

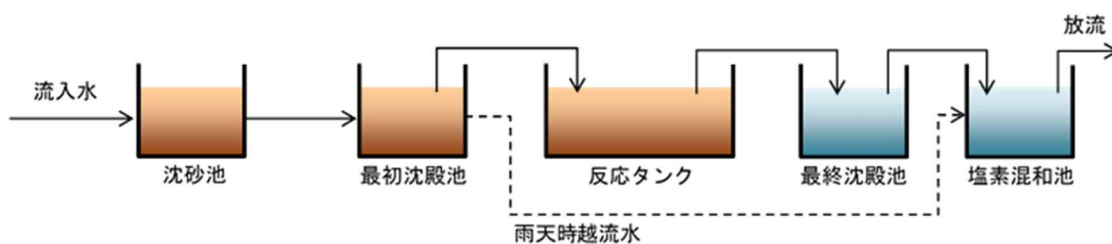
2-10 施設計画

2-10-1 水処理・汚泥処理フロー

(1) 水処理フロー

浄水管理センターの再整備における水処理方式は、標準活性汚泥法または膜分離活性汚泥法が考えられる。それぞれの処理方式における水処理フローは以下のように想定する。

1) 標準活性汚泥法



2) 膜分離活性汚泥法

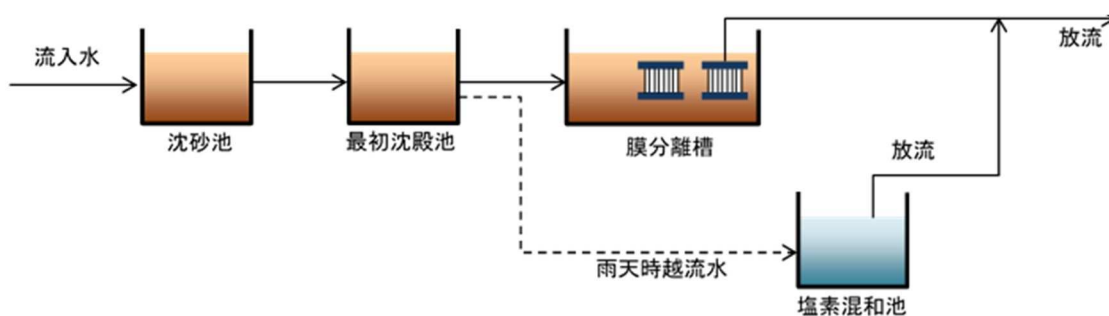


図 2-10-1 水処理フロー

膜分離活性汚泥法は、最初沈殿池の省略が可能とされているが、雨天時には合流式下水道の地区から雨水（遮集雨水）が流入し、晴天時汚水量（30,000m³/日）と雨天時汚水量（101,000m³/日）の差が大きくなることから、膜分離槽への流入変動や負荷を軽減させるため、既設の処理フローと同様に最初沈殿池を設置する方針とする。また、既設と同様に、最初沈殿池以降は晴天時の処理ルートと雨天時における越流水の処理ルートをそれぞれ分けて設置する方針とする。

同様に、膜分離活性汚泥法では通常消毒施設である塩素混和池の省略も可能であるが、雨天時越流水の処理ルートについては膜分離槽を通過させないため、消毒のための塩素混和池を設置する計画とする。

(2) 汚泥処理フロー

浄水管理センターの再整備を行うにあたり、新管理機械棟にはポンプ室を設けることで完全耐水化を図ることとした。ポンプ室を設けることに伴い、汚泥処理系統が占用する地下のスペースは小さくなるため、本検討における汚泥処理方式は汚泥処理設備の省スペース化を目的として以下の方式とした。

汚泥処理方式：初沈汚泥＋余剰汚泥未濃縮混合 → 脱水 → 場外搬出

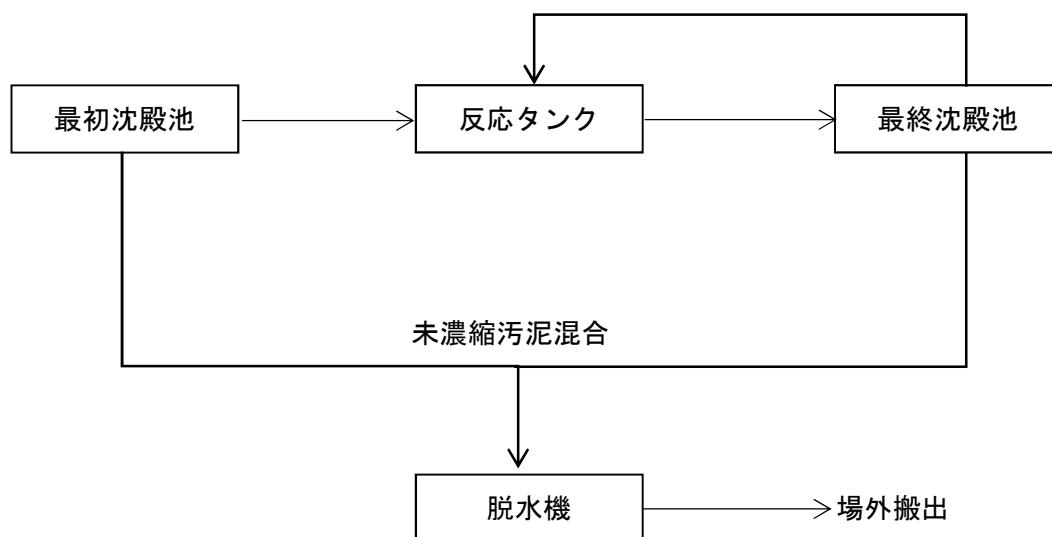


図 2-10-2 汚泥処理フロー

なお、汚泥処理フローおよび汚泥処理方法等については、今後の全体基本計画等において具体的な施設計画の立案等を行うものとする。

2-10-2 施設容量計算

(1) 流入水量、水質

流入水量、水質の条件は下表のとおりとする。

表 2-10-1 流入水量、水質の条件

	設定値	出典
流入水量（日最大）	30,000m ³ /日	逗子市公共下水道 事業計画 (令和2年度変更、 令和9年度値)
流入水質（BOD）	180mg/L	
流入水質（SS）	180mg/L	
放流水質（BOD）	15mg/L	
放流水質（SS）	10mg/L	

(2) 処理方式

処理方式は汚泥処理設備の省スペース化を目的として以下の方式とする。

汚泥処理方式：初沈汚泥＋余剰汚泥未濃縮混合 → 脱水 → 場外搬出

(3) 施設容量計算

1) 初沈汚泥＋余剰汚泥未濃縮汚泥混合槽

脱水機の運転は週 7 日、24 時間/日とするが、汚泥性状の変動を考慮して発生汚泥の 6 時間分程度*の未濃縮汚泥を貯留する容量とする。また、貯留槽の点検、修繕等を考慮し 2 槽とする。

※貯留時間は汚泥性状変動の確認後に再検討を行う。

初沈未濃縮汚泥発生量

- ・汚泥量：198.2m³/日
- ・発生固形物量：1.982t-ds/h
- ・汚泥濃度：1.0%

※固形物収支計算より

余剰未濃縮汚泥発生量

- ・汚泥量：571m³/日
- ・発生固形物量：3.425t-ds/h
- ・汚泥濃度：0.6%

※固形物収支計算より

未濃縮汚泥貯留槽容量

$$\begin{aligned} &= (\text{初沈未濃縮汚泥発生量 } 198.2\text{m}^3/\text{日} + \text{余剰未濃縮汚泥発生量 } 571\text{m}^3/\text{日}) \\ &\quad / 24\text{h}/\text{日} \times 6\text{h} \\ &= 192.3 \rightarrow 200 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

※出典：固形物収支計算

水深を 4m とすると必要面積は約 50m² である。

以上より、汚泥貯留槽は 5.5m×5.5m×4mH（有効水深）×2 槽とする。

2) 汚泥脱水機

機器の点検、修繕等を考慮し 3 台（内 1 台予備機）とする。採用機種は、未濃縮汚泥の直接脱水に対応し、日本下水道事業団と共同研究を行い新技術一類に認定されているスクリープレス脱水機Ⅳ型を想定する。

脱水設備必要処理能力

$$\begin{aligned} &= \text{未濃縮汚泥固形物量 } 5.407\text{t-ds/日}^{\ast 1} \times \text{運転日数 } 7\text{日}/7\text{日} \div \text{運転時間 } 23\text{h}^{\ast 2} \\ &\quad \div \text{運転台数 } 2\text{台} \\ &= 0.1175\text{t-ds/h} \cdot \text{台} = 117.5\text{kg-ds/h} \end{aligned}$$

※1 固形物収支計算より（初沈未濃縮汚泥 1.982t-ds/日
+ 余剰未濃縮汚泥 3.425t-ds/日）

※2 脱水機洗浄時間等を考慮して実運転時間は 23 時間/日とする。

脱水機処理性能

汚泥濃度：0.7%

強熱減量：83～86%（仮定値）

繊維状物(100 ヲッシュ)：20%（仮定値）

汚泥脱水機スクリー径

$$\begin{aligned} &= 300 \times (\text{必要処理能力 } 117.5\text{kg-ds/h} \div \text{単位処理能力 } 33\text{kg-ds/h}^{\ast}) \cdot 1/2.2 \\ &= 534.3 \Rightarrow \Phi 600 \times 3 \text{ 台 (内 1 台予備)} \end{aligned}$$

※JS 共同研究報告書、(公財)日本下水道新技術機構

「省エネ型汚泥処理システムの構築に関する技術マニュアル」より

3) まとめ

主要な汚泥処理施設の仕様を以下にまとめる。

表 2-10-2 主要な汚泥処理施設の仕様

No.	名称	仕様
1	未濃縮汚泥混合槽	5.5m×5.5m×4mH×2 槽
2	汚泥脱水機	SPIV型 Φ600×3 台 (内 1 台予備)

2-10-3 施設配置計画（段階的再整備計画）

本項では、浄水管理センターを再整備するにあたっての具体的な整備手順を検討する。現有の敷地は、施設を新たに築造するスペースが無いため、現有の敷地で再整備を行うためには既存施設の撤去を行って新たな施設を施工する手順が基本となる。

次頁より、浄水管理センター再整備の手順を STEP 毎に示す。なお、STEP11 まで完了した時点で、再整備後の施設にて供用開始が可能である。

STEP1～5 : 第1期工事（新管理機械棟建設まで）

STEP6～8 : 第2期工事（A系水処理施設建設まで）

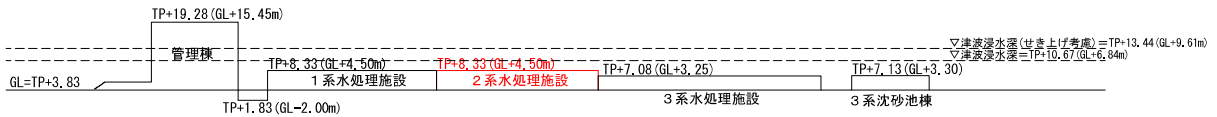
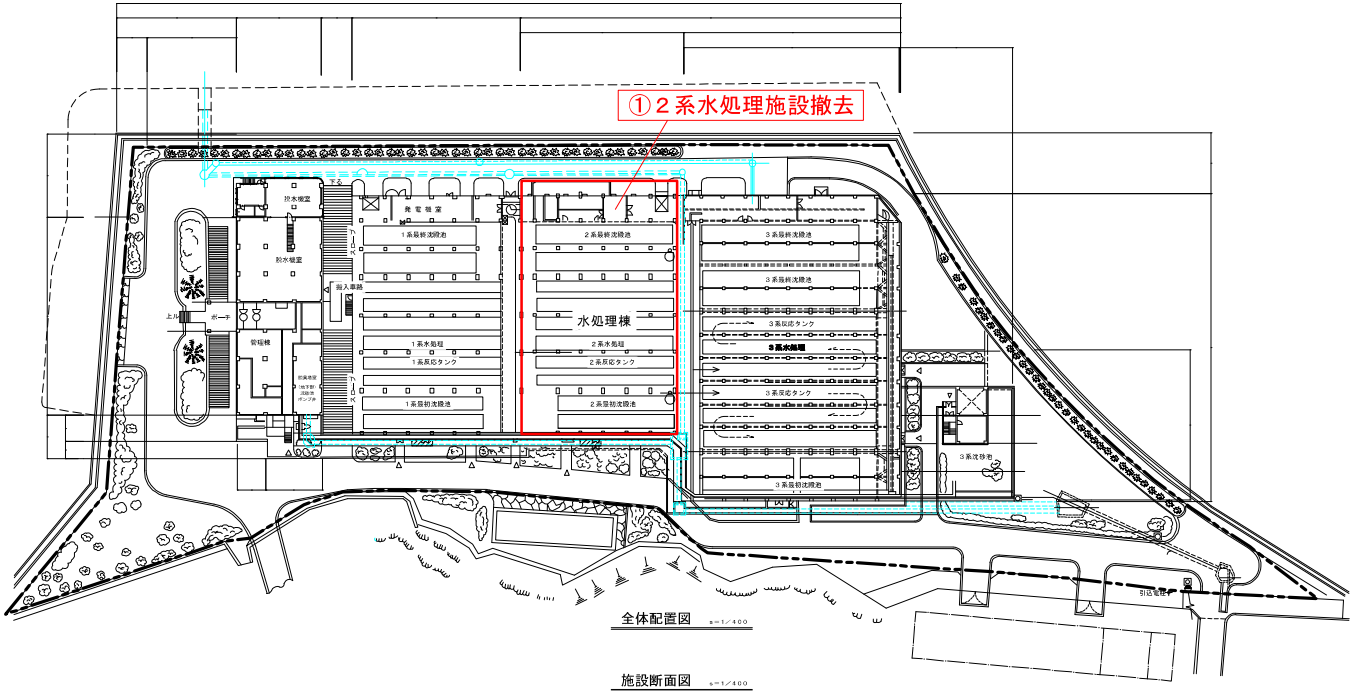
STEP9～11 : 第3期工事（B系水処理施設建設まで）

----- 供用開始

STEP12～13 : 3系水処理施設・3系沈砂池棟撤去

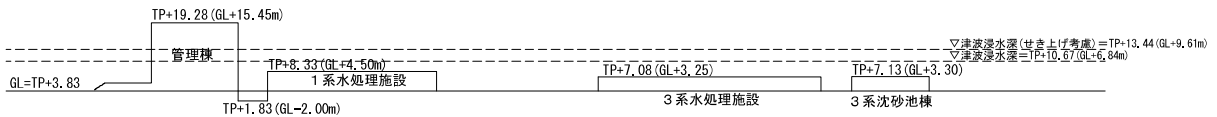
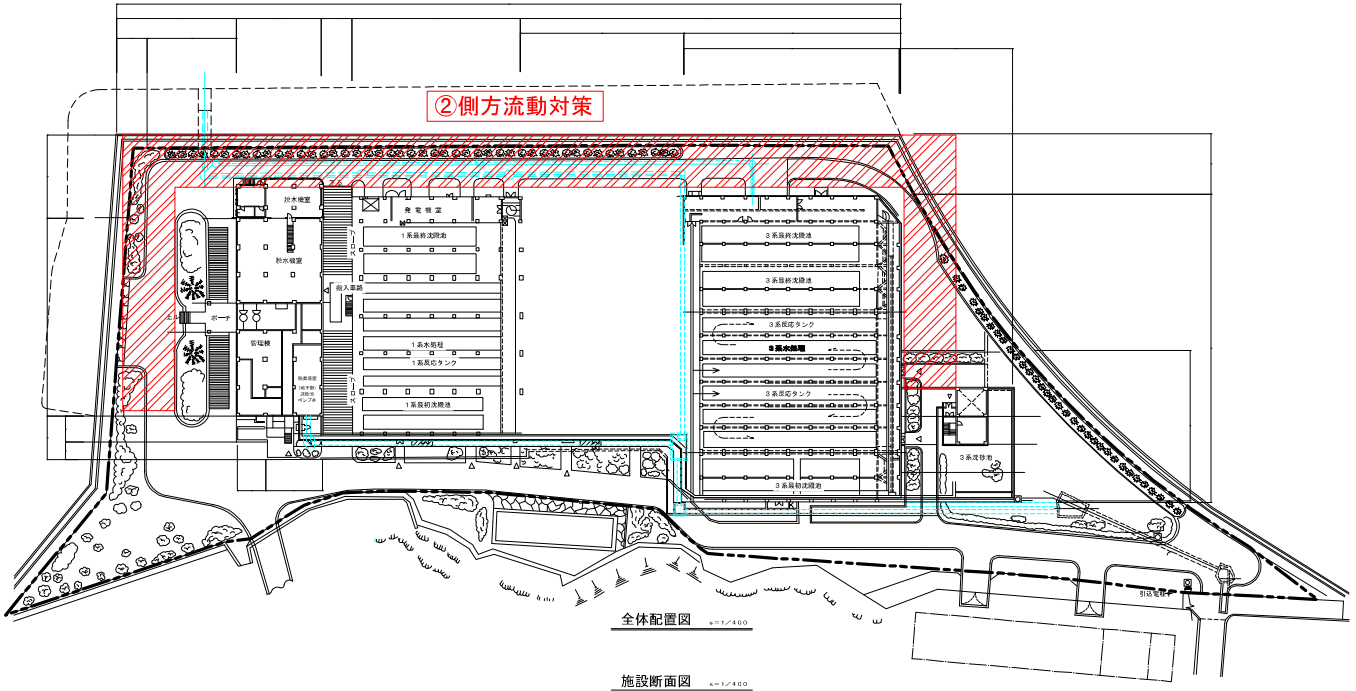
第1期工事

STEP1



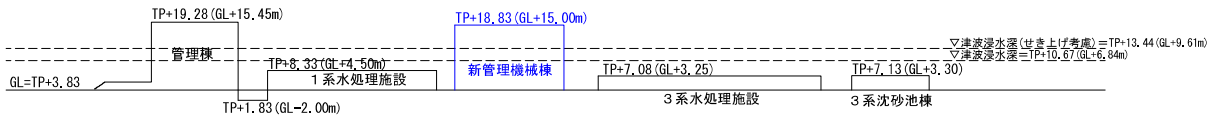
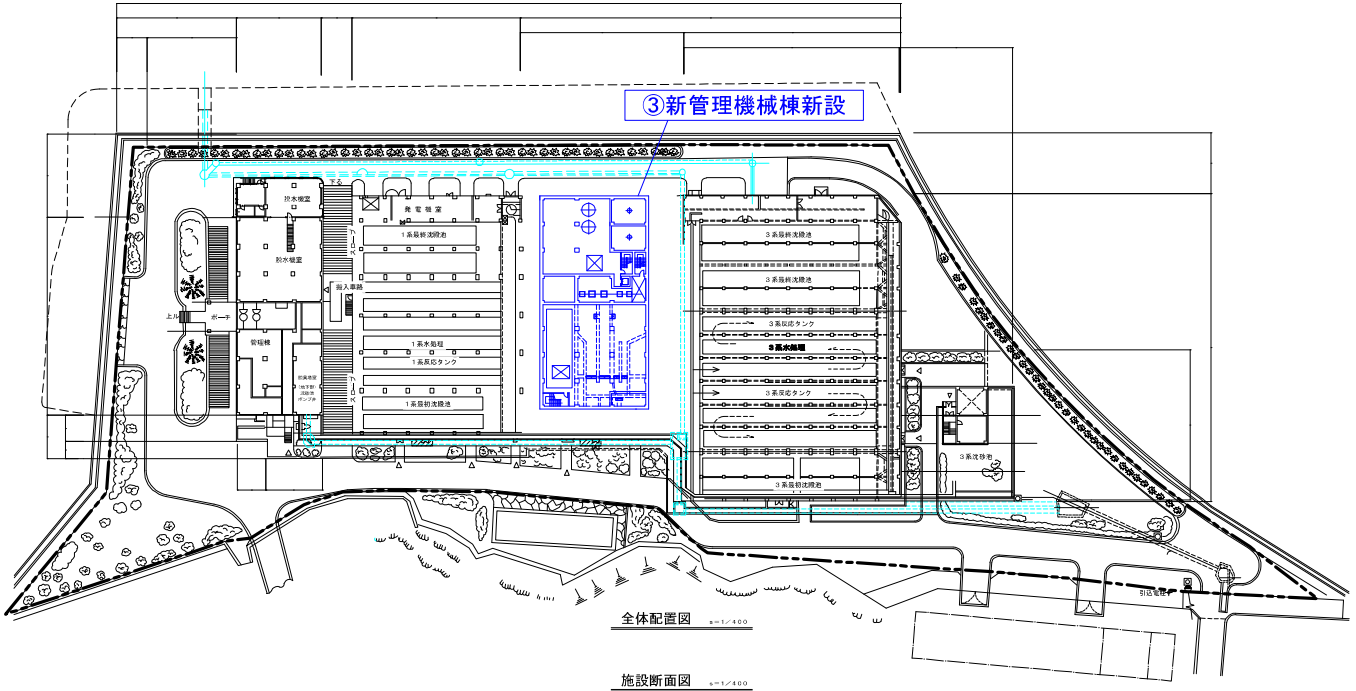
第1期工事

STEP2



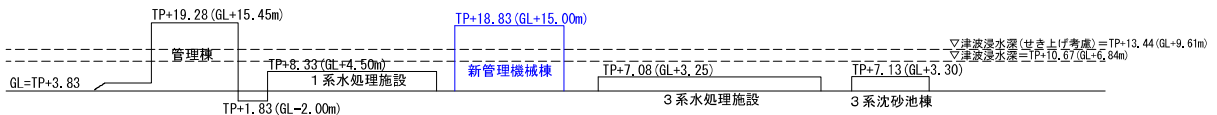
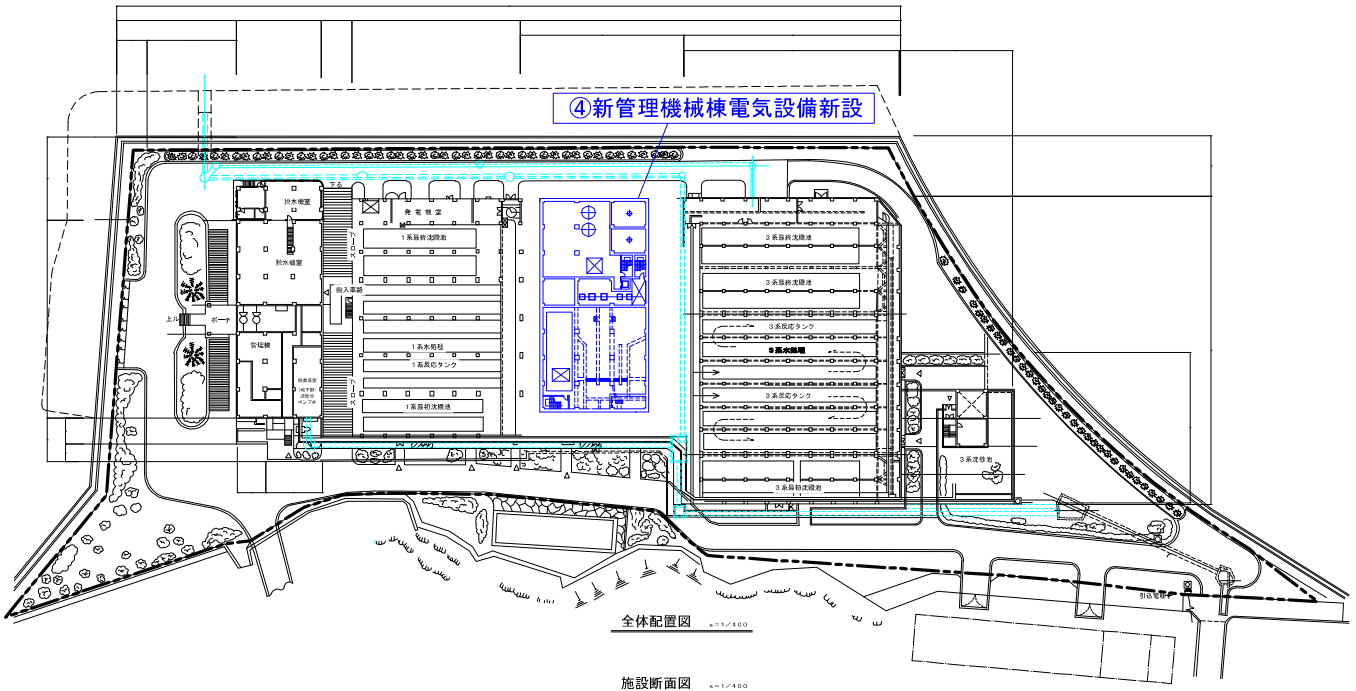
第1期工事

STEP3



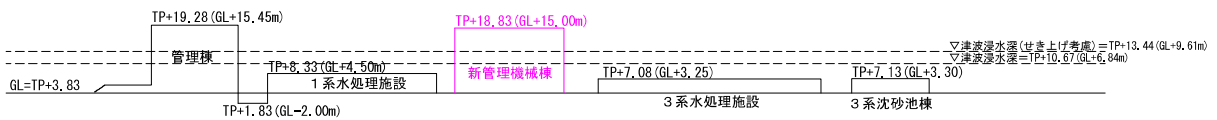
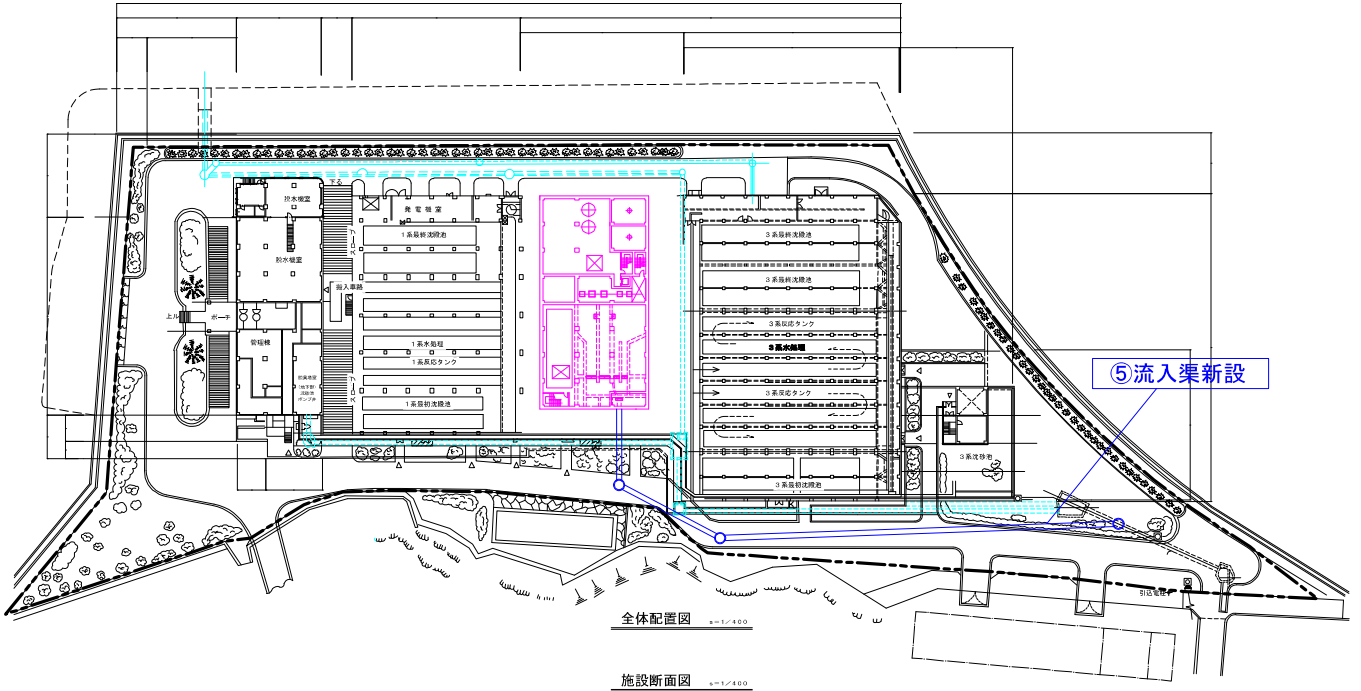
第1期工事

STEP4



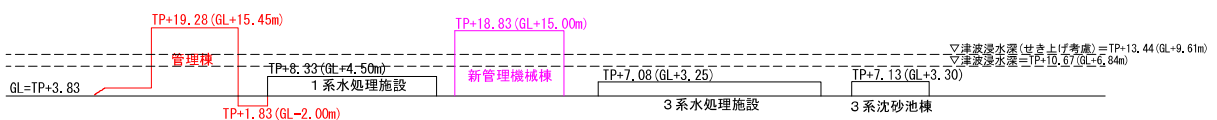
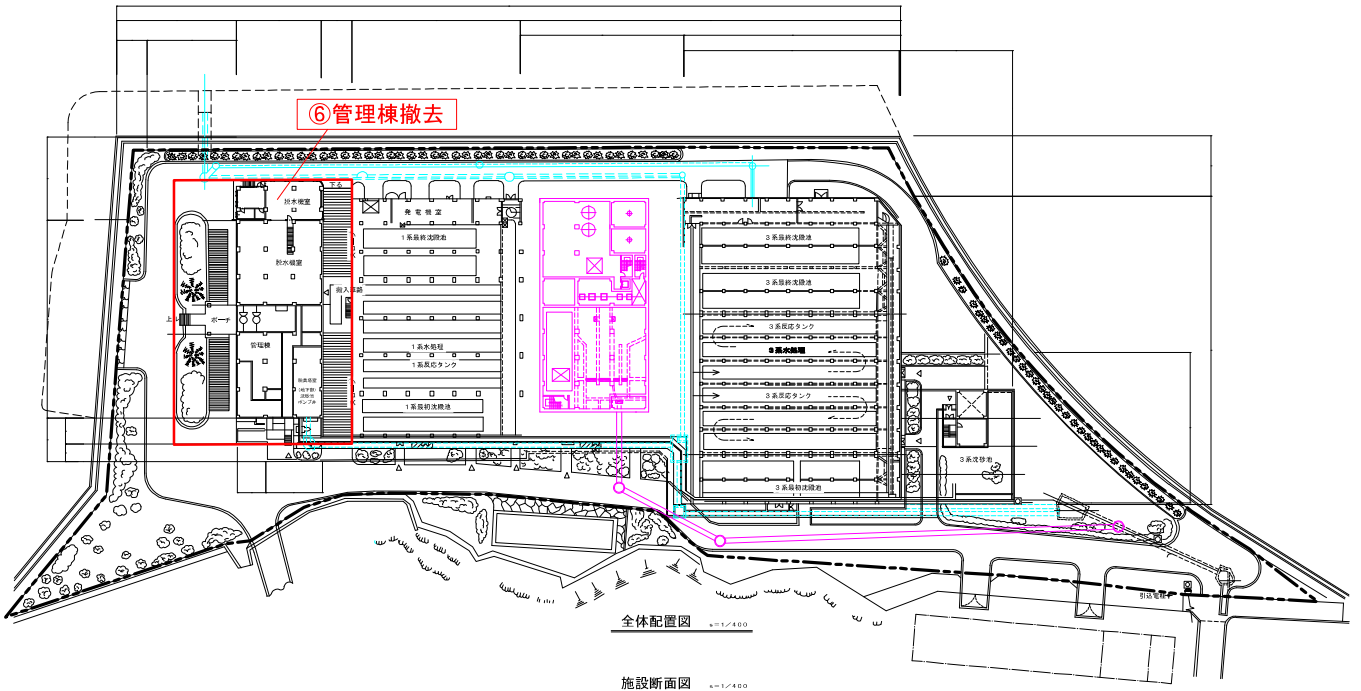
第1期工事

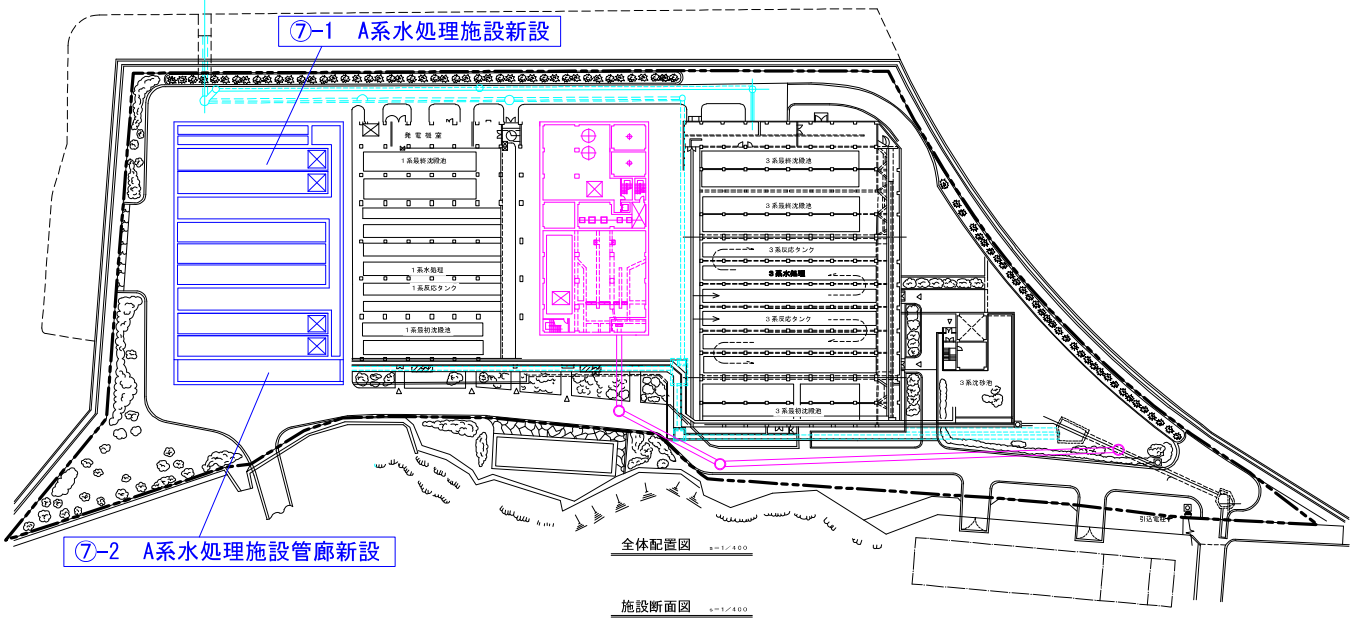
STEP5



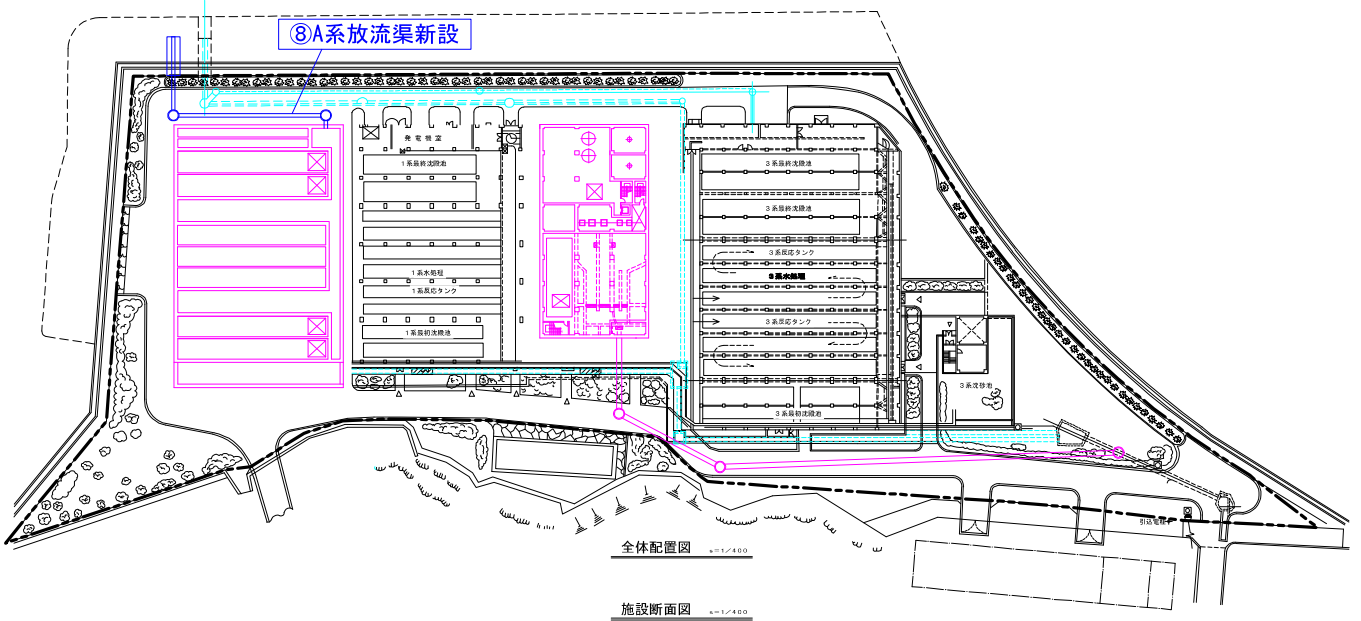
第2期工事

STEP6

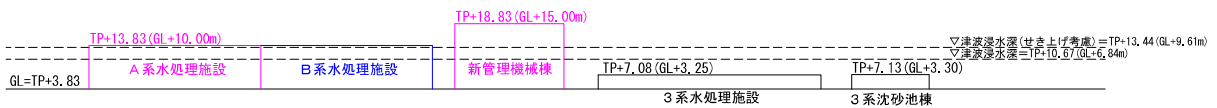
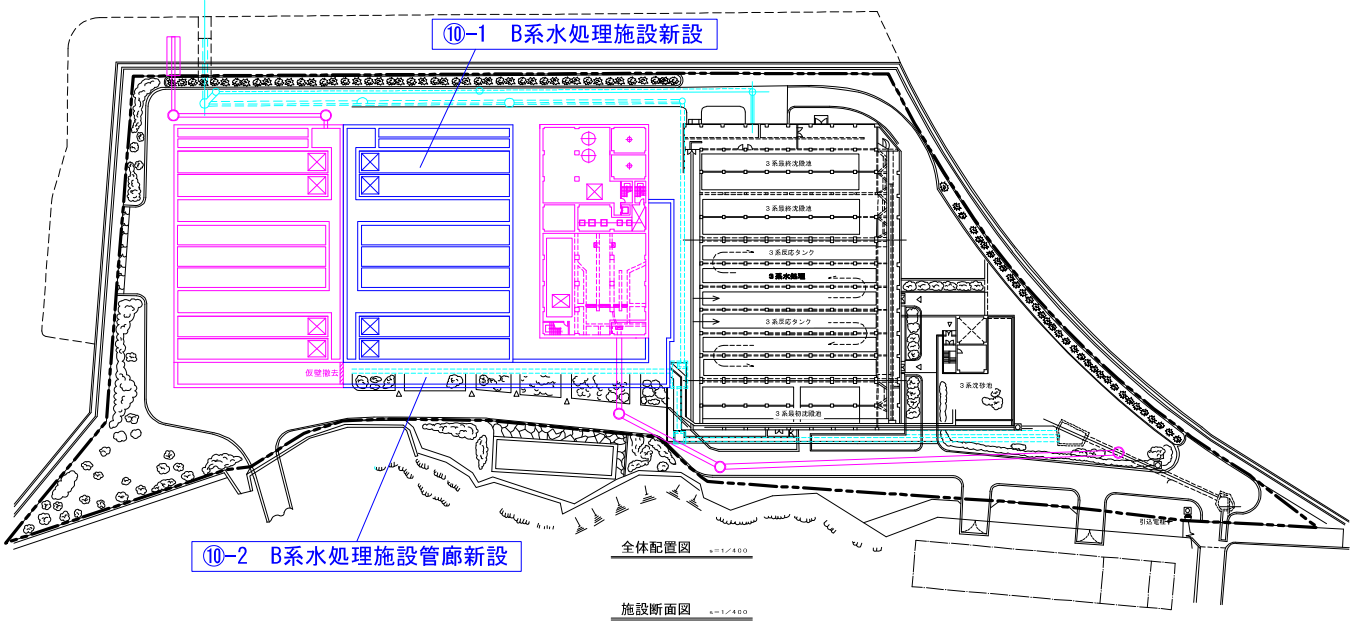
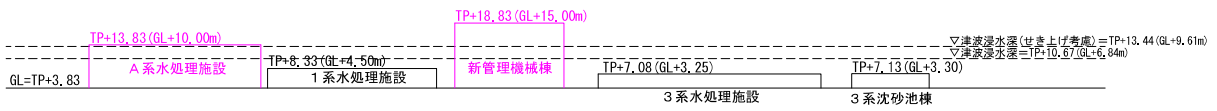
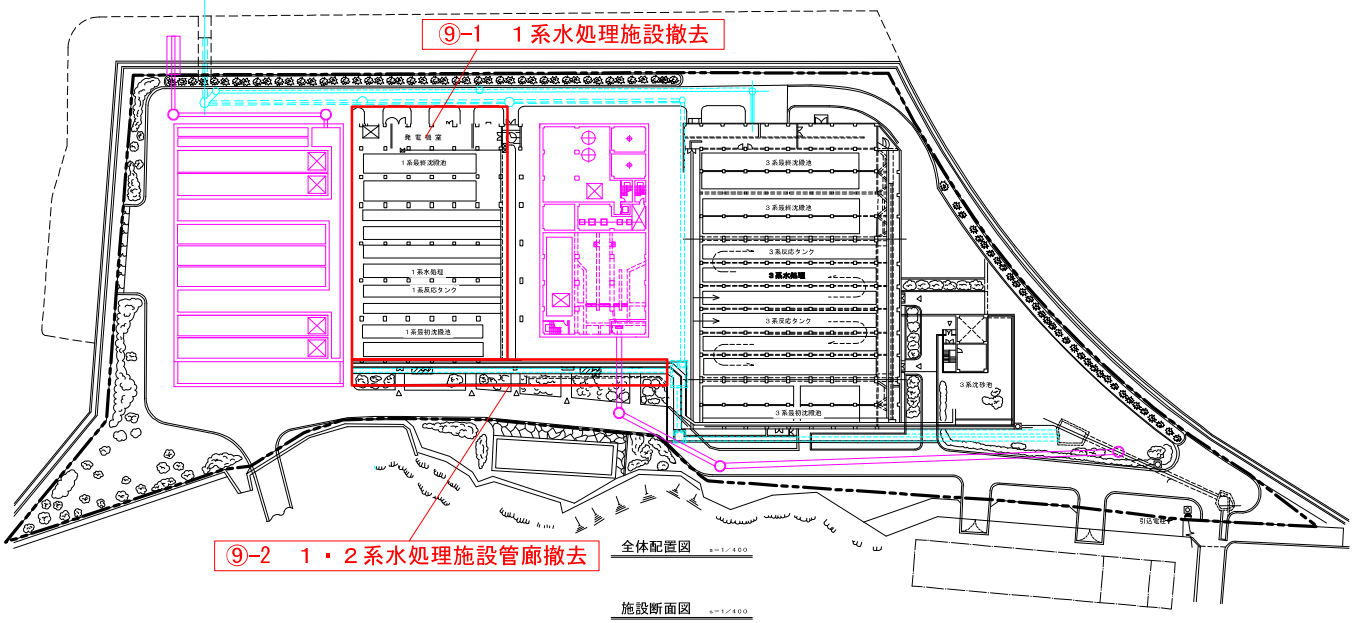




GL=TP+3.83	TP+13.83 (GL+10.00m)	TP+8.33 (GL+4.50m)	TP+18.83 (GL+15.00m)	TP+7.08 (GL+3.25)	TP+7.13 (GL+3.30)	▽津波浸水深(せき上げ考慮)=TP+13.44 (GL+9.61m) ▽津波浸水深=TP+10.67 (GL+6.84m)
	A系水処理施設	1系水処理施設	新管理機械棟	3系水処理施設	3系沈砂池棟	

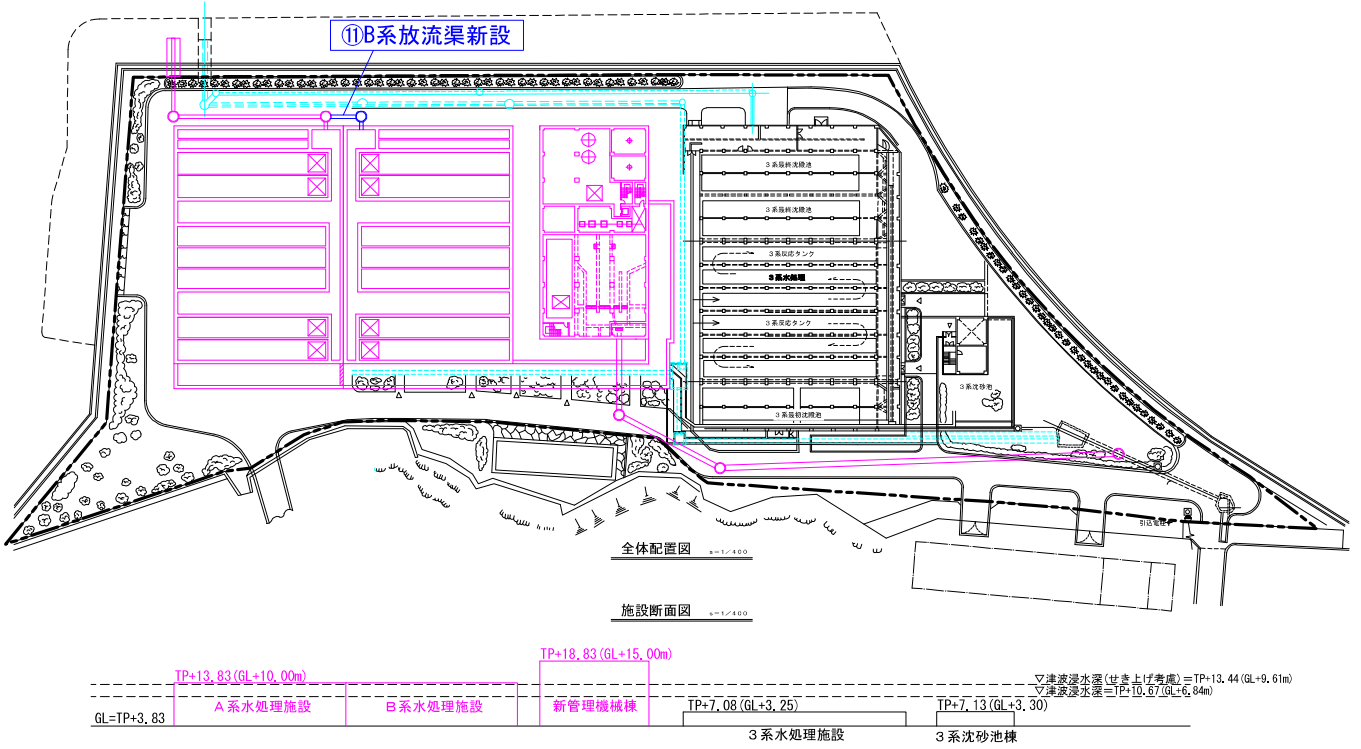


GL=TP+3.83	TP+13.83 (GL+10.00m)	TP+8.33 (GL+4.50m)	TP+18.83 (GL+15.00m)	TP+7.08 (GL+3.25)	TP+7.13 (GL+3.30)	▽津波浸水深(せき上げ考慮)=TP+13.44 (GL+9.61m) ▽津波浸水深=TP+10.67 (GL+6.84m)
	A系水処理施設	1系水処理施設	新管理機械棟	3系水処理施設	3系沈砂池棟	



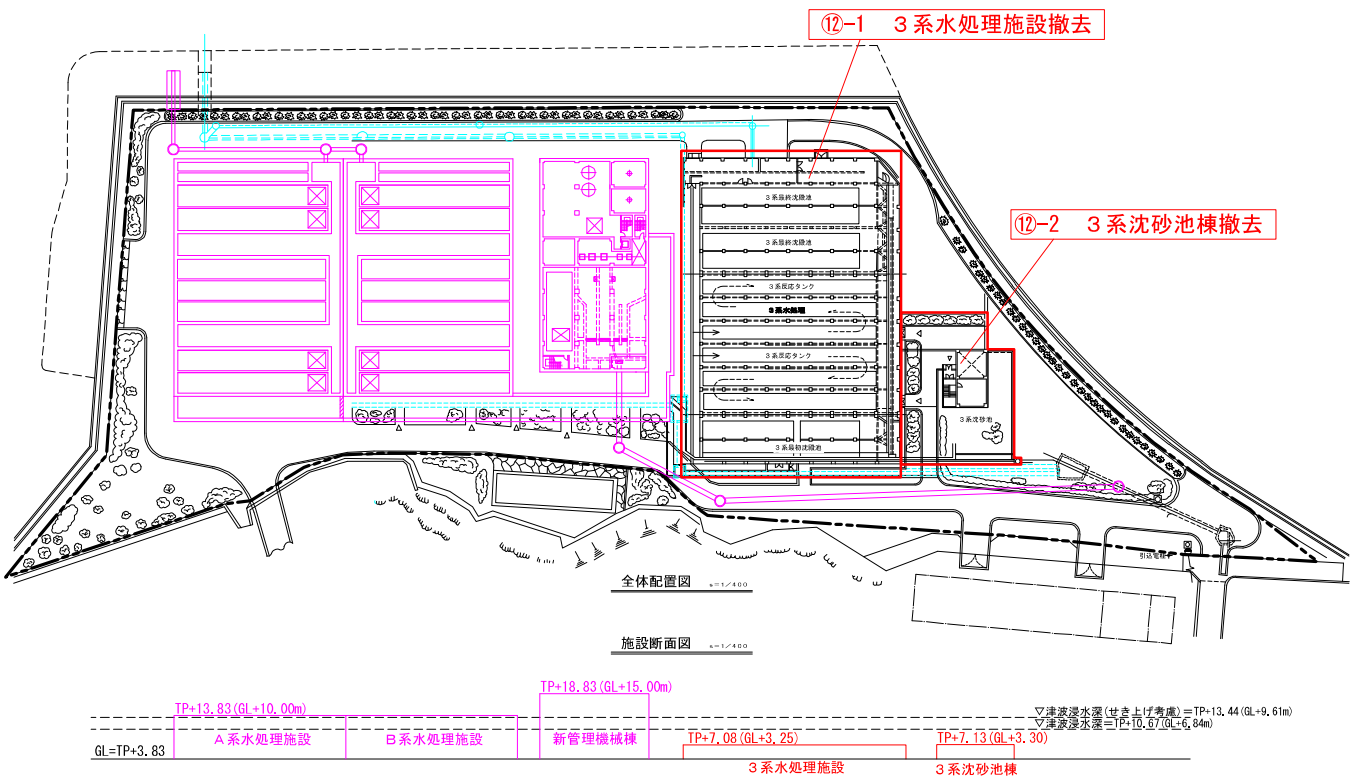
第3期工事

STEP11



残存施設（3系）撤去工事

STEP12

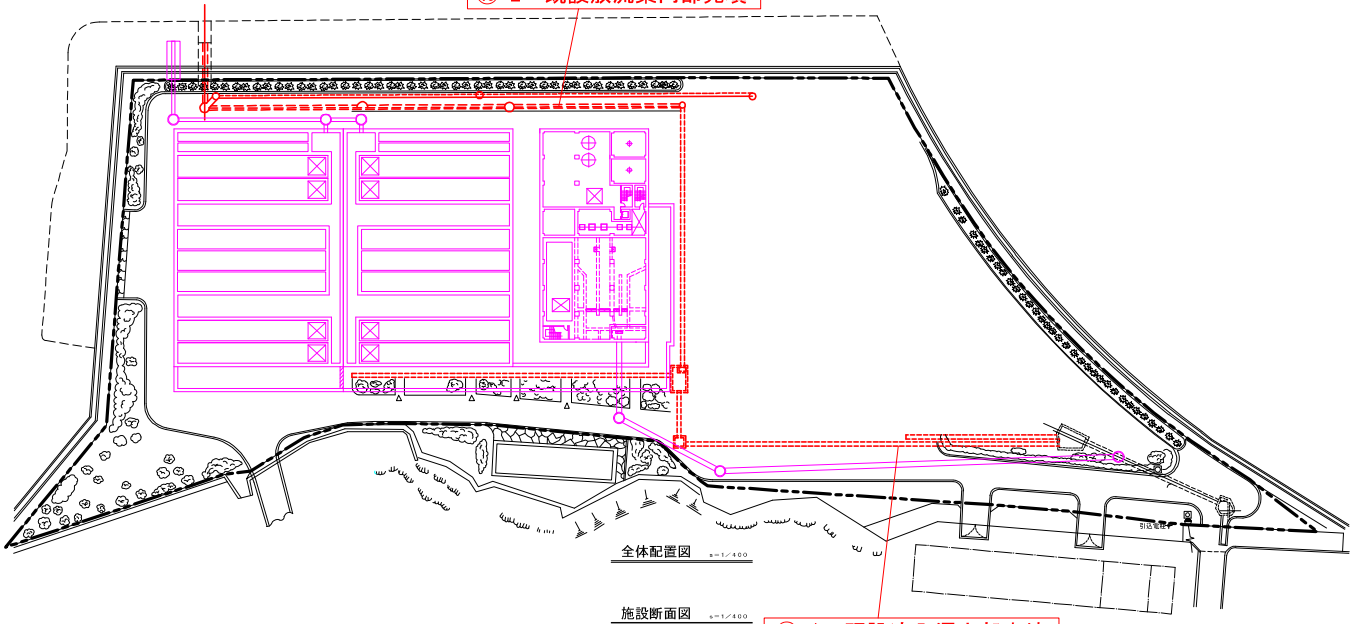


残存施設（3系）撤去工事

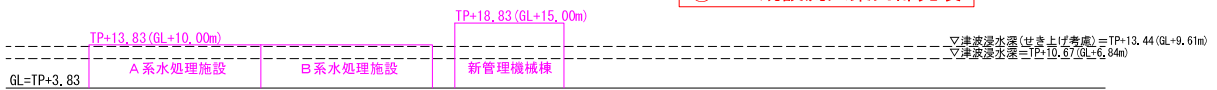
STEP13



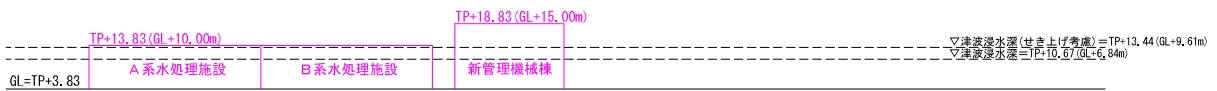
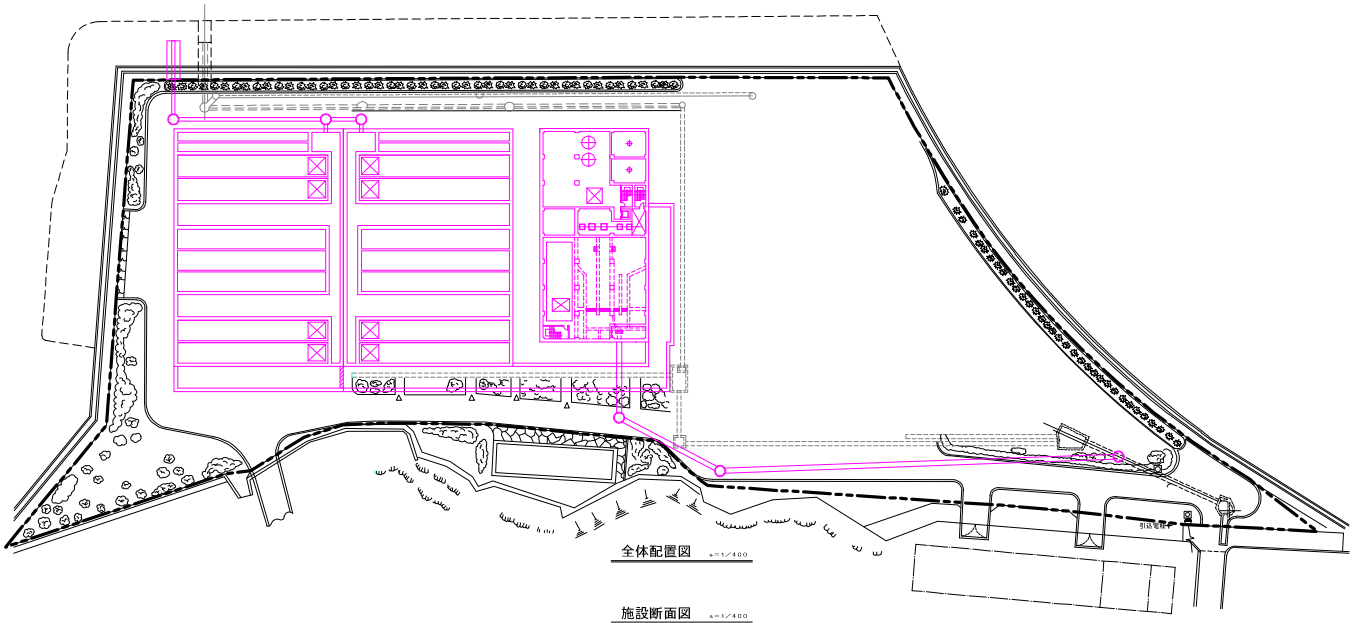
⑬-2 既設放流渠内部充填



⑬-1 既設流入渠内部充填



完成後



2-10-4 上部利用性について

1系水処理施設より撤去開始した場合、新管理機械棟は撤去した1系水処理施設の範囲に築造する必要があるため、最終的な配置として、A系水処理施設とB系水処理施設は新管理機械棟を挟んで分断されることとなる。一方で2系水処理施設から撤去した場合、A系水処理とB系水処理施設を連続させることができることから、上部利用を行う際、1箇所に広い面積を確保することができる。

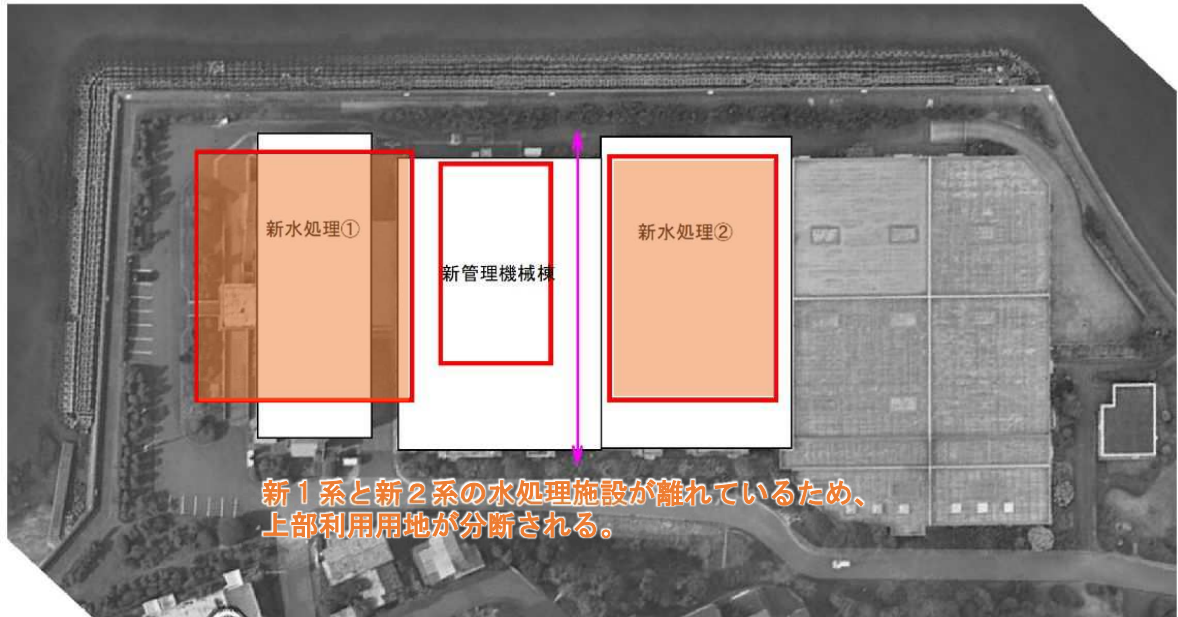


図 2-10-3 1系水処理施設から先に撤去した場合の配置図



図 2-10-4 2系水処理施設から先に撤去した場合の配置図

2-10-5 新設流入管の築造について

初めに水処理施設を撤去する時点では、既設の流入管や導水管は撤去することができない。そのため導水管が通っている1系および2系の南側管廊は水処理施設を撤去する際においても残置する必要がある。

新管理機械棟を築造し、供用開始するためには、新たに流入管を新管理機械棟に接続する必要がある。この時、導水管の通っている管廊が残置されているため、新流入管はこの管廊をまたぐ必要がある。管廊の底版下はGL-6.5m（最初沈殿池底版下はGL-6.6m）、流入管の管頂はGL-6.3~6.5mであることから、新流入管は2m程度今より下げなければならない。そのため、管廊の南側の位置に立坑を築造し、新流入管を現状から2m程度下げた位置にて、管廊下を推進工事で施工する必要がある。

なお、新設する流入渠は換算N値250~300程度の硬い泥岩層であるが、CMT工法やアンクルモール工法など、岩盤対応の推進工法を適用することで管の敷設が可能である。

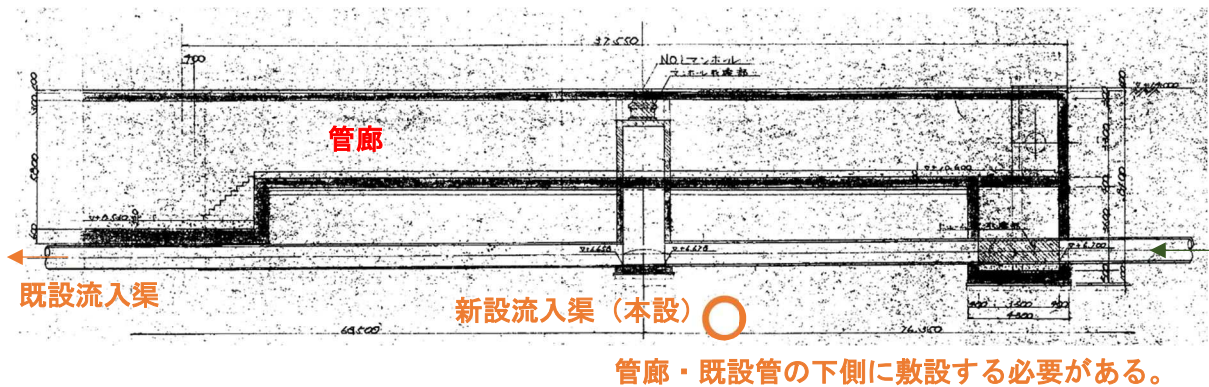
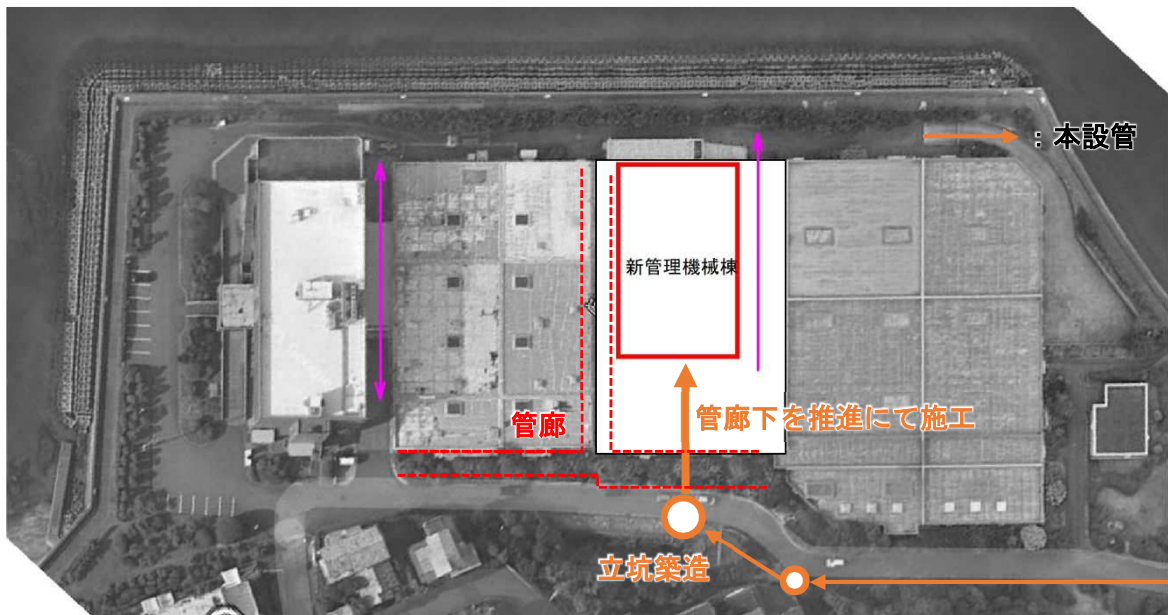


図 2-10-5 流入管の築造

2-10-6 A系水処理施設築造時の導水管接続について

A系水処理施設築造時、新管理機械棟にて揚水した汚水を新設したA系水処理施設に送る必要があるが、2系水処理施設より撤去する場合、新管理機械棟築造後、旧管理棟を撤去してA系水処理施設を築造した段階でA系水処理施設を供用するためには、新管理機械棟からA系水処理施設まで送水するための導水管が必要となる。この導水管は、残置した管廊を交差させる必要があるが、管廊のある位置に導水管を通すことはできないため、高さ関係を考慮すると、管廊上部の地上付近に導水管を敷設し、水処理施設へ送水する必要がある。

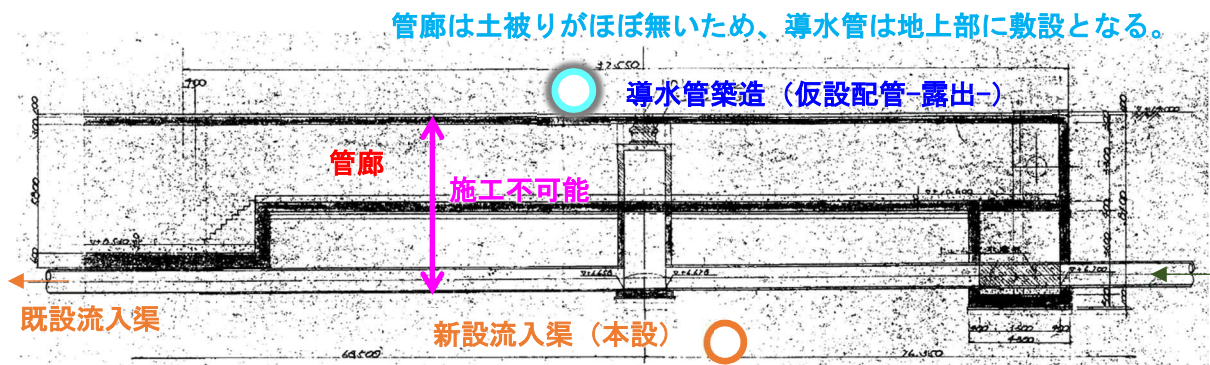
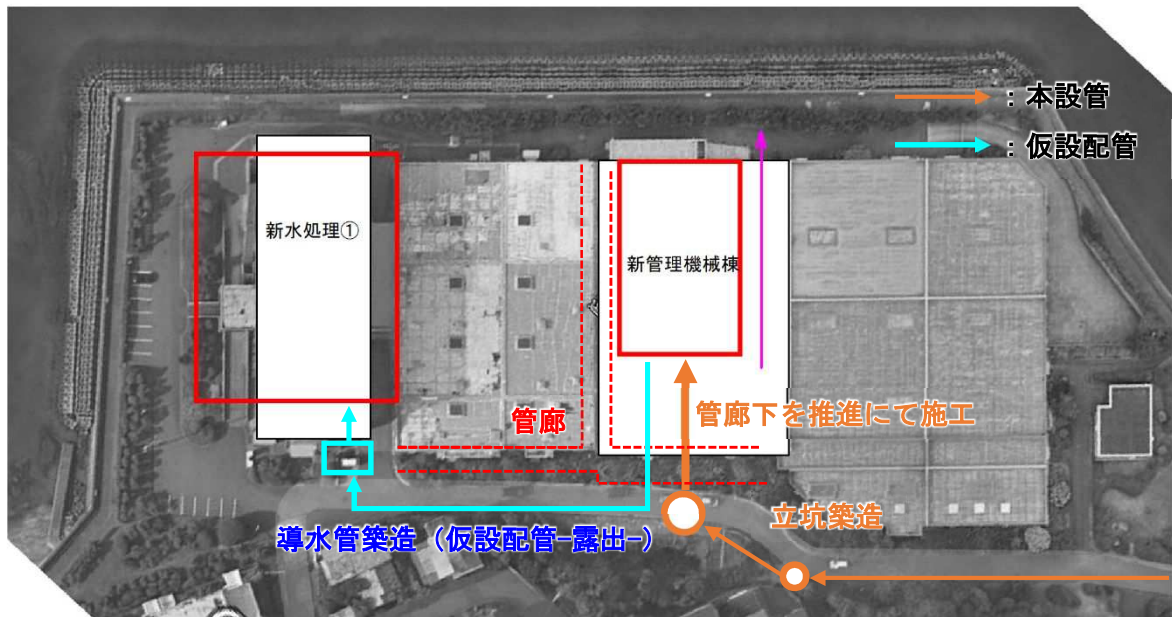


図 2-10-6 導水管の築造

2-10-7 水理計算による既設能力の検証

浄水管理センターの既設水処理施設において、水理計算を行った。検討した水量のパターンは以下の通りである。

①既設ポンプ最大能力

既設 1 系および 3 系のポンプ井に設置されているポンプを全台運転した場合の揚水量 (185,760m³/日) を 1 系 : 2 系 : 3 系 = 1 : 1 : 2 で配分し、1 系 = 46,440m³/日、2 系 = 46,440m³/日、3 系 = 92,880m³/日とした場合。

②事業計画水量

事業計画にて算出した雨天時汚水量 (101,000m³/日 : 令和 9 年度値) を 1 系 : 2 系 : 3 系 = 1 : 1 : 2 で配分し、1 系 = 25,250m³/日、2 系 = 25,250m³/日、3 系 = 50,500m³/日とした場合。

③各系列における水処理能力の限界値

1~3 系の各水処理施設における水理計算上の処理能力限界値を算出した場合。

算出の結果、処理能力限界値は、1 系 = 38,000m³/日、2 系 = 38,000m³/日、3 系 = 78,000m³/日となった。

④2 系撤去時における水処理能力の限界値

工事時に 2 系を撤去した場合における、1・3 系の水処理施設における処理能力の限界値を算出した場合 (1 系・3 系の水量は③と同様となる)。

なお、計算においては、各施設の水位における判定に対して 10cm の余裕を設けている。(例 : 三角堰の堰高と沈殿池の水位差が 10cm 未満であれば NG とする)

表 2-10-3 水理計算結果

検証内容	処理水量(m ³)			計算結果			処理水量合計(m ³)	備考
	1系	2系	3系	1系	2系	3系		
①既設ポンプ能力	46,440	46,440	92,880	×	×	×	185,760	
②R9事業計画値	25,250	25,250	50,500	○	○	○	101,000	
③各系列能力値の限界値	38,000	38,000	78,000	○	○	○	154,000	
④2系撤去時	38,000		78,000	○		○	116,000	3系処理水量は3系水処理施設の限界値を採用

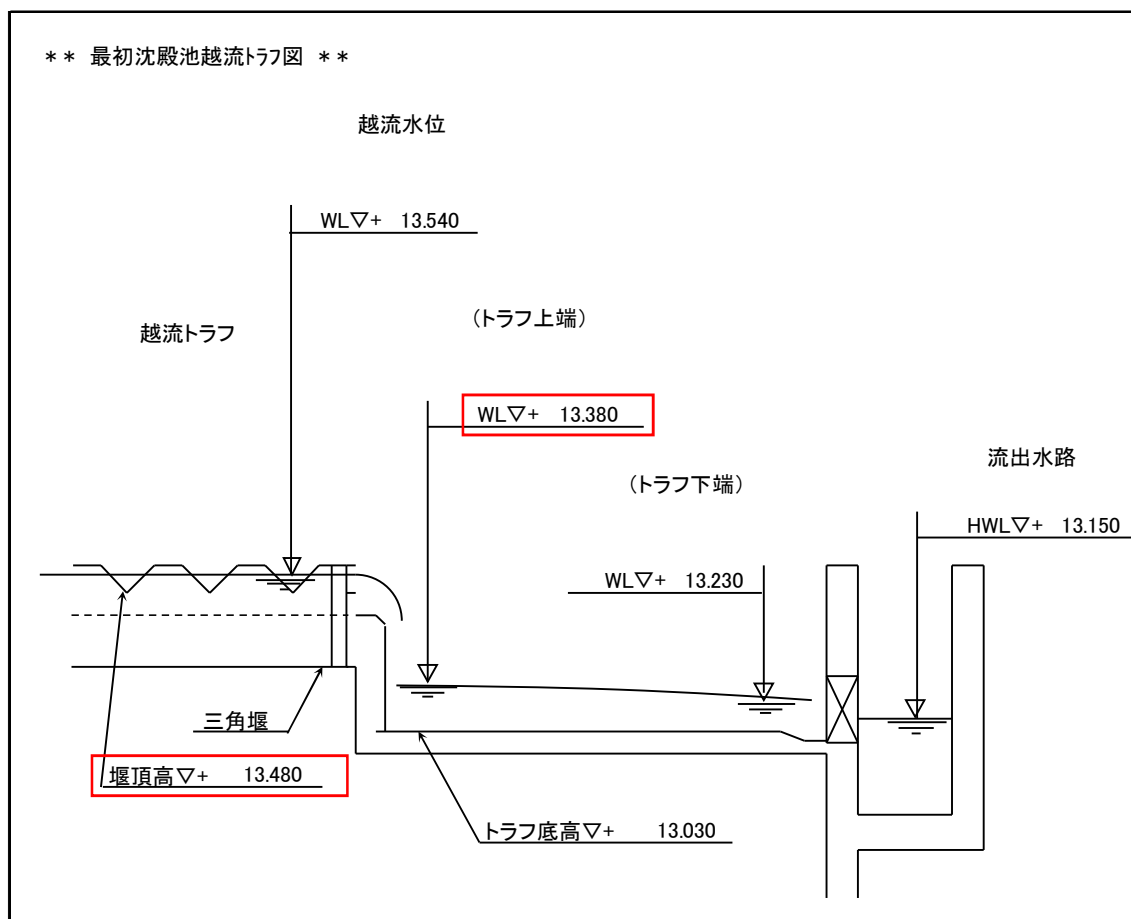
検討の結果、1・2 系については各施設 38,000m³/日まで処理することが可能であるが、既設ポンプを全台運転した場合は、最初沈殿池の水位と三角堰高との差が 5cm となり、余裕高 10cm を下回る。

3系については各施設 78,000m³/日まで処理することが可能であるが、既設ポンプを全台運転した場合は、最終沈殿池の水位が三角堰高を越えるため、最終沈殿池にて逆流が生じ、処理を行うことが出来ない結果となった。

しかしながら、実際には、大雨等によって流量が増加した際に3系既設ポンプを全台運転している場合もあることから、水理計算における理論値は実際の値と比較してある程度安全を見込んだ上での値であるためと考えられる。ただし、いずれの系列においても水理計算上は既設ポンプ最大能力が既設水路能力を上回ることから、既設ポンプ全台を運転する場合には、各水路内の水位状況を確認しながら流量調整を行うことに十分注意する必要がある。

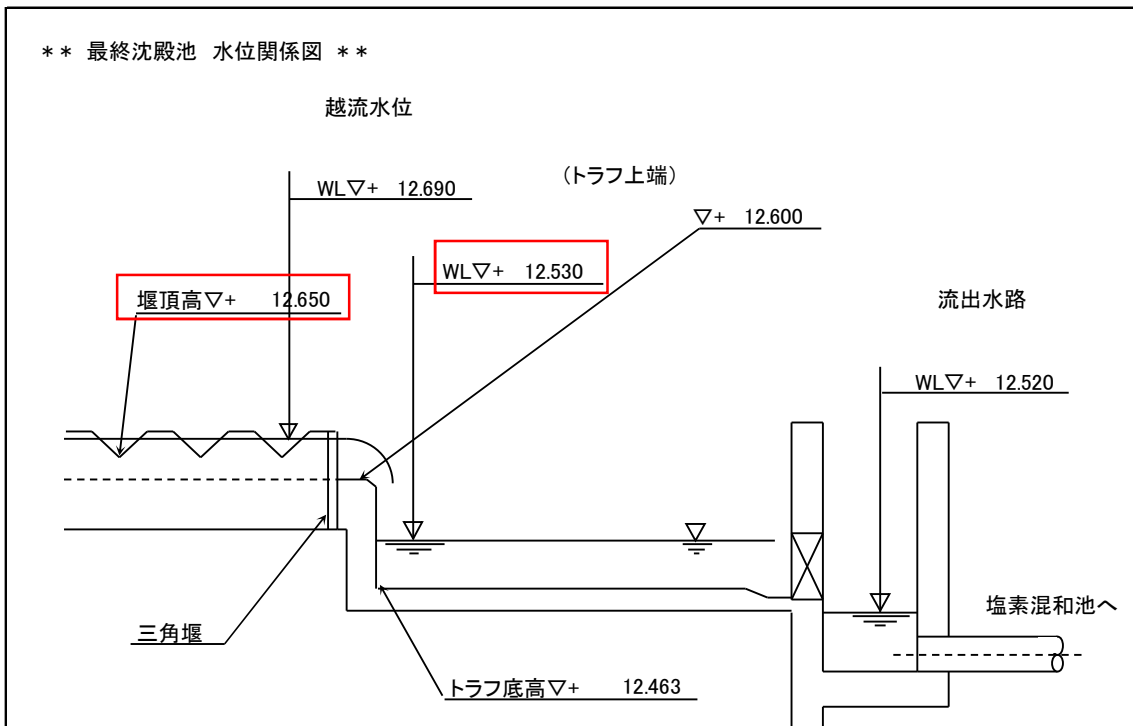
水理計算書については参考資料「水理計算書」に添付することとして、以下に主な結果の抜粋を示す。

●1系水処理施設に 38,000m³/日（限界値）流入した場合



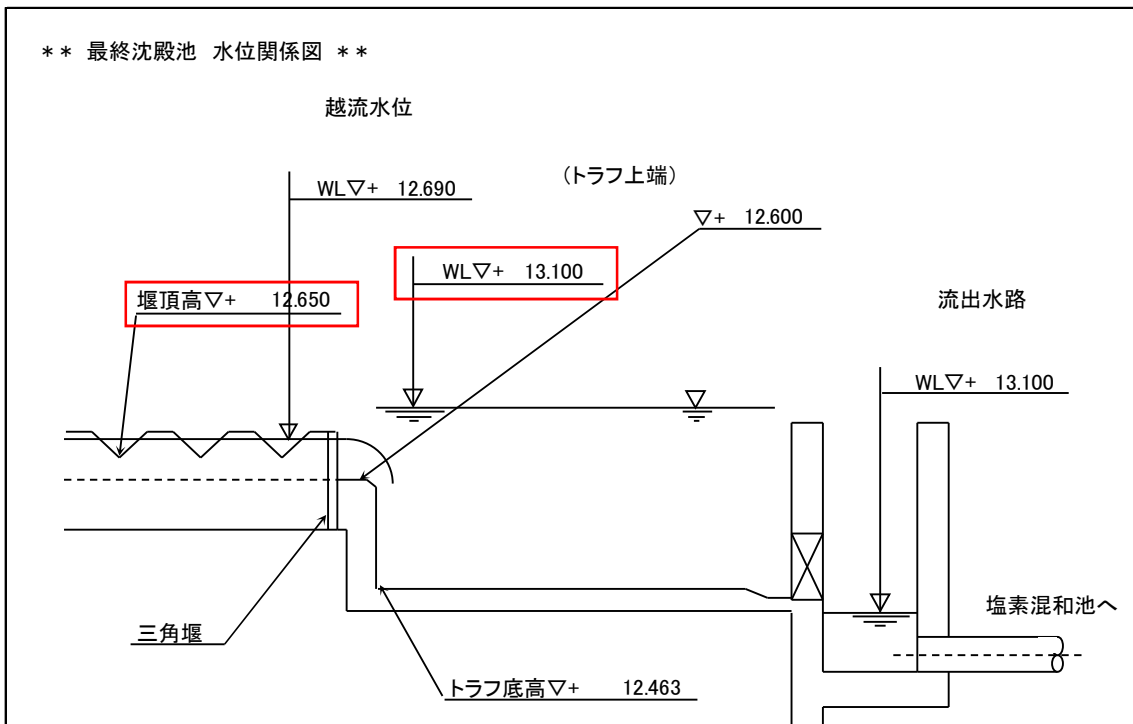
三角堰の堰頂高と最初沈殿池トラフ上端水位との差が10cmとなる

- 3系水処理施設に 78,000m³/日 (限界値) 流入した場合



最終沈殿池水位と三角堰の堰頂高さの差が 12cm となる

- 3系水処理施設に 92,880m³/日 (主ポンプ最大揚水量) 流入した場合



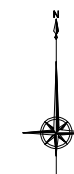
最終沈殿池水位が三角堰の堰頂高を越えるため NG となる

2-10-8 施設図面

次頁より、位置図、全体平面図、水位高低図を示す。

位置図

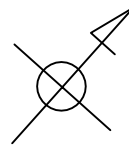
第一号逗子公共下水道



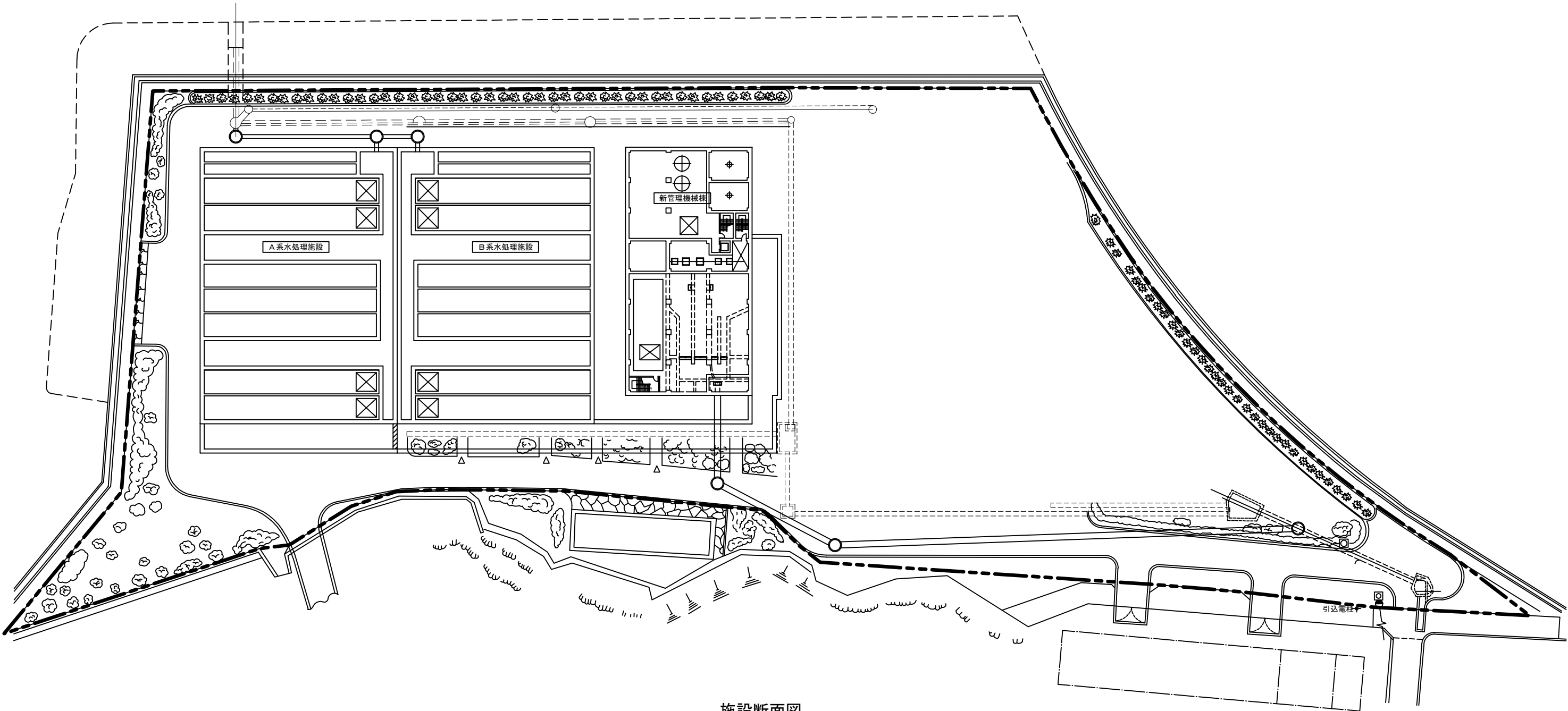
凡 例	
記号	名 称
	全体計画区域
	市街化区域
	既事業計画区域
	排水区界
	排水分区界
	全体計画面積
	事業計画面積
	幹線管渠
No. O	吐き口番号
	雨水吐き室
	点検箇所

事業名	逗子市公共下水道事業	図面番号	1/6
			縮尺
			S=1/10,000
事業主	神奈川県逗子市	設計	

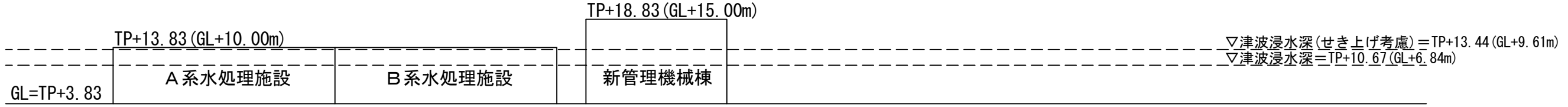
案⑤A：標準活性汚泥法＋深層式反応タンク＋多階層式沈殿池（諸元値変更）



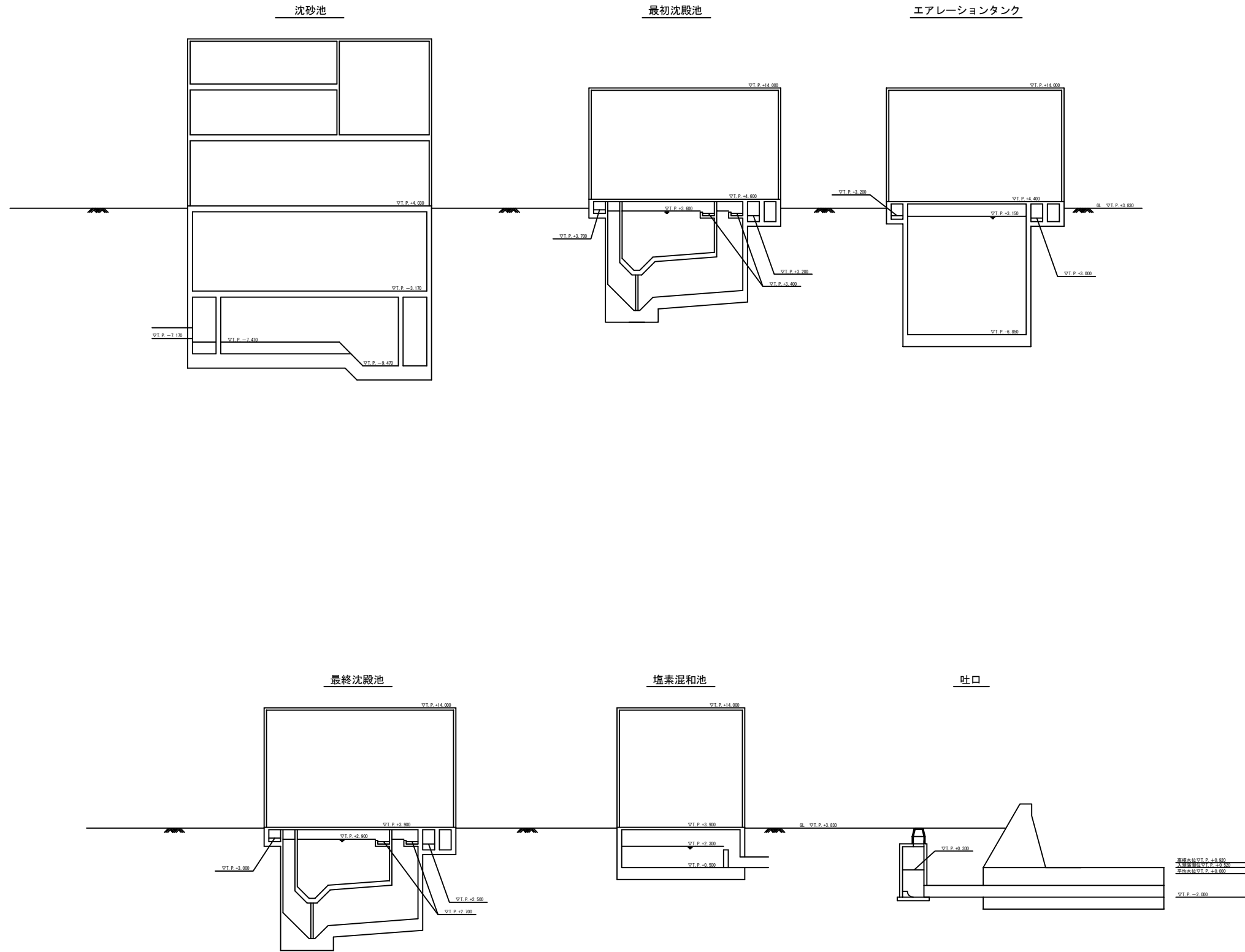
全体配置図 s=1/400



施設断面図 s=1/400

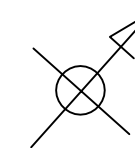


水位高低図（標準活性汚泥法）

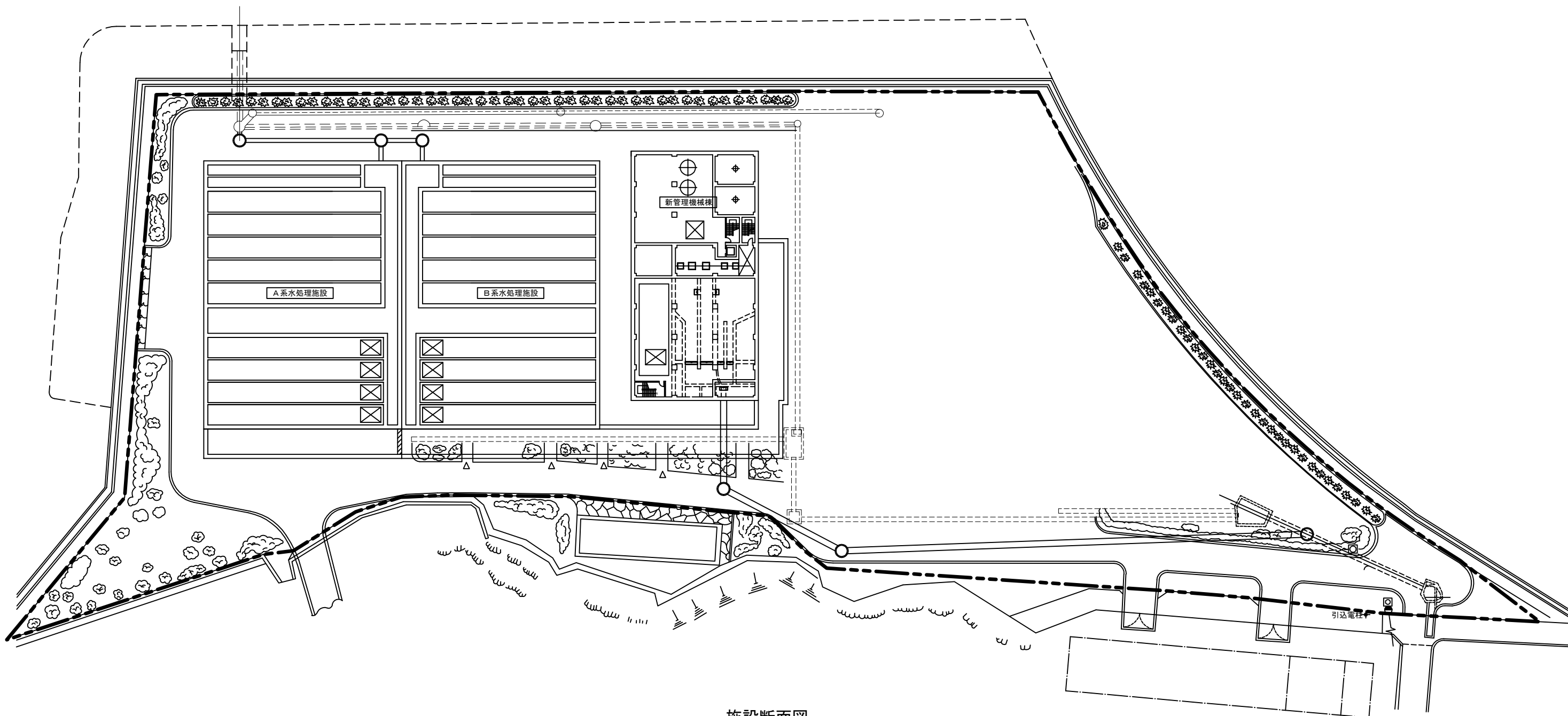


※躯体の高さ及び水位については現時点での想定高さであり、詳細については基本設計時に再度検討を行うものとする。

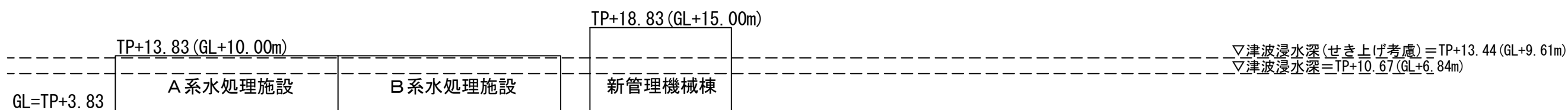
案⑥A-1：膜分離活性汚泥法（諸元値変更・HRT6時間）



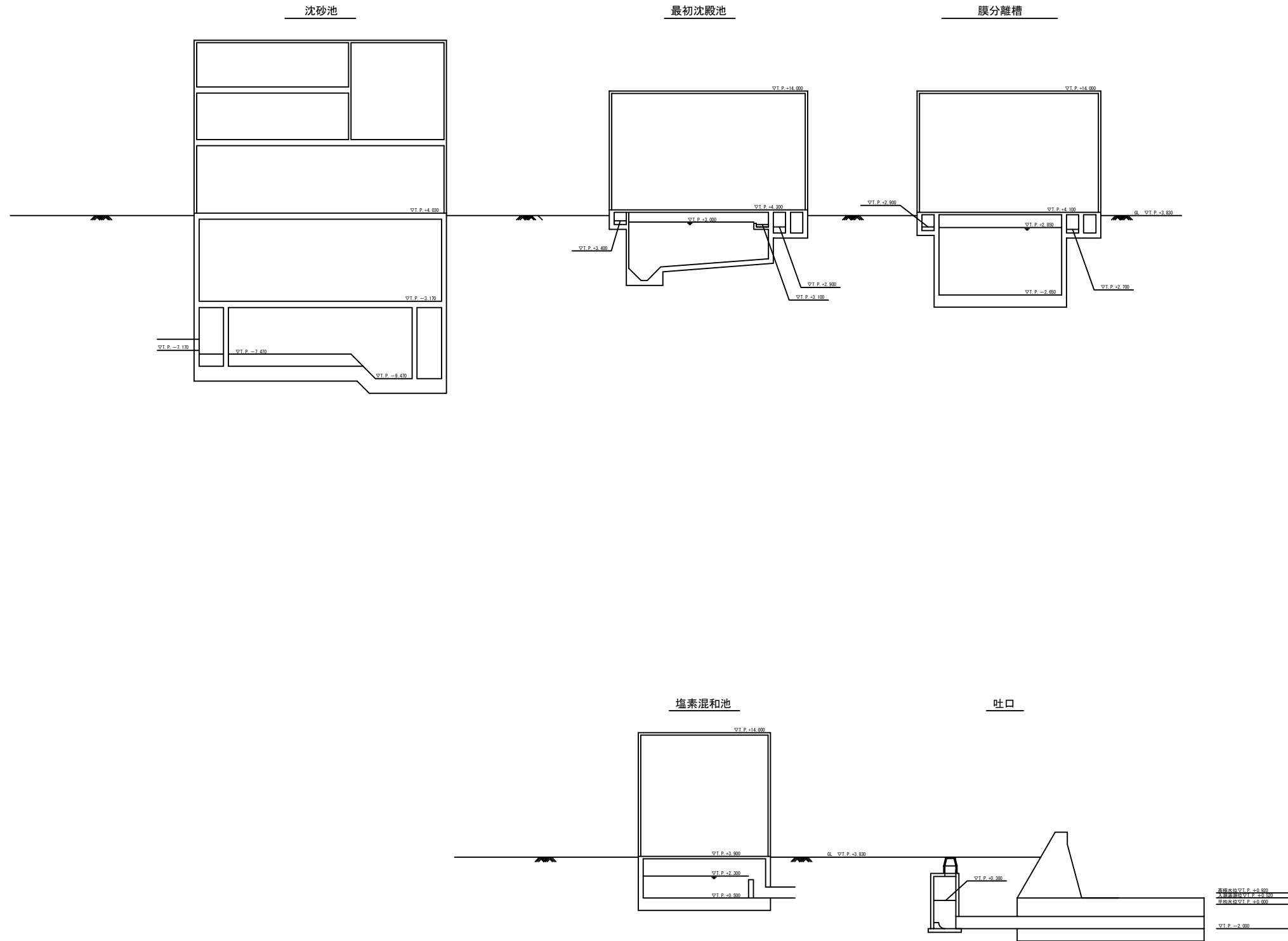
全体配置図 s=1/400



施設断面図 s=1/400



水位高低図（膜分離活性汚泥法）



※躯体の高さ及び水位については現時点での想定高さであり、詳細については基本設計時に再度検討を行うものとする。

2-10-9 新宿中継ポンプ場の廃止検討

浄水管理センターの再整備に合わせて、新宿中継ポンプ場を廃止して自然流下によって浄水管理センターまで送水することが考えられる。

新宿中継ポンプ場は老朽化が進んでいる一方で、敷地が狭いことから改築工事を行うことが困難であるとの問題を抱えていることから、老朽化対策や大規模地震時における機能維持の点からも有効である。

また、新宿中継ポンプ場が廃止できれば、さらに将来、新宿滞水池の改築時には浄水管理センターにおいて合流式下水道改善対策を合わせて行うことができることから、より効率的な下水道集水・処理施設へと見直すことも可能となる。

以下に、新宿中継ポンプ場を廃止して自然流下により浄水管理センターまで送水することの実現性について検討を行う。

(1) 新宿中継ポンプ場の廃止に伴う切替のイメージ

新宿中継ポンプ場敷地内には切替工事を行うスペースがないことから、ポンプ場前の道路上に特殊人孔を設けて、既設管からの取水を行う^{※1}。富士見橋横断部には護岸の杭等が想定されることから、既設管の下を推進工法またはミニシールド工法等により施工^{※2}することが考えられる。

※1 道路上での工事が困難な場合には、周辺で立坑用地等の確保が必要となる（ヨット置き場、新宿滞水池等の利用も候補地として想定される）。

※2 採用する工法によっては、田越川を横断した後も立坑スペースの確保を検討する必要がある。確保可能な場合には推進工法による田越川の下越しも可能である。確保困難な場合には、浄水管理センター用地内からのミニシールド工法等も検討する。

【B案】

- 浄水管理センターを発進立坑として新宿中継ポンプ場に向かってミニシールド工法等※により自然流下管を敷設する。(φ1200 mm、0.9‰、約600m)
- この場合、既設管との離隔は、最も近接する田越川横断部分で1.0D程度となる。
- 渚橋交差点付近において中間立坑を設けて、既設幹線から桜山系統の取り込みを行う。これにより渚橋交差点付近から浄水管理センターまでの既設幹線の改築も可能となる。

※ただし、急曲線が連続することによる施工可否については、引き続き詳細な検討が必要である。ミニシールド工法等による施工が困難な場合には、推進工法を検討する必要があるため、路線途中での立坑の建設可否や用地取得等についても詳細な検討が必要である。

逗子市公共下水道台帳平面図

詳細図
147

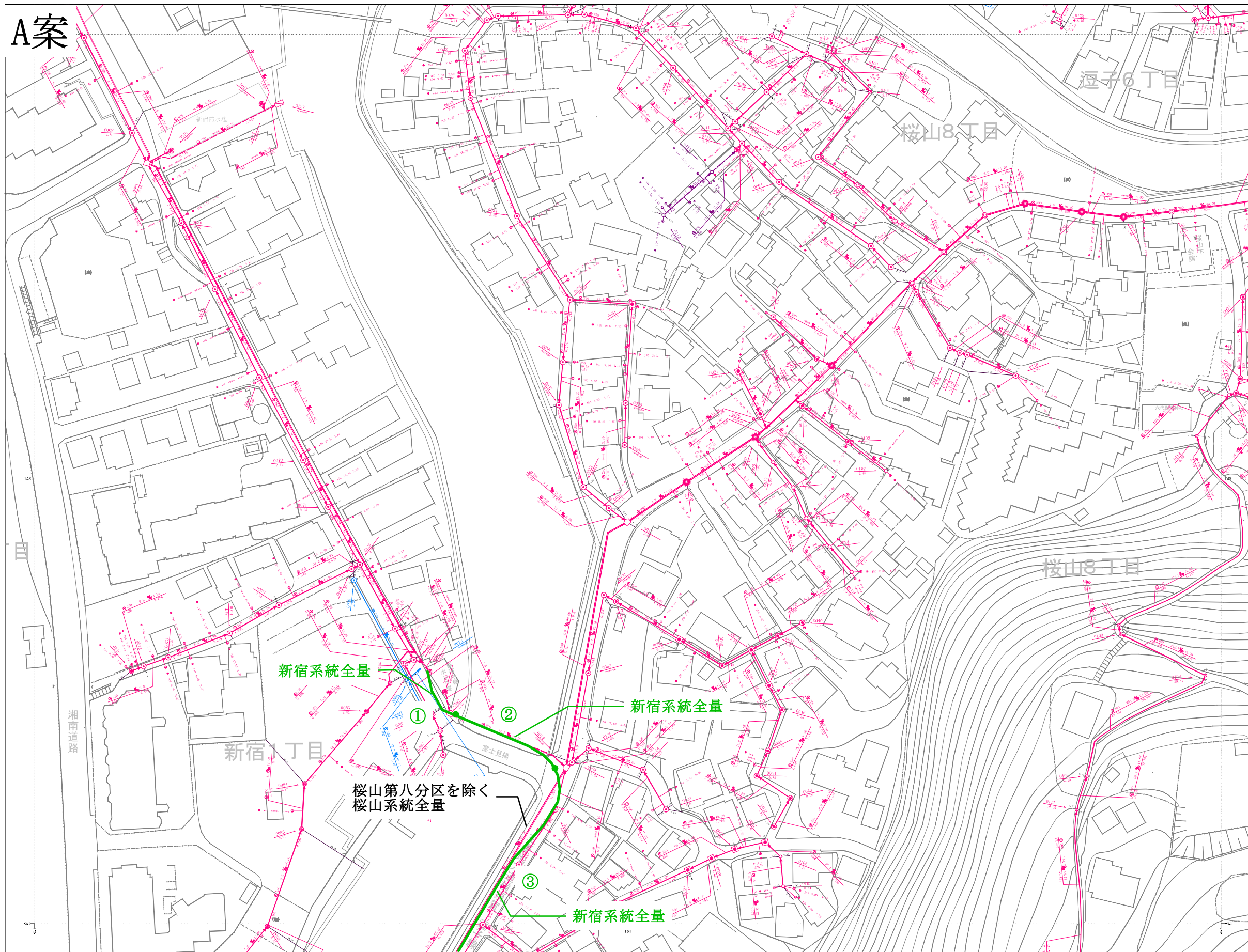
133	134	135
146	147	148
160	161	162



凡例	
種別	記号
マンホール	
0号マンホール	●
1号マンホール	○
2号マンホール	○
3号マンホール	●
4号マンホール	○
5号マンホール	●
6号マンホール	□
Y号マンホール	○
特1号マンホール	□
特1号Aマンホール	○
伏見マンホール	■
特別用途マンホール	□
特殊マンホール	□
塩ビ製マンホール (内径300mm)	○
塩ビ製マンホール (内径300mm)	○
35型マンホール	○
50型マンホール	○
70型マンホール	○
特殊マンホール (内径300mm)	○
特殊マンホール (内径300mm)	○
マンホールポンプ (小口マンホール 内径300mm)	●
特殊マンホール (内径300mm)	○
6号マンホール内径 (内径270mm)	○
空気弁	●
ダブマンホール	○
記号不明	○
社き口	□
長方形	□
管渠	
幹線	—
枝線	—
圧送幹線	—
圧送枝線	—
特殊マンホール (内径300mm)	○
特殊マンホール (内径300mm)	○
特殊マンホール (内径300mm)	○
別管	—
流下矢印	▶
別	
公共汚水網	—
公共雨水網	—
未設箇所	—
内訳表 (合流地区) 別表 (合流地区)	—
種別	
汚水施設	—
雨水施設	—
合流施設	—
私設管	—
記載例	
マンホール及び管渠	
取付網及び取付管	

令和四年三月 時点

A案

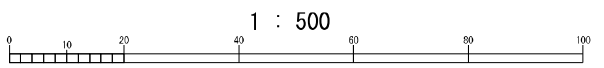


新宿系統全量

新宿系統全量

桜山第八分区を除く
桜山系統全量

新宿系統全量



計画機関 逗子市

逗子市公共下水道台帳平面図

詳細図
161

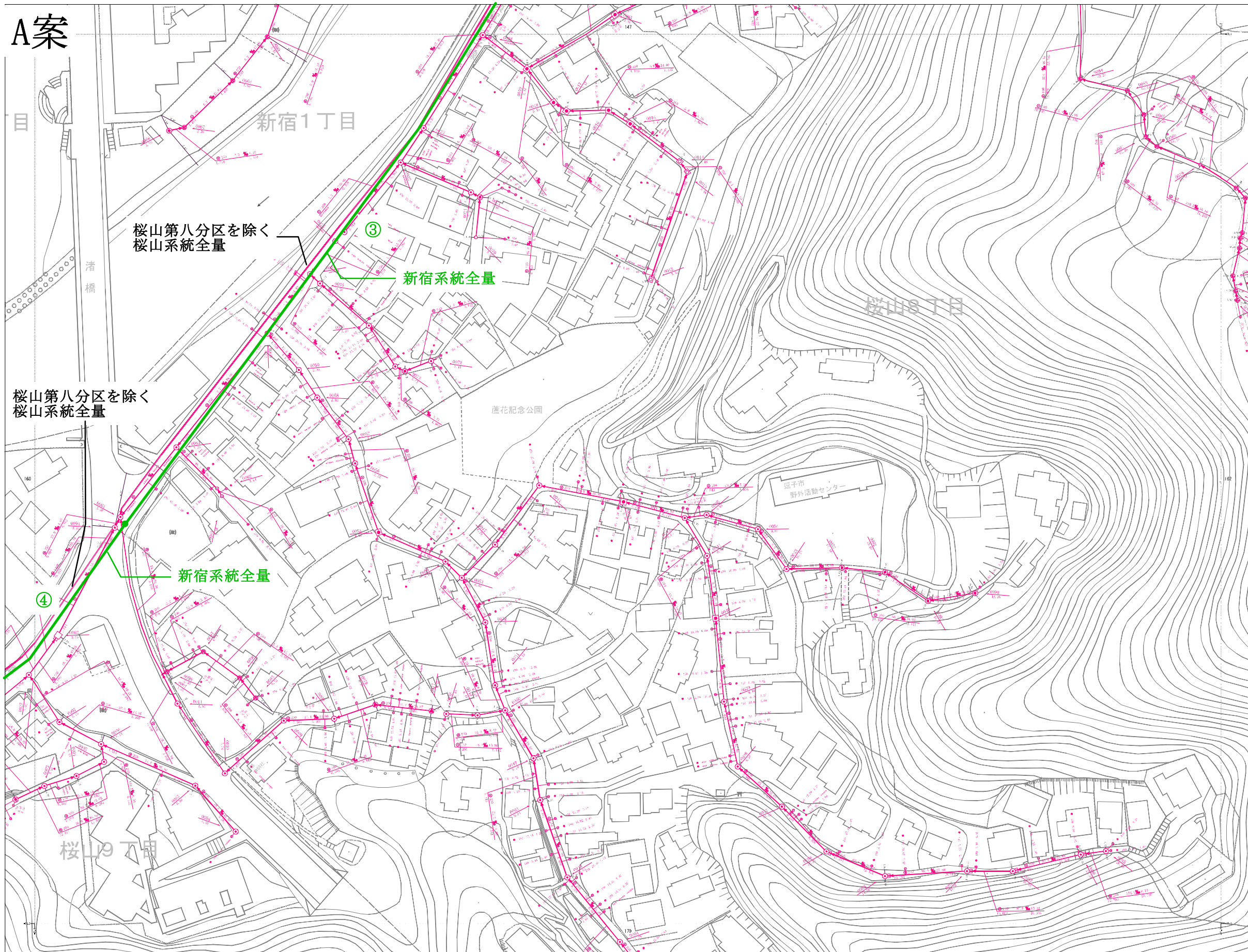
146	147	148
150	151	152
159	170	171



凡例	
種別	記号
マンホール	
0号マンホール	●
1号マンホール	○
2号マンホール	○
3号マンホール	●
4号マンホール	○
5号マンホール	●
6号マンホール	□
Y号マンホール	○
特1号マンホール	○
特1号Aマンホール	○
伏見マンホール	■
特殊用途マンホール	□
特殊マンホール	□
塩ビ製マンホール (内径150mm)	○
塩ビ製マンホール (内径200mm)	○
35号マンホール	○
50号マンホール	○
70号マンホール	○
特殊マンホール (内径150mm)	□
特殊マンホール (内径150mm)	□
マンホールポンプ (小口型マンホール (内径300mm・400mm))	●
特殊マンホール (内径150mm・180mm・190mm・200mm・210mm)	■
6号マンホール内径 (内径150mm)	○
空気弁	▲
ダブマンホール	●
記号不明	●
吐き口	■
長方形	□
管渠	
幹線	—
枝線	—
圧送幹線	—
圧送枝線	—
特殊マンホール (方形)	○
特殊マンホール (圆形)	○
特殊マンホール (方形)	□
別管	—
流下矢印	▶
別	
公共汚水網	—
公共雨水網	—
未設施設	—
内訳敷 (合連地区) 別荘敷 (合連地区)	—
種別	
汚水施設	—
雨水施設	—
合流施設	—
私設管	—
記載例	
マンホール及び管渠	
取付網及び取付管	

令和四年三月 時点

A案

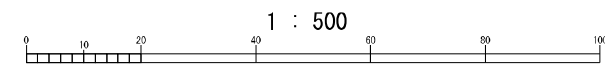


桜山第八分区を除く
桜山系統全量

新宿系統全量

桜山第八分区を除く
桜山系統全量

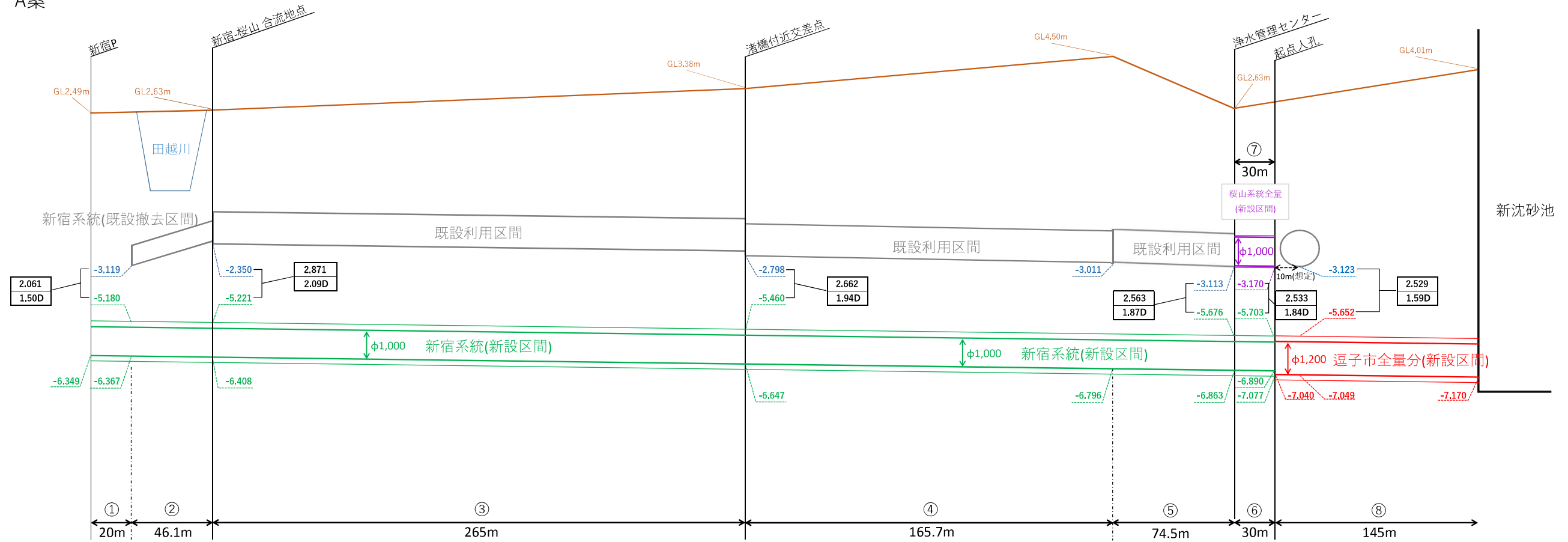
新宿系統全量



1 : 500

計画機関 逗子市

A案



※シールド工法を想定し、新宿ポンプ場からの既設圧送管と新設管の離隔を最大1.5Dとした。

①区間の設定
管径及び勾配は、新宿中継ポンプ場への計画流入量0.613m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1000	0.9	0.916	0.719	20	-6.349	-6.367

①新設管 下流側の外径頂部と既設管 下流側の管底高は、1.5Dの離隔を取る。
 一既設管 下流側の管底高= TP -3.119 m
 既設管との離隔(1.5D)=1.5*1.374 2.061 m
 ①新設管 下流側の外径頂部=-3.119-2.061 TP -5.180 m
 ①新設管の厚み(上部)+内径=0.187+1.000 1.187 m

①新設管 上流管底高=-6.367+(0.9/10*20/100)	TP	-6.349 m
①新設管 下流管底高=-5.180-1.187	TP	-6.367 m

②区間の設定
②区間の新設管の管径及び勾配は、①と同様とする。
管径及び勾配は、新宿中継ポンプ場への計画流入量0.613m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1000	0.9	0.916	0.719	46.1	-6.367	-6.408

②新設管 上流管底高= TP -6.367 m
 ②新設管 下流管底高=TP-6.110m-(0.9/10*46.1/100) TP -6.408 m
 ②新設管 下流側の外径頂部=-6.408+1.000+0.187 TP -5.221 m

③区間の設定
③区間の新設管の管径及び勾配は、②と同様とする。
管径及び勾配は、新宿中継ポンプ場への計画流入量0.613m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1000	0.9	0.916	0.719	265	-6.408	-6.647

③新設管 上流管底高= TP -6.408 m
 ③新設管 下流管底高=TP-6.151m-(0.9/10*265/100) TP -6.647 m

④区間の設定
④区間の新設管の管径及び勾配は、③と同様とする。
管径及び勾配は、新宿中継ポンプ場への計画流入量0.613m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1000	0.9	0.916	0.719	165.7	-6.647	-6.796

④新設管 上流管底高= TP -6.647 m
 ④新設管 下流管底高=TP-6.390m-(0.9/10*165.7/100) TP -6.796 m
 ④新設管 上流側の外径頂部=-6.390+1.000+0.187 TP -5.460 m

⑤区間の設定
⑤区間の新設管の管径及び勾配は、④と同様とする。
管径及び勾配は、新宿中継ポンプ場への計画流入量0.613m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1000	0.9	0.916	0.719	74.5	-6.796	-6.863

⑤新設管 上流管底高= TP -6.796 m
 ⑤新設管 下流管底高=TP-6.796m-(0.9/10*74.5/100) TP -6.863 m
 ⑤新設管 下流側の外径頂部=-6.863+1.000+0.187 TP -5.676 m

⑥区間の設定
⑥区間の新設管の管径及び勾配は、⑤と同様とする。
管径及び勾配は、新宿中継ポンプ場への計画流入量0.613m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1000	0.9	0.916	0.719	30	-6.863	-6.890

⑥新設管 上流管底高= TP -6.863 m
 ⑥新設管 下流管底高=TP-6.863m-(0.9/10*30/100) TP -6.890 m
 ⑥新設管 下流側の外径頂部=-6.863+1.000+0.187 TP -5.703 m
 ⑥新設管 下流側の外径底部=-6.863-0.187 TP -7.077 m

⑦区間の設定
管径及び勾配は、板山系統の0.555m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1000	0.9	0.916	0.719	30	-3.113	-3.140

⑦新設管 上流管底高= TP -3.113 m
 ⑦新設管 下流管底高=TP-3.113m-(0.9/10*30/100) TP -3.140 m
 ⑦新設管 下流管底高(外厚込み)=-3.140-0.030 TP -3.170 m

⑧区間の設定
管径及び勾配は、逗子市全量分の1.168m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1200	0.9	1.034	1.170	145	-7.040	-7.170

⑧区間を145mとし、沈砂池流入高TP-7.170mを⑧新設管の下流管底高とする。

⑧新設管 上流管底高=-7.170+(0.9/10*145/100)	TP	-7.040 m
⑧新設管 下流管底高=沈砂池流入高=	TP	-7.170 m

⑧新設管が既設管と交差する地点を起点から10mと想定する。
 一⑧新設管 交差点上流管底高=-7.040-(0.9/10*10/100) TP -7.049 m
 ⑧新設管 交差点 外径頂部=-7.049+1.200+0.197 TP -5.652 m

⑧新設管と交差する既設管の上流管底高 TP -3.113 m
 既設管の交差点管底高=-3.113-(1.0/10*10/100) TP -3.123 m

逗子市公共下水道台帳平面図

詳細図
147

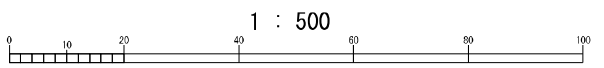
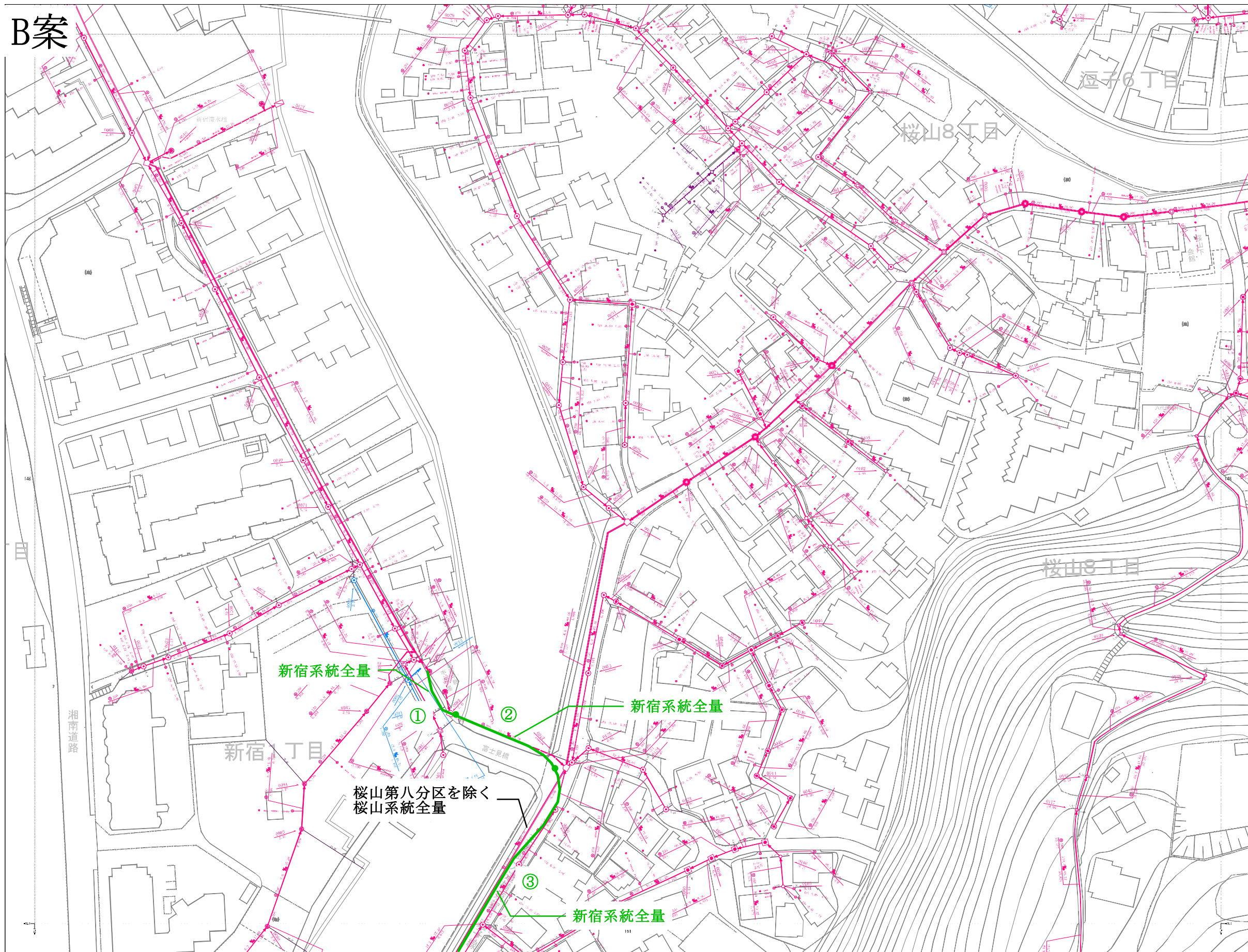
133	134	135
146	147	148
160	161	162



凡例	
種別	記号
マンホール	
0号マンホール	●
1号マンホール	○
2号マンホール	○
3号マンホール	●
4号マンホール	○
5号マンホール	●
6号マンホール	□
Y号マンホール	○
特1号マンホール	□
特1号Aマンホール	○
伏見マンホール	■
特別用途マンホール	□
特殊マンホール	□
塩ビ製マンホール (内径300mm)	○
塩ビ製マンホール (内径350mm)	○
35号マンホール	○
50号マンホール	○
70号マンホール	○
特殊マンホール (内径1200mm)	□
特殊マンホール (内径1400mm)	□
マンホールボックス (小口マンホール (内径300mm, 400mm))	○
特殊マンホール (内径1000mm)	□
特殊マンホール (内径1200mm, 1400mm, 1600mm, 1800mm)	□
6号マンホール内径 (内径270mm)	○
空気弁	●
ダブマンホール	○
記号不明	○
社き口	□
長方形	□
管渠	
幹線	—
枝線	—
圧送幹線	—
圧送枝線	—
検査マンホール (方形)	○
検査マンホール (圆形)	○
検査マンホール (楕圆形)	○
別管	—
流下矢印	▶
別	
公共汚水網	—
公共雨水網	—
未設施設	—
内排水 (合流地区) 別管 (合流地区)	—
種別	
汚水施設	—
雨水施設	—
合流施設	—
私設管	—
記載例	
マンホール及び管渠	
取付網及び取付管	

令和四年三月 時点

B案



計画機関 逗子市

逗子市公共下水道台帳平面図

詳細図
161

146	147	148
150	151	152
159	170	171



凡例

種別	記号
----	----

マンホール	
0号マンホール	●
1号マンホール	○
2号マンホール	○
3号マンホール	●
4号マンホール	○
5号マンホール	●
6号マンホール	□
Y号マンホール	○
特1号マンホール	○
特1号Aマンホール	○
伏見マンホール	■
特殊用途マンホール	□
特殊マンホール	□
塩ビ製マンホール (内径30cm)	○
塩ビ製マンホール (内径35cm)	○
50剛マンホール	○
70剛マンホール	○
特殊マンホール (内径30cm)	□
特殊マンホール (内径35cm)	□
マンホールポンプ	●
小口マンホール (内径30cm)	○
特殊マンホール (内径30cm)	□
特殊マンホール (内径35cm)	□
6号マンホール内径 (内径270mm)	○
空気弁	●
ダブマンホール	○
記号不明	●
社き口	□
長方形	□

管渠	
幹線	—
枝線	—
圧送幹線	—
圧送枝線	—
特殊マンホール (内径)	○
特殊マンホール (内径)	○
特殊マンホール (内径)	○
別管	—
流下矢印	▶

別	
公共汚水網	—
公共雨水網	—
未設施設	—
内訳表 (合流地区) 別表	—
別表 (合流地区)	—

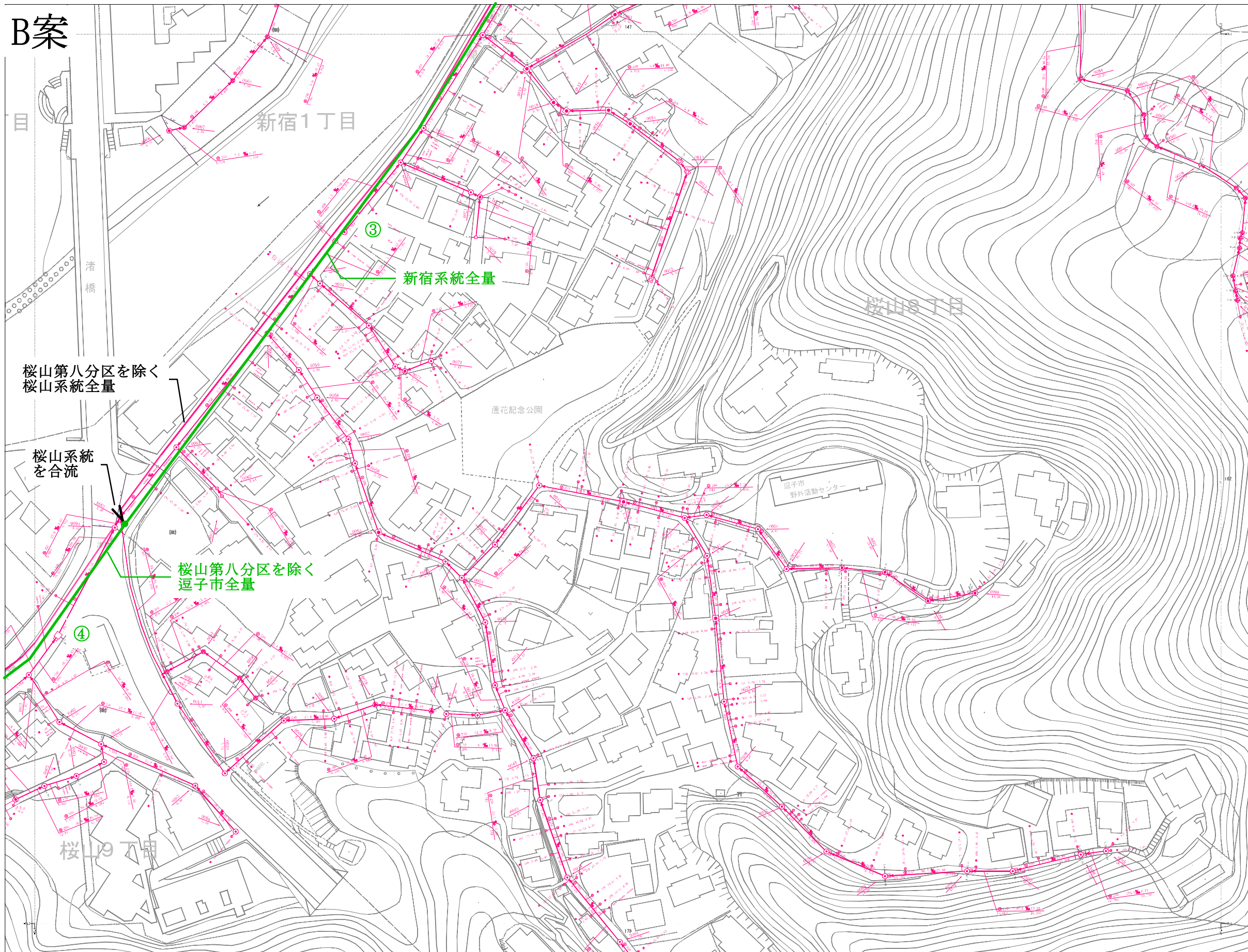
種別	
汚水施設	—
雨水施設	—
合流施設	—
私設管	—

記載例	
マンホール及び管渠	—

取付網及び取付管	
取付網	—
取付管	—

令和四年三月 時点

B案

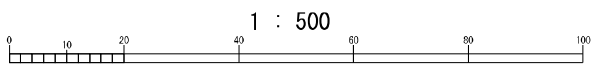


桜山第八分区分を除く
桜山系統全量

桜山系統
を合流

桜山第八分区分を除く
逗子市全量

新宿系統全量



計画機関 逗子市

令和四年三月 時点

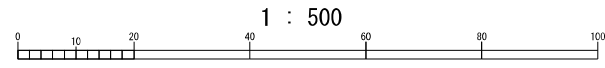
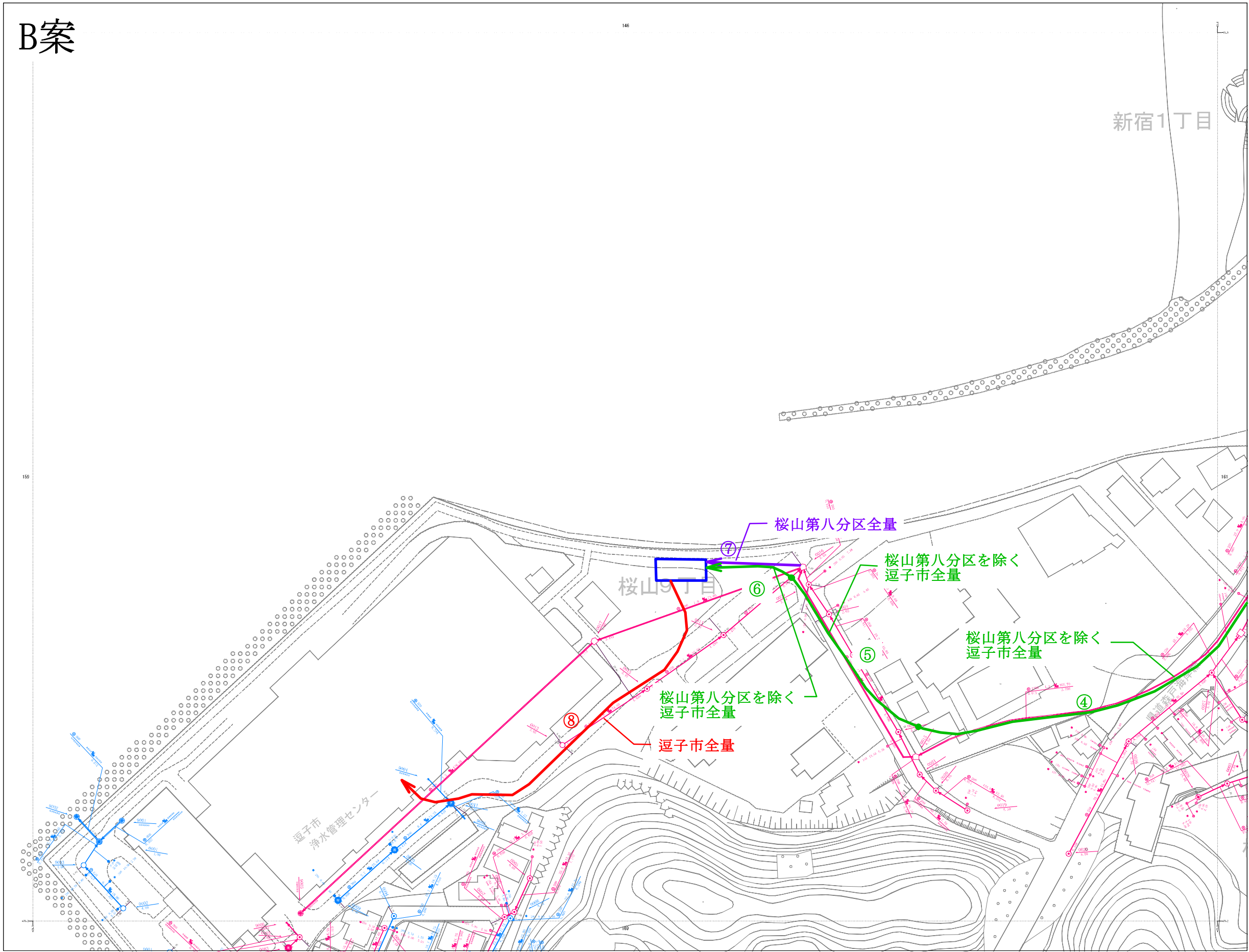
B案

詳細図
160

146	147
159	160
169	170

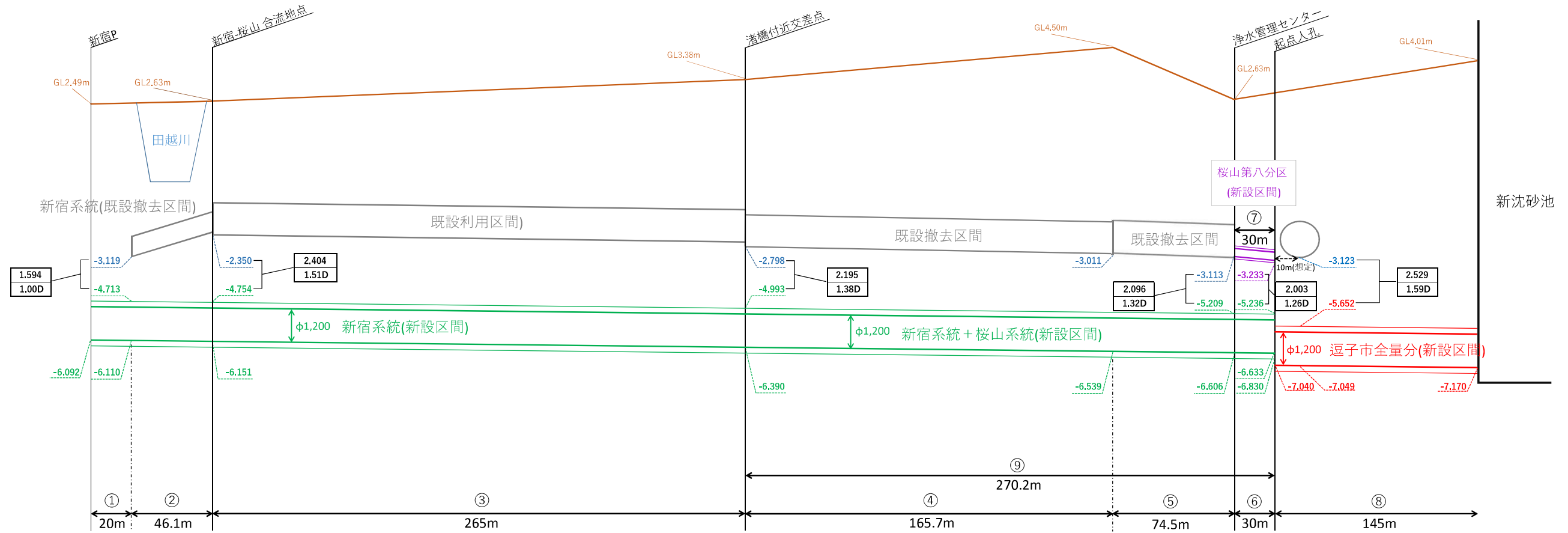


凡例	
種別	記号
マンホール	
0号マンホール	●
1号マンホール	○
2号マンホール	○
3号マンホール	●
4号マンホール	●
5号マンホール	●
6号マンホール	□
Y号マンホール	⊗
特1号マンホール	⊗
特1号Aマンホール	⊗
伏座マンホール	⊗
矩形専用マンホール	□
特殊マンホール	□
楕円形マンホール (内径15cm)	○
楕円形マンホール (内径20cm)	○
35削マンホール	○
50削マンホール	○
70削マンホール	○
楕円形マンホール (内径30×36cm)	□
楕円形マンホール (内径42×48cm)	□
マンホールポンプ	⊗
小口径マンホール (内径30cm、40cm)	●
楕円形マンホール (内径30cm)	●
特殊マンホール (100×100cm、120×100cm、150×150cm、160×160cm、180×180cm)	⊗
6号マンホール(内径150cm)	●
立派弁	●
ダムマンホール	●
起点・終点不詳	●
社き口	⊗
矢方形	□
管渠	
幹線	—
枝線	—
圧送幹線	—
圧送枝線	—
新設マンホール (現形)	○
新設マンホール (現形)	○
新設マンホール (現形)	○
副管	—
流下矢印	▶
樹	
公共汚水樹	—
公共雑排水樹	—
未設置樹	—
田舎樹 (合流地区)	—
新築 (合流地区)	—
種別	
汚水施設	—
雨水施設	—
合流施設	—
私設管	—
記載例	
マンホール及び管渠	
取付樹及び取付管	



計画機関 逗子市

B案



※シールド工法を想定し、新宿ポンプ場からの既設圧送管と新設管の離隔を最小1.0Dとした。

①区間の設定
管径及び勾配は、新宿中継ポンプ場への計画流入量0.613m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1200	0.9	1.034	1.170	20	-6.092	-6.110

①新設管 下流側の外径頂部と既設管 下流側の管底高は、1.0Dの離隔を取る。
一既設管 下流側の管底高= TP -3.119 m
既設管との離隔(1.0D)=1.594 1.594 m
①新設管 下流側の外径頂部=-3.119-1.594 TP -4.713 m
①新設管の厚み(上部)+内径=0.197+1.200 1.397 m
↓
①新設管 上流管底高=-6.110+(0.9/10*20/100) TP -6.092 m
①新設管 下流管底高=-4.713-1.397 TP -6.110 m

②区間の設定
②区間の新設管の管径及び勾配は、①と同様とする。
管径及び勾配は、新宿中継ポンプ場への計画流入量0.613m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1200	0.9	1.034	1.170	46.1	-6.110	-6.151

②新設管 上流管底高= TP -6.110 m
②新設管 下流管底高=TP-6.110m-(0.9/10*46.1/100) TP -6.151 m
②新設管 下流側の外径頂部=-6.151+1.200+0.197 TP -4.754 m

③区間の設定
③区間の新設管の管径及び勾配は、②と同様とする。
管径及び勾配は、新宿中継ポンプ場への計画流入量0.613m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1200	0.9	1.034	1.170	265	-6.151	-6.390

③新設管 上流管底高= TP -6.151 m
③新設管 下流管底高=TP-6.151m-(0.9/10*265/100) TP -6.390 m

④区間の設定
④区間の新設管の管径及び勾配は、③と同様とする。
管径及び勾配は、新宿中継ポンプ場への計画流入量0.613m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1200	0.9	1.034	1.170	165.7	-6.390	-6.539

④新設管 上流管底高= TP -6.390 m
④新設管 下流管底高=TP-6.390m-(0.9/10*165.7/100) TP -6.539 m
④新設管 上流側の外径頂部=-6.390+1.200+0.197 TP -4.993 m

⑤区間の設定
⑤区間の新設管の管径及び勾配は、④と同様とする。
管径及び勾配は、新宿中継ポンプ場への計画流入量0.613m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1200	0.9	1.034	1.170	74.5	-6.539	-6.606

⑤新設管 上流管底高= TP -6.539 m
⑤新設管 下流管底高=TP-6.390m-(0.9/10*74.5/100) TP -6.606 m
⑤新設管 下流側の外径頂部=-6.606+1.200+0.197 TP -5.209 m

⑥区間の設定
⑥区間の新設管の管径及び勾配は、⑤と同様とする。
管径及び勾配は、新宿中継ポンプ場への計画流入量0.613m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1200	0.9	1.034	1.170	30	-6.606	-6.633

⑥新設管 上流管底高= TP -6.606 m
⑥新設管 下流管底高=TP-6.390m-(0.9/10*30/100) TP -6.633 m
⑥新設管 下流側の外径頂部=-6.633+1.200+0.197 TP -5.236 m
⑥新設管 下流側の外径底部=-6.633-0.197 TP -6.830 m

⑦区間の設定
管径及び勾配は、桜山第八分区の0.002m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
300	3	0.749	0.053	30	-3.113	-3.203

⑦新設管 上流管底高= TP -3.113 m
⑦新設管 下流管底高=TP-3.113m-(3.0/10*30/100) TP -3.203 m
⑦新設管 下流管底高(外厚込み)=-3.203-0.030 TP -3.233 m

⑧区間の設定
管径及び勾配は、返子市汚水1Q超過分の0.700m³/sを流下できる能力とする。

管径 (mm)	勾配 (%)	流速 (m/s)	流量 (m ³ /s)	延長 (m)	上流管底高 (TP±m)	下流管底高 (TP±m)
1000	0.9	0.916	0.719	145	-7.040	-7.170

⑧区間を145mとし、沈砂池流入高TP-7.170mを⑧新設管の下流管底高とする。
↓
⑧新設管 上流管底高=-7.170+(0.9/10*145/100) TP -7.040 m
⑧新設管 下流管底高=沈砂池流入高= TP -7.170 m
→⑧新設管 交差点上流管底高=-7.040-(0.9/10*10/100) TP -7.049 m
⑧新設管 交差点 外径頂部=-7.049+1.200+0.197 TP -5.652 m
既設管の交差点管底高=-3.113-(1.0/10*10/100) TP -3.123 m