小水力発電所設計のポイント

ver-3

令和 4 年 10 月

サコダ小水力設計合同会社

ー 目 次 ー

第1章　はじめに

サコダ小水力設計合同会社を設立して今年で１０期目になります。
私は過去に隠れ脳梗塞を発症するなどの持病があり、現在も投薬治療中で健康状態に若干の不安があります。
また、昨年還暦を迎え自身の高齢化を考えると尚更です。

大きい会社であれば、私の知見を後輩などへ伝え残すことは可能ですが、弊社は私一人で後継もおりません。
そこで、小水力発電所の設計手法のポイントについての今までの知見をレポート化し残したいと考えました。

まだまだ十分な知見は無く諸先輩に笑われそうです。
また、誤認など多少あるかも知れませんので、あくまでも参考程度の位置付けとしてご覧下さい。
ご指摘・ご意見・ご要望等がありましたらご連絡頂ければ幸いです。
バージョンアップして行きたいと思います。

ご覧になった方には、設計の流れや手法をご理解して頂き小水力発電の普及に尽力して頂きたいと考えます。

今回バージョン３に更新しました。
事業化の判断などの追記と若干の内容修正を行いました。

令和４年１０月
サコダ小水力設計合同会社
代表社員　迫田健二

第2章　概略設計編（適地発掘～事業化の判断）

2.1　小水力の適地発掘

日本は降水量が多く豊富な水に恵まれています。

でも条件に適さなければ小水力は成立しません。

では、小水力発電に適した地点をどうやって見つけるのか。

2.1.1　落差効率の良さ

私が造語した「落差効率」とは、総落差÷水平距離　です。

つまり、総落差が１００ｍで水平距離が１０００ｍだと落差効率は０．１０（１／１０）になりますね。

総落差は、取水地点から発電所地点の標高差です。

水平距離は、取水地点から発電所地点までの水平距離です。

これらは国土交通省の地理院地図上で机上調査します。

落差効率が１だと４５°勾配となり、どこかの滝の様ですが実際こんな地点はあり得ません。

落差効率の良さは発電所のスケール（最大出力規模）により変化します。

２００ｋＷクラスですと１／１０程度は必要です。

もう少し大きい規模だと１／２０程度まででしょうか。

何故変化するのかと言うと、水圧管路の延長がイニシャルコストに影響するからです。

2.1.2　流域の広さ（流域面積）

流域の広さのイメージは自動車で言うと燃料タンクの大きさです。

タンクが大きいほど安定して長距離を走れます。

安定とは「設備利用率」

長距離とは「スケール（最大出力規模）」　でしょうか。

流域面積が広いに越したことはありませんが、小水力では山間の支流がメインなので本流ほどの広さは期待出来ません。

目安は、４～５ｋｍ2以上必要でしょう。

１０ｋｍ2くらいあると落差次第ですが１MW狙えます。

あまりに小さいと「夏枯れ・冬枯れ」に影響され設備利用率が低下します。

2.1.3　流況

日本では日本海側の降雪地域の流況が良いです。

鳥取から青森県までの降雪地帯です。

北海道では札幌から十勝くらいまでの地域でしょう。

太平洋側では九州・四国・紀伊半島の一部と伊豆半島以外は降水量が低くなり、流況

はあまり良くありません。
流況の指針としては、年間降水量（降雪量含む）と比流量です。
年間降水量は気象庁ホームページで公表されていますので容易に把握出来ます。
年間２０００ｍｍ以上の降水量がある地点が目安です。
比流量は、流域面積１００ｋｍ2 当りの「豊水量・平水量・低水量・渇水量」です。
年間を通じて豊水量は９５日、平水量は１８５日、低水量は２７５日、渇水量は３５５日の流量が期待出来る流量です。
豊水量が１０ｍ３／ｓ／１００ｋｍ2　程度であれば良い流況だと言えます。
例えば関東地方などは半分程度の地域であり、あまり良くない流況です。
流況は当該地域にあるダム流入量や河川の観測所データを検索すればわかります。
ダムのデータは、「ダム諸量データベース」、河川のデータは「水文水質データベース」を検索して下さい。
ここでダムデータを使用する時の注意点です。
ダムには色々な種類があります。
年間で流入量を調整して発電などに使用する年間調整ダムや日々の流入量を調整して発電などに使用するダムです。
これらのダムの上流に年間調整する巨大なダムがあると、平滑化された流入量になり、実際の流況と異なります。
さらにダムの上流で取水してダムをスルーして下流の発電所から放流しているダム。
こんなダムでは発電使用分がスルーされ実際の流況は把握できませんね。
弊社ではこのようなダムデータは極力使用しません。
私は「単独ダム」と言っている、上下にしがらみのないダムを選定して使用します。
そのダムが当該流域から相当離れている場合は、年間雨量で補正して使用します。
それと１０年間の流況曲線を見て、異常ないびつな年がないかどうかを確認しています。
ダムデータはあまり信用し過ぎるな！が基本でしょう。
もう一つの注意点はダムの流域面積です。
流域面積はダム諸量データベースの「ダム基本諸元一覧表」に記載されています。
集水面積と間接流域分を加算した流域面積にして下さい。
間接流域分とは違う河川から流域変更して引水している部分です。
これを加算しないと過大評価になります。

2.1.4 アプローチと系統連系

取水地点や発電所地点までのアプローチはどうなのか　は大切です。
舗装の有無やそもそも交通止めや冬季閉鎖地域など、メンテナンスにも影響してきます。山間奥地では地域の方達への聞き取りも含めた調査が必要です。

また、系統連系距離が長いとコストが掛かる上、台風や積雪による倒木停電リスクが高まります。

高圧配電線では概略設計段階で１ｋｍ当り１８百万円の費用が発生しますから、発電所の位置から系統連系点までの距離は出来るだけ短く計画する必要があります。

では、連系点をどう設定するか。

私は出来るだけ人口の多い集落や国道・県道などの基幹道路に設置されている配電柱を設定します。

これらは電線が太く容量が期待されるためです。

山間奥地の配電柱は電力消費量が少ないため、電線は細く容量も少ないことがあります。

2.1.5 発電施設の配置検討

取水地点から発電所地点までの配置を国土地理院地図やグーグルアースにて机上検討します。

その後、現地調査を行い確認、修正を行います。

最近は持病の影響で現地調査は行いません。

例外的に車両移動のみで現地踏査を行わない簡易調査へ同行する場合があります。

(1) 取水ダム

取水ダムの位置は河川幅が狭まり工事がし易く水圧管路を埋設する道路へのアプローチが容易な位置に設定します。

地図やグーグルアースで河川幅を計測しダムの幅を決定します。

ダムの高さは測量し設計しないと分かりませんが、大まかに言うと使用水量が0.5m3/s以上になると７ｍ程度は必要です。

砂防ダムを利用する場合、透過式や堤体穴明け式の場合は利用出来ませんので、下流の副ダムや河川から取水します。

砂防ダムが満砂状態かあるいは事業期間中に満砂になる可能性が高い場合、チロル取水方式としてダム背面腹付け式とします。

満砂状態では無く事業期間中に満砂になる可能性が無い場合は、チロル取水ダム背面腹付け方式とするか、サイフォン取水方式します。

この場合、砂防ダムの水通し幅が長く高さも高いとコストの安いサイフォン方式を選択する場合もあります。

(2) 取水口

砂防ダムを利用しない渓流取水とする場合で、砂防指定地や河川勾配が急で土石災害が予想される場合はチロル取水方式を選択します。

そうではない場合は側方取水方式でも良いですが、近年の気候変動による気象の激甚化に考慮して極力、チロル取水方式をお勧めします。

(3)　沈砂池

沈砂池本体の幅、長さの決定については実施設計編によります。

沈砂池には余水吐を設置し、最大使用水量および洪水時の流入水の余水処理を行います。

自動除塵機は極力設置した方が良いです。特に冬期閉鎖となるような地点については、可能な限り設置した方が良いですが、相当なコストを伴うため最終的には事業者の判断によります。

(4)　導水路

本来導水路は取水口または沈砂池から水槽へ導水する無圧水路です。

小水力では沈砂池または水槽にて水圧を掛けて水圧管路にて発電所まで導水するのがほとんどで導水路を設置するケースは少ないです。

しかし、沈砂池から道路埋設部までの勾配が少ない場合は、水槽を設置し無圧導水路で導水する場合があります。

(5)　水槽

水槽本体の幅、長さの決定については実施設計編によります。

水槽には必要に応じて余水吐を設置し、最大使用水量および洪水時の流入水の余水処理を行います。

(6)　水圧管路

水圧管路は既設道路または地山に埋設配管とし、道路にヘアピンカーブがある場合や急峻な法面ではショートカットして露出配管にする必要があります。

延長を地図上で水平距離を計測するとともに、ＦＲＰＭ管やポリエチレン管、ＪＩＳ鋼管などの管種を決めます。

弊社では「ポリエチレン管＋ＪＩＳ鋼管」の土中埋設を基本としています。

何故、ポリエチレン管を推奨するのか？

それは管の接合方法です。

ＦＲＰＭ管やダクタイル鋳鉄管は５ｍ程度の単管を差し込み型の継手で接合して管路を構築します。

このため、水圧管路の基礎地盤が崩落すると継手部が脱落し管内水が流出する大事故が発生する虞があります。

一方、ポリエチレン管やＪＩＳ鋼管は５ｍ程度の単管を溶着（バット溶着・ＥＦ溶着）または溶接して接合して一体化した管路を構築するため、水圧管路の地盤が崩落しても一定程度自立し管内水が流出する虞は少ないです。

小水力発電所の水圧管路は地盤が不安定な林道などに埋設設置されるため、上記のようなリスク低減から「ポリエチレン管＋ＪＩＳ鋼管」を主とした水圧管路をポリシーとしています。

ポリエチレン管の使用耐圧は２Ｍｐａであり、これ以上の圧力になる部分ではＪＩＳ

鋼管を使用します。

しかし、大口径のポリエチレン管は海外生産に依存しており、為替の影響や原材料価格高騰もあり高止まりしています。

パイプメーカーはコスト軽減のためのスケールメリットとして１品種（各ＳＤＲ毎）１ｋｍ程度の数量が必要と言っています。

しかし、コスト高騰はＦＲＰＭ管なども同様と考えられます。

ポリ管のコストが高いことは事実ですが、「安心・安全」が優先すると考えています。

しかし、コストも重要ですので現場の状況に応じた管種決定の考え方は以下のとおりです。

・現場Ａ

水圧管を埋設する道路は県道。

であれば、県道規格で建設されているはず？

路幅やカーブの曲率など、地形図やグーグルアースビューで確認します。

そもそもグーグルアースビューで見られる現場であれば良好です。

ガードレールや山川側の擁壁の整備状況を確認します。

良好であれば、路盤崩壊の虞は少ないので、コストが安いＦＲＰＭ管を採用します。

・現場Ｂ

県道以下の市道か林道。

確認するとほとんどが平地にあり崖は少ない。

路盤崩壊の虞は少ないとみて、コストが安いＦＲＰＭ管を採用します。

・現場Ｃ

そもそもグーグルアースビューで見られない。

要するにグーグルのスタッフは未舗装路面へは行かないし、危険と見たらストップします。

地形図で見るとクネクネ道や崖が多い。

このような現場ではポリエチレン管を推奨しています。

ただし、事業者リスクでＦＲＰＭ管への変更は対応しています。

(7)　発電所基礎

発電所基礎は洪水時に水没しない高さに余裕を持って設定します。

(8)　放水路、放水口

放水路は開水路または暗渠とし放水口まで設置します。

(9)　配置事例

弊社が設計し運転中の６発電所の配置事例は下図のとおりです。

全発電所とも全く同一配置はありません。

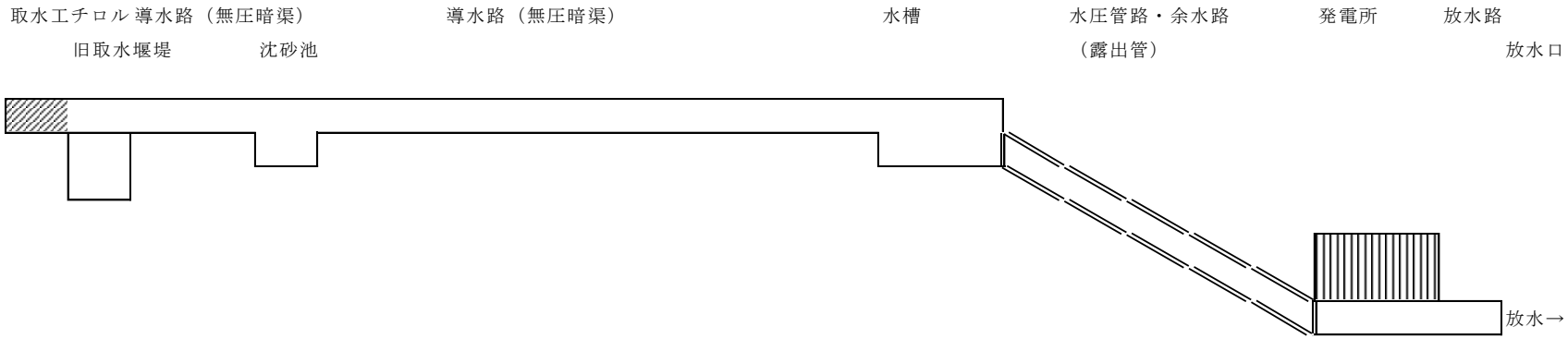
何れかの設備配置が違っておりバリエーションが多いのが、小水力の特徴です。

一番シンプルなのは西俣沢発電所でした。

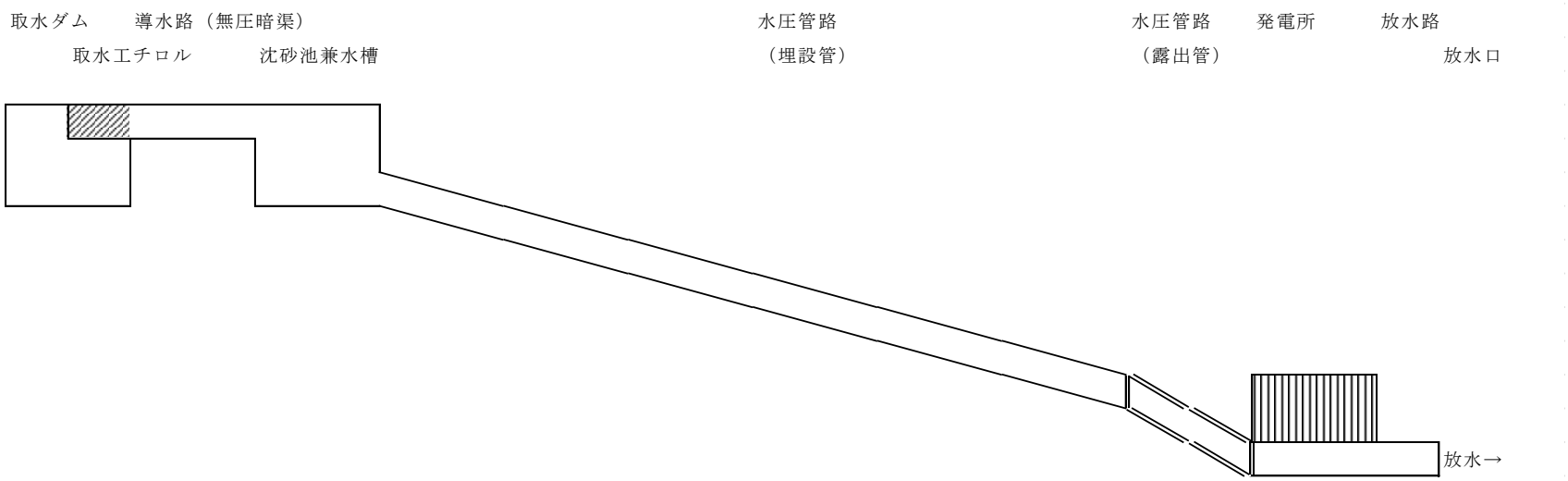
一番ややこしかったのは昨年運転開始した川場谷発電所です。

逆サイフォンがあるなど、設計にもっと苦労した発電所もありましたが、今回は運転中の事例に限りました。

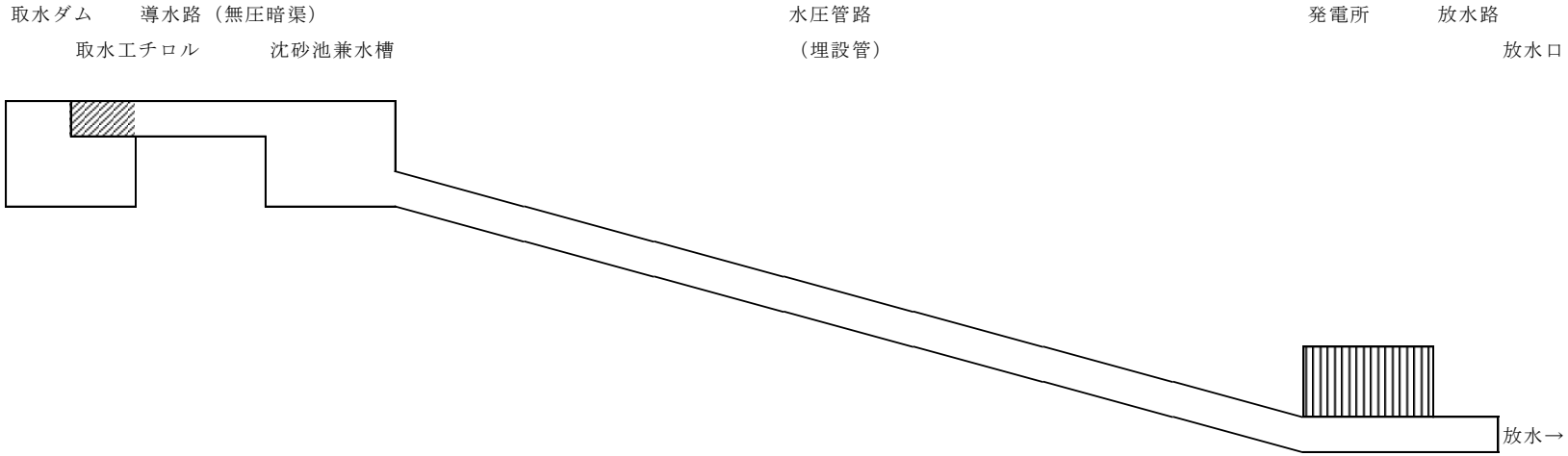
1)　Ｔ発電所


取水工チロル
導水路（無圧暗渠）
旧取水堰堤
沈砂池
導水路（無圧暗渠）
水槽
水圧管路・余水路
（露出管）
発電所
放水路
放水口
放水→

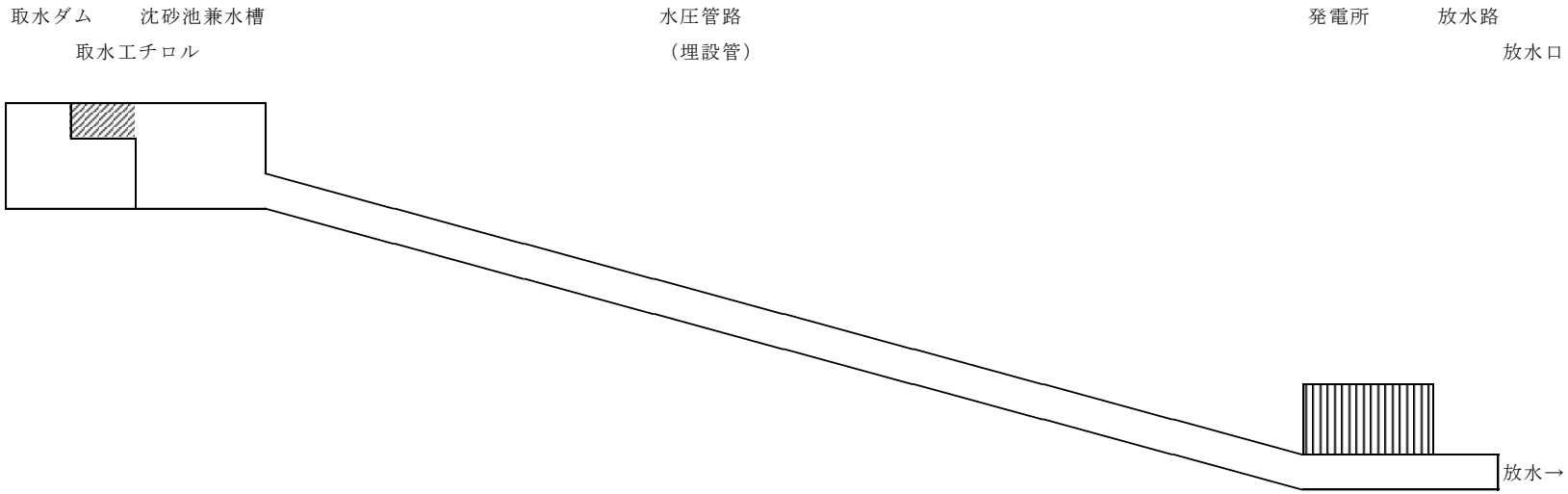
2)　Ａ発電所


取水ダム
導水路（無圧暗渠）
取水工チロル
沈砂池兼水槽
水圧管路
（埋設管）
水圧管路
（露出管）
発電所
放水路
放水口
放水→

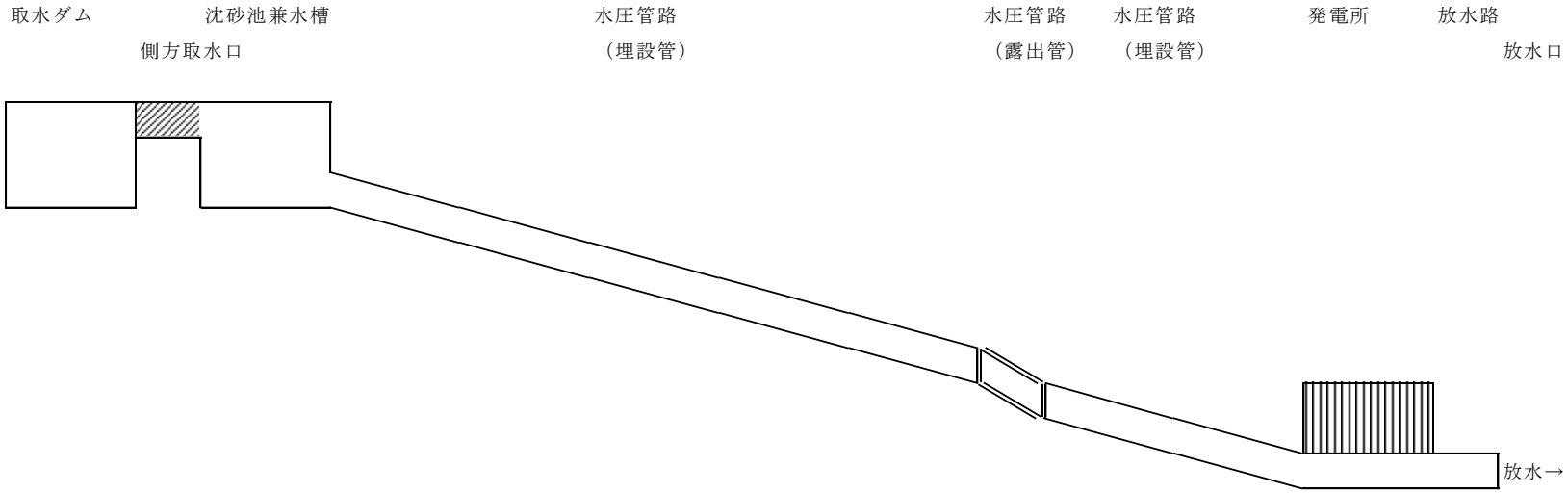
3)　ＡＫ発電所（取水ダム～沈砂池まで）



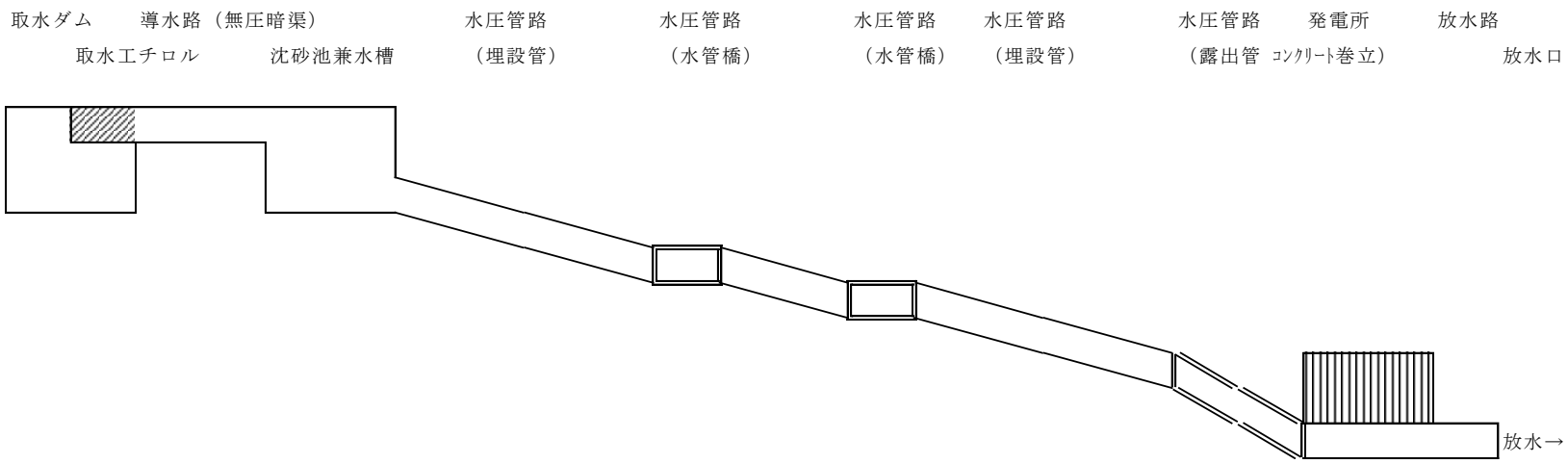
4)　Ｎ発電所



5)　Ｈ発電所


取水ダム
沈砂池兼水槽
側方取水口
水圧管路
（埋設管）
水圧管路
（露出管）
水圧管路
（埋設管）
発電所
放水路
放水口
放水→

6)　Ｋ発電所


取水ダム
取水工チロル
導水路（無圧暗渠）
沈砂池兼水槽
水圧管路
（埋設管）
水圧管路
（水管橋）
水圧管路
（水管橋）
水圧管路
（埋設管）
水圧管路
（露出管 ｺﾝｸﾘｰﾄ巻立）
発電所
放水路
放水口
放水→

2.2　可能性調査方法

適地だと思われる地点が見つかったら事業性の検討を行います。

現行ＦＩＴ制度の買取り単価の前提となっている税前ＩＲＲは７％です。

以下はＨ２４．７エネ庁の資料です。

調達価格・調達期間について

経済産業省 資源エネルギー庁

電源		太陽光		風力		地熱		中小水力		
調達区分		10kW以上	10kW未満（余剰買取）	20kW以上	20kW未満	1.5万ｋW以上	1.5万ｋW未満	1,000kW以上30,000kW未満	200kW 以上1,000kW未満	200kW未満
費用	建設費	32.5万円/kW	46.6万円/kW	30万円/kW	125万円/kW	79万円/kW	123万円/kW	85万円/kW	80万円/kW	100万円/kW
	運転維持費（1年当たり）	10千円/kW	4.7千円/kW	6.0千円/kW	－	33千円/kW	48千円/kW	9.5千円/kW	69千円/kW	75千円/kW
IRR		税前6%	税前3.2%（＊1）	税前8%	税前1.8%	税前13%（＊2）		税前7%	税前7%	
調達価格 1kWh当たり	税込（＊3）	42.00円	42円（＊1）	23.10円	57.75円	27.30円	42.00円	25.20円	30.45円	35.70円
	税抜	40円	42円	22円	55円	26円	40円	24円	29円	34円
調達期間		20年	１０年	２０年	２０年	１５年	１５年	２０年		

（＊１）住宅用太陽光発電について
　１０ｋW未満の太陽光発電については、一見、１０ｋW以上の価格と同一のように見えるが、家庭用についてはｋW当たり３．５万円（平成２４年度）の補助金の効果を勘案すると、実質、４８円に相当する。
　なお、一般消費者には消費税の納税義務がないことから、税抜き価格と税込み価格が同じとなっている。

（＊２）地熱発電のＩＲＲについて
　地表調査、調査井の掘削など地点開発に一件当たり４６億円程度かかること、事業化に結びつく成功率が低いこと（７％程度）等に鑑み、ＩＲＲは１３％と他の電源より高い設定を行っている。

（＊３）消費税の取扱いについて
　消費税については、将来的な消費税の税率変更の可能性も想定し、外税方式とすることとした。ただし、一般消費者向けが大宗となる太陽光発電の余剰買取の買取区分については、従来どおりとした。

12

2022 年度以降の価格表(調達価格 1kWh あたり)　は以下のとおりです。

1,000kW 未満の買取り単価は未だ据え置かれています。

水力

	1kWhあたり調達価格等/基準価格 ※1			
	5,000kW以上 30,000kW未満	1,000kW以上 5,000kW未満	200kW以上 1,000kW未満 ※10	200kW未満 ※10
2021年度（参考）	20円	27円	29円	34円
2022年度				
2023年度	16円			
2024年度	-	-		
調達期間/交付期間 ※2	20年間			

※1　FIT 制度（太陽光 10kW 未満及び入札制度適用区分を除く）は税を加えた額が

調達価格、FIT 制度の太陽光 10kW 未満は調達価格、FIP 制度（入札制度適用区分を除く）は基準価格、入札制度適用区分は上限価格。

※2　FIT 制度であれば調達期間、FIP 制度であれば交付期間。

※10　FIT 認定（変更認定を除く）には、2022 年度から地域活用要件を設定する（ただし、沖縄地域・離島等供給エリアは除く）。

ＩＲＲとは内部収益率、税前とは法人税等の租税を納税する前のＩＲＲです。

ＩＲＲが高いと利益が上がり事業運営はやり易くなります。

上記の税前７％の値は試算地点のバラツキを見て最適な値を決めたようです。

儲け過ぎず損はしない値ですね。

事業者が目標とするＩＲＲは事業目的に左右されると思います。

２０２２年度から自家消費型・地域消費型の地域活用要件が設定されましたから単に発電事業で儲けを狙うことは難しくなり、薄利でも目標が達成されれば良し　とされるでしょう。

とあるエネルギー会社さんは税後で４％以上を目標とされているようです。

薄利でも将来の日本の電力エネルギーのため貢献したいとの立派な会社さんです。

ＩＲＲは「売上高」と「イニシャルコスト・ランニングコスト」とで計算します。

2.2.1　売上高

単純に有効電力量×買取り単価　です。

(1)　有効電力量

有効電力量は「年間可能発電電力量」×利用率　です。

利用率とは発電所のメンテナンスや事故障害および系統事故により発電が停止すると想定する比率です。

停止していたら売電出来ませんので売り上げに大きく影響します。

一般的な利用率は５％ですが、地域により変動しますので弊社では便宜上以下で設定しています。しかし、これに拘る必要はないと考えます。

有効電力量の計算に使用する利用率

会社 / 月	北海道	東北	東京	中部	北陸	関西	中国	四国	九州
4	97.5	94.5	95.2	94.8	94.5	94.5	97.1	96.0	96.6
5	92.7	93.9	94.1	94.4	94.2	94.6	97.0	95.5	96.8
6	94.6	94.6	95.0	95.2	94.7	94.4	98.0	96.0	97.1
7	89.1	94.7	95.1	95.7	94.7	94.0	97.5	95.6	97.9
8	93.8	96.2	96.1	95.7	95.5	94.8	94.9	95.8	94.7
9	96.2	96.1	95.1	94.9	95.3	94.6	92.3	95.0	96.3
10	98.1	95.1	95.0	94.8	95.6	95.0	93.2	94.6	95.5
11	95.8	95.0	96.1	94.1	96.4	95.0	91.7	95.2	94.6
12	97.3	95.5	97.1	96.8	97.1	95.0	94.6	97.4	97.3
1	98.2	97.9	96.6	93.4	97.6	95.0	97.6	98.8	97.3
2	98.9	98.1	97.1	93.5	97.9	95.0	96.8	96.4	92.4
3	99.1	96.5	96.7	93.5	96.0	95.0	96.6	94.6	94.0
平　均	95.4	95.5	95.6	94.8	95.5	94.7	95.8	95.8	96.0

※「電源開発促進法第六条第二項の規定による費用負担の方法及び割合の基準に関する政令及び府令等の運用に関する関係省庁の申合せ事項」より

(2)　年間可能発電電力量

1)　流況の推定

まず、当該地点の流況を推定します。

流況の推定には過去１０ヶ年の流量データを流域面積換算して用います。

しかし、「ダム諸量データベース」や「水文水質データベース」を検索しても近辺に測水所が無い場合があります。

そのような場合は少し離れた測水所データから各年毎に年間降水量補正をして使用します。

測水所は同一水系、同一地域が好ましいのですが、無い場合は隣の水系でも良いです。例えば太平洋側と日本海側ではかなり気候が違ってきますので同一地域内が原則です。

2)　河川維持流量の設定

指定河川や自然公園特別地域内では河川維持流量を設定します。

概略検討段階での目安は１０ヶ年最小渇水量とします。

実施段階では「正常流量検討の手引き（案）：平成１９年９月国土交通省河川局」に基づき検討した流量で設定しますが、環境省側の担当箇所との協議が必要です。

過去に環境アセスを要求された県もあり、国交省と環境省の対応が異なる場合があります。

なお、電力会社の水利権期間更新では「発電ガイドライン」に基づき設定しますが、新規の発電所は上記手引きによりますので勘違いしないようにして下さい。

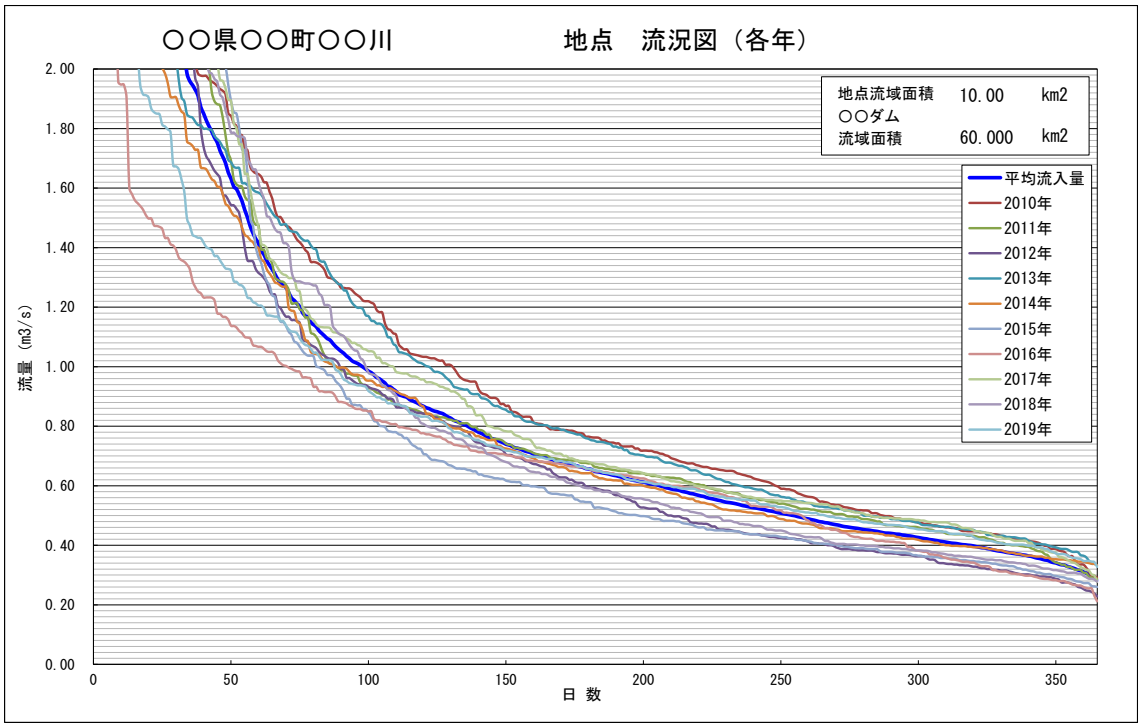
3)　最大使用水量の決定

推定流況から河川維持流量を差し引いた流量より流況図を作成して「豊水量・平水量・低水量・渇水量」を確認します。

弊社では設備利用率６０％以上を目安に、最大使用水量は豊水量未満で設定します。

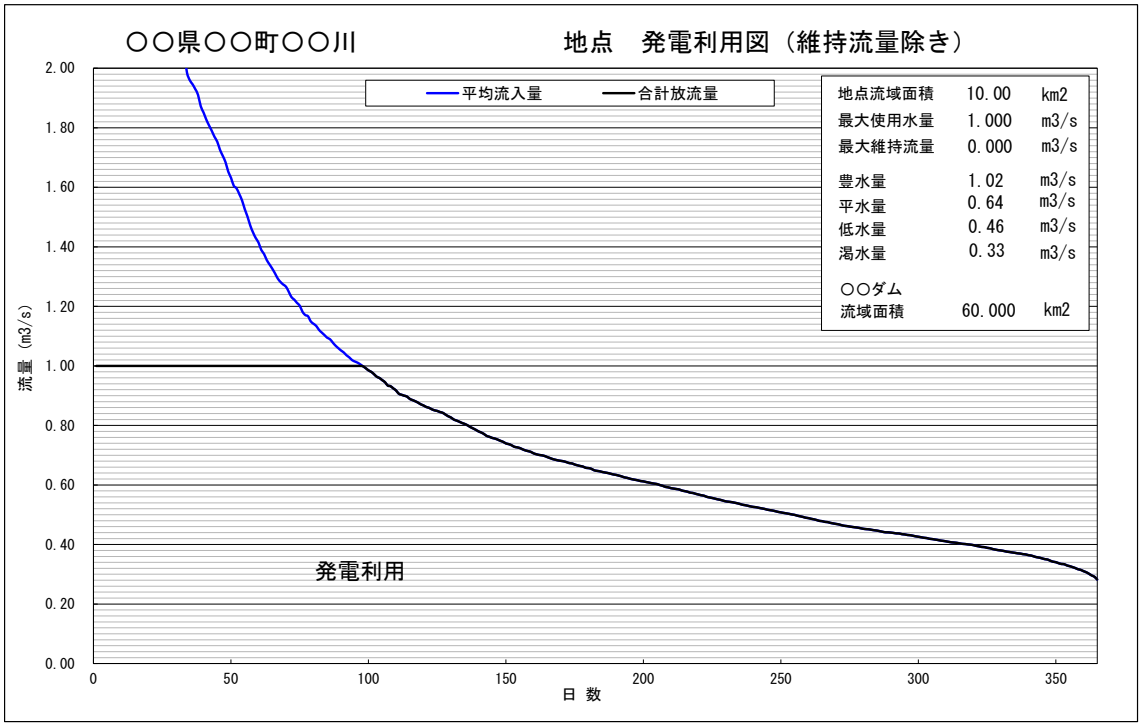
電力会社はｋＷｈよりｋＷ価値が重要なので、３５日流量に設定して最大出力を大きくする場合が多いです。

１０ヶ年各年の流況図の事例は下図のとおり。



１０ヶ年平均の流況図の事例は下図のとおり。

最大使用水量は豊水量以下にしています。



4)　有効落差

有効落差は総落差より損失落差を差し引いた落差です。

概略設計段階では水圧管の摩擦損失落差の１２０％を最大損失落差としています。

損失落差は使用水量比の２乗に比例しますから各日毎の使用水量比で変化させて各日毎の損失落差を計算し各日毎の有効落差を計算します。

5)　水車発電機総合効率

i)　水車の選定

最大使用水量と有効落差が決定すれば、水車が選定できます。

適用水車は「水力発電計画工事費積算の手引き」平成 25 年３月／経済産業省資源エネルギー庁：財団法人新エネルギー財団　の「３．電気設備選定の手引き」の図４．１水車形式選定図に基づいて選定します。

悩ましいのは適用可能な水車が重複した時です。

フランシス水車はペルトン水車やクロスフロー水車とよく重複します。

そうした際には総合的な事業性はどの水車が一番良いのか？で判断します。

フランシス水車は最大効率が一番良いですが、無負荷限界が３０％程度と高く効率も低下して行きます。

ペルトン水車やクロスフロー水車は流量が変化しても効率低下は比較的小さく無負荷限界は１５％程度と低いです。

価格面では高い順に　ペルトン→フランシス→クロスフロー水車　です。

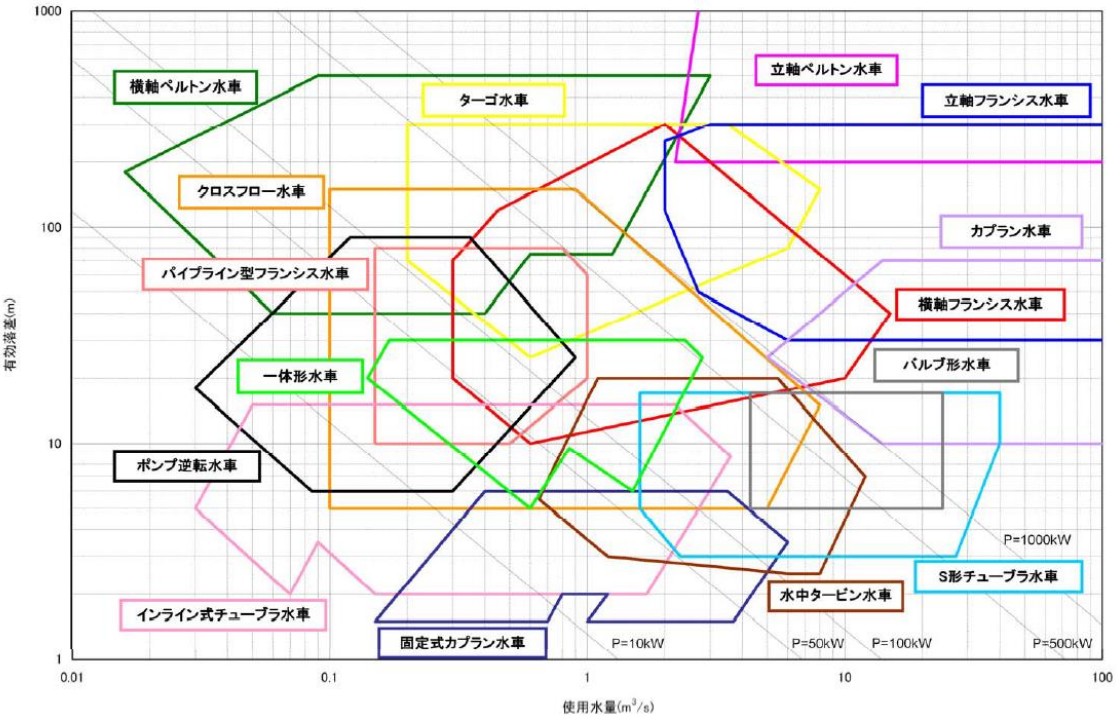


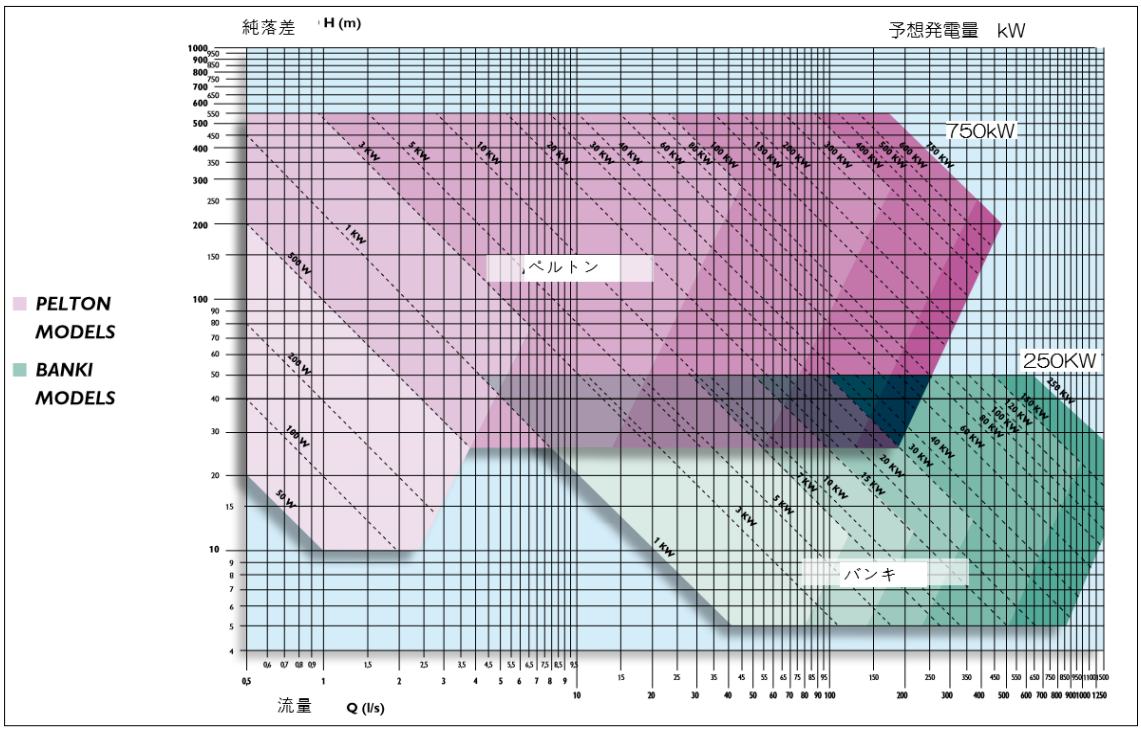
図 4.1　水車形式選定図

なお、手引きに記載されていない水車をご紹介します。

イタリアのＩＲＥＭ社製縦軸ペルトン水車発電機です。
全国で納入されており、弊社設計では数例あります。
この水車は発電機と一体型でコンパクトかつ高効率で、価格も比較的安いです。
下は日本代理店の「エコアート田代合同会社」のホームページからです。

従来からの２ノズル、横軸	IREM 社、縦軸　最大６ノズル
	

下図に適用範囲を示します。
最大７５０ｋＷですが、日本の電気基準では５００ｋＷ程度が最適と聞きます。
２基掛けで１MW発生可能です。



いつも取引のある「(株) 正興電機製作所（新エネルギープロジェクト松本氏：お問い合わせ TEL.080-3965-9029)」より面白い情報がありました。

この水車を４９ｋＷの低圧仕様としてエンクロージャタイプにパッケージ化して普及したい　とのこと。

エンクロージャとは防音パネル構成を設計し各パネル構造はボルトジョイント方式を採用することで、現地での施工日数の短縮をはかるとのこと。

要するに単純なコンテナではないですね。

レイアウト変更による解体、移動、復元や、部分的な改造といった要求にも対応可能です　とのことです。

高圧配電線への連系が難しい今般で低圧連系への可能性を広げるこの取り組みを支援したいと考えています。

実績をご紹介します。

①笠木原水力発電所・・・鹿児島県曾於市内（農業用水利用＝完全従属発電所）

最大出力	：	４９．９kW
最大使用水量	：	０．１２m3/s
有効落差	：	６０ｍ
導水配管	：	約６００ｍ
配管種類	：	高密度ポリエチレン管　外径４００ｍｍ
水車型式	：	ＩＲＥＭ社製縦軸ペルトン水車

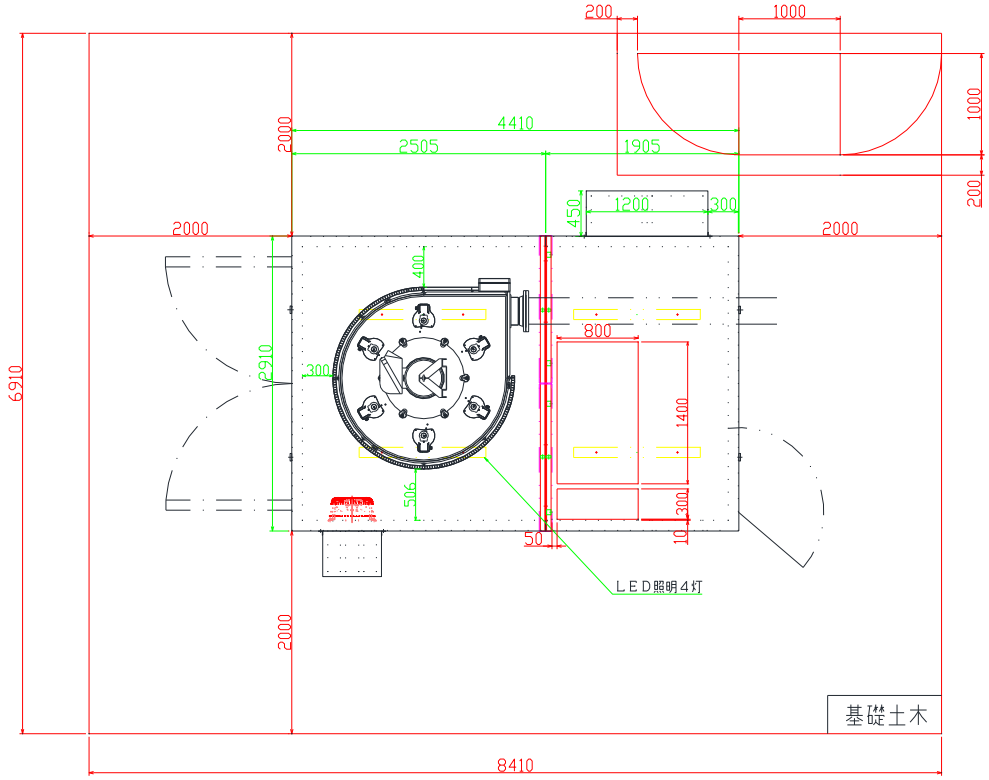
ここの建屋は鉄筋コンクリート構造ですが、エンクロージャに変更予定とのこと。

②川床水力発電所　・・・鹿児島県霧島市内（農業用水利用＝完全従属発電所）

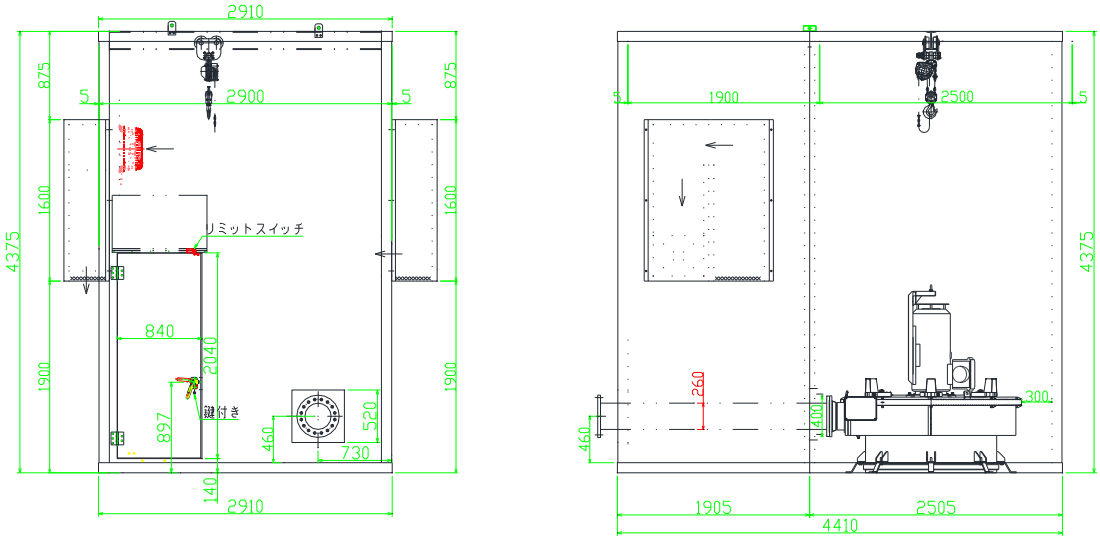
最大出力	:	４９．９kW
最大使用水量	:	０．２５m3/s
有効落差	:	２８ｍ
導水配管	:	約８０ｍ
配管種類	:	高密度ポリエチレン管　外径４００ｍｍ
水車型式	:	横型クロスフロー水車
建屋構造	:	エンクロージャタイプ（防音装置対応品）

①と②を合体させたのが下図です。

平面図



断面図



ii） 効率

水車・発電機効率については、「水力発電計画工事費積算の手引き」平成 25 年 3 月／経済産業省資源エネルギー庁：財団法人新エネルギー財団に基づいて算定します。

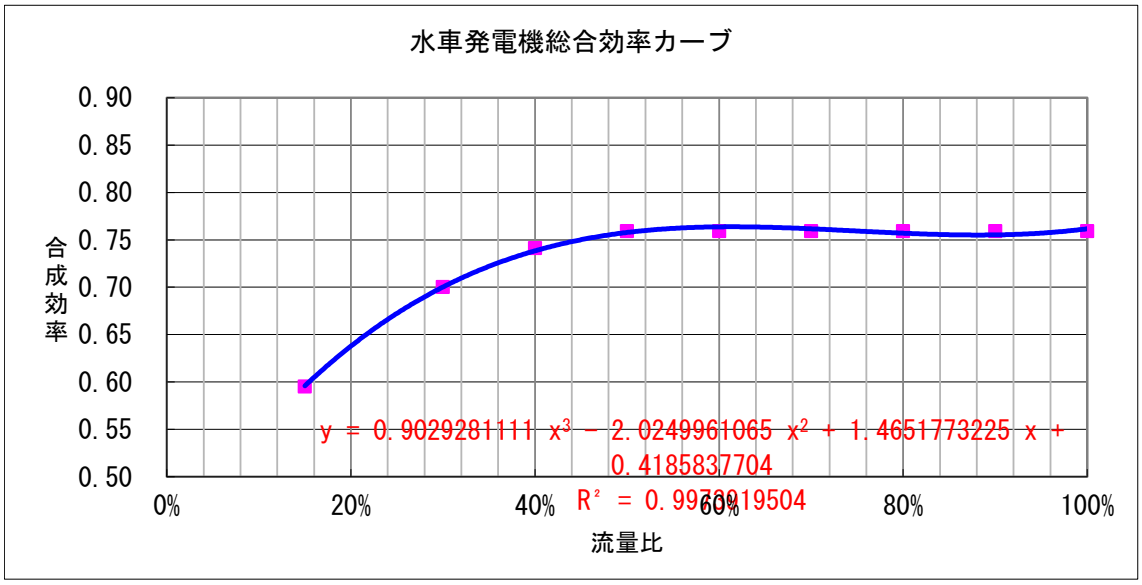
手引きに記載されていない水車発電機を採用する場合はメーカー聞き取りとしてい

ます。

例えばＩＲＥＭ社製水車発電機の総合効率は、200ｋＷで 0.85 程度、500ｋＷで 0.86 程度と高い効率です。

50ｋＷのエンクロージャタイプは 0.76 程度と比較的良い効率と推定します。

推定する効率カーブは下図のとおりです。



総合効率は使用水量比で変化しますから、各日毎の使用水量比で変化させて各日毎の効率を計算します。

6） 発電出力、発電電力量

各日毎の発電出力を、「９．８×使用水量×有効落差×総合効率」で計算します。

この各日毎の出力に２４時間を掛ければ各日毎の発電電力量になります。

7） 年間可能発電電力量

上記まで計算した発電電力量を年間日数３６５日、１０ヶ年を集計し年平均化した値が年間可能発電電力量になります。

厳密に言うと４年に１回閏年がありますので年間日数は少し増えます。

2.2.2 イニシャルコスト（建設費）

建設費の積算は、「水力発電計画工事費積算の手引き」（経済産業省資源エネルギー庁、一般財団法人新エネルギー財団）の「発電計画工事費積算の手引き」（以下：手引き）の「発電計画Ⅱ」に基づいています。

手引きは積算時点を平成２３年度としているため、物価補正による時点修正を行った結果、令和４年時点での時点修正率を１．１００としています。

積算に際しては、積算項目ごとに算定図表、あるいは当該積算項目以外の工費に対する率等により工事費を算定します。

なお、水圧管路工事費は土木関係工事費に占める割合が多いため弊社では管種ごとに積上げとしています。

水力発電所の計画段階における積算項目の分類区分は、下表に示す項目です。

なお、事業期間終了後の発電設備の撤去費については、将来の制度設計が不明確であるため計上していません。

撤去せず地域の非常用電源として活用するのも一案です。

表－2.2　積算項目

	積算項目		摘要
1)	土地補償費	a. 土地	水没家屋、田畑、山林等。
		b. 補償費	付替道路、鉄道、漁業、公共補償、無形固定資産等。
2)	建物関係		発電機床面以上の発電所本館建物(半地下式、地下式の場合は内装を含む)、付属建物(本館以外)。
3)	土木関係		
	①水路	c. 取水ダム	土砂吐き、排砂ゲート、護岸工、護床工、魚道を含む。
		d. 取水口	ゲート、スクリーン、除塵機を含む。既設堤体穴開け方式の場合は、堤体穴開け工事費を含む。サイフォン方式の場合は、真空ポンプ工事費のみとし、サイフォン管は水圧管路に計上する。
		e. 沈砂池	排砂ゲート、スクリーンを含む(露出式を対象)。
		f. 排砂路	沈砂池(水槽)で排砂ゲートを設置できない場合の代替設備
		g. 導水路	
		h. 水槽	ヘッドタンク又はサージタンクのどちらかを示す。排砂ゲート、スクリーンを含む。
		i. 余水路	
		j. 水圧管路	既設管路との分岐管、バルブ室、バルブ、流量計室、流量計、グラウト、法面保護工等を含む。
		k. 放水路	
		l. 放水口	ゲートを含む。
		m. 代替放流設備	既設ダムの放流設備途中に発電設備を設置し、バイパス放流設備が必要な場合の放流バルブ
		n. 雑工事	土捨場、水路に係わる緑化工事、自記量水設備等。
	②貯水池又は調整池	o. ダム本体	(ダム高 15m 以上の)ダム本体、洪水吐
		p. 雑工事	土捨場、貯水池又は調整池に係わる緑化工事等。
	③機械装置	q. 基礎	発電機床面以下(半地下式、地下式の場合は、床面以上を含む)の土木工事。
		r. 諸装置	取付道路、構内整備、機械装置に係わる緑化工事等。
4)	電気関係	s. 水車	入口弁含む
		t. 発電機	
		u. その他機器	主要変圧器、配電盤開閉装置、単独運転検出装置、流量調整バルブ等。
5)	仮設備費		工事用道路・橋梁、仮建物、工事用電力、備品等。
6)	総係費		人件費、調査委託費、事務関係費等
7)	(小計)		Σ1)～6)
8)	ダム分担金		特定多目的ダム及び共同ダムの事業費分担金。なお、既設設備利用等で事業費分担金が発生しない場合は考慮しない。
9)	建設中利子		建設工事期間中の工事資金に係わる金利分
10)	分担関連費		発注者の現場以外の組織全体に係わる事務経費
11)	送配電設備費		架空又は地中送配電設備
12)	(計)		Σ7)～11)

積算を進めるには各設備の諸元を決めます。
例えは取水ダムの幅、高さなどです。
また、手引きには無い設備の設置や省略です。
例えば自動除塵機については取水口への設置は省略し沈砂池に設置するとかです。
他にも実態に合うように工夫します。

以下その弊社流のポイントについてです。

(1) 土地・補償費
土地や補償費の単価は示されていますが数量の計算はなかなか難しいこともあり、弊社では「各種権利補償費」のみ計算しています。
最大出力＝費用　にしています。
例えば最大 200kW だと 2,000 千円　にします。
実施段階で関係者と交渉して頂きます。
(2) 建築関係工事
P/S 型式と最大出力から計算します。
P/S 型式は「地上式」「半地下式」「地下式」ですが、小水力ではほとんど地上式です。
(3) 取水ダム
1) **ダム型式**：
「ダム基準」と「堰基準」のいずれかを決定します。
砂防ダム利用のチロル取水方式の場合、手引きでは計上不要とされていますが、費用が不足すると考えますからチロルベースコンクリートとして「ダム基準」として余裕をみて計上します。
以外は「堰基準」にしています。
2) **ダム高さ**：
最大使用水量Ｑで判断します。Q<=0.3 3.5m、Q<0.30～0.5 5.0m、Q>0.5 7.0m　の三段階くらいです。経験的感覚論です。
砂防ダム利用の場合で高さ不明の場合は、グーグルアースや現地調査での目測にします。
3) **ダム頂長**：
地形図やグーグルアース、現地調査での目測にします。
ダム頂長は越流幅とされており川幅よりは短くなりますから注意が必要です。
4) **魚道の有無**：
河川維持流量を設定した場合は計上します。
5) **排砂ゲート**
取水ダムへ排砂ゲートを設置すると大規模となりコストアップします。

ですので、側方取水方式にする場合にのみ計上します。

チロル取水方式の場合は取水口もしくは沈砂池で計上します。

6) 起伏ゲート（ゴム堰相当）

取水ダムによる堰上げで上流の浸水被害が予想される場合、起伏ゲートを計上します。

設置単価は経験的感覚論で 2,000 千円/m2　にしています。

(4) 取水口

1) 取水方式

取水方式を「無圧：側方取水方式」「チロル取水方式」「堤体穴明け」「サイフォン式」の４パターンから決定し手引きに従い計上します。

「サイフォン式」で取水して「堤体穴明け」して導水するパターンもあります。

2) 自動除塵機

「チロル取水方式」の場合は物理的に設置できないため計上しません。

それ以外で必要な場合に計上します。ただし、沈砂池に設置する場合は省略します。

手引きでは「その他」に含むとされていますが、小水力用の自動除塵機は高価であり、メーカー聞き取り価格を必要に応じて計上します。

(5) 沈砂池

1) 自動除塵機

沈砂池に設置する場合は計上します。

手引きでは「その他」に含むとされていますが、小水力用の自動除塵機は高価であり、メーカー聞き取り価格を必要に応じて計上します。

(6) 導水路（無圧）

導水路が必要な場合、基準に従って計上します。

ただし、トンネルの費用は実情と乖離していると考えられますので、より実情に近いと考えられる「馬蹄形全巻」で計上します。

しかし、近年はこのような大型案件は無くなりました。

よくあるのは、取水口から沈砂池兼水槽間の導水路（無圧暗渠で計上）です。

(7) 水槽

沈砂池が兼用する場合は省略します。

(8) 余水路

水槽省略の場合は省略します。

水槽を設置する場合でもペルトン水車を選定しデフレクタを付加する場合は省略します。

(9) 水圧管路

1) 本体

管種に応じて積み上げ積算または手引きより計上します。

配管パターンは設計内圧に応じて以下のとおりにします。

i)　ＦＲＰＭ管の場合

設計内圧 1.3Mpa 以上の部分はＪＩＳ鋼管で積算します。

ii)　ポリエチレン管の場合

設計内圧 2.0Mpa 以上の部分はＪＩＳ鋼管で積算します。

iii)　露出管部

手引きの「鋼管」で計上します。

2)　流量計

内径を指定し手引きにより計上します。

(10)　放水路・放水口

手引きにより計上します。

(11)　雑工事

手引きにより計上しますが、水圧管路工事で積み上げ積算した費用は控除します。

(12)　機械装置基礎

P/S 型式と最大使用水量、主機台数から計算します。

P/S 型式は「地上式」「半地下式」「地下式」ですが、小水力ではほとんど地上式です。

(13)　諸装置

1)　率計算部分

手引きにより計上します。

2)　機器搬入路工事費

手引きにより必要な数量を計上します。

水管橋は橋梁の数量で計上しています。

(14)　電気関係工事費

各水車別に手引きにより積算しますが、最近の為替動向・世界的な物価高騰を踏まえて、２倍にしています。

ただし、ＩＲＥＭ水車は聞き取り価格です。

(15)　仮設備費

1)　率計算部分

手引きにより計上します。

2)　工事用道路工事費

手引きにより必要な数量を計上します。

(16)　総係費・建設中利子・分担関連費

手引きにより計上します。

(17)　送配電設備費

手引きにより必要な数量を計上します。

弊社の工事費積算シートでの計算事例は以下のとおりです。

○県□町△川　　地点　建設工事費内訳書　＜発電計画Ⅱ＞

項　　目	内		訳		
1．土地・補償費					
1)土地	費用（千円）	単位	数量	単価（千円）	
民家	0	戸	0	20,000	
宅地	0	m2	0	11	
田	0	m2	0	2	
畑	0	m2	0	1	
山林・原野	0	m2	0	0	
国有林	0	m2	0	0	
国有林（立木補償）	0	m2	0	1	
2)補償費					
一般国道	0	m	0	600	
都道府県道	0	m	0	381	
市町村道	0	m	0	209	
林道	0	m	0	124	
鉄道	0	m	0	942	
軌道	0	m	0	466	
漁業補償（低水時川幅×減水区間長）	0	m2	0	0.27	
低水時川幅			0		
減水区間長			0		
各種権利補償	10,000	式			
公共補償	0	式			
［土地・補償費　計］	10,000	千円			
2．建築関係工事費				時点修正率	1.100
P/S型式[地上=0･半地下=1･地下=2]	地上式				
最大出力	928	KW			
【内　訳】					
本館建物容積	676	空m^3			
工事単価	33	千円/空m^3			
［建築工事費　計］	24,539	千円			
3．土木関係工事費				時点修正率	1.100
1)水路					
a.取水ダム					
ダムNO.	1	2	3		
ダム型式[ダム=0･堰=1]	1	1	1		
ダム高さ(ゴム高)(m)	5.0	3.5	3.5		
ダム頂長(越流幅)(m)	20	10	5		
魚道有無[有=0(h=2m以上)･無=1]	0	0	1		
魚道放流量(m3/sec)	0.220	0.055	0.000		
a)掘削					
掘削数量（m^3）	1,252	167	44		
工事費(千円：6,000円/m^3)	7,512	1,002	264		
b)コンクリート					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量[堤体]（m^3）	928	346	213		
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量[魚道]（m^3）	60	18	0		
(維持流量放流量別)					
ｺﾝｸﾘｰﾄ量	60	18	0		
Q≦0.02					
0.02＜Q≦0.10		18			
0.10＜Q≦0.25	60				
0.25＜Q≦0.50					
0.50＜Q≦1.00					
1.00＜Q					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量[合計]（m^3）	988	364	213		
工事費(千円：42,000円/m^3)	41,496	15,288	8,946		

c)鉄筋					
鉄筋数量(t)	11.6	4.1	2.4		
工事費(千円：174,000円/t)	2,018	713	418		
d)排砂ゲート					
流域面積(km^2)	40.0	10.0	5.0		
設計洪水量(m^3/sec)	1,203	436	247		
ゲート重量(t)	19.6	9.7	6.6		
ゲート単価(千円/t)	1,698	3,345	4,849		
工事費(千円)	33,281	0	0		
e)起伏ゲート (2,000千円/m2)					
ゲート高さ(m)	0	0	0		
ゲート幅(m)	0	0	0		
工事費(千円)	0	0	0		
< 小 々 計 >	84,307	17,003	9,628		
f)その他 [上記合計@30%]	25,292	5,101	2,888		
g)既設改修工事費 (千円)				←手入力	
< 小 計 >	120,559	24,315	13,767		
<< 取水ダム工事費 計 >>	158,641				
b.取水口					
取水口NO.	1	2	3		
取水量(m3/sec)	0.36	0.09	0.05		
導水路形式[1:全巻、2:NATM、3:馬蹄]	1	1	1		
取水方式1 (1:無圧 2:ﾁﾛﾙ 3:堤体穴開)	1	2	2		
取水方式2 (1:サイフォン式)	0	0	0		
除塵機省略要否[設置:チェーン式=0 設置:ワイヤー式=1 省略=2]	2				
取水口工事費[ﾁﾛﾙ式](千円)	0	1,449	1,449	規模選定工事費を適用	
L	0	5	5		
B	1.0	1.0	1.0	←1.0mで固定	
H	0.0	3.5	3.5		
L・B・H	0	18	18		
取水口工事費[堤体穴開式](千円)					
a)掘削					
ワイヤーソーイング数量 (m^2)	0	0	0		
工事費(千円：292,000円/m^3)	0	0	0		
ボーリング数量 (m^3)	0	0	0		
工事費(千円：49,000円/m)	0	0	0		
コンクリート壊し数量 (m^3)	0	0	0		
工事費(千円：24,000円/m^3)	0	0	0		
b)コンクリート					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量 (m^3)	0	0	0		
工事費(千円：42,000円/m^3)	0	0	0		
< 小 々 計 >	0	0	0		
f)その他 [上記合計@25%]	0	0	0		
< 小 計 >	0	0	0		
取水口工事費[サイフォン式](千円)					
真空ポンプ工事費	6,820				
水圧管径(m)	0.00				
延長(m)	3,118.46				
X:πR^2*L	0				
取水口工事費[無圧式]					
水路内径 (m)	1.80	1.80	1.80		
a)掘削					
掘削数量 (m^3)	333	149	100		
工事費(千円：6,000円/m^3)	1,998	894	600		
b)コンクリート					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量 (m^3)	14	3	2		

工事費(千円：42,000円/m^3)	588	126	84		
c)鉄筋					
鉄筋数量(t)	0.6	0.1	0.1		
工事費(千円：174,000円/t)	104	17	17		
d)制水ゲート					
ゲート重量(t)	1.6	0.8	0.6		
ゲート単価(千円/t)	3,357	3,891	4,136		
工事費(千円)	5,371	3,112	2,482		
d)排砂ゲート					
工事費(千円)	5,371	3,112	2,482	←制水ゲートと同じとする	
e)スクリーン					
スクリーン重量(t)	0.6	0.3	0.2		
スクリーン単価(千円/t)	1,385	1,557	1,667		
工事費(千円)	831	467	333		
〈 小 々 計 〉	8,892	4,616	3,516		
f)その他 [上記合計@25%]	2,223	1,154	879		
g)除塵機	0	0	0		
g)既設改修工事費 (千円)				←手入力	
〈 小 計 〉	12,227	1,594	1,594		
〈計 〉	12,227	1,594	1,594		
<< 取水口工事費 計 >>	15,414				
c.沈砂池 (合理化設計)					
沈砂池NO.	1	2	3		
取水量(m3/sec)	0.36	0.09	0.05		
型式[ｽﾗﾌﾞ有=0･ｽﾗﾌﾞ無=1]	1	1	1		
a)掘削					
掘削数量 (m^3)	130	27	12		
工事費(千円：5,600円/m^3)	728	151	67		
b)コンクリート					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量 (m^3)	49	12	6		
ｺﾝｸﾘｰﾄ単価 (78,000、54,000円	47,000	47,000	47,000		
工事費(千円)	2,303	564	282		
c)鉄筋					
鉄筋数量(t)	3.5	1.1	0.6		
工事費(千円：174,000円/t)	609	191	104		
d)制水ゲート					
ゲート重量(t)	0.5	0.2	0.1		
ゲート単価(千円/t)	7,704	11,392	15,316		
工事費(千円)	3,852	2,278	1,532		
d)排砂ゲート					
工事費(千円)	1,926	1,139	766	←制水ゲートの半分とする	
e)スクリーン					
スクリーン重量(t)	0.193	0.0	0.0		
スクリーン単価(千円/t)	3,197	6,502	9,178		
工事費(千円)	617	215	128		
〈 小 々 計 〉	10,035	4,538	2,879		
f)その他 [上記合計@20%]	2,007	908	576		
g)除塵機	13,689	0	0		
h)既設改修工事費 (千円)				←手入力	
〈 小 計 〉	28,304	5,991	3,801		
<< 沈砂池工事費 計 >>	38,095				
d.導水路 (無圧)					
導水路NO.	1	2	3		
通水量(m3/sec)	0.36	0.09	0.05		
延長(m)[幌形全巻]	0	0	0		

延長(m)[幌形NATM]	0	0	0		
延長(m)[馬蹄形全巻]	0	0	0		
延長(m)[暗きょ]	300	200	0		
延長(m)[開きょ]	0	0	100		
延長(m)[ポリエチレン管]	0	0	0		
d-1:幌形全巻					
水路内径（m）	0.00	0.00	0.00		
a)掘削					
掘削数量（m^3）	0	0	0		
掘削単価（千円/m^3）	0	0	0		
工事費（千円）	0	0	0		
b)コンクリート					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量（m^3）	0	0	0		
ｺﾝｸﾘｰﾄ単価（千円/m^3）	0	0	0		
工事費（千円）	0	0	0		
c)鉄筋					
鉄筋数量（ｔ）	0.00	0.00	0.00		
工事費（179千円/ｔ）	0	0	0		
〈 小　々　計 〉	0	0	0		
d)その他［上記合計@15%］	0	0	0		
〈 幌形全巻工事費　小計 〉	0	0	0		
d-2:幌形NATM					
水路内径（m）	0.00	0.00	0.00		
a)掘削					
掘削数量（m^3）	0	0	0		
掘削単価（千円/m^3）	0	0	0		
工事費（千円）	0	0	0		
b)コンクリート					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量（m^3）	0	0	0		
ｺﾝｸﾘｰﾄ単価（千円/m^3）	0	0	0		
工事費（千円）	0	0	0		
c)鉄筋					
鉄筋数量（ｔ）	0.00	0.00	0.00		
工事費（179千円/ｔ）	0	0	0		
〈 小　々　計 〉	0	0	0		
d)その他［上記合計@15%］	0	0	0		
〈 幌形NATM工事費　小計 〉	0	0	0		
d-3:馬蹄形全巻					
水路内径（m）	0.00	0.00	0.00		
a)掘削					
掘削数量（m^3）	0	0	0		
掘削単価（千円/m^3）	0	0	0		
工事費（千円）	0	0	0		
b)コンクリート					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量（m^3）	0	0	0		
ｺﾝｸﾘｰﾄ単価（千円/m^3）	0	0	0		
工事費（千円）	0	0	0		
c)鉄筋					
鉄筋数量（ｔ）	0.00	0.00	0.00		
工事費（179千円/ｔ）	0	0	0		
〈 小　々　計 〉	0	0	0		
d)その他［上記合計@15%］	0	0	0		
〈 馬蹄形全巻工事費　小計 〉	0	0	0		
d-4:暗きょ					
断面寸法√[B*H]（m）	0.89	0.51	0.00		
a)掘削					
掘削数量（m^3）	1,747	540	0		
工事費（5,600円/m^3：千円）	9,783	3,024	0		
b)コンクリート＋鉄筋					
延長当たり単価（千円/m）	51	17	0		

工事費（千円）	15,300	3,400	0		
＜　小　々　計　＞	25,083	6,424	0		
c)その他［上記合計@15%］	3,762	964	0		
＜ 暗きょ工事費　小計 ＞	28,845	7,388	0		
d-5:開きょ					
断面寸法√[B*H]（m）	0.00	0.00	0.38		
a)掘削					
掘削数量（m^3）	0	0	16		
工事費（5,600円/m^3：千円）	0	0	90		
b)コンクリート＋鉄筋					
延長当たり単価（千円/m）	0	0	4		
工事費（千円）	0	0	400		
＜　小　々　計　＞	0	0	490		
c)その他［上記合計@30%］	0	0	147		
＜ 開きょ工事費　小計 ＞	0	0	637		
d-6:ポリエチレン管（既設修繕費用含む）					
管径（m）					
工事費（千円）					
＜ ポリエチレン管　小計 ＞	0	0	0		
d-7:既設改修工事費（千円）				導水路積み上げ	
＜ 導水路NO別工事費　計 ＞	31,730	8,127	701		
＜＜ 導水路工事費　計 ＞＞	40,557				
e.水槽（ヘッドタンク）					
設備省略要否[設置=0･省略=1]	0				
通水量（m^3/sec）	0.50				
a)掘削					
掘削数量（m^3）	190				
工事費（6,100円/m^3：千円）	1,159				
b)コンクリート					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量（m^3）	30				
工事費（45,000円/m^3：千円）	1,350				
c)鉄筋					
鉄筋数量（ｔ）	2.2				
工事費（217千円/ｔ）	477				
＜　小　々　計　＞	2,986				
d)制水ゲート					
工事費(千円)	3,852	←沈砂池と同等とする			
d)排砂ゲート					
工事費(千円)	1,926	←沈砂池と同等とする			
f)スクリーン					
工事費(千円)	617	←沈砂池と同等とする			
g)既設改修工事費（千円）	0	←手入力			
h)除塵機	0	←手入力			
＜　小　々　計　＞	9,381				
＜＜ 水槽工事費　計 ＞＞	10,319				
f.余水路					
設備省略要否[設置=0･省略=1]	0			［平均勾配別余水路内径］	
型式[単独=0･鉄管路併設=1]	0			余水路内径(m)	0.47
平均勾配(I=1/x)	0.500			1≦I	
延長(m)[鋼管]	20			0.1≦I＜1	0.47
延長(m)[FRP(M)管露出式]	0			0.05≦I＜0.1	
延長(m)[FRPM管埋設式]	0			0.02≦I＜0.05	
延長(m)[ﾀﾞｸﾀｲﾙ管埋設式]	0			0.01≦I＜0.02	
通水量（m3/sec）	0.50			I＜0.01	
余水路内径(m)	0.47				
有効落差(m)	225.3				
a)掘削					

掘削数量（m^3）	162				
掘削単価（円/m^3）	19,000				
工事費（千円）	3,078				
b)コンクリート					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量（m^3）	25				
ｺﾝｸﾘｰﾄ単価（円/m^3）	48,000				
工事費（千円）	1,200				
c)鉄筋					
鉄筋数量（ｔ）	0.9				
工事費（217千円/ｔ）	195				
d)余水管（鋼管）					
鉄管重量（ｔ）	1.3				
鉄管単価（千円/t）	3,738				
鉄管工事費（千円）	4,859				
e)余水管（FRP(M)管露出式）				[FRP(M)管材料種別工事費]	
最大設計内圧(kg/cm^2)	0.0	←無圧とする		FRP(M)管工事費	0
FRP(M)管工事費（千円）	0			5種：2.5kg/cm2	0
f)余水管（FRP(M)管埋設式）				[FRP(M)管材料種別工事費]	
最大設計内圧(kg/cm^2)	0.0	←無圧とする		FRP(M)管工事費	0
FRP(M)管工事費（千円）	0			5種：2.5kg/cm2	0
g)余水管（ﾀﾀﾞｸﾀｲﾙ管埋設式）				[ﾀﾀﾞｸﾀｲﾙ管材料種別工事費]	
最大設計内圧(kg/cm^2)	0.0	←無圧とする		ﾀﾞｸﾀｲﾙ管工事費	0
ﾀﾞｸﾀｲﾙ管工事費（千円）	0			3種：0.75Mpa	0
＜　小　々　計　＞	9,332				
h)その他［上記合計@20%］	1,866				
i)既設改修工事費（千円）		←手入力			
＜＜余水路工事費　計＞＞	12,318				
g.水圧管路					水
型式[単独=0･余水路併設=1]	0				
露出部延長(m)	112				
延長(m)[鉄管露出式]	112				
通水量（m3/sec）	0.50			[通水量別水圧鉄管重量]	
水圧管路内径(m)	0.70			鉄管単位重量(t/m)	0.1076
有効落差(m)	225.3			Q≦1m3/s	0.1076
a)露出部				1＜Q≦2m3/s	
a))掘削(露出部)				2＜Q≦3m3/s	
掘削数量（m^3）	870			3＜Q≦4m3/s	
掘削単価（円/m^3）	19,000			4＜Q≦5m3/s	
工事費（千円）	16,530			5＜Q≦6m3/s	
b))コンクリート(露出部)				6＜Q≦7m3/s	
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量（m^3）	208			7＜Q≦8m3/s	
ｺﾝｸﾘｰﾄ単価（円/m^3）	48,000			8＜Q≦9m3/s	
工事費（千円）	9,984			9＜Q≦10m3/s	
c))鉄筋(露出部)				10＜Q≦12m3/s	
鉄筋数量（ｔ）	3.7			12＜Q≦14m3/s	
工事費（217千円/ｔ）	803			14＜Q≦16m3/s	
				16＜Q≦18m3/s	
b))鉄管露出式（鋼管）				18＜Q≦20m3/s	
鉄管重量（ｔ）	12.0			20＜Q≦30m3/s	
鉄管単価（千円/t）	1,869			30＜Q≦40m3/s	
鉄管工事費（千円）	22,428			40＜Q≦50m3/s	
＜露出部計＞	54,720				
d)＜露出部合計＞その他［上記合計@120%］	65,663				
e)ポリ管埋設部	390,600				
e)FRPM管埋設部	0				

f)ＪＩＳ鋼管埋設部	109.773				
g)流量計（一測線式）					
工事費（千円）	7.555				
h)既設改修工事費（千円）		←手入力			
<< 水圧管路工事費　計 >>	573.591				
h.放水路（無圧）					
通水量(m3/sec)	0.50				
延長(m)[幌形全巻]	0				
延長(m)[幌形NATM]	0				
延長(m)[馬蹄形全巻]	0				
延長(m)[暗きょ]	0				
延長(m)[開きょ]	20				
h-1:幌形全巻					
水路内径（m）	0.00				
a)掘削					
掘削数量（m^3）	0				
掘削単価（千円/m^3）	0				
工事費（千円）	0				
b)コンクリート					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量（m^3）	0				
ｺﾝｸﾘｰﾄ単価（千円/m^3）	0				
工事費（千円）	0				
c)鉄筋					
鉄筋数量（ｔ）	0.00				
工事費（179千円/ｔ）	0				
< 小　々　計 >	0				
d)その他［上記合計@15%］	0				
< 幌形全巻工事費　小計 >	0				
h-2:幌形NATM					
水路内径（m）	0.00				
a)掘削					
掘削数量（m^3）	0				
掘削単価（千円/m^3）	0				
工事費（千円）	0				
b)コンクリート					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量（m^3）	0				
ｺﾝｸﾘｰﾄ単価（千円/m^3）	0				
工事費（千円）	0				
c)鉄筋					
鉄筋数量（ｔ）	0.00				
工事費（179千円/ｔ）	0				
< 小　々　計 >	0				
d)その他［上記合計@15%］	0				
< 幌形NATM工事費　小計 >	0				
h-3:馬蹄形全巻					
水路内径（m）	0.00				
a)掘削					
掘削数量（m^3）	0				
掘削単価（千円/m^3）	0				
工事費（千円）	0				
b)コンクリート					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量（m^3）	0				
ｺﾝｸﾘｰﾄ単価（千円/m^3）	0				
工事費（千円）	0				

c)鉄筋					
鉄筋数量（ｔ）	0.00				
工事費（179千円/ｔ）	0				
〈　小　々　計　〉	0				
d)その他［上記合計@15%］	0				
〈 馬蹄形全巻工事費　小計 〉	0				
h-4:暗きょ					
断面寸法√[B*H]（m）	0.00				
a)掘削					
掘削数量（m^3）	0				
工事費（5,600円/m^3：千円）	0				
b)コンクリート＋鉄筋					
延長当たり単価（千円/m）	0				
工事費（千円）	0				
〈　小　々　計　〉	0				
c)その他［上記合計@15%］	0				
〈 暗きょ工事費　小計 〉	0				
h-5:開きょ					
断面寸法√[B*H]（m）	1.01				
a)掘削					
掘削数量（m^3）	34				
工事費（5,600円/m^3：千円）	190				
b)コンクリート＋鉄筋					
延長当たり単価（千円/m）	38				
工事費（千円）	760				
〈　小　々　計　〉	950				
c)その他［上記合計@30%］	285				
〈 開きょ工事費　小計 〉	1,235				
h-6:既設改修工事費（千円）		←手入力			
〈〈 放水路工事費　計 〉〉	1,359				
i.放水口（無圧）					
設備省略要否[設置=0･省略=1]	0				
放水口ゲート[有=0･無=1]	1				
通水量(m3/sec)	0.50				
水路内径(m)	1.01				
a)掘削					
掘削数量（m^3）	79				
工事費(千円：6,000円/m3)	474				
b)コンクリート					
ｺﾝｸﾘｰﾄ数量（m^3）	22				
工事費(千円：42,000円/m^3)	924				
c)鉄筋					
鉄筋数量（ｔ）	1.4				
工事費(千円：174,000円/ｔ)	244				
d)放水口ゲート					
ゲート重量(t)	0.0				
ゲート単価(千円/t)	0				
工事費(千円)	0				
〈　小　々　計　〉	1,642				
e)その他［上記合計@25%］	411				
f)既設改修工事費（千円）		←手入力			
〈〈 放水口工事費　計 〉〉	2,258				
j.雑工事					
工事費算定式：［3.　土木関係工事費1)水路のa.～I.の各工事費合計］@10%					
a.取水ダム	158,641	千円		50kW以下は5%	
b.取水口	15,414	千円			
c.沈砂池	38,095	千円			
d.導水路	40,557	千円			

e.水槽	10,319	千円			
f.余水路	12,318	千円			
g.水圧管路	573,591	千円	積上分控除	500,373	
h.放水路	1,359	千円			
i.放水口	2,258	千円			
< 小 々 計 >	852,552	千円		352,179	
<< 雑工事 計 >>	35,218	千円			
<< 水 路 合 計 >>	887,770	千円			
2)貯水池又は調整池					
工事費（千円）	0				
3)機械装置					
k.機械装置基礎					
P/S型式[地上=0･半地下=1･地下=2・正興=3]	1				
最大使用水量(m3/sec)	0.50				
有効落差(m)	225.3				
主機台数(台)	1				
a)掘削					
掘削数量(m^3)	612				
掘削単価(円/m^3)	11,000				
工事費（千円）	6,732				
b)コンクリート					
コンクリート数量(m^3)	242				
コンクリート単価(円/m^3)	50,000				
工事費（千円）	12,100				
c)鉄筋					
鉄筋数量(ｔ)	16.5				
鉄筋単価(円/t)	175,000				
工事費（千円）	2,888				
< 小 々 計 >	21,720				
d)その他［上記合計@20%］	4,344				
e)既設改修工事費（千円）		←手入力			
<< 機械装置基礎工事費 計 >>	28,670				
l.諸装置					
工事費算定式：土木関係工事費水路+貯水池又は調整池+機械装置基礎の各工事費合計］@10%					
1)水路	887,770	千円		50kW以下は5%	
2)貯水池又は調整池	0	千円			
3)機械装置基礎	28,670	千円			
< 小 々 計 >	416,067	千円			
< 工 事 費 計 >	41,607	千円	ダム式は5%		
機器搬入路工事費（千円）	30,690				
		明かり新設	ﾄﾝﾈﾙ新設	既設改良	橋梁新設
	延長(m)	0	0	0	30
	単価(千円/m)	121	1,133	44	1,023
	工事費(千円)	0	0	0	30,690
<< 諸装置工事費 計 >>	79,527	千円			
<< 機械装置工事費 計 >>	108,197	千円			
[土木関係工事費 合計]	995,967	千円			
4. 電気関係工事費					
	1	台			
最大出力	928	1台当り	928	kW	査定率
有効落差	225.3		P/√He＝	61.825	1.00

			ペルトン	フランシス	ＩＲＥＭ
	ﾍﾟﾙﾄﾝﾃﾞﾌﾚｸﾀ付加		0		
	千円	水車	86,841	69,351	164,489
［ 電気関係工事費　計 ］	398,895	発電機	35,384	35,384	
	計算値の倍	その他	67,223	57,604	
	IREM除く	単独運転検出	10,000	10,000	
		計	199,448	172,339	164,489
		1台当り	P/√He＝	61,825	
			クロスフロー	水中タービン	チューブラ
		水車	61,099	24,158	56,971
		発電機	35,384		35,384
		その他	53,066	13,287	50,795
		単独運転検出	10,000	10,000	10,000
		計	159,549	49,514	153,150
				1.044	
５．仮設備費				時点修正率	1.100
工事費算定式：［2.建築+3.土木+4.電気の各工事費合計］@5%				50kW以下は1%	
2.建築関係工事費	24,539				
3.土木関係工事費	995,967				
4.電気関係工事費	398,895				
＜　小　々　計　＞	919,028	千円			
＜ 工 事 費　計 ＞	45,951	千円			
工事用道路工事費（千円）	36,300				
		明かり新設	ﾄﾝﾈﾙ新設	既設改良	橋梁新設
	延長(m)	300	0	0	0
	単価(千円/m)	121	1,133	44	1,023
	工事費(千円)	36,300	0	0	0
			延長(m)	0	←敷砂利補修
［ 仮設備費　計 ］	90,476	千円	単価(千円/m)	20	
			工事費(千円)	0	
６．総係費					
冬季作業休止[有=0･無=1]	1				
率計算・積み上げ	0				
工事費算定式：［2.建築+3.土木+4.電気関係工事費+5.仮設備費の合計］@α					
α：冬季作業休止有→15%					
冬季作業休止無→7%					
2.建築関係工事費	24,539	千円			
3.土木関係工事費	995,967	千円			
4.電気関係工事費	398,895	千円			
5.仮設備費	90,476	千円			
＜　小　々　計　＞	1,509,877	千円			
［ 総 係 費　計 ］	105,691				
７．　以　上　計	1,625,568	千円			
８．ダム分担金：検討対象外とする。					
９．建設中利子					
対象工事費　：1.土地･補償費+2.建築+3.土木+4.電気関係工事費+5.仮設備費+6.総係費					
工事費算定式：対象工事費×工期(年)×ｷｬｯｼｭﾌﾛｰ係数×利子率					
工期(ヶ月)	18				
工期(計算上の年数：月数/12)	1.50				
キャッシュフロー係数	0.400				
利子率	0.020				

［ 建設中利子　計 ］	19,507	千円			
10. 分担関連費					
対象工事費　：1.土地･補償費+2.建築+3.土木+4.電気関係工事費+5.仮設備費+6.総係費					
工事費算定式：対象工事費@1%					
［ 分担関連費　計 ］	16,256	千円	50kW以下は省略		
11. 送配電設備費					
送配電線工事費（千円）	9,000				
	配電線	配電線	配電線415V	送電線	送電線
	240/410V	架空6.6kV	地中6.6kV	架空66kV	架空154kV
延長(m)	0	500	0	0	0
単価(千円/m)	7.8	18.0	22.0	85.0	106.0
工事費(千円)	0	9,000	0	0	0
［ 送配電設備費　計 ］	9,000	千円			
［ 建 設 工 事 費　合 計 ］	1,670,331	千円			

2.2.3 ランニングコスト（年経費）

年経費の計算は、「ハイドロバレー計画ガイドブック：H17.3 経済産業省資源エネルギー庁、財団法人新エネルギー財団」の「7.3.2 年経費の算出」に基づき算出します。

算定に用いる項目および諸元は下表のとおりです。

表 7.3.2 年経費内訳

経費項目		解説
資本費	減価償却費	減価償却は、固定資産の取得原価を費用として、各利用年度に合理的かつ計画的に配分する会計上の手続きをいいます。 つまり、いったん固定資産として投入した資本を、その固定資産の耐用年数間に合理的に配分して回収するために計上する費用が減価償却費です。
	金利	金利は事業報酬に相当するものです。 経費として見込むのは、建設借入金の返済利息額となります。
	固定資産税	固定資産税は、地方税法に基づき、土地、家屋、償却資産を課税物件とし、その所有者に課せられる地方税をいいます。 電気事業固定資産のうち土地及び償却資産の帳簿価額に固定資産税率を乗じて算定します。
直接費	人件費	発電所の保守・運用に必要な経費をいいます。
	修繕費	発電設備の維持・管理のための修繕費をいいます。
	その他経費	その他経費の主なものは、委託費、固定資産除却費、補償費、水利使用料、その他費用となります。
間接費	一般管理費	一般管理費は、発電所の運転に関連する経費をいいます。 固定資産税、人件費、修繕費、その他経費の合計額に一般管理費率を乗じて算定します。

表 7.3.3 年経費算出諸元

項目		諸条件・諸数値
減価償却費※1	減価償却法	定率法
	残存率	10%
	耐用年数	返済期間と同値
金利※2		2%
固定資産税※1		建設費/初年度簿価×簿価×1.4%
人件費※2		建設費×0.17%
修繕費※1	初年度率	建設費×0.310%
	年増加率	建設費×0.019%
その他経費※1		建設費×0.31%
一般管理費※1		（固定資産税＋人件費＋修繕費＋その他経費）×12%
割引率※2		2%

※1）水力発電効用評価の手引き（平成 11 年 3 月）：資源エネルギー庁，新エネルギー財団
※2）平成 16 年度末時点における標準的な利率

弊社では法改正により減価償却費の残存率は０％に変更しています。

減価償却期間＝事業期間２０年間としています。

2.2.4 税前ＩＲＲ

税前ＩＲＲは税引き前の純利益に減価償却費と金利を加算した税前のフリーキャッシュで計算します。

計算自体はエクセルの関数式の「IRR」にて当該期間のフリーキャッシュの範囲を指定すれば計算してくれます。

税後ＩＲＲについては、会社規模や売上高によって税率等が変化しますので弊社では参考として示しています。

計算事例は次のとおりです。

○県口町△川 地点　FIT単価による売電事業（事業期間20年・耐用年数減価償却）

建設単価:	240　千円/kW
売電単価20年目まで:	29.0　円/kWh
税引き前P-IRR:	7.75%
税引き後P-IRR:	5.97%
売電単価20年目以降（想定）	円/kWh

総事業費:	1,670,331	千円
補助金:		千円
グリーン減税区分※	0	0　千円

※0:適用無し、1:特別償却、2:法人税他控除

長期金利:	2.0	%
短期金利:		%
自己資金:		千円
借入額:	1,670,331	千円

返済期間:	20	年
耐用年数:	20	年

法人所得:	4百万以下	4～8以下	8百万超
法人税率:	0.150	0.150	0.255
法人県民税　税割額:	0.050		
法人県民税　均等割額:	21　千円／年		
法人事業税率:	0.027	0.040	0.053
法人市民税　税割額:	0.135		
法人市民税　均等割額:	50　千円／年		

		建設			操業																			
				H25年度	H26年度	H27年度	H28年度	H29年度	H30年度	H31年度	H32年度	H33年度	H34年度	H35年度	H36年度	H37年度	H38年度	H39年度	H40年度	H41年度	H42年度	H43年度	H44年度	H45年度
				0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
P／L	売電電力量(MWh)				6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674	6,674
営業利益	①売上高(千円)			0	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542	193,542
営業費用	②O＆M費			0	−14,779	−15,135	−15,490	−15,845	−16,201	−16,556	−16,912	−17,267	−17,623	−17,978	−18,334	−18,689	−19,044	−19,400	−19,755	−20,111	−20,466	−20,822	−21,177	−21,533
	③固定資産税			0	0	−20,462	−17,904	−15,666	−13,708	−11,994	−10,495	−9,183	−8,035	−7,031	−6,152	−5,383	−4,710	−4,121	−3,606	−3,155	−2,761	−2,416	−2,114	−2,114
	④減価償却費			0	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517	−83,517
	⑤金利			0	−33,407	−31,736	−30,066	−28,396	−26,725	−25,055	−23,385	−21,714	−20,044	−18,374	−16,703	−15,033	−13,363	−11,692	−10,022	−8,352	−6,681	−5,011	−3,341	−1,670
	⑥費用計			0	−131,702	−150,849	−146,976	−143,423	−140,150	−137,122	−134,308	−131,681	−129,218	−126,899	−124,705	−122,621	−120,634	−118,730	−116,900	−115,134	−113,425	−111,765	−110,148	−108,833
特別利益	補助金(a)					0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
特別損失	固定資産圧縮損			0	0																			
税引き前利益⑦=①−⑥+(a)				0	61,840	42,693	46,566	50,119	53,392	56,420	59,234	61,861	64,324	66,643	68,837	70,921	72,908	74,812	76,642	78,408	80,117	81,777	83,394	84,709
	年400万円以下の部分				4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000
	年400万円を超え800万円以下の部分				4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000	4,000
	年800万円を超える部分				53,840	34,693	38,566	42,119	45,392	48,420	51,234	53,861	56,324	58,643	60,837	62,921	64,908	66,812	68,642	70,408	72,117	73,777	75,394	76,709
税金⑧	法人税=⑦×法人税率				0	−10,047	−11,034	−11,940	−12,775	−13,547	−14,265	−14,935	−15,563	−16,154	−16,713	−17,245	−17,752	−18,237	−18,704	−19,154	−19,590	−20,013	−20,425	−20,761
	法人県民税=⑦×法人税率×法人県民税率				0	−502	−552	−597	−639	−677	−713	−747	−778	−808	−836	−862	−888	−912	−935	−958	−979	−1,001	−1,021	−1,038
	法人県民税均等割額				−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21	−21
	法人事業税=⑦×法人事業税率				0	−2,107	−2,312	−2,500	−2,674	−2,834	−2,983	−3,123	−3,253	−3,376	−3,492	−3,603	−3,708	−3,809	−3,906	−4,000	−4,090	−4,178	−4,264	−4,334
	地方法人特別税=⑦×法人事業税率×81%				0	−1,706	−1,873	−2,025	−2,166	−2,296	−2,417	−2,529	−2,635	−2,735	−2,829	−2,918	−3,004	−3,085	−3,164	−3,240	−3,313	−3,384	−3,454	−3,510
	法人市民税=⑦×法人税率×法人市民税率				0	−1,356	−1,490	−1,612	−1,725	−1,829	−1,926	−2,016	−2,101	−2,181	−2,256	−2,328	−2,396	−2,462	−2,525	−2,586	−2,645	−2,702	−2,757	−2,803
	法人市民税均等割額				−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50	−50
	税金　計				−71	−15,790	−17,331	−18,746	−20,049	−21,254	−22,375	−23,420	−24,401	−25,324	−26,198	−27,027	−27,818	−28,576	−29,305	−30,008	−30,688	−31,349	−31,993	−32,516
税引後利益⑨=⑦+⑧				0	61,769	26,904	29,234	31,373	33,343	35,166	36,860	38,441	39,923	41,319	42,639	43,894	45,090	46,236	47,337	48,400	49,429	50,428	51,401	52,193
累積損益				0	61,769	88,673	117,907	149,280	182,623	217,789	254,648	293,089	333,012	374,331	416,970	460,864	505,954	552,189	599,527	647,927	697,356	747,784	799,185	851,377

最終的にアウトプットされる「概略可能性調査結果総括表」は以下のとおりです。

○県□町△川　　地点　概略可能性調査結果総括表

項目			内容 取水①	取水②	取水③	備考
発電諸元	水系河川名		○川水系△川	○川水系△川	○川水系△川	「川の名前を調べる地図」より参照
	河川等級		1級	1級	指定区間外	
	取水地点位置		○県□町△□	○県□町△□	○県□町△□	
	発電所地点位置			○県□町△□		
	自然公園の指定状況		特別地域	普通地域	該当なし	「土地利用調整総合支援ネットワークシステム」他より
	最大出力(kW)			928		水車発電機総合効率　0.841
	最大使用水量(m3/s)		0.364	0.091	0.045	流況推定：　○○ダム
		計		0.500		CA= 100.00
	常時使用水量(m3/s)			0.14		渇水量ー維持流量
	最大理論水力(kW)			1104		
	常時理論水力(kW)			349		
	取水位(EL.m)			500.00		
	放水位(EL.m)			250.00		
	総落差(m)			250.00		
	最大損失落差(m)			24.70		
	最大有効落差(m)			225.30		
	常時有効落差(m)			247.96		
	河川維持流量(m3/s)	1/1～12/31	0.220	0.055	0.000	取水①②は１級河川のため維持流量を設定する。 10ヶ年最小渇水とする。
			0.000	0.000	0.000	
		最大　計		0.28		
	魚道放流量(m3/s)	1/1～12/31	0.220	0.055	0.000	
			0.000	0.000	0.000	
	流域面積(km2)		40.00	10.00	5.00	
		計		55.00		
発電設備計画	取水ダム	高さ(m)	5	3.5	3.5	新設
		頂長(m)	20	10	5	
	取水口	取水方式	側方取水	チロル式	チロル式	
	沈砂池	新設or兼用	新設	新設	新設	
	導水路（無圧）	延長（m）	300	200	100	
	水槽	新設or省略		新設		
	余水路	新設or省略		新設		
		延長（m）		20		
	水圧管路	ポリ管埋設延長・外径(m)	2,506	0.63		埋設深さ(土被り)　1.20
		FRPM管埋設延長・径(m)	0	0.00		凍結深度（参考）　0.04
		JIS鋼管埋設延長・内径(m)	501	0.70		舗装率　100%
		露出部延長・内径(m)	112	0.70		
		計	3,118			
	水車形式			横軸ペルトン水車		水車1台　ﾍﾟﾙﾄﾝﾃﾞﾌﾚｸﾀ無し
	放水路	延長(m)		20		
	工事用道路	延長(m)		300		取水工工事用
	連系線	延長(m)		500		発電所下流県道高圧配電線連系（空容量不明）
発電量	①ＦＩＴ買取単価(円/kWh)			29		
	発電量区分		**１０ヶ年平均**	**１０ヶ年最小**		
	②年間可能発電電力量(MWh/年)		6,952	6,006		
	③有効電力量(MWh/年)		6,674	5,766		
	設備利用率（②/最大出力×8760h）		85.5%	73.9%		
	④年効用：Ｖ（①×③　千円/年）		**193,542**	**167,202**		
建設工事費	⑤建設工事費計（千円）			**1,670,331**		発電計画工事費積算手引き発電計画Ⅱで算定
	１．土地・補償費			10,000		各種権利補償
	２．建物関係工事費			24,539		地上式
	３．土木関係工事費	1)水路 a.取水ダム	120,559	24,315	13,767	
		b.取水口	12,227	1,594	1,594	除塵機省略
		c.沈砂池	28,304	5,991	3,801	除塵機設置　取水①のみ
		d.導水路（無圧）	31,730	8,127	701	
		e.水　槽		10,319		
		f.余水路		12,318		
		g.水圧管路		573,591		流量計含む
		ポリ管埋設		390,600		積み上げ
		FRPM管埋設		0		積み上げ
		JIS鋼管埋設		109,773		積み上げ
		露出部		65,663		
		h.放水路		1,359		
		I.放水口		2,258		
		j.雑工事		35,218		
		<<小計>>		887,770		
		2)貯水池又は調整池		0		該当なし
		3)機械装置 k.基礎		28,670		半地下式
		l.諸装置		79,527		水管橋L=30m　含む
		<<小計>>		108,197		
		<<土木関係 計 >>		995,967		
	４．電気関係工事費			398,895		発電計画Ⅱ×２倍で計算
	５．仮設備費			90,476		
	［１～５計］			1,519,877		
	６．総 係 費			105,691		
	［１～６計］			1,625,568		
	７．ダム分担金					工期（ヶ月）　利子率
	８．建設中利子			19,507		18　2.00%
	９．分担関連費			16,256		［１～６計］×1%
	10．送配電設備費			9,000		
事業性	建設単価(⑤/② 円/kWh)			**240**		
	⑥年経費：Ｃ（⑤×年経費率0.07721 千円/年）			**128,966**		
	Ｖ－Ｃ（④－⑥ 千円/年）		**64,576**	**38,236**		
	評価：Ｃ／Ｖ（⑥/④）		**0.67**	**0.77**		事業期間（返済期間:年）　耐用年数（年）
	税前ＩＲＲ		**7.8%**	**5.6%**		20　20
	参考:税後ＩＲＲ		**6.0%**	**4.5%**		資本金１千万円以下の法人で計算

2.3 事業化の判断

ここまでの概略検討で事業性がほぼ見えてきます。

事業者さんが目標とするＩＲＲが達成可能かも知れません。

では、事業化の判断はどうするのか以下のとおりです。詰将棋のような感じです。

2.3.1 現地踏査

取水地点や発電所に至る地形・地質に問題がないことの現地踏査が必要です。

アプローチ道路が崩落していたという事例もありました。

それでは小規模な発電所では復旧コストが影響して無理かも知れません。

また、地形図の精度は低いため現地と道路との比高が検討した以上であればコストもかかり、計画断念になる虞もあります。

2.3.2 系統連系

国道や県道などの基幹道路付近の高圧配電線への連系が可能であるかが課題です。

出来るだけ線が太い（容量が大きい）地点への連系を計画した方が良いです。

大小規模問わず地域の高圧配電線に連系可能かも知れません。

まずは、電力会社が無料で行っている事前相談をして下さい。

過去には１MWでも連系可能な地点が多くあります。

結果連系可能であれば、２０万円払っての「接続検討申込」を行い、接続負担金額を把握します。

莫大な負担金であれば計画断念になる虞もあります。

過去に数億円の負担金が必要となり断念された地点もありました。

2.3.3 関係監督官庁との事前協議

河川管理者、道路管理者など関係監督官庁との事前協議が必要です。

2.3.4 地元のご理解

地元地域のご理解が得られるかが重要です。

そもそも再エネへの理解がない場合や川の水量が減ることによる景観や生態への影響などにご理解が得られない場合もあります。

ご理解を得られやすいように自治体や地元有力者（土建屋さんとか）との関係づくりが必要でしょう。

2.3.5 漁協

漁業権が設定されている場合、関係漁協さんとの協議が必要です。

最近は門前払いされる場合が多くあると聞きます。

残念なことですが、河川維持流量の設定や補償費について粘り強い協議が必要です。

2.3.6 灌漑用水

取水地点から発電所地点までの間で灌漑用水が取水されている場合、関係用水組合さんとの協議が必要です。

基本的にはそのような河川は避ける必要がありますが、用水路の遊休落差利用が可能

な場合はご理解を頂ける可能性が高いと感じます。
ただし、通年取水するためには水利権（慣行？）の調整が必要です。

2.3.7 地権者

地権者のご理解が必要です。
過疎化や移転等により地権者が見つからない場合が多くあります。
地権者の同意を頂く必要があるため地域の法務局で調査する必要があります。
見つからない場合は計画断念になる虞があります。

ここまでは事業者自ら対応可能です。
課題がクリアされたらコストが掛かる以下のステップへ移行します。

2.3.8 流況調査

水利権取得が必要な指定河川の場合、取水地点付近にて１年間の流量調査が必要です。
指定区間外でも事業性把握（発電量）のために流量調査を行うことを勧めます。
また、指定区間外でも河川管理者と河川維持流量の設定有無および水量について協議が必要です。
１年間の流量調査コストは２～３百万円程度です。
そして調査結果にて発電量の再評価が必要です。
なお、測水は「発電水力流量調査の手引き（２００１年版）［平成 12 年 12 月発行］」に基づいて行って下さい。

2.3.9 現地測量

検討期間の短縮のため流況調査と同時並行にて現地測量を行うことをお勧めします。
測量の流れは以下のとおりです。

ステップー１
弊社ではまず指定する範囲の平面図を作成して頂きます。縮尺は 1/1000 程度です。

ステップー２
弊社にて基本構造を概略検討して、取水地点から発電所地点までの中心線形図を作成します。
一般的には中心線形決め打ち測量は行っていないし出来ないと思いますが、弊社では基本設計を省略して事業者さんのコスト負担を軽減するポリシーから、この時点で中心線形を確定します。
そのため、特に取水設備についてはどのような構造とするか、水理計算・安定計算を行いますので、１～２週間程度の期間が必要になります。

ステップー３
線形図の中心線に基づき縦断測量を行って下さい。縮尺は縦横とも 1/500 程度です。
線形図の横断測線に基づき横断測量を行って下さい。延長は図示、縮尺は 1/200 程度

です。

指定する測線の縦横断測量を行って下さい。延長は図示、縮尺は 1/200 程度です。

コストは数百万円程度ですが、これ以外に地権者確定測量費は別途発生します。

2.3.10 地質調査

概略検討後に位置図を提示します。ステップー２後、約１ヶ月程度の期間が必要になります。

地質調査は、取水地点（左右岸、中心の３箇所）、発電所地点１箇所、水圧管路露出部数箇所程度がスタンダードです。水圧管路の埋設部は不要です。

深度は取水地点では巨石がある場合を考慮して着岩＋５ｍ程度まででしょう。他地点で土石の場合はＮ値２０～３０程度までで良いと思います。

コストは数百万円程度です。

2.3.11 実施設計

現地測量および地質調査結果を基に実施設計を行います。

詳細については、第３章のとおりです。

2.3.12 事業費の把握

実施設計後、事業費を把握し事業性の確認が必要です。

土木建築工事については、ゼネコン等の見積もりが必要です。

水圧管路については、パイプメーカーとの設計・コスト協議が必要です。

また、水車メーカー等、電気工事会社やゲート・除塵機メーカーなどとの協議が必要です。

協議結果を踏まえ、最終的に計画継続または撤退の判断となります。

事業計画継続と判断した場合には諸願書申請の開始となります。

2.3.13 諸願書の申請

(1) 河川法、砂防法

水利使用許可申請が必要である場合、河川管理者との具体的な協議に入ります。

この時点では事前協議済であり申請書の記載内容の確認作業に入ります。

申請後、許可までの期間は約半年は必要です。

指定区間外で水利使用許可申請が不要である場合、関係自治体と「法定外工作物許可申請」の協議に入ります。

(2) 電気事業法

保安規程届出要否、ダム水路主任技術者選任要否、工事計画届出要否を確認し必要な手続きを行います。

「ダムを伴う又は最大出力２００ｋW以上又は最大使用水量１ｍ３／ｓ以上」を満たす場合は、全ての手続きが必要になります。

以下、経済産業省のホームページより抜粋

電気事業法における「ダム」の取扱いについて

平成２４年１１月
経済産業省商務流通保安グループ
電力安全課

ダムを伴う水力発電所については、ダムの損壊等による溢水や漏水等の被害が大きいため、電気事業法に基づき、一定の条件を満たす水力発電設備については、保安規程の届出、電気主任技術者の選任、ダム水路主任技術者の選任、工事計画の届出が必要です（表参照）。

電気事業法における「ダム」の取扱いについて、以下のとおり示します。

１．電気事業法におけるダムの取扱い

電気事業法における「ダム」は、発電用として河川の流水を貯留又は取水するための土木工作物のことをいい、堤高は問いません。

２．電気事業法における「ダム」とは取り扱わないものの例

（１）ヘッドタンク

ヘッドタンクは、水車に流れる水量を調整するもので、発電用として河川の流水を貯留又は取水するための設備ではありませんので、電気事業法における「ダム」とは取り扱いません。（電気事業法施行規則別表第２においても、ダムとヘッドタンクは明確に区分されています。）

（２）農業用水路等内の堰について

河川の流水の占用、河川区域内の土地の占用又は河川区域内の工作物の新設に伴う河川法の許可を受けることを要しない農業用水路又は工業用水路等内に設置する堰であれば、流失や損壊が発生しても、堰き止められた流水は既存の農業用水路等内を流下するだけであり、堰の上流側よりも下流側の水位が上昇する可能性は小さいため、溢水や漏水による被害発生のおそれが小さいと考えられることから、電気事業法における「ダム」とは取り扱わないこととします。

「電気事業法における「ダム」は、発電用として河川の流水を貯留又は取水するための土木工作物のことをいい、堤高は問いません。」とあります。

チロル取水方式の場合、流水の貯留は構造的に無理ですが取水はしていますので、「ダム」の扱いになるのでしょう。

となれば、どんな出力規模でもダム水路主任技術者と工事計画届出が必要になります。

問題はダム水路主任技術者の有資格者が少ないことですね。

また、例えば２０ｋＷ～でも保安監督費用を支払うとなると、事業性への影響が大きいと思います。

ダム水路主任技術者の選任等の要否について

電気工作物の分類	出力等条件	保安規程届出	主任技術者選任		工事計画届出
			電 気	ダム水路	
事業用電気工作物	ダムを伴う 又は最大出力２００ｋW以上 又は最大使用水量１ｍ³／ｓ以上	要	要	要	要
	ダムを伴うものを除き かつ最大出力２０ｋW～２００ｋW未満 かつ最大使用水量１ｍ³／ｓ未満	要	要	不要	不要
	上水道施設、下水道施設、工業用水道施設の落差を利用する水力発電設備 かつ敷地外にダムや水路が存在しないもの	要	要	不要	不要
一般用電気工作物	ダムを伴うものを除き かつ最大出力２０ｋW未満 かつ最大使用水量１ｍ³／ｓ未満	不要	不要	不要	不要

(3)　自然公園法

特別地域内であれば河川維持流量が求められますので、必要水量を協議します。

自然公園法では具体的な規定がないため、「正常流量検討の手引き（案）：平成１９年９月国土交通省河川局」に基づき検討した流量で協議すると良いと思います。

ある事例では２００ｋW未満であるのにも係わらず、環境アセスメントを指導された自治体がありました。

開発したい事業者と自然を守りたい行政側との闘い？でしたね。

(4)　道路法、森林法、農地法、建築基準法、その他

必要な手続きを行います。

国有林内や保安林内だと無理　と諦めず必要案件内であれば申請可能です。

第3章　実施設計編

3.1　関係基準

水力発電設備は、電気事業法に基づく「発電用水力設備に関する技術基準を定める省令」（以下、「省令」）を遵守する必要があります。また、河川法との整合も求められます。

一方、具体的な実施設計方法に関する基準は設備ごとに異なり、また関係自治体独自の基準にも左右されますので一律に言えません。

弊社では計算種別、設備ごとに以下の基準に準拠して行います。

3.1.1　水理計算

・水理公式集

・発電水力演習

3.1.2　安定計算

・土石流・流木対策設計技術指針解説

・道路土工指針（擁壁・カルバート）

3.1.3　構造計算

・構造力学公式集

・道路土工指針（擁壁・カルバート）

・水門鉄管技術基準（水圧鉄管・ＦＲＰＭ管）

・水力発電設備の樹脂管（一般市販管）技術規程（ポリエチレン管）

3.2 鉱毒水対策

実施設計に入る前に河川水の水質を確認します。

鉱毒水が混入し強酸性を示しているが否か。程度により鉱毒水対策が必要になります。

3.2.1 鉄筋コンクリート構造物

道路土工カルバート工指針 P-118 に、「設置地点が温泉地域等に近接する場合には、化学的侵食に対する対策が必要となる」とあります。

基本的な鉱毒水対策は以下のとおりです。

・常時鉱毒水と接している面については、耐酸性防食材を塗布する。

・常時鉱毒水と接していない面については、対策しない。

3.2.2 水圧鉄管・鋼構造物・ゲート

水門鉄管技術基準 P-146 第 51 条（腐食及び摩耗に対する考慮）に、「水圧鉄管の腐食に対しては、水圧鉄管内の流水のｐＨ、土砂の流入及び管内流速について考慮し、必要に応じて腐食及び摩耗防止の対策を講じなければならない。」と規定されており、「腐食速度は酸性水質でｐＨ４以下になれば著しく増加する」とあります。

また、「年間を通じてｐＨの値が最低となるときを基準にとる」とされています。

要するに渇水期で水量が少ない時のｐＨが４以下だと防食対策が必要です。

基本的な鉱毒水対策は以下のとおりです。

(1) 管路

・導水管路はＦＲＰＭ管またはポリエチレン管を採用する。

・水圧管路はＦＲＰＭ管またはポリエチレン管を採用するが、設計耐圧を超過する箇所はステンレス管を採用する。

(2) 鋼構造物・ゲート類

・常時鉱毒水と接しているゲート・バルブ類は、ステンレス製とする。

・常時鉱毒水と接している点検ステップ類は、合成樹脂またはステンレス製とする。

3.3 各構造物設計のポイント

3.3.1 取水ダム

(1) 取水ダムの位置

取水ダムは河川幅が狭まり工事がし易く水圧管路を埋設する道路へのアプローチが容易な位置に設定します。

(2) 構造

取水方式をどうするかで変化しますが、基本的には砂防ダムの様な重力式ダムにします。

基礎地盤は岩盤が好ましいです。

「土石流・流木対策設計技術指針解説」では基準はないものの、弊社では基礎のパイピング破壊も検討しております。

岩盤であるとパイピングは起きずコンパクトな設計が可能になります。

基礎地盤が砂礫などであると、フローチングダムとして設計するのでパイピング浸透経路長を確保するためにダムの上下流方向が長くなります。

砂防ダムを利用する場合、満砂状態かあるいは事業期間中に満砂になる可能性が高い場合、チロル取水方式としてダム背面腹付け式とします。

満砂状態では無く事業期間中に満砂になる可能性が無い場合は、チロル取水ダム背面腹付け方式とするか、サイフォン取水方式します。

この場合、砂防ダムの水通し幅が長く高さも高いとコストの安いサイフォン方式を選択する場合もあります。

チロル取水方式であれば、取水ダム内部にチロル水路を設置します。

側方取水方式であれば、越流型のダムとなり、排砂ゲートを取水口の横に設置する必要があります。

魚道が必要な場合は設計が容易な階段式魚道を設置します。

3.3.2 取水口

(1) 取水方式

砂防ダムを利用しない渓流取水とする場合で、砂防指定地や河川勾配が急で土石災害が予想される場合はチロル取水方式を選択します。

そうではない場合は側方取水方式でも良いですが、極力チロル取水方式をお勧めします。

見分け方としては、現地調査時に河川の状況を見ます。

玉石、転石がゴロゴロしていたら過去に土石流が頻発しており危険です。

そうでは無く河岸に樹木がよく生えていて倒木などが無い場合は、比較的安全です。

しかし、気候変動により想定外の降水が頻発していますので、チロルをお勧めしている訳です。

1) チロルのメリット

土石流災害に強く復旧も容易で安心です。

コスト的に安価です。

2) チロルのデメリット

砂防ダム背面に腹付けする場合、水通しが長いと損失落差が大きくなります。

チロル内部に土石が堆積し易くなるので内部構造を検討します。

3) 側方取水のメリット

安定して取水できますが、こまめな除塵が必要ですので自動除塵機を設置した方が良いです。

チロルの様な落差損失がないです。

チロルだとスクリーンから落下して沈砂池へ流れる過程で１ｍ以上落差損失します。

例えば総落差５０ｍで１ｍの損失は結構、事業性に影響します。

4) 側方取水のデメリット

取水ダムに大きな排砂ゲートを設置するためコストＵＰします。

排砂路には大きな転石が流れるため、排砂ゲートを大きくしないといけません。

(2) チロル式スクリーン

チロル式取水工は水理公式集では「縦格子形底部取水工」と呼ばれます。

スクリーンにはＨ型鋼、レール鋼、鋼管、平鋼ｅｔｃと色々です。

水理的に一番取水効率が良いのは円形断面です。上記の中では鋼管が当てはまります。

過去の弊社で採用したのは、丸鋼・レール鋼・平鋼・丸鋼＋平鋼　と試行錯誤しているのが実際です。

スクリーンに求められる性能は、取水性能と強度および塵芥・土石流入防止性能です。

また、コストも重要です。

1) 弊社のスクリーン

最新型のスクリーンでは取水性能の良く安価な丸鋼を採用しました。

強度的にはφ３０ｍｍと太い径にして転石に対する強度を確保し、スクリーン純間隔は１０ｍｍ、勾配は３０°と塵芥や土石が流れやすくして流入防止を図ります。

１ｍのパネルなので現地据付は人力にて容易にできます。

このスクリーンで流入土石を最大１０ｍｍ以下の小砂利程度にコントロールします。

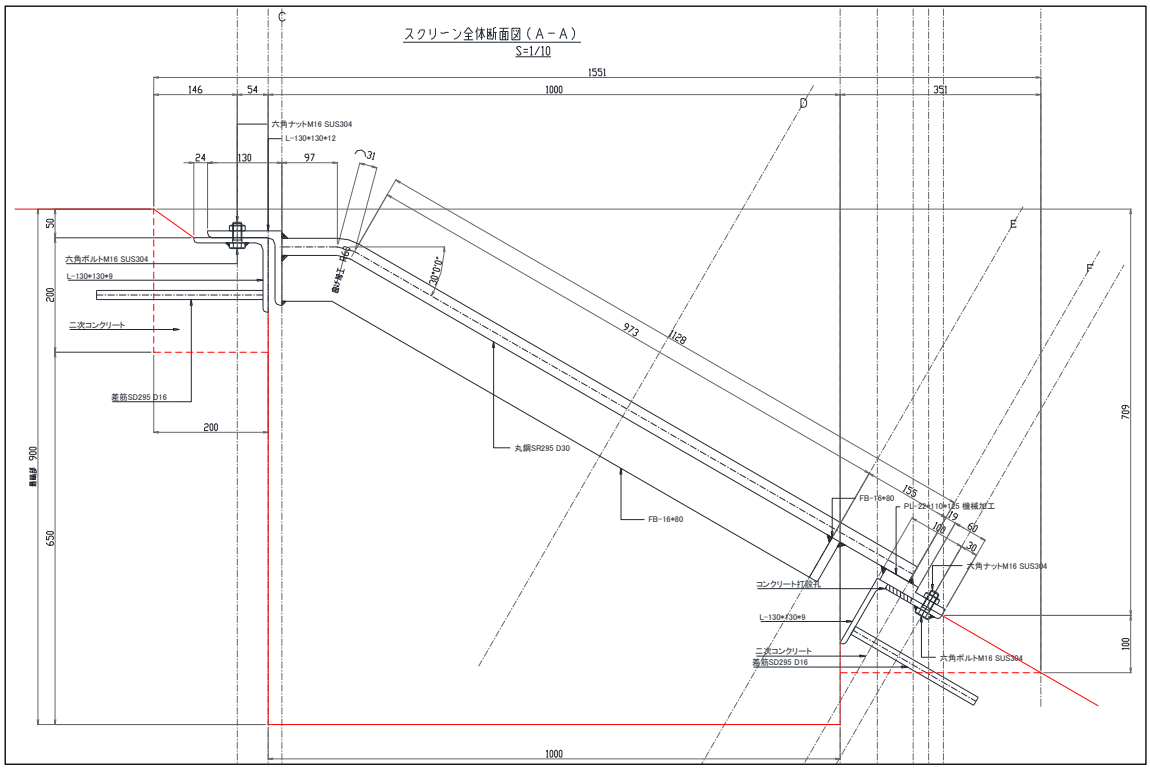
安い部材なのでコストも安価になり加工もし易いです。

事業期間は２０年なので高価かつ加工し辛いステンレス鋼は採用しません。

転石に対しては１ｍ球形の石までＯＫです。

また、もし転石等により破損した場合は、１ｍパネル１枚を取替えれば対応出来ます。

断面図は下図のとおりです。今後も改良して行きます。



2） コアンダスクリーン

最近よく聞くのが「コアンダスクリーン」です。

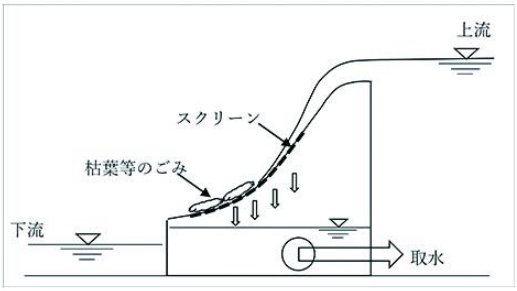
クサビ状に加工した鋼材を簾状に並べて連結したスクリーンをチロルスクリーンとして設置し、コアンダ効果を利用して流水のみ取水して、塵芥や土石は流水の力で自動的に下流へ流下させるスクリーンです。

コアンダ効果とは、粘性流体（河川水）の噴流が近くの取水器の壁に引き寄せられる効果のことらしいですが、詳細は承知していません。

国内では数社から販売されています。

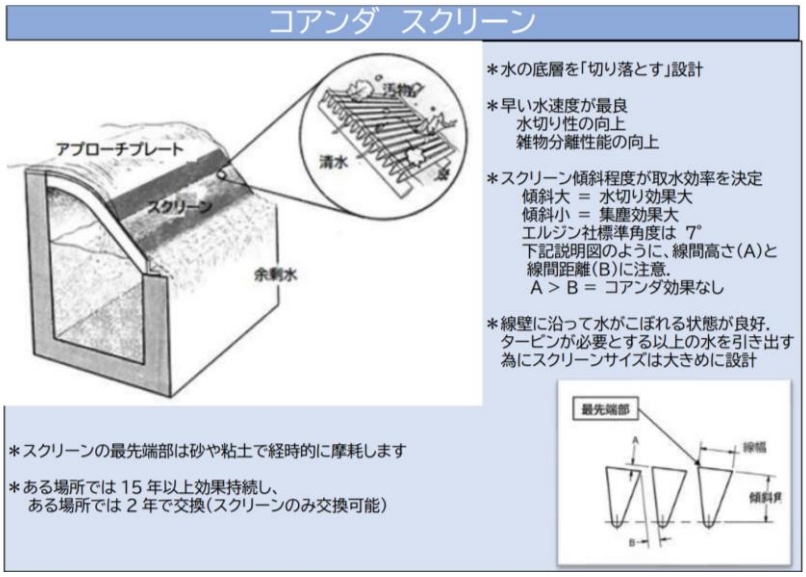
・大成ロテック製

無動力除塵取水器(実機)



無動力除塵取水器　概念図

・エコアート田代（アメリカ製）



これらのメリットは除塵機を省略できることです。

デメリットはチロル水路敷までの落下距離が長くなり損失落差が発生します。

欧州製ではコアンダスクリーン上部に転石防護用丸鋼スクリーンを取り付けたタイプがあります。

しかし、スクリーンの純間隔が狭く寒冷地での凍結防止や土石流に対する強度が不明ですので、事業者リスクで設置して下さい。

(3)　取水口自動除塵機

前述の側方取水方式とした場合、取水口自動除塵機は極力設置した方が良いと考えます。特に冬期閉鎖となるような地点については、可能な限り設置した方が良いですが、コストを伴うため最終的には事業者の判断によります。

小水力用にはスクリーン兼用のワイヤーベルト式が多く採用されていまが、側方取水方式の場合、取水幅を広くて損失水頭を軽減しますので、ワイヤーレーキ式や油圧レー

キ式などの違うタイプになります。

(4)　取水口制水ゲート

取水口には制水ゲートを設置します。

これは発電所事故時の断水時の対応および設備のメンテナンスを行うためです。

ゲート形式は後面 4 方水密ゲートとします。電動か手動かあるいは遠隔操作にするかは事業者の判断ですが、冬期は遮断される場合は電動・遠隔操作が好ましいでしょう。

(5)　取水口排砂ゲート

取水工チロル内部の排砂のため排砂ゲートを設置する場合があります。

チロル内部に土砂が堆積しない設計とすれば不要です。

ゲート形式は後面 4 方水密ゲートとします。電動か手動かあるいは遠隔操作にするかは事業者の判断ですが、冬期は遮断される場合は電動・遠隔操作が好ましいでしょう。

(6)　点検口

取水口内の点検に必要であれば点検口を設置します。

点検口入口はマンホールやグレーチング（T-2 細目）とし、壁面には 0.3m間隔程度でステップを埋め込む必要があります。

(7)　放水銃

とある事業者さんからチロルスクリーンの凍結対策を相談され色々と検討した結果、ゴミ処理場の消火用放水銃を応用して氷結したスクリーンの氷を吹き飛ばしたらよいのでは？と提案しました。

この放水銃は遠隔操作も可能で全方向への放水が可能と言う優れものでした。

当然コストは掛かりますが冬季に現地へ行けないような山間僻地での取水工に対しては効果抜群のようでした。

副次的な効果として塵芥処理にも効果があったとの事で良い提案をしました。

3.3.3　沈砂池

(1)　規模

沈砂池本体の幅、長さの決定については後述の水理計算によります。

沈砂池には余水吐を設置し、最大使用水量および洪水時の余水処理を行います。

(2)　計画堆砂量

沈砂池内の計画堆砂量に関する基準はありません。

冬期閉鎖となるような地点については、可能な限り確保するものとしますが、このような地点は遠隔操作にて冬期でも排砂が可能な計画にする必要があります。

ただし、コストを伴うため最終的には事業者の判断によります。

水路内に土砂流入した場合は、水車へのダメージが心配されます。

なお、通常運転時には土石が掃流されずに堆積する虞があるため、巡視点検等により堆砂状況を把握し、必要に応じて後述の沈砂池排砂ゲートにより掃流（フラッシング）する必要があります。

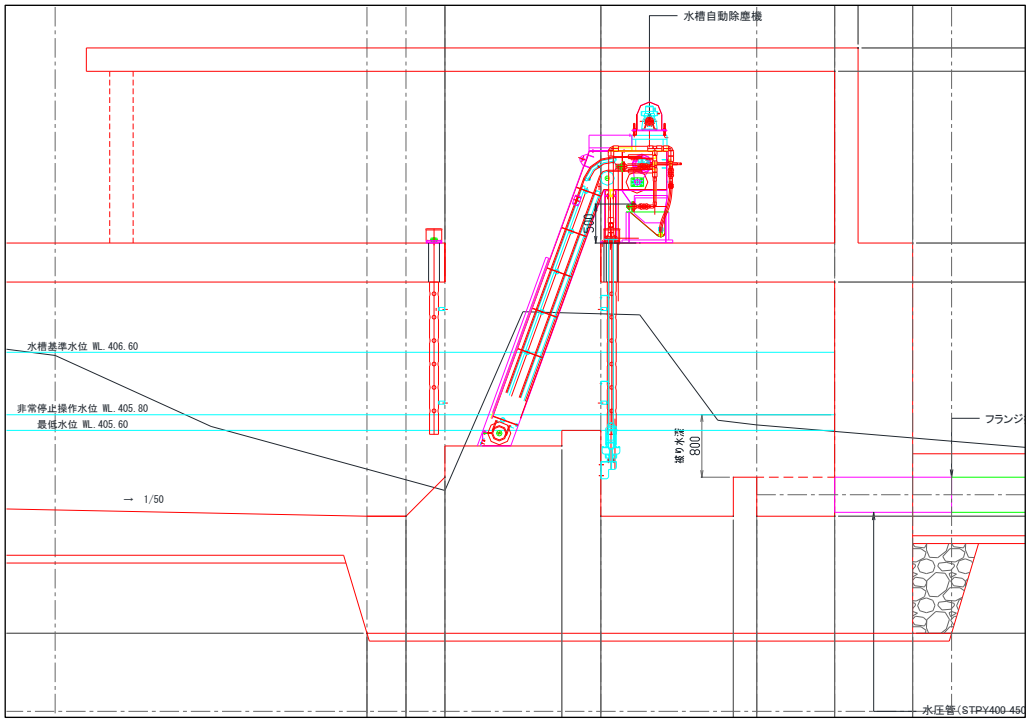
(3)　沈砂池自動除塵機

沈砂池自動除塵機は極力設置した方が良いと考えます。特に冬期閉鎖となるような地点については、可能な限り設置した方が良いですが、コストを伴うため最終的には事業者の判断によります。

小水力用にはスクリーン兼用のワイヤーベルト式が多く採用されています。

広洋技研さんの除塵機スクリーンの目幅はハニカム状で約１０ｍｍ程度と小さくチロルスクリーンから流入する土石の堰き止め効果がありますから重宝します。

断面図は下図のとおりです。



(4)　沈砂池排砂ゲート

沈砂池内の排砂のためゲートを設置する必要があります。

ゲート形式は後面 4 方水密ゲートとします。電動か手動かあるいは遠隔操作にするかは事業者の判断ですが、冬期は遮断される場合は電動・遠隔操作が好ましいでしょう。

(5)　排砂路兼余水路

排砂路兼余水路を地山法面に設置する場合は河川の洗堀防止のため水路末端に減勢工を設置して緩やかに河川へ放流する必要があります。

(6)　点検口

沈砂池の点検に必要であれば点検口を設置します。

点検口入口はグレーチング（T-2 細目）とし、壁面には 0.3m間隔でステップを埋め込む必要があります。

3.3.4 導水路

本来導水路は取水口または沈砂池から水槽へ導水する無圧水路です。

小水力では沈砂池または水槽にて水圧を掛けて水圧管路にて発電所まで導水するのがほとんどで導水路を設置するケースは少ないです。

導水路はトンネル、暗渠、開水路に分類され、いずれも無圧です。

トンネルは非常にコストが掛かるため発電規模は最低でも１MWは必要になります。

暗渠や開水路はよくあります。

また、稀に逆サイフォン水路もあります。

(1) 暗渠、開水路

暗渠の材質はＦＲＰＭ管、ポリエチレン管、鉄筋コンクリート水路などがあります。

いずれの材質でも設計可能ですが、コスト的にＦＲＰＭ管が有利だと思われます。

(2) 逆サイフォン水路

逆サイフォン水路は取水地点から対岸または沢渡りして下流へ導水するための水路です。

逆サイフォン上下部には水位を調整する水槽が必要です。

サイフォン管の質はＦＲＰＭ管、ポリエチレン管、鉄筋コンクリート水路などがあります。

いずれの材質でも設計可能ですが、粗度係数が低く（0.010）損失水頭が少ないポリエチレン管またはＦＲＰＭ管が有利だと思われます。

3.3.5 水槽

(1) 規模

水槽は発電運用に必要な容量、水深を有していることが必要です。

水槽本体の幅、長さの決定については後述の水理計算によります。

水槽には必要に応じて余水吐を設置し、最大使用水量および洪水時の余水処理を行います。

(2) 水槽排砂ゲート

水槽内の排砂のためゲートを設置する必要があります。

ゲート形式は後面4方水密ゲートとします。電動か手動かあるいは遠隔操作にするかは事業者の判断ですが、冬期は遮断される場合は電動・遠隔操作が好ましいでしょう。

沈砂池と兼用する場合には必要に応じて設置します。

(3) 点検口

水槽の点検に必要であれば点検口を設置します。

点検口入口はグレーチングだけでは誤って工具等を落下させると水圧管路を通過して水車へ到達し損傷させる虞がありますので、縞鋼板なども取り付ける必要があります。

壁面には0.3m間隔でステップを埋め込む必要があります。

3.3.6 水圧管路

水圧管路は既設道路または地山に埋設配管とし、発電所付近や途中の急峻な法面は露出配管にする必要があります。

(1) 構造

発電水力演習 P-372 に、水圧管の内径を定める目安としての管内平均流速は通常２．５～５．０ｍ／ｓ程度とする　とあります。

しかし、埋設距離が長大となる小水力の場合、平均流速が速いと摩擦損失水頭が増加するため、内径を大きくして抑える必要があります。

水圧管の埋設深さ（土被り）については、今までの実績より水力発電所のように水量が多く径が大きい管は凍結しないことが分かっていますが、水鉄基準の規定により寒冷地では凍結深度より深くし更に道路の基準に従います。

しかし、凍結に対して埋設より厳しい露出管には凍結に対する何らの規定も無いことには矛盾を感じます。

管内径が同じであれば水圧管内の流速は変化しませんから、距離が短いからかあるいは斜面に設置されるため氷結が流れ易いからなのかは不明です。

道路路面に作用する活荷重については、大型車両の通行に考慮して最大 T-25（25ｔ車相当）とします。

水圧管平面曲り部の計算上の必要箇所にはスラストブロックを設置し曲り部の内圧による不平衡力や遠心力に対する安定性を確保します。

水圧管路点検マンホールについては、水門鉄管技術基準 P-120 第 41 条の規定では「必要に応じ設ける」とされていますが、小口径の場合マンホールは設置出来ません。ただし、事業者の希望により点検用単管（Ｌ＝１ｍ程度）を設置する場合があります。

超音波流量計は発電所付近の直線区間（１０Ｄ以上必要）に設置します。

高価なので小規模小水力は省略した方が良いでしょう。

また、水圧管末端には水圧管ドレーンバルブを配置し、水圧管内の断水作業を行うものとしています。水圧管の抜水時間は半日程度にしています。

(2) 水圧管の材質

1) 沈砂池・水槽埋設部

沈砂池または水槽に埋め込む水圧管は本体の沈下によるせん断破壊に対して安全であるようにＪＩＳ鋼管とします。

2) 道路・地山埋設部

市販品で適用可能な水圧管は軽量で施工性の良い「ＦＲＰ（M）管」と水道管などに実績がある「ダクタイル鋳鉄管」「高密度ポリエチレン管」および「ＪＩＳ鋼管」の４種類があります。

ｉ）　ＦＲＰＭ管

ＦＲＰ（Ｍ）管の種別は内圧強度に優れたガラス繊維だけで構成されるＦＲＰ管と外圧強度に優れた樹脂モルタル層を含むＦＲＰ（Ｍ）管があり、コストはＦＲＰ（Ｍ）管の方が優れていますが、内圧強度は１．３Ｍｐａ（１種管）が上限です。

ＦＲＰ管は任意の設計内圧による設計が可能ですが、２．０Ｍｐａが上限です。

しかし、特注となるためコストが３倍程度と高価です。

ｉｉ）　ダクタイル鋳鉄管

ダクタイル鋳鉄管の使用圧力は水鉄基準第 75 条に規定されていて、呼び径ごとに直管と異形管の使用圧力が異なります。

下表の水圧試験圧力を１．５で割り戻した値です。

（使用圧力）

第75条　JIS ダクタイル鋳鉄管を用いる水圧鉄管は，原則として設計圧力が表-1･75-1に示す水圧試験圧力の1/1.5以下の範囲で使用するものとする。

表-1･75-1　ダクタイル鋳鉄管・ダクタイル鋳鉄異形管の水圧試験圧力

MPa

呼び径（mm）	ダクタイル鋳鉄管	ダクタイル鋳鉄異形管
75 ～ 300	6.0	3.0
350 ～ 600	5.0	2.5
700 ～ 1000	4.0	2.0
1100 ～ 1500	3.0	1.5
1600 ～ 2600	2.5	

〔解　説〕 JIS ダクタイル鋳鉄管の使用圧力については，JIS において試験圧力が規定されており，また，試験圧力は一般に使用圧力の1.5倍とされていることから規定した。

表-1･75-1に示す水圧試験圧力は，JIS で規定されているものである。別途追加仕様で水圧試験圧力を指定した場合は，その水圧試験圧力の1/1.5以下の範囲で使用する。

例えば呼び径 300ｍｍでは異形管の試験圧力３Ｍｐａ／１．５＝２Ｍｐａまで耐えられます。

呼び径が 600ｍｍだと１．６Ｍｐａ、700ｍｍだと１．３Ｍｐａと大きくなるにつれ使用圧力が低下します。

このように直管と異形管の使用圧力が異なる不整合があると設計が混乱しますので、弊社ではダクタイル鋳鉄管の使用は推奨していません。

ｉｉｉ）　高密度ポリエチレン管

高密度ポリエチレン管は最大２．０Ｍｐａの耐圧がありますが、大口径の場合ＦＲ

Ｐ（M）管より相当高価となります。

ⅳ） ＪＩＳ鋼管

ＪＩＳ鋼管は板厚を選定することにより耐圧は自由に設計出来ますが、相当高価になります。

しかし、前述の耐圧を超過する部分には採用せざるお得ません。

水理特性として粗度係数が低い順は高密度ポリエチレン管 0.010、ＦＲＰ（M）管 0.011、ダクタイル鋳鉄管やＪＩＳ鋼管は 0.013 であり、高密度ポリエチレン管の水理特性が良いです。

設計・施工面での制約としては、ＦＲＰ（M）管、ダクタイル鋳鉄管ともに単管を差し込み接続するため、継手部の強度に若干不安があります。

高密度ポリエチレン管は単管を溶着し一体化するため、シームレス構造となり強度的な不安は少ないです。また、地形が急斜面である場合、崖崩れ等により管が宙づりになっても脱落しない可能性が高いです。

ＪＩＳ溶接鋼管も同様です。

また、平面的・縦断的な曲げ配管の可否については、メーカーの指定ではＦＲＰＭ管およびダクタイル鋳鉄管は平面曲げ配管に限定され、平面・縦断複合曲げ配管は高密度ポリエチレン管とＪＩＳ鋼管のみ可能です。

ただし、縦断的な曲げ配管は曲げ配管接続部の埋戻し土の締固め転圧に十分配慮し埋戻し土の流失が無く沈下が無いものとすれば問題ないものと考えられるものの、急傾斜部の埋設設計は出来ません。

以上、のような特性がありますが、事業者の希望により設計します。

3） 露出配管部

道路埋設部をショートカットする場合や道路が無い場合は地山斜面に露出配管します。

露出配管にすると気温差の影響により膨張収縮しますから、影響を受け易いポリエチレン管は避けた方が良いです。

弊社初期の設計ではありましたが、強度的なことより管が所謂グネるため見た目が悪く感じます。

それとポリエチレン管が固定台コンクリートと出入りする部分で管の膨張による剪断破壊の懸念が発生します。

なので、ポリエチレン管以外の材質にします。

ＦＲＰＭ管やＪＩＳ鋼管、ダクタイル鋳鉄管です。

管路の基礎は斜面上下や中間部に固定台を設置し、固定台間には小支台を設置するか、連続基礎にして半埋設にすることもあります。

現場の状況により判断します。

4) 発電所付近

水車入口との調整管部はＪＩＳ鋼管にします。

5) ドレーン設備

ドレーン管を水圧管調整管より分岐し、ドレーンバルブを経由して放水路へ排出する構造とします。

(3) 水管橋部

水圧管路の途中には河川を横切るために水管橋を設置する場合があります。

水管橋は基礎橋台も含めコストが掛かるため出来るだけ避けた方が良いです。

今までの事例では２地点あります。

構造は安価なパイプビームが良く支間２０ｍ程度まで可能です。

弊社では概略的な構造計算と橋台の安定計算まで行います。

詳細設計は事業者からメーカーへ依頼してもらっています。

3.3.7 発電所基礎

発電所基礎は洪水時に水没しない高さを確保します。

発電所建屋については建築基準法対象となる地域では弊社では扱えないため、別途事業者が発注する設計によります。

(1) 構造

発電所基礎は鉄筋コンクリート製直接基礎にします。

基礎は発電した後の水が放水される放水庭と一体化した構造です。

放水庭の寸法は水車型式により決定されます。

フランシス水車などの反動水車ではドラフト吸出し高さを確保するため、深いプールになります。

ペルトン水車などの衝動水車では必要ありませんが、クロスフロー水車で吸出し管を付けてドラフト効果を求める場合は、プールが必要になります。

これらの寸法は事業者が水車メーカーと協議して決定します。

また、水車発電機点検スペースや配電盤開閉装置設置スペースを確保します。

発電所建屋は基礎と一体化した鉄筋コンクリートボックスカルバート構造を推奨します。

3.3.8 放水路、放水口

(1) 構造

放水路は開水路または暗渠とし放水口まで設置します。

放水口は河岸とうまく摺り付くようなウイング形状にし、出口に、洗堀防止のためふとんかご工を設置する場合が多いです。

3.4 土木構造物の水理計算

小水力発電所の設計において一番重要であるのは水理計算です。

ここを間違うと出力が出ないとか水が溢れたなどの異状が発生します。

以下、具体的な水理計算方法について述べます。

3.4.1 最大出力と最大使用水量の決定

最大出力について、総落差、有効落差を詳細計算し検討します。

(1) 有効落差

1) 最大使用水量の決定

最大使用水量は「第２章」で検討した流量付近に仮定します。

ただし、最大出力をＦＩＴ制度買取り単価の閾値にする場合は、後述によります。

2) 取水位の決定

有効落差の計算に使用する取水位はチロル取水方式では水槽基準水位とします。

側方取水方式やサイフォン取水方式では取水ダム天端水位とします。

水槽基準水位の計算方法は後述のとおりです。

3) 放水位の決定

採用する水車型式により変化します。

フランシス水車などの反動水車は放水庭水位、ペルトン水車などの衝動水車は水車中心標高とします。

ただし、２射横軸ペルトンでは実際の水車中心が若干ブレるため、メーカー指定値とします。また、吸出し効果のあるクロスフロー水車もメーカー指定値とします。

4) 総落差、最大損失落差、最大有効落差、最大出力の計算

i) 総落差

総落差＝取水位－放水位

ii) 最大損失落差の計算

弊社では総落差の１０％程度以下になるようにします。

最大出力時の損失落差の項目一覧は下表のとおりです。

損失の項目		備考
取水口	① 流入口における損失	チロル取水方式以外
	② ｽｸﾘｰﾝによる損失	チロル取水方式以外
沈砂池・水槽	③ ｽｸﾘｰﾝによる損失	
	④ 余裕	上記 20%端数切上げ
水圧管路	⑤ 水圧管流入による損失	
	⑥ 摩擦による損失	
	⑦ 屈折による損失	
	⑧ 曲りによる損失	
	⑨ 漸縮による損失	
	⑩ 入口弁による損失	
	⑪ 余裕	上記 1%程度
放水路	⑫ 排棄損失	反動水車のみ

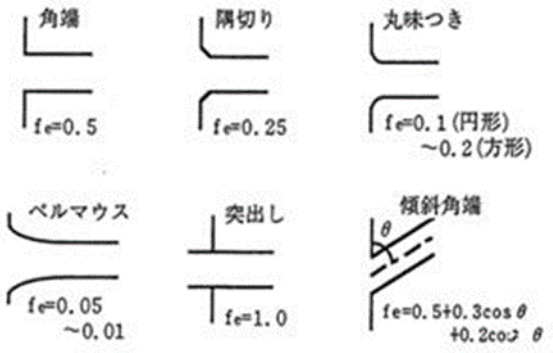
損失落差の計算方法は以下のとおりです。

①流入口における水面低下量

ｈｅ＝（ 1+ｆｅ）・ｖ2^2／2ｇ　　発電水力演習 P-92 3.25 式

ここに

ｆｅ：流入損失係数　下図より選択



ｖ2：流入後の平均流速

②③取水口または沈砂池または水槽スクリーンによる損失（バースクリーンの場合）

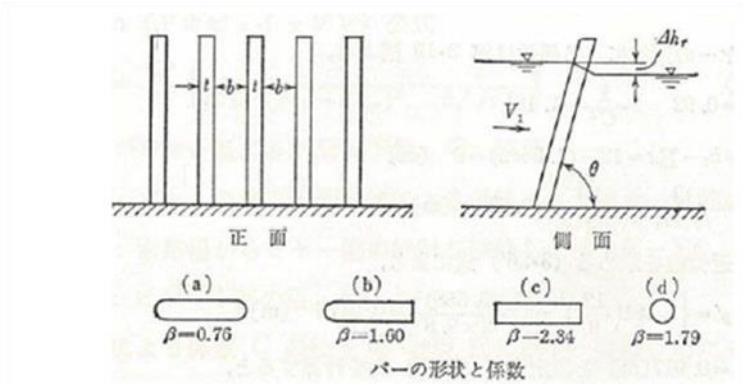
ｈｒ＝ｆｒ・ｖ1^2／2ｇ・α　　発電水力演習 P-94 3.27’式

ここに

ｆｒ：スクリーンによる損失係数

fr=β・sinθ・(t/b)^(4/3)

β：スクリーンバーの断面形状による係数　下図より選択



θ：スクリーンの傾斜角(°)

ｔ：スクリーンバーの板厚(mm)

ｂ：スクリーンバー純間隔(mm)

ｖ1：スクリーンの上流側の平均流速(m/s)

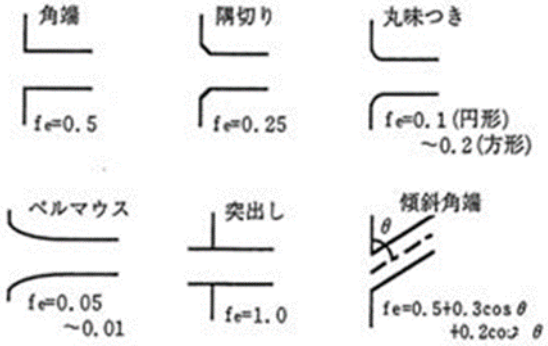
α：割増率 3（塵芥閉塞を考慮）

⑤水圧管流入による損失

ｈe＝ｆe・ｖ2^2／2ｇ　　発電水力演習 P-81 3.15 式

ここに

ｆe：流入による損失係数　下図より選択



ｖ２：流入後の平均流速(m/s)

⑥摩擦による損失

ｈｆ＝ｆ・Ｌ／Ｄ・ｖ^2／２ｇ　　発電水力演習 P-77 3.13a 式

ここに

ｆ：摩擦損失係数

ｆ＝124.5・ｎ^2／Ｄ^(1/3)

ｎ：マニングの粗度係数

Ｄ：管の内径(m)

Ｌ：管路の長さ(m)

ｖ：平均流速(m/s)

⑦曲りによる損失

ｈｂ＝fb2・fb2・ｖ^2／２ｇ　　発電水力演習 P-86 3.20 式

ここに

ｆｂ１：損失係数、fb2：損失係数

ｆｂ１＝0.131+0.1632(D/ρ)^(7/2)

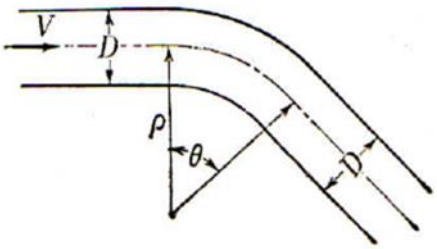
ｆｂ２＝(θ/90°)^(1/2)

Ｄ：管の内径(m)

ρ：曲りの曲率半径（m)

θ：曲りの中心角（°）

ｖ：平均流速(m/s)



⑧屈折による損失

ｈbe＝ｆｂｅ・ｖ^2／２ｇ　　発電水力演習 P-88 3.22 式

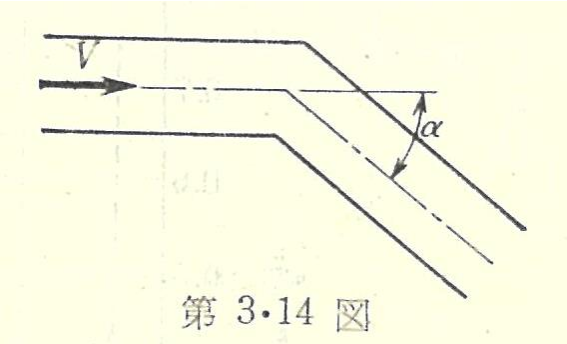
ここに

ｆｂｅ：損失係数

ｆｂｅ＝0.946・sin^2・α／2+2.05・sin^4・α／2

α：屈折角（°）

ｖ：平均流速(m/s)



第 3・14 図

⑨漸縮による損失

ｈgc＝ｆgc・ｖ2^2／2ｇ　　発電水力演習 P-83 3.19 式

ここに

ｆgc：漸縮による損失係数　**第 3-11 図より読み取り**

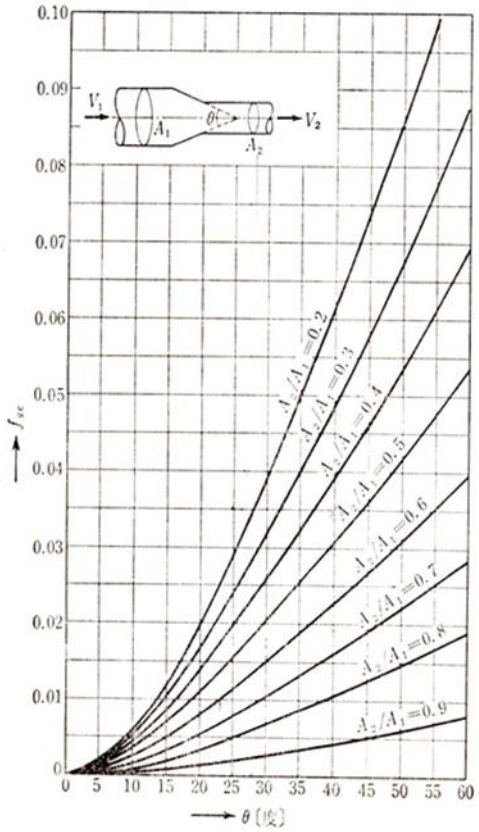
ｖ2：漸縮後の平均流速(m/s)

Ｄ1:漸縮前水圧管径(m)

Ｄ2:漸縮後水圧管径(m)

θ＝漸縮角度(°)

Ａ2/Ａ1=(Ｄ2/Ｄ1)^2



第 3·11 図 縮 流 損 失 係 数

⑩入口弁による損失

ｈｖ＝ｆｖ・ｖ^2／2ｇ　　発電水力演習 P-125 3.52 式

ここに

ｆｖ：バルブによる損失係数　下図より選択

ｖ：平均流速(m/s)

入力弁の適応落差・性能比較表

	ロータリ弁	ちょう形弁	復 葉 弁
適用落差	250m以上	200m以下	350m以下
損失係数ζ_0〔注1〕	≅0	弁体最大厚さ/弁口径 (0.25～0.35)	0.1～0.2
漏水量係数K〔注2〕	0.004	0.2	0.05
構造・寸法	やや複雑，大形	簡単，中型	簡単，やや小形

（注1）損失係数 ζ_0 は下記式による

$H_l=\zeta_0\frac{v^2}{2g}$ ここに　H_l：損失水頭（m）

v　：管路平均流速（m/s）

（注2）漏水量係数Kは下記式による

$Q_l=KPDv$ ここに　Q_l：漏水量（l/min）

P　：最大静水圧（kgf/cm²）

Dv：弁口径（m）

「ハイドロタービン」ターボ機械協会編　日本興業出版　p. 124

表 6.1 入力弁の適応落差・性能比較表より

⑫ 排棄損失(反動水車)

ｈｌ1＝ｆse・ｖ^2／２ｇ　　発電水力演習 P-129

ここに

ｆse：急拡損失係数

ｆse＝{1-（a/Ａ）}^2

ａ：吸出管出口の流積(m2)

Ａ：放水庭における流積(m2)

ｖ：急拡前の平均流速(m/s)

iii）最大有効落差の計算

最大有効落差＝総落差－損失落差

iv）最大出力の計算

Ｐ＝９．８・Ｑ・Ｈ・ηｔ・ηｇ

ここに

Ｐ：最大出力(kW)

Ｑ：最大使用水量(m3/s)

Ｈ：最大有効落差(m)

ηｔ：水車効率　メーカー提示値

ηｇ：発電機効率　メーカー提示値

計算事例は以下のとおりです。

最大有効落差、最大出力の計算

1.条件

取水位	818.500	m（水槽基準水位）
放水位	723.000	m（水車中心標高）
総落差	95.500	m
使用水量	0.350	m3/s
水圧管内径		
・JIS鋼管管部（水槽）		
STPY 400 450A	0.4452	m
・ポリエチレン管部（林道）		
SDR9 500A	－	m
SDR11 500A	0.4092	m
SDR13.6 500A	0.4264	m
SDR17 500A	0.4406	m
SDR21 500A	0.4522	m
SDR26 500A	0.4620	m
・JIS鋼管管部（発電所内）		
STPY 400 450A	0.4452	m
STPY 400 350A	0.3436	m
管路延長	840.68	m（水路縦断面図より）
粗度係数	0.010	（ポリエチレン管）
粗度係数	0.013	（JIS鋼管）

2.損失落差の計算

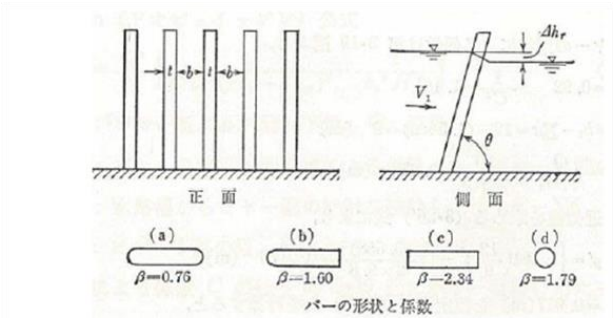
a　水槽における損失水頭

(a). 水槽スクリーンによる損失

$$h_r = f_r \cdot v_1^2 / 2g \cdot \alpha$$

ｆｒ：スクリーンによる損失係数

fr=β・sinθ・(t/b)^(4/3)=	1.11276	
β：スクリーンバーの断面形状による係数	2.34	（フラットバー）
θ：スクリーンの傾斜角	70°	（水槽構造図より）
ｔ：スクリーンバーの板厚	6.00	mm
ｂ：スクリーンバー純間隔=	10.00	mm
α：割増率	3	（塵芥閉塞を考慮）
A：通水面積=　＝ｂ／（ｔ＋ｂ）×幅×水深	0.63	m2



$$= 1.11276 \times \frac{Q^2}{A^2} \times \frac{1}{2 \times 9.8} \times 3$$

$$= 1.11276 \times \frac{Q^2}{0.390625} \times \frac{1}{19.6} \times 3$$

$$= 0.436022 \times Q^2$$

$$= 0.053 \text{ m}$$

(b).水槽の損失水頭の余裕は、20%程度とする。

h=hr

0.053　×　1.2

= 0.064 m

≒ 0.070 m

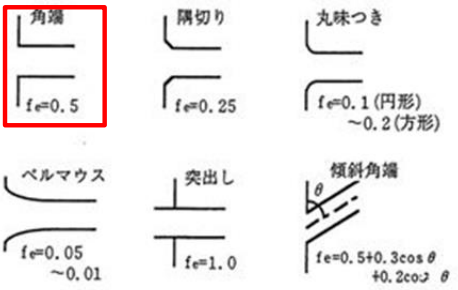
損失係数＝　0.571

b　水圧管における損失水頭

(a)　水圧管流入による損失

he＝ｆe・ｖ2^2／2ｇ

ｆe：流入による損失係数　　0.50　（角端）
A：通水面積=　　Φ　　0.4452　m　　0.156　m2



$$= 0.50000 \times \frac{Q^2}{A^2} \times \frac{1}{2 \times 9.8}$$

$$= 0.50000 \times \frac{Q^2}{0.024232621} \times \frac{1}{19.6}$$

= 1.0527216　×Ｑ^2
=　0.129　m

(b)　水圧管路摩擦による損失

hｆ＝ｆ・Ｌ／Ｄ・ｖ^2／２ｇ
ｆ：摩擦損失係数
ｆ＝124.5・ｎ^2／Ｄ^(1/3)

IPNo	管材質	管中心標高	L:斜距離	D	V	f	hｆ	摘要
BP		0.000	0.000					沈砂池水位
BP	水深		1.900					呑口
BP+1.400	SGP	816.600	1.400	0.4452	2.248	0.02756	0.022	
No.1+4.235	SDR26	812.902	53.256	0.4620	2.088	0.01610	0.413	
No.2+3.471	SDR26	806.850	49.607	0.4620	2.088	0.01610	0.385	
No.3+3.422	SDR26	800.717	50.326	0.4620	2.088	0.01610	0.390	
No.4+13.889	SDR26	795.399	60.701	0.4620	2.088	0.01610	0.471	
No.5+12.887	SDR26	789.410	49.363	0.4620	2.088	0.01610	0.383	
No.6+3.780	SDR26	784.389	41.200	0.4620	2.088	0.01610	0.319	
No.7+4.880	SDR26	777.664	51.541	0.4620	2.088	0.01610	0.400	
No.8+8.606	SDR26	770.115	54.254	0.4620	2.088	0.01610	0.421	
No.9+5.248	SDR26	765.185	46.903	0.4620	2.088	0.01610	0.364	
No.10+4.601	SDR21	759.998	49.625	0.4522	2.179	0.01622	0.431	
No.11+2.998	SDR21	755.756	48.583	0.4522	2.179	0.01622	0.422	
No.12+8.942	SDR21	750.862	56.158	0.4522	2.179	0.01622	0.488	
No.13+7.453	SDR17	744.107	48.980	0.4406	2.296	0.01636	0.489	
No.14+0.391	SDR17	738.072	43.360	0.4406	2.296	0.01636	0.433	
No.14+44.419	SDR17	733.417	44.274	0.4406	2.296	0.01636	0.442	
No.15+38.371	SDR13.6	727.268	44.381	0.4264	2.451	0.01654	0.528	
EP-3.239	SDR13.6	723.000	36.682	0.4264	2.451	0.01654	0.436	
EP	STPY400	723.000	3.239	0.4452	2.248	0.02756	0.052	調整管
E	STPY400	723.000	0.855	0.3944	2.865	0.02869	0.026	漸縮管
入口弁	STPY400	723.000	6.000	0.3436	3.775	0.03004	0.381	発電所内
合計			840.684	↑漸縮前後の平均径にて算定			7.695	

= 62.815935　×Ｑ^2
=　7.695　m

(d)　曲りによる損失

ｈｂ＝ｆｂ１・fb2・ｖ^2／２ｇ

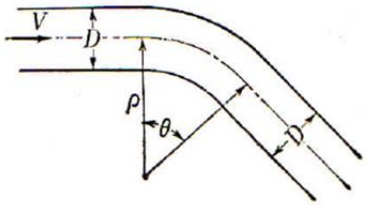
ｆｂ１：損失係数、fb2：損失係数

ｆｂ１＝0.131+0.1632(D/ρ)^(7/2)

ｆｂ２＝(θ/90°)^(1/2)

ρ：曲りの曲率半径（m）

θ：曲りの中心角（°：図面より）



= 3.8359017　×Ｑ^2

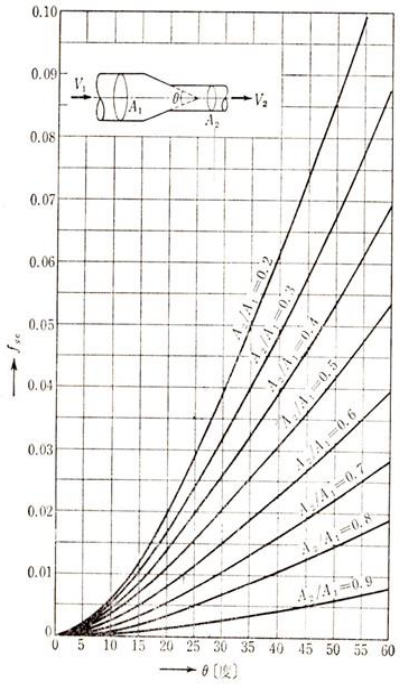
=　0.470　m

生曲げ配管RNo	D	ρ	fb1	θ	fb2	v	損失水頭	摘要
1	0.4620	40.30	0.131	20.00	0.471	2.088	0.014	SDR26
2	0.4620	40.30	0.131	20.00	0.471	2.088	0.014	SDR26
3	0.4620	40.30	0.131	70.00	0.882	2.088	0.026	SDR26
4	0.4620	40.30	0.131	45.00	0.707	2.088	0.021	SDR26
5	0.4620	40.30	0.131	50.00	0.745	2.088	0.022	SDR26
6	0.4620	50.00	0.131	55.00	0.782	2.088	0.023	SDR26
7	0.4620	50.00	0.131	10.00	0.333	2.088	0.010	SDR26
8	0.4620	40.00	0.131	31.00	0.587	2.088	0.017	SDR26
9	0.4620	40.00	0.131	22.00	0.494	2.088	0.014	SDR26
10	0.4522	40.00	0.131	55.00	0.782	2.179	0.025	SDR21
11	0.4522	40.00	0.131	30.00	0.577	2.179	0.018	SDR21
12	0.4522	40.00	0.131	20.00	0.471	2.179	0.015	SDR21
13	0.4406	40.00	0.131	28.00	0.558	2.296	0.020	SDR17
14	0.4406	40.00	0.131	30.00	0.577	2.296	0.020	SDR17
15	0.4406	40.00	0.131	36.00	0.632	2.296	0.022	SDR17
16	0.4406	40.00	0.131	20.00	0.471	2.296	0.017	SDR17
計							0.296	
ベンド管No	D	ρ	fb1	θ	fb2	v	損失水頭	摘要
1	0.4620	1.00	0.142	45.00	0.707	2.088	0.022	SDR26
2	0.4522	1.00	0.141	45.00	0.707	2.179	0.024	SDR21
3	0.4406	1.00	0.140	45.00	0.707	2.296	0.027	SDR17
4	0.4406	1.00	0.140	45.00	0.707	2.296	0.027	SDR17
5	0.4406	1.00	0.140	45.00	0.707	2.296	0.027	SDR17
6	0.4406	1.00	0.140	45.00	0.707	2.296	0.027	SDR17
7	0.4452	0.69	0.167	20.00	0.471	2.248	0.020	STPY400
計							0.173	
合計							0.470	

(e). 漸縮による損失（Φ450→350）

ｈgc＝ｆgc・ｖ2^2／2ｇ

ｆgc：漸縮による損失係数　　0.005　第3-11図より読み取り



第 3·11 図 漸縮損失係数

D1:漸縮前水圧管径　　0.445　m
D2:漸縮後水圧管径　　0.344　m
漸縮管長　　0.500　m
θ＝漸縮角度　≒　　12°
A2/A1=(D2/D1)2 =　　0.595656656

$$= \quad fgc \times \frac{Q^2}{A^2} \times \frac{1}{2\times 9.8}$$

$$= \quad fgc \times \frac{Q^2}{0.0085979} \times \frac{1}{19.6}$$

$$= \frac{fgc \cdot Q^2}{0.16851884}$$

$$= \frac{0.005 \cdot Q^2}{0.16851884}$$

$$= 0.02967 \times Q^2$$

$$= 0.004 \text{ m}$$

(f)　入口弁による損失（Φ350）
事業者提示図よりゲート弁とする。

ｈv＝ｆv・ｖ^2／2ｇ

ｆv：バルブによる損失係数
ｆv＝　　0.00　（全開時）
D：バルブ円板の直径　　0.35　m

入力弁の適応落差・性能比較表

	ロータリ弁	ちょう形弁	復 震 弁
適用落差	250m以上	200m以下	350m以下
損失係数ζ_p (注1)	≅0	弁体最大厚さ/弁口径 (0.25～0.35)	0.1～0.2
漏水量係数K (注2)	0.004	0.2	0.05
構造・寸法	やや複雑，大形	簡単，中型	簡単，やや小形

(注1) 損失係数 ζ_p は下記式による

$H_l = \zeta_p \frac{v^2}{2g}$ ここに H_l：損失水頭 (m)

v ：管路平均流速 (m/s)

(注2) 漏水量係数Kは下記式による

$Q_l = KPDv$ ここに Q_l：漏水量 (l/min)

P ：最大静水圧 (kgf/cm²)

Dv：弁口径 (m)

「ハイドロタービン」ターボ機械協会編　日本興業出版　p.124

表6.1 入力弁の適応落差・性能比較表より

$$= 0.00 \times \frac{Q^2}{A^2} \times \frac{1}{2 \times 9.8}$$

$$= 0.00 \times \frac{Q^2}{0.009256609} \times \frac{1}{2 \times 9.8}$$

$$= 0.00 \times \frac{Q^2}{0.009256609} \times \frac{1}{19.6}$$

$$= 0 \times Q^2$$

$$= 0.000 \text{ m}$$

(f).水圧管の損失水頭の余裕は、1%程度とする。

h=he+hf+hbe+hb+hgc+hv

= 0.129 + 7.695 + 0.470 + 0.004 +
0.000 + ＝ 8.298

余裕= 8.298 × 1% ＝ 0.083

≒ 8.390

損失係数＝ 68.490

c　放水路における損失

衝動水車のため該当なし

損失水頭の計算

区分	損失水頭	損失係数
(1)水槽における損失	0.070 m	0.571
(2)水圧管における損失	8.390 m	68.490
(3)放水路における損失	0.000 m	
計	8.460 m	69.061

3.有効落差

総落差 (m) 95.500
損失落差 (m) 8.460
有効落差 (m) 87.040

4.最大出力の計算

P＝9.8・Q・H・μ

Q＝ 0.350 m3/s
H＝ 87.040 m
μ＝ 0.850 （水車発電機総合効率：事業者提示値）

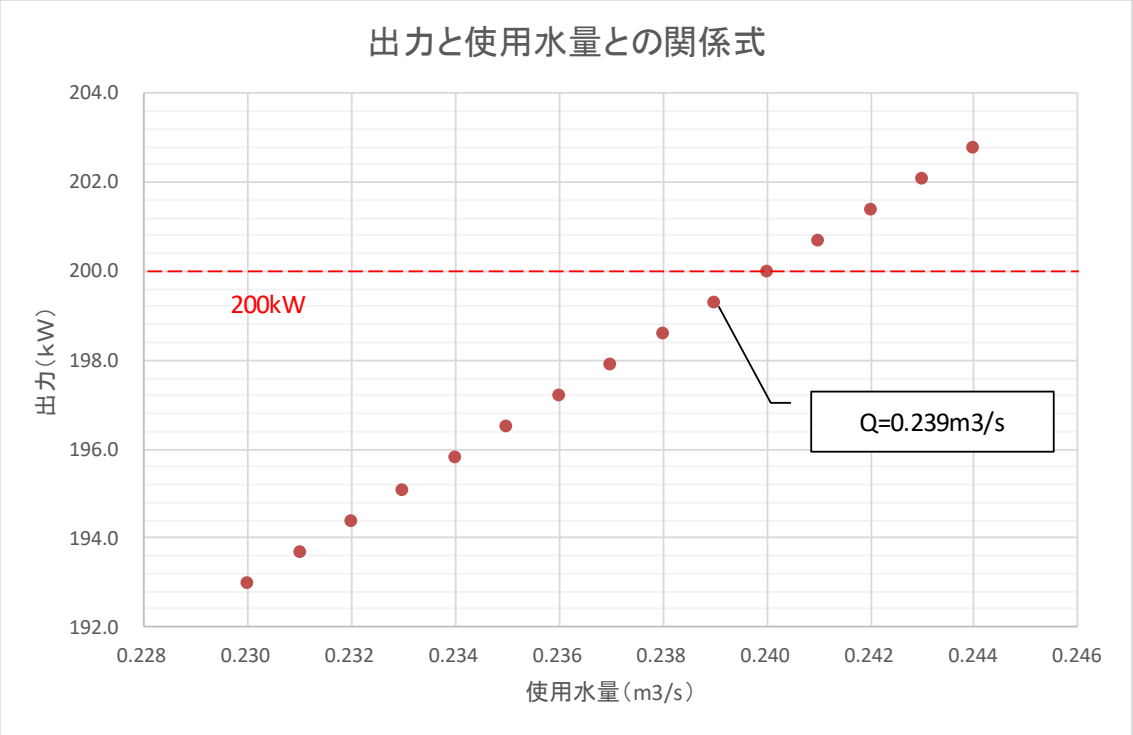
＝ 254 kW

(2)　最大出力をＦＩＴ買取り単価の閾値にする場合の最大使用水量の決定

事例として最大出力を２００ｋW未満に抑制しＦＩＴ単価３４円とする場合とします。

計算に使用する初期値として最大使用水量を０．２３０から０．２４４m3/s として前述の計算方法で算出した損失係数を使用して有効落差を計算し、最大出力を計算します。

検討した結果、下図のとおり最大使用水量は０．２３９m3/s となります。



このように使用水量と有効落差を変化させ最大出力を計算することにより、最大使用水量を決定します。

決定した最大使用水量にて以降の水理計算を行います。

3.4.2 取水ダム

(1) 設計洪水流量

通常、設計洪水流量は、合理式（ラショナル式）より算定します。

しかし、計算方法は砂防指定等の有無などにより河川管理者の指導内容が異なりますので注意が必要です。

河川管理者との事前協議が必要です。

Ｑ＝1/3.6・ｆ・ｒ・Ａ

ここに

Ｑp：計画高水流量（m3/s）

ｆ：流出係数　下図より選択

表4-1-1-1　流出係数（出典：砂設公p85）

流域の状況	fの値	平均値
急峻な山地	0.75 ～ 0.90	0.83
三紀層山岳	0.70 ～ 0.80	0.75
起伏のある土地および樹林	0.50 ～ 0.75	0.63
平坦な耕地	0.45 ～ 0.60	0.53
灌漑中の水田	0.70 ～ 0.80	0.75
山地河川	0.75 ～ 0.85	0.80
平地小河川	0.45 ～ 0.75	0.60
流域の半ば以上が平地である大河川	0.50 ～ 0.75	0.63

ｒ：洪水到達時間内の平均雨量強度（mm/hr）

ｒについては、河川管理者の指導によります。

なお、確率年も管理者により変わりますので注意が必要です。

Ａ：流域面積（km2）

(2) 設計洪水位

設計洪水位の計算は、以下の方法がありますが、これも同様河川管理者により指導内容が異なりますので注意が必要です。

河川管理者との事前協議が必要です。

1) **不等流計算による方法**

2) **マニングの流速公式に基づく方法**

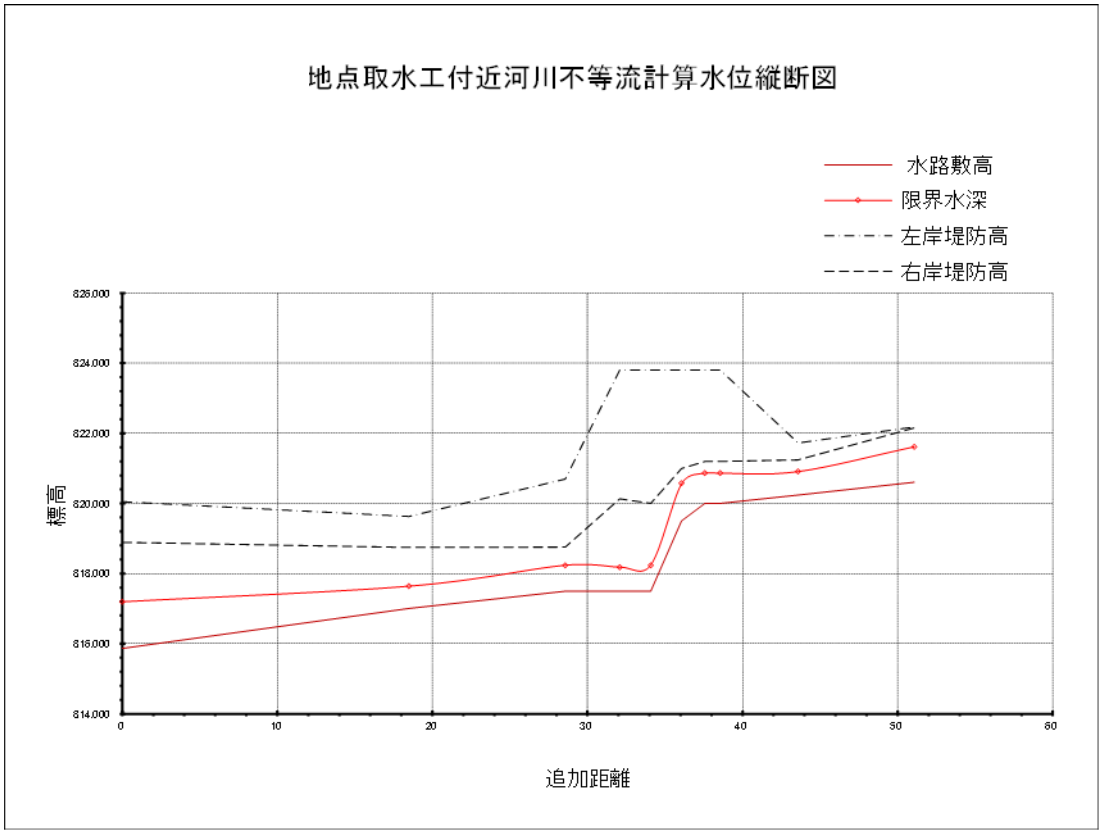
3) **せきの公式に基づく方法**

不等流計算による方法の一例は以下のとおりです。

取水工地点の設計洪水位について、不等流計算を行い確認した。
計算結果、取水工断面 B-6 で WL.820.866m　とする。

不等流計算内容については、下表のとおり。

測　点	区間距離 (m)	流　量 (m3/s)	粗度係数	流 積 (m2)	潤 辺 (m)	径　深 (m)	フルード数	摩擦損失水頭 (m)	その他の損失水頭 (m)	ｴﾈﾙｷﾞｰ標高 (m)	流 速 (m/s)	速度水頭 (m)	水路敷高 (m)	水 深 (m)	水面標高 (m)
BP-34.437	0.000	26.000	0.050	9.453	13.846	0.6827	1.000	—	0.000	817.578	2.751	0.386	815.860	1.332	817.192
BP-52.928	18.491	26.000	0.050	8.029	17.243	0.4656	1.484	0.591	0.000	818.026	3.238	0.535	817.000	0.491	817.491
D	10.081	26.000	0.050	8.637	14.367	0.6012	1.198	0.730	0.000	818.617	3.010	0.462	817.500	0.654	818.154
⑪ D-3.5	3.500	26.000	0.050	4.769	15.975	0.2985	3.130	1.131	0.000	819.347	5.452	1.517	817.500	0.330	817.830
⑫ D-5.5	2.000	26.000	0.050	3.577	13.263	0.2697	4.376	0.769	0.000	820.478	7.269	2.696	817.500	0.282	817.782
C	2.000	26.000	0.014	6.012	13.585	0.4425	1.952	0.010	0.000	821.247	4.325	0.954	819.500	0.793	820.293
B-6	1.500	26.000	0.014	9.389	13.732	0.6838	1.000	—	0.000	821.257	2.769	0.391	820.000	0.866	820.866
B-5	1.000	26.000	0.014	9.389	13.732	0.6838	1.000	—	0.000	821.257	2.769	0.391	820.000	0.866	820.866
B	5.000	26.000	0.050	6.646	16.541	0.4018	1.941	0.592	0.000	821.456	3.912	0.781	820.240	0.436	820.676
A	7.500	26.000	0.050	8.974	11.355	0.7903	1.000	—	0.000	822.048	2.897	0.428	820.600	1.020	821.620



3.4.3 取水口

(1) チロル取水方式（縦格子形底部取水工）

1) 水路幅Ｂの計算

縦格子形底部取水工の規模については、Mostkow（モストコフ）の実験式を用いて算定しますが、限られたケースでの水理実験であり丸鋼などの水理特性の良い部材形状での実験は行っていません。

また、塵芥や凍結による閉塞リスクに対する考え方の基準はありません。

そのため、以降の計算方法は弊社独自で考えたものです。

取水工長さＬについては、チロルの必要深さが相当高くなることから内部の点検・補修作業性に考慮して１．００ｍで固定し、水路幅Ｂを計算します。

取水量が少ない場合はもう少し取水工長さＬを短くすることは可能です。

水路幅は砂防ダムを利用する場合は、水通し幅とせざるを得ません。

砂防ダム水通し天端を越流水深より若干嵩上げすれば、計算幅まで縮小可能ですが、砂防基準上、現状変更は認めてもらえないものと考えます。

ここでは、砂防ダムを利用しない場合で最大取水量Ｑを１．００m3/s とした場合の計算方法についてご紹介します。

砂防ダムは利用しないため、水路幅Ｂは計算値とします。

$$L = Q' / (\mu \cdot B' \cdot \phi \cdot \sqrt{2gH})$$ 水理公式集 S46 改訂版 P-272

上式を変換し

$$B' = Q' / (\mu \cdot Lf \cdot \phi \cdot \sqrt{2gH})$$

ここに

Ｂ' ：チロル取水工の単位幅（ｍ）

Ｌ　：単位幅当りの流量を取水するのに必要な取水工長さ（1.00ｍで固定します）

Ｑ'：単位幅当り最大取水量（m3/s）

μ　：流量係数

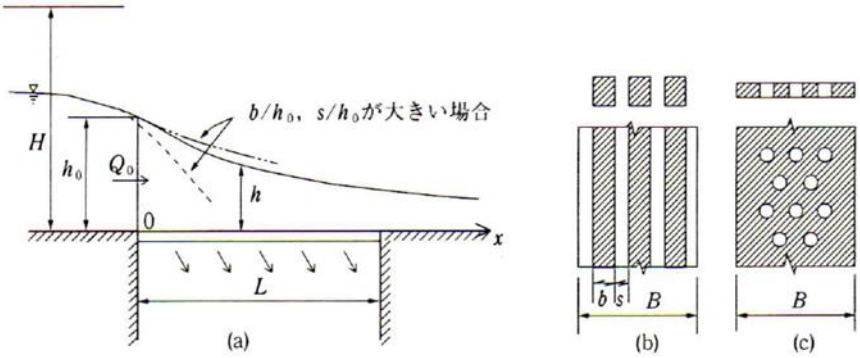


図 3-1.22　底部取水工の諸元

表 3-1.4　縦格子型取水工の流量係数

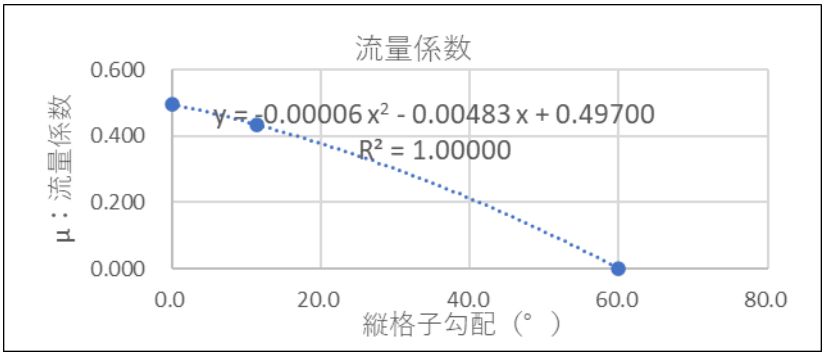
設置場所	格子勾配	μ
水　路　底	水平 1/5	0.514～0.609 0.441～0.519
ダム越流頂	水平 1/5	0.497 0.435

（「水理公式集　平成 11　年版」P252）より

縦格子勾配と流量係数の関係は、水平と 1/5 の値より多項式にて求めます。

格子勾配(°)	流量係数
水平　0.00	0.497
1/5　11.31	0.435
60.00	0.000

縦格子勾配が垂直に近づくと 0 となるが、安全側に考慮して勾配 60°を 0 とすると下図の多項式が導かれます。



ここで、格子勾配を 30.00°とすると流量係数は　0.298　になります。

φ　：取水路の開度（Σｓ／Ｂ）は、丸鋼採用のため全開　1.00　とします。

Ｈ　：上流側の水頭（m）

長方形せきの越流量より求めると、Ｈ（エネルギー水頭）

＝越流水深ｈ＋接近流速水頭ｖ2/2ｇ　として算定されます。

ｈ＝（Q’／ＣＢ’’）2/3

ここに

ｈ：越流水深　0.229m　で仮定します。

Q’：単位幅当りの最大取水量　0.170m3/s　で仮定します。

Ｂ’’：安全率を考慮しない単位幅

Ｃ：越流係数　下式長方形せきの式より計算します。

（水理公式集 H11 版 P-244）

$0<h/L\leqq 0.1$ ； $C=1.642(h/L)^{0.022}$ ……(3-1.5.a)

$0.1<h/L\leqq 0.4$ ； $C=1.552+0.083(h/L)$ ……(3-1.5.b)

$0.4\leqq h/L\leqq(1.5\sim1.9)$ ； $C=1.444+0.352(h/L)$ …(3-1.5.c)

$(1.5\sim1.9)\leqq h/L$ ； $C=1.785+0.237(h/W)$ …(3-1.5.d)

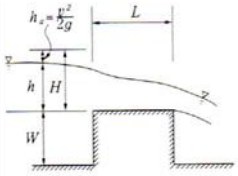


図 3-1.11　長方形せきの諸元

L：せき頂長　3.00m　とする。

よって、ｈ／L＝　0.076　であり、3-1.5.ａ式で計算すると、

Ｃ：越流係数＝　1.552　とします。

よって

ｈ＝0.229　となり仮定値と一致します。

接近流速ｖ＝Q’／（ｈＢ’’）＝　0.742m/s　になります。

よって、ｖ2／2ｇ＝0.028m　です。

よって

Ｈ＝　0.229　＋　0.028　＝　0.257m　になります。

よって

Ｂ’’＝　Q’　／（μ・Ｌ・φ　・√２ｇＨ）

＝　0.25　ｍ　になります。

ここで、安全率を設定します。

モロトコフの実験式はケースによっては数倍の誤差が認められるとされています。

従って、２倍の安全率を見込むものとします。

また塵芥・凍結によるスクリーン閉塞を見込む必要があるため安全率を設定します。

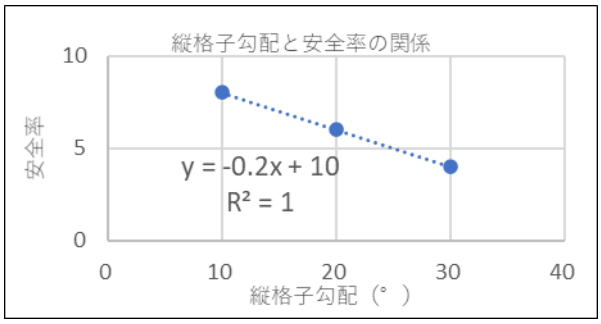
塵芥は縦格子勾配が急であるほど下流へ排出され易くなりますから、安全率は縦格子勾配が急であるほど軽減するものとし、30°で安全率１とします。

凍結については、取水地点の過去 10 ヶ年最低平均気温が-5°以下の年がある場合は、安全率２とします。

上記の各要素を掛け算して安全率を求めます。

格子勾配(°)	安全率			
	実験式誤差	塵芥閉塞	凍結閉塞	計
10	2.0	2.0	2.0	8
20	2.0	1.5	2.0	6
30	2.0	1.0	2.0	4

表より下図の近似式が導かれます。



過去 10 ヶ年最低平均気温が-5℃以下の年がある場合とすると、凍結安全率は 2.0 となり、縦格子勾配は 30.00° であるので上式より全体の安全率は　4　になります。

よって

B'＝B''×4＝　1.00m　≒　単位幅 1m　となり整合します。

この時の単位幅当りの最大取水量は仮定値の　0.170m3/s　です。

次に水路幅Ｂを計算値します。

当地点の最大取水量Ｑは　1.000　m3/s　と設定しましたから、必要な水路幅Ｂは

Ｂ＝　Ｑ　／　Ｑ'

＝　1.000／0.170

≒　6m　となります。

最後に最大使用水量時の越流水深がどれくらいかを確認します。

ｈ＝（Ｑ／ＣＢ）2/3

ここに

ｈ：越流水深

Ｑ：最大使用水量　　1.000m3/s

Ｂ：水路幅　　6.00m

Ｃ：越流係数

L：せき頂長　　3.00m

ｈ／*L*　　0.076

C＝1.642（h／L）^0.022＝1.552

＝　0.226m　となります。

取水工長さＬ＝1.00mに対して十分余裕のある水深であり、問題ありません。

2)　チロル水路内部の掃流力

チロル水路内部の掃流力を検討します。

チロル水路内部には土砂や塵芥も流入しますので堆積しないように水路勾配や形状を計算します。

チロル水路内部の土砂を掃流するためには、掃流力が限界掃流力を上回っていることが必要です。

掃流力は水路の径深と水路勾配により決定され、径深は取水量により決定されます。

限界掃流力は砂礫の平均粒径で決まります。

取水量が少なくなると掃流力が低下し土砂が掃流されない虞がありますが、取水量が回復すれば掃流されます。

通常この繰り返しとなるため、最大取水量時の掃流力が限界掃流力を上回っていることが必要です。

しかし、水量の少ない渇水期は掃流力が不足するかも知れません。

そのため、渇水量で掃流力が限界掃流力を上回っていることを確認します。

場合によってはチロル底部の形状を台形断面や溝状にして径深を増やしておく工夫が必要です。

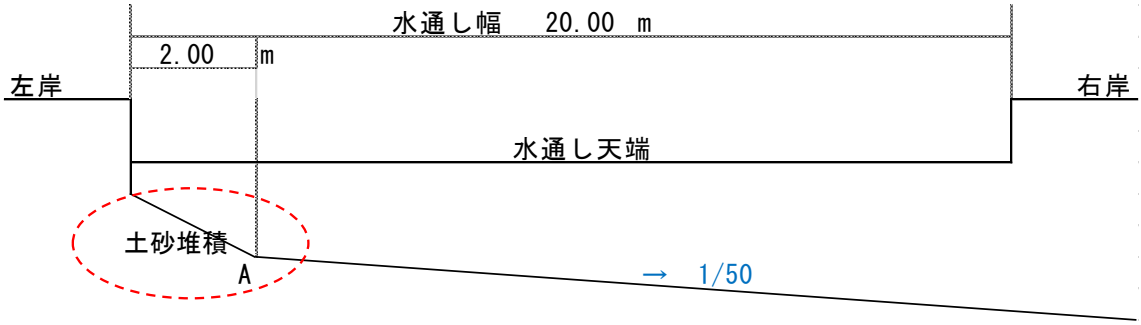
ここでは、水路勾配を１／５０、渇水量を０．４５m3/sとした場合、溝状にして径深を増やした場合の計算方法についてご紹介します。

i） 渇水量時の掃流力

取水工チロル水路掃流力の計算

取水工形状（上流より）

10ヶ年平均渇水量時に土砂を掃流可能とする。
取水工チロルのコーナー部は土砂が堆積し易いため、水路の２ｍ区間はをテーパー状にする。
Ａ点より水路勾配を　1/50　として土砂を掃流する。



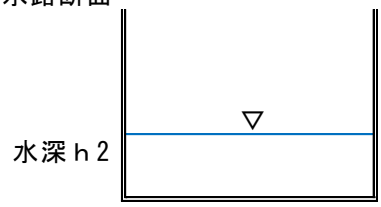
取水工チロル水路の等流水深をマニングの式より求め径深を計算する。

$Q = 1 / n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A$

ここに

Q1：10ヶ年平均渇水量	0.450	m3/s　で仮定
Ｂ：水路幅	20.000	m　で仮定
Ｑ：単位幅当り取水量	0.023	m3/s/m
QA：A点の取水量	0.045	m3/s
ｎ：水路の粗度係数	0.014	
Ｒ：径深		
Ｒ＝Ａ／Ｓ	0.037	m
Ａ：通水面積＝ｈ2・ｂ	0.040	m2
Ｓ：潤辺＝２ｈ2＋ｂ	1.080	m
Ｉ：水路勾配	0.020	（1/50で設定）

水路断面



水路幅ｂ　1.00　m
水深を　0.040　mで仮定する。

Ｑ＝　0.045　≒　QA：A点の取水量

よって、水路水深は　0.040　m　とする。

掃流力（水理公式集第4章2-4.1式）を求める。

$$\tau = \rho u_*^2 = \rho gRIe$$

τ：掃流力(cm-s)
ρ：水の密度(1)
u_*: 摩擦速度
g: 重力の加速度(980cm/s^2)
R: 径深(cm)　4　cm
Ie: エネルギー勾配＝水路勾配　1/50
= 980 ＊ 3.7 ＊ 1/50
=　73　cm-s

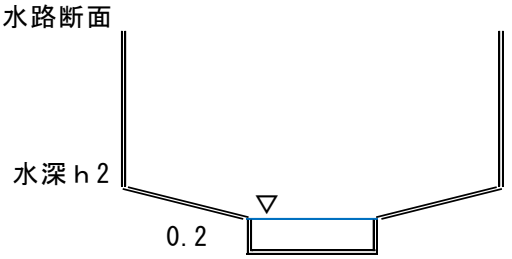
限界掃流力（水理公式集第4章2-4.12式）を求める。

u_*c^2= 80.9d
u_*c^2: 限界掃流力
d: 砂礫の平均粒径（0.3030cm≦d　の場合）　1.0　cm
（スクリーン純間隔）
=　81　cm-s

u_*c^2　≧　τ　ＯＵＴ
よって、最大粒径1.0cmの礫を渇水量時に掃流出来ない。

取水工チロル水路底部の断面を矩形に変更し等流水深をマニングの式より求め径深を計算する。

Ｑ＝１／ｎ・$R^{2/3}$・$I^{1/2}$・Ａ
ここに
ＱＡ：A点の取水量　0.045　m3/s
ｎ：水路の粗度係数　0.014
Ｒ：径深
Ｒ＝Ａ／Ｓ　0.052　m
Ａ：通水面積＝ｈ2・ｂ　0.033　m2
Ｓ：潤辺＝２ｈ2＋ｂ　0.630　m
Ｉ：水路勾配　0.020　(1/50)
水路断面



通水幅　0.50　m
水路幅ｂ　1.00　m
水深を　0.065　mで仮定する。

Ｑ＝　0.045　≒　ＱＡ：A点の取水量

よって、水路水深は　0.065　m　とする。

掃流力（水理公式集第4章2-4.1式）を求める。

$\tau = \rho u_*^2 \quad = \quad \rho gRIe$

τ：掃流力(cm-s)

ρ：水の密度(1)

u_*：摩擦速度

g：重力の加速度(980cm/s^2)

R：径深(cm)　5　cm

Ie：エネルギー勾配＝水路勾配　1/50

= 980 ＊ 5.2 ＊ 1/50

= 101　cm-s

限界掃流力（水理公式集第4章2-4.12式）を求める。

u_*c^2= 80.9d

u_*c^2：限界掃流力

d：砂礫の平均粒径（0.3030cm≦d　の場合）　1.0　cm

（スクリーン純間隔）

= 81　cm-s

u_*c^2　＜　τ　ＯＫ

よって、最大粒径1.0cmの礫を渇水量時に掃流可能である。

チロル取水工の一例です。
この発電所は初期型の設計でスクリーンは丸鋼＋平鋼タイプです。
Ｌｆ＝１ｍ、Ｂ＝９ｍです。Ｂは半分以下でも取水可能だと考えます。

スクリーンを通過してすぐにチロル内部に落下している様子がわかります。
取水効率は問題なしです。

１２月初旬で渇水期ですので流量は少ないですが、最大使用水量近く取水していた様です。

(2) 側方取水方式

弊社で側方取水方式を採用した発電所はＨ発電所の１箇所です。

取水口における水面低下量の計算は前述のとおりです。

注意したのは、流入口の流速を緩やかにしてゆったりとした取水が出来ることです。

流入流速は 0.30～0.50m/s 程度が望ましいとされています。

過去に建設に携わった岐阜県の美濃川合発電所の流入流速は、約 2m/s でした。

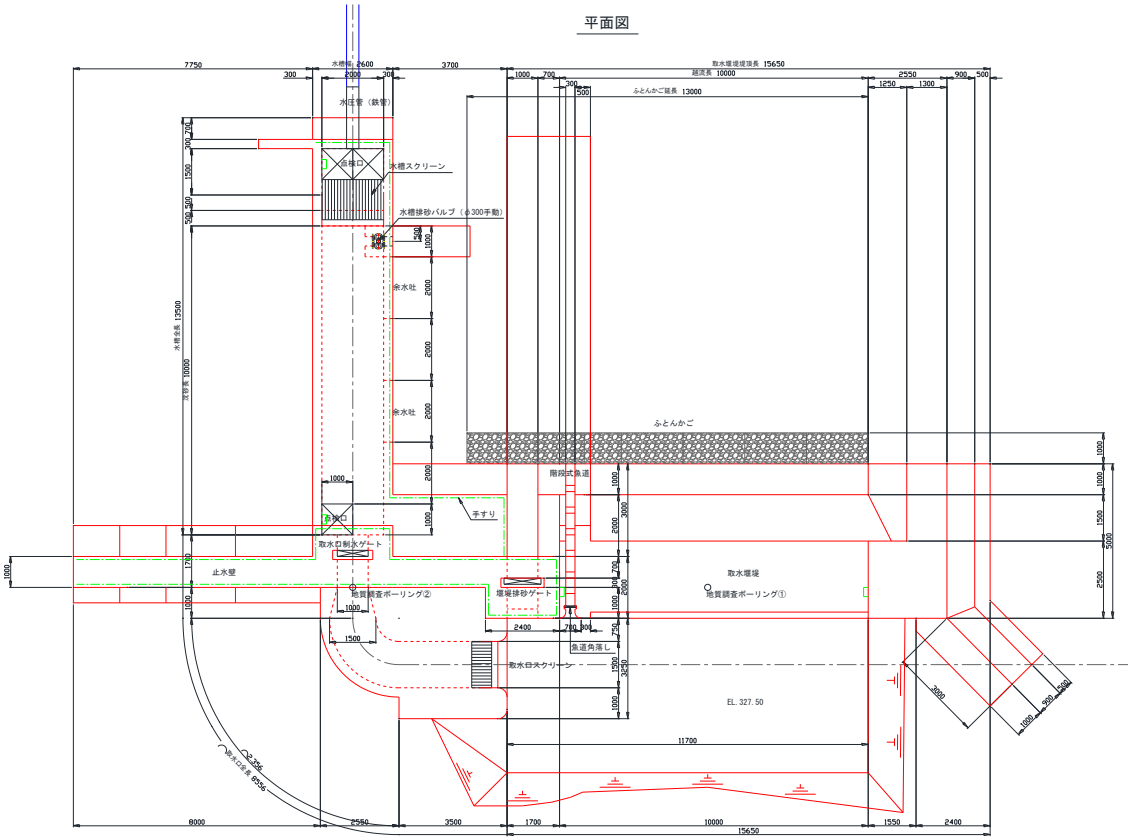
流速が速く出水時に塵芥がスクリーンに張り付き損失落差が発生して大変でした。

流速は低いと流入損失、土砂流入とも少なく、除塵作業も容易です。

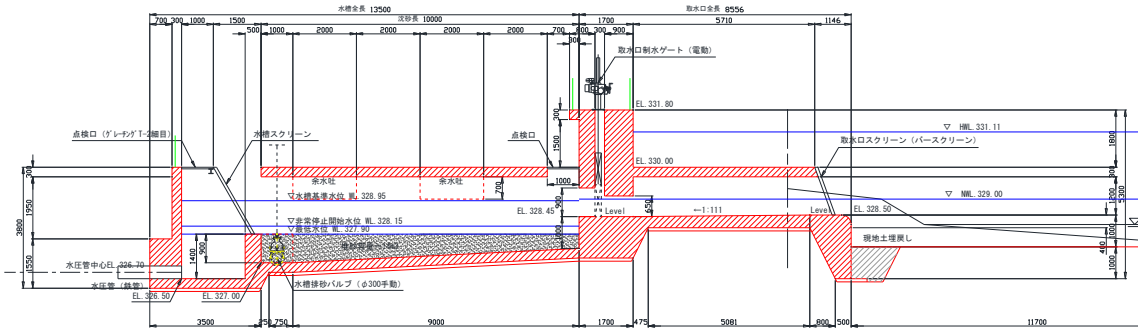
流入口はベルマウス形状が最適ですが、型枠組立が複雑でコストが掛かるので小水力では円形で良いと考えます。

水面低下量の計算方法の一例は以下のとおりです。

地点平面図



地点縦断面図



取水口水面低下量の計算（水槽基準水位の決定）

(1)計算条件

① Ｑ：使用水量	0.239	m3/s
② 取水位（取水ダム天端）	329.000	m
③ 取水口敷高	328.500	m
④ 取水口流入幅	1.500	m
⑤ 水路漸縮部敷高	328.459	m
⑥ 水路急縮部流入幅	1.000	m
⑦ 取水口制水ゲート前面敷高	328.450	m
⑧ 水槽前面流入幅	2.000	m
⑨ 水槽本体敷高（堆砂面）	327.450	m

(2)取水口における水面低下量の計算

a.流入口における水面低下量

Δｈｅ＝（ 1+ｆｅ）・ｖ2^2／2ｇ

ｆｅ：流入損失係数　　円形	0.10	
ｖ2：流入後の平均流速＝Ｑ／Ａ＝	0.322	m/s
h水深＝②－③－仮想Δｈｅ＝	0.494	
A流積＝水深×④＝	0.741	

＝　（　1　＋　0.1　）×　0.104　／　19.6
＝ 0.00583　m　　仮想Δｈｃ＝　0.00583　m　Δｈｃと一致するまでﾄﾗｲｱﾙ

b.スクリーンによる水面低下量

Δｈｒ＝ｆｒ・ｖ1^2／2ｇ・α+（v2^2/2g-v1^2/2g)

ｆｒ：スクリーンによる損失係数		
fr=β・sinθ・（t/b）^(4/3)=	1.113	
β：スクリーンバーの断面形状による係数	2.34	（フラットバー）
θ：スクリーンの傾斜角	70°	（構造図より）
ｔ：スクリーンバーの板厚	6.00	mm
ｂ：スクリーンバー純間隔=	10.00	mm
α：割増率	3	（塵芥閉塞を考慮）
ｖ1：スクリーンの上流側の平均流速	0.322	m/s
h水深＝②-③－Δｈｅ＝	0.494	m
A流積＝水深×④＝	0.741	m2
ｖ2：スクリーンの下流側の平均流速	0.546	m/s
h水深＝②-③－Δｈｅ－仮想Δｈｒ＝	0.467	m
A流積＝水深×④×ｂ／（ｔ＋ｂ）＝	0.437	m2

＝　1.113　×　0.005　×　3
　＋（　0.015　－　0.005　）
＝ 0.02764　m　　仮想Δｈｒ＝　0.02764　m　Δｈｒと一致するまでﾄﾗｲｱﾙ

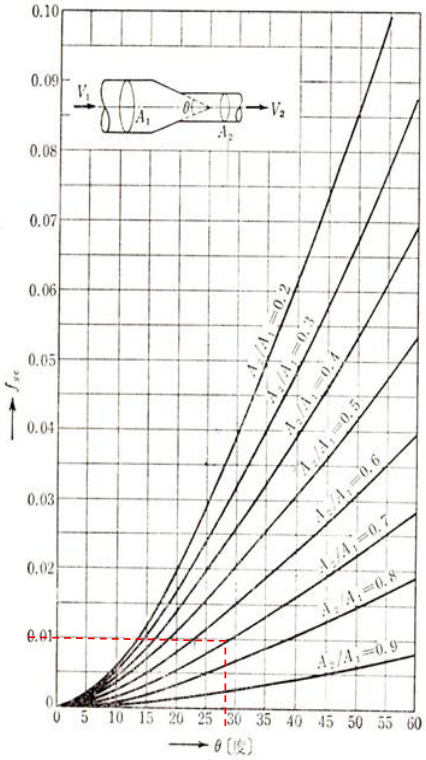
c.流入口から水路漸縮部における水面低下量

流入口から水路漸縮部における水面低下量Δｈｃは、流入口における流積A1から水路漸縮部の流積A2への漸縮によるものと考えて、

Δｈｃ＝ｆｃ・ｖ2^2／2ｇ+（v2^2/2g-v1^2/2g)

ｆｃ：損失係数		
h1＝水深＝②-③－Δｈｅ－Δｈｒ＝	0.467	m
A1＝水深×④＝	0.700	m2
h2＝水深＝②-⑤－Δｈｅ－Δｈｒ－仮想Δｈｃ＝	0.502	m
A2＝水深×⑥＝	0.502	m2
A2／A1　＝	0.72	

θ＝　28°（平面図より）
よって、第3.11図より、　fgc　≒　0.010　とする。



第 3·11 図 漸縮損失係数

水力発電演習　第3.11図

ｖ1：流入口断面における平均流速　　0.342　m/s
ｖ2：水路漸縮部断面における平均流速　　0.476　m/s

=	0.01	×	0.012	+ (	0.012	−	0.006	)
=	0.000	+	0.006					
=	0.00574	m	仮想Δｈｃ＝	0.00574	m	Δｈｃと一致するまでﾄﾗｲｱﾙ		

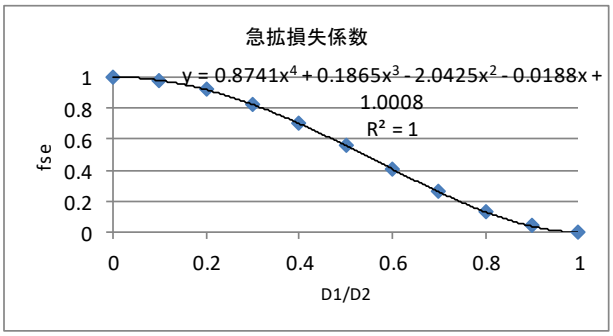
d.取水口制水ゲート部から水槽前面における水面低下量

取水口制水ゲート部から水槽前面における水面低下量Δｈｃは、制水ゲート部における流積A1から水槽前面の流積A2への急拡によるものと考えて、

Δｈｓｅ1＝ｆｓｅ・（ｖ1－ｖ2）^2／2ｇ－（v1^2/2g-v2^2/2g)

ｆse：急拡損失係数 ＝　　0.943

D1/D2	fse
0	1
0.1	0.98
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.7
0.5	0.56
0.6	0.41
0.7	0.26
0.8	0.13
0.9	0.04
1	0



ｖ1：急拡前の平均流速　0.476　m/s
ｖ2：急拡後の平均流速　0.079　m/s
h1＝水深＝②-⑤－Δｈｅ－Δｈｒ-Δｈｃ＝　0.502　m
A1＝水深×⑥＝　0.502　m2
h2＝水深＝②-⑦－Δｈｅ－Δｈｒ－Δｈｃ－仮想Δｈｇｅ＝　1.514　m
A2＝水深×⑧＝　3.029　m2
A1／A2　＝　0.17

= 0.943 × (0.476 － 0.079) ^2 ／ 19.600
－ (0.012 - 0.000)
= 0.008 － 0.011
= -0.00366 m　仮想Δｈｓｅ＝ -0.00366 m Δｈｓｅと一致するまでﾄﾗｲｱﾙ

f.取水口における総水面低下量　単位：m

項　目	計算値	余裕(20%)	計
a.流入口における水面低下量	0.006	0.001	0.007
b.スクリーンによる水面低下量	0.028	0.006	0.033
c.流入口から水路漸縮部における水面低下量	0.006	0.001	0.007
d.取水口制水ゲート部から水槽前面における水面低下量	-0.004	-0.001	-0.004
			0.000
Σ Δ＝	0.036	0.007	0.043

以上より、取水口における水面低下量は約　0.050　mである。

よって、水槽基準水位は取水位WL329.00より水面低下量0.05mを差し引き、WL　328.95　とする。
ただし、水槽余水吐天端標高は余裕を考慮して329.00mとする。

3.4.4 沈砂池

(1) 沈砂池の水深

一般に沈砂池内の平均流速は 0.3m/s 程度で考えられています。(「発電水力演習 P-251：千秋信一」)。

例えば、Q＝1.00m3/s、沈砂池幅Ｂ＝3.0ｍで設計した場合に平均流速を 0.3m/s にするための沈砂池の水深は、

ｖ ＝ Ｑ ／ Ａ ＝ Ｑ ／ （Ｂ・ｈ）

変換すると、

ｈ ＝ Ｑ ／ （Ｂ・ｖ）

＝ 1.000 ／ (3.00×0.30) ≒ 1.11ｍ 以上必要です。

この水深の位置は「沈砂池の終端の底部」とされています。

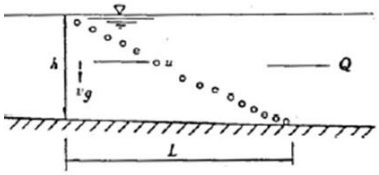
通常、「沈砂池の終端の底部」は水槽あるいは導水路に接続する水路敷より低くして排砂ゲートを設置するなどして土砂流入を防止しますから、その分の深さを加えても良いことになります。

しかし、安全側に考慮して水槽あるいは導水路に接続する水路敷での水深であると考えます。

(2) 沈砂池の長さ

沈砂池の長さは、細砂が沈砂池の終端で底部に達する十分な長さが必要とされます。

Ｌ ≧ ｈ ／ vg ・ ｖ 発電水力演習 P-251 5.26 式



ここに

Ｌ：沈砂池の長さ（m）

ｈ：沈砂池の水深（m）

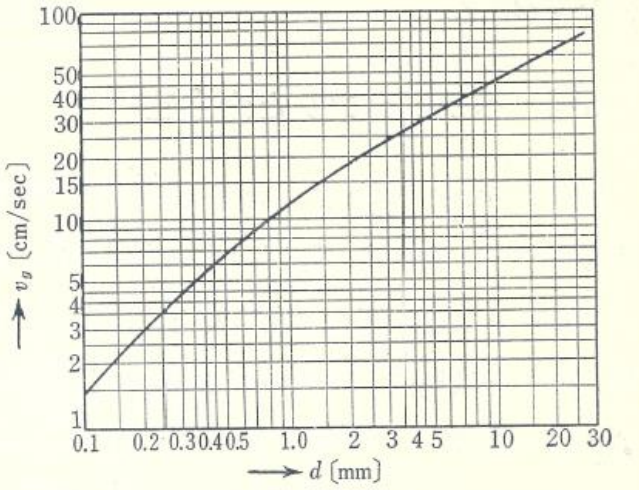
ｖｇ：沈降すべき最小土粒子の限界沈降速度（m/s）

ｖ：沈砂池内の平均流速（m/s）

上記は理論式であり、通常の設計上の必要長としては計算値の 2 倍以上を見込むものとします。

沈降すべき最小土粒子の径については、水車ランナー等の摩耗を考慮して 0.5～1.0mm 程度とします。

砂粒子の平均径ｄと限界沈降速度ｖｇ の間には下図の第 5.22 図の関係があり、沈降すべき最小土粒子の径を 0.5～1.0mm 程度 とすると、限界沈降速度ｖｇ は約 0.10m/s になります。要するに、毎秒 10cm の速さで沈砂池に沈降して行きます。



第 5·22 図　砂粒子の平均径 d と
限界沈降速度 v_g との関係

例えば、Ｑ＝1.00m3/s、沈砂池幅Ｂ＝3.0ｍ、沈砂池の水深ｈ＝1.11ｍで設計した場合の 理論沈砂池長Ｌは、

Ｌ ＝ ｈ ／ vg・ｖ ＝ 1.11 ／ 0.10 × 0.30 ≒ 3.33ｍ になります。

沈砂池長さを理論沈砂池長さの２倍以上とすると沈砂池長さは約７ｍ必要となります。

しかし、弊社では沈砂池の設置環境により更に余裕を見込んでいます。

土石流が頻発する河川であるか？冬期に排砂作業等のメンテナンスが容易に出来ない環境か？　などです。

そんな環境であれば、余裕率は３倍以上程度にして沈砂池を長くし、結果として堆砂容量を増やすことにします。

(3)　沈砂池における跳水現象

沈砂池や水槽まで射流で導水された場合、跳水が発生し水面が上昇するとともに、水流の乱れにより土砂の沈降効果が期待できない領域（跳水長さ）が発生します。

射流とはフルード数が１以上の急な流れです。

簡単にイメージすると、川下りでゆっくりと下っていると急に流れが速くなり舟も波打つような場所です。

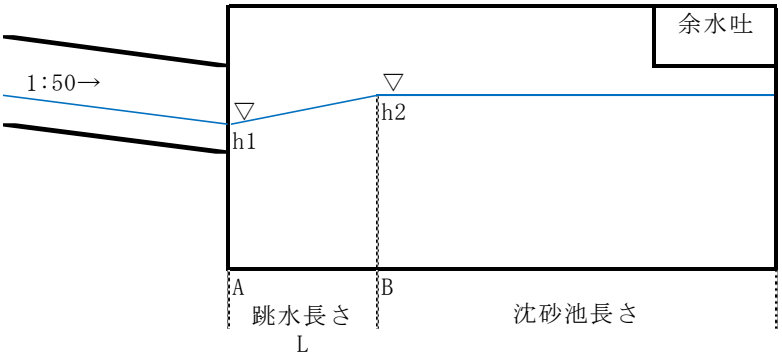
また、一番解り易いのは石を川面に投げたときの波紋が上流側へ伝搬せず下流へ流れる場合は射流と言えます。

射流かどうかはフルード数を計算して判断します。

計算したフルード数から跳水長さと跳水の高さを計算して沈砂池の長さと高さに反映します。

計算方法は以下のとおりです。

取水した水は沈砂池まで開水路（矩形水路または管水路）にて導水される。
射流の場合、沈砂池では跳水が発生し水面が上昇するとともに、水流の乱れにより土砂の沈降効果が期待できない領域（跳水長さ）が発生する。
ここでは取水路が水路勾配1/50の矩形水路である場合の跳水長さを計算する。



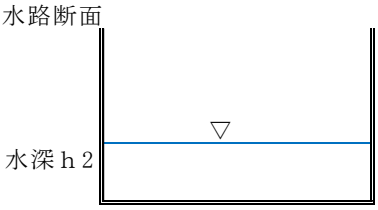
取水路の等流水深をマニングの式より求める。

$Q = 1 / n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A$

ここに

Ｑ：最大取水量	1.000	m3/s
ｎ：水路の粗度係数	0.014	
Ｒ：径深		
Ｒ＝Ａ／Ｓ	0.188	m
Ａ：通水面積＝ｈ2・ｂ	0.302	m2
Ｓ：潤辺＝２ｈ2＋ｂ	1.604	m
Ｉ：水路勾配	0.020	(1/50)

水路断面



水路幅ｂ　　1.00

水深を　　0.302　mで仮定する。

Ｑ＝　　1.002　　≒　　最大取水量

よって、水路水深は　　0.302　m　とする。

Ｖ1：跳水前の平均流速＝Ｑ／Ａ＝　　3.311 m/s
Ｄ：水理水深＝Ａ／ｂ＝　　0.302 m

跳水の長さ

沈砂池入口の跳水による安定領域長さと跳水後の常流水深の検討を行う。

水理公式集P-296「水平水路の跳水」の計算式に基づき検討する。

跳水長さの計算式

$$h2／h1＝ 1／2\sqrt{1＋8Fr1^2} － 1)$$

$$L＝ 6 (h2－h1)$$

ここに

h1：跳水前の射流水深(m)

h1＝D沈砂池入口水理水深　0.302 m　とする。

h2：跳水後の常流水深(m)

Fr1：跳水前のフルード数

$$＝ V1／\sqrt{gD}$$

$$＝ 3.311 ／\sqrt{9.8 × 0.302}$$

$$＝ 1.925$$

L：跳水の長さ

上式を変換して、

$$h2 ＝h1・1／2\sqrt{1＋8Fr1^2} － 1)$$

$$＝ 0.685 m$$

よって、跳水の長さは

$$L ＝ 2.297 m ≒ 2.30 m$$ 以上とする。

ここで計算した跳水の長さは沈砂池長さへ反映するとともに、跳水後の水深は水槽基準水位の決定へ反映します。

水槽基準水位は跳水後の水深より余裕を見て高めに設定します。

(4) 沈砂池の堆砂容量

沈砂池の堆砂容量の基準はありません。

おそらく、電力会社などの大規模な発電所はヘリポートなどを整備して冬期でも必ずメンテナンスする「保安規程」があるので、基準が無いのだと考えます。

小水力では前述した冬期に排砂作業等のメンテナンスが容易に出来ない地点は堆砂容量を出来るだけ確保しておくことと、沈砂池排砂ゲートを遠隔操作可能にしておくことが重要です。

(5) 沈砂池の掃流力

沈砂池排砂時の掃流力を検討します。

通常、排砂作業は発電を停止し行います。

沈砂池の堆積土砂を掃流するためには、掃流力が限界掃流力を上回っていることが必要です。

掃流力は水路の径深と水路勾配により決定され、径深は取水量により決定されます。

限界掃流力は砂礫の平均粒径で決まります。

取水量が少なくなると掃流力が低下し土砂が掃流されない虞がありますが、取水量が回復すれば掃流されます。

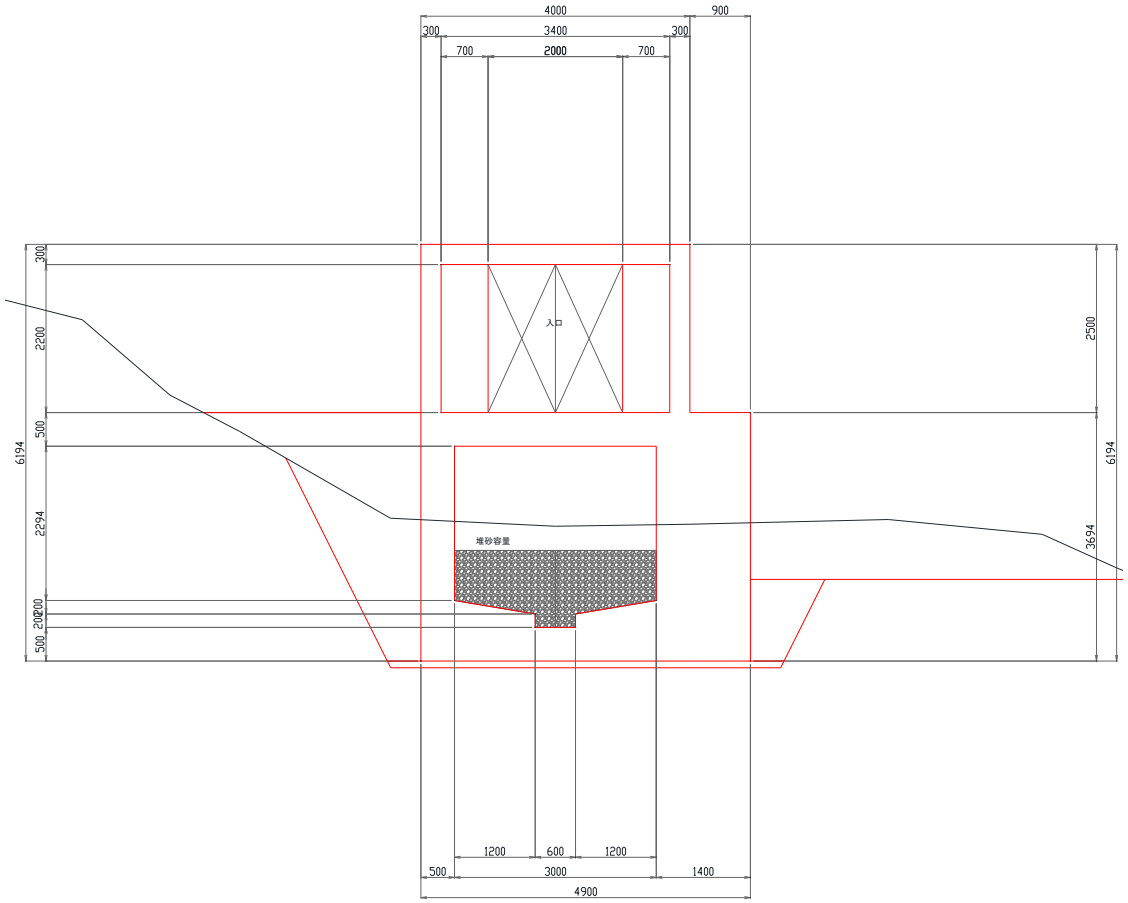
通常この繰り返しとなるため、最大取水量時の掃流力が限界掃流力を上回っているこ

とを確認します。

しかし、水量の少ない時期に排砂を行う場合は掃流力が不足するかも知れません。

そのため、沈砂池底部の形状を溝状にして径深を増やしておく工夫が必要です。

ある地点の沈砂池断面は下図のとおりにしました。



計算方法は取水工チロルと同様です。

(6)　沈砂池余水吐容量

沈砂池余水吐の容量は設計洪水時の最大流入量以上とします。

洪水時には河川水位が上昇し取水口より多くの水が流入するため、取水口制水ゲートを徐々に閉めて流入量をコントロールします。

河川水位が予め決めた規定値に達すれば発電を停止しゲートを全閉します。

ただし、機器故障等により操作出来ない場合も想定されますので、洪水時の最大流入量は取水口制水ゲートが全開のままであるとして計算します。

1)　洪水時の最大流入量

計算方法は以下のとおりです。

上流水深を３ｍと仮定した場合の計算です。

ゲート幅・高さとも１ｍで仮定します。

・ゲート通水量の計算

水理公式集（H11年版）P-254「ゲートおよびバルブからの流出」より計算する。

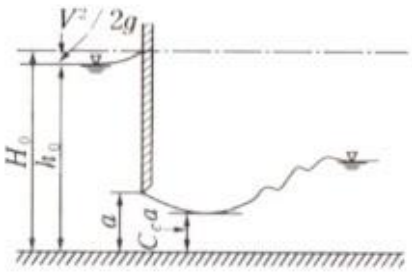


図 3-2.1　スルースゲートからの自由流出

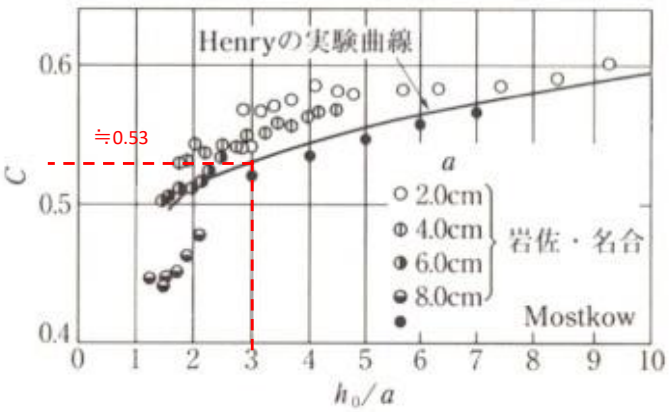


図 3-2.3　スルースゲートの流量係数（自由流出）

ゲート通水量計算式は以下のとおり。

Ｑ＝Ｃ・ａ・Ｂ・√２ｇｈｏ　　水理公式集3-2.2式

ここに	Ｑ：流出量			
	Ｃ：流量係数	0.53		水理公式集P-254図3.2.3より読み取り
	ａ：ゲート開度	1.00	m	全開状態
	Ｂ：流出幅	1.00	m	水路幅
	ｈｏ：上流水深	3.00	m	設計洪水時
	ｈｏ／ａ	3.0		

＝　　4.064　m3/s　となる。

2)　沈砂池余水吐容量

計算方法は以下のとおりです。

余水吐最大越流量の計算

$Q = 1.84BH^{3/2}$

ここに、

1.84：刃形全幅ぜきに対するフランシス公式の流量係数
Q：最大越流量(m3/s)
B：越流長(m)=　　5.00　m　で仮定
H：越流水頭(m)　　0.600　m　で仮定（余水吐高さ）

＝　4.276　m3/s　　＞　最大流入流量　4.064m3/s

余水吐最大越流量は最大流入量以上であり問題ない。

(7)　沈砂池余水路減勢工

沈砂池吐に余水路がある場合の減勢工長さの計算事例です。

沈砂池余水路減勢工の検討

余水路の減勢工を副ダム付き水平水叩き式減勢工としたときの検討を行う。
参考文献：水利公式集平成11年版　P269

(1) 設計条件

対象流量Qは、最大使用水量	1.000	m^3/s　で仮定する。
水路幅Bは、	2.00	m　で仮定する。
全落差は	10.00	m　で仮定する。

(2) 減勢工高さの計算

水利公式集P-269「副ダム付き水平水叩き式減勢工」の計算式に基づき検討する。

$$d/h1 = \frac{(1 + 2F1^2)\sqrt{1 + 8F1^2} - 1 - 5F1^2}{1 + 4F1^2 - \sqrt{1 + 8F1^2}} - \left(\frac{F1}{\sqrt{2\mu}}\right)^{2/3}$$

ここに

d ： 減勢工高さ

F1 ： 流入フルード数

$= v1 / \sqrt{gh1}$

v1 ： 流入流速 $= \sqrt{2gzo} =$ 14.000 m/s

zo ： 全落差 = 10.00 m

h1 ： 流入水深 = Q / vB = 0.036 m

= 14.000 / 0.592

= 23.664

μ ： 副ダムの越流係数　0.4　（水理公式集P-270解説より）

よって、

$$d/h1 = \frac{72,239}{2,174} - \left(\frac{23.664}{0.894}\right)^{2/3}$$

= 24.349

d = 0.870 m

≒ 0.90 m とする。

(3) 減勢工越流水深の計算

余水路幅2.00mの長方形せきとして水位を計算する。

ｈ1＝（Ｑ／ＣＢ）$^{2/3}$

ｈ：越流水深　　0.459　m（仮定値：計算値と一致するまでﾄﾗｲｱﾙ）
Ｑ：最大取水量　1.000　m3/s
Ｂ：せき幅　　2.00　m
Ｃ：越流係数　　1.606

$0<h/L\leqq 0.1$ ； $C=1.642(h/L)^{0.022}$ ……(3-1.5.a)
$0.1<h/L\leqq 0.4$ ； $C=1.552+0.083(h/L)$ ……(3-1.5.b)
$0.4\leqq h/L\leqq(1.5\sim 1.9)$ ； $C=1.444+0.352(h/L)$ …(3-1.5.c)
$(1.5\sim 1.9)\leqq h/L$ ； $C=1.785+0.237(h/W)$ …(3-1.5.d)

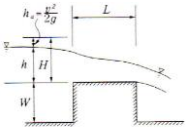


図 3-1.11　長方形せきの諸元

Ｌ：せき頂長　　1.00　m　で仮定する。
ｈ／Ｌ　　0.459
　　0<h/L<=0.1　　1.614
　　0.1<h/L<=0.4　　1.590
　　0.4<h/L<=(1.5～1.9)　1.606

ｈ1＝　　0.459　m　≒　仮定値

よって越流水深は　　0.459　m とする。

(4) 減勢工長さLの計算

L = 4.5h2　　（水理公式集P-270解説より）

ここに、L ： 減勢工の長さ
　　h2 ： 出口水深 = d + H =　　1.359　m

　=　　6.12　m
　≒　　7.00　m とする。

3.4.5 導水路

小水力の無圧導水路の水理計算は簡単です。

前述のマニングの等流計算式で等流水深を計算するだけですので省略します。

しかし、稀にややこしい計算を要する水路があります。

逆サイフォン水路です。伏せ越しとも言います。

以下、逆サイフォン水路の計算方法についてです。

(1) 逆サイフォン水路（伏せ越し）

例えば左岸から右岸へ河川や渓流などを逆サイフォン水路にて横断し導水するとします。

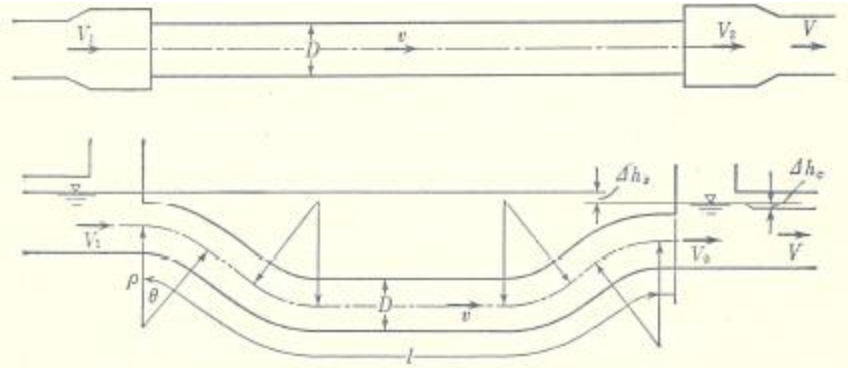
最大使用水量は 1.00m3/s と仮定します。

右岸に上部水槽、左岸に下部水槽、その間は圧力水路で結びます。

下図はイメージ図です。

左岸　　右岸

上部水槽　　圧力水路　　下部水槽→導水路



第 3·27 図　逆サイフォンにおける水面低下量

各水位は逆サイフォン水路の水面低下量の計算により決定します。

下部水槽の水位は導水路入口の等流水深に支配され、これをスタート水位とします。

導水路は無圧水路（ＦＲＰＭ管）とします。

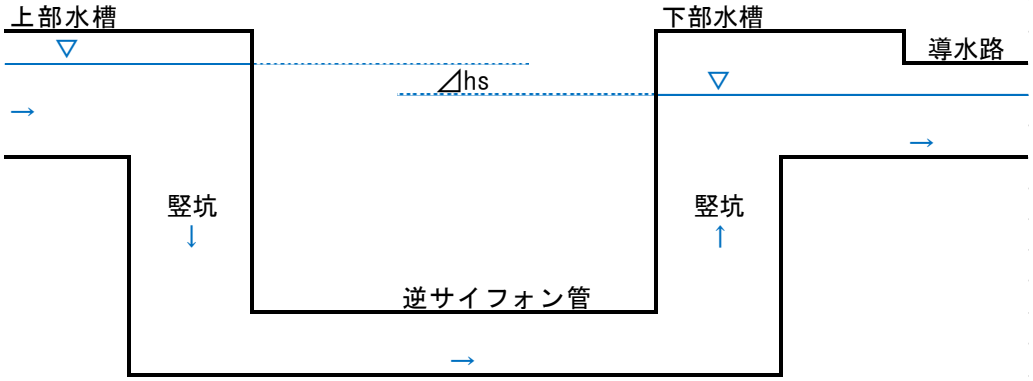
計算方法は以下のとおりです。

逆サイフォン水面低下量の計算（最大使用水量時）

１．計算条件

最大使用水量：Q	1.00	m3/s　仮定値
上部水槽敷高	100.00	m　仮定値
下部水槽敷高	100.00	m　仮定値
上部水槽幅：b1	2.00	m　仮定値
下部水槽幅：b2	2.00	m　仮定値
上部水槽延長：L1	4.00	m　仮定値
下部水槽延長：L2	4.00	m　仮定値
上部水槽竪坑径：D1	1.20	m　仮定値
上部水槽竪坑通水断面積：A1	1.13	m2
上部水槽竪坑の径深：R1	0.30	m
下部水槽竪坑径：D2	1.20	m　仮定値
下部水槽竪坑通水断面積：A2	1.13	m2
下部水槽竪坑の径深：R2	0.30	m
逆サイフォン管内径：D	0.70	m　仮定値
逆サイフォン管通水断面積：A4	0.385	m2
逆サイフォン管内平均流速：v4	2.598	m3/s(1.5～3.0m3/s：砂防基準設計ＩP-141)
逆サイフォン管路延長	30.00	m　仮定値
上部水槽竪坑高さ	5.00	m　仮定値
下部水槽竪坑高さ	6.00	m　仮定値
逆サイフォン管粗度係数	0.011	（ＦＲＰＭ管）
竪坑粗度係数	0.014	（竪坑コンクリート部）
下部水槽の水深：h2	0.746	m
下部水槽平均流速：v6	0.125	m/s
上部水槽平均流速：v5	0.125	m/s
導水路入口の水深：h	0.641	m
導水管内径：	1.500	m　仮定値
導水管粗度係数：	0.011	（ＦＲＰＭ管）
導水管水路勾配：	0.001	m　仮定値

概略図



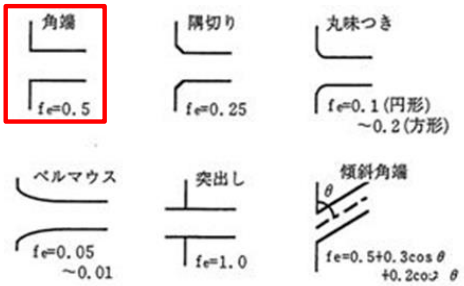
２．水面低下量の計算

（１）逆サイフォンによる水面低下量の算定

(a)．逆サイフォンの入口損失水頭

ｈｅ＝ｆｅ・ｖ^2／2g

竪坑上部入口損失を上部水槽における流積から竪坑断面積への流入による損失と考える。
発電水力演習P-81第3.7図の「角端」とする。



よって、
ｆｅ＝　　0.500
ｖ＝v1＝Q／A1＝　　0.884　m/s
ｈｅ＝　　0.020　m

竪坑下部入口損失を竪坑における流積から管路断面積への流入による損失と考える。
発電水力演習P-81第3.7図の「角端」とする。
よって、
ｆｅ＝　　0.500
ｖ＝ｖ2＝　　2.598　m/s
ｈｅ＝　　0.172　m

Σｈｅ＝　　0.192　m

(b)．竪坑の摩擦による損失水頭

ｈｆ＝ｆ’・L/R・ｖ^2／2g

上部水槽竪坑の摩擦による損失
ｆ’＝2g・n^2／R1^(1/3)＝　　0.006
v＝v1＝　　0.884　m/s
ｈｆ＝ｆ’・L/R1・v^2／2g ＝　　0.004　m

下部水槽竪坑の摩擦による損失
ｆ’＝2ｇ・n^2／R2^(1/3)＝　　0.006
v＝v3＝Q/A2＝　　0.884　m/s
ｈｆ＝ｆ’・L/R2・v^2／2g ＝　　0.005　m

Σｈｆ＝　　0.008　m

(c)．サイフォン管の摩擦による損失水頭

ｈｆ＝ｆ・L/D・ｖ^2／2g

サイフォン管の摩擦による損失
ｆ＝124.5・n^2／D^(1/3)＝　　0.017
v＝v4＝　　2.598　m/s
ｈｆ＝ｆ・L/D・v^2／2g＝　　0.250　m

(d). 逆サイフォンの出口損失水頭

サイフォン管出口損失を管路断面積から下部水槽竪坑における流積への急拡による損失と考える。

ｈse＝ｆse・ｖ^2／2g

下部水槽竪坑における流積

A2＝ 1.131 m2

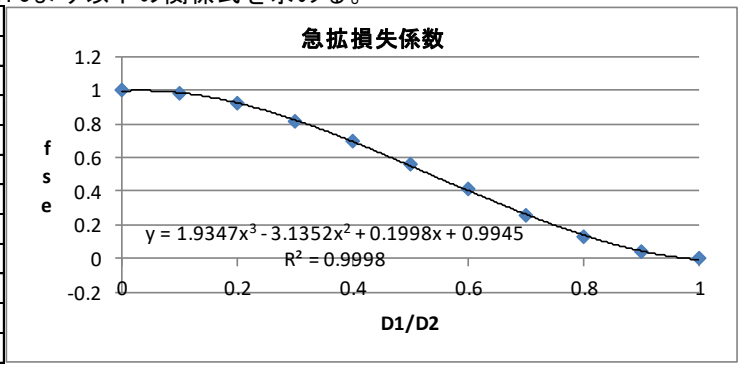
管路断面積

A4＝ 0.385 m2

D1/D2＝√A4/A2 ＝ 0.583

水理公式集P-245表1.3より以下の関係式を求める。

D1/D2	fse
0	1
0.1	0.98
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.7
0.5	0.56
0.6	0.41
0.7	0.26
0.8	0.13
0.9	0.04
1	0



よって、

ｆse＝ 0.428

v＝v4＝ 2.598 m/s

ｈse＝ｆse・v^2／2g＝ 0.148 m

下部水槽竪坑出口損失を竪坑断面積から下部水槽における流積への急拡による損失と考える。

ｈse＝ｆse・ｖ^2／2g

下部水槽における流積

A5＝b2*L2＝ 8.000 m2

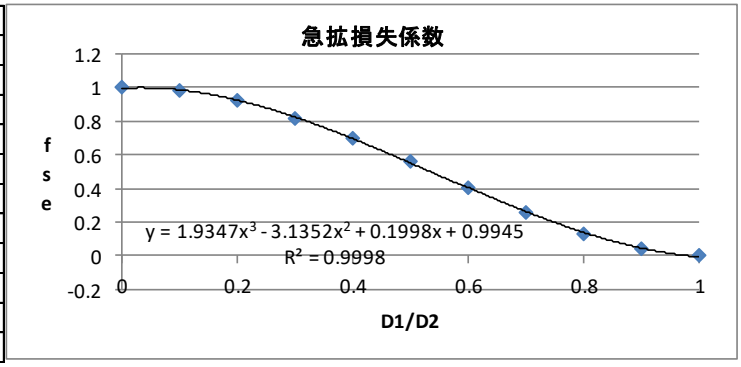
下部水槽竪坑における流積

A2＝ 1.131 m2

D1/D2＝√A5/A2 ＝ 0.376

水理公式集P-245表1.3より以下の関係式を求める。

D1/D2	fse
0	1
0.1	0.98
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.7
0.5	0.56
0.6	0.41
0.7	0.26
0.8	0.13
0.9	0.04
1	0



よって、

ｆse＝ 0.729

v＝v3＝ 0.884 m/s

ｈse＝ｆse・v^2／2g＝ 0.029 m

Σｈse＝ 0.177 m

以上により、逆サイフォン管路の総損失水頭Σｈは、

区分	損失水頭Σｈ
(a)逆サイフォンの入口損失水頭	0.192
(b)竪坑の摩擦による損失水頭	0.008
(c)サイフォン管の摩擦による損失水頭	0.250
(d)逆サイフォンの出口損失水頭	0.177
計	0.628

よって、逆サイフォン管路による水面低下量（上部水槽と下部水槽との間の水位差）は、

⊿hs = Σｈ　+　(V7^2/2g - V6^2/2g)

Σｈ：　逆サイフォンによる総損失水頭　0.628　m/s
V5　：　逆サイフォンの上部水槽内の平均流速　0.125　m/s
V6　：　逆サイフォンの下部水槽内の平均流速　0.125　m/s

=　0.628　+　0.000
=　0.628　m

余裕として端数を切り上げる。
余裕＝　0.002　m

逆サイフォン上部水槽の水深と下部水槽の水深との水位差は

⊿hs =　0.630　m　とする。

（２）円形導水路等流水深の算定

導水管内径　1.500　m　仮定値
導水管粗度係数　0.011　（ＦＲＰＭ管）
導水管水路勾配　0.001　m　仮定値

r= 0.750　n= 0.011　i= 0.001

h	h/D	h/r	α	A	P	R	V	Q
0.641	0.428	0.855	1.4253	0.721	2.138	0.337	1.393	1.00438

ﾄﾗｲｱﾙ

水深を　0.641　mで仮定する。

Ｑ＝　1.004　≒　最大使用水量

よって、導水路水深hは　0.641　m　とする。
この時の平均流速vは　1.393　m/s　となる。

（３）導水路入口急縮部における水面低下量の算定

導水路入口急縮部における水面低下量Δｈｃは、流入口における流積A2'から水路入口部の流積A3への急縮によるものと考える。

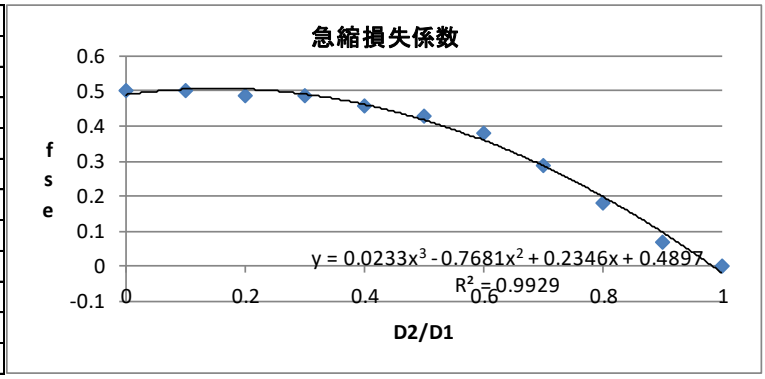
導水路入口における流積
A6＝　0.721　m2
入口の流速
v6＝　1.393　m/s
流入口における流積
A7＝b7*h7＝　1.493　m2
ここに　b7:下部水槽幅　2.000　m
h7:下部水槽水深　0.746　=h2+仮定値⊿h2
放水庭の流速　⊿h2＝　0.105

v7＝　　0.670　m/s

D2/D1=√A6/A7　＝　　0.695

水理公式集P-245表1.4より以下の関係式を求める。

D2/D1	fse
0	0.5
0.1	0.5
0.2	0.49
0.3	0.49
0.4	0.46
0.5	0.43
0.6	0.38
0.7	0.29
0.8	0.18
0.9	0.07
1	0



よって、

fsc　＝　　0.290

よって、流積の急縮による水面低下量は

⊿hc = fsc　・　v6^2/2g　+　（ V6^2/2g − V7^2/2g ）

=　　0.029　　+　　0.076

=　　0.105　m　＝　仮定値

（４）下部水槽水深の算定

下部水槽水深は導水路等流水深に導水路入口急縮部における水面低下量を加算した水深とする。

導水路等流水深　　0.641　m

導水路入口漸縮部における水面低下量　　0.105　m

下部水槽水深　　0.746　m

よって、下部水槽基準水位＝下部水槽敷高+下部水槽水深

＝　100.000　　+　　0.746

＝　100.746　m

（５）上部水槽基準水位の算定

上部水槽基準水位は下部水槽基準水位に逆サイフォン水位差を加えた水位とする。

下部水槽基準水位　　100.746　m

逆サイフォン水位差　　0.630　m

上部水槽基準水位　　101.376　m　とする。

上部水槽水深はサイフォン管への空気混入防止のため竪坑内幅の１倍以上とする。

竪坑内幅：Ｄ　　1.200　m

上部水槽水深：１Ｄ　　1.200　m

よって、被り水深＝上部水槽基準水位－上部水槽敷高

＝　101.376　　-　　100.000

＝　　1.376　m　＞1D　　OK

3.4.6 水槽

小水力における水槽は沈砂池と兼用した場合が多いです。

これは沈砂池と一体化した水槽を設置し機能を共有する構造です。

一方、沈砂池の下流に単独で水槽を設置する場合もあります。

これは沈砂池と水槽の機能を共有せずそれぞれ保持する構造です。

いずれの場合の水理計算も以下のとおりです。

最大使用水量 1.00m3/s、沈砂池または水槽の長さは 7m、沈砂池または水槽の幅を 3 m で仮定した場合です。

兼用の場合、水槽の長さは考慮しません。

沈砂池と水槽との間には通常はスクリーンまたは自動除塵機を設置します。

水槽の長さは「中小水力発電ガイドブック H17.9 版 P-310 図 11.12：新エネルギー財団」に準拠し水槽の有効面積（水面積）を流入してからスクリーンまでの長さで計算します。

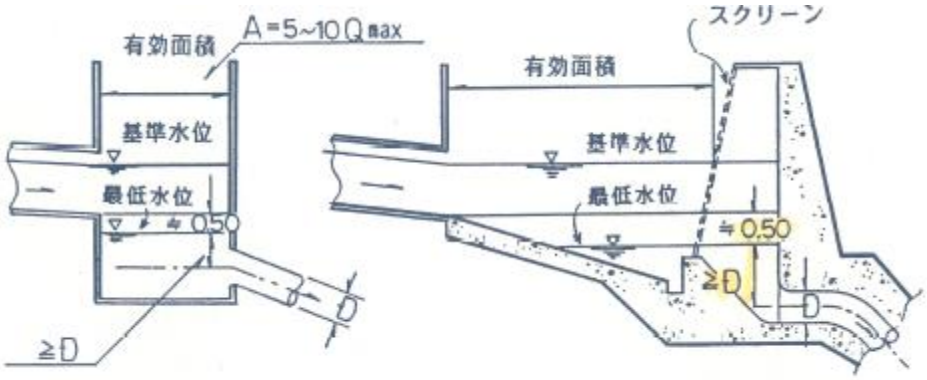
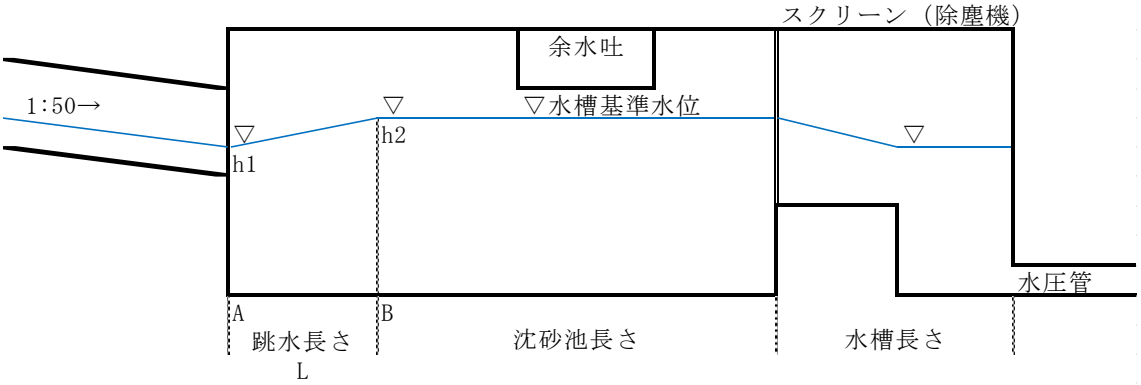


図 11.12　ヘッドタンクの容量略図



(1)　水槽の水面積

水位調整器がハンティング現象を起こさないために必要な水槽の面積は 5～10　Qmax 以上とされています。ここでは、必要面積は最大使用水量の 10　倍以上を見込みます。

Ａ＝α×Ｑmax

ここに、　Ａ　：水槽の必要面積(m2)

Ｑmax：最大使用水量＝1.000（m3 / s）

α＝10　とする。

Ａ＝10×1.00＝10.0（m2 ）

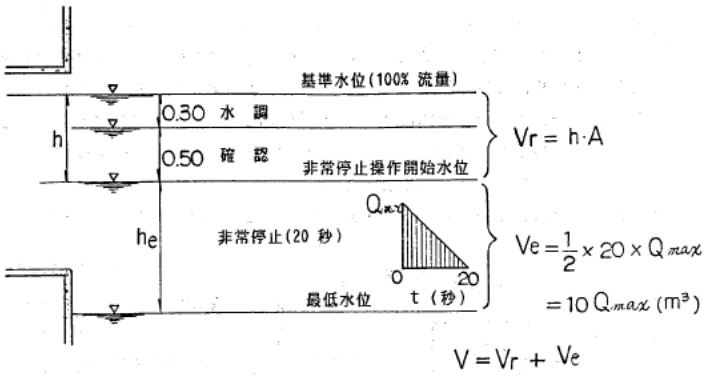
水槽の設計長は前述より 7m、幅 3mとしているため実際の水面積は 21m2 であり問題ありません。

(2)　水槽の必要容量

水槽の容量（基準水位より最低水位までの内容量）については、水位検出装置の故障で水槽内に異常な水位低下が生じるような運転が行われた時あるいは水路の破壊等により水槽内への水の流入が阻害された時に、発電所の機器がこれらの異常現象発生に応答して停止操作が完了するまでに必要な容量Ｖｅ に、水調・確認容量Ｖｒ（下図の水深 0.8m）を加算したものとなります。

このとき、Ｖｅ は、下図より 10Ｑmax とされています。

これは非常停止時間（閉鎖時間）20sec を前提にしています。



Ｖｅ＝ 10×1.00＝10.0 m3

ｈｅ＝ Ｖｅ／Ａ＝10.0／21.0≒0.48m

余裕を見て　0.50m　となります。

これより、水槽の有効水深は 0.80m＋0.50m＝1.30m　となり、水槽基準水位が決定します。

ここで、実際に 20sec で非常停止させた場合に問題になるのは水撃圧です。

水車のタイプによっては過大な水撃圧になる場合があります。

ある事例では水圧上昇を抑えるため、閉鎖時間を 35sec に設定し、静水圧の 20%を水撃圧とすることになりました。

では、Ｖｅの計算に使用する閉鎖時間をどうするかですが、希頻度な事故障害に対する検討であり、ガイドブックの主旨は水槽規模の縮小による建設費の低減にあることを

踏まえてガイドブックに基づくことにしています。

ただし、下記の被り水深は安全側に考慮しています。

(3) 水圧管の被り水深

水圧管入口の被り水深が少ないと渦巻きが発生しエアが混入して水圧管や水車にキャビテーションによるダメージを与えます。

中小水力発電ガイドブックによれば、「通常、被り水深１Ｄ以上の水深を確保する」とあります。

ここで重要なのは被り水深の始まりはどの水位かと言うことです。

それぞれのコンサルで解釈されていると思いますが、弊社では安全側に考慮して上図の非常停止開始水位から水圧管上端までとしています。

最低水位からだと安全側過ぎる、基準水位からだと危険　と解釈しています。

いざ、発電所が非常停止操作に入る水位からの被り水深にしています。

この状態だと使用水量を絞っていくのでエア混入は非常に少ないと考えます。

(4) 動水勾配の確認

水圧管路の動水勾配を計算し、最も負圧が生じやすい水槽呑口付近に負圧が生じないか確認します。

3.4.7 放水路

放水路は放水庭と放水路（無圧水路）で構成します。

ここでは、損失落差の計算に使用する放水位の計算方法についてです。

以下、反動水車（フランシス水車）の場合の放水位の求め方についてです。

(1) 放水位の計算

定義上の放水位とは最終的には河川水位まで行くわけですが、その水位から放水庭水位を計算することは出来るものの、少し簡略的に求めます。

放水路は通常、一定の断面、勾配にします。

この水路の等流水深を求めてスタート水位とします。

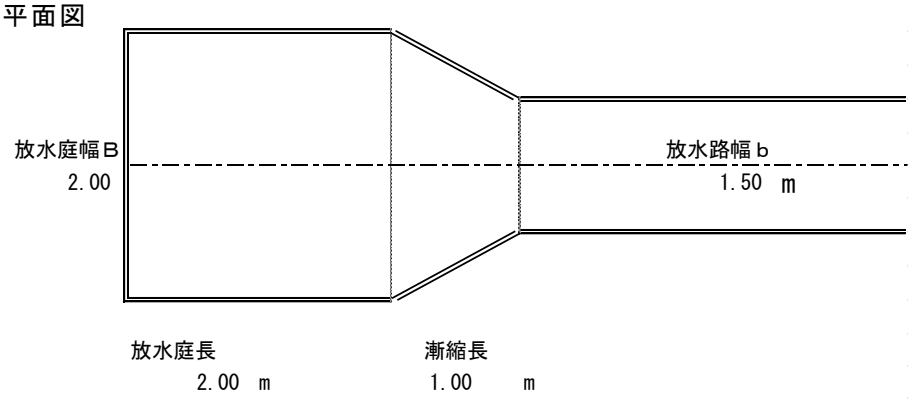
そして放水庭にはドラフトチューブが据え付きますので掘り下げたプール状にし、放水路に向かって縦断的に漸縮する形状にします。

計算例では平面的にも漸縮する形状にしています。

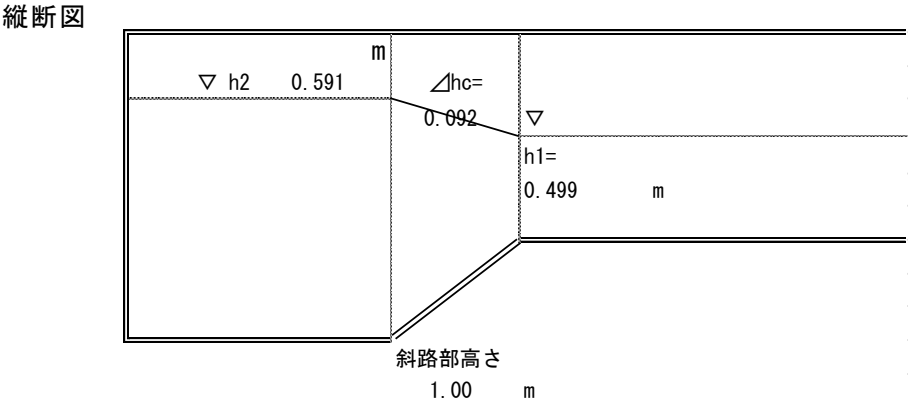
計算方法の一例は以下のとおりです。

放水位の計算

平面図



縦断図



1.放水路水深

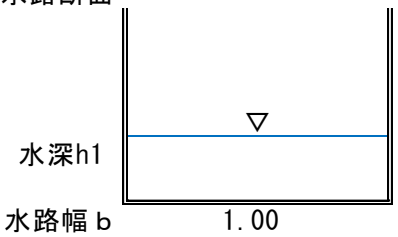
放水路の等流水深をマニングの式より求める。

$Q = 1 / n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot A$

ここに

Ｑ：最大使用水量	1.000	m3/sで仮定
ｎ：水路の粗度係数	0.014	
Ｒ：径深		
Ｒ＝Ａ／Ｓ	0.250	m
Ａ1：通水面積＝h1・ｂ	0.499	m2
Ｓ：潤辺＝２h1＋ｂ	1.998	m
Ｉ：水路勾配	0.005	（1/200で仮定）

水路断面



h1を　0.499　mで仮定する。

Ｑ＝　1.000　≒　最大使用水量

よって、放水路等流水深h1は　　0.499　m　とする。
この時の平均流速v1は　　2.004　m/s　となる。

2.放水庭水位

(1)放水庭漸縮部における水面上昇量の算定
放水庭漸縮部の水面上昇量⊿hcを計算する。

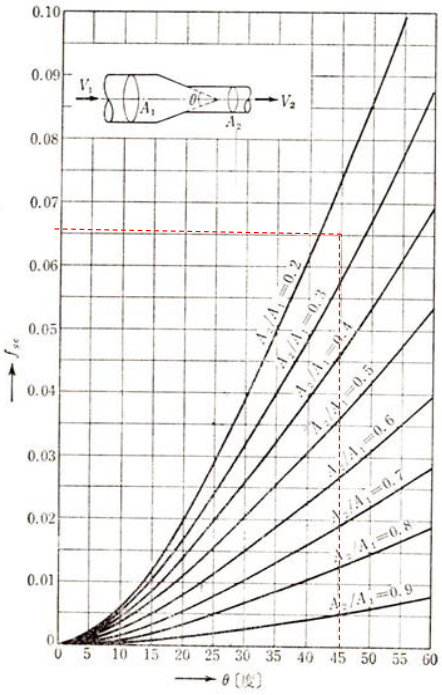
⊿hc＝　ｆgc・ｖ1^2/2ｇ＋（ｖ1^2/2ｇ－ｖ2^2/2ｇ）

ここに
ｆgc：漸縮による損失係数

ｈ2　＝　0.591　m　で仮定する。　　=h1+仮定値⊿hc
⊿hc＝　0.092

Ａ2:漸縮前通水面積	3.182	m2
Ａ1:漸縮後通水面積	0.749	m2
θ＝漸縮角度　≒	45	°
Ａ2/Ａ1＝	0.235	

よって、第3.11図より読み取り、　fgc　≒　0.065　とする。



第 3·11 図　漸縮損失係数

発電水力演習　第3.11図

ｖ1：始点断面における平均流速　　0.314　m/s
ｖ2：終点断面における平均流速　　1.336　m/s

⊿ｈc＝　0.092　m　　≒　仮定値　ＯＫ

(3)放水庭水深

ｈ2＝ｈ1＋⊿ｈc＝　0.591　m　とする。

3.5 土木構造物の安定計算

各土木構造物について必要な安定計算を行います。

3.5.1 取水ダム

取水ダムの安定計算はチロル取水方式と側方取水方式で若干変化します。

何れにしても、コンクリート重力式ダムとして計算します。

砂防ダムの計算ソフトなどは多々発売されていますが、ダム内部にチロル水路の控除空間などある場合、対応していませんし特段難しい計算ではないので弊社ではセクセルで計算しています。

計算方法の一例は以下のとおりです。

この例は普通河川に設置する場合ですから、指定河川の場合は水叩きや護床工などの細部構造が厳しく審査されます。

取水工越流部の安定計算（不透過型砂防堰堤　高さ15m未満）

1.　基本条件

取水工越流部の安定計算は「土石流・流木対策技術指針」（以下技術指針）に準拠する。
検討は標準断面について、転倒、滑動に対する安定性および基礎地盤の破壊に対して行う。
また、パイピング破壊に対して「技術指針」では基準は無いが、「砂防技術基準（案）設計編Ⅰ第１章第６節床止め」に準拠し検討を行った。

1.1　計算条件

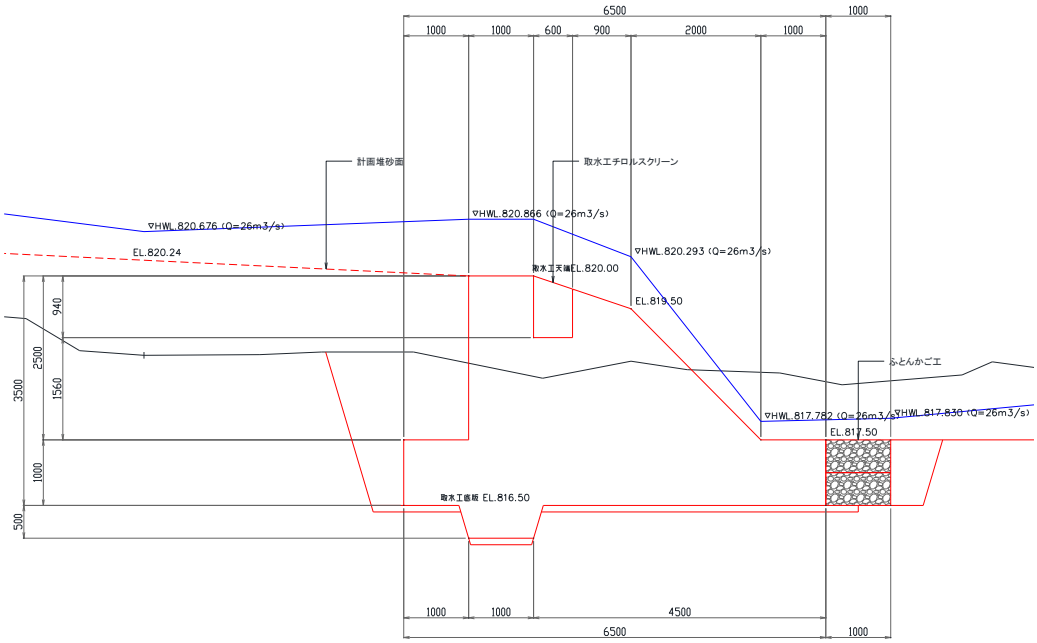
荷重の組み合わせは技術指針表-1の条件について行う。

(1) 土石流時
(2) 洪水時

表－１　不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

	平　常　時	土　石　流　時	洪　水　時
堰堤高　15m未満		静水圧、堆砂圧、土石流流体力	静水圧
堰堤高　15m以上	静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、揚圧力 土石流流体力	静水圧、堆砂圧、揚圧力

下図に取水工チロル越流部の標準断面を示す。
カットオフは断面に考慮しない。



1.2 安定条件および計算方法

(1)転倒に対する安定

合力の作用点が、が底部の中央1/3 以内に入ること。

$$x = \frac{M}{V}$$

ここに、

x ： 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の下流端までの距離 (m)

M ： 単位幅あたり原点まわりモーメント (KN・m)

V ： 単位幅あたりの鉛直力 (KN/m)

(2)滑動に対する安定

岩塊玉石地盤とみなしかつ堰堤高15m未満のため技術指針に準拠し、$\tau o \cdot \ell$ は無視する。

$$n \leqq \frac{f \cdot V + \tau o \cdot \ell}{H}$$

ここに、

n ： 安全率 1.2 (岩塊玉石)

f ： 堰堤堤体と基礎地盤との摩擦係数＝ 0.7 (岩塊玉石)

表4-2-2-6 地盤のせん断強度 (kN/m²)・内部摩擦係数

岩盤			砂礫地盤		
区分	せん断強度：τo	摩擦係数：f	区分	せん断強度：τo	摩擦係数：f
硬岩 (A)	3,000	1.2	岩塊玉石	300	0.7
中硬岩 (B)	2,000	1	礫層	100	0.6
軟岩 (II) (C_H)	1,000	0.8	砂質層	—	0.55
軟岩 (I) (C_M)	600	0.7	粘土層	—	0.45

v ： 単位幅あたりの鉛直力 (KN/m)

τ ： 堰堤堤体または基礎地盤のうち小さい方のせん断強度＝ 0 (KN/m2)

ℓ ： せん断抵抗を期待できる長さ＝ 0 (m)

H ： 単位幅あたりの水平力 (KN/m)

(3)基礎地盤の破壊に対する安定

垂直応力σに引張応力が生じないとともに堤体および基礎地盤の許容応力度以下であること。

$$\sigma = \frac{V}{b_2}\left(1 \pm \frac{6e}{b_2}\right) < \text{許容応力} \quad 600\ \text{KN/m2}$$

$$e = x - 1/2 \cdot b_2$$

ここに、

σ ： 堤底の上流端または下流端における垂直応力(KN/m2)

V ： 単位幅あたりの鉛直力 (KN/m)

b_2： 堤底幅 (m)

e ： 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

x ： 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の下流端までの距離 (m)

許容応力：

表4-2-2-5 地盤の許容支持力 (kN/m²)

岩盤		砂礫地盤	
区分	許容支持力	区分	許容支持力
硬岩 (A)	6,000	岩塊玉石	600
中硬岩 (B)	4,000	礫層	400
軟岩 (II) (CH)	2,000	砂質層	250
軟岩 (I) (CM)	1,200	粘土層	100

1.3　計算に対する諸数値

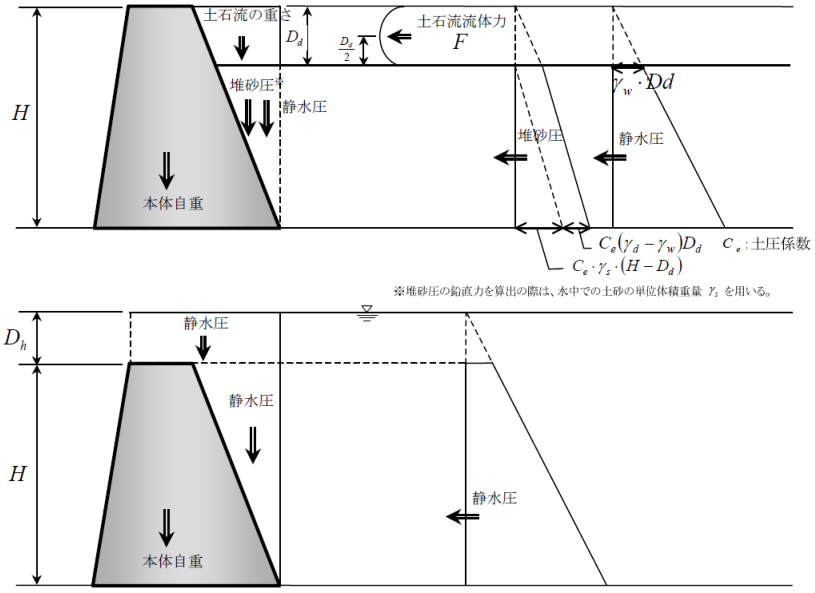
Wo：	水の単位体積重量	11.77	(KN/m3)	
Wc：	堤体コンクリート単位体積重量	22.56	(KN/m3)	
We：	堆砂の水中単位体積重量	9.81	(KN/m3)	
H ：	堰堤の高さ	3.50	(m)	
h ：	土石流の水深（＝Dd）	0.00	(m)	※後述
b_2：	堰堤堤底幅	6.50	(m)	

荷重算出に関する計算水位、標高を下記に示す。

(1)取水堰堤越流天端水位		WL	820.000	(m)
(2)取水堰堤水叩き標高		EL	817.500	(m)
(3)取水堰堤底盤標高		EL	816.500	(m)
(4)計画高水位	越流水位	WL	820.866	(m)
	越流水深		0.866	(m)

1.4　荷重条件

(1)荷重の組み合わせ



図－３　不透過型砂防堰堤　越流部の設計外力図

（H＜15m、上段：土石流時、下段：洪水時）

a.土石流時

※土石流については、堰上流側を天端まで埋戻しする計画であり考慮しない。

①　本体の重量

②　静水圧：堰天端より底盤までの水深とする。

③　堆砂圧：堰天端より底盤までの高さとする。

④　土石流流体力：考慮しない。

b.洪水時

①　本体の重量

②　静水圧

(2)設計荷重

荷重は単位幅1.0mあたりの荷重とする。

a.本体の重量

堤体コンクリートの単位体積重量を22.56KN/m3として算出する。

b.静水圧

①.土石流時

静水圧

$$PH1 = 1/2 \cdot Wo\,(H - h)^2$$
$$= 0.50 \times 11.77 \times (3.500 - 0.000)^2$$
$$= 72.091 \quad (KN/m)$$

$$PH2 = Wo \cdot h \cdot (H - h)$$
$$= 11.77 \times 0.00 \times (3.500 - 0.000)$$
$$= 0.000 \quad (KN/m)$$

作用点位置

$$yH1 = \frac{1}{3} \times (H - h) \quad (m)$$
$$= \frac{1}{3} \times 3.500$$
$$= 1.167 \quad (m)$$

$$yH2 = \frac{1}{2} \times (H - h) \quad (m)$$
$$= \frac{1}{2} \times 3.500$$
$$= 1.750 \quad (m)$$

ここに、

H：	チロル天端高	3.500	(m)
h：	土石流の水深	0.000	(m)

②.洪水時

水位はチロル天端高に越流水深を加算した高さとする。

静水圧

$$PH1 = Wo \cdot h3 \cdot H$$
$$= 11.77 \times 0.87 \times 3.500$$
$$= 35.675 \quad (KN/m)$$

$$PH2 = 1/2 \cdot Wo \cdot H^2$$
$$= 0.50 \times 11.77 \times 12.250$$
$$= 72.091 \quad (KN/m)$$

作用点位置

$$yH1 = \frac{1}{2} \times H \quad (m)$$
$$= \frac{1}{2} \times 3.500$$
$$= 1.750 \quad (m)$$

$$yH2 = \frac{1}{3} \times H \quad (m)$$
$$= \frac{1}{3} \times 3.500$$
$$= 1.167 \quad (m)$$

ここに、

H：	チロル天端高	3.500	(m)
h3：	洪水時越流水深	0.866	(m)

c.堆砂圧

①.土石流時

$$PeH1 = 1/2 \quad Ce \cdot We \cdot (H - h)^2$$
$$= 0.5 \times 0.333 \times 9.81 \times (3.500 - 0.000)^2$$
$$= 20.029 \quad (KN)$$

$$PeH2 = Ce \cdot We \cdot (H - h) \cdot h$$
$$= 0.333 \times 9.81 \times (3.500 - 0.000) \times 0.000$$
$$= 0 \quad (KN)$$

ここに、

Ｃｅ：　土圧係数

$$Ce = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

$$= \frac{0.50000}{1.50000}$$

$$= 0.333$$

ここに、

ｉ：　堆砂勾配（埋め戻し勾配）　0 °

ϕ：　堆砂土の水中での内部摩擦角　30 °

作用点位置

ｙeH1＝1/3（Ｈ－ｈ）＝　1.167　(m)

ｙeH1＝1/2（Ｈ－ｈ）＝　1.750　(m)

d.土石流流体力

Ｆ＝　Ｋｈ・γｄ／ｇ・Ｄｄ・Ｕ^2

＝　1.0　×　15.876　／　9.80　×　0.000　×　0.000 ^{2}

＝　0.000　(KN/m)

ここに、

Ｆ：　単位幅当りの土石流流体力（KN/m）

Ｋｈ：　係数　1.0　とする

γｄ：　土石流単位体積重量（KN/m3）

γｄ＝　{σ・Ｃｄ＋ρ・（１－Ｃｄ）}　ｇ

σ：礫の密度　2,600　kg/m3

Ｃｄ：土石流濃度（計算値が0.3より小さくなる場合、Ｃｄ＝0.30）

Ｃｄ＝　0.3　とする

ρ：水の密度　1,200　kg/m3

＝　15,876　N/m3

＝　15.876　KN/m3

ｇ：　重力加速度（9.8m/sec2）

Ｄｄ：　設計土石流水深（m）　0.000　(m)

Ｕ：　土石流の流速（m/s）

設計洪水位の計算結果より、Ｕ＝　0.000　(m/s)

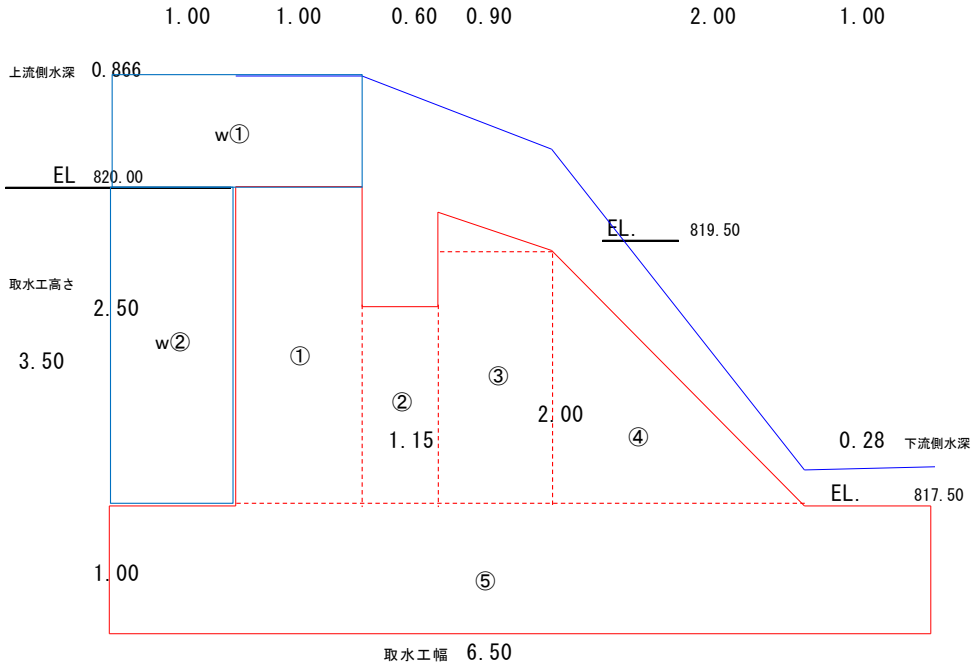
作用点位置

ｙＦ＝　（Ｈ－ｈ）＋ｈ／２＝　3.500　(m)

2.　取水工越流部の安定計算

2.1　自重および重心位置

安定計算断面は下図のとおり。



	A							x	A・x	y	A・y
①	1.00	×	2.50	×	1.00	=	2.50	5.00	12.50	2.25	5.63
②	0.60	×	1.15	×	1.00	=	0.69	4.20	2.90	1.58	1.09
③	0.90	×	2.00	×	1.00	=	1.80	3.45	6.21	2.00	3.60
④	2.00	×	2.00	×	0.50	=	2.00	2.33	4.67	1.67	3.33
⑤	6.50	×	1.00	×	1.00	=	6.50	3.25	21.13	0.50	3.25
Σ							13.49		47.40		16.90

重心位置

$$x_G = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{47.40}{13.49} = 3.514 \quad (m)$$

$$y_G = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{16.90}{13.49} = 1.252 \quad (m)$$

堤体自重　　V＝　Wc・A＝　22.56　×　13.49　＝　304　(KN)

水重

	A							x	A・x	y	A・y
w①	1.00	×	2.50	×	1.00	=	2.50	6.00	15.00	2.25	5.63
Σ							4.23		24.53		12.44

重心位置

$$x_G = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{24.53}{4.23} = 5.795 \quad (m)$$

$$y_G = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{12.44}{4.23} = 2.939 \quad (m)$$

水重　　Vw＝　Ww・A＝　11.77　×　4.23　＝　50　(KN)

堆砂自重

	A							x	A・x	y	A・y
w②	1.00	×	2.50	×	1.00	=	2.50	6.00	15.00	2.25	5.63
Σ							2.50		15.00		5.63

重心位置　$x_G = \dfrac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \dfrac{15.00}{2.50} = 6.000$ (m)

$y_G = \dfrac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \dfrac{5.63}{2.50} = 2.250$ (m)

堆砂自重　Ve＝ We・A＝ 9.81 × 2.50 ＝ 25 (KN)

洪水時水重

	A							x	A・x	y	A・y
w①	2.00	×	0.87	×	1.00	＝	1.73	5.50	9.53	3.93	6.81
w②	1.00	×	2.50	×	1.00	＝	2.50	6.00	15.00	2.25	5.63
Σ							4.23		24.53		12.44

重心位置　$x_G = \dfrac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \dfrac{24.53}{4.23} = 5.795$ (m)

$y_G = \dfrac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \dfrac{12.44}{4.23} = 2.939$ (m)

洪水時水重　Vw＝ Wc・A＝ 11.77 × 4.23 ＝ 50 (KN)

2.2　堰堤に作用する荷重の集計

(1)土石流時

荷重の種類	鉛直力	作用位置	モーメント	水平力	作用位置	モーメント
	V (KN)	x (m)	V・x (KN・m)	H (KN)	y (m)	H・y (KN・m)
堤体自重V	304.334	3.514	1,069.431			0.000
堆砂自重Ve	24.525	6.000	147.150			0.000
水重Vw	49.811	6.000	298.864			0.000
静水圧PH1			0.000	72.091	1.167	84.130
静水圧PH2			0.000	0.000	1.750	0.000
堆砂PeH1			0.000	20.029	1.167	23.374
堆砂PeH2			0.000	0.000	1.750	0.000
土石流流体力				0.000	3.500	0.000
計	378.670		1,515.445	92.120		107.504
ΣV＝	378.670		ΣH＝	92.120	ΣM＝	1,407.941

(2)洪水時

荷重の種類	鉛直力	作用位置	モーメント	水平力	作用位置	モーメント
	V (KN)	x (m)	V・x (KN・m)	H (KN)	y (m)	H・y (KN・m)
堤体自重V	304.334	3.514	1,069.431			0.000
堆砂自重Ve	24.525	6.000	147.150			0.000
水重Vw	49.811	5.795	288.653			0.000
静水圧PH1			0.000	35.675	1.750	62.431
静水圧PH2			0.000	72.091	1.167	84.130
計	378.670		1,505.234	107.766		146.561
ΣV＝	378.670		ΣH＝	107.766	ΣM＝	1,358.673

2.3　堰堤安定計算結果

(1)土石流時

a.転倒に対する安定

ΣV (KN)	ΣM (KN・m)	b_2 (m)	$x = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$ (m)	
378.670	1,407.941	6.500	3.718	
ΣV (KN)	ΣM (KN・m)	b_2 (m)	$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{b2}{2}$ (m)	
378.670	1,407.941	6.500	0.468	$b_2/6$= 1.083　OK

b.滑動に対する安定

ΣH (KN)	ΣV (KN)	f	$n = \frac{f\,\Sigma V + \tau \ell}{\Sigma H}$	τ = 0
92.120	378.670	0.7	2.877	1.2　OK

c.地盤支持力に対する安定

ΣV (KN)	b_2 (m)	e	$q = \frac{\Sigma V}{b_2}\left(1 \pm \frac{6e}{b_2}\right)$ (KN/m2)	
378.670	6.500	0.468	83 , 33	<qa= 600　OK

以上、必要な安全率を持ち、また許容値を下回り安全である。

(2)洪水時

a.転倒に対する安定

ΣV (KN)	ΣM (KN・m)	b_2 (m)	$x = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$ (m)	
378.670	1,358.673	6.500	3.588	
ΣV (KN)	ΣM (KN・m)	b_2 (m)	$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{b2}{2}$ (m)	
378.670	1,358.673	6.500	0.338	$b_2/6$= 1.083　OK

b.滑動に対する安定

ΣH (KN)	ΣV (KN)	f	$n = \frac{f\,\Sigma V + \tau \ell}{\Sigma H}$	τ = 0
107.766	378.670	0.7	2.460	1.2　OK

c.地盤支持力に対する安定

ΣV (KN)	b_2 (m)	e	$q = \frac{\Sigma V}{b_2}\left(1 \pm \frac{6e}{b_2}\right)$ (KN/m2)	
378.670	6.500	0.338	76 , 40	<qa= 600　OK

以上、必要な安全率を持ち、また許容値を下回り安全である。

3. パイピング破壊（浸透経路長）の検討

・レインの式より（砂防技術基準設計ＩP-60）

$$C \leqq \frac{\frac{L}{3} + \Sigma l}{\Delta H}$$

ここに

Ｃ：加重クリープ比

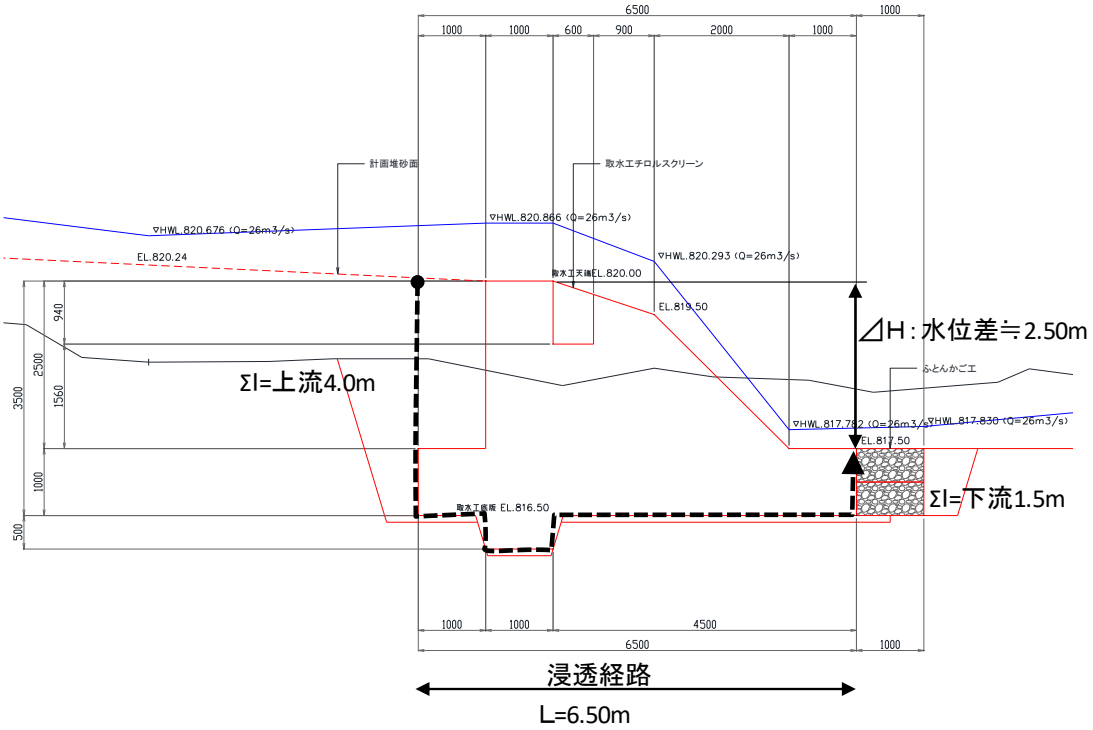
表 1-5 レーンの加重クリープ比

地盤の土質区分	C	地盤の土質区分	C
極めて細かい砂またはシルト	8.5	粗 砂 利	4.0
細 砂	7.0	中 砂 利	3.5
中 砂	6.0	栗石を含む粗砂利	3.0
粗 砂	5.0	栗石と砂利を含む	2.5

Ｌ：本体および水叩き長（ｍ） 6.50
Σｌ：鉛直方向の浸透経路長（ｍ） 5.50
⊿Ｈ：上下流最大水位差（ｍ） 2.50

$$C = \frac{\frac{6.50}{3} + 5.50}{2.50}$$

＝ 3.07 ≧ Ｃ：栗石と砂利を含む：2.5 ＯＫ



3.5.2 沈砂池・水槽

(1) 本体の安定計算

本体の安定計算のやり方は特段難しい計算ではないので弊社ではセクセルで計算しています。

計算方法の一例は以下のとおりです。

沈砂池・水槽安定計算書

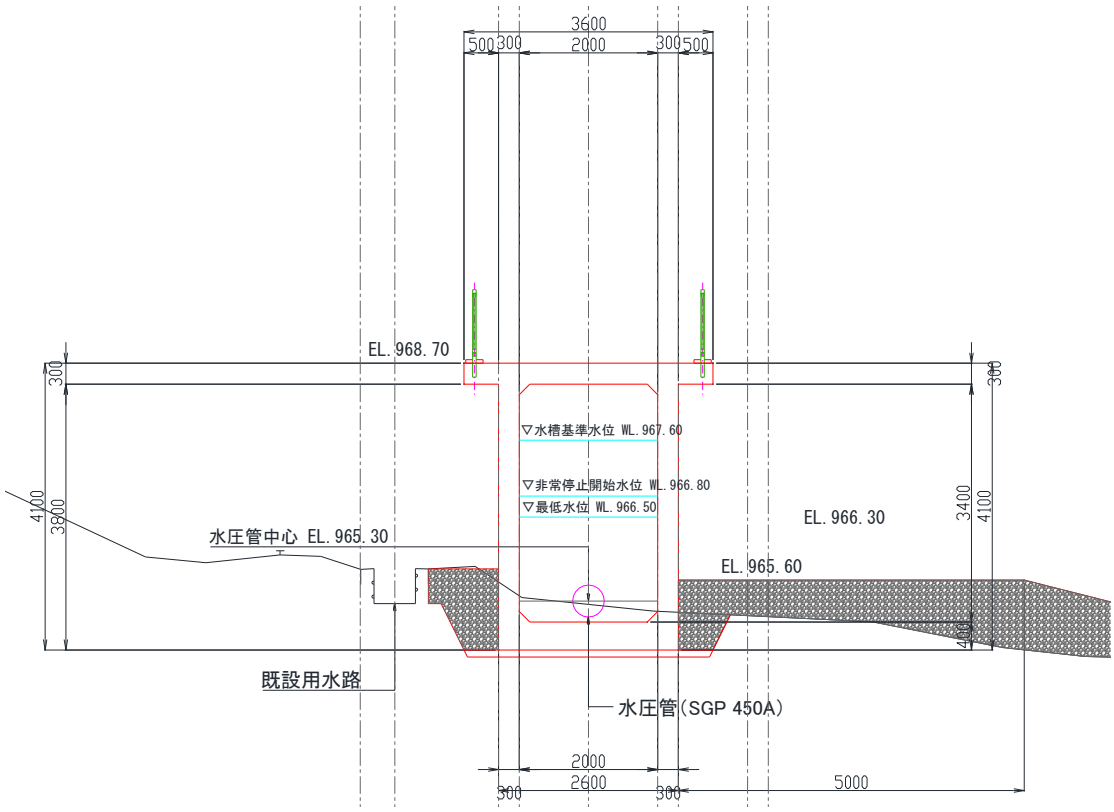
検討断面は最も断面が大きい断面とし、水重が無く危険側となる水路断水時とする。

1．設計条件

(1)形状寸法

単位幅　1.00　m

断面図



(2)地震時係数

地震水平震度：kh（5.9門型カルバートの設計に準拠する）

Kh ＝ cz・kho ＝　　0.160

Kho：設計水平震度の標準値　　0.16　（解表5-12地盤種別Ⅰ種）

cz　：地域別補正係数　　1.0　（道路土工要綱資表1-4地域区分A）

地震時上載荷重　　無し

(3)単位重量及び土質諸元

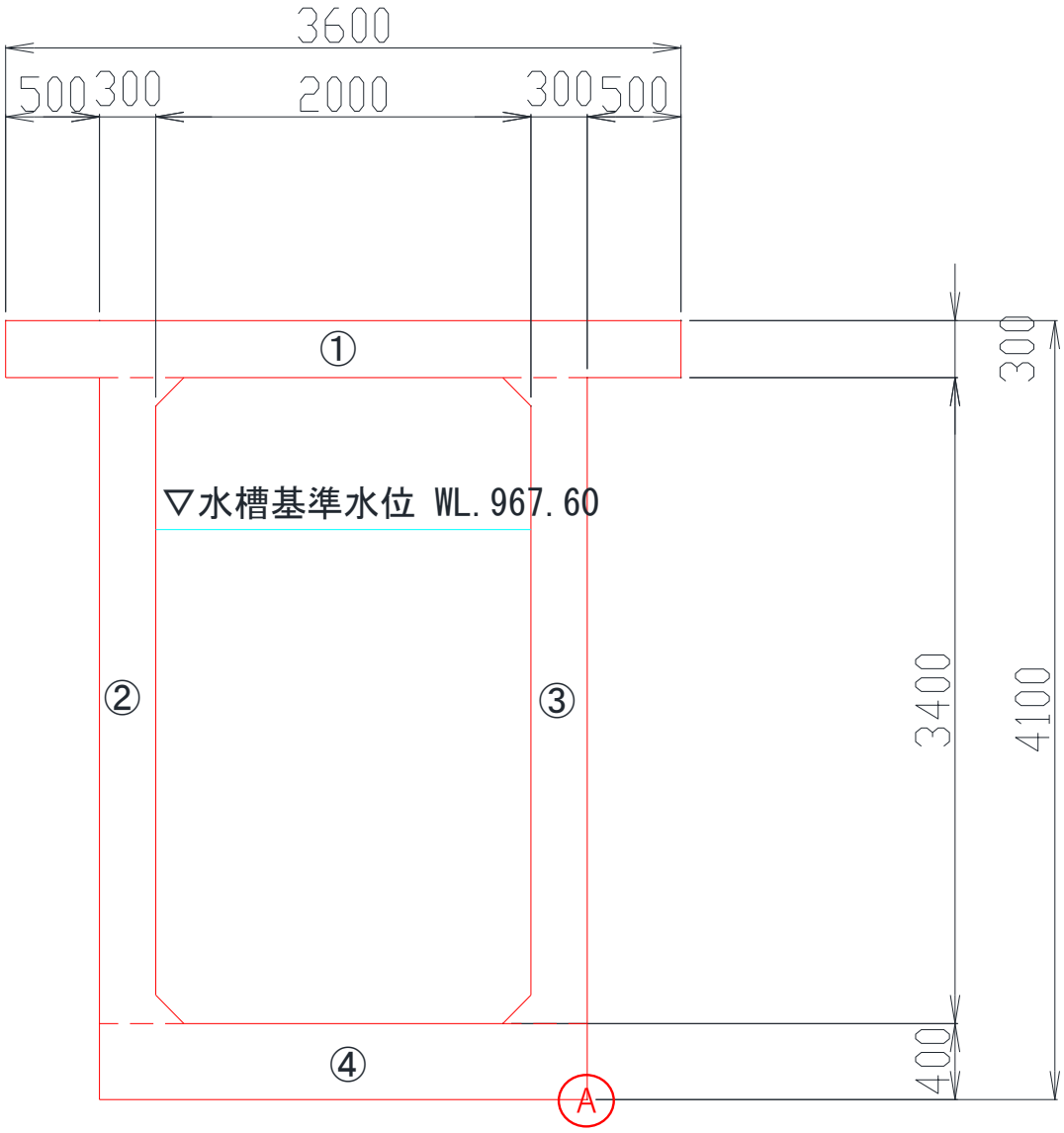
ｺﾝｸﾘｰﾄの単位重量		γc=	24.5 kN/m3(鉄筋コンクリート)
背面土の単位重量		γs=	19 kN/m3（砂質土）
水の単位重量		wo=	9.81 kN/m3
堆砂の水中単位体積重量		We=	10 kN/m3
背面土の内部摩擦角		φ=	30 度（砂質土）
堆砂の内部摩擦角		φ=	30 度（砂質土）
地表面が水平面となす角		α=	0 度
背面が鉛直面となす角		θ=	0 度
壁面摩擦角	常時　φ2/3	δ：	20.0 °（土とコンクリート）
	地震時		0.0 °（土とコンクリート）
滑動摩擦係数		tanφB=	0.6 度（砂質土）
地盤許容支持力	常時	qa=	300 kN/m2（砂質地盤　密なもの）
	地震時		450 kN/m2（砂質地盤　密なもの）
地盤の粘着力		C=	0 kN/m2

２．荷重の計算

(1)常時の作用荷重は、死荷重、土圧とする。

(2)地震時の作用荷重は、死荷重、土圧、地震時慣性力とする。

(3)死荷重の計算



	幅 (m)	高さ (m)	係数	面積 (m2)	延長当り重量 (KN)
W①	3.60	0.30	1.00	1.080	26
W②	3.40	0.30	1.00	1.020	25
W③	3.40	0.30	1.00	1.020	25
W④	2.60	0.40	1.00	1.040	25
計					102

(5)静水圧の計算

$Pw = 1/2 W_o h^2$

h：　水槽の水深　　0 m

断水時

＝　0.5　×　9.81　×　0

＝　0.000　KN/m

作用点位置

$y_s = 1/3 h$

＝　0　m

(6)土圧の計算（ＰA、ＰEA）

土圧の計算はクーロン式による方法を用いる。

土圧係数Ｋの計算

ϕ		30	°
$\theta o = \tan^{-1} kh =$	常時	0.00	°
$\theta o = \tan^{-1} kh =$	地震時	9.09	°
θ		0.00	°
δ	常時	20.00	°
	地震時	0.00	°
α		0.00	°

$$K = \frac{\cos^2(\phi - \theta o - \theta)}{\cos\theta o \cos^2\theta \cos(\delta + \theta o + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\alpha-\theta o)}{\cos(\delta+\theta o+\theta)\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$\text{常時}K_A = \frac{0.75000}{0.939692621\left[1 + \sqrt{\frac{0.383022222}{0.939692621}}\right]^2}$$

＝　0.297

$$\text{地震時}K_{EA} = \frac{0.87262}{0.975039002\left[1 + \sqrt{\frac{0.178448264}{0.987440632}}\right]^2}$$

＝　0.441

常時全土圧

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma s \cdot K_A \cdot H^2$$

Ｈ：土圧高　1.00　m

＝　2.824　kN/m　延長当り　2.824　kN/m

常時全土圧の水平分力

$P_H = P_A \cos\delta$

＝　2.824　×　0.93969

＝　2.654　kN/m　延長当り　2.654　kN/m

常時全土圧の鉛直分力

$P_V = P_A \sin\delta$

＝　2.824　×　0.34202

＝　0.966　kN/m　延長当り　0.966　kN/m

常時全土圧Ｐの作用位置

$y = 1/3 \cdot H$

＝　0.333　m

地震時全土圧

$P_{EA} = \frac{1}{2} \gamma s \cdot K_{EA} \cdot H^2$

H：土圧高　1.00 m

= 4.186 kN/m　延長当り　4.186 kN/m

地震時全土圧の水平分力

$P_H = P_{EA} \cos\delta$

= 4.186 × 1.00000

= 4.186 kN/m　延長当り　4.186 kN/m

地震時全土圧の鉛直分力

$P_V = P_{EA} \sin\delta$

= 4.186 × 0.00000

= 0.000 kN/m　延長当り　0.000 kN/m

地震時全土圧Ｐの作用位置

y = 1/3・H

= 0.333 m

３．常時の安定検討

(1)合力作用位置

合力作用位置を求めるため、基礎底盤Ａ点に関する各力のモーメントを求める。

区分			重量 (KN)	アーム (m)	モーメント (KN・m)
鉛直力	死荷重	W①	26	1.800	48
（抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ）		W②	25	2.450	61
		W③	25	0.150	4
		W④	25	1.300	33
	鉛直土圧	P_{V1}	1	2.600	3
		ΣN	103		148
水平力Mo	水平土圧	P_{H1}	3	0.333	1
（転倒ﾓｰﾒﾝﾄ）		ΣH	3	Mo	1
		ΣM			147

Ａ点より合力作用位置までの距離

$$e' = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = \frac{147}{103} = 1.432 \ \mathrm{m}$$

(2)転倒に対する検討

$$e = \frac{B}{2} - e' = \frac{2.600}{2} - 1.432 = -0.132 \ \mathrm{m}$$

ただし、Ｂ：底盤長さ

よって、ｅ≦Ｂ/6= 0.433 m ・・・・・ ＯＫ

(3)滑動に対する検討

$$Fs = \frac{\Sigma N \cdot \tan\phi B + C \cdot B}{\Sigma H} = \frac{103 \times 0.6 + 0 \times 2.600}{3}$$

$$= 23.259 \geqq 1.5$$ ・・・・・ ＯＫ

(4)地盤支持力に対する検討

6e/Ｂ= -0.31 ＜ 1 のため、地盤反力は以下の式による。

$$q = \frac{\Sigma N}{A}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$= \frac{103}{2.60}\left(1 \pm -0.305\right)$$

q1 = 28 KN/m2 ＜ qa= 300 KN/m2

q2 = 52 KN/m2 ・・・・・ ＯＫ

４．地震時の安定検討

(1)合力作用位置

合力作用位置を求めるため、基礎底盤Ａ点に関する各力のモーメントを求める。

区分			重量 (KN)	アーム (m)	モーメント (KN・m)
鉛直力	死荷重	W①	26	1.800	48
（抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ）		W②	25	2.450	61
		W③	25	0.150	4
		W④	25	1.300	33
	鉛直土圧	P_{V1}	0	2.600	0
		ΣN	102		146
水平力Mo	水平土圧	P_{H1}	4	0.333	1
（転倒ﾓｰﾒﾝﾄ）	地震時慣性力	W①H	4	3.950	17
		W②H	4	2.100	8
		W③H	4	2.100	8
		W④H	4	0.200	1
	地震時動水圧	Ｐｄ			0
		ΣH	20	Mo	36
		ΣM	－		110

Ａ点より合力作用位置までの距離

$$e' = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = \frac{110}{102} = 1.079 \ \mathrm{m}$$

(2)転倒に対する検討

$$e = \frac{B}{2} - e' = \frac{2.600}{2} - 1.079 = 0.221 \ \mathrm{m}$$

ただし、Ｂ：底盤長さ

よって、ｅ≦Ｂ/3= 0.867 m ・・・・・ ＯＫ

(3)滑動に対する検討

$$Fs = \frac{\Sigma N \cdot \tan\phi B + C \cdot B}{\Sigma H} = \frac{102 \times 0.6 + 0 \times 2.600}{20}$$

$$= 2.984 \geqq 1.2$$ ・・・・・ ＯＫ

(4)地盤支持力に対する検討

6e/Ｂ= 0.51 ＞1 のため、地盤反力は以下の式による。

$$q = \frac{\Sigma N}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{20}{2.60} \left(1 \pm 0.509 \right)$$

q1 = 12 KN/m2 ＜ qa= 450 KN/m2

q2 = 4 KN/m2 ・・・・・ ＯＫ

(2)　余水路減勢工

余水路に減勢工を設置する場合は安定検討する必要があります。

この場合は少し難しい計算になります。

余水路本体は急斜面上に設置されるため、基礎地盤が岩盤以外だと滑動抵抗力が少ないため滑動します。

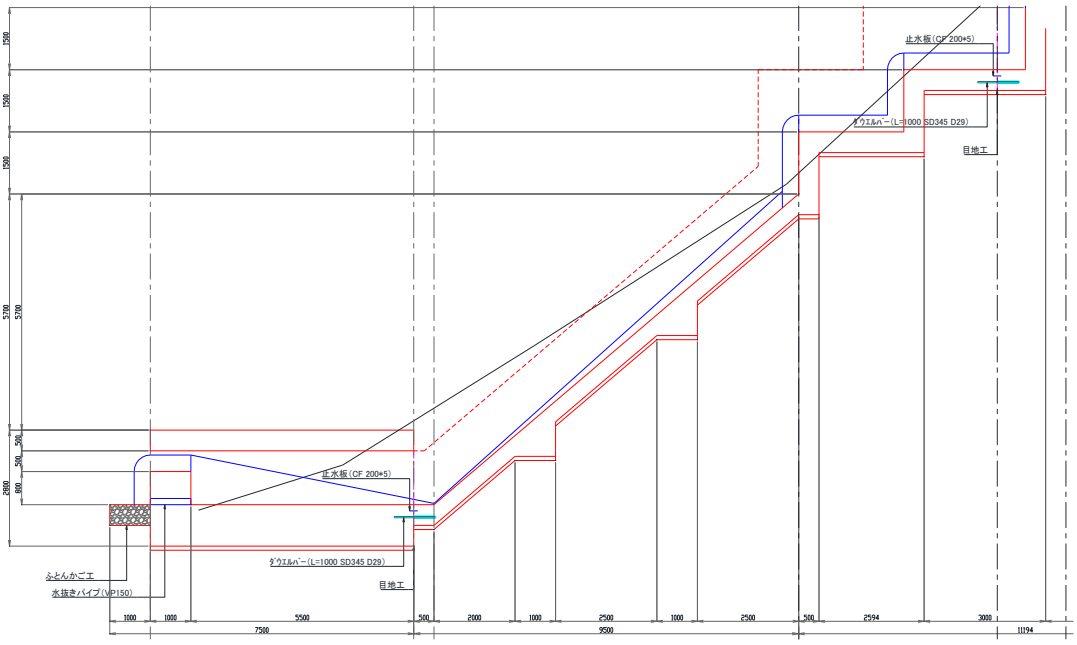
コストを掛けて基礎を深堀して岩着すれば抵抗力を得ることも不可能では無いですが、小水力のスケールではなかなか難しいです。

そこで、下部の減勢池水叩き部を大きくして上部の余水路本体の滑動力を支えるような設計にします。

計算方法の一例は以下のとおりです。

沈砂池余水路　滑動力の計算

余水路縦断面図



余水路延長	9.5	m
α：傾斜角	40	°
・全重量の計算		
余水路コンクリート自重	14.400	kg/m
幅	3.00	m
高さ	2.00	m
コンクリートの単位体積重量	2.40	t/m3
水路部控除	7.200	kg/m
幅	2.00	m
高さ	1.50	m
コンクリートの単位体積重量	2.40	t/m3
積雪荷重	2.100	kg/m
積雪深さ	2.00	m
積雪の単位体積重量	0.35	t/m3
積雪の載荷幅	3.00	m
W：全重量＝余水路コンクリート自重＋積雪荷重＝	16.500	kg/m
Wv：垂直成分＝W・cosα＝	12.640	
Wh：管軸成分＝W・sinα＝	10.606	
μ：コンクリートと基礎の摩擦係数＝tanφ＝	0.600	
滑動抵抗力＝Wv垂直成分・μ	9.900	
安全率＝滑動抵抗力／管軸成分＝	0.60	≧ＯＵＴ

滑動抵抗力が不足するため、水叩き部で支持する。

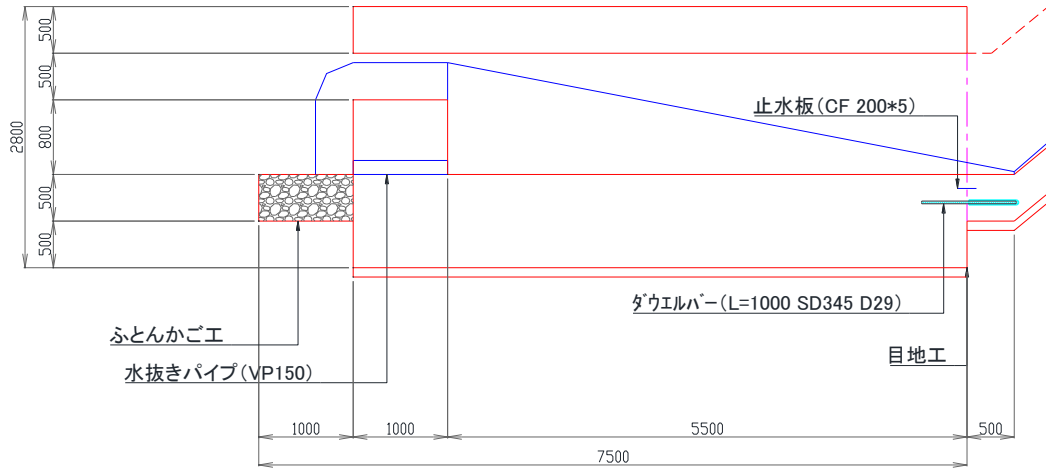
1m当り滑動抵抗力不足分	6.600	t/m
水平成分	4.242	t/m
鉛直成分	5.056	t/m
水圧管路水平成分滑動力＝水圧管路延長m×1m当り不足分＝	40.299	t
≒	403.000	KN
水圧管路鉛直成分滑動力＝水圧管路延長m×1m当り不足分＝	48.032	t
≒	481.000	KN

水叩き安定計算書

1．設計条件

(1)形状寸法

断面図



(2)地震時係数

地震水平震度	Kh=	0.12	（道路土工強震帯、Ⅰ種地盤）
地震時上載荷重	無し		

(3)単位重量及び土質諸元

ｺﾝｸﾘｰﾄの単位重量		γc=	24	KN/m3（鉄筋コンクリート）
背面土の単位重量		γs=	19	KN/m3（砂質土）
背面土の内部摩擦角		φ=	35	度（礫質土）
地表面が水平面となす角		α=	0	度
背面が鉛直面となす角		θ=	0	度
壁面摩擦角	常時	φ2/3 δ：	23	°（土とコンクリート）
	地震時		0	°（土とコンクリート）
滑動摩擦係数		tan(2/3φ)=	0.43	（土とコンクリート）
地盤許容支持力	常時	qa=	300	KN/m2（礫質土）
	地震時	qa'=	450	KN/m2（〃）
地盤の粘着力		C=	0	KN/m2

2．荷重の計算

(1)考慮する荷重

1)水叩きの自重
2)余水路滑動力
3)地震力

(2)水叩きの自重の計算

水叩き底盤幅　6.500 m　　水叩き幅　3.000 m
水路幅　2.000 m

	幅 (m)	高さ (m)	係数	面積 (m2)	重量 (KN)
W①	6.50	2.80	1.00	18.200	1310.400
計					1310.400
W排除	5.50	0.80	1.00	4.400	(211.200)
排除自重計					-211.200
自重					1099.200

(3)地震力

F=Kh（自重+W+W'）

３．常時の安定検討

(1)合力作用位置（常時）

合力作用位置を求めるため、基礎底盤Ａ点に関する各力のモーメントを求める。

区分			重量 (KN)	アーム (m)	モーメント (KN・m)
鉛直力	自重	W①	1,310.400	3.250	4,258.800
（抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ）					
	排除自重	W排除	-211.200	3.750	-792.000
	余水路滑動力	P1V	481.000	6.500	3,126.500
		ΣN	1,580.200		6,593.300
水平力Mo	余水路滑動力	P1h	403.000	1.400	564.200
（転倒ﾓｰﾒﾝﾄ）		ΣH	403.000	Mo	564.200
		ΣM	-		6,029.100

Ａ点より合力作用位置までの距離

$$e' = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = \frac{6,029}{1,580} = 3.815 \text{ m}$$

(2)転倒に対する検討（常時）

$$e = \frac{B}{2} - e' = \frac{6.500}{2} - 3.815 = -0.565 \text{ m}$$

ただし、Ｂ：底盤長さ

よって、ｅ≦Ｂ/6 ＝ 1.083 m ・・・・・ ＯＫ

(3)滑動に対する検討（常時）

$$Fs = \frac{\Sigma N \cdot \tan\phi B + C \cdot B}{\Sigma H} = \frac{1,580 \times 0.431 + 0 \times 6.500}{403}$$

$$= 1.691 \geqq 1.5$$ ・・・・・ ＯＫ

(4)地盤支持力に対する検討（常時）

6e/Ｂ＝ -0.52 ＜ 1 のため、地盤反力は以下の式による。

$$q = \frac{\Sigma N}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{1,580}{19.50} \left(1 \pm -0.522 \right)$$

q1 ＝ 39 KN/m2

q2 ＝ 123 KN/m2

＜ qa= 300 KN/m2 ・・・・・ ＯＫ

４．地震時の安定検討

(1)合力作用位置（地震時）

合力作用位置を求めるため、基礎底盤Ａ点に関する各力のモーメントを求める。

区分			重量 (KN)	アーム (m)	モーメント (N・m)
鉛直力	自重	W①	1,310.400	3.250	4,258.800
（抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ）		W②	0.000	0.000	0.000
	排除自重	W排除	-211.200	3.750	-792.000
	余水路滑動力	P1V	481.000	6.500	3,126.500
		ΣN	1,580.200		6,593.300
水平力Mo	余水路滑動力	P1h	403.000	1.400	564.200
（転倒ﾓｰﾒﾝﾄ）	地震力	W①H	157.248	1.400	220.147
		W②H	0.000		0.000
		W排除H	-25.344	1.650	-41.818
		ΣH	534.904	Mo	742.530
		ΣM	-		5,850.770

Ａ点より合力作用位置までの距離

$$e' = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = \frac{5,851}{1,580} = 3.703 \ \text{m}$$

(2)転倒に対する検討（地震時）

$$e = \frac{B}{2} - e' = \frac{6.500}{2} - 3.703 = -0.453 \ \text{m}$$

ただし、Ｂ：底盤長さ

よって、ｅ≦Ｂ/3 ＝ 2.167 m ・・・・・ ＯＫ

(3)滑動に対する検討（地震時）

$$Fs = \frac{\Sigma N \cdot \tan\phi B + C \cdot B}{\Sigma H} = \frac{1,580 \times 0.431 + 0 \times 6.500}{535}$$

$$= 1.274 \geqq 1.2$$ ・・・・・ ＯＫ

(4)地盤支持力に対する検討（地震時）

6e/Ｂ＝ -0.42 ＜ 1 のため、地盤反力は以下の式による。

$$q = \frac{\Sigma N}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{1,580}{19.50} \left(1 \pm -0.418 \right)$$

q1 ＝ 47 KN/m2 ＜ qa= 450 KN/m2

q2 ＝ 115 KN/m2 ・・・・・ ＯＫ

3.5.3 導水路

導水路では開渠、暗渠、サイフォン水路等があり、必要な場合は安定検討します。

例えば法面に設置する場合、山側の土圧等に対しての安定性検討は必須です。

逆サイフォン水路では上下部の水槽本体はそれぞれ山側の土圧等を受けますから、安定検討は必要です。

計算方法は特段難しくないので省略します。

3.5.4 水圧管路

水圧管、スラストブロック、アンカブロック部の安定検討を行うため設計内圧を計算します。

計算した設計内圧は水圧管の曲りによる遠心力と不平衡力、漸縮管部のスラスト力等の計算に使用します。

(1) 設計内圧の計算

1) 静水圧の計算

静水圧は総落差です。

2) 水撃圧の計算

水撃圧の計算公式は「水門鉄管技術基準」等に記述されています。

しかし、弊社の経験では水車メーカーのシミュレーション解析値の方が水鉄基準より正確だと考えます。

安全側に設計するために水車メーカーの提示値を採用します。

しかし、海外メーカーなど提示がない場合は計算値を採用します。

計算方法の一例は以下のとおりです。

水圧管設計内圧計算書

1．条件

水槽基準水位	715.800	m（水槽基準水位）
入口弁中心	593.000	m
水車中心	593.000	m（水車入口中心）
Ho：静落差（水車中心）	122.800	m
使用水量	0.800	m3/s
平均流速	1.595	m/s
管路延長：Ｌo	1871	m
閉鎖時間：Ｔ	35	sec　メーカー推奨値

2．水撃圧の計算

a．圧力波の伝搬速度　（発電水力演習P-364 7.1式）

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{\frac{\rho}{g}\left(\frac{1}{K}+\frac{1}{E}\frac{D}{t}\right)}}$$

ρw：水の密度		1.00	t/m3
g：重力加速度		9.8	m/sec2
K：水の体積弾性係数		200,000	t/m2
E：管材の弾性係数	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	16,000,000	t/m2
	FRPM	216,000	t/m2（１種管φ500以上ﾒｰｶｰ提示）
	ﾎﾟﾘｴﾁﾚﾝ	83,000	t/m2（樹脂管規程P-13）

区間	L:区間長	材質	D：管径	t：管厚	E：管材の弾性係数	α：伝搬速度(m/s)	L･α	vo	vo*L
BP	1.500	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	0.8140	0.0110	16,000,000	1,009	1,514	1.537	2.306
No.1固定台	1829.500	FRPM	0.8000	0.0160	216,000	204	372,432	1.592	2911.740
発電所固定台	36.551	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	0.8140	0.0110	16,000,000	1,009	36,882	1.537	56.189
漸縮管	1.070	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	0.6515	0.0150	16,000,000	1,127	1,206	2.400	2.568
調整管	2.530	SUS304	0.4890	0.0095	20,500,000	1,142	2,890	4.260	10.777
計	1871.151						414,923		2,984
						等価伝搬速度Σα＝	222	Σvo＝	1.595

b．管路定数

$$\rho = \frac{\alpha\, vo}{2gHo}$$

ρ：管路定数		
α：圧力波の伝搬速度	222	m/s
vo：平均流速	1.595	m/s
Ho：静水頭	122.80	m

＝　0.147

$$\theta = \frac{\alpha T}{2Lo}$$

＝　2.074

$$n = \frac{\rho}{\theta}$$

＝　0.071

c．水撃圧hoの計算　（水鉄基準1.4-3式）

ho：水撃作用による閉塞器位置における上昇水頭(m)

ρ＜１の場合

$$\frac{ho}{Ho} = \frac{2n}{1+n(\theta-1)}$$

＝　0.132

ho　＝　16.167　m

よって上昇水圧率は　13.2%　となる。

しかし、水門鉄管技術基準P-16のペルトン水車の記述に準拠し、静水圧の10%以上の20%を水撃圧とする。

ho＝　122.800　×　0.2

＝　24.560　m　とする。

3．設計内圧

設計内圧　＝　静水圧　＋　水撃圧

＝　122.800　＋　24.560

＝　147.360　m　＝　1.446　ＭＰａ　とする。

3） 材質の違いによる水撃圧の変化

材質の違いによる水撃圧の変化について計算してみました。

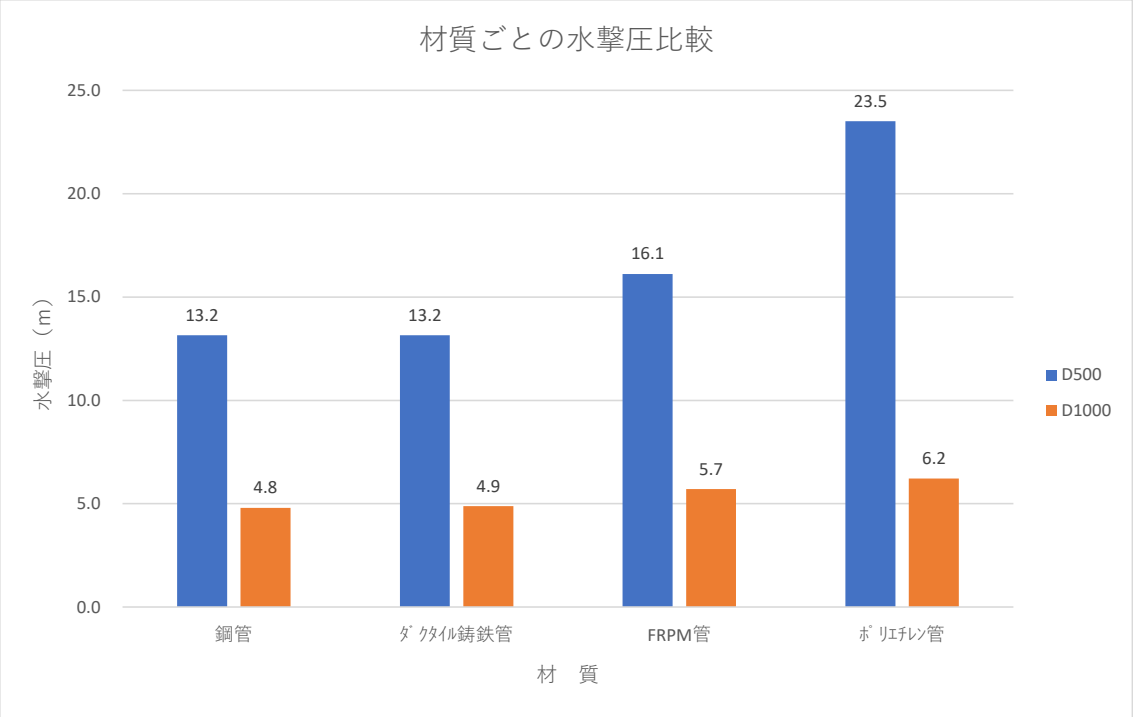
材質は鋼管、ＦＲＰＭ管、ダクタイル鋳鉄管、ポリエチレン管　の４種類です。

また、管内平均流速（圧力波の伝搬速度）による変化もみるため、水圧管内径はD500ｍｍとD1000ｍｍの２種類としました。

また、総落差は１００ｍ、使用水量は０．５０ｍ３／ｓ、管路長は１０００ｍ、板厚は１０ｍｍで統一しています。

違うのは弾性係数のみです。

計算結果は下図のとおりです。



鋼管が一番低くポリエチレン管が一番高い結果になりました。

内径による変化は平均流速が低くなるD1000では顕著ではありません。

結果として、鋼管やダクタイル鋳鉄管より安価なＦＲＰＭ管やポリエチレン管を採用する場合は、コストは掛かりますが出来るだけ内径を大きくして平均流速を下げると水撃圧の上昇を抑えることが出来る　と言えます。

4) 設計内圧の計算

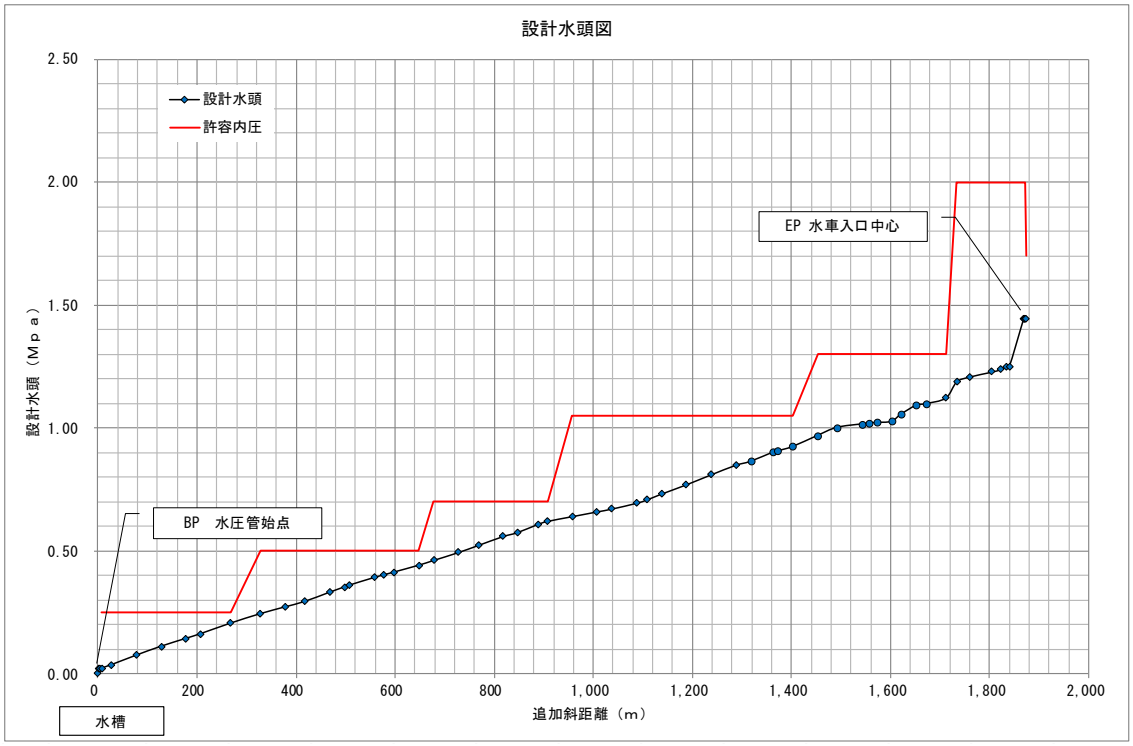
設計内圧は静水圧に水撃圧を加えた値です。

水撃圧は斜距離で漸減し水圧管始点で 0 になります。

計算方法の一例は以下のとおりです。

設計内圧の計算

番号	計算位置	管材質	管中心標高	水平距離	斜距離	追加斜距離	静水頭	水撃圧	設計水頭		設計水頭*	許容内圧	備考
	No		(EL.m)	(m)	(m)	(:m)	(m)	(m)	(m)	(Mpa)	1.10	(Mpa)	
0	BP-0.5		715.800			0.000		0.000	0.000	0.000			水槽基準水位
1	BP-0.5	水深	713.600	2.200	2.200	2.200	2.200	0.029	2.229	0.022			水圧管中心
2	BP+1.0	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	713.600	1.500	1.500	3.700	2.200	0.048	2.248	0.022	0.024		
3	IP11	FRPM	713.600	4.000	4.000	7.700	2.200	0.101	2.301	0.023	0.025	0.25	5種管
4	IP12	FRPM	712.481	20.000	20.000	27.700	3.319	0.362	3.681	0.036	0.040	0.25	5種管
5	IP13	FRPM	709.195	50.000	50.000	77.700	6.605	1.015	7.620	0.075	0.082	0.25	5種管
6	IP13+50	FRPM	706.143	50.000	50.000	127.700	9.657	1.669	11.326	0.111	0.122	0.25	5種管
7	IP13+100	FRPM	703.522	50.000	50.000	177.700	12.278	2.322	14.600	0.143	0.158	0.25	5種管
8	IP14	FRPM	701.950	30.000	30.000	207.700	13.850	2.714	16.564	0.162	0.179	0.25	5種管
9	IP15	FRPM	698.392	60.000	60.000	267.700	17.408	3.499	20.907	0.205	0.226	0.25	5種管
10	IP16	FRPM	695.241	60.000	60.000	327.700	20.559	4.283	24.842	0.244	0.268	0.50	4種管
11	IP17	FRPM	693.052	50.000	50.000	377.700	22.748	4.936	27.684	0.271	0.299	0.50	4種管
12	IP18	FRPM	691.305	40.000	40.000	417.700	24.495	5.459	29.954	0.294	0.323	0.50	4種管
13	IP18+50	FRPM	688.155	50.000	50.000	467.700	27.645	6.112	33.757	0.331	0.364	0.50	4種管
14	IP19	FRPM	686.320	30.000	30.000	497.700	29.480	6.504	35.984	0.353	0.388	0.50	4種管
15	IP20	FRPM	685.708	10.000	10.000	507.700	30.092	6.635	36.727	0.360	0.396	0.50	4種管
16	IP21	FRPM	683.198	50.000	50.000	557.700	32.602	7.289	39.891	0.391	0.430	0.50	4種管
17	IP22	FRPM	682.325	20.000	20.000	577.700	33.475	7.550	41.025	0.402	0.443	0.50	4種管
18	IP23	FRPM	681.452	20.000	20.000	597.700	34.348	7.811	42.159	0.413	0.455	0.50	4種管
19	IP24	FRPM	679.269	50.000	50.000	647.700	36.531	8.465	44.996	0.441	0.485	0.50	4種管
20	IP25	FRPM	677.705	30.000	30.000	677.700	38.095	8.857	46.952	0.460	0.506	0.70	3種管
21	IP25+50	FRPM	675.085	50.000	50.000	727.700	40.715	9.510	50.225	0.493	0.542	0.70	3種管
22	IP26	FRPM	672.679	40.000	40.000	767.700	43.121	10.033	53.154	0.521	0.573	0.70	3種管
23	IP27	FRPM	669.621	50.000	50.000	817.700	46.179	10.687	56.866	0.558	0.613	0.70	3種管
24	IP28	FRPM	668.299	30.000	30.000	847.700	47.501	11.079	58.580	0.574	0.632	0.70	3種管
25	IP29	FRPM	665.520	40.000	40.000	887.700	50.280	11.601	61.881	0.607	0.668	0.70	3種管
26	IP30	FRPM	664.460	20.000	20.000	907.700	51.340	11.863	63.203	0.620	0.682	0.70	3種管
27	IP31	FRPM	663.132	50.000	50.000	957.700	52.668	12.516	65.184	0.639	0.703	1.05	2種管
28	IP31+50	FRPM	661.823	50.000	50.000	1,007.700	53.977	13.170	67.147	0.658	0.724	1.05	2種管
29	IP32	FRPM	661.037	30.000	30.000	1,037.700	54.763	13.562	68.325	0.670	0.737	1.05	2種管
30	IP32+50	FRPM	659.274	50.000	50.000	1,087.700	56.526	14.215	70.741	0.694	0.763	1.05	2種管
31	IP33	FRPM	658.226	20.000	20.000	1,107.700	57.574	14.477	72.051	0.707	0.777	1.05	2種管
32	IP34	FRPM	656.140	30.000	30.000	1,137.700	59.660	14.869	74.529	0.731	0.804	1.05	2種管
33	IP34+50	FRPM	652.959	50.000	50.000	1,187.700	62.841	15.522	78.363	0.768	0.845	1.05	2種管
34	IP34+100	FRPM	649.463	50.000	50.000	1,237.700	66.337	16.176	82.513	0.809	0.890	1.05	2種管
35	IP34+150	FRPM	646.114	50.000	50.000	1,287.700	69.686	16.829	86.515	0.848	0.933	1.05	2種管
36	IP35	FRPM	644.804	30.000	30.000	1,317.700	70.996	17.221	88.217	0.865	0.952	1.05	2種管
37	IP36	FRPM	641.583	45.000	45.000	1,362.700	74.217	17.809	92.026	0.902	0.993	1.05	2種管
38	IP37	FRPM	641.146	10.000	10.000	1,372.700	74.654	17.940	92.594	0.908	0.999	1.05	2種管
39	IP38	FRPM	639.743	30.000	30.000	1,402.700	76.057	18.332	94.389	0.926	1.018	1.05	2種管
40	IP38+50	FRPM	635.820	50.000	50.000	1,452.700	79.980	18.985	98.965	0.971	1.068	1.30	1種管
41	IP39	FRPM	632.966	39.186	39.186	1,491.886	82.834	19.498	102.332	1.004	1.104	1.30	1種管
42	IP39+50	FRPM	632.185	50.000	50.000	1,541.886	83.615	20.151	103.766	1.018	1.119	1.30	1種管
43	IP40	FRPM	632.054	15.000	15.000	1,556.886	83.746	20.347	104.093	1.021	1.123	1.30	1種管
44	IP41	FRPM	631.923	15.000	15.000	1,571.886	83.877	20.543	104.420	1.024	1.126	1.30	1種管
45	IP42	FRPM	631.908	30.000	30.000	1,601.886	83.892	20.935	104.827	1.028	1.131	1.30	1種管
46	IP43	FRPM	629.108	20.000	20.000	1,621.886	86.692	21.196	107.888	1.058	1.164	1.30	1種管
47	IP44	FRPM	625.864	30.000	30.000	1,651.886	89.936	21.589	111.525	1.094	1.203	1.30	1種管
48	IP45	FRPM	625.433	20.000	20.000	1,671.886	90.367	21.850	112.217	1.100	1.211	1.30	1種管
49	IP46	FRPM	623.710	40.000	40.000	1,711.886	92.090	22.373	114.463	1.123	1.235	1.30	1種管
50	IP47	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	617.308	22.000	22.000	1,733.886	98.492	22.660	121.152	1.188	1.307	2.00	D3
51	IP48	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	615.629	25.000	25.000	1,758.886	100.171	22.987	123.158	1.208	1.329	2.00	D3
52	IP49	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	614.161	45.000	45.000	1,803.886	101.639	23.575	125.214	1.228	1.351	2.00	D3
53	IP50	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	613.422	17.394	17.394	1,821.280	102.378	23.802	126.180	1.237	1.361	2.00	D3
54	No.1固定台	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	612.412	11.920	11.920	1,833.200	103.388	23.958	127.346	1.249	1.374	2.00	D3
55	No.1固定台	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	612.412	6.765	6.765	1,839.965	103.388	24.047	127.435	1.250	1.375	2.00	D3
56	発電所固定台	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	593.000	20.422	28.882	1,868.847	122.800	24.424	147.224	1.444	1.588	2.00	D3
57	漸縮管始点	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	593.000	0.904	0.904	1,869.751	122.800	24.436	147.236	1.444	1.588	2.00	
58	漸縮管終点	ﾀﾞｸﾀｲﾙ	593.000	1.070	1.070	1,870.821	122.800	24.450	147.250	1.444	1.588	2.00	
59	EP(入口弁)	SUS304	593.000	2.530	2.530	1,873.351	122.800	24.483	147.283	1.444	1.589	1.70	
60	水車入口中心		593.000	5.900	5.900	1,879.251	122.800	24.560	147.360	1.445	1.590	2.00	



設計水頭図

(2) スラストブロック安定検討

道路および地山埋設部のベンド管の安定検討は、「農業用水用ダクタイル鉄管管路設計と施工：日本ダクタイル鉄管協会」に準拠します。

安定性が不足する場合はスラストブロックを設置します。

この計算は各ベンド管の平面曲り方向のみ対応します。

計算方法の一例は以下のとおりです。

水圧管路曲管部のスラストブロック要否の検討

埋設管体が平面曲がりによるスラスト力によって移動するか否かを判定する。

1.スラスト力の検討

Ｐ　＝　2（Ｈ・ａｃ＋　（ａ・ｗｏ・Ｖ^2）／ｇ）sinθ／2

ここに

Ｐ：スラスト力（KN）

Ｈ：設計内圧（KN/m2）

ａｃ：管の断面積（m2）＝π/4Ｄｃ^2

ａ：管の断面積（m2）＝π/4（Ｄｃ－2Ｔ）^{2}

Ｄｃ：管の外径（m）

Ｔ：規格管厚（m）

ｗｏ：水の単位体積重量（9.8KN/m3）

Ｖ：管内平均流速（m/s）

ｇ：重力加速度（9.8m/s^2）

θ：曲管の曲がり角度（°）

2.受動土圧の計算（地下水位なし）

Ｒｈ　＝　Ｆ・1/2・Ｋｐ・ｗ・Ｂｂ（Ｈ2^2－Ｈ1^2）

ここに

Ｒｈ：水平方向抵抗力（管背面の受動土圧）（KN）

Ｆ：曲面の受動土圧の補正係数（0.65）

Ｋｐ：受動土圧係数　＝tan^2（45°＋φ/2）

φ：土の内部摩擦角（°）

ｗ：土の単位体積重量（KN/m3）

Ｂｂ：管背面の幅（m）

Ｈ2：地表面から管底面までの深さ（m）

Ｈ1：地表面から管頂面までの深さ（m）

3.判定方法

Ｒｈ　≧　Ｓ・Ｐ　・・・・・　ＯＫ

ここに

Ｓ：安全率（滑動に対して　1.5）

Ｐ：スラスト力（KN）

4.判定結果　　θ：曲管の曲がり角度（°）の赤字は「既製品ベンド管」採用

項　目	ＩＰＮｏ				
	11	12	13	14	15
最大使用水量（m3/s）	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800
スラスト力の検討	FRPM管	FRPM管	FRPM管	FRPM管	FRPM管
Ｈ：設計内圧（KN/m2）	23.000	36.000	75.000	162.000	205.000
ａｃ：管の断面積（m2）	0.548	0.548	0.548	0.548	0.548
ａ：管の断面積（m2）	0.503	0.503	0.503	0.503	0.503
Ｄｃ：管の外径（m）	0.835	0.835	0.835	0.835	0.835
Ｔ：規格管厚（m）	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018
ｗｏ：水の単位体積重量（KN/m3）	9.800	9.800	9.800	9.800	9.800
Ｖ：管内平均流速（m/s）	1.592	1.592	1.592	1.592	1.592
ｇ：重力加速度（m/s^2）	9.800	9.800	9.800	9.800	9.800
θ：曲管の曲がり角度（°）	45.000	40.000	15.000	20.000	20.000
Ｐ：スラスト力（KN）	10.614	14.356	11.054	31.251	39.429
受動土圧の検討					
Ｆ：曲面の受動土圧の補正係数	0.650	0.650	0.650	0.650	0.650
Ｋｐ：受動土圧係数	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000
φ：土の内部摩擦角（°）	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000
ｗ：土の単位体積重量（KN/m3）	18.000	18.000	18.000	18.000	18.000
Ｂｂ：管背面の幅（m）（管中心長相当）	2.000	1.400	1.400	1.400	1.400
Ｈ2：地表面から管底面までの深さ（m）	1.535	1.535	1.535	1.535	1.535
Ｈ1：地表面から管頂面までの深さ（m）	0.700	0.700	0.700	0.700	0.700
Ｒｈ：水平方向抵抗力（KN）	65.504	45.853	45.853	45.853	45.853
判定					
安全率	6.17	3.19	4.15	1.47	1.16
スラストブロックの要否	否	否	否	要	要

スラストブロックの安定検討

平面曲がりによるスラスト力に対してスラストブロックの安定検討を行う。

1.判定方法

Rh1＋Rh2　≧　S・P　　・・・・・　OK

ここに

S：安全率（滑動に対して　1.5）

P：スラスト力（KN）

Rh1：スラストブロック底面の摩擦抵抗力　＝μ・W（KN）

μ：スラストブロック底面と土の摩擦係数　　砂礫　　0.6

W：スラストブロック底面にかかる総重量（KN）

W＝W1＋W2＋W3

ここに

W1：スラストブロック上の埋戻し土の重量（KN）

W2：スラストブロックの重量　＝wb・V（KN）

W3：管および管内水の重量　＝WF＋π／4・D^2・L・wo（KN）

w：土の単位体積重量（KN/m3）

wb：スラストブロックの単位体積重量（KN/m3）

wo：水の単位体積重量（KN/m3）

wo：水の単位体積重量（KN/m3）

WF：スラストブロックに巻き込まれた管の重量（KN）（安全側に考慮して無視する）

D：管の内径（m）

L：スラストブロックに巻き込まれた管長（m）

V：スラストブロックの体積（m3）

Rh2：スラストブロック背面の受動土圧（KN）

Rh2　＝　1/2・Kp・w・（$h2^2$－$h1^2$）・Bs

ここに

Kp：受動土圧係数　＝$\tan^2$（45°＋φ/2）

Bs：スラストブロック背面の投影長さ（m）

h2：スラストブロック底面までの深さ（m）

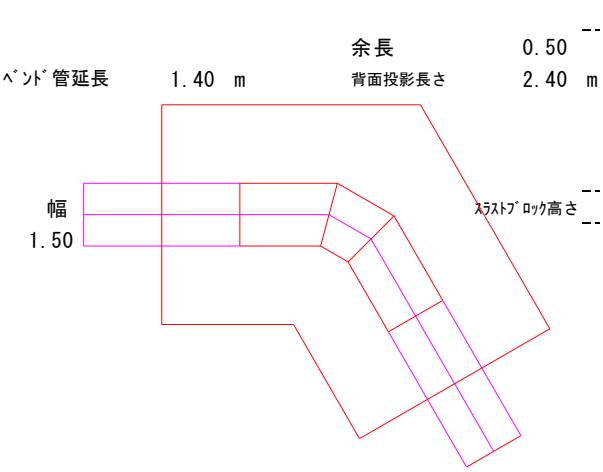
h1：スラストブロック上面までの高さ（m）

φ：土の内部摩擦角（°）

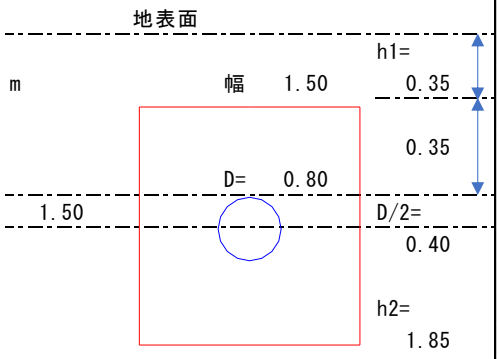
2.スラストブロックの安定検討

Ｎｏ．	16	スラストブロック	No.14,15を含む
曲り角度	20	°	

平面図



断面図



項　目	計算値
Rh1の計算	
W1：スラストブロック上の埋戻し土の重量（KN）	22.680
h1：スラストブロック上面までの高さ（m）	0.350
W2：スラストブロックの重量	94.608
wb：スラストブロックの単位体積重量（KN/m3）	22.560
V：スラストブロックの体積（m3）＝延長×高さ×幅－管の体積	4.194
管の体積(m3)	1.206
W3：管および管内水の重量	11.822
WF：スラストブロックに巻き込まれた管の重量（KN）（無視）	0.000
D：管の内径（m）	0.800
L：スラストブロックに巻き込まれた管長（m）	2.400
wo：水の単位体積重量（KN/m3）	9.800
W（KN）　＝	129.111
Rh1（KN）　＝	77.466
Rh2の計算	
Kp：受動土圧係数	3.000
φ：土の内部摩擦角（°）	30.000
w：土の単位体積重量（KN/m3）	18.000
h2：スラストブロック底面までの深さ（m）	1.850
h1：スラストブロック上面までの高さ（m）	0.350
Bs：スラストブロック背面の投影長さ（m）	2.400
Rh2（KN）　＝	213.840
Rh1＋Rh2　＝	291.306
判定	
P：スラスト力（KN）	46.846
S：安全率	6.218
判定	ＯＫ

(3) 固定台安定検討

水圧管が縦断曲りする場合の固定台の安定検討は、「水門鉄管技術基準 水圧鉄管・・編：水門鉄管協会」に準拠します。

前述で計算した水圧管の曲り部の設計内圧により遠心力と不平衡力、漸縮管部のスラスト力等の計算を行います。

計算方法の一例は以下のとおりです。

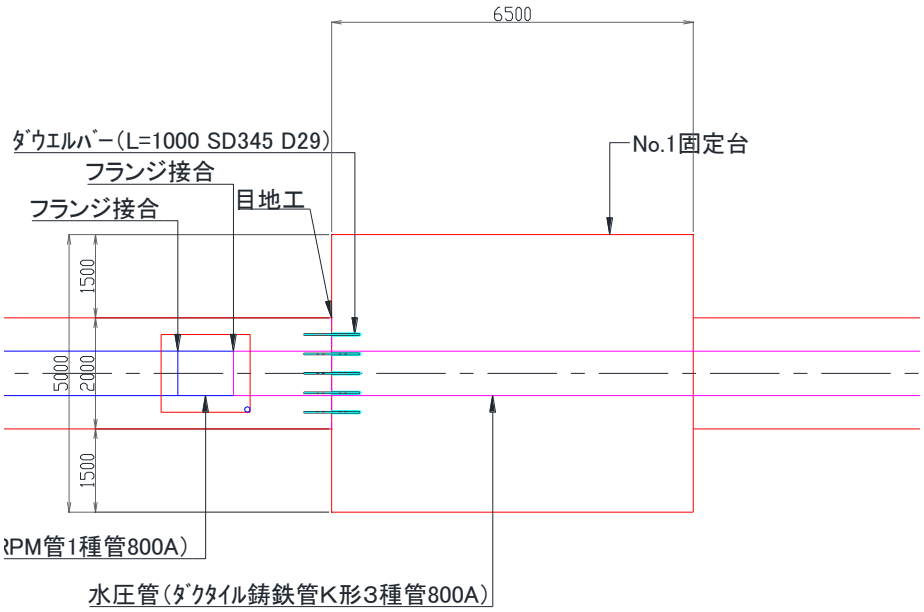
Ｎｏ．１固定台安定計算書（運転時）

諸元	・Ｑ：最大使用水量	0.800	m3/s		
	・Ｈ1，H_E：わん曲部の中心における設計内圧（平常時）	127.435	m	1,250	kPa
	（設計内圧の計算より）				
	・Ｈ2，H_E'：わん曲部の中心における静水圧（地震時）	103.388	m	1,014	kPa
	・水槽最大水位	715.800	m		
	・わん曲部中心標高	612.412	m		

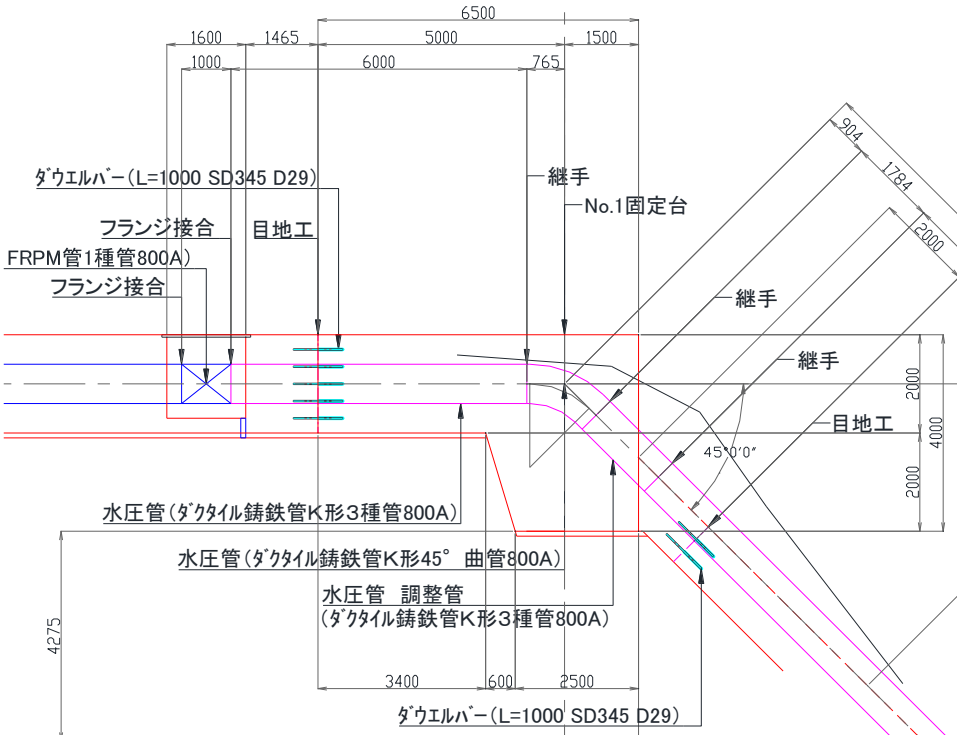
１．設計条件

(1)形状寸法

平面図



縦断面図



(2)地震時係数

地震水平震度	Kh=	0.12	（道路土工強震帯、Ⅰ種地盤）
地震時上載荷重	無し		

(3)単位重量及び土質諸元

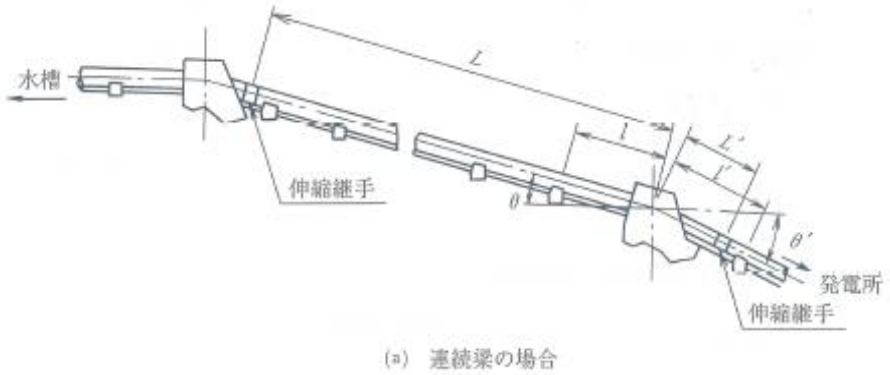
ｺﾝｸﾘｰﾄの単位重量		γc=	23	KN/m3（無筋コンクリート）
背面土の単位重量		γs=	19	KN/m3（礫質土）
背面土の内部摩擦角		φ=	30	度（礫質土）
地表面が水平面となす角		α=	0	度
背面が鉛直面となす角		θ=	0	度
壁面摩擦角	常時 φ2/3	δ：	20	°（土とコンクリート）
	地震時		0	°（土とコンクリート）
滑動摩擦係数		tanφB=	0.60	（土とコンクリート）
地盤許容支持力	常時	qa=	300	KN/m2（礫質土）
	地震時	qa'=	450	KN/m2（〃）
地盤の粘着力		C=	0	KN/m2
支台の支承部摩擦係数		fsp=	0.0	（コンクリート連続基礎）
継手の円周長1m当りの摩擦力		f_E=	0.0	KN/m（継手部なし）

２．荷重の計算

(1)考慮する荷重

1)アンカブロックの自重
2)アンカブロックが支承する管および水の重量
3)管軸方向の推力
4)わん曲部に作用する遠心力
5)わん曲部に作用する不平衡力
6)地震力
7)土圧

記号の説明



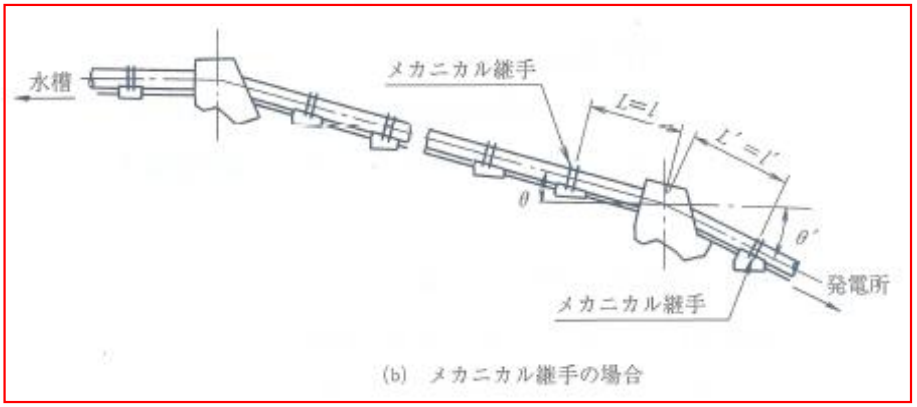


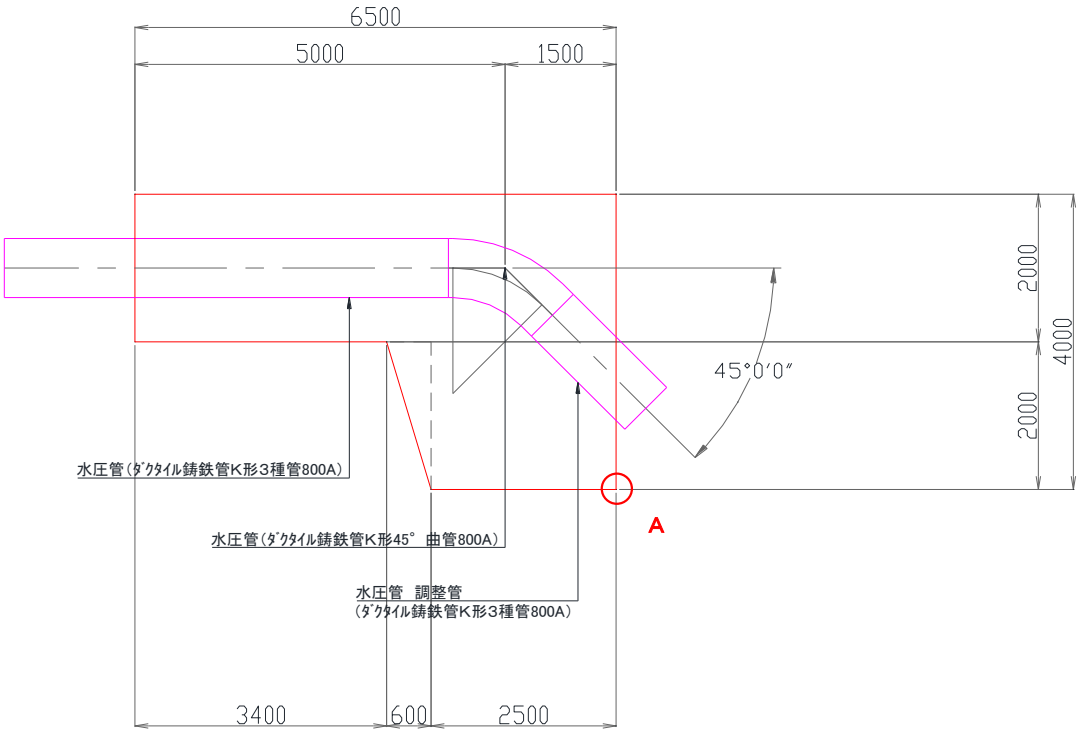
図-1・89-1　水圧鉄管縦断面図

θ：水圧管中心線と水平線の交角	0	°
θ'：水圧管中心線と水平線の交角	45	°
l：アンカブロックからそれに隣接する上部支台までの距離(m)	5.00	m
l'：アンカブロックからそれに隣接する下部支台までの距離(m)	1.50	m
L：アンカブロックから上部伸縮継手までの距離(m)	5.00	m
L'：アンカブロックから下部伸縮継手までの距離(m)	1.50	m
Ws：水圧管の長さ1m当りの質量　$=\pi(Do+to)to\cdot\rho s$	0.224	10^3kg/m
to：管厚	0.011	m
ρs：管材料の密度	7.850	10^3Kg/m3
Ww：水圧管の長さ1m当りの管内水の質量(kg/m)　$=\pi Do^2\cdot\rho w/4$	0.520	10^3kg/m
ρw：管内水の密度	1.000	10^3Kg/m3
Do, Do'：水圧管の内径(m)	0.814	m
Do1：漸縮管上流の内径(m)		m
Do2：漸縮管の内径(m)		m
D2, D2'　：水圧管の外径(m)	0.836	m
g：単位質量当たりの重力（N/Kg）=重力の加速度（m/s^2）	9.8	N/kg

(2)アンカブロックの自重の計算

・上下流方向

アンカブロック幅　5.00　m　　アンカブロック底盤幅　6.500　m



	幅 (m)	高さ (m)	係数	面積 (m2)	重量 (KN)
W①	6.50	2.00	1.00	13.000	1495.000
W②	2.50	2.00	1.00	5.000	575.000
W③			1.00	0.000	0.000
計					2070.000
W排除	6.50		排除面積	0.549	-82.062
排除自重計					-82.062
自重					1987.938

排除面積$=\pi D2^2/4$

(3)アンカブロックが支承する管および水の重量

1)管軸に垂直方向の分力

上部水圧管

W=　(Ws＋Ww)・g・l

=　36.460 KN

下部水圧管

W'=　(Ws＋Ww)・g・L'

=　10.938 KN

(4)管軸方向の推力

1)水圧管自重による推力

上部水圧管

P1=　Ws・g・l・sinθ

=　0.000 KN

P1は上部水圧管にそい川側向きに作用する。

下部水圧管

P1'= Ws・g・l'・sinθ'

=　2.325 KN

P1'は下部水圧管にそい川側向きに作用する。

2)管内水の摩擦による推力

他の諸力に比べて小さいので省略する。

3)漸縮管に作用する内圧による推力

下部水圧管

P3'= PT'・(A1'－A2')

平常時

PT'：漸縮管の中心における水圧（水車中心）　1,250 kPa　平常時：設計内圧

A1'：漸縮管の上流側の管内断面積=$\pi Do1^2/4$=　0.000 m2

A2'：漸縮管の下流側の管内断面積=$\pi Do2^2/4$=　0.000 m2

P3'=　0 KN　(水平川側向き)

地震時

PT'：漸縮管の中心における水圧（水車中心）　1,014 kPa　地震時：静水圧

P3'=　0 KN　(水平川側向き)

4)伸縮継手に作用する内圧による推力

平常時

上部水圧管

P4=　H_E・π(DE+tE)tE

=　0.000 KN　該当なし

下部水圧管

P4'= -H_E・π(DE'+tE')tE'

=　0.000 KN　該当なし

地震時

上部水圧管

P4=　H_E'・π(DE+tE)tE

=　0.000 KN　該当なし

下部水圧管

P4'= -H_E'・π(DE'+tE')tE'

=　0.000 KN　該当なし

5)支承部摩擦力

上部水圧管

F1=　fsp・(Ww+Ws)g(L-l/2)cosθ

=　0.000 KN　該当なし

下部水圧管

F1'= fsp・ (Ww'+Ws')g(L'-l'/2)cosθ'

= 0.000 KN 該当なし

6)伸縮継手摩擦力
上部水圧管

F2= f_E・ π・D2

= 0.000 KN 該当なし

下部水圧管

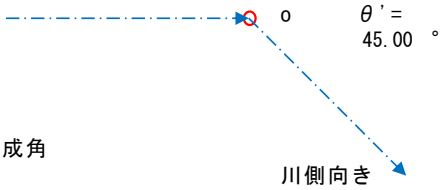
F2'= f_E・ π・D2'

= 0.000 KN 該当なし

7)わん曲部に作用する遠心力による推力

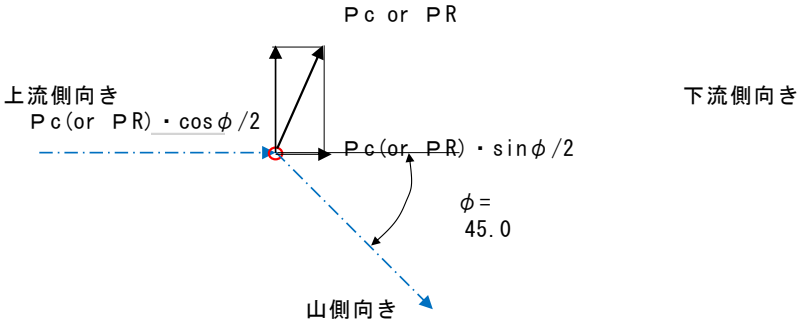
縦断図

θ=
0.00 °



合成角

平面図



Pc= $2\rho w \cdot v^2 \cdot A \cdot \sin(\phi/2)$

A：管の内断面積=$\pi Do^2/4$= 0.520 m2
Q：最大使用水量= 0.800 m3/s
v：わん曲部の流速=Q／A= 1.538 m/s
φ：わん曲部の合成角
cosφ=cosθ・cosθ'・cosC±sinθ・sinθ'
C：平面図に示される角度 0 ° 平面曲り
cosφ= 0.707106781
φ= 45.0 °

= 0.941 KN

この力はφの2等分線の方向にわん曲の外側向きに作用する。
Pcの水平分力=Pc・sinφ/2= 0.360 KN
Pcの鉛直分力=Pc・cosφ/2= 0.870 KN

8)わん曲部に作用する不平衡力による推力

平常時

PR= 2H1・A・sin(φ/2)

H1：わん曲部の中心における水圧　1,250 kPa　平常時：設計内圧

PR= 497.381 KN

その作用方向は、φの2等分線にそい外方に向かう。

PRの水平分力=PR・sinφ/2= 190.340 KN

PRの鉛直分力=PR・cosφ/2= 459.520 KN

地震時

PR'= 2H2・A・sin(φ/2)

H2：わん曲部の中心における水圧　1,014 kPa　地震時：静水圧

PR'= 403.525 KN

その作用方向は、φの2等分線にそい外方に向かう。

PR'の水平分力=PR'sinφ/2= 154.422 KN

PR'の鉛直分力=PR'cosφ/2= 372.809 KN

(5)地震力

F=Kh（自重+W+W'）

(6)土圧の計算

土圧の計算はクーロン式による方法を用いる。

土圧係数Kの計算

ϕ		30	°
$\theta o=\tan^{-1}kh=$	常時	0.00	°
$\theta o=\tan^{-1}kh=$	地震時	6.84	°
θ		0.00	°
δ	常時	20.00	°
	地震時	0.00	°
α		0.00	°

$$K=\frac{\cos^2(\phi-\theta o-\theta)}{\cos\theta o\cos^2\theta\cos(\delta+\theta o+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\alpha-\theta o)}{\cos(\delta+\theta o+\theta)\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$\text{常時}K_A=\frac{0.75000}{0.939692621\left[1+\sqrt{\frac{0.383022222}{0.939692621}}\right]^2}$$

$= 0.297$

$$\text{地震時}K_{EA}=\frac{0.84535}{0.985804416\left[1+\sqrt{\frac{0.196627816}{0.992876838}}\right]^2}$$

$= 0.411$

常時全土圧

$$P_A=\frac{1}{2}\gamma s\cdot K_A\cdot H^2$$

H：土圧高　4.00 m

= 45.192 KN/m　延長当り　225.959 KN

常時全土圧の水平分力

$P_H=P_A\cos\delta$

= 45 × 0.93969

= 42.466 KN/m　延長当り　212.332 KN

常時全土圧の鉛直分力

$P_V=P_A\sin\delta$

= 45 × 0.34202

= 15.456 KN/m　延長当り　77.282 KN

常時全土圧Ｐの作用位置

$y = 1/3 \cdot H$

$= 1.333$ m

地震時全土圧

$$P_{EA} = \frac{1}{2} \gamma s \cdot K_{EA} \cdot H^2$$

Ｈ：土圧高　4.00 m

= 62.423 KN/m　延長当り　312.115 KN

地震時全土圧の水平分力

$P_{H'} = P_{EA} \cos\delta$

= 62 × 1.00000

= 62.423 KN/m　延長当り　312.115 KN

地震時全土圧の鉛直分力

$P_{V'} = P_{EA} \sin\delta$

= 62 × 0.00000

= 0.000 KN/m　延長当り　0.000 KN

地震時全土圧Ｐの作用位置

$y = 1/3 \cdot H$

$= 1.333$ m

３．常時の安定検討

(1)合力作用位置（常時）

合力作用位置を求めるため、基礎底盤Ａ点に関する各力のモーメントを求める。

区分			重量 (KN)	アーム (m)	モーメント (KN・m)
鉛直力	自重	W①	1,495.000	3.250	4,858.750
（抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ）		W②	575.000	1.250	718.750
		W③	0.000	0.000	0.000
	排除自重	W排除	-82.062	3.250	-266.702
	上部管重量	W	36.460	4.000	145.840
	下部管重量	W'	10.938	0.750	8.204
	遠心力	Pc	-0.870	1.500	-1.305
	不平衡力	PR	-459.520	1.500	-689.280
	山側鉛直土圧	Pv	77.282	6.500	502.335
		ΣN	1,652.228		5,276.592
水平力Mo	上部管自重推力	P1	0.000	0.000	0.000
（転倒ﾓｰﾒﾝﾄ）	下部管自重推力	P1'	2.325	3.000	6.975
	漸縮管内圧推力	P3	0.000	0.000	0.000
	上部管継手内圧推力	P4	0.000	0.000	0.000
	下部管継手内圧推力	P4'	0.000	0.000	0.000
	上部管支承摩擦	F1	0.000	0.000	0.000
	下部管支承摩擦	F1'	0.000	0.000	0.000
	上部管継手摩擦	F2	0.000	0.000	0.000
	下部管継手摩擦	F2'	0.000	0.000	0.000
	遠心力	Pc	0.360	3.000	1.080
	不平衡力	PR	190.340	3.000	571.020
	山側水平土圧	PH	212.332	1.333	283.109
		ΣH	405.357	Mo	862.184
		ΣM	-		4,414.409

Ａ点より合力作用位置までの距離

$$e' = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = \frac{4,414}{1,652} = 2.672 \text{ m}$$

(2)転倒に対する検討（常時）

$$e = \frac{B}{2} - e' = \frac{6.500}{2} - 2.672 = 0.578 \text{ m}$$

ただし、Ｂ：底盤長さ

よって、ｅ≦Ｂ/6 ＝ 1.083 m ・・・・・ ＯＫ

(3)滑動に対する検討（常時）

$$Fs = \frac{\Sigma N \cdot \tan\phi B + C \cdot B}{\Sigma H} = \frac{1,652 \times 0.600 + 0 \times 6.500}{405}$$

$$= 2.446 \geqq 2$$ ・・・・・ ＯＫ

(4)地盤支持力に対する検討（常時）

6e/Ｂ＝ 0.53 ＜ 1 のため、地盤反力は以下の式による。

$$q = \frac{\Sigma N}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{1,652}{32.50} \left(1 \pm 0.534 \right)$$

q1 ＝ 78 KN/m2
q2 ＝ 24 KN/m2 ＜ qa＝ 300 KN/m2 ・・・・・ ＯＫ

４．地震時の安定検討

(1)合力作用位置（地震時）

合力作用位置を求めるため、基礎底盤Ａ点に関する各力のモーメントを求める。

区分			重量 (KN)	アーム (m)	モーメント (N・m)
鉛直力（抵抗ﾓｰﾒﾝﾄ）	自重	W①	1,495.000	3.250	4,858.750
		W②	575.000	1.250	718.750
		W③	0.000	0.000	0.000
	排除自重	W排除	-82.062	3.250	-266.702
	上部管重量	W	36.460	4.000	145.840
	下部管重量	W'	10.938	0.750	8.204
	遠心力	Ｐc	-0.870	1.500	-1.305
	不平衡力	ＰR	-372.809	1.500	-559.214
	山側鉛直土圧	Ｐv	0.000	0.000	0.000
		ΣN	1,661.657		4,904.324
水平力Mo（転倒ﾓｰﾒﾝﾄ）	上部管自重推力	Ｐ1	0.000	0.000	0.000
	下部管自重推力	Ｐ1'	2.325	3.000	6.975
	漸縮管内圧推力	Ｐ3	0.000	0.000	0.000
	上部管継手内圧推力	Ｐ4	0.000	0.000	0.000
	下部管継手内圧推力	Ｐ4'	0.000	0.000	0.000
	上部管支承摩擦	Ｆ1	0.000	0.000	0.000
	下部管支承摩擦	Ｆ1'	0.000	0.000	0.000
	上部管継手摩擦	Ｆ2	0.000	0.000	0.000
	下部管継手摩擦	Ｆ2'	0.000	0.000	0.000
	遠心力	Ｐc	0.360	3.000	1.080
	不平衡力	ＰR	154.422	3.000	463.266
	山側水平土圧	ＰH	312.115	1.333	416.153
	地震力	W①H	179.400	3.000	538.200
		W②H	69.000	1.000	69.000
		W③H	0.000	0.000	0.000
		W排除H	-9.847	3.000	-29.542
		WH	4.375	3.000	13.126
		W'H	1.313	3.000	3.938
		ΣH	713.462	Mo	1,482.195
		ΣM	-		3,422.128

Ａ点より合力作用位置までの距離

$$e' = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = \frac{3,422}{1,662} = 2.059 \ \mathrm{m}$$

(2)転倒に対する検討（地震時）

$$e = \frac{B}{2} - e' = \frac{6.500}{2} - 2.059 = 1.191 \ \mathrm{m}$$

ただし、Ｂ：底盤長さ

よって、ｅ≦Ｂ/3 ＝ 2.167 m ・・・・・ ＯＫ

(3)滑動に対する検討（地震時）

$$Fs = \frac{\Sigma N \cdot \tan\phi B + C \cdot B}{\Sigma H} = \frac{1,662 \times 0.600 + 0 \times 6.500}{713}$$

$$= 1.397 \geqq 1.2$$ ・・・・・ ＯＫ

(4)地盤支持力に対する検討（地震時）

6e/Ｂ＝ 1.10 ＜１ のため、地盤反力は以下の式による。

$$q = \frac{\Sigma N}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$= \frac{1,662}{32.50} \left(1 \pm 1.099 \right)$$

q1 ＝ 107 KN/m2 ＜ qa＝ 450 KN/m2

q2 ＝ -5 KN/m2 ・・・・・ ＯＫ

(4) 浮力に対する安定性

1) 水圧管路の浮力に対する安定性

水圧管路の浮力に対する安定性を確認します。

計算方法の一例は以下のとおりです。

浮上に対する検討は、「農業用水用ダクタイル鉄管管路設計と施工：日本ダクタイル鉄管協会」の式による。

下式は、地表面まで地下水で飽和されているとした場合のものである。
今回の水圧管は、ＦＲＰＭ管８００Ａとする。

$$H \geqq \frac{\pi/4 \cdot Dc^2 \cdot S \cdot \gamma w - [\pi/4\{Dc^2-(Dc-2T)^2\}\gamma p + \pi/4\{(Dc-2T)^2-(Dc-2T-2tc)^2\}\gamma c]}{(\gamma sat - \gamma w)Dc}$$

ここに

H ：管が浮上しないための最小土かぶり（m）			
S ：安全率＝（1. 2）	1.2		
Dｃ：管の外径（m）	0.835	m	
T ：規格管厚（m）	0.018	m	
ｔｃ ：モルタルライニング厚（m）	0.000	m	該当なし
γp ：管の単位体積重量（kN/m3）	20.000	KN/m3	
γc ：モルタルライニングの単位体積重量（20kN/m3）	0.000	KN/m3	該当なし
γsat ：埋戻し土の飽和単位体積重量（kN/m3）	18.000	KN/m3	
γw ：水の単位体積重量（9.8kN/m3）	9.800	KN/m3	

$$H = \frac{6.440 - 0.924}{6.847}$$

$$= 0.806 \ m$$

当地点の最小土被りは０．７０ｍで計画しているが、計算では約０．１１ｍ不足する。

しかし、計算式は地表面まで地下水で飽和されているとした場合であり、実際の埋設地盤は砂質地盤のため地下水位は低く、浮き上がる虞はない。

(5) 水圧管路凍結深度の計算（参考）

水鉄基準第 32 条（埋設条件）P-84 に「寒冷地では凍結深度より深く埋設する」とあります。

寒冷地の定義とは、「東北地方多雪・寒冷地設備設計要領」によると『寒冷地は、第５編１.「東北地方地域別気象データ」により、凍結防止対策を講じる必要性のある寒冷地Ａ（過去 10 年間の最低気温の平均が概ね－10 ℃以下となる地域）と、それに準じた対策が必要な寒冷地Ｂ（過去 10 年間の最低気温の平均が概ね－5℃以下となる地域）に区分する。』とあります。

弊社では「寒冷地Ｂ」を閾値としています。

小水力の取水地点付近では気象観測所が滅多にないため、至近の観測データに標高差 100ｍにつき 0.65℃の補正を加えています。

計算方法の一例は以下のとおりです。

凍結深度の概略値は、次式によって推定する。（東北地方多雪・寒冷地設備設計要領P-5より抜粋）

$Z=C\sqrt{F}$

> 凍結深度の概略値は、次式によって推定する。
> $Z=C\sqrt{F}$
> ここで、　Z：凍結深度［cm］
> F：凍結指数［℃・days］
> C：係数［３～５］（標準的には４とする）

ここで、

Z：凍結深度［cm］

F：凍結指数［℃・days］　：　227

日本道路協会公開プログラムを使用する。

気象庁　長野　観測所の過去11年間の平均気温データに標高差補正して計算する。

観測所データ	長野県長野市		標高	418	m
標高差	地点取水位	715.8	標高差	297.8	m
標高差補正（0.65℃/100m）				1.9	℃

C：係数［3～5］（標準的には4とする）

$Z=4\sqrt{227}$　≒　60　cm

よって、水圧管の土被りは　**0.70**　m以上とする。

長野の	10年確率凍結指数＝ 227	凍結期間＝ 90	データ数＝ 10

	計算表（凍結指数）			計算表（凍結期間）		
	最近11年間における	$\log_{10}X_i$	$(\log_{10}X_i-\log_{10}X_0)^2$	最近11年間における	$\log_{10}Y_i$	$(\log_{10}Y_i-\log_{10}Y_0)^2$
2019	177	2.249	0.0011	83	1.919	0.0045
2018	133	2.125	0.0081	57	1.756	0.0093
2017	96	1.980	0.0551	47	1.672	0.0324
2016	160	2.204	0.0001	74	1.869	0.0003
2015	208	2.319	0.0108	91	1.959	0.0114
2014	204	2.309	0.0087	82	1.914	0.0038
2013	219	2.341	0.0159	75	1.875	0.0005
2012	186	2.269	0.0028	78	1.892	0.0016
2011	123	2.091	0.0153	68	1.833	0.0004
2010				-40537		
2009	184	2.265	0.0025	68	1.833	0.0004
計	1691	22.152	0.1205	-39814	18.521	0.0646
平均		2.215	0.0121		1.852	0.0065

σ_{X0}	0.110	σ_{Y0}	0.080
ξ［統計値］	1.28	ξ［統計値］	1.28
$\log_{10}X$　$=\sigma_{X0}\cdot\xi+\log_{10}X_0=$	2.356	$\log_{10}Y$　$=\sigma_{Y0}\cdot\xi+\log_{10}Y_0=$	1.955
X［10年確率凍結指数］	227	Y［10年確率凍結期間］	90

3.5.5 発電所基礎

(1) 安定検討

水圧管路の荷重は直前の固定台で吸収し発電所基礎には荷重を掛けない構造にしますから安定性の検討はしません。

しかし、稀に固定台と一体化した発電所基礎がありその時には安定性について検討します。

3.6 土木構造物の構造計算

各土木構造物について必要な構造計算を行います。

計算方法については汎用ソフトなどを使用しますので省略します。

3.6.1 取水ダム

取水ダムは重力式コンクリート構造のため基本的に引張応力は発生しません。

したがって、特殊な構造を除き構造計算は行いません。

3.6.2 取水口

取水口は必要であれば鉄筋コンクリートボックスカルバート構造やU型水路として構造計算を行います。

作用する荷重については地点特性に応じて積雪荷重や土砂崩れの荷重等を見込みます。

計算方法の一例は以下のとおりです。

市販汎用ソフトを使用しています。

このソフトは土圧高さがカルバート天端以上にあることが前提です。

また、両側の土圧を考慮する一般的なソフトで、片側のみの土圧は考慮しません。

そのため実際と不整合な面もありますが、安全側に荷重を考慮するため常用しています。

(1) 取水口ボックスカルバートの計算の一例

鉄筋コンクリートボックスカルバート構造として構造計算する。

検討断面はＡ－Ａ断面とした。

集中荷重は考慮しない。

分布荷重は積雪荷重 7KN（2m×3.5KN/m3）を考慮する。

積雪深は取水口付近が吹き溜まりになる虞があるため安全側に考慮し 2mとし、積雪の単位体積重量は道路橋示方書に準拠して 3.5KN/m3 とした。

計算の結果、Ｄ16ctc250ｍｍを主配筋する。

この配筋径、ピッチを他の部位にも展開する。

計算内容の詳細については、以下のとおり。

BOX 2400×2900

1. 設計条件

1-1.形　　状

内寸法 B-C	X =	2.400	m
内寸法 A-B	Y =	2.900	m

1-2.部材厚さ

頂版 B-C	D1=	0.300	m
ハンチ	hc=	0.1×0.1	m
側壁 A-B,C-D	D2=	0.300	m
底版 D-A	D3=	0.300	m

1-3.層　　厚

土被り	H =	0.000	m
舗装厚	t =	0.000	m
地下水深	Hw =	2.000	m
湿潤土	γt=	19.000	kN/m³
水中土	γt'=	10.000	kN/m³

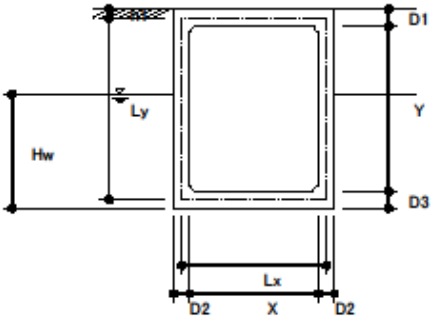
1-4.単位体積重量

水	γw=	9.800	kN/m³
舗装材	γa=	0.000	kN/m³
鉄筋コンクリート	γc=	24.500	kN/m³

1-5.活荷重

後輪荷重	P1 =	0.0	kN
前輪荷重	P2 =	0.0	kN
衝撃係数	i =	0.3	
接近荷重	WoL=	0.000	kN/m²
接近荷重	Wor=	0.000	kN/m²
頂版上分布荷	Wq =	7.000	kN/m²

1-6.静止土圧係数　　K = 0.500



1-7.鉄筋被り

部材		外側(cm)	内側(cm)
頂版	B-C	10.000	10.000
側壁	A-B , C-D	10.000	10.000
底版	D-A	10.000	10.000

2. 直載時の計算

Lx＝ X ＋ D2 ＝	2.700 m	h1＝H ＋ D1/2 ＝	0.150 m
Ly＝ Y＋(D1+D2)/2 ＝	3.200 m	h2＝h1 ＋ Ly ＝	3.350 m
		Lw＝h2＋D3/2 － Hw ＝	1.500 m

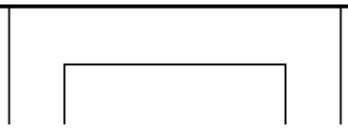
2-1.荷重計算

(1)頂版

上載荷重	上載土 Wo＝α・γt×(H−t)＝	0.000	
		60.760	
	頂版上分布荷重 Wq ＝	7.000	
	頂版自重 Wc＝γc×((X＋2×D2)×D1))/Lx	8.167	
	ハンチ Wc'＝γc×1/2×hc×hc×2/Lx	0.091	
	W1＝	15.257	kN/m^2

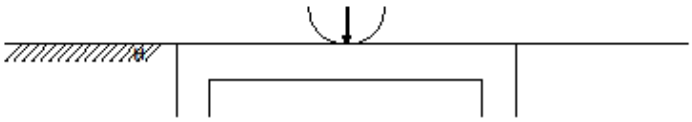
α：鉛直土圧係数 α＝1.0

後輪荷重	Pv1＝	2×P1×(1+I)/2.75＝	0.000	kN/m
	分布幅 F1＝	0.2 ＋ 2×H＝	0.200	m
	分布荷重 Wt1＝	Pv1・β / F1 ＝	0.000	kN/m^2
	作用位置	LR1＝ 1.250 m		
		LR2＝ 1.450 m		



横断方向延長2.75m当りに後輪1輪(0kN)を載荷する。よって、タイヤ接地幅(0.2m)で単位m当りの等分布荷重として換算する。

断面力低減係数 β＝0.9



(2)側壁

	側	圧	式	左側	右側
上　側	土	圧	Pa1=(Wa+ γt(h1−t))×K	1.425	1.425
	水	圧		0.000	0.000
	計		P1	1.425	1.425

	側	圧	式	左側	右側
下　側	土	圧	Pa2 = (Wa ＋ γt (Lw−t) ＋ γt'(Hw−D3/2))×K	23.500	23.500
	水	圧	Pw2 = γw(Hw−D3/2)	18.130	18.130
	計		P2	41.630	41.630

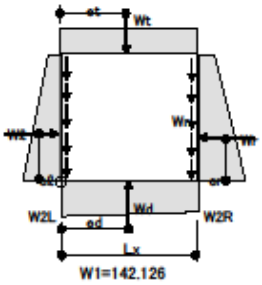
中間					
頂版軸から	土	圧	Pa1= (Wa+γt(Lw−t))×K	14.250	14.250
1.350m	後	輪	Pt1= Wt1 × K	0.000	0.000
	前	輪	Pt2= Wt2 × K	0.000	0.000
			計　Pm=	14.250	14.250

側壁自重軸力　Wn = γc×(Y×D2) / Ly =　6.661 kN/m

(3)底版

底版左端点に対する回転モーメントを求める。

名　称	算　式	荷重 (kN)	作用距離 (m)	モーメント (Kn・m)
死　荷　重	15.257×2.700	41.194	1.350	55.612
後　　輪	0.000×0.200	0.000	1.350	0.000
前　　輪	0.000×0.200	0.000	1.350	0.000
側　壁　R	2.900×0.300×24.500	21.315	2.700	57.551
側　壁　L	2.900×0.300×24.500	21.315	0.000	0.000
浮　　力	−18.130×2.700	−48.951	1.350	−66.084
計	Wd=	34.873	M=	47.079

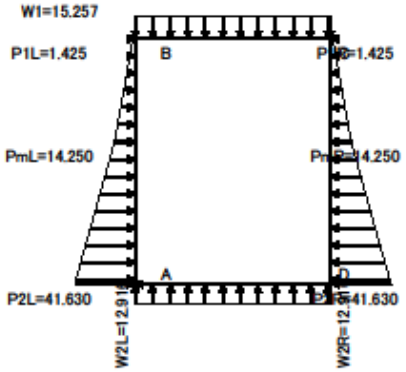


ΣM＝ Wℓ・el ＋ Wt・et ＋ Wn・Ly・Lx − Wr・e ＋ 浮力
＝ 64.772 ＋ 55.612 ＋ 57.551 − 64.772 −66.084
＝ 47.079 KN・m

荷重偏心位置 e = | ΣM/Wd−Lx/2 | = 0.000 m
底版反力の作用幅 X = 3(Lx/2−e) = 2.700
W2L = Wd /Lx・(1＋6・e /Lx) = 12.916 kN/m^2

W2R = Wd /Lx・(1−6・e /Lx) = 12.916 kN/m^2

荷重図　W1=149.514



2-2. 荷重項の計算

CAB=	19.701	(kN)	CBA=	12.648	(kN)
CBC=	9.269	(kN)	CCB=	9.269	(kN)
CCD=	12.648	(kN)	CDC=	19.701	(kN)
CDA=	7.846	(kN)	CAD=	7.846	(kN)

K1=	1.000	K2=	1.185
K3=	1.000	K4=	1.185

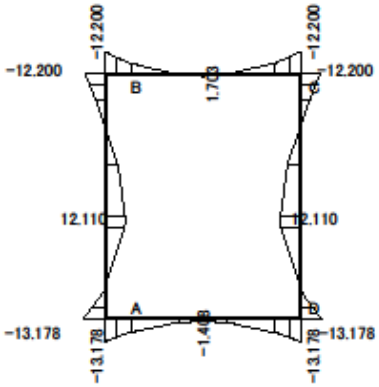
2-3. 部材端モーメント

MAB=	−13.178	(kN・m)	MBA=	12.200	(kN・m)
MBC=	−12.200	(kN・m)	MCD=	12.200	(kN・m)
MCD=	−12.200	(kN・m)	MDC=	13.178	(kN・m)
MDA=	−13.178	(kN・m)	MAD=	13.178	(kN・m)

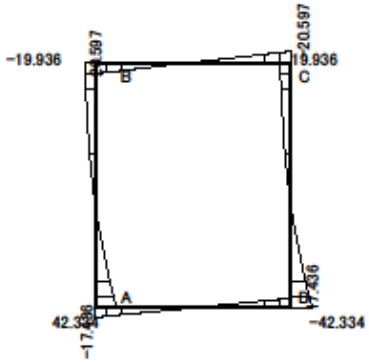
2-4.断面応力

部　材	位　置	曲げモーメント	セン断力	軸力	備考
A-B	L(m)	M(KN･m)	S(kN)	N(kN)	
A	0.000	-13.178	42.334	17.436	
	0.150	-7.288	36.256	17.585	
h/2	0.350	-0.805	28.670	17.782	
	1.200	11.912	3.034	18.622	
M	1.333	12.110	0.000	18.753	
	2.000	7.961	-11.386	19.412	
h/2	2.850	-5.378	-18.855	20.251	
	3.050	-9.231	-19.615	20.449	
B	3.200	-12.200	-19.936	20.597	
B-C	L(m)	M(KN･m)	S(kN)	N(kN)	
B	0.000	-12.200	20.597	19.936	
	0.150	-9.282	18.308	19.936	
h/2	0.350	-5.926	15.257	19.936	
	1.013	0.834	5.149	19.936	
M	1.350	1.703	0.000	19.936	
	1.688	0.834	-5.149	19.936	
h/2	2.350	-5.926	-15.257	19.936	
	2.550	-9.282	-18.308	19.936	
C	2.700	-12.200	-20.597	19.936	
C-D	L(m)	M(KN･m)	S(kN)	N(kN)	
C	0.000	-12.200	19.936	20.597	
	0.150	-9.231	19.615	20.449	
h/2	0.350	-5.378	18.855	20.251	
	1.200	7.961	11.386	19.412	
M	1.867	12.110	0.000	18.753	
	2.000	11.912	-3.034	18.622	
h/2	2.850	-0.805	-28.670	17.782	
	3.050	-7.288	-36.256	17.585	
D	3.200	-13.178	-42.334	17.436	
D-A	L(m)	M(KN･m)	S(kN)	N(kN)	
D	0.000	-13.178	17.436	42.334	
	0.150	-10.708	15.499	42.334	
h/2	0.350	-7.866	12.916	42.334	
	1.013	-2.144	4.359	42.334	
M	1.350	-1.408	0.000	42.334	
	1.688	-2.144	-4.359	42.334	
h/2	2.350	-7.866	-12.916	42.334	
	2.550	-10.708	-15.499	42.334	
A	2.700	-13.178	-17.436	42.334	
	Max	12.110	42.334	42.334	
	Min	-13.178	-42.334	17.436	

曲げモーメント図



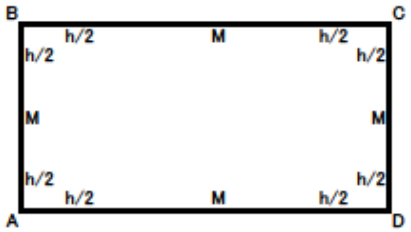
セン断力図



2-5. 鉄筋応力度の算定

コンクリートの許容圧縮応力度	σca	=	8	(N/mm2)	注)
鉄筋の許容引張応力度	σsa	=	160	(N/mm2)	
コンクリートの許容セン断応力度	τa	=	0.23	(N/mm2)	
弾 性 係 数 比	n	=	15		

注)ハンチがない端部のコンクリートの許容圧縮応力度はσca×3/4



A － B 部材

位　置		A	h/2	M	h/2	B
モーメント	M (KN·m)	−13.178	−0.805	12.110	−5.378	−12.200
セン断力	S (KN)	42.334	28.670	0.000	−18.855	−19.936
軸力	N (KN)	17.436	17.782	18.753	20.251	20.597
部材厚	h (cm)	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
部材幅	b (cm)	100	100	100	100	100
鉄筋被り	(cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
有効部材厚	d (cm)	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
配　筋	鉄筋1	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250
	鉄筋2					
鉄筋量	As (cm2)	7.944	7.944	7.944	7.944	7.944
周　長	U (cm)	20	20	20	20	20
鉄筋比	P=As/(b·d)	0.00397	0.00397	0.00397	0.00397	0.00397
偏心距離	e=M/N(cm)	0.75576	0.04527	0.64578	0.26555	0.59232
圧縮側端部から中立軸までの距離	X(cm)	6.44428	31.22441	6.56359	7.99686	6.63961
中立軸比	K	0.32221	1.56122	0.32818	0.39984	0.33198
	J	0.89260	0.47959	0.89061	0.86672	0.88934
圧縮応力度	σc(N/mm2)	2.44	0.11	2.23	0.92	2.23
引張応力度	σs(N/mm2)	76.89	0.00	68.35	20.63	67.42
セン断応力度	τ(N/mm2)		0.14	0.00	0.09	
釣合いモーメント	Mo(KN·m)		0.889	0.938	1.013	
有効高補正係数	Ce		1.400	1.400	1.400	
鉄筋比補正係数	Cpt		1.097	1.097	1.097	
軸圧縮力補正係数	CN		2.000	1.077	1.188	
Ce·Cpt·CN	C		3.072	1.654	1.825	
許容セン断応力度	τa(N/mm2)		0.23	0.23	0.23	
	C·τa(N/mm2)		0.71	0.38	0.42	
許容付着応力度	τoa(N/mm2)		1.60	1.60	1.60	
付着応力度	τo(N/mm2)		0.82	0.00	0.54	
判定		OK	OK	OK	OK	OK

B － C 部材

位　置		B	h/2	M	h/2	C
モーメント	M (KN･m)	−12.200	−5.926	1.703	−5.926	−12.200
セン断力	S (KN)	20.597	15.257	0.000	−15.257	−20.597
軸力	N (KN)	19.936	19.936	19.936	19.936	19.936
部材厚	h (cm)	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
部材幅	b (cm)	100	100	100	100	100
鉄筋被り	(cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
有効部材厚	d (cm)	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
配　筋	鉄筋1 鉄筋2	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250
鉄筋量	As (cm2)	7.944	7.944	7.944	7.944	7.944
周　長	U (cm)	20	20	20	20	20
鉄筋比	P=As/(b･d)	0.00397	0.00397	0.00397	0.00397	0.00397
偏心距離	e=M/N(cm)	−0.61197	−0.29724	0.08542	−0.29724	−0.61197
圧縮側端部から中立軸までの距離	X(cm)	6.60994	7.69575	19.95724	7.69575	6.60994
中立軸比	K	0.33050	0.38479	0.99786	0.38479	0.33050
	J	0.88983	0.87174	0.66738	0.87174	0.88983
圧縮応力度	σc(N/mm2)	2.24	1.03	0.20	1.03	2.24
引張応力度	σs(N/mm2)	67.98	24.61	0.01	24.61	67.98
せん断応力度	τ(N/mm2)		0.08	0.00	0.08	
釣合いモーメント	Mo(KN･m)		0.997	0.997	0.997	
有効高補正係数	Ce		1.400	1.400	1.400	
鉄筋比補正係数	Cpt		1.097	1.097	1.097	
軸圧縮力補正係数	CN		1.168	1.585	1.168	
Ce･Cpt･CN	C		1.794	2.434	1.794	
許容セン断応力度	τa(N/mm2)		0.23	0.23	0.23	
	C･τa(N/mm2)		0.41	0.56	0.41	
許容付着応力度	τoa(N/mm2)		1.60	1.60	1.60	
付着応力度	τo(N/mm2)		0.44	0.00	0.44	
判定		OK	OK	OK	OK	OK

C － D 部材

位　置		C	h/2	M	h/2	D
モーメント	M (KN･m)	−12.200	−5.378	12.110	−0.805	−13.178
セン断力	S (KN)	19.936	18.855	0.000	−28.670	−42.334
軸力	N (KN)	20.597	20.251	18.753	17.782	17.436
部材厚	h (cm)	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
部材幅	b (cm)	100	100	100	100	100
鉄筋被り	(cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
有効部材厚	d (cm)	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
配　筋	鉄筋1 鉄筋2	D16@250	D16@250	D16@250 D@250	D16@250	D16@250
鉄筋量	As (cm2)	7.944	7.944	7.944	7.944	7.944
周　長	U (cm)	20	20	20	20	20
鉄筋比	P=As/(b･d)	0.00397	0.00397	0.00397	0.00397	0.00397
偏心距離	e=M/N(cm)	−0.59232	−0.26555	0.64578	−0.04527	−0.75576
圧縮側端部から中立軸までの距離	X(cm)	6.63961	7.99686	6.56359	31.22441	6.44428
中立軸比	K	0.33198	0.39984	0.32818	1.56122	0.32221
	J	0.88934	0.86672	0.89061	0.47959	0.89260
圧縮応力度	σc(N/mm2)	2.23	0.92	2.23	0.11	2.44
引張応力度	σs(N/mm2)	67.42	20.63	68.35	0.00	76.89
せん断応力度	τ(N/mm2)		0.09	0.00	0.14	
釣合いモーメント	Mo(KN･m)		1.013	0.938	0.889	
有効高補正係数	Ce		1.400	1.400	1.400	
鉄筋比補正係数	Cpt		1.097	1.097	1.097	
軸圧縮力補正係数	CN		1.188	1.077	2.000	
Ce･Cpt･CN	C		1.825	1.654	3.072	
許容セン断応力度	τa(N/mm2)		0.23	0.23	0.23	
	C･τa(N/mm2)		0.42	0.38	0.71	
許容付着応力度			1.60	1.60	1.60	
付着応力度	τo(N/mm2)		0.54	0.00	0.82	
判定		OK	OK	OK	OK	OK

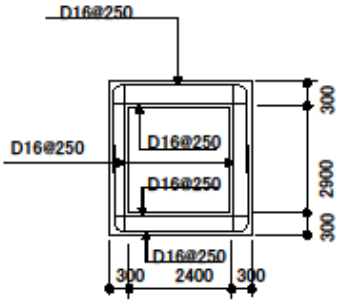
D － A 部材

位　　置		D	h/2	M	h/2	A
モーメント	M (KN･m)	−13.178	−7.866	−1.408	−7.866	−13.178
セン断力	S (KN)	17.436	12.916	0.000	−12.916	−17.436
軸力	N (KN)	42.334	42.334	42.334	42.334	42.334
部材厚	h (cm)	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
部材幅	b (cm)	100	100	100	100	100
鉄筋被り	(cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
有効部材厚	d (cm)	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
配　筋	鉄筋1 鉄筋2	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250	D16@250
鉄筋量 周　長	As (cm2) U (cm)	7.944 20	7.944 20	7.944 20	7.944 20	7.944 20
鉄筋比	P=As/(b･d)	0.00397	0.00397	0.00397	0.00397	0.00397
偏心距離	e=M/N(cm)	−0.31128	−0.18581	−0.03326	−0.18581	−0.31128
圧縮側端部から中立軸までの距離	X(cm)	7.58741	9.46932	34.88256	9.46932	7.58741
中立軸比	K	0.37937	0.47347	1.74413	0.47347	0.37937
	J	0.87354	0.84218	0.41862	0.84218	0.87354
圧縮応力度	σc(N/mm2)	2.30	1.24	0.24	1.24	2.30
引張応力度	σs(N/mm2)	56.33	20.71	0.00	20.71	56.33
せん断応力度	τ(N/mm2)		0.06	0.00	0.06	
釣合いモーメント	Mo(KN･m)		2.117	2.117	2.117	
有効高補正係数	Ce		1.400	1.400	1.400	
鉄筋比補正係数	Cpt		1.097	1.097	1.097	
軸圧縮力補正係数	CN		1.269	2.000	1.269	
Ce･Cpt･CN	C		1.949	3.072	1.949	
許容セン断応力度	τa(N/mm2)		0.23	0.23	0.23	
	C･τa(N/mm2)		0.45	0.71	0.45	
許容付着応力度			1.60	1.60	1.60	
付着応力度	τo(N/mm2)		0.37	0.00	0.37	
判定		OK	OK	OK	OK	OK

BOX 2400×2900 計算結果

寸		法		mm
X	Y	頂版	側壁	底版
2400	2900	300	300	300
鉄筋被り	外側	100.0	100.0	100.0
	内側	100.0	100.0	100.0

004.5.300



		曲げモーメント M(Kn・m)	せん断力 S(kN)	軸力 N(kN)	圧縮応力度 σc(N/mm²)	引張応力度 σs(N/mm²)	せん断応力度 C・τa(N/mm²)
頂版	支点	12.200	15.257	19.936	2.24 ≦8 OK	67.98 OK	0.08 ≦0.41 OK
	径間	1.703	0.000	19.936	0.20 ≦8 OK	0.01 OK	0.00 ≦0.56 OK
	上支点	12.200	18.855	20.597	2.23 ≦8 OK	67.42 OK	0.09 ≦0.42 OK
側壁	径間	12.110	0.000	18.753	2.23 ≦8 OK	68.35 OK	0.00 ≦0.38 OK
	下支点	13.178	28.670	17.436	2.44 ≦8 OK	76.89 OK	0.14 ≦0.71 OK
底版	支点	13.178	12.916	42.334	2.30 ≦8 OK	56.33 OK	0.06 ≦0.45 OK
	径間	1.408	0.000	42.334	0.24 ≦8 OK	0.00 OK	0.00 ≦0.71 OK

ただし、コンクリートの許容圧縮応力度 σca= 8 (N/mm²)
鉄筋の許容引張応力度 σsa= 160 (N/mm²)
コンクリートの許容セン断応力度 τa= 0.23 (N/mm²)
コンクリートの付着応力度 τoa= 1.6 (N/mm²)

		付着応力度 σo(N/mm²)
頂版	支点	0.44 OK
	径間	0.00 OK
	上支点	0.54 OK
側壁	径間	0.00 OK
	下支点	0.82 OK
底版	支点	0.37 OK
	径間	0.00 OK

3.6.3 沈砂池・水槽

(1) 本体

取水口と同様です。

(2) 余水路

沈砂池余水路は鉄筋コンクリートU型水路構造として計算します。

作用する荷重については地点特性に応じて積雪荷重や土砂崩れの荷重を見込みます。

計算方法の一例は以下のとおりです。

汎用ソフトを使用しています。

沈砂池余水路は鉄筋コンクリートU型水路構造と見なす。

検討断面はＹ－Ｙ断面とし水路幅 1.0m、水路高さ 2.50m、壁厚 0.5m、底版厚 0.5mとした。

作用荷重は土圧＋分布荷重（積雪荷重 7KN/m2）とする。

積雪深は沈砂池付近が吹き溜まりになる虞があるため安全側に考慮し 2mとし、積雪の単位体積重量は道路橋示方書に準拠して 3.5KN/m3 とした。

計算の結果、D16ctc250mmを主配筋する。

この配筋径、ピッチを他の部位にも展開する。

計算内容の詳細については、以下のとおり。

1．設計条件

水路寸法

水路幅　1.00 m
水路高　2.50 m
壁厚　0.50 m
底版厚　0.50 m

活荷重

分布荷重　q=　7 kN/m^2

土質定数

単位体積重量　γ =　18 kN/m^3
せん断抵抗角　ϕ =　30 度

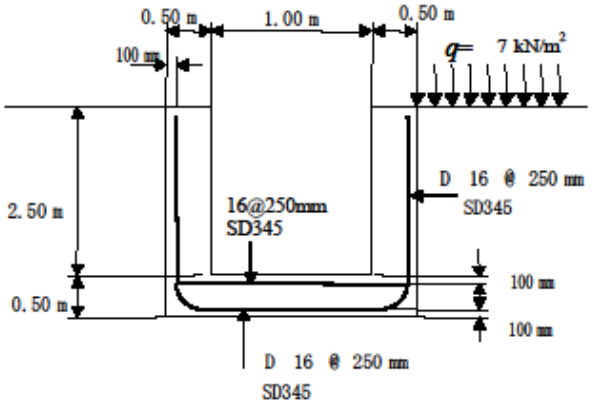
土圧計算 主働土圧

水路構造 鉄筋コンクリート
単位体積重量　γ_c=　24.5 kN/m^3

使用材料

コンクリート設計基準強度　σ ck=　24 N/mm^2
鉄筋　SD345

	鉄筋径 (mm)	ピッチ (mm)	中心かぶり (mm)
側　壁	16	250	100
底版上面	16	250	100
底版下面	16	250	100



1

2．荷重

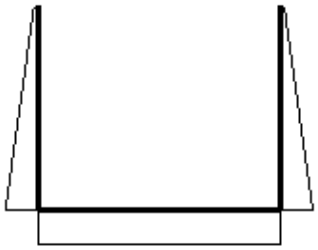
骨組寸法	壁　高	$H_w =$	2.75 m
	底版幅	$B_b =$	1.5 m
部材厚さ	壁	$t_w =$	0.50 m
	底版	$t_b =$	0.50 m

壁重量　$W_w = H_w t_w \gamma_c =$　33.69 kN/m

壁面土圧

土圧の種類		主働土圧 ランキン式	
土圧係数		K=tan2(π/4-φ/2)=	0.333
土圧強度	上端	$p_1 = q \cdot K =$	2.33 kN/m^2
	下端	$p_2 = (q + \gamma \cdot H_w)K =$	18.81 kN/m^2

地盤反力度　$q_b = \dfrac{2W_w}{B_b} =$　44.92 kN/m^2



荷重図

3. 曲げモーメント

側壁 $M = -\frac{1}{6}K \cdot z^2(3q + \gamma \cdot z)$

底版 $M = -\frac{1}{6}K \cdot H_w^{\ 2}(3q + \gamma \cdot H_w) + W_w \cdot x - \frac{1}{2}q_b x^2$

側壁		底面	
z (m)	M (kNm)	x (m)	M (kNm)
0.000	0.00	0.000	-29.59
0.138	-0.02	0.075	-27.19
0.275	-0.11	0.150	-25.04
0.413	-0.27	0.225	-23.15
0.550	-0.52	0.300	-21.51
0.688	-0.88	0.375	-20.12
0.825	-1.35	0.450	-18.98
0.963	-1.97	0.525	-18.09
1.100	-2.74	0.600	-17.46
1.238	-3.68	0.675	-17.08
1.375	-4.80	0.750	-16.96
1.513	-6.12	0.825	-17.08
1.650	-7.66	0.900	-17.46
1.788	-9.43	0.975	-18.09
1.925	-11.45	1.050	-18.98
2.063	-13.72	1.125	-20.12
2.200	-16.28	1.200	-21.51
2.338	-19.13	1.275	-23.15
2.475	-22.29	1.350	-25.04
2.613	-25.77	1.425	-27.19
2.750	-29.59	1.500	-29.59
max=	0.00	max=	-16.96
min=	-29.59	min=	-29.59

曲げモーメント図

4. 応力度の計算

4. 1 側壁下端

曲げモーメント	$M=$	-29.59 kNm
有効幅	$b=$	1000 mm
鉄筋中心かぶり	$I=$	100 mm
有効高	$d=$	400 mm
鉄筋径	$D=$	16 mm
鉄筋間隔	$pich=$	250 mm
鉄筋量	$As=$	794.4 mm^2

$$np = 15\frac{A_s}{bd} = \quad 0.0298$$

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = \quad 0.216$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = \quad 0.928$$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{kjbd^2} = \quad 1.85\ \text{N/mm}^2 \quad < \quad \sigma_{ca} = \quad 8.00\ \text{N/mm}^2$$

SAFE

鉄筋の曲げ引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_S jd} = \quad 100.3\ \text{N/mm}^2 \quad < \quad \sigma_{sa} = \quad 160.00\ \text{N/mm}^2$$

SAFE

4．2 底版下面(端部)

曲げモーメント	$M=$	-29.59 kNm
有効幅	$b=$	1000 mm
鉄筋中心かぶり	$I=$	100 mm
有効高	$d=$	400 mm
鉄筋径	$D=$	16 mm
鉄筋間隔	$pich=$	250 mm
鉄筋量	$As=$	794.4 mm^2

$$np = 15\frac{A_s}{bd} = \quad 0.0298$$

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = \quad 0.216$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = \quad 0.928$$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{kjbd^2} = \quad 1.85\ \mathrm{N/mm^2} \quad < \quad \sigma_{ca} = \quad 8.00\ \mathrm{N/mm^2}$$

SAFE

鉄筋の曲げ引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_S jd} = \quad 100.3\ \mathrm{N/mm^2} \quad < \quad \sigma_{sa} = \quad 160.0\ \mathrm{N/mm^2}$$

SAFE

4．3 底版上面(中央)

曲げモーメント	$M=$	-16.96 kNm
有効幅	$b=$	1000 mm
鉄筋中心かぶり	$I=$	100 mm
有効高	$d=$	400 mm
鉄筋径	$D=$	16 mm
鉄筋間隔	$pich=$	250 mm
鉄筋量	$As=$	794.4 mm^2

$$np = 15\frac{A_s}{bd} = \quad 0.0298$$

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = \quad 0.216$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = \quad 0.928$$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{kjbd^2} = \quad 1.06\ \mathrm{N/mm^2} \quad < \quad \sigma_{ca} = \quad 8.00\ \mathrm{N/mm^2}$$

SAFE

鉄筋の曲げ引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_S jd} = \quad 57.5\ \mathrm{N/mm^2} \quad < \quad \sigma_{sa} = \quad 160.0\ \mathrm{N/mm^2}$$

SAFE

3.6.4 導水路

取水口と同様です。

3.6.5 水槽

取水口と同様です。

3.6.6 水圧管路

水門鉄管技術基準に準じて応力計算を行います。

ただし、ＦＲＰＭ管の複合断面力の計算は弊社では困難であり事業者よりメーカーへ協力を依頼しています。

ＦＲＰＭ管以外の材質は高密度ポリエチレン管とＪＩＳ鋼管（SGP：配管用炭素鋼鋼管、STPY400：配管用アーク溶接炭素鋼鋼管、STPG410；圧力配管用炭素鋼鋼管）およびダクタイル鋳鉄管となります。

高密度ポリエチレン管の設計は、「水力発電設備の樹脂管（一般市販管）技術規程 JEAC 2601-2016：日本電気協会水力専門部会」に準拠します。

ＪＩＳ鋼管およびダクタイル鋳鉄管については、「水門鉄管技術基準 水圧鉄管・・編：水門鉄管協会」に準拠します。

(1) 高密度ポリエチレン管部

高密度ポリエチレン管の材質は、許容耐圧の低い順からSDR26、SDR21、SDR17、SDR13.5、SDR11、SDR9の６種類あります。

それぞれの許容耐圧へ切り替わる位置で計算します。

道路埋設の場合、土圧およびトラック荷重を考慮します。

また、土被りは凍結深度以上にします。

計算方法の一例は以下のとおりです。

ＳＤＲ２６の場合

水圧管埋設部応力計算書

１．検討条件

(1)検討位置			SP15
(2)最大作用水圧 P	0.58	Mpa	
(3)土被り H	2000	mm	989
(4)トラック総重量	20,000	kg	10tダンプ相当

２．設計に使用する諸数値

・水圧管（高密度ポリエチレン管PE100）仕様

SDR	26	最大許容圧力	0.60 Mpa
Do	：内径		414.0 mm
Do'	：外径		450.0 mm
D	：余裕厚を管胴の内面から除いたときの内径＝Do+2ε		414.0 mm
γm	：肉厚の中心の半径＝D/2+t/2		216.0 mm
to	：肉厚		18.0 mm
t	：余裕厚を除いた肉厚＝to-ε		18.0 mm
ε	：腐食および摩耗に対する余裕厚（径0.5mm以上の流入土砂は沈砂池にて堆砂させるため摩耗は少ない見込みであり考慮しない）		0.0 mm

３．許容応力および許容たわみ率

・σa：内圧による周方向許容応力（規程表16-1押出ポリ管）　8.0　N/mm2

・σa：自重等による曲げ応力・外圧による変形許容応力（規程表16-1押出ポリ管　8.0　N/mm2

表16-1　樹脂管の許容応力（MPa）

材　料	適　用　規　格	内圧による円周方向応力	自重等による曲げ応力外圧による変形応力
塩ビ管	硬質ポリ塩化ビニル管 JIS K 6741（2007）	10.0	17.7
	水道用硬質ポリ塩化ビニル管 JIS K 6742（2007），AS 20（2008）		
	水道用ゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管 （HIVP，VP） JWWA K 129（2011），AS 33（2011）		
	農業用水用厚肉硬質ポリ塩化ビニル管 AS 60（2011）		
押出ポリ管	一般用ポリエチレン管 JIS K 6761（2014）PE100 グレード	8.0	8.0
	水道用ポリエチレン二層管 JIS K 6762（2014）PE100 グレード		
	農業用高密度ポリエチレン管 （ISO 4427-1（2007）　PE100 グレード）※1		
リブ管	耐圧ポリエチレンリブ管 JIS K 6780（2008）PE80 グレード	6.3	10.8
	高耐圧ポリエチレン管（ハウエル管） （ISO 4427-1（2007）　PE100 グレード）※1	8.0	8.0

※1　寸法に関する制限については除く。

・外圧および曲げに対する許容たわみ率（規程表28-6 一定仕様）　3　%以下

表28-6　設計たわみ率（%）

締固めの程度	締固めなし	一定の仕様を定めて管理する締固め	厳密な施工管理のもとで行う締固め
		プロクター密度で ＜85% 相対密度で　＜40%	プロクター密度で ≧85% 相対密度で　≧40%
許容たわみ率	5	5	5
たわみ率のバラツキ	±2	±2	±1
設計たわみ率 V	3	3	4

・外圧によるたわみ率の計算に用いる変形遅れ係数（規程P-38 下記条件）　1.0

8．外圧によるたわみ率（変形率）の計算

外圧によるたわみ率（変形率）α の計算に用いる変形遅れ係数 F は，管のたわみ率が埋設後埋戻し施工の状況によって経時的に変化することを考慮した係数で，以下の値を採用してもよい[3]。

・十分締固まった砂，若しくは砂質土の地盤に埋設する場合　1.0

・管の側面が管の半径以上の幅にわたり砂若しくは砂質土で置換されて十分締固めてある場合　1.0

・その他の場合　1.5

・ｅ’：土の受動抵抗係数（規程表28-3 細粒土 一定仕様）　2.75 N/mm2

表28-3　土の受働抵抗係数e'の標準値（N/mm²）

土の種類（統一分類法による）	締固めなし	一定の仕様を定めて管理する締固め	厳密な施工管理のもとで行う締固め
		プロクター密度で＜85％ 相対密度で　＜40％	プロクター密度で≧85％ 相対密度で　≧40％
細粒土（LL≦50％） 中程度の塑性から塑性のない土まで CL，ML，ML-CL（粗粒部分 25％以下）	0.34	1.37	2.75
細粒土（LL≦50％） 中程度の塑性から塑性のない土まで CL，ML，ML-CL（粗粒部分 25％以上） 細粒土を含む粗粒土 GM，GC，SM，SC （12％以上の細粒土を含む）	0.69	2.75	6.86
細粒土をほとんど含まないか，全く含まない粗粒土 GW，GP，SW，SP （12％以下の細粒土を含む）	1.37	6.86	13.7

＊ プロクター密度＝$\dfrac{\text{現場で締固めた後の乾燥密度}}{\text{基礎となる室内締固め試験(JIS A 1210)(2009)での最大乾燥密度}}\times 100(\%)$

・ρb：埋戻し土の密度（規程表28-4 砂 ゆるいもの）　0.0000017 kg/mm3

表28-4　土の密度ρ_bおよび内部摩擦角ϕ

種類	状態	密度 ρ_b (tf/m³)	内部摩擦角 ϕ (°)
砕岩		(1) 1.6～1.9	35～45
砂利		(2) 1.6～2.0	30～40
炭がら		(3) 0.9～1.2	30～40
砂 (4)	締固めたもの	1.7～2.0	35～40
	ややゆるいもの	1.6～1.9	30～35
	ゆるいもの	1.5～1.8	25～30
普通土 (5)	固いもの	1.7～1.9	25～35
	やや軟らかいもの	1.6～1.8	20～30
	軟らかいもの	(6) 1.5～1.7	15～25
粘土 (7)	固いもの	1.6～1.9	20～30
	やや軟らかいもの	1.5～1.8	10～20
	軟らかいもの	1.4～1.7	0～10
シルト (8)	固いもの	1.6～1.8	10～20
	軟らかいもの	(9) 1.4～1.7	0

(1)の 1.6 は石灰岩，又は砂岩系のもので密度が小さいもの。
(2)の 2.0 は切込み砂岩で密実なもの。
(3)の 1.2 は活荷重その他によってよく締め固められたもの。
(4)の砂はゆるい細砂，シルト質細砂など不安定なもの以外の一般の砂。
(5)の普通土は砂質ローム，ロームおよび砂質粘土ロームを含む。
(6)の 1.5 は関東ロームその他の火山灰土で密度が小さいもの。
(7)の粘土には粘土ローム，シルト質粘土，粘土などを含む。
(8)のシルトにはシルトローム，シルトなどを含む。
(9)の 1.4 はシルトのへどろ状のもの。
砂，普通土，粘土などの盛土又は埋戻し土は原則として「軟らかいもの」（砂では「ゆるいもの」）の状態にあるものとみなす。

・g：単位質量当りの重力　9.80 N/kg

３．計算結果

計算項目	発生応力	許容応力	判定
(1)管内満水時	(N/mm2)	(N/mm2)	
1)円周方向の応力			
(a)内圧による引張応力	6.67	8.0	OK
(b)土圧、載荷重および雪荷重による曲げ応力	2.45	8.0	OK
2)管軸方向の応力			
(a)管の温度変化による応力	4.32	8.0	OK
(b)ポアソン効果による応力	2.47	8.0	OK
(2)管内充水時			
1)土圧、載荷重、管内水の質量および雪荷重による円周方向曲げ応力	4.01	8.0	OK
(3)管内空虚時			
1)土圧、載荷重、雪荷重による円周方向曲げ応力	3.77	8.0	OK
2)外圧によるたわみ率（変形率）	2.0%	3.0%	OK

最大作用水圧　　0.58　Ｍｐａ時に安全である。

４．応力およびたわみの算定

(1)管内満水時

1)円周方向の応力

(a)内圧による引張応力

$$\sigma = \frac{PD}{2t}$$

ここに　　σ：　応力　(N/mm2)

$$\sigma = \frac{0.58 \times 414.0}{36}$$

$$= 6.67 \text{ N/mm2} \leqq \sigma a = 8.0 \text{ N/mm2 OK}$$

(b)土圧、載荷重および雪荷重による曲げ応力

土圧分布モデルは規程図28-1のように考え、内圧による復元力を考慮した場合の最大曲げモーメントは管底に生ずる。

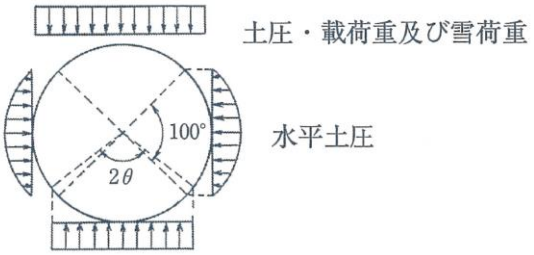


図28-1　土圧分布モデル

円周方向の曲げ応力の計算式は以下のとおり。

$$\sigma b1 = \frac{6M1}{t^2}$$

ここに　　σb1：円周方向の曲げ応力　　(N/mm2)

M1：管底に生じる曲げモーメント　　(N・mm/mm)

$$M1 = K1 \cdot W \cdot \gamma m^2 - 0.083 \cdot e' \cdot \Delta X1 \cdot \gamma m - K1 \cdot P \cdot \Delta X1 \cdot \gamma m$$

ここに

W：鉛直荷重強度=土圧Wv+トラック荷重による土圧Wt+雪荷重WsN　　(N/mm2)

$$Wv = \rho b \cdot g \cdot H$$

$$= 0.033 \text{ Mpa}$$

$$Wt = \frac{2 \cdot N \cdot Pt \cdot (1+Ki)}{\{N \cdot L + (N-1) \cdot C + B + 2 \cdot H \cdot \tan\phi\}(A + 2 \cdot H \cdot \tan\phi)}$$

ここに　　N：トラック台数　　1　台

Pt：後輪1個の荷重

=1/2×4/5×w×g　　78,400　N

w：トラック1台の総重量　　20,000　kg

L：後輪中心間隔　　1,750　mm（道路橋示方書）

A：車輪接地長　　200　mm（道路橋示方書）

B：後輪輪帯幅　　500　mm（道路橋示方書）

C：相隣るトラック間の後輪中心間隔　　0　mm

φ：分散角　　45　°

Ki：衝撃係数　　0.50　規程表28-5

表28-5　衝撃係数[3)]

土被りの高さ（m）	衝撃係数（K_i）
$H<1.5$	0.5
$1.5\leqq H<6.5$	$0.65-0.1H$（m）
$H\geqq 6.5$	0

=　0.009 N/mm2

降雪とトラック荷重は同時発生しないため雪荷重WsNは考慮しない。

よって

W=　0.042 N/mm2

K1：管低の支持角によって決まる係数　　0.314　規程表28-1　2θ=90°

2θは砂基礎では90°程度

表28-1　K, K_1の値

管底の支持角（2θ）	0°	60°	90°	120°	180°
K	0.110	0.103	0.096	0.089	0.083
K_1	0.587	0.377	0.314	0.275	0.250

⊿X1：水平たわみ量(mm)

$$\Delta X1=\frac{2\cdot K\cdot W\cdot \gamma m\hat{}4}{Es\cdot I+0.061e'\cdot \gamma m\hat{}3+2\cdot K\cdot P\cdot \gamma m\hat{}3}$$

ここに　Es：材料の弾性係数　　830　N/mm2 規程表12-1

I:管壁の単位長さ当りの断面２次モーメント

=t^3/12=　　486 mm4/mm

K：管低の支持角によって決まる係数　0.096　規程表28-1　2θ=90°

⊿X1= 5.494 mm

よって

M1=　132.4 N・mm/mm

σb1= 2.45　N/mm2　≦　σa=　8.0　N/mm2　OK

2)管軸方向の応力

(a)管の温度変化による応力

σ=　α・E・⊿T

ここに　σ：温度応力　(N/mm2)

α：管材の線膨張係数　0.00013 (℃^-1)　規程表12-1

E：管材の弾性係数　830 (N/mm2)　規程表12-1

表12-1　該当規格の物性値（2010年現在；代表値）

		単位	塩ビ管	押出ポリ管	リブ管
試験温度		℃	20	20	20
物理定数	弾性係数	MPa	2,942	830	980
	ポアソン比	−	0.38	0.37	0.35
	比重	−	1.43	0.95	0.94～0.97
	線膨張係数	1/℃	$6 \sim 7 \times 10^{-5}$	$11 \sim 13 \times 10^{-5}$	$11 \sim 13 \times 10^{-5}$
機械的強度	短期引張強度	MPa	45以上	20以上	20以上（PE100）
	短期曲げ強度	MPa	88.3以上	24以上	24以上（PE100）
	長期引張強度	MPa	25以上	10以上	10以上（PE100）
備　考			塩化ビニル管・継手協会	農水ポリエチレン管協会	高耐圧ポリエチレン管協会

⊿T：温度変化　40 (℃)

据付時の気温40℃～通水後の水温0℃の差

=　4.32　N/mm2　≦　σa=　8.0　N/mm2　OK

(b)ポアソン効果による応力

σ=　ν・σr

ここに　σ：ポアソン効果による応力　(N/mm2)

ν：ポアソン比　0.37　規程表12-1

σr：円周方向応力　6.67　(N/mm2)　(1)-1)-(a)

=　2.47　N/mm2　≦　σa=　8.0　N/mm2　OK

(2)管内充水時

1)土圧、載荷重、管内水の質量および雪荷重による円周方向曲げ応力

$$\sigma b2=\frac{6M2}{t^2}$$

ここに　σb2：土圧、載荷重、雪荷重および水の質量による円周方向の曲げ応力 (N/mm2)

M2：土圧、載荷重、雪荷重および水の質量による曲げモーメント (N・mm/mm)

M2=　K1・W・γm^2+K2ρwgγm^3-0.083・e'・⊿X2・γm

ここに

ρw：水の密度　0.000001 (kg/mm3)

⊿X2：土圧、載荷重、管内水の質量および雪荷重による水平たわみ量(mm)

K2：管低の支持角によって決まる係数　0.321　規程表28-2 2θ=90°

表28-2　K_2, K_0の値

管底の支持角（2θ）	0°	30°	60°	90°	120°	180°
K_2	0.750	0.563	0.420	0.321	0.260	0.220
K_0	0.107	0.104	0.096	0.085	0.075	0.065

$$⊿X2=\frac{2・K・W・γm + 2・Ko・ρw・g・γm^2}{Es・I/γm^3+0.061e'}$$

ここに　Ko：管底の支持角によって決まる係数 0.085　規程表28-2 2θ=90°

⊿X2= 8.813 mm

よって　11.01

M2=　216.6 N・mm/mm

σb1= 4.01　N/mm2　≦　σa=　8.0　N/mm2　OK

(3)管内空虚時

1)土圧、載荷重、雪荷重による円周方向曲げ応力

$$\sigma b3=\frac{6M3}{t^2}$$

ここに　σb3：土圧、載荷重、雪荷重による円周方向の曲げ応力 (N/mm2)

M3：土圧、載荷重、雪荷重にる曲げモーメント　(N・mm/mm)

M3=　K1・W・γm^2-0.083・e'・⊿X3・γm

ここに

⊿X3：土圧、載荷重および雪荷重による水平たわみ量(mm)

$$\Delta X3=\frac{2\cdot K\cdot W\cdot \gamma m}{Es\cdot I/\gamma m^3+0.061e'}$$

⊿X3= 8.439 mm

よって

M3=　203.3 N・mm/mm

σb1= 3.77　N/mm2　≦　σa=　8.0　N/mm2 OK

2)外圧によるたわみ率（変形率）

$$\alpha=F\cdot\frac{\Delta X3}{2\cdot\gamma m}$$

ここに　α：管内空虚時のたわみ率

F：変形遅れ係数　1.0　規程P-38

=　2.0%　≦　3.0%　OK　規程表28-6 一定仕様

3)座屈強度

Do/t=　23.0

座屈強度については、DO/t が33未満であり第24条解説より検討外とする。　規程P-28

3．管内空虚時

(1)　座屈強度

樹脂管は温度上昇時に弾性係数が低下することから，D_o/t が 33 を超える管を使用する場合は，60℃以上の高温時に座屈するおそれがあるため検討を要する。

(2)　ＪＩＳ鋼管部

ＪＩＳ鋼管は固定台部や水圧管ドレーン管部に使用します。

通常は土圧およびトラック荷重は考慮しません。

計算方法の一例は以下のとおりです。

水圧管スラストブロック部応力計算書

１．検討条件

(1)検討位置			発電所下部管
(2)最大作用水圧 P	0.787	Mpa	最大水圧
(3)土被り H	0	mm	
(4)トラック総重量	0	kg	スラストブロックで防護されており考慮しない

２．設計に使用する諸数値

・水圧管仕様

STPY　400　450A

Do	：内径	441.4	mm
Do'	：外径	457.2	mm
D	：余裕厚の1/2を管胴の内面から除いたときの内径＝Do+ε	442.9	mm
D'	：余裕厚の1/2を管胴の外面から除いたときの内径＝Do'－ε	455.7	mm
Dm	：板厚の中心の直径＝2rm	449.3	mm
rm	：板厚の中心の半径＝	224.7	mm
to	：管厚	7.9	mm
t	：余裕厚を除いた肉厚＝to-ε	6.4	mm
ε	：腐食および摩耗に対する余裕厚（水鉄基準第14条）	1.5	mm

３．許容応力および許容たわみ率

・溶接継手効率（工場製作）　0.95

・σa：許容引張応力（水鉄基準第64条表-1・64-1）　119　N/mm2

表-1·64-1　JIS 鋼管の許容応力

材料 種類	材料 種別	引張応力 N/mm²	圧縮応力 N/mm²	せん断応力 N/mm²	支圧応力 N/mm²
水配管用亜鉛めっき鋼管	SGPW	原管 SGP に同じ			
水輸送用塗覆装鋼管	STW290	70	70	40	115
	STW370	115	115	65	195
	STW400	125	125	70	210
配管用炭素鋼管	SGP	70	70	40	115
圧力配管用炭素鋼鋼管	STPG370	115	115	65	195
	STPG410	135	135	75	225
高圧配管用炭素鋼鋼管	STS370	115	115	65	195
	STS410	135	135	75	225
	STS480	150	150	85	255
配管用アーク溶接炭素鋼鋼管	STPY400	125	125	70	210
ポリエチレン被覆鋼管	P1H·P2S·P1F	原管 SGP，STPG，STPY に同じ			
配管用ステンレス鋼管	SUS304 TP	110	110	60	185
配管用溶接大径ステンレス鋼管	SUS304 TPY	110	110	60	185

・g：単位質量当りの重力　　9.80 N/kg

３．計算結果

計算項目	発生応力	許容応力	判定
(1)管内満水時	(N/mm2)	(N/mm2)	
1)円周方向の応力			
(a)内圧による引張応力	27	119	OK
2)管軸方向の応力			
(a)管の温度変化による応力	99	119	OK
(b)ポアソン効果による応力	8	119	OK
(2)管内空虚時			
1)座屈強度	0.009	1	OK

最大作用水圧　　0.79　Ｍｐａ時に安全である。

４．応力およびたわみの算定

(1)管内満水時

1)円周方向の応力

(a)内圧による引張応力

$$\sigma = \frac{PD}{2t}$$

ここに　　σ：　応力　(N/mm2)

$$\sigma = \frac{0.79 \times 442.9}{12.8}$$

= 27 N/mm2 ≦ σa= 119 N/mm2 OK

2)管軸方向の応力

(a)管の温度変化による応力

σ= α・E・⊿T

ここに　　σ：温度応力　(N/mm2)

α：管材の線膨張係数　0.000012 (℃^-1)　水鉄基準第29条

E：管材の弾性係数　206,000 (N/mm2)　水鉄基準第29条

⊿T：温度変化　40 (℃)

据付時の気温40℃～通水後の水温0℃の差

= 99 N/mm2 ≦ σa= 119 N/mm2 OK

(b)ポアソン効果による応力

σ= ν・σr

ここに　　σ：ポアソン効果による応力　(N/mm2)

ν：ポアソン比　0.3　水鉄基準第29条

σr：円周方向応力　27 (N/mm2)　(1)-1)-(a)

= 8 N/mm2 ≦ σa= 119 N/mm2 OK

(2)管内空虚時

1)座屈強度

$$\frac{pk}{po} \geqq 1.5$$

ここに　　pk：限界座屈圧力(N/mm2)

po：作用外圧　　(N/mm2)

$$pk = \frac{2 \cdot Es}{1-\nu^2} \left[\frac{t}{Do'} \right]^3$$

ここに　　pk：限界座屈圧力　　(N/mm2)

$$pk = \frac{2 \times 206000}{0.91} \times \left[\frac{6.4}{457.2} \right]^3$$

$$= 1 \ N/mm2$$

pk：作用外圧はスラストブロックコンクリート自重とする。

pk= ρ・g・H

ρ：コンクリートの密度	0.0000023	kg/mm3
g：単位質量当りの重力	9.80	N/kg
H：コンクリート打設高さ	400	mm

= 0.009 N/mm2

$$\frac{pk}{po} = \frac{1}{0.009} = 138 \geqq 1.5 \quad OK$$

3.6.7 発電所基礎

(1) 本体

建築基準法が適用されない地域においては、事業者の要望により鉄筋コンクリートボックスカルバート構造として設計する場合があります。

計算方法は前述のとおりです。

(2) 水車基礎

水車の基礎は放水庭と一体化したマスコンクリートです。

水車基礎は基礎金物により基礎コンクリートに固定され基礎金物に作用する力に耐える設計がなされていると考えると、マスコンクリートと一体化していれば、特段問題ないものと考えます。

しかし、基礎周辺は発電所本体と同等以上に配筋して補強します。

(3) 発電機・配電盤開閉装置基礎

直接基礎がほとんどですが、平板として固定条件（４辺固定など）により計算します。

稀に洪水対策として基礎地盤から高いフロアにする場合、鉄筋コンクリートボックスカルバート構造として構造計算する場合もあります。

3.6.8 放水路

放水路は鉄筋コンクリートボックスカルバート構造またはU型水路構造として計算します。

3.6.9 配筋図の作成

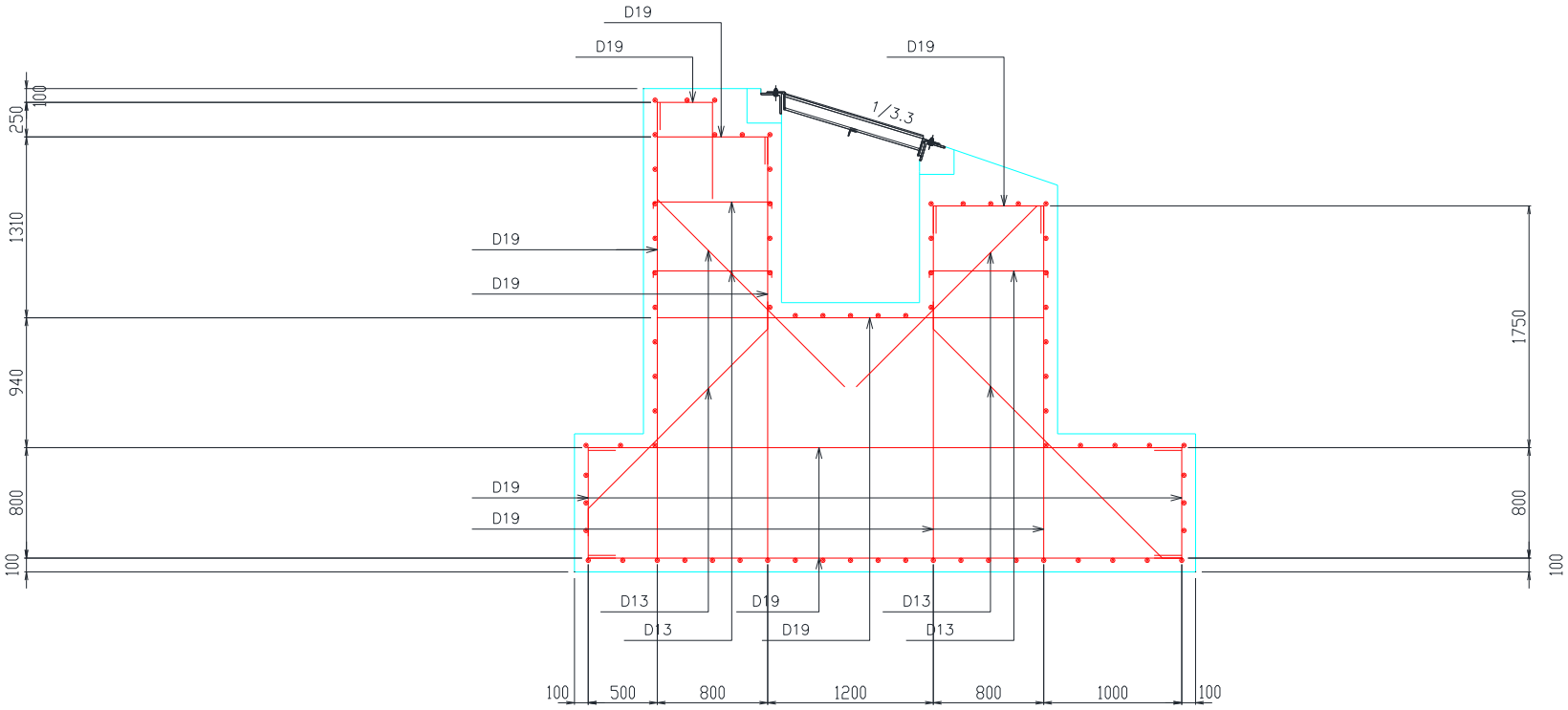
構造計算結果に基づき作成します。

各構造物の断面ごとに数十枚作成します。

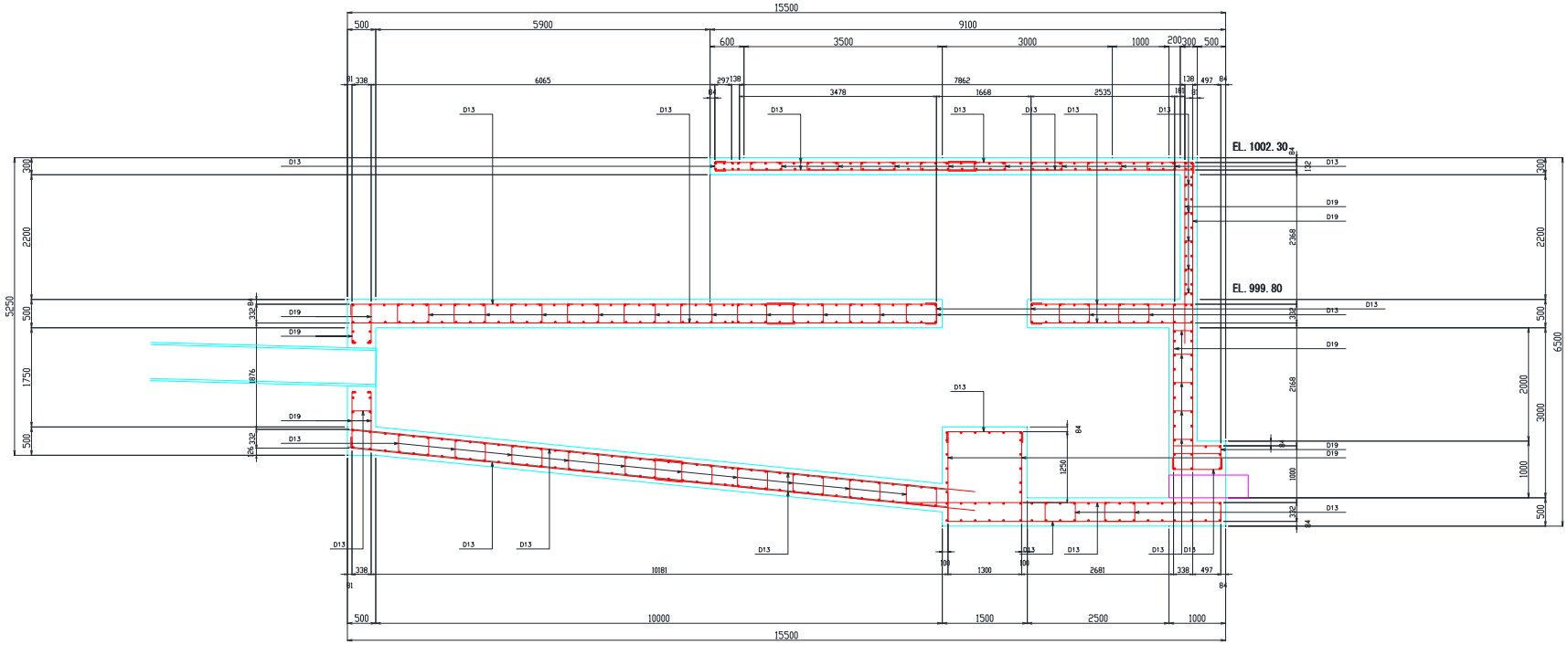
配筋図の一例は以下のとおりです。

なお、弊社では鉄筋加工図は作成していません。

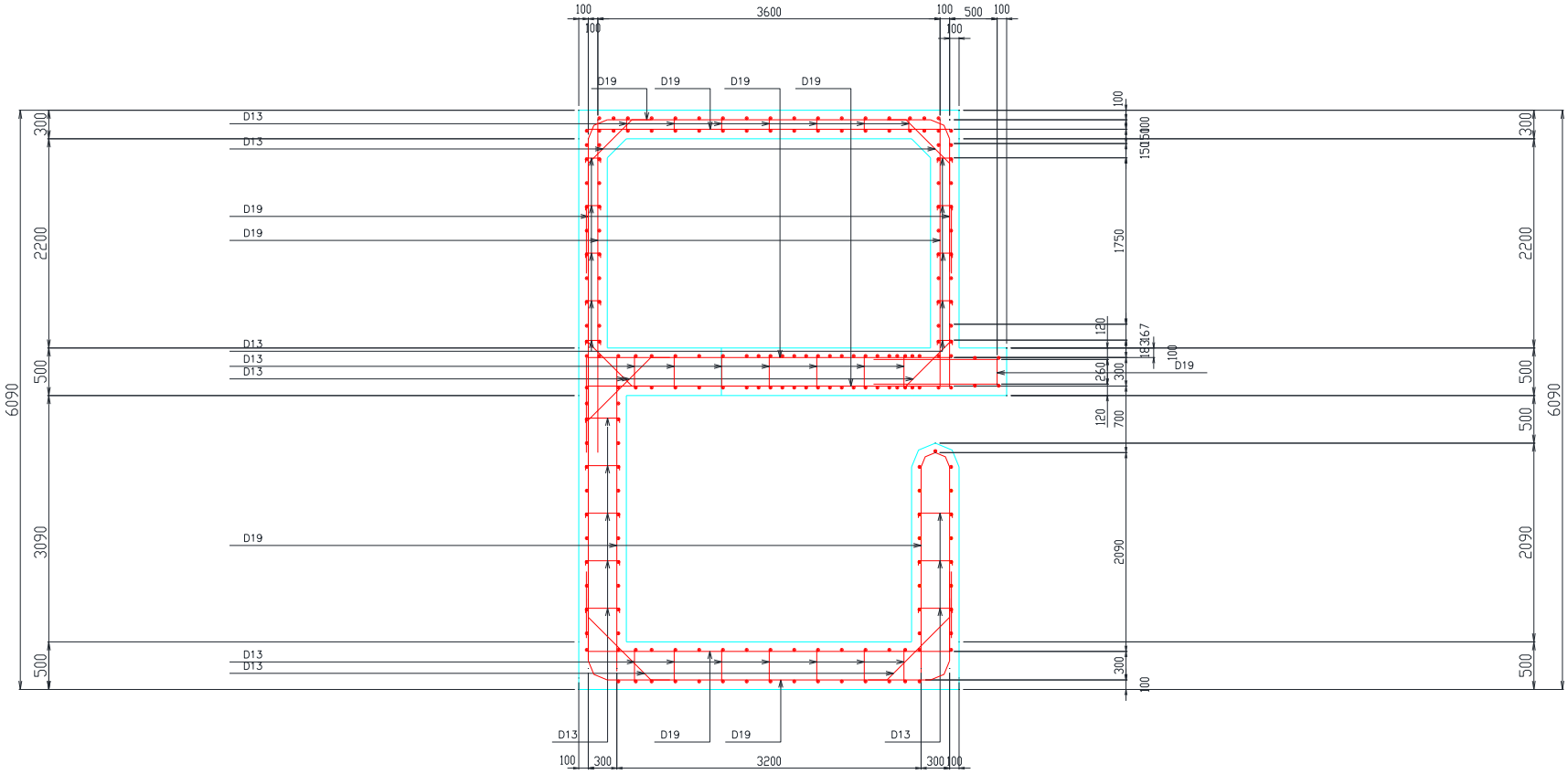
取水工配筋図の一例


D19
D19
D19
1/3.3
D19
D19
D19
D19
D13
D19
D13
D13
D19
D13
100
250
1310
940
800
100
1750
800
100
100
500
800
1200
800
1000
100

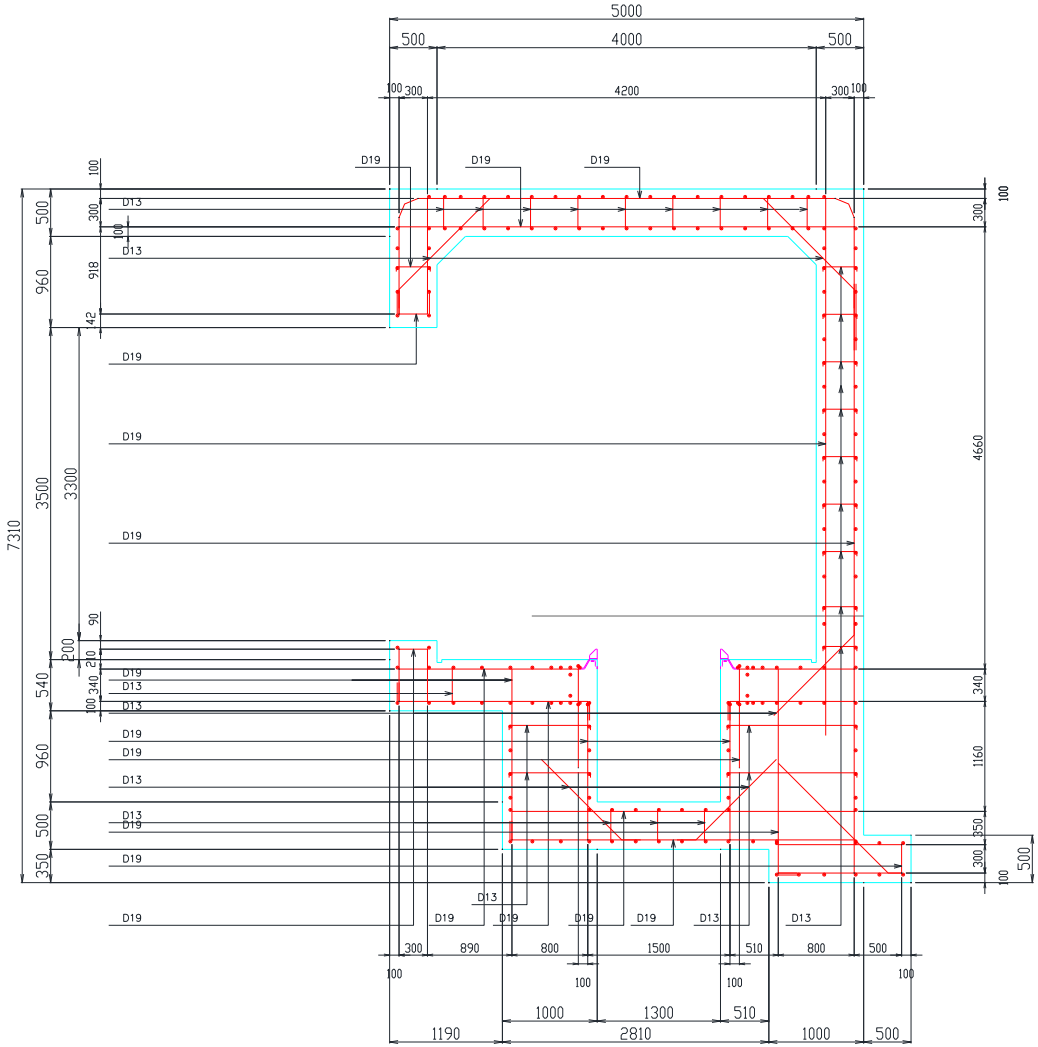
沈砂池配筋図の一例


15500
500
5900
9100
600
3500
3000
1000
200
300
500
6065
7862
3478
1668
2535
D13
D19
EL. 1002. 30
EL. 999. 80
5250
2200
1750
6500
2000
3000
1250
10181
1300
2681
10000
1500
2500
1000

沈砂池配筋図の一例


3600
500
100
D19
D13
6090
300
2200
500
3090
1750
2090
700
120
250
150
3200

発電所基礎配筋図の一例



第4章　修正履歴

令和 3 年 7 月 19 日　ver-1 作成
令和 3 年 9 月 25 日　ver-2 作成　査読 弊社ｱﾄﾞﾊﾞｲｻﾞｰ美野誠一氏（関西電力 OB）
令和 4 年 10 月 14 日　ver-3 作成