{g\cdot(Q_1+Q_2)}\cdot\left(\Delta V+\frac{q\cdot V_2\cdot\Delta X}{Q_1}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.3.24)$$

ここに、Δh ：ΔX 区間の水位の上昇量（m）
Q_1 ：下流断面（a_1）の流量（m^3/s）
Q_2 ：上流断面（a_2）の流量（m^3/s）
V_1 ：下流断面（a_1）の平均流速（m/s）
V_2 ：上流断面（a_2）の平均流速（m/s）
q ：単位幅当たりの流量（この場合、越流量）（$m^3\cdot s^{-1}\cdot m^{-1}$）
ΔV ：V_1-V_2（m/s）
g ：重力加速度（＝9.8m/s^2）

計算は、側水路下流端を起点に下流から上流に向かって進める。

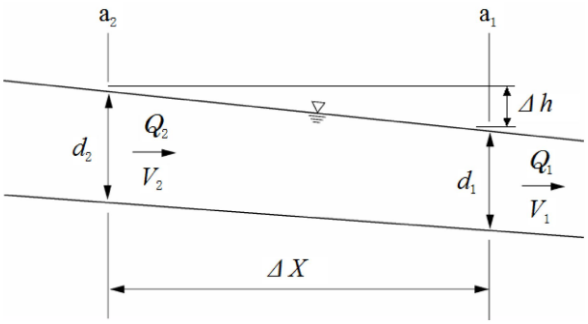


図-3.4.3.16　水面追跡基本図

式(3.4.3.24)でΔh を仮定、試算して上流断面の水位を順次求めていく（計算の詳細は、設計基準「ダム」（フィルダム編）、P.Ⅱ-237～Ⅱ-239 を参照）。これにより側水路内の水面形を側水路上流端まで求め、その最高水面高が完全越流の条件((a)⑤)を満足するように側水路底高及び側水路底勾配を決定する。

現地条件がこれを満足しないならば、側水路末端水路幅 B、側水路長 L、側水路底勾配 i_1 等を変えて再度計算する。

(4) 放水路

洪水吐放水路は、調整部から流入する洪水を遅滞なく流下させるために設けるものである。

放水路は長方形断面を原則とする。また、その平面線形は直線が望ましく、現地地形からそれが困難な場合も極力、湾曲の少ないものとする。

放水路の平面線形は直線を基本とする。

射流流下となる放水路で湾曲させた場合は湾曲部で衝撃波が発生する。これにより側壁からの越水や下流減勢工での減勢不良が生じやすくなる。現地地形や下流状況から湾曲線形とする場合でも過度の湾曲は避ける。なお、地形的条件や用地条件で湾曲（屈折）が避けられない場合等の工法として、らせん流水路等の工法も研究開発され、一部では使用実績がある。農業土木学会論文集第 239 号第 73 巻第 5 号（2005.10）

放水路では、放水路上流端の支配断面（限界水深が生じる断面）を起点として、下流に向って水面形を追跡計算する。これを基に余裕高を考慮して放水路側壁高を設定する。水面追跡計算は、**式（3.4.3.25）**により行う（**図-3.4.3.17** 参照）。

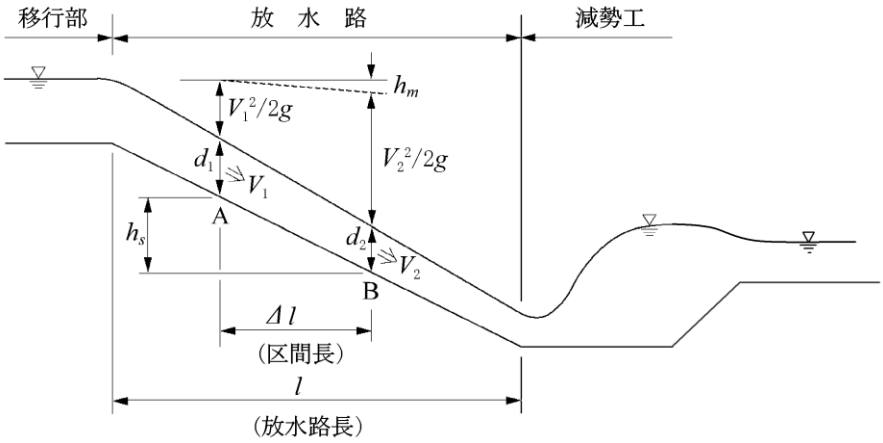


図-3.4.3.17　水面追跡基本図

$$d_1+\frac{V_1^2}{2g}+h_s=d_2+\frac{V_2^2}{2g}+h_m \quad \cdots\cdots (3.4.3.25)$$

ここに、d_1 ：上流断面（A 断面）の水深（m）
V_1 ：上流断面の流速（m/s）
d_2 ：下流断面（B 断面）の水深（m）
V_2 ：下流断面の流速（m/s）
h_s ：上下流断面の水路底の標高差（m）
h_m ：上下流断面間の摩擦損失水頭（m）

$$h_m = \frac{n^2 \cdot V_m^2 \cdot \Delta l}{R_m^{4/3}}$$

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

$$R_m = \frac{R_1 + R_2}{2}$$

n ：粗度係数　　R_1：上流断面の径深（m）

R_2：下流断面の径深（m）　　Δl：上下流断面間の距離（m）

【洪水吐放水路の線形等に関する留意点】

放水路の平面線形は直線を基本とするが、地形上やむを得ない場合でも最大湾曲度は 60° 以下とし、曲線半径は水面幅の 10 倍以上となるよう計画する。やむを得ずこれを確保できない場合は、水路幅の 3 倍以上を確保したうえで水理的検討を行い、湾曲による損失水頭や偏流に伴う側壁の嵩上げ等を考慮する。

なお、射流域における湾曲時の水面変動（上昇高）の算定は、設計基準「ダム」（フィルダム編）P. Ⅱ-247 に準拠する。

$$\tan \phi_c = (2 \times V^2)/(g \times R)$$

ϕ_c ：湾曲部における水面傾斜角（°）

V ：流速（m/s）

R ：湾曲の曲率半径（m）

g ：重力加速度（m/s^2）

上式は水面傾斜のみを算定するため、下式により水位上昇高を計算する。

$$\Delta h = B \times 1/2 \times \tan \phi_c = B \times 1/2 \times (2 \times V^2)/(g \times R) = (B \times V^2)/(g \times R)$$

B ：水面幅（m）

また、余裕高の確保は、水位上昇側で照査を行う。

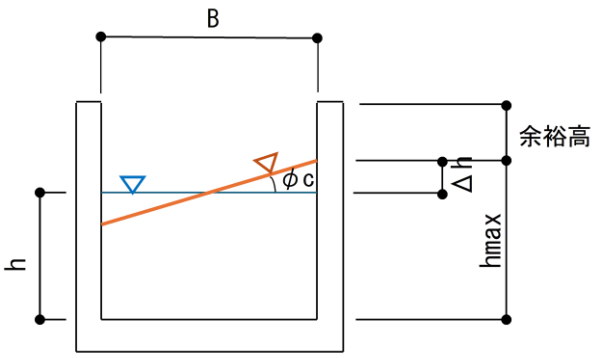


図-3.4.3.18　放水路断面図

【放水路部の水理計算】

移行部の摩擦損失水頭は、設計基準「水路工」P.169 に準じた**式（3.4.3.16）**より、移行部前後の平均エネルギー勾配に、区間距離を掛けて算出している。

一方で、放水路部の摩擦損失水頭は放水路部前後の平均流速、平均径深を用いて算出している。

いずれも摩擦損失水頭の算定思想は同一であるため、算定手法はどちらを用いてもよいものとする。

(5) 減勢工

減勢工は、高速流のもつ高いエネルギーによって、堤体、洪水吐構造物、下流水路及び関連諸工作物が、破壊又は浸食されることを防ぐために、洪水吐放水路下流に設けるものである。

また、減勢工の設計流量は、100 年に 1 回の割合で発生すると予想される洪水量とする。

減勢工の設計対象流量は、100 年に 1 回の割合で発生すると予想される洪水量とする。また、設計洪水流量においても堤体に危険が及ばぬように設計する。したがって、側壁高、余裕高は設計洪水流量に基づき設定することが望ましい。設計に当たっては、堤体と減勢工の位置関係（距離、標高)、下流河川（水路）・耕地・宅地・諸工作物の配置（距離、標高）と重要度に配慮する。

減勢工の設計では、概して減勢のための下流水深が不足することが多いが、それについては下流水路の漸縮やシルによる堰上げ又は静水池敷の掘り下げによって確保してもよい。

減勢工の下流水路は洪水吐幅と比べ狭小なことが多いので、そこへの接合部は減勢部の堤体、下流水路が著しい損傷を受けないようにフトン籠等で保護することが望ましい。

また、下流水路は溢水による被害程度等を考慮し施設規模を定めることが望ましい。被災の程度については、例えば、ハザードマップ等により被害の範囲、被害額等を考慮し定める方法もある。

なお、減勢工付近に人家が隣接している場合は、静水池が常時湛水しないように、副ダム、エンドシルに水抜き穴又はスリットを設けることが望ましい。

その際、放流時の副ダムでの水はねを極力抑えるため、副ダム上流面を垂直にする、副ダム天端高を元の河床面以下とする、等の配慮を行う。

a. 減勢工の型式

減勢工の一般的な型式は、**表-3.4.3.2** のとおりである。

表-3.4.3.2　減勢工の型式

型式	減勢法	選定の目安
跳水型減勢工	跳水作用を利用して減勢する。	下流側に跳水深以上の水深が確保できる場合に採用可能。最も多用されている。
衝撃型減勢工	バッフルウォールへの流れの衝突と攪乱によって減勢する。	比較的高落差の場合に適す。
落差工型減勢工	強制跳水型、インパクトブロック型、スロットグレーチング型等多様。	調整部から放水路のどこかで流れを自由落下させる場合に用いる。

b. 跳水型減勢工

跳水型減勢工には多数の型式があるが、ため池に適合するものを**表-3.4.3.3**に示す。なお、水理、構造等の面で最も現地条件に適合するものを採用する。

表-3.4.3.3　跳水型減勢工の型式

型式	構造と特徴	選定の目安
副ダム型	跳水の共役水深を副ダムにより人工的に保たせる型式。構造が簡単である。	減勢工設計対象流量の1.3倍程度の流量で減勢工としての機能を失う。
USBR Ⅲ型静水池	シュートブロック、バッフルピア、エンドシルを設けて跳水を強制し、必要な静水池の長さを減ずるとともに跳水を安定させる型式。	単位幅当たり流量18.5$m^3 \cdot s^{-1} \cdot m^{-1}$以下 流速：ほぼ18.0m/s以下 フルード数：4.5以上
USBR Ⅳ型静水池	シュートブロック、エンドシルを設けて減勢を図る型式。	動揺跳水となりやすい低いフルード数(2.5～4.5)の場合に用いる。

(a) 副ダム型

この型式では、水たたき始点の射流水深に対する跳水共役水深を副ダムにより人工的に保たせる。普通は減勢工設計対象流量のときの副ダム直上流水深を跳水深 d_2 に一致させる（**図-3.4.3.19**）。副ダムの高さは、岩崎の公式（**式（3.4.3.27）**）を用いて算出する。

$$\frac{d_2}{d_1}=\frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8F_1^{\,2}}-1\right) \quad \cdots\cdots (3.4.3.26)$$

$$\frac{W}{d_1}=\frac{(1+2F_1^{\,2})\sqrt{1+8F_1^{\,2}}-1-5F_1^{\,2}}{1+4F_1^{\,2}-\sqrt{1+8F_1^{\,2}}}-\left(\frac{\sqrt{g}}{C}F_1\right)^{2/3} \quad \cdots\cdots (3.4.3.27)$$

ここに、d_1 ：跳水始点における水深（m）
d_2 ：跳水末端における水深（m）
F_1 ：跳水始点のフルード数 $\left(=\dfrac{V_1}{\sqrt{g\cdot d_1}}\right)$
V_1 ：跳水始点の流速（m/s）
W ：副ダムの高さ（m）
C ：副ダム流量係数（$m^{1/2}/s$）（通常、$C=1.9\sim2.0$ 程度）
g ：重力加速度（m/s^2）

水たたき始点から副ダムまでの距離は自然跳水型の場合、$6d_2$ 以上にとる必要があり、これが不足すると、たとえ副ダムの高さを計算以上に高めても、安定した跳水は得られない。

この型式では減勢工設計対象流量以上の流量に対しては堰上げ水位が不足するので、流況が不安定になり、一般に減勢工設計対象流量の 1.3 倍くらいになるとスプレー状態となって減勢工としての機能を失う。

副ダム型の欠点としては、副ダムを越流流下する流れが、相当の速度エネルギーを持っているため、下流河川の条件によっては二次的な減勢工を考えなければならないことである。

なお、河床面を掘削し、水たたき面を低下させて静水池とする方法もあるが、原理的には全く同じである。この工法では二次減勢の必要はない。これらの比較は工事費と管理面等から行う。

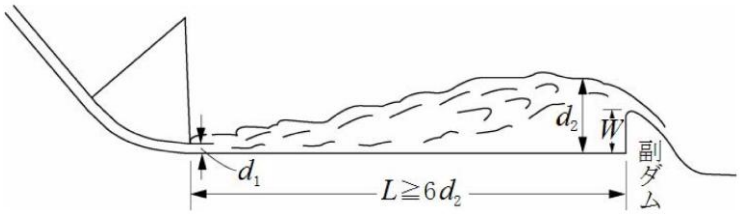


図-3.4.3.19　副ダム型減勢工

(b) USBR Ⅲ型静水池

この型式は静水池内にシュートブロック、バッフルピア、エンドシルを設けて跳水を強制し、必要な静水池長さを減ずるとともに跳水を安定させる。

この型式の適用条件は、低水頭で小流量（単位幅当たり流量 18.5m^3/s・m^{-1}以下、流速ほぼ 18m/s 以下、流入水脈のフルード数 4.5 以上）の場合に用いられる。

減勢工設計対象流量流下時には、静水池下流に**式**（3.4.3.26）の跳水共役水深 d_2 が確保されねばならない。

シュートブロック、バッフルピア、エンドシルの寸法は静水池への流入水深 d_1、流入フルード数 F_1 によって変化し、**図-3.4.3.20**、及び**図-3.4.3.21** によって与えられる。また、静水池の長さ $L_{Ⅲ}$ は $3d_2$ 程度とする。

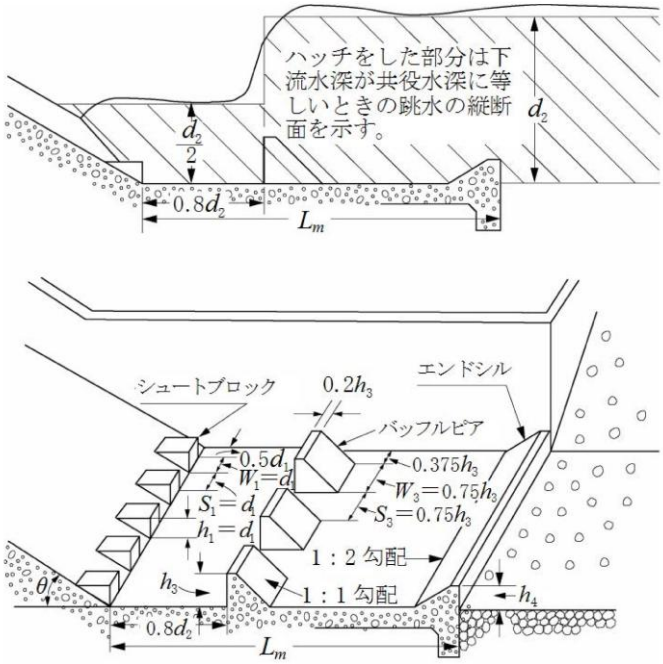


図-3.4.3.20　Ⅲ型静水池の諸元

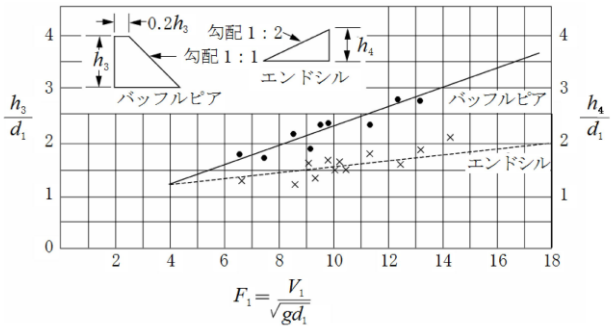


図-3.4.3.21　Ⅲ型、Ⅳ型静水池のバッフルピア、エンドシルの高さ

(c) USBR Ⅳ型静水池

この型式は動揺跳水が発生しやすい低フルード数（流入フルード数 F_1＝2.5～4.5）の射流を減勢する場合に用いる。この型式では、静水池下流水深として、Ⅲ型静水池の場合の 10%増し（1.1d_2）程度を確保(※6)しなければならない。シュートブロック、エンドシルの寸法は**図-3.4.3.21**、及び**図-3.4.3.22** による。また、静水池の長さ L_{IV}は**図-3.4.3.23** から求める。

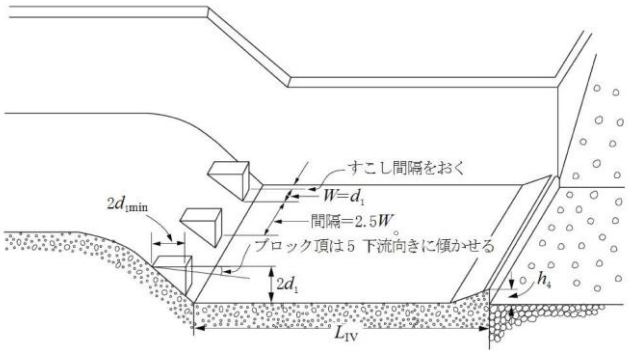


図-3.4.3.22　Ⅳ型静水池の諸元

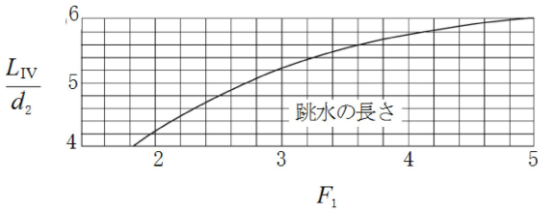


図-3.4.3.23　Ⅳ型静水池の長さ

(※6) 下流側水路の水深

設計基準「ダム」（フィルダム編）P.Ⅱ-252～Ⅱ-253 では、強制跳水型減勢工の「跳水後の下流側水深」の設定は以下の通りである。

- Ⅱ型　跳水後の水深 d_2 の 5%割増
- Ⅲ型　跳水後の水深 d_2 からの割増なし
- Ⅳ型　跳水後の水深 d_2 の 10%割増

同設計基準においては、跳水後と下流水路の水深について言及しているが、底高が異なる水路同士の「水深」を比較しても実効性に乏しいことから、本手引では水深ではなく「水位」に読み替え、下流水路との取り付け関係を考慮して整合を図る。

また、設計実務上は、必要な下流水位が不足するケースが多いことから、その場合は以下の手段で不足を考慮することとする。

- 取付水路での漸縮により、静水池下流側水位を確保
- シル（低い堰）による堰上げ
- 静水池敷の掘り下げ

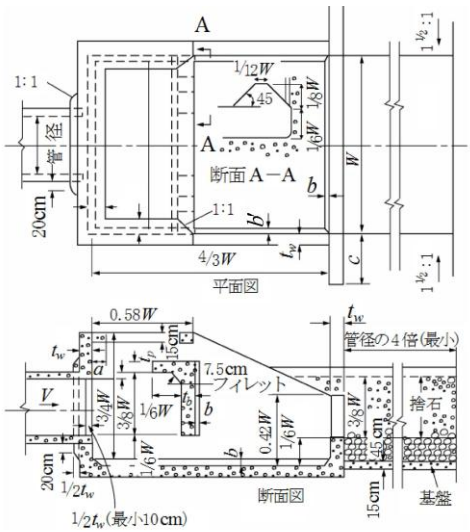
なお、周辺に人家が近接する場合は、安全と衛生面から静水池が常時湛水しないような配慮が必要である。

c. 衝撃型減勢工

衝撃型減勢工は、流れの衝突と攪乱によって減勢を行うものである。流入流速が小さい場合は、衝突による減勢効果が低下する。高速流がそのまま飛び出す状態にもなり得るので、下流に跳水型減勢工に準じた構造、水槽を設ける必要がある。

参考として、管路放水用の衝撃型減勢工を**図-3.4.3.24** に示す。

この型式は流量 10m^3/s 程度以下、流速 10m/s 以上の場合に有効である。



各部コンクリート推奨厚（単位：cm）

Q (m^3/s)	a	b	c	t_w	t_f	t_b	t_p
2.8	23	8	90	20	20	23	20
5.7	30	10	90	25	28	25	20
8.5	35	15	90	30	30	30	20
11.3	40	15	90	30	33	30	20

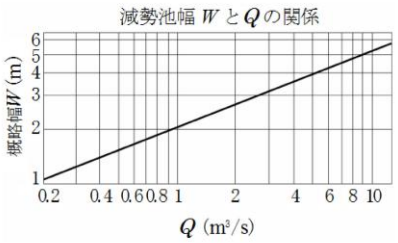


図-3.4.3.24　管路放水用の衝撃型減勢工

d. 落差工型減勢工

この型式の減勢工は、調整部（越流堰）から放水路の途中のどこかで、水流を自由落下させる場合に用いられる。減勢方法の違いにより、強制跳水型、インパクトブロック型、スロットグレーチング型の 3 型式がある。

このうち、前者の 2 型式については、現地条件によっては低越流水頭時に水膜振動（騒音）が発生することがある。これを防ぐには、放流部直下の両側壁にスリット（溝）や給気パイプを付ける、放流部直下で水路幅を急拡させる、等により放流水脈背面への通気を確保する。

なお、**図-3.4.3.25** では越流堰から落水させているが、越流堰がない場合も適用できる。この場合は、上流水路床までの落差が落下距離 Y となる。また、越流堰から落水させる場合で、堰型式がラビリンス堰の場合は、設計に用いる単位幅当たり放流量 q として、放流水路幅で平均化した q（＝設計対象流量 Q/放流水路幅）を用いる。

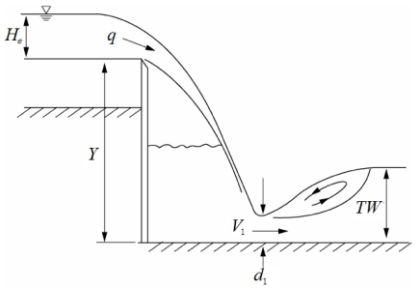


図-3.4.3.25　落差工型減勢工の記号

(a) 強制跳水型

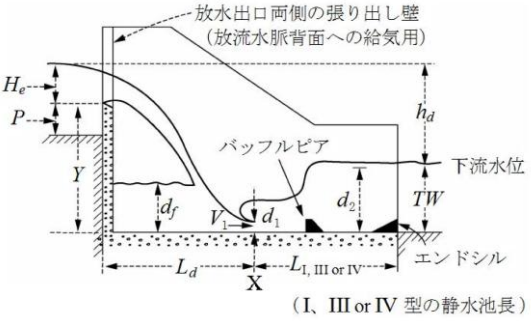


図-3.4.3.26　強制跳水型の模式図 [1)]

自由落下した流水を静水池内で強制的に跳水させる型式である（**図-3.4.3.26**）。

設計では、跳水始点までの長さ L_d をまず求める。跳水始点位置が求まれば、そこから下流側の設計は、前出（b.跳水型減勢工）の(b)USBR Ⅲ型、(c)USBR Ⅳ型静水池と全く同じである。

跳水始点までの長さ L_d は、下記のドロップ数 D と上下流水位差 h_d、越流水深 H_e、落下距離 Y より、**図-3.4.3.27** から求まる（場合によっては、下流水位の仮定、試算を繰返して求める）。

また、跳水始点での流入水深 d_1、跳水末端の水深 d_2、流入フルード数 F_1 は、ドロップ数 D と落下距離 Y、単位幅当たり放流量 q より、**図-3.4.3.27** から順次求める。

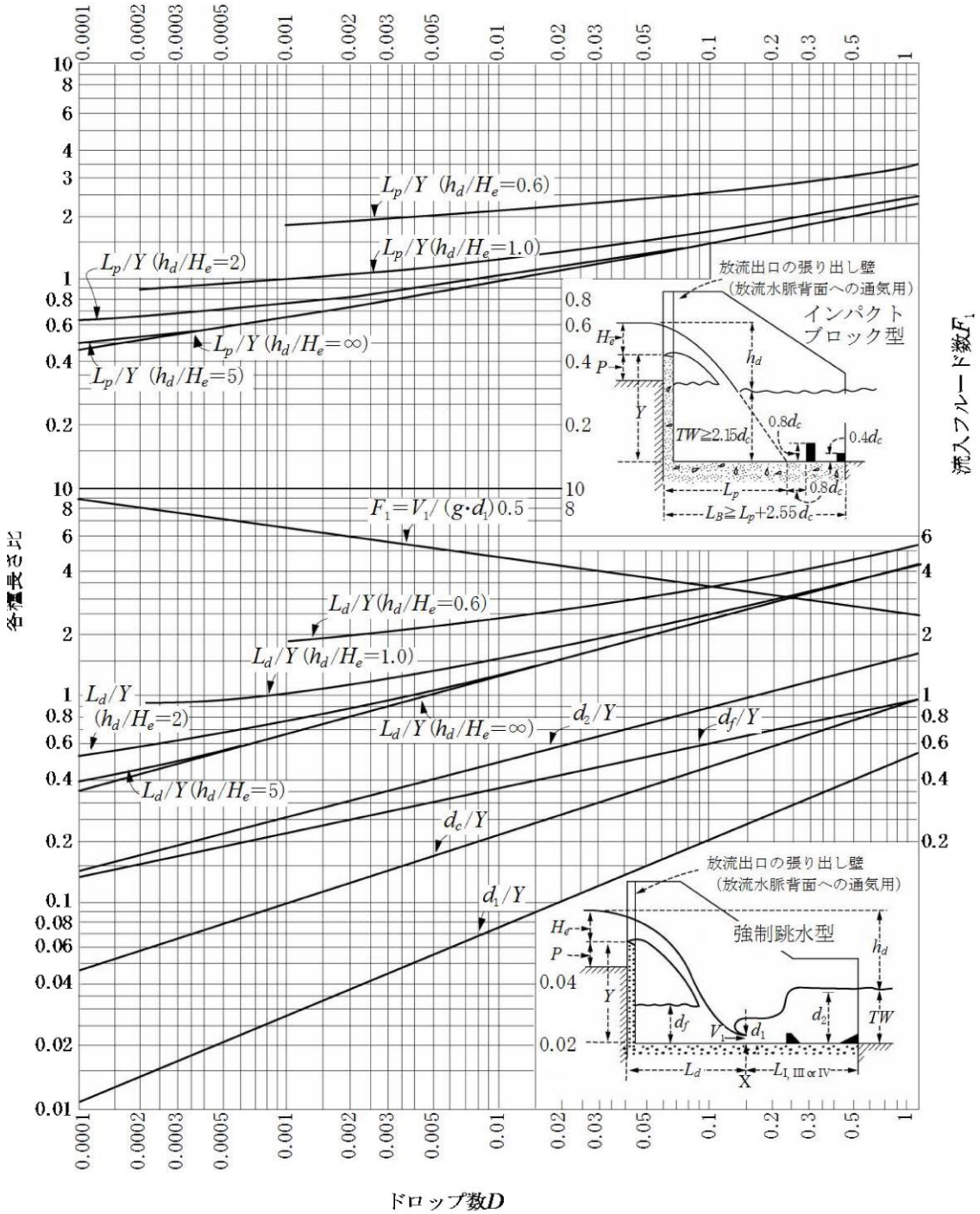
$$D=\frac{q^2}{g\cdot Y^3}=\left(\frac{d_c}{Y}\right)^3=F_1^{\,2}\cdot\left(\frac{d_1}{Y}\right)^3 \quad \cdots\cdots (3.4.3.28)$$

ここに、q ：単位幅当たり放流量（$m^3/s\cdot m^{-1}$）
g ：重力加速度（＝9.8m/s^2）
Y ：落下距離（m）
d_c ：限界水深 $\left(=\left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3}\right)$（m）
F_1 ：流入フルード数 $\left(=\frac{V_1}{\sqrt{g\cdot d_1}}\right)$
d_1 ：流入水深 $\left(=\frac{q}{V_1}\right)$（m）
V_1 ：流入流速（m/s）

跳水始点から下流の形状設計は、跳水始点での流入水深 d_1、跳水末端の水深 d_2、流入フルード数 F_1 より前出（b.跳水型減勢工）の USBR Ⅲ型、Ⅳ型静水池と同様に行う。静水池の型式は流入フルード数 F_1 から、以下により選定する。

① 流入フルード数 F_1＜2.5……ピア、シル、ブロック等の付設構造物なしの水平床（USBR Ⅰ型）
② F_1＝2.5～4.5……USBR Ⅳ型
③ F_1≧4.5…… USBR Ⅲ型

上記のうち、USBR Ⅰ型は、跳水始点から下流に $6d_2$（d_2：跳水末端の水深）の範囲まで水平エプロン床を設ける。その下流端で跳水末端水深 d_2 を確保する。



V_1, d_1, F_1：跳水始点(X)での流速, 水深, フルード数

d_c：限界水深　d_f：放流水脈背面の水深

図-3.4.3.27　落差工型減勢工の設計図表[1)]（上：インパクトブロック型、下：強制跳水型）

(b) インパクトブロック型

自由落下した流水をインパクトブロックに衝突、拡散させて減勢する型式である。したがって、比較的、下流水位によらず減勢効果を維持できる利点がある。

ただし、衝撃攪乱による減勢なので、静水池下流水深が過度に低いと、ブロック衝突の水脈飛散が激しくなり、減勢部側壁高が不足する可能性がある。また、静水池プールへの衝撃は強くなるので、基礎がとりわけ脆弱な所、落差が過大な所（およそ 6.1m 以上)、所定の下流水深（限界水深 d_c×2.15 以上、d_c：単位幅当たり放流量 q での限界水深$(q^2/g)^{1/3}$）が確保できない所では用いるべきでない。

なお、ここでの落差は、**図-3.4.3.28** 中の Y 又は h_d のうち、大きい方の値である。

設計形状は、限界水深 d_c と落下距離 L_p から**図-3.4.3.28** により求まる。落下距離 L_p は、ドロップ数 D（**式**（3.4.3.28）より）と、**図-3.4.3.28** の上下流水位差 h_d、越流水頭 H_e、落下距離 Y より、**図-3.4.3.27** から求まる（場合によっては、下流水位の仮定、試算を繰返して求める)。

なお、ブロック幅、ブロック間隔は、$0.4d_c$ とする。

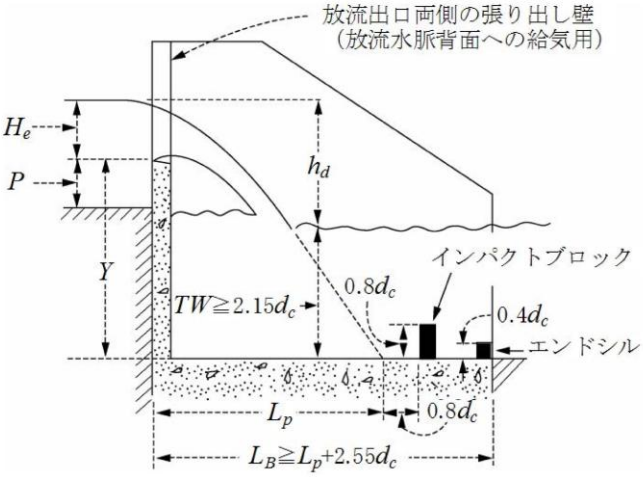


図-3.4.3.28　インパクトブロック型の模式図

(c) スロットグレーチング型

落水をグレーチングで拡散して減勢する型式である。比較的低落差で用いる。フルード数が3以下で特に効果が高い（フルード数4.5以下が適用範囲）。また、消波効果が高く、減勢効果は強制跳水と同程度だが、より滑らかな水面が得られる。グレーチング材としては、I型、H形、鋼管、丸太等が用いられる。

設計は、**式（3.4.3.29）**より行う（**図-3.4.3.29**参照）。グレーチングの長さを十分伸ばし、落下水脈が全てスロットから落ちる形状とする。

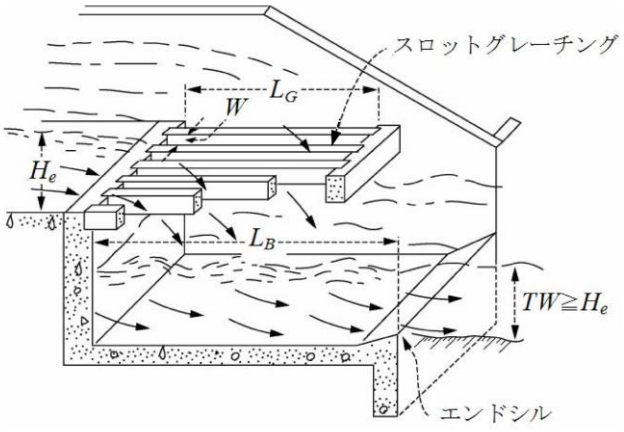


図-3.4.3.29　スロットグレーチング型の模式図

$$\text{グレーチング長}\quad L_G = \frac{Q}{0.245W \cdot N\sqrt{2g \cdot H_e}}\quad (\text{m}) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3.4.3.29)$$

ここに、Q ：放流量（m^3/s）
W ：グレーチング間隙幅（m）
N ：スロット数（スロット数を増すほどグレーチング長は短縮できる）
g ：重力加速度（＝9.8m/s^2）
H_e ：越流水頭（m）
グレーチングのバーの幅（m）：$1.5W$
静水池床高（m）：静水池水深が越流水頭H_e以上となるように設定する。
静水池長さ（m）：おおよそ$1.2L_G$
エンドシル　：流況を一層改善したい場合に設ける。シル形状は、前出のUSBR Ⅳ型静水池に準じる。
この際、シル高は$1.25d_1$程度（d_1：放流量Qでの跳水始点水深）となるが、d_1は、落下距離Y、放流量Qでの単位幅当たり放流量qから、**図-3.4.3.27**を用いて求める。

なお、流木による目詰まりを防ぐためには、グレーチングに傾斜を付けるとよく、これにより洪水時に自然流下が期待できる。目詰まり防止のための傾斜角としては3度以上が推奨される。

(6) 余裕高と側壁高

余裕高は、設計洪水流量の流下による空気連行や湾曲による水面上昇、波動による水面の振れ等に対して十分な値[注)]とする。水面形に余裕高を加えた高さ以上を各部の側壁高とする。

洪水吐水路の余裕高は、以下により決定する。

① 常流域の余裕高

常流域の余裕高は、**式（3.4.3.30）**により求める。

$$F_b = 0.07d + \frac{V^2}{2g} + 0.10 \quad \cdots\cdots (3.4.3.30)$$

ここに、F_b：余裕高（m）　g：重力加速度（＝9.8m/s^2）

V：流速（m/s）　d：水深（m）

② 射流域の余裕高

射流域の余裕高は、**式（3.4.3.31）**により求める。

$$F_b = C \cdot V \cdot d^{1/2} \quad \cdots\cdots (3.4.3.31)$$

ここに、F_b：余裕高（m）

C：係数（長方形断面水路で0.10、台形断面水路で0.13）

V：流速（m/s）　d：水深（m）

ただし、最小余裕高は0.6mとする。

③ 減勢部の余裕高

減勢部の余裕高は、**式（3.4.3.32）**により求める。

$$F_b = 0.1(V_1 + d_2) \quad \cdots\cdots (3.4.3.32)$$

ここに、F_b：余裕高（m）　V_1：跳水始点への流入流速（m/s）

d_2：跳水末端での水深（m）

注）水深、余裕高は水路底の傾斜に垂直にとる。

余裕高は上記から計算する。余裕高の計算は設計洪水流量に基づき行うが、減勢部については設計洪水時の減勢工静水池からの越水が堤体に危険を及ぼさないと判断される場合、適宜緩和できる。

また、管理橋を設ける場合は、例えば**図-3.4.3.30**のように1.0m以上のクリアランスを設ける。したがって、この部分の側壁高は、余裕高とクリアランスのうち、大きい方を基に設定する。なお、クリアランスは、洪水時に管理橋下部で浮遊流下物等による閉塞を起こさないための措置であることから、越流堰と管理橋位置が重ならないようにする等により、1.0m以上を確保する。

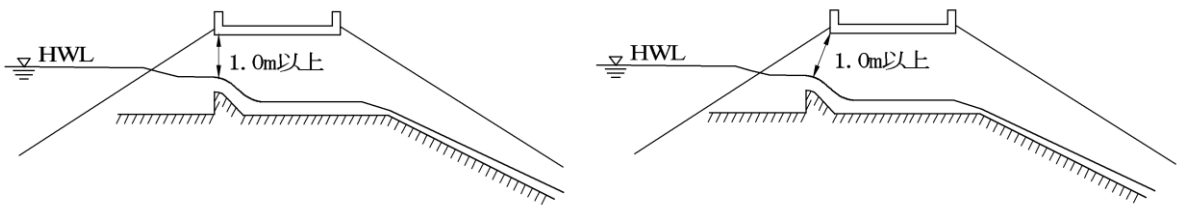


図-3.4.3.30　管理橋下のクリアランス

3.4.4　洪水吐の構造設計

洪水吐の構造形状は設置位置、洪水量等に応じた型式を選定した後、水理設計により断面寸法を決定し、荷重条件、地盤の力学的性質等を考慮した安定計算、部材計算により決定する。

設計手順を、**図-3.4.4.1** に示す。

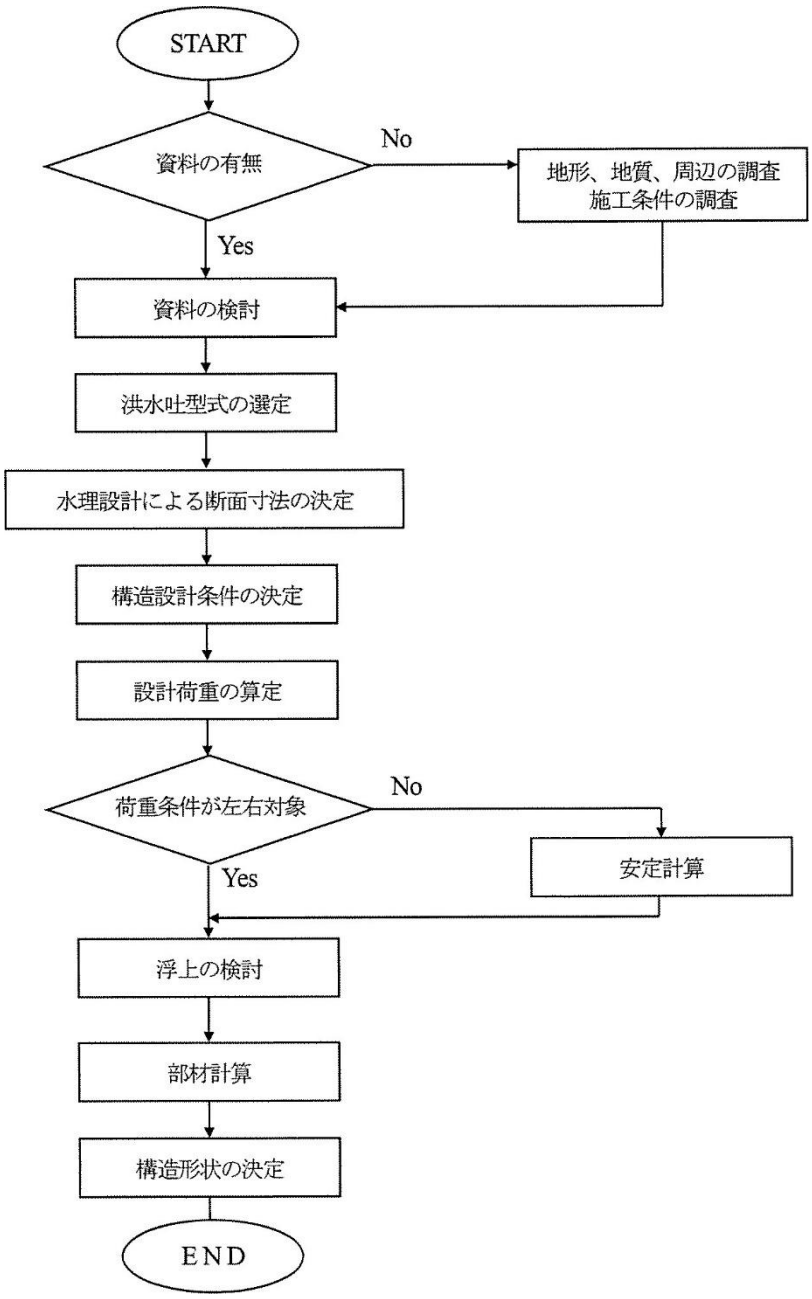


図-3.4.4.1　構造設計の手順

(1) 荷　重

設計に当たって考慮すべき荷重は、構造物の重要度、型式、設置場所、地形・水位条件、施工方法等に応じて下記のうちから選択する。

［自重、上載荷重、水圧、浮力又は揚圧力、土圧、地震荷重、積雪荷重、施工時荷重、その他］

荷重の組合せ及び算定方法は設計基準「水路工」に準拠するが、土圧、地震の影響及び水圧は次のように取り扱う。

a. 土圧の取扱い

洪水吐側壁に作用する土圧は断面形状、計算ケース、計算区分により異なるので、**表-3.4.4.1**のように取扱う（**図-3.4.4.2**参照）。

表-3.4.4.1　土圧区分

断面形状	計算ケース	計算区分	左側	右側
偏土圧の生じる断面 非対称断面等 〔左からの水平力が大きい場合〕	常時	安定計算	主働土圧	反力（受働土圧の範囲内）注2)
		部材計算	主働土圧	反力（受働土圧の範囲内）注2)
	地震時	安定計算	地震時主働土圧	反力（地震時受働土圧の範囲内）注2)
		部材計算	地震時主働土圧	反力（地震時受働土圧の範囲内）注2)
上記以外	常時	部材計算	主働土圧	主働土圧

注1）受働土圧が期待できる盛土幅Lは、すべり塑性領域、受働抵抗角を考慮して、$L=(3\sim5)H$を目安とする。

注2）部材計算において右側に作用する反力は、常時又は地震時の主働土圧値を下回らない。

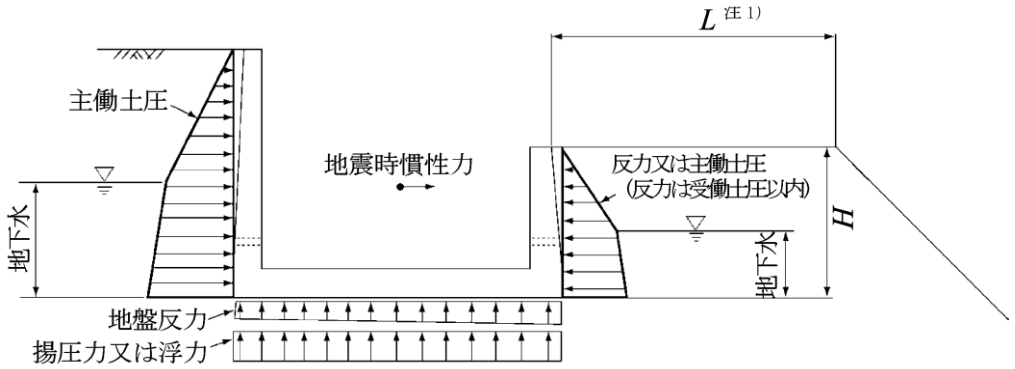


図-3.4.4.2　偏土圧の生じる断面の荷重状態図

b. 地震の影響

側水路型洪水吐の流入部等、特に重要な構造物の設計に当たっては、地震荷重を考慮しなければならない。耐震計算法には、震度法、地震時保有水平耐力法、変位法及び動的解析法等があるが、原則として震度法を用い、構造物に作用する地震荷重は構造物に加わる静的荷重と考え、静荷重に設計水平震度を乗じて求める。

(a) 設計水平震度

耐震設計に用いる設計水平震度は、堤体の安定計算で用いた値（**表-3.3.4.5**）とする。

(b) 地震時動水圧

地震時動水圧は、Westergaard の式により算定する。

$$\left.\begin{aligned} P_{ew} &= \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot b \cdot h^2 \\ h_{ew} &= \frac{2}{5} h \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\

c. 水圧

側壁背面の地下水位は、周辺地下水位、土質、水抜工の有無等の条件を考慮して決定する。

側水路型洪水吐流入部等、地山に接する部分（背後地側）の水位設定は周辺の地下水位とする。ただし、周辺地下水位が壁高の 1/2 より高い場合で、壁高の 1/2 以下に水抜工を設ける場合は、水位が壁高の 1/2 まで低下すると考えてよい。

また、背後地側の地下水位は、貯水池設定水位より上位に設定しないものとする。

(2) 安定計算

安定計算は設計基準「水路工」に準じて行うものとする。地盤支持力の検討において、粘着力を考慮しなければならない場合には土質試験を行い設定する。

洪水吐の安定は一般的に滑動、基礎地盤の支持力等の検討を行い、安定条件を満足すればよい。一般的に、洪水吐を構成する各部は安定的形状をしており、安定計算を省略できる場合が多い。しかし、側水路型の流入部等、偏土圧を受ける場合や、支持地盤が一様でない場合等は、安定計算を行う必要がある。

また、外水圧があり、揚圧力又は浮力が生じる場合には、浮上りに対する検討を必ず行うものとする。安定計算を行う場合は、その設置状況において、安定上最も不利な荷重の組合せで行う。(※7)

a. 基本的な検討ケースと荷重項目

表-3.4.4.2　荷重項目

検討ケース ／ 荷重項目		常時			地震時	備考
		ケースⅠ	ケースⅡ	ケースⅢ	ケースⅣ	
		常時満水時	設計洪水時	緊急放流時	常時満水時	
自重		○	○	○	○	
上載荷重 注2)		△注1)	△注1)	△注1)	△注1)	
常時土圧		○	○	○	－	
地震時土圧		－	－	－	○	
静水圧	水路内側	－	○	－	－	
	水路外側	○	○	○	○	
揚圧力又は浮力		○	○	○	○	
地震時慣性力		－	－	－	○	
地盤反力		○	○	○	○	

注 1）△:状況に応じて見込む必要のある荷重

注 2）設計洪水時及び地震時の計算では上載荷重のうち、活荷重は考慮しない。

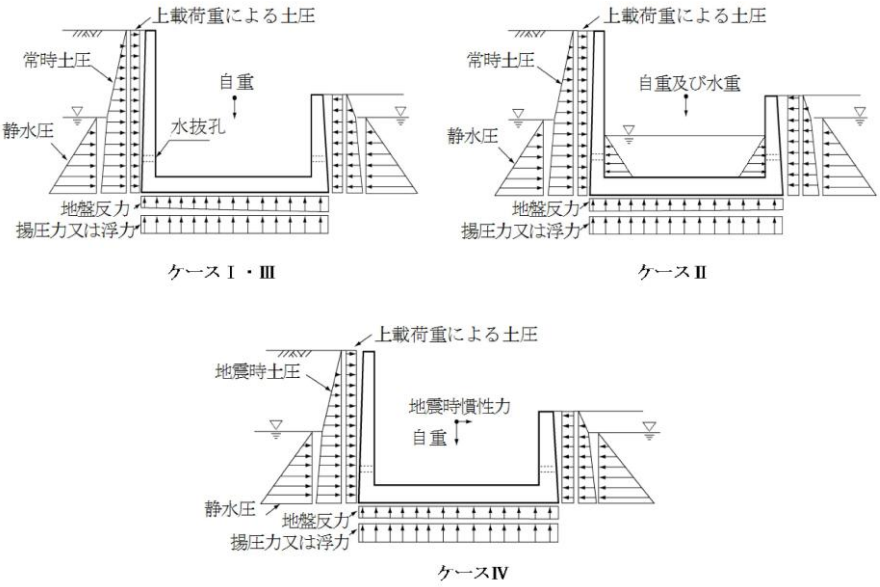


図-3.4.4.4　ケース別荷重図

表-3.4.4.3　荷重項目（側水路型洪水吐流入部）

検討ケース / 荷重項目		常時 ケースⅠ 常時満水時	常時 ケースⅡ 設計洪水時	常時 ケースⅢ 緊急放流時	地震時 ケースⅣ 常時満水時	備考
自重		○	○	○	○	
上載荷重(注2)		△(注1)	△(注1)	△(注1)	△(注1)	
常時土圧		○	○	○	—	
地震時土圧		—	—	—	○	
静水圧	水路内側	—	○	—	—	
	背後地側	○	○	○	○	
	貯水池側	○	○	○	○	
揚圧力又は浮力		○	○	○	○	
動水圧		—	—	—	○	
地震時慣性力		—	—	—	○	
地盤反力		○	○	○	○	

注１）△：状況に応じて見込む必要のある荷重

注２）設計洪水時及び地震時の計算では上載荷重のうち、活荷重は考慮しない。

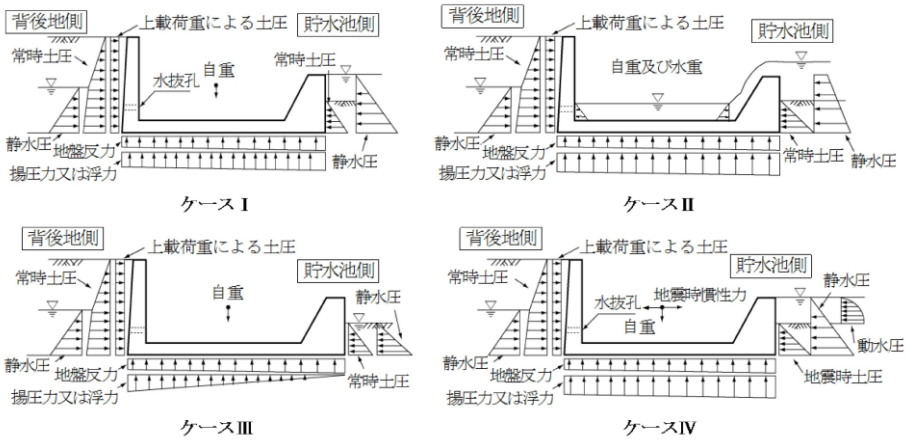


図-3.4.4.5　ケース別荷重図（側水路型洪水吐流入部）

表-3.4.4.2、及び**表-3.4.4.3** の荷重項目は、緊急放流時を含んだ貯水状況、降雨の状況、地震の影響等を考慮して、想定される作用荷重を整理したものである。洪水吐は流入部、導流部、減勢部により構成され、各部において荷重の組合せが異なるので、ケース別の作用荷重を適切に組合せる必要がある。特に導流部、減勢部の外水位は堤体浸潤線、地形、設置位置、土質等により変化するので、状況に応じた設定が必要である。

（※7）安定計算および構造計算の検討ケースの追加

貯水位の変動が激しいため池や、かんがい期間以降に落水管理を行うため池等については、貯水位の影響を受けない期間が長期に生じることとなり、地盤改良が必要となる場合や、底版幅が広い洪水吐については、空虚時（外水位なし）における地盤反力の影響を顕著に受けることが想定されることから、「空虚時」の検討を追加する。

b. 型式の選定

側水路型流入部等の左右非対称構造では偏荷重が作用することとなり、安定計算の滑動において不安定になる場合がある。

この対策としては、底版に突起を付けることや、背面土を重量として扱える形状に変更すること等が考えられる。

参考として、その対策を考慮した型式選定フローを示す。

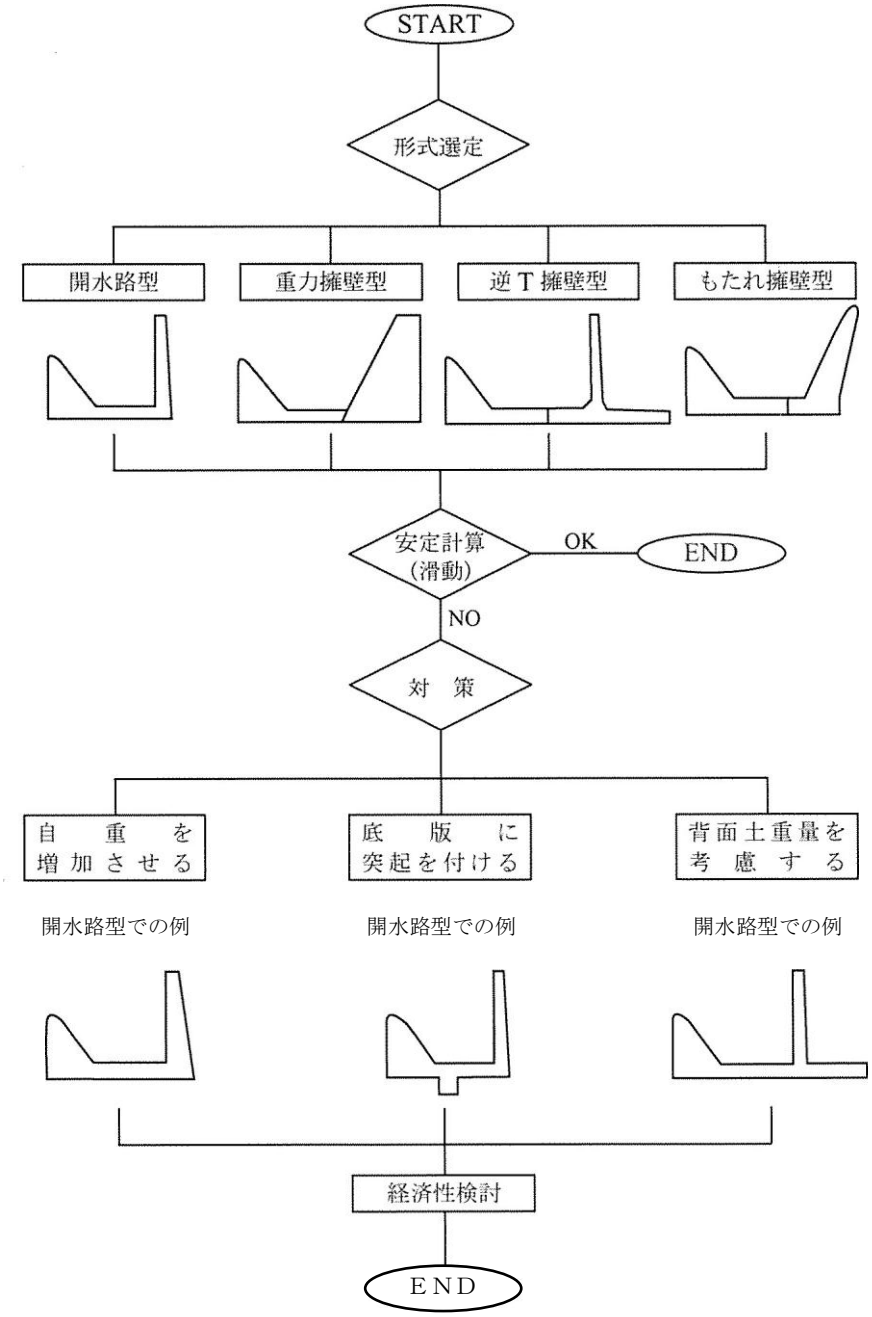


図-3.4.4.6　型式選定フロー（参考）

ここで、偏土圧が生じる区間の安定計算については、受働土圧を考慮した安定計算を行うことになる。受働土圧を考慮する場合は「壁面摩擦角をδ＝0°」とすることで、統一を図っていることから、留意が必要である。

また、洪水吐に偏土圧が作用しない場合については「支持、浮上」、偏土圧が作用する場合は「転倒、滑動、支持、浮上」について、照査することとする。

c．水位条件の整理

安定計算、部材計算で考慮すべき荷重を踏まえ、一般的な水位条件例を整理する。

なお、実務作業では該当するため池の実態に即した水位設定を考慮すること。

・堤内水位の影響を受ける区間　［接近水路、調整部、移行部］

検討ケース / 水位		常時				地震時	
		ケースⅠ	ケースⅡ	ケースⅢ	ケースⅤ	ケースⅣ	ケースⅥ
		常時満水時	設計洪水時	緊急放流時	空虚時	常時満水時	空虚時
静水圧	水路内側（内水位）	空虚	設計洪水時 水路内水深	空虚	空虚	空虚	空虚
	水路外側（外水位）	FWL	HWL	FWL	なし	FWL	なし
地震係数		――	――	――	――	0.12	0.12

※　調整部におけるケースⅢ（緊急放流時）の外水位は、側水路式では地山側（FWL）と池側（堰前面地盤高）で水位条件が異なるので、注意すること。

※　対象施設によっては、ケースⅢの緊急放流時の水位条件がケースⅠと同じとなるものの、荷重条件が軽減されることから、ケースⅠを優先し省略することができる。

※ 地震時の検討は、壁高の制約や偏土圧の有無により検討を行う必要がある。

・上記区間以降　［（移行部）、放水路部、減勢工、出口水路］

検討ケース / 水位		常時				地震時	
		ケースⅠ	ケースⅡ	ケースⅢ	ケースⅤ	ケースⅣ	ケースⅥ
		常時満水時	設計洪水時	緊急放流時	空虚時	常時満水時	空虚時
静水圧	水路内側（内水位）	空虚	設計洪水時 水路内水深	空虚	空虚	空虚	空虚
	水路外側（外水位）	FWL or 側壁高1/2 の低い方	HWL or 側壁高1/2 の低い方	FWL or 側壁高1/2 の低い方	なし	FWL or 側壁高1/2 の低い方	なし
地震係数		――	――	――	――	0.12	0.12

※　止水壁より下流側の地山側に、ウィープホールが設置されているものと仮定する。

※　放水路部より下流側の外水位は、側壁高1/2を優先する。ただし、周辺地盤が低い場合などは、別途検討する。

※　対象施設によっては、ケースⅢの緊急放流時の水位条件がケースⅠと同じとなるものの、荷重条件が軽減されることから、ケースⅠを優先し省略することができる。

※ 地震時の検討は、壁高の制約や偏土圧の有無により検討を行う必要がある。

地下水排除工（ウィープホール）

地下水排除工（ウィープホール）は、背面の間隙水圧や揚圧力の低減により洪水吐の安定に寄与する一方、将来的に堤体土の吸い出しや内部侵食を誘発し得るため、計画的な配置とフィルタ機能の確保が不可欠である。

本手引では、安定性と維持管理性の両立を図るため、地下水排除工設置の基本方針を以下のとおりに定める。

① 止水壁より上流側には設けない

外水位が貯水位に連動し、逆流や圧力変動により堤体土の吸い出しを助長するおそれがあるため、上流側への設置は行わない。

② 止水壁より下流側を対象に地山側のみに設け、盛土側（堤体側）には設けない

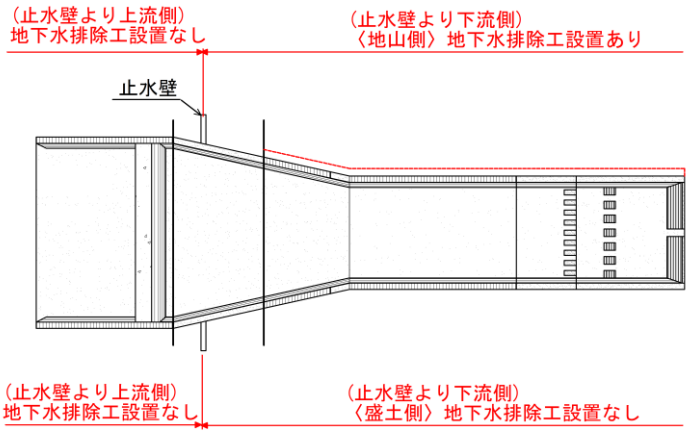
盛土材は一般に細粒分を含みパイピングの影響を受けやすいことから、ウィープホールは地山側に限定し、盛土側（堤体側）への設置は行わない。

地山側ではフィルタ材やドレーン層を介した集排水として機能させ、土粒子の流出を抑制する。

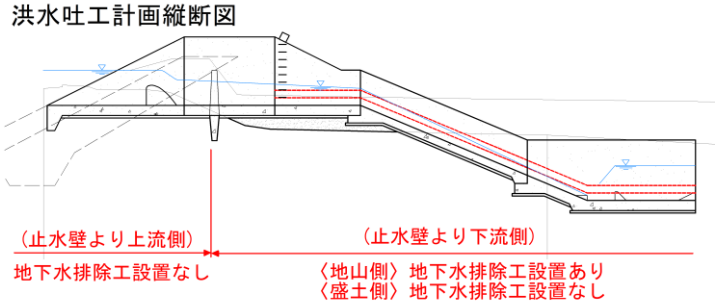
③ 盛土側（堤体側）の地下水位は浸潤線で確認し、壁高の1/2以上に達する場合は当該水位を用いて照査する

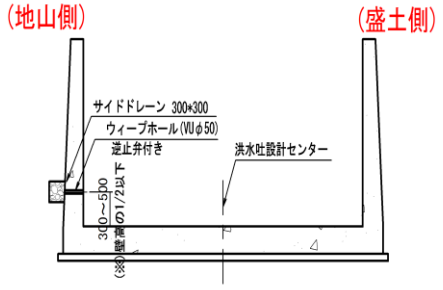
浸潤線を把握した上で、洪水吐の安定照査（滑動・転倒・支持力）および構造照査（背面土圧・揚圧力・目地部せん断等）は、地下水位が壁高の1/2以上に上昇するケースを設計水位として評価する。

洪水吐工計画平面図



洪水吐工計画縦断図





(※)ウィープホールの設置高さ・段数の目安

・基準高さ

孔中心は原則、壁高の 1/2 以下とし、孔底は底版上面＋0.3～0.5 m を目安とする。さらに、周辺地下水位より下方に配置し、常時に孔位置での内外水頭差が確保されるように計画する。

洪水時等でウィープホールの没水が想定される場合は、逆止機構を併用する。

・設置段数

設計基準「水路工」P.443 等を参照しつつ、壁高だけでなく周辺地下水位・維持管理性等を総合して判断すること。

(※)サイドドレーン(上流側)開始位置は、洪水吐と地山までの位置等を勘案して、適宜判断すること。

(3) 部材設計

部材計算で考慮すべき荷重及び構造設計は、設計基準「水路工」に準じるものとする。

ここでは、ため池洪水吐の部材計算を行う際の基本的な検討ケースと荷重項目及び材料の許容応力度について示す。

a. 基本的な検討ケースと荷重項目

表-3.4.4.4　荷重項目

検討ケース / 荷重項目		常時 ケースⅠ 常時満水時	常時 ケースⅡ 設計洪水時	常時 ケースⅢ 緊急放流時	地震時 ケースⅣ 常時満水時	備考
自重		○	○	○	○	
上載荷重 注2)		△注1)	△注1)	△注1)	△注1)	
常時土圧		○	○	○	－	
地震時土圧		－	－	－	○	
静水圧	水路内側	－	○	－	－	
	水路外側	○	○	○	○	
揚圧力又は浮力		○	○	○	○	
地震時慣性力		－	－	－	○	
地盤反力		○	○	○	○	

注1）△：状況に応じて見込む必要のある荷重

注2）設計洪水時及び地震時の計算では上載荷重のうち、活荷重は考慮しない。

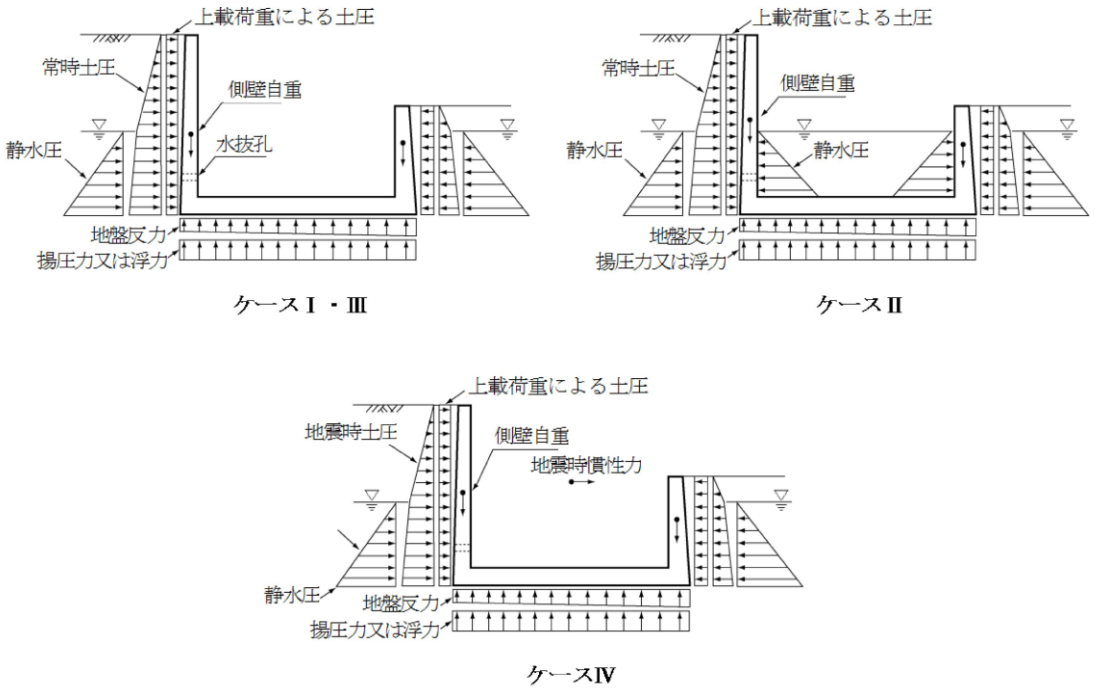


図-3.4.4.7　ケース別荷重図

表-3.4.4.5　荷重項目（側水路型洪水吐流入部）

荷重項目＼検討ケース		常　時			地震時	備　考
		ケースⅠ	ケースⅡ	ケースⅢ	ケースⅣ	
		常時満水時	設計洪水時	緊急放流時	常時満水時	
自　　重		○	○	○	○	
上載荷重(注2)		△(注1)	△(注1)	△(注1)	△(注1)	
常時土圧		○	○	○	－	
地震時土圧		－	－	－	○	
静水圧	水路内側	－	○	－	－	
	背後地側	○	○	○	○	
	貯水池側	○	○	○	○	
揚圧力又は浮力		○	○	○	○	
動　　水　　圧		－	－	－	○	
地震時慣性力		－	－	－	○	
地　盤　反　力		○	○	○	○	

注1）△：状況に応じて見込む必要のある荷重

注2）設計洪水時及び地震時の計算では上載荷重のうち、活荷重は考慮しない。

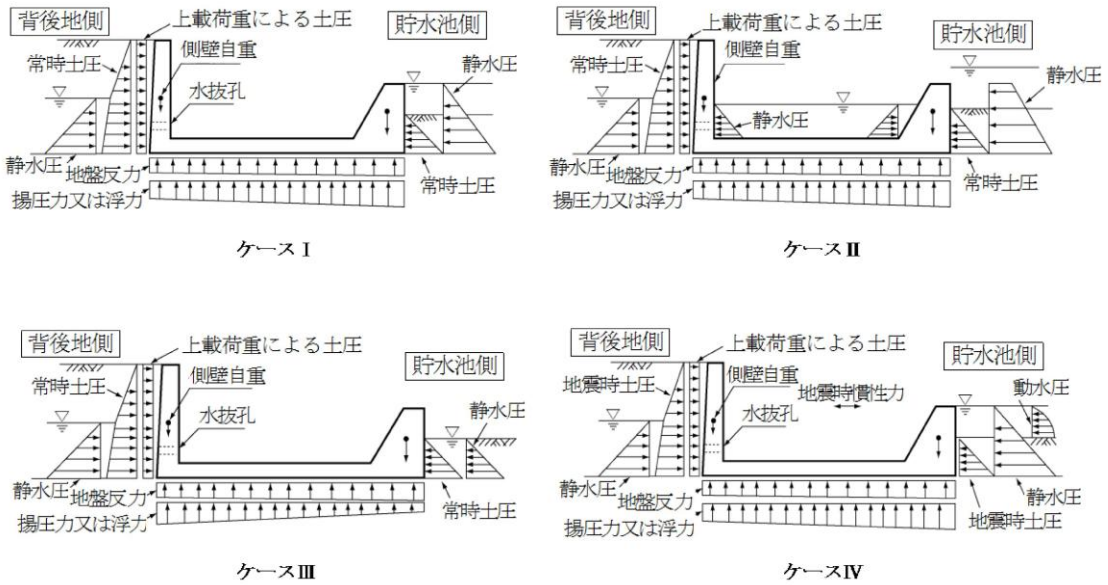


図-3.4.4.8　ケース別荷重図（側水路型洪水吐流入部）

b. 許容応力度

洪水吐の部材計算を行う場合の材料の許容応力度は、**表-3.4.4.6** のとおりとする。

表-3.4.4.6　許容応力度一覧表

		許容応力度(N/mm²)		備　　考
		常　時	地震時	
鉄筋（SD295）	一　般　部　材	176	264	
	水に接する部材	157	264	薄手の越流堰（ラビリンス堰等）
鉄筋（SD345）注1)	一　般　部　材	196 注2)	294	
	水に接する部材	176 注2)	294	
コンクリート（σ_{ck}=21N/mm²）	曲げ圧縮応力度	8	12	
	せん断応力度	0.42	0.63	
	付 着 応 力 度	1.5	2.25	異形鉄筋の場合
コンクリート（σ_{ck}=24N/mm²）	曲げ圧縮応力度	9	13.5	
	せん断応力度	0.45	0.67	
	付 着 応 力 度	1.6	2.4	異形鉄筋の場合

注1)：SD345が適用できる構造物は次のような場合とする。

①特に大規模で地震時が支配的となり、経済性で有利な場合

②市場性によりSD295A、Bの入手が困難な場合

③ひび割れ等に対する十分な検討を行う場合

④道路協議(河川協議)等による場合

注2)：次の場合、常時のSD345の許容引張応力度はSD295A、Bと同一とする。

①道路協議（河川協議）等による場合

②たわみ、ひび割れの検討を行わない場合

山口県のため池整備で使用する材料は、下記の通りとする。

- 使用鉄筋は、SD345を標準とする。
- 洪水吐本体（鉄筋）で使用するコンクリートは、σck=24N/mm²(W/C≦55%)とする。
- 堰体（無筋）で使用するコンクリートは、σck=18N/mm²(W/C≦60%)とする。

［設計標準歩掛表【運用編】P.運2-17］

c. 構造計算および安定計算諸元の整理

項　　目	設 計 数 値	備　考
(1)単位体積重量	鉄筋コンクリート γ_{SC} = 24.5 kN/m^3 無筋コンクリート γ_C = 23.0 kN/m^3 埋戻土（湿潤土） γ_t = 18.0 kN/m^3 埋戻土（水中土） γ_W = 10.0 kN/m^3 埋戻土（飽和土） γ_{WS} = 20.0 kN/m^3 水 W_0 = 9.8 kN/m^3	設計基準「水路工」P.241 (※)土質試験結果等を踏まえて、文献値の妥当性確認を行うこと。
(2)土圧		設計基準「水路工」P.244
1)土の内部摩擦角	細粒土をほとんど含まない砂利,粗砂等　30° 細粒土を含んだ砂利,砂等　25° シルト質細砂,粘土を含む砂利等　20°	(※) 該当するため池毎に判断する。
2)主働土圧係数	クーロン土圧公式 $\left.\begin{matrix}K_A\\K_{AE1}\end{matrix}\right\} = \dfrac{\sin^2(\theta-\theta_0+\phi)}{\sin^2\theta\cdot\cos\theta_0\cdot\sin(\theta-\theta_0-\delta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-i-\theta_0)}{\sin(\theta-\theta_0-\delta)\sin(\theta+i)}}\right\}^2}$ なお、地震時主働土圧算定時の地震時合成角は、下記の通りとする。 ・地下水面より上部(湿潤土) $\theta_0 = tan^{-1}\dfrac{K_h}{1-K_v}$ ・地下水面より下部(飽和土) $\theta_0 = tan^{-1}\left(\dfrac{K_h}{1-K_v}\cdot\dfrac{\gamma_{ws}}{\gamma_w}\right)$	設計基準「水路工」P.247 設計指針「耐震設計」P.95~97 Kh:地震時土圧の算出に用いる設計水平震度 Kv: 地震時土圧の算出に用いる設計鉛直震度 (鉛直方向を考慮しない場合 Kv=0)
3)壁面摩擦角	・安定計算（土と土）（フルーム水路） 常　時 : $\frac{2}{3}\phi$ （ n<0.1 かつ T_B<0.10m） ϕ （ n≧0.1 又は T_B≧0.10m） { n ; 側壁傾斜(1:n) T_B ; 底版張出し幅(m) } 地震時 : $\frac{1}{2}\phi$ ・部材計算(土とコンクリート)(フルーム水路) 常　時 : $\frac{2}{3}\phi$ 地震時 : $\frac{1}{2}\phi$	
(3)上載荷重		
1)自動車荷重	T-25　10　kN/m^2 T-14　7　kN/m^2 T-10　5　kN/m^2	現況道路の実情（一般道路、管理用道路等）を考慮し、決定すること。
2)群集荷重	群集荷重 3　kN/m^2 (急流工・減勢工は群集荷重を考慮しない)	
(4)地下水位(外水位)	ため池堤体軸より判断　FWL 及び HWL or 側壁高の 1/2	前述参照
(5)内水位	水路内水位　空虚 or 設計水深	同上

※ SI 単位換算を行う場合は「9.8」を用いる。

<table>
<tr><th>項　　目</th><th>設　計　数　値</th><th>備　考</th></tr>
<tr><td>(6)許容応力度
1)鉄筋コンクリート</td><td>設計基準強度　σ_{ck} = 24 N/mm^2
許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} = 9 N/mm^2
許容剪断応力度　τ_a = 0.45 N/mm^2
許容付着応力度　τ_{0a} = 1.6 N/mm^2
許容支圧応力度　σ_{ca} = 7.2 N/mm^2</td><td>設計基準「水路工」P.333
※常時のみを記載</td></tr>
<tr><td>2)無筋コンクリート</td><td>設計基準強度　σ_{ck} = 18 N/mm^2
許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} = 4.50 N/mm^2
許容曲げ引張応力度 τ_{ta} = 0.25 N/mm^2</td><td></td></tr>
<tr><td>3)鉄筋</td><td>鉄筋の種類　SD345
許容引張応力度
σ_{sa} = 157 N/mm^2
※ 流入部(接近水路、調整部、移行部（堤内水位の影響を受ける区間)
σ_{sa} = 176 N/mm^2
※ 上記区間より下流側
（※）たわみ・ひび割れの検討を行わないため、SD295A,Bと同一とすることを基本とする。</td><td>設計基準「水路工」P.334
「水に接する部材」
「一般の部材」</td></tr>
<tr><td>4)ヤング係数比</td><td>ヤング係数比　n = 15.0</td><td></td></tr>
<tr><td>(7)鉄筋</td><td>材　質　異形鉄筋（原則は、SD345）
かぶり(標準)
<table>
<tr><th>部　材　厚</th><th>主鉄筋径 D13～D19</th><th>主鉄筋径 D22以上</th></tr>
<tr><td>最大部材厚30cm未満</td><td>6 cm</td><td>7 cm</td></tr>
<tr><td>〃　30cm以上</td><td>7 cm</td><td>7 cm</td></tr>
</table>
鉄筋の継手及び定着は、設計基準「水路工」P.359に準拠すること。
定尺長は、9 m を原則とし、鉄筋間隔は最小125mm、最大250mmを基本とする。</td><td>※ 設計基準「水路工」P.183に準拠し、流速による鉄筋かぶりの割り増しを考慮すること。</td></tr>
<tr><td>(8)有効部材厚</td><td>$d' = C_1 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$
$C_1 = \sqrt{\frac{2}{\sigma_{ca} \cdot k_0 \cdot j_0}}$
$k_0 = \frac{n \cdot \sigma_{ca}}{\sigma_{sa} + n \cdot \sigma_{ca}}$
$j_0 = 1 - \frac{k_0}{3}$</td><td></td></tr>
<tr><td>(9)鉄筋量の算定</td><td>必要鉄筋量　As =M/(σsa*jo*d) cm^2</td><td></td></tr>
<tr><td>(10)最小鉄筋量
1)配力鉄筋量</td><td>主鉄筋と直角方向に、主鉄筋の 1/6 以上かつ500mm^2/m以上</td><td></td></tr>
<tr><td>2)用心鉄筋量</td><td>水平方向に、高さ1.0m当り500mm^{2}以上</td><td></td></tr>
</table>

項　　目	設　計　数　値	備　考
(11)安定計算条件	鉛直壁高 H≧8.0m 断面,偏土圧,非対称形断面等を対象とする。 地震力と設計洪水量は同時に考慮しない。	表-3.4.4.1
1)活荷重	現地状況により判断する	
2)地下水位	前述の通り	
3)地震時許容応力度	常時の 1.5 倍	
4)設計震度	地震係数 K = 0.12 (弱震帯地域)	
5)計算ケース	水路内水位:空虚,地震力:側壁高 大(→)小方向	
(13)安定計算		
1)転倒	常時 e≦L/6　地震時 e≦L/3(レベル 1 地震動)	
2)滑動	RH /ΣH ≧ Fs (Fs 滑動安全率 常時 1.5　レベル 1 地震動 1.2) f:底面と基礎地盤との摩擦係数	設計基準「水路工」P.316
3) 基礎地盤の支持力に対する検討	基礎地盤の許容鉛直支持力度（常時）は、地盤により判断する。	設計基準「水路工」P.429
4) 浮上	常時・洪水時・緊急放流時は Fs=1.2、地震時は Fs=1.1 とする。	
(14)軟弱地盤改良深度 分散角 θ	鉛直方向分散角は、θ＝30°（30°～45°）にて検討すること。	

d. 鉄筋かぶりの流速による割増し

(a) 用語整理

・ 最小かぶり（設計基準「水路工」P.358　表-7.9.34）

鉄筋表面からコンクリート表面までの最短距離。複数配筋でも最外側鉄筋の表面からの距離で判定する。農水系の取扱いでは主鉄筋を外側、配力筋を内側とし、組立筋は位置保持の仮設としてかぶり判定に含めないのを原則とする。

なお、主鉄筋は腐食性環境の基準値、組立筋は一般環境の基準値を満足させる考え方を併用する。

・ 標準かぶり（設計基準「水路工」P.358　表-7.9.35）

主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離。最小かぶりを確実に確保するための施工上の基準であり、最小かぶりを直接管理する煩雑さを回避する目的で設定されている。

設計基準「水路工」P.358　表-7.9.34
鉄筋コンクリートの最小かぶり

(単位:mm)

部材 / 環境条件	スラブ	梁	柱
一般の環境	25	30	35
腐食性環境	40	50	60
特に厳しい腐食性環境	50	60	70

設計基準「水路工」P.358　表-7.9.35
鉄筋かぶりの標準値

(単位:mm)

主鉄筋の径 / 施工状態	19mm以下	22mm以上	備考
型枠や均しコンクリート施工面	60	70	部材厚T<300mm
	70	70	部材厚T≧300mm
地中に直接打設する場合の底版下側	90	100	フーチング、フルーム、暗渠、サイホン等
杭頭上	50	50	底版内に杭頭が50mm以上貫入する場合

(b) 基準の考え方

設計基準「水路工」P.183 は、構造物の耐久性確保のため、流速が 3.0m/s を超える構造物では、表-7.9.34（最小かぶり）に 1.5cm を加算し、以後、流速が 3.0m/s 増加するごとに 1.5cm ずつ累加することを規定している。

したがって、適用関係は以下のとおりとする。

- 流速による割増しは「標準値」ではなく「最小かぶり」に対して行う
- 標準値を満たしていても、最小かぶり+流速割増を満たさなければ不適合
- 標準かぶりが上記を十分に上回る場合は、追加増厚は不要となる

(c) 対象流量

本県においては洪水吐工（放水路）における鉄筋かぶりに対する流速割増しの検討に用いる対象流量は、施設規模の決定に用いた設計洪水流量とする。

- 設計基準「水路工」P.184 では、射流域で必要な場合は浸食防止対策の検討を行うことが求められており、この検討の対象は計画流量時である。排水路における計画流量（設計流量）は、設計基準「水路工」P.145 より計画最大流量を指すことから、対象流量は設計洪水流量とする。
- なお、安全側に判断し鉄筋かぶりの割増しを見込んだとしても、施設規模や施工性への影響は軽微であり、経済性への負担が小さい。

(d) 対象部位

流水が直接接する側壁内側および底版上側を対象とする。

配筋の前提　：主鉄筋は外側、配力鉄筋は内側として扱い、組立筋はかぶり厚の判定に含めない。

施工条件　　：最小部材厚を 30 cm(主筋 D13 を想定)とした場合、最上段鉄筋のあきが 128 mm となるため、側壁内面側の主鉄筋を内側へ移動させると、コンクリート打設用ホースの口径 120 mm を確保できない。

結論　　：鉄筋かぶりの割増しは内空側への増厚を基本とする。

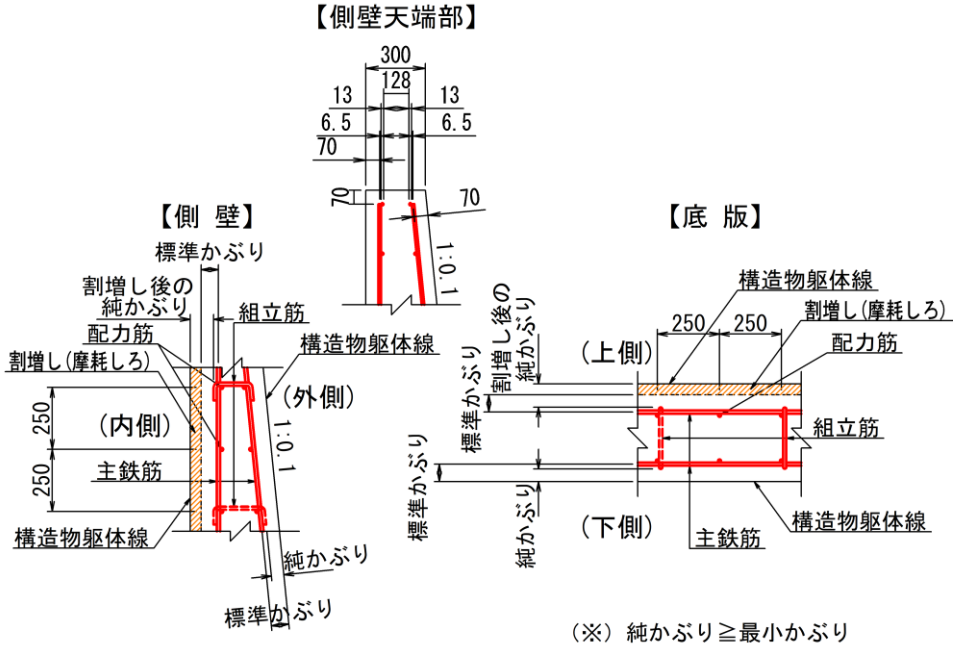


図-3.4.4.9　鉄筋かぶりの流速による割増し補足説明図

(e) 計算事例

【事例 1】

「最小かぶりを 30mm(一般の環境)、鉄筋径 D13、部材厚 300mm 以上」の構造物に対して 1.5cm の流速割増が必要な場合

30mm+13mm/2+15mm=51.5mm ＜ 標準かぶり 70mm ・・ 鉄筋かぶりの割増しは不要

【事例 2】

「最小かぶりを 30mm(一般の環境)、鉄筋径 D13、部材厚 300mm 以上」の構造物に対して 3.0cm の流速割増が必要な場合

30mm+13mm/2+30mm=66.5mm ＜ 標準かぶり 70mm ・・ 鉄筋かぶりの割増しは不要

【事例 3】

「最小かぶりを 50mm(腐食環境)、鉄筋径 D13、部材厚 300mm 以上」の構造物に対して 1.5cm の流速割増が必要な場合

50mm+13mm/2+15mm=71.5mm ＞ 標準かぶり 70mm ・・ 鉄筋かぶりの割増しが必要

よって、摩耗しろとして 15mm の鉄筋かぶりの割増しを行う。

(※)鉄筋かぶりの割増しは、15mm 間隔で行うこととする。

なお、環境条件は現場ごとに異なることから、最終的には各現場の環境条件を適切に評価し、当該条件に適合する最小かぶりを選定し検討すること。

環境条件および流速区分ごとの計算事例を次項に示す。

表-3.4.4.7　鉄筋かぶり流速割増確認一覧表

鉄筋かぶり 流速割増 確認一覧表

【前提条件】

・主鉄筋を外側、配力筋を内側として扱う／組立筋はかぶり判定対象外
・流速割増は「最小かぶり」に対して行い、必要値と標準かぶりを比較
・最大流速は、「厚いコンクリート」の3.0m/s
・鉄筋かぶりの割増厚は、15mm間隔

【判定式】　必要値（標準かぶり換算）＝ 最小かぶり ＋ 鉄筋半径(d/2) ＋ 流速割増量

必要値 ≦ 標準かぶり → 適合（割増不要）　／　必要値 ＞ 標準かぶり → 割増必要

【流速割増量】　≦3.0m/s：0mm　／　3.0超～6.0m/s：+15mm　／　6.0超～9.0m/s：+30mm

◆T(部材厚) ≧300mm　／　一般の環境（梁）最小かぶり 30mm

鉄筋径	標準かぶり (mm)	流速区分	流速割増量 (mm)	必要値 (mm)	判定	割増厚 (mm)
D13	70	≦3.0m/s	0	36.5	適合（割増不要）	-
		3.0超～6.0m/s	15	51.5	適合（割増不要）	-
		6.0超～9.0m/s	30	66.5	適合（割増不要）	-
D16	70	≦3.0m/s	0	38.0	適合（割増不要）	-
		3.0超～6.0m/s	15	53.0	適合（割増不要）	-
		6.0超～9.0m/s	30	68.0	適合（割増不要）	-
D19	70	≦3.0m/s	0	39.5	適合（割増不要）	-
		3.0超～6.0m/s	15	54.5	適合（割増不要）	-
		6.0超～9.0m/s	30	69.5	適合（割増不要）	-
D22	70	≦3.0m/s	0	41.0	適合（割増不要）	-
		3.0超～6.0m/s	15	56.0	適合（割増不要）	-
		6.0超～9.0m/s	30	71.0	割増必要	15mm
D25	70	≦3.0m/s	0	42.5	適合（割増不要）	-
		3.0超～6.0m/s	15	57.5	適合（割増不要）	-
		6.0超～9.0m/s	30	72.5	割増必要	15mm

◆T(部材厚) ≧300mm　／　腐食性環境（梁）最小かぶり 50mm

鉄筋径	標準かぶり (mm)	流速区分	流速割増量 (mm)	必要値 (mm)	判定	割増厚 (mm)
D13	70	≦3.0m/s	0	56.5	適合（割増不要）	-
		3.0超～6.0m/s	15	71.5	割増必要	15mm
		6.0超～9.0m/s	30	86.5	割増必要	30mm
D16	70	≦3.0m/s	0	58.0	適合（割増不要）	-
		3.0超～6.0m/s	15	73.0	割増必要	15mm
		6.0超～9.0m/s	30	88.0	割増必要	30mm
D19	70	≦3.0m/s	0	59.5	適合（割増不要）	-
		3.0超～6.0m/s	15	74.5	割増必要	15mm
		6.0超～9.0m/s	30	89.5	割増必要	30mm
D22	70	≦3.0m/s	0	61.0	適合（割増不要）	-
		3.0超～6.0m/s	15	76.0	割増必要	15mm
		6.0超～9.0m/s	30	91.0	割増必要	30mm
D25	70	≦3.0m/s	0	62.5	適合（割増不要）	-
		3.0超～6.0m/s	15	77.5	割増必要	15mm
		6.0超～9.0m/s	30	92.5	割増必要	30mm

根拠：土地改良事業計画設計基準「水路工」P.183・P.358 表-7.9.34（最小かぶり）・表-7.9.35（標準かぶり）

(f) 安定計算・部材設計の方針

鉄筋かぶりの割増しを行った場合における安定計算や部材設計の方針は以下の通りとする。

・ 部材設計上は、かぶりの割増厚は摩耗しろとして考え、有効断面から除外して配筋量を決定する。
・ 安定計算のうち支持については、摩耗しろを考慮した最大自重を想定してケースを追加する。

(4) 細部構造の設計

洪水吐の細部構造は、下記により設計するものとする。

① 側壁の裏勾配

側壁の裏面は、堤体盛土、埋戻し土の沈下に対しなじみよくするため、おおむね1:0.10の勾配をつける。

② 流入部カットオフ

洪水吐流入部には、浸透水を防止するためカットオフを設ける。

③ 止水壁

洪水吐には、浸透水を防止するため必要に応じ止水壁を設ける。

④ 越流堰の位置

越流堰の位置は、波浪の影響等を考慮して水理的に適当な位置に設ける。

⑤ 継目

洪水吐の断面が変化する個所には伸縮継目を設けることとする。

⑥ サイドドレーン・アンダードレーン

地山側からの湧水等がある場合は、必要に応じてドレーンを設ける。

上記の細部構造は、**図-3.4.4.10～図-3.4.4.19**を参考として決定する。

a. 側壁の裏勾配

側壁の裏面は、堤体盛土、埋戻し土の沈下に対してなじみよくするため、**図-3.4.4.10**のように、おおむね1:0.10の勾配とする。

なお、コンクリートと遮水性ゾーンの密着性を高めて止水を確実にするため、コンタクトクレイなどを用いて遮水処理を実施する。コンタクトクレイ材は**表-3.5.3.5**と同等の材料とする。

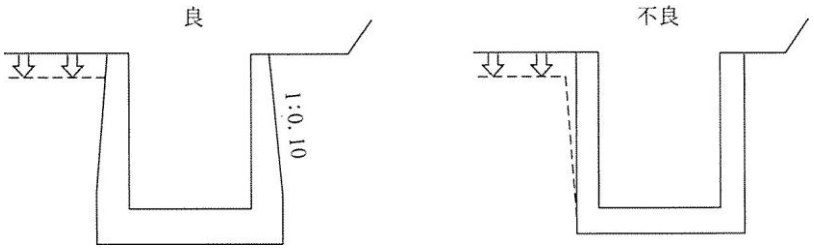


図-3.4.4.10　側壁の裏勾配

b. 流入部のカットオフ

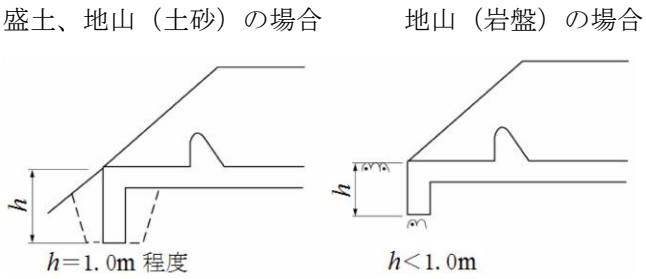


図-3.4.4.11　流入部カットオフ

c. 止水壁

止水壁は、将来の地震時を考慮すると粘性土による構造が望ましいが、近年の施工実績としては、コンクリート製の止水壁を設置している例が多い。なお、洪水吐が遮水性ゾーンを横断する場合は、止水機能は確保されているため、特に止水壁を設けなくても良い。

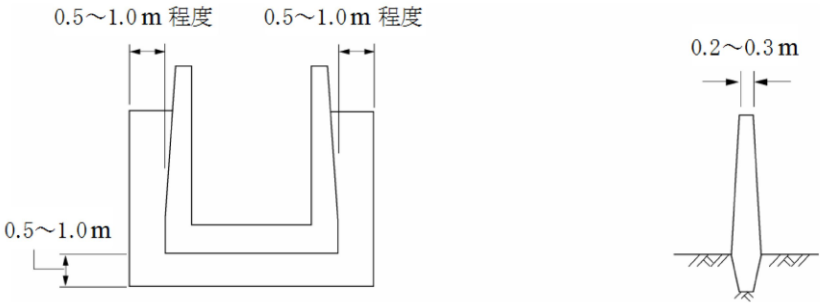


図-3.4.4.12　止水壁の構造の例

d. 越流堰の位置

越流堰は、**図-3.4.4.13** のＡの位置より下流に設ける。

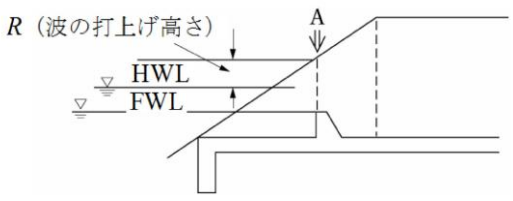


図-3.4.4.13　越流堰の位置

e. 継目

洪水吐の継目は、**図-3.4.4.14～図-3.4.4.15, 図-3.4.4.17** を参考に決定する。

断面が変化する個所には伸縮継目を設けるとともに、斜面部においては、継目部受け台とすべり止めステップを兼用とし、単体としての安定を図るものとする。また、収縮継目の間隔は 9～12m、伸縮継目の間隔は伸縮材の厚さ 10mm の場合 9～18m、20mm の場合 18～36m を標準とする。さらに、伸縮継目は、構造物の変化点や地盤条件の変化点等にも必要に応じて設置する。なお、止水板の幅は**表-3.4.4.8** を標準とする。

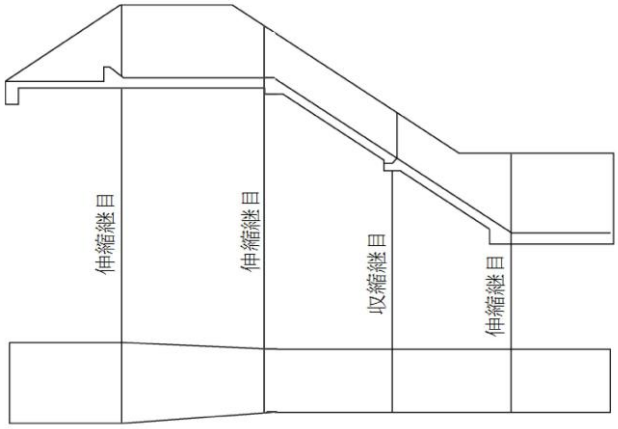


図-3.4.4.14　継目施工例

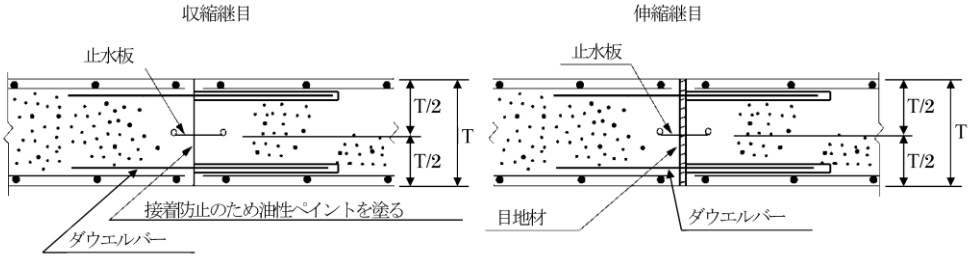


図-3.4.4.15　収縮・伸縮継目(※8)

(※8)油性ペイント

ペイントの種類 ：「油性調合白亜鉛ペイント」（旧積算体系）

環境対応や JIS 体系の見直し等により実質的に入手困難

代替品 ：「油性調合ペイント」

天然油脂主体で市場流通が縮小しており、入手性に制約

「合成樹脂ペイント」

製品により溶剤等が既設シーリング材や可塑剤、未乾燥コンクリート表層へ影響を与える場合があるため、適合性確認が必要

以上を踏まえ、ペイント材料の確保ができない、または適合性が確認できない場合には、付着防止（いわゆるボンドブレーク用途）と水密性・水質等への影響を考慮し、用途適合の専用品への代替を基本とする。

代替品としては、PE シート、路盤紙、瀝青質目地板、瀝青繊維質目地板、ゴム発泡体などがあるが、採用にあたっては要求性能等を照査し、決定すること。

表-3.4.4.8　止水板の幅

コンクリート厚(mm)	止水板の幅(mm)
200以下	150～230
200～300	200～250
300～400	230～300
400以上	300以上

止水板と鉄筋が干渉することのないよう、巾止め筋は各ブロックにおける伸縮（収縮）継目の端部には配置しない（1 本ずらす）等の工夫をする。

ただし、底版の上側鉄筋だけは干渉が避けられないため、これは容認する。

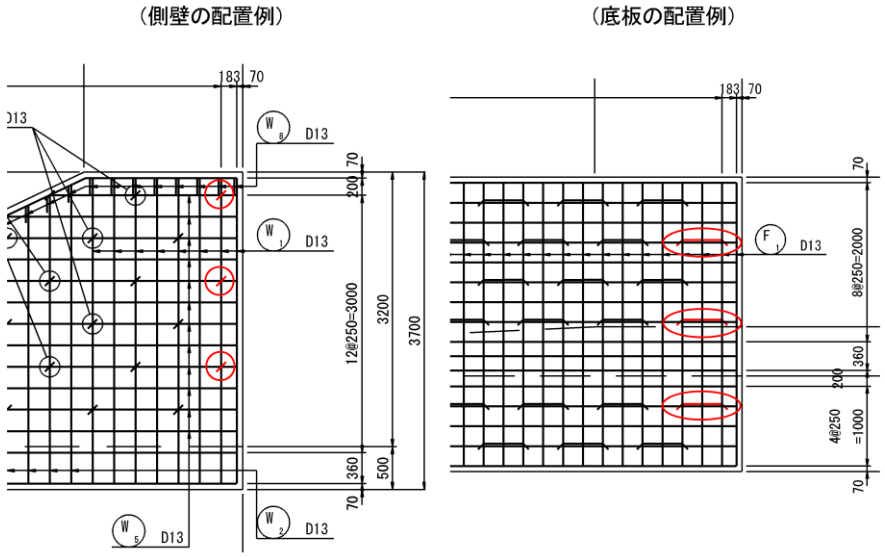


図-3.4.4.16　巾止め筋設置事例

側圧並びに不同沈下等による水路断面内の段差防止のため、洪水吐の流入水路、調整部、放水路部及び静水池に継目を設け、ダウエルバーを 20～50cm 間隔に千鳥配置する。

表-3.4.4.9　ダウエルバー及び塩ビ管の規格

縦方向鉄筋	丸鋼, 異形棒鋼	塩ビ管(VP)
D13mm以下	φ16mm，D16mm	φ20mm，L=500mm
D16，19mm	φ19mm，D19mm	φ25mm，L=500mm
D22mm以上	φ25mm，D25mm	φ30mm，L=500mm

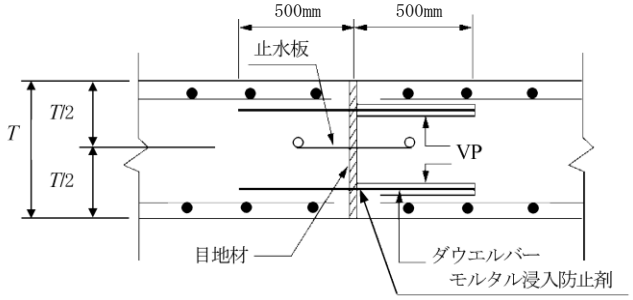


図-3.4.4.17　ダウエルバー

f. その他

・ 最小部材厚

ポンプ打設を考慮すれば、ホース口径（120mm）を確保する必要があるため、最小部材厚は 30 cm とする。（最小部材厚の考え方は、7.6.1(3)を参照。）

・ 側壁付け根部のハンチ

施工性を考慮して、ハンチは設けないこととする。

・ 施工上の打ち継ぎ目

洪水吐や土砂吐桝等、水密性を有する構造物の施工上の打ち継ぎ目については、止水板を設けることとする。（**図-3.4.4.18**）

（洪水吐の事例）　　（土砂吐桝の事例）

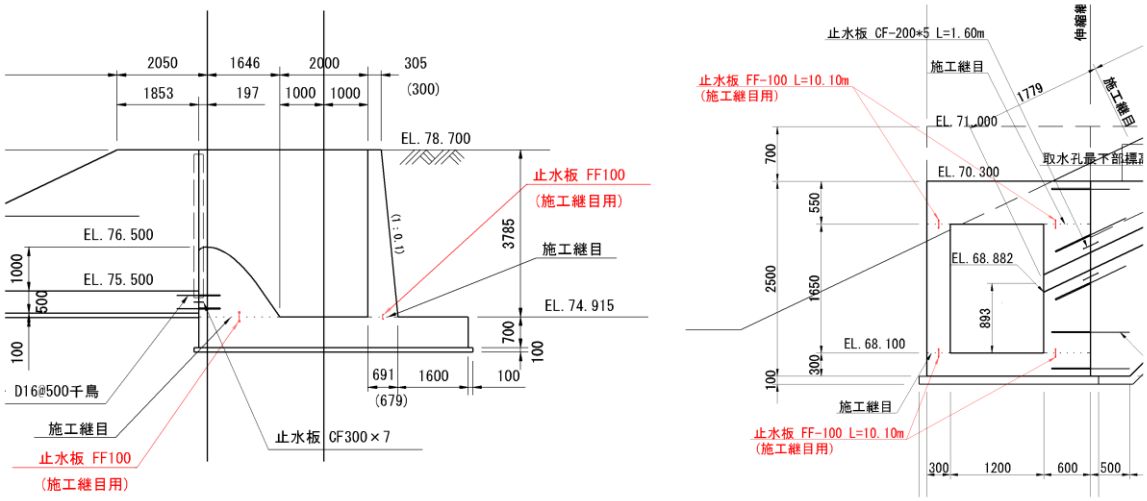


図-3.4.4.18　施工上の打ち継ぎ目事例

・ 伸縮継目材料

洪水吐で使用する伸縮目地材料は、ゴム発泡体目地板とする。

・ 側壁天端部

粘土、コンクリート、アスファルトなどで、雨水が侵入しない様に保護する。

・ 接近水路（流入水路）のライニング

接近水路の底面及び斜面の地質が良好でない場合、又はこの部分が流入によって洗掘等の生ずる恐れのある場合には、ライニングをしなければならない。工法はコンクリートライニング、捨石工ブランケット等から現地適合のものを選定する。

・ 越流部の流水による負圧発生防止

洪水吐は、設計洪水流量が流下する部分は平面的にも縦断的にも丸味を付けた構造とし、水の流下による負圧発生（渦）等を防止することが望ましい。

越流式では特に堰頂部内側（上流側）に丸味を付けることで越流状況が円滑になり、水理特性がよくなる。

・ 越流部の伸縮継目（ジョイント）間隔

越流堰の幅が大きい場合、温度変化の影響を受ける堰体断面積の大きさにもよるが、一般的には 9m 間隔に施工ジョイントを兼ねて伸縮継目を設け、かつ止水板を設置（シングル又はダブル）して漏水を防ぐ。

・ 放水路の構造細目

(a) 放水路は高速流の乱れや、必要以上の水頭損失を防止するとともに、高速流によって起こる浸食を防ぐためにコンクリートライニングをすることが必要であり、粗悪なコンクリート又は施工上の目地違いのため高速流でコンクリート面が荒らされないように、設計上及び施工上の特別な注意工夫が必要である。

(b) 放水路は一般的に急傾斜であるから、水路敷コンクリートライニングが下流に移動しないように、適当な間隔でカットオフやアンカー等を設ける。

この間隔は施工速度、傾斜角度等から決定させなければならないが、カットオフの場合は一般的に 30m 前後とする。

(c) ドレーン

将来、堤体漏水経路と短絡する恐れのない位置以降で、基礎地盤の状況等を判断しながら、主として地山湧水（浸透水）を排除する目的で放水路側壁の背面や放水路下部には必要に応じてドレーンを設け、地山湧水を安全な場所まで導水し放流する。

なお、放水路敷きには構造物荷重を均等分布し、及び地耐力を増加させる目的の基礎栗石は、漏水経路となるので使用しないこと。

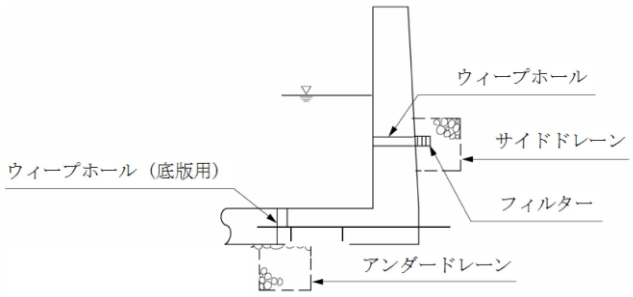


図-3.4.4.19　サイドドレーン・アンダードレーンの設置例

・ 洪水吐への床版の設置

設置方針

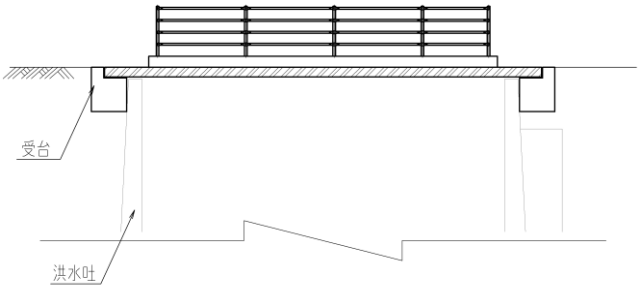
地山側への接続が不要な場合であっても、堤体点検用として人道橋規模の床版を設置すること。

なお、草刈り機を持って通行することを前提とし、構造は幅 1.0m のプレキャスト床版 2 枚で構成し、転落防止柵は両側床版端部に配置する。有効通行幅は両側転落防止柵の内法寸法で規定し、草刈り機の通行に支障のない寸法を確保する。また、完全に歩行者の通行に限定される場合は、上載荷重として T-2 を想定するものとする。

留意事項

受け台等を設けて洪水吐と分離構造とする場合（下図参照）

床版荷重は受台を介して洪水吐側壁背面へ伝達されるため、付加土圧・上載荷重・背面反力の影響を考慮し、側壁および基礎の安定・断面の必要照査を行うこと。

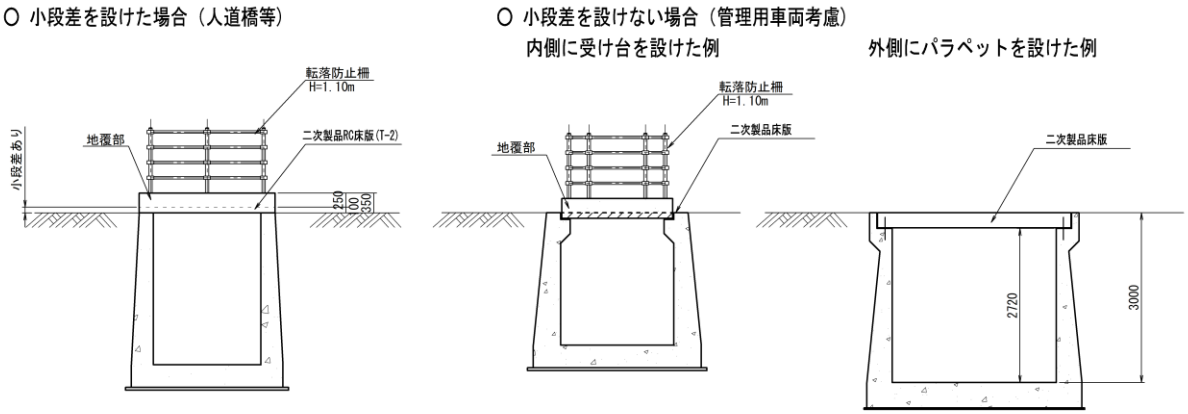


人道橋等で側壁天端に床版を直接設置する場合

堤頂に小段差を許容するか否かについて地元の意向を事前に聴取し、通行安全と維持管理性に配慮して適切に処置すること。

側壁天端に床版を直接設置しつつ堤頂部に段差を設けない場合

側壁高さと有効土圧高さ（土被り高さ）の取り違えが生じやすいので、盛土天端の計画高や被覆厚（舗装・砕石等）を含めた実土被りで適切に土圧を評価すること。また、一般には床版形式または函渠形式が採用されるが、床版形式で管理用車両の通行を想定する場合は、床版端部保護と側壁への衝撃緩和のため、パラペット等の緩衝・縁石の設置を検討すること。



・ 減勢工の構造細目

減勢工内に流水がない状態では、底版下面に揚圧が作用する。揚圧は周辺地下水位に支配され位置により分布し、通常は下流水位に支配されるが、これを上回る水圧源がある場合はその水頭に従う。

水が流れている場合は、上面には跳水による局所水深に相当する水重が作用し、下面の揚圧は浸潤線に基づく分布として評価する。一般に下面の揚圧は地下水位に支配され、浸潤線に沿って上流側でやや大きく、下流側で小さくなる傾向がある。

このため、減勢工での跳水が中～下流側に位置し、上流側エプロン上が薄水深となる条件では、上流側で下面揚圧が上面水重を上回りやすく不均衡が生じやすい。十分な排水設備（ドレーン層・ウィープホール）とカットオフを併用するとともに、底版は抗浮安定を満足できるよう増厚（自重増）またはアンカー等で抵抗させる必要がある。

・ ため池改修と併せて計画する下流接続水路

計画基準雨量は 1/10 確率雨量（通年）を上限として検討する。

整備範囲は、下流域の状況や地域の実情を踏まえて決定する。（例えば、下流域に他機関が管理する暗渠等がある場合は、当該暗渠の流下能力を踏まえて計画排水量を決定する。等）

3.5　取水施設の設計

取水施設は、その最大取水量、緊急放流量及び工事中の洪水量を安全に取水又は放流できるよう計画するものとする。また、流水の水勢を緩和する必要がある場合は適切な減勢工を設けるものとする。

3.5.1　取水施設の構成

取水施設は取水部、導水部によって構成される。

取水施設は、取水部、導水部からなり、適時適量の取水が容易にできるよう、適切な組合せを選定しなければならない。

取水部は、ため池の貯水を取水するための斜樋又は取水塔等である。取水部には取水量を調節するためのゲート等が設けられる。また、導水部は取水を堤外に導水するための底樋、取水トンネル及び減勢工をいう。

それぞれの型式選定に当たっては、**表-3.5.1.1**、**表-3.5.1.2** を参考に適時適量の取水が容易で、かつ、経済的な型式を選定するものとする。一般には、**図-3.5.1.2** に示す斜樋、底樋の型式がよく用いられている。また、**図-3.5.1.3** に示すような取水塔と洪水吐を兼ねた型式もある。

減勢工は必要に応じ、インパクトボックス、桝等を計画するものとする。

次節以降は、代表的な型式である斜樋、底樋について記述する。

表-3.5.1.1　取水施設の型式別特徴

区分	構造物	特 徴	留意点
取水部	斜 樋	工事費が取水塔に比べ少ない。 大きな支持力を有する地盤を必要とせず施工が容易である。 構造的に安定であり、維持管理が容易である。	設置傾斜が緩やかであれば延長が長くなり、軸管操作の場合は故障を起こしやすい。
	取水塔	水門の操作が容易である。 位置の選定における制約が少ない。 温水取水が容易である。	工事費が斜樋に比べ大となる。 維持管理が斜樋に比べやや困難である。鋼構造の場合は、将来塗装の塗り替えに費用を要する。
導水部	取水トンネル	貯水の浸透に対し安全である。 土圧、地震力等に対し安全である。維持管理が容易である。	小断面の施工が困難で、小規模のものでは底樋に比べ一般に工事費が大となる。
	底 樋	取水トンネルに比べ工事費が少ない。	貯水の浸透に対し不利である。 盛土、土圧、地震力等に対し不利である。維持管理が困難である。

表-3.5.1.2　構造物の基礎条件

構造物種別	基 礎 の 条 件
斜 樋	貯水によって飽和しても崩壊したりせず、必要な支持力を失わない良好な地盤であること。
取水塔	貯水によって飽和しても、必要な支持力を失わない耐久性のある地盤であること。
取水トンネル	なるべく池水からのかぶりが大きく、水密で安定した岩盤であること。
取付ボックス	流水の振動によって沈下したり流動したりしない支持力の十分な安定した地盤であること。
底 樋	良質な地盤であること。 遮水性ゾーン部を除き、極力盛土上には敷設しない。

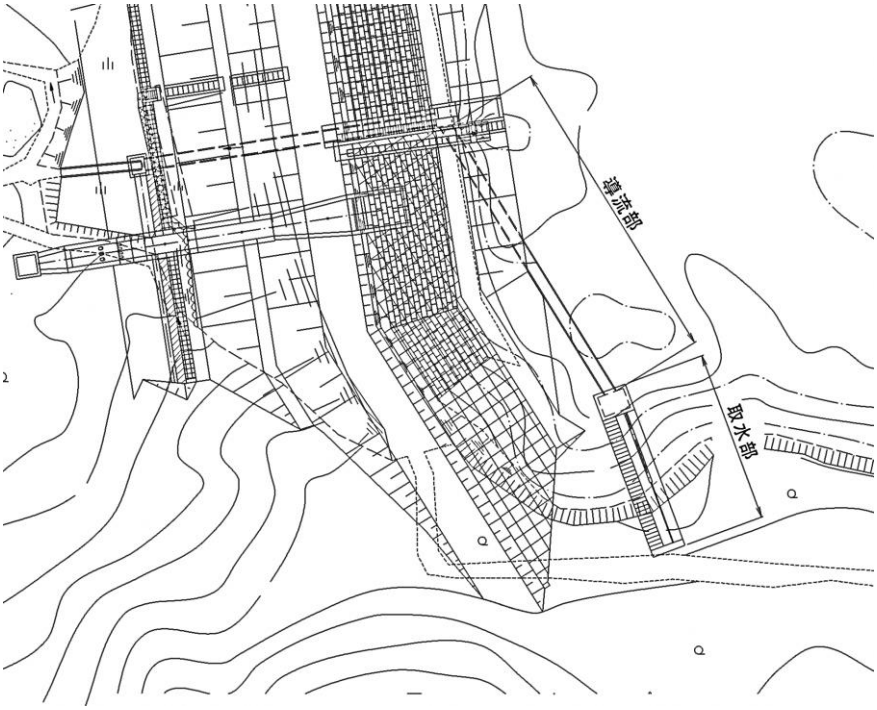


図-3.5.1.1　導流部参考例

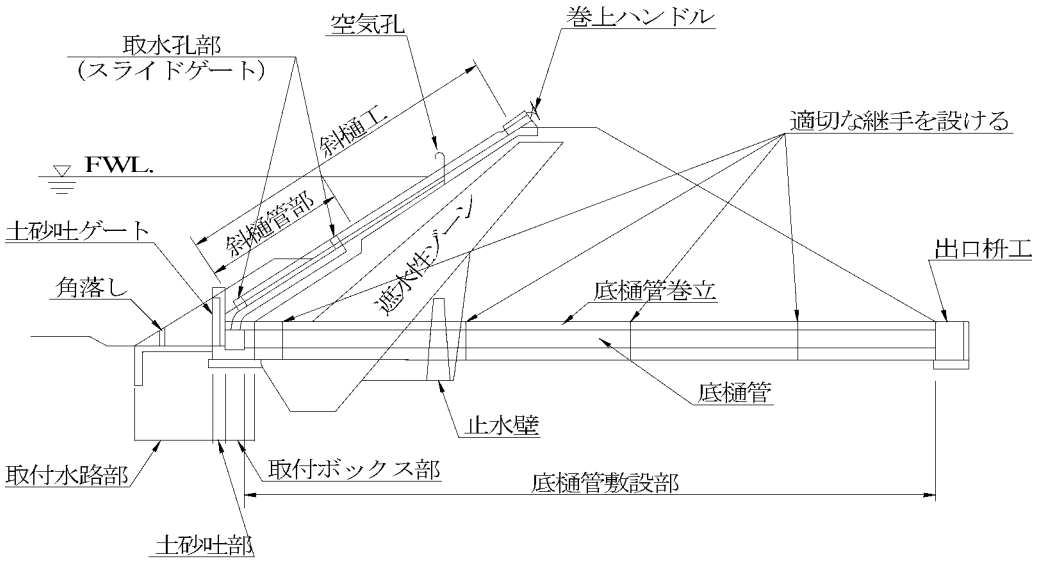


図-3.5.1.2　取水施設参考例(斜樋型式)

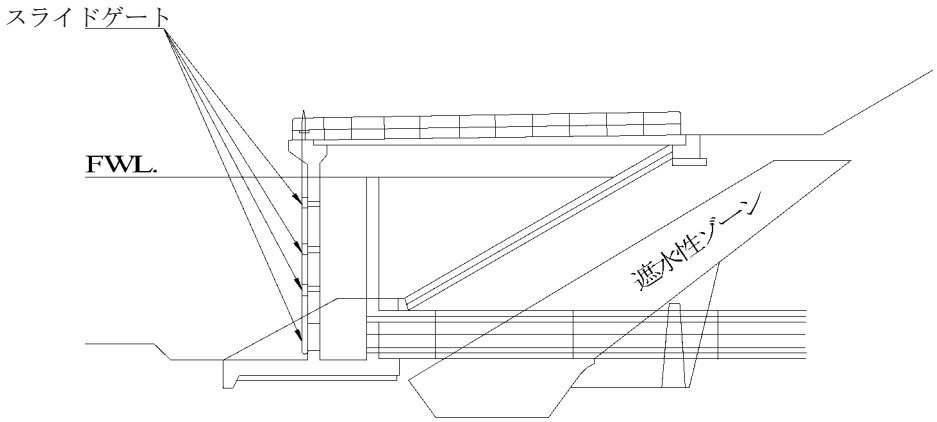


図-3.5.1.3　取水塔参考例(竪樋型式)

3.5.2　斜樋の設計

斜樋は、現況取水施設の状況を十分考慮の上、必要な取水量が確保できるよう設計するものとする。

(1)　斜樋工の位置

斜樋は良好な地山に設けることを原則とする。

ただし､以下の①～⑥のような場合は堤体斜面に設けることもやむを得ないものとするが、この場合は、盛土の圧密沈下により支障を生じないよう目地等の構造に配慮して設計するものとする。

① 堤高が 5.0 m 未満の小規模ため池。
② 地山が急勾配であり、施工及び管理が困難(階段勾配が著しく急)と考えられる場合。
③ 掘削に伴い床掘ラインが収束せず､周辺の地山に与える影響が著しく大きいと考えられる場合。
④ 構造物の配置計画上、斜樋を地山に設置できない場合。
⑤ 地山に斜樋を設置することで取水管理に要する動線が極めて遠距離となり､ため池管理者等がこれを望まない場合。
⑥ その他、斜樋を地山へ配置することが望ましくないと考えられる場合。

(2)　斜樋工構造

斜樋の型式は**図**-3.5.2.1 に示す手順で行うが、取水目的､取水規模､設置場所､現状の水利慣行等を調査し、経済性､安全性及び地元要望や将来の維持管理を比較のうえ決定する。

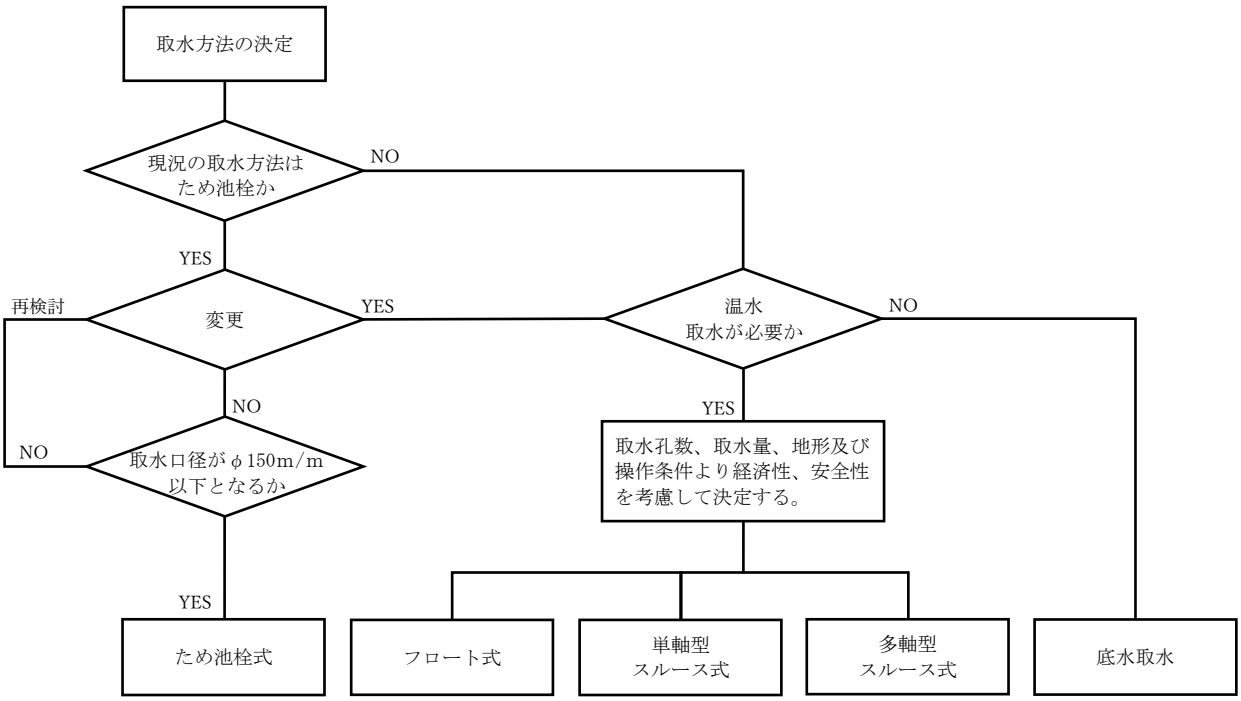
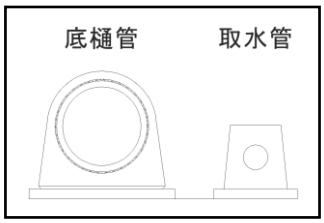


図-3.5.2.1　取水方法決定フロー

取水工の構造形式について**表-3.5.2.1** 及び**図 3.5.2.2～図 3.5.2.4** に示す。

表-3.5.2.1　取水工構造形式の比較表

形　式	メリット	デメリット
ため池栓式	温水取水、無効放流の抑制。	ため池栓を開ける作業手間が多く掛かる。
フロート式	温水取水、無効放流の抑制、下流側用水形式がパイプラインの場合、水圧が有効に使用できる。	内圧構造で底樋とは別系統の堤防横断工が必要。 二重管構造や鋼製管の使用で高価である。
単軸型 スルース式	おおむね1軸3孔まで可能で多軸に比べ安価。 取水操作が容易、操作時の安全性が高い等。	他工法と比べると無効放流が多くなる。 故障時には取水が不可能となる。
多軸型 スルース式	多軸であることから、故障時のバックアップがある。 取水操作が容易、操作時の安全性が高い等。	他工法と比べると無効放流が多くなる。 単軸に比べ高価である。



縦　断　図

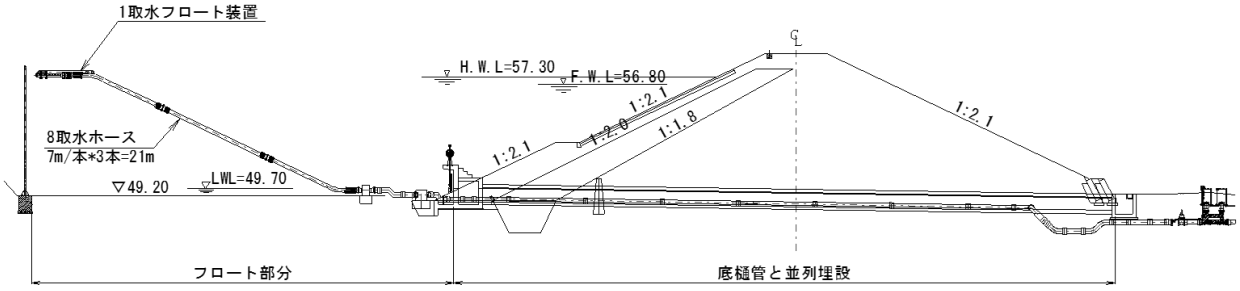


図-3.5.2.2　フロート式　設計例

平　面　図

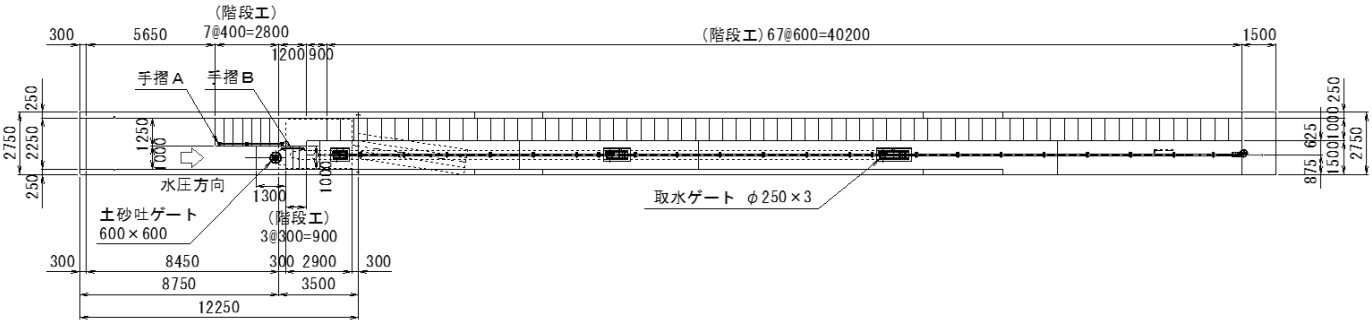


図-3.5.2.3　単軸型スルース式　設計例

平　面　図

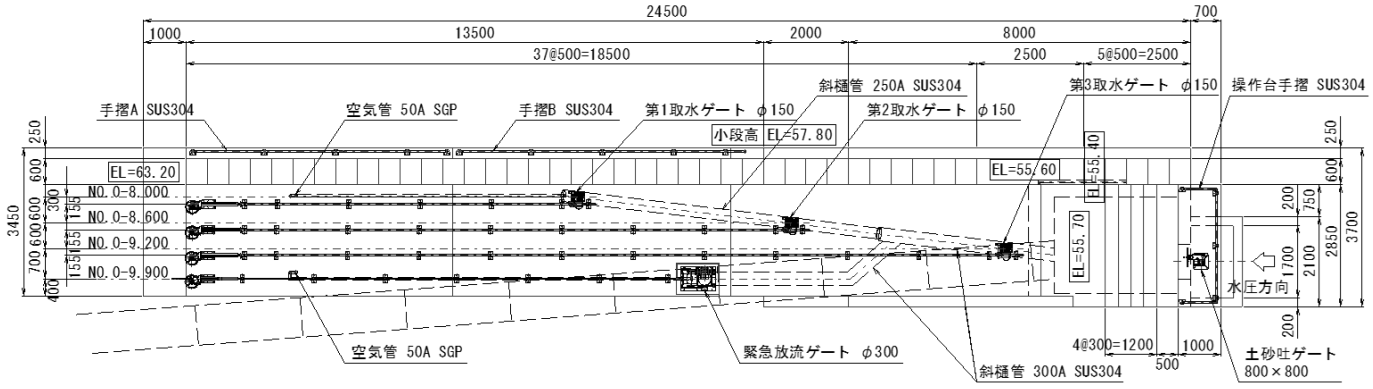


図-3.5.2.4　多軸型スルース式　設計例

(3)　取水孔の位置

取水孔の位置は、現況取水孔の位置を参考として決定する。また、水利慣行上、上樋、中樋等に分けなければならない際は、従前の取水孔の位置についても十分考慮した上で決定する。

最下段の取水孔の配置計画の検討に当たっては、ため池内の貯水位が土砂吐ゲートの操作動線の支障となることがないよう、十分な配慮が必要である。

図-3.5.2.5 は、土砂吐ゲートの操作動線内の貯水を排水する目的で土砂吐桝の天端にため池栓を配置した事例であるが、この他、土砂吐ゲート操作台までの間に簡易的な床版等を設けることも有効な手法である。

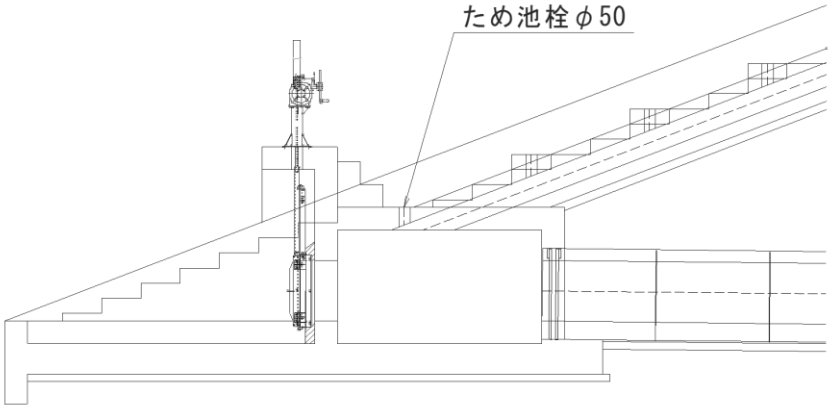


図-3.5.2.5　ため池栓設置の例

なお、スルースゲートの設置間隔の目安としては、一般的に温水成層の形成状況や、既往の観測事例から、表水層が概ね2～3 m程度となる場合が多いことが知られている。

温水成層は夏季に上層数メートルの範囲で形成されることが多いものの、その厚さは季節、風況、日射量、流入水量、池の形状・水深等の条件により変動するが、本手引においては2.0～3.0 mに1箇所を標準とする。

(4)　取水孔径

取水孔径は、現況の取水孔径を考慮して決定することとし、以下のa及びbを比較の上、いずれか大きい量を計画取水量として決定する。

a.　現況取水孔から推定した取水量

現況の取水孔の口径・間隔から現況取水量を算出する。この際、現況の用水管理方法は水利関係者からの聞き取り等による。

b.　用水計画に基づいて算出した取水量

計画用水量の算出方法は「**ほ場整備の手引 P.2-1-3**（計画用水量決定)」を参考とする。

なお、計画用水量の算定に当たって、代かき用水量や減水深については受益地のほ場整備の状況を踏まえて、以下の(a)及び(b)のとおり決定する。

この際、代かき日数は、水利関係者からの聞き取り等によることでも可とする。

(a)　受益地が未整備の場合

代かき用水量：120 mm/day、減水深：20 mm/day（一般値）

(b)　受益地が整備済の場合

代かき用水量：150 mm/day、減水深は、ほ場整備計画との整合を図る。

計算により取水孔径を決定する場合には、**式**(3.5.2.1)による。

$$A = \frac{Q}{C\sqrt{(2g\frac{H}{2})}} \quad \cdots\cdots (3.5.2.1)$$

ここに、A ：孔断面積(m^2)
Q ：取水量(m^3/s)
C ：流量係数(普通 0.62)
g ：重力の加速度(= 9.8 m/s^2)
H ：孔中心までの水深(m)(**図**-3.5.2.6)

Qは最大取水量とし、対象農地における最大必要流量(Q_C)にかんがい効率(α)を考慮した値($Q = \frac{100}{\alpha} Qc$)とする。

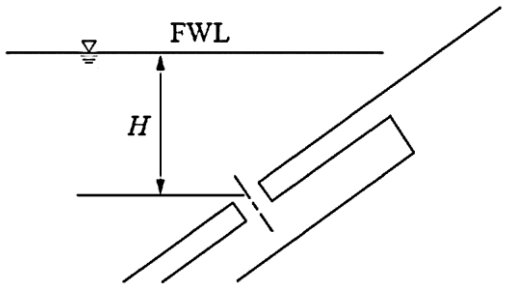


図-3.5.2.6　H のとり方

(5)　斜樋

a.　斜樋管

斜樋管の通水断面積は、取水孔からの流入を阻害せず、取水孔の取付けに具合のよい大きさが必要である。このため、斜樋管断面は取水孔断面の2倍程度とし、**表-3.5.2.2** を標準に斜樋管径を決定する。

ただし、「**3.6　緊急放流施設の設計**」に示す緊急放流の機能を持たせる場合においては、「**3.6.4　放流孔径及び斜樋管径の算定**」により斜樋管径を決定するものとする。

表-3.5.2.2　取水孔径と斜樋管径(標準)(単位：mm)

取水孔径	φ100	φ125	φ150	φ200	φ250	φ300
斜樋管径	φ200	φ200	φ250	φ300	φ400	φ500

b.　斜樋管材質

ため池改修工事は、盛土工の管理負荷が高く、降雨・湧水・仮排水の影響を受けやすい等の厳しい現場条件に加え、技能者不足が深刻化する中で、生産性の向上、工期短縮、施工管理の負荷軽減、安全性の向上等、現場環境の改善が強く求められている。特に、建設業の時間外労働の上限規制が令和6年4月1日から罰則付きで適用されたことを踏まえ、適正工期の設定と工程の平準化は喫緊の課題である。

このため、斜樋管の材質選定にあたっては施工性を重視して選定することとし、**表-3.5.2.3** において従来の HP 管とステンレス鋼管の比較検討を行う。

表-3.5.2.3　HP 管とステンレス鋼管の比較検討表

項目	HP 管	ステンレス鋼管
現場加工 (取水ゲート部)	現場加工が煩雑	工場製作・現場据付方式により現場加工を縮減
干渉リスク	巻立て鉄筋とソケット部の干渉リスクが高く、施工が複雑化する懸念	事前のユニット化で取り合いを整理し、干渉リスクを低減
施工性	干渉対応や調整作業が多く、手戻りが発生しやすい	工場組立配管のため据付中心となり、段取りが容易
現場での加工・調整	多い	少ない
接合部の信頼性	現場条件に左右されやすい	工場での安定した製作・検査により向上が期待できる
耐食性	コンクリート部の品質に依存	ステンレス材により耐食性の向上が期待できる
維持管理性	点検・補修で現場条件の影響を受けやすい	接合標準化により点検容易、長期の維持管理性向上が期待できる

総合評価した結果、斜樋管の材質はステンレス鋼管を基本採用とし、鉄筋コンクリートによる補強巻立て構造とする。なお、現場条件により HP 管が合理的となる箇所については、詳細検討により適用可否を判断する。

以上により、安全性を確保しつつ、所要の品質を満足する合理的な施工計画とし、時間外労働規制に適合した適正工期の設定と確実な工程管理を実現する。

c.　断面寸法

管体は、水圧、浮力、その他の外力に対して十分安全な構造でなければならない。断面寸法は、**図-3.5.2.7** 及び**表-3.5.2.4** を参考とする。

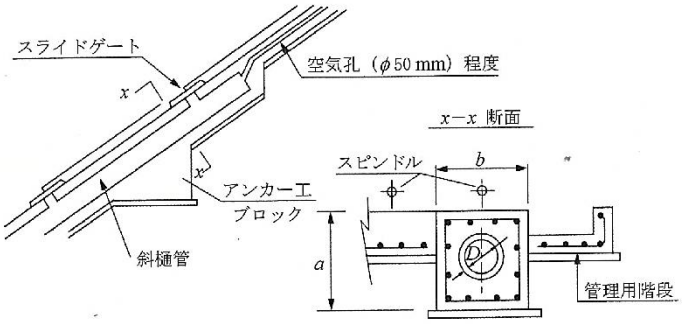


図-3.5.2.7　斜樋断面

表-3.5.2.4　斜樋管巻立寸法例(単位：mm)

斜樋管径 D	200	250	300	400	500
巻立高 a	550	600	650	800	1000
巻立幅 b	550	600	650	800	1000

d.　導流部

導流部は導(胴)樋管とも呼ばれ、斜樋と底樋が離れた位置にある場合にこれらを接続する管である。

(a)　導流部の管径と構造

導流部の管径は**表-3.5.2.2** で定めた斜樋管径を最小管径として、取水孔と緊急放流量から算定した流下量を流すことができる管径とする。

この際、流下能力算定に当たっては、導流管の勾配を使用して検討する。

導流部の性質上、勾配が緩く、土砂等で閉塞する可能性もあるため、管径は維持管理を考慮してφ800 mm 以上とすることが望ましい。

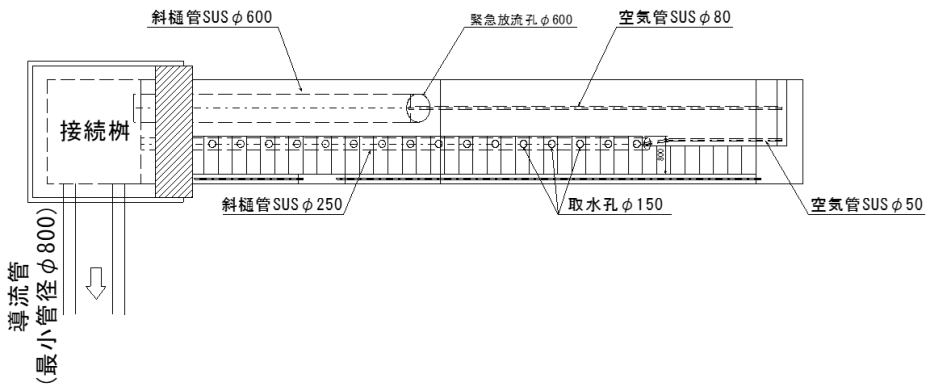
また、材質はプレキャスト製品又はヒューム管を鉄筋コンクリート管で補強巻立した構造とし、その詳細構造は底樋管に準じて検討する。

特に、底樋管に比べ、土被りが小さいことから、浮上に対するリスクに留意が必要である。

なお、導流部と斜樋との接続部は接続桝を標準とし、接続桝と導（胴）樋の接続部には受け台を設けることとする。

受け台形状は「**3.5.3 底樋の設計(10)土砂吐工の設計**」に準じて検討する。

平　面　図



断　面　図

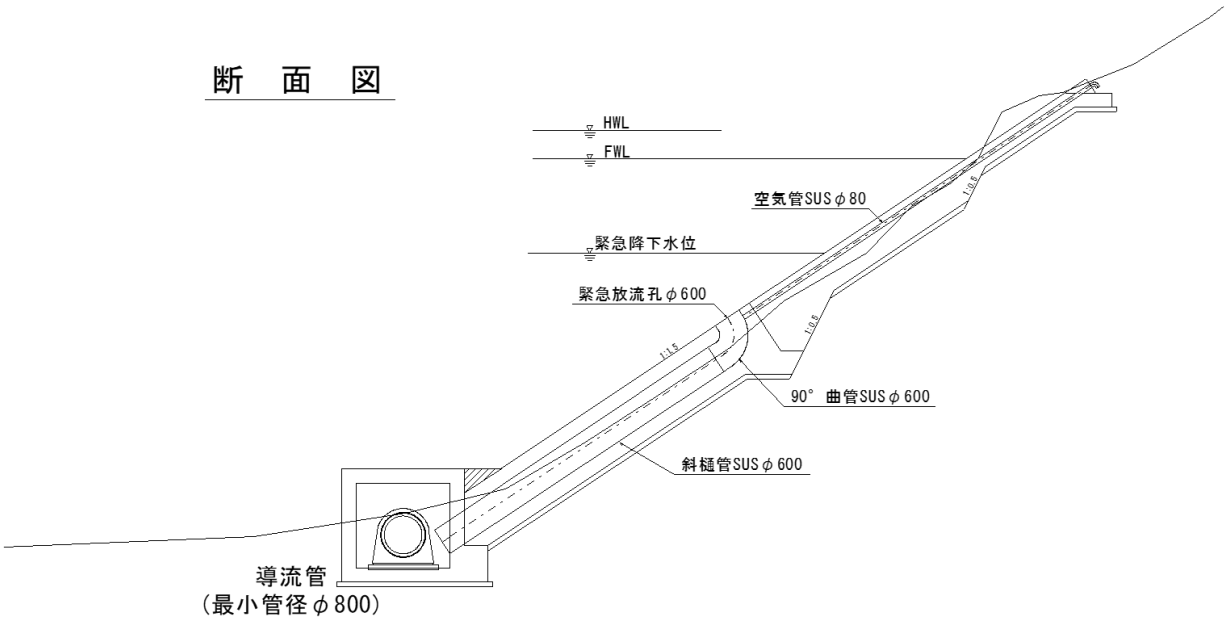


図-3.5.2.8　導流管接続桝（例）

(6)　斜樋付帯工

斜樋は鉄筋コンクリートで巻立てるものとし、付帯工として管理用階段、空気孔を設けることとする（**図-3.5.2.9**、**図-3.5.2.10**）。

また、斜樋が長い場合には、アンカー工を設け斜樋の安定を図る。ただし、できる限り遮水性ゾーンの断面を侵さないよう設計しなければならない。

a.　空気孔

空気孔の断面は、所要空気量と空気孔内風速から算定する。

空気孔内風速は 45 m/s を基準とし、90 m/s を超えない範囲とする。

ここで、所要空気量は最大取水量の 15%、空気孔最小径は 50 mm とする。

$$A = \frac{0.15Q}{V} \quad \cdots\cdots (3.5.2.2)$$

ここに、A：空気孔断面(m^2)

Q：最大取水量(m^3/s)

V：空気孔内風速(m/s)

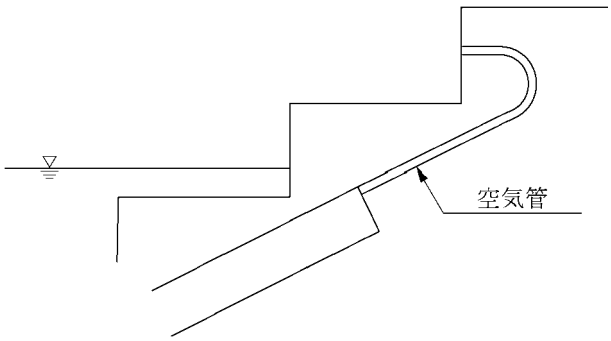


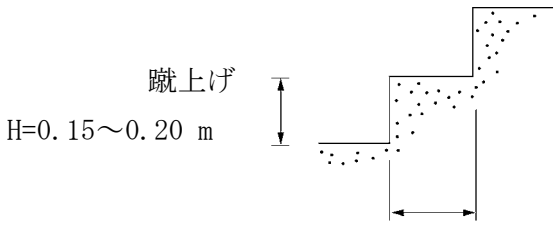
図-3.5.2.9　空気孔の設置例

空気孔の材質は斜樋と同様のステンレス鋼管（SUS）とする。

b.　管理用階段工

階段の蹴上げは0.15～0.20 m程度とし、幅は0.60 mが一般的であるが、維持管理、点検作業等を考慮の上、決定する。

階段の路面部にため池栓を設置する場合は、管理動線の支障とならないように、幅は1.0 m程度とする。



路面 $B \geqq 0.30$ m

（法勾配によって B は変化する）

図-3.5.2.10　管理用階段

ため池下流側に設置する管理用階段は、プレキャスト製品を優先的に採用する。ただし、市場流通品の適用範囲が概ね法勾配1:1.8～1:2.3であることから、当該範囲外となる法面や、据付スペースや搬入制約が大きい場合、既設構造物との取り合いに特殊性がある場合等の現場条件に応じて、現場打ち鉄筋コンクリート構造の採否を検討する。

注）プレキャスト製品採用に当たっては、最新の適用範囲（法勾配等）を確認すること。

管理用階段には、上下流ともに原則として手すりを設置する。材質は上流側をステンレス鋼管（SUS）、下流側を普通鋼（SS）とし、手すり高さはH=0.80 mを標準とする。ただし、下流側法面に設置する階段では、維持管理作業時の刈払機等の搬出入経路と作業動線確保の観点から、連続する手すりが障害となる場合があるため、下流側の手すりは区間的に不連続とする、または着脱式・開閉式セクションを併用する等の構成を検討する。

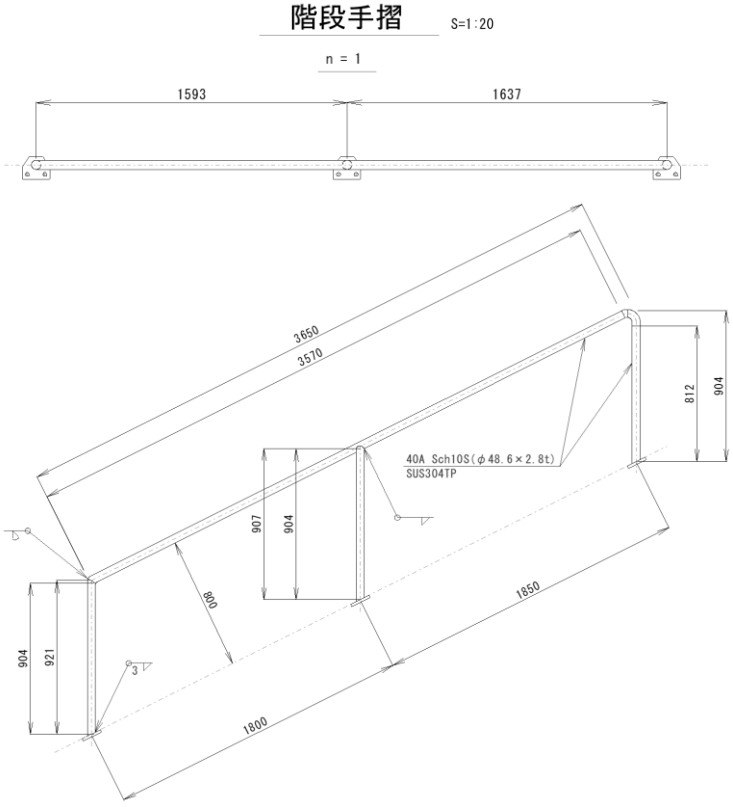


図-3.5.2.11　手すり（例）

c.　アンカー工

管体縦断方向の基礎勾配が急で、すべりを生ずるおそれがある場合は、すべり止めステップを設け、斜樋の安定を図る。

斜樋の継目間隔は9 m程度とし、盛土の圧密沈下により支障を来さないよう目地等の構造に注意して設計する。この場合、継目部受け台とすべり止めステップは兼用とし、単体として安定を図るものとする。

また、受け台及びすべり止めステップは、できる限り遮水性ゾーンの断面を侵さないように設計しなければならない。

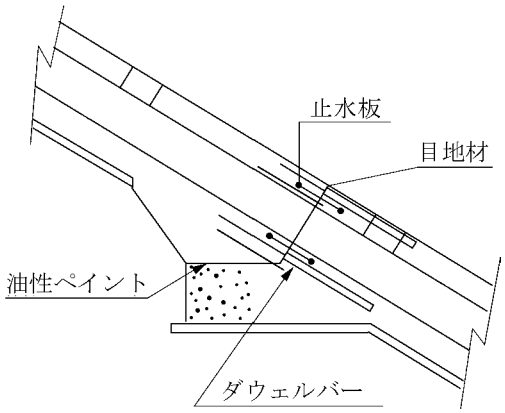


図-3.5.2.12　アンカー工

※油性ペイントは接着防止のため、コンクリート全面に塗布する。

塗布する油性ペイントの種類は、「**3.4.4　洪水吐の構造計算**(4)e.※8」を参照。

3.5.3　底樋の設計

底樋は、最大取水量、緊急放流量及び工事中の洪水量を安全に流下できるものとする。また、底樋の基礎は、堤体の機能と安全を損なわないよう、十分な支持力を有する地盤上に設けることを原則とする。

(1)　設計の基本

底樋は、取水・緊急放流時の制水機能を確保すると同時に、堤体漏水、決壊等の原因とならないよう、堤体としての機能を十分確保しなければならない。また、工事中の洪水量を流下させる必要がある場合には、その機能についても検討するものとする。

底樋の設計では、基礎地盤等における調査結果を踏まえ、構造物に有害な変形が生じないような支持力を確保するものとする。

既設底樋を改修する場合は、既設底樋の構造、諸元、変状(クラック、空洞化等)の状態、程度等をできるだけ把握し、設計に反映させる。

なお、計画ため池近傍で、底樋の改修事例や被災事例がある場合には、設計施工全般の参考になることが多い。したがって、当該事例の関係資料や管理者等からの情報を収集して設計に反映させることが望ましい。

(2)　設置位置

a.　底樋は、**図-3.5.3.1** のとおり基盤内に設置することが望ましいが、底樋周辺が漏水経路となる等堤体の弱点とならない位置に設けるものとする。地形条件等の制約から、旧みお筋等に設置せざるを得ない場合は、調査段階からそれに配慮した計画とする必要がある。また、底樋管についてはできるだけ、地盤が軟弱な場所や、液状化の可能性がある場所に設置することは避けるべきである。避けきれない場合は、その対策を十分に検討しなければならない。

b.　底樋の軸方向は、原則として堤軸に対し直角方向とする。

c.　底樋の本数は、中樋等の統廃合を検討し、必要最小限とする。

d.　底樋の設置位置の検討に当たっては、施工時に旧底樋が撤去できるように配慮する。これが困難な場合には**図-3.5.3.24** を参考に旧底樋工の閉塞を行うこととする。

(3)　底樋の構造

a.　底樋は、内水圧及び外圧等に対して安全で、予測される不同沈下に対しても十分追従でき、かつ、水密性及び耐久性を有する構造とする。型式としては、鉄筋コンクリート構造とした型式と既製管（ダクタイル鋳鉄管等）を単体で用いる柔構造型式がある。鉄筋コンクリート構造で内型枠として既製管を用いて設計する場合は、応力集中や水密性の保持に関して別途検討しなければならない。

b.　底樋は原則として堅固な地盤に設置するものとするが、十分な支持力が期待できない場合には、置換、地盤改良等の適切な処理を施すものとする。この場合、改良部と非改良部に大きな沈下ひずみ差が生じないよう注意する必要がある。

柔構造底樋の例として、パイプラインとして実績のある離脱防止性を有する継手管路（ダクタイル鋳鉄管S形及びUS形等）を堤体内に直接埋設するものがある(**写真-3.5.3.1** 柔構造底樋工施工状況)。

S形及びUS形継手は、伸縮性や可とう性に優れており、さらに離脱防止構造を備えた耐震継手となっている。そのため、地盤沈下や地震による地盤変状時にも管路全体が柔軟に順応して、管体に無理な力が作用しない。

この設計では、底樋と基礎地盤の相対変位量が基礎地盤の降伏変位量以内となるように適切なスパン割とする。なお、底樋下に空洞が生じない目安として、地盤の沈下曲線（即時沈下量＋圧密沈下量）と管路との位相差が最大で50 mm以内を目標とする。

設計に当たっては、「柔構造底樋によるため池改修工法の研究開発（独）農研機構農村工学研究所（官 民連携事業：平成13～16年)」や「柔構造樋門設計の手引、(財) 国土開発技術研究センター編（1998年11月)」等を参考とする。

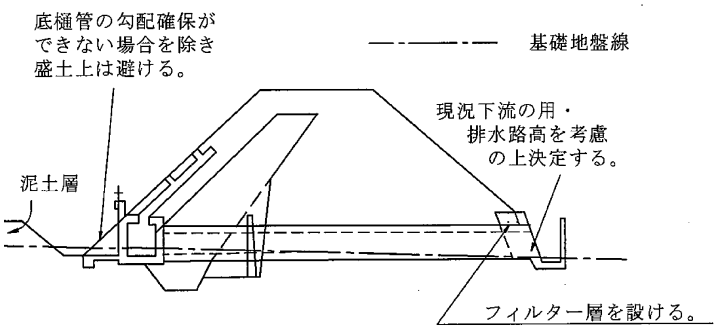


図-3.5.3.1　基礎地盤と底樋縦断計画



写真-3.5.3.1　柔構造底樋工施工状況

c.　底樋管は、地震による被災を受けた際の復旧が困難なことから、耐震性能についても検討しておく必要がある。なお、耐震の検討については「設計基準「パイプライン」第9章第1項 耐震設計」に準拠する。

(4)　底樋管径の決定

底樋管は、計画取水量、緊急放流量及び工事期間中の洪水量を安全に流下し得るものとする。工事期間中の洪水量は、工期や周辺の土地利用状況等を勘案し決定した確率年に対応したものとする。なお、工事の期間が非かんがい期の場合は、その期間における確率洪水流量とする。

また、底樋管の管径は、上記の各流量流下能力や現況の管径等を勘案し決定するものとするが、維持管理を考慮してφ800 ㎜以上とすることが望ましい。

a.　確率洪水流量 Q_Pの算出

確率洪水流量 Q_Pは、「**3.2　設計洪水流量 3.2.1**」に示す合理式により算定する。

b.　底樋管径の決定

底樋の管径は、次式で求める底樋管流下可能量 Qe が、計画流量以上となるように決定する。

$$Q_e = 1/\mathrm{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A \quad \cdots\cdots (3.5.3.1)$$

ここに Qe：底樋管流下量(㎥/s)

n ：粗度係数(ヒューム管、ダクタイル鋳鉄管、鋼管の場合 n = 0.013)

R ：径深(m)

I ：勾配

A ：通水断面積(㎡)

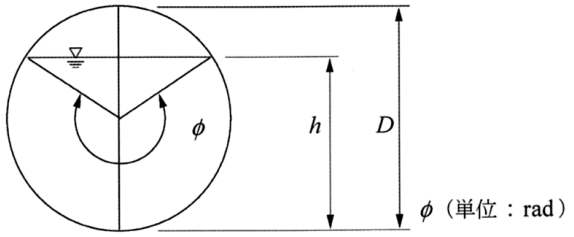


図-3.5.3.2　管路の流れ

R、A 及び水深(h)は、**図-3.5.3.2** を用い、次のように表される。

$$\left.\begin{aligned} h &= \frac{D}{2}\left(1-\cos\frac{\phi}{2}\right) \\ A &= \frac{D^2}{8}(\phi-\sin\phi) \\ R &= \frac{D}{4}\left(1-\frac{\sin\phi}{\phi}\right) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (3.5.3.2)$$

管路の場合、最大流量を与えるのは、h= 0.938D のときであり、このときの A、R を示せば、**表-3.5.3.1** のとおりである。

表-3.5.3.1 水理諸元一覧

管 径 (mm)	h=0.938D (m)	A (m^2)	R (m)	$R^{2/3}$
600	0.56	0.275	0.174	0.312
700	0.66	0.375	0.203	0.345
800	0.75	0.490	0.232	0.378
900	0.84	0.620	0.261	0.408
1000	0.94	0.765	0.290	0.438
1100	1.03	0.926	0.319	0.467
1200	1.13	1.102	0.348	0.495
1350	1.27	1.395	0.392	0.535
1500	1.41	1.722	0.435	0.574

c. 底樋工の対象流量

以下の①～③の最大量で決定する。

① 計画取水量

3.5.2.(4)で算出した取水量

② 緊急放流量

3.6.4 で求めた緊急放流量

③ 工事期間中洪水流量

原則として工事期間中における 1/10 確率洪水流量とする。

ただし、工期にかかわらず非かんがい期における 1/10 年確率洪水流量を対象とする場合にあっては、かんがい期の出水を想定した洪水対策（例：仮締切の計画高、越流時の退避基準、資機材の待機体制等）を設計段階から施工計画に具体化すること。

【施工計画例】

・開削部に洪水を安全に流下させるようにブルーシートや大型土のうを計画する。

・堤体開削時が梅雨時期と重複しないような工程計画を樹立する。

・排水用ポンプによる補助的な排水を計画する。等

(5) 底樋改修工法の選定

底樋の改修工法には、開削・埋戻し工法と推進工法がある。

堤高 8～10 m 以上では推進工法が経済的である場合がある。

工法決定に際しては、**表-3.5.3.2** に示すとおり現場の状況を十分検討した上で経済比較を行い、決定するものとする。

表-3.5.3.2 底樋改修工法

工 法	工 法 選 定 の 基 準
推進工法	経済比較の結果、開削・埋戻し工法より安価な場合、及び現場条件により開削・埋戻し工法が採用できない場合。
開削・埋戻し工法	上記以外の場合。

(6)　開削・埋戻し工法による設計

a.　現況堤体の開削断面

現況堤体の開削断面は、**図-3.5.3.3**、**図-3.5.3.4** を標準とし、現場条件や土質を考慮の上決定することとする。

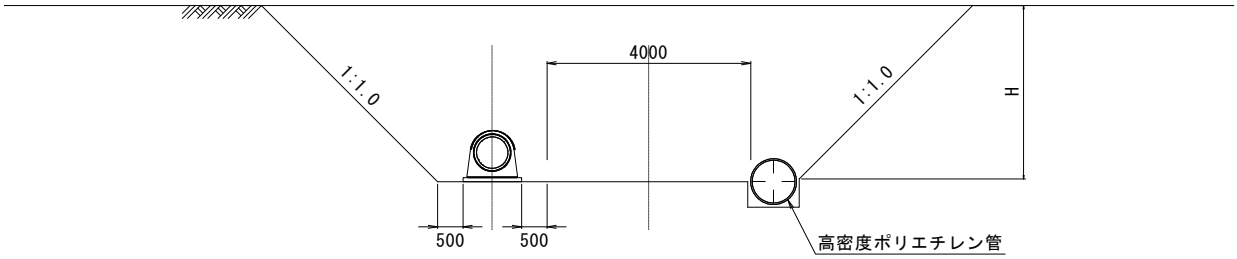


図-3.5.3.3　現況堤体開削断面（H＜5.0 m のとき）

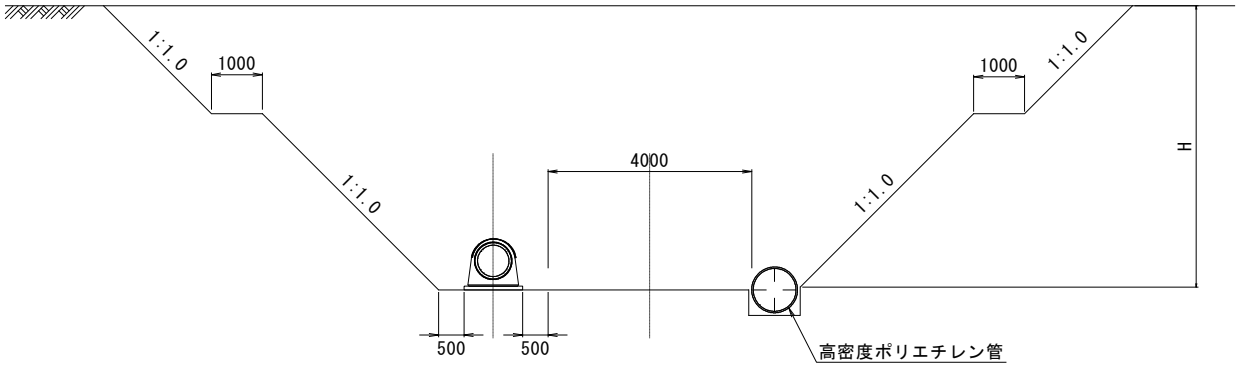


図-3.5.3.4　現況堤体開削断面（H≧5.0 m のとき）

過去の施工実績等により安定が確認できる法面勾配があり、地盤条件・材料・締固め・施工手順が同等と確認されれば、その勾配を準用して使用してよい。

一方で、上記に該当しない場合は、工事中の堤体を地下水位の影響を受けない盛土（不飽和）とみなし、仮設盛土の標準法面勾配 1:1.0 を採用する。

工事用道路の設置の要否については、プレキャスト底樋の据え付けのみならず、仮廻し水路（高密度ポリエチレン管）の設置・撤去作業や堤体工事自体の施工性にも留意して判断すること。

b.　基礎の施工においては、地下水の変動による周辺への影響について注意を要する。特に、掘削による湧水及びそれに伴う地盤沈下、地下水低下対策工、施工中のヒービング、ボイリング並びに地盤沈下による近接構造物の変状等が生じないよう配慮することが必要である。

設計及び施工に当たっては基礎地盤の支持力を照査し、必要支持力を満足しない場合は、基礎底面における地盤の許容支持力度≧作用鉛直応力度(上載荷重＋検討層自重)を満たすよう、置換工・安定処理工等の基礎補強を検討する。検討層自重は、未改良は原地盤、置換工は置換材、安定処理工は改良地盤の単位体積重量を用い、地下水位の影響を考慮する必要がある。

安定処理工を採用する場合、底樋に係る基礎地盤の改良深さの検討は、設計基準「水路工」に準拠し、テルツァギーの修正支持力式により行う。照査ケースは完成時・施工時の4ケースを標準とし、詳細は「**7.8 底樋部基礎補強の計算事例**」を参照する。

なお、検討パターンは**図-3.5.3.5～図-3.5.3.8**の4通りとする。

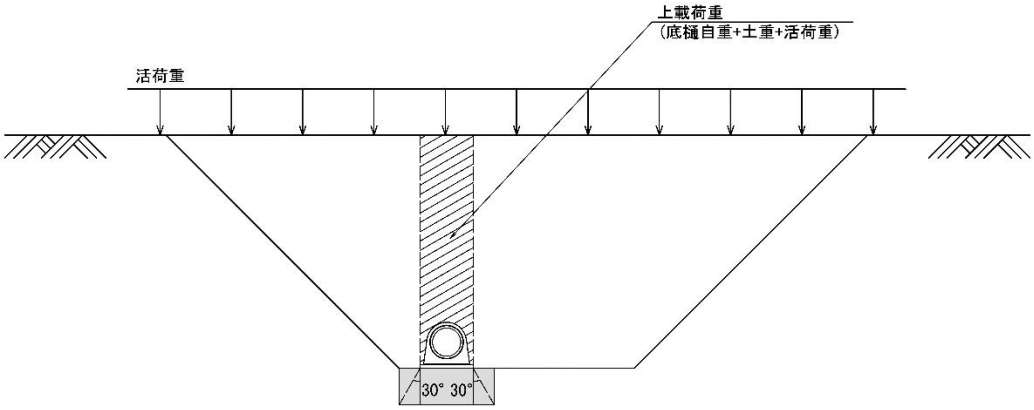


図-3.5.3.5　完成時：堤体盛土完成後・地下水位なし（長期許容支持力度）

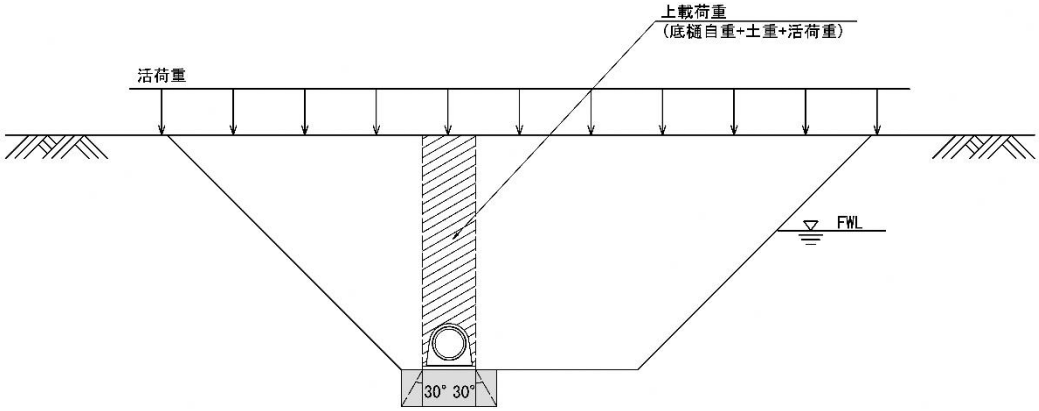


図-3.5.3.6　完成時：堤体盛土完成後・地下水位あり（長期許容支持力度）

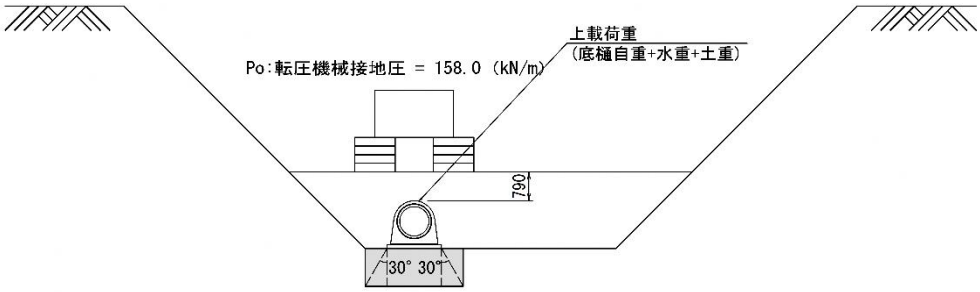


図-3.5.3.7　施工時：底樋完成後、土被り 79 cm(短期許容支持力度)
土被り 79 cm ＝0.60m+0.19m(仕上がり厚)

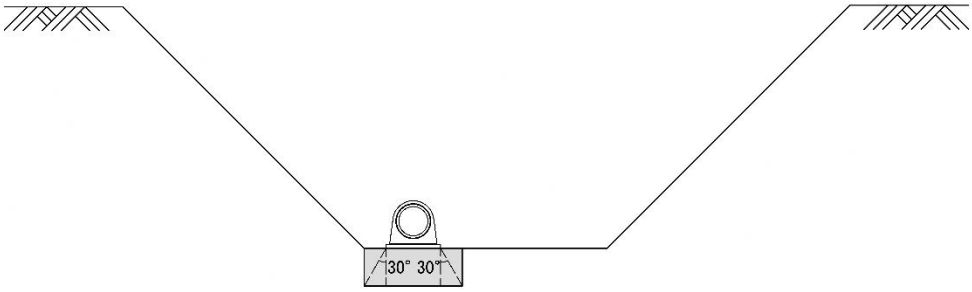


図-3.5.3.8　施工時：敷設直後(短期許容支持力度)

(7)　底樋管の細部構造

a.　プレキャスト底樋工

コンクリート構造物の構築にあたっては、これまで現場条件に応じて現場打ちやプレキャストコンクリート製品を適材適所で活用しており、底樋構造は主として現場打ち構造を採用してきた。

他方、厳しい現場条件や技能者不足の深刻化を背景に、適正工期の設定と工程の平準化が喫緊の課題となっており、国の通知「コンクリート構造物におけるプレキャストコンクリート製品の導入促進について」では、車両運搬が可能な規格のコンクリート構造物について原則プレキャスト化を推進する方針が示されている。

コンクリート構造物におけるプレキャストコンクリート製品の導入促進について

令和４年11月10日　４農振第1974号
農村振興局整備部設計課長から各地方農政局農村振興部長、内閣府沖縄総合事務局農林水産部長あて
（国土交通省北海道開発局農業水産部長は参考送付）

一部改正　令和７年４月７日　７農振第３号

コンクリート構造物の構築に当たっては、これまでも現場条件に応じて、現場打ち、プレキャストコンクリート製品等のそれぞれのメリットをいかし、適材適所で活用してきたところである。

しかしながら、近年、工事現場における技能者不足などの課題に対応するため、更なる生産性の向上、工期短縮、施工管理の負荷軽減、安全性の向上など、工事現場の環境改善が強く求められている。特に、建設業において適用除外とされていた時間外労働の上限の基準について、令和６年４月１日から罰則付きで適用されたことから、適切な工期設定は喫緊の課題となっている。

このことを踏まえ、今後は別添によりプレキャストコンクリート製品の導入をより一層促進することとしたので、設計・施工段階等において適切に実施されたい。

別 添

コンクリート構造物におけるプレキャストコンクリート製品の導入促進について

国営土地改良事業等におけるコンクリート構造物におけるプレキャストコンクリート製品の導入促進のため、車両による運搬が可能な規格のコンクリート構造物については、原則、プレキャスト化することとする。なお、適用に当たっては、以下の留意事項を参考とすること。

1　適用に当たっての留意事項

（1）特殊車両による運搬が可能な規格のコンクリート構造物も対象とする。

（2）特殊形状のものは対象外とする。

（3）輸送路の制約等に係る以下①～③の確認により、導入の可否に精査が必要な場合は、下記２により検討を行うものとする。

① 重量制限や道路線形など事前の輸送ルート

② 現場周辺の待機場所の有無などの情報

③ 関係機関、地元関係者と安全条件、騒音・振動などの環境条件等

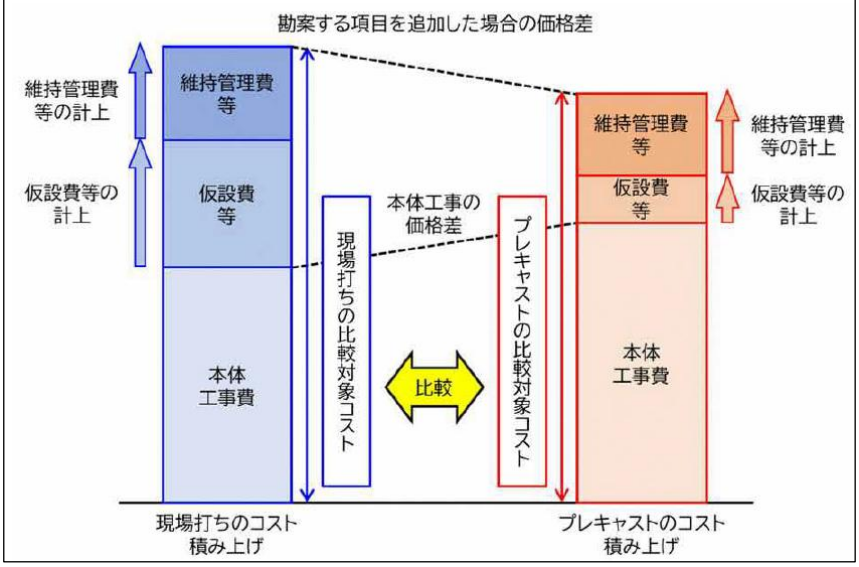
2　導入の可否に精査が必要な場合の検討

１（３）において、精査が必要になった場合には、以下に示すような項目（例）を勘案のうえ比較検討するものとする。また、これ以外にも計上可能な要素（工期短縮効果、安全性向上効果、施工性、周辺交通に与える影響等）について適宜計上のうえ比較検討するものとする。

（例）

・本体工事費
・仮設工（土留工、水替工等）に関する費用
・（工期を踏まえた）安全費（交通誘導警備員等）に関する費用
・残土処理工（残土処分等）に関する費用
・構造物の詳細設計に関する費用
・共通仮設費（比較対象ごとに異なる場合）
・維持管理、補修費用

＜検討イメージ＞



本県においても同様の課題を抱える施工業者が多く、従前は承諾行為によりプレキャスト底樋等の二次製品へ置換して施工した事例が多数見られる。これらの状況を踏まえ、本県としても、設計段階からのプレキャスト採用を基本とする方針を、国通知に準じて明確化していく必要がある。

このことを踏まえ、底樋における本県の方針を以下に記載する。

【基本方針】

- 底樋においては、プレキャスト製品の導入を原則とする。対象はプレキャスト底樋、プレキャスト止水壁（底樋工に係る二次製品）とし、設計段階で標準適用を図る。
- 設計に際しては、断面寸法、継手形式、止水構造、基礎・端部処理、必要覆工の有無、運搬・架設条件などを明示し、メーカー標準仕様との整合を確保する。
- 必要に応じてフレキシブルジョイントや可とう性止水材等を採用し、耐震性・止水性・維持管理性を確保する。
- 施工段階での承諾行為により他工法を提案する場合は、プレキャスト適用の可否理由、工程・品質・コスト・安全の比較、資機材の調達・運搬・搬入計画、維持管理性の評価を添え、協議・承認を経るものとする。

【適用除外の考え方】

- 搬入経路の線形、幅員、高さ制限、橋梁通過条件等により、車両運搬が実現困難な場合。
- 水理条件や構造条件により特注形状が不可避で、規格外寸法が生産・品質・コスト・工期の観点から不合理となる場合。
- 施工ヤードやクレーン設置スペースが確保できず、安全な架設が担保できない場合。
- 地盤条件や耐震要求性能により、プレキャストでは所定の品質確保が不可能な場合。

底樋管をプレキャスト化することによるメリットには、次のようなものがある。

① ヒューム管巻立て工法に比べ、工場製作・工場養生による据付主体の施工となるため、型枠・配筋・打設・養生等の現場作業を大幅に削減でき、工期短縮が可能。これにより仮設費や労務費などの間接費を最小限に抑制できる。

② 接合部をフレキシブルジョイントとすることで、地盤変位や温度ひずみに追随しやすい。

③ アーチ形状セグメントにより土圧を側方へ分散し、断面効率が高く、堤高 15 m級にも適用できる構造耐力を確保しやすい。

これに対して、次の点に留意すること。

- ヒューム管に比べユニットの重量・外形寸法が大きい。所定の運搬車両の適合性を確認したうえで、進入路の線形・幅員・高さ制限・橋梁通過条件等を含めた搬入ルートを適切に確保する。
- 現場内での施工にあたっては、荷役機械の進入路および十分な作業ヤードを確保する。クレーン能力、吊荷半径、アウトリガー反力に対する地盤支持、敷鉄板の要否、仮置きスペース等を事前に計画する。
- コンクリート構造物と堤体盛土接触部の遮水機能を強化するため、コンタクトクレイ等を用いて接触部の遮水機能を高める。
- なお、コンタクトクレイ材を用いる場合は**表-3.5.3.5** と同等の材料とする。
- また、鋼土と接触する区間（製品）までは、チッピング処理したものを使用する。

断面図

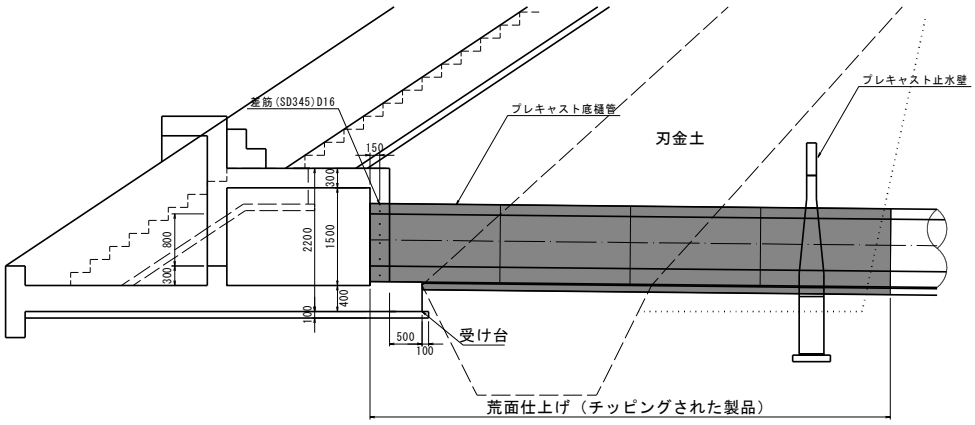


図-3.5.3.9　底樋工一般図（例）

以上を踏まえ、底樋工に用いるプレキャスト製品は下記のとおりとする。

(ｱ)　プレキャスト底樋

※）鋼土と接する区間については、チッピング加工された製品を標準とする。

(ｲ)　プレキャスト止水壁（底樋工に係るもの）

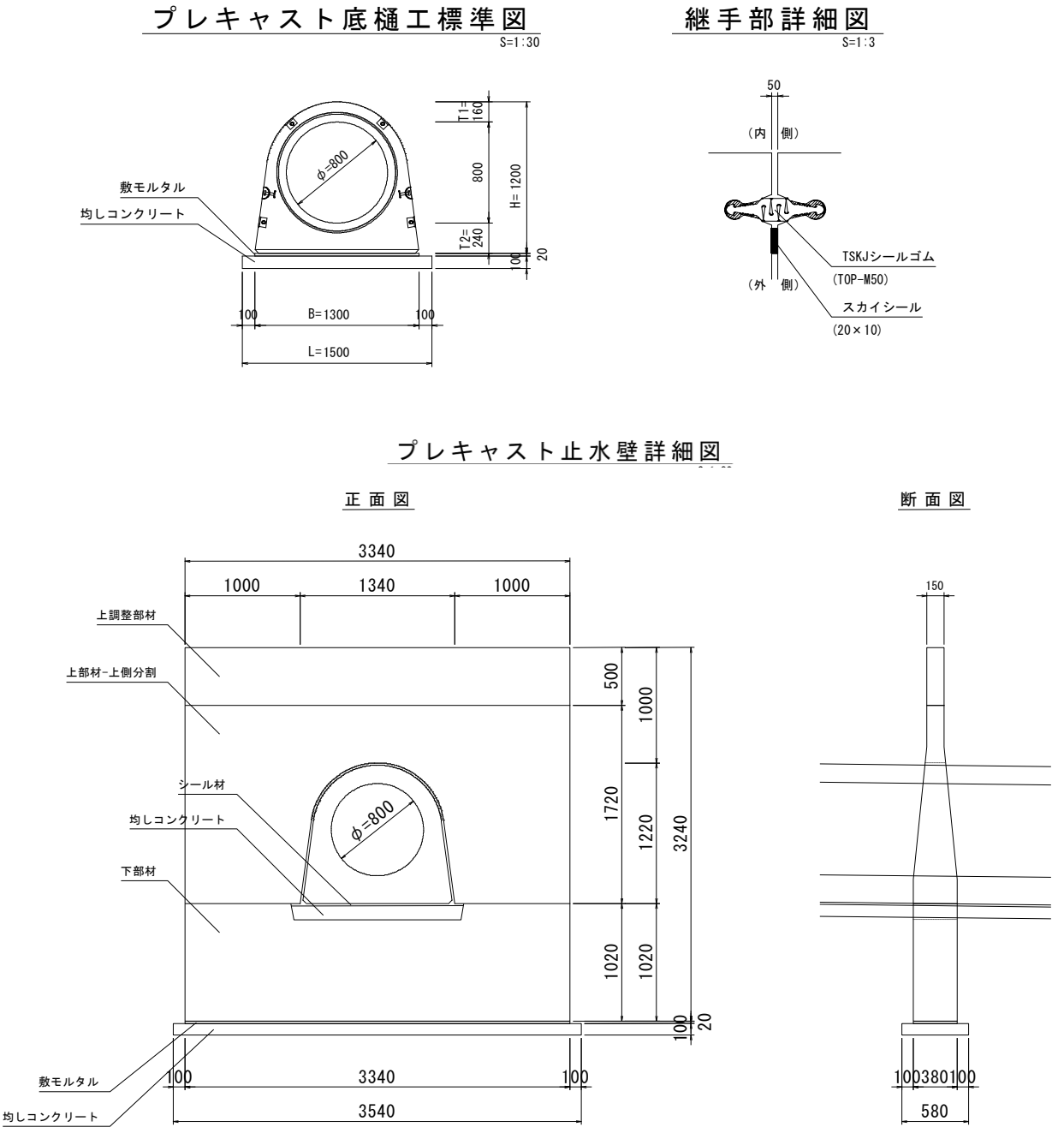


図-3.5.3.10　プレキャスト底樋工・止水壁設計（例）

表-3.5.3.3　プレキャスト底樋管の規格

φd (mm)	H (mm)	B (mm)	T1 (mm)	T2 (mm)	L (mm)	製品重量 (kg)
300	570	650	120	150	2000	1051
400	690	800	130	160	1500	1122
600	950	1100	150	200	1500	1900
800	1200	1300	160	240	1500	2700
900	1340	1450	180	260	1000	2240
1000	1480	1600	200	280	1000	2716
1100	1620	1800	220	300	1000	3308
1200	1800	2000	250	350	1000	4162
1350	2000	2200	280	370	1000	5071

(ｳ)　土砂吐桝とプレキャスト底樋の接合部

土砂吐桝との接合部には差筋を配置し、その上下流には水膨張パッキンを配置することとする。

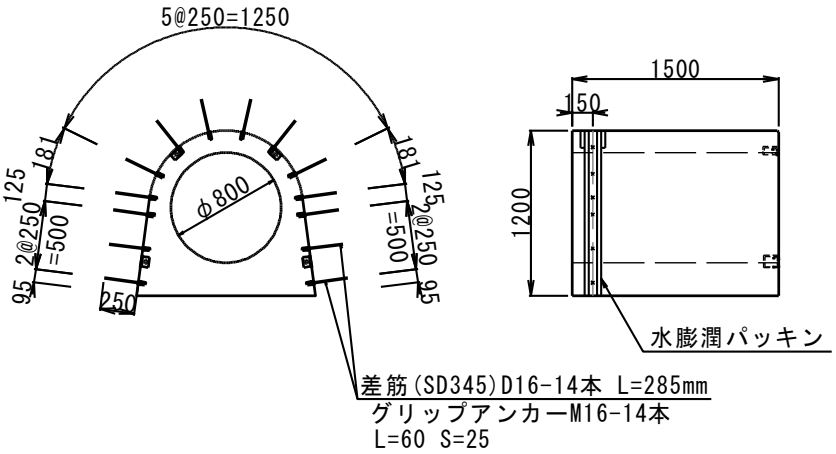


図-3.5.3.11　プレキャスト底樋工接合部（例）

b.　現場打ち底樋管

ヒューム管を内型枠として、鉄筋コンクリートで巻立てた型式の場合は、一般的に以下の点に注意する必要がある。

①　継目は、内挿する定尺管の 3 倍から 5 倍程度の 7～12 m 間隔程度ごとに設ける。なお、上下流のボックス等構造物と接続する部分には、適切な長さの単管又は切り管を配置し、相対変位発生時の応力集中を避けるよう配慮する。

②　鉄筋コンクリートの継目と内型枠に用いる既製管の継手は一致させる。内型枠として用いる既製管は、コンクリート打設時の浮き上がりを防止する必要がある。

③　底樋の継手は、底樋管の縦断方向の不同沈下を吸収する構造とする必要がある。

底樋の周辺が将来水みちとなることのないよう、基礎処理や均しコンクリートの施工に当たっては、空洞や転圧不足を生じさせないこととする。

④　底樋管の巻立ては、周辺埋戻し土の密度確保や、盛土とのなじみをよくするために原則として 1：0.1 程度の勾配を付けるものとする。

⑤　遮水ゾーン沈下ひずみの集中を緩和することを目的に、底樋の頂部両肩部分には**図-3.5.3.13** を参考に、面取り又は丸みを付けるものとし、設計図面へもこれを反映することとする。

⑥　底樋管が遮水ゾーンを通過する部分は、レイタンス除去を十分に行うとともに、コンタクトクレイ等を用いて接触部の遮水機能を強化する。

なお、コンタクトクレイ材を用いる場合は**表-3.5.3.5** と同等の材料とする。

(注) 現場条件等によりプレキャスト製品が採用できない場合には、現場打底樋管として配筋計画等の部材設計を行う。

図-3.5.3.12 に、内型枠に鉄筋コンクリート管を用いた設計例を示す。

これは、鉄筋コンクリート管の有する内部鉄筋を考慮した単鉄筋の一例であり、現地条件を考慮した構造計算結果より、複鉄筋とすることを妨げるものではない。

なお、構造計算方法は「ヒューム管設計施工要覧（令和6年12月（全国ヒューム管協会)」によるものとする。

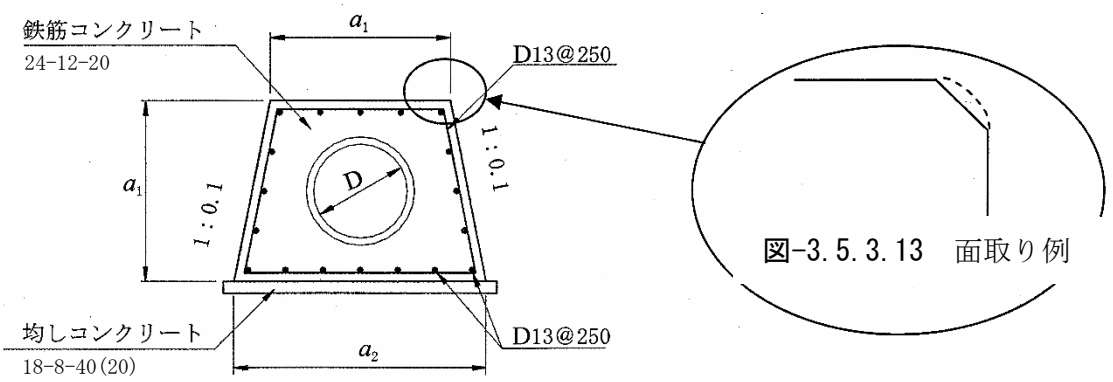
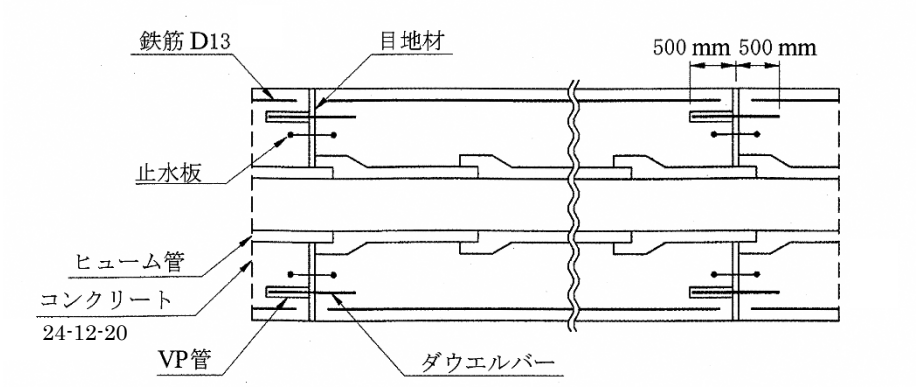


図-3.5.3.13　面取り例

図-3.5.3.12　底樋の設計例



※止水板の規格については**表-3.4.4.8** を参照。

※ダウエルバー及び塩ビ管(VP)の規格は**表-3.4.4.9** を参照。

図-3.5.3.14　底樋の継手構造例

表-3.5.3.4　底樋の寸法例(注:勾配 1:0.1 の場合)

D(mm)	a_1(m)	a_2(m)	D(mm)	a_1(m)	a_2(m)
300	0.75	0.90	800	1.35	1.62
350	0.80	0.96	900	1.45	1.74
400	0.85	1.02	1000	1.55	1.86
450	0.90	1.08	1100	1.70	2.04
500	1.00	1.20	1200	1.80	2.16
600	1.10	1.32	1350	2.00	2.40
700	1.20	1.44	1500	2.15	2.58

注)　上樋、中樋等の樋管の場合を考慮して、φ300～φ1500 ㎜を示した。
なお、各寸法は、単鉄筋を想定した場合の寸法例であり、複鉄筋等となる場合は適宜変更する。

既製管(ダクタイル鋳鉄管等)を単体で用いる型式の場合においては、堤体荷重による不同沈下に対して、管体の離脱が抑制される構造を有し、水密構造が設計施工上十分確保されることを確認する必要がある。可とう性管を用いる場合においては剛性の高い管種とし、管体縦断方向のたわみ量は1 %以下、管体横断面の設計たわみ率は3 %以下としなければならない。管体の基礎工の施工に当たっては、特に管体下部の水密性の確保ができる構造とする必要がある。

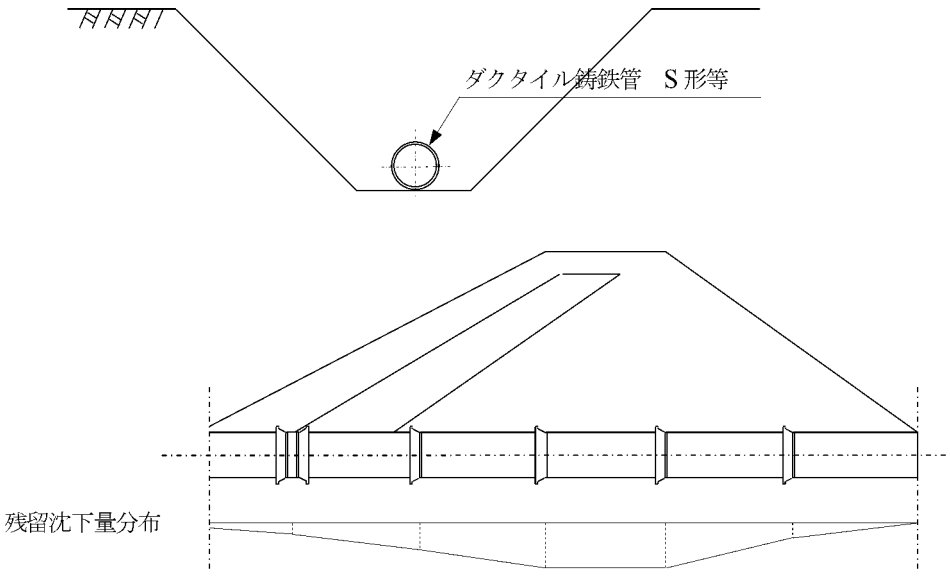


図-3.5.3.15　底樋の設計例

c.　止水壁

底樋外周面に沿った土粒子の流亡を防ぐため、止水壁を設ける(水みち形成を抑制)。

止水壁の設計に当たっては、十分な遮水性が確保できるよう適切な材料及び施工法を採用する必要がある。

止水壁の型式は、プレキャスト製品や現場打ちコンクリート製のもの及び土質材料(粘性土)を用いたものがある。なお、現場打ちコンクリート止水壁の施工例を**図-3.5.3.16**に、土質材料の標準的指標を**表-3.5.3.5**に示す。

表-3.5.3.5　土質材料の標準的な品質(参考)

品 質 項 目	標 準 値
粒 度	(75 μm以下)50 %以上
最大粒径	20 mm
含 水 比	60～70 %
塑性指数 *IP*	15以上

止水壁の設置位置については**図-3.5.3.17**に示すとおり、底樋が遮水性ゾーンを横断する場合には遮水性ゾーンの範囲外に設置することを原則とする。止水壁周辺部は、遮水性材料と同等の材料を用いて置き換えるものとする。なお、堤体改修工法、堤体の規模等に応じて止水壁の個所数を増やすことも検討する。

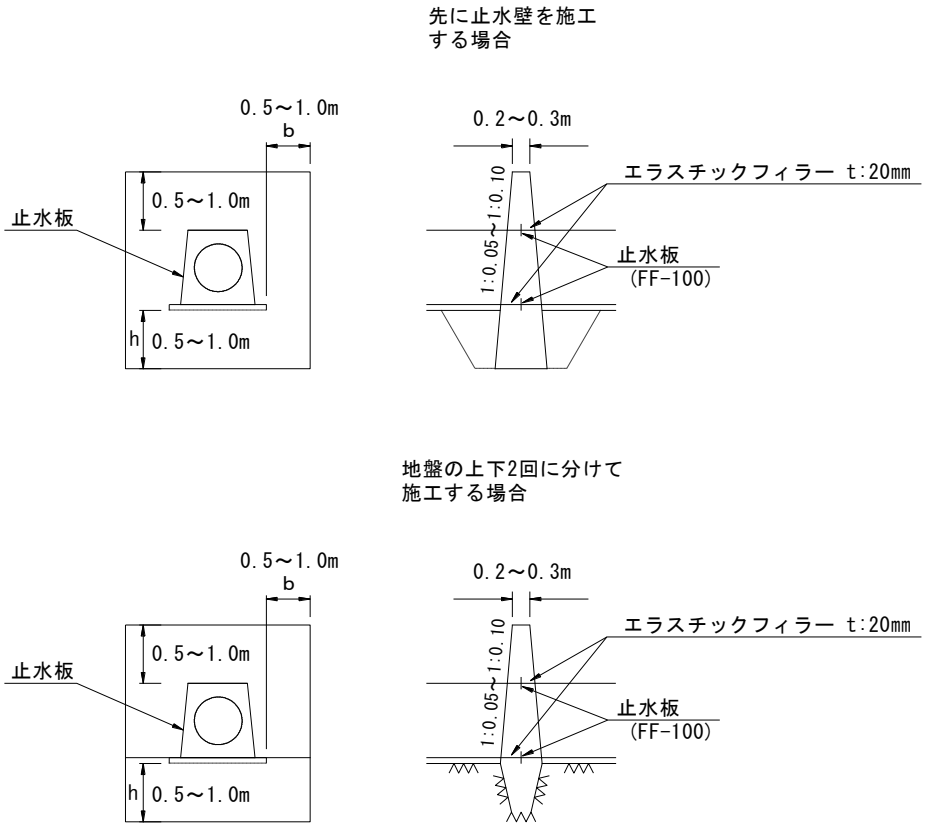


図-3.5.3.16　止水壁の施工例(現場打ち構造の場合)

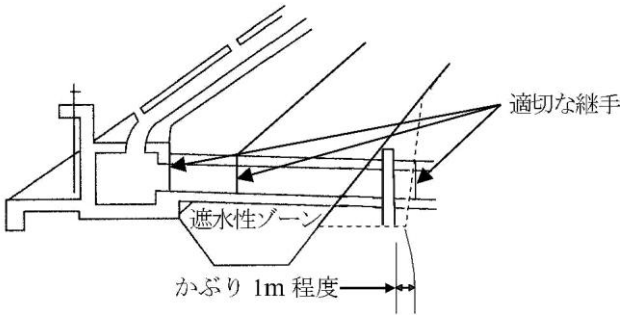


図-3.5.3.17　止水壁の位置

(8)　底樋管の鉄筋かぶりの流速による割増し

鉄筋かぶりの流速による割増しは「**3.4.4 洪水吐の構造設計** (3) 部材設計 d. 鉄筋かぶりの流速による割増し」と同様に、流速が 3.0m/s を超える場合に 1.5cm を加算し、以後 3.0m/s 増加するごとに 1.5cm ずつ加算するものとする。

なお、底樋管における鉄筋かぶりの流速による割増しの検討条件および対策は以下のとおりとする。

a. 設計対象流量

底樋管の鉄筋かぶりの検討における対象流量としては、「①計画取水量、②緊急放流量、③工事期間中洪水流量」が考えられる。

ここで、設計基準「水路工」P.183 で規定された最大許容流速は、水路構造体の材質による洗堀や摩耗に対する耐久性により定められた値である。

一方、摩耗の主要因は、土砂を含んだ流水が継続的に作用する常時流量により進行する。

以上より、摩耗しろの検討における設計対象流量は「①計画取水量」とする。

b. 基準となるかぶり値

底樋管はプレキャスト製品の使用を標準とすることから、最小かぶりは「プレキャストボックスカルバート設計・施工マニュアル」に基づき $C_{min}=25mm$ とする。

【解　説】

(1)について

鉄筋のかぶりの最小値は，次式の「コンクリート標準示方書（2002 年制定)」に従い，塩分以外の有害因子による腐食性環境における工場製品の場合として，2.5cm とした。

$$C_{min}=\alpha\times k\times C_0=0.8\times0.8\times4.0=2.5\ \text{cm}$$

ここに，C_{min} ：鉄筋の最小かぶり（cm）

α ：コンクリート強度による係数（$\sigma_{ck}\geqq35N/mm^2$の場合：$\alpha=0.8$）

k ：工場製品に対するかぶりの低減率（$k=0.8$）

C_0 ：基本かぶり（腐食性環境にあるスラブのかぶり：$C_0=4.0$ cm）

［プレキャストボックスカルバート　設計施工マニュアル　平成 30 年 4 月 P38］

c.　対象部位および鉄筋かぶりの確保の方法

設計対象流量に基づく水理計算により流速が 3.0 m/s（鉄筋コンクリート二次製品の最大許容流速）を超える場合は、以下の方法により鉄筋かぶりの割増しを検討する。

(a) 計算上の水深が管径の 1/2 以下の場合は底版上面を、管径の 1/2 を超える場合は底版上面および側壁内面を対象として、鉄筋かぶりの減少を考慮した鉄筋配置とする。

(b) かぶりが不足する場合は、工場製作時に鉄筋位置を変更して必要かぶりを確保する。鉄筋配置変更の可否については、設計段階においてメーカーへ確認すること。

(c) 鉄筋位置を変更した場合は、変更後の鉄筋位置に基づく構造計算を実施するものとする。

(d) 鉄筋位置の変更が不可能な場合は、ヒューム管（内管）の応力負担を考慮せず、現場打ちコンクリートによる底樋管とする。

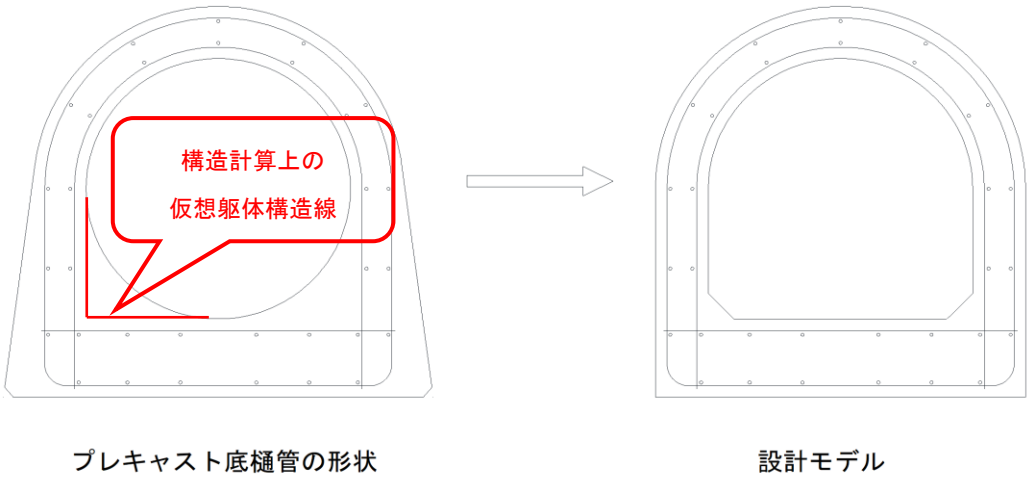


図-3.5.3.18　構造計算モデル図

(9)　底樋の耐震設計

底樋管の耐震性能検討は、以下の考え方（方針）で行う。

地中構造物の地震時振動特性は、埋設管路やトンネル等の地震観測記録および模型振動実験の結果から、次のように整理される。

- 地中構造物は地震時に固有振動が卓越しにくく、周辺地盤の振動に追随して挙動する。
- 見かけの単位体積重量が周辺地盤と同程度で拘束も大きいため、構造物自身の慣性力の影響は相対的に小さい。
- 地震時の挙動は、慣性力ではなく周辺地盤の相対変位（地盤ひずみ）に支配される。
- 構造物の全周またはその大部分が地盤で囲まれているため、構造物の振動エネルギーは周辺地盤に速やかに吸収され、その結果、地震時に生じる周辺地盤の変位や変形に追随して挙動する。

このような地中構造物の振動特性は、橋梁等の地上構造物の特性と大きく異なる。地中構造物の耐震設計に適用される静的耐震計算法である 応答変位法および震度法 は、これらの特性に基づいている。

ここで、「設計基準「水路工」P.384」及び「設計指針「耐震設計」P.114」おいては、レベル1地震動における暗渠（ボックスカルバート）の耐震計算法として応答変位法および震度法を規定している。本手引では、周辺地盤の変位に追随しやすい地中構造物の特性を反映できる応答変位法を用い、底樋の横断方向における構造計算を行うこととする。

なお、底樋の縦断方向については、部材厚と配力鉄筋量のチェックを行うこととなるが、基礎地盤が良好かつ均質の場合は、通常の部材厚で主鉄筋に見合う配力鉄筋量が入れてあれば、一般に縦断方向の検討は省略してもよい。

ただし、以下の場合には、縦断方向の検討を行うこととし、基礎地盤が良好かつ均質の場合は、「縦断方向の設計は弾性床上の梁」として解析してもよい。

- 巻立延長又は継手の間隔が 15 m を越える場合
- 縦断方向に荷重が大きく変化する場合

(10)　土砂吐工の設計

底樋の入口には貯水中に堆積した土砂を排出するための土砂吐を設ける（**図-3.5.3.19**）。

土砂吐前面には、貯水時の締切と最下取水口の機能を兼ねる土砂吐ゲートを計画する。ゲートの巻上機は斜樋最下段の取水孔より高く、操作が可能な位置とし、操作上必要な場合は渡板等を設ける。

また、土砂吐前面に設ける取付水路に高さ 20～30 cm 程度の角落しを入れることで、ゲート戸当たり周辺への土砂集積を防ぎ、ゲートの水密性を確保することができる。

安定計算時には HWL の条件で浮力の検討（Fs＞1.2）を行い安全性を照査する。

又、土砂吐桝は常時湛水していることから、構造計算の際に用いる鉄筋の許容引張応力度については、σ_{sa}＝157 N/mm²（水に接する部材）を用いる。

基礎が土砂のとき　h=1.0 m 程度
基礎が岩盤のとき　h＜1.0 m

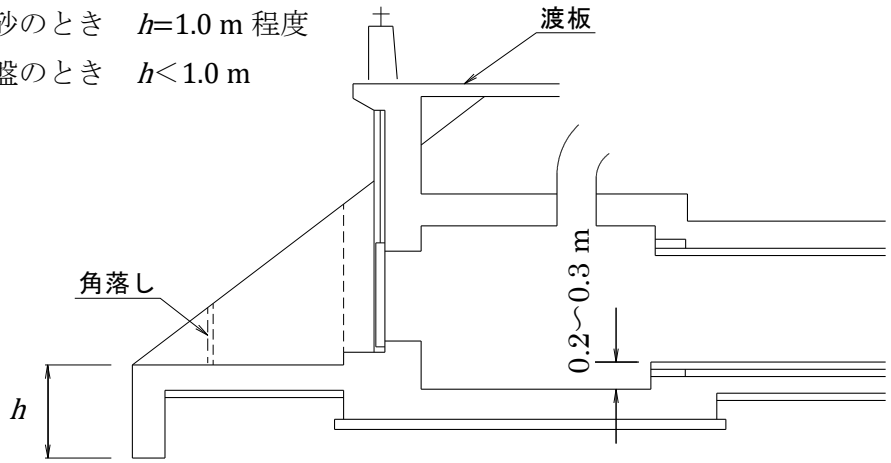


図-3.5.3.19　土砂吐工の例

過年度整備済み施設においては、**写真-3.5.3.2** のとおり、底樋管と土砂吐等との接続部にクラックの発生が散見される。



写真-3.5.3.2　底樋管と土砂吐等との接続部

これは、底樋管直下の基礎地盤の沈下に伴い、接続部に応力が集中したことを起因として発生したものと想定されることから、本手引では受け台を設けることを標準としたので留意すること。

受け台は、土砂吐桝とプレキャスト底樋の接続部に設け、荷重の集中が生じないように計画する。また、底樋の出口桝についても同様に受け台を設置する。

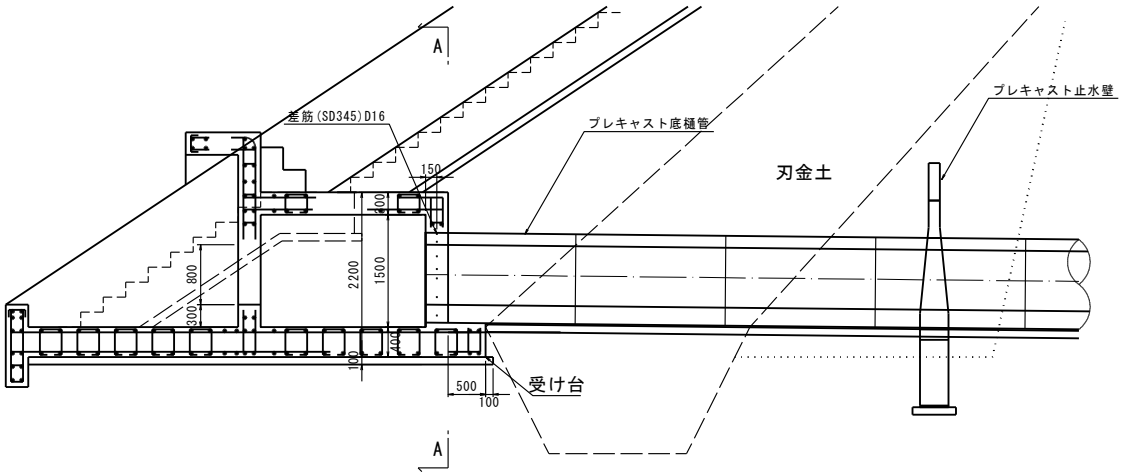


図-3.5.3.20　受け台の断面図（例）

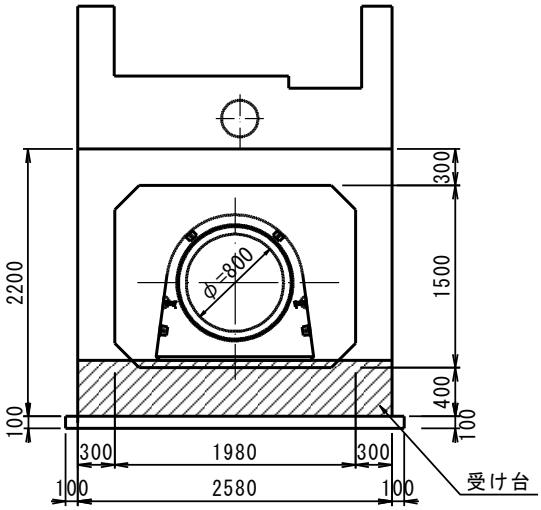


図-3.5.3.21　受け台範囲(A-A 断面)図（例）

土砂吐桝にはプレキャスト底樋により大きな開口が発生するので、開口によって削除された鉄筋量と同等程度の補強筋を配置する。

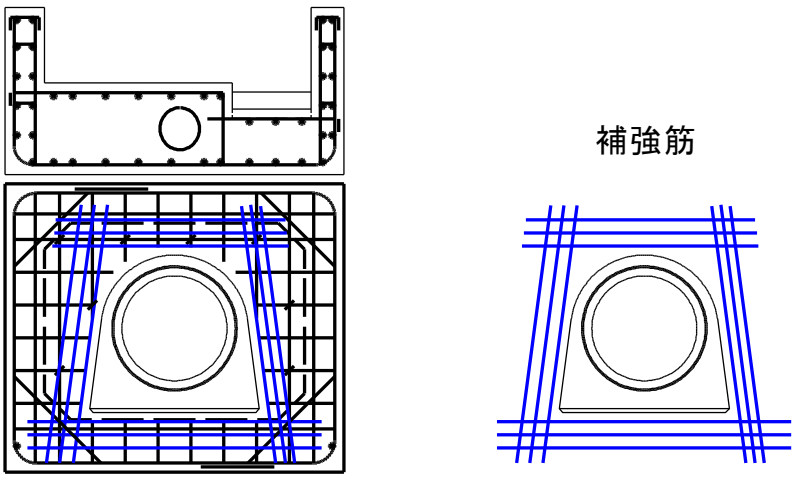


図-3.5.3.22　補強筋配置図（例）

(11)　ゲートの設計

取水施設の各ゲートは、予想される荷重に対して安全な構造とするとともに、確実に開閉し、かつ、必要な水密性及び耐久性を有する構造とする。

材質については、従来は鋳鉄製が多く採用されていたが、近年では機械精度の向上に伴い、ステンレス製のゲートの使用実績が増えている。

山口県内で用いられているため池ゲートの取扱いメーカーは主として2社であり、それらが取扱う汎用品ゲートの規格を以下のとおりである。（令和8年6月時点）

a.　汎用品ゲートの規格

(a)　A社

種　別	規　格	水密構造	材　質
土砂吐	300×300	金属水密	ＦＣ
	350×350	金属水密	ＦＣ
	400×400	金属水密	ＦＣ
	450×450	金属水密	ＦＣ
	500×500	金属水密	ＦＣ
	600×600	金属水密	ＦＣ、ＳＵＳ
	700×700	金属水密	ＦＣ、ＳＵＳ
	800×800	金属水密	ＦＣ、ＳＵＳ
	900×900	金属水密	ＦＣ
	1000×1000	金属水密	ＦＣ
	1100×1100	金属水密	ＦＣ
	1200×1200	金属水密	ＦＣ
斜樋 緊急放流	φ100	金属水密	ＦＣ、ＳＵＳ
	φ125	金属水密	ＦＣ、ＳＵＳ
	φ150	金属水密	ＦＣ、ＳＵＳ
	φ200	金属水密	ＦＣ、ＳＵＳ
	φ250	金属水密	ＦＣ、ＳＣＳ
	φ300	金属水密	ＦＣ、ＳＣＳ

※）上記規格以外は特注品となる。

※）土砂吐ゲートのSCS（ステンレス鋳鋼）はない。

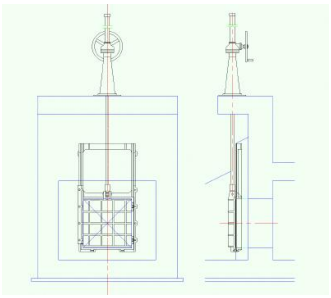
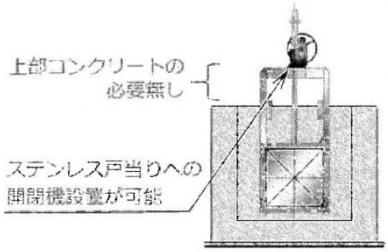
※）斜樋ゲート・緊急放流ゲートにおいて、φ250及びφ300、また上記規格以外のステンレス製については、材質がSCS（ステンレス鋳鋼）となる。

(b)　B社

種　別	規　格	水密構造	材　質
土砂吐	600×600	ゴム	ＦＣ
	800×800	ゴム	ＦＣ、（ＳＵＳ）
斜樋 緊急放流	φ100	金属	ＦＣ
	φ125	金属	ＦＣ
	φ150	金属	ＦＣ
	φ200	金属	ＦＣ
	φ250	金属	ＦＣ
	φ300	金属	ＦＣ

※）上記規格以外は特注品となる。

b.　構造及び特徴の比較（土砂吐ゲート：A社）

項目	スピンドル式土砂吐ゲート （ＦＣ製）	ラック式土砂吐ゲート （ＳＵＳ製）
概略図		
構　造	・ため池に設置する水中構造物。 ・土砂吐扉の門柱構造に設置。 ・開閉構造はステンレス製スピンドル式。 ・戸当りは一体構造。	・ため池に設置する水中構造物。 ・土砂吐扉の門柱構造に設置。 ・開閉構造はステンレス製ラック式。 ・戸当りは2分割。 （※）設計水深が10mを超える場合はステンレス製スピンドル式構造
操作性	・スピンドル式の開閉器は開閉効率が悪いため、管理者の負担が大きい。	・ラック式の開閉器はスピンドル式に比べ手入力荷重が約半分で、開閉操作が容易。
耐用年数	・耐用年数は25年～30年程度。	・耐用年数は約50年程度。
維持管理	・扉体・戸当りとも、水密板が砲金性であり、傷が入った場合、戸当り側の水密板は取替ができない。 （※）ただし、B社製はゴム水密のため、ゴムを取替えることが可能。 ・扉体・戸当り、開閉器の定期的な塗装管理が必要。	・戸当りの水密板はステンレス製で傷が入りにくい。扉体の水密板は砲金製で取替可能な構造。（電食は検証済み。） ・塗装管理が必要なのは開閉器本体部分のみであり、ＦＣ製に比べて維持管理費が少ない。
施工性	・戸当りの型枠接続部が複雑で、型枠施工に一定の技術が必要。	・戸当りの型枠接続部が全て平面上にあり、ＦＣ製に比べて施工が容易。
その他	・汎用型枠があるため、大量生産が可能。 ・酸化による錆が発生する。	・プレートからの製作で、大量生産が困難。 ・門柱をなくすことで、開閉状況を確認しながらの操作が可能。（ただし、この場合は、安全性の確保を図る必要。）

c.　対応方針

ゲート材質については、経済性及び維持管理の容易性を考慮することとし、水利関係者の意向も尊重しつつ、鋳鉄製とステンレス製のライフサイクルコストを踏まえた経済比較等により決定する。

この際、ゲートの水密構造については、ゴム交換が不要であり、かつ、従来の実績を踏襲した「金属水密を標準」とする。

d.　ゲート設計条件

ゲート設計にあたっては次の要件を満足するものでなければならない。

(a)　予想される荷重に対して安全であること。

ゲートを設置する場合、考慮すべき荷重と荷重の組合せ開閉荷重等に対して安全でなければならない。

構造の各部材は部材の偏心、各点の剛性断面の急変、自重による部材のたわみ等の影響により生ずる二次応力がなるべく小さくなるように設計しなければならない。

(b)　十分な水密性を有すること。

水密を保つためには、ゲートでは種々の水密方式がある。

(c)　開閉が容易であると共に確実であること。

開閉操作の場合、自重・摩擦力・上向力等が働くから、これを考慮して十分な能力をもつ開閉装置を設け、開閉が容易であると共に確実でなければならない。

(d)　耐久性が大であること。

ゲートは長年使用するものであるから、扉体・戸当たり、固定部、開閉装置等を設計する場合は設置場所の水質を事前に調査し、腐食、摩耗について考慮する必要がある。

(e)　使用に際して有害な振動を生じないこと。

高水圧のもとで開閉するゲートを設計する場合は、扉体の形状、戸当たりの形状、扉体背面に対する空気補給等に影響するから注意しなければならない。

(f)　保守に便利であること。

ゲートの性質上、特に操作、保守が容易にできるよう考慮しなければならない。

(g)　扉体の揚程は流水に対して安全であること。

扉体の揚程は扉体引上後において流水の流下に対して安全であること。

(12) 推進工法

堤高がおおむね8～10 m以上の場合、開削・埋戻し工法では大量の土工量になるので推進工法が有利になる場合があるが、この場合は地質調査を十分に実施し、特に圧入管と周辺部との水密性等を検討しておく必要がある。なお、旧底樋は完全に閉塞する。

推進工法には、刃口推進工法、セミシールド工法、小口径管推進工法がある。底樋管の改修工法に採用する場合の各工法を比較した結果を、**表-3.5.3.6**に示す。

表-3.5.3.6 推進工法の比較

工 法	工 法 概 要 と 特 性	管体と地山との空隙の補填状況	経 済 性
刃口推進工法	切羽の安定した地盤で推進管の先端に刃口を先導体として用い、人力により掘削、ずり出しを行うので、設備も簡単である。 管は原則として呼び径800 mm以上とする(昭和50年4月7日付け、基発第204号に基づく労働省労働基準局長の通達による。災害防止のための指導)。推進延長は、元押し推進で50～70 m程度。	裏込め注入が可能なため、グラウトによる空隙の充填が可能。	底樋管工事としては、ほかの工法と比べて経済的である。
セミシールド工法	管の先端にシールドを先導体として用いているので、シールドの選択により軟弱な土質等にも対応ができる。 管は呼び径800 mm以上(泥水式セミシールド工法の場合)とし、1200 mm以上が望ましい。 推進延長は元押し工法で100 m程度。	裏込め注入が可能なため、グラウトによる空隙の充填が可能。	底樋管工事では距離が短いため割高となる。
小口径管推進工法	小口径推進管又は誘導管の先端に小口径管先導体を接続し、立て坑等から遠隔操作して推進する工法である。 管は呼び径250～700 mmで、推進延長は20～160 m程度。	裏込め注入が不可能なため空隙が残り、漏水の原因になる。空隙の充填のためにはボーリング・グラウトが必要となる。	空隙の充填を行う必要があるので割高となる。

表-3.5.3.6から、底樋管の推進工法としては、刃口推進工法が一般的であるが、比較検討の上、決定する。刃口推進工法の略図を**図-3.5.3.23**に示す。

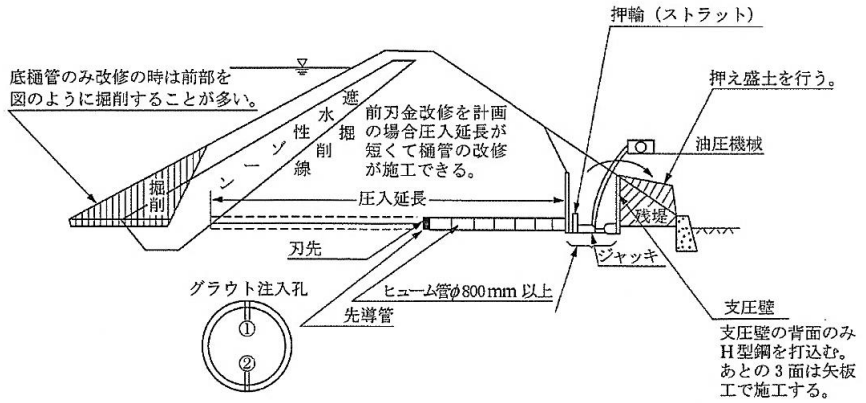


図-3.5.3.23　刃口推進工法の例

刃口推進工法では、推進用ヒューム管(内径 800 mm 以上)等を油圧機械で圧入し、後にパイプ内面からグラウトを行う。

刃口推進工法用の管としては、JSWAS A-2 下水道推進工法用鉄筋コンクリート管、JDPA G 1029 推進工法用ダクタイル鋳鉄管、WSP 018 水道用推進鋼管等が規格化されている。

推進工の設計に当たっては、「下水道推進工法の指針と解説－2010 年度版－：(社)日本下水道協会」を参考とされたい。

(13)　旧底樋の閉塞

底樋の位置を変更することにより、不要になる底樋の閉塞は、以下を標準とする。

①　旧底樋の両端をコンクリートで閉塞する前に旧底樋内の堆積土を清水で押し流す。

②　両端をコンクリートで閉塞するに当たり、下流側の底にグラウトパイプを、上流側の天井に空気抜きを天井に設置しておく(**図-3.5.3.24**)。

③　モルタルグラウト(1：3)は下流側から注入し、上流空気抜きからモルタルがオーバーフローするまで注入する。

なお、旧底樋周辺が、漏水経路となっている場合も考えられるので、十分調査の上、必要に応じて対策を検討するものとする。

施工上の留意点は、「**第4章　施工**」を参照すること。

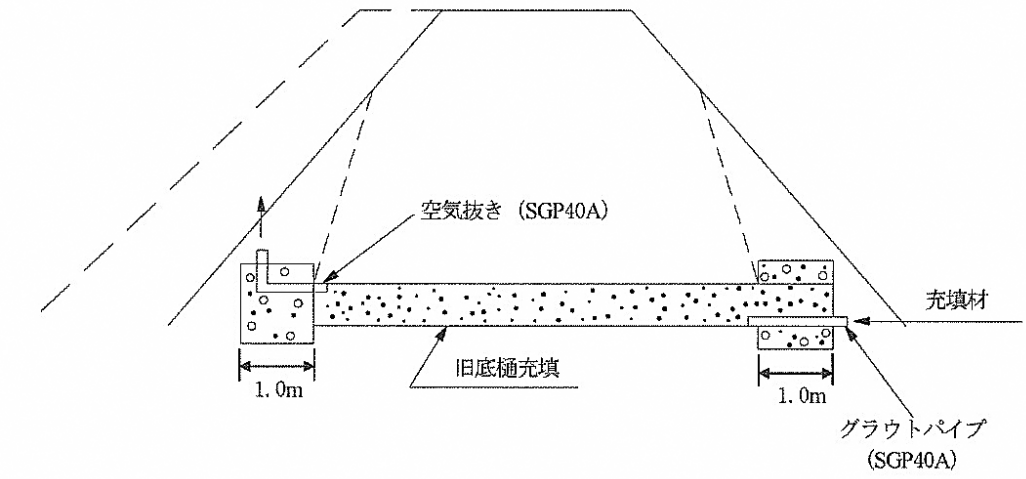


図-3.5.3.24　旧底樋の閉塞の例

3.6　緊急放流施設の設計

緊急放流施設は、地震発生直後等の堤体保全を目的に設けることとし、ため池内水位を１日で所定の水位に、安全に降下させる放流能力を有するよう計画する。

3.6.1　緊急降下水位

緊急時のため池水位は常時満水位に設定し、緊急降下の目標水位は、「常時満水位-2.0 m」と「常時満水位―（貯水深×1/3)」を比較し、いずれか高い水位とする。

検討時の出発水位は、地震発生時に洪水の流入がないこととし、常時満水位とする。

堤体の安全を確保するには、1日で常時満水位から２ｍ程度緊急降下させれば目的を達成し得ることが過去の震災調査等から判明している(堤体上部に発生したクラックに浸水し、地震発生後2～3日で崩壊するという傾向にある)。ただ、貯水深が小さいため池の場合は、２ｍの緊急降下が、かえって堤体の安定に対して不利に働くこととなり、また、貯水量の大部分を喪失させることにもなる。これを防ぐため、「常時満水位―（貯水深×1/3)」との比較を行うこととした。

3.6.2　放流施設の位置

緊急放流施設は取水施設を活用することを原則とする。ただし、活用することで取水施設としての規模が過度に大きくなる場合は、単独設置も検討する。

算定した放流孔径が大きくなると、放流経路となる斜樋、底樋を取水施設としての規模以上にする必要が出てくる。このような場合は、施工性、経済性等を検討の上、単独施設としての設置も検討する必要がある。単独施設として計画する場合は放流先を確保する必要から、洪水吐付近の設置が考えられる。

また、洪水吐が越流堰型で堰高が緊急降下水深以上の場合は、越流堰に放流用ゲート等を設けることで緊急放流機能を持たせることも可能である。

なお、複数の取水施設を有しているため池については、常時満水時に操作可能な全ての施設を対象として検討を行うものとする。

3.6.3　放流孔の位置及び構造

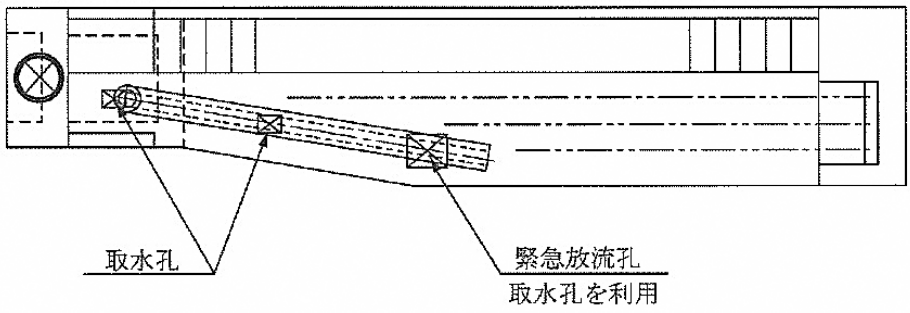
放流孔は取水孔を兼ねる位置に設けることを基本とし、斜樋、底樋の活用を図り、その構造は取水孔に準じる。

ただし、ため池栓は放流孔としては活用しない。

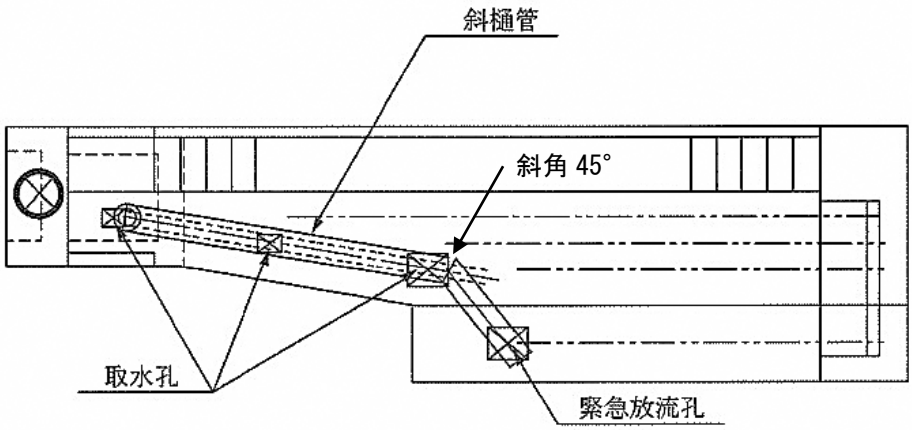
取水孔を活用した放流孔の例を、**図-3.6.3.1** に示す。

平 面 図

--- は、取水孔径から決定する斜樋管構造
—— は、放流孔径から決定する斜樋管構造（検討の結果、サイズアップする場合）



(a) 最上部取水孔を利用する場合



(b) 放流施設を併設する場合

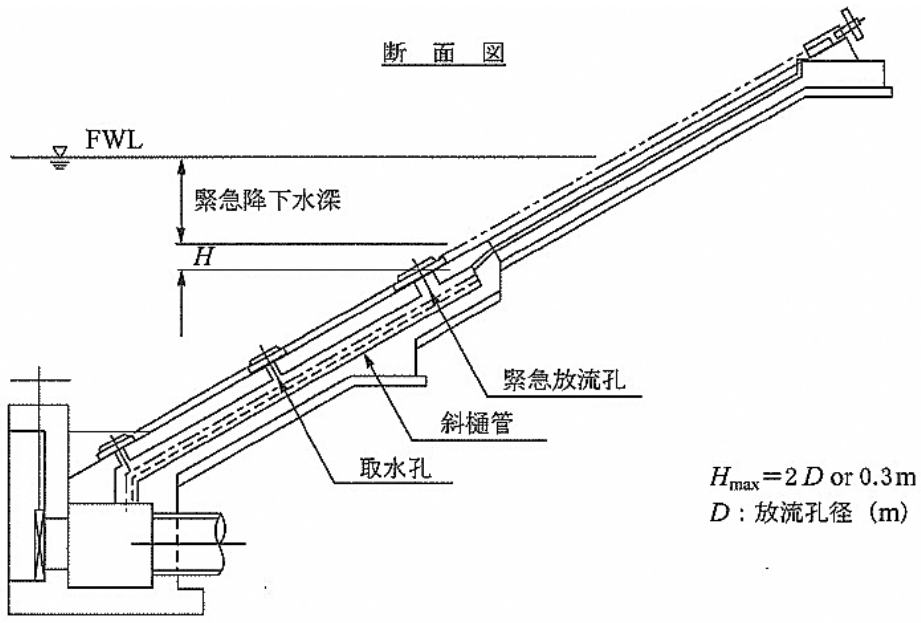


図-3.6.3.1 取水施設の活用例

取水孔を兼ねる場合は、放流孔として必要孔径を検討し、その機能を確保する。設置深さは、水利慣行を十分考慮した上で、通常の取水操作において計画取水量を超えて取水されないよう定めるものとし、流量調整が必要な場合は、開度調整器具等を取付ける。

より低位部の取水孔を利活用する、又はより低位部に放流孔を設置して、水頭を大きく取れば水理的には有利となるが、放流開始後に目標水位に達した時点(地震発生後 1 日)で、放流停止操作のため再び現地に立入ることは危険である。また、池底付近の堆積土砂を吸い込む可能性もあることから、取水孔を兼ねる場合は、緊急降下目標水位の直近下位に設けられた取水孔を用いることとする。

なお、放流孔の設置深さは、「**3.6.1　緊急降下水位**」で決定した水位から、空気連行等による吸い込み損失を防ぐための水没深（放流孔径の 2 倍と 0.3 m のいずれか大きい方）を減じて決定する。

したがって、放流孔として利用する取水孔の位置は、緊急降下水位を目標として定め、その水位まで急降下した場合の堤体安全性を確認する必要がある。

なお、緊急放流施設の操作は、十分に安全性を確認した上で行うものとする。

緊急放流量は常時満水位（FWL）と緊急放流水位における貯水量の差である。

この量はため池計画後の h-V 曲線（水深-貯留量）を用いて算出することになる。

h-V 曲線はため池貯水池内の地形測量や 3 次元測量により作成することが可能である。

ただし、h-V 曲線が作成できない場合には、常時満水面積×（常時満水位－緊急降下水位）により算出することでも可とする。

取水孔と緊急放流孔を兼用する場合の手順

基本条件(**設計指針「ため池」P.119～**)

- 放流孔は取水孔を兼ねる位置に設けることを基本
- 取水孔を兼ねる場合は、設置深さを水利慣行に配慮しつつ通常の取水で計画取水量を超えないよう定める。また、必要に応じて開度調整器具を設置する。
- 兼用する取水孔は「緊急降下目標水位の直近下位」に設けられたものを用いる。

以上を踏まえ、取水孔と緊急放流孔を兼用する場合は、まず取水条件を確定し、その取水孔が緊急放流機能を満たせるかを以下の順に照査して可否を判断する。

① 取水孔の位置・口径を整理し、必要取水量との整合を確認する。
② 緊急降下水位を設定し、必要放流量から放流孔の必要高さ・口径を算定する。
③ 直近下位の取水孔が放流孔機能を満たすか照査し、不足する場合は取水孔径や斜樋管径の拡径、開度調整器具の設置を検討する。
④ 取水時と緊急放流時での操作手順の相違や、取水孔径を拡径すると通常時の過取水リスクが生じうるため、ため池管理者等の地元と協議し、合意が得られない場合は兼用を採用せず別孔とする。
⑤ 兼用とする場合は、設定した緊急降下目標水位(前述の直近下位の取水孔での水位)まで急降下させた際の堤体安定性を合わせて照査する。

検討過程の詳細については、「**7.3　緊急放流施設の計算例**」で記述する。

3.6.4　放流孔径及び斜樋管径の算定

放流孔径は必要な放流量を安全に流下できるよう決定する。
なお、放流量はため池内への流入がないものとして算定する。
また、放流経路となる斜樋管径は最大放流量を流し得る管径と、取水施設として必要な斜樋管径を比較の上、大きい方を採用する。さらに、底樋管の流下能力の確認を行う必要がある。

放流孔径は、**式**(3.6.4.1)により算定する。
また、最大放流量は**式**(3.6.4.2)で与えられ、これを流し得る斜樋管径は底樋管径の決定手法を準用して算定する。一方、取水施設としての必要な斜樋管径は前出**表**-3.5.2.2 を標準として用いる。

$$A=\frac{Q}{C\cdot\sqrt{2\cdot g\cdot H/2}} \quad \cdots\cdots (3.6.4.1)$$

$$Q_{max}=A\cdot C\cdot\sqrt{2\cdot g\cdot H} \quad \cdots\cdots (3.6.4.2)$$

ここに、A　：孔断面積（m^2）
Q　：放流量（m^3/s）（≒貯水面積(m^2)×H_d／1日(86400 s)）
C　：流量係数（普通0.62）
g　：重力加速度（＝9.8 m/s^2）
H　：孔中心までの水深（m）
$H=H_d+H_a+h$
H_d　：緊急降下水深（m）
H_a　：水没深（m）
h　：孔上端より中心までの水深(m)
Q_{max}　：最大放流量(m^3/s)

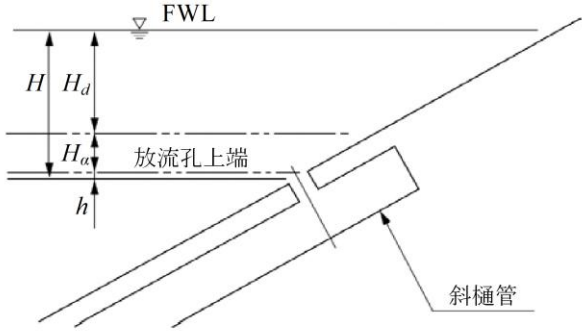


図-3.6.2　Hのとり方

3.7　堤体の耐震照査

3.7.1　レベル1地震動に対する耐震性能の照査

重要度区分Ａ種におけるレベル1地震動に対する目標耐震性能は、**表-1.8.1**のとおりである。また、当該耐震性能に対応する損傷度は、設計指針「耐震設計」P.49に示すとおりである。

表-3.7.1.1　耐震性能と対応する損傷度

耐震性能	損傷度
1. 健全性を損なわない。	降伏状態を超えるような損傷を生じないこと。（補修不要）
2. 限定された損傷にとどめる。	施設の機能の回復をより速やかに行うために、3.の状態より余裕をもった状態にあること。残留変位が許容以内にあること（橋梁、頭首工の場合）。（場合により、補修必要）
3. 致命的な損傷を防止する。	主要構造部材が破壊する手前の状態にあること（構造物全体の崩壊も防止する）。（補修必要）

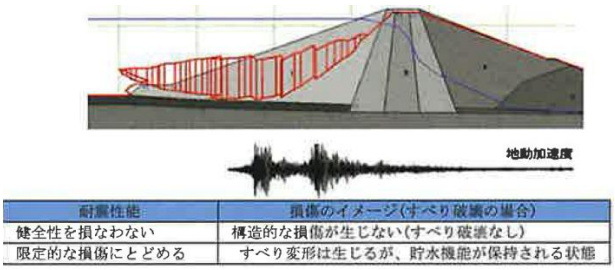


図-3.7.1.1　ため池の損傷状態と耐震性能

さらに、設計指針「耐震設計」P.54各施設（構成要素）の構造部材とレベル1地震動に対する照査項目が示されている。

ため池（堤体）においては下記の通りである。

構造部材　　：堤体
耐震性能　　：健全性を損なわない
損傷度　　：堤体に構造的な損傷は生じない
照査項目と照査基準
　　：極限つり合い法（円弧すべり法）　安全率 Fs≧1.20

ため池（堤体）のレベル1地震動に対する耐震照査は、設計指針「ため池」P.54に基づき、震度法（固有周期を考慮しない）を適用する。

震度法は、地震力を静的な慣性力に置き換え、これを構造物に作用させて地震時外力を評価する方法である。土圧により地震時の振動変位が拘束される構造物、または比較的剛性が高く固有周期が短い構造物に適用し、構造物の固有周期を考慮しない設計水平震度を用いる。

土地改良施設では、擁壁、開水路、ポンプ場（吸込、吐出し水槽、レベル1地震動）、ファームポンド（RC、レベル1地震動）などに適用される。

解析手法および検討ケース等は、**3.3.4 堤体の各種設計**　(7) 堤体の安定計算を参照すること。

3.7.2　レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査

重要度区分ＡＡ種におけるレベル 2 地震動に対する耐震性能照査に当たっては、個々のため池の諸条件を十分考慮した上で、適切な方法により実施しなければならない。

本照査では、発生確率は低いが地震動強さの大きな「レベル 2 地震動」により実施する。
設計指針「ため池」では、ＡＡ種ため池を次のように定義している。

中央防災会議等による推計震度が「震度 6 弱以上」と想定される地域に位置し、かつ「下流への影響が大きい（貯水量 10 万 m^3以上)」「地震動の増幅が大きい（堤高 10m 以上)」ため池のうち、さらに「堤体材料が砂質土で強度低下が生じやすい」もの

この定義に照らすと、山口県内でＡＡ種に該当するため池は存在しないことから、重要度区分は、原則、Ａ種となる。

よって、耐震性能は同指針 P.7 に従い、レベル 2 地震動での耐震性能は要求されない。

(1)　重要度区分ＡＡ種の耐震照査手順

重要度区分ＡＡ種におけるレベル 2 地震動に対する耐震性能照査は、**図-3.7.2.1** に示す手順により行う。

また、液状化の検討については、「**3.8　液状化の検討**」により行うものとする。

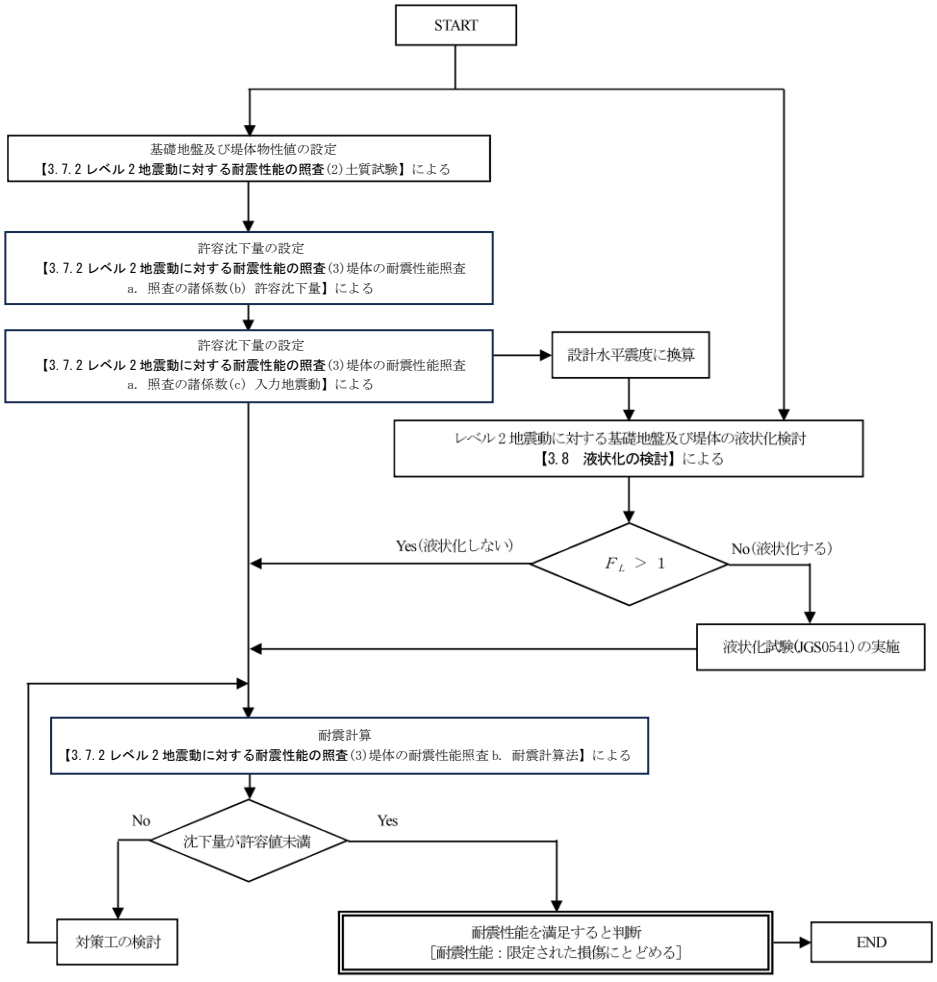


図-3.7.2.1　レベル 2 地震動に対する耐震性能照査手順

(2) 試験

ため池の既存堤体は施工方法が不明であることが多く、締固め不足の状態も想定される。締固め不足が原因で大規模地震時にすべり破壊が発生する可能性があるため、現況を適切に把握することが重要である。

a. 土質試験

(a) 土質試験項目

レベル2地震動に対する耐震性能の照査に必要な土質試験は、「**2.1.3 地質調査及び土質試験**（1）堤体及び堤体基礎地盤の調査、(6) 土質試験」により、実施するものとする。

表-3.7.2.1 土質試験項目(レベル2地震動に対する照査を行う場合)

試験項目	試験規格	築堤材料	現況堤体	基礎地盤	備考
土粒子の密度試験	JIS A 1202	○	○	△	○：必ず実施する。 △：必要に応じて実施する。
粒度試験	〃 1204	○	○	△	
含水比試験	〃 1203	○	○	△	
液性限界・塑性限界試験	〃 1205	○	○	△	
現場密度の測定	〃 1214他	－	○	－	
突固めによる土の締固め試験	〃 1210	○	○	－	
透水試験	〃 1218他	○	○(現場)	△	
三軸圧縮試験	JGS 0524他	○	○	△	
圧密試験	JIS A 1217	△	△	△	
繰返し三軸試験	JGS 0542	△	△	△	
液状化試験	〃 0541	△	△	△	
単調載荷試験	〃 0523	△	△	△	

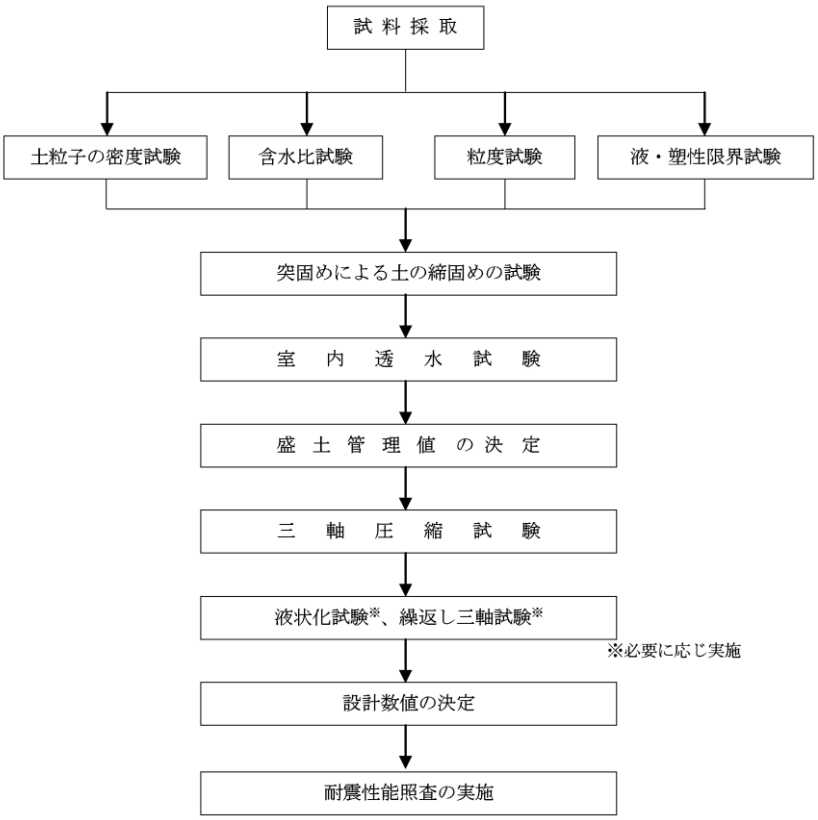


図-3.7.2.2　土質試験の手順（築堤材料）

(b) 動的解析に必要な試験項目

動的解析手法[注)]を用いてレベル2地震動に対する照査を行う場合に必要な試験項目を、**表-3.7.2.2**に示す。

表-3.7.2.2に示すように、検討に用いる解析コードにより、必要な試験が異なることから、実施する解析に合わせた試験の実施が必要である。

表-3.7.2.2　試験法と安定解析の適用

解析法	試　　験　　法	計算斜面	照査方法
全応力解析	圧密・非排水($\overline{CU}$)試験、又は 圧密・排水(CD)試験 繰返し三軸試験 液状化試験 繰返し三軸試験＋単調載荷試験	上・下流側	沈下量が許容値以内
有効応力解析	圧密・非排水($\overline{CU}$)試験、又は 圧密・排水(CD)試験 繰返し三軸試験 液状化試験	〃	〃

注）動的解析手法を用いる際には、地震波の入力位置として、S波速度300～700m/s程度以上の工学的基盤面の確認が必要であるため、調査ボーリングはN値50（S波速度300～400m/s相当）以上の深度を確認する必要がある。

一般に、貯水状態にあるため池堤体の多くの部分は飽和状態になっており、地震時には非排水状態での強度を発現すると考えられる。また、非排水せん断強度は締固め度の影響を反映した値となるため、締固め度の低い堤体や近代的な施工管理を実施していない堤体に対しては、地震時の間隙水圧の上昇や繰り返し載荷による堤体土の強度低下を考慮する必要がある。

非排水繰返し載荷に伴う強度低下を求めるためには、非排水繰返し載荷（応力振幅一定）を行った後、非排水状態を保ったまま引き続き単調載荷を行うことによって求めることができる。非排水繰返し載荷過程で生じたひずみε_Dと、その後に行った非排水単調載荷で発揮した$(\sigma_\alpha - \sigma_r)max_D$の関係を求めるためには、$\varepsilon_D$値を変化させた複数の試験を行う必要がある。非排水繰返し載荷に伴う強度低下を求める手法は以下のとおり。

【繰り返し三軸試験＋単調載荷試験】

堤体の不攪乱試料や現場の堤体密度に調整した再構成試料を用いて、地盤工学会基準「土の圧密非排水（C_{Ubar}）三軸圧縮試験方法（JGS 0523)」を実施し、試験結果から全応力による強度定数（C_{cu},φ_{cu}）を算定する。この強度は地震を受ける前の常時の堤体の安定に適用する強度となる。次に、地震を受けて強度低下する特性を繰返し載荷と単調載荷の連続試験によって明らかにする。

地盤工学会基準「土の繰返し非排水三軸試験方法（JGS 0541)」に基づいて繰返し載荷を与えた後、非排水状態を保ったまま地盤工学会基準「土の圧密非排水（C_{Ubar}）三軸圧縮試験方法（JGS 0523)」による単調載荷を実施する（**図-3.7.2.3** 参照）。

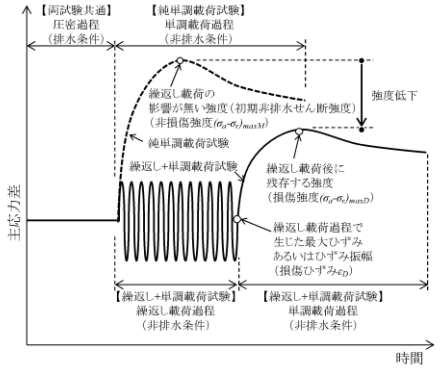


図-3.7.2.3　単調載荷試験及び繰返し＋単調載荷試験による強度低下の試験方法

(c) 堤体材料の設計弾性定数

レベル2地震動に対する照査を行う場合の地震応答解析に用いる動的せん断剛性（Gmax)、動ポアソン比（vd)、減衰定数（h)、G/Gmax-γ, h-γ曲線（ひずみ依存、双曲線モデル）については、下表により設定する。

表-3.7.2.3　設計弾性定数の設定方法

必要となるデータ	設定方法
動的せん断剛性(Gmax) 動ポアソン比(vd)	PS検層を実施し、Vs、Vpを求め、算定する。 PS検層が実施できない場合、文献を参照し、提案されている経験式から算定する。
G/Gmax-γ h-γ	対象となる試料を用い、変形特性を求めるための繰返し三軸試験を実施する。試料採取が困難と考えられる場合、物理特性等の近い資料での試験データを文献等から収集し活用する。

(3)　堤体の耐震性能照査

a. 照査の諸係数

(a) 安全率

重要度区分ＡＡ種のため池は、レベル 2 地震動に対する安定計算を行い、堤体の沈下量を算出する。沈下量が設定した許容沈下量を下回れば、耐震性能を満足するものとする。

(b) 許容沈下量

ため池の許容沈下量については、具体的な数値を示すことは困難であるが、①堤頂と常時満水位（FWL）との標高差、②堤頂と設計洪水位（HWL）との標高差、③1.0m（余盛やフリーボードを考慮）等がある。その決定に際しては、材料試験や安定計算の精度や基礎地盤の不確定要素に加え、下流への影響度や地域におけるため池の重要度等、個々のため池の事情を勘案し、適正に設定する必要がある。

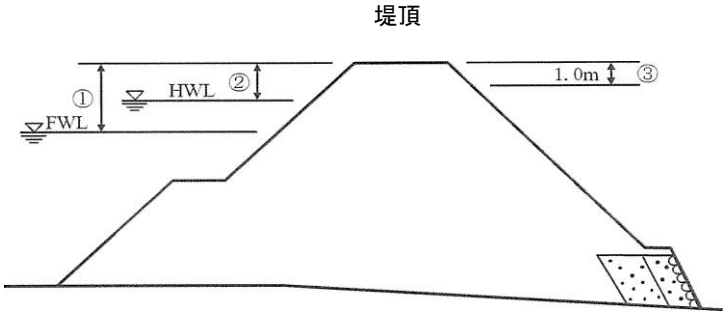


図-3.7.2.4　許容沈下量の設定方法

(c) 入力地震動

入力地震動は、**図-3.7.2.5** に示す作業手順によりタイプⅠ（プレート境界型）とタイプⅡ（内陸直下型）を想定した 2 種類の波形を設定することを基本とする。入力地震動の設定に当たっては、位相特性と振幅特性を設定する必要がある。なお、位相特性は地震動の波形形状を、振幅特性は地震動の強さを規定している。

入力地震動の設定に当たっては、想定される地震断層により生じる地震動、既往の地震動、地域の防災計画において想定されている地震動等の情報を十分に収集し、検討を行う。

大規模な地震の発生が想定されない地域であっても、レベル 2 地震動相当の地震動に対する耐震性を照査する観点から、国土交通省が平成 17 年 3 月に制定した「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説」（以下「指針(案)」という。）の照査用下限加速度応答スペクトルを準用し、この照査用下限加速度応答スペクトル以上のものを用いることを基本とする。なお、照査用下限加速度応答スペクトルはタイプⅡ（内陸直下型）の検討にのみ用い、国土交通省国土技術政策総合研究所で示される最新のものを使用する。

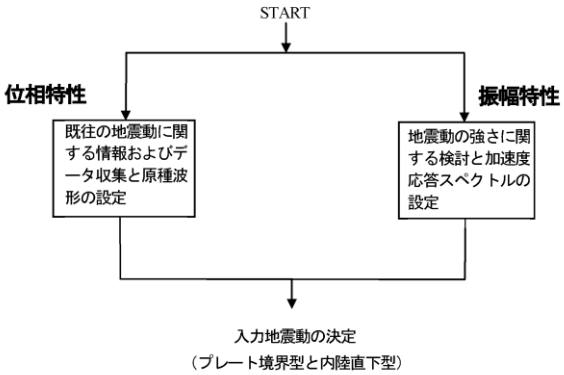


図-3.7.2.5　入力地震動設定作業フロー

b. 耐震計算法

(a) ため池における耐震計算法

レベル2地震動に対する耐震計算法は、動的応答解析又は塑性すべり解析を用いる。

動的応答解析とは、地震時における構造物の動的な挙動を、動力学的に解析して設計する耐震計算法である。動的解析法は、静的解析法に比べて実際の現象に近い挙動を再現でき、様々な構造物や地盤に適応できるが、モデル化や入力地震動の設定によって解析結果が大きく変化するので目的に合った解析法を適用する必要がある。

塑性すべり解析とは、堤体のすべり土塊の滑動変形量を算定する方法であって、すべり土塊の等価瞬間震度を求め、安全率（F_s）が1.0となる震度（降伏震度）を超過した場合にのみ、すべり土塊が滑動するとした手法である。

また、現在、ため池と類似した構造であるフィルダムを対象にレベル2地震動に対する耐震性能照査に関する検討が進められているところであるが、これらの検討状況を踏まえ、ため池の耐震性能照査を実施する必要がある。

(b) 動的応答解析の概要

動的応答解析は、**図-3.7.2.6**に示す解析対象のモデル化、入力地震動、材料の構成関係、及び運動方程式の解法などの条件の違いにより、結果は大きく異なったものとなる。図中の項目のほかにも、波動反射などの境界条件、逸散減衰などの減衰条件、地盤及び貯水との相互作用問題など、解析結果を左右する因子は多い。

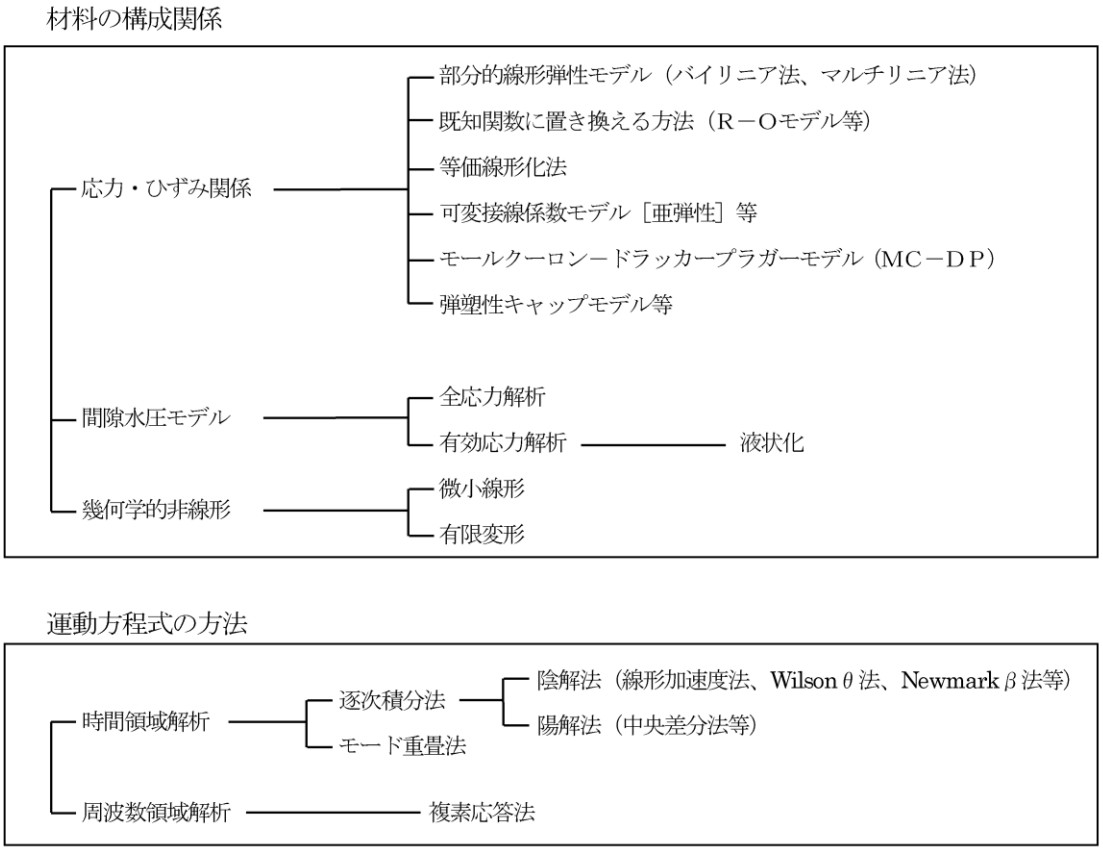


図-3.7.2.6　有限要素法による動的解析手法の分類

(c) 運動方程式の解法

地震力が作用したときのダムの応答を数値的に解析する方法としては、有限要素法により**式（3.7.2.1）**の運動方程式を解くのが一般的である。

$$M\ddot{U}(t)+C\dot{U}(t)+KU(t)=R(t) \quad \cdots\cdots (3.7.2.1)$$

ここに、　M :系全体の質量マトリックス
C :　〃　減衰マトリックス
K :　〃　剛性マトリックス
（材料の応力とひずみの関係（弾性弾塑性など））
$\ddot{U}(t)$、$\dot{U}(t)$、$U(t)$:節点の加速度、速度、変位ベクトル
$R(t)$:地震外力のベクトル

有限要素法によって動的応答解析を行う際には、要素の大きさが解析結果に影響を与える。地震波の伝達される方向（一般的に鉛直方向）の1要素の寸法は、波長の1/5以下とする必要がある。**図-3.7.2.6** に示した運動方程式の解法には、それぞれ以下のような特徴がある。

① 逐次積分法　:繰返しの多い非線形計算に適している。陽解法では、時間刻みを適正に設定しないと解が得られない。
② モード重畳法　:2～3次元の一般モデルの評価に適している。線形挙動算定が基本だが、非線形挙動を等価線形化法により推定することができる。
③ 複素応答法　:地震応答を周波数領域で計算するので、時間領域との変換が必要となる。非線形性は等価線形法を適用することでしか考慮できず、厳密な非線形計算はできない。

(d) ため池の耐震計算に考慮する必要がある事項

ため池については、近代的な設計、施工方法で築造されていないものが多く、長時間継続する地震動によって、堤体土の強度が時間の経過とともに低下する場合があることが解っている。

これは、近代的な設計、施工方法で築造されたフィルダムとは異なり、堤体土の土質や締固密度が影響していると考えられる。

したがって、長時間継続する地震動によって、堤体土の強度低下が懸念されるため池にあっては、これを考慮した耐震計算法により検討する必要がある。

[**参考**]堤体土の強度低下を考慮した計算法の事例

築堤年代の古いため池では近代的な重機施工ではないことから締固め度が不足し、D 値が 90%未満のものも多く見受けられる。このようなため池にレベル 2 地震動の強い地震動が作用した場合、レベル 1 地震動では問題とならなかった間隙水圧の上昇により盛土材料のせん断強度が低下する現象が発生することが報告されている。このような現象が生じることが想定されるため池については、レベル 2 地震動に対する耐震照査において、地震中の間隙水圧の上昇によるせん断強度の低下及び剛性の低下を考慮する必要がある。

これに対応する動的解析手法としては、全応力解析と有効応力解析に大別され、①全応力解析としては、間隙水圧の上昇は直接求めず、その影響を反映した試験結果により堤体土の強度低下を評価し、すべり変形量を算出する「塑性すべり解析」手法、②有効応力解析としては、地震による間隙水圧の上昇・圧密消散や剛性の低下を直接計算して残留変形や応力を算出する「動的応答解析」手法が挙げられる。

[備考]これらの手法については、高度な技術、多くの時間と費用が必要となることから、簡易な耐震性能照査手法が研究されている。

表-3.7.2.4　全応力解析と有効応力解析の概要

<table>
<tr><th colspan="3" rowspan="2">予測法の種類</th><th>予測法の特徴</th><th rowspan="2">備考</th></tr>
<tr><th>土の応力と土の応力－ひずみ関係</th></tr>
<tr><td>全応力解析</td><td>（A）</td><td>堤体の透水を考慮しない方法</td><td>間隙水圧上昇、消散による有効応力の変化に関わらず、土の応力－ひずみ関係一定である。したがって、地震応答解析と変形解析とは別々に行われる。（非連成問題）</td><td>理論的には有効応力解析に劣るが、手軽で運用実績も多い。</td></tr>
<tr><td rowspan="2">有効応力解析</td><td>（B）</td><td>堤体の透水を考慮しない方法</td><td rowspan="2">間隙水圧の上昇、消散による有効応力の変化に応じて土の応力－ひずみ関係を時々刻々と変化させる。したがって、地震応答解析に変形化解析も含まれる。（連成問題）</td><td>手間は（C）と大差ないが、（C）の方がより精度の高い結果が得られるので、ほとんど用いられていない。</td></tr>
<tr><td>（C）</td><td>堤体の透水を考慮する方法</td><td>理論的に最も優れた方法である。実際の場への適用が多くなっている。</td></tr>
</table>

3.7.3　ため池の耐震対策工法

耐震対策工法としては、地盤改良、押さえ盛土、ドレーン、盛土の補強等があり、一覧を**図**-3.7.3.1、**表**-3.7.3.1 に示す。

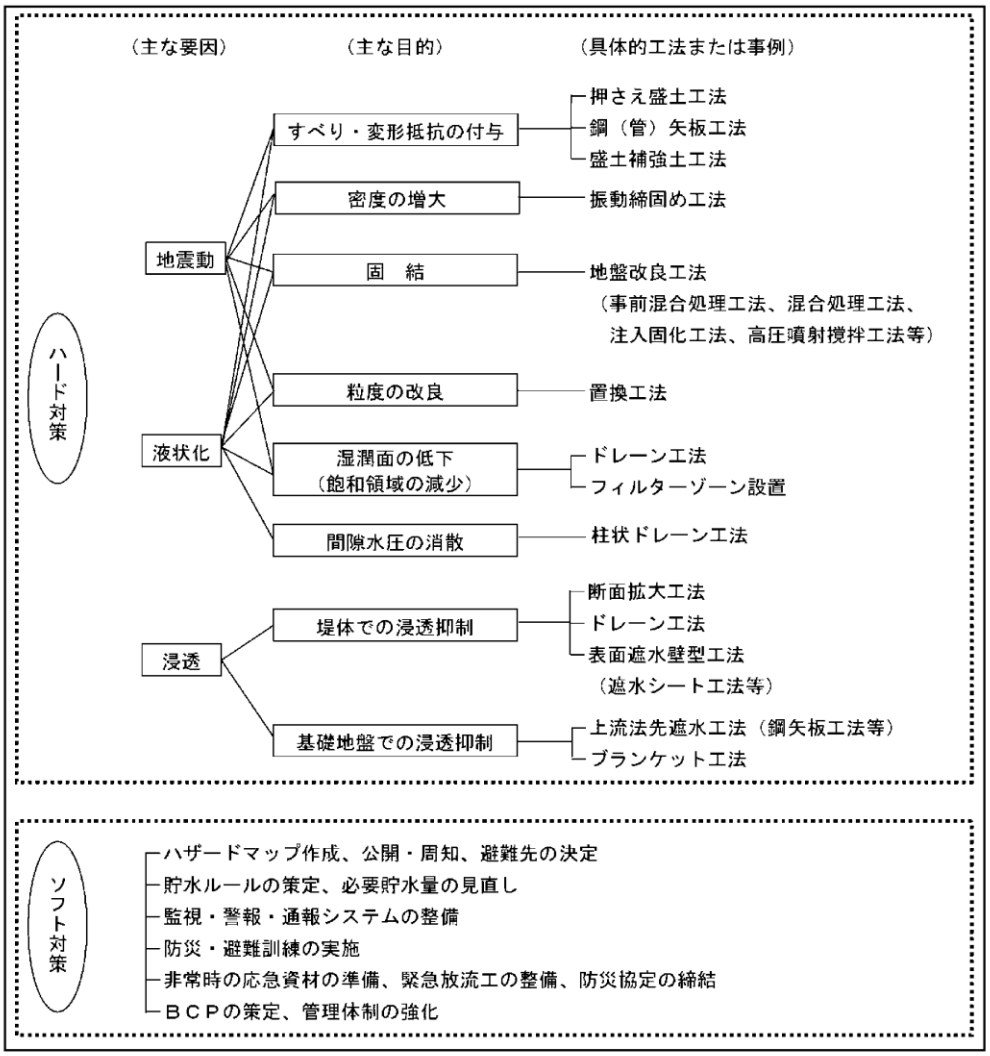
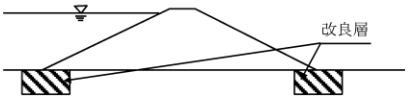
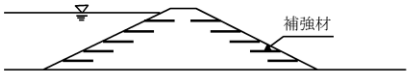
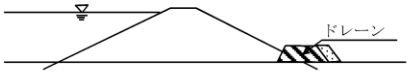
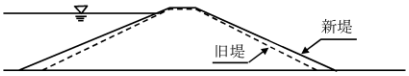


図-3.7.3.1　耐震対策工の一覧

表-3.7.3.1　ため池における主要な耐震対策工

工 法 名	略 図 （例）	概　　要	特　　性	備　　考
押さえ盛土		盛土の安定を図るために、法面先端の外側に置く低い盛土。	すべり破壊に対する対策工として、用地の制約を受けない場合では最も安価で確実性が高い工法である。	ため池における最も一般的な耐震対策工。
地盤改良		盛土・地盤の強度・安定性を高めるために、地盤に人工的な改良を加える工法。	改良工法には、置換（掘削再盛土）工法、混合処理工法、注入固化工法などがある。押さえ盛土と比較すると高価であり、用地の制約を受けるなど、押さえ盛土が適用できない場合に検討される。	
盛土補強土		盛土・地盤の強度・安定性を高めるために、土以外の補強材を土中に設置する工法。	補強材としては、帯鋼、鉄筋、ジオテキスタイルなどがある。押さえ盛土と比較すると高価であり、用地の制約を受けるなど、押さえ盛土が適用できない場合に検討される。なお、補強材に沿った水みちが発生しないよう注意する必要がある。	
ドレーン		堤体からの浸透水を、安全に堤外へ排水するための施設。	ドレーンには、下流法先ドレーン、水平ドレーン、立上りドレーンなどがある。浸透破壊に対する対策工として、一般的な工法である。	3.3.4(9) ドレーン参照
全面改修		旧堤を掘削・除去した後、新たに盛り立てる工法。	現行基準に合致した仕様に改修できるとともに、対策工を組合せて適用できるため自由度が高く、確実性も高い。しかし、大規模な改修となり、工費も高い。	

地震動や液状化といった要因に応じて、対策時点での最も適切な工法を選択するものとする。

また、ハード対策に加え、ハザードマップの作成、公開・周知、防災・避難訓練の実施等のソフト対策により、地域の安全・安心の確保を考慮することが望ましい場合がある。また、ハザードマップによって把握した被害想定をハード対策の優先順位の検討等に考慮することで、効果的な耐震対策を推進することが可能となる。

参考）ため池ハザードマップ作成の手引き（農村振興局整備部防災課　平成 25 年 5 月）

https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tameike/pdf/tameike_manual_1rev.pdf

3.8　液状化の検討

堤体または基礎地盤で液状化が生じると予想される場合には、生じる影響を適切に判定し堤体及び基礎地盤の安全性について検討を行わなければならない。

堤体又は基礎地盤を構成する土が、地震力による過剰間隙水圧の発生に伴い、有効応力が減少し土粒子間のせん断強度を失うことを液状化という。液状化は、砂やシルトからなる緩詰状態の土が飽和され、かつ、地震力が加わると体積が収縮しようとするため、それに伴って間隙水圧が上昇し、間隙水が排出されるまで土粒子が間隙水の中に一時的に浮いた状態となり、土粒子間のせん断強度が失われるために発生するものと考えられている。したがって、たとえ砂質土であっても近代的工法により密に締固めれば前述のような液状化は発生しないと考えられるが、緩い砂質地盤上に堤体を築造する場合や過剰間隙水圧の上昇によりせん断強度の低下が生じることが予想される場合には、基礎地盤又は堤体そのものの液状化について検討する必要がある。

3.8.1　液状化の判定

液状化の判定に当たっては、原則として土質調査・試験結果から液状化の判定を行う必要のある土層を評価したのち簡易判定法により液状化の判定を行う。ただし、詳細判定法により行うことを妨げるものではない。

基礎地盤及び堤体に対して液状化の判定を行う必要のある土層を評価する方法としては、地下水（飽和土層）の位置、粒度及び液性限界・塑性限界試験結果を基に**表-3.8.1.1** により評価を行うことができる。

液状化の判定として現在用いられている方法には、以下の方法がある。

・土質調査・試験結果を基にした簡易判定法

・F_L 値や室内液状化試験結果を用いて、静的、又は動的解析を行う詳細判定法

簡易判定法の一般的な方法としては、「粒度と N 値による方法」と「F_L 値法」があり、いずれも標準貫入試験結果から得られる N 値を用いる。本手引では原則として「F_L 値法」により判定を行うものとする。

また、F_L 値を深さ方向に重み付けして積分した値により、基礎地盤の判定を行う「液状化指数(PL 値)によって判定する方法」もある。この方法については設計指針「耐震設計」に計算方法等が記述されているので参考にされたい。

詳細判定法としては、静的解析もしくは動的解析による検討が一般的である。

液状化の判定に用いる設計水平震度について、本手引ではレベル 1 地震動については令和 7 年版道路橋示方書の値を用いるものとし、レベル 2 地震動については、「**3.7.2　レベル 2 地震動に対する耐震性能の照査　(3) 堤体の耐震性能照査　(c) 入力地震動**」で設定した加速度を設計水平震度に換算した値を用いて F_L 値法による液状化の簡易判定を行うこととしている。

図-3.8.1.1 に液状化判定の基本的なフローを、**図-3.8.1.3** に液状化検討手順及び**図-3.8.1.5** に F_L 値法に用いるための設計水平震度設定手順を示す。

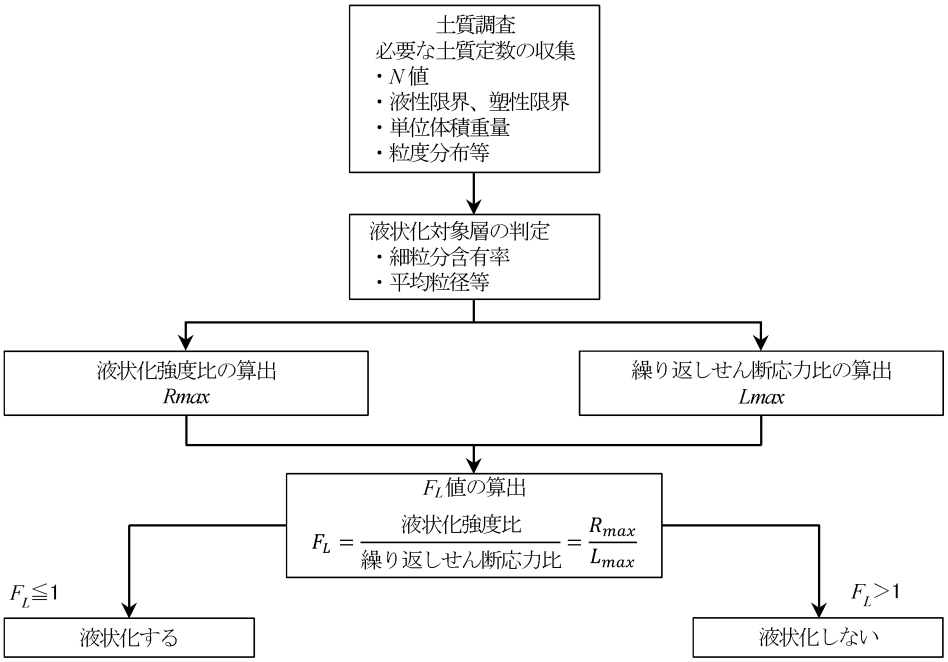


図-3.8.1.1　液状化判定の基本的なフロー

(1)　液状化の判定を行う必要がある土層

表-3.8.1.1 により液状化の判定を行う必要がある土層と評価された場合は、(2)に示す簡易判定法（F_L 値法）により液状化するか否かを判定する。

表-3.8.1.1　液状化の判定を行う必要がある土層[注)]

地下水位面と現地盤面の距離	10m 以内
現地盤面からの距離	20m 以内
粒度特性	D_{50}≦10mm　かつ D_{10}≦1mm
細粒分特性 （Fc・Ip）	Fc≦35%　、又は Fc＞35%　かつ Ip≦15

注）道路橋示方書・同解説「I 共通編」（令和 7 年）より

地震により液状化が生じるのは、一般に、緩い（N 値の低い）盛土や沖積砂質土層であるが、砂質土以外の土層が液状化した事例も確認されている。

そのため、液状化判定の対象層の条件が規定されており、塑性指数 Ip の低いシルトも液状化対象層に含まれる。

なお、粒径の大きい砕石等は液状化しない。

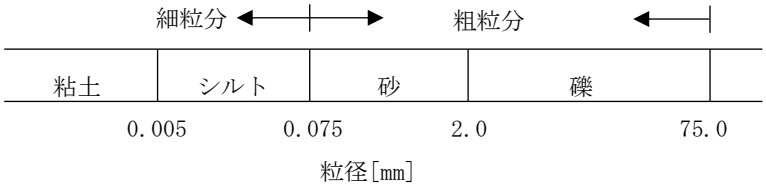


図-3.8.1.2　土粒子の粒径による区分

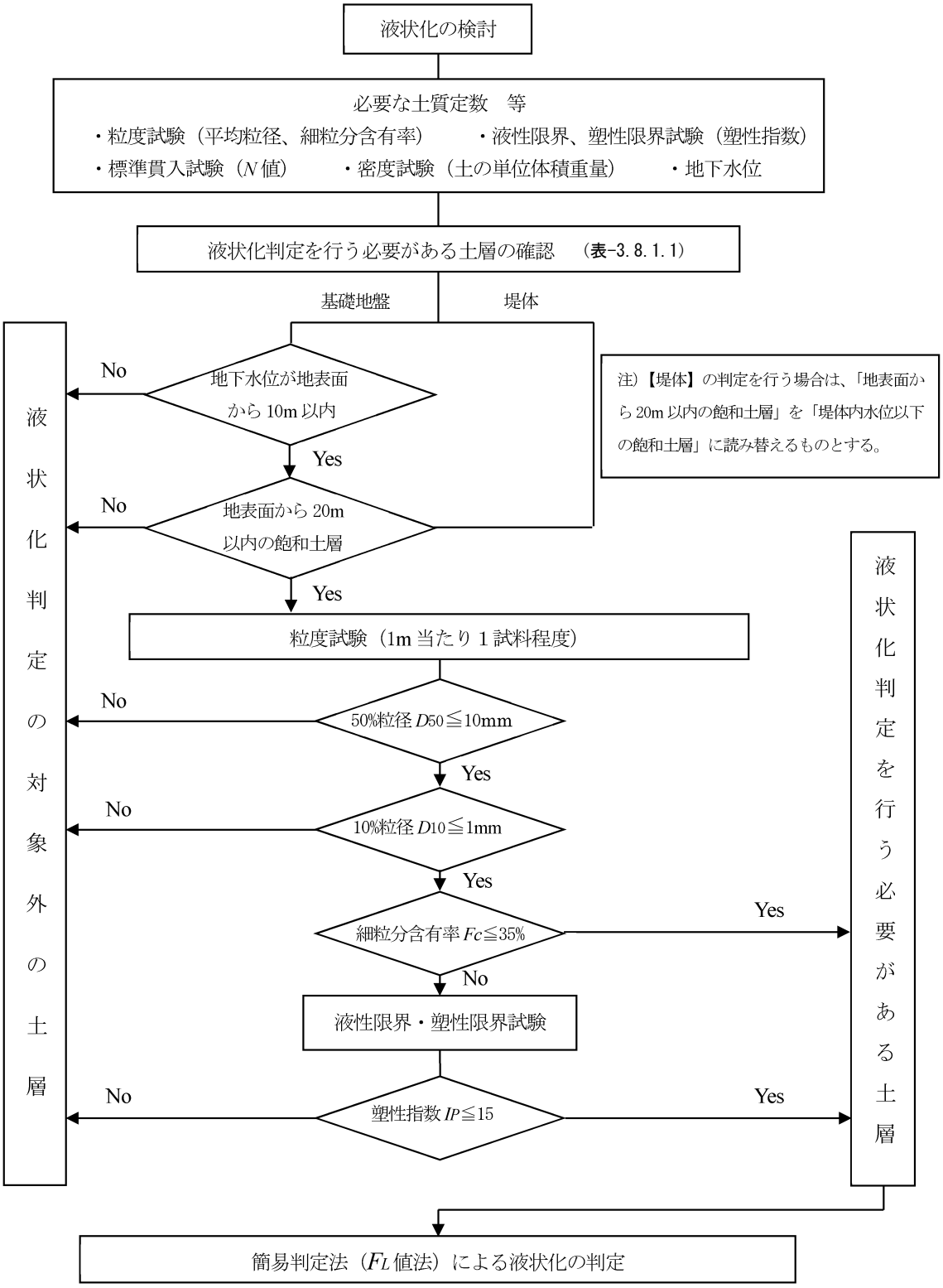


図-3.8.1.3　液状化の判定を行う必要がある土層の評価手順

(2)　簡易判定法

a. 土質試験

判定に必要な定数は、**表-3.8.1.2** に示す土質試験により求められる。

表-3.8.1.2　必要な土質試験

試験名	土質定数への利用
標準貫入試験	N 値
土粒子の密度試験 含水比試験	乾燥密度、湿潤密度、飽和密度
粒度試験	細粒分含有率 FC、平均粒径 D_{50}、D_{10}
液性限界・塑性限界試験	塑性指数 Ip

b. F_L 値法

F_L 値法は、まず地盤内のある深さの液状化強度比（せん断応力で表した液状化強度と有効拘束圧の比）R を、N 値や粒径等から求める。次に、その土に地震時に加わる繰り返しせん断応力比 L を地表最大加速度などから推定して、両者の比をとって液状化に対する抵抗率（又は安全率とも呼ぶ） F_L を**式**（3.8.1.1）で求める。

$$F_L = \frac{R}{L} = \frac{R_{\max}}{L_{\max}} \quad \cdots\cdots (3.8.1.1)$$

ここに、

R、$R_{\max}$：液状化強度比

L、$L_{\max}$：繰り返しせん断応力比

算定の結果、$F_L \leqq 1$ であれば液状化の可能性があり、$F_L > 1$ であれば可能性が小さいと判断する。なお、ここで max と記す場合には、地震荷重のもとでの液状化強度比と繰り返しせん断応力比を、記さない場合には一様振幅荷重のもとでの意味を表している。

設計指針「ため池」P.141 の液状化検討時の設計水平震度値設定手順においては、ため池では F_L 値により液状化判定を行うとされている。

また、設計指針「耐震設計」P.263 において、液状化指数（P_L 値）によって判定する方法は、土地改良施設に対しては線状構造物における液状化危険箇所の評価等に活用される旨が記載されている。

以上を踏まえ、山口県のため池においては、液状化指数（P_L 値）によって判定する方法は採用しないものとする。

○F_L値による液状化判定について

液状化対象土層の物理試験は、「**2.2 材料調査** (3)土質試験 (a)物理試験」**表-2.2.4** に準拠し、堤頂位置で実施したボーリング（Bor-No.1）で1.0mごとに採取した試料を用いるが、F_L値は深度ごとの局所安全率であり、同一土層内でも有効上載圧や細粒分補正等の差によって値が変動するため、層厚が大きい場合には同一層内で複数のF_L値が得られることとなる。

層厚が1m程度以上の連続した土層においては、標準貫入試験が実施された各深度においてF_Lを算定し、F_Lが1.0を下回る箇所がその土層に含まれる場合には、その土層を液状化が生じる土層と判定する。

［道路橋示方書・同解説「I 共通編」P.191］

c．F_L値による液状化の判定

液状化の判定は、重要度区分のＡ種についてはレベル１地震動、重要度区分のＡＡ種についてはレベル２地震動に対して行うものとする。

また、通常、標準貫入試験が実施された深度においてF_L値が得られるが、液状化の判定は、土層ごとの平均的なF_L値を用いて実施する。

$$F_L=R/L \quad \cdots\cdots (3.8.1.2)$$

$$R=C_w R_L \quad \cdots\cdots (3.8.1.3)$$

$$L=\gamma_d k_{hgL} \sigma_v/\sigma'_v \quad \cdots\cdots (3.8.1.4)$$

$$\gamma_d=1.0-0.015x \quad \cdots\cdots (3.8.1.5)$$

$$k_{hgL}=C_z k_{hgL0} \quad \cdots\cdots (3.8.1.6)$$

$$\sigma_v=\gamma_{t1}\cdot h_w+\gamma_{t2}(x-h_w) \quad \cdots\cdots (3.8.1.7)$$

$$\sigma'_v=\gamma_{t1}\cdot h_w+\gamma'_{t2}(x-h_w) \quad \cdots\cdots (3.8.1.8)$$

（レベル１地震動及びレベル２地震動（タイプⅠ）の場合）

$$C_w=1.0 \quad \cdots\cdots (3.8.1.9)$$

（レベル２地震動（タイプⅡ）の場合）

$$C_w=\begin{cases} 1.0 & (R_L \leqq 0.1) \\ 3.3R_L+0.67 & (0.1<R_L \leqq 0.4) \\ 2.0 & (0.4<R_L) \end{cases} \quad \cdots\cdots (3.8.1.10)$$

F_L　:液状化に対する抵抗率

R　:動的せん断強度比

L　:地震時せん断応力比

C_w　:地震動特性による補正係数

R_L　:繰り返し三軸強度比

γ_d　:地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hgL}　:液状化の判定に用いる設計水平震度

C_z　:地域別補正係数で、**表-3.8.1.3** によるものとする。

k_{hgL0}　:液状化の判定に用いる設計水平震度の標準値で、**表-3.8.1.5** の値とする。

σ_v　:地表面からの深さx（m）における全上載圧（kN/m^2）

σ'_v　:地表面からの深さx（m）における有効上載圧（kN/m^2）

x　:地表面からの深さ（m）

γ_{t1}　:地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量（kN/m^3）

γ_{t2}　:地下水位面より深い位置での土の単位体積重量（kN/m^3）

γ'_{t2}　:地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量（kN/m^3）

h_w　:地下水位までの深さ（m）

表-3.8.1.3　地域別補正係数と地域区分

地域区分	地域別補正係数 Cz	対象地域	
A	1.0	(一)	(二)から(四)までに掲げる地方以外の地方
B	0.85	(二)	北海道のうち札幌市, 函館市, 小樽市, 室蘭市, 北見市, 夕張市, 岩見沢市, 網走市, 苫小牧市, 美唄市, 芦別市, 江別市, 赤平市, 三笠市, 千歳市, 滝川市, 砂川市, 歌志内市, 深川市, 富良野市, 登別市, 恵庭市, 伊達市, 北広島市, 石狩市, 北斗市, 石狩郡, 松前郡, 上磯郡, 亀田郡, 茅部郡, 二海郡, 山越郡, 檜山郡, 爾志郡, 久遠郡, 奥尻郡, 瀬棚郡, 島牧郡, 寿都郡, 磯谷郡, 虻田郡, 岩内郡, 古宇郡, 積丹郡, 古平郡, 余市郡, 空知郡, 夕張郡, 樺戸郡, 雨竜郡, 上川郡(上川総合振興局)のうち東神楽町, 上川町, 東川町及び美瑛町, 勇払郡, 網走郡, 斜里郡, 常呂郡, 有珠郡, 白老郡, 青森県のうち青森市, 弘前市, 黒石市, 五所川原市, むつ市, つがる市, 平川市, 東津軽郡, 西津軽郡, 中津軽郡, 南津軽郡, 北津軽郡, 下北郡, 秋田県, 山形県, 福島県のうち会津若松市, 郡山市, 白河市, 須賀川市, 喜多方市, 岩瀬郡, 南会津郡, 耶麻郡, 河沼郡, 大沼郡, 西白河郡, 新潟県, 富山県のうち魚津市, 滑川市, 黒部市, 下新川郡, 石川県のうち輪島市, 珠洲市, 鳳珠郡, 鳥取県のうち米子市, 倉吉市, 境港市, 東伯郡, 西伯郡, 日野郡, 島根県, 岡山県, 広島県, 徳島県のうち美馬市, 三好市, 美馬郡, 三好郡, 香川県のうち高松市, 丸亀市, 坂出市, 善通寺市, 観音寺市, 三豊市, 小豆郡, 香川郡, 綾歌郡, 仲多度郡, 愛媛県, 高知県, 熊本県((三)に掲げる市及び郡を除く。), 大分県((三)に掲げる市及び郡を除く。), 宮崎県
C	**0.7**	(三)	北海道のうち旭川市, 留萌市, 稚内市, 紋別市, 士別市, 名寄市, 上川郡(上川総合振興局)のうち鷹栖町, 当麻町, 比布町, 愛別町, 和寒町, 剣淵町及び下川町, 中川郡(上川総合振興局), 増毛郡, 留萌郡, 苫前郡, 天塩郡, 宗谷郡, 枝幸郡, 礼文郡, 利尻郡, 紋別郡, 山口県, 福岡県, 佐賀県, 長崎県, 熊本県のうち, 荒尾市, 水俣市, 玉名市, 山鹿市, 天草市, 宇土市, 宇城市, 玉名郡, 葦北郡, 天草郡, 大分県のうち中津市, 豊後高田市, 杵築市, 宇佐市, 国東市, 東国東郡, 速見郡, 鹿児島県(奄美市及び大島郡を除く。)
		(四)	沖縄県

繰り返し三軸強度比 R_L は、**式（3.8.1.11）**により算出するものとする。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a+2.1)/1.7} & (N_a<14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7}+1.6\times10^{-6}(N_a-14)^{4.5} & (14\leqq N_a) \end{cases} \quad \cdots\cdots (3.8.1.11)$$

$$N_a = \begin{cases} c_{FC}(N_1+2.47)-2.47 & (D_{50}<2\text{mm}) \\ \{1-0.36\log_{10}(D_{50}/2)\}\,N_1 & (D_{50}\geqq 2\text{mm}) \end{cases} \quad \cdots\cdots (3.8.1.12)$$

$$N_1 = 170\,N/(\sigma'_{vb}+70) \quad \cdots\cdots (3.8.1.13)$$

$$c_{FC} = \begin{cases} 1.0 & (0\%\leqq F_C<10\%) \\ (F_C+20)/30 & (10\%\leqq F_C<40\%) \\ (F_C-16)/12 & (40\%\leqq F_C) \end{cases} \quad \cdots\cdots (3.8.1.14)$$

R_L ：繰返し三軸強度比

N ：標準貫入試験から得られる N 値

N_1 ：有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値

N_a ：粒度の影響を考慮した補正 N 値

σ'_{vb} ：標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧（kN/m^2）

c_{FC} ：細粒分含有率による N 値の補正係数

FC ：細粒分含有率（%）（粒径 75μm以下の土粒子の通過質量百分率）

D_{50} ：50%粒径（mm）

［道路橋示方書・同解説「I 共通編」P.187］

d. 地盤種別

液状化検討を行う際の地盤種別は、原則として地盤の特性値 T_G を基に、**表-3.8.1.4** により区分するものとする。地表面が基盤面と一致する場合はⅠ種地盤とする。なお、地盤種別の概略の目安としては、Ⅰ種地盤は良好な洪積地盤と岩盤、Ⅱ種地盤はⅠ種とⅢ種地盤以外、Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤と考えてよい。

表-3.8.1.4　耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_G（s）
Ⅰ種地盤	$T_G < 0.2$
Ⅱ種地盤	$0.2 \leqq T_G < 0.6$
Ⅲ種地盤	$0.6 \leqq T_G$

地盤の特性値 T_G は、**式（3.8.1.15）**によって算出するものとする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{V_{si}} \quad \cdots\cdots (3.8.1.15)$$

T_G ：地盤の特性値（s）

H_i ：i 番目の地層の厚さ（m）

V_{si} ：i 番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）

ただし、実測値がない場合は、下記に示す方法による。

・粘性土層の場合 $V_{si} = 100\ N_i^{1/3}$（$1 \leqq N_i \leqq 25$）…… (3.8.1.16)

・砂質土層の場合 $V_{si} = 80\ \ N_i^{1/3}$（$1 \leqq N_i \leqq 50$）…… (3.8.1.17)

N_i ：標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

i ：当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるときの地表面から i 番目の地層の番号。ここでの基盤面とは、粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土層の場合は N 値が 50 以上の地層の上面、若しくはせん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面をいう。

なお、T_G を**式（3.8.1.15）**で求め難い場合(所定の深さ以上ボーリング調査を行っても基礎面が現れない場合等)には、**図-3.8.1.4** により地盤種別分類を行う。

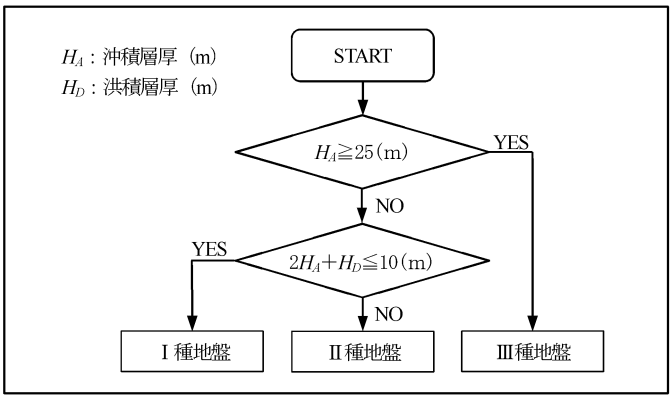


図-3.8.1.4　沖積層厚 H_A と洪積層厚 H_D による地盤種別

e．設計水平震度

F_L 値法による判定にあたっては、堤体及び基礎地盤の条件を考慮し、適切な設計水平震度を設定する必要がある。なお、堤体の設計を行う際の震度法に適用する設計水平震度と、ため池の液状化の検討に用いる設計水平震度は異なることに注意するものとする。

設計水平震度は、**表-3.8.1.5** に示す。

表-3.8.1.5　ため池の液状化判定に用いる設計水平震度の参考値

地盤種別	レベル 1 地震動 注 1)	レベル 2 地震動注 2,3) （タイプⅠ）	レベル 2 地震動注 2,3) （タイプⅡ）
Ⅰ種地盤	0.12	堤体の耐震性能照査に用いる地震動を設計水平震度に換算した値	同左
Ⅱ種地盤	0.15		
Ⅲ種地盤	0.18		

注 1）レベル 1 地震動に対する標準値は平成 14 年版道路橋示方書に記述が無いため、令和 7 年版道路橋示方書の値とする。

注 2）レベル 2 地震動の値は、設定した入力地震動の加速度を 980gal で割戻した値を、小数点以下 3 桁目を切上げ小数点以下 2 桁で設定する。

注 3）レベル 2 地震動の値は、「3.8.1(2)C. F_L 値法による液状化の判定」に示す Cw 及び Cz の補正は行わないものとする。

レベル 1 地震動（A種ため池）における設計水平震度は、山口県の地域別補正係数 Cz を考慮すると、以下の通りである。

表-3.8.1.6　山口県のため池液状化判定に用いる設計水平震度

地盤種別	レベル 1 地震動 k_{hgL0}	地域別補正係数 （山口県） Cz	液状化判定に用いる 設計水平震度 k_{hgL}
Ⅰ種地盤	0.12	0.7	0.084
Ⅱ種地盤	0.15		0.105
Ⅲ種地盤	0.18		0.126

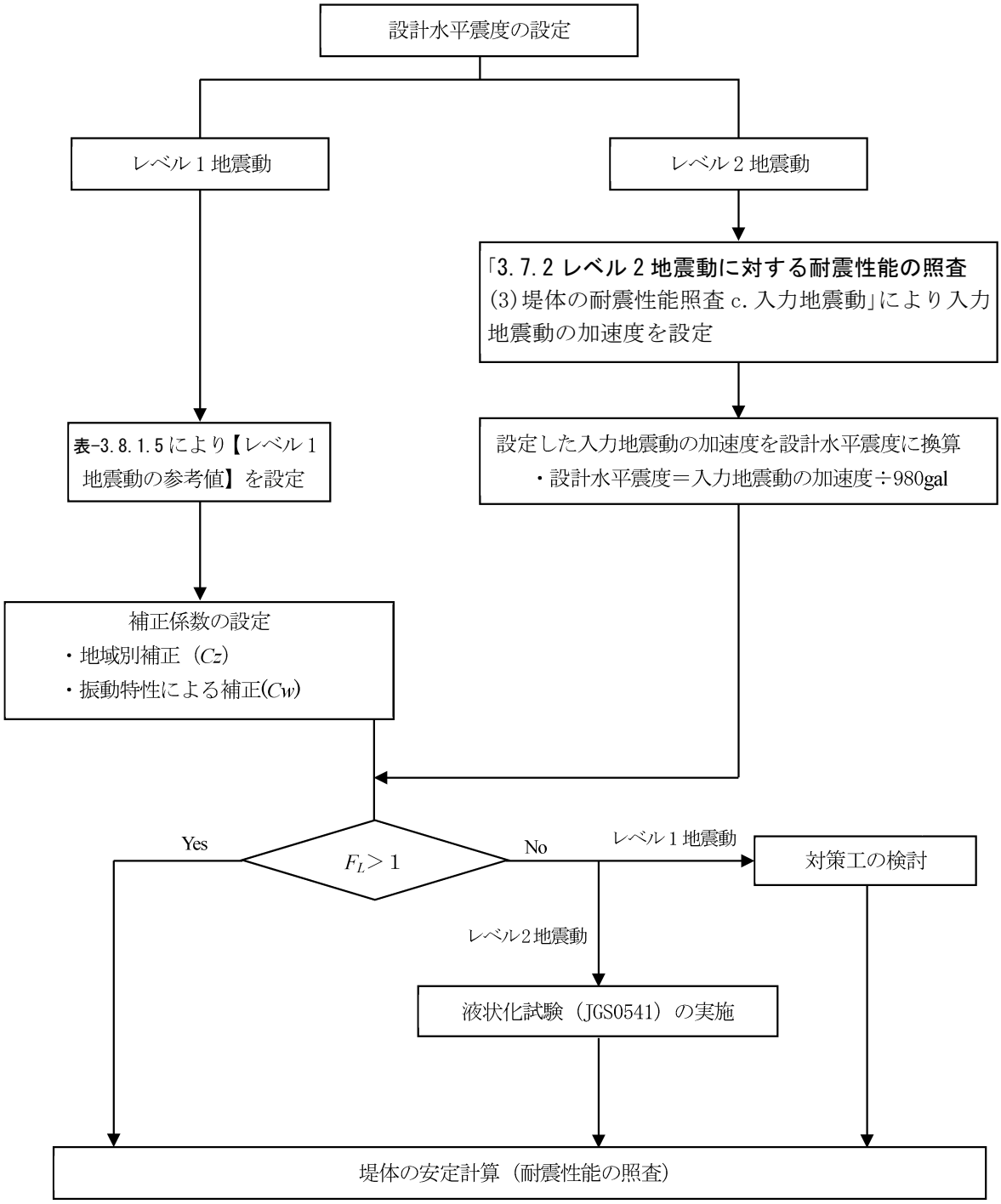


図-3.8.1.5　液状化検討時の設計水平震度値設定手順

3.8.2　対策工

(1)　検討概要

設計指針「ため池」では、液状化対象土層の $F_L \leqq 1$ が確認された場合、堤体の安定計算に先立ち液状化対策工の検討を行い、その結果を踏まえて安定計算を実施する流れが示されている。しかし、液状化対象土層が現況堤体直下に分布する場合などは、対策工の施工条件が厳しくコストが大幅に増嵩し、必ずしも現実的とは言い難い。

過年度までは、重要度区分Ａ種のため池における液状化解析として「土地改良施設耐震設計の手引き H16.3」に準拠し、地震時の過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり法（⊿u 法）を用いてきた。しかし、平成 27 年 5 月に行われた設計指針「耐震設計」の改訂により、当該手法の記載は削除され、その理由として「⊿u 法が概略的であり算定変形量が極端に安全側または危険側となる事例が確認されている」ことが示されている。以上より、⊿u 法の信頼性は低いと判断し、液状化対策の検討方法としては採用しない。

今後は、別手法によって堤体の沈下変形量を定量評価し、許容沈下量を超える場合に対策工を検討する方針とする。

具体的には、本県の標準手法を静的解析の ALID とし、対策の有無を同一条件で解析して得られる沈下変形量を主要指標として、無対策時との比較および許容沈下量との照合により適否を判定する。

液状化の判定～液状化対策～安定性の検討までのフローを下記に示す。

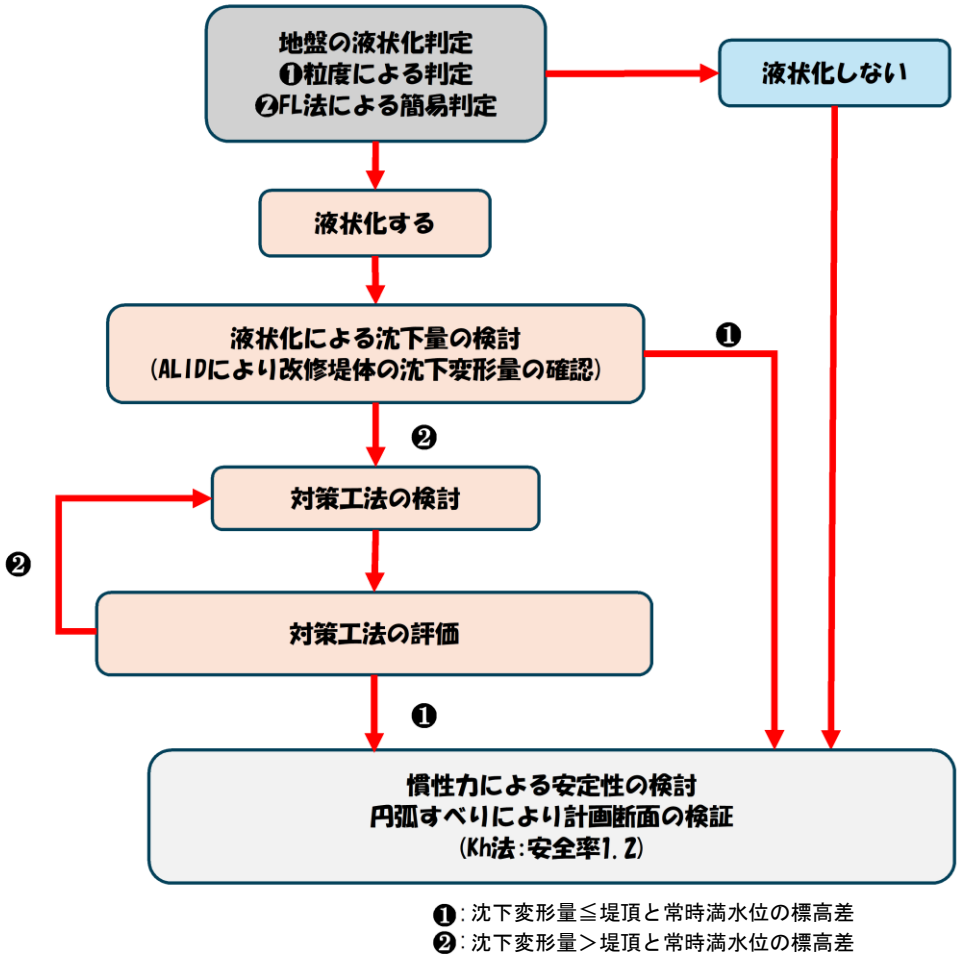


図-3.8.2.1　液状化の判定～液状化対策～安定性の検討までのフロー

(2)　液状化解析法による判定

液状化解析法の選定に当たっては、ため池手引改訂小委員会における検討結果より、河川耐震照査指針に準じて、静的解析法である「ALID」または「東畑モデル」の何れかを選定するものと考え、他県の導入実績等を総合的に勘案し、本県における液状化解析法については「ALID」を採用する方針とする。

重要度区分Ａ種、レベル 1 地震動を対象としたため池に求める耐震性能は「健全性を損なわない（液状化対策工の評価を行う)」とされている。ここでいう、健全性を損なわないとは、「構造的な損傷が生じない（すべり破壊しない)」ことと定義されていることから、液状化を考慮しない通常の耐震性能の照査手法としては、円弧すべり法（kh 法）で足りる。

一方、液状化解析法として用いることとした「ALID」については「盛土自重を考慮した変形解析」であることから、解析結果から得られた沈下量に対する許容値を設定する必要がある。

ここで、設計指針「ため池」においては、ＡＡ種のため池に係る許容沈下量の考え方を示しており、目安として「①堤頂と常時満水位の標高差、②堤頂と設計洪水位との標高差、③1.0m（余盛りやフリーボードを考慮)」から適正に設定することとされている。

また、河川耐震照査指針では、①耐震性能照査上の堤防の機能として、「河川の流水の河川外への越流防止」としており、②この際に考慮する外水位は、「平常時の最高水位」と規定されている。

このことをため池に置き換えると、①耐震性能上のため池の機能としては「貯水機能が保持される状態」であり、「②平常時の最高水位＝常時満水位」と考えられることから、許容沈下量については、「堤頂と常時満水位の標高差」として設定する。

3.7.3　堤体の耐震性能照査

(1)　照査の諸係数

a.　安全率

重要度区分AA種のため池は、レベル2地震動に対する安定計算を行い、堤体の沈下量を算出する。沈下量が設定した許容沈下量を下回れば、耐震性能を満足するものとする。

b.　許容沈下量

ため池の許容沈下量については、具体的な数値を示すことは困難であるが、①堤頂と常時満水位（FWL）との標高差、②堤頂と設計洪水位（HWL）との標高差、③1.0m（余盛やフリーボードを考慮）等がある。その決定に際しては、材料試験や安定計算の精度や基礎地盤の不確定要素に加え、下流への影響度や地域におけるため池の重要度等、個々のため池の事情を勘案し、適正に設定する必要がある。

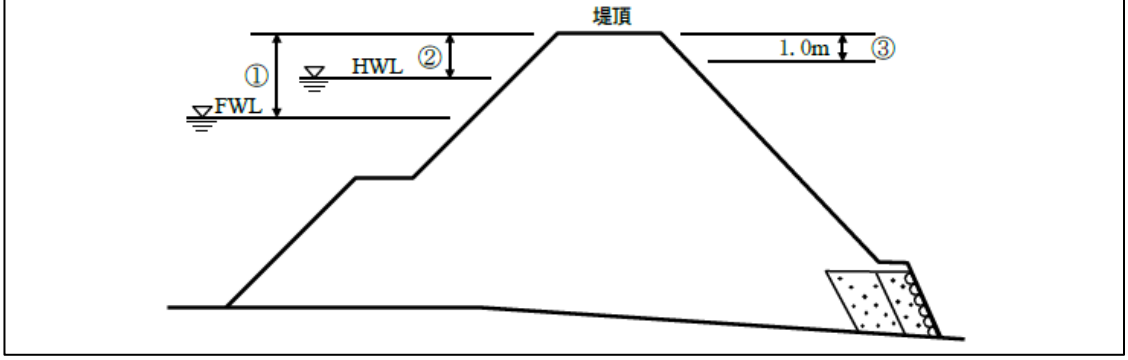


図-3.8.2.2　許容沈下量の設定方法

［設計指針「ため池」P.127］

2.2 耐震性能

堤防の耐震性能は，地震後においても、耐震性能の照査において考慮する外水位に対して耐震性能照査上の堤防としての機能を保持する性能を原則とする。

ここで、耐震性能照査上の堤防としての機能とは、河川の流水の河川外への越流を防止する機能とするものとする。

（解説）

堤防は、一般に、河川の流水が河川外に流出することを防止するために設けられるものであり、治水上重要な機能を有している。特に、堤内地盤高が外水位よりも低い地域では、地震により被災した堤防を河川の流水が越流した場合、二次的に浸水被害を引き起こす可能性もある。また、盛土による堤防（土堤）については、その構造上、地震に対して損傷をまったく許容しないことは不合理であるとともに、一般に、地震による損傷を受けても短期間での修復が可能である。このような堤防の特性を踏まえて、堤防の種々の機能のうち、地震によりある程度の損傷が生じた場合においても、耐震性能の照査において考慮する外水位に対して河川の流水の河川外への越流を防止するという耐震性能照査上の堤防の機能を保持することを堤防の耐震性能としたものである。この堤防の耐震性能は、他の河川構造物では、地震後においても河川構造物としての機能を保持するという耐震性能２に相当するものである。

また、以上より、耐震性能の照査の観点からは、堤内地盤高が耐震性能の照査において考慮する外水位よりも高い地域では、堤防の耐震性能は自動的に満足されることになる。

［河川耐震照査指針 P.2］

2.3 耐震性能の照査において考慮する外水位

耐震性能の照査において考慮する外水位は、原則として、平常時の最高水位とするものとする。ここで、河口部付近では、平常時の最高水位として朔望平均満潮位及び波浪の影響を考慮するものとし、また、地震の発生に伴い津波の遡上が予想される場合には、施設計画上の津波高についても考慮するものとする。

（解説）

一般に、河川構造物の耐震性能の照査を行う場合に必要となる水位には２種類の水位がある。１種類は条文に規定する耐震性能の照査において考慮する外水位である。地震と洪水が同時に発生する可能性は低く、また、従来の耐震点検・耐震対策等で考慮されてきた外水位を踏襲して、耐震性能の照査において考慮する外水位は、原則として、平常時の最高水位としたものである。河口部付近では朔望平均満潮位及び波浪の影響を考慮する必要がある。また、地震の発生に伴い津波の遡上が予想される場合には、「河川津波対策について」（平成23年9月2日　国水河計第20号、国水治第35号）等を踏まえ、施設計画上の津波高を考慮する必要がある。

もう１種類の水位は、３．に規定する地震の影響を考慮するときに用いる水位である。この水位としては、通常想定される水位を用いればよい。

［河川耐震照査指針 P.3］

表-3.8.2.1、**表-3.8.2.2** に、代表的な液状化解析法の概要を示す。

表-3.8.2.1　液状化解析法と照査項目

解析手法			液状化による損傷・変形	慣性力による損傷・変形	照査項目	備考
有限要素法	動的解析法	LIQCA	○	○	残留変形量（沈下量）	
		FLIP	○	○	残留変形量（沈下量）	
	静的解析法	ALID	○		残留変形量（沈下量）	
流体力学に基づく永久変形解析法		東畑モデル	○		残留変形量（沈下量）	
（参考）円弧すべり法		⊿u法	○		安全率	沈下量の推定可能

表-3.8.2.2　解析手法の分類

手法			過剰間隙水圧の発生	土の強度低下・剛性の低下	盛土の沈下の主な原因		
					盛土自重による基礎地盤の変形	盛土に作用する慣性力による変形	基礎地盤の圧密沈下
有限要素法	動的解析	LIQCA	○	○	○	○	○
		FLIP	○	○	○	○	X
	静的解析	ALID	F_Lから算定	F_LとFCに応じて簡易に設定	○	X	X
最小エネルギー原理		東畑モデル	F_Lから算定	液状化層の土を強度のない粘性流体と仮定	○	X	X
極限平衡法		（参考）⊿u	F_Lから算定	過剰間隙水圧を考慮したせん断強度を用いる剛性は考慮されない	X[注]	X[注]	X[注]

注）⊿u法は、直接的に変形を算出する方法ではないが、経験的な関係をもとに、基礎地盤の圧密沈下までを含めた変形（沈下）を推定することができる。

表-3.8.2.3　液状化解析手法の概要

解析手法	概要
LIQCA FLIP	堤体断面をメッシュ状に分ける。解析断面において、入力地震動を設定し、微小時間ごとの変位や土の応力、過剰間隙水圧、ひずみ、強度、剛性などが地盤のすべての地点において求まる。地震動の特性（振幅、周波数、継続時間など）を考慮している。 また、地震時慣性力による影響も考慮される。このため、有効かつ合理的な対策工法を選択しやすいと考えられる。 FLIP は主に港湾施設の解析に用いられ、LIQCA は河川堤防等の解析に用いられる。FLIP は背面の水圧の影響を考慮することができ、LIQCA は沈下後の圧密の影響を考慮できる。どちらも、解析には高度な専門性と経験による判断が必要とされ、パラメータの設定が複雑である（特に LIQCA はパラメータが多く、技術者によるばらつきも大きい）。
ALID	堤体断面をメッシュ状に分ける。液状化判定によって地盤内のF_Lの分布を求め、F_Lと細粒分含有率から各層の剛性を低下させ、盛土の自重による沈下量を求める。 地震前の状態と、地震後の沈下の状態から沈下量を求めるため、静的解析という。比較的簡便であるが、地震時慣性力の影響を考慮できない。また、地震動の特性・継続時間等も考慮できない。このため、沈下量が大きい場合は、過大な設計になってしまう恐れもある。
東畑モデル	液状化の判定によって、液状化層と非液状化層を判別する。液状化層の土を粘性流体、非液状化層の土を弾性体とし、地震継続時間粘性流体が流動し、盛土の自重により沈下すると仮定した解析。地震の継続時間は考慮されるが、地震の特性は考慮されない。また、慣性力による影響も考慮されない。
（参考）Δu法	地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり法であり、液状化判定によって地盤内のF_Lの分布を求め、F_L値に応じて土の強度を低下させ（F_L<1.0 の地層は強度を0とする）自重による円弧すべり計算を行い、安全率を求める。 この時、慣性力による影響は考慮されない。簡便な方法であるが、精度は十分ではない。また、安全率と沈下量の経験的な関係から沈下量を求める方法があるが、相関性は低い。

表-3.8.2.4　液状化に伴う変形量を求める FEM 解析の比較

解析方法	有効応力動的応答解析 (FLIP)	静的変形解析 (ALID)
概要	地震中に生じる土の強度・剛性の低下及び地震慣性力による地盤の変形が計算される。	二次元地震応答解析結果の応答加速度を読み込み、液状化抵抗率を算出する。 地盤の剛性が低下した状態での堤防沈下量を求める。
入力地震動	考慮する。	二次元地震応答解析で考慮できる。
過剰間隙水圧 消散の沈下量	算出しないため、別作業となる。	算出する。
解析作業	パラメータ設定が難しい。 計算時間が比較的長い。	パラメータ設定は簡易。 計算時間は短い。
解析の費用	高価	安価
実務上の実績	港湾系構造物設計・照査での実績が多数有り。	河川系構造物(主に堤防)での実績が多数有り。

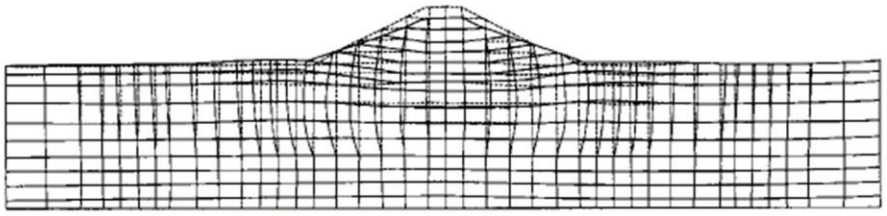
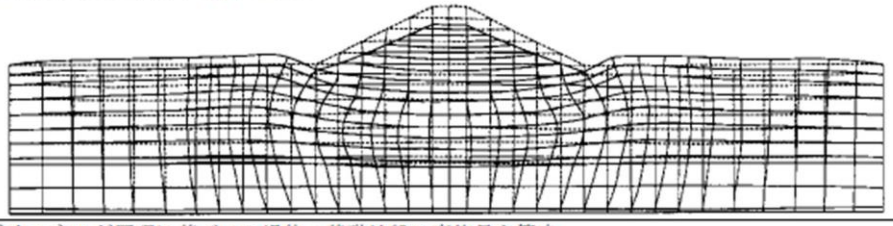
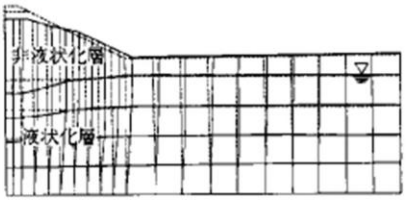
解 析 法	解 析 内 容
(LIQCA) 有限要素法に基づく動的解析法（地盤の透水を考慮する方法）	・過剰間隙水圧の上昇・消散過程を考慮 ・土の構成式は有効応力に基づく弾塑性理論 ・地震後の地盤の圧密に伴う沈下量の計算可能 
(FLIP) 有限要素法に基づく動的解析法（地盤の透水を考慮しない方法）	・土の構成式にはマルチスプリングモデル適用 ・有効応力経路は液状化フロントパラメータを用いて制御 ・残留変位、残留応力の予測可能 
(ALID) 有限要素法に基づく静的解析法	・地震によって液状化した層の剛性低下を考慮した静的FEM解析 ・剛性低下率はFL値及び細粒分含有率FCの関数 ・地震時慣性力は変形解析時には考慮しない ・過剰間隙水圧の消散は考慮できない 
(東畑モデル) 流体力学に基づく永久変形解析法	・最小エネルギ原理に基づいて堤体・基礎地盤の変位量を算定 ・液状化層は粘性液体として取扱う ・大変形の考慮可能 ・過剰間隙水圧の消散は考慮していない  （圧密沈下による寄与分は変形図中に考慮されていない）

図-3.8.2.3　液状化解析モデル

注）上記の解析モデルは、すべて同一の条件（最大入力加速度210gal、地下水位 GL-1.8m）である。

［設計指針「耐震設計」P.268］

表-3.8.2.5　変形予測手法に必要な各種調査・試験

分類		項目	FEM動的解析（LIQCA）			FEM動的解析（FLIP）			FEM静的解析（ALID）	流体力学に基づく解析（東畑モデル）	円弧すべり計算（Δu法）
			これだけあれば完璧といえる組合せ	結果の精度が期待できる最低限の組合せ	最低限解析可能な組合せ	これだけあれば完璧といえる組合せ	結果の精度が期待できる最低限の組合せ	最低限解析可能な組合せ	最低限必要な組合せ注1		
土質調査・試験	原位置試験	標準貫入試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		PS検層	○	○		○	○				
		透水試験	○								
	室内土質試験	物理 密度試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		物理 粒度試験	○			○			○	△注3	△注3
		物理 液性限界・塑性限界	○			○			△注3	△注3	△注3
		圧密 圧密試験	○								
		せん断 圧密非排水三軸圧縮試験(CU)注2	○	○		○	○				△注4
		動的変形 繰返し非排水三軸試験注5	○	○		○	○				
		動的変形 動的変形特性試験注5	○	○注6		○					

注 1) FEM 静的解析（ALID）、流体力学に基づく解析（東畑モデル）、および円弧すべり計算（Δu 法）については、パラメータの数が比較的少なく、その設定方法が標準化されているため、最低限必要な調査・試験項目のみを示した。
注 2) 砂質土の排水せん断強度を求める目的であれば、圧密排水三軸圧縮試験（CD）を採用すればよい。
注 3)「道路橋示方書・同解説　V耐震設計編：平成 8 年 12 月」の判定方法にしたがい液状化層の判定を実施する場合に必要となる。
注 4) 試験条件は、砂質土に対して圧密排水三軸圧縮試験（CD）、粘性土に対して一軸圧縮試験もしくは圧密排水三軸圧縮試験（CU）を採用するが、試験結果が得られていない場合、N値等より強度定数を推定して計算することもできる。
注 5) チューブサンプリングによる採取試料を用いた試験は，試料の乱れにより，一般に信頼性に欠けること，他方，凍結サンプリングによる採取試料を用いた試験は信頼性が高いが費用も高いことに留意することが必要。
注 6) R-O モデルを用いる場合に必要

［河川堤防の地震時変形量の解析手法（国土技術センター）H14.2］

5.2 耐震性能の照査方法

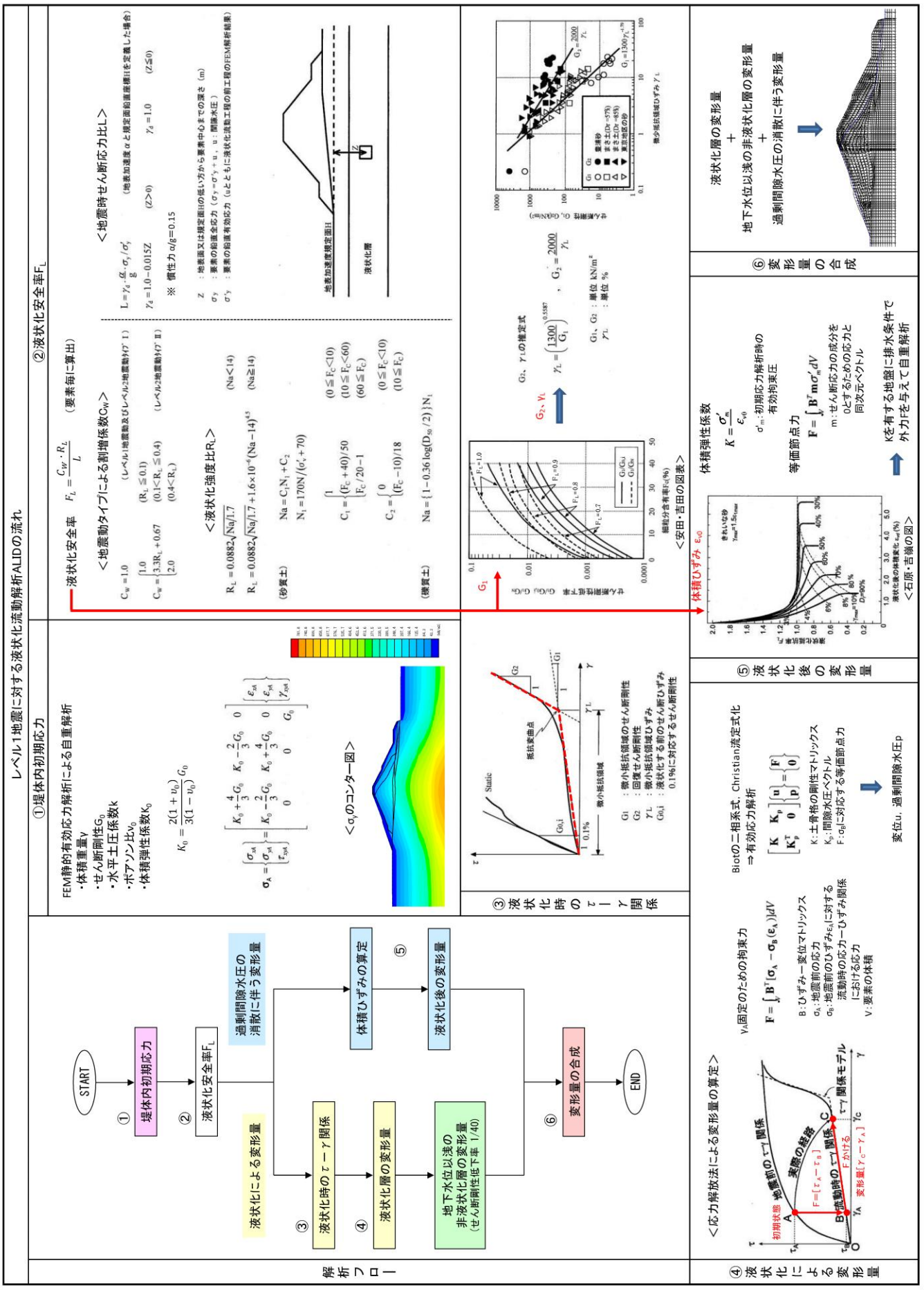
堤防の耐震性能の照査は、耐震性能の照査に用いる地震動及び堤防の限界状態に応じて、適切な方法に基づいて行うものとする。ただし、6．に規定する静的照査法により耐震性能の照査を行えば、本規定を満足するとみなしてよい。

（解説）

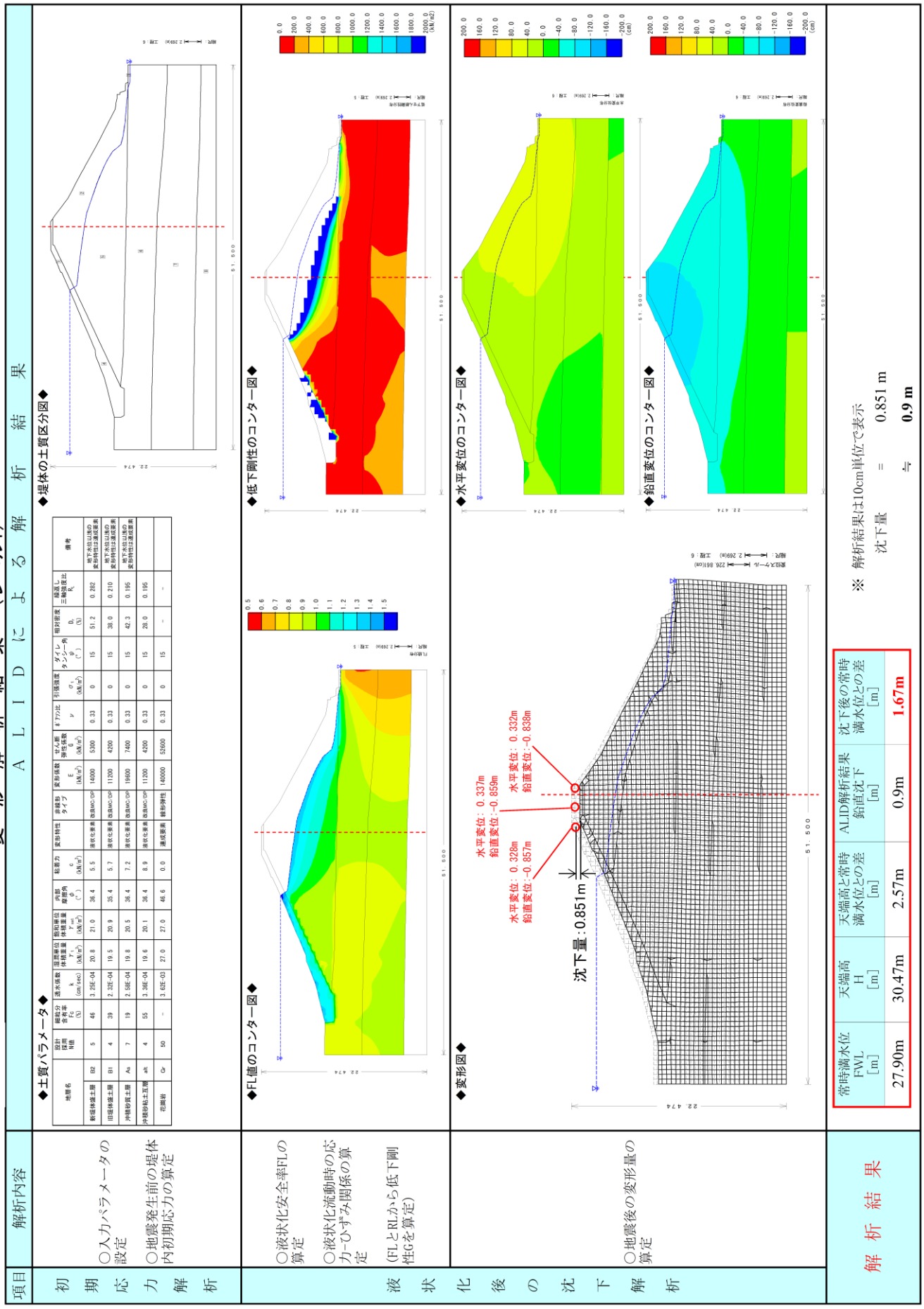
耐震性能の照査方法は、構造物の地震時挙動を動力学的に解析する動的照査法と地震の影響を静力学的に解析する静的照査法に大別される。土構造物の地震時挙動や地震による変形に関しても、近年、種々の動的解析法及び静的解析法が提案され、実務に適用されている方法もある。耐震性能の照査にあたっては、外力や各種パラメータの設定も含め、事例や模型実験等により妥当性が検証された手法を用いなければならない。ここで、ただし書きを設けているのは、静的照査法については、地盤調査の方法からパラメータ設定方法も含め、標準的な手法として位置付けることのできる十分な検証がなされているためである。動的解析法を用いる場合には、静的解析法以上に様々な調査試験が必要となり、解析結果の信頼性は調査試験の量や質に大きく左右されることに留意しなければならない。

［河川耐震照査指針 P.12］

静的変形解析（ALID）による解析手順を下記に示す。



静的変形解析（ALID）による解析結果とりまとめ事例を下記に示す。



地層名	設計採用値	細粒分含有率 Fc (%)	透水係数 k (cm/sec)	湿潤単位体積重量 γt (kN/m³)	飽和単位体積重量 γsat (kN/m³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 c (kN/m²)	変形特性	非線形タイプ	変形係数 E (kN/m²)	弾性係数 G (kN/m²)	ポアソン比 ν	引張強度 σt (kN/m²)	ダイレタンシー角 ψ (°)	相対密度 Dr (%)	静止土圧係数 K0	備考
新堤体盛土層	B2	5	3.25E-04	20.8	21.0	36.4	5.5	液状化非考慮	改良M/C/DP	14000	5300	0.33	0	15	51.2	0.282	地下水位以浅の変形特性は遠応非考慮
旧堤体盛土層	B1	4	3.32E-04	19.5	20.9	35.4	5.7	液状化非考慮	改良M/C/DP	11200	4200	0.33	0	15	38.0	0.210	地下水位以浅の変形特性は遠応非考慮
沖積砂質土層	As	7	2.58E-04	19.8	20.5	36.4	7.2	液状化非考慮	改良M/C/DP	19600	7400	0.33	0	15	42.3	0.195	地下水位以浅の変形特性は遠応非考慮
沖積粘質土互層	alt	4	3.38E-04	19.6	20.1	36.4	8.9	液状化非考慮	改良M/C/DP	11200	4200	0.33	0	15	28.0	0.195	
花崗岩	Gr	90	-	27.0	27.0	46.6	0.0	遠応要素	線形弾性	140000	52600	0.33	0	15	-	-	

常時満水位 FWL [m]	天端高 H [m]	天端高と常時満水位との差 [m]	ALID解析結果 鉛直沈下 [m]	沈下後の常時満水位との差 [m]
27.90m	30.47m	2.57m	0.9m	**1.67m**

(3)　対策工法

対策工は、設計指針「ため池」P.254 に準拠して、工法を選定する。

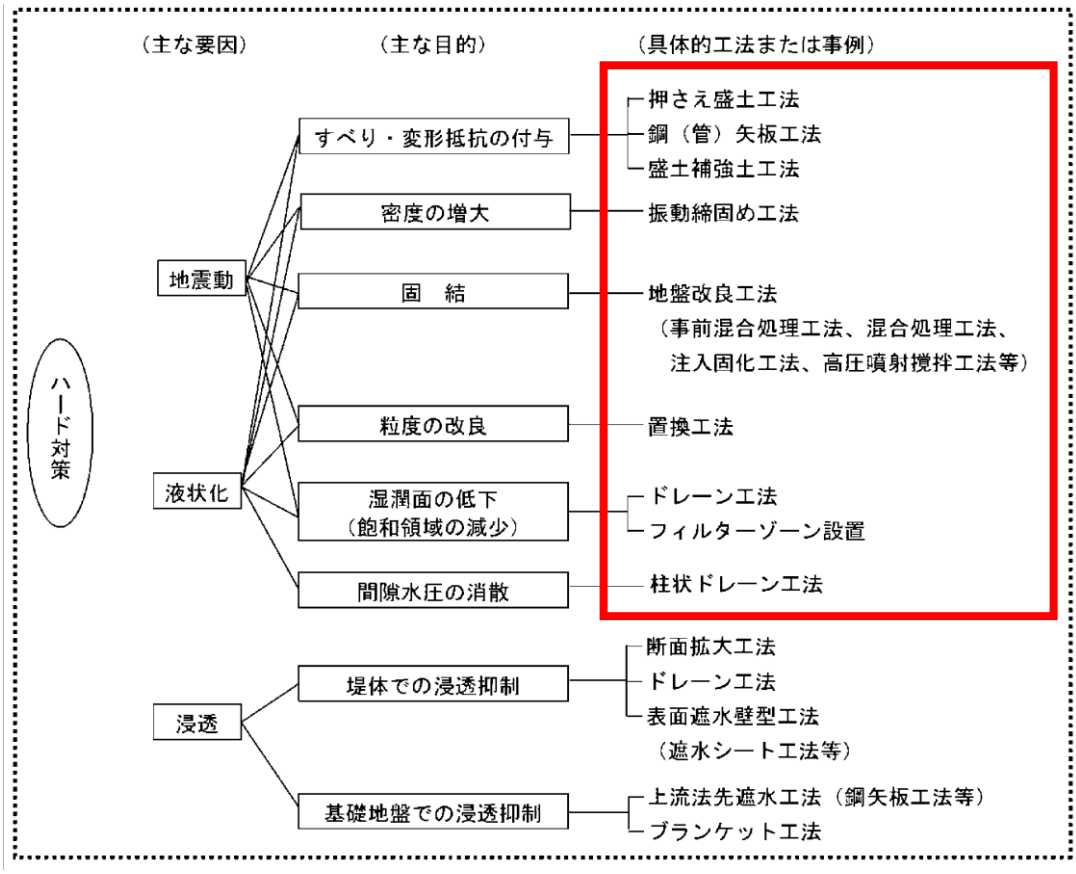


図-3.8.2.4　耐震対策工法の一覧

液状化とは、地震などの振動によって、水で飽和した砂質地盤が一時的に液体のような状態になる現象で、砂粒子間の間隙水圧が上昇し、有効応力がほぼゼロになることで発生する。

そのため、液状化対策は、基本的には液状化発生メカニズムに基づく対策となっており、大きく分類すれば下記に分類される。

- 密度増大による対策（砂質土の密度向上）
- 固結・改良による対策（砂粒子を固結）
- 排水促進による対策（過剰間隙水圧の低減）
- せん断変形を抑制する対策（側方流動・すべりの拘束）

(4)　対策工法の評価

対策後の評価については、既往の基準書に明確な規定がないため、本県では、対策工の効果を ALID により定量評価して設計に反映する方針とする。

具体的には、対策工の剛性・強度等の特性を解析モデルに組み込み、無対策時と同一条件で再解析を行い、得られた堤体の沈下変形量を主たる評価指標として、無対策時の結果及び許容沈下量と比較して適否を判定する。

必要に応じて、沈下分布や相対沈下、法面変位等の付随指標も確認する。

なお、以下では、前述のメカニズム別分類に基づき、各工法の ALID 適用上の留意点および適用性を整理する。

表-3.8.2.6　液状化対策工の概要と ALID 適用上の留意点

対策工法	概要
密度増大工法 (締固め工法)	密度増大工法（締固め工法）は、締め固めた部分の液状化抵抗及び液状化した後の変形抵抗が周辺の原地盤に比べて大きいことにより堤体の沈下変形量を低減させるものである。したがって、解析では、締固め改良範囲について、その領域の密度が増大することにより液状化強度が大きくなることを適切にモデル化することが肝要である。 締固め改良部分についてはN値で評価されることが一般的であるが、この値から道路橋示方書の経験式などにより繰返し三軸強度比R_Lを評価する。 これ以降は原地盤と同様にF_L値の算定、剛性低下率の設定を行えばよい。
固結工法	固結工法は改良体自身が地震時に内部破壊せず、かつ改良体が滑動・転倒に対して抵抗することにより対策効果を発揮するものである。ALID では改良体は弾性体としてモデル化される。地震時に周辺地盤が液状化すると改良体が根入れされている支持地盤にはせん断応力が集中し、その周囲の支持地盤に比べて沈下することがあるので、適宜検討の上考慮するのが良い。 改良体の内部破壊に対する照査は、解析により得られる内部応力を改良体の引張・圧縮強度と比較することにより行う。しかし、ALID では地震時の慣性力や改良体に作用する動土圧の効果により生じる内部応力を評価できないので、別途の検討を加える必要がある。
間隙水圧消散工法 （ドレーン工法）	ALID は非排水条件での解析のため、液状化時のドレーン材による排水効果を厳密に考慮することはできない。したがって、ドレーン材による改良範囲については剛性低下が周囲の液状化領域よりも小さな非液状化領域とみなして解析を行う等の近似化を行う必要がある。しかしながら、その際の剛性低下率の設定方法など、まだ十分な知見が得られていないため、適用にあたっては十分な検討を要する。
せん断変形抑制工法（鋼材工法）	鋼材は、弾性体はり要素によりモデル化する。また、鋼材と周辺地盤の接合部にはジョイント要素を設けるのが良い。鋼材の曲げ変形降伏・破壊に対する照査は、解析により得られる曲げ応力を鋼材の曲げ降伏強度と比較することにより行う。しかし、ALID では地震時に鋼材に作用する動土圧の効果により生じる曲げ応力を評価できないので、別途検討を加える必要がある。

3.9　基礎処理

3.9.1　地盤改良による基礎処理

(1)　概要

ため池の基礎地盤については、支持力および水密性についての制約があり、それぞれが重要な要素となる。

水密性については、**表-3.3.4.1** に示した処置等で確保するものとし、ここでは軟弱地盤に対する基礎補強の方法（地盤改良）について記載する。

(2)　基礎補強対策工法

a.　工法選定

基礎補強対策には様々な工法が提案されており、下表に対策工法の対策原理とその効果を添付する。

表-3.9.1.1　基礎補強対策工法

原理	代表的な対策工法		効果																
			沈下		安定			変形		液状化									
										液状化の発生を防止する対策							液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策	トラフィカビリティ確保
										砂地盤の性質改良				有効応力の増大	過剰間隙水圧の消散	せん断変形の抑制		
			圧密沈下の促進による供用後の沈下量の低減	全沈下量の低減	圧密による強度増加	すべり抵抗の増加	すべり滑動力の軽減	応力の遮断	応力の軽減	密度増大	固結	粒度の改良	飽和度の低下					
圧密・排水	表層排水工法																		○
	サンドマット工法		○																○
	緩速載荷工法				○														
	盛土載荷重工法		○		○														
	バーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法	○		○														
		プレファブリケイティッドバーチカルドレーン工法	○		○														
	真空圧密工法		○		○								○	○					
	地下水位低下工法		○		○														
締固め	振動締固め工法	サンドコンパクションパイル工法	○	○	○	○			○	○									
		振動棒工法		○*						○									
		バイブロフローテーション工法		○*						○									
		バイブロタンパー工法		○*						○									
		重錘落下締固め工法		○*						○									
	静的締固め工法	静的締固め砂杭工法	○	○	○	○			○	○									
		静的圧入締固め工法								○									
固結	表層混合処理工法			○		○		○			○								○
	深層混合処理工法	深層混合処理工法（機械撹拌工法）		○		○		○	○		○						○	○	
		高圧噴射撹拌工法		○		○		○	○		○						○	○	
	石灰パイル工法			○		○				○	○								
	薬液注入工法			○		○					○								
	凍結工法					○													
掘削置換	掘削置換工法			○		○		○				○							
間隙水圧消散	間隙水圧消散工法														○				
荷重軽減	軽量盛土工法	発泡スチロールブロック工法		○			○		○										
		気泡混合軽量土工法		○			○		○										
		発泡ビーズ混合軽量土工法		○			○		○										
	カルバート工法			○			○		○										
盛土の補強	盛土補強工法					○												○	
構造物による対策	押え盛土工法					○												○	
	地中連続壁工法																○		
	矢板工法					○		○							○**			○	
	杭工法			○		○			○									○	
補強材の敷設	補強材の敷設工法					○													○

*)砂地盤について有効
**)排水機能付きの場合

［道路土工 軟弱地盤対策工指針 P.191］

表-3.3.4.2 で示したとおり、ため池では干拓地等の厚い沖積層地域に比べて軟弱層が相対的に浅く、また土構造物である特性から、すべり破壊および圧密沈下への対策として、経済性に優れた表層混合処理工法（表層処理工法）の実績が多い。

表-3.9.1.2　地盤改良工法比較一覧表

大分類	中分類	小分類	適用土質							強度		工事目的																		現場条件					一次選定
			砂質土 N≦20	砂質土 N＞20	粘性土	腐植土	ヘドロ	砂礫	ガラ層	改良強度	長期強度	支持力増加	すべり防止	沈下低減	側方流動	k値増加	液状化防止	走行性の確保	路床改良	改良土の再利用	矢板欠損部防護	ヒービング防止	ボイリング防止	土圧バランス	山留変形防止	止水	水中施工	狭あいな所	軽微な足場仮設	市街地工事	低振動・低騒音	
圧密促進工法	載荷重工法	押え盛土工法	△	－	○	△	－	－	－	低	○	○	○	－	○	－	△	－	－	－	－	△	－	△	△	－	－	－	－	－	○	
		盛土荷重載荷工法	△	－	○	○	－	－	－	低	○	○	○	○	○	△	△	－	－	－	－	△	－	－	－	－	－	－	－	－	－	○	
		大気圧工法	－	－	○	△	－	－	－	低	○	○	○	○	○	△	△	－	－	－	－	△	－	－	－	－	－	－	－	－	－	○	
	脱水工法	排水工法	○	○	△	△	－	○	△	低	－	－	－	○	－	－	－	－	－	－	△	△	○	△	△	○	－	○	－	△	○	
	ドレーン工法	バーチカルドレーン工法	△	－	○	○	－	－	－	低	○	○	○	○	○	△	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	○	
	化学的圧密工法	生石灰杭工法	△	－	○	△	－	－	－	低～中	○	○	○	○	○	○	－	○	－	○	－	○	－	○	○	－	－	－	－	○	○	
締固め・突固め工法	締固め工法	振動締固め工法	○	△	△	△	－	－	－	低～中	○	○	○	○	○	△	○	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	
			○	－	－	－	－	－	－	低～中	○	○	○	－	－	△	○	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	
		静的締固め工法	○	△	△	－	－	－	－	低～中	○	○	○	△	△	△	○	△	－	△	－	－	－	－	－	－	－	－	－	○	○	
		砕石ドレーン工法	○	○	△	－	－	－	－	低～中	○	△	△	△	△	△	○	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	○	○	
	重錘落下突固工法	重錘落下突固工法	○	△	△	－	－	○	○	低～中	○	○	△	△	△	△	○	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	
表層安定工法	敷設材工法	敷設材工法	△	－	○	○	○	－	－	低	△	△	○	△	△	－	－	○	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	○	
	表層処理工法	粉体系工法	○	○	○	○	△	○	○	中	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	－	－	－	－	－	－	－	△	△	○	○	
		スラリー系工法	○	－	○	○	○	－	－	中	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	－	－	－	－	－	－	○	△	△	△	○	
	置換工法	掘削置換工法	△	－	○	○	△	－	△	低	○	○	○	○	△	△	○	△	○	－	－	－	－	－	－	○	○	－	○	○	
		強制置換工法	－	－	○	○	－	－	－	低	○	○	○	○	△	－	○	△	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	
	機械撹拌工法	スラリー撹拌工法	△	－	○	○	○	－	－	中～高	○	○	○	○	○	△	○	△	－	△	－	△	－	△	△	－	○	○	○	○	○	
深層混合処理工法	機械撹拌工法	スラリー撹拌工法	○	△	○	○	－	－	－	中～高	○	○	○	○	○	△	○	△	－	△	－	△	－	△	△	－	○	△	－	○	○	
		粉体噴射撹拌工法	○	△	○	○	－	－	－	中～高	○	○	○	○	○	△	○	△	－	△	－	△	－	△	△	－	－	△	－	○	○	
	高圧ジェット撹拌工法	二軸式機械撹拌併用工法	○	－	○	○	－	－	－	中～高	○	○	○	○	○	○	○	△	－	△	－	○	△	○	○	△	○	△	－	○	○	
		拡幅式機械撹拌併用工法	○	△	○	○	－	－	－	中～高	○	○	○	○	○	○	○	△	－	△	－	○	△	○	○	△	○	△	－	○	○	
		単管工法	○	－	○	○	○	－	－	中～高	○	○	○	○	○	○	○	△	－	△	－	○	△	○	○	△	○	△	－	○	○	
		機械撹拌併用工法	○	－	○	○	○	－	－	中～高	○	○	○	○	○	○	○	△	－	△	－	○	△	○	○	△	○	△	－	○	○	
		二重管工法	○	○	○	△	－	○	△	高	○	○	△	△	△	○	△	△	－	△	○	○	○	○	○	○	－	○	○	○	○	
		三重管工法	○	○	○	△	－	○	△	高	○	○	△	△	△	○	△	△	－	△	○	○	○	○	○	○	－	△	△	○	○	
薬液注入工法	単管注入工法	ロッド工法	－	－	△	△	－	○	○	低～中	△	△	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	－	△	－	○	○	○	○	
	多重管ストレーナ工法	瞬結注入工法（単相式）	○	○	△	△	－	○	－	低～中	△	△	－	－	－	△	△	－	－	－	△	△	○	○	△	○	△	○	○	○	○	
		複合注入工法（複相式）	○	○	△	－	－	○	－	低～中	△	△	－	－	－	△	△	－	－	－	△	△	○	○	△	○	△	○	○	○	○	
	ダブルパッカー工法	二重管ダブルパッカー工法	○	○	△	－	－	○	－	低～中	△	△	－	－		△	△	－	－	－	△	△	○	○	△	○	△	○	○	○	○	

○適している（主な効果）　△条件による（二次的な効果）　－不適当または条件外

更に「表層処理工法」は下記の工法に分別される。

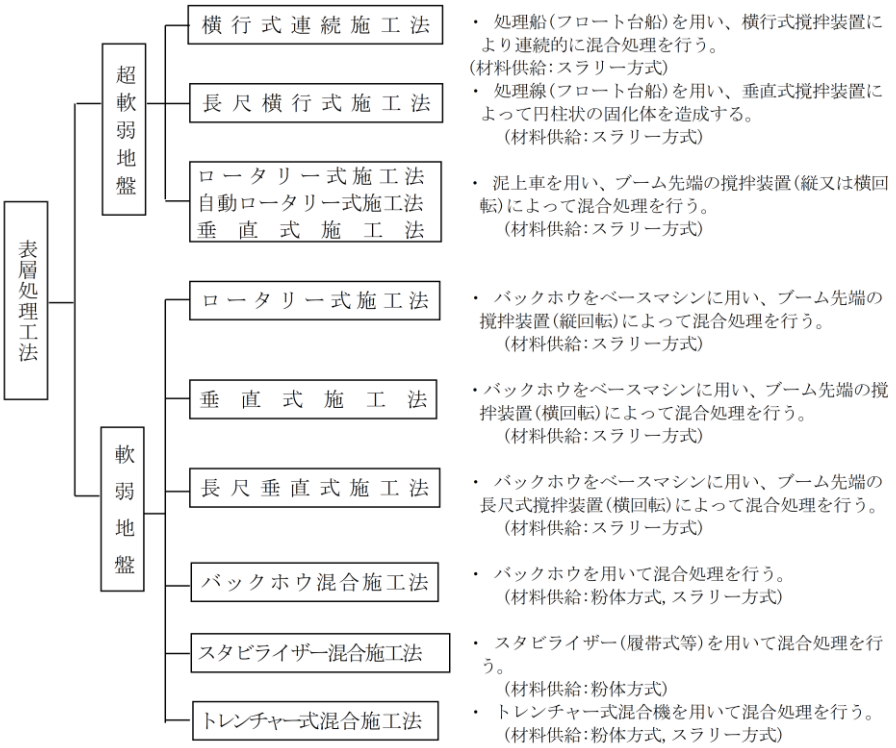


図-3.9.1.1　表層処理工法の分別

なお、一般的にはバックホウ混合では 1 層の混合深さは 2m 程度以下と言われており、超える場合は、中層混合処理工（スラリー方式）等の実績が多い。

中層混合処理工（2m を超え 13m 以下）については、積算基準（土木工事）に記載はあるものの、プラントの設置撤去は含まれていないなど、工法選定時における比較検討には留意が必要である。

b.　材料選定

地盤改良を行う固化材にはセメント系と石灰系があり、土質・改良目的・現場状況によって使い分けることが一般的である。

改良強度は、固化材の添加量を増減させることによって、目標とする値を得ることができる。

(a)　作用原理と特長

石灰系固化材とセメント系固化材の特徴は、下記の通りである。

ｱ.　石灰系固化材

石灰系固化材は、地盤改良用に焼成された特殊な生石灰で、その作用原理は、次の 2 段階に分けて考えることができる。

①　主成分である CaO は、水中水と反応して急速に土の含水比を低下させる。この含水比の低下は水分との化学反応によるものと反応熱によって気化するものからなり、土の作業性（ハンドリング）が著しく改善されるほか、高含水比粘性土であっても最適含水比に近づくことになるので、締固め特性が飛躍的に向上する。

②　固化材と土中水が反応してできた$Ca(OH)_2$が、土中の粘土鉱物（アロフェン・加水ハロイサイト）とイオン交換して細粒分を団粒化し、(ポゾラン反応)、鋭敏な土を安定的なものにすると同時に、強度特性を向上させる。

ｲ.　セメント系固化材

セメント系固化材は、石灰塩を主体とする無機質の粉末材料で、特殊セメントに分類されるものである。軟弱土に混合すると、化学反応によって土中に含まれている多量の水を固定する水和物を生成し、これによって構成された構造体の微細な空隙に、余分な水が吸着保持された形の硬化体を形成する。よって、その含水状態のままで十分な強度を発現し、土質安定の効果をもたらす。

表-3.9.1.3　石灰・セメント系固化材の概要分類

石　灰　系	①　生石灰、消石灰 ②　石灰を主材として、石膏やフライアッシュ、スラグ粉末、酸化鉄等を補助材として加えて製品化したもの。
セメント系	①　普通ポルトランドセメント ②　セメントを主材として、石膏や種々のソーダ類、還元材等を補助材として加え、又はそれらを組合わせて製品化したもの。

［設計指針「ため池」P.227］

(b)　留意点

固化材（セメント、石灰）に関わらず、地盤改良においては、その硬化の過程で、水和反応により水酸化カルシウム:$Ca(OH)_2$が生成される。この$Ca(OH)_2$は水中で解離し、液層のpHが12以上と高くなるため、改良土はアルカリ性を呈す。

このとき、pH が高まれば光合成に利用可能な炭酸塩が減少し、地盤改良によるアルカリの溶出が、下流域での営農や養殖等での生育に影響を及ぼすことが考慮されるので、注意が必要である。

施工に伴い発生するアルカリ性濁水および施工後のアルカリ溶出に対しては、施工時と施工後の双方で適切な対策を講ずる必要がある。

施工時には、工程の適切な制限を行うとともに、アルカリ中和剤の投入等による濁水処理を実施し、周辺環境への影響を低減する。

施工後の対策については、「発生土利用促進のための改良工法マニュアル」（(一財)土木研究センター）において、改良体周辺の未改良土を10～30cm通過することで周辺への影響はほとんど生じないとされている。これを踏まえ、改良体上部にろ過層（覆土）を設け、未改良土による緩衝効果を確保することで、アルカリ成分の溶出を抑制することが望ましい。

セメント系固化材による改良土では、対象土質や配合条件によっては、土壌環境基準 土壌溶出量基準 を超える六価クロムの溶出が認められる場合がある。

したがって、現場施工に先立ち、改良土の六価クロム溶出試験を実施し、基準に適合していることを確認することに留意する。基準を超過する場合は、六価クロム溶出の抑制に適した固化材の選定や配合条件の見直し等の対策を講じる必要がある。

なお、設計段階の改良材添加量等は一般的な土を想定した推定値であるため、施工前には現地土を用いた配合試験を実施し、併せて六価クロム溶出試験により基準適合性を確認する必要がある。

(c)　その他

従来、掘削工事等で発生する底泥土（脆弱な高含水比泥土）の搬出は、天日乾燥やセメント改良を施しても再資材化が進まず、多くが産業廃棄物として処理されてきた。

近年では、pH を中性域に保ちつつ土壌環境基準等に適合する改良剤が流通し、山口県内でも適用実績が増加している。

一方で、セメント系・石灰系固化材のようにアルカリ化を伴う水和反応による強固な固化体を形成するわけではないため、完全硬化を前提としない設計・施工に適用するなどの配慮が必要である。

これらのように、ため池整備工事においても、新技術を適切に採用することで、環境負荷の低減、搬出量の抑制、コスト縮減および資源循環の促進が期待できることから、それらの技術にも積極的に目を向け、情報を共有化することが重要である。

(3)　セメント系固化材を用いたバックホウ混合の検討事例

a.　施工条件

セメント系固化材を用いたバックホウ混合を行う場合は以下のとおりとする。

・最小改良厚さは 50cm とする。［軟弱地盤対策工 P.217］

・最小添加量は 50kg/m^3 とする。［セメント系地盤改良マニュアル P.111］

・改良地盤の最小改良目標強度（現場）は、qu＝100kN/m^2 とする。

（※）設計指針「ため池」P.228 より、施工機械が直接載荷した状態でも通行可能な強度とする。

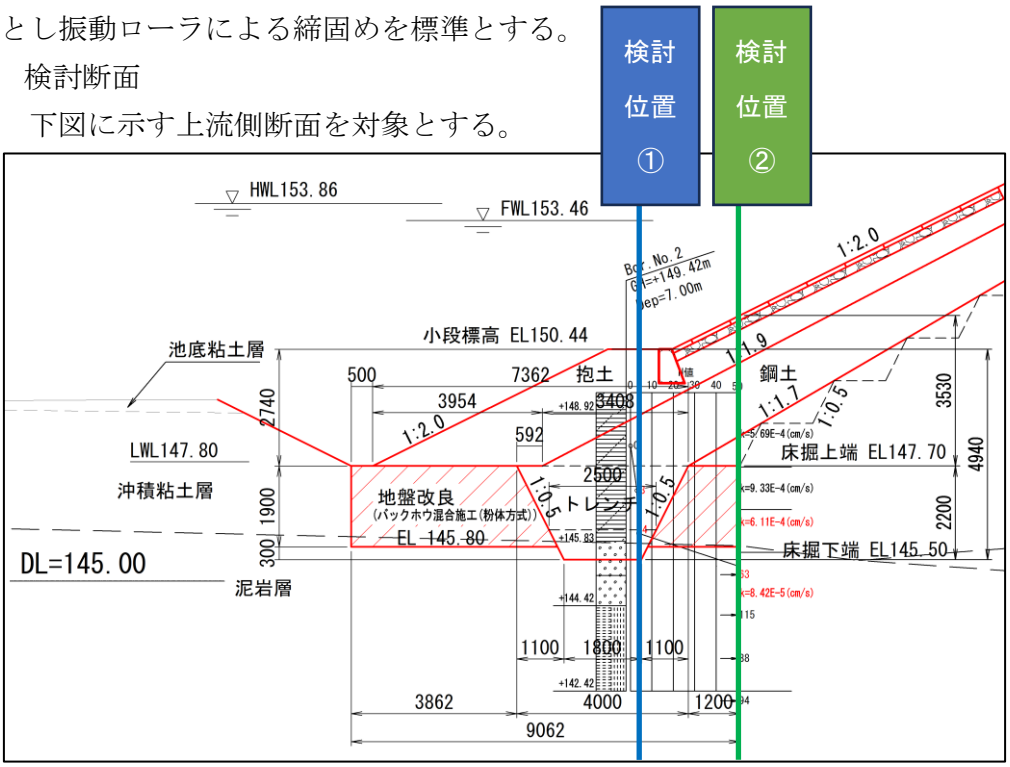
b.　計算ケース

検討ケースは、完成時（安全率 n=3）及び施工時（安全率 n=1.5）とする。

なお、施工時の上載荷重については、敷均し締固めは 1 層の仕上がり厚さ 0.2～0.3m とし振動ローラによる締固めを標準とする。

c.　検討断面

下図に示す上流側断面を対象とする。



基礎補強案の策定

・抱土部基礎は沖積粘土層が脆弱なため、セメント系固化材によるバックホウ混合改良を行い、泥岩層を支持層として着底させることを想定する。

・基礎補強の上流側位置は、設計指針「ため池」P.149 に示す余盛り 0.5～1.0m を踏まえ、法先＋0.50m とする。下流側位置は段切り幅により設定する。

・トレンチ下端は水密性確保のため、難透水性地盤（泥岩層）に 30cm(※)の根入れを確保し、直接基礎相当の構造を想定する。

（※）本手引改訂後は、堤体基礎地盤として望ましい透水係数(k≦1×10^{-4}cm/s 以下）を満足する層への挿入深度は一律 50cm を標準としており、本事例は改訂前に作成されたものであるため注意すること。

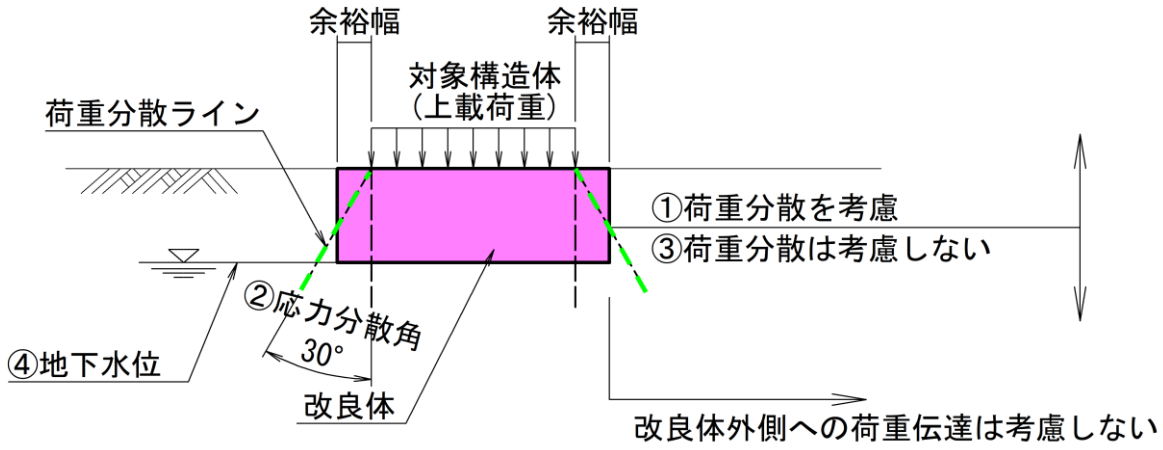
・トレンチは改良土掘削となるため、法面勾配は 1:0.5 を採用する。

・池底部の掘削は、安定勾配 1:2.0 を標準とするが、指定断面外であるため、法勾配数値は記載しない。

荷重分散の考え方

改良体は周辺地盤と縁切りされ、鉛直荷重は改良体内部でのみ応力拡散し、改良体底面から下部原地盤へ伝達されるものとし、取り扱いは下記のとおりとする。

・改良体の計画幅が対象構造体の基礎幅を上回る場合、荷重分散（応力拡散）を考慮する。(①)
・応力拡散角は30～45度を想定するが、完成時・施工時ともに安全側の30度を採用する。(②)
・一方、改良体端部の外側原地盤に横方向の荷重分散は生じないものとし、改良体端部と荷重分散ラインの交点以深では荷重分散は考慮しない。(③)
・地下水位は安全側の仮定として、各検討において基礎荷重面の高さにあるものとする。(④)



次の場合は応力分散を考慮しない取り扱いとする。

・偏心荷重や片寄荷重により、端部側で応力集中が支配する場合
・端部近接や側方余裕が小さく、横方向の拡散を見込めない配置条件の場合
・施工時段階荷重や地震時など、短期で変位が大きくなる可能性がある場合
・近接掘削・空洞化・弱層介在などにより、拡散仮定が安全側とならない場合

一方で、改良体直下の原地盤では、改良体底面から下方へ応力が分散（緑破線）して広がるものとする。

以上より、検討位置①ではトレンチ下端以深についての検討となることから、応力拡散を考慮する。

一方、検討位置②では堤軸側への横方向の応力拡散を見込めないため、地盤改良体内での応力拡散は考慮しないものとし、以後の計算事例は整理する。

d.　トレンチ部基礎の検討

トレンチ部における基礎の検討（検討位置①）を次項以降で行う。

(a)　検討諸元

検討諸元は、下記の通りとする。

対象地盤	：	泥岩
位置(L)	：	トレンチ下端部
盛土高(H)	：	4.94m(最高土被り)
盛土地盤湿潤重量(γt1)	：	18(kN/m^3)
基礎地盤N値	：	63 (Bor.NO.2)
基礎地盤湿潤重量(γt2)	：	18(kN/m^3):土砂
基礎地盤飽和重量(γsat1)	：	20(kN/m^3):土砂
基礎地盤水中重量(γsub1)	：	10(kN/m^3):土砂

(※)土の諸元は、不確定要素が多いことから標準値を使用している。

標準値使用で問題はないが、土質試験結果を確認し、妥当性を担保すること。

(b)　検討ケース

検討ケースは、完成時及び施工時（仕上がり厚 0.14m＋施工機械:搭乗式振動ローラ3～4t）とする。

(c)　検討結果

次項以降の検討結果によると、トレンチ部は直接基礎（無対策）での施工が可能であり、基礎部の補強は不要である。

堤体基礎地盤(トレンチ部)の検討結果

池名 ：　〇〇池

(1) 完成時結果

地盤改良深度(m)	地盤改良上端標高	地盤改良下端標高
0.00	EL 145.50	EL 145.50

(2) 仮設時結果

地盤改良深度(m)	地盤改良上端標高	地盤改良下端標高
0.00	EL 145.50	EL 145.50

☆検討結果

地盤改良深度(m)	地盤改良上端標高	地盤改良下端標高
0.00	EL 145.50	EL 145.50

(d) 堤体基礎地盤（トレンチ部）の検討事例

検討ケース ： 完成時

池名:○○池

ｱ. 地盤改良深度の検討

地盤許容支持力検討の結果、完成時の必要地盤改良深度は下表のとおりである。

ケース	検討位置	地盤改良深度（m）	地盤改良標高（m）
1	①トレンチ	0.00	EL 145.50

地盤許容支持力の検討方法及び地盤許容支持力の判定は次頁以降に示す。

ｲ. 検討条件

・地盤許容支持力度

［設計基準「水路工」P.317］

$$q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$$q_a = \frac{1}{n} \cdot q_u$$

qa ： 地盤許容支持力度（kN/m^2）

n ： 安全率（常時=3,施工時=1.5）

α, β ： 形状係数

（α= 1.0, β= 0.5（基礎荷重面連続の時））

C ： 基礎荷重面下にある地盤の粘着力（kN/m^2）

C=1/2×12.5×N ： N=N 値（但し、砂質土の場合 c=0.0）

Nc,Nr,Nq ： 支持力係数（基礎荷重面下にある地盤の内部摩擦角 ϕ の数）

ϕ=(12*N)^(1/2)+20 ： N=N 値（但し、粘性土の場合 ϕ=0.0）

γ_1 ： 基礎荷重面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）

地下水位以深のため水中重量とし、γ_1=10kN/m^3 とする。

(※)現況土の重量は、バラツキを考慮し土砂（水中）の標準値使用

γ_2 ： 基礎荷重面より上にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）

地下水位以浅のため湿潤重量とし、γ_2=18kN/m^3 とする。

(※)盛土の重量は、バラツキを考慮し土砂（湿潤）の標準値使用

B ： 基礎荷重面の最小幅（m）

B= 1.00（m）

Df ： 根入れ（m）（=H:改良体の高さ）

ic,iy,iq ： 荷重傾斜に対する補正係数

基礎荷重の傾斜は、考慮しない。

・鉛直応力

$W = W_1+W_2+W_3$

W　　：鉛直応力（kN/m²）

W_1　　：振動ローラ 3～4t による鉛直応力（kN/m²）

⇒ 完成時のため考慮しない

$$W_1 = \frac{P_0 \times B}{2 \times (H + D_1) \times tan\theta} \times \frac{1}{B}$$

Po:転圧機械接地圧

W_2　　：盛土自重による鉛直応力（kN/m²）

$$W_2 = \frac{\gamma_u \times D_1 \times B}{B + 2 \times H \times tan\theta}$$

γu　：盛土単位体積重量=18kN/m³:γ_2と同じとする。

H　　：盛土下端位置からの深度[地盤改良深度]（m）

D_1　　：盛土厚=4.94m（小段標高-トレンチ下端標高）

θ　　：応力の広がり角度（30°）

⇒トレンチ下端以深は原地盤となるため、横方向の拡散を考慮する

W_3　　：地盤改良体自重による鉛直応力（kN/m²）

$$W_3 = \gamma_2 \times H$$

・地盤許容支持力の判定

(※)Df=地盤改良厚

位置 ： トレンチ　　必要改良深度 ： 0.00 (m)　　必要改良標高 ： EL 145.50

標高 (m)	深度 (m)	土質	N値	粘着力 c (kN/m²)	内部摩擦角 φ	支持力係数 Nc	Nr	Nq	地盤許容支持力 qa (kN/m²)	転圧機械荷重 W_1 (kN/m²)	盛土自重 W_2 (kN/m²)	地盤改良体自重 W_3 (kN/m²)	鉛直応力 W (kN/m²)	判定
145.50	0.00	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	156.17	0.00	88.92	0.00	88.92	O K
145.40	0.10	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	194.69	0.00	79.72	1.80	81.52	O K
145.30	0.20	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	233.21	0.00	72.24	3.60	75.84	O K
145.20	0.30	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	271.73	0.00	66.04	5.40	71.44	O K
145.10	0.40	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	310.25	0.00	60.83	7.20	68.03	O K
145.00	0.50	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	348.77	0.00	56.37	9.00	65.37	O K
144.90	0.60	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	387.29	0.00	52.53	10.80	63.33	O K
144.80	0.70	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	425.81	0.00	49.17	12.60	61.77	O K
144.70	0.80	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	464.33	0.00	46.22	14.40	60.62	O K
144.60	0.90	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	502.85	0.00	43.60	16.20	59.80	O K
144.50	1.00	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	541.37	0.00	41.27	18.00	59.27	O K
144.40	1.10	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	579.89	0.00	39.17	19.80	58.97	O K
144.30	1.20	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	618.41	0.00	37.27	21.60	58.87	O K
144.20	1.30	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	656.93	0.00	35.55	23.40	58.95	O K
144.10	1.40	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	695.45	0.00	33.98	25.20	59.18	O K
144.00	1.50	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	733.97	0.00	32.55	27.00	59.55	O K
143.90	1.60	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	772.49	0.00	31.23	28.80	60.03	O K
143.80	1.70	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	811.01	0.00	30.01	30.60	60.61	O K
143.70	1.80	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	849.53	0.00	28.88	32.40	61.28	O K

ｳ.　結論

完成時においては、直接基礎が可能である。

検討ケース ： 施工時
池名:○○池

ｱ.　地盤改良深度の検討

地盤許容支持力検討の結果、完成時の必要地盤改良深度は下表のとおりである。

ケース	検討位置	地盤改良深度（m）	地盤改良標高（m）
2	①トレンチ	0.00	EL 145.50

地盤許容支持力の検討方法及び地盤許容支持力の判定は次頁以降に示す。

ｲ.　検討条件

・地盤許容支持力度

［設計基準「水路工」P.317］

$$q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$$q_a = \frac{1}{n} \cdot q_u$$

qa　：地盤許容支持力度（kN/m^2）
n　：安全率（常時=3,施工時=1.5）
α, β　：形状係数
（α= 1.0, β= 0.5（基礎荷重面連続の時））
C　：基礎荷重面下にある地盤の粘着力（kN/m^2）
C=1/2×12.5×N ： N=N 値（但し、砂質土の場合 c=0.0）
Nc,Nr,Nq　：支持力係数（基礎荷重面下にある地盤の内部摩擦角 ϕ の関数）
ϕ=(12*N)^(1/2)+20 ： N=N 値（但し、粘性土の場合 ϕ=0.0）
γ_1　：基礎荷重面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）
地下水位以深のため水中重量とし、γ_1=10kN/m^3 とする。
(※)現況土の重量は、バラツキを考慮し土砂（水中）の標準値使用
γ_2　：基礎荷重面より上にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）
地下水位以浅のため湿潤重量とし、γ_2=18kN/m^3 とする。
(※)盛土の重量は、バラツキを考慮し土砂（湿潤）の標準値使用
B　：基礎荷重面の最小幅（m）
B= 1.30（m）　・・・振動ローラの接地幅
Df　：根入れ（m）(=H:改良体の高さ)
ic,iy,iq　：荷重傾斜に対する補正係数
基礎荷重の傾斜は、考慮しない。

・鉛直応力

$W = W_1+W_2+W_3$

W　：鉛直応力（kN/m²）

W_1　：振動ローラ 3～4t による鉛直応力（kN/m²）

$$W_1 = \frac{P_0 \times B}{2 \times (H + D_1) \times tan\theta} \times \frac{1}{B}$$

Po:転圧機械接地圧 = 37.0（kN/m）

転圧機械接地圧を動線圧とすれば、動線圧=（ロールの荷重+ロールの起振力）/ロールの幅

=（19.7+28)/1.30=36.7≒37（kN/m）

（※）ただし、設計基準「水路工」P.267 に準拠し、単位当たりの転圧機械接地圧（Po/1.0m）を最大とし、鉛直応力（W_1）が大きい場合は、転圧機械接地圧を採用する。

W_2　：盛土自重による鉛直応力（kN/m²）

$$W_2 = \frac{\gamma_u \times D_1 \times B}{B + 2 \times H \times tan\theta}$$

γu　：盛土単位体積重量=18kN/m³:γ_2と同じとする。

H　：盛土下端位置からの深度[地盤改良深度]（m）

D_1　：盛土厚=0.14m（仕上がり厚）

θ　：応力の広がり角度（30°）

⇒トレンチ下端以深は原地盤となるため、横方向の拡散を考慮する

W_3　：地盤改良体自重による鉛直応力（kN/m²）

$$W_3 = \gamma_2 \times H$$

・地盤許容支持力の判定

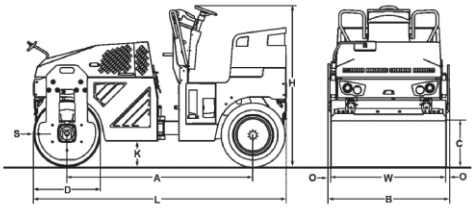
位置 ： トレンチ　　必要改良深度 ： 0.00 (m)　　必要改良標高 ： EL 145.50

標 高 (m)	深 度 (m)	土 質	N 値	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 φ	支持力係数 Nc	Nr	Nq	地盤許容支持力 qa (kN/m^2)	転圧機械荷重 W_1 (kN/m^2)	盛土自重 W_2 (kN/m^2)	地盤改良体自重 W_3 (kN/m^2)	鉛直応力 W (kN/m^2)	判定
145.50	0.00	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	406.03	37.00	2.52	0.00	39.52	O K
145.40	0.10	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	483.07	37.00	2.31	1.80	41.11	O K
145.30	0.20	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	560.11	37.00	2.14	3.60	42.74	O K
145.20	0.30	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	637.15	37.00	1.99	5.40	44.39	O K
145.10	0.40	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	714.19	37.00	1.86	7.20	46.06	O K
145.00	0.50	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	791.23	37.00	1.75	9.00	47.75	O K
144.90	0.60	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	868.27	37.00	1.64	10.80	49.44	O K
144.80	0.70	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	945.31	37.00	1.55	12.60	51.15	O K
144.70	0.80	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1022.35	34.09	1.47	14.40	49.96	O K
144.60	0.90	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1099.39	30.81	1.40	16.20	48.41	O K
144.50	1.00	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1176.43	28.11	1.33	18.00	47.44	O K
144.40	1.10	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1253.47	25.84	1.27	19.80	46.92	O K
144.30	1.20	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	1330.51	23.91	1.22	21.60	46.73	O K
144.20	1.30	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	1407.55	22.25	1.17	23.40	46.82	O K
144.10	1.40	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	1484.59	20.81	1.12	25.20	47.13	O K
144.00	1.50	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	1561.63	19.54	1.08	27.00	47.62	O K
143.90	1.60	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	1638.67	18.42	1.04	28.80	48.26	O K
143.80	1.70	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	1715.71	17.41	1.00	30.60	49.02	O K
143.70	1.80	砂質土	88.0	0.0	52.5	75.3	93.7	64.2	1792.75	0.00	0.97	32.40	33.37	O K

ｳ.　結論

施工時においても、直接基礎が可能である。

主な仕様

本体型式			BW115AC-5	BW131ACW-5
質量	運転質量	kg	2,600	3,500
	前輪荷重	kg	1,400	1,970
	後輪荷重	kg	1,200	1,530
寸法	外形寸法図			
	全　長	L mm	2,650	3,100
	全　幅	B mm	1,290	1,380
	全　高	H mm	1,685	1,700
	ローラ幅×径	W×D mm	1,200×700	1,300×800
	タイヤサイズ×本数		9.5/65-15 6PR×4	10.5/80-16 6PR×4
	ホイールベース	A mm	1,950	2,300
	最低地上高	K mm	270	250
	カーブクリアランス	C mm	555（左右）	625（左右）
	サイドクリアランス	O mm	45（左右）	40（左右）
転圧輪	振 動 数	Hz	60（3,600vpm）	
	起 振 力	kN	23（2,345kgf）	28（2,855kgf）
	静 線 圧	N/cm	114（11.7kgf/cm）	149（15.2kg/cm）
走行性能	走行速度	km/h	0〜12	
	登坂能力	度	25	20
	最小旋回半径	mm	3,700	4,300
ブレーキ	サービスブレーキ		静圧ブレーキ／湿式多板	
	パーキングブレーキ		湿式多板	
その他	ステアリング		アーティキュレート	
	燃料タンク容量	L	40	
	作動油タンク容量	L	28	
	散水タンク容量	L	200	310
	散水方式		加圧噴霧	
エンジン	名　称		クボタD1703-DI	
	形　式		水冷、4サイクル、渦流室式	
	気 筒 数		3	
	総排気量	cc	1647	
	定格出力 kW/min	(PS/rpm)	18.5/2,200（25.1/2,200）	



BOMAGは全世界でサービス・サポート体制を確立。
ローラの世界市場でマーケットリーダーであるBOMAGは、ユーザ利益に資するための幅広い商品レンジとサポート体制を拡充しています。
BOMAGはドイツ・アメリカ・中国の近代的な自社工場と、一部地域のライセンス生産工場から全世界をカバーしています。

BOMAGの営業・サービス体制−世界8カ国に展開する現地法人(中国・米国・カナダ・英国・フランス・オーストリア・イタリア)、とシンガポール営業所、及び世界にまたがる500社以上のディーラ体制で全世界をくまなくカバーしています。
BOMAGはすべてに一歩先行く会社です。

●製品写真にはオプション装備品が含まれている場合があります。
●本カタログで使用される標章「KOBELCO」は、株式会社神戸製鋼所の登録商標です。また、当社商品名、サービス名およびロゴマークは、コベルコ建機株式会社の商標または登録商標です。その他の会社名やロゴマーク、商品名、サービス名は、各社の商標、登録商標もしくは商号です。
●締固め用機械の運転には「車両系建設機械の締固め用機械の運転業務に係わる特別教育」の受講が必要です。
詳しくは最寄りの営業所かコベルコ教習所へお問い合わせください。

コベルコ教習所のウェブサイト

コベルコ建機株式会社
www.kobelco-kenki.co.jp
東京本社/〒141-8626 東京都品川区北品川5-5-15 ☎03-5789-2111
コベルコ建機日本(株)本社/〒272-0002 千葉県市川市二俣新町17 ☎047-328-7111
北海道支社 ☎011-788-2382 東北支社 ☎0223-24-1141 関東支社 ☎047-328-2322
上信越支社 ☎025-259-3711 中部支社 ☎052-603-1201 関西支社 ☎06-6414-2108
中四国支社 ☎082-810-3660 九州支社 ☎092-410-3030

■お問い合わせは……

この仕様は予告なく変更する場合があります。BW115AC/B131ACW-201-22030XVT
本機のご使用にあたっては取扱い説明書を必ずお読み下さい。

［コベルコ建機（株）ホームページより］

e.　抱土部基礎の検討

抱土部における基礎の検討（検討位置②）を次項以降で行う。

(a)　検討諸元

検討諸元は、下記の通りとする。

対象地盤	：	粘性土
位置（L）	：	トレンチ下流端位置
盛土高（H）	：	3.53m（最高土被り）
盛土地盤湿潤重量（γt1）	：	18（kN/m^3）
基礎地盤N値	：	2～4の平均値（Bor.NO.2）
基礎地盤湿潤重量（γt2）	：	18（kN/m^3）：土砂
基礎地盤飽和重量（γsat1）	：	20（kN/m^3）：土砂
基礎地盤水中重量（γsub1）	：	10（kN/m^3）：土砂

(※)土の諸元は、不確定要素が多いことから標準値を使用している。

標準値使用で問題はないが、土質試験結果を確認し、妥当性を担保すること。

(b) 検討ケース

検討ケースは、完成時及び施工時（仕上がり厚 0.19m＋施工機械:土工用振動ローラ11～12t）とする。

(c)　検討結果

次項以降の検討結果によると、抱土部においては直接基礎での施工が不可能であり、基礎部の補強は必要である。(改良深度=2.00m / 改良目標強度 qu=100kN/m^2)

堤体基礎地盤(抱土部)の検討

池名 ：　〇〇池

(1) 完成時結果

地盤改良深度(m)	地盤改良上端標高	地盤改良下端標高
2.00	EL　147.70	EL　145.70

(2) 仮設時結果

地盤改良深度(m)	地盤改良上端標高	地盤改良下端標高
2.00	EL　147.70	EL　145.70

☆検討結果

地盤改良深度(m)	地盤改良上端標高	地盤改良下端標高
2.00	EL　147.70	EL　145.70

(d) 堤体基礎地盤（抱土部）の検討事例

検討ケース ： 完成時

池名:○○池

ｱ. 地盤改良深度の検討

地盤許容支持力検討の結果、完成時の必要地盤改良深度は下表のとおりである。

ケース	検討位置	地盤改良深度（m）	地盤改良標高（m）
1	②抱土	2.00	EL 145.70

地盤許容支持力の検討方法及び地盤許容支持力の判定は次頁以降に示す。

ｲ. 検討条件

・地盤許容支持力度

［設計基準「水路工」P.317］

$$q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$$q_a = \frac{1}{n} \cdot q_u$$

qa ： 地盤許容支持力度（kN/m^2）

n ： 安全率（常時=3,施工時=1.5）

α, β ： 形状係数

（α= 1.0, β= 0.5（基礎荷重面連続の時））

C ： 基礎荷重面下にある地盤の粘着力（kN/m^2）

C=1/2×12.5×N ： N=N 値（但し、砂質土の場合 c=0.0）

Nc,Nr,Nq ： 支持力係数（基礎荷重面下にある地盤の内部摩擦角 ϕ の関数）

ϕ=(12*N)^(1/2)+20 ： N=N 値（但し、粘性土の場合 ϕ=0.0）

γ_1 ： 基礎荷重面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）

地下水位以深のため水中重量とし、γ_1=10kN/m^3 とする。

(※)現況土の重量は、バラツキを考慮し土砂（水中）の標準値使用

γ_2 ： 基礎荷重面より上にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）

地下水位以浅のため湿潤重量とし、γ_2=18kN/m^3 とする。

(※)盛土の重量は、バラツキを考慮し土砂（湿潤）の標準値使用

B ： 基礎荷重面の最小幅（m）

B= 1.00（m）

Df ： 根入れ（m）(=H:改良体の高さ)

ic,iy,iq ： 荷重傾斜に対する補正係数

基礎荷重の傾斜は、考慮しない。

・鉛直応力

$W = W_1+W_2+W_3$

W　　：鉛直応力（kN/m²）

W_1　　：土工用振動ローラ 11～12t による鉛直応力（kN/m²）

⇒ 完成時のため考慮しない

$$W_1 = \frac{P_0 \times B}{2 \times (H + D_1) \times tan\theta} \times \frac{1}{B}$$

Po:転圧機械接地圧

W_2　　：盛土自重による鉛直応力（kN/m²）

$$W_2 = \frac{\gamma_u \times D_1 \times B}{B + 2 \times H \times tan\theta}$$

γu　：盛土単位体積重量=18kN/m³：γ_2と同じとする。

H　　：盛土下端位置からの深度[地盤改良深度]（m）

D_1　　：盛土厚=3.53m（寸法値）

θ　　：応力の広がり角度（0°）

⇒改良体の側方余裕が小さいため、横方向の拡散を見込まない

W_3　　：地盤改良体自重による鉛直応力（kN/m²）

$$W_3 = \gamma_2 \times H$$

・地盤許容支持力の判定

(※)Df=地盤改良厚とする。

位置 ： 抱土下　　必要改良深度 ： 2.00 (m)　　必要改良標高 ： EL 145.70

標高 (m)	深度 (m)	土質	N値	粘着力 c (kN/m²)	内部摩擦角 φ	支持力係数 Nc	Nr	Nq	地盤許容支持力 qa (kN/m²)	転圧機械荷重 W_1 (kN/m²)	盛土自重 W_2 (kN/m²)	地盤改良体自重 W_3 (kN/m²)	鉛直応力 W (kN/m²)	判定
147.70	0.00	粘性土	2.0	12.5	0.0	5.1	0.0	1.0	21.25	0.00	63.54	0.00	63.54	N O
147.10	0.60	粘性土	2.0	12.5	0.0	5.1	0.0	1.0	24.85	0.00	63.54	10.80	74.34	N O
146.10	1.60	粘性土	2.0	12.5	0.0	5.1	0.0	1.0	30.85	0.00	63.54	28.80	92.34	N O
146.00	1.70	粘性土	2.0	12.5	0.0	5.1	0.0	1.0	31.45	0.00	63.54	30.60	94.14	N O
145.90	1.80	粘性土	2.0	12.5	0.0	5.1	0.0	1.0	32.05	0.00	63.54	32.40	95.94	N O
145.80	1.90	粘性土	2.0	12.5	0.0	5.1	0.0	1.0	32.65	0.00	63.54	34.20	97.74	N O
145.70	2.00	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	926.57	0.00	63.54	36.00	99.54	O K
145.60	2.10	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	965.09	0.00	63.54	37.80	101.34	O K
145.50	2.20	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1003.61	0.00	63.54	39.60	103.14	O K
145.40	2.30	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1042.13	0.00	63.54	41.40	104.94	O K
145.30	2.40	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1080.65	0.00	63.54	43.20	106.74	O K
145.20	2.50	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1119.17	0.00	63.54	45.00	108.54	O K
145.10	2.60	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1157.69	0.00	63.54	46.80	110.34	O K
145.00	2.70	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1196.21	0.00	63.54	48.60	112.14	O K
144.90	2.80	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1234.73	0.00	63.54	50.40	113.94	O K
144.80	2.90	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1273.25	0.00	63.54	52.20	115.74	O K
144.70	3.00	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1311.77	0.00	63.54	54.00	117.54	O K
144.60	3.10	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	1350.29	0.00	63.54	55.80	119.34	O K

ｳ. 結論

完成時においては、直接基礎が困難であり、基礎の補強（H=2.00m）を考慮する。

検討ケース ： 施工時
池名:○○池

ｱ. 地盤改良深度の検討

地盤許容支持力検討の結果、完成時の必要地盤改良深度は下表のとおりである。

ケース	検討位置	地盤改良深度（m）	地盤改良標高（m）
2	②抱土	2.00	EL 145.70

地盤許容支持力の検討方法及び地盤許容支持力の判定は次頁以降に示す。

ｲ. 検討条件

・地盤許容支持力度

［設計基準「水路工」P.317］

$$q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$$q_a = \frac{1}{n} \cdot q_u$$

qa ： 地盤許容支持力度（kN/m^2）
n ： 安全率（常時=3,施工時=1.5）
α, β ： 形状係数
（α= 1.0, β= 0.5（基礎荷重面連続の時））
C ： 基礎荷重面下にある地盤の粘着力（kN/m^2）
C=1/2×12.5×N ： N=N 値（但し、砂質土の場合 c=0.0）
Nc,Nr, Nq ： 支持力係数（基礎荷重面下にある地盤の内部摩擦角 ϕ の関数）
ϕ=(12*N)^(1/2)+20 ： N=N 値（但し、粘性土の場合 Φ=0.0）
γ_1 ： 基礎荷重面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）
地下水位以深のため水中重量とし、γ_1=10kN/m^3 とする。
(※)現況土の重量は、バラツキを考慮し土砂（水中）の標準値使用
γ_2 ： 基礎荷重面より上にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）
地下水位以浅のため湿潤重量とし、γ_2=18kN/m^3 とする。
(※)盛土の重量は、バラツキを考慮し土砂（湿潤）の標準値使用
B ： 基礎荷重面の最小幅（m）
B= 2.13（m） ・・・土工用振動ローラの接地幅
Df ： 根入れ（m）(=H:改良体の高さ)
ic,iy,iq ： 荷重傾斜に対する補正係数
基礎荷重の傾斜は、考慮しない。

・鉛直応力

$W = W_1+W_2+W_3$

W　：鉛直応力（kN/m²）

W_1　：土工用振動ローラ 11～12t による鉛直応力（kN/m²）

$$W_1 = \frac{P_0 \times B}{2 \times (H + D_1) \times tan\theta} \times \frac{1}{B}$$

Po:転圧機械接地圧 = 158.0（kN/m）

転圧機械接地圧を動線圧とすれば、動線圧=（ロールの荷重+ロールの起振力）/ロールの幅

= 1,577(N/cm)≒158（kN/m）

（※）ただし、設計基準「水路工」P.267 に準拠し、単位当たりの転圧機械接地圧（Po/1.0m）を最大とし、鉛直応力（W_1）が大きい場合は、転圧機械接地圧を採用する。

W_2　：盛土自重による鉛直応力（kN/m²）

$$W_2 = \frac{\gamma_u \times D_1 \times B}{B + 2 \times H \times tan\theta}$$

γu　：盛土単位体積重量=18kN/m³:γ_2と同じとする。

H　：盛土下端位置からの深度[地盤改良深度]（m）

D_1　：盛土厚=0.19m（仕上がり厚）

θ　：応力の広がり角度（0°）：荷重分散は考慮しない

⇒改良体の側方余裕が小さいため、横方向の拡散を見込まない

W_3　：地盤改良体自重による鉛直応力（kN/m²）

$$W_3 = \gamma_2 \times H$$

・地盤許容支持力の判定

位置 ： 抱土下　　必要改良深度 ： 2.00 (m)　　必要改良標高 ： EL 145.70

標 高 (m)	深 度 (m)	土 質	N 値	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 φ	支持力係数 Nc	Nr	Nq	地盤許容支持力 qa (kN/m^2)	転圧機械荷重 W_1 (kN/m^2)	盛土自重 W_2 (kN/m^2)	地盤改良体自重 W_3 (kN/m^2)	鉛直応力 W (kN/m^2)	判定
147.70	0.00	粘性土	2.0	12.5	0.0	5.1	0.0	1.0	42.50	158.00	3.42	0.00	161.42	ＮＯ
147.10	0.60	粘性土	2.0	12.5	0.0	5.1	0.0	1.0	49.70	158.00	3.42	10.80	172.22	ＮＯ
146.10	1.60	粘性土	2.0	12.5	0.0	5.1	0.0	1.0	61.70	158.00	3.42	28.80	190.22	ＮＯ
146.00	1.70	粘性土	2.0	12.5	0.0	5.1	0.0	1.0	62.90	158.00	3.42	30.60	192.02	ＮＯ
145.90	1.80	粘性土	2.0	12.5	0.0	5.1	0.0	1.0	64.10	158.00	3.42	32.40	193.82	ＮＯ
145.80	1.90	粘性土	2.0	12.5	0.0	5.1	0.0	1.0	65.30	158.00	3.42	34.20	195.62	ＮＯ
145.70	2.00	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	2206.07	158.00	3.42	36.00	197.42	ＯＫ
145.60	2.10	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	2283.11	158.00	3.42	37.80	199.22	ＯＫ
145.50	2.20	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	2360.15	158.00	3.42	39.60	201.02	ＯＫ
145.40	2.30	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	2437.19	158.00	3.42	41.40	202.82	ＯＫ
145.30	2.40	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	2514.23	158.00	3.42	43.20	204.62	ＯＫ
145.20	2.50	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	2591.27	158.00	3.42	45.00	206.42	ＯＫ
145.10	2.60	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	2668.31	158.00	3.42	46.80	208.22	ＯＫ
145.00	2.70	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	2745.35	158.00	3.42	48.60	210.02	ＯＫ
144.90	2.80	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	2822.39	158.00	3.42	50.40	211.82	ＯＫ
144.80	2.90	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	2899.43	158.00	3.42	52.20	213.62	ＯＫ
144.70	3.00	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	2976.47	158.00	3.42	54.00	215.42	ＯＫ
144.60	3.10	砂質土	63.0	0.0	47.5	75.3	93.7	64.2	3053.51	158.00	3.42	55.80	217.22	ＯＫ

ｳ. 結論

施工時においても、直接基礎が困難であり、基礎の補強（H=2.00m）を考慮する。

線圧一覧

（改訂1）

	機種	ロールの幅(mm)		重量(kg)			起振力			静線圧		動線圧		
								kN		N/cm			N/cm	
		前輪	後輪	総重量	前輪	後輪	切替	前輪	後輪	前輪	後輪	切替	前輪	後輪
マカダムローラ	R2-1	550×2	1,100	9,980	4,880	5,100				435	455			
	R2H-1	550×2	1,100	14,030	6,820	7,210				608	643			
	R2B-1	550×2	1,100	11,880	5,660	6,220				505	555			
	R2-2	550×2	1,100	9,980	4,880	5,100				435	455			
	R2-4	550x2	1,100	10,100	4,940	5,160				441	460			
	R2-4G	550x2	1,100	10,140	4,940	5,200				441	464			
	MW700	550×2	1,100	8,730	4,365	4,365	通常	38	90	389	389	通常	735	1207
							水平	68	145					
	MW700-1	550×2	1,100	8,770	4,460	4,310	通常	38	90	398	384	通常	743	1203
							水平	68	145					
	MW703	550x2	1,100	9,290	4,490	4,800	通常	38	90	400	428	通常	746	1246
							水平	68	145					
振動ローラ（土工）	SV204T	1,370		4,710	2,260	2450		72		－				
	SV512D	2,130		11,050	5,700	5,350	Lo	172		263		Lo	1,070	
							Hi	226				Hi	1,324	
	SV512DV	2,130		11,550	6,200	5,350	Lo	196		286		Lo	1,206	
							Hi	275				Hi	1,577	
	SV512TF	2,130		13,550	8,200	5,350	Lo	186		378		Lo	1,251	
							Hi	245				Hi	1,528	
	SV512D-1	2,130		11,950	6,350	5,600	Lo	181		292		Lo	1,142	
							Hi	260				Hi	1,513	
	SV512DV-1	2,130		12,200	6,600	5,600	Lo	230		304		Lo	1,384	
							Hi	308				Hi	1,750	
	SV512TF-1	2,130		14,100	8,500	5,600	Lo	181		391		Lo	1,241	
							Hi	260				Hi	1,612	
	SV514D	2,130		12,130	6,140	5,990	Lo	150		283		Lo	987	
							Hi	255				Hi	1,480	
	SV514T	2,130		12,200	6,210	5,990	Lo	150		—		Lo	—	
							Hi	255				Hi	—	
	SV514TF	2,130		14,290	8,300	5,990	Lo	150		382		Lo	1,086	
							Hi	255				Hi	1,579	
	SV900D	2,150		19,300	11,250	8,050	Lo	245		513		Lo	1,653	
							Hi	343				Hi	2,109	
	SV900DV	2,150		19,700	11,650	8,050	Lo	343		532		Lo	2,127	
							Hi	343				Hi	2,127	
	SV900D-1	2,130		19,450	10,950	8,500	Lo	245		504		Lo	1,655	
							Hi	343				Hi	2,115	
	SV900DV-1	2,130		20,245	11,745	8,500	Lo	343		541		Lo	2,151	
							Hi	343				Hi	2,151	
	SV900T-1	2,130		19,650	11,210	8,440	Lo	245		－		Lo	—	
							Hi	343				Hi	—	
	SV900TV-1	2,130		20,160	11,720	8,440	Lo	343		－		Lo	—	
							Hi	343				Hi	—	
振動ローラ（舗装）	SW200	800	800	1,330	690	640		6.6	6.6	85	78		167	161
	TW200	800		1,230	690	540		6.6		85			167	
	SW230	900	900	1,480	760	720		8.2	8.2	83	78		174	170
	TW230	900		1,310	760	550		8.2		83			174	
	SW250	1,000	1,000	1,550	800	750		9.2	9.2	78	74		170	166
	TW250	1,000		1,380	800	580		9.2		78			170	
	SW352	1,200	1,200	2,940	1,480	1,460		20.6	12.3	121	119		293	222
	TW352	1,200		2,640	1,480	1,160		20.6		121			293	
	SW352-1	1,200	1,200	2,940	1,480	1,460		20.6	20.6	121	119		293	291
	TW352-1	1,200		2,640	1,480	1,160		20.6		121			293	
	SW354	1,200	1,200	2,940	1,480	1,460		29.0	29.0	121	119		363	361
	TW354	1,200		2,640	1,480	1,160		20.6		121			293	
	SW354G	1,200	1,200	2,970	1,490	1,480		29.0	29.0	122	121		363	363
	TW354G	1,200		2,670	1,490	1,180		20.6		122			293	
	SW502	1,300	1,300	4,090	2,000	2,090	Lo	26.5	26.5	151	158	Lo	355	362
							Hi	34.3	34.3			Hi	415	422
	TW502	1,300		3,540	1,990	1,550	Lo	26.5		150		Lo	354	
							Hi	34.3				Hi	414	
	SW502-1	1,300	1,300	4,090	2,000	2,090	Lo	26.5	26.5	151	158	Lo	355	362
							Hi	34.3	34.3			Hi	415	422
	TW502-1	1,300		3,540	1,990	1,550	Lo	26.5		150		Lo	354	
							Hi	34.3				Hi	414	
	SW504	1,300	1,300	4,090	2,000	2,090	Lo	26.5	26.5	151	158	Lo	355	362
							Hi	34.3	34.3			Hi	415	422
	TW504	1,300		3,540	1,990	1,550	Lo	26.5		150		Lo	354	
							Hi	34.3				Hi	414	
	SW504G	1,300	1,300	4,120	2,010	2,110	Lo	26.5	26.5	152	159	Lo	356	363
							Hi	34.3	34.3			Hi	416	423
	TW504G	1,300		3,570	2,000	1,570	Lo	26.5		151		Lo	355	
							Hi	34.3				Hi	415	

［酒井重工業（株）ホームページより］

(e) 作用荷重に対する改良目標強度の算定事例

作用荷重に対する改良強度を検討する。

ｱ. 改良体上部にかかる荷重（Q）

	上載荷重：Q (kN/m²)	備考
完成時：ケース１	63.54	
施工時：ケース２	161.42	

ｲ. 必要改良強度（qa）

必要改良強度（qa）は、改良体上部にかかる荷重を改良体支持力が上回る強度とする。

改良体は、粘性土とみなし、φ=0°とし、C=qu/2 とする。

（※）改良体の内部摩擦角度（φ）は、固化材添加後に撹拌し当初地盤を乱して変化させるので、安全側に判断しφ=0°（粘性土）とする。

以上より、テルツァギーの支持力公式より、下式が求められる。

（φ=0° → Nr=0 、 Df=0　i=補正無し）

完成時 ： qua1=1/3×(α×C×Nc)

施工時 ： qua2=2/3×(α×C×Nc)

	α	Nc	qua1,qua2	備考
完成時：ケース１	1.00	5.10	1.70×C	1/3×(1.00×C×5.10)
施工時：ケース２	1.00	5.10	3.40×C	2/3×(1.00×C×5.10)

qua1,qua2>Q となる粘着力(C:kN/m²)は下記の通りである。

	粘着力:C (kN/m²)	一軸圧縮強度 ： qu (kN/m²)	備考
完成時：ケース１	37.38	74.75	
施工時：ケース２	47.48	94.95	

以上より、上表のとおりとなるが、(完成時、施工時共に）最小改良目標強度を考慮して、目標改良強度はC=50kN/m²(qu=2*C=100kN/m²)とする。

完成時 ： C=50kN/m²(qu=2*C=100kN/m²) ＞ 37.38 kN/m²

施工時 ： C=50kN/m²(qu=2*C=100kN/m²) ＞ 47.48 kN/m²

なお、計画図面においては、改良目標強度が長期強度か、短期強度かが明らかなように記載しておくことが重要である。

(f)　固化材添加量の想定

固化材添加量にあたっては、現地土を採取して配合試験を実施して決定することを基本とする。

設計時での固化材の添加量は、設計強度（現場強度）を（現場/室内）強度比で除した室内試験における改良目標強度から推定する。

（現場/室内）強度比とは、室内試験と現場施工における条件の違いを調整するもので、施工機械と室内試験の攪拌性能による混合土の相違と、養生温度の相違に起因する強度差、及び改良区域内での土質や含水比の相違による現場強度の変動を含めて、経験的にカバーするものである。

一般的な例として下図の通りであり、当現場において検討すると下記の如くである。

（現場）改良目標値 qu=100kN/m^2(C=qu/2=50kN/m^2)

→　（現場/室内）強度比 0.5 ： 強度比 0.3～0.7 の平均値とする。

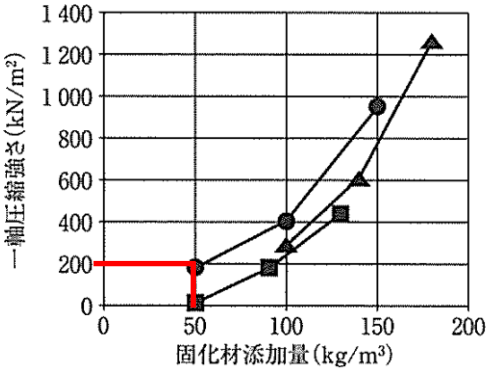
→　（室内）改良目標値 qu=200kN/m^2 ： 完成時施工時共通

→　添加量は、下図より完成時 W=60kg/m^3、施工時 W=50kg/m^3 となることから、W=60kg/m^3 とする。

参表-3.1.5　（現場/室内）強度比の一例

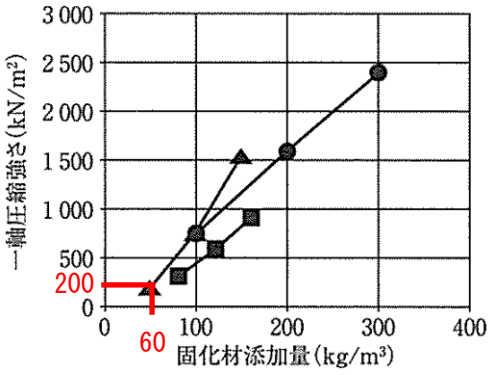
固化材の添加形態	改良の対象	施 工 機 械	(現場/室内) 強度比
粉　体	軟弱土※	スタビライザ	0.5～0.8
		バックホウ	0.3～0.7
	ヘドロ 高含水有機質土	クラムシェル バックホウ	0.2～0.5
スラリー	軟弱土※	スタビライザ	0.5～0.8
		バックホウ	0.4～0.7
	ヘドロ 高含水有機質土	処理船	0.5～0.8
		泥上作業車	0.3～0.7
		クラムシェル・バックホウ	0.3～0.6

※締固めを伴う場合も含む。



記号	土質名	土質記号	地域	ρ_t(g/cm³)	W_n(%)
■	粘性土	CH	千葉県	1.563	77.0
▲	粘性土	CH	茨城県	1.744	41.9
●	粘性土	CH	東京都	1.652	72.3

図-3.20　粘性土(粉体，7 日)



記号	土質名	土質記号	地域	ρ_t(g/cm³)	W_n(%)
■	粘性土	CH	埼玉県	1.539	70.8
▲	粘性土	CH	岡山県	1.834	35.0
●	粘性土	CH	神奈川県	1.611	89.2

図-3.21　粘性土(粉体，28 日)

［セメント系地盤改良マニュアル　P.99］

完成時は 28 日強度、施工時は早期の強度発現が条件とし 7 日強度を使用する。

3.9.2　グラウト工法による基礎処理

グラウチングは基礎地盤からの漏水量を許容範囲内に減少させ同時に堤体不透水性部下流側に作用する揚圧力を軽減するため、あるいはルーズな岩盤や弱い部分を固め支持力を強化均一化する等の目的で行うものである。

通常、老朽ため池の基礎グラウチングは止水を目的とするカーテングラウチングである。

カーテングラウチングの改良目標は、基礎地盤の状況、ダムタイプ、堤高等を考慮して決定する。通常 2～5 ルジオンの範囲で決定していることが多い。

(1)　注入孔の深度

フィルダムの均一透水度モデルの浸透流解析結果でも、グラウチング効果の大部分は堤高の 1/2 の深さ程度のカーテングラウチングとブランケットグラウチングの施工により達成されることが確認されていることから、フィルダムと比較して規模の小さいため池では堤高の 1/2 の深さのカーテングラウチングで十分であると考えられる。

(2)　注入孔の配置

カーテングラウチングにおける孔配置は、基礎地盤の性状や改良目標値を考慮して決定する。

一般的な孔配置には単列配置と 2～3 列の複列配置がある。

単列配置は基礎地盤の透水性が比較的低い場合に有効な孔配置であり、その他の場合は複列配置が採用される。

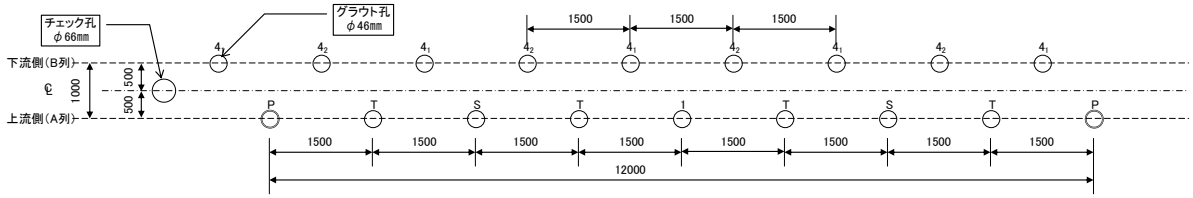
低透水性の硬質地盤では、高い注入圧力が採用でき単列配置でも比較的広範囲の改良が可能である。

一方、高透水性の地盤では、高い圧力で注入するとグラウトが遠方まで漏出し、効率的な注入が出来ないばかりか、注入中断を繰り返すことにより注入孔の孔壁付近にグラウトが付着して、開口幅の小さな亀裂に対して有効な注入効果が得られないこともあるため、複列配置とすることが望ましい。

複列配置の列間隔は一般的には 1～2m の事例が多い。

高透水性の地盤に対しては大きな開口亀裂を上流列（外側列）で十分に充填し、下流列（内側列）で改良目標値を満足するような列配置とする。高透水部が表層付近に限られる場合には、高透水性を示す深度まで補助カーテングラウチングを配置し、以深では単列配置とする場合もある。

複列配置の列間隔は一般的には 1～3m が多い。高い圧力で注入できる場合には列間隔を広くすることも可能であるが、注入圧力が低い場合には、孔間隔は狭くなることが多い。



P（パイロット）孔→1 孔→S 孔→T 孔の順でグラウトし、透水試験の結果を見つつ 4 孔の施工を行う。

図-3.9.2.1 グラウチング孔の配置例

(3)　ボーリング工

ボーリング方式には大別してロータリー式とパーカッション式とがあるが、ロータリー式は比較的正確な角度で深くまで掘進でき、コアチューブを使用してコアが採取できる。

また、ロッドを通して水を送りながらボーリングするため、切削された岩粉は水で排出されるので、岩盤内の割れ目に詰まることが少ないことや一般に孔壁が円形に滑らかに掘れるためパッカーのセットが容易である。このため、グラウチング孔のボーリングは、原則としてロータリー式で行う。

パーカッション式では、孔壁のクラックが詰まるおそれもあり、不適当なことが多い。

［老ため便覧　P.90］

ボーリング孔径はφ46㎜を標準とし、パイロット孔やチェック孔ではコアー採取を伴うため φ66㎜を標準とする。

［老ため便覧　P.62］

ボーリング掘進中、地下水位や漏水量等を観測しておき、大きな漏水箇所にぶつかったら、ボーリングを中止してグラウチングを行う。

単独での粘土水は使用禁止。ロッドの摩耗を防ぐために油をぬることも好ましくない。ときにはスライムを取除いて目がつまらないようにする。

［老ため便覧　P.90］

(4)　透水試験（ルジオンテスト）

ダムの基礎岩盤からの漏水は貯水効率を低下させるだけでなく基礎及び堤体の安全にかかわる重要な問題である。したがって基礎岩盤の透水性を把握する必要があるが、ダムサイトにおける透水性は一般にルジオンテストによって調査され、岩盤の透水性はルジオン値で評価されている。

ルジオンテストにより評価された透水性等はダムの位置の選定、掘削線の決定、グラウチングの計画及びグラウチングの結果の判定等に用いられている。

［ルジオンテスト技術指針　P.1］

ルジオンテストはボーリング孔に水を注入する方法、すなわち透水試験における一種の注入方法で、注入圧力と注入量の関係からルジオン値を求め、岩盤の透水性を評価する試験方法である。

ルジオン値（Lu）は注入圧力10kg／cm^2のもとで試験孔長1m当りの毎分の注入量（ﾘｯﾄﾙ／min）を表したものである。すなわち

1Lu＝1ﾘｯﾄﾙ／min／m／10 kg／cm^2

［ルジオンテスト技術指針　P.2］

ルジオンテストの施工要領他詳細については「ルジオンテスト技術指針」によるものとする。

（注）ルジオン値と透水係数の相関については「ルジオンテスト技術指針」内の参考資料を参照。

(5)　水押テスト

ボーリングが終了したら、孔内水洗いののちグラウチングする前に水押しテストを行う。水押しテストの目的は、グラウチングの必要性、限界圧力の確認及び注入量を予想するとともに、孔内を洗浄し、岩をぬらして、グラウチングをし易くするためである。

圧力は普通注入規定圧力の 80～100%とし、20 分間の圧力流量調整を行い定常流を確認したのち 5～10 分間の測定を行う。限界圧力が予想される場合には水押テストにおいても上記ルジオンテストと同様に圧力段階測定をすることが望ましい。

［老ため便覧　P.90］　［グラウチング技術指針　P.38］

(6)　注入

a.　注入圧力及びステージ長

グラウトの注入工法は、単管式と二重管式（二重管ダブルパッカー注入工法）に大別され、さらに、単管式は、ダウンステージ注入工法とアップステージ注入工法に分類される。地質状況の制約がなければ、通常は単管式を採用する場合が多く、ダウンステージ注入工法が一般に広く用いられている。

ダウンステージ注入工法は、注入孔の全長を適切な長さのステージ（一般的には 5m）に分割し、上位のステージから穿孔と注入を交互に行い、順次下位に施工していく工法である。

注入圧力は、わが国のフィルダムの施工事例として p=(0.05～0.1)d　p:注入圧(MPa) d:表層下の深さ(m)であり、一般的には第 1 ステージで 0.2～0.5MPa 程度から開始し、順次 1 ステージ(5m)につき 0.2～0.3MPa 程度増圧し、最高圧力は 1.0～3.0MPa 程度が採用される。

軟岩においては、岩盤破壊を防止するため通常限界圧力を若干上回る圧力を目安として注入圧力を決定する。一般に第 1 ステージで 0.1～0.2MPa 程度から開始する。

b.　配合

濃度は一般に 1：10 から 1：1 の範囲が用いられる。ごくせまい間隙（送水度の低いもの）に対しては 1：10～1：8、中度の間隙には 1：5～1：2、更に大きな間隙（送水度の高いもの）には 1：1～1：0.5 まで濃度を高める必要がある。濃度は配合切換え基準に従って漸次濃くし、注入完了基準に達したら、その濃度でだめ押しして注入を完了させる。なお、入らなくなったら再び薄い濃度に戻す例もある。

濃度を最高にしても圧力が規定圧力に達する見込みがない場合は、3,000ﾘｯﾄﾙ あるいは 200kg／m 程度のセメント量が入った時点で、一時グラウチングを中止し、固結を待ち再グラウチングを行う。

c.　注入速度

注入速度は、規定圧力のもとで透水係数あるいはルジオン値が大きいところでは、20ﾘｯﾄﾙ／min 以下、小さいところでは 10ﾘｯﾄﾙ／min 以下に規制するのがよい。

一方限界圧力が低い場合には、注入速度は 2ﾘｯﾄﾙ／min／m 以下に規制する例がみられる。注入量が、0.1～0.2ﾘｯﾄﾙ／min／m となれば、それからだめ押しグラウチングを 30 分かけてグラウチングの終結とする。水と注入量は、必ずしも比例しない。水は入るが、注入材料が入りにくい所では、セメント量の 5%程度のベントナイトを混入すると、ずっと多量に入ることもある。　［老ため便覧　P.90］

(7)　同時注入規制

ボーリングやグラウトを同時施工してもよい間隙は岩質、透水性、注入圧力等によって変化するが、通常は同一ステージで水平方向 6m 以上、隣接孔で深さ方向 5m 以上を目安とする。

また、グラウトリークを起こさない様に注意し、起きた場合にはただちに中止し、対応策をとる必要がある。

［グラウチング技術指針　P.78］

(8)　試験孔（チェック孔）

カーテングラウチング終了後、および堤体盛土完成後その施工領域について、所要の止水効果が得られているか否かを確かめるために、任意の箇所あるいは必要と認められる箇所に試験孔を設けて透水試験を行う。

試験孔は**図-3.9.2.2** に示した様にグラウチング孔を多く交差する斜孔とし、任意の深度において透水試験を行い、その結果必要に応じて追加グラウチングが行われる。

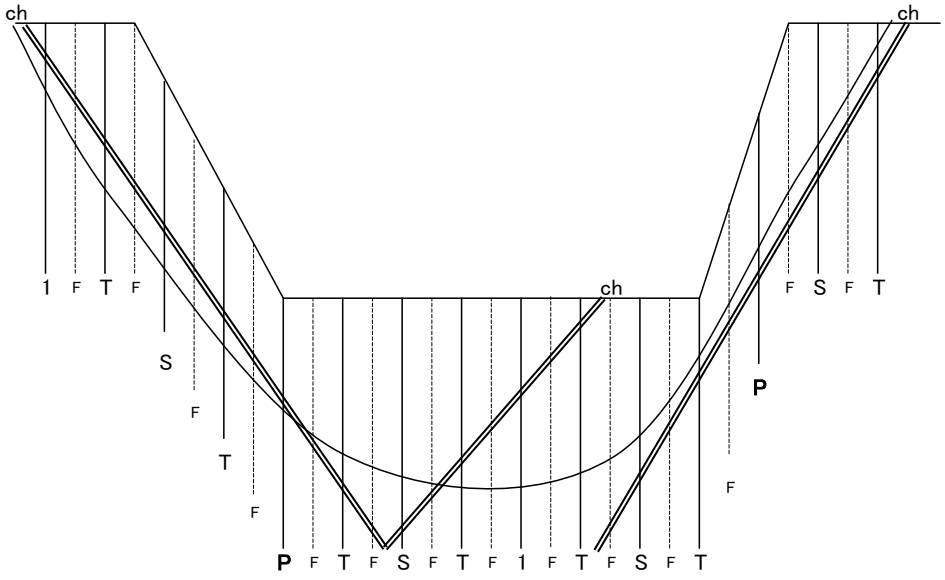


図-3.9.2.2 注入試験孔の掘削例

(9)　追加基準及び完了基準

カーテングラウチングの改良目標は、フィルダムでは 2～5 ルジオンとされている例が多い。改良目標が異なっている点はそれぞれダムが施工される岩盤の改良特性に起因しているものと考えられる。堤高の低いため池においては 5 ルジオンを標準とする。グラウチングの完了基準はこの改良目標値に対する改良度の非超過確率で規定する例が多い。一般的に目標ルジオンに対する非超過確率 85%以上になれば完了とし、それに達しない時は、追加孔を設けて 85～90%に達するまで改良を行う。

追加基準としては 85%に達していても集中的に未改良な区域については検討する必要がある。

［グラウチング技術指針　P.51］

(10)　グラウトテスト

グラウト工法の決定に当っては、施工に先立ち、グラウトテストを行って注入効果の確認を行うことが望ましい。グラウトテストの施工例を**図-3.9.2.3** に示す。

施工要領は基本計画に基づいて行い、図中の番号順に施工をしてゆく。最終的にチェック孔におけるルジオンテストにより改良目標値に達しているかどうかを確認し、もし達していない場合は次のことを検討した上で、更にグラウトテストを行い、注入効果を確認した上で、本施工に着手することが望ましい。

検討事項としては、

1）注入材料
2）孔配置
3）注入圧力、注入速度
4）配合濃度
5）注入工法

などがあげられる。

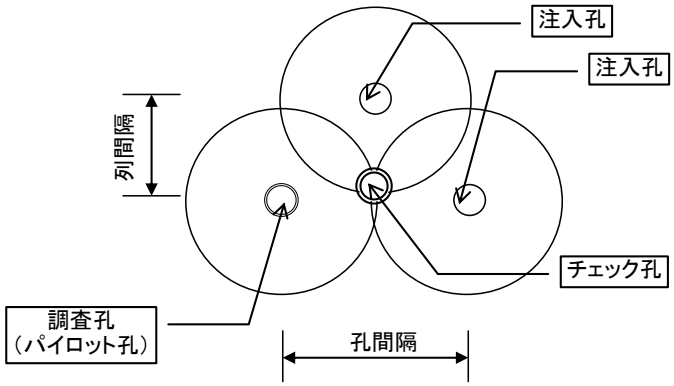


図-3.9.2.3 グラウトテストパターン図

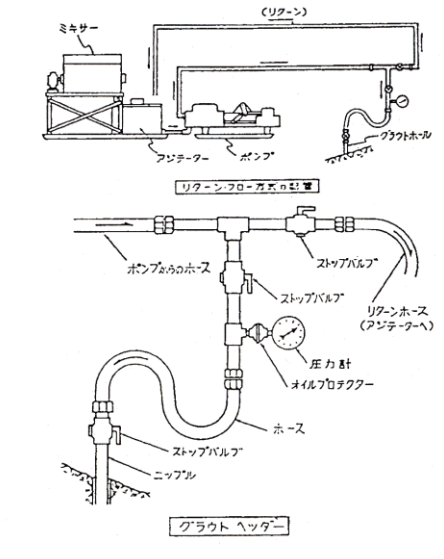


図-3.9.2.4 グラウトの配管(例)

3.9.3　止水トレンチ工法

(1)　設計

止水トレンチは施工上から次の様に区分できる。

- ①　不透水土によるトレンチ埋戻
  - 不透水土を締固めて埋戻す
  - 不透水土を締固めずに埋戻す
- ②　コンクリートによるトレンチ埋戻

不透水土を締固めて埋戻すトレンチは、締固め作業に支障のないような湧水処理や作業中の安全を確保するための十分な斜面勾配としなければならないのはいうまでもない。

また締固めを行わずに埋戻しをするトレンチは、通常水中又は懸濁液中で掘削するので、その側面は一般に垂直である。(このトレンチを通常スラリートレンチと呼んでいる。)

側面傾斜トレンチは前刃金工法の場合、前刃金下部に設ける。

これに対して側面垂直トレンチは堤敷より上流側に設け、堤体不透水部とこれを連絡する。堤敷以外に設けるのは締固め不足によって生ずる堤体の不等沈下や、滑動の誘発を防止するためである。

止水トレンチの底幅は、基礎地盤が層状をなしている場合は、遮水部と同様に定める。

層状以外の一般基礎地盤に対しては貯水池の水深が大きいほど広く、また基盤の透水性が堤体不透水性部のそれと比較して、大きいほど広くすべきである。

しかし、トレンチの深さが深くなるほど狭くしてもよいこともある。

なぜなら、多くの場合、基礎地盤の透水性は垂直方向より水平方向がはるかに大きく、したがって、止水トレンチが深くなるにつれて浸透水が基礎を垂直に透過する際、その損失水頭が大きくなり、浸透圧が減少するからである。

［老ため便覧　P.60］

トレンチの設計については、**3.3.4　堤体の各種設計**による。

(2)　施工

トレンチ床掘の仕上り面

床掘を終了した表面は多少凹凸があっても差支えない。

目安として岩盤基礎の場合の凹凸部の目安としては、底部で20～30cm程度、両岸取付部で30cm程度とし、なめらかにすりつける形状とする。

岩表面に付着している岩屑、ほこり等の雑物は圧搾空気、ジェット等を利用して完全に除去する。岩表面の開口クラックはセメントミルク等で充填し、凹部については岩盤の硬軟によりコンクリートまたは粘土（コンタクトクレイ）で置換える。

土質基礎では、表面が乾燥して硬化したり、細かいクラックが発達したりすることがある。このため、盛立直前に仕上げ掘削を行うとともに、盛立面は盛立てまで乾燥防止養生を行う。

［設計基準「ダム」(フィルダム編)　P.Ⅱ-423］

3.10　仮設計画

仮設計画は、ため池工事において極めて重要な計画であり、工事の年度計画を踏まえ、適切な仮設計画を立案することが必要である。

ため池工事は、非かんがい期を主たる施工期間とし、ため池の立地条件や用水運用の実態により落水時期および貯水開始時期が池ごとに異なるため、他の工事に比して工期上の制約がとりわけ厳しい。

加えて、堤体盛土の品質・締固め管理に対する要求水準が高く、施工ヤードが狭隘で搬入動線も限定されるなど、施工条件も厳格である。

このため、仮設計画・仮設設計の適否が工程の円滑な進捗に直結し、ため池における仮設の設計は極めて重要な分野である。

本手引では、ため池工事に特有の仮設工を対象として示し、一般的な仮設工については別掲の文献等を参照すること。

【参考文献】

・「土木工事仮設計画ガイドブック（Ⅱ）」（財団法人日本建設情報総合センター）
・「道路土工 仮設構造物工指針」（社団法人日本道路協会）
・「仮設構造物の計画と施工」（社団法人土木学会）など

3.10.1　工事用進入路計画

工事用進入路は、公道と工事現場を結ぶための仮設道路である。現況道路を活用する場合と、新たに工事用道路を設置する場合がある。計画にあたっては、地形条件、作業手順、使用する施工機械の種類・規格等を総合的に考慮する。以下に、ため池工事で用いる主な大型機械の例を示し、参考資料として工事車両の規格を添付する。

これらを参考に、実務段階では適切な機種選定を行い計画することが必要である。

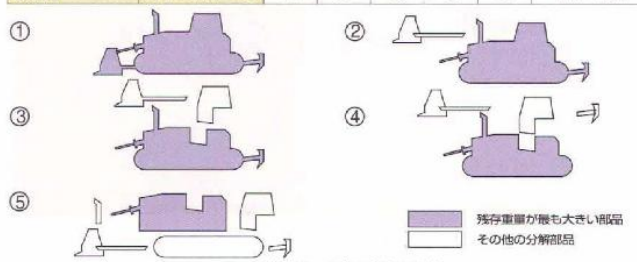
表-3.10.1.1　ため池工事で使用される主な大型機械

作　業	施工機械
表土剥ぎ・掘削/積込	BH 山積 0.8m3（山積）ほか
敷均し	ブルドーザ 15t,21t,3t ほか
締固め	土工用振動ローラ 11～12 t 振動ローラ(搭乗式)3～4t 振動ローラ(ハンドガイド式)0.8～1.1t ほか
重機運搬車両	セミトレーラー20t ほか
土砂運搬車両	DT(10t 積級)
資材運搬車両	10t 積トラック(ロングボディ) 2～4t 積トラックほか
生コン関係車両	3t 級トラックミキサ コンクリートポンプ車(90-110m³/h 級)ほか
クレーン吊込据付機械	トラッククレーン 4.9t ラフテレーンクレーン 16t 吊、25t 吊ほか

【参考資料】

ブルドーザの装備重量ランク別分解例

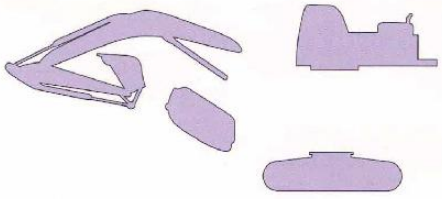
全装備重量	輸送車両	取り外し部品					最大残存重量の目標値	
		ブレード	リッパ	キャブ	排気管	クローラ		
10t未満	10tトラック	(○)					10t未満	①
14t～16tクラス	20tセミトレーラ	○					13～15t	②
18t～20tクラス	20tセミトレーラ	○					16～18t	
27tクラス	25tセミトレーラ	○		○	○		23t	③
40tクラス	32tセミトレーラ	○	○	○	○		30～32t	④
50t超	32tセミトレーラ	○	○	○	○	○	28～30t	⑤



ブルドーザの分解形態

バックホウの分解例

分解部位 / 車両重量	(A) 作業機	(B) カウンターウエイト	(C) 上部旋回体	(D) カタピラ
30t未満	分解無し			
30tクラス	○(11～13t)		○(19～21t)	
40tクラス	○(17～18t)		○(24～26t)	
70tクラス	○(24～26t)		○(21～22t)	○(20～21t)
100tクラス	○(22～26t)	○(16～17t)	○(29～30t)	○(28～29t)



バックホウの分解形態

～東北地方整備局　道路部　「特殊車両通行許可の基礎知識」～

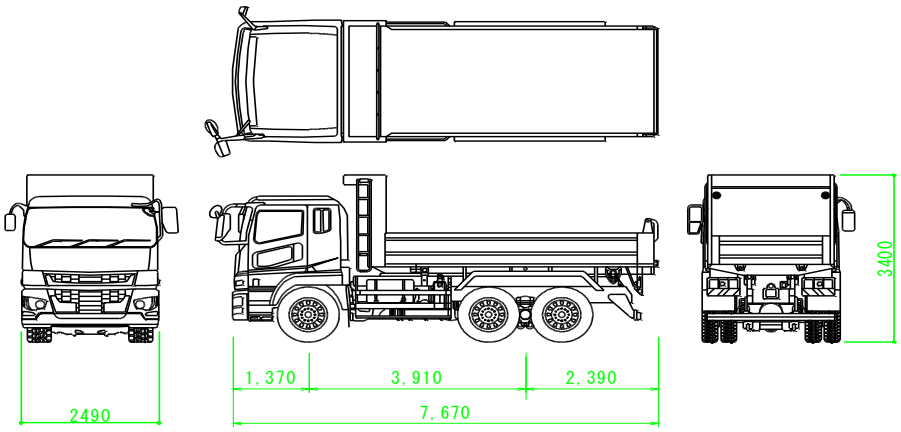
計 画 車 両	規　格	長さ (m)	幅(m)	車両重量 (t)	総重量(t)
ダンプトラック　（土砂運搬）	10.0t 級	7.63	2.49	9.99	19.9
トラックミキサ　（生コン運搬）	4.5m³ 級	7.89	2.49	—	19.98
コンクリートポンプ車(コンクリート打設)	100m³/hr	9.11	2.49	16.00	7.90
トラック　（諸資材・機材運搬）	11t 級	11.99	2.49	7.92	19.78
ラフテレーンクレーン 25t 吊以下	25t 吊	11.13	2.62	26.50	—
※低床式セミトレーラ　（掘削機械運搬）	20.0t	17.00	2.99	19.50	36.50
掘削機械　バックホウ	0.6m³ 級	4.79	2.80	15.3	—
ブルドーザ	15t 級	5.26	2.39	18.09	—

日本建設機械要覧（１９９８）日本建設機械化協会

土砂運搬機械姿図　ダンプトラック 10t級

S=1:100

ダンプトラック10t
参考：三菱ふそう　スーパーグレート　10tダンプ
　　フルキャブ



3.10.2　工事用道路計画

(1)　工事用道路

工事用道路とは、ため池工事を進めるうえで必要となる仮設道路の総称であり、工事用車両の通行を確保（工事用資機材・土砂等の搬入出および施工機械による作業）するために新設する工事用進入路、堤内工事用道路、堤外工事用道路等を含む。計画に当たっては、地形、作業手順、施工機械の種類等を総合的に考慮する。

工事用車両の通行を前提としており、生活用道路の仮廻し計画等が必要となる場合は、別途検討を要する。

以下に、工事用道路の設計時における注意事項を示す。

また、工事用道路の標準図は**図-3.10.2.1** 及び、**図-3.10.2.2** に示す。

a.　主要工事機械の稼働限界勾配

ダンプトラック	10 %以下
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°）
部分的な短い坂路	15%以下

［道路土工 施工指針P.49、P.170］

b.　縦断勾配が10 %未満の場合は砂利舗装（C-40）若しくは未舗装。10 %を超える場合には土砂系舗装以外の舗装構造も検討に加える。なお、工事用車両の通行は一時的なものであることから、「大型車なし」の値を採用する。

コンクリート版厚及びコンクリート強度は、**表-3.10.2.1** のとおりとする。

表-3.10.2.1　コンクリート版厚及びコンクリート強度

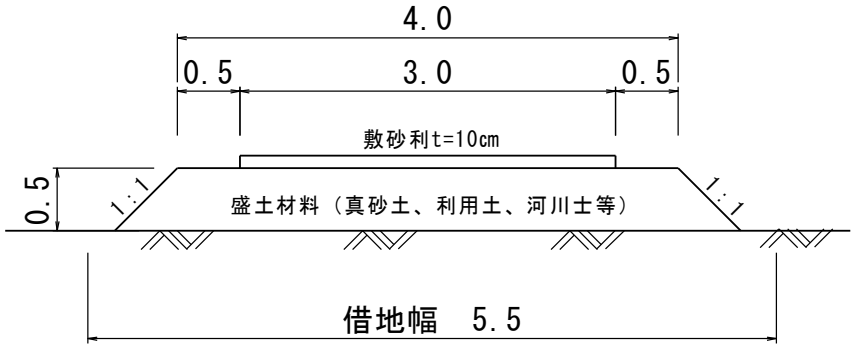
交通量区分	コンクリート版厚（cm）	設計基準曲げ強度（MPa）
大型車なし	12	4.4
I-1、I-2交通	15	4.4

［設計基準「農道」P.429］

c.　原則として、工事用道路敷の用地（工事用進入路も含む）は借地補償とする。管理道の設置及びそれに伴う用地買収は、事業により取扱が異なるため留意すること。

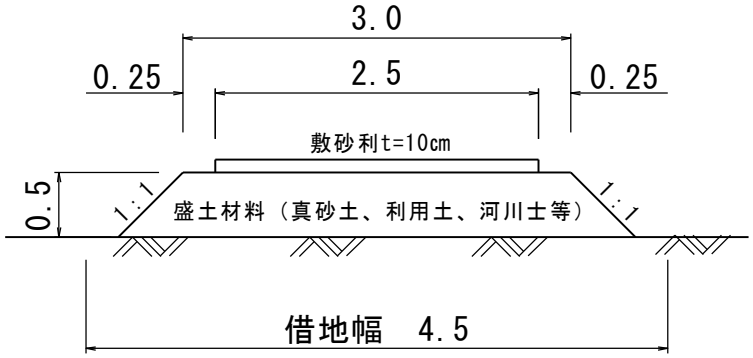
d.　工事用道路には、運搬車両の離合のため、必要に応じて待避所（**図-3.10.2.3**）、車廻し場（**図-3.10.2.4**）を設ける。

e.　盛土材料には、原則として流用土を使用するものとするが、土質が不良で運搬車両の所定の稼働率が確保されがたい等の場合には、別途良質土を搬入して盛土材料とする。



注）敷材にクラッシャランを使用する場合は
撤去する場合はC-40、存置する場合はRC-40を原則とする。

図-3.10.2.1　工事用道路の標準断面（4～10t 車使用の場合）



注）敷材にクラッシャランを使用する場合は
撤去する場合はC-40、存置する場合はRC-40を原則とする。

図-3.10.2.2　工事用道路の標準断面（2t 車使用の場合）

［設計標準歩掛表一般共通編 P.運 2-37～運 2-38］

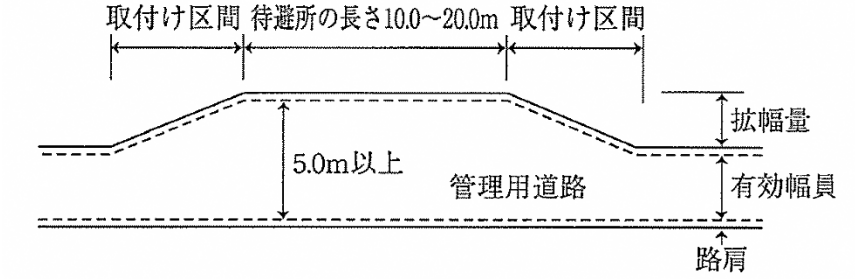


図-3.10.2.3　待避所

［設計基準「水路工」P.769］

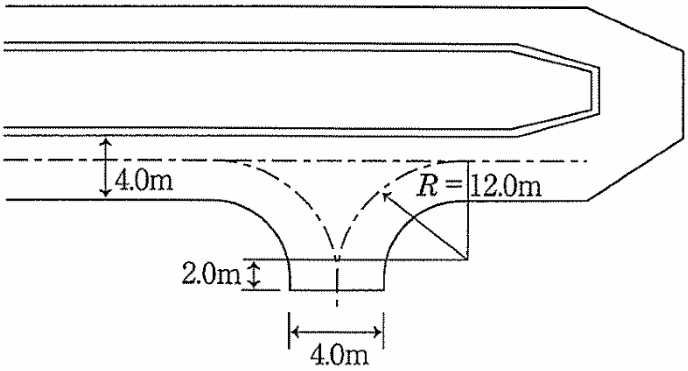


図-3.10.2.4　車廻し場

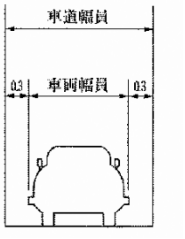
［設計基準「水路工」P.769］

【工事用道路幅員算出例<10t 積ダンプトラックを最大機種とした場合の例>】

○　車道幅

車道幅員は、計画交通機種により決定する。

想定される工事用車両の内、掘削機械を除く最大車両幅となるのは土砂運搬を行う 10t 積ダンプトラック(B=2.49m)であるため、B=2.49m で検討する。



・計画交通機種の車両幅 2.49m

・車両外側の余裕 0.30×2=0.60m

よって、車道幅員は 2.49m+0.60m=3.09m とする。

設計基準「農道」P.205

○　路肩

路肩幅員は、車道幅員 5.00m 以下の標準値を採用し、0.5×2=1.0m とする。

従って、道路幅員(全幅)は、3.09m+1.0=4.09m≒4.0m とする。

表-3.4.3　路肩の幅員

車道幅員 (m)	歩道等を設けない場合						歩道等を設ける場合					
	一般部		橋梁部		トンネル部		一般部		橋梁部		トンネル部	
	標準 (m)	特例 (m)	標準 (m)	特例 (m)	標準 (m)	特例 (m)	標準 (m)	特例 (m)	標準 (m)	特例 (m)	標準 (m)	特例 (m)
6.5	1.00	0.50	0.75	0.50	0.50	—	0.50	0	0.50	0.25	0.50	0.25
6.0	0.75	0.50	0.75	0.50	0.50	—	0.50	0	0.50	0.25	0.50	0.25
5.5	0.75	0.50	0.75	0.50	0.50	—	0.50	0	0.50	0.25	0.50	0.25
5.0以下	0.50	0.25	0.50	0.25	0.50	0.25	0.50	0	0.50	0.25	0.50	0.25

注1) 橋梁部とは延長50m以上の橋梁をいう。
2) 特例値の0.25mは，構造令の適用を受ける道路にあっては0.5mに読み替えて適用すること。
3) 歩道などを設ける場合の一般部の特例0mにあっては，区画線の設置を考慮し0.25 mを確保することが望ましい。

設計基準「農道」P.205

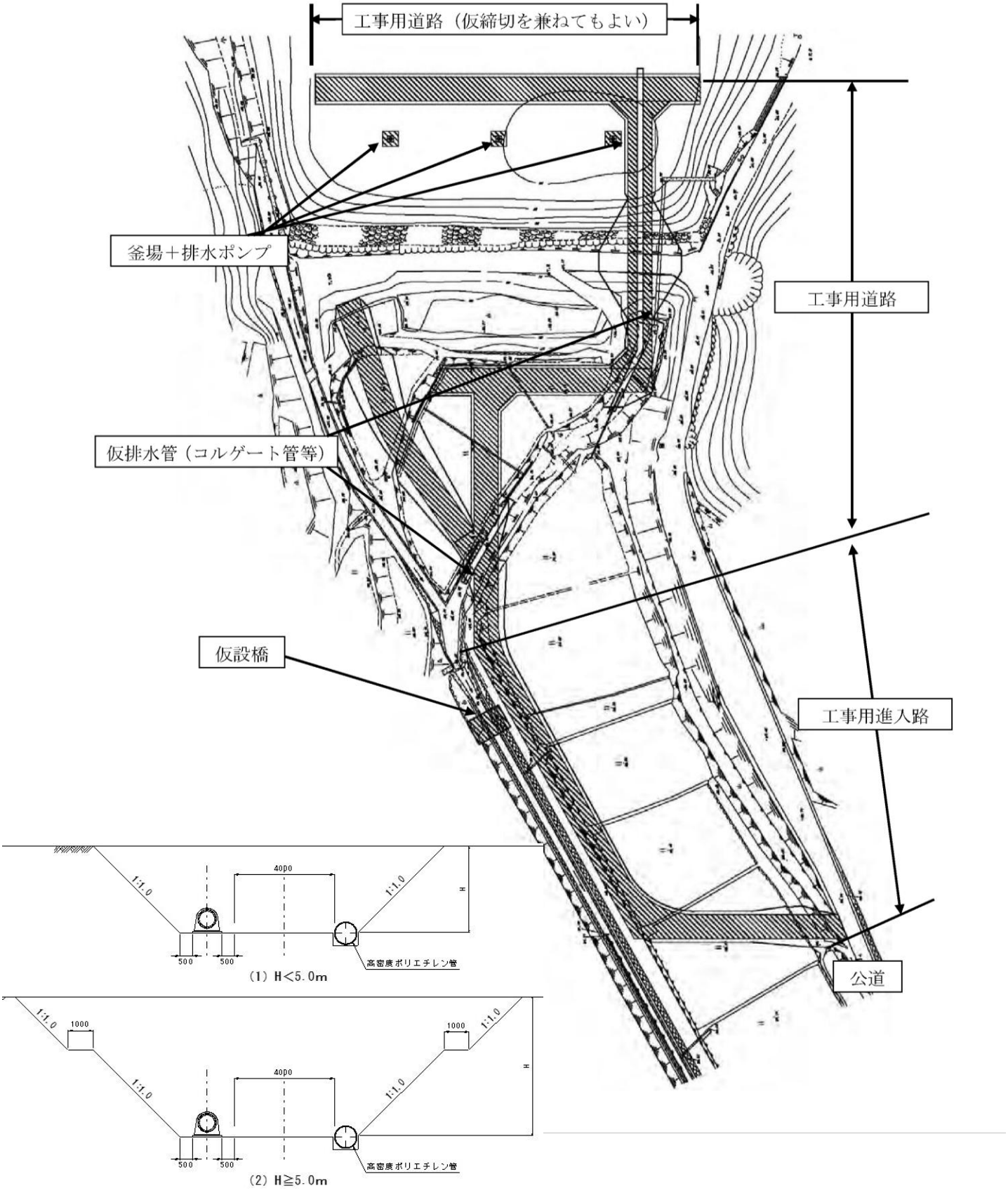


図-3.10.2.5　仮設工参考図

3.10.3　仮排水計画

(1)　排水処理

工事期間中の排水処理は、新設底樋を利用することを基本方針とする。

(2)　仮排水量

仮排水量は工事期間の 1/10 確率洪水流量を対象とする。

(3)　仮排水計画

ため池工事においては、新設底樋の設置前段階と、設置後段階に区分して、仮排水計画を検討する。

a.　新設底樋設置前段階

新設底樋の設置前段階においては、①既設底樋の活用、②ポンプ設備による排水、③仮設排水管による方式を検討する。

既設底樋の通水能力が不十分と判断される場合は、既設底樋とポンプ設備の併用、又は仮締切堤の設置を検討する。(**図-3.10.2.5**)

また、突発的な出水や想定を超える洪水が発生した場合には、旧底樋の撤去および堤体開削中であることを踏まえ、開削断面にブルーシートを敷設する計画とし、排水断面を確保する。

b.　新設底樋設置後段階

この期間は堤体が盛り上げられているので、排水系統は新設底樋にのみ限定される。

したがって、底樋工構築後から洪水吐の運用開始までの工程は**表-3.10.3.1** を参照し、降雨の少ない時期に設定する。

なお、新設底樋で仮設排水量の流下が確保できない場合は、仮設排水量に基づく必要規模への底樋断面の拡大を検討する。

また、仮排水量を理由に底樋が過大化しないよう、降雨の少ない期間に洪水吐工を先行・集中的に施工するなど、工程の最適化を図る。

表-3.10.3.1　山口市　30 年平均月降水量 (mm)

月	mm	月	mm
1 月	76.3	7 月	342.6
2 月	85.0	8 月	205.8
3 月	145.6	9 月	179.1
4 月	168.1	10 月	91.3
5 月	197.2	11 月	83.5
6 月	282.9	12 月	70.5

(4)　仮締切工

床掘部及び構造物の施工等に際し、流水を遮断する必要がある場合には、一時的に仮締切を行う。

通常、土のうによる仮締切が多用されているが、水量が多く地盤が不良等の場合には、土のう併用又は、止水矢板併用の仮締切堤として設計を行う。

仮締切工の設計洪水位は、洪水止水部又は貯水池内重要構造物で、工事中の浸水により大きな手戻り工事が予想される仮締切工の設計は工事期間中の10年確率洪水位（HWL）を、又その他の構造物にあっては、工事期間中の低水位（LWL）を対象に決定する。

a.　締切高は、次式により決定する。

重要構造物：締切高＝HWL＋0.3 m……(3.10.3.1)

その他の構造物：締切高＝LWL＋0.3 m……(3.10.3.2)

［河川構造令 P.117］

b.　断面（天端幅、法面勾配等）は、流水の状況、地形状況等、施工現場の実態に即して決定する。

c.　堤内仮締切は施工時の流水を遮断する目的で行うが、工事用道路を兼ねる場合も多く、その工法は地盤の状態により異なる。又、締切堤の撤去範囲も事前に決定しておく必要がある。

d.　仮締切施工例

①地盤良好な場合……真砂土、岩砕等による盛土

②地盤がやや軟弱な場合……①＋置換工法、地盤改良工法

③地盤が不良な場合……②＋土のう工法、矢板工法

e.　矢板工法を用いる場合は湧水量や流水量が多く、かつ地盤の状態も不良であるような現場条件が一般的であるため、安定計算を行い施工の安全性を確認が必要である。

(5)　水替工

洪水時の処理は前述記載の自然流下方式を原則とし、ポンプ排水は湧水・漏水・浸出水および仮設排水管の補助を対象として検討する。

水替は、原則として工事用水中ポンプによる排水とし、湧水状況を想定して必要排水量を想定する。

ポンプ規格と設置台数は、実揚程と必要排水量に基づき選定する（**表-3.10.3.2**）。

なお、湧水等の排水量は事前想定であるため、施工段階では実測に基づき、吐出量に見合うポンプ容量・台数を適宜見直しするものとする。現況底樋を併用する場合は、現況底樋の排水能力の不足分をポンプ対象とする。

また、排水作業の形態区分（**表-3.10.3.3**）は、作業内容および施工段階を踏まえて決定する。

表-3.10.3.2　ポンプ規格と設置台数（参考）

排　水　量 (m^3/h)	口径（mm）×台数（台）		発動発電機容量 (kVA)
	揚程 10 m 以下	揚程 15 m 以下	
0 以上～　6 未満	50×1		2
6 以上～　30 未満	100×1		5
30 以上～　40 未満		150×1	20
40 以上～　120 未満		200×1	25
120 以上～　450 未満		150×1、200×2	60
450 以上～1,300 未満		200×5	100

表-3.10.3.3　ポンプ排水作業の形態（参考）

排水方法	排水方法の内容
作業時排水	作業前（1～3 時間）から排水し始めて作業終了後には排水を中止する方法をいう。なお、作業時排水には、コンクリート打設前後の型枠組立養生などの一時的に昼夜排水するものも含む。
常時排水	水没により構造物に機能障害が生じる場合、又は土質が軟弱等により、かん水によって作業が不能となる場合等で、昼夜連続的に排水する方式をいう。

3.10.4　その他仮設備計画

(1)　池内堆積泥土の固化処理

ため池内では長年の経過により底泥が堆積している場合が多く、放置すれば水質の悪化や有効貯水容量の減少などによりため池機能が阻害され、改修時の支障となるおそれがある。したがって、状況に応じて堆積底泥の除去を行い、落水後は迅速に処理して底樋工を先行改修し、以降の仮排水に活用することが有効である。

一方、秋期の落水・排土・天日乾燥は、管理体制の制約等により実施が困難となりやすい現実がある。

改修工事に際しては、施工機械のトラフィカビリティ確保および堤体安定性の向上の観点から、底泥の固化処理（または固化処理後の池外搬出）を要する場合が多い。一方、落水直後の堆積底泥は高含水で固化材の必要添加量が増大しコストが増嵩しやすく、さらにセメント系固化後の搬出・産業廃棄物処分はコスト負担および環境負荷が大きい点に留意する必要がある。

なお、仮設時の地盤改良とは、工事用道路による資材・機械の搬入機能、重機走行および重機作業足場としての支持機能など、一時的な土構造物としての機能を確保する目的で行う改良をいう。改良地盤の強さと改良範囲の設定手順は、まず改良地盤に作用する応力に耐えうる必要強度を設定し、内部応力に対する安全性を照査して強度を確認したうえで、原地盤の支持力・沈下量および複合地盤としてのせん断抵抗力の検討により改良範囲を決定するのが基本である（**図-3.10.4.1**）。

固化材の選定は、対象土、処理条件、期待効果、目的、施工機械（混合機）、および経済比較により決定する。詳細な設計手順等は**表-3.10.4.1**～**表-3.10.4.5**、**図-3.10.4.2** および関連文献を参照されたい。

【参考文献】

・「セメント系地盤改良マニュアル」（社団法人セメント協会）

・「石灰安定処理工法」（日本石灰協会）など

参考として、即時搬出を主目的とする工法例として、非セメント系高含水泥土改良剤を用い、短時間で搬出可能な硬さまで強度を発現させる方法があり、山口県内でも採用実績がある。

併せて、「底泥土固化・破砕・転圧盛土工法」により改良土を堤体材料として有効活用する方法や、セメント改良土の乾湿繰返しに伴うガリー浸食に配慮して繊維質系改良材を併用し強度・耐久性を確保する方法などの選択肢がある。これらについては、環境影響、ライフサイクルコスト、コスト縮減等を含めた総合的な評価に基づき、今後は、新工法の採否を検討することも重要である。

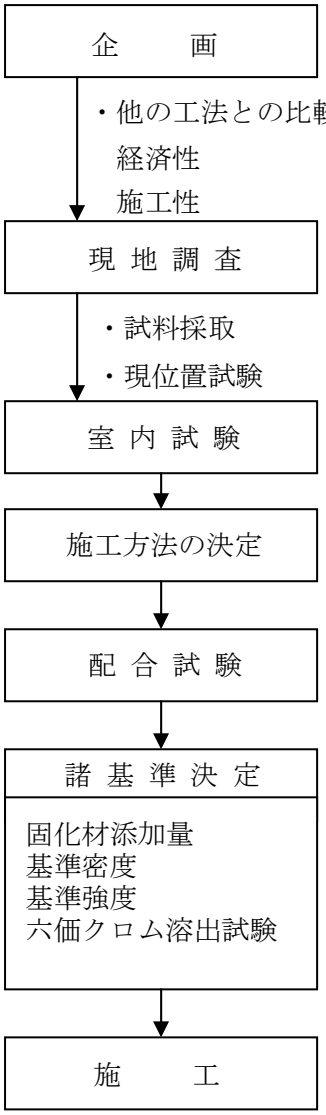


図-3.10.4.1　設計の手順

表-3.10.4.1　石灰・セメント系固化材の概要分類

石 灰 系	①生石灰、消石灰 ②石灰を主材として、石膏やフライアッシュ、スラグ粉末、酸化鉄等を補助材として加えて製品化したもの。
セメント系	①普通ポルトランドセメント ②セメントを主材として、石膏や種々のソーダ類、還元材等を補助材として加え、又はそれらを組合わせて製品化したもの。

表-3.10.4.2　泥土の物理的性質（参考）

含水比　(%)		210
湿潤密度　(g／cm³)		1.257
有機物 ig. loss　(%)		14.6
土粒子比重		2.49
粒度(%)	砂分 (2.0 mm～75 μm)	14
	シルト分 (75～5 μm)	45
	粘土分 (5 μm以下)	41
	コロイド分 (1 μm以下)	20

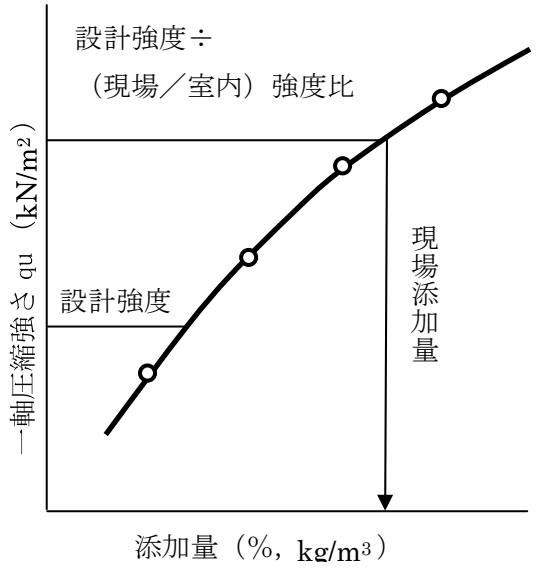


図-3.10.4.2　現場添加量の決め方

表-3.10.4.3　建設機械の走行に必要なコーン貫入抵抗

建設機械の種類	ポータブルコーン貫入試験によるコーン貫入抵抗 qc（kN/m²）	建設機械の接地圧（kN/m²）
超湿地ブルドーザ	200 以上	15～23
湿地ブルドーザ	300 〃	22～43
普通ブルドーザ（15t 級程度）	500 〃	50～60
普通ブルドーザ（21t 級程度）	700 〃	60～100
スクレープドーザ	600 〃（超湿地型は 400 以上）	41～56（27）
被けん引式スクレーパ（小型）	700 〃	130～140
自走式スクレーパ（小型）	1000 〃	400～450
ダンプトラック	1200 〃	350～550

表-3.10.4.4　（現場／室内）強度比の一例

固化材の添加形態	改良の対象	施 工 機 械	（現場/室内）強度比
粉 体	軟弱土※	スタビライザ	0.5～0.8
		バックホウ	0.3～0.7
	ヘドロ 高含水 有機質土	クラムシェル	0.2～0.5
		バックホウ	
スラリー	軟弱土※	スタビライザ	0.5～0.8
		バックホウ	0.4～0.7
	ヘドロ 高含水 有機質土	処理船	0.5～0.8
		泥上作業車	0.3～0.7
		クラムシェル・バックホウ	0.3～0.6

※締め固めを伴う場合を含む。

［設計指針「ため池」P.225～P.234］

表-3.10.4.5　発生土の土質区分基準（参考）

区分 *1)（国土交通省令）	細区分 *2), 3), 4)	コーン指数 q_c *5)（kN/m²）	土質材料の工学的分類*6), 7) 大分類	土質材料の工学的分類*6), 7) 中分類 土質 {記号}	備考*6) 含水比（地山）Wn（%）	備考*6) 掘削方法
第 1 種建設発生土（砂、礫及びこれらに準ずるもの）	第 1 種	—	礫質土	礫 {G} 、砂礫 {GS}	—	* 排水に考慮するが、降水、浸出地下水等により含水比が増加すると予想される場合は、1ランク下の区分とする。 * 水中掘削等による場合は、2ランク下の区分とする。
			砂質土	砂 {S} 、礫質砂 {SG}		
	第 1 種改良土*8)		人工材料	改良土 {I}	—	
第 2 種建設発生土（砂質土、礫質土及びこれらに準ずるもの）	第 2a 種	800 以上	礫質土	細粒分まじり礫 {GF}	—	
	第 2b 種		砂質土	細粒分まじり砂 {SF}	—	
	第 2 種改良土		人工材料	改良土 {I}	—	
第 3 種建設発生土（通常の施工性が確保される粘性土及びこれに準ずるもの）	第 3a 種	400 以上	砂質土	細粒分まじり砂 {SF}	—	
	第 3b 種		粘性土	シルト {M} 、粘土 {C}	40%程度以下	
			火山灰質粘性土	火山灰質粘性土 {V}	—	
	第 3 種改良土		人工材料	改良土 {I}	—	
第 4 種建設発生土（粘性土及びこれに準ずるもの（第3種建設発生土を除く）	第 4a 種	200 以上	砂質土	細粒分まじり砂 {SF}	—	
	第 4b 種		粘性土	シルト {M} 、粘土 {C}	40～80%程度	
			火山灰質粘性土	火山灰質粘性土 {V}	—	
			有機質土	有機質土 {O}	40～80%程度	
	第 4 種改良土		人工材料	改良土 {I}	—	
泥土 *1), 9)	泥土a	200 未満	砂質土	細粒分まじり砂 {SF}	—	
	泥土b		粘性土	シルト {M} 、粘土 {C}	80%程度以上	
			火山灰質粘性土	火山灰質粘性土 {V}	—	
			有機質土	有機質土 {O}	80%程度以上	
	泥土c		高有機質土	高有機質土 {Pt}	—	

※泥土の判断目安としては、掘削物を標準仕様ダンプトラックに山積みができず、また、その上を人が歩けない状態をいい、この状態を示す指標でいえば、コーン指数がおおむね200 kN/m^{2}以下又は一軸圧縮強度がおおむね50 kN/m^{2}以下である。

［建設汚泥リサイクル指針、国土交通省通達 P.39］

(2) 汚濁防止工

汚濁防止工は、建設工事に伴って発生する汚濁水（悪水、泥土、モルタル（コンクリート）ミルク）等が下流域及び公共用水域を汚濁し、あるいは拡散するおそれがある場合に、仮設備を設置するものであり、土砂流出防止施設や濁水処理施設が考えられる。

a.　汚濁防止施工例（**図-3.10.4.3**、**図-3.10.4.4**）

①簡易な処理（泥土外の土工事）…直下流に沈砂池を設け、ろ過等により流下させる。

②泥土の処理……沈砂池を設け、凝集、ろ過等を行い流下させる。

③モルタルミルク等の処理……沈砂池を設け、凝集、pH調整、ろ過等を行い流下させる。

b.　沈砂池の場所に制約がある場合、水槽を設置する。又は、ろ過シートを使用する。及び配管等により分離して処理する等の例もある。

c.　工事中は特に汚水処理施設に監視員等を配置して、円滑に処理することが重要である。

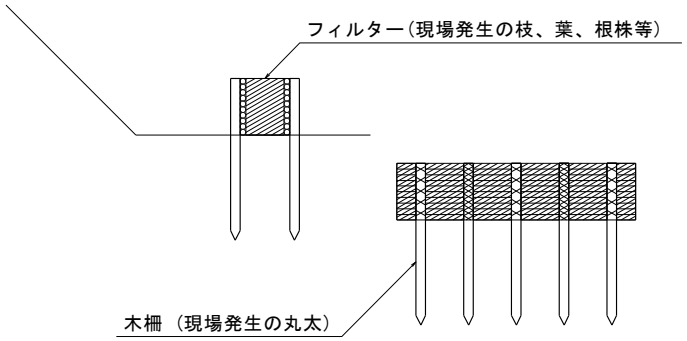


図-3.10.4.3　現場発生木材を利用した土砂流出防止柵の例

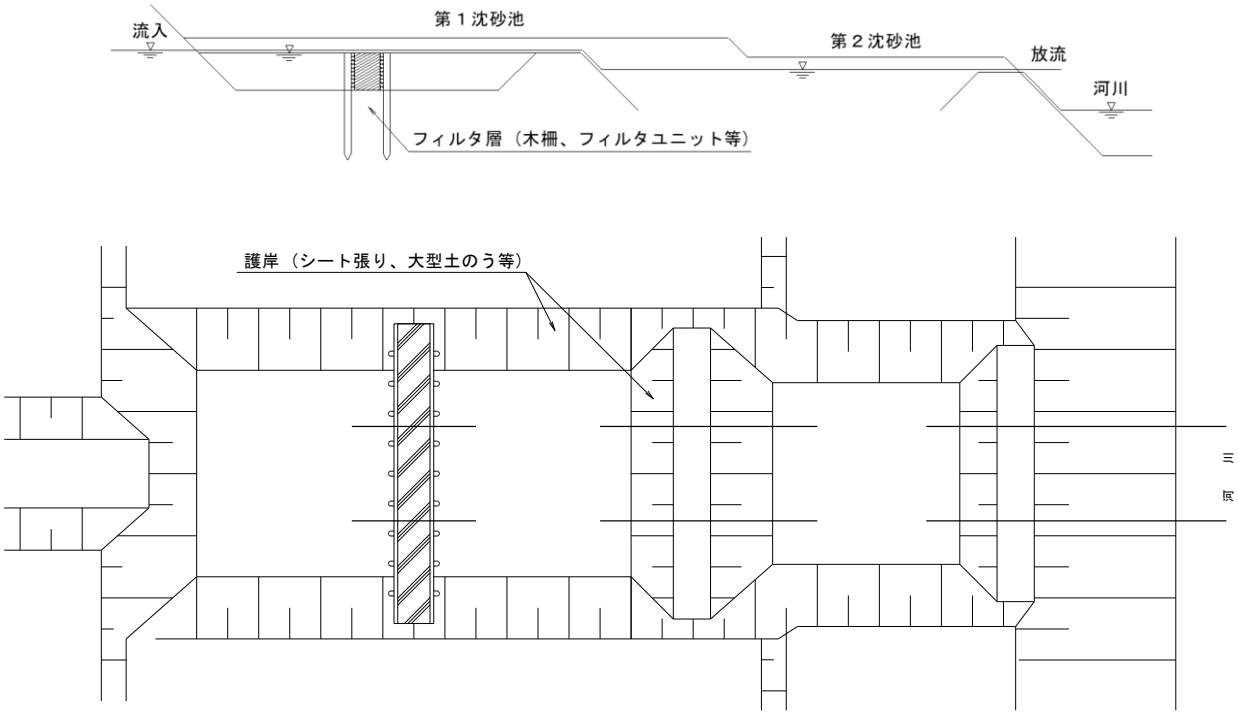


図-3.10.4.4　防塵対策工の種類と特徴

(3)　防塵対策工

防塵対策工とは、建設工事の施工に際し、作業場内あるいは場外運搬経路等において発生・飛散する粉塵を周辺住民の生活環境保全のために、工事中の必要な期間、設置される施設及び作業である。

一般的な防塵対策工の種類と特徴を**図-3.10.4.5 及び、表-3.10.4.6** に示す。

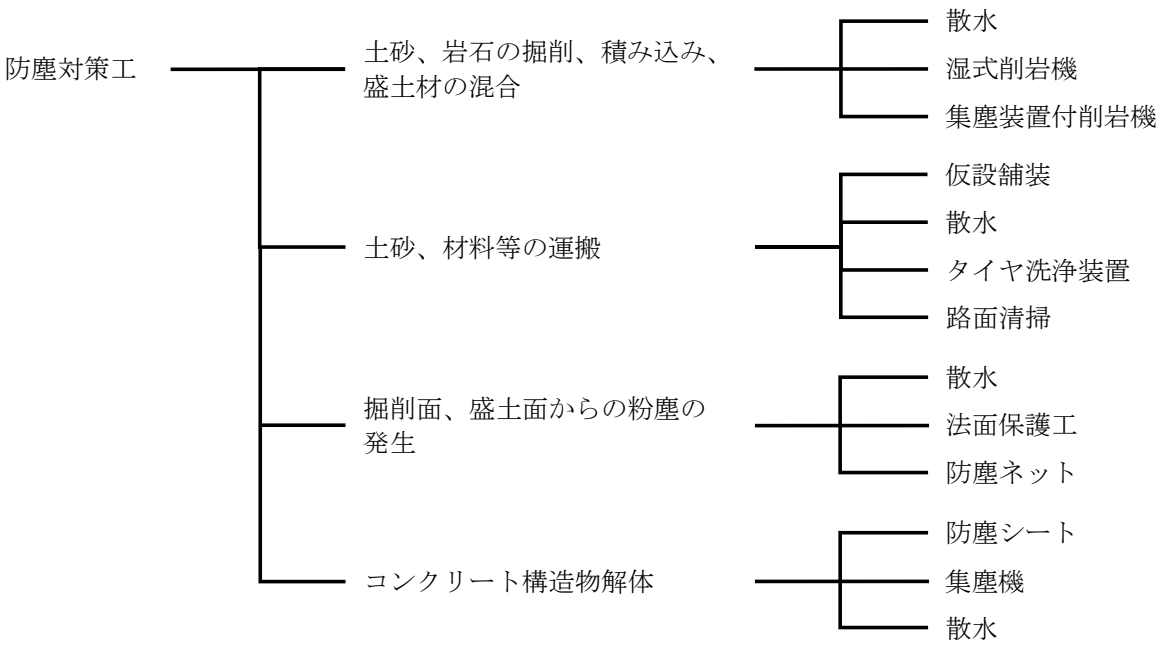


図-3.10.4.5　防塵対策工の種類
［土木工事仮設計画ガイドブック（Ⅱ）P.357］

表-3.10.4.6 防塵対策工の種類と特徴

種　類		特　徴
仮設舗装	砕石舗装	砕石舗装は、クローラタイプの重機が通行する工事用道路、短期工事や小規模工事での工事用道路等で使用される。
	アスファルト舗装	アスファルト舗装は、通行量が多く、クローラタイプの重機が通行しない区間や特に清潔に保つことが望ましい場所等で使用される。
散　水	スプリンクラー	ノズルから圧力水を噴射し、その水圧によりノズルが自動的に旋回し、散水する装置である。粉体堆積場等の中規模な粉塵発生源に対する設備として有効である。
	レインガン	半径数十 m の範囲にわたり強力な散水を行う装置である。露天採掘場等の大規模な粉塵発生源に対する設備として有効である。
	散水車	露天採掘場、工事用道路等から粉塵飛散がある場合に、作業面ないし道路に散水を行う散水装置を付けた自動車のことである。
	カセットタンク型散水車	トラックの荷台にカセットタンクを固定して散水車として使用する。
タイヤ洗浄装置	乾式	乾式のタイヤ洗浄装置は、ダンプトラック等の車輪を脱泥装置に載せ、水を使用せずに、その位置で低速度で車輪を回転させることで、ローラに付けた突起により脱泥させる装置である。
	湿式	乾式に対し、ジェット水も併用してダンプトラック等の車輪についた土、泥や粉塵を除去する装置である。

［土木工事仮設計画ガイドブック（Ⅱ）P.380］

第４章

施　工

第4章　施 工

4.1　施工計画

施工計画の目的は、所定の期間内に、設計条件を満足する構造物を経済的かつ安全に建設することである。

計画立案に当たっては、地形、地質、気象、水文、生態系といった自然的条件に加え、工事的・社会的条件等多岐にわたる事項を考慮することが必要である。

表-4.1.1 に、考慮すべき事項を示す。

表-4.1.1　考慮すべき事項

条　　件		検　討　事　項
自然的条件	地形・地質	ため池周辺・洪水吐・材料採取地・建設発生土受入地・ストックヤード・工事用道路
	気象・水文	雨量・降雨日数・気温・降雪・水利用の状況等
	生態系	動植物
工事的条件	堤体材料及び施工設備	粒度・含水比・密度等の材料の性質と賦存する量等 施工機械・仮設備等
	付属構造物	仮排水路・洪水吐・工事用道路
社会的条件	工事環境	騒音・振動・夜間工事・自然保護・環境保全等
	社会環境	用地補償・地域の慣習等

4.2　施 工

(1)　施工フロー

一般的なため池整備工事の施工フローを、**図-4.2.1** に示す。

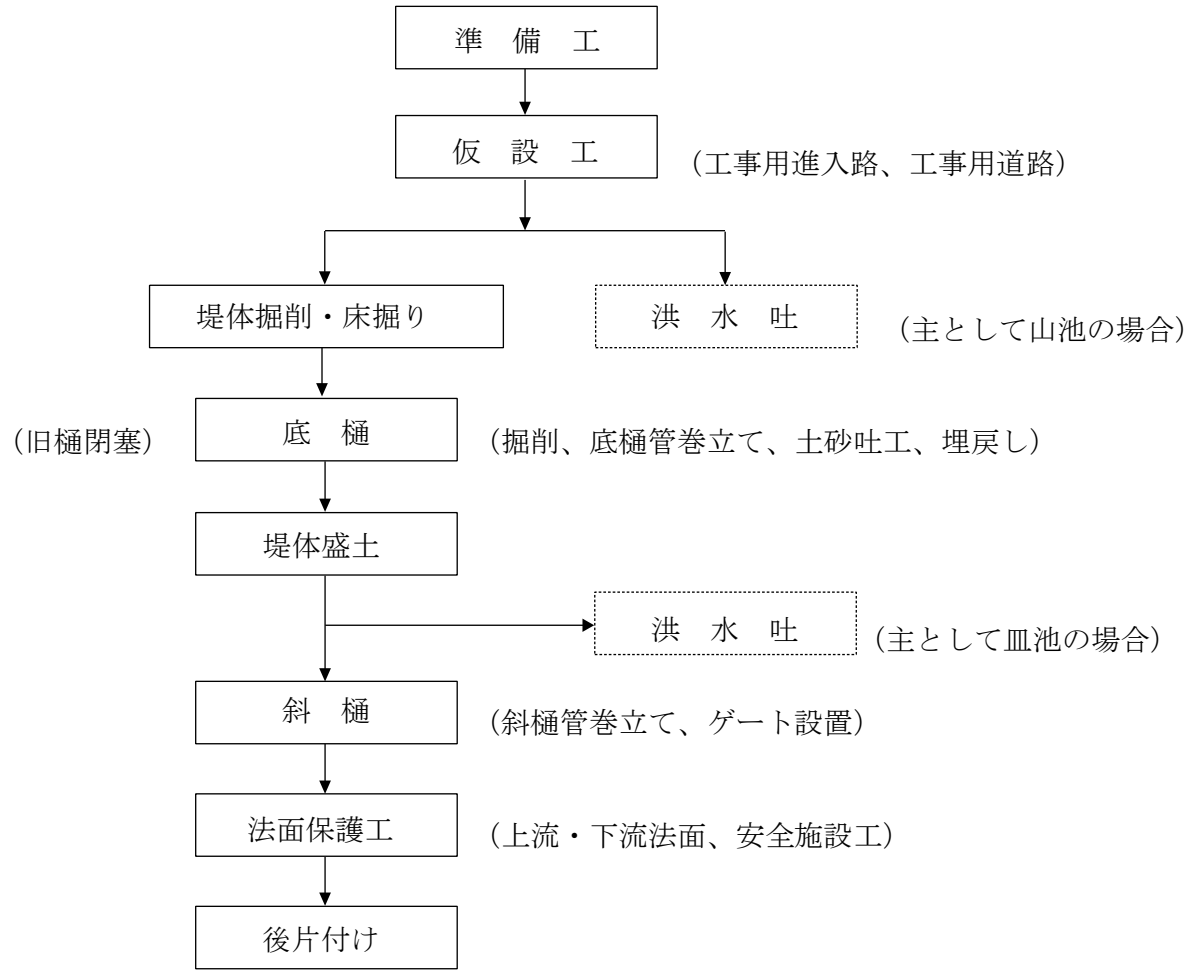


図-4.2.1　ため池整備工事の施工フロー

(2)　施工内容

a.　準備工

(a)　落水及び排水処理

ｱ.　ため池の落水はできるだけ早期に行い、工事個所をドライな状態にする。落水の時期は、ため池を養魚池として利用している場合等もあるため、一年程度前から調整しておく必要がある。

また、現況底樋では落水できない死水が池底に存在する場合においては、池底に排水溝を設けることが有効である。

ｲ.　工事中の排水は原則として新設底樋で処理するが、新設底樋が完成するまでの間は、現況底樋の利用、又はポンプ排水により行うこととする。現況底樋の排水能力が不足する場合は、ポンプの併用、仮締切堤の検討を行うものとする。

ｳ.　遮水性ゾーン床掘り部の排水は、素掘り水路により集水し、釜場を設置してポンプ排水を行うものとする（**図-4.2.2**）。

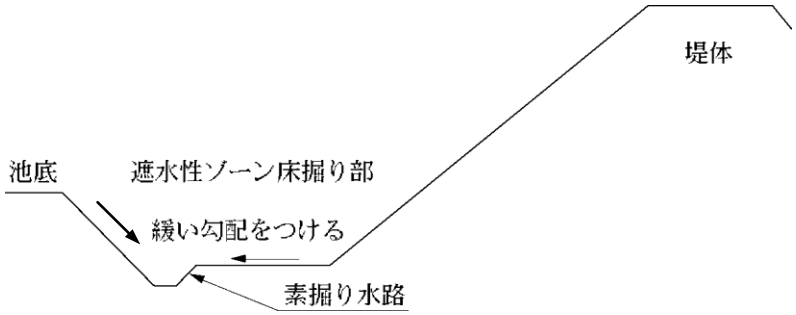


図-4.2.2　遮水性ゾーン床掘り部の排水

(b)　安全管理

工事用進入路の出入口等には、一般車両の通行に支障を来さないよう、必要に応じて交通誘導員、安全標識等を配置し、安全管理に努める。

b.　仮設工

(a)　工事用進入路

工事用進入路は、工事用資機材、土砂等の搬入出を目的に、公道から工事現場に進入するための道路であり、地形、作業手順、施工機械の種類等を考慮し計画する。

工事用進入路は、工事用道路と同様に全幅 4.0 m を基本とするが、既存管理道の幅員が狭く拡幅が必要となる場合が多く、事前に地権者や利水者と借地条件、線形計画等について、調整しておく必要がある。

(b)　工事用道路

工事用道路は、工事用資機材、土砂等の搬入出及び施工機械による作業を目的に、工事現場内に設置する道路であり、地形、作業手順、施工機械の種類等を考慮し計画する。

ため池内に工事用道路を設置する場合には、泥土の固化処理を施す例が多い。

工法や現場条件によっては、資機材、発生及び搬入土の施工ヤード、運搬車両の回転場等が必要となる場合もあり、設置位置及び高さの検討も必要である。

工事用道路を仮締切堤の一部として使用することで工事費削減も図れる場合がある。

c.　堤体掘削・床掘り

(a)　表土掘削

旧堤体の不良土層及び草木根のある表土のはぎ取りを行う。表土は捨土として計上する。

(b)　堤体掘削

ｱ.　掘削は、堤体全体の力学的バランスをよく検討し、その手順を決めるものとする。斜面が崩壊する場合、基礎の状態により次の2タイプに分かれる（**図-4.2.3**）。

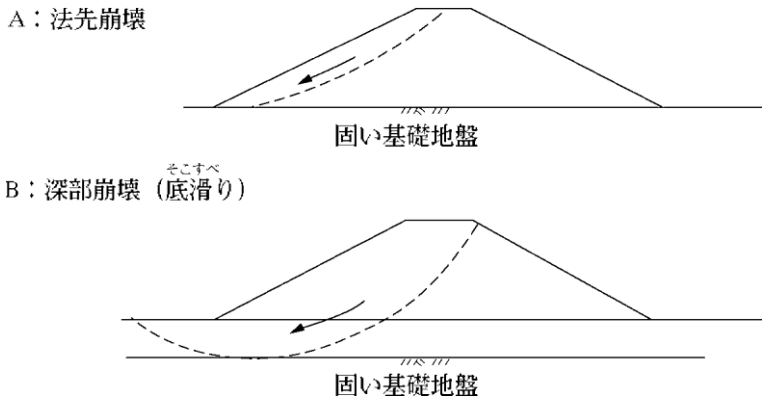


図-4.2.3　斜面の崩壊タイプ

ため池は、沖積層の水で飽和された粘性土の上に造られていたり、また、堤体が貯水により飽和されている場合が多いので、Bタイプの崩壊が起こる可能性が高く、細心の注意が必要である。崩壊が起きた場合、復旧に多額の費用と日数を要し、本来の工事が困難になる場合がある。また、地山を乱すことは、工事完成後の安定性にも大きく影響する。

永年圧密された堤体を広範囲に掘削し長時間放置すると、荷重の開放による変形や過乾燥によるせん断耐力の低下が生じる場合があるので注意が必要である。

ため池は、現存の堤体が現位置で安全を保ってきたという、いわば永年の実験を得た結果ともいえる。よって、現況堤体より危険な断面にはせず、現況堤体と地山等の状況を乱さず施工すれば安全であるといえる。

また、堤体下部を掘削する場合は、漏水、滑動に対する安全性の検討を必ず行うものとする。

ｲ.　基礎が比較的軟弱な粘性地盤の場合、堤体を広範囲に掘削すると力学的なバランスが崩れ、深部崩壊（底すべり）を起こす場合がある。安全のためには、上流部分等（**図-4.2.4**の①の部分）に先に盛土しておき、施工中のカウンターウェイトとする等の工夫が必要である（**図-4.2.4**）。

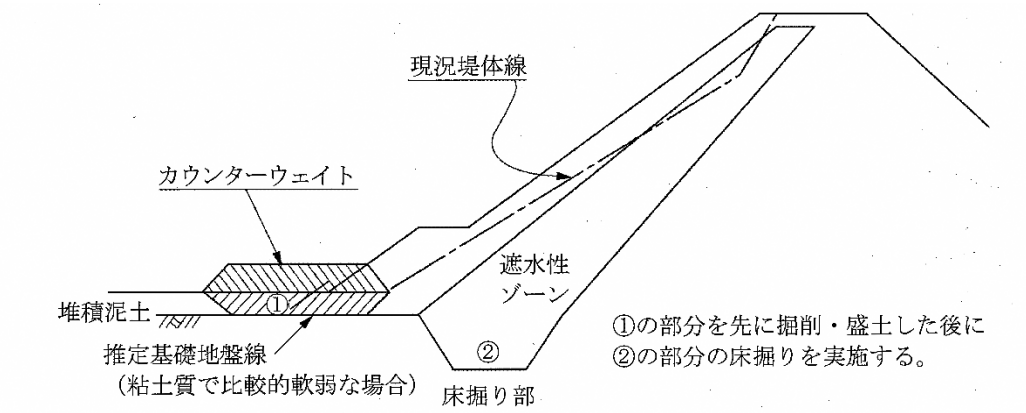


図-4.2.4　上流部分の盛土例

ｳ.　掘削は１回の盛土範囲より少し広めにし、浸出水の排水を容易にし、積極的な排水を行えば、施工性の改善が図られる（**図-4.2.5**）。

①②③④⑤⑥…の手順で施工する。

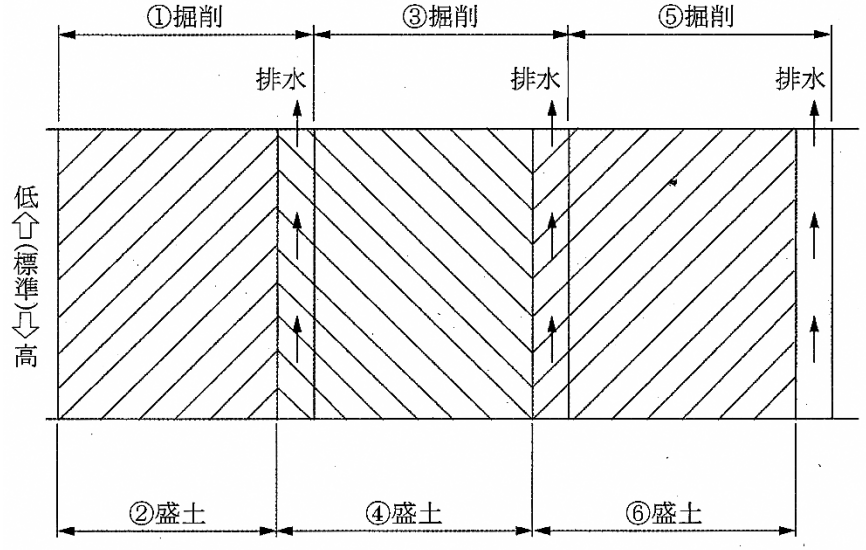
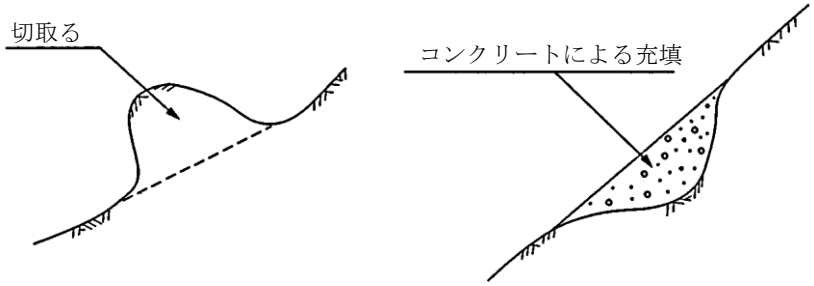


図-4.2.5　施工性の改善例

ｴ.　機械施工位置の地盤支持力は、調査・設計段階で詳細に把握することが困難であるので、コーンペネトロメータ等で確認を行いつつ、施工することが必要である。

ｵ.　基礎地盤の掘削形状は、著しい変化のないようにするものとする。オーバーハング状、凹状等の地盤上にそのまま盛土を行うと、不同沈下等が生じることが考えられるので、基礎地盤を**図-4.2.6** のように整形しておく。



a：オーバーハング状　　b：凹状（岩盤の場合）

図-4.2.6　基礎地盤の整形

ｶ.　機械施工が確実に行える形状に掘削することで、盛土施工の管理が容易である。**図-4.2.7**a のように、地山接続部の角度が急であると、斜線の部分に転圧不足の弱点が生じやすい（人力により用土をかき出し、タンパ等で転圧する作業を確実に行えばよいが、非常に手間がかかり、品質が低下しやすい)。

図-4.2.7a の破線の位置まで地山を切取れば、ローラによる転圧が端まで可能となる（**図-4.2.7**b)。

なお、地山線が岩盤の場合は、接着性の改善を図るためコンタクトクレイ等を検討する。

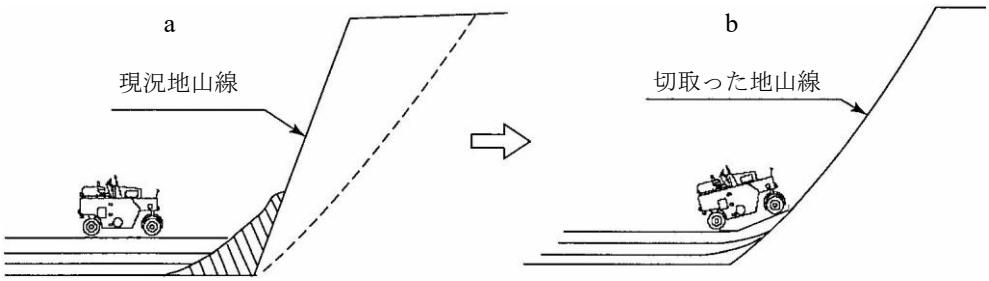
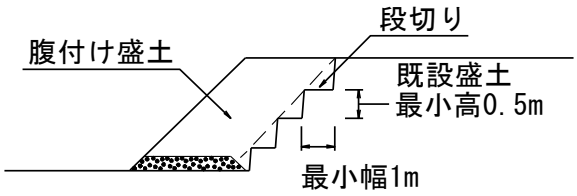


図-4.2.7　地山接続部の施工例

(c)　段切り

旧堤体との密着及び均一化を図るため段切りを行う。なお、段切り部は、開放面積の増加による含水比の低下、乾燥収縮ひび割れ、鉛直突起部の緩み、雨水の湛水と乾燥の繰り返しによる強度低下等により盛土材との密着部に弱点を生じるおそれがあるため、養生に注意する。

地山の勾配は、原則として1:0.5～1:4（鉛直：水平）の範囲とする。段切りの最小幅は１ m、最小高さは0.5 m とする。



一般的な盛土の例

［設計基準「農道」P.244］



段切り

d.　底 樋

(a)　掘削、基盤整形

基礎地盤の状況、高さを慎重に確認しながら掘削を行い、丁寧に整形する。掘削完了時は基礎地盤の支持力確認を行う。

(b)　埋戻し

ｱ.　底樋管周辺部はパイピングが発生しやすいため、底樋管巻立てコンクリート及び止水壁周辺部の盛土は、構造物との確実な密接性及び所定の密度が得られるよう、タンパやランマ等で入念に転圧しなければならない。また、転圧機械により底樋管等を破損しないよう、十分注意しなければならない。なお、盛土との付着をよくするためには、底樋管巻立てコンクリート表面を目荒しするチッピング処理も有効である。

ｲ.　土砂吐工と底樋管の接合部は、調査・設計段階で詳細に把握することが困難な場合が多く、不同沈下等が発生することが考えられるため、状況を確認し、漏水が発生しないよう細心の注意を払い施工しなければならない。



基礎地盤支持力確認



底樋密度管理

ｳ.　やむを得ず旧底樋の一部を利用し、上流側に新底樋を接続する場合には、その継手部が漏水を誘発するおそれがあるため、十分に安全な方法にて確実に施工しなければならない。

ｴ.　コンクリート止水壁を設ける場合は、施工時に底樋が破損した事例もあるため、締固め時には応力集中が生じないよう注意が必要である。

(c)　旧底樋閉塞

やむを得ず不要となる旧底樋を残す場合には、パイピング等の発生によって、堤体を崩壊に至らしめるおそれがあるため、以下に示す手順等により確実に閉塞しなければならない。

ｱ.　旧底樋の清掃

旧底樋の閉塞に先立ち、旧底樋内の堆積土を清水で押し流し洗浄する。

ｲ.　コンクリートによる閉塞

旧底樋の両端をコンクリートで閉塞するに当たり、下流側の底にグラウトパイプを、上流側の天井に空気抜きを設置しておく。

ｳ.　モルタルグラウトの注入

モルタルグラウト等の注入は下流側から行い、上流空気抜きからモルタルグラウト等がオーバーフローするまで確実に行う。



モルタルグラウトオーバーフロー確認（上流側）



モルタルグラウト注入（下流側）

e.　堤体盛土

(a)　まき出し、転圧

ｱ.　堤体盛土におけるまき出し、転圧は、堤軸に平行に行うものとする。なお、転圧に先立ち、草木根及びオーバーサイズ粒径（一般に一層の仕上げ厚さの 1/3 以上）の石が混入している場合は取除くものとする。なお、1 層のまき出し厚さ及び転圧機械は、所定の設計密度が得られるよう適切に設定する。

所定幅の転圧が終わり、隣接する次の転圧に移る場合は、転圧終了部分と重複（30～50 cm）するようにし、未転圧部分が残らないようにしなければならない。

盛立ては、ほぼ水平か、又は池側に多少傾斜をつけ、降雨時の排水対策を行っておくこととする。降雨等により盛立てを中止した場合は、雨水によって細粒分が流出した部分があれば、その部分を除去した後、再開するものとする。

刃金土のまき出しの際には、下層とのなじみを良くするため、バックホウの爪等を用いてかき起こし、平滑な面を残さないようにする。

また、底樋等の構造物周辺の転圧は、まき出し厚を小さくする等して入念な施工を行う。

ｲ.　地山接続部は、機械施工の場合、**図-4.2.8** のようにすると、地山の損傷が少なく、かつ端まで転圧が可能である。

現場条件により機械施工ができない部分については、タンパやランマ等で入念に締固める。

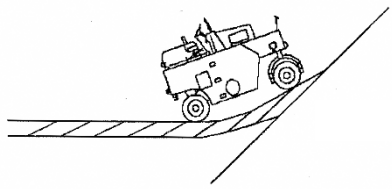


図-4.2.8　地山接続部の施工

ｳ.　堤体天端の余盛りは、5～15 cm 程度とする。また、盛土斜面についても、0.5～1.0 m 程度余盛りを行い、正規断面に切取ることで、品質が安定する（**図-4.2.9**）。

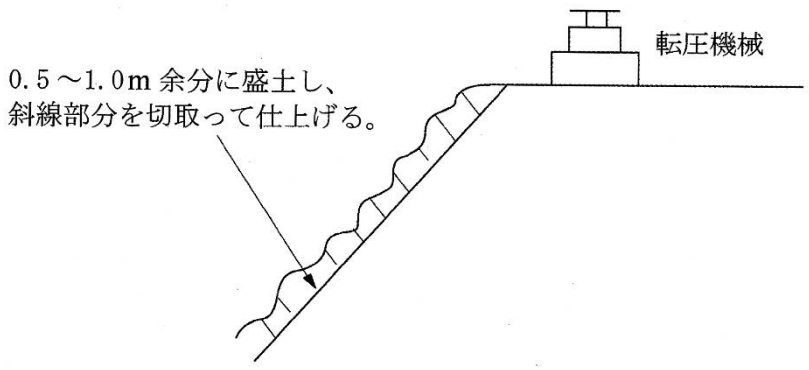


図-4.2.9　堤体天端の余盛り

ｴ.　湧水・降水の処理

(ｱ)　できるだけ湧水等を 1 カ所に集めるように工夫し、その部分のみ壷状に盛土を残し、盛土高 50 cm 程度ごとに、集中的に追って盛土する（**図-4.2.10**）。

(ｲ)　湧水が少ない場合には、30～50 cm の円筒を湧水個所に立て、その周囲の土をよく締固め、30～50 cm 程度の厚さになれば、円筒を引抜き、直ちに中の水をくみ出して手早く一気に埋戻す（**図-4.2.11**）。

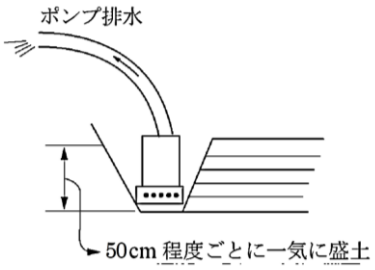


図-4.2.10　湧水等の処理

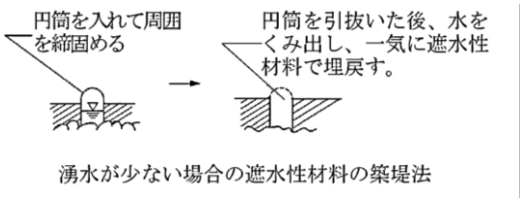


図-4.2.11　湧水がない場合の遮水性材料の築堤法

(ｳ)　湧水がやや多い場合には、上記円筒の中に φ13～25 mm 程度のパイプを 1 本立て、周囲を砕石で埋めながら円筒を引抜き、周囲の遮水部を締固めていく。湧水量に応じて適当な深さに達したならば、さらにパイプを 1 本追加して円筒を引抜き、2 本のパイプを残したまま、遮水部を築堤していく。4～5 m の厚さに遮水部が上がった後、2 本のパイプのうち深い方の 1 本から、濃いグラウトミルクを極めて低圧で注入する。この場合、他の 1 本のパイプは空気抜きである。

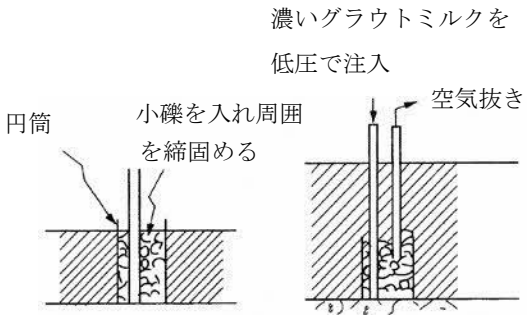


図-4.2.12　湧水が多い場合の遮水性材料の築堤法

(b)　法面整形

堤体盛土法面は、余盛りを行い、計画勾配に切取り整形する。

f.　洪水吐

(a)　掘削、基盤整形

基礎地盤の状況を確認しながら掘削を行い、丁寧に整形する。掘削完了時は基礎地盤の支持力確認を行う。

(b)　ドレーン設置

湧水等がある場合は、必要に応じてウィープホール及びドレーンを設ける。

(c)　コンクリート工、埋戻し

コンクリート打設及び養生後、洪水吐側壁の埋戻し、盛土は構造物との確実な密接性及び所定の密度が得られるよう、タンパやランマ等で入念に転圧しなければならない。

g.　斜樋

斜樋管及びスライドゲートの据付は正確に行う。なお、箱抜き等の間詰めモルタルは、空隙が生じないよう十分注意する。

h.　法面保護工

張ブロック等は、美観を害することのないよう高さに注意し、慎重に施工する。

i.　安全施設工

設置場所に配慮し、安全性を備えたものを使用する。

(3)　生物に対する配慮

a.　水生生物・水生植物等や魚類が生息するため池においては、工事中においても水を確保し、水生植物等を保全することや、工事期間中の避難場所として「いけす」を設置し、そこへ魚類を避難させ、工事後にため池に放流する等の生物の保全対策を検討する。

b.　生物の生育条件等によっては、締め切りにより施工範囲を限定し、ため池へ流入する沢や湿地等が枯れないように配慮する。また、必要に応じて、汚濁防止膜や沈砂池等の設置による汚濁水の処理や、低振動・低騒音機械の使用により生物の生息・生育環境への影響を低減する。

c.　ため池を全面的に改修する場合には、植物の種子や越冬する水生動物の移動・供給により既存生態系の復元が期待されるように、可能な範囲で施工区域を分割することが望ましい。

4.3　施工管理

施工管理は、盛土の均質性と平均的性質が設計値に合っているかどうかを確認するのが目的であり、この目的に沿って計画的に実施しなければならない。

(1)　築堤材料管理

土取場等で、設計条件と異なるような材料が発見された場合は廃棄する、又は混合する等の処理を行った上で使用する。もし、土取場等で確認できずに盛立面にまき出された場合でも、含水比の異なる材料や、粘土塊、粗粒分の多い材料、粒径の大きく異なる材料等は、除去等の適切な処理をとらなければならない。

(2)　含水状態

土の含水状態は、採取地において土質試験を行い、ほぼ最適含水状態であるか確認する。また、降雨等の影響を受けないよう適切に養生するものとする。なお、慣れてくれば土を握り固めることにより把握することも可能になり、施工中においては締固め機械の通過状況によって含水状態が判断できる。締固め機械のわだちが顕著な場合は、土が湿潤過ぎる状態である。

(3)　施工状況管理

作業の関係で築堤材料を長期間放置する場合は、土中の水分蒸発による含水比低下を防ぐために表面をよく締固めるとともに、表面の状況により乾燥によるひび割れの発生を防ぐため、散水等を行う必要がある。

また、降雨に対処するためには、盛土表面を平滑に仕上げ、雨水の進入を防ぐことが必要である。さらに、必要に応じてシート等で保護する。

(4)　まき出し厚さ

まき出し厚さは締固めに大きな影響を与えるものである。施工に当たっては、これを規定どおりにまき出すのは容易なことではない。したがって、運搬車当たりのまき出し区間を定めて行うのが有効であり、効果的な方法である。

(5)　締固め

締固めは、必ず隣接層に重複させ、未転圧部を残さないように注意するとともに、締固め機械の通過回数及び走行速度を確認しなければならない。

(6)　品質管理

盛土管理は、施工された盛土がそれぞれ設計で意図した品質を有しているかどうか、施工中常に管理し確かめることが必要である。このため施工に先立ち、品質管理項目を設定する。

品質管理には、それぞれの材料の特性、ばらつき及び重要度に応じ、試験項目、試験方法、試験頻度を定める。**表-4.3.1**に、品質管理の項目を示す。その他の試験方法による場合には、試験結果の妥当性について検証を行うものとする。

また、試験については、材料の性質と所要の品質に応じて、できるだけ簡便かつ確実な方法で迅速に行うこととし、極力施工に支障のないように配慮する必要がある。

なお、現場透水試験の実施箇所は、原則として転圧エネルギーが達しにくい下層部又は下層境界付近とする。

表-4.3.1　品質管理項目

材料	試 験 項 目	試験方法	試験頻度（参考）	規格値（参考）
遮水性ゾーン	土粒子の密度試験 粒度試験 含水比試験 突固めによる土の締固め試験	JIS A 1202 〃　1204 〃　1203 〃　1210	工事着手前に1回及び盛土材料の変わった時	
	現場密度の測定[注4)] 現場透水試験[注5)]	JIS A 1214 JGS　1316	盛土高さがおおむね60cmに達するごとにおおむね50～100ｍ間隔に1回	D値95％以上[注1,2,3)] $k=1\sim5\times10^{-5}$ cm/s（設計値）以下
ランダム	土粒子の密度試験 粒度試験 含水比試験 突固めによる土の締固め試験	JIS A 1202 〃　1204 〃　1203 〃　1210	工事着手前に1回及び盛土材料の変わった時	
	現場密度の測定[注4)]	JIS A 1214	盛土高さがおおむね60cmに達するごとにおおむね50～100m間隔に1回	D値95％以上[注1,2,3)]

注1）D値95 ％は、JIS A 1210のA法又はB法で求めた値に対する数値。
注2）火山灰粘性土を用いる場合には、D値に加えC値を併用して適切な施工管理を実施する。
注3）C値：Ec=JIS×100 %の締固め曲線に対する密度比の値であり、施工時に必要な支持力より設定する。
注4）現場密度の試験数は1回当たり原則、横断方向に3箇所実施する。
なお、横断幅が狭く横断方向で3箇所の試験が出来ない場合は千鳥配置又はため池軸方向で3箇所実施する。
注5）現場透水試験の試験数は1回当たり横断方向の中央付近で1箇所実施する。
注6）品質管理の頻度及び規格値については「山口県土木工事施工管理基準（農村整備編）」による。

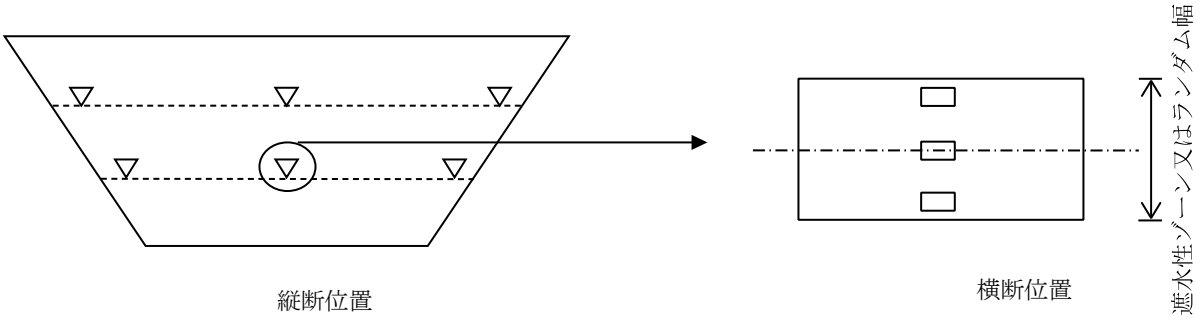


図-4.3.1　現場密度試験の実施位置

(7)　締固め施工管理範囲の設定

施工時における締固め範囲は、堤体土の強度特性、透水性等の物性が設計値を実現できるように設定する。

この締固め範囲は、締固めエネルギー*Ec*=JIS×100 %での室内締固め試験結果で得られる D 値 95 %密度（＝最大乾燥密度の 95 %密度）以上とすることを基本とする。また、遮水性ゾーンの盛立では、密度、透水係数及び飽和度とこれらの設計条件が満足する含水比（**図-4.3.2**、w_2～w_3 の範囲）が求められるが、実際の施工では品質のばらつきを考慮して、w_{opt}～w_3の範囲を施工管理の範囲として設定している事例が多い。

なお、実施工においては、室内試験と現場での締固めエネルギーの違いにより、乾燥密度が *Ec*=JIS×100 %での締固め曲線で表される値よりも大きくなる場合があるが、所定の設計値を満足するものであれば、これを不適とするものではない。

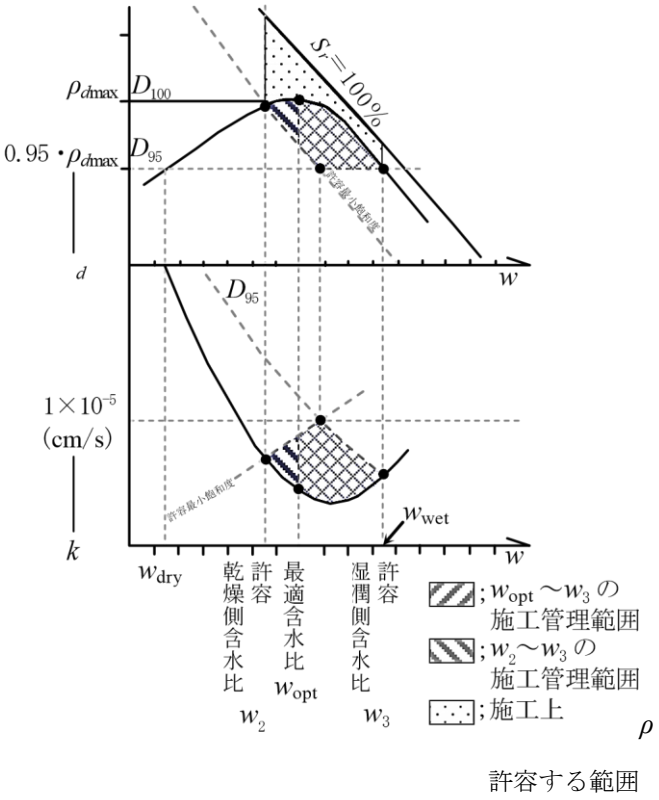


図-4.3.2　築堤材料の施工管理範囲の例

第５章

積　算

第5章　積 算

5.1　位置づけ

標準的なため池改修工事の積算及び数量算出業務の合理化・効率化を目的とする。

算出に当たっては、農林水産省「積算基準（土木工事）」及び「積算基準（施設機械）」、並びに「数量算出要領（国土交通省）」を基本とし、「ため池工事積算マニュアル」及び「数量算出要領（農林水産省）」を参考として、現場の施工条件や過去の事例に基づき適切に決定する。

なお、適用に当たっては、最新の積算基準等の確認が必要であることに十分留意のこと。

5.1.1　請負工事費の基本構成

ため池改修工事における標準的な請負工事費の基本構成は**図-5.1.1.1**とする。

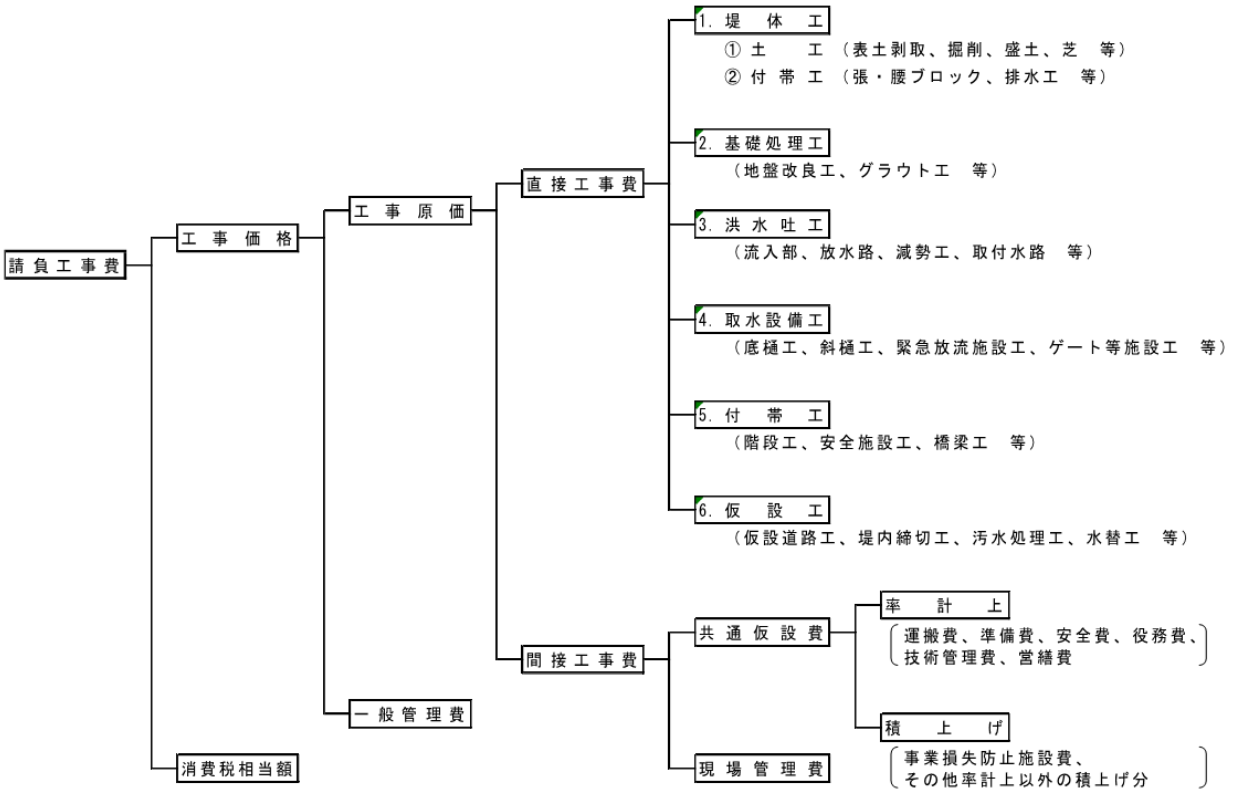


図-5.1.1.1　請負工事費の基本構成

5.1.2　技術管理費

(1)　率計算による技術管理費

品質管理、出来形管理、工程管理及びその他技術管理に必要な資料作成に要する一般的な費用は、率計算分に含まれる。

(2)　積み上げ計算による技術管理費

特別な管理を要する経費については、現場条件を的確に把握し、必要額を適正に積み上げるものとする。

a.　試験盛土費

設計時に試験盛土が実施されていない場合は、工事着手前にこれを実施し、設計値との照合を行うものとする。また、施工中に土取場の位置や土質に変化が生じ、試験盛土が必要と判断される場合も同様とする。これらの実施に要する費用は、別途積み上げにより計上するものとする。

b.　品質管理基準に定められていない項目等

施工管理基準に記載のない試験項目に要する費用については、別途積み上げにより計上するものとする。また、試験回数や箇所数が基準を超える場合においても、その超過分は積み上げにより計上するものとする。

c.　留意事項

(a)　積み上げによる計上については、特記仕様書等にその旨を明記するものとする。
(b)　材料試験の試験項目は、当該ため池の設計上必要な項目を対象とする。
(c)　解析等が特に必要となる場合、測量試験費での別発注が望ましいが、工期的な制約がある場合や費用が僅少な場合等においては、工事費に含めて発注できるものとする。
(d)　解析費については、報告書を必要とする。
(e)　試験費の積算に当たって、定められた単価・歩掛等がない場合、見積り等を参考にして積算する。

5.2　堤体工

堤体の改修工法として一般的に採用されている「傾斜遮水ゾーン型」について、積算における留意点を示す。

5.2.1　旧堤体の掘削

旧堤体の掘削区分を、**図-5.2.1.1** に示す。

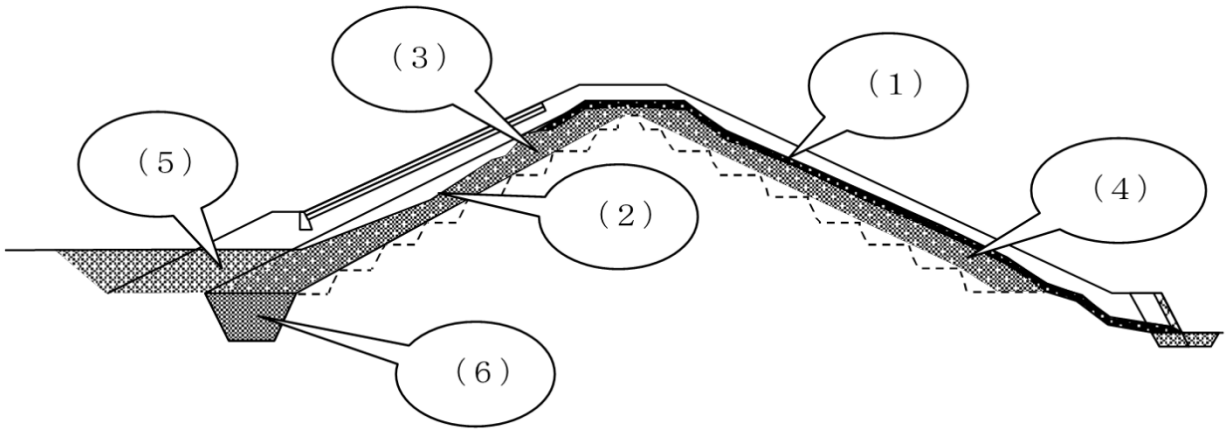


図-5.2.1.1　旧堤体の掘削区分

(1)　表土掘削

表土掘削はバックホウ掘削を原則とし、伐採木及び刈草を適切に処理した後、旧堤体の不良土層及び草木根を含む表土の剥ぎ取りを行う。

（注）ゴミ等の混入物を含む表土、その他社会通念上、土砂と認め難いものは、廃棄物として「廃棄物の処理及び清掃に関する法律（廃掃法)」の規制対象となる。取扱については環境保健所等と個別協議の上、決定する。

(2)　石積取除き

石積取除きはバックホウ掘削を原則とする。取り除いた石材を流用する場合は、仮置場までの運搬費用を別途計上する。

(3)　堤体掘削（上流側流用土）

堤体の掘削機種は現場条件を考慮して選定するが、原則としてバックホウ掘削とする。さや土や埋戻土に流用する場合は、仮置場までの運搬費用を計上する。特にさや土として流用する場合は、盛土材料としての適応性について、事前に十分な調査・検討を行う。

(4)　堤体掘削（下流側流用土）

掘削機種及び積算上の考え方は(3)と同様とする。

(5)　泥土掘削

泥土掘削はバックホウ掘削を原則とし、泥土取除厚は現地調査等に基づき適切に設定する。

施工機械のトラフィカビリティ確保や堤体安定性の向上のため、必要に応じて固化処理等を検討する。固化処理の設計に当たっては、対象土質、現場条件、処理目的、工期及び経済性を総合的に勘案する。

(6)　トレンチ掘削

トレンチ掘削はバックホウ掘削を原則とする。機械掘削後の床掘面については、止水性を確保するために浮石やゆるんだ地山を除去する必要があるため、掘削底面は「基面整正（岩盤にあっては、岩盤整形)」を計上する。なお、掘削法面は「人力荒仕上げ」を計上する。

(7)　段切り

段切りは機械掘削とし、一段当たりの標準寸法は最小幅 1.0m、最小高 0.5m とする。なお、ため池及びダム堤体部の段切りについては、共通仮設費（準備費）に含まれないため、直接工事費として別途計上する。

5.2.2　堤体盛土

堤体の盛土区分を、**図-5.2.2.1** に示す。

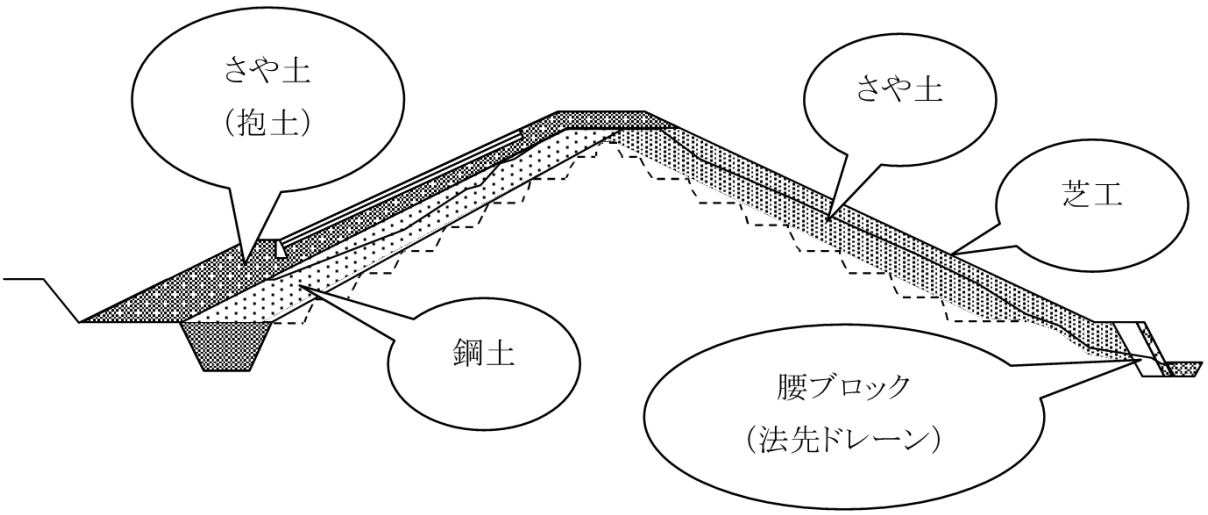


図-5.2.2.1　堤体の盛土区分

(1)　法面整形

上流及び下流の法面については、法面整形を計上する。なお、上流法面保護工の基礎面についても同様の扱いとする。

(2)　植生工

上流・下流法面の土羽部については、土質や地形条件等を勘案し、適切な植生工による法面保護を行う。

(3)　締固め作業の適用機種の選定

締固め機種は**図-5.2.2.2** のとおり、振動ローラを標準とする。ただし、トレンチ部や構造物との擦り付け部においては、十分な転圧が可能な機種を選定する。また、作業幅に応じた締固め機種選定は、「積算基準（土木工事)」に基づき**表-5.2.2.1** を標準とする。

なお、堤体の余盛部についても、さや土と同様に転圧費用を計上する。

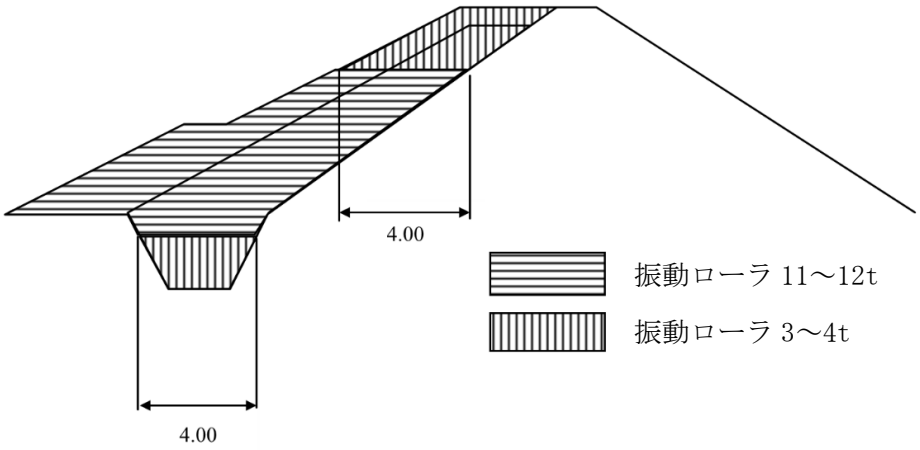


図-5.2.2.2　堤体締固め作業の適用機種の概念図

表-5.2.2.1　締固めの標準機種

作 業 幅	締 固 め
4.0m 以上	振動ローラ 11～12ｔ
4.0m 未満～2.5m 以上	振動ローラ 3～4ｔ
2.5m 未満～1.0m 以上	振動ローラ 3～4ｔ
1.0m 未満	振動ローラ（ハンドガイド式）0.8～1.1t
人力	振動コンパクタ 90kg、タンパ 60～80kg

［積算基準（土木工事）P.40～42、P.765～766］

5.2.3　土量換算係数

(1)　土工の土量換算係数

旧堤体掘削（捨土）

旧　堤　体（1.0）→ 残土捨場（1.0）

堤体盛土（土取場搬入土）

土　取　場（1.0）→ 堤　　体（0.9）

堤体盛土（流用土）

旧　堤　体（1.0）→ 仮　　置（1.0）→ 堤　　体（0.9）
仮　　置（1.0）→ 堤体埋戻部（1.0）

堤体盛土（購入土）

土取場(現場搬入)（1.0(地山量換算)※）→ 堤　　体（0.9）

※ 購入土がほぐした状態で設定している場合は 1.2

(2)　大型土のうの土量換算係数

大型土のうの土量換算係数については、以下の通知文を参照する。

a.　令和5年2月1日付け事務連絡「大型土のうの設置撤去に関する積算上の留意事項について」

b.　令和6年3月29日付け農村整備課長通知「大型土のうの適切な使用について」

c.　令和6年8月7日付け事務連絡「大型土のうの製作及び撤去に係る運搬土量等の算出について」

表-5.2.3.1　土工数量集計表の作成例

土　工　数　量　集　計　表　　単位：m^3

名称	場所	土工	計	残土	流用計画 掘削量×0.9 =流用盛土量	土取場搬入土 （鋼土） 盛土量×1.11	購入土 （鞘土） 盛土量×1.11	備考
掘削								
表土剥取	上流側 下流側	489.9	489.9	489.9				
掘削①	上流側	903.8	903.8		鞘土②へ (903.8*0.9=813.4)			
掘削②	下流側	568.4	568.4		鞘土①へ (568.4*0.9=511.6)			
床掘①	上流側	2585.7	2585.7	2231.4	埋戻①へ (354.3)			
床掘②	トレンチ部	170.6	170.6	170.6				
床掘(岩)	トレンチ部	302.8	302.8	302.8				
段切り	上流側	79.5	79.5		段切り上流側へ (79.5*0.9=71.6)			
段切り	下流側	82.0	82.0		段切り下流側へ (82.0*0.9=73.8)			
盛土								
鋼土	上流側	2507.0	2507.0			2782.8		2507.0 ×1.11
鋼土	トレンチ部	454.5	454.5			504.5		454.5 ×1.11
鞘土①	上流側	2955.4	2955.4		511.6		2712.6	(2955.4-511.6) ×1.11
鞘土②	下流側	954.5	954.5		813.4		156.6	(954.5-813.4) ×1.11
埋戻①	池底部	393.3	393.3		354.3		43.3	(393.3-354.3) ×1.11
埋戻②	腰止 ブロック部	107.0	107.0				118.8	107.0 ×1.11
段切り	上流側	79.5	79.5		71.6	8.8		(79.5-71.6) ×1.11
段切り	下流側	82.0	82.0		73.8		9.1	(82.0-73.8) ×1.11
合計				3194.7		3296.1	3040.4	

5.3　土取場

(1)　伐開除根
伐開除根に伴い発生する建設廃棄物等の場外搬出及び処理費用については、別途計上する。

(2)　表土掘削
表土掘削はバックホウ掘削を原則とし、剥ぎ取り厚は現地の状況に応じて決定する。

(3)　盛土材料の積込み
盛土材料の掘削積込みは、バックホウによる直接掘削積込みを標準とする。

(4)　土取場の復旧
土取場の復旧は、土質や地形条件等を勘案し、植生工等による法面保護を行う。

5.4　構造物工

5.4.1　土工

図-5.4.1.1 のとおり、「掘削」とは、現地盤線から施工基面までの土砂等を掘り下げる箇所であり、埋戻（基礎も含む）を伴わないものを指す。「床掘」とは、構造物の築造又は撤去を目的に、現地盤線又は施工基面から土砂等を掘り下げる箇所であり、埋戻（基礎も含む）を伴うものを指す。

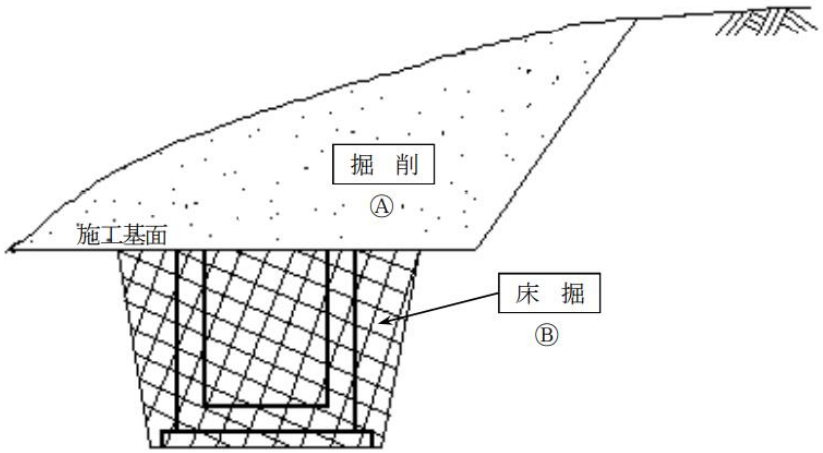


図-5.4.1.1　掘削・床掘の区分

［数量算出要領（農林水産省）P.2-23］

(1)　掘削

掘削の施工形態は、「オープンカット」、「片切掘削」、「水中掘削」、「現場制約有り」、「上記以外（小規模)」に区分して算出する。掘削の施工形態の細別を**図-5.4.1.2** に示す。

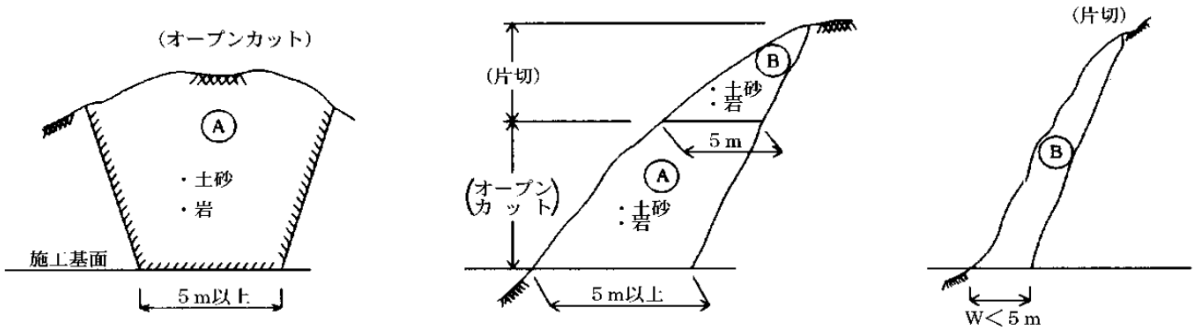


図-5.4.1.2　掘削の施工形態

［数量算出要領（国土交通省）P.1-2-6］

(2)　床掘

施工基面からの床掘り深さにより、**図-5.4.1.3** を参照して施工基面から 5m 以下の部分をＡ領域、施工基面から 5m を超える部分をＢ領域に分ける。そのうえで、「標準」、「平均施工幅 1m 以上 2m 未満」、「上記以外（小規模)」、「掘削深さ 5m 超 20m 以下」、「掘削深さ 20m 超」、「現場制約有り」に区分して算出する。なお、余裕幅については、足場工なしの場合は 50cm、足場工ありの場合は 170cm（フーチング高さ 2m 未満でフーチング上に足場を設置する場合は 50cm）とする。

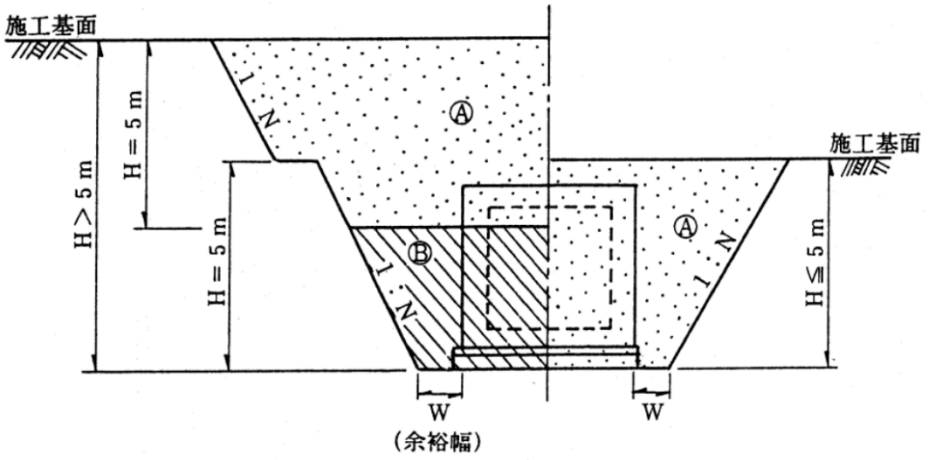


図-5.4.1.3　床掘の施工形態

［数量算出要領（国土交通省）P.1-2-14］

(3)　基面整正

基面整正の計上部分を**図-5.4.1.4** に示す。

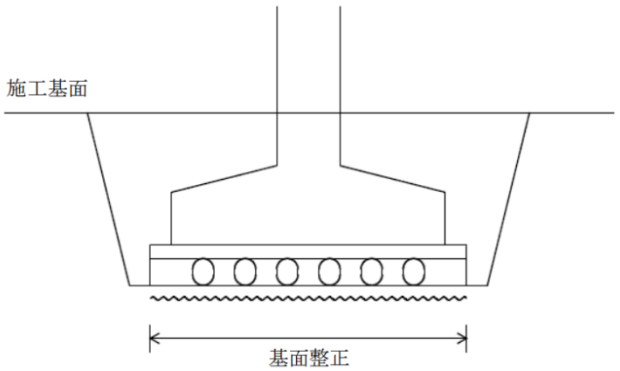


図-5.4.1.4　基面整正の計上部分

［数量算出要領（国土交通省）P.1-2-16］

(4)　盛土・埋戻

「5.2.2 堤体盛土 (3)締固め作業の適用機種の選定」を参照。

(5)　コンタクトクレイ

農林水産省「ダム工事積算指針の参考資料（平成 19 年度)」の歩掛を参考掲載する。なお、本歩掛の適用に当たっては、最新の積算基準の確認が必要であることに十分留意のこと。

コンタクトクレイは、遮水性ゾーンと基礎岩盤等との密着を図るため厚さ５cm（最低）程度を入念に施工するものである。

コンタクトクレイ歩掛は、次表を参考とする。

なお、クレイの含水比は施工前に試験施工し決定する必要がある。

（100m³当たり）

名　称	規　格	単位	水平部	傾斜部	
			5cm	5cm	10cm
世　話　役		人	8	17	10
特殊作業員		〃	15	25	10
普通作業員		〃	49	114	89
エアタンパ運転	質量18kg 1.1m³/min	台／日	15	25	10

注1．　上表の5cm、10cm等の数値はコアの仕上げ厚さを示している。

2．　エアタンパの使用は3分／m²を標準とする。

3．　エアタンパの1日当たり稼働時間は7時間を標準とする。

4．　材料運搬、その他の補助機械の労力は含まない。

5．　材料投入に補助機械が必要な場合には、バックホウ クローラ型 山積0.45m³（平積0.35m³級）運転を計上するものとし、水平部10h／100m³、傾斜部20h／100m³を標準とする。

6．　上表は、エアタンパの運転労務を含む。

5.4.2　コンクリートエ

(1)　数量算出項目

構造物種別ごとに、部位及びコンクリート規格ごとの数量を算出し、集計を行う。

a.　無筋・鉄筋構造物

b.　小型構造物（型枠工については「均しコンクリート」を別途区分して算出する）

(2)　コンクリート打設工法の選定

コンクリート打設工法の選定に当たっては、構造物の形状、打設作業の連続性、スランプ等の諸条件を総合的に検討し、「積算基準（土木工事)」に基づき選定する。

5.5　施設機械

5.5.1　ゲート等の施設機械の積算

斜樋スルースゲート、底樋土砂吐ゲート等の施設機械設備における製作据付工事の積算は、「積算基準（施設機械）」を基本とする。なお、土木工事と一括して発注する場合は、**図-5.5.1.1**に示すとおり、土木工事と施設機械の各積算体系で個別に算出したうえで、工事価格を合算する。

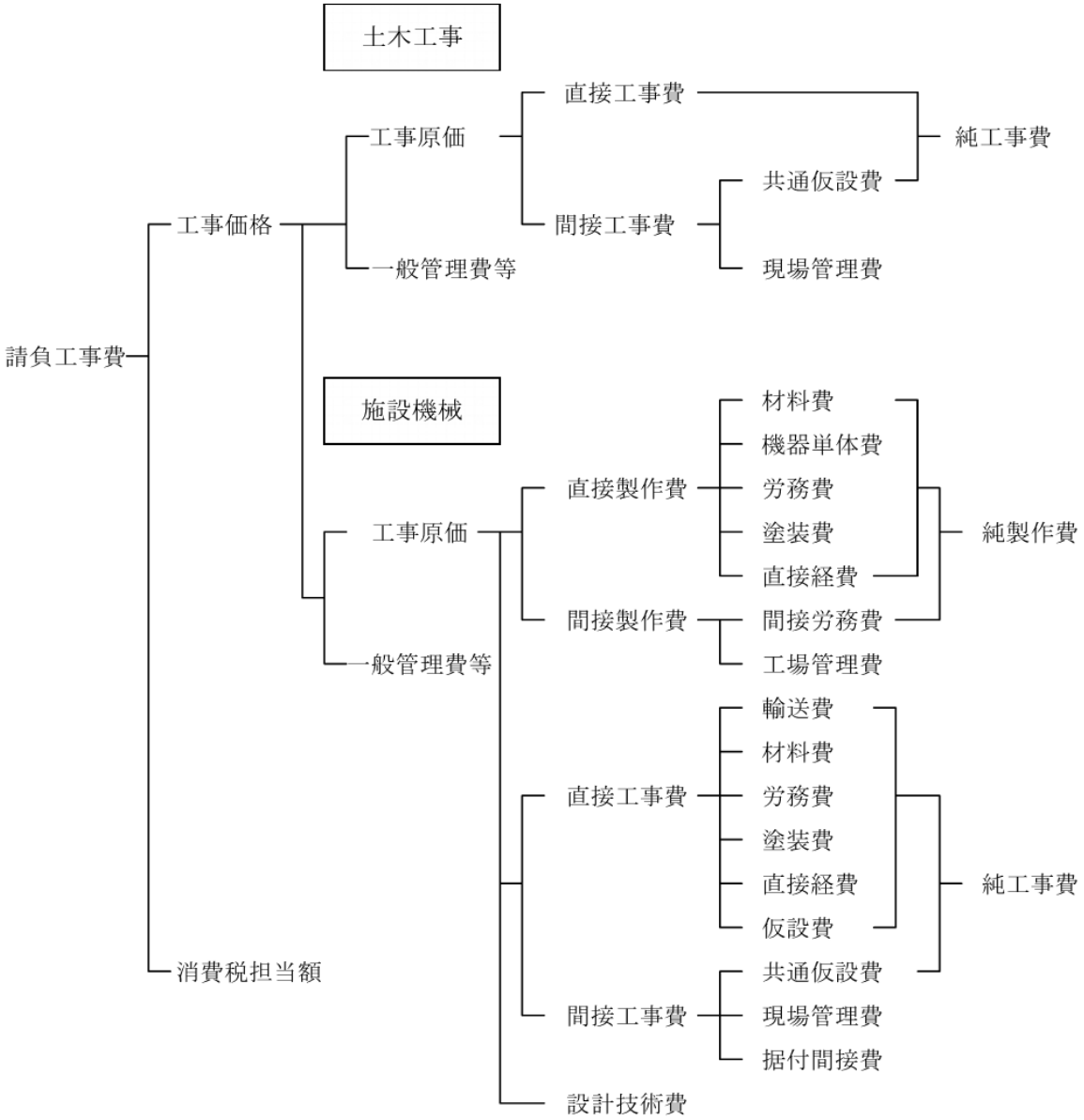


図-5.5.1.1　施設機械を土木工事と一括して発注する場合の基本構成

5.6　仮設工

5.6.1　仮設費の積算

(1)　指定仮設

a.　ため池改修工事における工事用道路は、大きく分け、池敷外に借地を行い特定の位置に設ける区間と、池内のある程度ルートを任意に選定できる区間とに区分できるが、池内に設ける仮設道路については、設置場所の現場施工条件に推定された不確定要素が多く、工事費の変更が多額となる場合があるため、ため池改修工事において設置する工事用道路は指定仮設とすることが望ましい。

b.　浚渫範囲内に設ける工事用道路については、工事用道路の設置ルートにより必要となる地盤改良数量が異なる場合があることから、浚渫範囲内に設ける工事用道路も指定仮設とすることが望ましい。

c.　水替工について、堤体基礎掘削開始から取水施設底樋部が完成するまでの期間について、ため池内常時排水用として見込むこととするが、当該期間に豪雨等により排水量の変更等が生じる場合があることから、指定仮設とすることが望ましい。

［ため池工事積算マニュアル P.39］

d.　水替日数は、請負業者に予め施工計画の提出を求め、水替実績を把握して適正な日数を変更計上するものとする。

［設計標準歩掛表【運用編】P.運 2-26］

5.6.2　工事用進入路

工事用進入路として使用する公道等に損傷が生じた場合は、必要に応じて道路維持補修費を計上する。

5.6.3　工事用道路

(1)　補償費の対応

立木、借地、電柱等の物件に係る補償は、簡易なものを除き、原則として補償費により計上・対応するものとする。

(2)　仮設道路の復旧方法

仮設道路の復旧方法（撤去、残地等）については、地元協議等に基づき、あらかじめ決定しておくものとする。

(3)　敷鋼板等の計上

敷鋼板の設置・撤去、及び仮橋・仮桟橋工については、設置から撤去までの一連の工程を計上する。

5.6.4　落水

現況施設（底樋等）を利用する場合は原則として計上しないものとする。ただし、排水溝、排水ポンプ、サイホン等を別途設ける必要がある場合は、別途計上するものとする。

5.6.5　排水処理

(1)　仮締切工

堤内仮締切は、施工時の流水を遮断する目的で行うが、仮設道路を兼ねる場合も多く、その工法は地盤の状態により異なる。また、締切堤の撤去範囲についても、事前に決定しておくものとする。仮締切工は、ため池工事の施工性を左右する重要な仮設であるため、積算に当たっては現地の地形及び地質を十分に把握しておくものとする。

a.　仮締切施工例

地盤条件に応じ、以下の工法を標準として検討するものとする。

①　地盤良好な場合　　：　真砂土、岩砕等による盛土工法
②　地盤がやや軟弱な場合　：　①＋置換工法、地盤改良工法等の併用
③　地盤が不良な場合　　：　②＋土のう工法、地盤改良工法、矢板工法等の併用

(2)　水替工

a.　底樋を利用した排水

底樋を利用して排水する方法が一般的であるが、排水量が多く施工に支障が生じる場合は、ポンプ排水、仮バイパス等を考慮する。

b.　排水ポンプ

(a)　排水方法の決定

排水方法は、常時排水（24 時間運転）等、現場条件に合わせて決定する。

(b)　ポンプ機種及び電源の選定

ポンプ機種は現場条件を踏まえて選定し、電源については商用電力と発動発電機の経済比較を行い、より経済的な電源を採用する。

(c)　水替日数の対象期間

水替日数の算定に当たっては、**図-5.6.5.1** のように床掘開始から自然排水が可能となる（おおむね底樋管の底より 0.3m 程度）盛土完了までの期間を対象として求めるものとする。

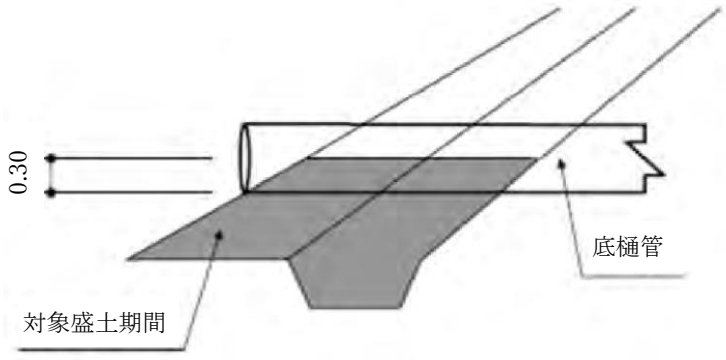


図-5.6.5.1　水替日数の対象期間

［ため池工事積算マニュアル P.40］

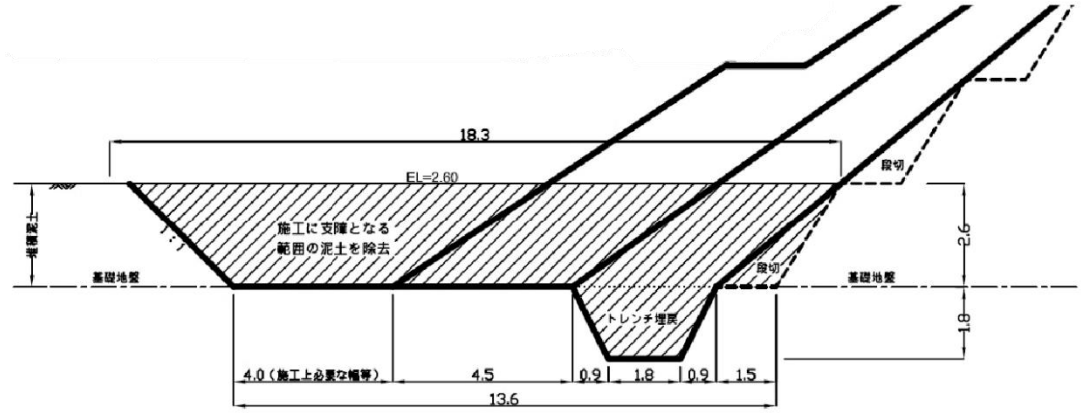
(d)　水替日数の算定例

水替日数の算定例を**図-5.6.5.2** に示す。

＜条件＞

・１工程（掘削・残土処理～盛土）の施工延長を L=50m として計算する。

・現場の透水係数が極めて小さいため、使用するポンプ口径は 100mm とする。



（参考図）泥土が堆積しており、仮締切工を設置後、トレンチ部の盛土工を行う場合

＜斜線部分の施工に必要とする日数を水替日数とする＞

①　掘削　　＝　46.3m^3 × 50m ＝ 2,315m^3

②　基面整正　　＝　1.8m^2 × 50m ＝ 90m^2

③　人力荒仕上げ　＝　4.0m^2 × 50m ＝ 200m^2

④　トレンチ埋戻　＝　4.9m^3 × 50m ＝ 245m^3

⑤　取水施設（土砂吐工、底樋工等）　＝　１式

＜所要日数＞

①　掘削　　＝ 2,315m^3 ÷（300m^3/日）＝ 7.72 日

②　基面整正　　＝ 90m^2 ÷（ 50m^2/日）＝ 1.80 日

③　人力荒仕上げ　＝ 200m^2 ÷（ 83m^2/日）＝ 2.41 日

④　トレンチ埋戻　＝ 245m^3 ÷（427m^3/日）＝ 0.57 日

⑤　取水施設（土砂吐工、底樋工等）　＝ 25.00 日(コンクリート打設等)

計 ＝ 37.50 日 ≒ 38 日/箇所

（※ 日当たり作業量は歩掛等を参考に決定する）

＜水替日数（常時排水の場合）＞

水替日数 ＝ 所要日数 + 不稼働日数（雨休日数）

＝ 38 日 +（38 日×0.8）≒ 68.4 ＝ 69 日/箇所

※ 雨休日数：施工に必要な実日数 × 雨休率（α= 0.8）

［設計標準歩掛表【運用編】P.運 1-12］

図-5.6.5.2　水替日数の算定例

(e)　排水量の算定

ポンプの排水量は**図-5.6.5.3**により算定する。

2. 排水量の算定

1) 適用範囲

仮設工のうち水門、樋門、樋管、橋台、橋脚、護岸、砂防ダムなどの水中締切、地中締切の排水工事に適用するものとし、ダム本体工事などの大規模工事の排水工事には適用しない。

排水量の算定が水理公式などによる算出によらない場合は次式により算出することができる。

$Qa = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 \ (m^3/h)$

ただし　Qa：時間当たり排水量(m^3/h)

q_1：土堤または土俵工法の透水量(m^3/h)

q_2：水中矢板工法の透水量(m^3/h)

q_3：地中矢板工法の透水量(m^3/h)

q_4：裏側からの湧水量(m^3/h)

(1) 土堤または土俵

土堤または土俵による水中締切の場合の時間当たり透水量は次式により算出する。

$$q_1 = \frac{N_1 \cdot h^2 \cdot L}{2 \cdot \ell} \ (m^3/h)$$

ただし

q_1：時間当たり透水量(m^3/h)

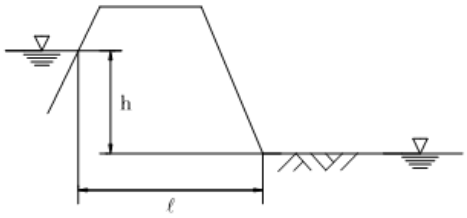
ℓ：平均透水長(外水位と内水位の水平距離)(m)

h：水位差(外水位は排水期間中の平均水位、内水位は設計時の最下端時水位)(m)

L：締切延長(両サイドを含む実延長で目的物の堤防等の部分は除く)(m)

N_1：透水常数(m/h)

透水常数は土質により次表を標準とする。



透水常数表(N_1)

土質 ＼ 土の有効径(mm)	シルト	砂	粗砂	礫
	0.05 以下	0.05～0.25	0.25～1.0	1.0～5.0
N_1	1.4×10^{-1}	3.6	5.9×10	1.4×10^{3}

(注)1　土の有効径(土の有効径は掘削最下端部分の土質の粒径加積曲線の 10%に相当する粒径を言う)と、N_1との関係は次式のとおりである。

$N_1 = 96d^2 \cdot C$

ただし　d：土の有効径(mm)

C：漏水係数

C＝1.16(実績より)

2　N_1は土の有効径による透水常数の中位の値であり、土の有効径が中位の値より著しく異なる場合は土の有効径に応じて増減する。

3　N_1は締切土の空隙、排水による土粒子の移動などの現場の状況により 20%の範囲内で増減することができる。

4　不透水層が地表面より相当深い所にある場合

透水量は$q_1 = \frac{K \cdot h^2}{2\ell} + \frac{K \cdot H \cdot h}{\ell} = \frac{h^2}{2\ell}\left(K + \frac{2K \cdot H}{h}\right)$となる。

ただし、H：不透水層までの距離

K：透水係数

本資料では不透水層までの距離に関係なく一括してとりまとめてあるため、透水常数は

$N_1 = K + \frac{2K \cdot H}{h}$　としている。

図-5.6.5.3　排水量の算定

［設計標準歩掛表【運用編】P.運 2-23］

5.6.6　堤体掘削時の仮設計画

押さえ盛土材は原則として流用土とする。なお、施工に当たっては、敷均し及び締固めを計上する。

5.6.7　池内堆積泥土の固化処理

泥土の堆積により施工に支障をきたす場合、又は施工後に堤体の保全上悪影響を及ぼすおそれがある場合は、取り除き経費を計上するものとする。泥土処理が多量となる場合は、地盤改良等の比較設計を行うこと。また、泥土（改良土を含む）を捨土する場合は、関係法令の遵守、関係機関との協議、関係者の同意、及び排水方法等について、事前に十分な協議・検討を行うものとする。なお、改良土における六価クロムの溶出確認を目的とした試験費用は、諸経費対象外として計上する。

5.6.8　実施設計

(1)　堤体の設計にあたり、さや土築堤材と旧堤体の透水係数に著しい差があり、「k2/k1＜10」及び「k2/k1≧10」となる場合にあって、開削部と非開削部の両ケースにおける安定計算が必要となる際には、これらの追加検討に必要となる費用について見積を徴収する等の上、設計変更の対象として処理するものとする。

(2)　洪水吐の設計にあたり、設計指針「ため池」表-3.4.6～表-3.4.9に規定された以外の検討ケースの追加を行うに当たっては、これらの追加検討に必要となる費用について見積を徴収する等の上、設計変更の対象として処理するものとする。

なお、流速による鉄筋かぶりの割増しに関係する検討内容の追加に関しては、設計変更の対象としない。

第６章

関係機関との協議及び用地補償

第 6 章　関係機関との協議及び用地補償

6.1　関係機関との協議

ため池改修工事の施工に当たっては、各種関係法令を遵守の上、適切な手続き等を経て事業を遂行しなければならない。

表-6.1.1 では、ため池改修工事の施工に当たり必要とされる各種関係機関との協議・調整事項のうち、事例の多い事項を抽出して、協議・調整上の注意事項等を記述する。

表-6.1.1　関係機関との主な協議事項

協議事項	関係法令等	主な協議・調整事項等	主たる協議窓口
埋蔵文化財関連	文化財保護法 第93条ほか	事業計画の策定に当たっては、あらかじめ堤体及び土取場等に係る予察調査が必要 また、埋蔵文化財包蔵地として確認された場合は、工事立会や埋文調査等の対応についても協議が必要	県教育委員会 市町教育委員会
測量法関連	測量法第14条第1項ほか	公共測量を実施する場合にあっては、必要な諸手続が必要	国土地理院 県監理課
農地一時転用等	農地法第4条第1項但し書きほか	工事用道路や施工ヤード等の設置に伴い、一時的に農地の転用を行う場合は「公共事業の施行に伴う農地転用通知書」等の提出が必要 また、一時使用を予定する農地が「納税猶予農地」である場合は、一時使用をする前に国土交通大臣の認定を得る必要があることに注意 なお、受注者が農地の一時転用を行う場合は、農地法の規定による転用許可を要するので、受注者に対して許可申請の指導が必要	市町農業委員会 （必要に応じて市町農振担当部局）
農地基本台帳	農地法第52条の2ほか	用地買収を伴う場合（農地を農地以外の用途に供する場合）、農地基本台帳の農地面積から除外する必要があるため、農業委員会等との調整が必要	市町農業委員会 （必要に応じて市町農振担当部局）
農振除外等	農業振興地域の整備に関する法律第13条ほか	農地上に設置した工事用道路等を、用地買収することなく地元要望により残置する場合は、所有者等が農振除外及び農地転用許可手続きをとる必要が生じる可能性があるので、十分な調整が必要	市町農振担当部局 （必要に応じて県農振担当部局）
日本型直接支払交付金	－	工事用道路（借地等）又は、堤体用地（用地買収）等が日本型直接支払交付金の対象農用地である場合は、担当部局等との調整、情報共有が必要	市町担当部局 土地改良区　等
土壌汚染対策法関連	土壌汚染対策法 第4条第1項ほか	土地の形質の変更面積が3000㎡以上等の場合、「一定の規模以上の土地の形質の変更届出書」の提出が必要	県環境保健所 下関市環境政策課

森林法関連	森林法第10条の8第1項ほか	土取場又は工事用道路等の造成に伴い、地域森林計画の対象となっている民有林等の伐採を行う必要がある場合にあっては、「伐採及び伐採後の造林の届出書」等の提出が必要	市町森林法担当部局
	森林法第34条第2項ほか	ため池改修工事の起業地が保安林に指定されている場合にあっては、保安林内作業許可申請等の手続きが必要	県又は市町森林法担当部局
採石法関連	採石法第42条の2ほか	公共工事により発生した岩石（風化岩石を含む）を、他で有効利用する場合等にあっては協議が必要 ※）詳細は「令8農村整備第199号令和8年（2026年）4月20日公共工事における採石法の取扱要領の改正について」を参照	県産業政策課 ※）萩市、美祢市、山陽小野田市、阿武町については市町担当部局
道路法関連	道路法第24条、第32条ほか	工事用道路の接道や、水路施設等の道路占用等を要する場合は協議が必要	県道又は市町道道路管理者
法定外公共物関連	市町条例による	工事の施工に伴い加工等を行う堤体や洪水吐、又はため池下流水路が法定外公共物に該当する場合にあっては、土地の加工又は使用に対する協議が必要	市町法定外公共物管理部局
盛土規制法関連	宅地造成及び特定盛土等規制法施行令第2条ほか	防災工事（廃止工事を除く）については、盛土規制法の対象外	建築指導課 森林整備課 下関市担当部局
建設リサイクル法関連	建設工事に係る資材の再資源化等に関する法律第11条ほか	一定規模以上の工事（建築物以外の工作物工事の場合は500万円以上）のうち、特定建設資材の使用、又は廃棄が発生する場合に通知が必要	県土木建築事務所 市町担当部局
環境チェック制度	環境チェック制度実施要領等	「環境配慮チェック作成上の留意事項」に準じて、設計段階から関係部局と事前協議・申請等を行い、「様式1・2・3」を作成する 環境配慮チェックについては、「令6農村整備第243号令和6年（2024年）4月19日環境チェック制度実施要領の改訂について」を参照	－
その他	－	ため池改修工事の施工に支障となる物件がある場合は、あらかじめ十分な調査を行うと共に、関係する機関との事前協議を行う必要 （例）・電柱（中国電力、NTT、CATV等） ・ガス管、電線管、上下水道、工業用水　等	－

6.2　用地補償

(1)　制度

公共事業を進めるには、地域住民の理解と協力が欠かせない。

特に事業用地として必要な土地及び事業の支障となる物件の所有者には、土地の提供や物件の移転等をお願いすることとなる。

所有者の協力に伴う損失は、通常は金銭をもって補償することとなり、これらを総じて「用地補償」という。

用地補償は、適正で公平なものでなければならないため、山口県では「山口県の施行する公共事業に伴う損失補償基準」を作成し、これにより用地補償を行っている。

6.2.1　用地補償の概要

(1)　用地補償のながれ

表-6.2.1.1　用地補償事務の主な流れ

1　事業説明	公共事業を円滑に推進するため、土地の権利者や関係住民に対して、事業の目的、施設の概要、工期、用地補償などについて説明する。
2　測量・調査	関係者の立ち会いのもと、土地の境界や事業に必要な土地の範囲を確認する。 また、必要に応じて、建物等の調査を行う。
3　調査結果の確認	土地の権利者に対しては測量結果を、また、物件の所有者に対しては、物件調査結果の確認を求める。
4　補償金額の算定	測量・調査の結果に基づき、「山口県の施行する公共事業に伴う損失補償基準」にしたがって権利者ごとに補償金額を算定する。
5　補償内容の説明	関係者に対して補償内容の説明を行い、補償金額を提示する。
6　契約締結	補償内容の了解を得た後に、書面で契約を取り交わす。
7　補償金の支払	契約書に定める要件を満たした後に、口座振込により支払いを行う。

(2)　補償のための調査

表-6.2.1.2　補償調査の内容

用地測量	土地の買収面積の確定や権利者の確認を目的とする。 所有者や隣接者等と共に一筆ごとの境界を確認し、立会の結果を踏まえて測量を行い、買収面積を確定させる。
物件調査	買収地又は事業予定地内にある建物や工作物、立木などは、適正な補償金により所有者に移転を求めることとなる。

	建物等の調査は、補償金算定の基礎資料となることから、屋内外に立入りを行い、詳細な調査を行う。
その他の調査	事業予定地内で土地を借りて建物を建てたり、耕作をしたり、又は建物を借りている者がいる場合は、権利関係の調査を行う。

(3)　補償の内容

表-6.2.1.3　主な補償内容

土地	市場での取引は土地とその上にある建物を一括して取り引きすることが一般的だが、公共用地の取得の場合は建物がない土地（更地）とみなして評価を行うこととなる。 この土地の評価に当たっては、地価公示法による公示価格、国土利用計画法による基準地価格、近隣の類似土地の取引事例価格、不動産鑑定評価格などをもとに、土地の形状・面積・道路に接する状況などの諸要素を比較検討して算定する。 なお、取得しようとする土地に所有権以外の権利（借地権、地上権など）が設定されている場合は、土地所有者と権利者との話合いにより権利割合を決定し、その割合により個別に補償する。
工作物	工作物の種類・構造などを判断し、一般的にみて移転することが可能なもの（看板など）については移転に要する費用を補償する。 一方、移転することが不可能なもの（コンクリート塀など）については、同程度のものをつくるために要する費用をもとに、再築に要する費用（新設する費用を補償するものではない）を補償する。
立木	庭木など一般的にみて移植に適するものは、原則として移植に要する費用の補償を、用材木等のように一般的にみて移植に適さないものは伐採に伴う損失額等を補償する。
その他	墳墓の移転が必要となる場合は、遺骨等の改葬及び墓石等の移転や祭祀に要する費用を補償する。

6.2.2　用地取得及び地上権設定等取扱基準

土地の上部（空間を含む。）又は地下に工作物を設置する場合において、必要とする用地を取得し、若しくは当該部分を含む一定の範囲につき使用の権原を取得するため、その土地の権利者に対し当該部分の使用に係る補償をするときは、この基準によるものとする。

ただし、施設設置場所の地形、地質条件のほか、当該工作物における相隣関係の慣行若しくは他起業者の事例及び施設の維持管理等により、本基準によりがたい場合は、その実情に即して取扱基準を定めることができるものとする。

(1)　基本原則

a.　地上に工作物を設置する場合及び地下に設置する工作物の土被りがｂの基準に満たない場合には、用地を取得するものとする。

b.　地上権は、原則として工作物ごとの土地改良事業計画設計基準・設計で定められている最小土被り厚以上の場合に設定するものとし、次のとおりとする。

(a)　管水路等

管水路を設置する場合の最小土被り厚は、0.6 ｍ以上とする。

なお、サイホン及び暗きょ等地下に埋設される施設については、管水路に準じて取り扱う。

(b)　水路トンネル

水路トンネルを設置する場合の最小土被り厚は、**表-6.2.2.1** のとおりとする。

表-6.2.2.1　区分別最小土被り厚

区分	岩トンネル	土砂トンネル
素堀及びモルタル又はコンクリート吹き付け断面	10Ｄｅ、 ただし最小 30m	－
無筋コンクリートライニング断面（無支保）	3Ｄｅ、 ただし最小 6m	－
無筋コンクリートライニング断面（有支保）	2Ｄｅ、 ただし最小 4m	3Ｄｅ、 ただし最小 6m
鉄筋コンクリートライニング断面（有支保）	1.0Ｄｅ、 ただし最小 2m	1.5Ｄｅ、 ただし最小 3m

※　Ｄｅは、トンネル掘削断面の直径（m）である。

(2)　用地の取得

工作物を設置するために用地を取得する場合の取扱いは、次によるものとする。

a.　開水路、道路及び各種構造物

(a)　平坦地に開水路、道路及び各種構造物（以下「水路等構造物」という。）を設置する場合の取得幅は、原則として純用地幅（地上に設置する水路等構造物の敷幅をいう。以下同じ）に両端 50 cm の余幅を加えた幅とする。（**図-6.2.2.1**、**図-6.2.2.2**）

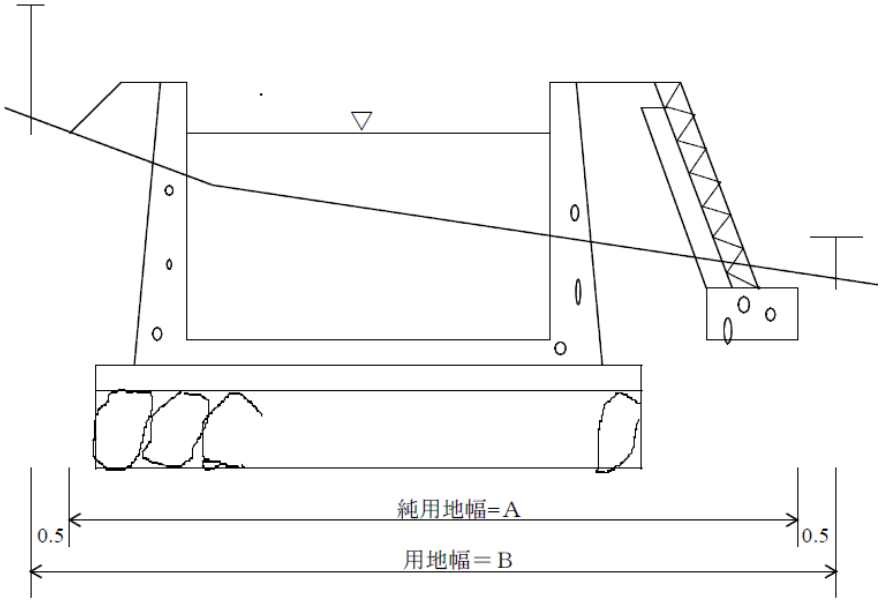


図-6.2.2.1　平坦地の用地取得幅①

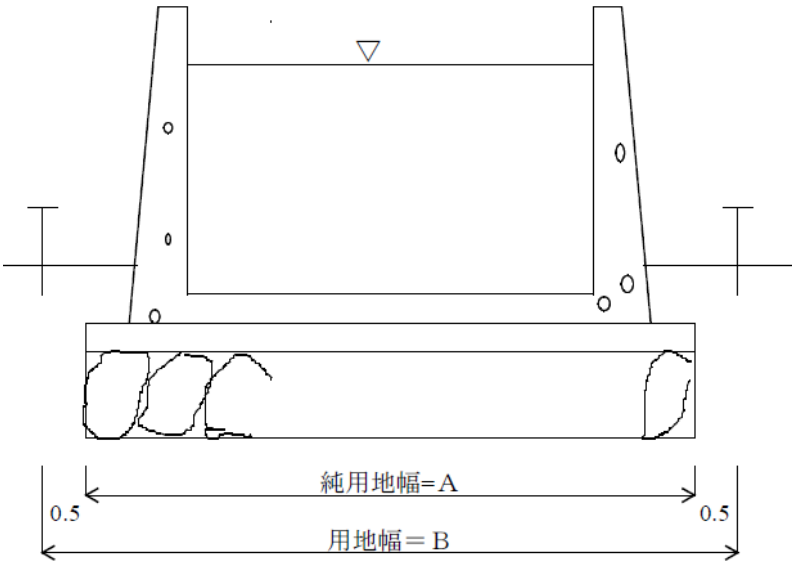


図-6.2.2.2　平坦地の用地取得幅②

(b)　傾斜地に水路等構造物を設置する場合の取得幅は、原則として純用地幅に仕上がり法面が法肩において直高 3m 以上の場合は１ｍを、3m 未満の場合は 50cm の余幅を加えた幅とする。（**図-6.2.2.3**、**図-6.2.2.4**）

ただし、地形、地質、植生物の状態等により法止工事（ブロック積等）を施工した場合の取得幅は、原則として純用地幅に両側各 50 cm の余幅を加えた幅とする。（**図-6.2.2.5**）

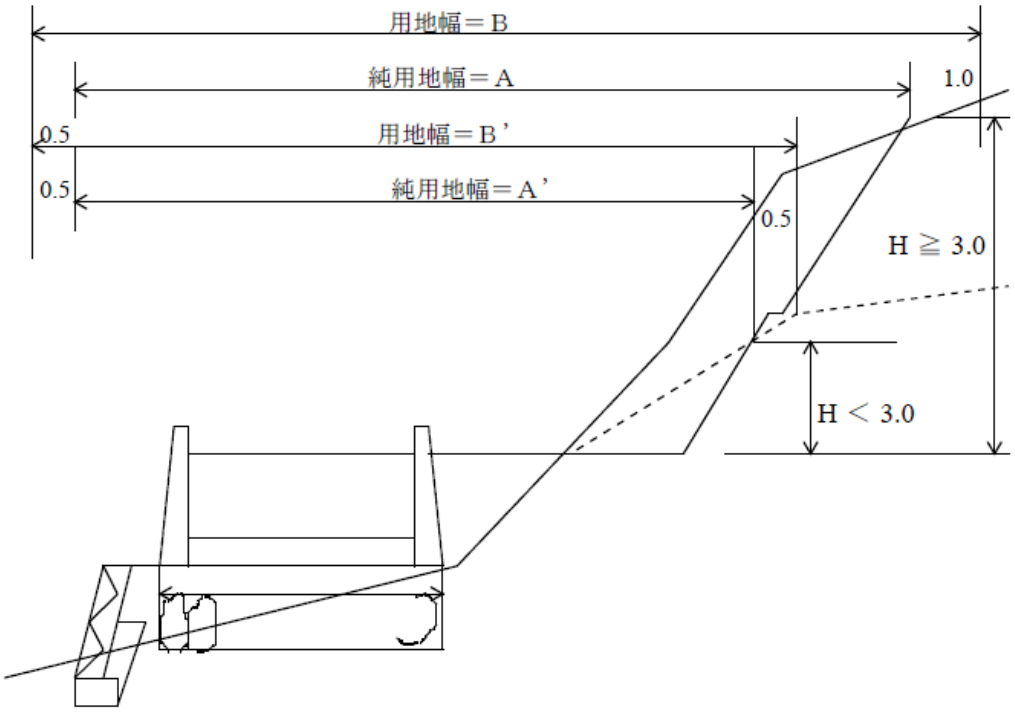


図-6.2.2.3　傾斜地の用地取得幅①

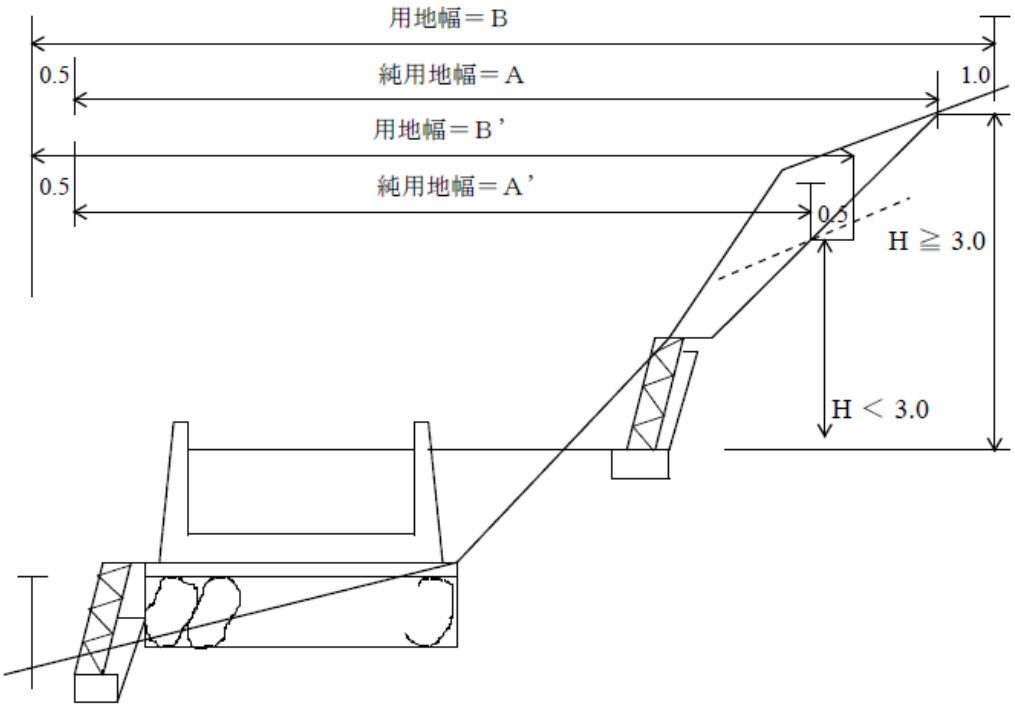


図-6.2.2.4　傾斜地の用地取得幅②

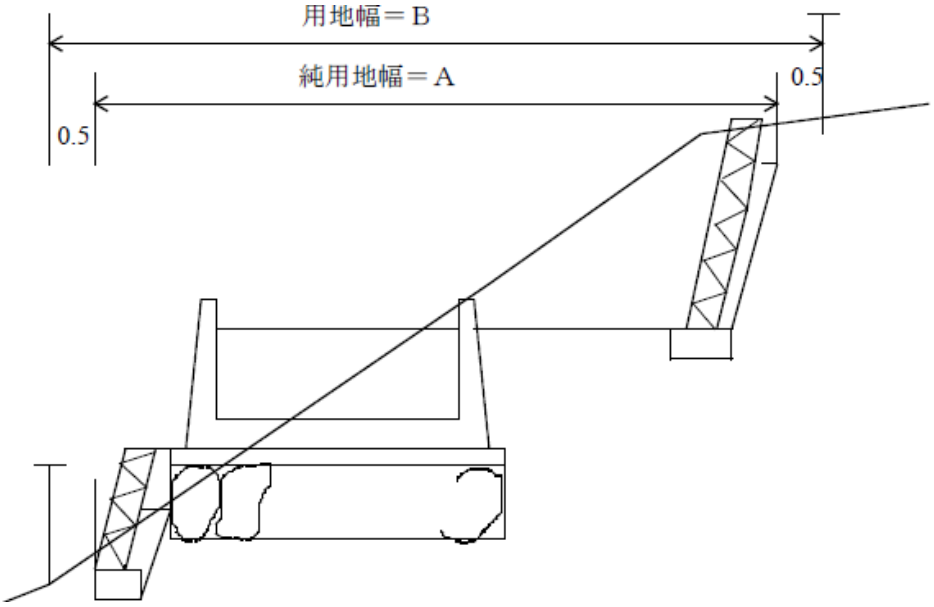


図-6.2.2.5　傾斜地の用地取得幅③

(c)　基礎土台又は軒先等を有する構造物を設置する場合の取得幅は、原則として最凸部までを純用地幅とし 50cm の余幅を加えた幅とする。(**図-6.2.2.6**)

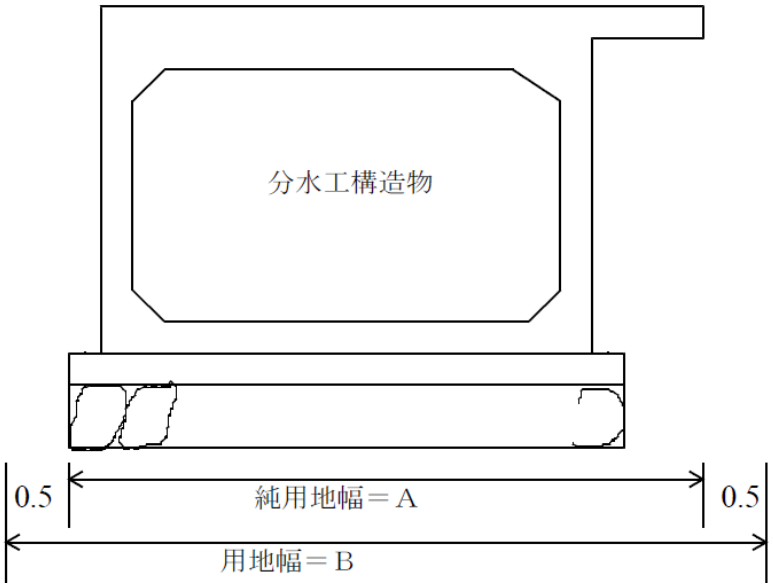


図-6.2.2.6　基礎土台等を有する構造物の用地取得幅

(d)　(a)から(c)にかかわらず、現地の地形、地質等により余幅を必要としない場合は、純用地幅をもって取得幅とすることができるものとする。(**図-6.2.2.7**)

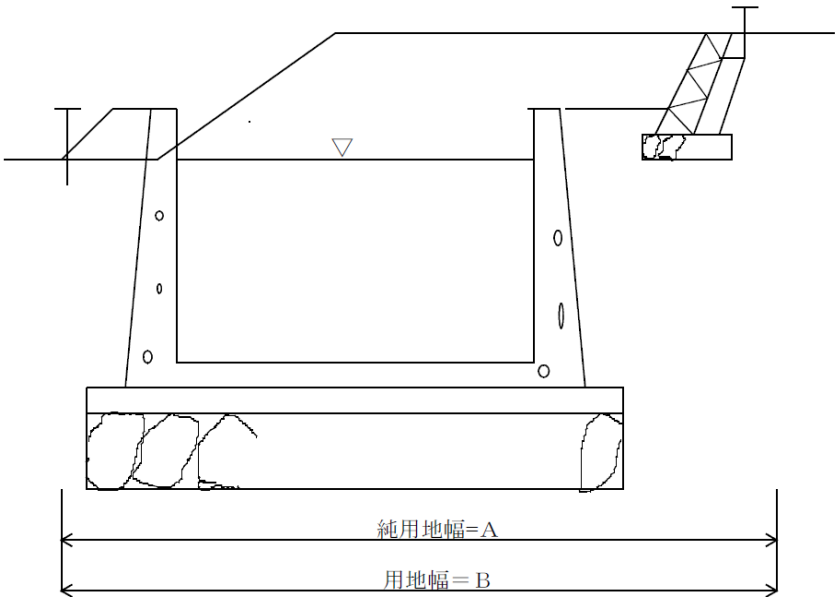
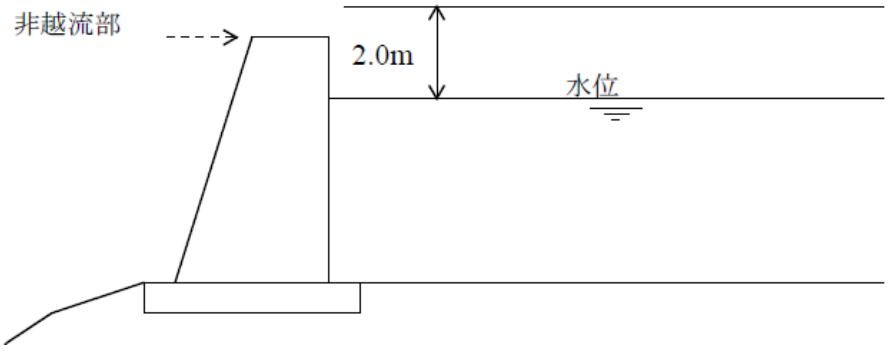


図-6.2.2.7　余幅を必要としない場合の用地取得幅

b.　ダム及び貯水地等の貯水部分

ダム及び貯水池等の貯水部分の取得範囲は、「設計基準「ダム」（フィルダム編）」第８章 8.4.1 に定める堤体の非越流部の高さ（フィルダムにあっては、当該高さから 1.0m を減じた高さ）を決定した水位における水面が土地に接する点から垂直に 2.0m を加えた点から水平に接する土地の範囲とする。（**図-6.2.2.8**、**図-6.2.2.9**）

ただし、ため池改修に当たって、常時満水位の変更を伴わない場合は、貯水部分の用地取得は行わないものとする。



※　非越流部の高さ（フィルダムの場合は当該高さから 1.0mを減じた高さ）を決定した水位から垂直に 2.0mの水平範囲を買収標高とする。

図-6.2.2.8　ダム等の貯水部分の用地取得範囲①

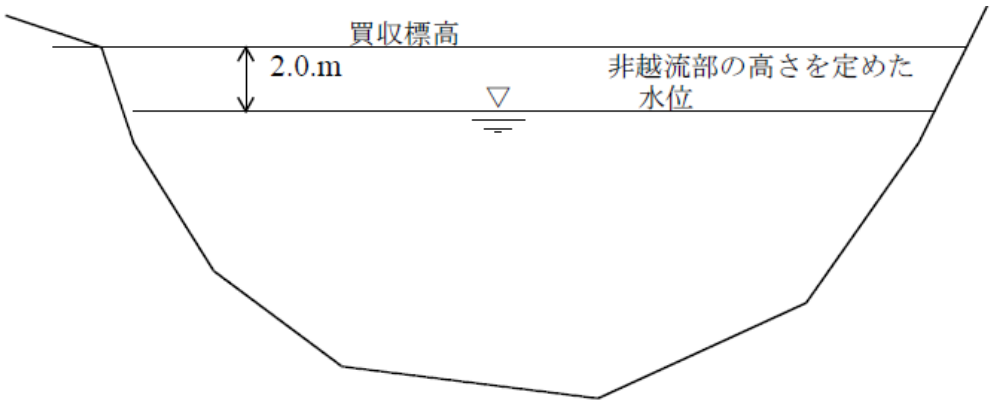


図-6.2.2.9　ダム等の貯水部分の用地取得範囲②

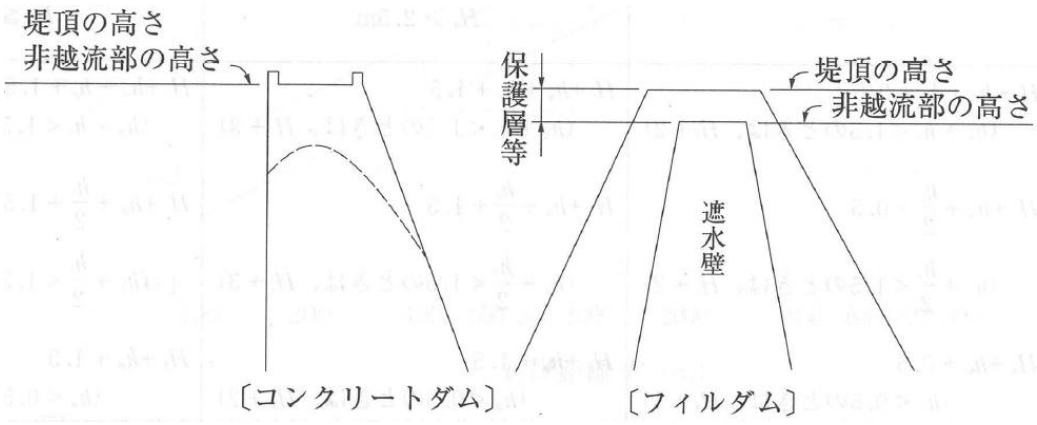


図-6.2.2.10　堤体の非越流部の高さの定義

［設計基準「ダム」（共通編）P.Ⅰ-383］

c.　その他

(a)　用地取得に当たり余幅を考慮する場合は、財産譲与先の意向を踏まえて検討することとする。

特に、ため池下流水路の断面拡幅に伴い用地取得を行う必要が生じた場合、既設のため池下流水路は法定外公共物である場合が多く、この場合、整備したため池下流水路については、市町法定外公共物管理部局に対して財産譲与を行うことが望ましいことから、余幅の検討に際しては、あらかじめ、市町法定外公共物管理部局の意見を踏まえ決定する等の配慮が必要である。

(b)　事業実施に当たり設置した工事用道路を、工事完了後にため池管理道として残置する場合にあっては、用地取得を行うことを検討する。

なお、用地を取得する場合は、あらかじめ、財産譲与先と十分な調整を行う必要があることに注意する。

(c)　事業実施に伴い用地取得を行う場合にあっては、既設のため池用地は用地取得の対象外として取扱う。

(3)　用地境界杭

用地境界杭とは、用地取得の完了した区域を現地に明示するために設置するものである。

a.　設置時期

用地境界杭は、用地取得後すみやかに設置する必要があるが、用地取得後、工事着工までの期間が短い場合には、工事完了までに確実に設置することとする。

b.　設置方法

(a)　公、民有地の筆界を矢印が示すようにして公有地に設置する。

(b)　「山口県」の刻字は、民地に向ける。

(c)　境界柱の基礎はコンクリートで巻き堅固に設置する。

(d)　境界柱の地上露出部は、頂部から 30cm 程度を標準とし、土地利用に支障のないように配慮する。

(e)　設置する箇所は、取得した土地の筆界点とする。直線部にあっては概ね 20mごとに１箇所を原則とする。

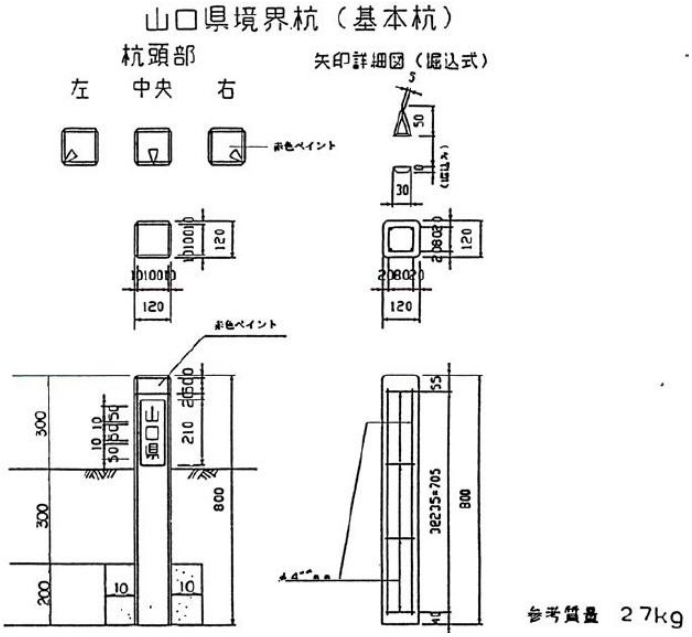


図-6.2.2.11　用地境界杭の標準図（参考図）

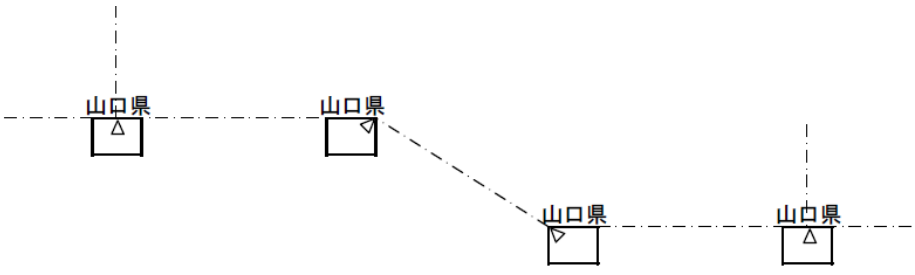


図-6.2.2.12　用地境界杭の設置方法（参考図）

c.　その他

(a)　地籍調査実施済地区において、工事により境界杭を紛失した場合にあっては、工事完了までに確実に復元することとする。

6.2.3　借地補償

(1)　全般

工事完了後に撤去を前提として計画する工事用道路や施工ヤード等については、必要に応じて借地補償を行うこととする。

なお、床掘幅等工事の必要部分については、原則として無償借地等で処理することとするが、土地所有者等との協議により、これによりがたい場合は、地区の実情を踏まえ決定することができるものとする。

(2)　借地料

必要となる借地料の算定に当たっては、現場周辺の実状を十分考慮の上決定しなければならないが、一般には次のとおり求める。

$$1\text{月当りの借地料(円／m}^2\text{)} = \text{地価(円／m}^2\text{)} \times \frac{\text{年間損失率}}{12\text{ヶ月}}$$

(注)地価は用地担当課とも十分打合せて決定すること。

年間損失率

宅地、宅地見込地及び農地・・・・・・・・・・・・地価の6%／年

林地及びその他の土地・・・・・・・・・・・・・・・　〃　5%／年

6.2.4　立木補償

取得や借地する用地及び床掘幅等工事の必要部分に立木がある場合には、樹種に応じた方法で補償した上で、原則として立木所有者により移植や伐採をすることとする。

(1)　立木補償の方法

宅地等に植栽されている庭木等鑑賞上の価値を有するもの（鑑賞樹や風致木）であれば、通常は移植することが適当であるが、樹齢や樹種、移植時期等により移植が困難である場合には伐採することも可能である。

また、通常の場合には移植補償額と伐採補償額の比較において経済的合理性を有する方法も考慮する必要がある。

その他、用材林や収穫樹等については伐採するのが通常であり、立木の太さ（胸高直径）や樹齢等に応じて補償することになる。

なお、用材林については、立木所有者が伐採する「伐採補償」が原則であるが、立木所有者による伐採が困難であることが認められる場合等にあっては、県が立木を取得する「取得補償」を行うことができる。

(2)　立木の調査

立木の補償をするに際しては、事前に樹種ごとに分類して調査する必要がある。

次に掲げる事項のうち必要と思われるものについて調査を行い、立竹木調査票を作成する。

a. 所在地
b. 所有者の住所及び氏名
c. 用途
d. 種類及び品種
e. 胸高直径
f. 樹齢、樹高、枝幅
g. 本数、株数又は面積
h. 管理状況及び移植の適否
i. 単位面積当たりの植林の本数又は栽培の本数
j. 収穫量
k. その他必要と認められる事項

6.2.5　用地補償の取扱い事例

6.2.2から6.2.4の規定を参考として定めた施設ごとの用地補償の取扱い事例を、**表-6.2.5.1**に示す。

表-6.2.5.1　用地補償の取扱い事例

対象施設等	用地補償の種別	工事中の措置	詳細事項	財産譲与先
既設のため池用地	―	―	用地・補償の対象外	―
新たにため池用地となる土地（貯水部分を含む）	用地買収 立木補償	―	工事着手までに土地売買契約、立木補償契約	土地改良区
工事用道路 施工ヤード	借地補償 立木補償	借地	工事着手までに借地及び立木補償契約 工事完了後は原形復旧	―
工事用道路 ※管理用道路として残置する区間	用地買収 立木補償	―	工事着手までに土地売買契約、立木補償契約	土地改良区
土取場	立木補償	―	工事着手までに立木補償契約 工事完了時までに、受注業者より土代金を支払う ※注）借地補償は行わない	―
新たにため池下流水路となる土地	用地買収 立木補償	―	工事着手までに土地売買契約、立木補償契約	法定外公共物管理部局

6.2.6　その他

ため池改修工事の施工に用いる盛土材を個人が所有する土取場から採取する場合にあっては、土地所有者と発注者の間において、土砂採取に係る協定を締結することとし、盛土材の購入費用については、ため池改修工事において支弁することとする。

なお、協定書の様式については、以下の事例を参考として各地区において決定する。

協定書（例）

農村地域防災減災事業（防災重点農業用ため池緊急整備事業）●●地区 ため池改修工事の実施に係る土砂採取に関し、土地所有者●●●●（以下「甲」という。）と山口県●●農林水産事務所長（以下「乙」という。）は、次のとおり協定を締結した。

（目的）
第１条　甲は、乙の請求により、次に掲げる土地内の土砂の採取をさせるものとする。
（１）●●市大字●●字●●●●番地　地内（別添図面の範囲）

（用途）
第２条　乙は、前条の規定により採取した土砂を農村地域防災減災事業（防災重点農業用ため池緊急整備事業）●●地区で実施されるため池改修工事に使用するものとする。

（期間）
第３条　土砂の採取期間（以下「期間」という。）は、令和●年●月●日から令和●年●月●日までとする。
２ 期間が満了する日の３０日前までに甲又は乙から何らかの意思表示がないときは、期間をさらに１年間延長されるものとし、その後も同様とする。
３ 期間が満了する日より前に土砂の採取が完了する場合は、乙からの申し出により使用を終了する。

（土砂代金）
第４条　採取する土砂の代金は、地山１m^3につき１５０円(税込)とし、当該工事の受注業者から甲に土砂の代金を支払うものとする。

（土地の維持管理）
第５条　土地の維持管理は、工事期間中は、別途、甲、乙が協議して行うものとし、工事完了後は甲が行うものとする。

（疑義の解決）
第６条　この協定において疑義が生じた場合は、甲、乙協議の上、解決するものとする。

（履行の決定）
第７条　前各条に定めるもののほか、この協定の履行について必要な事項は、甲、乙協議の上、決定するものとする。

（履行の確認）
第８条　工事完了後に、甲、乙立会いによる履行状況の確認を行ったうえで、土地の維持管理を甲に引き渡すものとする。

以上のとおり協定を締結した証として、この証書２通を作成し、それぞれ記名押印の上、各自１通を保有する。

令和●年 ●月●日

甲　＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿

乙　●●市●●町●●●●番
山口県●●農林水産事務所
所長　●●　●●

第７章

計算例

第７章　計算例

7.1　設計洪水流量の計算例

7.1.1　算定方法

ため池の設計洪水流量は、次のうち最も大きい流量の 1.2 倍を採用する。

① 確率的に 200 年に 1 回起こると推定される 200 年確率洪水流量（以下「Ａ項流量」という）。

② 観測又は洪水痕跡等から推定される既往最大洪水流量（以下「Ｂ項流量」という）。

③ 気象・水象条件の類似する近傍流域における水象又は気象の観測結果から推定される最大洪水流量（以下「Ｃ項流量」という）。

計算事例の設計洪水流量の算定にあたっては、下記の通り仮定する。

Ａ項流量 = 200 年確率洪水流量

本流域では長期の流量データがないため、近傍観測所の長期降雨データを用い、対象流域の出水特性を考慮して間接的に推定する。

Ｂ項流量 = 算出不可

本ため池では雨量観測がなく、洪水痕跡も確認できないため、B 項流量は算出不能と判断する。

Ｃ項流量 = 既往最大雨量による洪水流量

(a) 本流域では、気象条件及び洪水流出特性が類似する同一流域内において十分信頼できる既往最大洪水比流量曲線が得られていないため、洪水比流量による推定方法は採用しない。

(b) 本ため池流域に近く、気象条件が類似する流域で観測された既往最大級豪雨が当該ため池流域に発生するとした場合の、当該ため池地点で予想される洪水ピーク流量を計算により推定する。

以上より、200年確率洪水流量（「Ａ項流量」）、既往最大雨量による洪水流量（「Ｃ項流量」(b)）のいずれか大なる方の値をもって、設計洪水流量とする。

7.1.2　流域の状況

本ため池の流域の状況は、下表のとおりと仮定する。

地目	流域面積
急峻な山地	20.90(ha)
かんがい中の水田	2.40(ha)
市街地	0.05(ha)
池面(満水面)	1.67(ha)
計	25.02(ha)

(※)流域面積算定根拠となる流域図は、本事例では省略する。

7.1.3　流域水文資料の整理

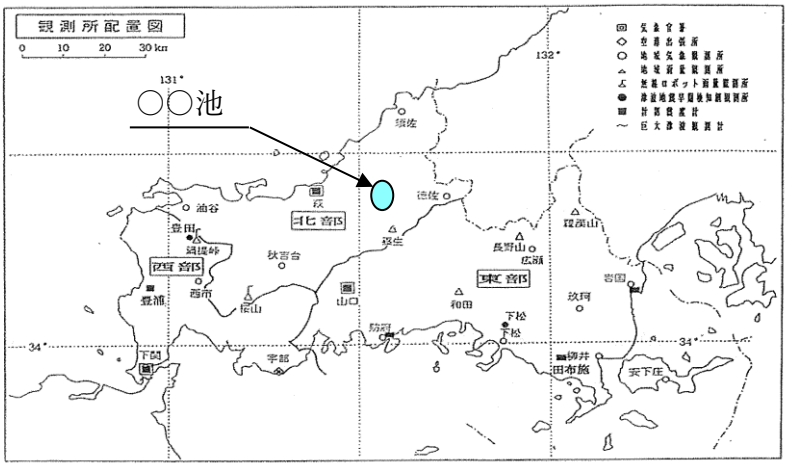
(1)　降雨条件

水文資料は、**県-図-1**より対象のため池が位置している観測所の雨量データを採用する。

計算事例では、北部に位置しているものと仮定し、萩観測所の日雨量・時間雨量・10 分間雨量を用いることとする。

なお、ため池のような小流域の降雨水文資料では、時間雨量・10 分間雨量が有効となるが、貯留効果の計算においては、長時間のハイエトグラフが必要となるため、一般的には日雨量を単位としたものが使用される。

その際は、設計洪水流量との整合をとるために、降雨量を設計洪水流量算定時の降雨強度（200 年確率 10 分間降雨量及び 1 時間降雨量）から換算し貯留効果を計算するものとする。（※）**7.2 貯留効果の計算例**参照



県-図-1　山口県降雨ブロック

ため池整備で用いる設計洪水量の雨量数値は、毎年度、農村整備課が見直しの上で通知されるので、その雨量数値を使用して各設計洪水流量を算定することとなる。

（※）令和 8 年度から通年 10 年確率雨量（60 分、10 分）が追加

なお、確率雨量の推定には、確率分布が概ね安定するとされる過去 40 年間のデータを用いて算出していることから、該当観測所の過去 40 年分の雨量データ（気象庁 HP 公開）を使い、岩井法で確率雨量を計算しても、通知値と同等の雨量数値を得ることができる。

計算事例では、下表の通りに仮定する。

項目	通年				非かんがい期
	既往最大 「C 項流量」	200 年確率 「A 項流量」	100 年確率	10 年確率	10 年確率
10 分間確率雨量 (mm/10min)	21.3	25.2	22.8	17.9	10.1
60 分間確率雨量 (mm/60min)	95.3	94.4	83.4	56.1	23.3
日雨量 (mm/day)	255.0	－	－	－	－

(2)　流域条件

流域条件としては、下表のとおりとなる。

流域名	面積 A (km²)	流出係数		洪水到達係数	
		f_p	$A \times f_p$	C	$A \times C$
急峻な山地	0.2090	0.90	0.18810	290	60.610
かんがい中の水田	0.0240	0.80	0.01920	100	2.400
市街地	0.0005	0.90	0.00045	70	0.035
池面	0.0167	1.00	0.01670	70	1.169
計	0.2502		0.22445		62.214
平均			0.8971		256.65

なお、洪水到達係数は、**表-3.2.1.1** より下表のとおりとする。

流域名	洪水到達係数;C	備考
急峻な山地	290	
かんがい中の水田	100	
市街地	70	
池面	70	市街地を準用

また、ピーク流出率は、**表-3.2.1.2～4** より下表のとおりとする。

流域名	ピーク流出率;f_p	備考
急峻な山地	0.90	
かんがい中の水田	0.80	
市街地	0.90	(※1)市街を準用
池面	1.00	(※1) 路面及び法面を準用

(※1)[設計基準「農道」P.462 表-8.2.3]

表-8.2.3　流出係数 [2)]

路面及び法面	0.70～1.0	市街	0.60～0.90
急峻な山地	0.75～0.90	森林地帯	0.20～0.40
緩い山地	0.70～0.80	山地河川流域	0.75～0.85
起伏ある土地及び樹林	0.50～0.75	平地小河川流域	0.45～0.75
平たんな耕地	0.45～0.60	半分以上平地の大河川流域	0.50～0.75
湛水した水田	0.70～0.80		

7.1.4　降雨強度式の作成

(1)　基本方針

確率降雨強度式は、確率降雨強度式の最適式分布図（**図-3.2.4.3**）より、「久野・石黒式」を採用する。

また、山口県の観測所においては、短時間降雨データの入手が可能であるため、地方定数「a，b」の設定については、「厳密算定法」によることとする。

(2)　降雨強度式の作成例

久野式地方定数 a，b は、厳密算定法により決定する。

降雨継続時間(t)と降雨強度(I)より、最小二乗法により下記の式で a，b を決定することができる。

$$a=\frac{[I\sqrt{t}][I^2]-[I^2\sqrt{t}][I]}{N[I^2]-[I][I]} \qquad b=\frac{[I][I\sqrt{t}]\text{-N}[I^2\sqrt{t}]}{N[I^2]-[I][I]}$$

ここで、［］はそれぞれの総計、N は資料数

［応用水文統計学 P.25］

計算事例においては、200 年確率洪水流量「A項流量」について作成する。

計算準備表

No	t	I=$R\times60/t$	I^2	$I\cdot t^{0.5}$	$I^2\cdot t^{0.5}$
1	10	151.2	22,861.44	478.136	72,294.221
2	60	94.4	8,911.36	731.219	69,027.098
[]		245.6	31,772.80	1,209.356	141,321.319

上式と、計算準備表より a，b は次のように求められる。

$$a=\frac{1{,}209.356\times31{,}772.80-141{,}321.319\times245.6}{2\times31{,}772.80-245.6\times245.6}=1{,}151.84$$

$$b=\frac{245.6\times1{,}209.356-2\times141{,}321.319}{2\times31{,}772.80-245.6\times245.6}=4.46$$

よって、降雨強度式は次のようになる。

$$I=\frac{1{,}151.84}{\sqrt{t}+4.46}$$

(3)　計算準備表の作成

前述の算定例を用いて、確率年毎の厳密算定法準備表を作成すると、下表のとおりとなる。

（厳密算定法準備表）

既往最大(通年)

No	t	I	I^2	$I \cdot t^{0.5}$	$I^2 \cdot t^{0.5}$
1	10	127.8	16332.84	404.139	51648.975
2	60	95.3	9082.09	738.191	70349.567
[]		223.1	25414.93	1142.330	121998.542

200年確率(通年)

No	t	I	I^2	$I \cdot t^{0.5}$	$I^2 \cdot t^{0.5}$
1	10	151.2	22861.44	478.136	72294.221
2	60	94.4	8911.36	731.219	69027.098
[]		245.6	31772.80	1209.356	141321.319

100年確率(通年)

No	t	I	I^2	$I \cdot t^{0.5}$	$I^2 \cdot t^{0.5}$
1	10	136.8	18714.24	432.600	59179.623
2	60	83.4	6955.56	646.014	53877.536
[]		220.2	25669.80	1078.613	113057.159

10年確率(通年)

No	t	I	I^2	$I \cdot t^{0.5}$	$I^2 \cdot t^{0.5}$
1	10	107.4	11534.76	339.629	36476.114
2	60	56.1	3141.60	434.161	24334.748
[]		163.5	14676.36	773.790	60810.862

10年確率(非かんがい期)

No	t	I	I^2	$I \cdot t^{0.5}$	$I^2 \cdot t^{0.5}$
1	10	60.6	3672.36	191.634	11613.022
2	60	23.3	542.89	180.481	4205.208
[]		83.9	4215.25	372.115	15818.230

(4)　降雨強度式の作成

厳密算定法準備表を用いて、確率年毎の降雨強度式を作成すると、下表のとおりとなる。

短時間降雨強度式（t;洪水到達時間(min)）

確　率　年		確率降雨強度式 (mm/hr)	係数 a	係数 b	適　用
通　年	既往最大	$Imax = \frac{1,717.73}{\sqrt{t} + 10.28}$	1,717.7325	10.2785	C項流量
	200年確率	$I_{200} = \frac{1,151.84}{\sqrt{t} + 4.46}$	1,151.8359	4.4557	A項流量
	100年確率	$I_{100} = \frac{979.32}{\sqrt{t} + 4.00}$	979.3232	3.9965	洪水吐減勢部
	10年確率	$I_{10} = \frac{537.35}{\sqrt{t} + 1.84}$	537.3467	1.8410	洪水吐下流水路 仮排水①
非かんがい期	10年確率	$I_{10} = \frac{173.51}{\sqrt{t} - 0.30}$	173.5141	-0.2990	仮排水②

仮排水①・・・通年施工、仮排水②・・・非かんがい期施工

7.1.5　洪水到達時間内の平均有効降雨強度の算定

洪水到達時間は、角屋・福島式および降雨強度式との同時満足解を求める。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \quad \cdots\cdots\cdots\

同様に各確率年の平均降雨強度と洪水到達時間を算定すれば、下表の通りとなる。

項目	通年				非かんがい期
	既往最大 「C項」	200年確率 「A項」	100年確率	10年確率	10年確率
洪水到達時間内の平均降雨強度(mm/hr)	93.402	97.157	85.131	55.756	19.811
洪水到達時間(min)	38.67	38.14	39.94	46.32	66.53

計算例では、ため池が貯水していなくても施設の重要性を踏まえ、仮排水時（10年確率:通年または非かんがい期）の条件におけるピーク流出係数と洪水到達時間係数を本設と同等として安全側に設定している。最終的な設定は、対象ため池の地区状況を勘案して個別に決定すること。

7.1.6　設計洪水流量の算定

設計洪水流量は、次に示す合理式により計算する。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \quad \cdots\cdots\cdots\

7.2　貯留効果の計算例

7.2.1　検討概要

降雨強度式を作成するにあたっては、その地域に合う降雨強度式を選択する必要があるが、貯留効果の計算では、長時間のハイエトグラフを必要とし、一般的には日雨量を単位としたものが使用される。

日雨量単位の降雨強度式形としては、「応用水文統計学 P.151、P.256（森北出版）」を参考に久野・石黒式を採用し、設計洪水流量との整合をとるために、降雨量を設計洪水流量算定時の降雨強度（200年確率10分間降雨量及び1時間降雨量）から換算し貯留効果を計算するものとする。

7.2.2　計算条件の整理

- 200年確率洪水流量（A項流量）を対象とする。
- 雨量条件は、下表のとおりに仮定する。

項目	200年確率（通年）
10分間降雨量（mm/10min）	25.2
1時間降雨量（mm/60min）	94.4

- 流域条件は、下表のとおりに仮定する。

流域名	面積;A（ha）
急峻な山地	20.90
かんがい中の水田	2.40
市街地	0.05
池面	1.67
計	25.02

- 洪水到達係数は、**表-3.2.1.1** より下表のとおりとする。

流域名	洪水到達係数;C	備考
急峻な山地	290	
かんがい中の水田	100	
市街地	70	
池面	70	市街地を準用

- ピーク流出率は、**表-3.2.1.2**、**表-3.2.1.3**、**表-3.2.1.4** より下表のとおりとする。

流域名	ピーク流出率;f_p	備考
急峻な山地	0.90	
かんがい中の水田	0.80	
市街地	0.90	(※1)市街を準用
池面	1.00	(※1) 路面及び法面を準用

(※1)[設計基準「農道」P.462 表-8.2.3]

表-8.2.3　流出係数 [2)]

路面及び法面	0.70～1.0	市街	0.60～0.90
急峻な山地	0.75～0.90	森林地帯	0.20～0.40
緩い山地	0.70～0.80	山地河川流域	0.75～0.85
起伏ある土地及び樹林	0.50～0.75	平地小河川流域	0.45～0.75
平たんな耕地	0.45～0.60	半分以上平地の大河川流域	0.50～0.75
湛水した水田	0.70～0.80		

7.2.3　貯留効果算定の妥当性確認

設計指針「ため池」P.35 によれば、「流域面積に比べて貯水面積の大きいため池で、確実に貯留効果が発揮できるため池は、貯留効果を考慮して設計洪水位を定めてもよい。」との記述から、貯留効果算定の妥当性確認を行う。

流域面積に比べて貯水面積が大きいため池とは、従来から、流域面積/ 貯水面積が 30 以下を目安とする。

流域面積A1=	25.02	(ha)			
貯水面積A2=	1.67	(ha)			
面積比　α=	A1/A2=	25.02/1.67=	14.98	＜	30

以上より、本ため池では貯留効果を考慮して設計洪水位を定めることとする。

7.2.4　降雨強度式の作成

久野式地方定数 a, b は、厳密算定法により決定する。

降雨継続時間（t）と降雨強度（I）より、最小二乗法により下記の式で a, b を決定することができる。

$$a = \frac{[I\sqrt{t}][I^2] - [I^2\sqrt{t}][I]}{N[I^2] - [I][I]} \qquad b = \frac{[I][I\sqrt{t}] - N[I^2\sqrt{t}]}{N[I^2] - [I][I]}$$

ここで、［］はそれぞれの総計、N は資料数

［応用水文統計学 P.25］

計算準備表

No	t	I=$R\times60/t$	I^2	$I\cdot t^{0.5}$	$I^2\cdot t^{0.5}$
1	10	151.2	22,861.44	478.136	72,294.221
2	60	94.4	8,911.36	731.219	69,027.098
[]		245.6	31,772.80	1,209.356	141,321.319

上式と、計算準備表より a,b は次のように求められる。

$$a = \frac{1{,}209.356 \times 31{,}772.80 - 141{,}321.319 \times 245.6}{2 \times 31{,}772.80 - 245.6 \times 245.6} = 1{,}151.84$$

$$b = \frac{245.6 \times 1{,}209.356 - 2 \times 141{,}321.319}{2 \times 31{,}772.80 - 245.6 \times 245.6} = 4.46$$

よって、降雨強度式は次のようになる。

$$I = \frac{1{,}151.84}{\sqrt{t} + 4.46}$$

7.2.5　洪水到達時間の算出および計算間隔

洪水到達時間は、角屋・福島式および降雨強度式との同時満足解を求める。

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \quad \cdots\cdots (3.2.1.2)$$

$$r_e = f_p \cdot r \quad \cdots\cdots (3.2.1.3)$$

ここに、　A ：流域面積（km^2）
r_e ：洪水到達時間 t_p の平均有効降雨強度（mm/h）
C ：流域の土地利用形態に応じて異なる定数
t_p が分単位のときの C の値は、**表-3.2.1.1** による。
t_p ：洪水到達時間（min）
f_p ：ピーク流出係数（**表-3.2.1.2**、**表-3.2.1.3**、**表-3.2.1.4**）
r ：200 年確率降雨強度（mm/h）

流域名	面積 A (km^2)	流出係数		洪水到達係数	
		f_p	$A \times f_p$	C	$A \times C$
急峻な山地	0.2090	0.90	0.18810	290	60.610
かんがい中の水田	0.0240	0.80	0.01920	100	2.400
市街地	0.0005	0.90	0.00045	70	0.035
池面	0.0167	1.00	0.01670	70	1.169
計	0.2502		0.22445		62.214
平均			0.8971		256.65

前述の降雨強度式を使用し、**式(3.2.1.2)**および**式(3.2.1.3)**を同時に満足する r_e を求めると下記のとおりとなる。

t_p = 38.14(min)
r_e = 97.157(mm/hr)

よって、洪水到達時間を 30 分単位(安全側に考慮し、10 分間隔で切り下げ:38.14min⇒30min)とし、解析のための計算間隔も同様とする。

〈1〉’ 降雨強度（r）

$$r = \frac{a}{\sqrt{t} \pm b} = \frac{1,151.84}{\sqrt{t} + 4.46}$$

$$= 108.301 \quad (mm/hr)$$

〈1〉 有効降雨強度（r_e）

$$\gamma_e = \gamma \times f = 97.157 \quad (mm/hr)$$

〈2〉 洪水到達時間（tp）

$$tp = C \times A^{0.22} \times \gamma_e^{-0.35}$$

$$= 38.137 \fallingdotseq 38.14 \quad (min)$$

※ 降雨強度

$$r = \frac{1,151.84}{\sqrt{38.14} + 4.46} = 108.299 \quad (mm/hr)$$

※ 洪水量

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot \gamma \cdot f \cdot A \cdot 1.2$$

$$= 6.752 \times 1.2 = 8.102 \quad (m^3/sec)$$

7.2.6 流入ハイドログラフの算定

(1)　各時間における降雨強度の計算

下記の久野・石黒式の場合の各時間における降雨強度の計算を示す。

ピークの位置については、「応用水文統計学　P.273」の記述にあるように、わが国の近年の著名災害時の降雨記録より算出した例において、一連降雨中のピークの位置を示す r の値が全て 0.8～0.9 を示している。

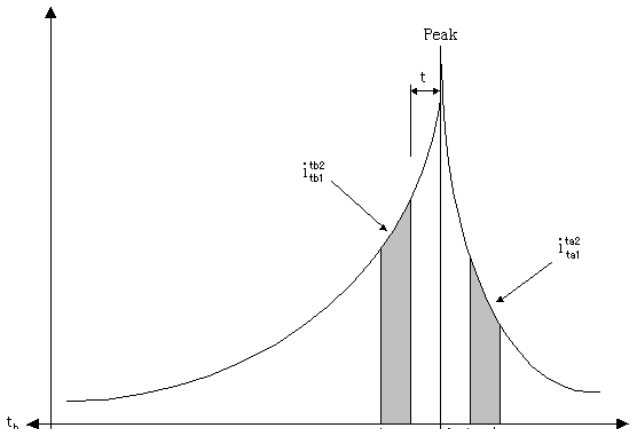
このことと、降雨記録に応じた長時間ハイエトグラフ算定法の記述により日雨量と時間雨量の記録が得られる場合の r 値は 0.8 または 0.9 をとるとされていることより、山口県では降雨波形は後方山型 r=0.8 を採用する。

以上より、時間降雨強度のピークは 19 時（24hr×0.8=19.2hr⇒19hr）に発生することとする。

$$\mathrm{r} = \frac{a}{\sqrt{\mathrm{t}} \pm \mathrm{b}}$$

a＝ 1,151.84
b＝4.46

r ＝0.8
t ＝0.5　時間



ここに、上昇曲線及び下降曲線は下式のとおりとなる。

$$i_b = \frac{a\left\{0.5\sqrt{(t_b/r)} \pm b\right\}}{\left\{\sqrt{(t_b / r)} \pm b\right\}^2}$$

$$i_a = \frac{a\left\{0.5\sqrt{(t_a/(1-r))} \pm b\right\}}{\left\{\sqrt{(t_a / (1-r))} \pm b\right\}^2}$$

図より、$t_b2 > t_b1$、$t_a2 > t_a1$ とし、ib、ia について積分すればこの時間内の降雨強度 i（㎜/h）が得られる。

ピーク前半・後半について計算を行うと次式になる。

$$i_{t_{b_1}}^{t_{b_2}} = a\left[\left\{\sqrt{r}\left(\sqrt{t_{b2}}-\sqrt{t_{b1}}\right) - br\log\frac{\sqrt{t_{b2}}+b\sqrt{r}}{\sqrt{t_{b1}}+b\sqrt{r}}\right\}\right.$$

$$\left.+rb\left\{\log\frac{\sqrt{t_{b2}}+b\sqrt{r}}{\sqrt{t_{b1}}+b\sqrt{r}}+b\sqrt{r}\left(\frac{1}{\sqrt{t_{b2}}+b\sqrt{r}}-\frac{1}{\sqrt{t_{b1}}+b\sqrt{r}}\right)\right\}\right]$$

$$= a\sqrt{r}\left\{\left(\sqrt{t_{b2}}-\sqrt{t_{b1}}\right)+rb^2\left(\frac{1}{\sqrt{t_{b2}}+b\sqrt{r}}-\frac{1}{\sqrt{t_{b1}}+b\sqrt{r}}\right)\right\} \quad \cdots\cdots①$$

$$i_{t_{a_1}}^{t_{a_2}} = a\sqrt{1-r}\left\{\left(\sqrt{t_{a2}}-\sqrt{t_{a1}}\right)\right.$$

$$\left.+(1-r)b^2\left(\frac{1}{\sqrt{t_{a2}}+b\sqrt{1-r}}-\frac{1}{\sqrt{t_{a1}}+b\sqrt{1-r}}\right)\right\} \quad \cdots\cdots②$$

ここで、計算間隔は30分なので、30分間隔で随時計算をしていく。

なお、流出解析ではハイエトグラフにおけるピーク部の雨量が重要であるので、単位時間ごとの降雨量を算出する際は、まず所定の単位時間に対するピーク部雨量を求め、その両端から順次、等間隔に分割して計算を行う。

r が 0.5 の場合、ピーク部雨量はピーク時刻を中心に、単位時間 t の 1/2 を前後に配分してその雨量を加算すればよい。

一方、 r が 0.5 以外の場合は、所要単位時間を t、ピーク前に確保すべき時間を t_b、ピーク後に確保すべき時間を t_a とし、次の関係を満たすように時間配分を定める。なお、山口県においては、降雨波形は後方山型 r=0.8 を採用する。

$$t_b = t \cdot r, \quad t_a = t(1-r) \qquad \therefore \qquad t = t_b + t_a$$

この t_b と t_a の区間内の雨量を加算してピーク部雨量とし、その後は左右へ順次、等間隔で分割していく。

○ ピーク部雨量（mm/24hr）の算出

a=	1,151.84		$tb1$=	0	(min)	
b=	4.46		$tb2$=	24	(min)	=30*0.8
γ =	0.8		$ta1$=	0	(min)	
t=	30	(min)	$ta2$=	6	(min)	=30*(1-0.8)

式①より

$$i_{tb1}^{tb2} = 1{,}151.84 \times \sqrt{0.8}\left\{\left(\sqrt{24}-\sqrt{0}\right) + 0.8 \times 4.46^2\left(\frac{1}{\sqrt{24}+4.46\times\sqrt{0.8}} - \frac{1}{\sqrt{0}+4.46\times\sqrt{0.8}}\right)\right\}$$

=2,781.879(mm/24hr)

式②より

$$i_{ta1}^{ta2} = 1{,}151.84 \times \sqrt{(1-0.8)}\left\{\left(\sqrt{6}-\sqrt{0}\right) + (1 - 0.8) \times 4.46^2\left(\frac{1}{\sqrt{6}+4.46\times\sqrt{(1-0.8)}} - \frac{1}{\sqrt{0}+4.46\times\sqrt{(1-0.8)}}\right)\right\}$$

=695.470(mm/24hr)

ピーク部雨量　　=((式① + 式②)×24hr/30min)/24hr

=((2,781.879+695.470)×24/30)/24 = 115.912 (mm)

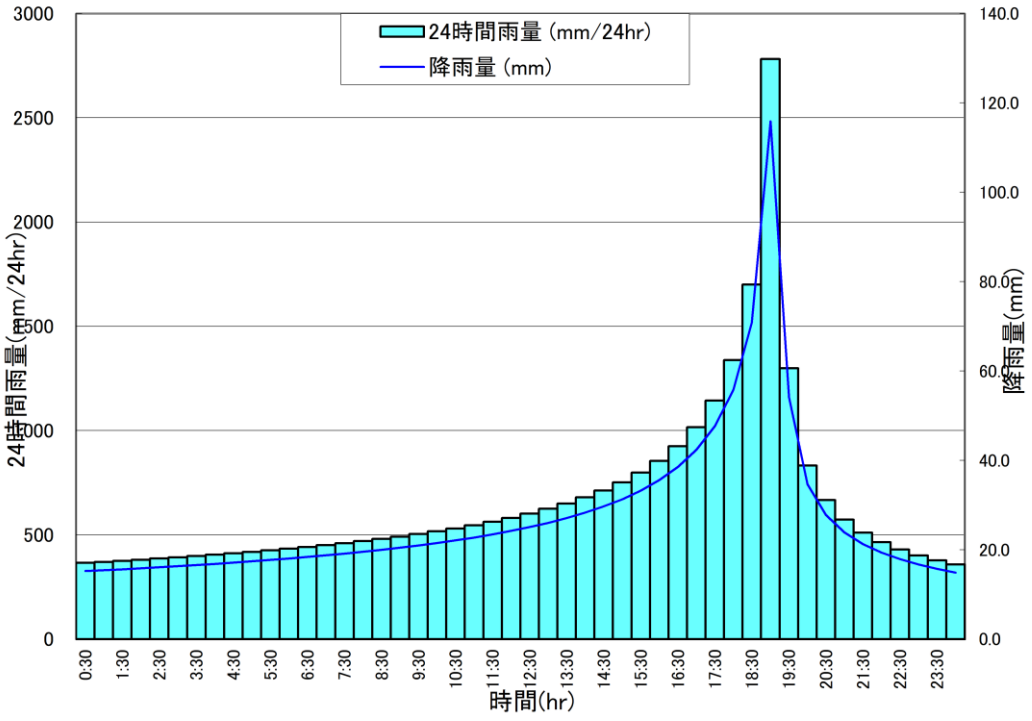
(※) 24hr/30min は、ピーク部の瞬間最大強度を、洪水到達時間の降雨強度に補正するための処理

降雨強度　　= ピーク部雨量*(1hr/0.5hr) = 231.823 (mm/hr)

以降、等間隔（30min）で分割していき、結果をグラフにしていくと、次項のとおりとなる。

(200年確率:A項流量)24時間降雨強度及び時間降雨強度一覧表
○○池

番号	時間 (h:m)	24時間雨量 (mm/24hr)	降雨量 (mm)	番号	時間 (h:m)	24時間雨量 (mm/24hr)	降雨量 (mm)
1	0:30	365.388	15.225	25	12:30	601.863	25.078
2	1:00	370.282	15.428	26	13:00	624.671	26.028
3	1:30	375.380	15.641	27	13:30	650.308	27.096
4	2:00	380.694	15.862	28	14:00	679.417	28.309
5	2:30	386.241	16.093	29	14:30	712.866	29.703
6	3:00	392.038	16.335	30	15:00	751.862	31.328
7	3:30	398.106	16.588	31	15:30	798.148	33.256
8	4:00	404.464	16.853	32	16:00	854.352	35.598
9	4:30	411.138	17.131	33	16:30	924.671	38.528
10	5:00	418.154	17.423	34	17:00	1016.347	42.348
11	5:30	425.544	17.731	35	17:30	1143.329	47.639
12	6:00	433.341	18.056	36	18:00	1337.527	55.730
13	6:30	441.584	18.399	37	18:30	1700.035	70.835
14	7:00	450.318	18.763	38	19:00	2781.879	115.912
15	7:30	459.594	19.150	39	19:30	1299.311	54.138
16	8:00	469.469	19.561	40	20:00	832.259	34.677
17	8:30	480.012	20.001	41	20:30	666.816	27.784
18	9:00	491.302	20.471	42	21:00	573.058	23.877
19	9:30	503.431	20.976	43	21:30	510.479	21.270
20	10:00	516.510	21.521	44	22:00	464.849	19.369
21	10:30	530.670	22.111	45	22:30	429.657	17.902
22	11:00	546.069	22.753	46	23:00	401.437	16.727
23	11:30	562.899	23.454	47	23:30	378.150	15.756
24	12:00	581.398	24.225	48	24:00	358.506	14.938



7.2.7 流入ハイドログラフ

次の合理式を使用し、降雨強度からため池流入洪水のハイドログラフを算出する。

$$Q=\frac{1}{3.6}\cdot f\cdot r\cdot A$$

ここで、　Q:流量　(m³/s)
f:流出率
r:降雨強度　(mm/h)
A:流域面積　(ha)

流域名	面積 A (km²)	流出係数 f_p	洪水到達係数 C
急峻な山地	0.2090	0.90	290
かんがい中の水田	0.0240	0.80	100
市街地	0.0005	0.90	70
池面(満水面積)	0.0167	1.00	70
計	0.2502		
平均		0.8971	256.65

任意の時間雨量は、洪水到達時間を考慮して降雨強度に換算する。

設計洪水流量の算定は、短期降雨式により山口県適用範囲の久野・石黒式で行っているので、そのときの降雨強度式を次に示す。

洪水到達時間 t＝38.14（min）
a＝1,151.84
b＝4.46

$r=a/(\sqrt{t}+b)$
＝1,151.84／(√(38.14)＋4.46)
＝108.30　　(mm)

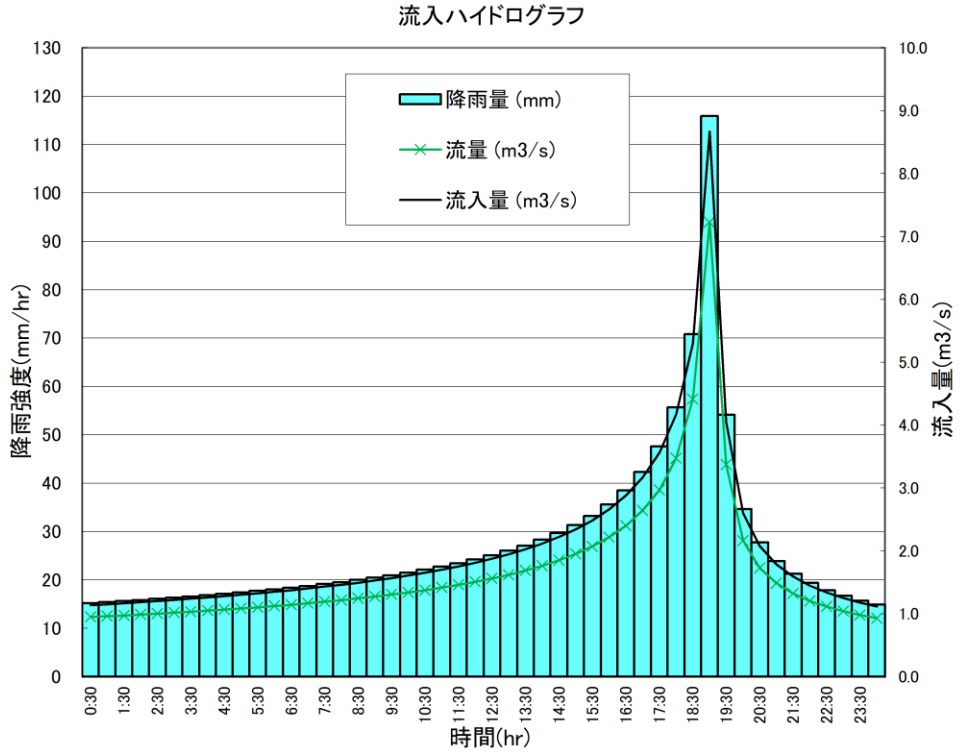
流入ハイドログラフで算定した t＝30 分間隔の最大降雨強度は r＝115.912（mm）であるので、この降雨量（大なる方）を設計洪水流量算定時の降雨強度として流入量を求める。

下表の降雨量（降雨強度:mm/hr）とし流量を求め、20%割増した数値をため池への流入量（＝設計洪水流量:m³/s）とする。

(200年確率:A項流量)区間降雨強度及び貯水池流入量一覧表

○○池　　(※)流入量=流量×1.2

番号	時間 (h:m)	降雨量 (mm)	流量 (m3/s)	流入量 (m3/s)	番号	時間 (h:m)	降雨量 (mm)	流量 (m3/s)	流入量 (m3/s)
1	0:30	15.225	0.9492	1.1390	25	12:30	25.078	1.5636	1.8763
2	1:00	15.428	0.9619	1.1543	26	13:00	26.028	1.6228	1.9474
3	1:30	15.641	0.9752	1.1702	27	13:30	27.096	1.6894	2.0273
4	2:00	15.862	0.9890	1.1868	28	14:00	28.309	1.7650	2.1180
5	2:30	16.093	1.0034	1.2041	29	14:30	29.703	1.8519	2.2223
6	3:00	16.335	1.0185	1.2222	30	15:00	31.328	1.9532	2.3438
7	3:30	16.588	1.0342	1.2410	31	15:30	33.256	2.0735	2.4882
8	4:00	16.853	1.0507	1.2608	32	16:00	35.598	2.2195	2.6634
9	4:30	17.131	1.0681	1.2817	33	16:30	38.528	2.4022	2.8826
10	5:00	17.423	1.0863	1.3036	34	17:00	42.348	2.6403	3.1684
11	5:30	17.731	1.1055	1.3266	35	17:30	47.639	2.9702	3.5642
12	6:00	18.056	1.1258	1.3510	36	18:00	55.730	3.4747	4.1696
13	6:30	18.399	1.1472	1.3766	37	18:30	70.835	4.4164	5.2997
14	7:00	18.763	1.1699	1.4039	38	19:00	115.912	7.2269	8.6723
15	7:30	19.150	1.1940	1.4328	39	19:30	54.138	3.3754	4.0505
16	8:00	19.561	1.2196	1.4635	40	20:00	34.677	2.1621	2.5945
17	8:30	20.001	1.2470	1.4964	41	20:30	27.784	1.7323	2.0788
18	9:00	20.471	1.2763	1.5316	42	21:00	23.877	1.4887	1.7864
19	9:30	20.976	1.3078	1.5694	43	21:30	21.270	1.3261	1.5913
20	10:00	21.521	1.3418	1.6102	44	22:00	19.369	1.2076	1.4491
21	10:30	22.111	1.3786	1.6543	45	22:30	17.902	1.1162	1.3394
22	11:00	22.753	1.4186	1.7023	46	23:00	16.727	1.0429	1.2515
23	11:30	23.454	1.4623	1.7548	47	23:30	15.756	0.9824	1.1789
24	12:00	24.225	1.5104	1.8125	48	24:00	14.938	0.9313	1.1176



設計指針「ため池」での算定例では、流出の時間遅れを平均流量で表す手法だが、山口県の多くのため池は集水面積が小さく到達時間も約 30 分と短いため、流域特性と整合しにくい。

本計算事例では、ピーク流量 7.2269㎥/s に対し、平均値は 4.938㎥/s と大きく乖離しており、本流域の特性からは流量を相対的に小さく見積もるおそれがある。

一方で、計算間隔の調整も検討できるが、妥当性の確認が困難である。

よって、山口県では旧設計指針「ため池」、および旧手引と同様に、各時間の最大値を採用し、平均値を用いる手法は採用しない方針とする。

(200年確率:A項流量)貯水池平均流入量算定表
○○池

経過時間		降雨強度	単位時間経過後流出量(m3/s)				基底流量	合計	時間平均
			10分	20分	30分	計	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
時間	分	(mm/hr)	0.35	0.35	0.30	1.00			
0.5	10	15.225	0.3322			0.3322	0.000	0.3322	
	20	15.225		0.3322		0.6644	0.000	0.6644	0.649
	30	15.225			0.2848	0.9492	0.000	0.9492	
1	10	15.428	0.3367			0.3367	0.000	0.3367	
	20	15.428		0.3367		0.6734	0.000	0.6734	0.657
	30	15.428			0.2886	0.9620	0.000	0.9620	
1.5	10	15.641	0.3413			0.3413	0.000	0.3413	
	20	15.641		0.3413		0.6826	0.000	0.6826	0.666
	30	15.641			0.2926	0.9752	0.000	0.9752	
2	10	15.862	0.3461			0.3461	0.000	0.3461	
	20	15.862		0.3461		0.6922	0.000	0.6922	0.676
	30	15.862			0.2967	0.9889	0.000	0.9889	
2.5	10	16.093	0.3512			0.3512	0.000	0.3512	
	20	16.093		0.3512		0.7024	0.000	0.7024	0.686
	30	16.093			0.3010	1.0034	0.000	1.0034	
3	10	16.335	0.3565			0.3565	0.000	0.3565	
	20	16.335		0.3565		0.7130	0.000	0.713	0.696
	30	16.335			0.3055	1.0185	0.000	1.0185	
3.5	10	16.588	0.3620			0.3620	0.000	0.362	
	20	16.588		0.3620		0.7240	0.000	0.7240	0.707
	30	16.588			0.3103	1.0343	0.000	1.0343	
4	10	16.853	0.3678			0.3678	0.000	0.3678	
	20	16.853		0.3678		0.7356	0.000	0.7356	0.718
	30	16.853			0.3152	1.0508	0.000	1.0508	
4.5	10	17.131	0.3738			0.3738	0.000	0.3738	
	20	17.131		0.3738		0.7476	0.000	0.7476	0.730
	30	17.131			0.3204	1.0680	0.000	1.068	
5	10	17.423	0.3802			0.3802	0.000	0.3802	
	20	17.423		0.3802		0.7604	0.000	0.7604	0.742
	30	17.423			0.3259	1.0863	0.000	1.0863	
5.5	10	17.731	0.3869			0.3869	0.000	0.3869	
	20	17.731		0.3869		0.7738	0.000	0.7738	0.755
	30	17.731			0.3317	1.1055	0.000	1.1055	
6	10	18.056	0.3940			0.3940	0.000	0.394	
	20	18.056		0.3940		0.7880	0.000	0.7880	0.769
	30	18.056			0.3377	1.1257	0.000	1.1257	
6.5	10	18.399	0.4015			0.4015	0.000	0.4015	
	20	18.399		0.4015		0.8030	0.000	0.8030	0.784
	30	18.399			0.3442	1.1472	0.000	1.1472	
7	10	18.763	0.4095			0.4095	0.000	0.4095	
	20	18.763		0.4095		0.8190	0.000	0.8190	0.800
	30	18.763			0.3510	1.1700	0.000	1.1700	
7.5	10	19.150	0.4179			0.4179	0.000	0.4179	
	20	19.150		0.4179		0.8358	0.000	0.8358	0.816
	30	19.150			0.3582	1.1940	0.000	1.1940	
8	10	19.561	0.4269			0.4269	0.000	0.4269	
	20	19.561		0.4269		0.8538	0.000	0.8538	0.833
	30	19.561			0.3659	1.2197	0.000	1.2197	
8.5	10	20.001	0.4365			0.4365	0.000	0.4365	
	20	20.001		0.4365		0.8730	0.000	0.8730	0.852
	30	20.001			0.3741	1.2471	0.000	1.2471	
9	10	20.471	0.4467			0.4467	0.000	0.4467	
	20	20.471		0.4467		0.8934	0.000	0.8934	0.872
	30	20.471			0.3829	1.2763	0.000	1.2763	
9.5	10	20.976	0.4577			0.4577	0.000	0.4577	
	20	20.976		0.4577		0.9154	0.000	0.9154	0.894
	30	20.976			0.3924	1.3078	0.000	1.3078	
10	10	21.521	0.4696			0.4696	0.000	0.4696	
	20	21.521		0.4696		0.9392	0.000	0.9392	0.917
	30	21.521			0.4025	1.3417	0.000	1.3417	
10.5	10	22.111	0.4825			0.4825	0.000	0.4825	
	20	22.111		0.4825		0.9650	0.000	0.9650	0.942
	30	22.111			0.4136	1.3786	0.000	1.3786	
11	10	22.753	0.4965			0.4965	0.000	0.4965	
	20	22.753		0.4965		0.9930	0.000	0.9930	0.969
	30	22.753			0.4256	1.4186	0.000	1.4186	
11.5	10	23.454	0.5118			0.5118	0.000	0.5118	
	20	23.454		0.5118		1.0236	0.000	1.0236	0.999
	30	23.454			0.4387	1.4623	0.000	1.4623	
12	10	24.225	0.5286			0.5286	0.000	0.5286	
	20	24.225		0.5286		1.0572	0.000	1.0572	1.032
	30	24.225			0.4531	1.5103	0.000	1.5103	

経過時間		降雨強度	単位時間経過後流出量(m3/s)				基底流量	合計	時間平均
			10分	20分	30分	計	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
時間	分	(mm/hr)	0.35	0.35	0.30	1.00			
12.5	10	25.078	0.5472			0.5472	0.000	0.5472	
	20	25.078		0.5472		1.0944	0.000	1.0944	1.068
	30	25.078			0.4691	1.5635	0.000	1.5635	
13	10	26.028	0.5680			0.5680	0.000	0.568	
	20	26.028		0.5680		1.1360	0.000	1.1360	1.109
	30	26.028			0.4868	1.6228	0.000	1.6228	
13.5	10	27.096	0.5913			0.5913	0.000	0.5913	
	20	27.096		0.5913		1.1826	0.000	1.1826	1.154
	30	27.096			0.5068	1.6894	0.000	1.6894	
14	10	28.309	0.6178			0.6178	0.000	0.6178	
	20	28.309		0.6178		1.2356	0.000	1.2356	1.206
	30	28.309			0.5295	1.7651	0.000	1.7651	
14.5	10	29.703	0.6482			0.6482	0.000	0.6482	
	20	29.703		0.6482		1.2964	0.000	1.2964	1.266
	30	29.703			0.5556	1.8520	0.000	1.8520	
15	10	31.328	0.6836			0.6836	0.000	0.6836	
	20	31.328		0.6836		1.3672	0.000	1.3672	1.335
	30	31.328			0.5860	1.9532	0.000	1.9532	
15.5	10	33.256	0.7257			0.7257	0.000	0.7257	
	20	33.256		0.7257		1.4514	0.000	1.4514	1.417
	30	33.256			0.6220	2.0734	0.000	2.0734	
16	10	35.598	0.7768			0.7768	0.000	0.7768	
	20	35.598		0.7768		1.5536	0.000	1.5536	1.517
	30	35.598			0.6658	2.2194	0.000	2.2194	
16.5	10	38.528	0.8408			0.8408	0.000	0.8408	
	20	38.528		0.8408		1.6816	0.000	1.6816	1.642
	30	38.528			0.7206	2.4022	0.000	2.4022	
17	10	42.348	0.9241			0.9241	0.000	0.9241	
	20	42.348		0.9241		1.8482	0.000	1.8482	1.804
	30	42.348			0.7921	2.6403	0.000	2.6403	
17.5	10	47.639	1.0396			1.0396	0.000	1.0396	
	20	47.639		1.0396		2.0792	0.000	2.0792	2.030
	30	47.639			0.8911	2.9703	0.000	2.9703	
18	10	55.730	1.2161			1.2161	0.000	1.2161	
	20	55.730		1.2161		2.4322	0.000	2.4322	2.374
	30	55.730			1.0424	3.4746	0.000	3.4746	
18.5	10	70.835	1.5458			1.5458	0.000	1.5458	
	20	70.835		1.5458		3.0916	0.000	3.0916	3.018
	30	70.835			1.3249	4.4165	0.000	4.4165	
19	10	115.912	2.5294			2.5294	0.000	2.5294	
	20	115.912		2.5294		5.0588	0.000	5.0588	4.938
	30	115.912			2.1681	7.2269	0.000	7.2269	
19.5	10	54.138	1.1814			1.1814	0.000	1.1814	
	20	54.138		1.1814		2.3628	0.000	2.3628	2.307
	30	54.138			1.0126	3.3754	0.000	3.3754	
20	10	34.677	0.7567			0.7567	0.000	0.7567	
	20	34.677		0.7567		1.5134	0.000	1.5134	1.477
	30	34.677			0.6486	2.1620	0.000	2.1620	
20.5	10	27.784	0.6063			0.6063	0.000	0.6063	
	20	27.784		0.6063		1.2126	0.000	1.2126	1.184
	30	27.784			0.5197	1.7323	0.000	1.7323	
21	10	23.877	0.5211			0.5211	0.000	0.5211	
	20	23.877		0.5211		1.0422	0.000	1.0422	1.017
	30	23.877			0.4466	1.4888	0.000	1.4888	
21.5	10	21.270	0.4642			0.4642	0.000	0.4642	
	20	21.270		0.4642		0.9284	0.000	0.9284	0.906
	30	21.270			0.3978	1.3262	0.000	1.3262	
22	10	19.369	0.4227			0.4227	0.000	0.4227	
	20	19.369		0.4227		0.8454	0.000	0.8454	0.825
	30	19.369			0.3623	1.2077	0.000	1.2077	
22.5	10	17.902	0.3907			0.3907	0.000	0.3907	
	20	17.902		0.3907		0.7814	0.000	0.7814	0.763
	30	17.902			0.3349	1.1163	0.000	1.1163	
23	10	16.727	0.3650			0.3650	0.000	0.365	
	20	16.727		0.3650		0.7300	0.000	0.7300	0.713
	30	16.727			0.3129	1.0429	0.000	1.0429	
23.5	10	15.756	0.3438			0.3438	0.000	0.3438	
	20	15.756		0.3438		0.6876	0.000	0.6876	0.671
	30	15.756			0.2947	0.9823	0.000	0.9823	
24	10	14.938	0.3260			0.3260	0.000	0.326	
	20	14.938		0.3260		0.6520	0.000	0.6520	0.636
	30	14.938			0.2794	0.9314	0.000	0.9314	

7.2.8 貯留効果の算定

(1) 諸条件

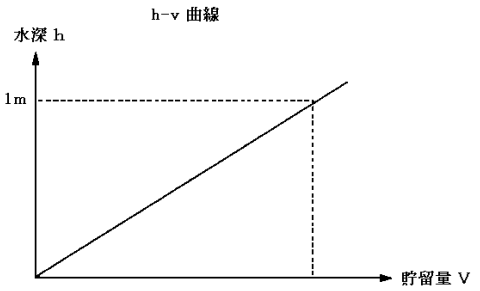
ため池が満水位である時、降雨が発生した場合の貯留効果について算定する。



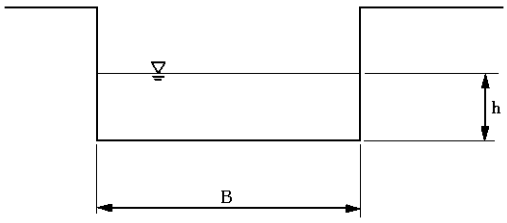
出発水深はFWLとし、定義上その水深を0とする。

また、貯水量の変化に伴う水深の変化を算出するために、$h-V$曲線を必要とするが、一般にそれらのデータは入力しにくいので、満水面積にFWL以上の水深を掛けたものを貯留量とする。

よって、満水面積を16,700（m^2）とすると、下記のような$h-V$曲線が描ける。(直線近似)



洪水は越流堰式とする。



よって、このときの流量公式は下記のようになる。

$$Q = C \cdot B \cdot h^{3/2}$$

Q：放流量	(m^3/s)
C：越流係数	2.13とする。
B：堰の有効幅	4.40（m）とする。
h：水深（越流総水深）	(m)

(2) 洪水調節計算

ため池への流入および放流での位置変動を算出する計算式は、以下の式を用いる。

$$V(t+\Delta t)=V(t)+\{I(t+\Delta t/2)-O(t+\Delta t/2)\}\cdot\Delta t \quad \cdots\cdots③$$

$$I(t+\Delta t/2)=\frac{I(t+\Delta t)+I(t)}{2}$$

$$O(t+\Delta t/2)=\frac{O(t+\Delta t)+O(t)}{2}$$

ここに、

V：貯留量（m^3）

I,O：流入量および放流量（m^3/s）

Δt：計算時間のピッチ（0.5h → 1,800s）

計算手順

① ハイドログラフから、$I(t+\Delta t/2)$を算出

② 水深hを仮定して、$O(t+\Delta t/2)$を算出

③ 式③から$V(t+\Delta t)$を算出

④ $V(t+\Delta t)$を$h-V$曲線にあてはめh_0を算出

⑤ $|h-h_0|\leqq$許容誤差（e=0.0001mとする）であれば次の計算に移る。
そうでなければ②に戻り、$|h-h_0|\leqq e$となるまで計算を繰り返す。

【t：0～0.5時間の場合】

$V(t)=0$ m^3

$I(t)=0$ m^3/s

$I(t+\Delta t)=1.1390$ m^3/s

$I(t+\Delta t/2)=(1.1390)/2=0.5695$

$O(t)=0$ m^3/s

〈1回目〉

Δt後の水深h=0.00100mと仮定する。

$h=0.00100$ m

$O(t+\Delta t)=2.13\times4.40\times0.00100^{(3/2)}=0.0003$ m^3/s

$O(t+\Delta t/2)=(0.00030+0)/2=0.00015$ m^3/s

$V(t+\Delta t)=0+(0.5995-0.00015)\times1800=1,024.830$ m^3

$h_0=0.0614$ m (1024.830/16,700)

$|h-h_0|=0.0604$ ＞e

〈2回目〉

Δt後の水深h=0.0614mと仮定する。

$h=0.0614$ m

$O(t+\Delta t)=2.13\times4.40\times0.0614^{(3/2)}=0.1426$ m^3/s

$O(t+\Delta t/2)=(0.1426+0)/2=0.07130$ m^3/s

$V(t+\Delta t)=0+(0.5695-0.07130)\times1800=896.760$ m^3

$h_0=0.0537$ m (896.760/16,700)

$|h-h_0|=0.0077$ ＞e

水深hを仮定し、その計算結果で出た水深h_0とを比較する。

許容誤差に収まらなければ、h_0をhに置き換えて許容誤差に収まるまで繰り返す。これを、時間毎に逐次繰り返す。

(200年確率:A項流量)洪水調節計算 計算表　　流量係数 C=　2.13　　Δt=　1,800 s

○○池　　洪水吐幅 B=　4.40 m ,　貯水池面積 A=　16,700 m^2

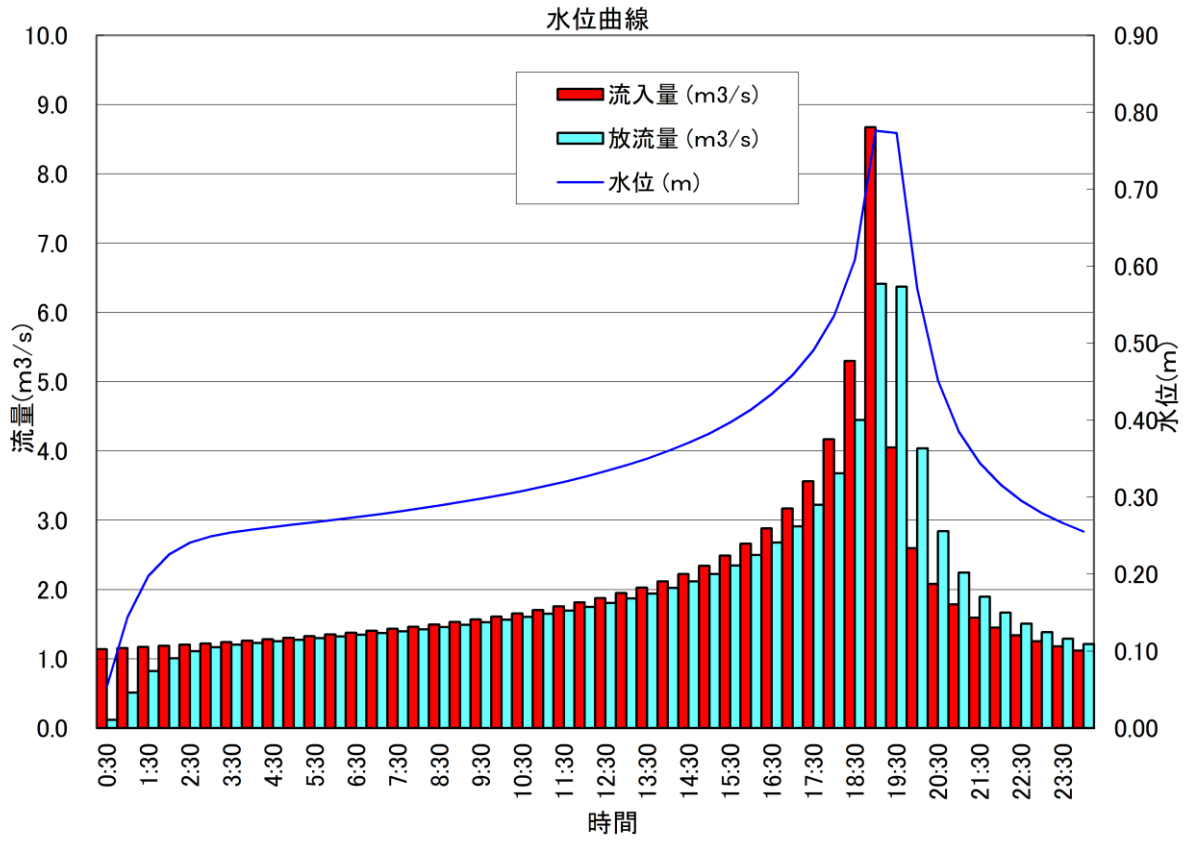
番号	時間	① V (t)	②= ③$_{(n-1)}$ I (t)	③ (流入量) I(t+Δt)	④= (②+③)/2 I(t+Δt/2)	⑤=⑦$_{(n-1)}$ O (t)	⑥ h	⑦=C・B・ ⑥$^{(3/2)}$ O(t+Δt)	⑧= (⑤+⑦)/2 O(t+Δt/2)	⑨=①+(④- ⑧)×Δt V(t+Δt)	⑩=⑨/A h_0	⑪= /⑥-⑩/ ≦0.0001 /h-h_0/	判定
1	0:30	0.0000	0.0000	1.1390	0.5695	0.000000	0.0549071	0.12058	0.060290	916.5780	0.0549	0.000022	OK
2	1:00	916.5780	1.1390	1.1543	1.1467	0.120580	0.1442985	0.51372	0.317149	2409.6798	0.1443	0.000006	OK
3	1:30	2409.6798	1.1543	1.1702	1.1623	0.513718	0.1974682	0.82239	0.668054	3299.2326	0.1976	0.000091	OK
4	2:00	3299.2326	1.1702	1.1868	1.1785	0.822390	0.2259499	1.00659	0.914488	3774.4542	0.2260	0.000065	OK
5	2:30	3774.4542	1.1868	1.2041	1.1955	1.006585	0.2409266	1.10831	1.057446	4022.8614	0.2409	0.000037	OK
6	3:00	4022.8614	1.2041	1.2222	1.2132	1.108306	0.2491356	1.16543	1.136868	4160.1690	0.2491	0.000024	OK
7	3:30	4160.1690	1.2222	1.2410	1.2316	1.165429	0.2542884	1.20177	1.183601	4246.5672	0.2543	0.000003	OK
8	4:00	4246.5672	1.2410	1.2608	1.2509	1.201772	0.2581262	1.22908	1.215427	4310.4186	0.2581	0.000017	OK
9	4:30	4310.4186	1.2608	1.2817	1.2713	1.229081	0.2614203	1.25268	1.240882	4365.0810	0.2614	0.000038	OK
10	5:00	4365.0810	1.2817	1.3036	1.2927	1.252683	0.2645425	1.27519	1.263938	4416.7626	0.2645	0.000066	OK
11	5:30	4416.7626	1.3036	1.3266	1.3151	1.275192	0.2675982	1.29735	1.286271	4468.6548	0.2676	0.000014	OK
12	6:00	4468.6548	1.3266	1.3510	1.3388	1.297349	0.2708186	1.32084	1.309094	4522.1256	0.2708	0.000033	OK
13	6:30	4522.1256	1.3510	1.3766	1.3638	1.320839	0.2741736	1.34546	1.333150	4577.2956	0.2741	0.000084	OK
14	7:00	4577.2956	1.3766	1.4039	1.3903	1.345460	0.2775765	1.37059	1.358023	4635.3042	0.2776	0.000013	OK
15	7:30	4635.3042	1.4039	1.4328	1.4184	1.370586	0.2812679	1.39802	1.384302	4696.5906	0.2812	0.000035	OK
16	8:00	4696.5906	1.4328	1.4635	1.4482	1.398017	0.2850968	1.42666	1.412339	4761.0504	0.2851	0.000004	OK
17	8:30	4761.0504	1.4635	1.4964	1.4800	1.426661	0.2891939	1.45753	1.442093	4829.1930	0.2892	0.000021	OK
18	9:00	4829.1930	1.4964	1.5316	1.5140	1.457525	0.2935359	1.49047	1.473999	4901.1948	0.2935	0.000051	OK
19	9:30	4901.1948	1.5316	1.5694	1.5505	1.490473	0.2980919	1.52531	1.507891	4977.8910	0.2981	0.000015	OK
20	10:00	4977.8910	1.5694	1.6102	1.5898	1.525308	0.3030256	1.56333	1.544320	5059.7550	0.3030	0.000046	OK
21	10:30	5059.7550	1.6102	1.6543	1.6323	1.563332	0.3082390	1.60385	1.583591	5147.3412	0.3082	0.000015	OK
22	11:00	5147.3412	1.6543	1.7023	1.6783	1.603850	0.3139062	1.64828	1.626067	5241.3606	0.3139	0.000052	OK
23	11:30	5241.3606	1.7023	1.7548	1.7286	1.648284	0.3199505	1.69612	1.672202	5342.7870	0.3199	0.000023	OK
24	12:00	5342.7870	1.7548	1.8125	1.7837	1.696120	0.3265811	1.74912	1.722619	5452.6428	0.3265	0.000076	OK
25	12:30	5452.6428	1.8125	1.8763	1.8444	1.749117	0.3337170	1.80676	1.777937	5572.2762	0.3337	0.000048	OK
26	13:00	5572.2762	1.8763	1.9474	1.9119	1.806757	0.3415704	1.87091	1.838833	5703.7068	0.3415	0.000031	OK
27	13:30	5703.7068	1.9474	2.0273	1.9874	1.870909	0.3502466	1.94264	1.906776	5848.7400	0.3502	0.000023	OK
28	14:00	5848.7400	2.0273	2.1180	2.0727	1.942643	0.3598991	2.02350	1.983072	6009.9804	0.3599	0.000020	OK
29	14:30	6009.9804	2.1180	2.2223	2.1702	2.023501	0.3707438	2.11565	2.069574	6191.0172	0.3707	0.000024	OK
30	15:00	6191.0172	2.2223	2.3438	2.2831	2.115647	0.3830470	2.22183	2.168738	6396.7788	0.3830	0.000006	OK
31	15:30	6396.7788	2.3438	2.4882	2.4160	2.221828	0.3972538	2.34658	2.284202	6634.0152	0.3972	0.000007	OK
32	16:00	6634.0152	2.4882	2.6634	2.5758	2.346575	0.4139169	2.49576	2.421166	6912.3564	0.4139	0.000003	OK
33	16:30	6912.3564	2.6634	2.8826	2.7730	2.495756	0.4339281	2.67892	2.587336	7246.5516	0.4339	0.000003	OK
34	17:00	7246.5516	2.8826	3.1684	3.0255	2.678915	0.4587360	2.91190	2.795408	7660.7172	0.4587	0.000010	OK
35	17:30	7660.7172	3.1684	3.5642	3.3663	2.911901	0.4909199	3.22365	3.067777	8198.0586	0.4909	0.000018	OK
36	18:00	8198.0586	3.5642	4.1696	3.8669	3.223653	0.5358759	3.67645	3.450052	8948.3850	0.5358	0.000045	OK
37	18:30	8948.3850	4.1696	5.2997	4.7347	3.676450	0.6083947	4.44744	4.061947	10159.2504	0.6083	0.000056	OK
38	19:00	10159.2504	5.2997	8.6723	6.9860	4.447443	0.7762720	6.40993	5.428686	12962.4156	0.7762	0.000079	OK
39	19:30	12962.4156	8.6723	4.0505	6.3614	6.409928	0.7730854	6.37050	6.390214	12910.5504	0.7731	0.000001	OK
40	20:00	12910.5504	4.0505	2.5945	3.3225	6.370500	0.5703828	4.03722	5.203858	9524.1060	0.5703	0.000077	OK
41	20:30	9524.1060	2.5945	2.0788	2.3367	4.037215	0.4514192	2.84251	3.439864	7538.3208	0.4514	0.000023	OK
42	21:00	7538.3208	2.0788	1.7864	1.9326	2.842512	0.3855838	2.24394	2.543224	6439.1976	0.3856	0.000003	OK
43	21:30	6439.1976	1.7864	1.5913	1.6889	2.243936	0.3445388	1.89535	2.069643	5753.7702	0.3445	0.000002	OK
44	22:00	5753.7702	1.5913	1.4491	1.5202	1.895350	0.3163742	1.66776	1.781556	5283.3294	0.3164	0.000007	OK
45	22:30	5283.3294	1.4491	1.3394	1.3943	1.667761	0.2955984	1.50621	1.586985	4936.4064	0.2956	0.000005	OK
46	23:00	4936.4064	1.3394	1.2515	1.2955	1.506209	0.2794570	1.38454	1.445373	4666.5450	0.2794	0.000023	OK
47	23:30	4666.5450	1.2515	1.1789	1.2152	1.384537	0.2663702	1.28843	1.336484	4448.2338	0.2664	0.000009	OK
48	24:00	4448.2338	1.1789	1.1176	1.1483	1.288430	0.2554747	1.21019	1.249311	4266.3240	0.2555	0.000006	OK

前表より、洪水調節計算結果をまとめると、下表のようになる。

(200年確率:A項流量)洪水調節計算結果
○○池

番号	時間	流入量 (m^3/s)	放流量 (m^3/s)	水位 (m)	備考	番号	時間	流入量 (m^3/s)	放流量 (m^3/s)	水位 (m)	備考
1	0:30	1.1390	0.121	0.055		25	12:30	1.8763	1.807	0.334	
2	1:00	1.1543	0.514	0.144		26	13:00	1.9474	1.871	0.342	
3	1:30	1.1702	0.822	0.197		27	13:30	2.0273	1.943	0.350	
4	2:00	1.1868	1.007	0.226		28	14:00	2.1180	2.024	0.360	
5	2:30	1.2041	1.108	0.241		29	14:30	2.2223	2.116	0.371	
6	3:00	1.2222	1.165	0.249		30	15:00	2.3438	2.222	0.383	
7	3:30	1.2410	1.202	0.254		31	15:30	2.4882	2.347	0.397	
8	4:00	1.2608	1.229	0.258		32	16:00	2.6634	2.496	0.414	
9	4:30	1.2817	1.253	0.261		33	16:30	2.8826	2.679	0.434	
10	5:00	1.3036	1.275	0.265		34	17:00	3.1684	2.912	0.459	
11	5:30	1.3266	1.297	0.268		35	17:30	3.5642	3.224	0.491	
12	6:00	1.3510	1.321	0.271		36	18:00	4.1696	3.676	0.536	
13	6:30	1.3766	1.345	0.274		37	18:30	5.2997	4.447	0.608	
14	7:00	1.4039	1.371	0.278		38	19:00	8.6723	6.410	0.776	最大
15	7:30	1.4328	1.398	0.281		39	19:30	4.0505	6.371	0.773	
16	8:00	1.4635	1.427	0.285		40	20:00	2.5945	4.037	0.570	
17	8:30	1.4964	1.458	0.289		41	20:30	2.0788	2.843	0.451	
18	9:00	1.5316	1.490	0.294		42	21:00	1.7864	2.244	0.386	
19	9:30	1.5694	1.525	0.298		43	21:30	1.5913	1.895	0.345	
20	10:00	1.6102	1.563	0.303		44	22:00	1.4491	1.668	0.316	
21	10:30	1.6543	1.604	0.308		45	22:30	1.3394	1.506	0.296	
22	11:00	1.7023	1.648	0.314		46	23:00	1.2515	1.385	0.279	
23	11:30	1.7548	1.696	0.320		47	23:30	1.1789	1.288	0.266	
24	12:00	1.8125	1.749	0.327		48	24:00	1.1176	1.210	0.255	

以上の結果から、最大の水深(総越流水頭)は0.78(m)となる。



以上の結果より、最大水深（総越流水頭）は、0.78（m）となる。

越流水深は、小数点以下２位止（３位切り上げ）

7.3　緊急放流施設の計算例

7.3.1　設計条件

緊急放流孔と斜樋の最上部取水孔とを兼ねる構造を検討する。

設計諸元は、下記のとおりとする。

なお、実際の緊急放流施設の設計においては、個々のため池における設計諸元を適切に設定すること。

(1)　ため池諸元

満水面積	3500 m^2
貯水深	6.5 m
常時満水位（FWL）	10.0 m
上流法勾配　1：n_1	1：2.0

(2)　取水施設としての諸元

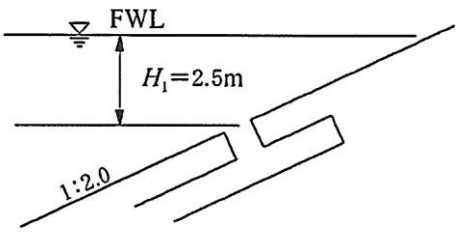
a.　斜樋取水孔

取水孔は、FWL から 2.50m で配置（仮定）とする。

取水孔径	D：150 mm（仮定）

b.　底樋

底樋管の管径	ϕ：800 mm
底樋管の勾配	I_1：1/250



7.3.2　緊急放流量（Q_2）の算出

緊急降下水位は、（常時満水位－2.0 m）と{常時満水位－（貯水深×1/3）}を比較し、高い水位とする。

常時満水位－2.0 m ＝ 10.0－2.0

＝ 8.0 m　……（7.3.2.1）

常時満水位－（貯水深×1/3）＝ 10.0－（6.5/3）

＝ 7.8 m　……（7.3.2.2）

式（7.3.2.1）＞式（7.3.2.2）であり、緊急降下水位は 8.0 m となる。

よって、1 日で水位を常時満水位から 2.0 m 下げるのに必要となる放流量は、以下のようになる。

（この計算例では池内斜面勾配を考慮せず、満水面積に降下水深を乗じて放流量を算出する。よって、正確な量とはならないが、安全側の扱いとする。）

実施設計時には「**3.6.3　放流孔の位置及び構造**」に記す方法で緊急放流量を算出する。

Q_2 ＝ 3500×2.0/（24×60×60）

＝ 0.081 m^3/s

7.3.3　緊急放流孔径の算出

緊急放流孔径は、式（7.3.3.1）から算出する。

$$A=Q/(C\sqrt{(2g\cdot H/2)}) \quad \cdots\cdots (7.3.3.1)$$

$$Qmax=C\cdot A\cdot\sqrt{(2gH)} \quad \cdots\cdots (7.3.3.2)$$

ここに、 A ：孔口断面積（m^2）

Q ：放流量（m^3/s）

C ：流量係数（普通 0.62）

g ：重力加速度（9.8 m/s^2）

H ：孔中心までの水深（m）＝ $H\alpha+Hd+h$

Hd ：緊急降下水深（m）

$H\alpha$ ：水没深（m）（最大 2D or 0.30 m の大なる方）

h ：孔上端より中心までの水深（m）

$Qmax$ ：最大放流量（m^3/s）

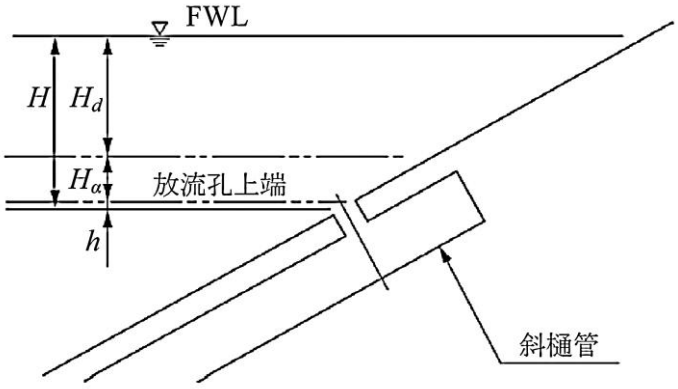


図-7.3.3.1　Hのとり方

(1)　緊急放流孔径の検討

緊急放流孔（D ＝ 200 mm）の場合

緊急降下水深

Hd ＝ 2.0 m

水没深

$H\alpha$ ＝ 2×0.20＝ 0.4 m ＞ 0.3 m

孔上端より中心までの水深

斜率=$1/\sqrt{(1+n_1^2)}$ ＝$1/\sqrt{(1+2.0^2)}$ ＝0.447

h ＝ (0.20 / 2) ×0.447＝ 0.04 m

孔中心までの水深

∴ H ＝ 2.0＋0.4＋0.04 ＝ 2.44 m

必要孔口断面

A ＝ 0.081/ $(0.62\sqrt{(2\times9.8\times(2.44/2))})$

＝ 0.027 m^2 ＜ 0.031 m^2 ・・・・OK

D ＝ 200 mm の断面積 ＝ $0.20^2\times\pi$ / 4＝ 0.031 m^2

緊急放流孔径別一覧表

計算条件

降下水深 ： 2.00 (m)
FWL ： 10.00 (m)
勾配 ： 2
流量係数 ： 0.62
緊急放流量 ： 0.081 (m3/s)

孔径 (mm)	孔面積 (m2)	水没深 2*D(m)	水没深 0.3(m)	水没深 採用値(m)	孔上端～中心 水深(m)	必要水深 (m)	孔中心 (m)	必要孔径 (m2)	適用	最大放流量(m3/s)
φ100	0.008	0.20	0.30	0.30	0.02	2.32	7.68	0.027	NO	0.033
φ150	0.018	0.30	0.30	0.30	0.03	2.33	7.67	0.027	NO	0.075
φ200	0.031	0.40	0.30	0.40	0.04	2.44	7.56	0.027	OK	0.133
φ250	0.049	0.50	0.30	0.50	0.06	2.56	7.44	0.026	OK	0.215
φ300	0.071	0.60	0.30	0.60	0.07	2.67	7.33	0.026	OK	0.318
φ350	0.096	0.70	0.30	0.70	0.08	2.78	7.22	0.025	OK	0.439
φ400	0.126	0.80	0.30	0.80	0.09	2.89	7.11	0.025	OK	0.588
φ450	0.159	0.90	0.30	0.90	0.10	3.00	7.00	0.024	OK	0.756
φ500	0.196	1.00	0.30	1.00	0.11	3.11	6.89	0.024	OK	0.949
φ600	0.283	1.20	0.30	1.20	0.13	3.33	6.67	0.023	OK	1.418

(2)　取水孔兼用の検討

・放流孔(φ200)中心高さ　　＝ 7.56 m (10.0m － 2.44m)

・第 1 取水孔(φ150)中心高さ＝ 7.50 m (10.0m － 2.50m)

・第 2 取水孔(φ150)中心高さ＝ 5.00 m (7.5m － 2.50m)

以上の諸元により、放流孔位置の直近下位にある第 1 取水孔について兼用可否を評価する。

孔中心までの水深(H)は、取水施設の設定に基づく一定値（本事例では H=2.50m）として取り扱い、孔径別に緊急放流量の流下可否を整理した。

水理計算の結果は、下表の通りである。

計算条件

孔中心までの水深 ： 2.50 (m)

FWL ： 10.00 (m)

勾配 ： 2

流量係数 ： 0.62

緊急放流量 ： 0.081 (m3/s)

孔径 (mm)	孔面積 (m2)	水没深 2*D(m)	水没深 0.3(m)	水没深 採用値(m)	孔上端～中心 水深(m)	降下水深 (m)	必要孔径 (m2)	適用	最大放 流量(m3/s)
φ100	0.008	0.20	0.30	0.30	0.02	2.18	0.028	NO	0.035
φ150	0.018	0.30	0.30	0.30	0.03	2.17	0.028	NO	0.078
φ200	0.031	0.40	0.30	0.40	0.04	2.06	0.029	OK	0.135
φ250	0.049	0.50	0.30	0.50	0.06	1.94	0.030	OK	0.213
φ300	0.071	0.60	0.30	0.60	0.07	1.83	0.031	OK	0.308
φ350	0.096	0.70	0.30	0.70	0.08	1.72	0.032	OK	0.417
φ400	0.126	0.80	0.30	0.80	0.09	1.61	0.033	OK	0.547
φ450	0.159	0.90	0.30	0.90	0.10	1.50	0.034	OK	0.690
φ500	0.196	1.00	0.30	1.00	0.11	1.39	0.035	OK	0.851
φ600	0.283	1.20	0.30	1.20	0.13	1.17	0.039	OK	1.228

・ 第 1 取水孔(φ150)は、必要放流量を満足せず、緊急放流孔としての兼用は不可。

・ ただし、孔径をφ200 に拡大すれば、必要放流量を満足し、兼用は可。

以上より、第 1 取水孔のみ拡径することで、兼用利用は可能である。ただし、取水孔兼用とした場合は通常時の過取水リスクを伴うため、水利慣行と運用実態を踏まえた管理措置（開度調整器具の設置等）を講じ、地元管理者の同意を得て採否を決定する。

なお、兼用とすると判断された場合は、続けて斜樋管の兼用の可否および底樋管の流下能力を確認し、併せて設定した緊急降下目標水位（例：7.94 m＝FWL 10.0 m－Hd 2.06 m※）まで急降下させた際の堤体安定性を照査する。

※）$Hd = H - H\alpha - h$ ＝ 2.50m－0.40m－0.04m ＝ 2.06m

7.3.4　斜樋管兼用の検討

(1)　緊急放流時の最大放流量を流し得る斜樋管径

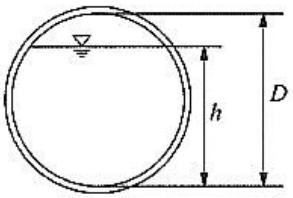
斜樋管径は緊急放流時の最大放流量 *Qmax*（m^3/s）を流し得る管径を採用する。

$$Qmax=C・A・\sqrt{(2gH)}$$
$$=0.62\times0.031\times\sqrt{(2\times9.8\times2.5)}$$
$$=0.135\ m^3/s$$

斜樋管の流下能力は、式（7.3.4.1）により算出する。

$$Q=(1/n)\cdot R^{2/3}\cdot I^{1/2}\cdot A \quad \cdots\cdots (7.3.4.1)$$

ここで、Q：流量（m^3/s）
n：粗度係数（0.013）
R：径深（m）
I：勾配（1/2.0＝0.5）
A：流積（m^2）



管径ごとに最大通水量 h=0.938D を計算すると、**表-7.3.4.1** のとおりとなる。

表-7.3.4.1　水理諸元一覧

管径 (mm)	水深h (m)	流積A (m^2)	径深R (m)	流量Q (m^3/s)	
φ150	0.141	0.017	0.043	0.113	
φ200	0.188	0.031	0.058	0.253	＞0.135 m^3/s
φ250	0.235	0.048	0.072	0.452	
φ300	0.281	0.069	0.087	0.737	
φ400	0.375	0.122	0.116	1.578	
φ500	0.469	0.191	0.145	2.867	

よって、**表-7.3.4.1** から、*Qmax* を流し得る斜樋管径は、φ200 mm である。

取水孔径(φ150)に対し、斜樋管径はφ250 となっているので、斜樋管の兼用も可能と判断する。

7.3.5　底樋管の流下能力確認

式（7.3.4.1）を使用し、底樋管（φ800 mm）が緊急放流時の最大放流量 *Qmax* を流し得るかを確認する。

h＝0.938*D* のときの *A*、*R* は、**表-7.3.5.1** から下記のようになる。

A ＝ 0.490 m^2

R ＝ 0.232 m

I ＝ I_1 ＝ 1 / 250 ＝ 0.004

$I^{1/2}$ ＝0.063

$\therefore Q = VA$

＝ $(1/n) \times R^{2/3} \times I^{1/2} \times A$

＝ (1 / 0.013) ×0.378×0.063×0.490

＝ 0.897 m^3/s ＞ *Qmax*＝0.135 m^3/s ゆえに OK

表-7.3.5.1　水理諸元一覧

管　径（mm）	*h*=0.938*D*（m）	*A*（m^2）	*R*（m）	$R^{2/3}$
600	0.56	0.275	0.174	0.312
700	0.66	0.375	0.203	0.345
800	0.75	0.490	0.232	0.378
900	0.84	0.620	0.261	0.408
1000	0.94	0.765	0.290	0.438
1100	1.03	0.926	0.319	0.467
1200	1.13	1.102	0.348	0.495
1350	1.27	1.395	0.392	0.535
1500	1.41	1.722	0.435	0.574

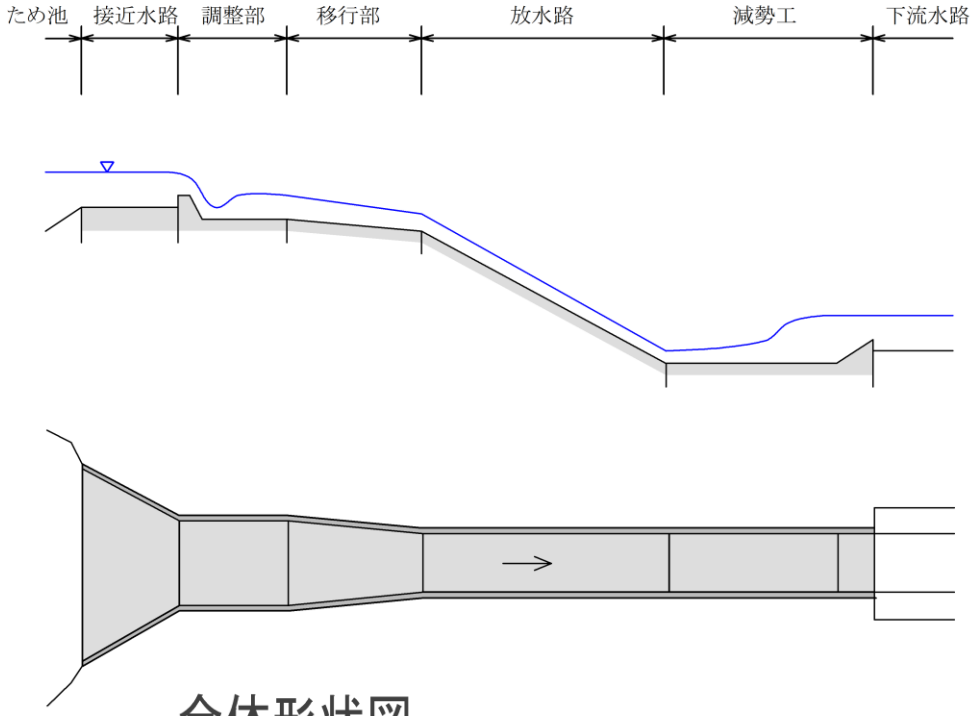
7.4　洪水吐の水理計算例（正面越流型）

7.4.1　水理計算諸元

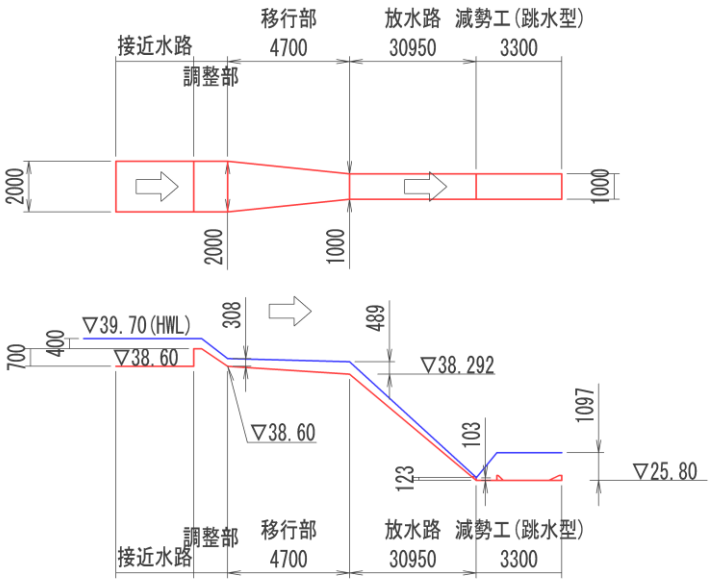
水理計算事例で想定する諸元は、下表のとおりに仮定する。

諸元	各値	備考
設計洪水流量:Q_d	1.072 （m^3/s）	設計洪水量の算定結果
100 年確率流量:Q_{100}	0.815 （m^3/s）	〃
洪水吐型式	正面越流型	
越流堰型式	標準越流堰	
常時満水位:FWL	39.30 （m）	

概略全体構成



全体形状図



7.4.2　接近水路の計算

(1)　水理計算諸元と水理条件

接近水路の検討で想定する諸元は、下表のとおりとする。

諸元	各値	備考
設計水頭:H_d	0.40（m）	堤体規模を含めた比較検討結果
設計洪水位:HWL	39.70（m）	=FWL+H_d
接近水路の敷高	38.60（m）	越流堰部での基礎地盤状況（地山）とハロルド曲線下流端（点p）の確保
堰下流の敷高	38.60（m）	移行部の水理計算結果との整合
堰の高さ:P	0.70（m）	=FWL-接近水路の敷高
堰の幅(越流部):B	2.00（m）	堤体規模を含めた比較検討結果
堰下流部の勾配:n	1:0.7	設計指針「ため池」P.68
流量係数の算定方法	流量係数図	設計指針「ため池」P.69

a. 接近水路内の流速は、おおむね4（m/s）以下とし、穏やかに漸縮させ、流れに乱れの起きない直線形の平面形とする。

b. 越流堰と接近水路敷との標高差は、少なくとも越流堰頂における越流総水頭（速度水頭を含む総水頭）の1/5以上としなければならない。

(2)　接近水路の計算

設定した接近水路の幅 L と堰の高さ P の条件において、接近水路の流速 V を次式の繰り返し計算により求める。

$$V = \frac{Q_d}{A}$$

$$A = d \times B$$

$$d = H_d + P - h_v$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g}$$

V　：接近水路の流速（m/s）

A：接近水路の流積（m^2）

d　：接近水路の水深（m）

Q_d　：設計洪水流量　1.072（m^3/s）

B　：接近水路の幅　2.000（m）

P　：堰の高さ　0.700（m）

h_v　：接近水路の速度水頭（m）

H_d　：設計水頭　0.400（m）

g　：重力加速度　9.80（m/s^2）

V = 1.072/(1.088×2.00) = 0.493 (m/s)

h_v = 0.493^2/(2×9.80) = 0.012 (m)

d = 0.400+0.700-0.012 = 1.088 (m)

接近水路の流速(V)は、おおむね 4m/s 以下を目安とする。

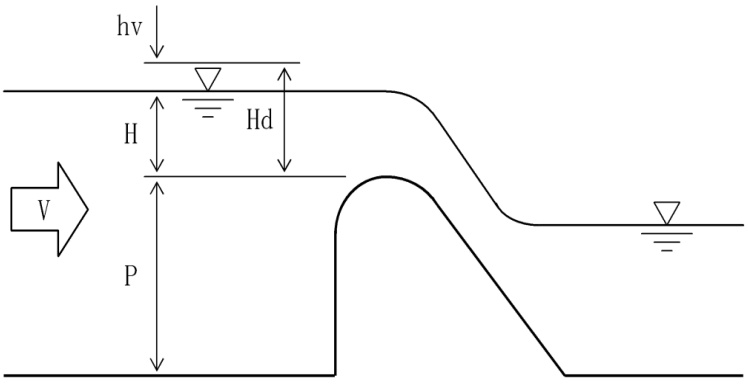
V = 0.493 (m/s) ≦ 4.000 (m/s) ・・・ OK：(a) 条件

(3) 堰の高さ

堰の高さ（P）は、設計水頭 H_d の 1/5 以上を目安とする。

$$P \geqq \frac{1}{5} H_d$$

P = 0.700m ≧ 1/5×0.400 = 0.08 (m) ・・・ OK：(b) 条件



7.4.3　調整部の水理設計

(1)　水理計算諸元

対象とする流量は、設計洪水流量（Q_d）とする。

(2)　越流堰の計算

a. 設計水頭

H_d　= 0.400（m）

b. 堰の形状

・ 堰頂より下流側の断面形状

$$X_p = 1.096 \times H_d \times \left(\frac{1}{n}\right)^{1.176} = 1.096 \times 0.400 \times \left(\frac{1}{0.7}\right)^{1.176} = 0.667(m)$$

$1/n$ ：ハロルド曲線下流端の点 p より下流側の勾配

n = 0.70

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2 \times H_d{}^{0.85}}$$

Y　：堰頂からの鉛直距離（m）

X　：堰頂からの水平距離（m）

H_d　：設計水頭　　0.400（m）

	X(m)	Y(m)
1	0.067	0.007
2	0.133	0.026
3	0.200	0.056
4	0.267	0.095
5	0.333	0.143
6	0.400	0.200
7	0.467	0.266
8	0.533	0.341
9	0.600	0.424
Xp	0.667	0.515

・ 堰頂より上流側の断面

a = 0.282 × H_d = 0.113（m）

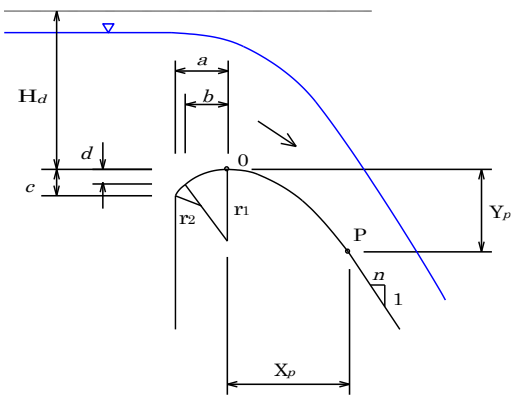
b = 0.175 × H_d = 0.070（m）

c = 0.126 × H_d = 0.050（m）

d = 0.032 × H_d = 0.013（m）

r_1 = 0.5 × H_d = 0.200（m）

r_2 = 0.2 × H_d = 0.080（m）



c．堰の適用条件の判定

おぼれの影響

$h_d = H_d + P + \Delta Z - d = 0.400 + 0.700 + 0.000 - 0.308 = 0.792$ (m)

$$\frac{h_d}{H_d} = \frac{0.792}{0.400} = 1.979 > 0.6$$

$$\frac{h_d + d}{H_d} = \frac{0.792 + 0.308}{0.400} = 2.750 > 1.7$$

H_d ：設計水頭　0.400 (m)

h_d ：越流堰下流側の速度水頭　(m)

P ：堰の高さ　0.700 (m)

d ：越流堰下流側の水深　0.308 (m)

ΔZ ：越流堰上下流の標高差 (m)

ΔZ = 越流堰上流敷高 - 越流堰下流敷高 = 38.600 - 38.600 = 0.000 (m)

以上より、おぼれの影響がないことが確認される。

d. 堰の越流幅

流量係数（C_d）は流量係数図から求めて、堰幅の確認を行う。

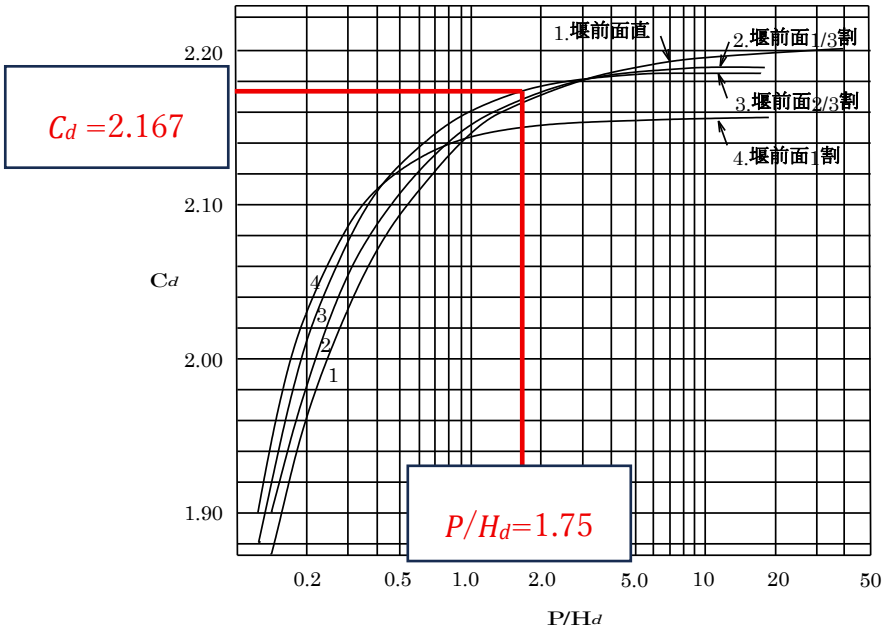
流量係数の決定

堰前面　１：0.0（直壁）

P/H_d =　0.700 /　0.400 =　1.750

設計洪水流量時の流量係数は、流量係数図より　（中間値は補間計算）

流量係数　C_d =　2.167（m$^{1/2}$/s）



$$B = \frac{Q_d}{C_d \times {H_d}^{3/2}} = \frac{1.072}{2.167 \times 0.400^{3/2}} = 1.956(m) \Rightarrow 2.00(m)$$

B　：堰の越流幅（m）

Q_d　：設計洪水流量　　1.072（m^3/s）

C_d　：設計洪水時の流量係数（m$^{1/2}$/s）

$C_d = C$ =　2.167（m$^{1/2}$/s）

H_d　：設計水頭　　0.400（m）

一方で、洪水吐接近水路において H_d / P ＜0.75（**図-3.4.3.5** 参照）で、越流堰下流の流れが射流となるような高い越流堰の場合、標準型越流堰の流量係数は岩崎の式から求めることができるとのことから、岩崎の式においても検証を行う。

＜岩崎の式＞

$$C_d = 2.200 - 0.0416 \left(\frac{H_d}{P} \right)^{0.990} \quad \cdots\cdots (3.4.3.8)$$

$$C = 1.60 \frac{1 + 2a \dfrac{H}{H_d}}{1 + a \dfrac{H}{H_d}} \quad \cdots\cdots (3.4.3.9)$$

H :クレストを基準とした越流水頭（m）

H_d :設計水頭（速度水頭を含む越流総水頭）（m）

P :堰高（m）

C :流量係数

C_d :$H=H_d$ における流量係数

a :定数 a は、$H=H_d$ における C の値、よって C_d を**式（3.4.3.8）**から求め、その C_d を**式（3.4.3.9）**に代入して求める。

流量係数 C_d を岩崎の式から求めると、下記のとおりとなる。

H_d / P = 0.400 / 0.700 = 0.571 ＜0.75

C_d = 2.200 − 0.0416$(H_d/P)^{0.990}$ = 2.200−0.0416×$(0.400/0.700)^{0.990}$=2.196

C = 1.60×(1+2a×(H/H_d))/(1+a×(H/H_d))

上式に、H = 0.400−0.012 = 0.388(m)、H_d = 0.400 (m)、C = C_d = 2.196を代入して定数aを求めると、a = 0.6119となる。

H :クレストを基準とした越流水頭

H_d :設計水頭

P :堰の高さ

C :流量係数

C_d :$H=H_d$ における流量係数

a :定数 a は、$H=H_d$ における C の値

岩崎の式で算出した流量係数においては、流量係数図で算定したものより大きくなることから、安全側を考慮して流量係数図で求めた流量係数を採用する。

(3)　調整部の水理計算

a.　水理条件

移行部の流れの形態は限界流とした場合を想定した水理条件とする。

そのため、堰下流より移行部（漸縮区間）を配置した事例である。

なお、現地状況によっては、移行部上流側に水路幅一定区間を設ける場合や、移行部を常流で流下させる場合もあるため、適宜、最適な平面縦断配置の採用が必要である。

b.　調整部の水理計算

越流堰の上下流区間

越流堰下流の水深 h_1、流速 V_1、フルード数 Fr_1 を求める。

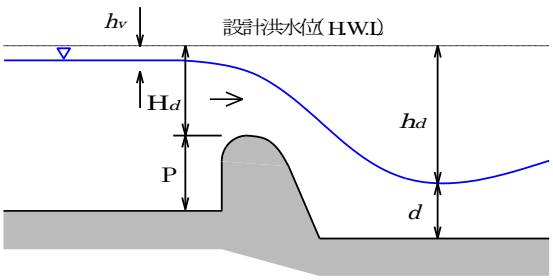
繰返し計算を行うことにより、次式より算出する。

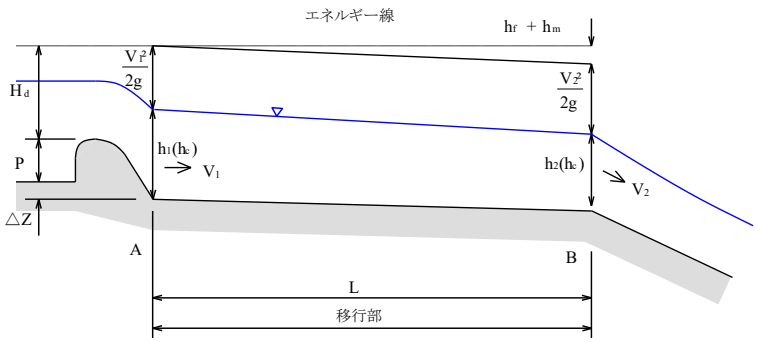
$$h_1 = \left(\frac{{Q_d}^2}{g \cdot B^2}\right)^{1/3} = \left(\frac{1.072^2}{9.80 \times 2.00^2}\right)^{1/3} = 0.308(m)$$

$$V_1 = \frac{Q_d}{B \cdot h_1} = \frac{1.072}{9.80 \times 0.308} = 1.738(m/s)$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} = \frac{1.738}{\sqrt{9.80 \times 0.308}} = 1.000$$

Q_d	：設計洪水流量	1.072 （m³/s）
h_1	：堰下流の水深 （m）	
V_1	：堰下流の流速 （m/s）	
Fr_1	：堰下流のフルード数	
B	：堰の有効幅	2.000 （m）
g	：重力加速度	9.80 （m/s²）





移行部での流れの形態を常流とする場合は、設計指針「ため池」P. 74 参照

7.4.4　移行部の水理設計

(1)　水理計算諸元

対象とする流量は、設計洪水流量（Q_d）とする。

(2)　水路諸元

水路幅	上流端	B_1	=	2.000（m）
	下流端	B_2	=	1.000（m）
水路長(水平距離)		L	=	4.700（m）
水路敷高	上流端	Z_1	=	38.600（m）
水路の標高差		h_s	=	0.308（m）
移行部下流端の堰の高さ		P'	=	0.000（m）

(3)　漸縮角度

$$\theta = tan^{-1}\left(\frac{B_1 - B_2}{2 \times L}\right) = tan^{-1}\left(\frac{2.00 - 1.00}{2 \times 4.70}\right) = 6.072(^\circ) \leqq 12.5(^\circ)$$

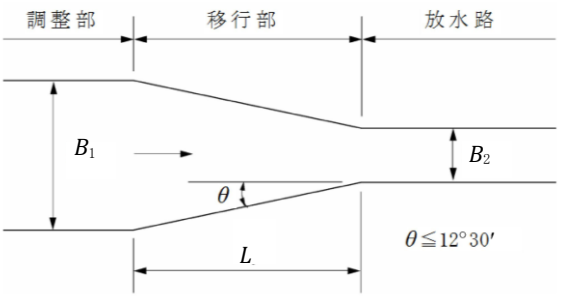
θ　：漸縮角度（°）

B_1　：上流側水路幅　2.000（m）

B_2　：下流側水路幅　1.000（m）

L　：移行部の水路長　4.700（m）

K　：移行部の漸縮係数　0.10



(4)　移行部の水理計算

a.　移行部下流端断面の水理計算

移行部下流端断面（Ｂ点）の水深h_2、流速V_2は、次式より求める。

$$h_C = \left(\frac{{Q_d}^2}{g \cdot {B_2}^2}\right)^{1/3} = \left(\frac{1.072^2}{9.80 \times 1.00^2}\right)^{1/3} = 0.489(m)$$

$h_2 = h_c = 0.489$（m）

$$V_2 = \frac{Q_d}{B_2 \cdot h_2} = \frac{1.072}{9.80 \times 0.489} = 2.190(m/s)$$

Q_d　：設計洪水流量　1.072（m^3/s）

h_2　：移行部の下流側断面の水深（m）

h_c　：限界水深（m）

B_2　：移行部の下流側断面の底幅（m）　1.000（m）

V_2　：移行部の下流側断面の流速（m/s）

g　：重力加速度　9.80　（m/s^2）

b．移行部の水面追跡計算

断面ごとの水面追跡は、移行部下流端断面（Ｂ点）より上流に向かって、下記の式を用いた繰返し計算を行うことで算出する。

移行部下流端の水路敷高ZBを水路勾配を変化させながら、移行部上流端断面A点の水深と調整部の水理水深から決まる水深が一致するときの敷高で決定する。

$$h_i + \frac{{Q_d}^2}{2g \times {A_i}^2} + Z_i + h_f + h_m = h_j + \frac{{Q_d}^2}{2g \times {A_j}^2} + Z_j$$

$$h_f = \frac{K \times \left({V_i}^2 - {V_j}^2\right)}{2g}$$

$$h_m = \frac{I_i + I_j}{2g} \times \Delta \mathrm{L}$$

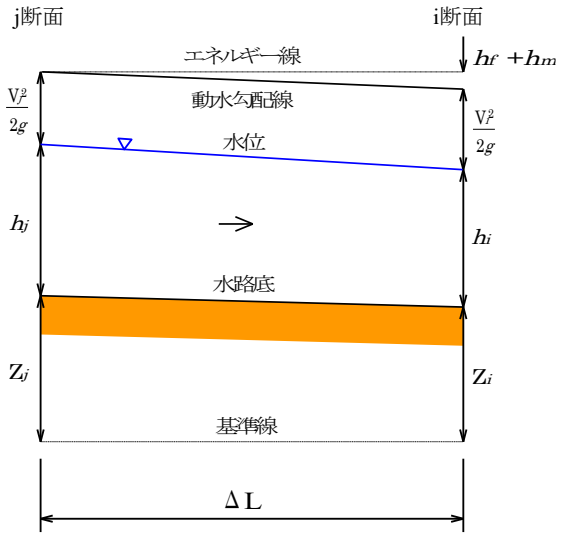
$$I_i = \frac{n^2 \cdot {V_i}^2}{{R_i}^{4/3}} \quad I_j = \frac{n^2 \cdot {V_j}^2}{{R_j}^{4/3}}$$

$$V_i = \frac{Q_d}{B_i \times h_i} \quad V_j = \frac{Q_d}{B_j \times h_j}$$

$$R_i = \frac{B \times h_i}{B_i + 2 \times h_i} \quad R_j = \frac{B \times h_j}{B_j + 2 \times h_j}$$

$$Fr_i = \frac{V_i}{\sqrt{(g \times h_i)}} \quad Fr_j = \frac{V_j}{\sqrt{(g \times h_j)}}$$

Q_d	：	設計洪水流量	1.072 （m^3/s）
h_i	：	移行部の下流側*i*断面の水深（m）	
h_j	：	移行部の上流側*j*断面の水深（m）	
Z_i	：	移行部の下流側*i*断面の底敷高（m）	
Z_j	：	移行部の上流側*j*断面の底敷高（m）	
h_f	：	移行部の漸縮損失水頭（m）	
h_m	：	移行部の摩擦損失水頭（m）	
I_i	：	移行部の下流側*i*断面のエネルギー勾配	
I_j	：	移行部の上流側*j*断面のエネルギー勾配	
ΔL	：	*i*断面と*j*断面間の距離（m）	
R_i	：	移行部の下流側*i*断面の径深（m）	
R_j	：	移行部の上流側*j*断面の径深（m）	
B_i	：	移行部の下流側*i*断面の底幅（m）	
B_j	：	移行部の上流側*j*断面の底幅（m）	
Fr_i	：	移行部の下流側*i*断面のフルード数	
Fr_j	：	移行部の上流側*j*断面のフルード数	
K	：	水路の漸縮係数	0.10
n	：	移行部の粗度係数	0.015
g	：	重力加速度	9.80 （m/s^2）



移行部の不等流計算モデル

移行部の水面追跡計算										
No	距離 ΔL(m)	水路床高 Zo(m)	水路幅 b(m)	水位 Z(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	フルード数 Fr	摩擦損失 水頭 h_m(m)	漸縮損失 水頭 h_f(m)	備考
0	0.000	38.292	1.000	38.781	0.489	2.190	1.000	0.014	0.006	B 点
1	2.350	38.446	1.500	38.820	0.374	1.913	1.000	0.012	0.003	
2	2.350	38.600	2.000	38.908	0.308	1.738	1.000	0.000	0.000	A 点

(5)　余裕高と側壁高の計算

a. 余裕高

流速・水深を与え、常流域の余裕高を算出する。

$$F_b = 0.07d + \frac{V^2}{2g} + 0.10$$

F_b ： 余裕高（m）

d ： 水深（m）

V ： 流速（m/s）

g ： 重力加速度　9.80（m/s^2）

水理計算における水深は、水路床から垂直方向の水深とみなす。

b. 壁面高

$W_b = h + F_b$

W_b ： 側壁高（m）

F_b ： 余裕高（m）

h ： 水深（m）

水理計算における水深は、水路床から垂直方向の水深とみなす。

移行部の余裕高・側壁高の計算								
No	距離 ΔL(m)	水路床高 Zo(m)	水位 Z(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	余裕高 F_b(m)	必要側壁高 W_b(m)	備考
0	0.000	38.292	38.781	0.489	2.190	0.379	0.869	B地点
1	2.350	38.446	38.820	0.374	1.913	0.313	0.687	

移行部の側壁高は、各点で必要側壁高以上を確保する。

7.4.5　放水路の水理設計

(1)　水理計算諸元

対象とする流量は、設計洪水流量(Q_d)とする。

(2)　水路諸元

水路幅		B	=	1.000 (m)
水路長(水平距離)		L	=	30.950 (m)
水路敷高	上流端	Z_1	=	38.292 (m)
	下流端	Z_2	=	25.800 (m)
水路の標高差		h_s	=	12.492 (m)

(3)　放水路の水理計算

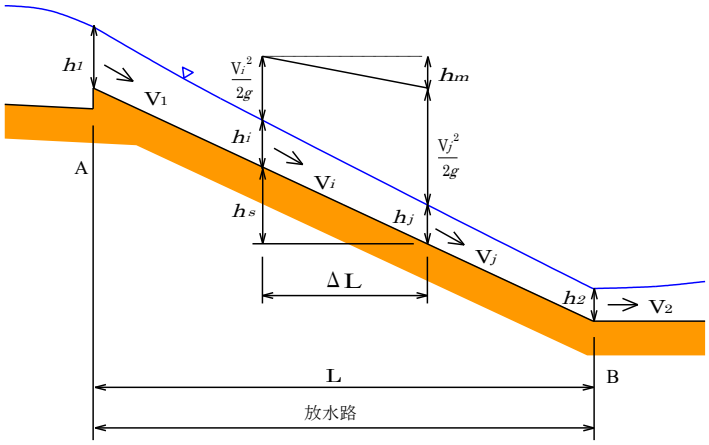
次式を用いて、上流端断面(A点)より下流に向かって不等流計算を行い、下流端(B点)の水深h_2、流速V_2、フルード数Fr_2を求める。

上流端断面の水理計算

$$h_1 = \left(\frac{{Q_d}^2}{g \cdot {B_2}^2}\right)^{1/3} = \left(\frac{1.072^2}{9.80 \times 1.00^2}\right)^{1/3} = 0.489(m)$$

$$V_1 = \frac{Q_d}{B \cdot h_1} = \frac{1.072}{9.80 \times 0.489} = 2.190(m/s)$$

Q_d	：	設計洪水流量	1.072 (m³/s)
h_1	：	上流端(A点)の水深（限界水深）	(m)
V_1	：	上流端(A点)の流速	(m/s)
B_2	：	水路幅	1.000 (m)
g	：	重力加速度	9.80 (m/s²)



放水路のモデル

モデル図の水深は、便宜上鉛直方向で表示しているが、水理計算上での水深は水路床から垂直方向とみなすこととする。

放水路の不等流計算

$$h_i + \frac{V_i^2}{2g} + h_s = h_j + \frac{V_j^2}{2g} + h_m$$

$$h_m = \frac{I_i + I_j}{2g} \times \Delta \mathrm{L}$$

$$I_i = \frac{n^2 \cdot V_i^2}{R_i^{4/3}} \quad I_j = \frac{n^2 \cdot V_j^2}{R_j^{4/3}}$$

$$V_i = \frac{Q_d}{B \times h_i} \quad V_j = \frac{Q_d}{B \times h_j}$$

$$R_i = \frac{B \times h_i}{B + 2 \times h_i} \quad R_j = \frac{B \times h_j}{B + 2 \times h_j}$$

Q_d　：設計洪水流量　1.072（m^3/s）

h_i　：i断面の水深（m）

h_j　：j断面の水深（m）

V_i　：i断面の流速（m/s）

V_j　：j断面の流速（m/s）

h_s　：i断面とj断面の水路底の標高差（m）

h_m　：i断面とj断面間の摩擦損失水頭（m）

I_i　：i断面のエネルギー勾配

I_j　：j断面のエネルギー勾配

R_i　：i断面の径深（m）

R_j　：j断面の径深（m）

ΔL　：i断面とj断面間の区間距離（m）　※計算には斜距離を使用

B_2　：水路幅　1.000（m）

n　：粗度係数　0.015

g　：重力加速度　9.80（m/s^2）

放水路の不等流計算								
No	距離 ΔL(m)	水路床高 Zo(m)	水位 Z(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	フルード数 Fr	摩擦損失 水頭 h_m(m)	備考
0	0.000	38.292	38.781	0.489	2.190	1.000	0.000	Ａ地点
1	6.190	35.794	35.949	0.155	6.911	5.606	0.640	
2	6.190	33.295	33.428	0.132	8.095	7.106	1.615	
3	6.190	30.797	30.923	0.126	8.505	7.653	2.158	
4	6.190	28.298	28.422	0.124	8.644	7.841	2.379	
5	6.190	25.800	25.923	0.123	8.690	7.904	2.458	Ｂ地点

なお、本事例での放水路の水面追跡計算は、設計基準「水路工」P.200に準じた**式**（3.4.3.25）を使用して算出した。

下流端断面

放水路の不等流計算より

h_2 = 0.123 (m)

V_2 = 8.690 (m/s)

Fr_2 = 7.904

h_2 ： 下流端(B点)の水深 (m)

V_2 ： 下流端(B点)の流速 (m/s)

Fr_2 ： 下流端(B点)のフルード数

一方、減勢工での水理計算を考慮し、対象流量を100年確率洪水流量
(Q_{100}=0.815m^3/s)とした場合の放水路部水理計算を行えば、以下のとおりとなる。

水理計算は省略

h_2 = 0.103 (m)

(4)　余裕高と側壁高の計算

a. 余裕高

流速・水深を与え、射流域の余裕高を算出する。

$F_b = C \cdot V \cdot d^{1/2}$

F_b ： 余裕高 (m)

C ： 係数 (長方形断面水路 ： 0.10)

V ： 流速 (m/s)

d ： 水深 (m)

水理計算における水深は、水路床から垂直方向の水深とみなす。

ただし、射流域の最小余裕高は0.6mとする

b. 壁面高

$W_b = h + F_b$

W_b ： 側壁高 (m)

F_b ： 余裕高 (m)

h ： 水深 (m)

水理計算における水深は、水路床から垂直方向の水深とみなす。

放水路の余裕高・側壁高の計算

No	距離 ΔL(m)	水路床高 Zo(m)	水位 Z(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	余裕高 F_b(m)	必要側壁高 W_b(m)	備考
0	0.000	38.292	38.781	0.489	2.190	0.600	1.090	A地点
1	6.190	35.794	35.949	0.155	6.911	0.600	0.756	
2	6.190	33.295	33.428	0.132	8.095	0.600	0.733	
3	6.190	30.797	30.923	0.126	8.505	0.600	0.727	
4	6.190	28.298	28.422	0.124	8.644	0.600	0.725	
5	6.190	25.800	25.923	0.123	8.690	0.600	0.724	B地点

放水路部の側壁高は、各点で必要側壁高以上を確保する。

7.4.6　減勢工の水理設計

(1)　設計条件

a. 設計洪水流量

対象流量は、100年確率洪水流量（Q_{100}=0.815m^3/s）を用いる。

b. 水路諸元

水路幅　　B ＝　1.000（m）

c. 跳水始点水深

跳水始点水深　　d_1 ＝　0.103（m）

d. 減勢工型式

100年確率洪水流量での減勢工流入時の照査より、跳水型：USBRⅢ型 とする。

単位当たり流量：Q_{100}/B ＝ 0.815/1.00 ＝ 0.815 ≦ 18.5m^3・s^{-1}・m^{-1}

流速：V_2 ＝ 7.913（m/s） ≦ 18.0/s

フルード数：Fr_2 ＝ 7.876 ≧ 4.5

(2)　減勢工の計算

$$V_i = \frac{Q_d}{B \times d_i} = \frac{0.815}{1.00 \times 0.103} = 7.913(m/s)$$

$$Fr_i = \frac{V_i}{\sqrt{(g \times d_i)}} = \frac{7.913}{\sqrt{(9.80 \times 0.103)}} = 7.876$$

Fr_1^2 ＝ 7.876^2 ＝ 62.027

$$d_2 = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8 \times {F_1}^2} - 1\right) \times d_1 - 1 = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8 \times 62.027} - 1\right) \times 0.103 = 1.097(\mathrm{m})$$

Q_d　：設計洪水流量　　0.815（m^3/s）

d_1　：跳水始点の水深　　0.103（m）

d_2　：跳水末端の水深（m）

V_1　：跳水始点の流速（m/s）

Fr_1　：跳水始点のフルード数

W　：減勢工の幅　　1.000（m）

g　：重力加速度　　9.80（m/s^2）

静水池の長さ

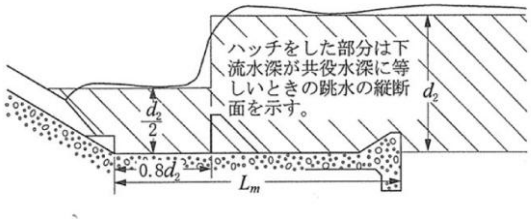
L ＝ 3d_2　＝ 3　× 1.097 ＝ 3.291（m）　⇒ 3.30（m）

L_1 ＝ 0.8d_2 ＝ 0.8 × 1.097 ＝ 0.877（m）　⇒ 0.90（m）

L　：静水池の長さ（m）

L_1　：静水池上流端からバッフルピアまでの長さ（m）

d_2　：跳水末端の水深　1.097（m）



シュートブロック

h_1 = d_1 = 0.103（m）　⇒　0.11(m)

W_1 = d_1 = 0.103（m）　⇒　0.11(m)

S_1 = d_1 = 0.103（m）　⇒　0.11(m)

S'_1 =(1/2)×d_1 = 0.5×0.052(m) = 0.026(m)　⇒　0.03(m)

h_1 ：シュートブロックの高さ（m）

W_1 ：シュートブロックの幅（m）

S_1 ：シュートブロックの間隔（m）

S'_1 ：シュートブロックの両端の側壁との間隔（m）

d_1 ：跳水始点の水深　0.103（m）

バッフルピア

Fr_1 = 7.876であることから、次項添付図より

h_3/d_1 = 1.931

h_3 = d_1 × 1.931 = 0.103 × 1.931 = 0.199（m）　⇒　0.20(m)

W_3 = 0.75h_3 = 0.75 × 0.199 = 0.149（m）　⇒　0.15(m)

S_3 = 0.75h_3 = 0.75 × 0.199 = 0.149（m）　⇒　0.15(m)

S'_3 = 0.375h_3 = 0.375 × 0.199 = 0.075（m）　⇒　0.08(m)

T_3 = 0.2h_3 = 0.2 × 0.199 = 0.040（m）　⇒　0.04(m)

h_3 ：バッフルピアの高さ（m）

W_3 ：バッフルピアの幅（m）

S_3 ：バッフルピアの間隔（m）

S'_3 ：バッフルピアの両端の側壁との間隔（m）

d_3 ：バッフルピアの頂部厚さ（m）

バッフルピアの下流側の法勾配は1:1とする。

エンドシル

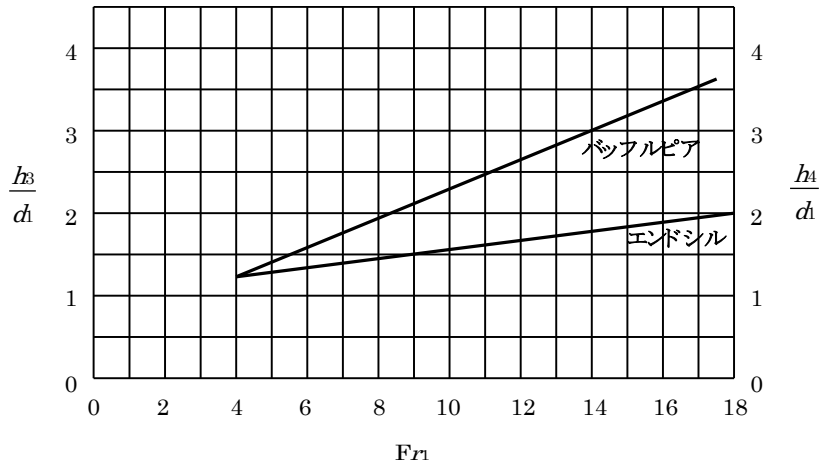
Fr_1 = 7.876であることから、次項添付図より

h_4/d_1 = 1.442

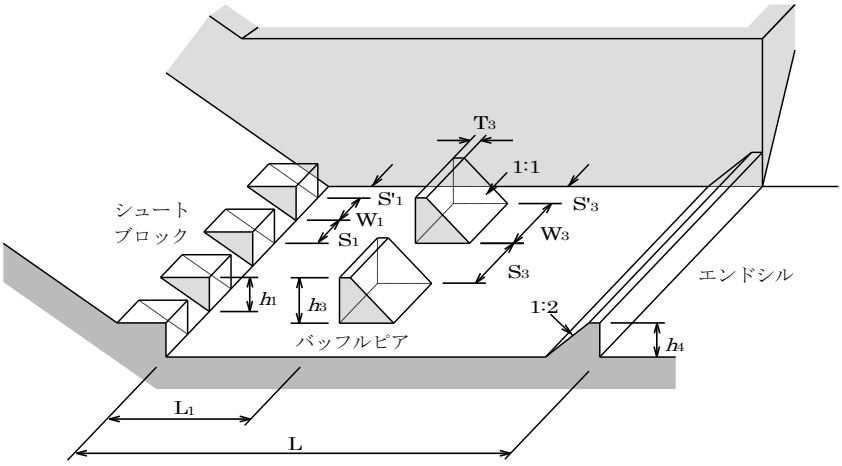
h_4 = d_1 × 1.442 = 0.103 × 1.442 = 0.148（m）　⇒　0.15(m)

h_4 ：エンドシルの高さ　(m)

エンドシルの下流側の法勾配は1:2とする。



バッフルピア、エンドシルの高さの算出図



Ⅲ型静水池の形状図

(3)　余裕高と側壁高の計算

a. 余裕高

減勢工の余裕高を算出する。

$F_b = 0.1(V_1 + d_2) = 0.1 \times (\ 7.913 + \ 1.097) = \ 0.901$ (m)

F_b　：余裕高 (m)

V_1　：跳水始点の流速　7.913 (m/s)

d_2　：跳水末端の水深　1.097 (m)

※水理計算における水深は、水路床から垂直方向の水深とみなす。

b. 壁面高

$W_b = d_2 + F_b = \ 1.097 + \ 0.901 = \ 1.998$ (m)以上とする。

W_b　：側壁高 (m)

F_b　：余裕高 (m)

d_2　：跳水末端の水深　1.097 (m)

※水理計算における水深は、水路床から垂直方向の水深とみなす。

c. 設計洪水流量での照査

同様な手法で、設計洪水流量（Q_d＝1.072(m³/s)）で跳水深を算定すれば下記のとおりとなり、壁面高（W_b）以下となることから、問題なしと判断する。

跳水始点水深　$d_1 = \ 0.123$ (m)

$$V_i = \frac{Q_d}{B \times d_i} = \frac{1.072}{1.00 \times 0.123} = 8.690(m/s)$$

$$Fr_i = \frac{V_i}{\sqrt{(g \times d_i)}} = \frac{8.690}{\sqrt{(9.80 \times 0.123)}} = 7.904$$

$Fr_1^2 = 7.904^2 = 62.467$

$$d_2 = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8 \times {F_1}^2} - 1\right) \times d_1 - 1 = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8 \times 62.467} - 1\right) \times 0.123$$

$$= 1.319(\mathrm{m}) \leqq 1.998(\mathrm{m})$$

Q_d　：設計洪水流量　1.072 (m³/s)

d_1　：跳水始点の水深　0.123 (m)

d_2　：跳水末端の水深 (m)

V_1　：跳水始点の流速 (m/s)

Fr_1　：跳水始点のフルード数

W　：減勢工の幅　1.000 (m)

g　：重力加速度　9.80 (m/s²)

7.4.7　取り付け水路の水理設計

(1)　設計条件

a. 設計洪水流量

対象流量は、100年確率洪水流量（Q_{100}=0.815m^3/s）を用いる。

b. 水路諸元

水路形状	長方形断面		
粗度係数	n	= 0.015	：現場打ち水路
取付部延長	l	= 2.000 (m)	：取付角12.5° 以下
取付水路入口幅	b_1	= 1.000 (m)	：減勢工の幅
取付水路出口幅	b_2	= 0.400 (m)	：現況水路の幅
取付水路入口標高	EL_1	= 25.80 (m)	：減勢工の底高

c. その他条件

流況	常流		
取付部出口水深	h_2	= 0.751 (m)	
取付部出口流速	V_2	= 2.713 (m/s)	
漸縮係数	K	= 0.1	：直線形

（※）本計算例では、現況水路(B=0.40m)に100年確率洪水流量を流下させた場合の等流計算から取付部出口水深を想定した。

跳水末端の水深　　d_2 = 1.097 (m)

(2)　水理計算

$$EL_1 + \frac{{V_1}^2}{2g} + h_1 = EL_2 + \frac{{V_2}^2}{2g} + \frac{K\left({V_2}^2 - {V_1}^2\right)}{2g} + h_m$$

h_m = 摩擦損失水等(m) = $(I_1 + I_2)/2$

$$I_1 = \frac{n^2 \times {V_1}^2}{{R_1}^{4/3}}, I_2 = \frac{n^2 \times {V_2}^2}{{R_2}^{4/3}}$$

I：エネルギー勾配

R：径深

上式を満足する取付部入口水深及び取付部出口高を試算により求める。

取付部出口標高 EL_2(m)	取付部入口水深 h_1(m)	流況	下流水位の検証	
			d_2(m)	$h_1 = 1.0 \times d_2$
25.75	1.104	常流	1.097	OK

(※)減勢工がⅢ型のためh1≒d2を条件とする。

(3)　壁高の検討

計算位置	距離 (m)	底幅 (m)	水深 d (m)	流速 V(m/s)	流速水頭 hv(m)	余裕高 Fb(m)	必要壁高 Hw(m)	設計壁高 H(m)	判定
取付水路入口	2.00	1.00	1.104	0.738	0.028	0.205	1.309	2.00	OK
取付水路出口	0.00	0.40	0.751	2.713	0.376	0.528	1.279	1.30	OK

(Fb = 0.07・d + hV + 0.10)

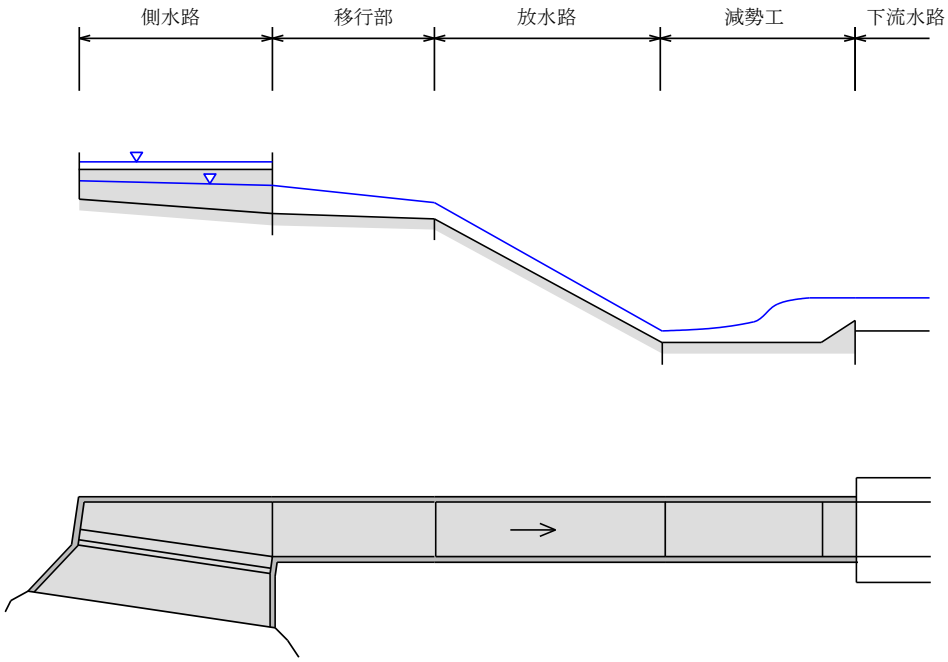
7.5　洪水吐の水理計算例（側水路型）

7.5.1　水理計算諸元

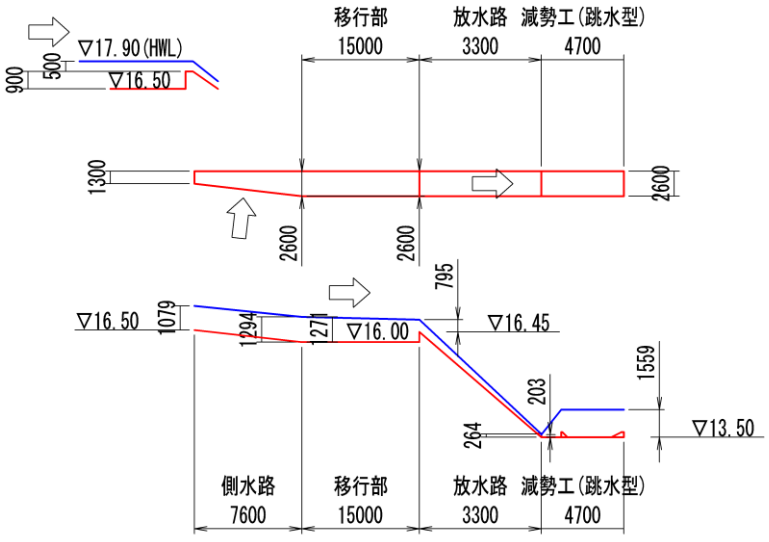
水理計算事例で想定する諸元は、下表のとおりに仮定する。

諸元	各値	備考
設計洪水流量:Q_d	5.773 (m³/s)	設計洪水量の算定結果
100 年確率流量:Q_{100}	4.297 (m³/s)	〃
洪水吐型式	側水路型	
越流堰型式	標準越流堰	
常時満水位:FWL	17.40 (m)	

概略全体構成



全体形状図



7.5.2　接近水路の計算

(1)　水理計算諸元と水理条件

接近水路の検討で想定する諸元は、下表のとおりとする。

諸元	各値	備考
設計水頭:H_d	0.50（m）	堤体規模を含めた比較検討結果
設計洪水位:HWL	17.90（m）	=FWL+H_d
接近水路の敷高	16.50（m）	越流堰部での基礎地盤状況（地山）とハロルド曲線下流端（点p）の確保
堰下流の敷高:上流側	16.50（m）	移行部の水理計算結果との整合
堰下流の敷高:下流側	16.00（m）	
堰の高さ:P	0.90（m）	=FWL-接近水路の敷高
堰の幅(越流部):B	7.60（m）	堤体規模を含めた比較検討結果
堰下流部の勾配:n	1:0.7	設計指針「ため池」P.68
流量係数の算定方法	流量係数図	設計指針「ため池」P.69

a. 接近水路内の流速は、おおむね4（m/s）以下とし、穏やかに漸縮させ、流れに乱れの起きない直線形の平面形とする。

b. 越流堰と接近水路敷との標高差は、少なくとも越流堰頂における越流総水頭(速度水頭を含む総水頭)の1/5以上としなければならない。

(2)　接近水路の計算

設定した接近水路の幅 L と堰の高さ P の条件において、接近水路の流速 V を次式の繰り返し計算により求める。

$$V = \frac{Q_d}{A}$$

$$A = d \times B$$

$$d = H_d + P - h_v$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g}$$

V　：接近水路の流速（m/s）

A：接近水路の流積（m^2）

d　：接近水路の水深（m）

Q_d　：設計洪水流量　5.773（m^3/s）

B：接近水路の幅　7.600（m）

P　：堰の高さ　0.900（m）

h_v　：接近水路の速度水頭（m）

H_d　：設計水頭　0.500（m）

g　：重力加速度　9.80（m/s^2）

V = 5.773/(1.385×7.60) = 0.549(m/s)

h_v = 0.549^2/(2×9.80) = 0.015(m)

d = 0.500+0.900-0.015 = 1.385(m)

接近水路の流速（V）は、おおむね 4m/s 以下を目安とする。

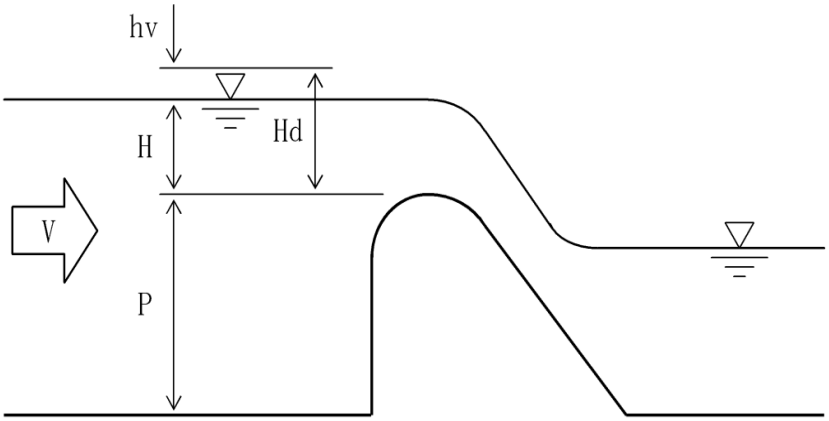
V =　0.549（m/s）≦　4.000（m/s）　・・・　OK：（a）条件

(3)　堰の高さ

堰の高さ（P）は、設計水頭 H_d の 1/5 以上を目安とする。

$$P \geqq \frac{1}{5} H_d$$

P = 0.900m ≧ 1/5×0.500 = 0.10（m）　・・・　OK：（b）条件



7.5.3　調整部の水理設計

(1)　水理計算諸元

対象とする流量は、設計洪水流量（Q_d）とする。

(2)　越流堰の計算

a.　設計水頭

H_d = 0.500 (m)

b.　堰の形状

・　堰頂より下流側の断面形状

$$X_p = 1.096 \times H_d \times \left(\frac{1}{n}\right)^{1.176} = 1.096 \times 0.500 \times \left(\frac{1}{0.7}\right)^{1.176} = 0.834(m)$$

$1/n$ ：ハロルド曲線下流端の点 p より下流側の勾配

n = 0.70

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2 \times {H_d}^{0.85}}$$

Y　：堰頂からの鉛直距離 (m)

X　：堰頂からの水平距離 (m)

H_d　：設計水頭　　0.500 (m)

	X(m)	Y(m)
1	0.083	0.009
2	0.167	0.033
3	0.250	0.069
4	0.333	0.118
5	0.417	0.179
6	0.500	0.250
7	0.584	0.333
8	0.667	0.426
9	0.750	0.530
Xp	0.834	0.644

・　堰頂より上流側の断面

a = 0.282 × H_d = 0.141 (m)

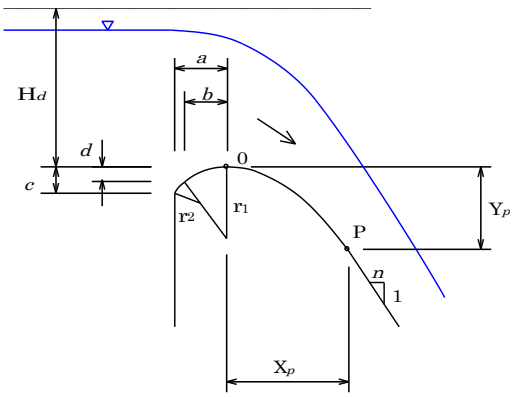
b = 0.175 × H_d = 0.088 (m)

c = 0.126 × H_d = 0.063 (m)

d = 0.032 × H_d = 0.016 (m)

r_1 = 0.5 × H_d = 0.250 (m)

r_2 = 0.2 × H_d = 0.100 (m)



c.　堰の越流幅

流量係数（C_d）は流量係数図から求めて、堰幅の確認を行う。

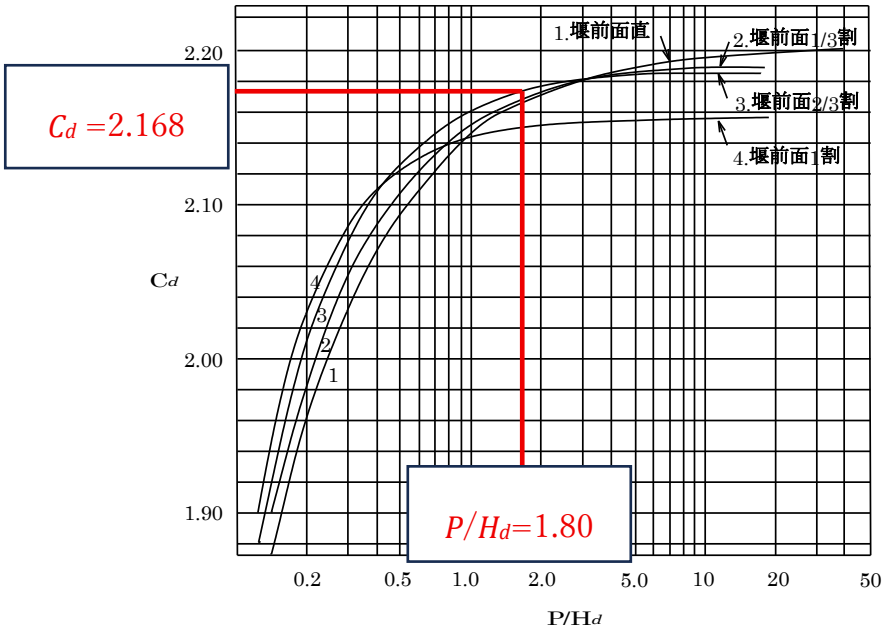
流量係数の決定

堰前面　１：0.0（直壁）

P/H_d =　0.900 /　0.500 =　1.800

設計洪水流量時の流量係数は、流量係数図より　（中間値は補間計算）

流量係数　C_d =　2.168（$m^{1/2}/s$）



$$B = \frac{Q_d}{C_d \times {H_d}^{3/2}} = \frac{5.773}{2.168 \times 0.500^{3/2}} = 7.532(m) \Rightarrow 7.60(m)$$

B　：堰の越流幅（m）

Q_d　：設計洪水流量　　5.773（m^3/s）

C_d　：設計洪水時の流量係数（$m^{1/2}/s$）

$C_d = C$ =　2.168（$m^{1/2}/s$）

H_d　：設計水頭　　0.500（m）

一方で、洪水吐接近水路において H_d /P＜0.75（**図-3.4.3.6** 参照）で、越流堰下流の流れが射流となるような高い越流堰の場合、標準型越流堰の流量係数は岩崎の式から求めることができるとのことから、岩崎の式においても検証を行う。

＜岩崎の式＞

$$C_d = 2.200 - 0.0416 \left(\frac{H_d}{P} \right)^{0.990} \quad \cdots\cdots (3.4.3.8)$$

$$C = 1.60 \frac{1 + 2a \dfrac{H}{H_d}}{1 + a \dfrac{H}{H_d}} \quad \cdots\cdots (3.4.3.9)$$

H　:クレストを基準とした越流水頭（m）
H_d　:設計水頭（速度水頭を含む越流総水頭）（m）
P　:堰高（m）
C　:流量係数
C_d　:$H=H_d$ における流量係数
a　:定数 a は、$H=H_d$ における C の値、よって C_d を**式（3.4.3.8）**から求め、その C_d を**式（3.4.3.9）**に代入して求める。

流量係数 C_d を岩崎の式から求めると、下記のとおりとなる。

H_d / P = 0.500 / 0.900 = 0.556 ＜0.75

C_d= 2.200 - 0.0416$(H_d/P)^{0.990}$ = 2.200-0.0416×$(0.500/0.900)^{0.990}$=2.177

C = 1.60×(1+2a×(H/H_d))/(1+a×(H/H_d))

上式に、H = 0.500-0.015 = 0.485(m)、H_d = 0.500 (m)、C = C_d = 2.177を代入して定数aを求めると、a = 0.5802となる。

H :クレストを基準とした越流水頭
H_d :設計水頭
P :堰の高さ
C :流量係数
C_d :$H=H_d$ における流量係数
a :定数 a は、$H=H_d$ における C の値

岩崎の式で算出した流量係数においては、流量係数図で算定したものより大きくなることから、安全側を考慮して流量係数図で求めた流量係数を採用する。

7.5.4　側水路・移行部の水理設計

(1)　水理諸元・水理条件

a.　水理条件

対象とする流量は、設計洪水流量（Q_d）とする。

b.　側水路部の水路諸元

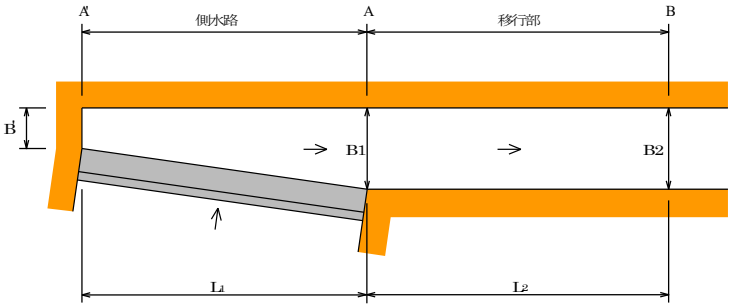
水路幅	上流端	B'	=	1.300 (m)
	下流端	B_1	=	2.600 (m)
B'/B_1				0.500
水路長		L	=	7.600 (m)
水路敷高	下流端	Z_2	=	16.000 (m)
水路床勾配		i_1	=	1/15.2
越流堰側法勾配		1:m	=	1: 0.700
対側法勾配		1:s	=	1: 0.000

c.　移行部の水路諸元（※）本事例では、移行部はレベルとした

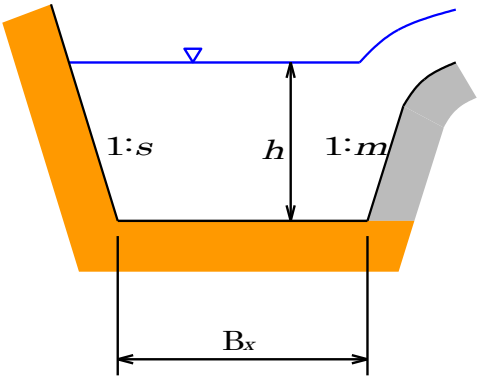
水路幅	上流端	B_1	=	2.600 (m)
下流端		B_2	=	2.600 (m)
水路長		L_2	=	15.000 (m)
水路敷高	上流端	Z_1	=	16.000 (m)
	下流端	Z_2	=	16.000 (m)
水路の標高差		h_s	=	0.000 (m)

d.　その他

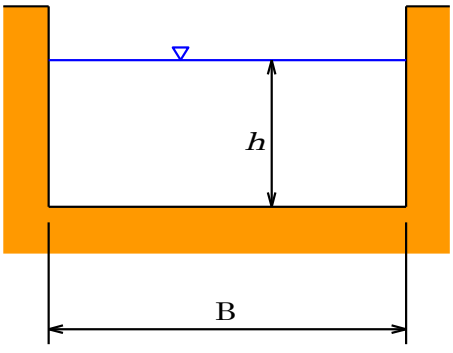
移行部下端部に越流堰を設置　　堰高　P' = 0.450 (m)



側水路・移行部の平面形状



側水路の断面モデル



緩勾配の断面モデル

(2)　側水路の水理計算

a. 側水路下流端の水理計算

側水路下流端において、フルード数 Fr_2= 0.440 となるような水深 h_2 を求める。
これらは、繰り返し計算を行うことにより、次の計算で収束する。

$$\frac{{h_2}^3 \times B^2 \times \left(1+\frac{(m+s)}{2}\times\frac{h_2}{B}\right)^3}{1+(m+s)\times\frac{h_2}{B}} = \frac{{Q_d}^2}{g\times {Fr_2}^2}$$

$$Fr_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g \cdot D_2}} = 0.44$$

$$D_2 = \frac{A_2}{T_2} \quad T_2 = B + (m+s)\times h_2$$

$$V_2 = \frac{Q_d}{A_2} \quad A_2 = \left(B + \frac{(m+s)\times h_2}{2}\right)\times h_2$$

Q_d	： 設計洪水流量	5.773 (m³/s)
Fr_2	： 下流端（A点）のフルード数	0.440
h_2	： 下流端（A点）の水深 (m)	
B	： 下流端断面の底幅	2.600 (m)
m	： 越流堰側の法面勾配 (1:m)	1: 0.7
s	： 越流堰の対岸の法面勾配 (1:s)	1: 0.0
V_2	： 下流端（A点）の流速 (m/s)	
A_2	： 下流端（A点）の断面積 (m²)	
D_2	： 下流端（A点）の水理水深 (m)	
T_2	： 下流端（A点）の水面幅 (m)	

水理計算過程は省くが、計算結果は下表のとおりである。

側水路下流端の水理計算		
名　称	計算結果	備考
水深　h_2 (m)	1.294	
流速　V_2 (m/s)	1.462	
水理水深 D_2 (m)	1.126	

b. 側水路の水面追跡計算

次式を用いて、側水路下流端（Ｂ点）より上流方向へ繰返し計算を行い算出する。

流量 Q_d は分割数に応じて等分化し側水路に流入するものとして扱い、あわせて側水路水位がクレスト基準以下となっているかを照査する。

$$\Delta L = \frac{L_1}{N} \quad \Delta Q_p = \frac{Q_p}{N}$$

$$B_{xi} = B \times \left\{1 - (1-\alpha)\frac{X_i}{L_1}\right\} \qquad Z_{xi} = I_1 \times x_i$$

$$Q_{di} = \Delta Q_p \times (n-j)$$

$$\Delta h_i = \frac{Q_{di} \times (V_i + V_j)}{g \times (Q_{di} + Q_{dj})} \times \left(\Delta V_i + \frac{V_i \times \Delta Q_p}{Q_{di}}\right)$$

$$V_i = \frac{Q_{di}}{A_i} \qquad \Delta V_i = V_i - V_j$$

$$A_i = \left\{B_i + \frac{h_i}{2} \times (m+s)\right\} \times h_i$$

クレスト基準

H_c = 堰上流敷高 + P + 1 / 2.5 × H_d

= 16.500 + 0.900 + 1 / 2.5 × 0.500 = 17.600（m）

L_1 ： 側水路の長さ　7.600（m）

N_1 ： 計算分割数

ΔL ： 越流堰の計算分割による1区間幅

ΔQ_p ： 越流堰の計算分割による1区間当りの設計洪水流量

B_{xi} ： 下流端から距離*xi*の点の水路底幅（m）

Z_{xi} ： 下流端から距離*xi*の点の底敷高　（m）

I_1 ： 水路底勾配

Q_{di} ： *i*断面の設計洪水流量（m^3/s）

Q_{dj} ： *j*断面の設計洪水流量（m^3/s）

V_i ： *i*断面の流速（m/s）

V_j ： *j*断面の流速（m/s）

ΔV_i ： *i*断面とj断面の流速差（m/s）

A_i ： *i*断面の断面積（m^2）

B_i ： *i*断面の底幅（m）

h_i ： *i*断面の水深（m）

m ： 越流堰側の法面勾配（1:m）

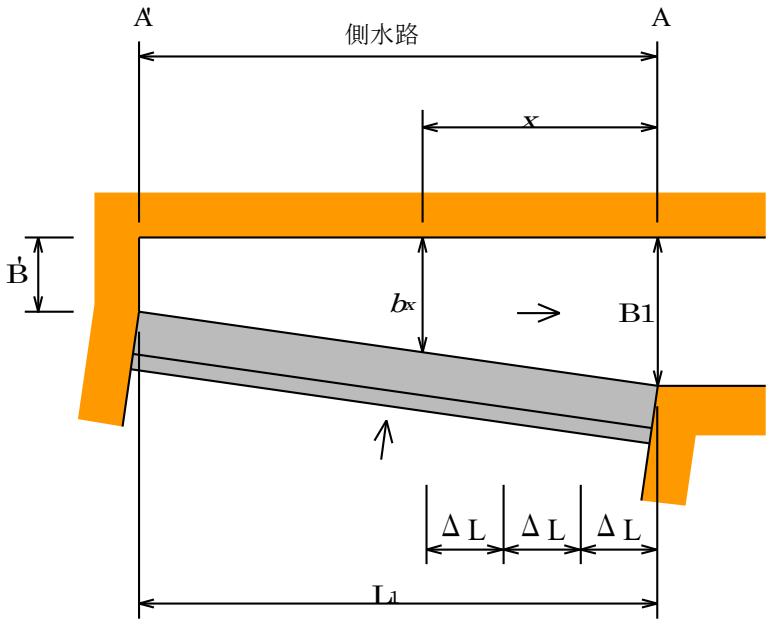
s ： 越流堰の対岸の法面勾配（1:s）

H_c ： クレスト基準（m）

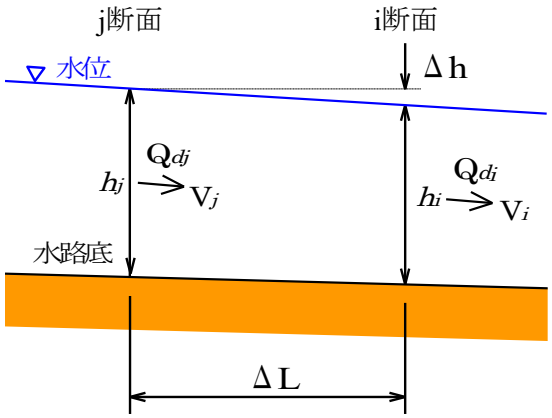
P ： 堰の高さ　0.900（m）

H_d ： 設計水頭　0.500（m）

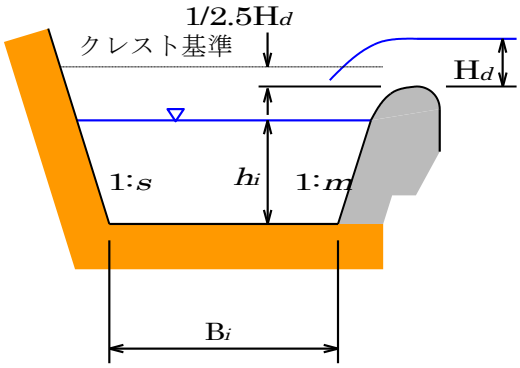
g ： 重力加速度　9.80　（m/s^2）



側水路の平面モデル



側水路の縦断モデル



側水路の断面モデル

側水路の水面追跡計算							
N	距離※ ΔL(m)	水路床高 Z_0(m)	水路幅 B(m)	設計流量 Q_d(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	フルード数 Fr
0	0.000	16.000	2.600	5.773	1.294	1.462	0.440
1	0.760	16.050	2.470	5.196	1.275	1.397	0.425
2	0.760	16.100	2.340	4.618	1.258	1.321	0.405
3	0.760	16.150	2.210	4.041	1.242	1.231	0.381
4	0.760	16.200	2.080	3.464	1.226	1.126	0.352
5	0.760	16.250	1.950	2.887	1.210	1.005	0.317
6	0.760	16.300	1.820	2.309	1.193	0.865	0.275
7	0.760	16.350	1.690	1.732	1.174	0.702	0.226
8	0.760	16.400	1.560	1.155	1.151	0.511	0.167
9	0.760	16.450	1.430	0.577	1.121	0.283	0.094
10	0.760	16.500	1.300	0.000	1.079	0.000	0.000

側水路の水面追跡計算					
N	水位 H(m)		クレスト基準 Hc(m)		備考
0	17.294	OK	＜	17.600	A地点
1	17.325	OK	＜	17.600	
2	17.358	OK	＜	17.600	
3	17.392	OK	＜	17.600	
4	17.426	OK	＜	17.600	
5	17.460	OK	＜	17.600	
6	17.493	OK	＜	17.600	
7	17.524	OK	＜	17.600	
8	17.551	OK	＜	17.600	
9	17.571	OK	＜	17.600	
10	17.579	OK	＜	17.600	A’地点

(3)　移行部（緩勾配水路）の水理計算

a. 緩勾配水路の水面追跡計算

断面ごとの水面追跡は、緩勾配水路下流端断面（B点）より上流に向かって、下記の式を用いた繰返し計算を行うことで算出する。

$$h_i + \frac{{Q_d}^2}{2g \times {A_i}^2} + Z_i + h_m = h_j + \frac{{Q_d}^2}{2g \times {A_j}^2} + Z_j$$

$$h_m = \frac{I_i + I_j}{2g} \times \Delta \mathrm{L}$$

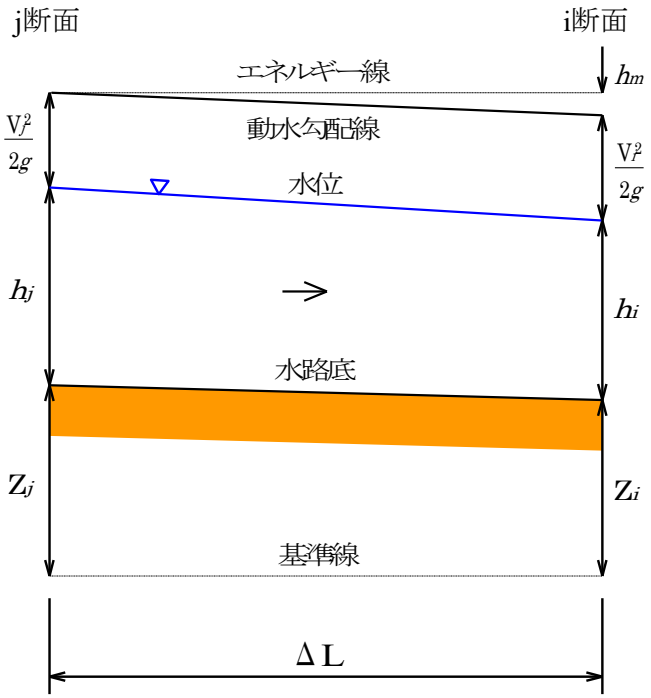
$$I_i = \frac{n^2 \cdot {V_i}^2}{{R_i}^{4/3}} \quad I_j = \frac{n^2 \cdot {V_j}^2}{{R_j}^{4/3}}$$

$$V_i = \frac{Q_d}{B_i \times h_i} \quad V_j = \frac{Q_d}{B_j \times h_j}$$

$$R_i = \frac{B \times h_i}{B_i + 2 \times h_i} \quad R_j = \frac{B \times h_j}{B_j + 2 \times h_j}$$

$$Fr_i = \frac{V_i}{\sqrt{(g \times h_i)}} \quad Fr_j = \frac{V_j}{\sqrt{(g \times h_j)}}$$

Q_d	： 設計洪水流量	5.773 (m³/s)
h_i	： 緩勾配水路の下流側*i*断面の水深 (m)	
h_j	： 緩勾配水路の上流側*j*断面の水深 (m)	
Z_i	： 緩勾配水路の下流側*i*断面の底敷高 (m)	
Z_j	： 緩勾配水路の上流側*j*断面の底敷高 (m)	
h_m	： 緩勾配水路の摩擦損失水頭 (m)	
I_i	： 緩勾配水路の下流側*i*断面のエネルギー勾配	
I_j	： 緩勾配水路の上流側*j*断面のエネルギー勾配	
ΔL	： *i*断面と*j*断面間の距離 (m)	
R_i	： 緩勾配水路の下流側*i*断面の径深 (m)	
R_j	： 緩勾配水路の上流側*j*断面の径深 (m)	
B_i	： 緩勾配水路の下流側*i*断面の底幅 (m)	
B_j	： 緩勾配水路の上流側*j*断面の底幅 (m)	
Fr_i	： 緩勾配水路の下流側*i*断面のフルード数	
Fr_j	： 緩勾配水路の上流側*j*断面のフルード数	
n	： 緩勾配水路の粗度係数	0.015
g	： 重力加速度	9.80 (m/s²)



移行部（緩勾配水路）の不等流計算モデル（断面分割）

移行部（緩勾配水路）の水面追跡計算									
No	距離 ΔL(m)	水路床高 Zo(m)	水路幅 B(m)	水位 Z(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	フルード数 Fr	摩擦損失 水頭 hm(m)	備考
0	0.000	16.000	2.600	17.245	1.245	1.783	0.510	0.004	Ｂ点
1	3.000	16.000	2.600	17.251	1.251	1.775	0.507	0.004	
2	3.000	16.000	2.600	17.256	1.256	1.768	0.504	0.004	
3	3.000	16.000	2.600	17.261	1.261	1.761	0.501	0.004	
4	3.000	16.000	2.600	17.266	1.266	1.754	0.498	0.004	
5	3.000	16.000	2.600	17.271	1.271	1.747	0.495	0.000	Ａ点<0.5

ΔL：移行部（緩勾配水路）下流端からの距離

Fr：下流端堰高（P'）を設定した場合、堰頂位置での流れはフルード数（Fr）=1.00の限界流となるが、計算表においては水深（h）=限界水深（hc）+下流端堰高（P'）でのフルード数とする。

(3)　余裕高と側壁高の計算

a. 余裕高

流速・水深を与え、常流域の余裕高を算出する。

$$F_b = 0.07d + \frac{V^2}{2g} + 0.10$$

F_b ： 余裕高（m）

d ： 水深（m）

V ： 流速（m/s）

g ： 重力加速度　9.80（m/s^2）

水理計算における水深は、水路床から垂直方向の水深とみなす。

b. 壁面高

$W_b = h + F_b$

W_b ： 側壁高（m）

F_b ： 余裕高（m）

h ： 水深（m）

水理計算における水深は、水路床から垂直方向の水深とみなす。

側水路の余裕高・側壁高の計算								
No	距離 ΔL(m)	水路床高 Zo(m)	水位 Z(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	余裕高 Fb(m)	必要側壁高 Wb(m)	備考
0	0.000	16.000	17.294	1.294	1.462	0.300	1.594	A地点
1	0.760	16.050	17.325	1.275	1.397	0.290	1.565	
2	0.760	16.100	17.358	1.258	1.321	0.280	1.538	
3	0.760	16.150	17.392	1.242	1.231	0.270	1.512	
4	0.760	16.200	17.426	1.226	1.126	0.260	1.486	
5	0.760	16.250	17.460	1.210	1.005	0.240	1.450	
6	0.760	16.300	17.493	1.193	0.865	0.230	1.423	
7	0.760	16.350	17.524	1.174	0.702	0.210	1.384	
8	0.760	16.400	17.551	1.151	0.511	0.200	1.351	
9	0.760	16.450	17.571	1.121	0.283	0.190	1.311	
10	0.760	16.500	17.579	1.079	0.000	0.180	1.259	A’地点

側水路の側壁高は、各点で必要側壁高以上を確保する。

移行部（緩勾配水路）の余裕高・側壁高の計算								
No	距離 ΔL(m)	水路床高 Zo(m)	水位 Z(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	余裕高 Fb(m)	側壁高 Wb(m)	備考
0	0.000	16.000	17.245	1.245	1.783	0.350	1.595	B地点
1	3.000	16.000	17.251	1.251	1.775	0.350	1.601	
2	3.000	16.000	17.256	1.256	1.768	0.350	1.606	
3	3.000	16.000	17.261	1.261	1.761	0.350	1.611	
4	3.000	16.000	17.266	1.266	1.754	0.350	1.616	
5	3.000	16.000	17.271	1.271	1.747	0.350	1.621	A地点

移行部の側壁高は、各点で必要側壁高以上を確保する。

7.5.5　放水路の水理設計

(1)　水理計算諸元

対象とする流量は、設計洪水流量（Q_d）とする。

(2)　水路諸元

水路幅		B	=	2.600 (m)
水路長（水平距離）		L	=	3.300 (m)
水路敷高	上流端	Z_1	=	16.450 (m)
	下流端	Z_2	=	13.500 (m)
水路の標高差		hs	=	2.950 (m)

(3)　放水路の水理計算

次式を用いて、上流端断面（Ａ点）より下流に向かって不等流計算を行い、下流端（Ｂ点）の水深h_2、流速V_2、フルード数Fr_2を求める。

上流端断面

$$h_1 = \left(\frac{{Q_d}^2}{g \cdot {B_2}^2}\right)^{1/3} = \left(\frac{5.773^2}{9.80 \times 2.60^2}\right)^{1/3} = 0.795(m)$$

$$V_1 = \frac{Q_d}{B \cdot h_1} = \frac{5.773}{9.80 \times 0.795} = 2.792(m/s)$$

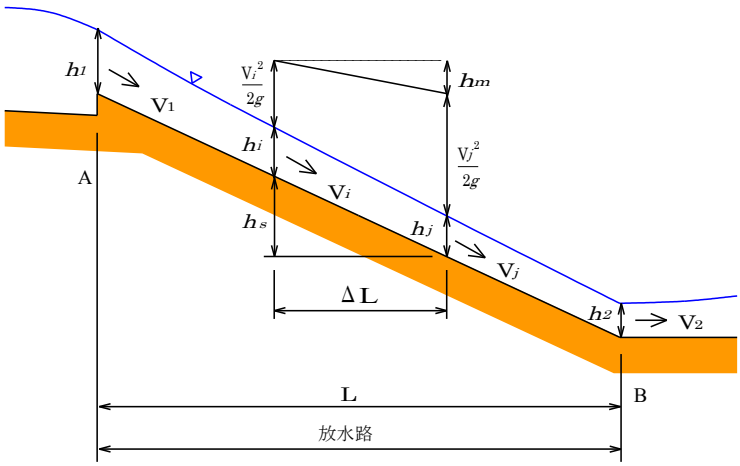
Q_d ： 設計洪水流量　5.773 (m³/s)

h_1 ： 上流端（Ａ点）の水深（限界水深）　(m)

V_1 ： 上流端（Ａ点）の流速 (m/s)

B_2 ： 水路幅 2.600 (m)

g ： 重力加速度　9.80 (m/s²)



放水路のモデル

モデル図の水深は、便宜上鉛直方向で表示しているが、水理計算上での水深は水路床から垂直方向とみなすこととする。

放水路の不等流計算

$$h_i + \frac{V_i^2}{2g} + h_s = h_j + \frac{V_j^2}{2g} + h_m$$

$$h_m = \frac{I_i + I_j}{2g} \times \Delta \mathrm{L}$$

$$I_i = \frac{n^2 \cdot V_i^2}{R_i^{4/3}} \quad I_j = \frac{n^2 \cdot V_j^2}{R_j^{4/3}}$$

$$V_i = \frac{Q_d}{B \times h_i} \quad V_j = \frac{Q_d}{B \times h_j}$$

$$R_i = \frac{B \times h_i}{B + 2 \times h_i} \quad R_j = \frac{B \times h_j}{B + 2 \times h_j}$$

Q_d　：設計洪水流量　5.773（m^3/s）

h_i　：i断面の水深（m）

h_j　：j断面の水深（m）

V_i　：i断面の流速（m/s）

V_j　：j断面の流速（m/s）

h_s　：i断面とj断面の水路底の標高差（m）

h_m　：i断面とj断面間の摩擦損失水頭（m）

I_i　：i断面のエネルギー勾配

I_j　：j断面のエネルギー勾配

R_i　：i断面の径深（m）

R_j　：j断面の径深（m）

ΔL　：i断面とj断面間の区間距離（m）　※計算には斜距離を使用

B_2　：水路幅　2.600（m）

n　：粗度係数　0.015

g　：重力加速度　9.80（m/s^2）

放水路の不等流計算								
No	距離※ ΔL(m)	水路床高 Zo(m)	水位 Z(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	フルード数 Fr	摩擦損失水頭 h_m(m)	備考
0	0.000	16.450	17.245	0.795	2.792	1.000	0.000	A地点
1	0.660	15.860	16.294	0.434	5.116	2.481	0.014	
2	0.660	15.270	15.627	0.357	6.213	3.320	0.033	
3	0.660	14.680	14.994	0.314	7.071	4.030	0.052	
4	0.660	14.090	14.375	0.285	7.791	4.661	0.073	
5	0.660	13.500	13.764	0.264	8.414	5.233	0.095	B地点

なお、本事例での放水路の水面追跡計算は、設計基準「水路工」P.200に準じた**式**（3.4.3.25）を使用して算出した。

下流端断面

放水路の不等流計算より

h_2 = 0.264（m）

V_2 = 8.4140（m/s）

Fr_2= 5.233

h_2 ： 下流端（B点）の水深（m）

V_2 ： 下流端（B点）の流速（m/s）

Fr_2： 下流端（B点）のフルード数

一方、減勢工での水理計算を考慮し、対象流量を100年確率洪水流量（Q_{100}=0.815m³/s）とした場合の放水路部水理計算を行えば、以下の通りとなる。

水理計算は省略

h_2 = 0.203（m）

(4)　余裕高と側壁高の計算

a. 余裕高

流速・水深を与え、射流域の余裕高を算出する。

$$F_b = C \cdot V \cdot d^{1/2}$$

F_b ： 余裕高（m）

C ： 係数

長方形断面水路 ： 0.10

V ： 流速（m/s）

d ： 水深（m）

水理計算における水深は、水路床から垂直方向の水深とみなす。

ただし、射流域の最小余裕高は0.6mとする

b. 壁面高

$$W_b = h + F_b$$

W_b ： 側壁高（m）

F_b ： 余裕高（m）

H ： 水深（m）

水理計算における水深は、水路床から垂直方向の水深とみなす。

放水路の余裕高・側壁高の計算

N	距離 ΔL(m)	水路床高 Zo(m)	水位 Z(m)	水深 h(m)	流速 V(m/s)	余裕高 F_b(m)	側壁高 W_b(m)	備考
0	0.000	16.450	17.245	0.795	2.792	0.600	1.395	A地点
1	0.660	15.860	16.294	0.434	5.116	0.600	1.034	
2	0.660	15.270	15.627	0.357	6.213	0.600	0.957	
3	0.660	14.680	14.994	0.314	7.071	0.600	0.914	
4	0.660	14.090	14.375	0.285	7.791	0.600	0.885	
5	0.660	13.500	13.764	0.264	8.414	0.600	0.864	B地点

放水路部の側壁高は、各点で必要側壁高以上を確保する。

7.5.6　減勢工の水理設計

(1)　設計条件

a. 設計洪水流量

対象流量は、100年確率洪水流量（Q_{100}=4.297m^3/s）を用いる。

b. 水路諸元

水路幅　　B ＝　2.600（m）

c. 跳水始点水深

跳水始点水深　　d_1 ＝　0.203（m）

d. 減勢工型式

100年確率洪水流量での減勢工流入時の件照査より、跳水型：USBRⅢ型 とする。

単位当たり流量：Q_{100}/B ＝ 4.297/2.60 ＝ 1.652 ≦ 18.5m^3・s^{-1}・m^{-1}

流速：V_2 ＝ 8.141（m/s） ≦ 18.0/s

フルード数：Fr_2 ＝ 5.772 ≧ 4.5

(2)　減勢工の計算

$$V_i = \frac{Q_d}{B \times d_i} = \frac{4.297}{2.60 \times 0.203} = 8.141(m/s)$$

$$Fr_i = \frac{V_i}{\sqrt{(g \times d_i)}} = \frac{8.141}{\sqrt{(9.80 \times 0.203)}} = 5.772$$

Fr_1^2 ＝ 5.772^2 ＝ 33.317

$$d_2 = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8 \times {F_1}^2} - 1\right) \times d_1 - 1 = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8 \times 33.317} - 1\right) \times 0.203 = 1.559(\mathrm{m})$$

Q_d ： 設計洪水流量　　4.297（m^3/s）

d_1 ： 跳水始点の水深　　0.203（m）

d_2 ： 跳水末端の水深（m）

V_1 ： 跳水始点の流速（m/s）

Fr_1 ： 跳水始点のフルード数

W ： 減勢工の幅　　2.600（m）

g ： 重力加速度　　9.80（m/s^2）

静水池の長さ

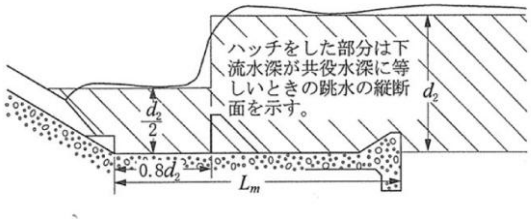
L ＝ 3d_2 ＝ 3 × 1.559 ＝ 4.676（m） ⇒ 4.70(m)

L_1 ＝ 0.8d_2 ＝ 0.8 × 1.559 ＝ 1.247（m） ⇒ 1.30(m)

L ： 静水池の長さ（m）

L_1 ： 静水池上流端からバッフルピアまでの長さ（m）

d_2 ： 跳水末端の水深　1.097（m）



シュートブロック

h_1 = d_1 = 0.203 (m)　⇒　0.21(m)

W_1 = d_1 = 0.203 (m)　⇒　0.21(m)

S_1 = d_1 = 0.203 (m)　⇒　0.21(m)

S'_1 =(1/2)×d_1 = 0.5×0.203(m) = 0.102(m)　⇒　0.11(m)

h_1　: シュートブロックの高さ (m)

W_1　: シュートブロックの幅 (m)

S_1　: シュートブロックの間隔 (m)

S'_1　: シュートブロックの両端の側壁との間隔 (m)

d_1　: 跳水始点の水深　0.203 (m)

バッフルピア

Fr_1 = 5.772であることから、次項添付図より

h_3/d_1 = 1.550

h_3 = d_1 × 1.550 = 0.203 × 1.550 = 0.315 (m)　⇒　0.32(m)

W_3 = 0.75h_3 = 0.75 × 0.315 = 0.236 (m)　⇒　0.24(m)

S_3 = 0.75h_3 = 0.75 × 0.315 = 0.236 (m)　⇒　0.24(m)

S'_3 = 0.375h_3 = 0.375 × 0.315 = 0.118 (m)　⇒　0.12(m)

T_3 = 0.2h_3 = 0.2 × 0.315 = 0.063 (m)　⇒　0.07(m)

(※)0.1m単位とする。

h_3　: バッフルピアの高さ (m)

W_3　: バッフルピアの幅 (m)

S_3　: バッフルピアの間隔 (m)

S'_3　: バッフルピアの両端の側壁との間隔 (m)

d_3　: バッフルピアの頂部厚さ (m)

バッフルピアの下流側の法勾配は1:1とする。

エンドシル

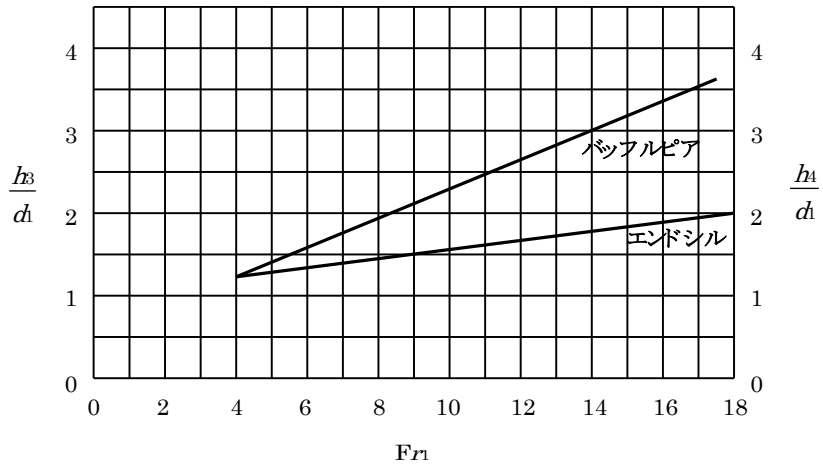
Fr_1 = 5.772であることから、次項添付図より

h_4/d_1 = 1.326

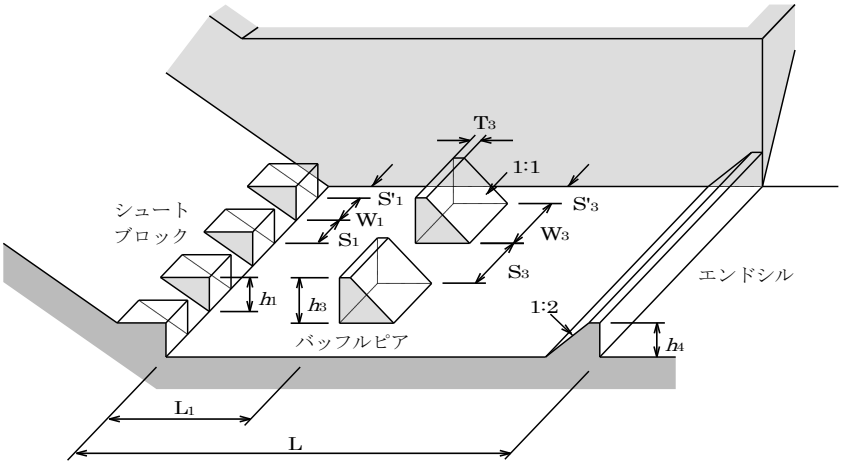
h_4 = d_1 × 1.326 = 0.203 × 1.326 = 0.269 (m)　⇒　0.27(m)

h_4　: エンドシルの高さ　(m)

エンドシルの下流側の法勾配は1:2とする。



バッフルピア、エンドシルの高さの算出図



Ⅲ型静水池の形状図

(3)　余裕高と側壁高の計算

a. 余裕高

減勢工の余裕高を算出する。

$F_b = 0.1(V_1 + d_2) = 0.1 \times (8.141 + 1.559) = 0.970$ (m)

F_b　：余裕高 (m)

V_1　：跳水始点の流速　8.141 (m/s)

d_2　：跳水末端の水深　1.559 (m)

水理計算における水深は、水路床から垂直方向の水深とみなす。

b. 壁面高

$W_b = d_2 + F_b = 1.559 + 0.970 = 2.529$ (m)以上とする。

W_b　：側壁高 (m)

F_b　：余裕高 (m)

d_2　：跳水末端の水深　1.559 (m)

水理計算における水深は、水路床から垂直方向の水深とみなす。

c. 設計洪水流量での照査

同様な手法で、設計洪水流量（Q_d＝5.773(m³/s)）で跳水深を算定すれば下記のとおりとなり、壁面高（W_b）以下となることから、問題なしと判断する。

跳水始点水深　　$d_1 = 0.264$ (m)

$$V_i = \frac{Q_d}{B \times d_i} = \frac{5.773}{2.60 \times 0.264} = 8.414(m/s)$$

$$Fr_i = \frac{V_i}{\sqrt{(g \times d_i)}} = \frac{8.414}{\sqrt{(9.80 \times 0.264)}} = 5.233$$

$Fr_1^2 = 5.233^2 = 27.380$

$$d_2 = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8 \times {F_1}^2} - 1\right) \times d_1 - 1 = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1 + 8 \times 27.380} - 1\right) \times 0.264$$

$$= 1.825(\mathrm{m}) \leqq 2.529(\mathrm{m})$$

Q_d　：設計洪水流量 5.773 (m³/s)

d_1　：跳水始点の水深 0.264 (m)

d_2　：跳水末端の水深 (m)

V_1　：跳水始点の流速 (m/s)

7.5.7　取り付け水路の水理設計

(1)　設計条件

a. 設計洪水流量

対象流量は、100年確率洪水流量（Q_{100}=4.297m³/s）を用いる。

b. 水路諸元

水路形状	長方形断面		
粗度係数	n	= 0.015	：現場打ち水路
取付部延長	l	= 3.000 (m)	：取付角12.5° 以下
取付水路入口幅	b_1	= 2.600 (m)	：減勢工の幅
取付水路出口幅	b_2	= 1.400 (m)	：現況水路の幅
取付水路入口標高	EL_1	= 13.50 (m)	：減勢工の底高

c. その他条件

流況	常流		
取付部出口水深	h_2	= 1.325 (m)	
取付部出口流速	V_2	= 2.316 (m/s)	
漸縮係数	K	= 0.1	：直線形

（※）本計算例では、現況水路(B=1.50m)に100年確率洪水流量を流下させた場合の等流計算から取付部出口水深を想定した。

跳水末端の水深　　d_2 = 1.559 (m)

(2)　水理計算

$$EL_1 + \frac{{V_1}^2}{2g} + h_1 = EL_2 + \frac{{V_2}^2}{2g} + \frac{K\left({V_2}^2 - {V_1}^2\right)}{2g} + h_m$$

h_m = 摩擦損失水等(m) = $(I_1 + I_2)/2$

$$I_1 = \frac{n^2 \times {V_1}^2}{{R_1}^{4/3}}, I_2 = \frac{n^2 \times {V_2}^2}{{R_2}^{4/3}}$$

I：エネルギー勾配

R：径深

上式を満足する取付部入口水深及び取付部出口高を試算により求める。

取付部出口標高 EL_2(m)	取付部入口水深 h_1(m)	流況	下流水位の検証	
			d_2(m)	$h_1 = 1.0 \times d_2$
13.49	1.559	常流	1.559	OK

(※)減勢工がⅢ型のため、h1≒d2を条件とする。

(3)　壁高の検討

計算位置	距離 (m)	底幅 (m)	水深 d (m)	流速 V(m/s)	流速水頭 hv(m)	余裕高 Fb(m)	必要壁高 Hw(m)	設計壁高 H(m)	判定
取付水路入口	3.00	2.60	1.559	1.060	0.057	0.266	1.825	2.60	OK
取付水路出口	0.00	1.40	1.325	2.316	0.274	0.467	1.792	1.80	OK

(Fb = 0.07・d + hV + 0.10)

7.6　洪水吐の構造計算例

7.6.1　構造計算諸元

(1)　検討位置

・目的

流入部（B1）・移行部（B2）・急流工（B3）・減勢工（B4）等が構造的に安定する部材厚や配筋を決定すること。

・検討箇所の設定方針

検討位置は、原則として構造計算条件（壁高、水路幅、内外水位、上載荷重等）が変化する位置（代表断面）で実施する。

各バレルの代表断面で構造計算を行い、その結果を用いて部材厚・配筋を決定する。

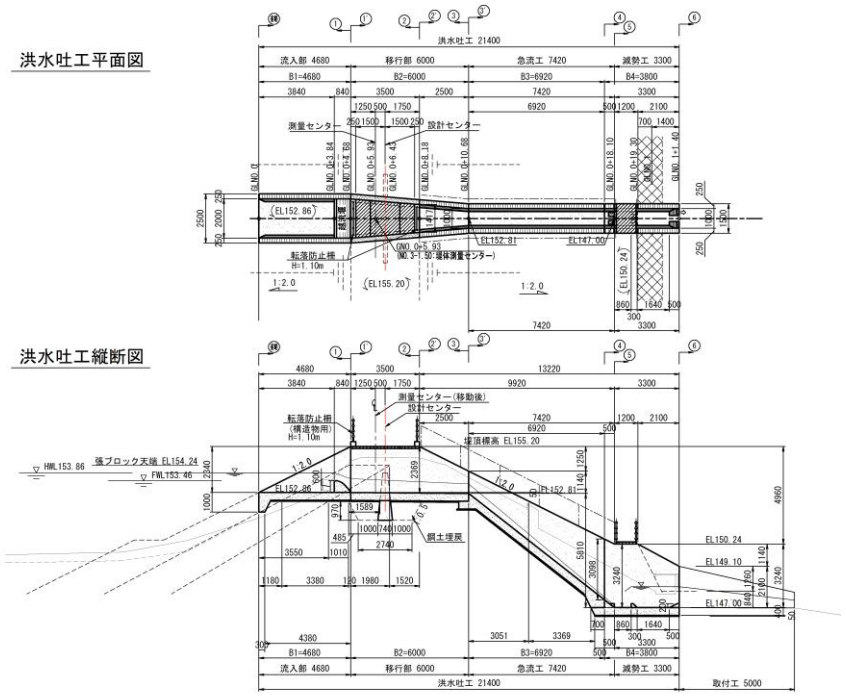
・省略の可否

構造計算条件が同一である区間は、代表断面のみの計算で可とする。

同一区間で複数パターンが想定される場合でも、最も不利な条件で最小鉄筋量となるパターンで安全性が確認できれば、他パターンの計算は省略可能とする。

下図は構造計算実施例であり、各バレルに対応した構造計算は下表の通りである。

バレル名	使用した構造計算	備考
流入部（B1）	1	1と1’及び2と2’は床版の有無と上載荷重が異なり、3と3’は外水位が異なることから、同じ位置で2パターンの検討をしている。
移行部（B2）	1’，2，2’，3	
放水路部（B3）	3’,4	
減勢工（B4）	4,5,6	



設計への反映は、代表断面で得られた必要鉄筋量・部材厚を、同一条件の区間へ適用するものとし、端部処理、継手位置、かぶり、定着・継手の方法、開口補強、基礎・床版との一体化条件は、別途標準詳細に従い整合を図る必要がある。

(2)　条件の整理

当該項では、とりまとめ事例を紹介するもので、まとめ方を指定するものではないことに留意する。

・検討ケースと水位条件

「**3.4　洪水吐の設計　3.4.4　洪水吐の構造設計**」に準拠し、構造計算を実施する位置ごとに検討ケースと水位条件を整理する。

・上載荷重

背面の状況に応じて、適切な上載荷重を考慮するものとする。なお、原則として堤体盛土法面部への群集荷重は載荷しない。

また、T-10 未満の活荷重が対象となる場合は、群集荷重（3kN/m^2）と比較を行い、不利な条件を採用する。

下表は、前述の①位置の条件を整理した事例であり、他の計算位置は省略する。

なお、設計条件が本事例と異なる場合は、この限りではない。

ブロック	計算位置	水路底標高［底版厚］	検討ケース	上載荷重条件	水路幅	側壁高	内水位［内水深］	外水位［外水深］
B1	①	EL 152.86［0.40］	Ⅰ（Ⅲ）	等分布荷重	2.000	2.340	空虚［ － ］	FWL 153.46［1.000］
			Ⅱ	荷重なし			HWL 153.86［1.000］	HWL 153.86［1.400］
			Ⅴ	荷重なし			空虚［ － ］	空虚［ － ］
			Ⅳ	荷重なし			空虚［ － ］	FWL 153.46［1.000］
			Ⅵ	荷重なし			空虚［ － ］	空虚［ － ］

・ケースⅢの緊急放流時の水位条件がケースⅠと同じになるため、荷重条件が不利となるケースⅠを優先する。

・ケースⅡの上載荷重については、堤体の安定計算と同様に考慮しない。

・地震時の検討（ケースⅣ、Ⅵ）は、当該計画条件（壁高の制約および偏土圧の有無）では照査不要であるが、参考事例として記載したもので必須要件ではない。なお、地震時は上載荷重を考慮しない。

・ケースⅤ,Ⅵは、鉛直応力が最大となる想定で追加したケースであるが、使用する解析プログラムによっては支持力検討で外水位を考慮しない設定となるものもあるため、理解しやすい記述・注記に配慮する。

(3)　その他条件の整理

・最小部材厚

最小部材厚は、設計基準「水路工」P.365 より、複鉄筋の場合 20cm、単鉄筋の場合 13cm 以上を基本とする。

一方、2022 年制定コンクリート標準示方書（設計編）P.352 によると、梁における軸方向鉄筋の水平あきは下記のうち、最大のものを確保する旨が示されている。

鉄筋の最小あき間隔（鉄筋と鉄筋の純間隔）

・20mm 以上

・粗骨材最大寸法の 4/3 倍以上　→　25mm の場合、34mm 以上（25*4/3）

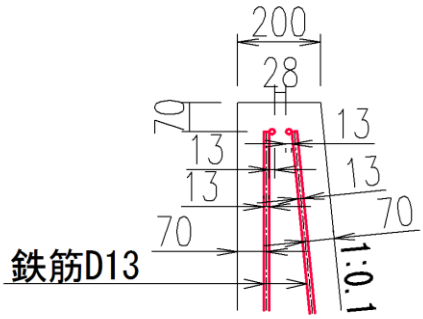
・鉄筋の直径以上 → 最小鉄筋径 D13 より、13mm 以上

以上より、34mm 以上の確保が必要となる。

ここで、最小部材厚を水路工（複鉄筋の場合）に準拠し、20cm とすると下図のとおりとなり、上記の水平あきが確保できない。

また、ポンプ打設を考慮すれば、ホース口径（120mm）を確保する必要があるため、最小部材厚は 30 cm（洪水吐側壁天端部）とする。

洪水吐側壁天端断面図



生コンの粗骨材規格について

建設物価において、粗骨材規格には 25mm 及び 20mm が記載されているが、いずれを使用するかは指定されていない。

実施設計段階で使用粗骨材が未確定であることから、安全側に 25mm を前提とした。

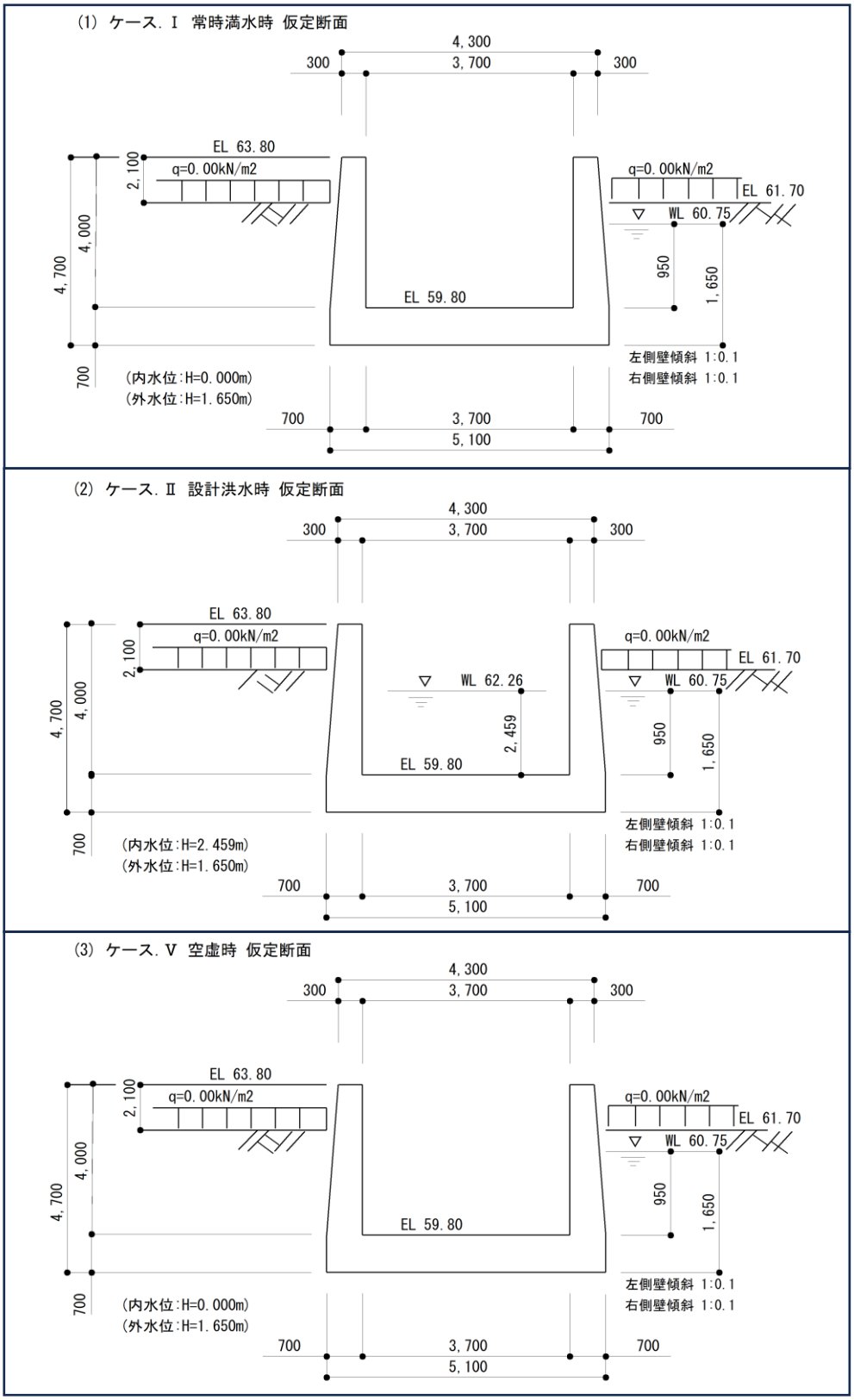
なお、洪水吐において側壁裏側に傾斜（1:0.1）があり、側壁高さが 1m を超えると側壁付け根部において 30cm 以上の部材厚となることから、鉄筋被りを 7cm と想定した。

7.6.2　構造検討断面の作成

前述までに整理した内容で、構造計算断面を作成する。

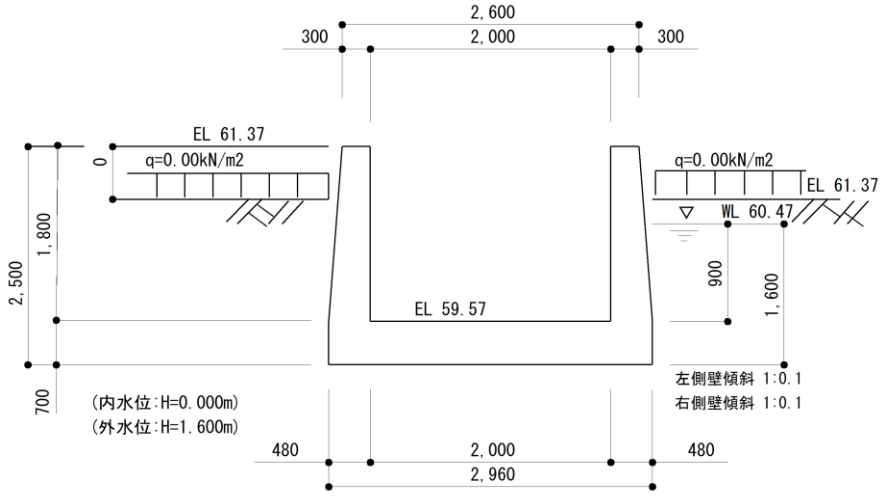
前述の計算断面とは、異なる事例である。

① 断面

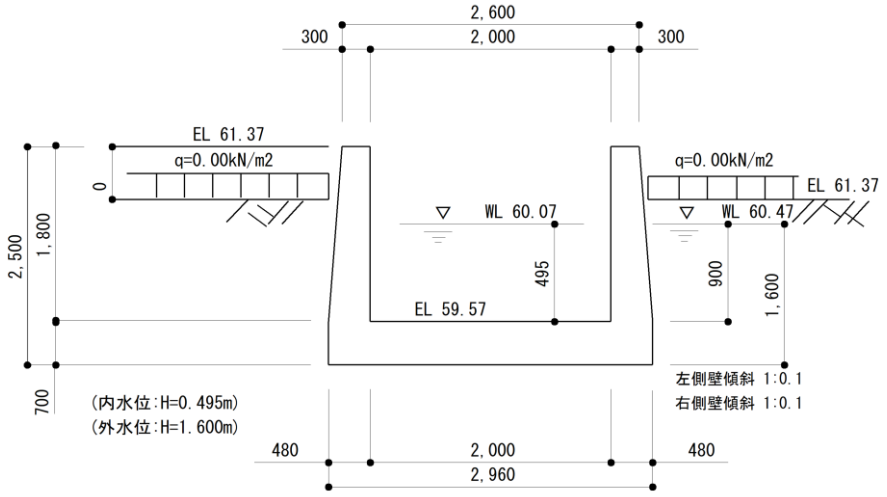


② 断面

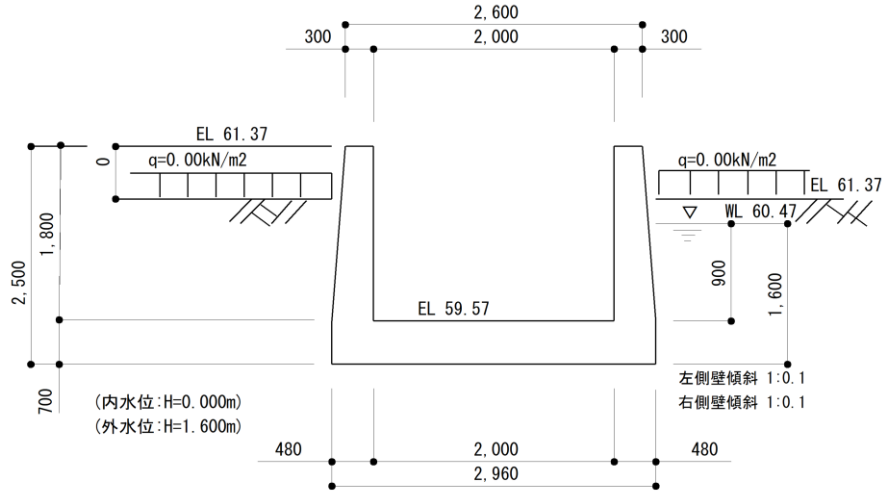
(1) ケース. Ⅰ 常時満水時 仮定断面



(2) ケース. Ⅱ 設計洪水時 仮定断面



(3) ケース. Ⅴ 空虚時 仮定断面



7.6.3　設計条件の整理

設計条件をとりまとめる。

・荷重　　q　　= 0.0 (kN/m^2)

・コンクリート

　単位体積重量　　γ_c　　= 24.5 (kN/m^3)

　許容応力度（鉄筋コンクリート）

　　設計基準強度　　σ_{ck}　　= 24 (N/mm^2)

　　曲げ圧縮応力度　　σ_{ca}　　= 9 (N/mm^2)

　　せん断応力度　　τ_a　　= 0.45 (N/mm^2)

　　付着応力度　　τ_{0a}　　= 1.6 (N/mm^2)

　　支圧応力度　　τ_{ca}　　= 7.2 (N/mm^2)

・鉄筋

　鉄筋被り

　　左側壁（外）　　DL1　　= 7.0 (cm)

　　〃　（内）　　DL2　　= 7.0 (cm)

　　右側壁（外）　　DR1　　= 7.0 (cm)

　　〃　（内）　　DR2　　= 7.0 (cm)

　　底　版（外）　　DB1　　= 7.0 (cm)

　　〃　（内）　　DB2　　= 7.0 (cm)

　許容応力度（一般部材）

　　引張応力度　　σ_{sa}　　= 157 (N/mm^2)

・土質

　湿潤体積重量　　γt　　= 18.0 (kN/m^3)

　水中体積重量　　γ'　　= 10.0 (kN/m^3)

　水の体積重量　　γw　　= 9.8 (kN/m^3)

　内部摩擦角　　ϕ　　= 25.0 (°)

　壁面摩擦角　　δ　　= 16.67(°)

　粘着力　　C　　= 0.0 (kN/m^2)

7.6.4　構造計算結果のとりまとめ

検討するバレルは、前述の①断面と②断面より配筋計画を策定するものとする。
構造計算結果をまとめると、下表の通りとなる。

○○ブロック　構造計算結果一覧表

適用計算ケース			①断面　ケースⅠ 設計洪水時	①断面　ケースⅡ 設計洪水時	①断面　ケースⅤ 空虚時
安定計算	転　　倒		左右対称であることから、 検討は省略する。	左右対称であることから、 検討は省略する。	左右対称であることから、 検討は省略する。
	滑　　動		同上	同上	同上
	揚　圧　力(kN/m)		U*1.2=98.96 ＜ TW=189.10 OK	U*1.2=98.96 ＜ TW=278.27 OK	地下水位なしのため省略
	地盤支持力(kN/m2)		qmax=39.84 ＜ QA=300 OK	qmax=57.33 ＜ QA=300 OK	qmax=39.84 ＜ QA=300 OK
部材計算	側壁下端 [外側]	曲げモーメント(kN・m)	15.471	-19.185	12.996
		せん断力(kN)	23.038	-6.590	17.328
		曲げ圧縮応力度(N/mm2)	0.571 ＜ 9	0.708 ＜ 9	0.480 ＜ 9
		引張応力度(N/mm2)	50.867 ＜ 157	63.078 ＜ 157	42.730 ＜ 157
		せん断応力度(N/mm2)	0.038 ＜ 0.45	0.011 ＜ 0.45	0.029 ＜ 0.45
		付着応力度	0.240 ＜ 1.6	0.069 ＜ 1.6	0.181 ＜ 1.6
		採用鉄筋	D13@250	D13@250	D13@250
	底版両端 [下側]	曲げモーメント(kN・m)	15.471	-19.185	12.996
		せん断力(kN)	-56.278	-56.278	-57.864
		曲げ圧縮応力度(N/mm2)	0.571 ＜ 9	0.582 ＜ 9	0.480 ＜ 9
		引張応力度(N/mm2)	50.867 ＜ 157	40.750 ＜ 157	42.730 ＜ 157
		せん断応力度(N/mm2)	0.094 ＜ 0.45	0.095 ＜ 0.45	0.096 ＜ 0.45
		付着応力度	0.586 ＜ 1.6	0.475 ＜ 1.6	0.603 ＜ 1.6
		採用鉄筋	D13@250	D13@250	D13@250
	底版中央 [上側]	曲げモーメント(kN・m)	-46.435	-81.091	-50.655
		せん断力(kN)	0.000	0.000	0.000
		曲げ圧縮応力度(N/mm2)	1.714 ＜ 9	2.461 ＜ 9	1.870 ＜ 9
		引張応力度(N/mm2)	152.674 ＜ 157	172.240 NO 157	166.549 NO 157
		せん断応力度(N/mm2)	0.000 ＜ 0.45	0.000 ＜ 0.45	0.000 ＜ 0.45
		付着応力度	0.000 ＜ 1.6	0.000 ＜ 1.6	0.000 ＜ 1.6
		採用鉄筋	D13@250	D16@250	D13@250

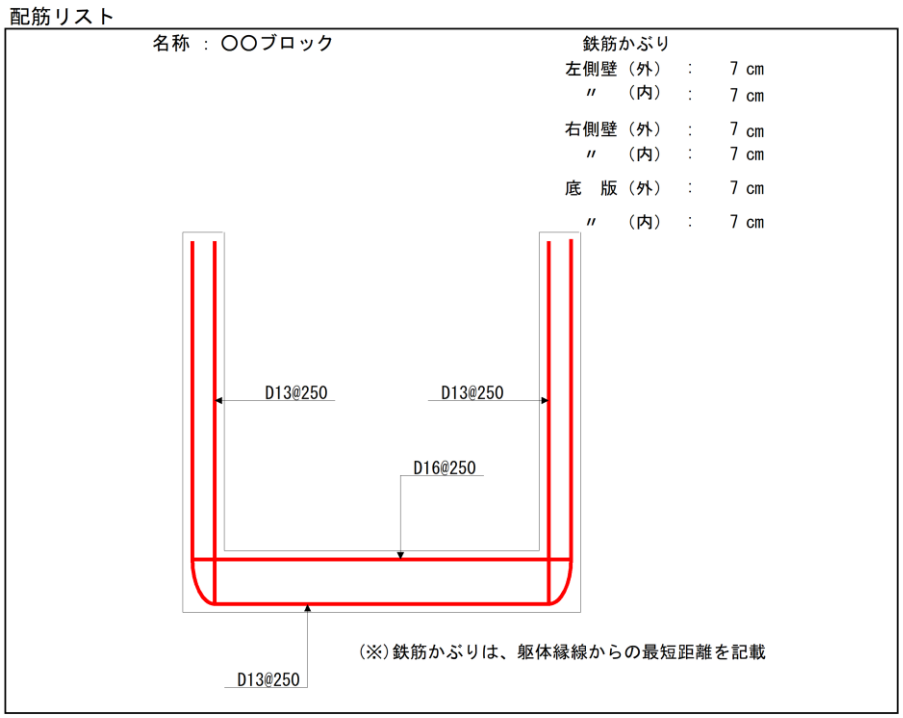
適用計算ケース			②断面　ケースⅠ 設計洪水時	②断面　ケースⅡ 設計洪水時	②断面　ケースⅤ 空虚時	配筋計画
安定計算	転　　倒		左右対称であることから、 検討は省略する。	左右対称であることから、 検討は省略する。	左右対称であることから、 検討は省略する。	・上載荷重の考慮なし ・ケースⅠの安定計算（地盤支持力）は、地下水位を考慮していないため、ケースⅤと同様な結果となっている
	滑　　動		同上	同上	同上	
	揚　圧　力(kN/m)		U*1.2=55.70 ＜ TW=88.36 OK	U*1.2=55.70 ＜ TW=95.21 OK	地下水位なしのため省略	
	地盤支持力(kN/m2)		qmax=34.05 ＜ QA=300 OK	qmax=32.89 ＜ QA=300 OK	qmax=34.05 ＜ QA=300 OK	
部材計算	側壁下端 [外側]	曲げモーメント(kN・m)	13.383	2.743	11.168	D13@250
		せん断力(kN)	20.898	7.247	15.583	
		曲げ圧縮応力度(N/mm2)	0.965 ＜ 9	0.198 ＜ 9	0.806 ＜ 9	
		引張応力度(N/mm2)	68.374 ＜ 157	14.014 ＜ 157	57.057 ＜ 157	
		せん断応力度(N/mm2)	0.054 ＜ 0.45	0.019 ＜ 0.45	0.040 ＜ 0.45	
		付着応力度	0.338 ＜ 1.6	0.117 ＜ 1.6	0.252 ＜ 1.6	
		採用鉄筋	D13@250	D13@250	D13@250	
	底版両端 [下側]	曲げモーメント(kN・m)	13.383	2.743	11.168	
		せん断力(kN)	-23.585	-17.893	-25.007	
		曲げ圧縮応力度(N/mm2)	0.494 ＜ 9	0.101 ＜ 9	0.412 ＜ 9	
		引張応力度(N/mm2)	44.002 ＜ 157	9.019 ＜ 157	36.719 ＜ 157	
		せん断応力度(N/mm2)	0.039 ＜ 0.45	0.030 ＜ 0.45	0.042 ＜ 0.45	
		付着応力度	0.246 ＜ 1.6	0.186 ＜ 1.6	0.261 ＜ 1.6	
		採用鉄筋	D13@250	D13@250	D13@250	
	底版中央 [上側]	曲げモーメント(kN・m)	-1.240	-8.351	-4.336	D16@250
		せん断力(kN)	0.000	0.000	0.000	
		曲げ圧縮応力度(N/mm2)	0.046 ＜ 9	0.308 ＜ 9	0.160 ＜ 9	
		引張応力度(N/mm2)	4.077 ＜ 157	27.457 ＜ 157	14.256 ＜ 157	
		せん断応力度(N/mm2)	0.000 ＜ 0.45	0.000 ＜ 0.45	0.000 ＜ 0.45	
		付着応力度	0.000 ＜ 1.6	0.000 ＜ 1.6	0.000 ＜ 1.6	
		採用鉄筋	D13@250	D13@250	D13@250	

○　配筋計画の決定方針

構造計算で得られた各ケースの必要鉄筋量を部位別 底版、側壁外側、側壁内側、隅角部 等 に整理し、部位ごとに最大値を包絡して採用する。これをもって配筋スケジュールを決定する。

ひび割れ制御や耐久性の照査で、必要鉄筋量が構造安全上の必要量を上回る場合は、上回る側の配筋量を優先する。

施工性確保の観点から、同一部位内では可能な範囲で鉄筋径の統一・段落しの簡素化を図る。



○　フリューム断面の配筋の取り扱い

フリューム構造の特性上、側壁下端と底版下側は連続する曲げ抵抗系となるため、基本は同一径・同一本数を整合させる。配筋表は同一欄に記載し、曲げ・定着のディテールで一体性を確保する。

端部の定着長、隅角部の付加筋、ハンチの有無、配力筋の取り回しは標準詳細に従い、応力の流れを分断しないよう計画する。

○　側壁内側の配筋

構造計算の結果、側壁内側に支配的な引張応力が発生しない場合は、最小配筋量にて配筋する。

最小配筋量は、当該部材厚に対する規定の鉄筋比を満たし、かつ配力筋・温度収縮対策を兼ねる構成とする。ゼロ配筋は不可とし、最小かぶり、最小間隔を満足させる。

○ 記載・設計上の留意事項

・複数ケースで必要鉄筋量が異なる場合は、部位ごとに最大の必要鉄筋量を包絡し採用する。

・かぶり、定着・継手、開口補強、打継目、スリーブ位置の干渉回避を事前に整理する。

・径・本数の過度な切替を避け、加工・組立て性を確保する。なお、ため池での洪水吐は小規模なため可能な限り段落しは避けるべきだが、段落としを行う場合は、設計基準「水路工」P.355 に準拠すること。

・配筋スケジュールには、部材別 底版上・下、側壁外側・内側、補強筋、組み立て筋等の区分を明示し、連続する部位は同一欄で整合を図る旨を注記する。

7.6.5　構造計算事例

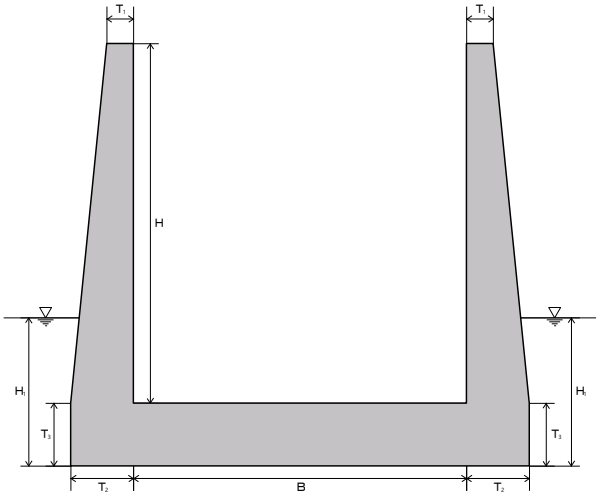
前述、①断面ケースⅠの構造計算を、参考資料として添付する。

(1) 設計条件

1) 単位体積重量

項　　目	記号	値	単位
フルーム(躯体)	γ_{sc}	24.500	kN/m^3
湿　潤　土	γ_{t}	18.000	kN/m^3
水　中　土	γ_{ws}	10.000	kN/m^3
水	γ_{w}	9.800	kN/m^3

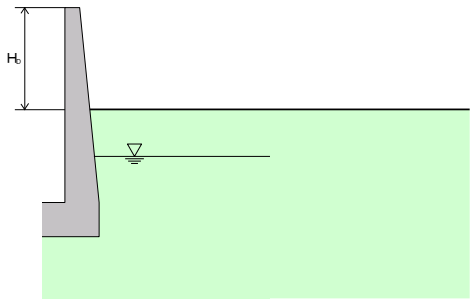
2) 躯体形状



項　　目	記号	値	単位	備　考
側壁高	H	4000	mm	
水路内幅	B	3700	mm	
側壁上部厚	T_1	300	mm	
側壁下部厚	T_2	700	mm	
底版厚	T_3	700	mm	
地下水位	H_1	1650	mm	

・側壁の外側に傾斜を設け、内側は直とする。

3) 背面土形状



背面土砂形状は、「フラット」に設定

項　　目	記号	値	単位	備　　考
側壁天端からの落差	H_b	2.100	m	

4) 土質条件

土圧係数は、「ｸｰﾛﾝ土圧公式」にて算出する。

項　　目	記号	値	単位	備　　考
土の内部摩擦角度	ϕ	25.000	°	
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角	δ	16.667	°	計算値
壁背面の傾斜角	θ	85.135	°	計算値
壁背面土の傾斜角	i	0.000	°	水平面 = 0°
主働土圧係数	K_A	0.397		安定計算用(計算値)
受働土圧係数	K_P	3.605		安定計算用(計算値)

【側壁面又は仮想背面との摩擦角】

側壁背面のコロビ「ｎ」の算出

$n = (T_2-T_1)／(H+T_3) = (700-300)／(4000+700)$

$= 0.085$

張出しの長さ

$T_B = 0.000$(m)

$n < 0.100$ で、しかも $T_B < 0.100$ のため

$\delta = 2/3\phi = 16.667$

【壁背面の傾斜角】

$\theta = \tan^{-1}\{(H+T_3)／(T_2-T_1)\}$

$= \tan^{-1}\{(4000+700)／(700-300)\}$

$= 85.135°$

【ｸｰﾛﾝ土圧公式】

・主働土圧係数

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta-\theta_0+\phi)}{\sin^2\theta\cdot\cos\theta_0\cdot\sin(\theta-\theta_0-\delta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-i-\theta_0)}{\sin(\theta-\theta_0-\delta)\cdot\sin(\theta+i)}}\right\}^2}$$

上記式に対し、それぞれの値を代入し主働土圧係数(K_A)を求める。

ただし、$\phi-i-\theta_0<0$ の場合は、$\sin(\phi-i-\theta_0)=0$ とする。

常時の計算においては、地震時合成角度 $\theta_0 = 0$ とする。

・受働土圧係数

$$K_P = \frac{\sin^2(\theta+\theta_0-\phi)}{\sin^2\theta\cdot\cos\theta_0\cdot\sin(\theta+\theta_0+\delta)\left\{1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi+i-\theta_0)}{\sin(\theta+\theta_0+\delta)\cdot\sin(\theta+i)}}\right\}^2}$$

上記式に対し、それぞれの値を代入し受働土圧係数(K_P)を求める。

常時の計算においては、地震時合成角度 $\theta_0 = 0$ とする。

(2) 安定計算

1) 浮上に対する検討

1-1) 諸条件

項　　目	記号	値	単位	備　　考
安　全　率	F_S	1.200		
地 下 水 位	H_1	1.650	m	底版下からの水位
静　水　圧	P	16.170	kN/m^2	$\gamma_W \cdot H_1$
作　用　幅	L	5.100	m	$B+2T_2$

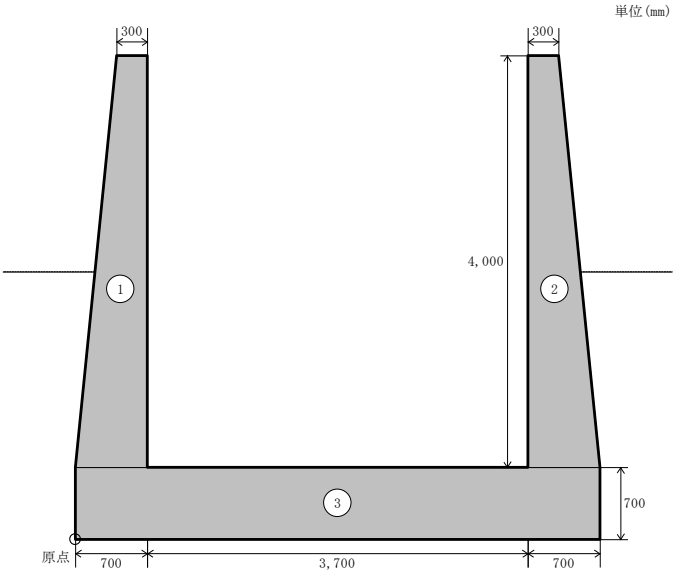
・張出し重量を自重に含めない。

・地下水圧を考慮する。

・地下水位以下の土砂重量を水中土として計算する。

・鉛直力に浮力を含めない。

1-2) 自重の算出



番号	計　　算　　式	荷重 (kN)	荷　重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	24.500×4.000×(0.300＋0.700)÷2	49.000	49.000		0.437	2.433	21.413	
2	24.500×4.000×(0.300＋0.700)÷2	49.000	49.000		4.663	2.433	228.487	
3	24.500×5.100×0.700	87.465	87.465		2.550	0.350	223.036	
合計		185.465	185.465	0.000			472.936	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

1-3) 土圧および載荷重の算出

主働土圧強度の算出

H_1 ＝ 1.650 m

H_2 ＝ H＋T_3-H_D-H_1 ＝ 4.000 ＋ 0.700 － 2.100 － 1.650 ＝ 0.950 m

P_{H1} ＝ K_A・γ_t・H_2 ＝ 0.397 × 18.000 × 0.950 ＝ 6.789 kN/m^2

P_{H2} ＝ K_A・γ_{ws}・H_1＋P_{H1} ＝ 0.397 × 10.000 × 1.650 ＋ 6.789 ＝ 13.340 kN/m^2

ここに、

H_D ：側壁天端から地盤までの落差（m）

H_1 ：底版下より地下水位線までの高さ（m）

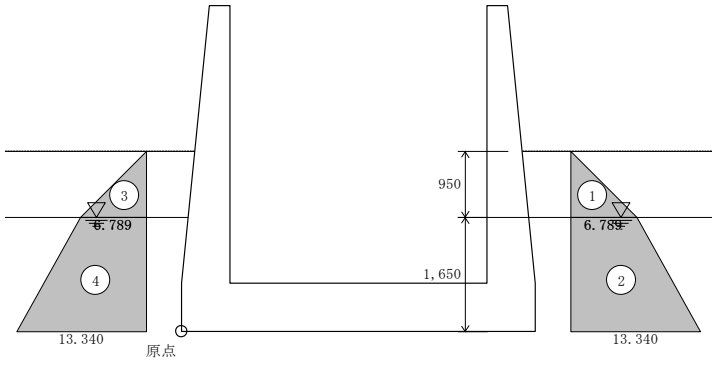
H_2 ：地盤線より地下水位線までの深さ（m）

壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

鉛直方向 ＝ sin(δ＋90-θ) ＝ sin(16.667＋90-85.135) ＝ 0.367

水平方向 ＝ cos(δ＋90-θ) ＝ cos(16.667＋90-85.135) ＝ 0.930

単位(mm)



番号	計　算　式	荷重 (kN)	荷　重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	6.789×0.950÷2	3.225	1.184	2.999	5.100	1.967	6.038	5.899
2	1.650×(6.789＋13.340)÷2	16.606	6.094	15.444	5.100	0.736	31.079	11.367
3	6.789×0.950÷2	3.225	1.184	-2.999		1.967		-5.899
4	1.650×(6.789＋13.340)÷2	16.606	6.094	-15.444		0.736		-11.367
合計		39.662	14.556	0.000			37.117	0.000

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

1-4) 安全率の算出

浮上に対する検討は、式(1)の条件が満足しなければならない。

$$F_S \leqq (\Sigma V + P_V) / (P \cdot L) \cdots\cdots\cdots (1)$$

$$F_S = (185.465 + 14.556 \times 0.5) / (16.170 \times 5.100) \geqq 1.200$$

$$= 2.337 \geqq 1.200 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \mathbf{OK}$$

ここに、

ΣV ：躯体の自重（kN/m）

P_V ：土圧の壁面摩擦による鉛直成分（kN/m）

ただし、浮上の検討においては安全側に考え、50%を計上する。

P ：静水圧（kN/m^2）

L ：作用幅（m）

2) 地盤支持力に対する検討

2-1) 諸条件

項　　目	記号	値	単位	備　　考
許容支持力	q_a	300.000	kN/m^2	左記の許容支持力度は、算定手順の解説を目的とした参考計算例における想定値であり、実務段階における決定根拠とはならないことに留意すること。 実務に適用する値は、地盤調査結果、設計前提、現地確認および必要な原位置試験の結果に基づき、別途決定すること。 なお、算定にあたっては、土質区分に基づく経験的許容支持力度、標準貫入試験N値等からの換算値、ならびにテルツァギー修正支持力式等により算定することを基本とし、相互の整合性を確認すること。

・張出し重量を自重に含める。

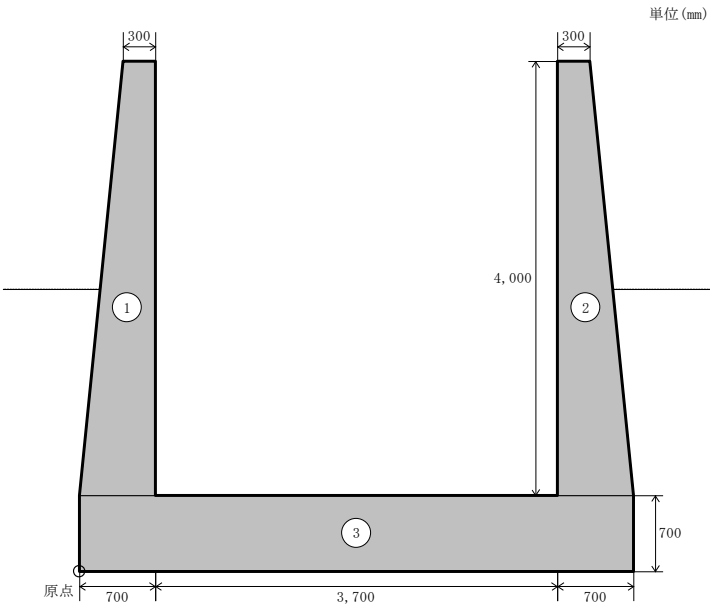
・張出し上の土砂重量を自重に含める。

・地下水圧を考慮しない。

・地下水位以下の土砂重量を湿潤土として計算する。

・鉛直力に浮力を含めない。

2-2) 自重の算出



番号	計　算　式	荷重 (kN)	荷　重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	24.500×4.000×(0.300＋0.700)÷2	49.000	49.000		0.437	2.433	21.413	
2	24.500×4.000×(0.300＋0.700)÷2	49.000	49.000		4.663	2.433	228.487	
3	24.500×5.100×0.700	87.465	87.465		2.550	0.350	223.036	
合計		185.465	185.465	0.000			472.936	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

2-3) 土圧および載荷重の算出

主働土圧強度の算出

$H_1 = 1.650$ m

$H_2 = H + T_3 - H_D - H_1 = 4.000 + 0.700 - 2.100 - 1.650$

$= 0.950$ m

$P_{H1} = K_A \cdot \gamma_t \cdot H_2 = 0.397 \times 18.000 \times 0.950$

$= 6.789$ kN/m^2

$P_{H2} = K_A \cdot \gamma_t \cdot H_1 + P_{H1} = 0.397 \times 18.000 \times 1.650 + 6.789$

$= 18.580$ kN/m^2

ここに、

H_D ：側壁天端から地盤までの落差（m）

H_1 ：底版下より地下水位線までの高さ（m）

H_2 ：地盤線より地下水位線までの深さ（m）

壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

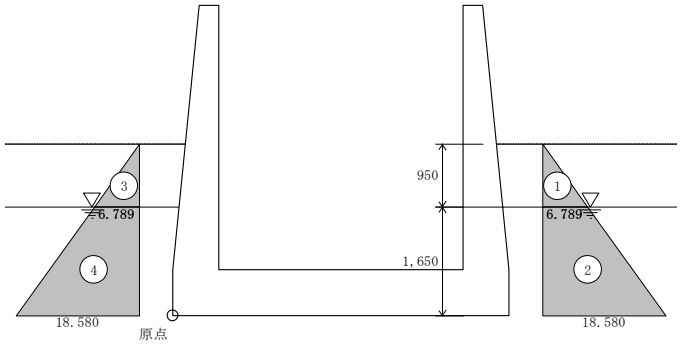
鉛直方向 $= \sin(\delta + 90 - \theta) = \sin(16.667 + 90 - 85.135)$

$= 0.367$

水平方向 $= \cos(\delta + 90 - \theta) = \cos(16.667 + 90 - 85.135)$

$= 0.930$

単位(mm)



番号	計　算　式	荷重 (kN)	荷　重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	6.789×0.950÷2	3.225	1.184	2.999	5.100	1.967	6.038	5.899
2	1.650×(6.789＋18.580)÷2	20.929	7.681	19.464	5.100	0.697	39.173	13.566
3	6.789×0.950÷2	3.225	1.184	-2.999		1.967		-5.899
4	1.650×(6.789＋18.580)÷2	20.929	7.681	-19.464		0.697		-13.566
合計		48.308	17.730	0.000			45.211	0.000

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

2-4) 地盤支持力の検討

基礎地盤支持力の検討は、式(2)による。

$$q_{max} = \Sigma V / L \leqq q_a \quad \cdots\cdots\cdots (2)$$

ここに、

q_{max}　：最大地盤反力度（kN/m²）

q_a　：許容地盤支持力度（kN/m²）

L　：基礎面の長さ(作用幅)（m）

ΣV　：合力の鉛直分力（kN/m）

土圧および載荷重の鉛直成分・水路内の水重量も含む。

項　　目	外　力		モーメント	
	V(kN)	H(kN)	M_X(kN･m)	M_Y(kN･m)
自　重	185.465		472.936	
土圧および載荷重	17.730		45.211	
合　計	203.195	0.000	518.147	0.000

$$q_{max} = 203.195 / 5.100$$
$$= 39.842 \ (kN/m^2)$$

$q_{max} = 39.842(kN/m^2) \leqq q_a = 300.000(kN/m^2)$ ･･･････････････ **OK**

3) 総合判定（常時の安定計算）

・浮上に対する検討の結果

浮上に対する検討で計算された安全率＝2.337 が、設定された安全率＝1.200 以上となるため。

･･･････････････ **OK**

・地盤支持力に対する検討の結果

算出された最大地盤反力 39.842(kN/m²)が、設定されている許容支持力 300.000(kN/m²)以下のため。

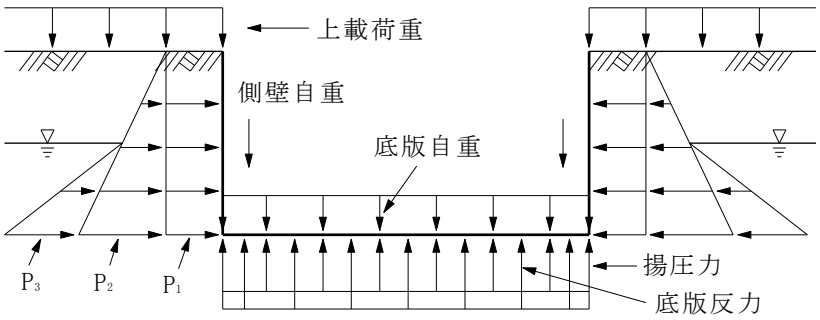
･･･････････････ **OK**

(3) 部材断面の検討

1) 荷重の組み合わせ（荷重ｹｰｽ）

		項目	部材断面の検討	備　考
荷重			ｹｰｽ1	
自　　重			○	
土圧及び載荷重	埋戻しの状態	湿潤状態	○	地下水位より上
		飽和状態	○	地下水位より下
	路面荷重	盛土荷重	○	
		自動車荷重	○	
		群集荷重	○	
		雪 荷 重	○	
		その他		
	水路上面荷重			
	凍　上　圧			
地下水	側壁に作用する水圧		○	
	揚　圧　力		○	
フルｰム内の充満水				
計算種別			常時	

ｹｰｽ1：側壁、底版の各部材の外側に最大曲げﾓｰﾒﾝﾄが生ずる場合。



ケース Ⅰ

【仮想背面との摩擦角 常時】

部材計算時の壁面摩擦角δの値は(2/3)φとする。

張出しの長さ

T_B ＝ 0.000(m)

δ ＝ 2/3φ ＝ 16.667

【壁背面の傾斜角】

$\theta = \tan^{-1}\{(H+T_3)/(T_2-T_1)\}$

$= \tan^{-1}\{(4000+700)/(700-300)\}$

$= 85.135°$

【クーロン土圧公式】

・主働土圧係数

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta-\theta_0+\phi)}{\sin^2\theta\cdot\cos\theta_0\cdot\sin(\theta-\theta_0-\delta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-i-\theta_0)}{\sin(\theta-\theta_0-\delta)\cdot\sin(\theta+i)}}\right\}^2}$$

上記式に対し、それぞれの値を代入し主働土圧係数(K_A)を求める。

ただし、$\phi-i-\theta_0<0$ の場合は、$\sin(\phi-i-\theta_0)=0$ とする。

常時の計算においては、地震時合成角度 θ_0 ＝ 0 とする。

構造計算時における主動土圧係数を次に記す。

K_A ＝ 0.397

(4) 部材断面力計算

1) 荷重組み合わせパターン（常時：ケース 1）

1-1) 検討位置

	記号	位置	h(m)	hd(m)	ho(m)	hi(m)	ha(m)
側壁	1	側壁高の 1／3	2.900	0.800	――	――	――
	2	底版の上面	4.000	1.900	0.950	――	――
	3	側壁付根	4.350	2.250	1.300	――	――

	記号	位置	LL(m)	LR(m)
底版	4	左側壁付け根	0.000	4.400
	5	左側壁内面	0.350	4.050
	6	最大モーメント	2.200	2.200
	7	右側壁内面	4.050	0.350
	8	右側壁付け根	4.400	0.000

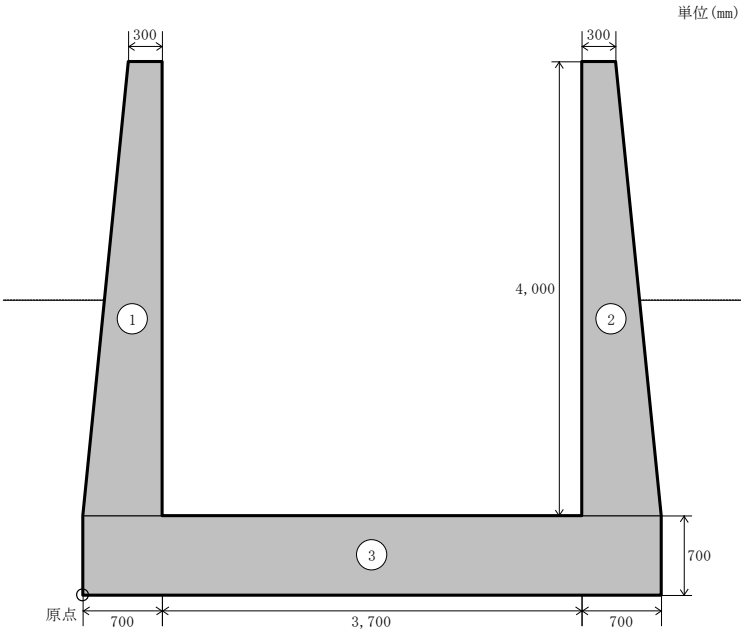
h ：天端からの距離
hd:土圧作用高さ　　hd ＝ h － 天端から地盤までの落差
ho:影響地下水位　　ho ＝ h ＋ 地下水位 － 側壁高 － 底版厚
hi:影響内水位　　hi ＝ h ＋ 内水位 － 側壁高
ha:内水位照査深さ　ha ＝ hi ＋ h － 側壁高（又は hi）
LL:左端からの距離
LR:右端からの距離

1-2) 上載荷重

項 目 名	値 (kN/m²)	水路左側		水路右側	
		計上	採用値 (kN/m²)	計上	採用値 (kN/m²)
盛 土 荷 重	――				――
自動車荷重	――				――
群 集 荷 重	――				――
積 雪 荷 重	――				――
任 意 荷 重	――				――
合　　計		――		――	

積雪荷重に於いて自動車荷重と組み合わせる場合は、1.0kN/m² を見込む

1-3) 自重の算出



番号	計　算　式	荷重 (kN)	荷　重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	24.500×4.000×(0.300＋0.700)÷2	49.000	49.000		0.437	2.433	21.413	
2	24.500×4.000×(0.300＋0.700)÷2	49.000	49.000		4.663	2.433	228.487	
3	24.500×5.100×0.700	87.465	87.465		2.550	0.350	223.036	
合計		185.465	185.465	0.000			472.936	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Ｘは水平距離、Ｙは鉛直距離を指す。

側壁及び底版自重により生じる底版反力の内、底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用方向が反対で同値であることから相殺させ、それ以外の自重による底版反力のみによって計算する。

上記表より底版自重及び内水重を除いた自重の鉛直成分を次にまとめる。

反力鉛直成分 ＝ No.1＋No.2

＝ 49.000 ＋ 49.000

＝ 98.000

1-4) 土圧および載荷重の算出

主働土圧強度の算出

$H_1 = 1.650$ m

$H_2 = H + T_3 - H_D - H_1 = 4.000 + 0.700 - 2.100 - 1.650$

$= 0.950$ m

$P_{H1} = K_A \cdot \gamma_t \cdot H_2 = 0.397 \times 18.000 \times 0.950$

$= 6.789$ kN/m^2

$P_{H2} = K_A \cdot \gamma_{ws} \cdot H_1 + P_{H1} = 0.397 \times 10.000 \times 1.650 + 6.789$

$= 13.340$ kN/m^2

ここに、

H_D ：側壁天端から地盤までの落差（m）

H_1 ：底版下より地下水位線までの高さ（m）

H_2 ：地盤線より地下水位線までの深さ（m）

壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

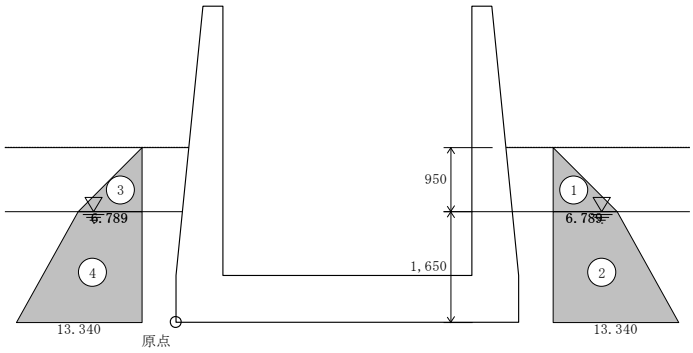
鉛直方向 $= \sin(\delta + 90 - \theta) = \sin(16.667 + 90 - 85.135)$

$= 0.367$

水平方向 $= \cos(\delta + 90 - \theta) = \cos(16.667 + 90 - 85.135)$

$= 0.930$

単位(mm)



番号	計　算　式	荷重 (kN)	荷　重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	6.789×0.950÷2	3.225	1.184	2.999	5.100	1.967	6.038	5.899
2	1.650×(6.789＋13.340)÷2	16.606	6.094	15.444	5.100	0.736	31.079	11.367
3	6.789×0.950÷2	3.225	1.184	-2.999		1.967		-5.899
4	1.650×(6.789＋13.340)÷2	16.606	6.094	-15.444		0.736		-11.367
合計		39.662	14.556	0.000			37.117	0.000

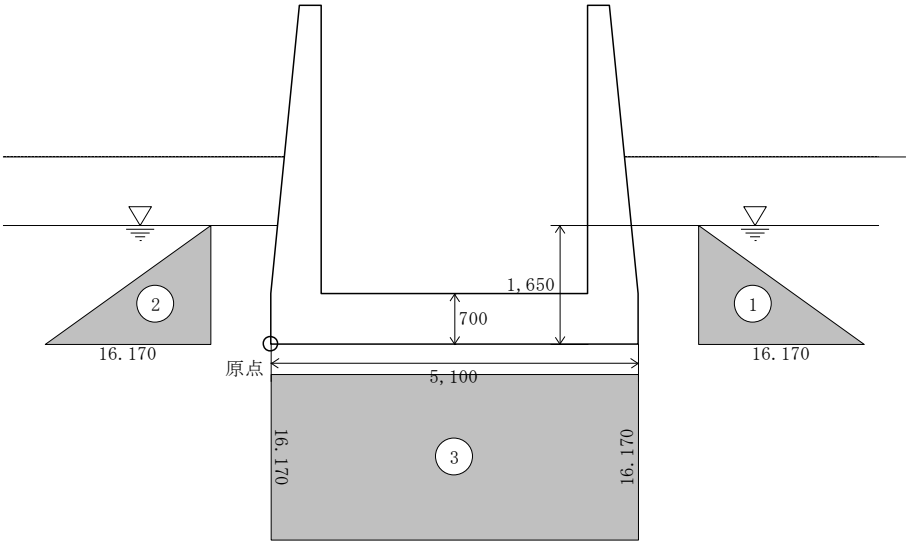
「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

1-5) 水圧の算出

$P_{H1} = \gamma_w \cdot H_1 = 9.800 \times 1.650 = 16.170\ kN/m^2$

$P_{V1} = \gamma_w \cdot H_1 = 9.800 \times 1.650 = 16.170\ kN/m^2$

単位(mm)



番号	計　算　式	荷重 (kN)	荷　重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	ΔX (m)	ΔY (m)	M_X (kN・m)	M_Y (kN・m)
1	16.170×1.650÷2	13.340		13.340	5.100	0.550		7.337
2	16.170×1.650÷2	13.340		-13.340		0.550		-7.337
3	5.100×16.170	82.467	-82.467		2.550		-210.291	
合計		109.147	-82.467	0.000			-210.291	0.000

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y＝0となる。

1-6) 底版反力の算出

項　　目	外　　力		モーメント		底版反力鉛直成分 (kN/m)
	V (kN)	H (kN)	M_X (kN･m)	M_Y (kN･m)	
自　　重	185.465		472.936		98.000
土圧および載荷重	14.556		37.117		14.556
水　　圧	-82.467		-210.291		
合　　計	117.554	0.000	299.762	0.000	112.556

$$q = \Sigma V / L$$

ここに、

q　　：底版の反力強度（kN/m²）

L　　：基礎面の長さ(作用幅)（m）

ΣV　：合力の鉛直分力（kN/m）

このときの基礎面の長さ（作用幅）は、左右側壁の中心間の距離とし、合力の鉛直分力は側壁に関する自重とする。

但し、張出しを含む場合には、張出し部分にも底版反力が生じるとして、作用幅を張出し端部とし、張出し上部の土砂も自重に含める。

底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用する方向が反対で同値であることから相殺される。

また、クーロン土圧公式による場合は、壁面に対する土圧の鉛直成分も考慮する。

浮力（又は揚圧力）は、側壁及び底版自重により生じる底版反力より小さいので、底版反力のみを考慮する。

以上により、底版反力は底版反力鉛直成分の合計値を用いて計算を行う。

$$q = 112.556 / 4.400$$
$$= 25.581 \ (kN/m^2)$$

1-7) 側壁の断面力計算

断面1　側壁

$$S_{S1} = 1/2 \cdot \gamma_t \cdot h_d^2 \cdot K_A \cdot \cos\delta$$
$$= 1/2 \times 18.000 \times 0.800^2 \times 0.397 \times \cos 16.667$$
$$= 2.191 \ (\mathrm{kN})$$

$$M_{S1} = 1/6 \cdot \gamma_t \cdot h_d^3 \cdot K_A \cdot \cos\delta$$
$$= 1/6 \times 18.000 \times 0.800^3 \times 0.397 \times \cos 16.667$$
$$= 0.584 \ (\mathrm{kN \cdot m})$$

断面2　側壁

$$S_{S2} = 1/2 \cdot \gamma_t \cdot h_d^2 \cdot K_A \cdot \cos\delta + 1/2 \cdot (\gamma_{ws} - \gamma_t) \cdot h_o^2 \cdot K_A \cdot \cos\delta + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2$$
$$= 1/2 \times 18.000 \times 1.900^2 \times 0.397 \times \cos 16.667 + 1/2 \times (10.000 - 18.000) \times 0.950^2 \times 0.397 \times \cos 16.667 + 1/2 \times 9.800 \times 0.950^2$$
$$= 15.406 \ (\mathrm{kN})$$

$$M_{S2} = 1/6 \cdot \gamma_t \cdot h_d^3 \cdot K_A \cdot \cos\delta + 1/6 \cdot (\gamma_{ws} - \gamma_t) \cdot h_o^3 \cdot K_A \cdot \cos\delta + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3$$
$$= 1/6 \times 18.000 \times 1.900^3 \times 0.397 \times \cos 16.667 + 1/6 \times (10.000 - 18.000) \times 0.950^3 \times 0.397 \times \cos 16.667 + 1/6 \times 9.800 \times 0.950^3$$
$$= 8.791 \ (\mathrm{kN \cdot m})$$

断面3　側壁

$$S_{S3} = 1/2 \cdot \gamma_t \cdot h_d^2 \cdot K_A \cdot \cos\delta + 1/2 \cdot (\gamma_{ws} - \gamma_t) \cdot h_o^2 \cdot K_A \cdot \cos\delta + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2$$
$$= 1/2 \times 18.000 \times 2.250^2 \times 0.397 \times \cos 16.667 + 1/2 \times (10.000 - 18.000) \times 1.300^2 \times 0.397 \times \cos 16.667 + 1/2 \times 9.800 \times 1.300^2$$
$$= 23.038 \ (\mathrm{kN})$$

$$M_{S3} = 1/6 \cdot \gamma_t \cdot h_d^3 \cdot K_A \cdot \cos\delta + 1/6 \cdot (\gamma_{ws} - \gamma_t) \cdot h_o^3 \cdot K_A \cdot \cos\delta + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3$$
$$= 1/6 \times 18.000 \times 2.250^3 \times 0.397 \times \cos 16.667 + 1/6 \times (10.000 - 18.000) \times 1.300^3 \times 0.397 \times \cos 16.667 + 1/6 \times 9.800 \times 1.300^3$$
$$= 15.471 \ (\mathrm{kN \cdot m})$$

1-8) 底版の断面力計算

側壁底部の曲げモーメントを底版端部に生じる材端モーメントとして底版の計算を行う。

・左右共通

部材端モーメント M_{S3} ＝ 15.471 (kN･m)

断面4　底版

S_{T4} ＝ -1/2・q・(B_L-2χ)

＝ -1/2 × 25.581 × (4.400 - 2 × 0.000)　＝ -56.278 (kN)

M_{T4} ＝ M_{S3}-1/2・q・χ・(B_L-χ)

＝ 15.471 - 1/2 × 25.581 × 0.000 × (4.400 - 0.000)　＝ 15.471 (kN･m)

断面5　底版

S_{T5} ＝ -1/2・q・(B_L-2χ)

＝ -1/2 × 25.581 × (4.400 - 2 × 0.350)　＝ -47.325 (kN)

M_{T5} ＝ M_{S3}-1/2・q・χ・(B_L-χ)

＝ 15.471 - 1/2 × 25.581 × 0.350 × (4.400 - 0.350)　＝ -2.660 (kN･m)

断面6　底版

S_{T6} ＝ -1/2・q・(B_L-2χ)

＝ -1/2 × 25.581 × (4.400 - 2 × 2.200)　＝ 0.000 (kN)

M_{T6} ＝ M_{S3}-1/2・q・χ・(B_L-χ)

＝ 15.471 - 1/2 × 25.581 × 2.200 × (4.400 - 2.200)　＝ -46.435 (kN･m)

断面7　底版

S_{T7} ＝ -1/2・q・(B_L-2χ)

＝ -1/2 × 25.581 × (4.400 - 2 × 4.050)　＝ 47.325 (kN)

M_{T7} ＝ M_{S3}-1/2・q・χ・(B_L-χ)

＝ 15.471 - 1/2 × 25.581 × 4.050 × (4.400 - 4.050)　＝ -2.660 (kN･m)

断面8　底版

S_{T8} ＝ -1/2・q・(B_L-2χ)

＝ -1/2 × 25.581 × (4.400 - 2 × 4.400)　＝ 56.278 (kN)

M_{T8} ＝ M_{S3}-1/2・q・χ・(B_L-χ)

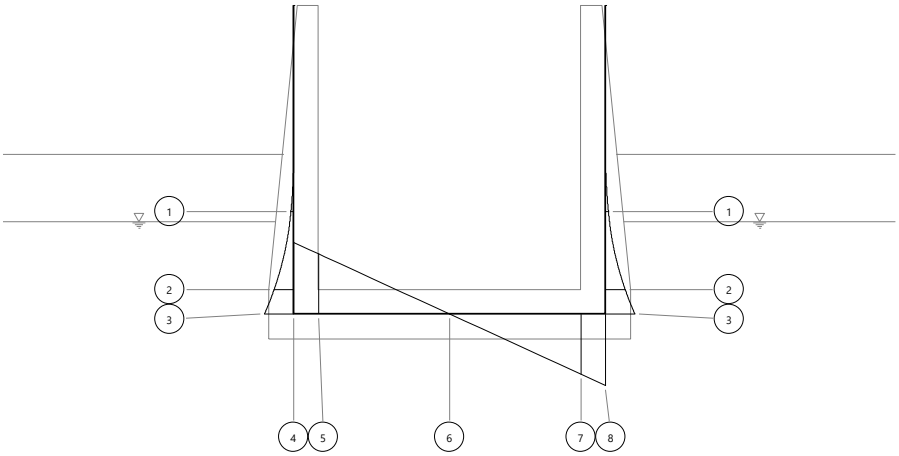
＝ 15.471 - 1/2 × 25.581 × 4.400 × (4.400 - 4.400)　＝ 15.471 (kN･m)

1-9）断面力一覧

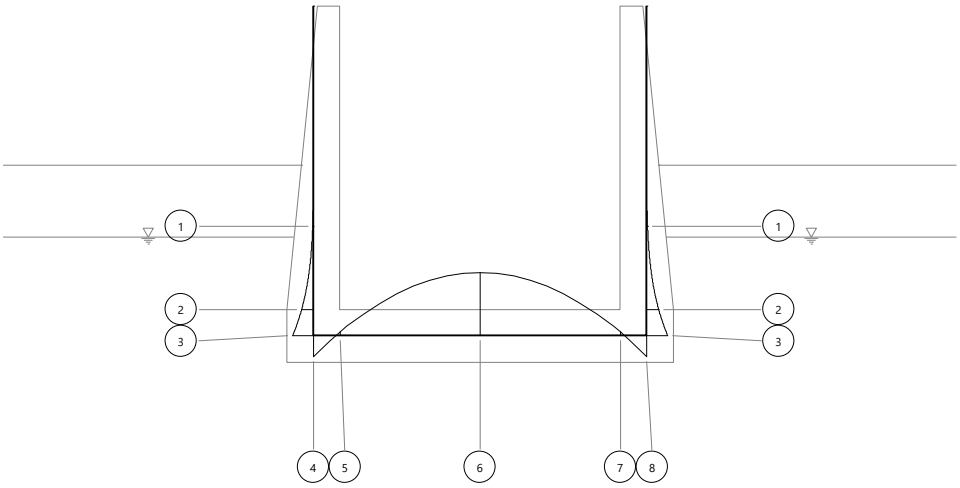
	記号	位置	h(m)	せん断力 S(kN)	曲げモーメント M(kN･m)
側壁	1	側壁高の1／3	2.900	2.191	0.584
	2	底版の上面	4.000	15.406	8.791
	3	側壁付根	4.350	23.038	15.471
	記号	位置	χ(m)	せん断力 S(kN)	曲げモーメント M(kN･m)
底版	4	左側壁付け根	0.000	-56.278	15.471
	5	左側壁内面	0.350	-47.325	-2.660
	6	最大モーメント	2.200	0.000	-46.435
	7	右側壁内面	4.050	47.325	-2.660
	8	右側壁付け根	4.400	56.278	15.471

断面力は荷重方向により以下のように表示する。
外側：プラス　／　内側：マイナス

1-10）せん断力図



1-11）曲げモーメント図



(5) 部材厚の算出

・軸線が鉛直の場合

$W = (T_2 - T_1) \cdot h / H + T_1$

ただし、$h > H$の場合は、$W = T_2$

ここに、

W　：部材厚（mm）

h　：側壁天端から照査位置までの鉛直距離（mm）

T_1　：側壁天端の水平幅（mm）

T_2　：側壁下端の水平幅（mm）

H　：側壁天端から側壁下端までの鉛直距離（mm）

・側壁部材厚一覧表

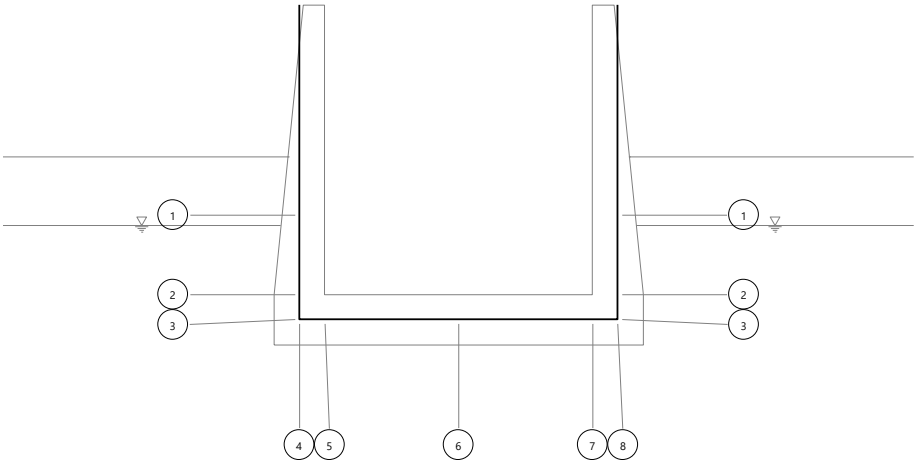
No	照査位置 h（mm）	部材厚 W（mm）
1	2,900	590
2	4,000	700
3	4,350	700

(6) 応力度計算（鉄筋）

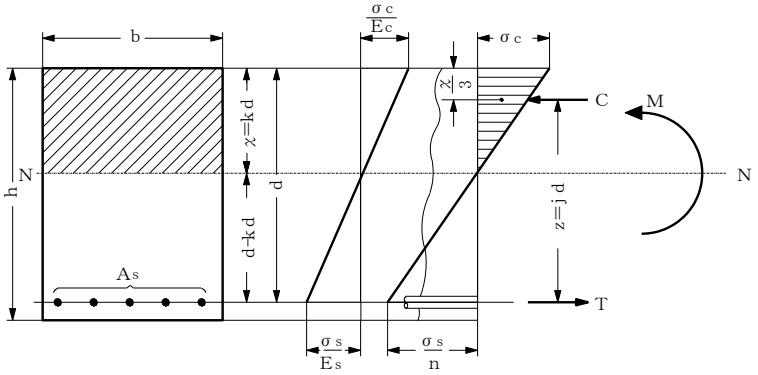
1) 荷重組み合わせパターン（常時：ケース 1）

1-1) 応力度計算表（鉄筋）

			許容値	側壁			底版				
				1	2	3	4	5	6	7	8
	検討位置	H (m)		2.900	4.000	4.350	0.000	0.350	2.200	4.050	4.400
断面力	曲げモーメント	M (kN･m)		0.584	8.791	15.471	15.471	-2.660	-46.435	-2.660	15.471
断面力	せん断力	S (kN)		2.191	15.406	23.038	-56.278	-47.325	0.000	47.325	56.278
部材	単位部材幅	b (mm)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
部材	部材厚	h (mm)		590	700	700	700	700	700	700	700
配筋計画	引張側 かぶり	c (mm)		70	70	70	70	70	70	70	70
配筋計画	圧縮側 かぶり	c' (mm)		―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――
配筋計画	引張側 鉄筋・ピッチ			D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250
配筋計画	圧縮側 鉄筋・ピッチ			―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――
	断面力方向及び引張鉄筋	内・外		外側	外側	外側	外側	内側	内側	内側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積	As (mm²)		507	507	507	507	507	507	507	507
データ	圧縮側 鉄筋断面積	As' (mm²)		―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――
データ	鉄筋周長	U (mm)		160	160	160	160	160	160	160	160
データ	有効部材厚	d (mm)		520	630	630	630	630	630	630	630
データ	圧縮側かぶり	d' (mm)		―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――
係数	ヤング係数比	n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
係数	引張鉄筋比	p		0.00098	0.00080	0.00080	0.00080	0.00080	0.00080	0.00080	0.00080
係数	圧縮鉄筋比	p'		―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――
係数	中立軸比	k		0.15739	0.14338	0.14338	0.14338	0.14338	0.14338	0.14338	0.14338
係数	応力軸比	j		0.94754	0.95221	0.95221	0.95221	0.95221	0.95221	0.95221	0.95221
係数	係数	Kc		―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――
係数	中立軸の位置	χ (mm)		81.84	90.33	90.33	90.33	90.33	90.33	90.33	90.33
計算結果	曲げ圧縮応力度	σc (N/mm²)	9.000	0.029	0.324	0.571	0.571	0.098	1.714	0.098	0.571
計算結果	引張応力度	σs (N/mm²)	157.000	2.338	28.904	50.867	50.867	8.746	152.674	8.746	50.867
計算結果	圧縮応力度	σs' (N/mm²)	176.000	―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――	―――
計算結果	せん断応力度	τ (N/mm²)	0.450	0.004	0.026	0.038	0.094	0.079	0.000	0.079	0.094
計算結果	付着応力度	τo (N/mm²)	1.600	0.028	0.161	0.240	0.586	0.493	0.000	0.493	0.586
判定				OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
計算式				単鉄筋計算			単鉄筋計算				



単鉄筋の算定式



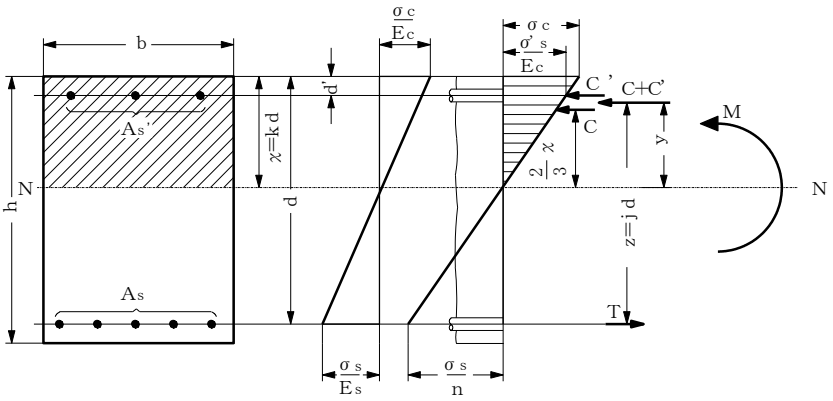
$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p \qquad j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} \qquad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} \qquad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

複鉄筋の算定式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} \qquad p' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

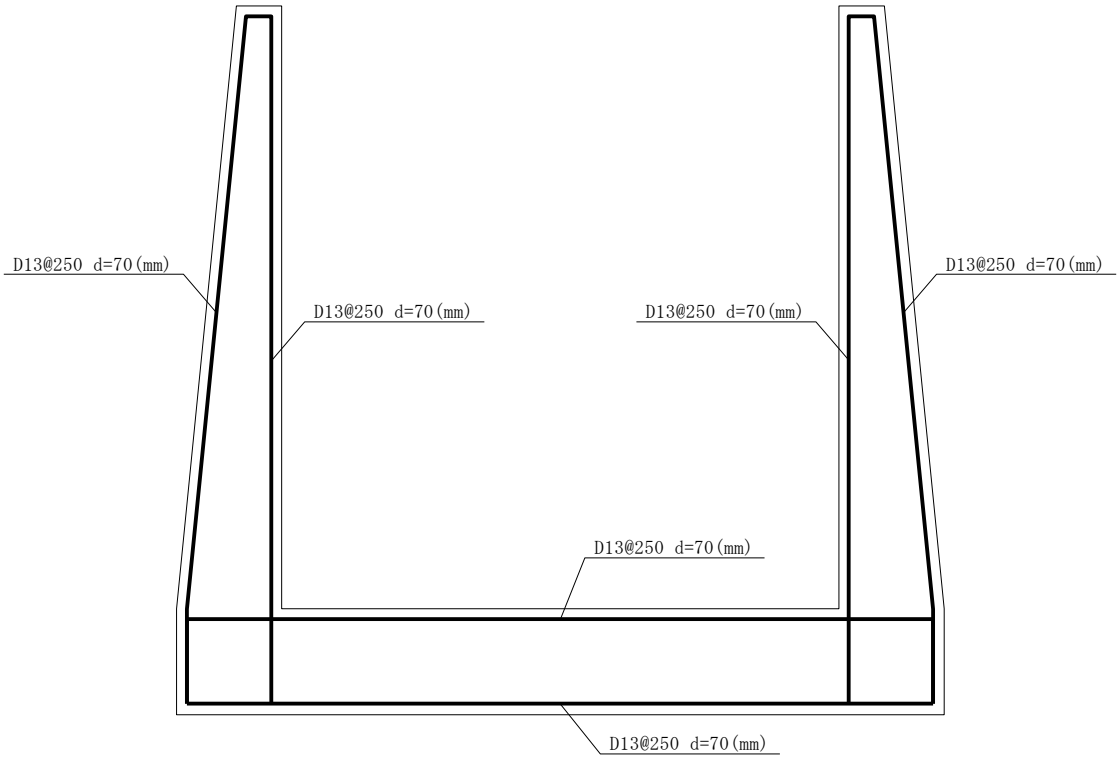
$$k = \sqrt{2n\left(p + p'\frac{d'}{d}\right) + n^2(p+p')^2} - n(p+p')$$

$$j = \frac{k^2\left(1-\frac{k}{3}\right) + 2n\,p'\left(k-\frac{d'}{d}\right)\left(1-\frac{d'}{d}\right)}{k^2 + 2n\,p'\left(k-\frac{d'}{d}\right)}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_C} \qquad L_C = \frac{k}{2}\left(1-\frac{k}{3}\right) + \frac{n\,p'}{k}\left(k-\frac{d'}{d}\right)\left(1-\frac{d'}{d}\right)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{As \cdot j \cdot d} \qquad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \qquad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \qquad \sigma_{s'} = n \cdot \sigma_c\left(1-\frac{d'}{k \cdot d}\right)$$

(7) 配筋図


D13@250 d=70(mm)
D13@250 d=70(mm)
D13@250 d=70(mm)
D13@250 d=70(mm)
D13@250 d=70(mm)
D13@250 d=70(mm)

7.7　試験盛土報告書の整理事例

7.7.1　試験計画

調査項目は標準的な実施例をもとに、**表-7.7.1.1** に示すように実施した。刃金土とさや土は近隣の土取場から採取したものであり、実施工に合わせて機種選定を行った。

なお、各層ごとに、バックホウのキャタピラにより、レーキングを行った。

表-7.7.1.1　盛土の種類と調査項目

盛土の種類 / 調査項目	刃金土（土取場）				さや土（土取場）			
締固め機械	振動ローラー 11～12t	振動ローラー 3～4t	ハンドローラー	タンパ	振動ローラー 11～12t	振動ローラー 3～4t	ハンドローラー	タンパ
用土の選定	土取場				土取場			
締固め含水比	自然含水比付近（最適含水比より湿潤側の自然含水比に限る）（D 値 95）				自然含水比付近（最適含水比の乾燥側～湿潤側でよい）（D 値 95）			
まき出し厚さ	t=25cm	t=20cm	t=20cm	t=25cm	t=25cm	t=25cm	t=25cm	t=25cm
転圧回数	4 回、6 回、8 回			8 回	4 回、6 回、8 回			4 回（8 回）(※)
締固め速度	3,500m/h	1,000m/h	1,000m/h	—	3,500m/h	1,000m/h	1,000m/h	—

さや土（タンパ）の試験盛土の標準仕様は転圧回数 4 回であるが、事例では土材料より 8 回としている。

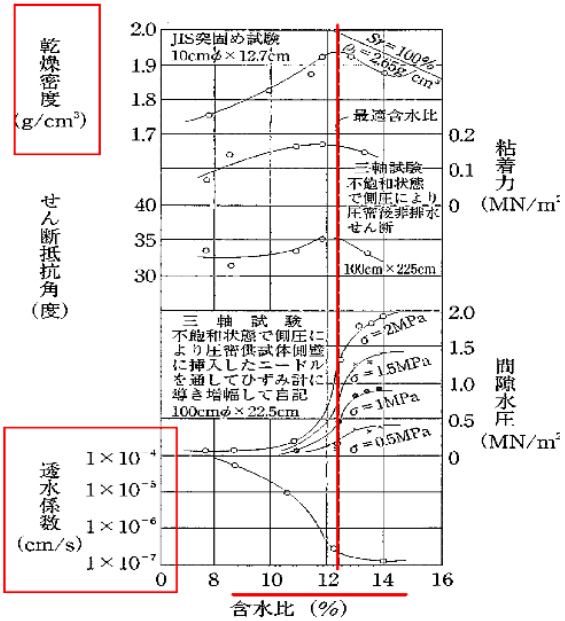


図-6.8.3-参3　土質材料の含水状態[1]による性質の変化例

刃金土（土取場）の盛立試験に用いる締固め含水比は、原則として左図のとおり、最適含水比 Wopt の湿潤側での自然含水比 Wwet とする。

土取場の自然含水比が最適含水比 Wopt より乾燥側 Wdry の場合は、加水により含水比を調整し、最適含水比 Wopt 以上から Wopt+2%程度までの範囲で盛立試験を実施する。

乾燥側 Wdry の透水係数は最適含水比 Wopt に比べて著しく大きくなるため、最適含水比 Wopt より乾燥側 Wdry での盛立試験は実施しない。

［設計基準「ダム」（共通編）］P. Ⅰ-264

7.7.2　測定項目と測定時期

試験項目と測定時期は**表-7.7.2.1**に示すとおりである。また、現場透水試験は従来の簡易法と併せて定水位法（締め固めた地盤の透水試験）も実施し、所定の転圧において、簡易法と定水位法の試験値の関係を確認する。

表-7.7.2.1　試験項目と測定時期

試験項目	測定時期
現 場 密 度	最終転圧完了後、転圧回数毎
現 場 透 水	現場密度と同程度
含　水　比	現場密度と同程度
表面沈下量	各層、転圧回数毎、転圧終了後

(1) 現場密度試験

この試験は、**図-7.7.2.1**に示す試験器において土の密度を現場において直接求めるために行う。土の密度とは土の単位体積当たりの質量をいい、質量として土粒子と含まれている水との両者を考える場合を湿潤密度、土粒子のみを考える場合を乾燥密度という。現場密度の測定は測定地盤の土を掘り起こして穴をあけ、その土の質量と試験孔の体積から求める。試験孔の体積は砂で置換することにより求める。そして、この試験により求められた値と、使用材料の最大乾燥密度の比によって現地盤の締固め度を測定するものである。

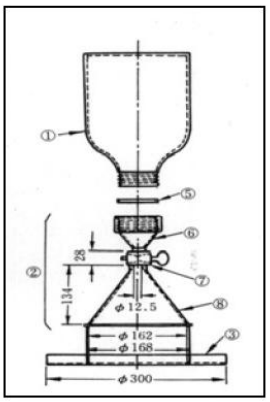


図-7.7.2.1　砂置換試験器

(2) 現場透水試験

a. 簡易法

この試験は、原位置または盛土においての透水性（透水係数）を把握するために行う。試験は、**図-7.7.2.2**に示すように調査地点にてφ200で、ハンドオーガ及び両面スコップなどにより約50cm削孔する。そして孔壁保持のため有効VUを挿入し、試験準備とする。準備終了後、水を入れて地盤と水のなじみを付け、飽和状態とする。飽和後、規定水位（40cm）まで水を入れ、試験を開始する。時間と水位との関係をつかみしだい、試験を終了する。

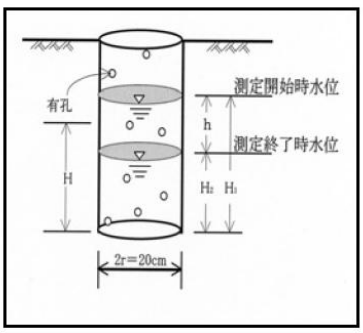


図-7.7.2.2　透水試験概略図

b. 定水法

この試験は、締固めた地盤の透水試験（JGS 1316）として規定され、締固めた地盤の透水係数を定常法（試験孔内の水位と試験孔から地盤内の浸透する流量を一定した状態で行う透水試験方法）によって求めることを目的とする。

図-7.7.2.3 に試験模式図を示す。また、試験手順、方法は以下のとおりである。

(1) 地盤に直径 0.3m および深さ 0.3m の円筒上の試験孔を掘る。
(2) 試験孔の内面を直ナイフなどで整形する。
(3) 試験孔内に注水管を挿入し、砕石を充填する。
(4) 給水バルブを開いて気密水槽内に水を入れ、必要量を貯水したら給水バルブを閉める。
(5) バケツにより試験孔内に注水し、孔内の水面を定水位保持管の端末口に接触させて一定に保つ。この時の地表から試験孔内水面までの深さ h_1（m）を測定し、試験孔の深さ z（m）から試験孔内水深 h（m）を求める。
(6) 時間 t（s）と気密水槽内の水位 H（m）を水位標尺から読み取る。
(7) 単位時間当たりの気密水槽内の水位 H の変化量が一定となるまで(6)を繰り返す。

測定時間間隔は水位変化の速さに応じて設定する。試験時間は流入流量が定常状態になるまで実施する必要があるので、理論的には無限時間にわたる試験が必要である。しかし、このような試験は実際には無理であるため、注入流量の経時的な変化より、注入流量がほぼ一定なったと判断できる時点での流量を定常流量 Q とし、透水係数を算定する。

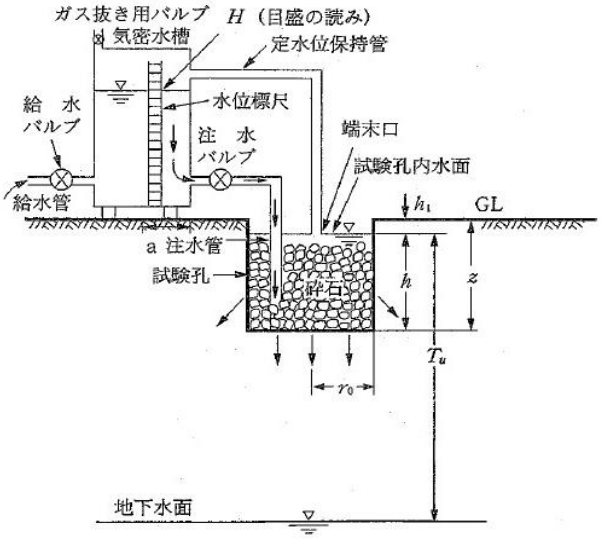


図-7.7.2.3　締固めた地盤の透水試験模式図

7.7.3　盛土試験の形態

表-7.7.3.1 に盛土の種類による標準的なまき出し厚さと転圧機械、転圧回数を示す。

表-7.7.3.1　標準的なまき出し厚さと転圧機種、転圧回数

盛土の種類	使用機械	締固め速度	まき出し厚さ	仕上がり厚さ	転圧回数
刃金土	振動ローラー 11～12t	3,500m/h	25cm	19cm	4,6,8 回
	振動ローラー 3～4t	1,000m/h	20cm	14cm	4,6,8 回
	ハンドローラー	1,000m/h	20cm	14cm	4,6,8 回
	タンパ	―	25cm	14cm	8 回
盛土の種類	使用機械	締固め速度	まき出し厚さ	仕上がり厚さ	転圧回数
さや土	振動ローラー 11～12t	3,500m/h	25cm	20cm	4,6,8 回
	振動ローラー 3～4t	1,000m/h	25cm	20cm	4,6,8 回
	ハンドローラー	1,000m/h	25cm	20cm	4,6,8 回
	タンパ	―	25cm	20cm	4 回 (8 回)

7.7.4　管理規定値

(1) 刃金土（土取場）

設計数値及び材料試験結果から管理規定値を整理したものを**表-7.7.4.1** に整理し、締固め曲線を**図-7.7.4.1** に示す。

表-7.7.4.1　刃金土（土取場）-品質管理基準

	品質管理基準	基準値
密度	$D=\dfrac{\text{盛立て乾燥密度}}{\text{基準突固め最大乾燥密度}}\times 100 \geqq 95(\%)$	1.454g/cm^3 以上
含水比	wo-wf=基準突固め最適含水比―盛立て含水比 ＝w1～w2	22.8%～29.2%
透水係数	設計数値を満足する値	k=1.0×10^{-5} cm/s 以下

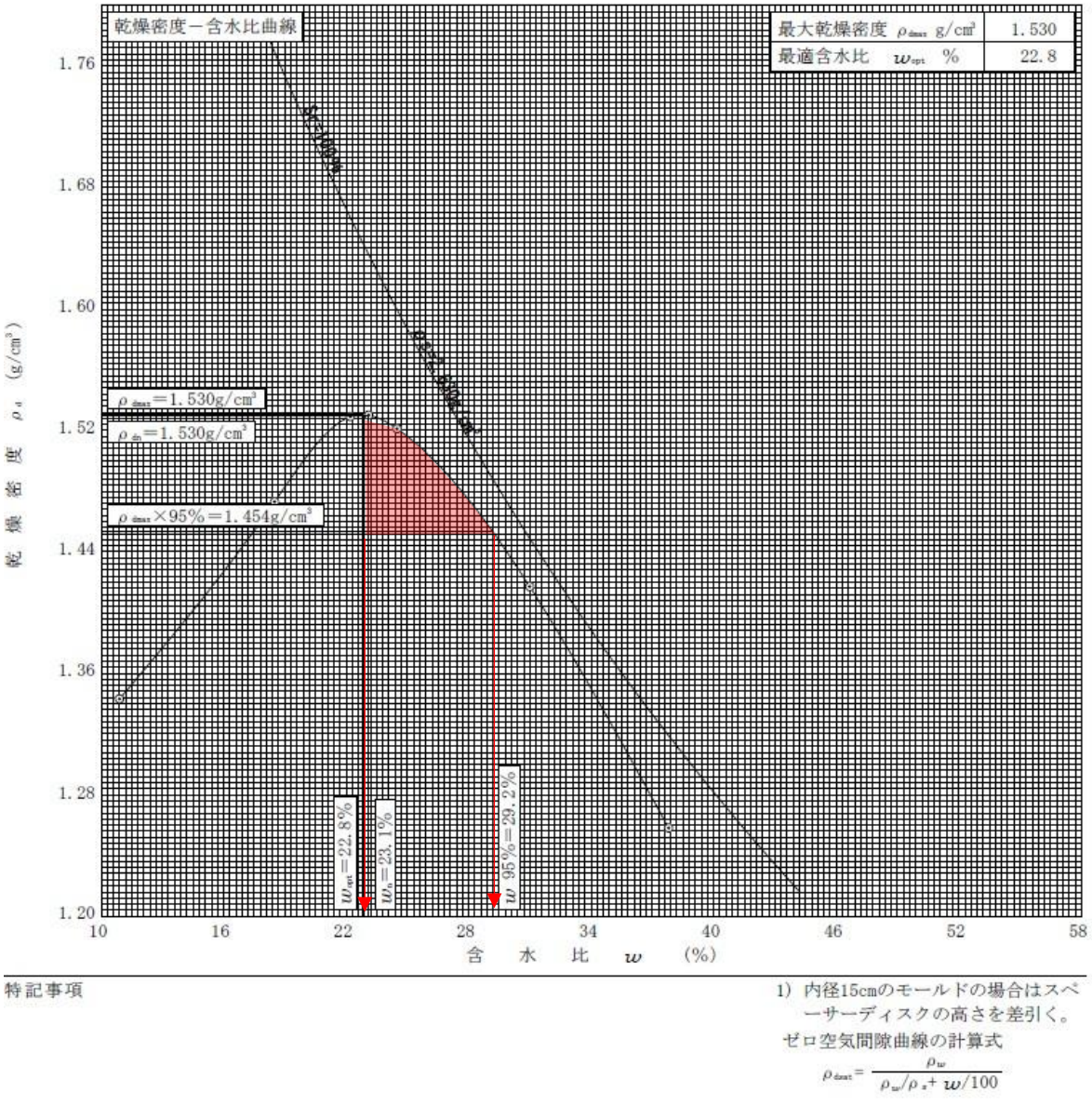


図-7.7.4.1　刃金土(土取場)-締固め曲線

(2) さや土（土取場）

設計数値及び材料試験結果から管理規定値を整理したものを**表-7.7.4.2** に整理し、締固め曲線を**図-7.7.4.2** に示す。

表-7.7.4.2　さや土（土取場）－品質管理基準

	品質管理基準	基準値
密度	$D=\dfrac{\text{盛立て乾燥密度}}{\text{基準突固め最大乾燥密度}}\times 100 \geqq 95(\%)$	1.454g/cm^3 以上
含水比	wo-wf=基準突固め最適含水比―盛立て含水比 ＝w1～w2	17.8%～29.2%
透水係数	設計数値を満足する値	$1\times10^{-5}\leqq k\leqq 1\times10^{-3}$ cm/s 程度

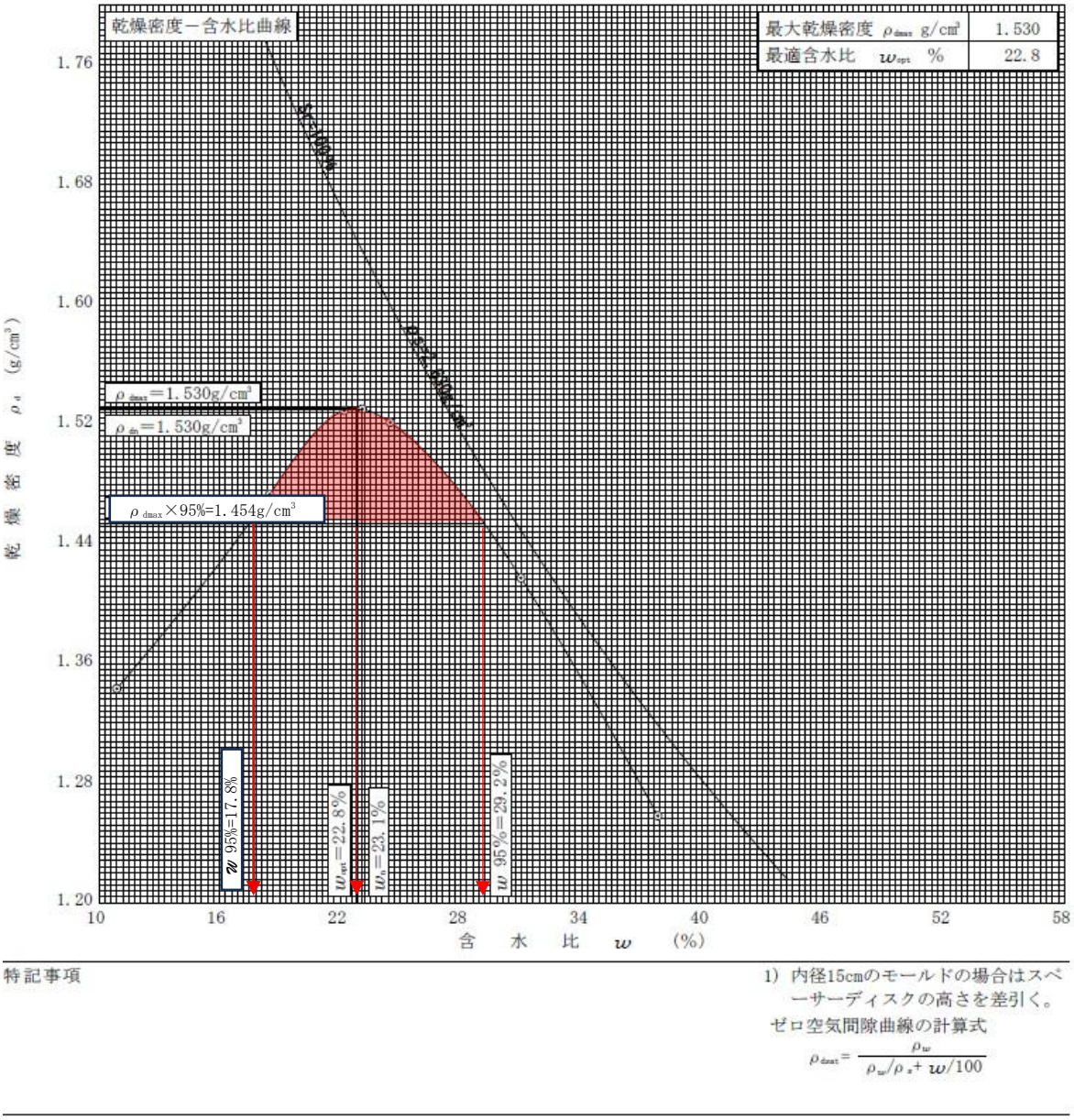


図-7.7.4.2　さや土(土取場)－締固め曲線

7.7.5　転圧回数と沈下量の関係

(1) 刃金土（土取場）

転圧回数毎の沈下量を**表-7.7.5.1** に整理するとともに、相関図を**図-7.7.5.1** に示す。

表-7.7.5.1　刃金土（土取場）－沈下量結果

転圧機種	転圧回数	沈下量(mm)/層目					
		1	2	3	4	5	平均
振動ローラー 11～12t	4 回	30	135	115	125	115	104
	6 回	60	115	125	120	130	110
	8 回	80	110	95	145	120	110
振動ローラー 3～4t	4 回	50	70	60	70	55	61
	6 回	50	70	70	55	75	64
	8 回	50	70	70	50	50	58
ハンドローラー	4 回	55	55	60	65	70	61
	6 回	55	75	65	60	85	68
	8 回	40	60	70	50	75	59
タンパ	8 回	82	81	80	84	83	82

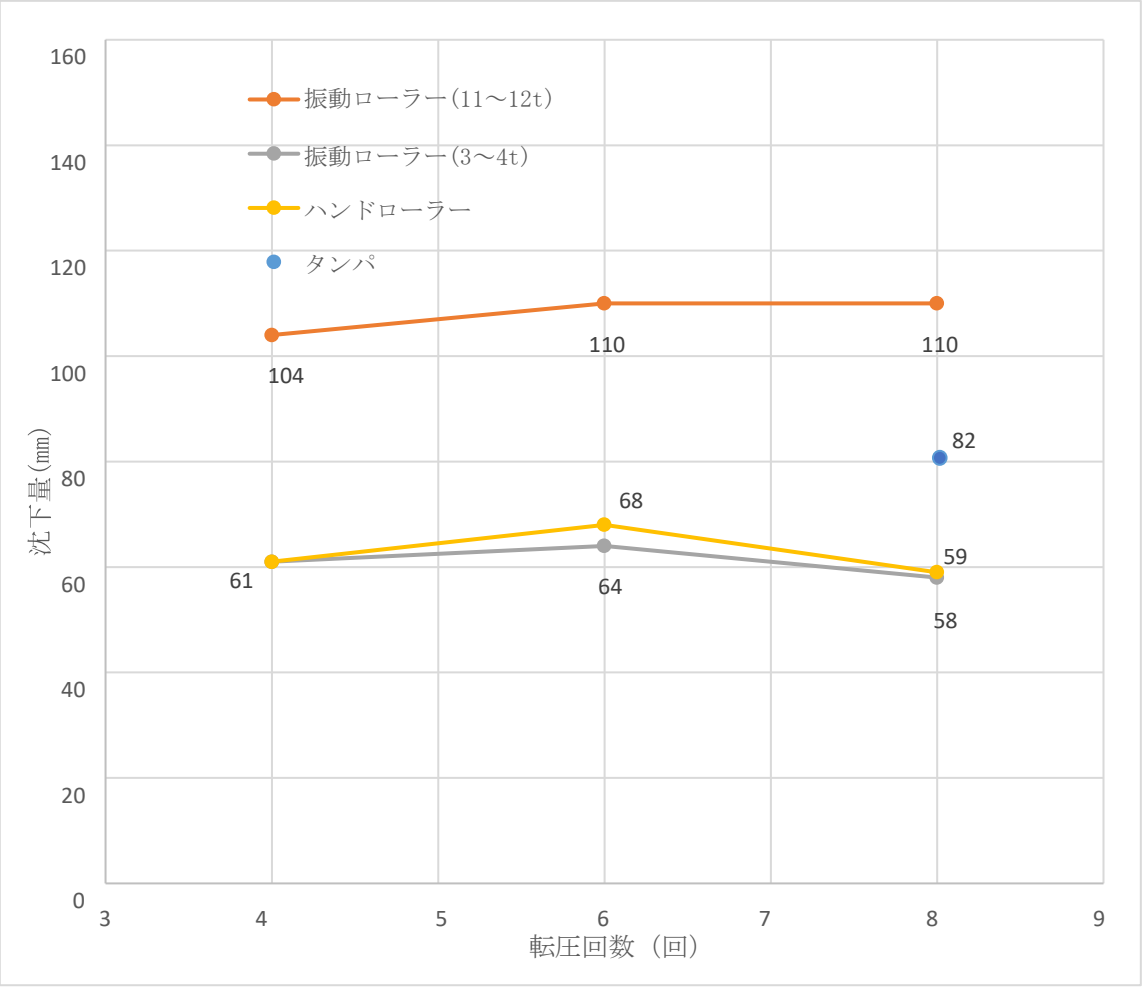


図-7.7.5.1　刃金土（土取場）－転圧回数と沈下量の関係

(2) さや土（土取場）

転圧回数毎の沈下量を**表-7.7.5.2**に整理するとともに、相関図を**図-7.7.5.2**に示す。

表-7.7.5.2　さや土（土取場）－沈下量結果

転圧機種	転圧回数	沈下量(mm)/層目					
		1	2	3	4	5	平均
振動ローラー 11～12t	4 回	30	135	115	125	115	104
	6 回	60	115	125	120	130	110
	8 回	80	110	95	145	120	110
振動ローラー 3～4t	4 回	75	40	110	100	115	88
	6 回	80	30	95	80	105	78
	8 回	65	20	80	85	90	68
ハンドローラー	4 回	75	65	80	60	80	72
	6 回	80	75	70	85	80	78
	8 回	80	85	65	85	90	81
タンパ	8 回	71	69	68	72	70	70

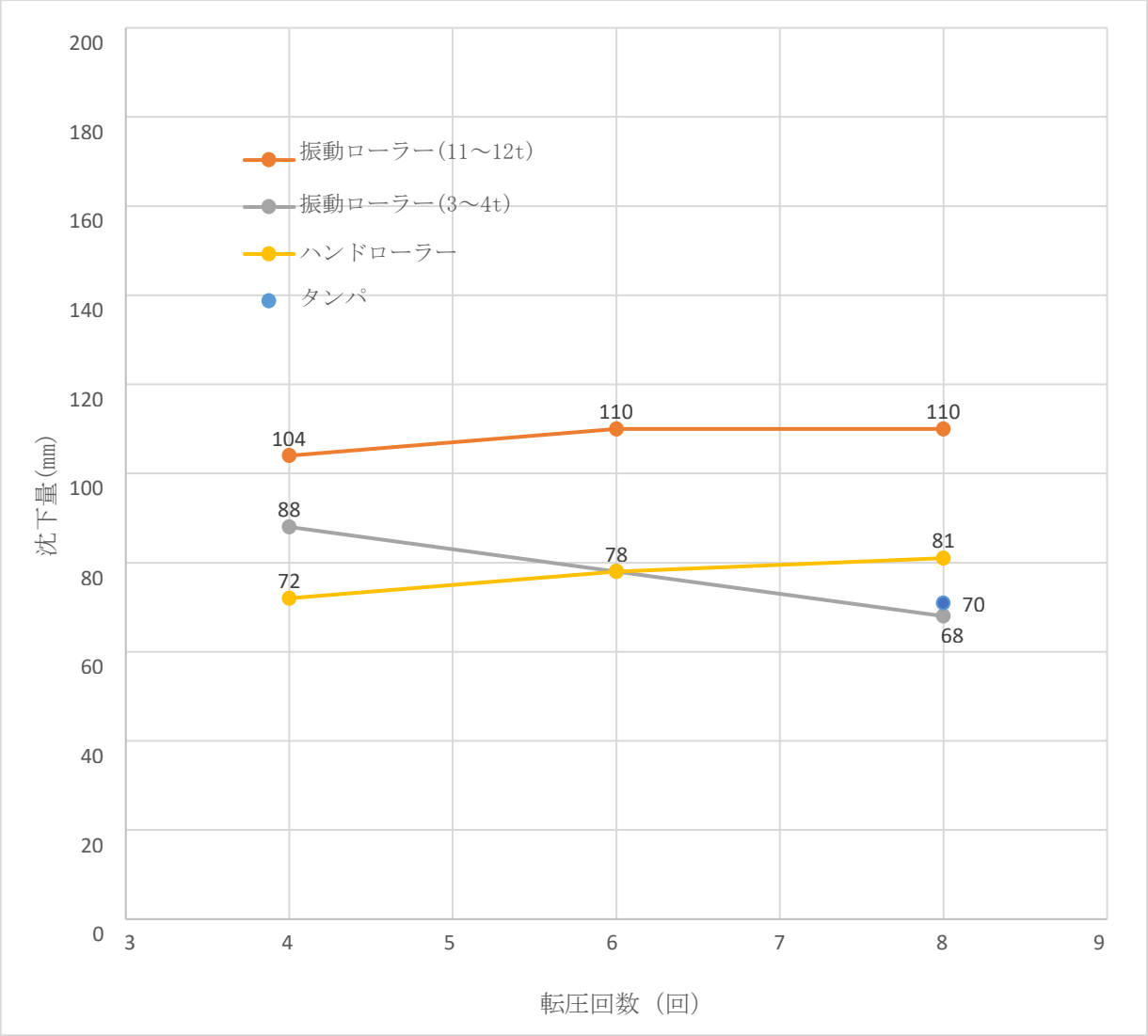


図-7.7.5.2　さや土（土取場）－転圧回数と沈下量の関係

7.7.6　転圧回数と締固め度の関係

(1) 刃金土（土取場）

転圧回数毎の締固め度を**表-7.7.6.1**に整理するとともに、相関図を**図-7.7.6.1**に示す。

表-7.7.6.1　刃金土（土取場）－現場密度試験結果

転圧機種	転圧回数	乾燥密度 (g/cm³)	含水比(%)	締固度(%)	判定 (≧95%)
振動ローラー 11～12t	4回	1.538	22.4%	100.5%	OK
	6回	1.557	24.2%	101.8%	OK
	8回	1.617	23.7%	105.7%	OK
振動ローラー 3～4t	4回	1.547	23.4%	101.1%	OK
	6回	1.597	23.2%	104.4%	OK
	8回	1.648	23.4%	107.7%	OK
ハンドローラー	4回	1.520	22.1%	99.3%	OK
	6回	1.522	20.2%	99.5%	OK
	8回	1.564	20.3%	102.2%	OK
タンパ	8回	1.614	20.0%	105.5%	OK

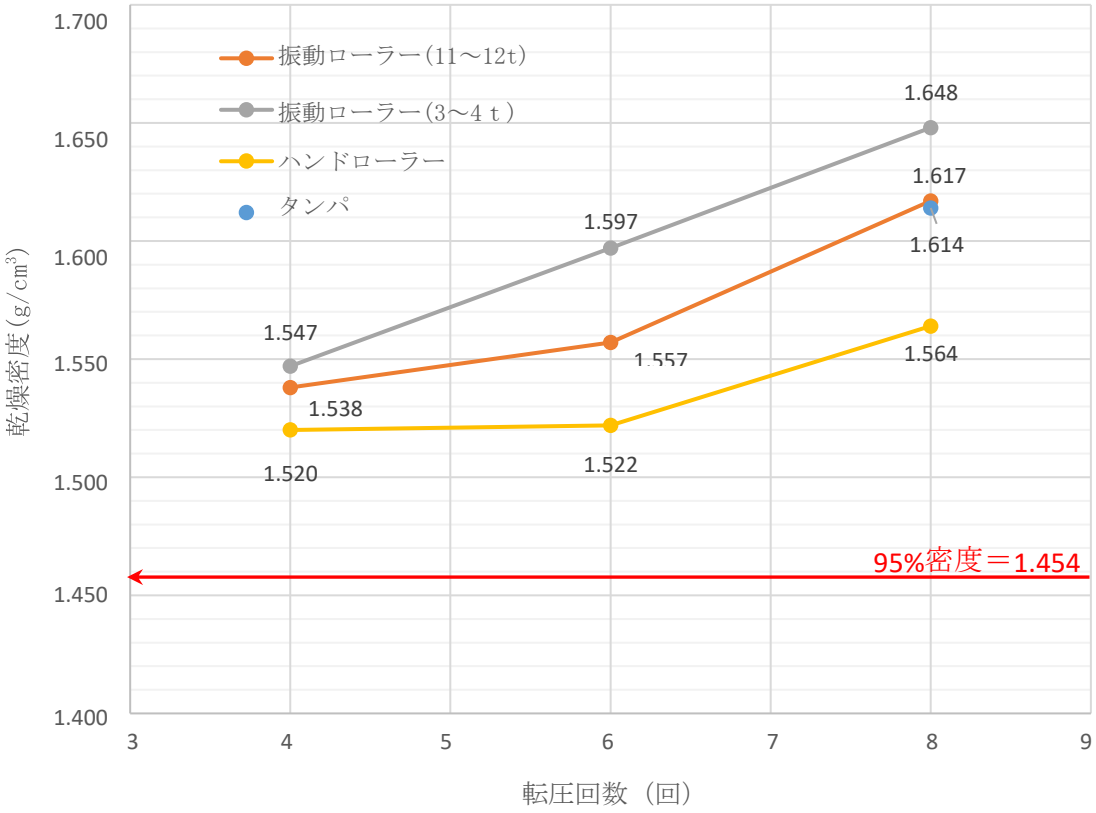


図-7.7.6.1　刃金土（土取場）－転圧回数と乾燥密度の関係

(2) さや土（土取場）

転圧回数毎の沈下量を**表-7.7.6.2**に整理するとともに、相関図を**図-7.7.6.2**に示す。

表-7.7.6.2　さや土（土取場）－現場密度試験結果

転圧機種	転圧回数	乾燥密度 (g/cm³)	含水比(%)	締固度(%)	判定 (≧95%)
振動ローラー 11～12t	4回	1.538	22.4%	100.5%	OK
	6回	1.557	24.2%	101.8%	OK
	8回	1.617	23.7%	105.7%	OK
振動ローラー 3～4t	4回	1.454	20.2%	95.0%	OK
	6回	1.513	20.3%	98.9%	OK
	8回	1.532	20.3%	100.1%	OK
ハンドローラー	4回	1.426	20.9%	93.2%	OUT
	6回	1.500	20.6%	98.0%	OK
	8回	1.577	20.8%	103.1%	OK
タンパ	8回	1.610	21.0%	105.2%	OK

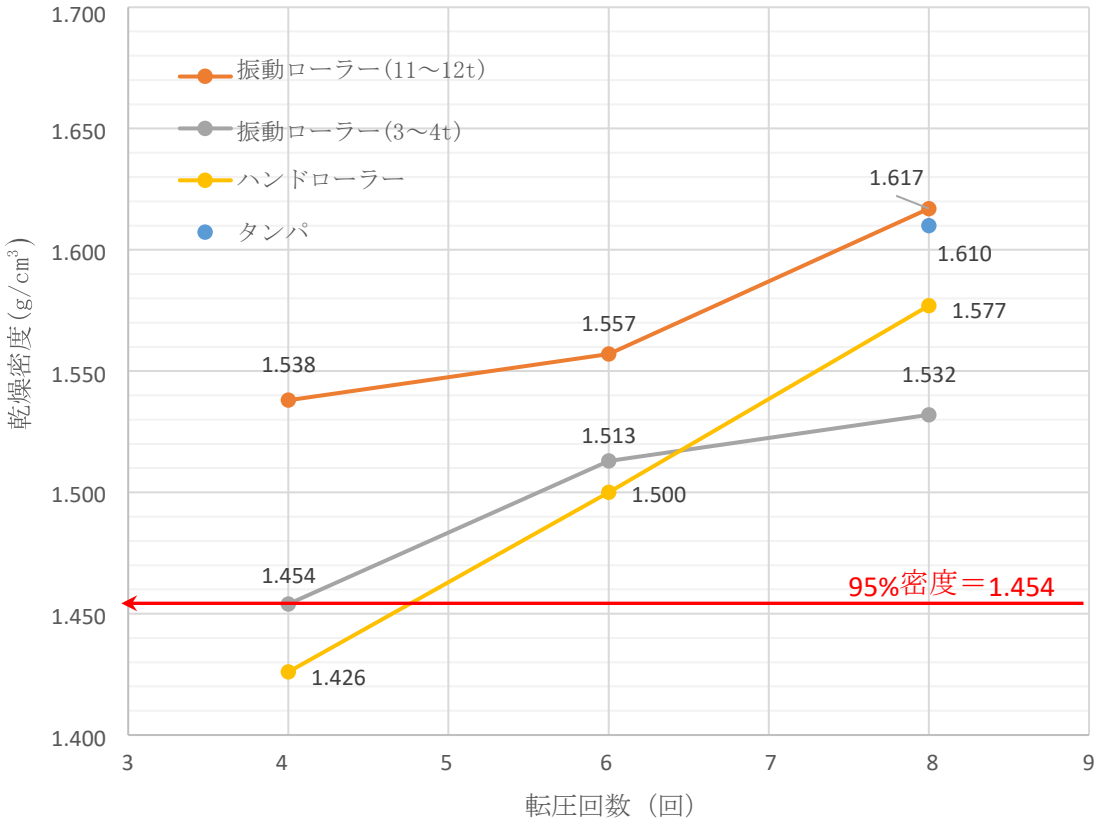


図-7.7.6.2　さや土（土取場）－転圧回数と乾燥密度の関係

7.7.7　転圧回数と透水性の関係

簡易法については計測を 30 分、1 時間、2 時間の計 3 回行ったが、30 分の計測値で品質管理基準を満たさないケースが認められたため、1 時間の値を記載した。

(1) 刃金土（土取場）

転圧回数毎における透水係数を**表-7.7.7.1** に整理するとともに、相関図を**図-7.7.7.1** に示す。

表-7.7.7.1　刃金土（土取場）－現場透水試験結果

転圧機種	転圧回数	簡易法		定水位法	判定 $k \leqq 1\times10^{-5}$ cm/s 以下
		一定浸透量 (cm^3/s)	透水係数 (cm/s)	透水係数 (cm/s)	
振動ローラー 11～12t	4 回	0.305	3.49×10^{-5}	－	OUT
	6 回	0.131	1.46×10^{-5}	－	OUT
	8 回	0.044	4.78×10^{-6}	7.49×10^{-6}	OK
振動ローラー 3～4t	4 回	1.937	2.89×10^{-4}	－	OUT
	6 回	0.244	2.77×10^{-5}	－	OUT
	8 回	0.218	2.46×10^{-5}	2.50×10^{-5}	OUT
ハンドローラー	4 回	2.662	4.41×10^{-4}	－	OUT
	6 回	2.566	4.20×10^{-4}	－	OUT
	8 回	1.798	2.62×10^{-4}	1.82×10^{-4}	OUT
タンパ	8 回	0.079	8.66×10^{-6}	－	OK

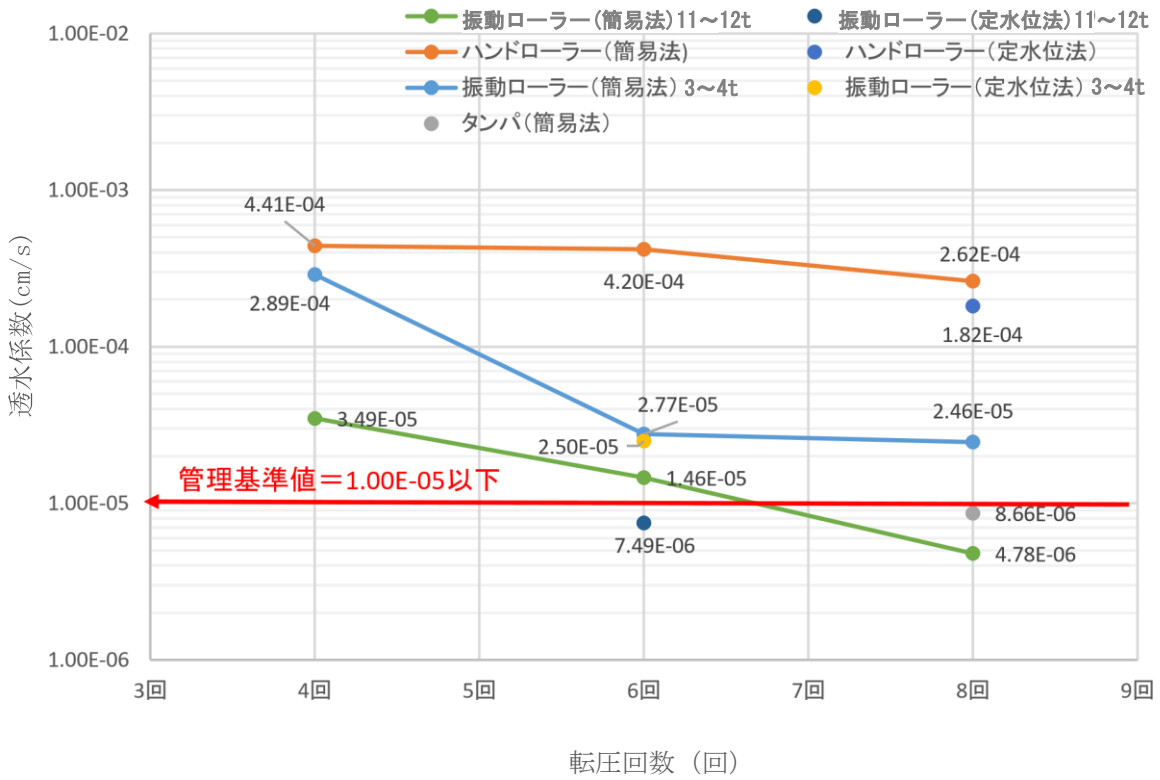


図-7.7.7.1　刃金土（土取場）－転圧回数と透水係数の関係

(2) さや土（土取場）

転圧回数毎における透水係数を**表-7.7.7.2** に整理するとともに、相関図を**図-7.7.7.2** に示す。

表-7.7.7.2　さや土（土取場）－現場透水試験結果

転圧機種	転圧回数	簡易法		定水位法	判定
		一定浸透量 (cm^3/s)	透水係数 (cm/s)	透水係数 (cm/s)	$1\times10^{-5}\leqq k\leqq1\times10^{-3}$ cm/s 程度
振動ローラー 11～12t	4 回	0.305	3.49×10^{-5}	－	OK
	6 回	0.131	1.46×10^{-5}	－	OK
	8 回	0.044	4.78×10^{-6}	－	OUT
振動ローラー 3～4t	4 回	1.876	2.77×10^{-4}	－	OK
	6 回	1.492	2.07×10^{-4}	－	OK
	8 回	1.388	1.89×10^{-4}	－	OK
ハンドローラー	4 回	3.133	5.45×10^{-4}	－	OK
	6 回	2.941	5.03×10^{-4}	－	OK
	8 回	2.749	4.61×10^{-4}	－	OK
タンパ	8 回	0.227	2.56×10^{-5}		OK

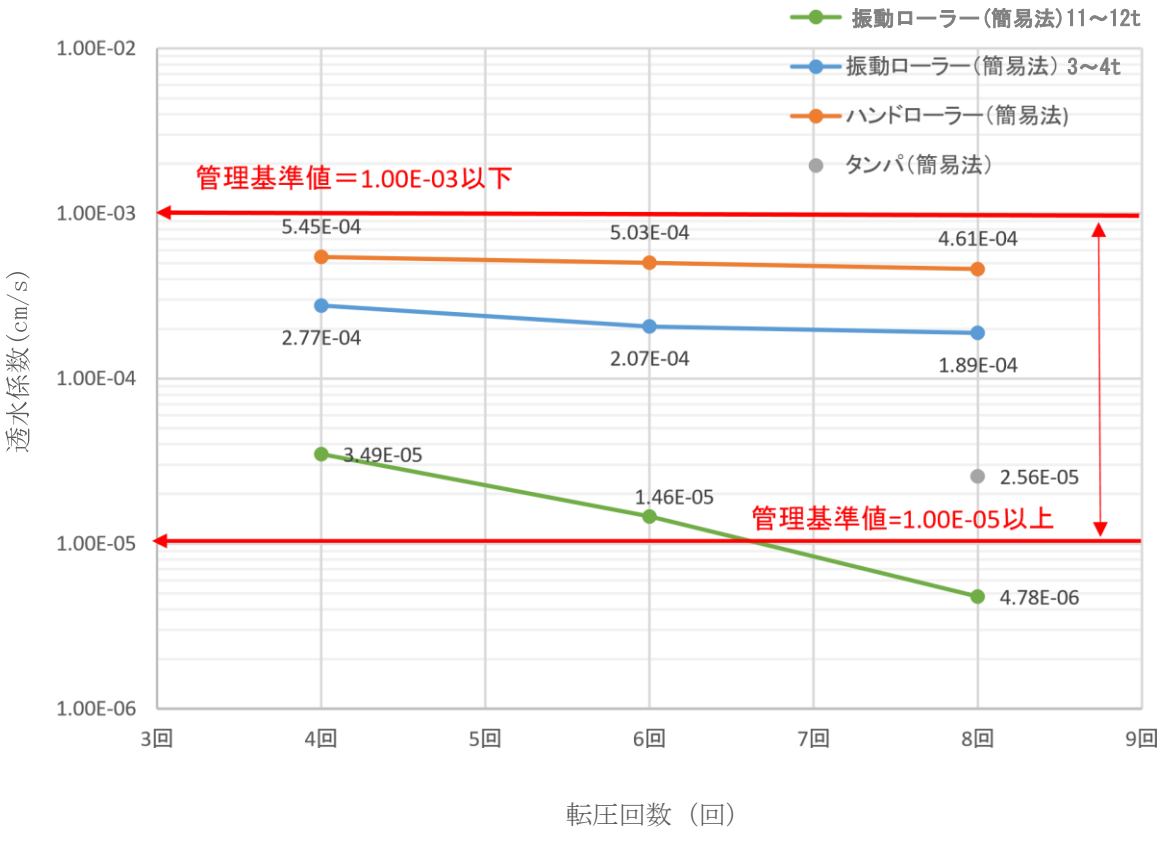


図-7.7.7.2　さや土（土取場）－転圧回数と透水係数の関係

7.7.8　盛土仕様の決定

(1) 刃金土（土取場）

試験盛土の結果から得られた各種パラメーターを**表-7.7.8.1** に整理する。振動ローラー（11～12t)、タンパともに、8回の転圧回数において所定の品質管理基準値を満たすことを確認した。

振動ローラー（3～4t）及びハンドローラーは締め固め度が規格値を満たしているが、透水係数が規格値を満たさないので、刃金土の転圧機械として使用しない。タンパは透水係数が 0.5h 時点では不合格となったが、1時間及び2時間時点では安定した値を示し規格を満たしたため合格とした。

これらの結果を踏まえ、刃金土の盛土仕様は**表-7.7.8.2** のとおり決定する。

表-7.7.8.1　試験結果のとりまとめ

転圧機種	転圧回数	沈下量(mm)	締固度(%) D=95%以上	透水係数(cm/s) $k=1\times10^{-5}$以下	判定
振動ローラー 11～12t	4回	104	100.5%	3.49×10^{-5}	OUT
	6回	110	101.8%	1.46×10^{-5}	OUT
	8回	110	105.7%	4.78×10^{-6}	OK
振動ローラー 3～4t	4回	61	101.1%	2.89×10^{-4}	OUT
	6回	64	104.4%	2.77×10^{-5}	OUT
	8回	58	107.7%	2.46×10^{-5}	OUT
ハンドローラー	4回	61	99.3%	4.41×10^{-4}	OUT
	6回	68	99.5%	4.20×10^{-4}	OUT
	8回	59	102.2%	2.62×10^{-4}	OUT
タンパ	8回	82	105.5%	8.66×10^{-6}	OK

表-7.7.8.2　盛土仕様

工種	使用材料	転圧機種	まき出し厚さ	仕上がり厚さ	転圧回数
刃金土	土取場	振動ローラー(11～12t)	25cm	14cm	8回
		タンパ	25cm	17cm	8回

(2) さや土（土取場）

試験盛土の結果から得られた各種パラメーターを**表-7.7.8.3**に整理する。

これらの結果を踏まえ、さや土の盛土仕様は、**表-7.7.8.4**のとおり決定する。

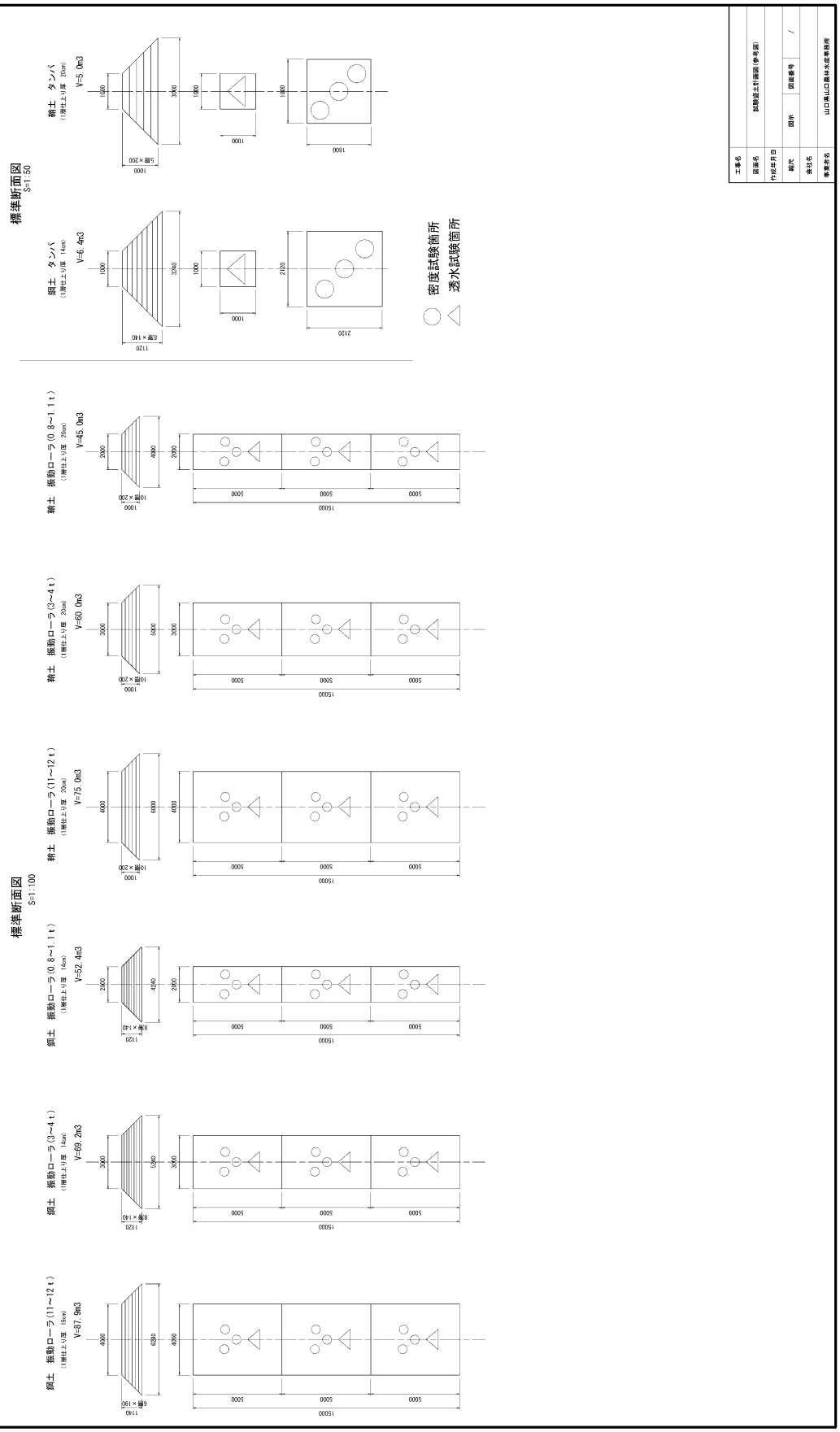
表-7.7.8.3　試験結果のとりまとめ

転圧機種	転圧回数	沈下量(mm)	締固度(%) D=95%以上	透水係数(cm/s) $1\times10^{-5}\leqq k\leqq1\times10^{-3}$	判定
振動ローラー 11～12t	4回	104	100.5%	3.49×10^{-5}	OK
	6回	110	101.8%	1.46×10^{-5}	OK
	8回	110	105.7%	4.78×10^{-6}	OUT
振動ローラー 3～4t	4回	88	95.0%	2.77×10^{-4}	OK
	6回	78	98.9%	2.07×10^{-4}	OK
	8回	68	100.1%	1.89×10^{-4}	OK
ハンドローラー	4回	72	93.2%	5.45×10^{-4}	OUT
	6回	78	98.0%	5.03×10^{-4}	OK
	8回	81	103.1%	4.61×10^{-4}	OK
タンパ	8回	70	105.2%	2.56×10^{-5}	OK

表-7.7.8.4　盛土仕様

工種	使用材料	転圧機種	まき出し厚さ	仕上がり厚さ	転圧回数
さや土	土取場	振動ローラー 11～12t	25cm	15cm	4回
		振動ローラー 3～4t	25cm	16cm	4回
		ハンドローラー	25cm	17cm	6回
		タンパ	25cm	18cm	8回

試験盛土計画図(参考)


標準断面図
S=1:50
鋼土　タンパ
(1層仕上り厚　14cm)
V=6.4m3
8層×140
1120
1000
3240
1000
2120
2120
鞘土　タンパ
(1層仕上り厚　20cm)
V=5.0m3
5層×200
1000
3000
1000
1800
1800
密度試験箇所
透水試験箇所
標準断面図
S=1:100
鋼土　振動ローラ(0.8~1.1t)
(1層仕上り厚　14cm)
V=52.4m3
鋼土　振動ローラ(3~4t)
(1層仕上り厚　14cm)
V=69.2m3
鋼土　振動ローラ(11~12t)
(1層仕上り厚　19cm)
V=87.9m3
鞘土　振動ローラ(11~12t)
(1層仕上り厚　20cm)
V=75.0m3
鞘土　振動ローラ(3~4t)
(1層仕上り厚　20cm)
V=60.0m3
鞘土　振動ローラ(0.8~1.1t)
(1層仕上り厚　20cm)
V=45.0m3
15000
5000
5000
5000
工事名
図面名
試験盛土計画図(参考図)
作成年月日
縮尺
図示
図面番号
/
会社名
事業者名
山口県山口農林水産事務所

7.7.9 施工時及び品質管理の留意点

(1) 施工時の留意点

礫の含有量が多い材料では、軽量の施工機械では締固め密度が得られにくい傾向が認められた。

したがって、今回実施した材料及び中間的な特性を持つ材料（粗粒分と細粒分をほぼ同量）と遭遇した場合は、十分留意して施工機械を選定する必要がある。

また、逆に礫の含有量の少ない、細粒分の多い材料では、重量級の振動ローラーでは転圧回数が多くなるとオーバーコンパクションの傾向がうかがえる。

オーバーコンパクションとは、含水比の高い粘性土を締め固める際に突固め回数、転圧回数などの締固めエネルギーが大きくなると、繰り返し作用によるせん断破壊のために強度が低下する現象のことをいう。

このことから、密度や透水係数の品質管理基準は満足できるが、堤体としての強度を低下させる原因となるため留意されたい。

(2) 含水比管理

含水比は、18～24 時間 110℃炉乾燥が「JIS A 1203」で規定されている。

しかしながら、現場管理において 24 時間乾燥は現実的ではない。

したがって、現場においてはフライパン法もしくは赤外線法、電子レンジ法を計画するが、精度が確保できるかを確認する目的で、室内における炉乾燥（24 時間）法、施工現場における含水比測定（3 種類）の比較試験を実施した。

その結果を下表に示すが、 いずれも 1%以内の誤差であり、日常管理としては適切と判断する。

ただし、礫量に応じて実測よりも高く算定されるため、そのあたりを勘案されて管理することが望ましい。

表-7.7.9.1　含水比試験データ

工種	材料	試験機関	施工現場		
		炉乾燥法	フライパン法	赤外線法	電子レンジ法
鋼土	土取場(A 材料)	25.7	26.2	25.3	25.7
	土取場(B 材料)	33.6	33.9	33.4	-
さや土	流用土(旧堤)	25.1	25.9	25.9	-
	土取場(さや土材料)	18.5	18.8	19.2	18.5

7.8　底樋部基礎補強の計算事例

7.8.1　条件の整理

(1)前提条件

基礎補強工法 ： 安定処理工法（構造物基礎:セメント系固化材を使用したBH混合）

（※）事例では基礎補強の範囲等により安定処理工法を採用しているが、補強工法については現場条件や補強範囲等を踏まえ基礎補強工の工法選定を行う必要がある。

底樋基礎地盤の地盤データ ： 土質試験結果がないことから、**図-7.8.1.2** を参考にN値等から推定する。

No	地層名称	層　厚 (m)	湿潤重量 γt (kN/m³)	水中重量 γsub(kN/m³)	内部摩擦角 φ (度)	粘着力 c (kN/m²)
1	沖積粘土	1.92	14	5	0	18
2	岩	―	14(20.1)	5(20.1)	0(40)	78

（※）計算モデルでは、便宜上、岩の単位体積重量は沖積粘土と同じとし、粘着力だけを考慮することとした。

(2)基本条件

構造計算(地盤反力算定用)上の底版幅　　：　1.120（m）

実形状に即した底版幅　　：　1.240（m）

（※）プレキャスト底樋管の構造計算では、便宜的な構造計算上の設計モデルを利用しており、実形状とは異なっている。（**図-7.8.1.1** 参照）

基礎部補強の検討においては、実形状に即した底版幅に計算上の地盤反力度が作用するものと仮定する。

(3)計算条件

最小改良層厚　　：　0.500（m）

荷重の分散角度　　：　30　（°）

パンチング破壊の検討　　：　検討しない

荷重の傾斜(偏心)　　：　考慮しない

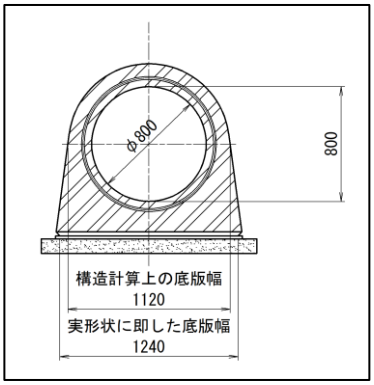


図-7.8.1.1 プレキャスト底樋断面図

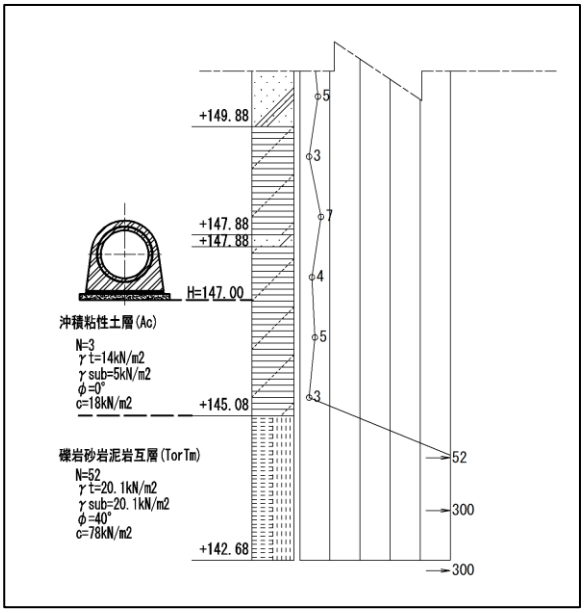


図-7.8.1.2 底樋基礎部の地質状況

(4)検討ケース

底樋部の基礎補強の検討は、ケース 1～3 は底樋構造計算検討ケースと同様とし、据え付け直後の検討を追加して行う。(下表参照)

ケース	検　討　位　置
1	完成時　堤頂下流端（土被り最大）:内水あり、外水なし
2	〃　堤頂下流端（土被り最大）:内水なし、外水 FWL
3	施工時　1 層目締固時:土工用振動ローラ 11～12t
4	〃　据え付け直後

構造計算検討ケースの説明

ケース１：完成時

二次製品底樋計算条件

計算位置　：　堤体下流端
（土被り最大）

内水　：　あり（満水）

外水　：　なし

土質条件

$\gamma t = 18kN/m^3$

$\phi = 25^\circ$

活荷重　：　$3kN/m^2$

(※)堤体上に交通がある場合は、適切な活荷重に変更する。

(※)完成時は、長期荷重として安全率は 3.0（テルツァギー公式）を使用。



ケース２：完成時

二次製品底樋計算条件

計算位置　：　堤体下流端
（土被り最大）

内水　：　なし

外水　：　あり（FWL）

土質条件

γt = 18kN/m^3

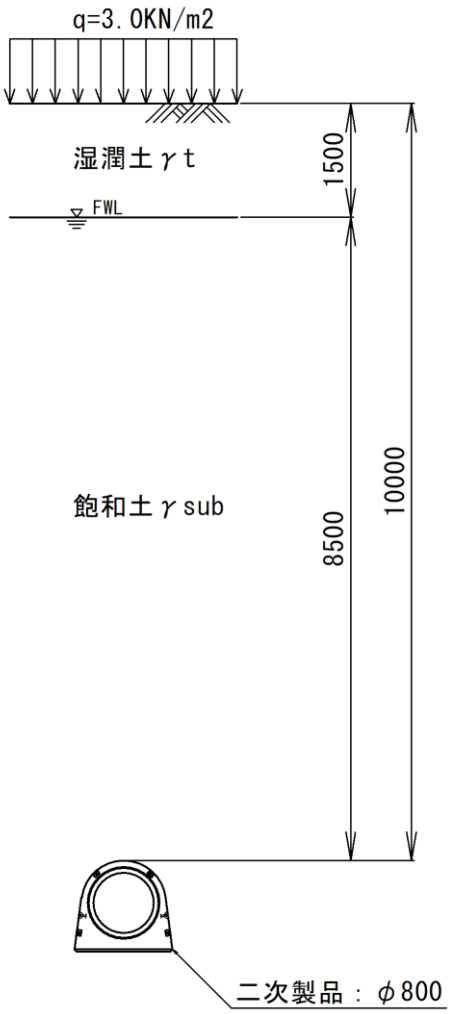
γsub = 20kN/m^3

ϕ = 25°

活荷重　：　3kN/m^2

(※)堤体上に交通がある場合は、適切な活荷重に変更する。

(※)完成時は、長期荷重として安全率は3.0（テルツァギー公式）を使用。



ケース３：施工時

二次製品底樋計算条件

計算位置　：　１層目施工時

土被り　：　0.79m

⇒ 0.60m+0.19m(仕上がり厚)

内水　：　なし

外水　：　なし

土質条件

γt = 18kN/m^3

γsub = 20kN/m^3

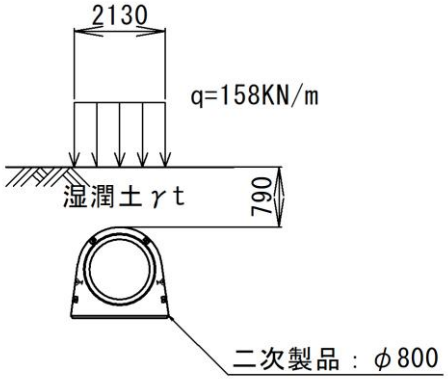
ϕ = 25°

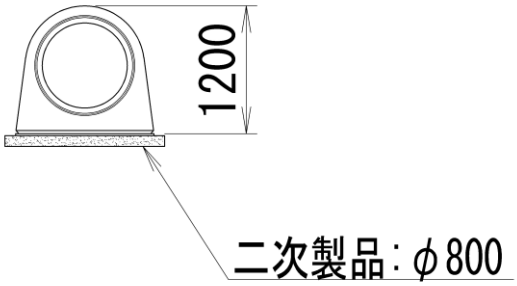
転圧機械接地圧

：　158kN/m

(※)土工用振動ローラ(11t～12t)を想定。

(※)施工時は、短期荷重として安全率は1.5（テルツァギー公式）を使用。



ケース４：施工時 二次製品底樋計算条件 計算位置　：　－ 土被り　：　0.00m 内水　：　なし 外水　：　なし 土質条件　：　なし 活荷重　：　－ (※)施工時は、短期荷重として安全率は1.5（テルツァギー公式）を使用。	 W=2,740kg/1.5m　⇒ 1.83t/m プレキャスト底樋(1.83t/m)/底樋幅(1.24m)*10 = 14.76(kN/m²)

(5)検討ケースの選定

底樋構造計算の検討ケース結果より、改良体場面に作用する荷重は下表の通りであり、基礎補強の検討は危険側となるケース１とケース３を採用する。

(※)プレキャスト底樋の構造計算は、**7.9　プレキャスト底樋の構造計算例**参照

構造計算検討ケース	検討状態	必要安全率	作用荷重 (kN/m²)	基礎補強での検討ケース
1	完成時:　長期荷重	3.0	201.97 ⇒ 202	○
2			119.03 ⇒ 120	
3	施工時:　短期荷重	1.5	186.31 ⇒ 187	○
4			14.76 ⇒ 15	

7.8.2　検討結果

直接基礎の検討（改良前の支持力計算結果）

荷重ケース	地盤反力度 (kN/m²)	許容支持力度 (kN/m²)	判定
ケース１	202.00	97.80	NO
ケース３	187.00	85.08	NO

基礎補強の検討（改良層厚の検討結果）

荷重ケース	改良層厚 (m)	地盤反力度 (kN/m²)	許容支持力度 (kN/m²)	判定
ケース１	2.00	125.76	203.13	OK
ケース３	2.00	117.17	295.75	OK

7.8.3　改良厚の検討

(1) 地盤許容支持力度[設計基準「水路工」P.317]

$$q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot C \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

$$q_a = \frac{1}{n} \cdot q_u$$

qa　：地盤許容支持力度（kN/m^2）

n　：安全率（常時=3,施工時=1.5）

α, β：形状係数

（α= 1.0, β= 0.5（基礎荷重面連続の時））

C　：基礎荷重面下にある地盤の粘着力（kN/m^2）

C=1/2×12.5×N ： N=N値（但し、砂質土の場合 c=0.0）

Nc,Nr, Nq ： 支持力係数（基礎荷重面下にある地盤の内部摩擦角ϕの関数）

ϕ=(20*N)^(1/2)+15 ： N=N値（但し、粘性土の場合 ϕ=0.0）

γ_1　：基礎荷重面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）

地下水位以深のため水中重量とし、γ1=5kN/m^{3}とする。

(※)現況土の重量は、バラツキを考慮し粘性土（自然状態で緩いもの）を使用

γ_2　：基礎荷重面より上にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）

地下水位以浅のため湿潤重量とし、γ2=14kN/m^{3}とする。

(※)現況土の重量は、バラツキを考慮し粘性土（自然状態で緩いもの）を使用

B　：基礎荷重面の最小幅(m)：B= 1.24（m）

Df　：根入れ(m)　(=H:改良体の高さ)

ic,iy,iq ： 荷重傾斜に対する補正係数（※)基礎荷重の傾斜は、考慮しない。

(2) 鉛直応力

$W = W_1 + W_2$

W　：鉛直応力（kN/m^2）

W_1　：プレキャスト底樋による鉛直応力（kN/m^2）

$$W_1 = \frac{w \times B}{B + 2 \times H \times tan\theta}$$

W_2　：地盤改良体自重による鉛直応力（kN/m^2）

$$W_2 = H \times \gamma_1$$

w　：プレキャスト底樋底版下側に掛かる鉛直応力（kN/m^2）

B　：プレキャスト底樋底版幅（m）

H　：基礎荷重位置からの深度[地盤改良深度]（m）

γ_1　：基礎荷重面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m^3）

θ　：応力の広がり角度（30°）

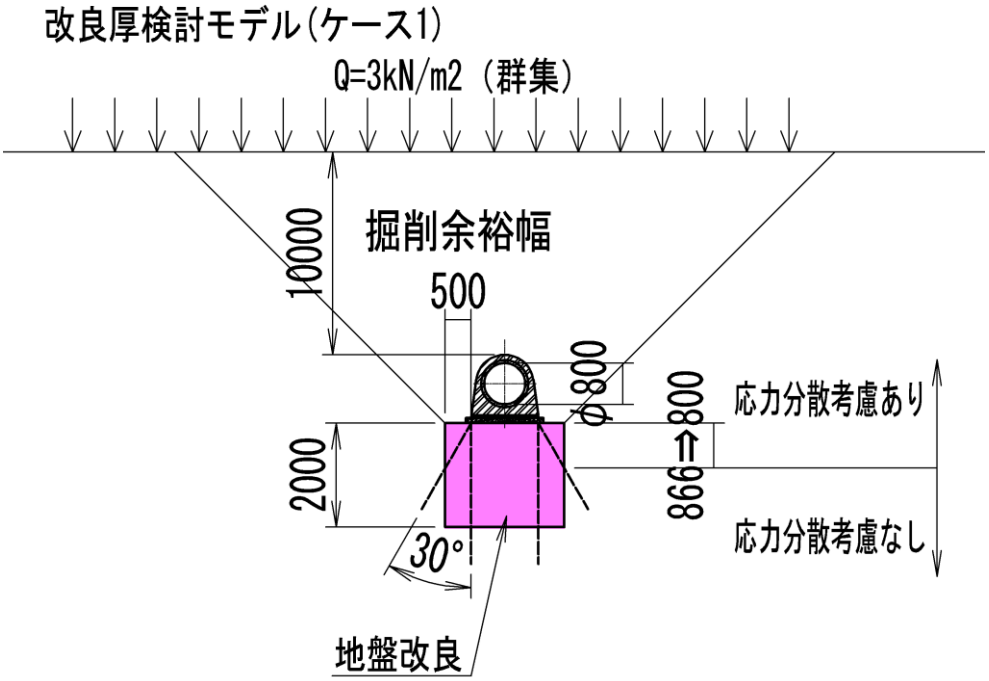
(3) 地盤許容支持力の判定

a.　ケース１

ケース：ケース1　　必要改良深度：　2.00 (m)　　(※)Df=地盤改良厚

底樋底面高:EL 147.00

標高 (m)	改良深度 H (m)	土質	換算N値	粘着力 c (kN/m²)	内部摩擦角 φ	支持力係数 Nc	Nr	Nq	地盤許容支持力 qa (kN/m²)	上載荷重 W1 (kN/m²)	地盤改良体自重 W2 (kN/m²)	鉛直応力 W(=W1+W2) (kN/m²)	判定
147.00	0.00	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	30.60	202.00	0.00	202.00	N O
146.50	0.50	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	32.93	137.83	2.50	140.33	N O
146.20	0.80	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	34.33	115.76	4.00	119.76	N O
146.10	0.90	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	34.80	115.76	4.50	120.26	N O
146.00	1.00	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	35.27	115.76	5.00	120.76	N O
145.90	1.10	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	35.73	115.76	5.50	121.26	N O
145.80	1.20	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	36.20	115.76	6.00	121.76	N O
145.70	1.30	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	36.67	115.76	6.50	122.26	N O
145.60	1.40	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	37.13	115.76	7.00	122.76	N O
145.50	1.50	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	37.60	115.76	7.50	123.26	N O
145.40	1.60	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	38.07	115.76	8.00	123.76	N O
145.30	1.70	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	38.53	115.76	8.50	124.26	N O
145.20	1.80	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	39.00	115.76	9.00	124.76	N O
145.10	1.90	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	39.47	115.76	9.50	125.26	N O
145.00	2.00	粘性土	52.0	78.0	0.00	5.10	0.00	1.00	141.93	115.76	10.00	125.76	O K
144.90	2.10	粘性土	52.0	78.0	0.00	5.10	0.00	1.00	142.40	115.76	10.50	126.26	O K



(※)朱色枠が直接基礎、赤色枠が必要改良深度の位置を示す。

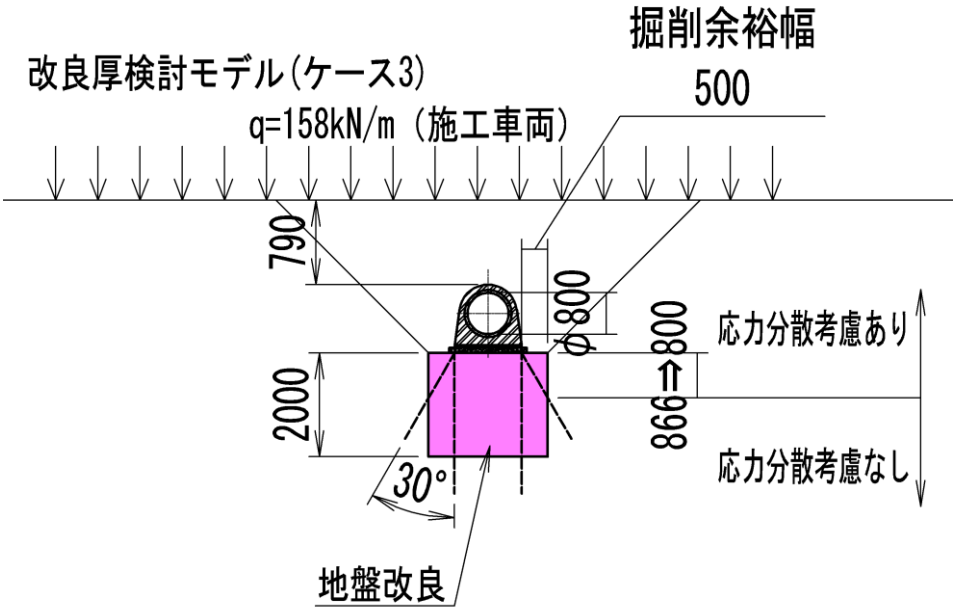
(※)計算事例では、応力の分散が可能となる地盤改良幅を確保しても改良深度が同様だったため、掘削余裕幅（B=50cm）までを改良範囲とし、改良深度80cm以深は応力の分散を考慮していない計算事例である。

b.　ケース３

ケース：ケース3　　(※)Df=地盤改良厚

必要改良深度：　2.00　(m)

標高 (m)	改良深度 H (m)	土質	換算N値	粘着力 c (kN/m²)	内部摩擦角 φ	支持力係数 Nc	Nr	Nq	地盤許容支持力 qa (kN/m²)	上載荷重 W1 (kN/m²)	地盤改良体自重 W2 (kN/m²)	鉛直応力 W(=W1+W2) (kN/m²)	判定
147.00	0.00	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	61.20	187.00	0.00	187.00	NO
146.50	0.50	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	65.87	127.59	7.00	134.59	NO
146.20	0.80	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	68.67	107.17	11.20	118.37	NO
146.10	0.90	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	69.60	107.17	12.60	119.77	NO
146.00	1.00	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	70.53	107.17	14.00	121.17	NO
145.90	1.10	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	71.47	107.17	15.40	122.57	NO
145.80	1.20	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	72.40	107.17	16.80	123.97	NO
145.70	1.30	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	73.33	107.17	18.20	125.37	NO
145.60	1.40	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	74.27	107.17	19.60	126.77	NO
145.50	1.50	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	75.20	107.17	21.00	128.17	NO
145.40	1.60	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	76.13	107.17	22.40	129.57	NO
145.30	1.70	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	77.07	107.17	23.80	130.97	NO
145.20	1.80	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	78.00	107.17	25.20	132.37	NO
145.10	1.90	粘性土	3.0	18.0	0.00	5.10	0.00	1.00	78.93	107.17	26.60	133.77	NO
145.00	2.00	粘性土	52.0	78.00	0.00	5.10	0.00	1.00	283.87	107.17	28.00	135.17	OK
144.90	2.10	粘性土	52.0	78.00	0.00	5.10	0.00	1.00	284.80	107.17	29.40	136.57	OK



(※)朱色枠が直接基礎、赤色枠が必要改良深度の位置を示す。

(※)計算事例では、応力の分散が可能となる地盤改良幅を確保しても改良深度が同様だったため、掘削余裕幅（B=50cm）までを改良範囲とし、改良深度80cm以深は応力の分散を考慮していない計算事例である。

7.8.4　改良強度の検討

作用荷重に対する改良強度を検討する。

(1) 改良体上部にかかる荷重（Q）

	上載荷重：W1 (kN/m²)	備考
ケース１：完成時	202.0	
ケース３：施工時	187.0	

(2) 必要改良強度（qa）

必要改良強度（qa）は、改良体上部にかかる荷重を改良体支持力が上回る強度とする。

改良体は、粘性土とみなし、φ=0°とし、C=qu/2とする。

（※）改良体の内部摩擦角度(φ)は、固化材添加後に撹拌し当初地盤を乱して変化させるので、安全側に判断しφ=0°（粘性土）とする。

以上より、テルツァギーの支持力公式より、下式が求められる。

（φ=0° → Nr=0 、 Df=0　i=補正無し）

完成時 ： qua1=1/3×(α×C×Nc)

施工時 ： qua2=2/3×(α×C×Nc)

	α	Nc	qua1,qua2	備考
ケース１：完成時	1.00	5.10	1.70×C	1/3×(1.00×C×5.10)
ケース３：施工時	1.00	5.10	3.40×C	2/3×(1.00×C×5.10)

qua1,qua2>Q となる粘着力（C:kN/m²）は下記のとおりである。

	粘着力:C (kN/m²)	一軸圧縮強度 ： qu (kN/m²)	備考
ケース１：完成時	118.83	237.66	
ケース３：施工時	55.00	110.00	

以上より、上表のとおりとなる。

最小改良目標強度を踏まえ、完成時、施工時の目標改良強度は下記のとおりとする。

完成時 ： C=120kN/m²(qu=2*C=240kN/m²) ＞ 118.83 kN/m²

施工時 ： C= 60kN/m²(qu=2*C=120kN/m²) ＞ 55.00 kN/m²

なお、計画図面においては、改良目標強度が長期強度（28日強度、4週強度）か、短期強度（7日強度、1週強度）かが明らかなように記載しておくことが重要である。

(3)　固化材添加量の想定

固化材添加量にあたっては、現地土を採取して配合試験を実施して決定することを基本とする。

設計時での固化材の添加量は、設計強度（現場強度）を（現場/室内）強度比で除した室内試験における改良目標強度から推定する。

（現場/室内）強度比とは、室内試験と現場施工における条件の違いを調整するもので、施工機械と室内試験の攪拌性能による混合土の相違と、養生温度の相違に起因する強度差、及び改良区域内での土質や含水比の相違による現場強度の変動を含めて、経験的にカバーするものである。

一般的な例として下図のとおりであり、当現場において検討すると下記の如くである。

（現場）改良目標値 qu=240(120)KN/m^2(C=qu/2=120(60)kN/m^2)

→　（現場/室内）強度比 0.5 ： 強度比 0.3～0.7 の平均値とする。

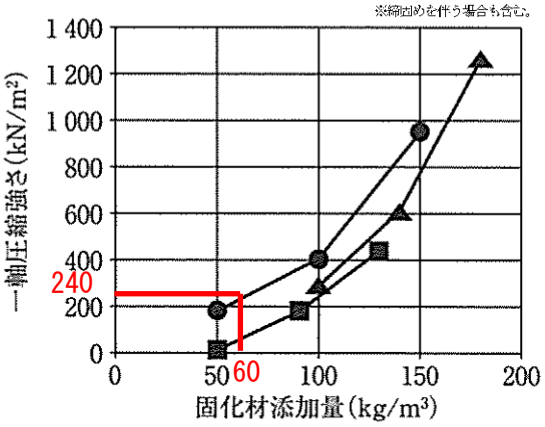
→　（室内）改良目標値 qu=480(240)kN/m^2 ： 完成時（施工時）

→　添加量は、下図より完成時 W=80kg/m^3、施工時 W=60kg/m^3 となることから、W=80kg/m^3 とする。

参表-3.1.5　（現場/室内）強度比の一例

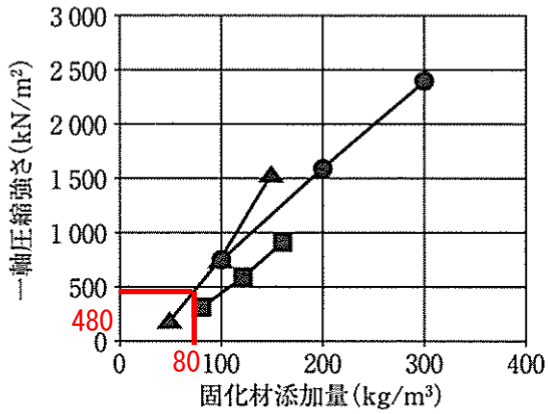
固化材の添加形態	改良の対象	施工機械	（現場/室内）強度比
粉体	軟弱土※	スタビライザ	0.5～0.8
		バックホウ	0.3～0.7
	ヘドロ 高含水有機質土	クラムシェル	0.2～0.5
		バックホウ	
スラリー	軟弱土※	スタビライザ	0.5～0.8
		バックホウ	0.4～0.7
	ヘドロ 高含水有機質土	処理船	0.5～0.8
		泥上作業船	0.3～0.7
		クラムシェル・バックホウ	0.3～0.6

※締固めを伴う場合も含む。



記号	土質名	土質記号	地域	ρ_t(g/cm^3)	W_n(%)
■	粘性土	CH	千葉県	1.563	77.0
▲	粘性土	CH	茨城県	1.744	41.9
●	粘性土	CH	東京都	1.652	72.3

図-3.20　粘性土(粉体，7 日)



記号	土質名	土質記号	地域	ρ_t(g/cm^3)	W_n(%)
■	粘性土	CH	埼玉県	1.539	70.8
▲	粘性土	CH	岡山県	1.834	35.0
●	粘性土	CH	神奈川県	1.611	89.2

図-3.21　粘性土(粉体，28 日)

[セメント系地盤改良マニュアル P. 99]

完成時は 28 日強度、施工時は早期の強度発現が条件とし 7 日強度を使用する。

7.9　プレキャスト底樋の構造計算例

7.9.1　条件の整理

(1)前提条件

地質調査結果をもとに底樋工に作用する土質条件を整理する。

底樋工に作用する盛土は、堤体を掘削し D 値 95%以上で新たに盛土する計画である。

盛土材料には既存堤体の流用土だけでなく搬入土を併用する場合もあり、土質が均一とはならない可能性もある。さらに、粒度組成・含水比・締固め性、盛土高さなどは照査位置によってばらつくため、物性値を個別に設定することは実務上困難である。

以上より、盛土材料の物性値は標準値を採用するものとするが、土質試験結果等を踏まえて、採用する文献値の妥当性確認を行うこと。

表-7.9.1.1　土質条件

No	地層名称	層　厚 (m)	湿潤重量 γt (kN/m^3)	水中重量 γsub(kN/m^3)	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (kN/m^2)
1	盛土	－	18.0	9.0	25	－

(2)基本条件

基礎の幅　　：　1.240 (m)

→構造計算で使用する基礎幅 1.120 (m) ※

プレキャスト底樋管の構造計算では、便宜的に構造計算上の設計モデルを利用しており、実形状とは異なっている。(**図-7.9.1.1** 参照)

部材を薄くする方向なので安全側の設計である。

支持力計算においても、実際の基礎幅で割り戻すのではなく、構造計算において算出された値を採用する。

(3)計算条件

底樋管口径　　：　0.80 (m)

荷重の分散角度　　：　30　(°)

土被り　　：　10.0 (m)

土圧係数　　：　0.30 (道路土工 カルバート工指針 P160)

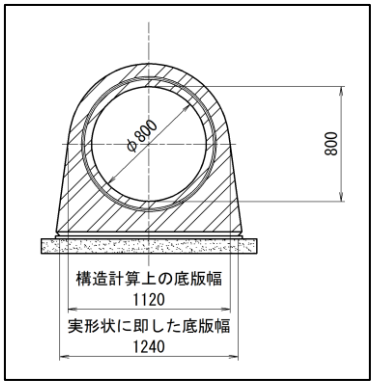


図-7.9.1.1 プレキャスト底樋断面図

(4)検討ケース

底樋工構造計算の検討は、**表-7.9.1.2** に示すケース 1～3 とする。

表-7.9.1.2　底樋工計算ケース

ケース	検　討　位　置
1	完成時　　堤頂下流端(土被り最大):内水あり、外水なし
2	〃　　堤頂下流端(土被り最大):内水なし、外水 FWL
3	施工時　　1 層目締固時:土工用振動ローラ 11～12t

構造計算検討ケースの説明

ケース１：完成時

二次製品底樋計算条件

計算位置　：　堤体下流端
（土被り最大）

内水　：　あり(満水)

外水　：　なし

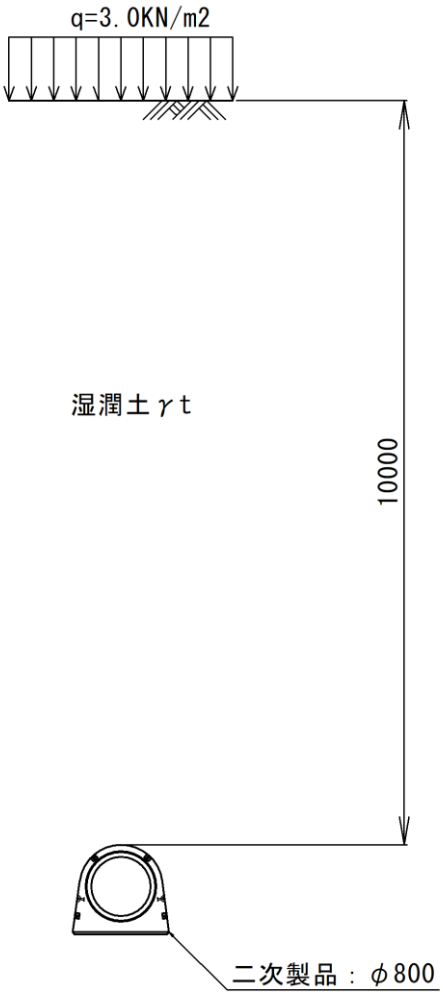
土質条件

$\gamma t = 18kN/m^3$

$\phi = 25°$

活荷重　：　$3kN/m^2$

(※)堤体上に交通がある場合は、適切な活荷重に変更する。



ケース２：完成時

二次製品底樋計算条件

計算位置　：　堤体下流端
（土被り最大）

内水　：　なし(満水)

外水　：　あり(FWL)

土質条件

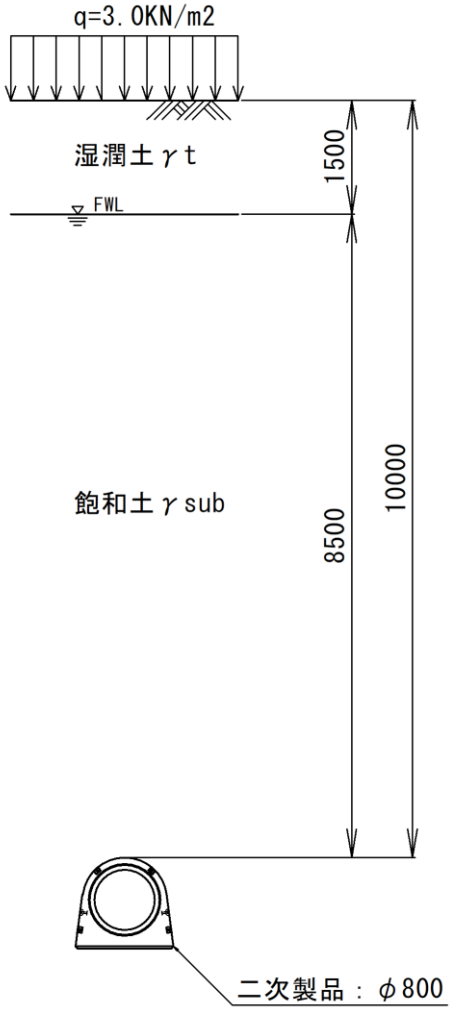
γt　= 18kN/m^3

γsub = 20kN/m^3

ϕ　= 25°

活荷重　：　3kN/m^2

(※)堤体上に交通がある場合は、
適切な活荷重に変更する。



ケース３：施工時

二次製品底樋計算条件

計算位置　：　１層目施工時
土被り 0.79m
⇒ 0.60m+0.19m(仕上がり厚)

内水　：　なし

外水　：　なし

土質条件

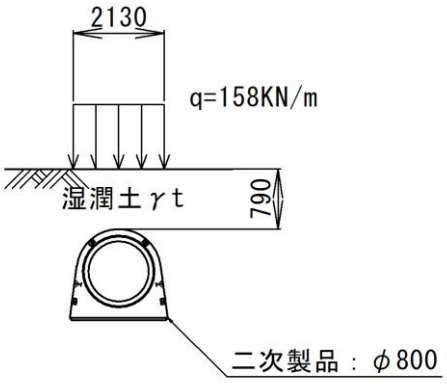
γt　= 18kN/m^3

γsub = 20kN/m^3

ϕ　= 25°

転圧機械接地圧　：　158kN/m

(※)土工用振動ローラ(11t～12t)
を想定。



(1)鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度は、水に接する部材の場合を使用し以下のとおりとする。

《常時》

許容引張応力度：157N/mm^2（①）

許容圧縮応力度：176N/mm^2（②）

《地震時》

許容引張応力度：264N/mm^2（③）

許容圧縮応力度：264N/mm^2（③）

《仮設時》

許容引張応力度：157N/mm^2×1.5＝235N/mm^2（①）

許容圧縮応力度：176N/mm^2×1.5＝264N/mm^2（②）

表-7.9.4　鉄筋の許容応力度

（単位：N/mm²）

鉄筋の種類		許容引張応力度（σ_{sa}）				備　考
		一般の部材の場合	疲労強度より定まる場合	水に接する部材の場合	輪荷重が直接載荷する場合	
SR 235	常時	137	137	137	137	
	地震時	205	205	205	205	
SD 295 A, B	常時	176	157	157	137	
	地震時	264	264	264	264	
SD 345	常時	196	176	176[2)]	137	
	地震時	294	294	294	294	

注１）：SD 345 が適用できる構造物は次のような場合とする。

① 特に大規模で地震時が支配的となり、経済性で有利な場合

② 市場性により SD 295 A、B の入手が困難な場合

③ ひび割れ等に対する十分な検討を行う場合

④ 道路協議（河川協議）などによる場合

2）：次の場合：常時の SD 345 の許容引張応力度は SD 295 A、B と同一とする。

① 道路協議（河川協議）等による場合

② たわみ、ひび割れの検討を行わない場合

設計基準「水路工」P. 334

(b)　鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度は、直径 51mm 以下の鉄筋に対して、**表-7.9.11** のとおりである。

表-7.9.11　鉄筋の許容応力度

（単位：N/mm²）

応力度、部材の種類 ＼ 鉄筋の種類			SR 235	SD 295 A, B	SD 345
引張応力度	荷重の組合せに衝撃荷重あるいは地震の影響を含まない場合	一般の部材	137	176	176
		床版及び支間 10 m 以下の床版橋	137	137	137
		水中あるいは地下水位以下に設ける部材	137	157	157
	荷重の組合せに衝撃荷重あるいは地震の影響を含む場合		137	176	196
	鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合		137	176	196
圧縮応力度			137	176	196

設計基準「水路工」P. 337

7.9.2　検討結果のとりまとめ

構造計算結果をとりまとめると**表-7.9.2.1**のとおりである。

表-7.9.2.1　構造計算結果一覧表

項目		計算結果	許容値
アーチ部 外側 (左端部)	曲げモーメント(KN/m)	-3.8	―
	せん断力(KN)	28.1	―
	許容曲げ圧縮応力度(N/mm2)	1.57	14.00
	許容引張応力度(N/mm2)	1.51	157.0
	せん断応力度(N/mm2)	0.225	0.759
左脚部 外側 (上端部)	曲げモーメント(KN/m)	-3.8	―
	せん断力(KN)	20.4	―
	許容曲げ圧縮応力度(N/mm2)	1.57	14.00
	許容引張応力度(N/mm2)	1.68	157.0
	せん断応力度(N/mm2)	0.163	0.759
底板 外側 (左端部)	曲げモーメント(KN/m)	-4.5	―
	せん断力(KN)	-45.9	―
	許容曲げ圧縮応力度(N/mm2)	1.21	14.00
	許容引張応力度(N/mm2)	31.13	157.0
	せん断応力度(N/mm2)	0.224	0.481

※ケース１の一部抜粋である。

7.9.3　構造計算例

前述、構造計算を、参考として次項以降に添付する。

構造計算例（ケース１）
構造計算例（ケース２）

プレキャスト底樋管の設計モデルについて

土地改良設計指針「ため池整備」に，「底樋管の巻立ては，周辺埋戻し土の密度確保や，盛土とのなじみをよくするために原則として1:0.1～1:0.3程度の勾配を付けるものとする。遮水ゾーン沈下歪みの集中を緩和することを目的に，底樋の頂部両肩部分には面取り又は丸みを付けるものとする。」とされており，プレキャスト底樋管は，天端はアーチ形状で側壁部に勾配を設けた形状としている。

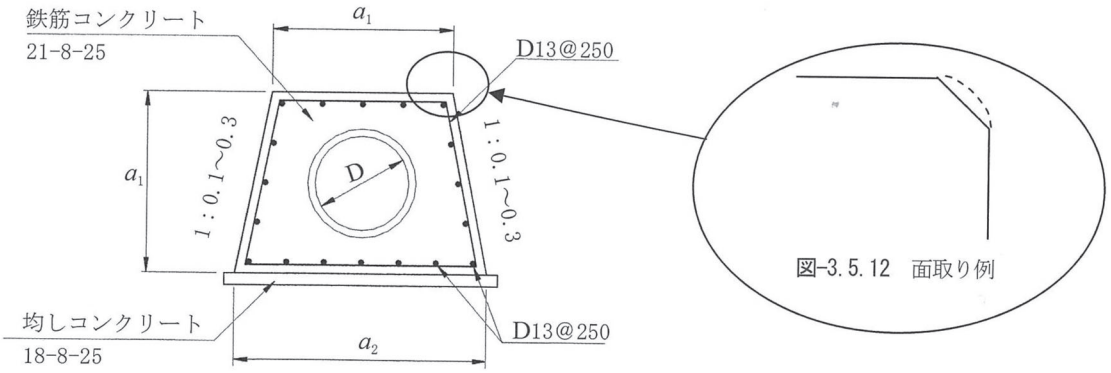
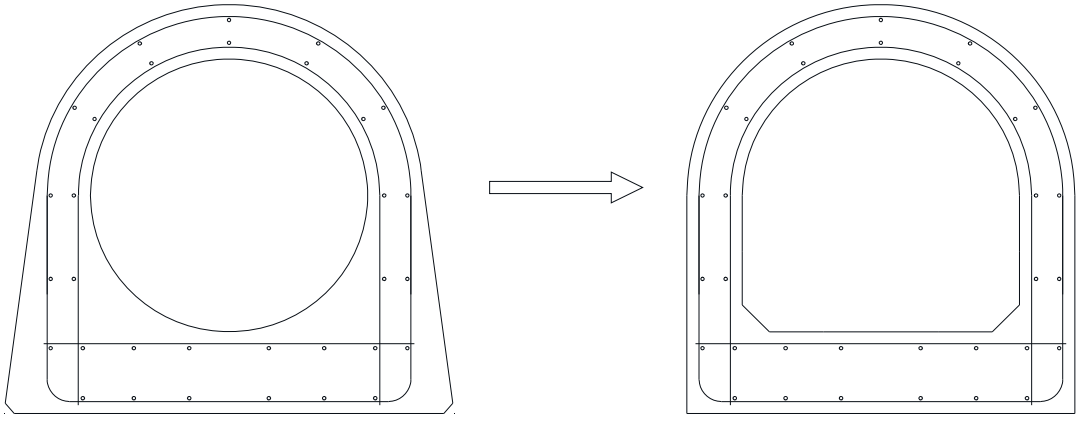


図-3.5.11　底樋の設計例

図-3.5.12　面取り例

土地改良設計指針「ため池整備」抜粋

プレキャスト底樋管の設計は，アーチカルバートの設計ソフトを使用して，下図の設計モデルにより行う。側壁勾配部は，盛土とのなじみをよくするための形状であり部材として考慮しないものとする。



プレキャスト底樋管の形状　　設計モデル

目次

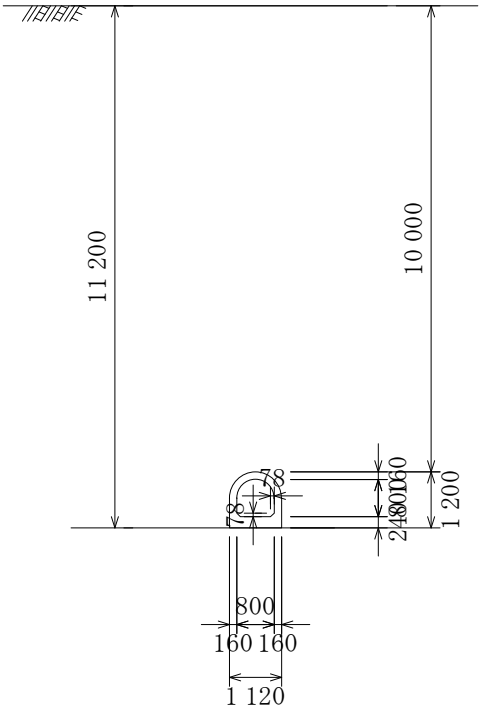
1章 断面方向の計算 1
1.1 設計条件 1
1.1.1 一般条件 1
1.1.2 材料の単位重量 1
1.1.3 土圧係数 1
1.1.4 水位 1
1.1.5 使用材料および許容値 2
1.1.6 鉄筋かぶり 2
1.1.7 断面力計算条件 2
1.1.8 許容支持力度 2
1.1.9 地震時検討条件 2
1.2 荷重 7
1.2.1 荷重の組合せ 7
1.2.2 死荷重(case-1) 8
1.2.3 死荷重(case-2) 12
1.2.4 地震荷重(レベル1) 15
1.3 検討ケース 23
1.4 設計断面力 24
1.5 断面力図 26
1.6 応力度計算 30
1.6.1 曲げ応力度(常時) 30
1.6.2 せん断応力度(常時) 38
1.6.3 曲げ応力度(レベル1地震時) 40
1.6.4 せん断応力度(レベル1地震時) 48
1.7 安定計算 50
1.7.1 死荷重時の計算 50
1.7.2 荷重組合せケースの安定計算 53
1.7.3 結果一覧 53

1章 断面方向の計算

1.1 設計条件

1.1.1 一般条件

(1) 構造寸法図



(2) 基礎形式　　地盤反力度（地盤反力度算出方法：骨組）

1.1.2 材料の単位重量

単位(kN/m³)

舗装	γa	22.50
鉄筋コンクリート	γc	24.50
水	γw	9.80

1.1.3 土圧係数

鉛直土圧係数	α	1.000
水平土圧係数	左 Ko	0.300
	右 Ko	0.300

1.1.4 水位

case	ケース名称	外水位(m)	内水位(m)
1	内水位	0.000	0.800
2	外水位	9.700	0.000

外水位:底版下面からの高さ
内水位:底版上面からの高さ

1.1.5 使用材料および許容値

コンクリート　　単位(N/mm²)

項　　目				常　時	地震時
設計基準強度			σck	40.0	
ヤング係数			Ec	3.10×10⁴	
許容曲げ圧縮応力度	一般部		σca	14.00	21.00
	隅角部	ハンチ有	σca	14.00	21.00
		ハンチ無	σca	10.50	15.75
許容せん断応力度			τa1	0.270	0.405
			τa2	2.400	3.600
許容付着応力度			τoa	2.00	3.00

※τa1：コンクリートのみでせん断力を負担する場合

※τa2：斜引張鉄筋と共同して負担する場合

鉄筋　　単位(N/mm²)

項　　目		常　時	地震時
材質		SD295	
許容引張応力度	σsa	157.0	264.0
許容圧縮応力度	σsa	176.0	264.0

1.1.6 鉄筋かぶり

部　　位		かぶり(cm)	部　　位		かぶり(cm)
アーチ	外側	3.5	左脚部	外側	3.5
	内側	3.5		内側	3.5
底　版	外側	3.5	右脚部	外側	3.5
	内側	3.5		内側	3.5

1.1.7 断面力計算条件

(1) 浮力の考え方　　全浮力を軸線長で除した値を載荷

(2) 活荷重分布作用位置　　外形天端

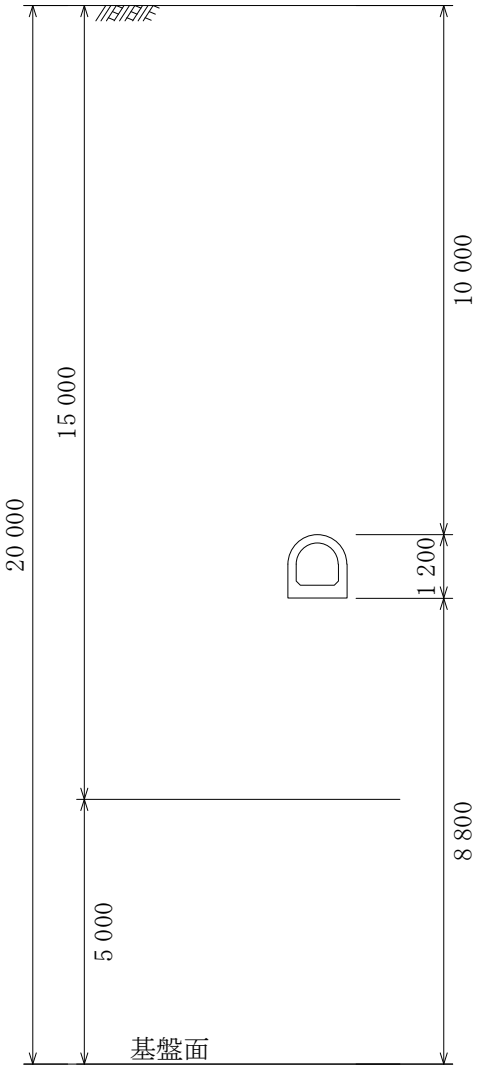
(3) 底版自重　　無視する

1.1.8 許容支持力度

許容支持力度 qa = 0.0 (kN/m²)

1.1.9 地震時検討条件

(1) 地盤条件



No	層厚 H(m)	土質	N値	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	Vs (m/s)	c (kN/m²)	φ
1	15.000	粘性土	4.0	18.00	20.00	158.74	7.0	25.00
2	5.000	砂質土	10.0	19.00	21.00	172.35	3.0	30.00
Σ	20.000							

耐震設計上の地盤種別

$$TG = 4\Sigma\left(\frac{Hi}{Vsi}\right) = 0.494 \text{ (sec)}$$

ここに、TG ： 地盤の特性値（sec）

Hi ： i番目の地層の厚さ（m）

Vsi ： i番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/sec）

地盤種別	TG(sec)
I種	TG＜0.2
II種	0.2≦TG＜0.6
III種	0.6＜TG

よって、II種地盤と判定される。

表層地盤の固有周期

Ts = k・TG

ここに、Ts ： 表層地盤の固有周期 (s)

k ： 係数

L1 = 1.250

TG ： 地盤の特性値 = 0.494 (s)

レベル1地震時

Ts = 1.250・0.494 = 0.618 (s)

表層地盤の動的せん断弾性波速度

$$VSD = \frac{4 \cdot Hg}{Ts}$$

ここに、

VSD ： 表層地盤の動的せん断弾性波速度 (m/s)

Ts ： 表層地盤の固有周期

Hg ： 表層地盤の厚さ = 20.000 (m)

L1地震時　VSD = 4×20.000 / 0.618 = 129.550 (m/s)

表層地盤の動的せん断弾性波係数

$$GD = \frac{\gamma teq}{g} \cdot VSD^2$$

ここに、

GD ： 表層地盤の動的せん断弾性波係数 (kN/m^2)

g ： 重力加速度 = 9.8 (m/s^2)

γteq ： 表層地盤の単位体積重量(kN/m^3)で、次式で求める。

$$\gamma teq = \frac{\Sigma \gamma ti \cdot Hi}{Hg} = 18.250 \ (kN/m^3)$$

L1地震時　$GD = 18.250 / 9.8 \times (129.550)^2 = 31254.212 \ (kN/m^2)$

表層地盤の動的ポアソン比

表層地盤の動的ポアソン比νD は加重平均により求める。

表層地盤に地下水位はないので、地下水位以浅の動的ポアソン比を用いる。

$\nu D = 0.450$

表層地盤の動的変形係数

$ED = 2 \cdot (1 + \nu D) \cdot GD$

ここに、

ED ： 表層地盤の動的変形係数 (kN/m^2)

L1地震時　$ED = 2 \times (1 + 0.450) \times 31254.212 = 90637.215 \ (kN/m^2)$

(2) 設計応答速度

レベル1地震時

表層地盤の固有周期　Ts = 0.618 (s)

設計応答速度

レベル1地震時　Sv = 0.16800 (m/s)

レベル1地震時

下水道施設の耐震対策指針の方法で算出

地域区分 C地域

Ts(s)	0.10	0.25	0.50	5.00
Sv(m/s)	0.0368	0.1200	0.1680	0.1680

上表より、Sv = 0.16800 (m/s)

レベル2地震時

下水道施設の耐震対策指針の方法で算出

Ts(s)	0.10	0.70	10.00
Sv(m/s)	0.0800	0.8000	0.8000

上表より、Sv = 0.68971 (m/s)

(3) 地盤バネ

1)アーチ部の部材軸直角方向バネ

レベル1地震時　kr =169859.848 (kN/m^3)

$$kr = \frac{3 \cdot ED}{(1 + \nu D) \cdot (5 - 6 \cdot \nu D) \cdot R}$$

ここに、

kr ： 部材軸直角方向の地盤反力係数(kN/m^3)

ED ： 表層地盤の動的変形係数 (kN/m^2)

レベル1地震時　ED = 90637.215 (kN/m^2)

νD ： 表層地盤の動的ポアソン比 = 0.450

R ： アーチ部の図心半径 = 0.480 (m)

2)アーチ部の部材軸方向バネ

レベル1地震時　ksA = 56619.383 (kN/m^3)

$ksA = \lambda \cdot kr$

ここに、

ksA ： 部材軸方向の地盤反力係数(kN/m^3)

λ ： 部材軸方向バネを算出する際の係数 = 0.33333

3)脚部の水平方向バネ

レベル1地震時　kH =139471.595 (kN/m^3)

$$kH = \frac{\pi \cdot ED}{4 \cdot (1 - \nu D^2) \cdot Hw}$$

ここに、
kH ： 水平方向地盤反力係数(kN/m³)
ED ： 表層地盤の動的変形係数 (kN/m²)
レベル1地震時　ED =　90637.215 (kN/m²)
νD ： 表層地盤の動的ポアソン比 = 0.450
Hw ： 部材高 (脚部高さ) = 0.640 (m)

4)脚部のせん断バネ
レベル1地震時　ksS = 46490.067 (kN/m³)

$ksS = \lambda \cdot kH$

ここに、
ksS ： 脚部のせん断地盤反力係数(kN/m³)
λ　： せん断バネを算出する際の係数 = 0.33333

5)底版の鉛直方向バネ
レベル1地震時　kv = 79698.054 (kN/m³)

$$kv = \frac{\pi \cdot ED}{4 \cdot (1 - \nu D^2) \cdot Bw}$$

ここに、
kv ： 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)
ED ： 表層地盤の動的変形係数 (kN/m²)
レベル1地震時　ED =　90637.215 (kN/m²)
νD ： 表層地盤の動的ポアソン比 = 0.450
Bw ： 部材幅 = 1.120 (m)

6)底版のせん断バネ
レベル1地震時　ksB = 26565.752 (kN/m³)

$ksB = \lambda \cdot kv$

ここに、
ksB ： 底版のせん断地盤反力係数(kN/m³)
λ　： せん断バネを算出する際の係数 = 0.33333

解析モデルには、以上のバネ値に1.0mを乗じた奥行き1m当たりの値(kN/m²)を用いる。

(4) 地震荷重
地震荷重として以下の荷重を載荷する。
・地盤変位荷重 (地震時土圧)
・周面せん断力
・躯体慣性力
地震の向き
左向き

1.2 荷重

1.2.1 荷重の組合せ

(1) 死荷重

case	荷　重　名　称	載荷する任意死荷重No
1	内水位	——
2	外水位	——

(2) レベル1地震荷重

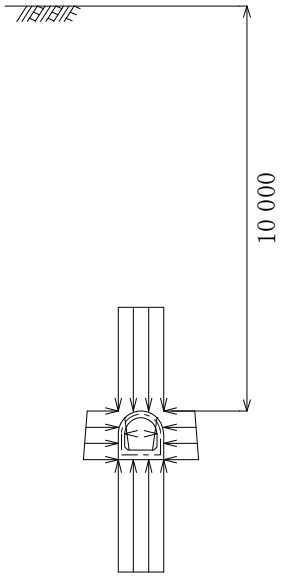
case	地震の向き	載荷する任意地震荷重No
1	左←右	——

(3) レベル1地震時組合せ

case	死荷重No	L1地震荷重No
1	1	1
2	2	1

1.2.2 死荷重(case-1)

［ 内水位　　］



躯体自重

(1) アーチ

w = 0.160 × 24.50 = 3.92 (kN/m²)

(2) 左脚部

w = 0.160 × 24.50 = 3.92 (kN/m²)

(3) 右脚部

w = 0.160 × 24.50 = 3.92 (kN/m²)

(4) 底　版

w = 0.240 × 24.50 = 5.88 (kN/m²)

但し、断面力計算時は底版自重を無視する。

上載荷重

(1) 舗装および盛土

		α				
舗装	=	1.000	×	0.000	× 22.50 =	0.00 (kN/m²)
盛土 1	=	1.000	×	10.000	× 18.00 =	180.00 (kN/m²)

Σwd = 180.00 (kN/m²)

(2) 路面上載荷重

qd = 3.000 (kN/m²)

(3) 頂版に作用する荷重

等分布荷重

w = 180.00 + 3.00 = 183.00 (kN/m²)

土圧および水圧

土圧・水圧強度

$p(z) = Ko \times \{ qd + Yo \times \gamma a + \Sigma(\gamma i \times hi) \}$

Ko ： 静止土圧係数　　左 = 0.300

　　右 = 0.300

qd ： 路面上載荷重 = 3.00 (kN/m²)

Yo ： 舗装厚 = 0.000 (m)

γa ： 舗装の単位重量 = 22.50 (kN/m³)

γi ： 着目点より上の層の単位重量(kN/m³)

hi ： 着目点より上の層厚(m)

z ： 舗装下面から着目点までの深さ(m) = Σ(hi)

(1) 左側壁

着目位置	z (m)	hi (m)	γi (kN/m³)	qd＋舗装重量 ＋Σ(γi・hi) (kN/m²)	p (kN/m²)
路　　面	0.000			3.00	
アーチ天端	10.000	10.000	18.00	183.00	54.90
アーチ軸線	10.080	0.080	18.00	184.44	55.33
脚部上端	10.560	0.480	18.00	193.08	57.92
底版軸線	11.080	0.520	18.00	202.44	60.73
底　　面	11.200	0.120	18.00	204.60	61.38

(2) 右側壁

着目位置	z (m)	hi (m)	γi (kN/m³)	qd＋舗装重量 ＋Σ(γi・hi) (kN/m²)	p (kN/m²)
路　　面	0.000			3.00	
アーチ天端	10.000	10.000	18.00	183.00	-54.90
アーチ軸線	10.080	0.080	18.00	184.44	-55.33
脚部上端	10.560	0.480	18.00	193.08	-57.92
底版軸線	11.080	0.520	18.00	202.44	-60.73
底　　面	11.200	0.120	18.00	204.60	-61.38

内水圧

(1) 水平方向に作用する荷重

PH = 0.00 (kN/m²) ・・・ 水位

PH = 0.800 × 9.80 = 7.84 (kN/m²) ・・・ 底版上面

(2) 底版に作用する鉛直荷重

荷重強度

q = WH× γw

WH ： 着目位置の内水の深さ (m)

γw ： 水の単位重量 = 9.80 (kN/m³)

No	左格点からの距離 L1 (m)	荷重載荷幅 L2 (m)	L1点		L1+L2点	
			WH1 (m)	q1 (kN/m²)	WH2 (m)	q2 (kN/m²)
1	0.080	0.078	0.322	3.16	0.637	6.25
2	0.158	0.002	0.637	6.25	0.640	6.27
3	0.160	0.080	0.640	6.27	0.720	7.06
4	0.240	0.080	0.720	7.06	0.767	7.51
5	0.320	0.080	0.767	7.51	0.792	7.76
6	0.400	0.080	0.792	7.76	0.800	7.84
7	0.480	0.080	0.800	7.84	0.792	7.76
8	0.560	0.080	0.792	7.76	0.767	7.51
9	0.640	0.080	0.767	7.51	0.720	7.06
10	0.720	0.080	0.720	7.06	0.640	6.27
11	0.800	0.002	0.640	6.27	0.637	6.25
12	0.802	0.078	0.637	6.25	0.322	3.16

外力集計

内水圧の内訳

No	V (kN/m)	x (m)	M (kN.m/m)
1	0.37	0.123	0.05
2	0.01	0.159	0.00
3	0.53	0.201	0.11
4	0.58	0.280	0.16
5	0.61	0.360	0.22
6	0.62	0.440	0.27
7	0.62	0.520	0.32
8	0.61	0.600	0.37
9	0.58	0.680	0.40
10	0.53	0.759	0.40
11	0.01	0.801	0.01
12	0.37	0.837	0.31
Σ	5.46		2.62

項　目		V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	M (kN.m/m)
躯体自重	アーチ	5.91		0.480		2.83
	左脚部	1.57		0.000		0.00
	右脚部	1.57		0.960		1.51
上載荷重		175.68		0.480		84.33
土圧	左側壁		58.03		0.492	28.57
	右側壁		-58.03		0.492	-28.57
内水圧		5.46		0.480		2.62
合計		190.18				91.29

地盤反力

(1) 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \quad 0.480 \ (m)$$

$$e = \frac{B}{2} - X = \quad 0.000 \ (m)$$

(2) 地盤反力度 （算出方法：骨組）

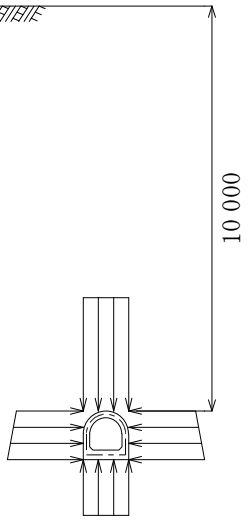
$Me = \Sigma V \times e = \quad 0.00 \ (kN.m/m)$

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 198.11 \ (kN/m^2)$$

$$= 198.11 \ (kN/m^2)$$

1.2.3 死荷重(case-2)

［ 外水位　　］



躯体自重

(1) アーチ

w = 0.160 × 24.50 = 3.92 (kN/m²)

(2) 左脚部

w = 0.160 × 24.50 = 3.92 (kN/m²)

(3) 右脚部

w = 0.160 × 24.50 = 3.92 (kN/m²)

(4) 底　版

w = 0.240 × 24.50 = 5.88 (kN/m²)

但し、断面力計算時は底版自重を無視する。

上載荷重

(1) 舗装および盛土

		α				
舗装	=	1.000	× 0.000	× 22.50	=	0.00 (kN/m²)
盛土 1	=	1.000	× 1.500	× 18.00	=	27.00 (kN/m²)
盛土 2	=	1.000	× 8.500	× 10.20	=	86.70 (kN/m²)
水圧	=		8.500	× 9.80	=	83.30 (kN/m²)

Σwd = 197.00 (kN/m²)

(2) 路面上載荷重

qd = 3.000 (kN/m²)

(3) 頂版に作用する荷重

等分布荷重

w = 197.00 + 3.00 = 200.00 (kN/m²)

土圧および水圧

土圧・水圧強度

$p(z) = Ko \times \{ qd + Yu \times \gamma a + Yl \times \gamma a' + \Sigma(\gamma i \times hi) \} + (z - hw) \times \gamma w$

Ko ： 静止土圧係数　　左 = 0.300

　　右 = 0.300

qd ： 路面上載荷重 = 3.00 (kN/m^2)

Yo ： 舗装厚 = 0.000 (m)

γa ： 舗装の単位重量 = 22.50 (kN/m^3)

γi ： 着目点より上の層の単位重量(kN/m^3)で、水位以深では水中単位重量

hi ： 着目点より上の層厚(m)

hw ： 舗装下面から水位までの深さ= 1.500 (m)

γw ： 水の単位重量 = 9.80 (kN/m^3)

z ： 舗装下面から着目点までの深さ(m) = Σ(hi)

(1) 左側壁

着目位置	z (m)	hi (m)	γi (kN/m^3)	qd＋舗装重量 ＋$\Sigma(\gamma i \cdot hi)$ (kN/m^2)	p (kN/m^2)
路　　面	0.000			3.00	
水　　位	1.500	1.500	18.00	30.00	
アーチ天端	10.000	8.500	10.20	116.70	118.31
アーチ軸線	10.080	0.080	10.20	117.52	119.34
脚部上端	10.560	0.480	10.20	122.41	125.51
底版軸線	11.080	0.520	10.20	127.72	132.20
底　　面	11.200	0.120	10.20	128.94	133.74

(2) 右側壁

着目位置	z (m)	hi (m)	γi (kN/m^3)	qd＋舗装重量 ＋$\Sigma(\gamma i \cdot hi)$ (kN/m^2)	p (kN/m^2)
路　　面	0.000			3.00	
水　　位	1.500	1.500	18.00	30.00	
アーチ天端	10.000	8.500	10.20	116.70	-118.31
アーチ軸線	10.080	0.080	10.20	117.52	-119.34
脚部上端	10.560	0.480	10.20	122.41	-125.51
底版軸線	11.080	0.520	10.20	127.72	-132.20
底　　面	11.200	0.120	10.20	128.94	-133.74

揚圧・浮力

底版に上向きに載荷する

$U = 9.700 \times 1.120 \times 9.80 = 106.47$ (kN/m)

$$w = \frac{-106.47}{0.960} = -110.90 \ (kN/m^2)$$

外力集計

項　目			V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	M (kN.m/m)
躯体自重		アーチ	5.91		0.480		2.83
		左脚部	1.57		0.000		0.00
		右脚部	1.57		0.960		1.51
上載荷重			192.00		0.480		92.16
土圧・水圧	左側壁	分布		125.77		0.491	61.81
		分布		0.00		0.000	0.00
	右側壁	分布		-125.77		0.491	-61.81
		分布		0.00		0.000	0.00
揚圧・浮力			-106.47		0.480		-51.10
合計			94.57				45.40

地盤反力

(1) 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 0.480 \ (m)$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \ (m)$$

(2) 地盤反力度　(算出方法：骨組)

$$Me = \Sigma V \times e = 0.00 \ (kN.m/m)$$

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 98.51 \ (kN/m^2)$$

$$= 98.51 \ (kN/m^2)$$

1.2.4 地震荷重(レベル1)

表層地盤の固有周期 Ts = 0.618 (sec)

設計応答速度 Sv = 0.16800 (m/s)

(1) 地盤変位荷重

水平変位振幅

$$U(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot Sv \cdot Ts \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \cdot Hg}\right)$$

ここに、U(z) : 深さz(m)における水平変位振幅(m)

Hg : 表層地盤の厚さ = 20.000 (m)

相対変位量ΔU(m)は次式から求める。

△U = U(z) - U(zB)

ここに、U(z) : 深さz(m)における水平変位振幅(m)

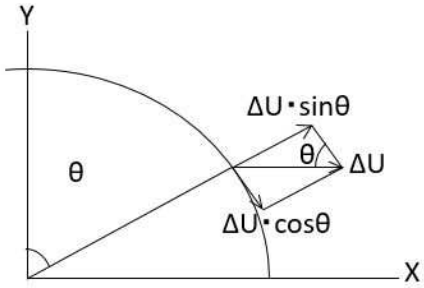
U(zB) : 底版軸線における水平変位振幅 = 0.0135526 (m)

zB = 11.080 (m)

No	深度z (m)	変位振幅U(z) (m)	相対変位ΔU (m)
1	10.08000	0.0147718	0.0012192
2	10.08590	0.0147648	0.0012122
3	10.10350	0.0147441	0.0011915
4	10.13230	0.0147102	0.0011576
5	10.17170	0.0146637	0.0011111
6	10.22060	0.0146057	0.0010531
7	10.27790	0.0145375	0.0009849
8	10.34210	0.0144607	0.0009081
9	10.41170	0.0143771	0.0008245
10	10.48490	0.0142887	0.0007361
11	10.56000	0.0141975	0.0006449
12	11.06000	0.0135778	0.0000252
13	11.08000	0.0135526	0.0000000

1) アーチ部の地盤変位による地盤水平力

応答変位法における地盤変位による地震水平力は、以下のように作用させるものとする。



地盤の応答変位(相対変位)を次式にて法線方向成分と接線方向成分に分解する。

法線方向成分 = △U・sinθ (m)

接線方向成分 = △U・cosθ (m)

地盤の変位成分にそれぞれ、部材鉛直方向の地盤反力係数及び部材軸方向の地盤反力係数を乗じて地震力に換算する。

qk(z) = kr ・△U・sinθ

qj(z) = ks ・△U・cosθ

ここに、qk : 法線方向地震力 (kN/m^2)

qj : 接線方向地震力 (kN/m^2)

kr : 部材鉛直方向の地盤反力係数 (kN/m^3)

ks : 部材軸方向の地盤反力係数 (kN/m^3)

△U : 相対変位量 (m)

θ : 天端から各節点角度 (度)

No	θ (度)	z (m)	U(z) (m)	△U (m)	kr (kN/m^3)	ks (kN/m^3)	qk(z) (kN/m^2)	qj(z) (kN/m^2)
1	90.000	10.56000	0.0141975	0.0006449	169859.848	56619.383	109.540	0.000
2	81.000	10.48490	0.0142887	0.0007361	169859.848	56619.383	123.493	6.520
3	72.000	10.41170	0.0143771	0.0008245	169859.848	56619.383	133.196	14.426
4	63.000	10.34210	0.0144607	0.0009081	169859.848	56619.383	137.443	23.343
5	54.000	10.27790	0.0145375	0.0009849	169859.848	56619.383	135.344	32.777
6	45.000	10.22060	0.0146057	0.0010531	169859.848	56619.383	126.486	42.162
7	36.000	10.17170	0.0146637	0.0011111	169859.848	56619.383	110.929	50.893
8	27.000	10.13230	0.0147102	0.0011576	169859.848	56619.383	89.268	58.399
9	18.000	10.10350	0.0147441	0.0011915	169859.848	56619.383	62.543	64.162
10	9.000	10.08590	0.0147648	0.0012122	169859.848	56619.383	32.212	67.791
11	0.000	10.08000	0.0147718	0.0012192	169859.848	56619.383	0.000	69.029
12	351.000	10.08590	0.0147648	0.0012122	169859.848	56619.383	-32.212	67.791
13	342.000	10.10350	0.0147441	0.0011915	169859.848	56619.383	-62.543	64.162
14	333.000	10.13230	0.0147102	0.0011576	169859.848	56619.383	-89.268	58.399
15	324.000	10.17170	0.0146637	0.0011111	169859.848	56619.383	-110.929	50.893
16	315.000	10.22060	0.0146057	0.0010531	169859.848	56619.383	-126.486	42.162
17	306.000	10.27790	0.0145375	0.0009849	169859.848	56619.383	-135.344	32.777

No	θ (度)	z (m)	U(z) (m)	△U (m)	kr (kN/m³)	ks (kN/m³)	qk(z) (kN/m²)	qj(z) (kN/m²)
18	297.000	10.34210	0.0144607	0.0009081	169859.848	56619.383	-137.443	23.343
19	288.000	10.41170	0.0143771	0.0008245	169859.848	56619.383	-133.196	14.426
20	279.000	10.48490	0.0142887	0.0007361	169859.848	56619.383	-123.493	6.520
21	270.000	10.56000	0.0141975	0.0006449	169859.848	56619.383	-109.540	0.000

2) 脚部の地盤変位による地盤水平力

p(z) = kH・△U

ここに、p(z) ： 深さz(m)における水平変位振幅荷重 (kN/m²)

kH ： 脚部の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

△U ： 相対変位量 (m)

No	z (m)	kH (kN/m³)	U(z) (m)	△U (m)	p(z) (kN/m²)
1	10.56000	139471.595	0.0141975	0.0006449	89.943
2	11.06000	139471.595	0.0135778	0.0000252	3.519
3	11.08000	139471.595	0.0135526	0.0000000	0.000

(2) 周面せん断力

$$\tau(z) = \frac{GD}{\pi \cdot Hg} \cdot Sv \cdot Ts \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot zu}{2 \cdot Hg}\right)$$

ここに、τ(z) ： 深さz(m)位置における地震時周面せん断力(kN/m²)

GD ： 表層地盤の動的せん断弾性波係数 = 31254.212 (kN/m²)

Sv ： 表層地盤の設計応答速度 = 0.16800 (m/s)

Ts ： 表層地盤の固有周期 = 0.61752 (s)

Hg ： 表層地盤の厚さ = 20.000 (m)

地盤のせん断強度

地盤のせん断強度は次式により算出し、周面せん断力が地盤のせん断強度を超えた場合は、周面せん断力は地盤のせん断強度とする。

$\tau max = C + \sigma n \cdot \tan\phi$

ここに、C ： 地盤の粘着力 (kN/m²)

σn ： 有効上載圧 (kN/m²)

φ ： 地盤の内部摩擦角 (°)

case1

部材	土質	z (m)	σn (kN/m²)	c (kN/m²)	φ (°)	τmax (kN/m²)
アーチ	粘性土	10.08000	181.440	7.000	25.000	91.607
アーチ	粘性土	10.08590	181.546	7.000	25.000	91.656
アーチ	粘性土	10.10350	181.863	7.000	25.000	91.804
アーチ	粘性土	10.13230	182.381	7.000	25.000	92.046
アーチ	粘性土	10.17170	183.091	7.000	25.000	92.377
アーチ	粘性土	10.22060	183.971	7.000	25.000	92.787
アーチ	粘性土	10.27790	185.002	7.000	25.000	93.268
アーチ	粘性土	10.34210	186.158	7.000	25.000	93.807
アーチ	粘性土	10.41170	187.411	7.000	25.000	94.391
アーチ	粘性土	10.48490	188.728	7.000	25.000	95.005
アーチ	粘性土	10.56000	190.080	7.000	25.000	95.636
脚　部	粘性土	10.56000	190.080	7.000	25.000	95.636
脚　部	粘性土	10.56000	190.080	7.000	25.000	95.636
脚　部	粘性土	11.08000	199.440	7.000	25.000	100.000
脚　部	粘性土	11.08000	199.440	7.000	25.000	100.000
底　版	粘性土	11.20000	201.600	7.000	25.000	101.008

case2

部材	土質	z (m)	σn (kN/m²)	c (kN/m²)	φ (°)	τmax (kN/m²)
アーチ	粘性土	10.08000	114.516	7.000	25.000	60.400
アーチ	粘性土	10.08590	114.576	7.000	25.000	60.428
アーチ	粘性土	10.10350	114.756	7.000	25.000	60.511
アーチ	粘性土	10.13230	115.049	7.000	25.000	60.648

部材	土質	z (m)	σn (kN/m²)	c (kN/m²)	φ (°)	τmax (kN/m²)
アーチ	粘性土	10.17170	115.451	7.000	25.000	60.836
アーチ	粘性土	10.22060	115.950	7.000	25.000	61.068
アーチ	粘性土	10.27790	116.535	7.000	25.000	61.341
アーチ	粘性土	10.34210	117.189	7.000	25.000	61.646
アーチ	粘性土	10.41170	117.899	7.000	25.000	61.977
アーチ	粘性土	10.48490	118.646	7.000	25.000	62.326
アーチ	粘性土	10.56000	119.412	7.000	25.000	62.683
脚　部	粘性土	10.56000	119.412	7.000	25.000	62.683
脚　部	粘性土	10.56000	119.412	7.000	25.000	62.683
脚　部	粘性土	11.08000	124.716	7.000	25.000	65.156
脚　部	粘性土	11.08000	124.716	7.000	25.000	65.156
底　版	粘性土	11.20000	125.940	7.000	25.000	65.727

1) アーチ部

周面せん断力を法線方向と接線方向に分解すると次式となる。

法線方向 $\sigma(\theta) = -\tau(z) \cdot \sin 2\theta$

接線方向 $\tau(\theta) = \tau(z) \cdot \cos 2\theta$

$z = H - R \cdot \cos\theta$

ここに、H ： 地表面からアーチ中心までの深さ = 10.560 (m)

R ： アーチ軸線半径 = 0.480 (m)

case1

位置	θ (度)	z (m)	τmax (kN/m²)	τ(z) (kN/m²)	τ (kN/m²)	σ(θ) (kN/m²)	τ(θ) (kN/m²)
下端	90.000	10.56000	95.636	38.059	38.059	0.000	-38.059
円弧	81.000	10.48490	95.005	37.853	37.853	-11.697	-36.001
円弧	72.000	10.41170	94.391	37.651	37.651	-22.131	-30.460
円弧	63.000	10.34210	93.807	37.457	37.457	-30.304	-22.017
円弧	54.000	10.27790	93.268	37.278	37.278	-35.453	-11.520
円弧	45.000	10.22060	92.787	37.117	37.117	-37.117	0.000
円弧	36.000	10.17170	92.377	36.979	36.979	-35.169	11.427
円弧	27.000	10.13230	92.046	36.867	36.867	-29.826	21.670
円弧	18.000	10.10350	91.804	36.786	36.786	-21.622	29.760
円弧	9.000	10.08590	91.656	36.736	36.736	-11.352	34.938
天端	0.000	10.08000	91.607	36.719	36.719	0.000	36.719
円弧	351.000	10.08590	91.656	36.736	36.736	11.352	34.938
円弧	342.000	10.10350	91.804	36.786	36.786	21.622	29.760
円弧	333.000	10.13230	92.046	36.867	36.867	29.826	21.670
円弧	324.000	10.17170	92.377	36.979	36.979	35.169	11.427
円弧	315.000	10.22060	92.787	37.117	37.117	37.117	0.000
円弧	306.000	10.27790	93.268	37.278	37.278	35.453	-11.520

位置	θ (度)	z (m)	τmax (kN/m²)	τ(z) (kN/m²)	τ (kN/m²)	σ(θ) (kN/m²)	τ(θ) (kN/m²)
円弧	297.000	10.34210	93.807	37.457	37.457	30.304	-22.017
円弧	288.000	10.41170	94.391	37.651	37.651	22.131	-30.460
円弧	279.000	10.48490	95.005	37.853	37.853	11.697	-36.001
下端	270.000	10.56000	95.636	38.059	38.059	0.000	-38.059

case2

位置	θ (度)	z (m)	τmax (kN/m²)	τ(z) (kN/m²)	τ (kN/m²)	σ(θ) (kN/m²)	τ(θ) (kN/m²)
下端	90.000	10.56000	62.683	38.059	38.059	0.000	-38.059
円弧	81.000	10.48490	62.326	37.853	37.853	-11.697	-36.001
円弧	72.000	10.41170	61.977	37.651	37.651	-22.131	-30.460
円弧	63.000	10.34210	61.646	37.457	37.457	-30.304	-22.017
円弧	54.000	10.27790	61.341	37.278	37.278	-35.453	-11.520
円弧	45.000	10.22060	61.068	37.117	37.117	-37.117	0.000
円弧	36.000	10.17170	60.836	36.979	36.979	-35.169	11.427
円弧	27.000	10.13230	60.648	36.867	36.867	-29.826	21.670
円弧	18.000	10.10350	60.511	36.786	36.786	-21.622	29.760
円弧	9.000	10.08590	60.428	36.736	36.736	-11.352	34.938
天端	0.000	10.08000	60.400	36.719	36.719	0.000	36.719
円弧	351.000	10.08590	60.428	36.736	36.736	11.352	34.938
円弧	342.000	10.10350	60.511	36.786	36.786	21.622	29.760
円弧	333.000	10.13230	60.648	36.867	36.867	29.826	21.670
円弧	324.000	10.17170	60.836	36.979	36.979	35.169	11.427
円弧	315.000	10.22060	61.068	37.117	37.117	37.117	0.000
円弧	306.000	10.27790	61.341	37.278	37.278	35.453	-11.520
円弧	297.000	10.34210	61.646	37.457	37.457	30.304	-22.017
円弧	288.000	10.41170	61.977	37.651	37.651	22.131	-30.460
円弧	279.000	10.48490	62.326	37.853	37.853	11.697	-36.001
下端	270.000	10.56000	62.683	38.059	38.059	0.000	-38.059

2) 脚部、底版

case1

部材	z (m)	τmax (kN/m²)	τ(z) (kN/m²)	τ (kN/m²)
脚部	10.56000	95.636	38.059	38.059
脚部	11.08000	100.000	39.451	39.451
底版	11.20000	101.008	39.762	39.762

case2

部材	z (m)	τ max (kN/m²)	τ (z) (kN/m²)	τ (kN/m²)
脚部	10.56000	62.683	38.059	38.059
脚部	11.08000	65.156	39.451	39.451
底版	11.20000	65.727	39.762	39.762

(3) 慣性力

下水道施設の耐震対策指針の方法で算出

khf = Cz・SG・SI・kho

ここに、Cz ： 地域別補正係数 = 0.70　C地域

SG ： 地盤別補正係数 = 1.00　II種地盤

SI ： 重要度別補正係数 = 1.10

kho ： 標準設計水平震度 = 0.20

khf = 0.70 × 1.00 × 1.10 × 0.20 = 0.154

深さz点における設計水平震度

kh = khf・(1-0.015・z)

但し、(1-0.015・z)≧0.50

1)アーチ部

z ： 地表面から軸線中心までの深度 (m)

whi = khi × 0.160 × 24.50 (kN/m²)

No	軸線距離 h (m)	深度 z (m)	水平震度 kh	荷重強度 wh (kN/m²)	番号	軸線距離 h (m)	深度 z (m)	水平震度 kh	荷重強度 wh (kN/m²)
1	0.07510	10.598	0.12952	0.508	11	0.00590	10.077	0.13072	0.512
2	0.07320	10.521	0.12970	0.508	12	0.01760	10.077	0.13072	0.512
3	0.06960	10.447	0.12987	0.509	13	0.02880	10.089	0.13069	0.512
4	0.06420	10.374	0.13004	0.510	14	0.03940	10.113	0.13064	0.512
5	0.05730	10.307	0.13019	0.510	15	0.04890	10.147	0.13056	0.512
6	0.04890	10.245	0.13033	0.511	16	0.05730	10.192	0.13046	0.511
7	0.03940	10.191	0.13046	0.511	17	0.06420	10.246	0.13033	0.511
8	0.02880	10.147	0.13056	0.512	18	0.06960	10.307	0.13019	0.510
9	0.01760	10.112	0.13064	0.512	19	0.07320	10.375	0.13003	0.510
10	0.00590	10.089	0.13069	0.512	20	0.07510	10.447	0.12987	0.509

2)底版

z = 11.080 (m) より

kh = 0.154 × 0.83380 = 0.12841

wh = 0.12841 × 0.240 × 24.50 = 0.755 (kN/m²)

2)脚部

脚部上端

kh = 0.154 × 0.84160 = 0.12961

脚部下端

kh = 0.154 × 0.83380 = 0.12841

左脚部

上端 wh = 0.12961 × 0.160 × 24.50 = 0.508 (kN/m²)

下端 wh = 0.12841 × 0.160 × 24.50 = 0.503 (kN/m²)

右脚部

上端 wh = 0.12961 × 0.160 × 24.50 = 0.508 (kN/m²)

下端 wh = 0.12841 × 0.160 × 24.50 = 0.503 (kN/m²)

1.3 検討ケース

(1) 常時

No	荷　重　名　称
1	死荷重-1
2	死荷重-2

(2) レベル1地震時

No	case	荷　重　名　称
1	3	死-1＋地震L1(左向き)
2	4	死-2＋地震L1(左向き)

1.4 設計断面力

アーチ

CASE		左端部	τ点	支間部(外)	支間部(内)	τ点	右端部
1	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-3.8 91.5 ――	-0.4 65.0 28.1	-4.4 90.8 ――	5.4 38.9 ――	-0.4 65.0 -28.1	-3.8 91.5 ――
2	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-0.1 99.9 ――	-1.0 99.1 -17.1	-1.5 96.9 ――	1.9 73.9 ――	-1.0 99.1 17.1	-0.1 99.9 ――
3	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-6.2 98.3 ――	-0.8 58.4 49.0	-11.5 108.8 ――	10.1 26.1 ――	5.4 36.1 38.7	-1.4 84.7 ――
4	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-2.5 106.6 ――	-5.7 109.7 -46.6	-10.2 123.3 ――	8.5 55.6 ――	1.9 71.1 41.5	2.3 93.1 ――

左脚部

CASE		上端部	支間部	τ点	ハンチ端	下端部
1	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-3.8 90.8 ――	-2.3 91.8 ――	-2.4 91.9 2.4	-2.5 92.1 ――	-4.5 92.4 ――
2	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-0.1 99.0 ――	0.8 99.4 ――	-0.8 100.1 20.4	-1.7 100.2 ――	-9.3 100.5 ――
3	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-6.2 95.2 ――	3.1 83.0 ――	3.6 82.1 -25.8	4.6 80.2 ――	7.6 70.4 ――
4	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-2.5 103.3 ――	5.0 91.2 ――	5.2 90.2 -7.7	5.4 88.3 ――	2.7 78.6 ――

右脚部

CASE		上端部	支間部	τ点	ハンチ端	下端部
1	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-3.8 90.8 ――	-2.3 91.8 ――	-2.4 91.9 -2.4	-2.5 92.1 ――	-4.5 92.4 ――
2	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-0.1 99.0 ――	0.8 99.4 ――	-0.8 100.1 -20.4	-1.7 100.2 ――	-9.3 100.5 ――
3	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-1.4 86.4 ――	-7.7 100.6 ――	-8.3 101.7 -30.5	-9.6 104.0 ――	-16.5 114.3 ――
4	M(kN.m) N(kN) S(kN)	2.3 94.6 ――	-5.7 108.7 ――	-6.7 109.9 -48.5	-8.8 112.1 ――	-21.4 122.4 ――

底　版

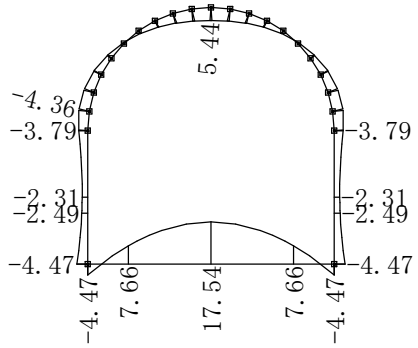
CASE		左端部	ハンチ端	τ点	支間部	τ点	ハンチ端	右端部
1	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-4.5 15.9 ――	7.7 15.9 ――	12.0 15.9 -45.9	17.5 15.9 ――	12.0 15.9 45.9	7.7 15.9 ――	-4.5 15.9 ――
2	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-9.3 51.6 ――	3.9 51.6 ――	8.7 51.6 -50.5	14.8 51.6 ――	8.7 51.6 50.5	3.9 51.6 ――	-9.3 51.6 ――

CASE		左端部	ハンチ端	τ点	支間部	τ点	ハンチ端	右端部
3	M(kN.m) N(kN) S(kN)	7.6 -6.1 ――	16.0 1.1 ――	18.3 4.8 -20.4	19.2 11.5 ――	5.7 26.9 71.4	-0.7 30.6 ――	-16.5 37.8 ――
4	M(kN.m) N(kN) S(kN)	2.7 29.6 ――	12.3 36.9 ――	15.0 40.6 -25.0	16.4 47.2 ――	2.4 62.6 76.0	-4.4 66.4 ――	-21.4 73.6 ――

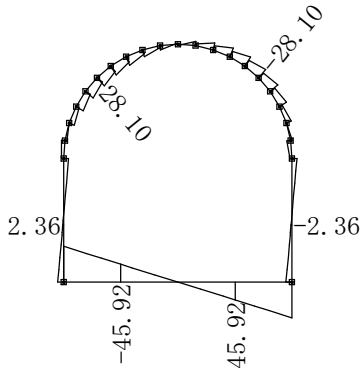
1.5 断面力図

検討ケース1 （死荷重-1）

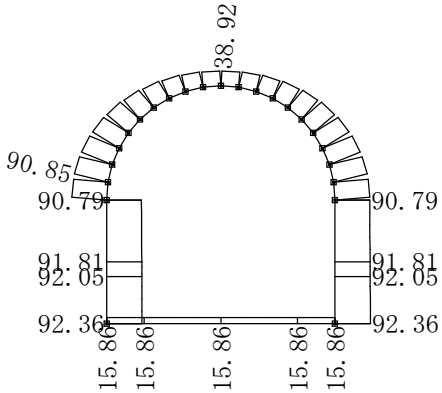
曲げモーメント図



せん断力図

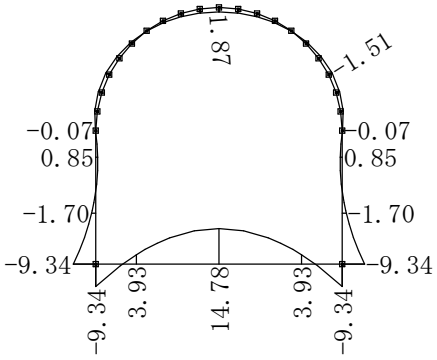


軸力図

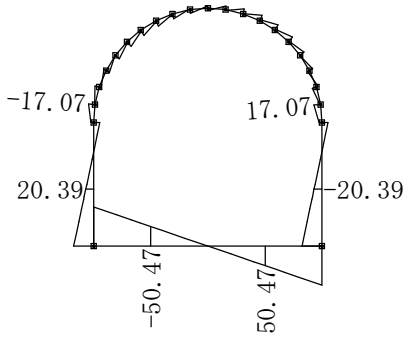


検討ケース2 （死荷重-2）

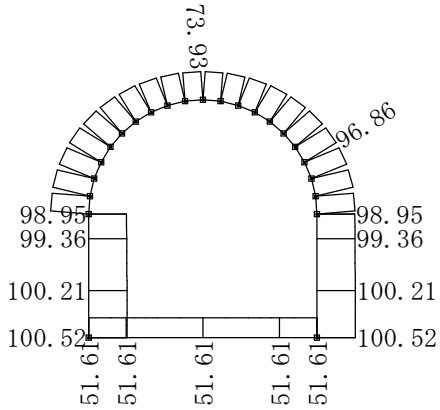
曲げモーメント図



せん断力図

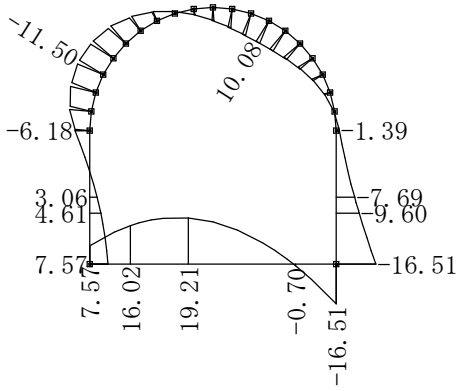


軸力図

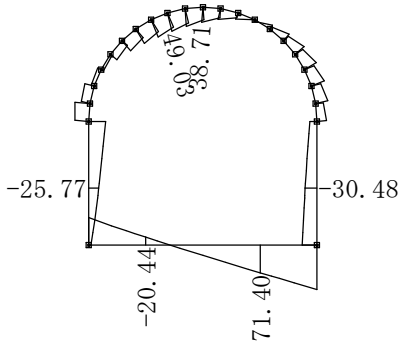


検討ケース3　(死-1＋地震L1(左向き))

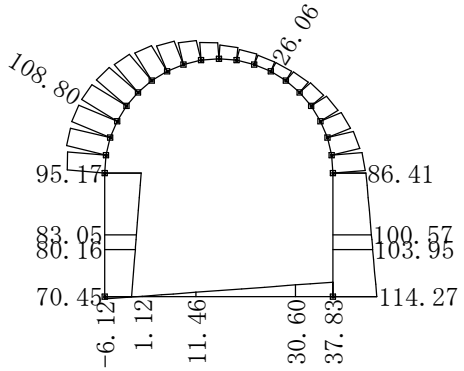
曲げモーメント図



せん断力図

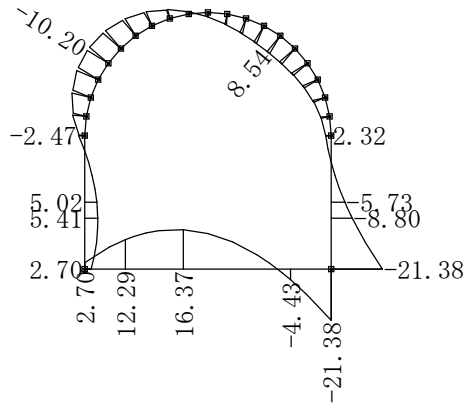


軸力図

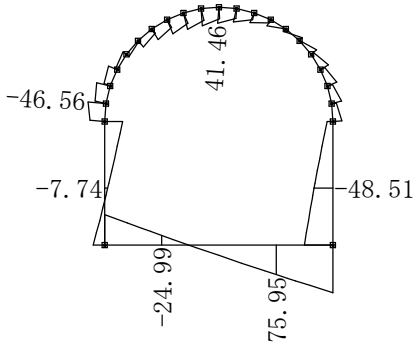


検討ケース4　(死-2＋地震L1(左向き))

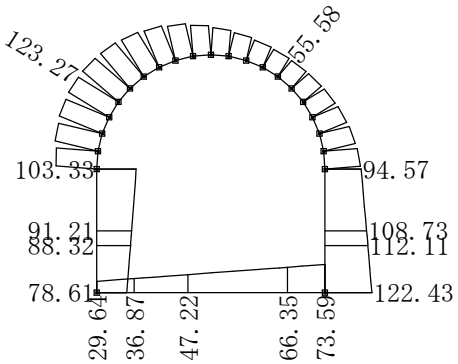
曲げモーメント図



せん断力図



軸力図



1.6 応力度計算

1.6.1 曲げ応力度(常時)

検討ケースのうち応力度比(応力度/許容応力度)最大となるケースを抽出した。

アーチ(外側引張)

項目		単位	左端部	支間部	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	-3.8	-4.4	-3.8
軸力	N	kN	91.5	90.8	91.5
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	16.0	16.0	16.0
有効高	d	cm	12.5	12.5	12.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5
必要鉄筋量	外側	cm^2	0.00	0.00	0.00
	内側	cm^2	0.00	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	cm^2	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794
	内側	cm^2	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564
中立軸	X	cm	11.747	10.277	11.747
応力度	σc	N/mm^2	1.57	1.81	1.57
	σs	N/mm^2	1.51	5.88	1.51
許容応力度	σca	N/mm^2	14.00	14.00	14.00
	σsa	N/mm^2	157.00	157.00	157.00
判定	——	———	OK	OK	OK
検討ケース	——	———	1	1	1

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

アーチ(内側引張)

項目		単位	左端部	支間部	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	―	5.4	―
軸力	N	kN	―	38.9	―
部材幅	b	cm	―	100.0	―
部材高	h	cm	―	16.0	―
有効高	d	cm	―	12.5	―
外側鉄筋かぶり	d1	cm	―	3.5	―
内側鉄筋かぶり	d2	cm	―	3.5	―
必要鉄筋量	外側	cm^2	―	0.00	―
	内側	cm^2	―	1.54	―
使用鉄筋	外側	cm^2	―	D10 @188 D― @――― 3.794	―
	内側	cm^2	―	D16 @188 D― @――― 10.564	―
中立軸	X	cm	―	6.540	―
応力度	σc	N/mm^2	―	2.13	―
	σs	N/mm^2	―	29.14	―
許容応力度	σca	N/mm^2	―	14.00	―
	σsa	N/mm^2	―	157.00	―
判定	――	―――	―	OK	―
検討ケース	――	―――	―	1	―

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

左脚部(外側引張)

項目		単位	上端部	支間部	ハンチ端	下端部
曲げモーメント	M	kN.m	-3.8	-2.3	-2.5	-9.3
軸力	N	kN	90.8	91.8	92.1	100.5
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	16.0	16.0	16.0	23.8
有効高	d	cm	12.5	12.5	12.5	20.3
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5
必要鉄筋量	外側	cm^2	0.00	0.00	0.00	0.00
	内側	cm^2	0.00	0.00	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	cm^2	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794
	内側	cm^2	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564
中立軸	X	cm	11.666	16.112	15.570	11.661
応力度	σc	N/mm^2	1.57	1.12	1.17	1.86
	σs	N/mm^2	1.68	-3.77	-3.45	20.65
許容応力度	σca	N/mm^2	14.00	14.00	14.00	14.00
	σsa	N/mm^2	157.00	-176.00	-176.00	157.00
判定	——	———	OK	OK	OK	OK
検討ケース	——	———	1	1	1	2

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

左脚部(内側引張)

項目		単位	上端部	支間部	ハンチ端	下端部
曲げモーメント	M	kN.m	―	0.8	―	―
軸力	N	kN	―	99.4	―	―
部材幅	b	cm	―	100.0	―	―
部材高	h	cm	―	16.0	―	―
有効高	d	cm	―	12.5	―	―
外側鉄筋かぶり	d1	cm	―	3.5	―	―
内側鉄筋かぶり	d2	cm	―	3.5	―	―
必要鉄筋量	外側	cm^2	―	0.00	―	―
	内側	cm^2	―	0.00	―	―
使用鉄筋	外側	cm^2	―	D10 @188 D― @―― 3.794	―	―
	内側	cm^2	―	D16 @188 D― @―― 10.564	―	―
中立軸	X	cm	―	25.170	―	―
応力度	σc	N/mm^2	―	0.85	―	―
	σs	N/mm^2	―	-6.41	―	―
許容応力度	σca	N/mm^2	―	14.00	―	―
	σsa	N/mm^2	―	-176.00	―	―
判定	――	―――	―	OK	―	―
検討ケース	――	―――	―	2	―	―

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

右脚部(外側引張)

項目		単位	上端部	支間部	ハンチ端	下端部
曲げモーメント	M	kN.m	-3.8	-2.3	-2.5	-9.3
軸力	N	kN	90.8	91.8	92.1	100.5
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	16.0	16.0	16.0	23.8
有効高	d	cm	12.5	12.5	12.5	20.3
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5
必要鉄筋量	外側	cm^2	0.00	0.00	0.00	0.00
	内側	cm^2	0.00	0.00	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	cm^2	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794
	内側	cm^2	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564
中立軸	X	cm	11.666	16.112	15.570	11.661
応力度	σc	N/mm^2	1.57	1.12	1.17	1.86
	σs	N/mm^2	1.68	-3.77	-3.45	20.65
許容応力度	σca	N/mm^2	14.00	14.00	14.00	14.00
	σsa	N/mm^2	157.00	-176.00	-176.00	157.00
判定	——	———	OK	OK	OK	OK
検討ケース	——	———	1	1	1	2

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

右脚部(内側引張)

項目		単位	上端部	支間部	ハンチ端	下端部
曲げモーメント	M	kN.m	―	0.8	―	―
軸力	N	kN	―	99.4	―	―
部材幅	b	cm	―	100.0	―	―
部材高	h	cm	―	16.0	―	―
有効高	d	cm	―	12.5	―	―
外側鉄筋かぶり	d1	cm	―	3.5	―	―
内側鉄筋かぶり	d2	cm	―	3.5	―	―
必要鉄筋量	外側	cm^2	―	0.00	―	―
	内側	cm^2	―	0.00	―	―
使用鉄筋	外側	cm^2	―	D10 @188 D― @―― 3.794	―	―
	内側	cm^2	―	D16 @188 D― @―― 10.564	―	―
中立軸	X	cm	―	25.170	―	―
応力度	σc	N/mm^2	―	0.85	―	―
	σs	N/mm^2	―	-6.41	―	―
許容応力度	σca	N/mm^2	―	14.00	―	―
	σsa	N/mm^2	―	-176.00	―	―
判定	――	―――	―	OK	―	―
検討ケース	――	―――	―	2	―	―

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

底　版(外側引張)

項目		単位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	-9.3	—	—	—	-9.3
軸力	N	kN	51.6	—	—	—	51.6
部材幅	b	cm	100.0	—	—	—	100.0
部材高	h	cm	31.8	—	—	—	31.8
有効高	d	cm	28.3	—	—	—	28.3
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	—	—	—	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	—	—	—	3.5
必要鉄筋量	外側	cm^2	0.48	—	—	—	0.48
	内側	cm^2	0.00	—	—	—	0.00
使用鉄筋	外側	cm^2	D10 @188 D— @—— 3.794	—	—	—	D10 @188 D— @—— 3.794
	内側	cm^2	D16 @188 D— @—— 10.564	—	—	—	D16 @188 D— @—— 10.564
中立軸	X	cm	10.446	—	—	—	10.446
応力度	σc	N/mm^2	1.21	—	—	—	1.21
	σs	N/mm^2	31.13	—	—	—	31.13
許容応力度	σca	N/mm^2	14.00	—	—	—	14.00
	σsa	N/mm^2	157.00	—	—	—	157.00
判定	——	———	OK	—	—	—	OK
検討ケース	——	———	2	—	—	—	2

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

底　版(内側引張)

項目		単位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	—	7.7	17.5	7.7	—
軸力	N	kN	—	15.9	15.9	15.9	—
部材幅	b	cm	—	100.0	100.0	100.0	—
部材高	h	cm	—	24.0	24.0	24.0	—
有効高	d	cm	—	20.5	20.5	20.5	—
外側鉄筋かぶり	d1	cm	—	3.5	3.5	3.5	—
内側鉄筋かぶり	d2	cm	—	3.5	3.5	3.5	—
必要鉄筋量	外側	cm^2	—	0.00	0.00	0.00	—
	内側	cm^2	—	1.98	5.42	1.98	—
使用鉄筋	外側	cm^2	—	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794	—
	内側	cm^2	—	D16 @188 D— @—— 10.564	D16 @188 D— @—— 10.564	D16 @188 D— @—— 10.564	—
中立軸	X	cm	—	7.699	7.082	7.699	—
応力度	σc	N/mm^2	—	1.31	2.94	1.31	—
	σs	N/mm^2	—	32.55	83.56	32.55	—
許容応力度	σca	N/mm^2	—	14.00	14.00	14.00	—
	σsa	N/mm^2	—	157.00	157.00	157.00	—
判定	——	———	—	OK	OK	OK	—
検討ケース	——	———	—	1	1	1	—

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

1.6.2 せん断応力度(常時)

$$\tau m = \frac{S}{b \times d} \leqq \tau a$$

b = 100.0(cm)

部　材	照査位置	S (kN)	d (cm)	τm (N/mm²)	τa (N/mm²)	判定	検　討 ケース	L (m)
アーチ	左τ点	28.1	12.5	0.225	0.759	OK	1	——
	右τ点	-28.1	12.5	0.225	0.759	OK	1	——
左脚部	τ　点	20.4	12.5	0.163	0.759	OK	2	0.239
右脚部	τ　点	-20.4	12.5	0.163	0.759	OK	2	0.239
底　版	左τ点	-45.9	20.5	0.224	0.481	OK	1	0.239
	右τ点	45.9	20.5	0.224	0.481	OK	1	0.239

注) τ点 : せん断応力度照査位置
　　L　: 隅角部格点からの距離

許容せん断応力度の割増

部　材	照査位置	M (kN.m)	N (kN)	Ac (m²)	Ic (m⁴)	y (m)	Mo (kN.m)	CN
アーチ	左τ点	-0.4	65.0	0.160	0.0003	0.080	1.7	2.00
	右τ点	-0.4	65.0	0.160	0.0003	0.080	1.7	2.00
左脚部	τ　点	-0.8	100.1	0.160	0.0003	0.080	2.7	2.00
右脚部	τ　点	-0.8	100.1	0.160	0.0003	0.080	2.7	2.00
底　版	左τ点	12.0	15.9	0.240	0.0012	0.120	0.6	1.05
	右τ点	12.0	15.9	0.240	0.0012	0.120	0.6	1.05

部　材	照査位置	d (cm)	Ce	pt (%)	Cpt
アーチ	左τ点	12.5	1.400	0.30	1.004
	右τ点	12.5	1.400	0.30	1.004
左脚部	τ　点	12.5	1.400	0.30	1.004
右脚部	τ　点	12.5	1.400	0.30	1.004
底　版	左τ点	20.5	1.400	0.52	1.209
	右τ点	20.5	1.400	0.52	1.209

$\tau a = Ce \times Cpt \times CN \times \tau a1$

ここに　τa　: 許容せん断応力度
　　Ce　: 部材断面の有効高dに関する補正係数
　　Cpt　: 引張主鉄筋比ptに関する補正係数
　　τa1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 = 0.270 (N/mm²)
　　CN　: 軸方向圧縮力による補正係数

$$CN = 1 + \frac{Mo}{M} \leqq 2.0$$

　　Mo　: 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント

$$Mo = \frac{N}{Ac} \times \frac{Ic}{y}$$

　　M　: 部材断面に作用する曲げモーメント

N　：部材断面に作用する軸圧縮力
Ic　：部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント
Ac　：部材断面積
y　：部材断面の図心より部材引張縁までの距離

1.6.3 曲げ応力度(レベル1地震時)

検討ケースのうち応力度比(応力度/許容応力度)最大となるケースを抽出した。

アーチ(外側引張)

項目		単位	左端部	支間部	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	-6.2	-11.5	-1.4
軸力	N	kN	98.3	108.8	84.7
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	16.0	16.0	16.0
有効高	d	cm	12.5	12.5	12.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5
必要鉄筋量	外側	cm^2	0.00	1.41	0.00
	内側	cm^2	0.00	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	cm^2	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794
	内側	cm^2	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564
中立軸	X	cm	7.878	5.323	19.975
応力度	σc	N/mm^2	2.73	5.74	0.86
	σs	N/mm^2	23.99	116.18	-4.85
許容応力度	σca	N/mm^2	21.00	21.00	21.00
	σsa	N/mm^2	264.00	264.00	-264.00
判定	——	———	OK	OK	OK
検討ケース	——	———	3	3	3

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

アーチ(内側引張)

項目		単位	左端部	支間部	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	―	10.1	2.3
軸力	N	kN	―	26.1	93.1
部材幅	b	cm	―	100.0	100.0
部材高	h	cm	―	16.0	16.0
有効高	d	cm	―	12.5	12.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	―	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	―	3.5	3.5
必要鉄筋量	外側	cm^2	―	0.00	0.00
	内側	cm^2	―	2.74	0.00
使用鉄筋	外側	cm^2	―	D10 @188 D― @――― 3.794	D10 @188 D― @――― 3.794
	内側	cm^2	―	D16 @188 D― @――― 10.564	D16 @188 D― @――― 10.564
中立軸	X	cm	―	5.449	15.670
応力度	σc	N/mm^2	―	3.87	1.14
	σs	N/mm^2	―	75.03	-3.46
許容応力度	σca	N/mm^2	―	21.00	21.00
	σsa	N/mm^2	―	264.00	-264.00
判定	――	―――	―	OK	OK
検討ケース	――	―――	―	3	4

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

左脚部(外側引張)

項目		単位	上端部	支間部	ハンチ端	下端部
曲げモーメント	M	kN.m	-6.2	—	—	—
軸力	N	kN	95.2	—	—	—
部材幅	b	cm	100.0	—	—	—
部材高	h	cm	16.0	—	—	—
有効高	d	cm	12.5	—	—	—
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	—	—	—
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	—	—	—
必要鉄筋量	外側	cm^2	0.00	—	—	—
	内側	cm^2	0.00	—	—	—
使用鉄筋	外側	cm^2	D10 @188 D— @—— 3.794	—	—	—
	内側	cm^2	D16 @188 D— @—— 10.564	—	—	—
中立軸	X	cm	7.643	—	—	—
応力度	σc	N/mm^2	2.75	—	—	—
	σs	N/mm^2	26.23	—	—	—
許容応力度	σca	N/mm^2	21.00	—	—	—
	σsa	N/mm^2	264.00	—	—	—
判定	——	———	OK	—	—	—
検討ケース	——	———	3	—	—	—

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

左脚部(内側引張)

項目		単位	上端部	支間部	ハンチ端	下端部
曲げモーメント	M	kN.m	―	5.0	5.4	7.6
軸力	N	kN	―	91.2	88.3	70.4
部材幅	b	cm	―	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	―	16.0	16.0	23.8
有効高	d	cm	―	12.5	12.5	12.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	―	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	―	3.5	3.5	3.5
必要鉄筋量	外側	cm^2	―	0.00	0.00	0.00
	内側	cm^2	―	0.00	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	cm^2	―	D10 @188 D― @―― 3.794	D10 @188 D― @―― 3.794	D10 @188 D― @―― 3.794
	内側	cm^2	―	D16 @188 D― @―― 10.564	D16 @188 D― @―― 10.564	D16 @188 D― @―― 10.564
中立軸	X	cm	―	9.943	9.321	8.747
応力度	σc	N/mm^2	―	2.00	2.14	1.91
	σs	N/mm^2	―	7.71	10.97	12.28
許容応力度	σca	N/mm^2	―	21.00	21.00	21.00
	σsa	N/mm^2	―	264.00	264.00	264.00
判定	――	―――	―	OK	OK	OK
検討ケース	――	―――	―	4	4	3

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

右脚部(外側引張)

項目		単位	上端部	支間部	ハンチ端	下端部
曲げモーメント	M	kN.m	-1.4	-7.7	-9.6	-21.4
軸力	N	kN	86.4	100.6	104.0	122.4
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	16.0	16.0	16.0	23.8
有効高	d	cm	12.5	12.5	12.5	20.3
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5
必要鉄筋量	外側	cm^2	0.00	0.25	0.84	1.84
	内側	cm^2	0.00	0.00	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	cm^2	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794
	内側	cm^2	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564
中立軸	X	cm	20.189	6.625	5.772	7.028
応力度	σc	N/mm^2	0.87	3.58	4.68	5.02
	σs	N/mm^2	-5.00	47.66	81.77	142.14
許容応力度	σca	N/mm^2	21.00	21.00	21.00	21.00
	σsa	N/mm^2	-264.00	264.00	264.00	264.00
判定	——	———	OK	OK	OK	OK
検討ケース	——	———	3	3	3	4

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

右脚部(内側引張)

項目		単位	上端部	支間部	ハンチ端	下端部
曲げモーメント	M	kN.m	2.3	—	—	—
軸力	N	kN	94.6	—	—	—
部材幅	b	cm	100.0	—	—	—
部材高	h	cm	16.0	—	—	—
有効高	d	cm	12.5	—	—	—
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	—	—	—
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	—	—	—
必要鉄筋量	外側	cm^2	0.00	—	—	—
	内側	cm^2	0.00	—	—	—
使用鉄筋	外側	cm^2	D10 @188 D— @—— 3.794	—	—	—
	内側	cm^2	D16 @188 D— @—— 10.564	—	—	—
中立軸	X	cm	15.772	—	—	—
応力度	σc	N/mm^2	1.15	—	—	—
	σs	N/mm^2	-3.58	—	—	—
許容応力度	σca	N/mm^2	21.00	—	—	—
	σsa	N/mm^2	-264.00	—	—	—
判定	——	———	OK	—	—	—
検討ケース	——	———	4	—	—	—

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

底　版(外側引張)

項目		単位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	—	—	—	-4.4	-21.4
軸力	N	kN	—	—	—	66.4	73.6
部材幅	b	cm	—	—	—	100.0	100.0
部材高	h	cm	—	—	—	24.0	31.8
有効高	d	cm	—	—	—	20.5	28.3
外側鉄筋かぶり	d1	cm	—	—	—	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	—	—	—	3.5	3.5
必要鉄筋量	外側	cm^2	—	—	—	0.00	1.58
	内側	cm^2	—	—	—	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	cm^2	—	—	—	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794
	内側	cm^2	—	—	—	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564
中立軸	X	cm	—	—	—	16.678	7.827
応力度	σc	N/mm^2	—	—	—	0.81	3.03
	σs	N/mm^2	—	—	—	2.78	119.04
許容応力度	σca	N/mm^2	—	—	—	21.00	21.00
	σsa	N/mm^2	—	—	—	264.00	264.00
判定	——	———	—	—	—	OK	OK
検討ケース	——	———	—	—	—	4	4

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

底　版(内側引張)

項目		単位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	7.6	16.0	19.2	—	—
軸力	N	kN	-6.1	1.1	11.5	—	—
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	—	—
部材高	h	cm	31.8	24.0	24.0	—	—
有効高	d	cm	20.5	20.5	20.5	—	—
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	—	—
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	—	—
必要鉄筋量	外側	cm^2	0.00	0.00	0.00	—	—
	内側	cm^2	1.64	3.14	3.58	—	—
使用鉄筋	外側	cm^2	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	—	—
	内側	cm^2	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	—	—
中立軸	X	cm	6.254	6.664	6.926	—	—
応力度	σc	N/mm^2	1.27	2.65	3.20	—	—
	σs	N/mm^2	43.27	82.40	94.21	—	—
許容応力度	σca	N/mm^2	21.00	21.00	21.00	—	—
	σsa	N/mm^2	264.00	264.00	264.00	—	—
判定	——	———	OK	OK	OK	—	—
検討ケース	——	———	3	3	3	—	—

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

1.6.4 せん断応力度(レベル1地震時)

$$\tau m = \frac{S}{b \times d} \leqq \tau a$$

b = 100.0(cm)

部　材	照査位置	S (kN)	d (cm)	τm (N/mm²)	τa (N/mm²)	判定	検　討 ケース	L (m)
アーチ	左τ点	-46.6	12.5	0.372	0.864	OK	4	——
	右τ点	38.7	12.5	0.310	0.939	OK	3	——
左脚部	τ　点	-25.8	12.5	0.206	1.280	OK	3	0.239
右脚部	τ　点	-48.5	12.5	0.388	0.817	OK	4	0.239
底　版	左τ点	-25.0	20.5	0.122	0.760	OK	4	0.239
	右τ点	71.4	20.5	0.348	0.815	OK	3	0.239

注) τ点 : せん断応力度照査位置
L : 隅角部格点からの距離

許容せん断応力度の割増

部　材	照査位置	M (kN.m)	N (kN)	Ac (m²)	Ic (m⁴)	y (m)	Mo (kN.m)	CN
アーチ	左τ点	-5.7	109.7	0.160	0.0003	0.080	2.9	1.52
	右τ点	5.4	36.1	0.160	0.0003	0.080	1.0	1.18
左脚部	τ　点	3.6	82.1	0.160	0.0003	0.080	2.2	1.60
右脚部	τ　点	-6.7	109.9	0.160	0.0003	0.080	2.9	1.44
底　版	左τ点	15.0	40.6	0.240	0.0012	0.120	1.6	1.11
	右τ点	5.7	26.9	0.240	0.0012	0.120	1.1	1.19

部　材	照査位置	d (cm)	Ce	pt (%)	Cpt
アーチ	左τ点	12.5	1.400	0.30	1.004
	右τ点	12.5	1.400	0.85	1.407
左脚部	τ　点	12.5	1.400	0.85	1.407
右脚部	τ　点	12.5	1.400	0.30	1.004
底　版	左τ点	20.5	1.400	0.52	1.209
	右τ点	20.5	1.400	0.52	1.209

$\tau a = Ce \times Cpt \times CN \times \tau a1$

ここに　τa : 許容せん断応力度
Ce : 部材断面の有効高dに関する補正係数
Cpt : 引張主鉄筋比ptに関する補正係数
τa1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 = 0.405 (N/mm²)
CN : 軸方向圧縮力による補正係数

$$CN = 1 + \frac{Mo}{M} \leqq 2.0$$

Mo : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント

$$Mo = \frac{N}{Ac} \times \frac{Ic}{y}$$

M : 部材断面に作用する曲げモーメント

N　：部材断面に作用する軸圧縮力
Ic　：部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント
Ac　：部材断面積
y　：部材断面の図心より部材引張縁までの距離

1.7 安定計算

1.7.1 死荷重時の計算

躯体自重

部　位	計　算　式	V (kN/m)	X (m)	M (kN.m/m)
アーチ	1/2 × π × (0.560^2 - 0.400^2) × 24.50	5.91	0.560	3.31
左脚部	0.400 × 0.160 × 24.50	1.57	0.080	0.13
右脚部	0.400 × 0.160 × 24.50	1.57	1.040	1.63
底　版	1.120 × 0.240 × 24.50	6.59	0.560	3.69
ハンチ	1/2 × 0.078 × 0.078 × 24.50	0.07	0.186	0.01
	1/2 × 0.078 × 0.078 × 24.50	0.07	0.934	0.07
合　計		15.78	——	8.84

上載荷重

(1) 路面上載荷重

qd = 3.000 (kN/m^2)

(2) 舗装および盛土

1) [case-1]

		α				
舗装	=	1.000	×	0.000	× 22.50 =	0.00 (kN/m^2)
盛土	=	1.000	×	10.000	× 18.00 =	180.00 (kN/m^2)

wd = 180.00 (kN/m^2)

2) [case-2]

		α				
舗装	=	1.000	×	0.000	× 22.50 =	0.00 (kN/m^2)
盛土	=	1.000	×	1.500	× 18.00 =	27.00 (kN/m^2)
盛土(水中)	=	1.000	×	8.500	× 10.20 =	86.70 (kN/m^2)
水圧	=			8.500	× 9.80 =	83.30 (kN/m^2)

wd = 197.00 (kN/m^2)

(3) 荷重集計

1) [case-1]

V = (3.000 + 180.00) × 1.120 = 204.960 (kN/m)

$X = \frac{1.120}{2} = 0.560$ (m)

M = V×X = 114.78 (kN.m/m)

2) [case-2]

V = (3.000 + 197.00) × 1.120 = 224.000 (kN/m)

$X = \frac{1.120}{2} = 0.560$ (m)

M = V×X = 125.44 (kN.m/m)

土圧

水平土圧係数

左 Ko = 0.300

右 Ko = 0.300

左右の水平土圧係数が等しいため、計算を省略する

揚圧・浮力

1) [case-1]

外水位 = 0.000 (m)

2) [case-2]

U = 9.700 × 1.120 × 9.80 = 106.47 (kN/m)

$$X = \frac{1.120}{2} = 0.560 \text{ (m)}$$

M = -U × X = -59.62 (kN.m/m)

内水圧 (底版に作用する鉛直荷重)

1) [case-1] WH = 0.800 (m)

No	L1 (m)	L2 (m)	q1 (kN/m²)	q2 (kN/m²)	V (kN/m)	X (m)	M (kN.m/m)
1	0.160	0.078	3.156	6.246	0.37	0.203	0.07
2	0.238	0.002	6.246	6.272	0.01	0.239	0.00
3	0.240	0.080	6.272	7.056	0.53	0.281	0.15
4	0.320	0.080	7.056	7.513	0.58	0.360	0.21
5	0.400	0.080	7.513	7.761	0.61	0.440	0.27
6	0.480	0.080	7.761	7.840	0.62	0.520	0.32
7	0.560	0.080	7.840	7.761	0.62	0.600	0.37
8	0.640	0.080	7.761	7.513	0.61	0.680	0.42
9	0.720	0.080	7.513	7.056	0.58	0.760	0.44
10	0.800	0.080	7.056	6.272	0.53	0.839	0.45
11	0.880	0.002	6.272	6.246	0.01	0.881	0.01
12	0.882	0.078	6.246	3.156	0.37	0.917	0.34
Σ	——	——	——	——	5.46	——	3.06

集計

1) [case-1]

部 位	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
躯体自重	15.78	——	8.84
上載荷重	204.96	——	114.78
内 水 圧	5.46	——	3.06
合 計	226.20	0.00	126.67

2) [case-2]

部　位	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
躯体自重	15.78	——	8.84
上載荷重	224.00	——	125.44
揚圧浮力	-106.47	——	-59.62
合　　計	133.31	0.00	74.66

1.7.2 荷重組合せケースの安定計算

(1) 死荷重-1

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
死荷重[case-1]	226.20	0.00	126.67
合　　計	226.20	0.00	126.67

・合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 0.560 \ (m)$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \ (m)$$

・底面中心におけるモーメント

$Me = \Sigma V \times e = 0.00 \ (kN.m/m)$

・地盤反力度

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 201.97 \ (kN/m^2)$$

$$= 201.97 \ (kN/m^2)$$

(2) 死荷重-2

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
死荷重[case-2]	133.31	0.00	74.66
合　　計	133.31	0.00	74.66

・合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 0.560 \ (m)$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \ (m)$$

・底面中心におけるモーメント

$Me = \Sigma V \times e = 0.00 \ (kN.m/m)$

・地盤反力度

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 119.03 \ (kN/m^2)$$

$$= 119.03 \ (kN/m^2)$$

1.7.3 結果一覧

No	荷重名称	作用力			偏心量	地盤反力度 (kN/m²)	
		V(kN/m)	H(kN/m)	M(kN.m/m)	e (m)	qmax	qmin
1	死荷重-1	226.2	0.0	126.7	0.000	201.966	201.966
2	死荷重-2	133.3	0.0	74.7	0.000	119.031	119.031

構造計算例（ケース３）

プレキャスト底樋管の設計モデルについて

土地改良設計指針「ため池整備」に，「底樋管の巻立ては，周辺埋戻し土の密度確保や，盛土とのなじみをよくするために原則として1:0.1～1:0.3程度の勾配を付けるものとする。遮水ゾーン沈下歪みの集中を緩和することを目的に，底樋の頂部両肩部分には面取り又は丸みを付けるものとする。」とされており，プレキャスト底樋管は，天端はアーチ形状で側壁部に勾配を設けた形状としている。

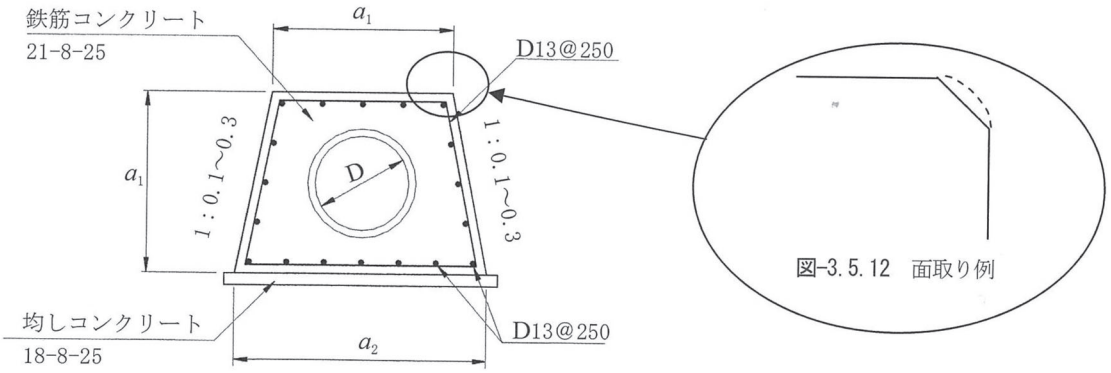
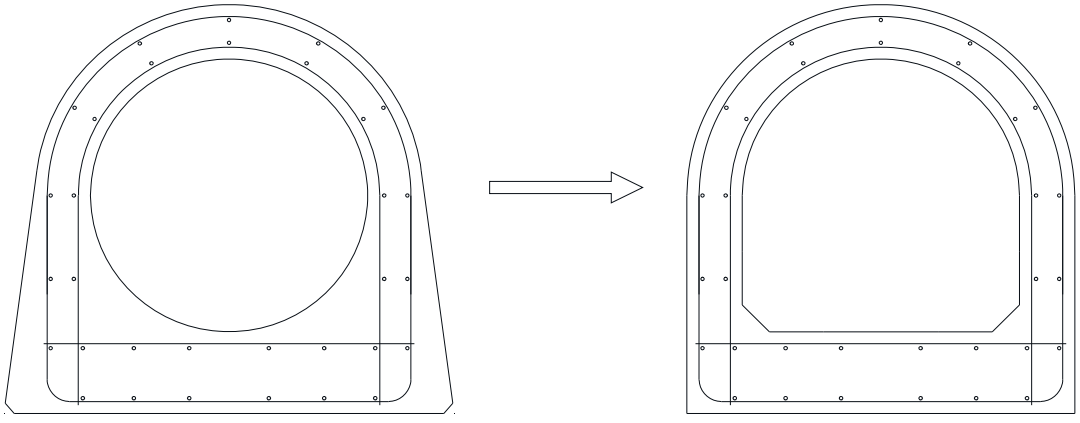


図-3.5.11　底樋の設計例

図-3.5.12　面取り例

土地改良設計指針「ため池整備」抜粋

プレキャスト底樋管の設計は，アーチカルバートの設計ソフトを使用して，下図の設計モデルにより行う。側壁勾配部は，盛土とのなじみをよくするための形状であり部材として考慮しないものとする。



プレキャスト底樋管の形状　　設計モデル

目次

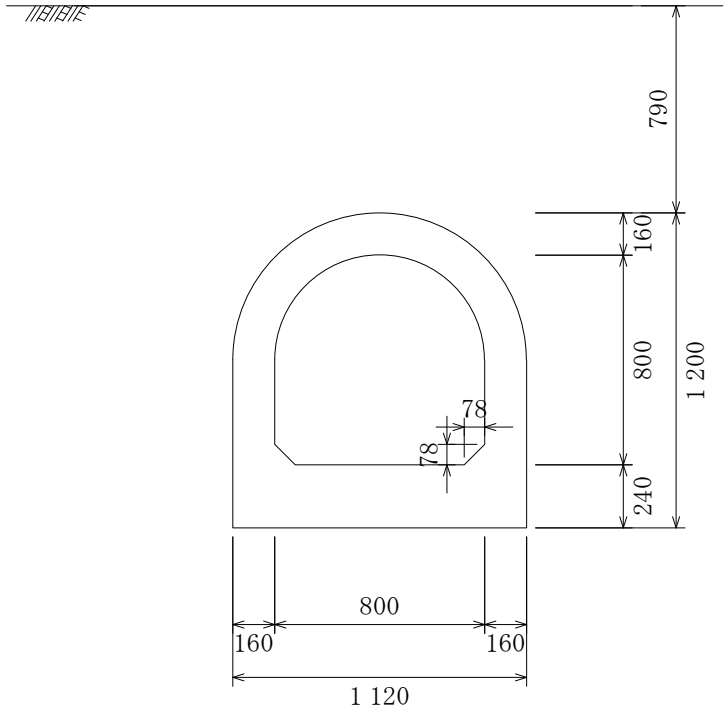
1章 断面方向の計算 1
1.1 設計条件 1
1.1.1 一般条件 1
1.1.2 材料の単位重量 1
1.1.3 土圧係数 1
1.1.4 水位 1
1.1.5 使用材料および許容値 2
1.1.6 鉄筋かぶり 2
1.1.7 断面力計算条件 2
1.1.8 許容支持力度 2
1.2 荷重 3
1.2.1 荷重の組合せ 3
1.2.2 死荷重(case-1) 4
1.2.3 任意死荷重(case-1) 7
1.3 検討ケース 8
1.4 設計断面力 9
1.5 断面力図 10
1.6 応力度計算 11
1.6.1 曲げ応力度(常時) 11
1.6.2 せん断応力度(常時) 17
1.7 安定計算 19
1.7.1 死荷重時の計算 19
1.7.2 任意死荷重の計算 21
1.7.3 荷重組合せケースの安定計算 21
1.7.4 結果一覧 21

1章 断面方向の計算

1.1 設計条件

1.1.1 一般条件

(1) 構造寸法図



(2) 基礎形式　　地盤反力度（地盤反力度算出方法：骨組）

1.1.2 材料の単位重量

単位(kN/m³)

舗装		γa	22.50
盛土	湿潤	γt	18.00
	飽和	γsat	20.00
鉄筋コンクリート		γc	24.50
水		γw	9.80

1.1.3 土圧係数

鉛直土圧係数	α	1.000
水平土圧係数	左 Ko	0.300
	右 Ko	0.300

1.1.4 水位

case	ケース名称	外水位(m)	内水位(m)
1		0.000	0.000

外水位:底版下面からの高さ
内水位:底版上面からの高さ

1.1.5 使用材料および許容値

コンクリート　　単位(N/mm²)

設計基準強度			σck	40.0
ヤング係数			Ec	3.10×10⁴
許容曲げ圧縮応力度	一般部		σca	21.00
	隅角部	ハンチ有	σca	21.00
		ハンチ無	σca	15.75
許容せん断応力度			τa1	0.405
			τa2	3.600
許容付着応力度			τoa	3.00

※τa1：コンクリートのみでせん断力を負担する場合

※τa2：斜引張鉄筋と共同して負担する場合

鉄筋　　単位(N/mm²)

材質		SD295
許容引張応力度	σsa	235.5
許容圧縮応力度	σsa	235.5

1.1.6 鉄筋かぶり

部　位		かぶり(cm)	部　位		かぶり(cm)
アーチ	外側	3.5	左脚部	外側	3.5
	内側	3.5		内側	3.5
底　版	外側	3.5	右脚部	外側	3.5
	内側	3.5		内側	3.5

1.1.7 断面力計算条件

(1) 浮力の考え方　　全浮力を軸線長で除した値を載荷

(2) 活荷重分布作用位置　　外形天端

(3) 底版自重　　無視する

1.1.8 許容支持力度

許容支持力度 qa = 0.0 (kN/m²)

1.2 荷重

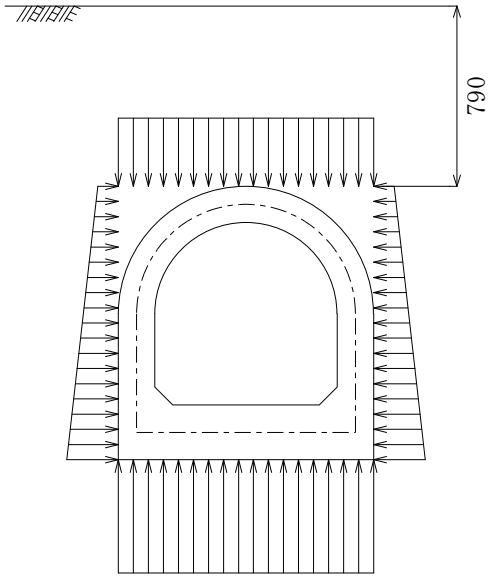
1.2.1 荷重の組合せ

(1) 死荷重

case	荷　重　名　称	載荷する任意死荷重No
1		1

1.2.2 死荷重(case-1)

[ ]



躯体自重

(1) アーチ

w = 0.160 × 24.50 = 3.92 (kN/m²)

(2) 左脚部

w = 0.160 × 24.50 = 3.92 (kN/m²)

(3) 右脚部

w = 0.160 × 24.50 = 3.92 (kN/m²)

上載荷重

(1) 舗装および盛土

		α				
舗装	= 1.000	× 0.000	× 22.50	=	0.00	(kN/m²)
盛土	= 1.000	× 0.790	× 18.00	=	14.22	(kN/m²)
				Σwd =	14.22	(kN/m²)

(2) 路面上載荷重

qd = 0.000 (kN/m²)

(3) アーチ天端に作用する荷重

等分布荷重

w = 14.22 + 0.00 = 14.22 (kN/m²)

土圧および水圧

土圧・水圧強度

pi = Ko×(qd + Yo×γa + Zo×γ)

Ko ： 静止土圧係数　　左 = 0.300

　　右 = 0.300

qd ： 路面上載荷重 = 0.00 (kN/m²)

Yo ： 舗装厚 = 0.000 (m)

γa ： 舗装の単位重量 = 22.50 (kN/m³)

γ ： 土砂の単位重量 = 18.00 (kN/m³)

Zo ： 着目位置での土砂の深さ (m)

(1) 左側

記　号	着目位置	Zo (m)	p (kN/m²)
p_0	アーチ天端	0.790	4.27
p_1	アーチ軸線	0.870	4.70
p_2	脚部上端	1.350	7.29
p_3	底版軸線	1.870	10.10
p_4	底　　面	1.990	10.75

(2) 右側

記　号	着目位置	Zo (m)	p (kN/m²)
p_0	アーチ天端	0.790	4.27
p_1	アーチ軸線	0.870	4.70
p_2	脚部上端	1.350	7.29
p_3	底版軸線	1.870	10.10
p_4	底　　面	1.990	10.75

外力集計

項　目		V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	M (kN.m/m)
躯体自重	アーチ	5.91		0.480		2.83
	左脚部	1.57		0.000		0.00
	右脚部	1.57		0.960		1.51
上載荷重		13.65		0.480		6.55
土圧	左側面		7.40		0.439	3.25
	右側面		-7.40		0.439	-3.25
合計		22.69				10.89

地盤反力

(1) 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 0.480 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \text{ (m)}$$

(2) 地盤反力度 （算出方法：骨組）

Me = ΣV × e = 0.00 (kN.m/m)

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 23.64 \ (kN/m^2)$$

= 23.64 (kN/m²)

1.2.3 任意死荷重(case-1)

[上載荷重　　] 死荷重ケース1に載荷する。

荷重データ

No	部　位	方向	種類	Lo (m)	Lq (m)	W1 (kN/m², kN/m)	W2
1	天　端	鉛直	分布	0.000	1.120	158.00	158.00

骨組荷重データ

No	部　位	方向	L1 (m)	L2 (m)	q1 (kN/m², kN/m)	q2
1	天　端	鉛直	0.000	0.960	158.00	158.00

L1 ： 左格点からの距離
L2 ： 荷重載荷幅
q1 ： L1 点での荷重強度
q2 ： L1+L2 点での荷重強度

外力集計

No	部　位	V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	M (kN.m/m)
1	天　端	151.68		0.480		72.81
合計		151.68				72.81

地盤反力

(1) 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{72.81}{151.68} = 0.480 \ (m)$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \ (m)$$

(2) 地盤反力度 （算出方法：骨組）

$$Me = \Sigma V \times e = 0.00 \ (kN.m/m)$$

$$q = \left(\frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} \right) = 158.00 \ (kN/m^2)$$

$$= 158.00 \ (kN/m^2)$$

1.3 検討ケース

No	荷　重　名　称
1	死荷重-1

1.4 設計断面力

アーチ

CASE		左端部	τ点	支間部(外)	支間部(内)	τ点	右端部
1	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-6.2 86.3 ――	-0.3 49.2 36.8	-6.6 85.0 ――	7.9 14.3 ――	-0.3 49.2 -36.8	-6.2 86.3 ――

左脚部

CASE		上端部	支間部	τ点	ハンチ端	下端部
1	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-6.2 85.6 ――	-3.5 86.6 ――	-3.3 86.7 -9.2	-3.0 86.9 ――	-1.4 87.2 ――

右脚部

CASE		上端部	支間部	τ点	ハンチ端	下端部
1	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-6.2 85.6 ――	-3.5 86.6 ――	-3.3 86.7 9.2	-3.0 86.9 ――	-1.4 87.2 ――

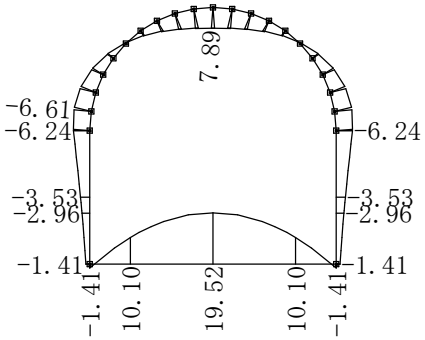
底　版

CASE		左端部	ハンチ端	τ点	支間部	τ点	ハンチ端	右端部
1	M(kN.m) N(kN) S(kN)	-1.4 -6.9 ――	10.1 -6.9 ――	14.2 -6.9 -43.8	19.5 -6.9 ――	14.2 -6.9 43.8	10.1 -6.9 ――	-1.4 -6.9 ――

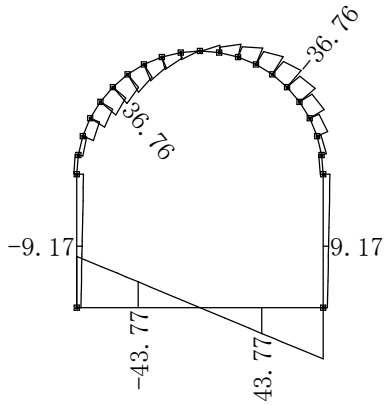
1.5 断面力図

検討ケース1 （死荷重-1）

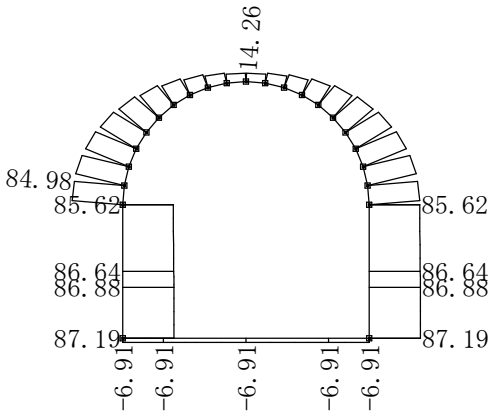
曲げモーメント図



せん断力図



軸力図



1.6 応力度計算

1.6.1 曲げ応力度(常時)

アーチ(外側引張)

項目		単位	左端部	支間部	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	-6.2	-6.6	-6.2
軸力	N	kN	86.3	85.0	86.3
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	16.0	16.0	16.0
有効高	d	cm	12.5	12.5	12.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5
必要鉄筋量	外側	cm^2	0.10	0.28	0.10
	内側	cm^2	0.00	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	cm^2	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794	D10 @188 D— @—— 3.794
	内側	cm^2	D16 @188 D— @—— 10.564	D16 @188 D— @—— 10.564	D16 @188 D— @—— 10.564
中立軸	X	cm	6.937	6.529	6.937
応力度	σc	N/mm^2	2.86	3.10	2.86
	σs	N/mm^2	34.44	42.49	34.44
許容応力度	σca	N/mm^2	21.00	21.00	21.00
	σsa	N/mm^2	235.50	235.50	235.50
判定	——	———	OK	OK	OK
検討ケース	——	———	1	1	1

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

アーチ(内側引張)

項目		単位	左端部	支間部	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	—	7.9	—
軸力	N	kN	—	14.3	—
部材幅	b	cm	—	100.0	—
部材高	h	cm	—	16.0	—
有効高	d	cm	—	12.5	—
外側鉄筋かぶり	d1	cm	—	3.5	—
内側鉄筋かぶり	d2	cm	—	3.5	—
必要鉄筋量	外側	cm^2	—	0.00	—
	内側	cm^2	—	2.55	—
使用鉄筋	外側	cm^2	—	D10 @188 D— @—— 3.794	—
	内側	cm^2	—	D16 @188 D— @—— 10.564	—
中立軸	X	cm	—	5.281	—
応力度	σc	N/mm^2	—	3.01	—
	σs	N/mm^2	—	61.73	—
許容応力度	σca	N/mm^2	—	21.00	—
	σsa	N/mm^2	—	235.50	—
判定	——	———	—	OK	—
検討ケース	——	———	—	1	—

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

左脚部(外側引張)

項目		単位	上端部	支間部	ハンチ端	下端部
曲げモーメント	M	kN.m	-6.2	-3.5	-3.0	-1.4
軸力	N	kN	85.6	86.6	86.9	87.2
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	16.0	16.0	16.0	23.8
有効高	d	cm	12.5	12.5	12.5	20.3
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5
必要鉄筋量	外側	cm^2	0.11	0.00	0.00	0.00
	内側	cm^2	0.00	0.00	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	cm^2	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794
	内側	cm^2	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564
中立軸	X	cm	6.894	11.909	13.602	38.476
応力度	σc	N/mm^2	2.87	1.46	1.27	0.52
	σs	N/mm^2	35.00	1.09	-1.54	-3.70
許容応力度	σca	N/mm^2	21.00	21.00	21.00	21.00
	σsa	N/mm^2	235.50	235.50	-235.50	-235.50
判定	——	———	OK	OK	OK	OK
検討ケース	——	———	1	1	1	1

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

右脚部(外側引張)

項目		単位	上端部	支間部	ハンチ端	下端部
曲げモーメント	M	kN.m	-6.2	-3.5	-3.0	-1.4
軸力	N	kN	85.6	86.6	86.9	87.2
部材幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0
部材高	h	cm	16.0	16.0	16.0	23.8
有効高	d	cm	12.5	12.5	12.5	20.3
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5
必要鉄筋量	外側	cm^2	0.11	0.00	0.00	0.00
	内側	cm^2	0.00	0.00	0.00	0.00
使用鉄筋	外側	cm^2	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794
	内側	cm^2	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564
中立軸	X	cm	6.894	11.909	13.602	38.476
応力度	σc	N/mm^2	2.87	1.46	1.27	0.52
	σs	N/mm^2	35.00	1.09	-1.54	-3.70
許容応力度	σca	N/mm^2	21.00	21.00	21.00	21.00
	σsa	N/mm^2	235.50	235.50	-235.50	-235.50
判定	——	———	OK	OK	OK	OK
検討ケース	——	———	1	1	1	1

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

底　版(外側引張)

項目		単位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	-1.4	—	—	—	-1.4
軸力	N	kN	-6.9	—	—	—	-6.9
部材幅	b	cm	100.0	—	—	—	100.0
部材高	h	cm	31.8	—	—	—	31.8
有効高	d	cm	28.3	—	—	—	28.3
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	—	—	—	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	—	—	—	3.5
必要鉄筋量	外側	cm^2	0.38	—	—	—	0.38
	内側	cm^2	0.00	—	—	—	0.00
使用鉄筋	外側	cm^2	D10 @188 D— @—— 3.794	—	—	—	D10 @188 D— @—— 3.794
	内側	cm^2	D16 @188 D— @—— 10.564	—	—	—	D16 @188 D— @—— 10.564
中立軸	X	cm	2.565	—	—	—	2.565
応力度	σc	N/mm^2	0.16	—	—	—	0.16
	σs	N/mm^2	23.48	—	—	—	23.48
許容応力度	σca	N/mm^2	21.00	—	—	—	21.00
	σsa	N/mm^2	235.50	—	—	—	235.50
判定	——	———	OK	—	—	—	OK
検討ケース	——	———	1	—	—	—	1

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

底　版(内側引張)

項目		単位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	—	10.1	19.5	10.1	—
軸力	N	kN	—	-6.9	-6.9	-6.9	—
部材幅	b	cm	—	100.0	100.0	100.0	—
部材高	h	cm	—	24.0	24.0	24.0	—
有効高	d	cm	—	20.5	20.5	20.5	—
外側鉄筋かぶり	d1	cm	—	3.5	3.5	3.5	—
内側鉄筋かぶり	d2	cm	—	3.5	3.5	3.5	—
必要鉄筋量	外側	cm^2	—	0.00	0.00	0.00	—
	内側	cm^2	—	2.38	4.52	2.38	—
使用鉄筋	外側	cm^2	—	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	D10 @188 D— @——— 3.794	—
	内側	cm^2	—	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	D16 @188 D— @——— 10.564	—
中立軸	X	cm	—	6.300	6.457	6.300	—
応力度	σc	N/mm^2	—	1.64	3.20	1.64	—
	σs	N/mm^2	—	55.49	104.23	55.49	—
許容応力度	σca	N/mm^2	—	21.00	21.00	21.00	—
	σsa	N/mm^2	—	235.50	235.50	235.50	—
判定	——	———	—	OK	OK	OK	—
検討ケース	——	———	—	1	1	1	—

※上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

1.6.2 せん断応力度(常時)

$$\tau m = \frac{S}{b \times d} \leqq \tau a$$

b = 100.0(cm)

部　材	照査位置	S (kN)	d (cm)	τm (N/mm²)	τa (N/mm²)	判定	検　討 ケース	L (m)
アーチ	左τ点	36.8	12.5	0.294	1.138	OK	1	——
	右τ点	-36.8	12.5	0.294	1.138	OK	1	——
左脚部	τ　点	-9.2	12.5	0.073	0.964	OK	1	0.239
右脚部	τ　点	9.2	12.5	0.073	0.964	OK	1	0.239
底　版	左τ点	-43.8	20.5	0.214	0.686	OK	1	0.239
	右τ点	43.8	20.5	0.214	0.686	OK	1	0.239

注) τ点 : せん断応力度照査位置
　　L　: 隅角部格点からの距離

許容せん断応力度の割増

部　材	照査位置	M (kN.m)	N (kN)	Ac (m²)	Ic (m⁴)	y (m)	Mo (kN.m)	CN
アーチ	左τ点	-0.3	49.2	0.160	0.0003	0.080	1.3	2.00
	右τ点	-0.3	49.2	0.160	0.0003	0.080	1.3	2.00
左脚部	τ　点	-3.3	86.7	0.160	0.0003	0.080	2.3	1.69
右脚部	τ　点	-3.3	86.7	0.160	0.0003	0.080	2.3	1.69
底　版	左τ点	14.2	-6.9	0.240	0.0012	0.120	-0.3	1.00
	右τ点	14.2	-6.9	0.240	0.0012	0.120	-0.3	1.00

部　材	照査位置	d (cm)	Ce	pt (%)	Cpt
アーチ	左τ点	12.5	1.400	0.30	1.004
	右τ点	12.5	1.400	0.30	1.004
左脚部	τ　点	12.5	1.400	0.30	1.004
右脚部	τ　点	12.5	1.400	0.30	1.004
底　版	左τ点	20.5	1.400	0.52	1.209
	右τ点	20.5	1.400	0.52	1.209

$\tau a = Ce \times Cpt \times CN \times \tau a1$

ここに　τa　: 許容せん断応力度
　　Ce　: 部材断面の有効高dに関する補正係数
　　Cpt　: 引張主鉄筋比ptに関する補正係数
　　τa1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 = 0.405 (N/mm²)
　　CN　: 軸方向圧縮力による補正係数

$$CN = 1 + \frac{Mo}{M} \leqq 2.0$$

　　Mo　: 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント

$$Mo = \frac{N}{Ac} \times \frac{Ic}{y}$$

　　M　: 部材断面に作用する曲げモーメント

N　：部材断面に作用する軸圧縮力
Ic　：部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント
Ac　：部材断面積
y　：部材断面の図心より部材引張縁までの距離

1.7 安定計算

1.7.1 死荷重時の計算

躯体自重

部　位	計　　算　　式	V (kN/m)	X (m)	M (kN.m/m)
アーチ	1/2 × π × (0.560^2 - 0.400^2) × 24.50	5.91	0.560	3.31
左脚部	0.400 × 0.160 × 24.50	1.57	0.080	0.13
右脚部	0.400 × 0.160 × 24.50	1.57	1.040	1.63
底　版	1.120 × 0.240 × 24.50	6.59	0.560	3.69
ハンチ	1/2 × 0.078 × 0.078 × 24.50	0.07	0.186	0.01
	1/2 × 0.078 × 0.078 × 24.50	0.07	0.934	0.07
合　計		15.78	——	8.84

上載荷重

(1) 路面上載荷重

qd = 0.000 (kN/m^2)

(2) 舗装および盛土

		α			
舗装	= 1.000 ×	0.000 ×	22.50 =	0.00	(kN/m^2)
盛土	= 1.000 ×	0.790 ×	18.00 =	14.22	(kN/m^2)

wd = 14.22 (kN/m^2)

(3) 荷重集計

V = (0.000 + 14.22) × 1.120 = 15.926 (kN/m)

$X = \frac{1.120}{2} = 0.560$ (m)

M = V×X = 8.92 (kN.m/m)

土圧

水平土圧係数

左 Ko = 0.300

右 Ko = 0.300

左右の水平土圧係数が等しいため、計算を省略する

揚圧・浮力

1) [case-1]

外水位 = 0.000 (m)

集計

1) [case-1]

部　位	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
躯体自重	15.78	——	8.84
上載荷重	15.93	——	8.92
合　　計	31.71	0.00	17.76

1.7.2 任意死荷重の計算

[case-1] [上載荷重]

No	V (kN/m)	H (kN/m)	X (m)	Y (m)	M (kN.m/m)
1	176.96	――――――	0.560	―――	99.10
Σ	176.96	0.00	――	――	99.10

1.7.3 荷重組合せケースの安定計算

(1) 死荷重-1

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
死荷重[case-1]	31.71	0.00	17.76
任意死荷重[1]	176.96	0.00	99.10
合 計	208.67	0.00	116.85

・合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 0.560 \ (m)$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \ (m)$$

・底面中心におけるモーメント

$Me = \Sigma V \times e = 0.00 \ (kN.m/m)$

・地盤反力度

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 186.31 \ (kN/m^2)$$

$$= 186.31 \ (kN/m^2)$$

1.7.4 結果一覧

No	荷重名称	作用力			偏心量	地盤反力度 (kN/m²)	
		V(kN/m)	H(kN/m)	M(kN.m/m)	e (m)	qmax	qmin
1	死荷重-1	208.7	0.0	116.9	0.000	186.311	186.311