

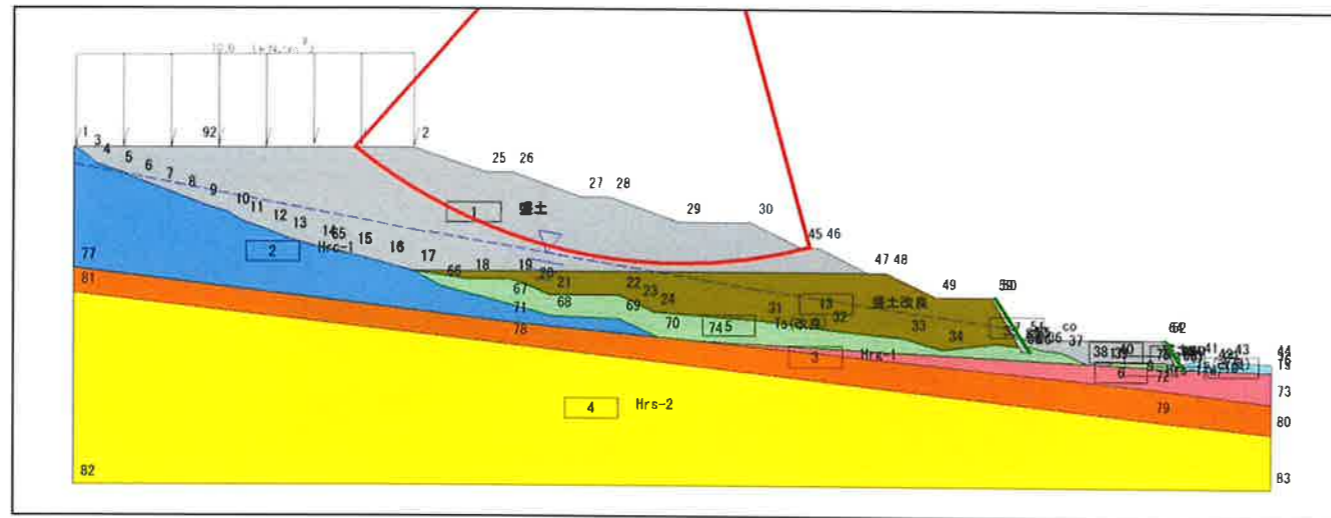
< A-A断面 >

検討ケース：改良強度・改良範囲を変えて検討

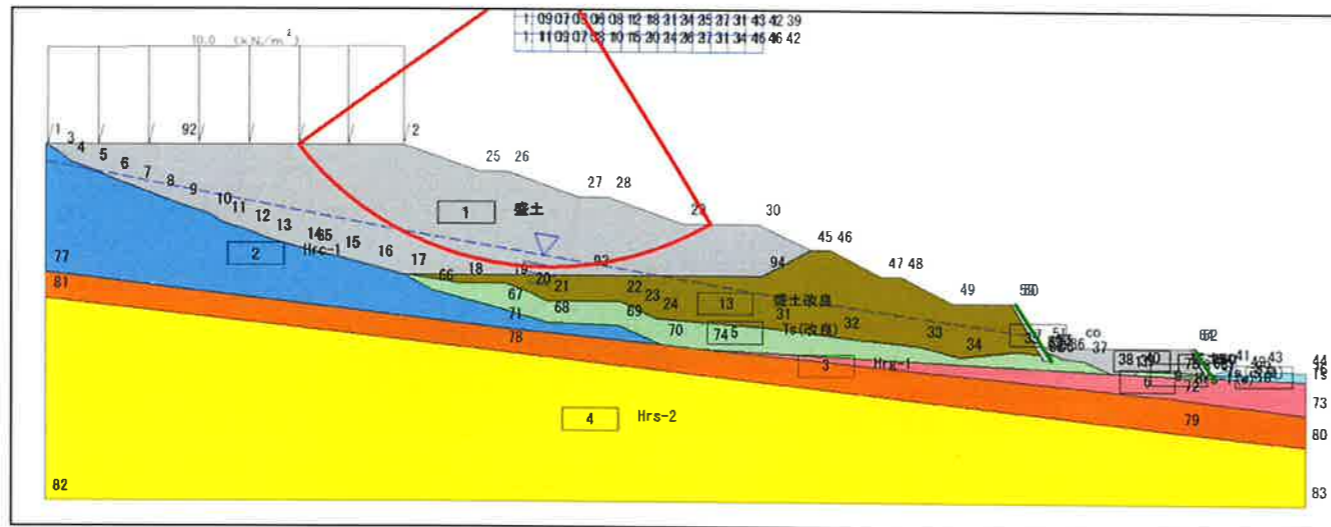
盛土小段型	盛土小段+堤体型	堤体型
9ケース	4ケース	3ケース

- ・ 小段毎の改良では盛土粘着力 c を 70kN/m^2 にすることにより2段目以上の改良で基準値をクリアする。
- ・ 小段（2段目）+堤体型改良では盛土粘着力 c を 70kN/m^2 にすることにより改良範囲が小さくなる。
- ・ 堤体型改良では盛土粘着力 c を 70kN/m^2 にすることにより改良範囲が小さくなる。

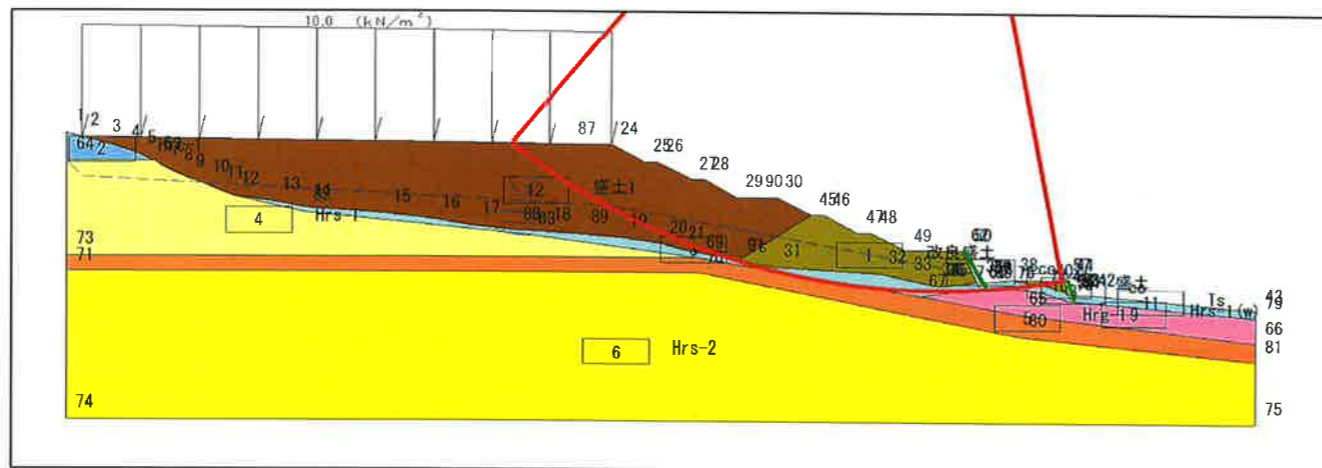
盛土小段型



盛土小段+堤体型



堤体型



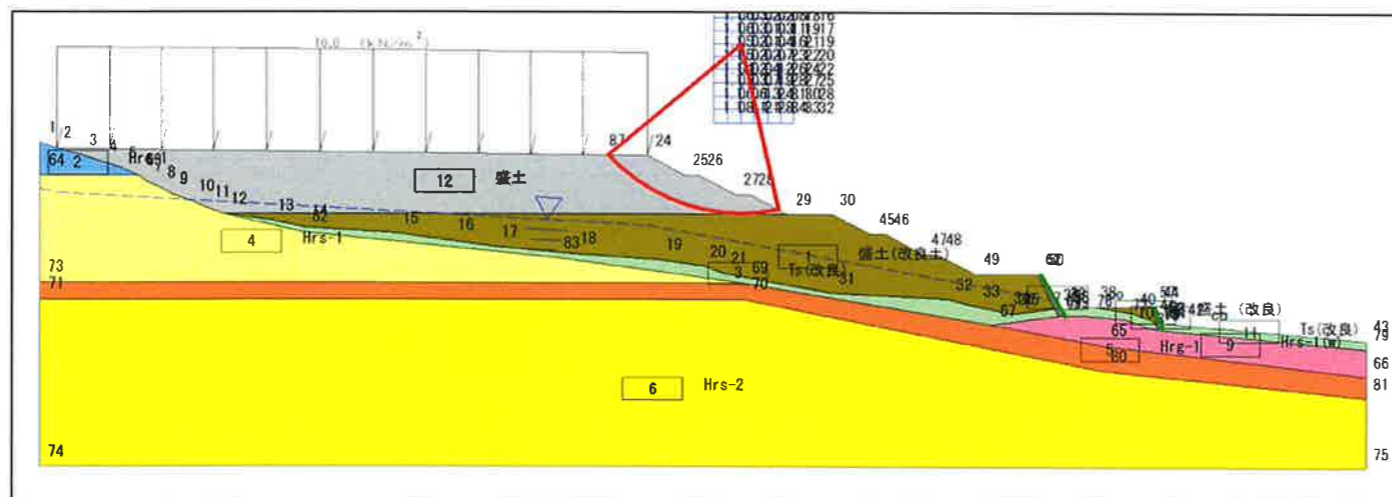
<B-B断面>

検討ケース：改良強度・改良範囲を変えて検討

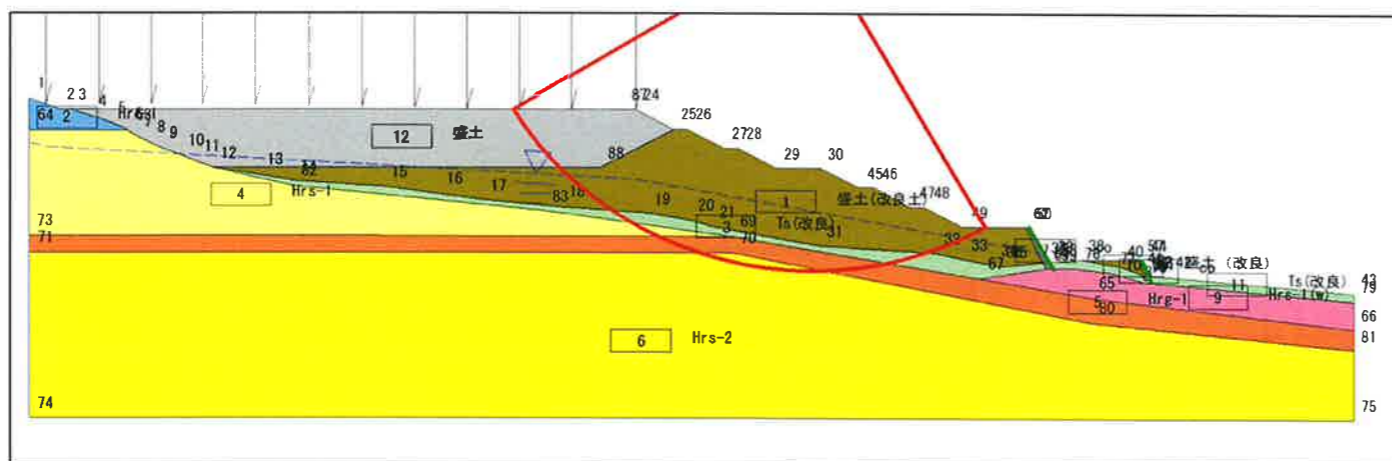
盛土小段型	盛土小段+堤体型	堤体型
9ケース	6ケース	3ケース

- ・ 小段毎の改良では4段目までの改良土盛土により、改良強度 $C=50\text{kN/m}^2$ 以上で基準値をクリアする。
- ・ 小段+堤体型改良は4段目+堤体で基準値をクリアする。
- ・ 堤体型は盛土粘着力を 70kN/m^2 にすることにより改良範囲が小さくなる。
- ・ ただし、A-A断面とB-B断面は斜面下部で交わるため、改良強度はA-Aと同じ $C=70\text{kN/m}^2$ にする必要がある。

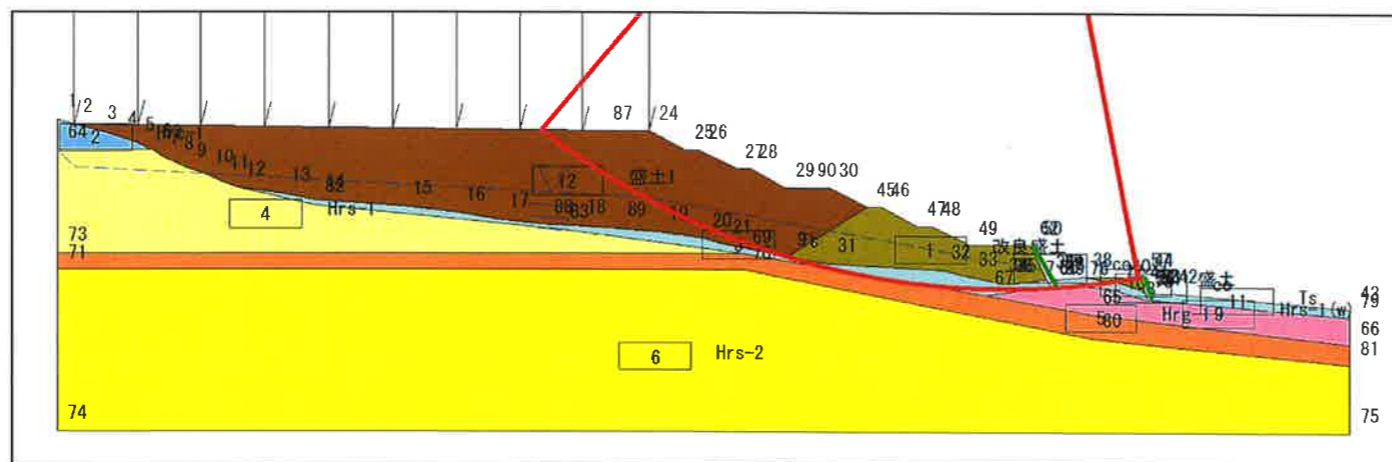
盛土小段型



盛土小段+堤体型



堤体型



9. 決定した工法の安定度検証

盛土の安全性・改良方法・改良強度・改良範囲・施工性を検討した結果

1-1断面・A-A断面・B-B断面共に堤体型で改良する事が最も有効な工法として選定した。

断面	盛土改良範囲	改良強度 c (kN/m ²)	安全率 Fs		評価		総評価
			常時	地震時	改良範囲	改良強度	
1-1	堤体型	90	2.169	1.051	◎	◎	◎
A-A	堤体型(4段部分)	70	2.219	1.113	◎	◎	◎
B-B	堤体型(3段部分)	70	1.930	1.017	◎	◎	◎

決定した堤体型改良について下記の事項について検証を行った。

- (1) 地下水位が盛土高さの1/2まで上昇した場合
- (2) 各断面の複合すべりによる安定度

【計算結果】

- (1) 地下水位が盛土高さの1/2まで上昇した場合

	改良強度 粘着力 c kN/m ²	常時		地震時	
		判定	判定	判定	判定
1-1断面	90	2.124	○	1.012	○
A-A断面	70	2.167	○	1.080	○
B-B断面	70	1.899	○	1.000	○

- (2) 各断面の複合すべりによる安定度

	改良強度 粘着力 c kN/m ²	常時		地震時	
		判定	判定	判定	判定
1-1断面	90	3.097	○	1.515	○
A-A断面	70	3.248	○	1.562	○
B-B断面	70	3.091	○	1.614	○

【検証結果による評価】

- (1) 地下水が盛土高さの1/2まで上昇した場合

1-1'断面、A-A'断面、B-B'断面共に常時、地震時とも安全率を満足する結果となった。

- (2) 複合すべり

円弧すべりに比較して大きい安全率が得られるものとなった。

決定した断面を次項に示した。

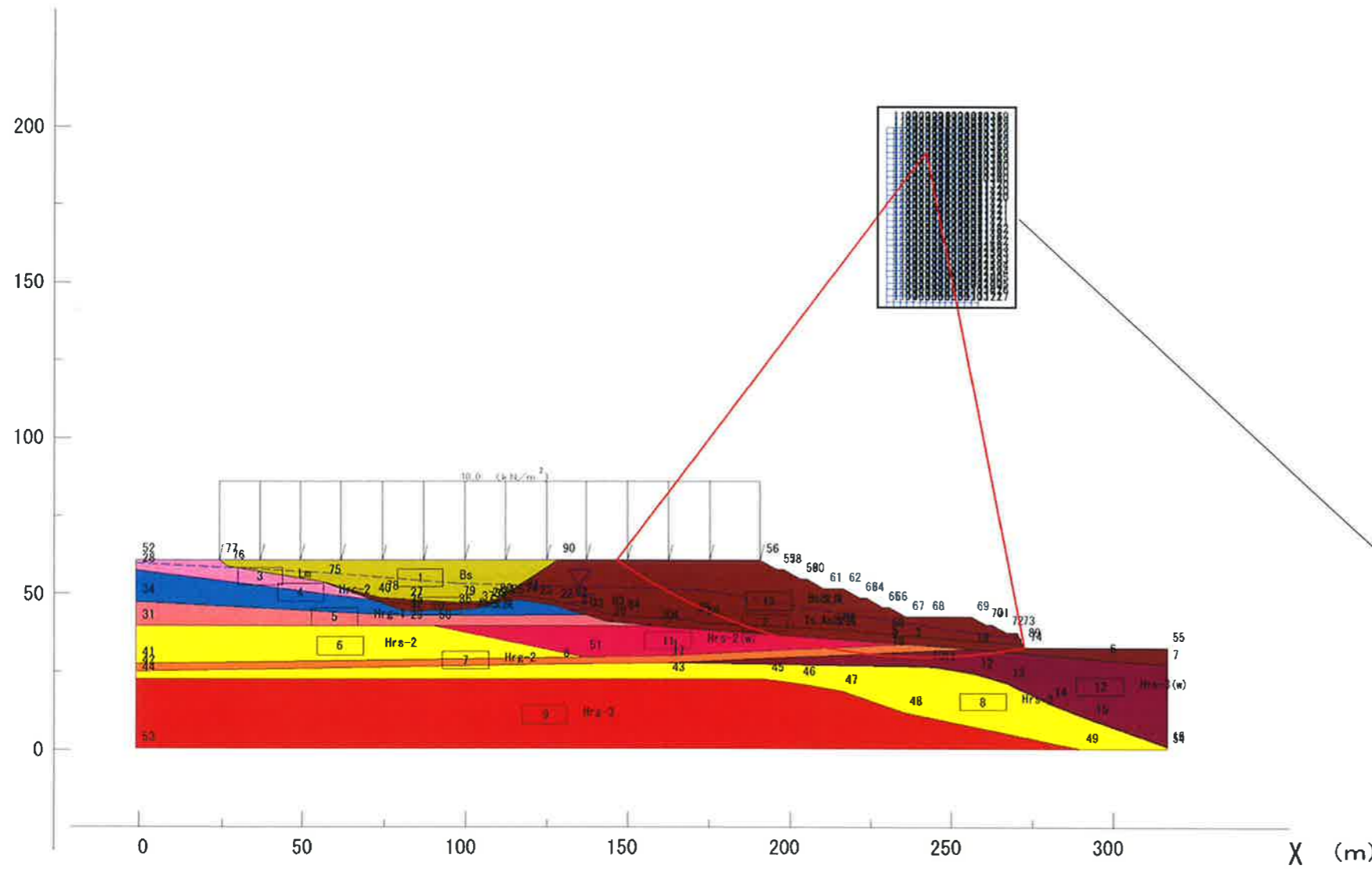
1-1断面 地下水位：盛土の1/2 堤体型改良 As改良

縮尺：1/2515

最小安全率 $F S_{MIN} = 1.012$
 円弧の中心 $X = 242.00$ (m)
 $Y = 192.00$ (m)
 半径 $R = 162.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 1859755.9$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 1837271.4$ (kN・m)

層番号	飽和重量 (kN/m ³)	湿潤重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	14.00	14.00	20.00	10.00	0.00	0.250	0.000
2	15.00	15.00	2.00	40.00	0.00	0.250	0.000
3	15.00	15.00	10.00	64.00	0.00	0.250	0.000
4	18.00	18.00	0.00	300.00	0.00	0.250	0.000
5	21.00	21.00	40.00	0.00	0.00	0.250	0.000
6	19.00	19.00	30.00	0.00	0.00	0.250	0.000
7	19.00	19.00	35.00	0.00	0.00	0.250	0.000
8	19.00	19.00	30.00	0.00	0.00	0.250	0.000
9	21.00	21.00	40.00	0.00	0.00	0.250	0.000
10	17.00	17.00	25.00	0.00	0.00	0.250	0.000
11	17.00	17.00	25.00	0.00	0.00	0.250	0.000
12	17.00	17.00	25.00	0.00	0.00	0.250	0.000
13	14.00	14.00	20.00	40.00	0.00	0.250	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)



1.08	1.07	1.08	1.07	1.06	1.05	1.05	1.06	1.08	1.09	1.11	1.13	1.15	1.18	1.21
1.08	1.09	1.08	1.07	1.06	1.05	1.05	1.06	1.08	1.09	1.11	1.13	1.15	1.18	1.21
1.08	1.09	1.08	1.07	1.06	1.05	1.05	1.06	1.07	1.09	1.11	1.13	1.15	1.18	1.21
1.08	1.09	1.08	1.07	1.06	1.05	1.05	1.06	1.07	1.09	1.11	1.13	1.15	1.18	1.21
1.08	1.09	1.08	1.07	1.06	1.05	1.05	1.06	1.07	1.09	1.11	1.13	1.15	1.18	1.21
1.08	1.09	1.08	1.07	1.06	1.05	1.05	1.06	1.07	1.09	1.11	1.13	1.15	1.18	1.21
1.09	1.09	1.08	1.07	1.06	1.05	1.05	1.06	1.07	1.09	1.11	1.13	1.16	1.18	1.21
1.10	1.09	1.08	1.07	1.06	1.05	1.05	1.06	1.07	1.09	1.11	1.13	1.16	1.18	1.22
1.10	1.09	1.08	1.07	1.06	1.05	1.05	1.06	1.07	1.09	1.11	1.13	1.16	1.18	1.22
1.10	1.09	1.08	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05	1.07	1.09	1.11	1.13	1.16	1.18	1.22
1.10	1.09	1.08	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05	1.07	1.08	1.10	1.13	1.16	1.19	1.22
1.10	1.09	1.08	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05	1.07	1.08	1.10	1.13	1.16	1.19	1.22
1.10	1.09	1.08	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05	1.07	1.08	1.10	1.13	1.16	1.19	1.22
1.10	1.09	1.08	1.06	1.06	1.05	1.05	1.05	1.07	1.08	1.10	1.13	1.16	1.19	1.22

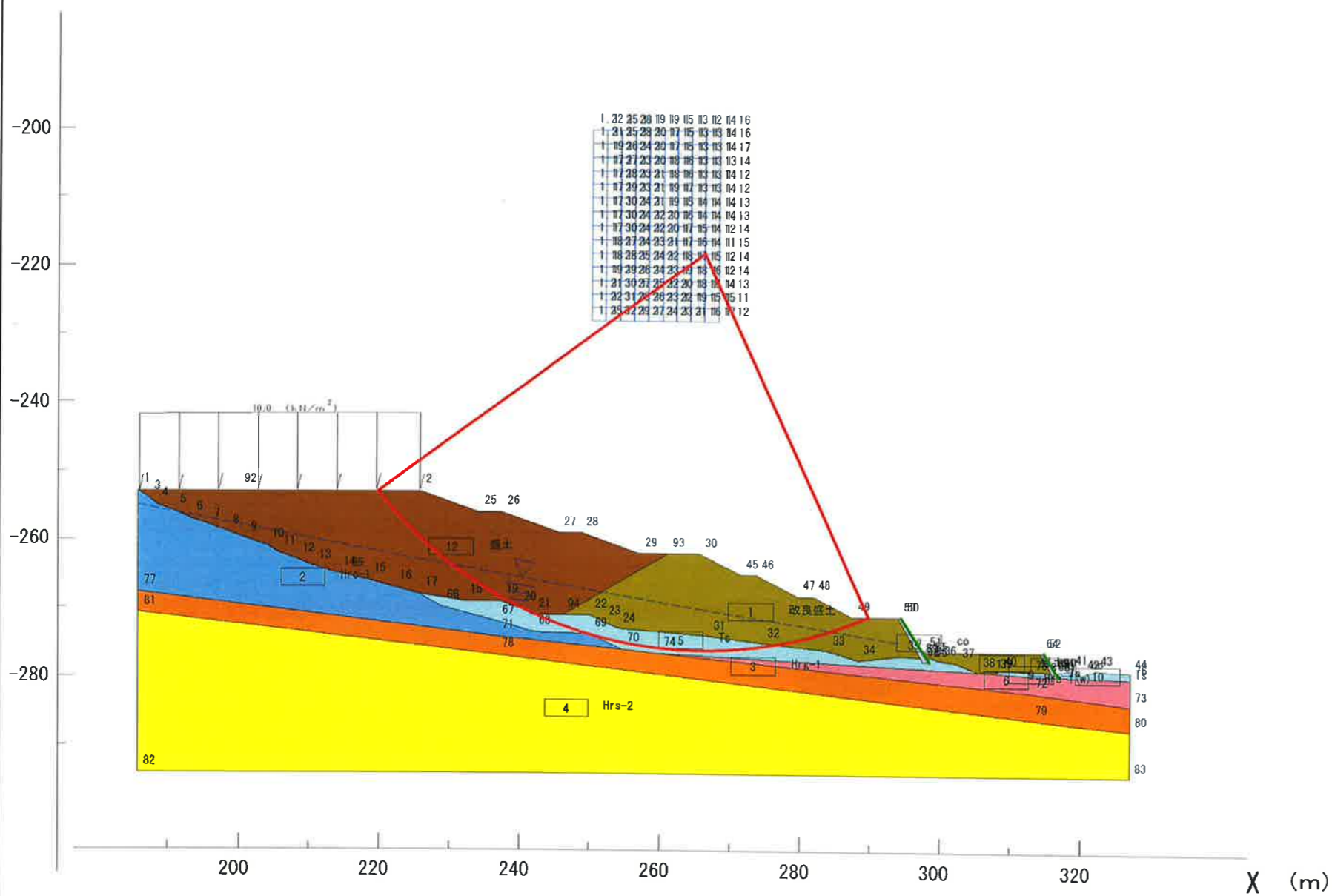
安全率図 (地震時)

A-A断面 地下水：盛土中1/3

盛土改良：堤体型 粘着力 $c=70\text{kN/m}^2$

縮尺：1/1119

最小安全率 $F_{s\text{ MIN}} = 1.113$
 円弧の中心 $X = 266.00$ (m)
 $Y = -218.00$ (m)
 半径 $R = 58.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 272991.1$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 245366.5$ (kN・m)



層番号	飽和重量 (kN/m^3)	湿潤重量 (kN/m^3)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m^2)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	14.00	14.00	20.00	70.00	0.00	0.250	0.000
2	18.00	18.00	0.00	110.00	0.00	0.250	0.000
3	21.00	21.00	40.00	0.00	0.00	0.250	0.000
4	19.00	19.00	30.00	0.00	0.00	0.250	0.000
5	15.00	15.00	2.00	70.00	0.00	0.250	0.000
6	17.00	17.00	25.00	0.00	0.00	0.250	0.000
7	23.00	23.00	0.00	100.00	0.00	0.250	0.000
8	23.00	23.00	0.00	100.00	0.00	0.250	0.000
9	15.00	15.00	2.00	70.00	0.00	0.250	0.000
10	15.00	15.00	2.00	70.00	0.00	0.250	0.000
11	14.00	14.00	20.00	70.00	0.00	0.250	0.000
12	14.00	14.00	20.00	70.00	0.00	0.250	0.000

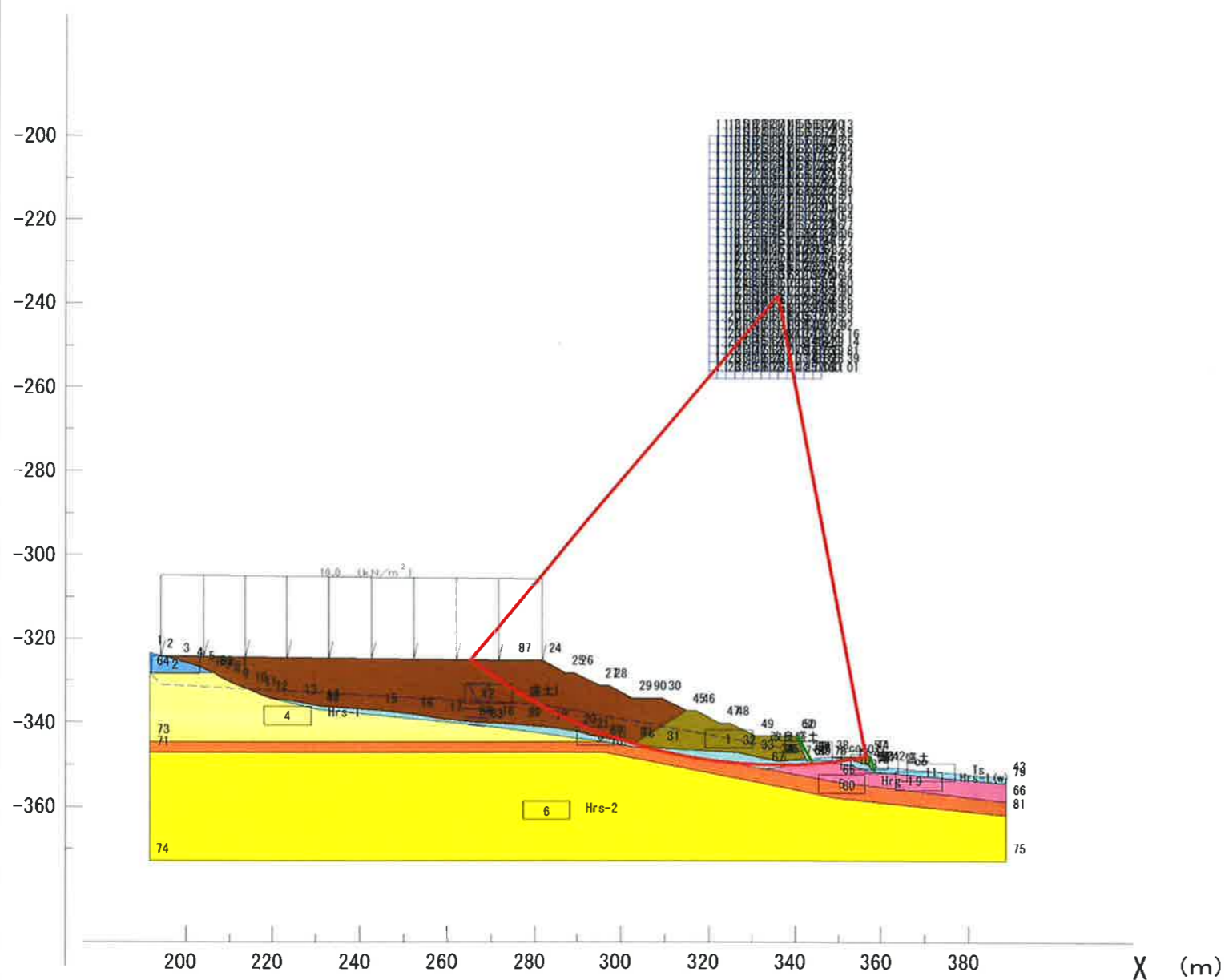
水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m^3)

安全率図 (地震時)

盛土改良：堤体型 粘着力 $c = 70\text{kN/m}^2$

縮尺：1/1933

最小安全率 $F_{S\text{MIN}} = 1.017$
 円弧の中心 $X = 336.00$ (m)
 $Y = -238.00$ (m)
 半径 $R = 112.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 580424.6$ (kN·m)
 起動モーメント $M_D = 570858.8$ (kN·m)



層番号	飽和重量 (kN/m^3)	湿潤重量 (kN/m^3)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m^2)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	14.00	14.00	20.00	70.00	0.00	0.250	0.000
2	18.00	18.00	0.00	110.00	0.00	0.250	0.000
3	15.00	15.00	2.00	70.00	0.00	0.250	0.000
4	19.00	19.00	30.00	0.00	0.00	0.250	0.000
5	21.00	21.00	40.00	0.00	0.00	0.250	0.000
6	19.00	19.00	30.00	0.00	0.00	0.250	0.000
7	23.00	23.00	0.00	100.00	0.00	0.250	0.000
8	23.00	23.00	0.00	100.00	0.00	0.250	0.000
9	17.00	17.00	25.00	0.00	0.00	0.250	0.000
10	14.00	14.00	20.00	70.00	0.00	0.250	0.000
11	15.00	15.00	2.00	70.00	0.00	0.250	0.000
12	14.00	14.00	20.00	70.00	0.00	0.250	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m^3)

安全率図 (地震時)

③. 最大盛土高断面（1-1断面）による地下水位が地表面まで上昇した場合の安定計算

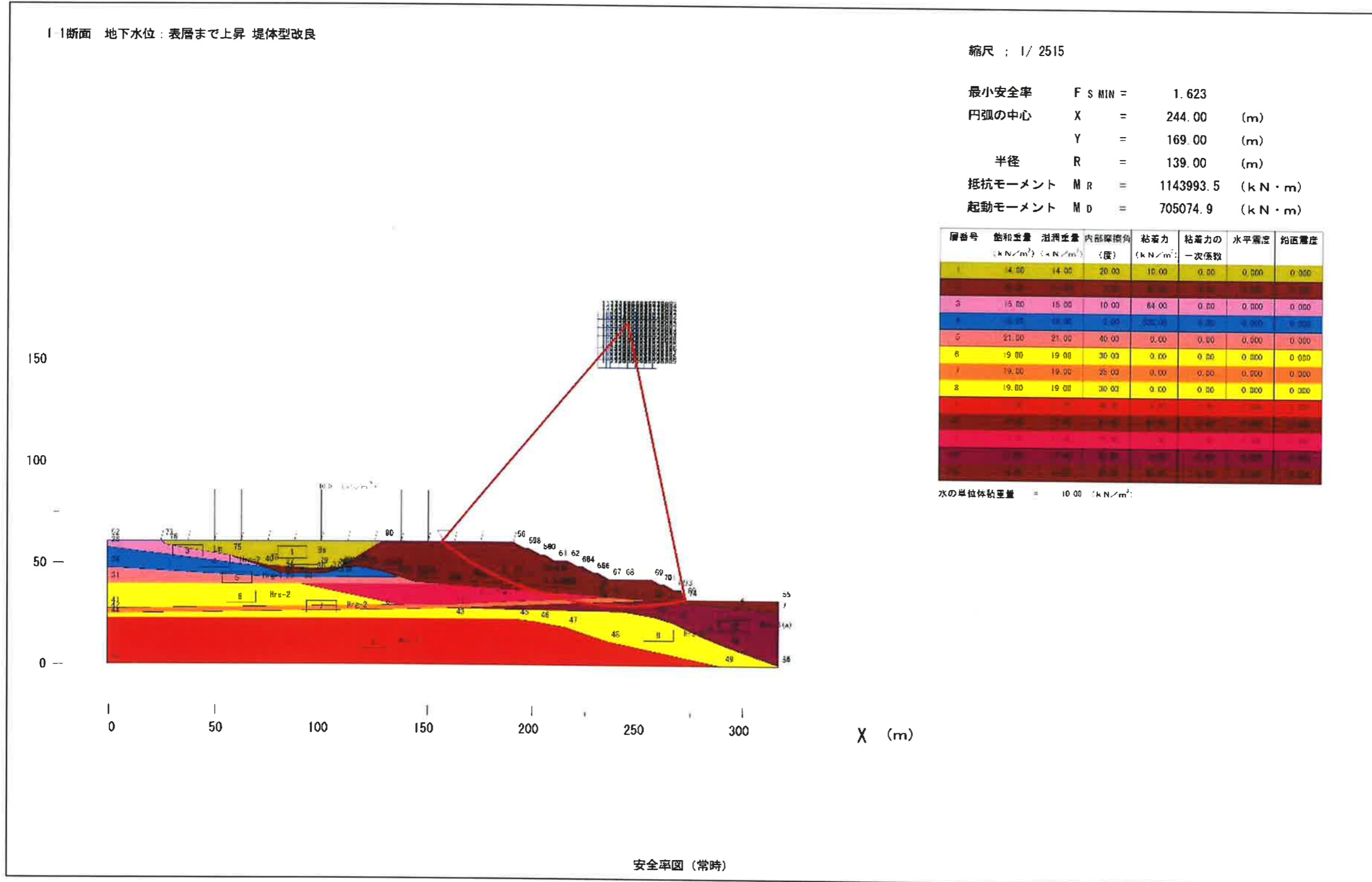
最大盛土高となる1-1断面で、地下水位が地表面まで上昇した場合の常時の安定計算を試験的に行った。

【計算結果】

地表面と地下水位位置を同一にした場合の算定結果は下記の通となった。（算定は常時）

最小安全率 F_{smin} : 1.623 > 1.5（基準値）

算定結果は、必要な安全率（ $F_s=1.5$ 以上）を満たしており、安定が確保できると考えられる。



八王子市兵衛二丁目



八王子市兵衛二丁目

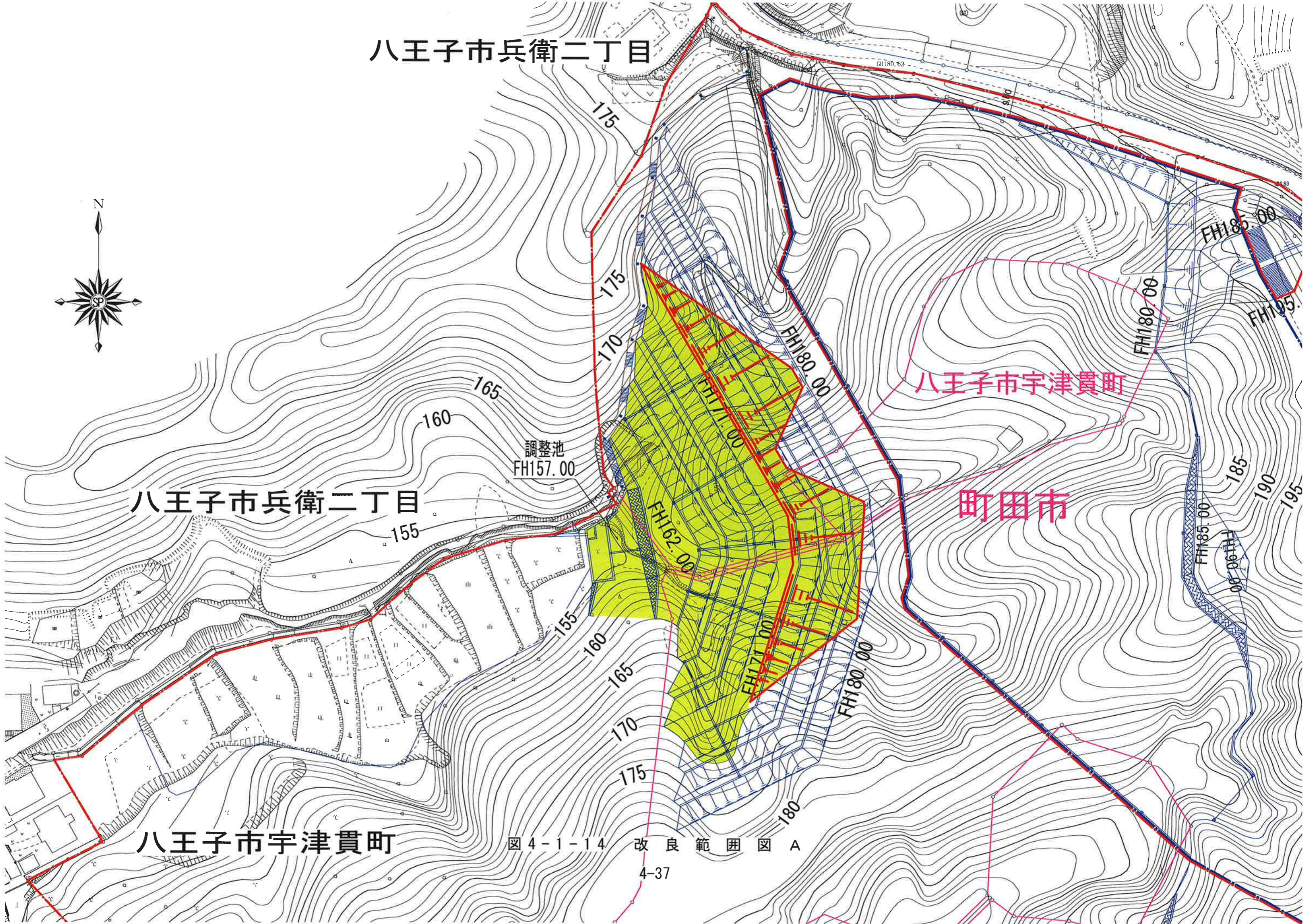
八王子市宇津貫町

八王子市宇津貫町

町田市

調整池
FH157.00

図 4-1-14 改良範囲図 A



津貫町

八王子市

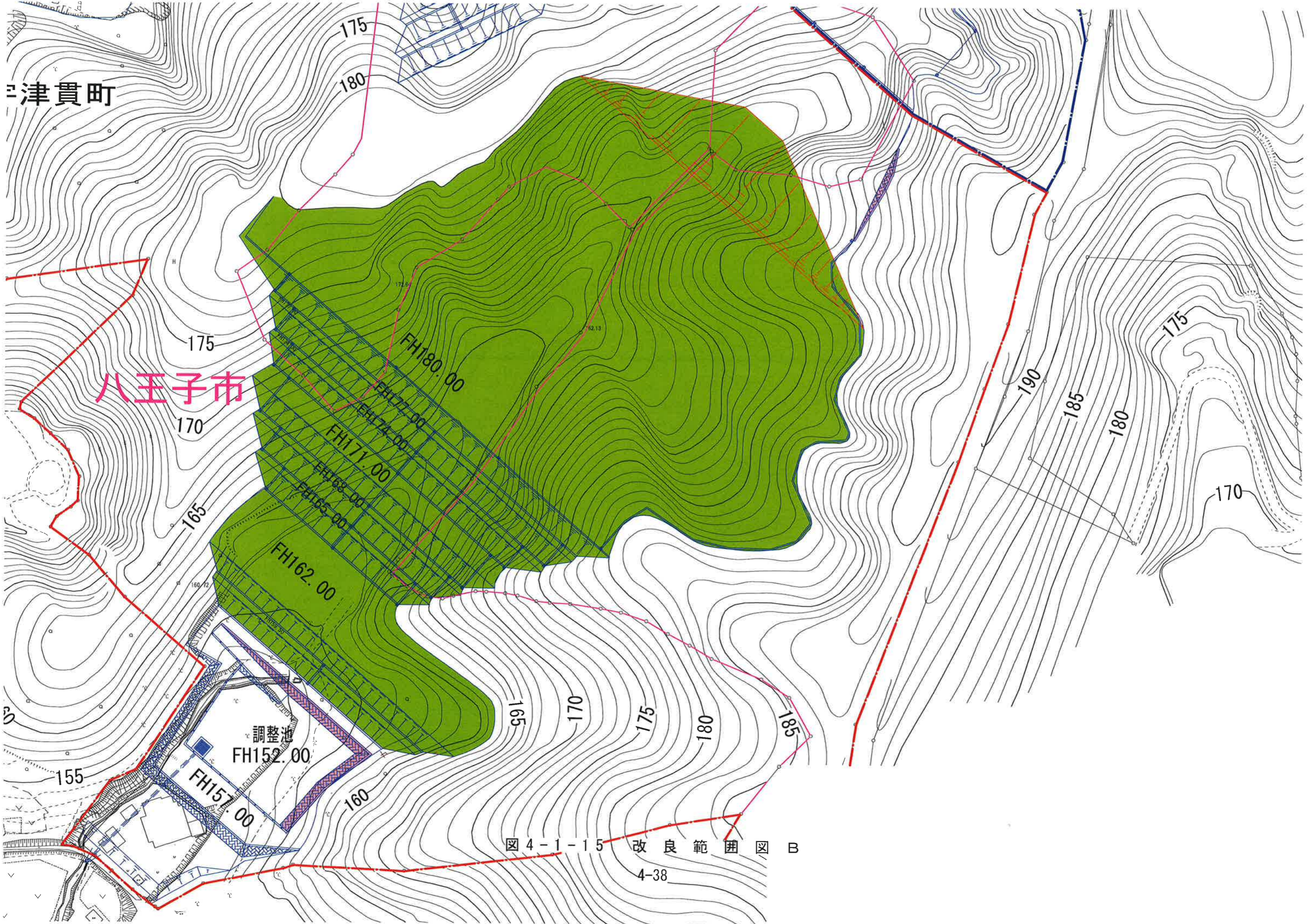
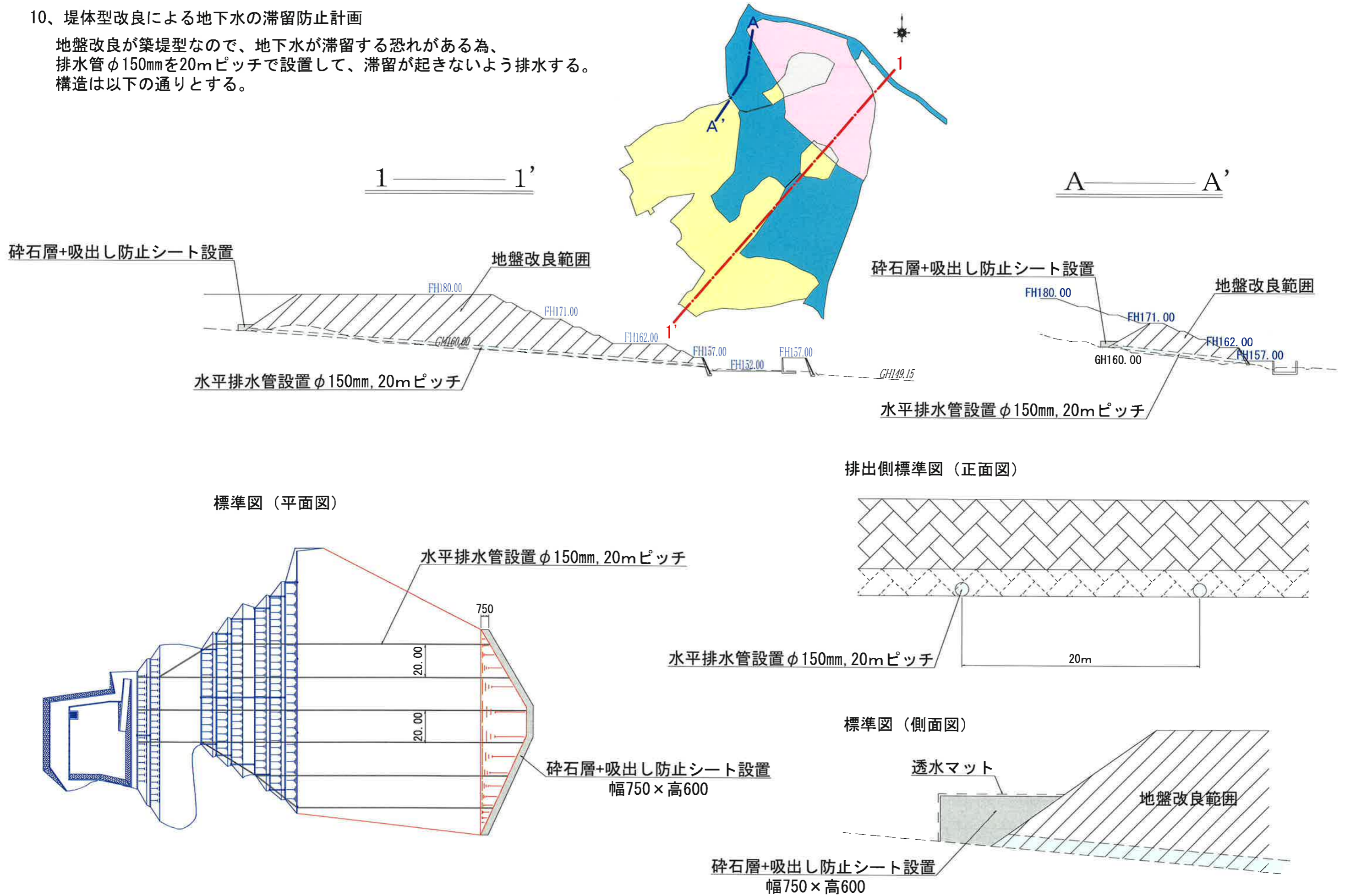


図 4-1-15 改良範囲図 B

10、堤体型改良による地下水の滞留防止計画

地盤改良が築堤型なので、地下水が滞留する恐れがある為、排水管φ150mmを20mピッチで設置して、滞留が起きないように排水する。構造は以下の通りとする。



(15) 工事計画・工事工程

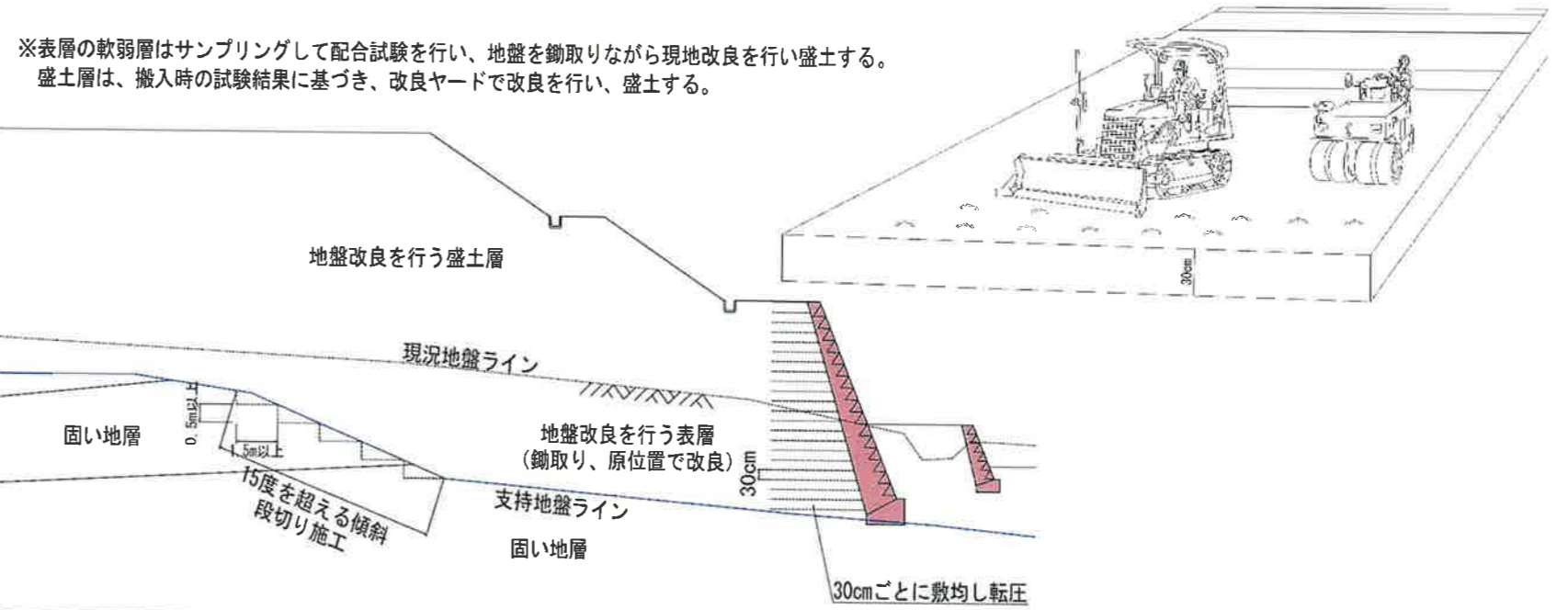
施工に際しては盛土の安全性や自然環境保全に配慮し施工を行う。

(1) 工事計画

- 1) 工事に先立ち自然環境保全に配慮し保全対策を講じる。
 - 2) 施工ステップ
 - ①動植物の保全と同時に町田市道及び信号機の移設
 - ②A 調整池側の伐採
 - ③A 調整池の築造
 - ④A 調整池側の切盛土工事
 - ⑤A 調整池側がある程度目途がつき次第、B 調整池側にパイロット道路を尾根伝えで作成しB 調整池の家屋解体及び創出型ビオトープとB 調整池の築造をする。
 - ⑥B 調整池側の切盛土工事（先にA 調整池側がある程度完成する）
 - ⑦人工芝グラウンド及び資材置場、植栽・電気・水道・管理棟その他工事に着手。
 - ⑧完成
- 概ね上記の通り施工を行っていく。

※盛土工事手順

施工に際しては盛土の安全性や自然環境保全に配慮し施工を行う。既存の表層地盤は地盤改良を行う。表層地盤のサンプリングをして、配合試験で改良剤の添加量を決定する。表層地盤の鋤取りを行い、原位置にて改良剤を添加して攪拌する。盛土層の施工は、発生土ごとに配合試験を行うので、他の建設発生土との混合はしない。下記図の通り、既存地盤面の勾配が15度（約1：40）程度以上の傾斜地盤に盛土を行う場合は、盛土の滑動及び沈下が生じないように段切りを行う。盛土材を敷均し30cmごとに転圧を行う。



(2) 全体工程表

工種	か月	0	6	12	18	24	30	36	42	48	54	60
町田市道拡幅工事		●	●									
動植物移植		●	●	●								
伐採工事		●	●	●								
調整池A工事			●	●								
調整池B工事				●	●							
切盛土工事			●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
盛土材受入工事			●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
施設内舗装工事											●	●
管理棟建築工事											●	●
人工芝グラウンド工事他											●	●
		Step1	Step2	Step3	Step4	Step5	Step6		Step7		Step8	

(3) 施工計画ステップ図

Step1 施工開始～6か月

町田市道657号線拡幅工事
開発区域出入口造成工事
開発区域伐採工事
動植物移設作業



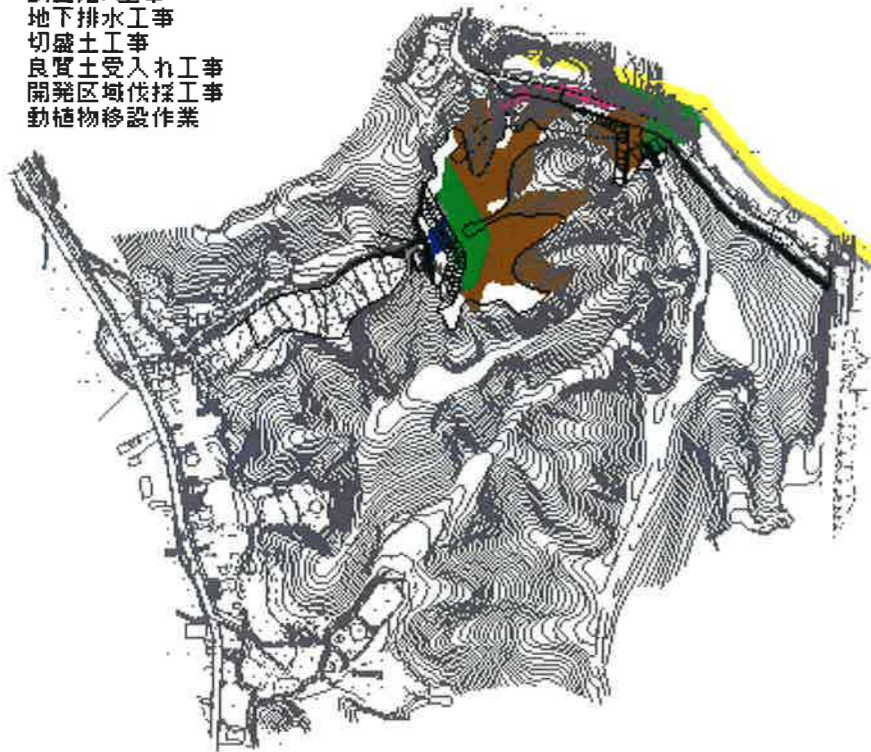
Step3 12か月～18か月

調整池B工事
地下排水工事
切盛土工事
良質土受入れ工事



Step2 6か月～12か月

調整池A工事
地下排水工事
切盛土工事
良質土受入れ工事
開発区域伐採工事
動植物移設作業



Step4 18か月～24か月

切盛土工事
良質土受入れ工事

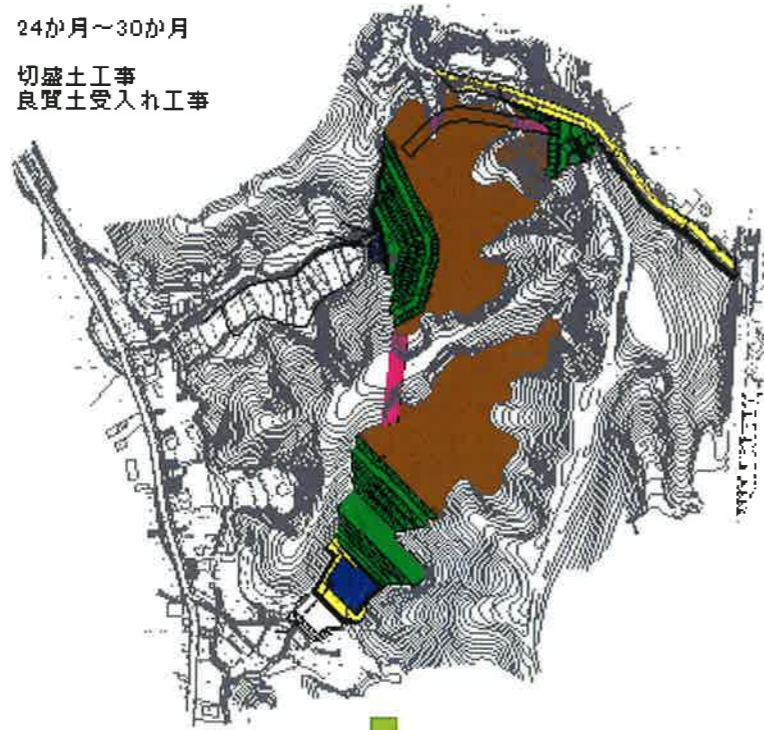


	道路
	法面
	切盛・受入れ エリア
	場内道路
	調整池
	仕上げ
	駐車場

Step5

24か月～30か月

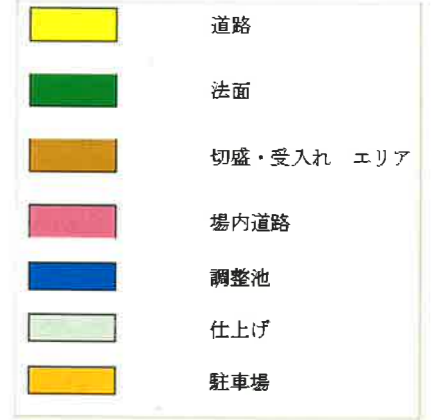
切盛土工事
良質土受入れ工事



Step7

42か月～54か月

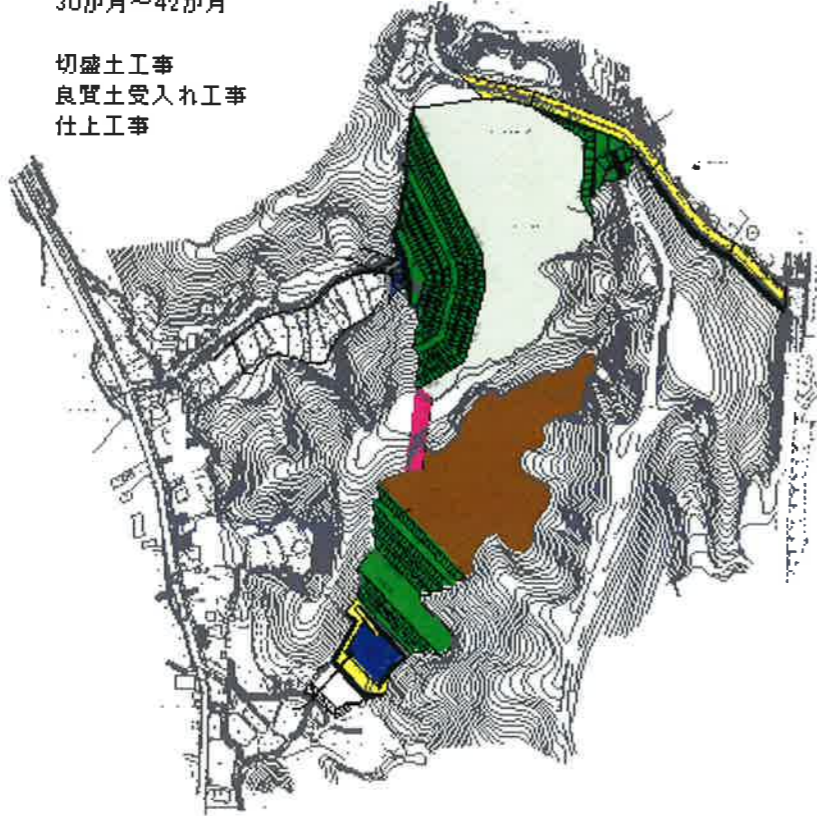
切盛土工事
良質土受入れ工事
仕上工事



Step6

30か月～42か月

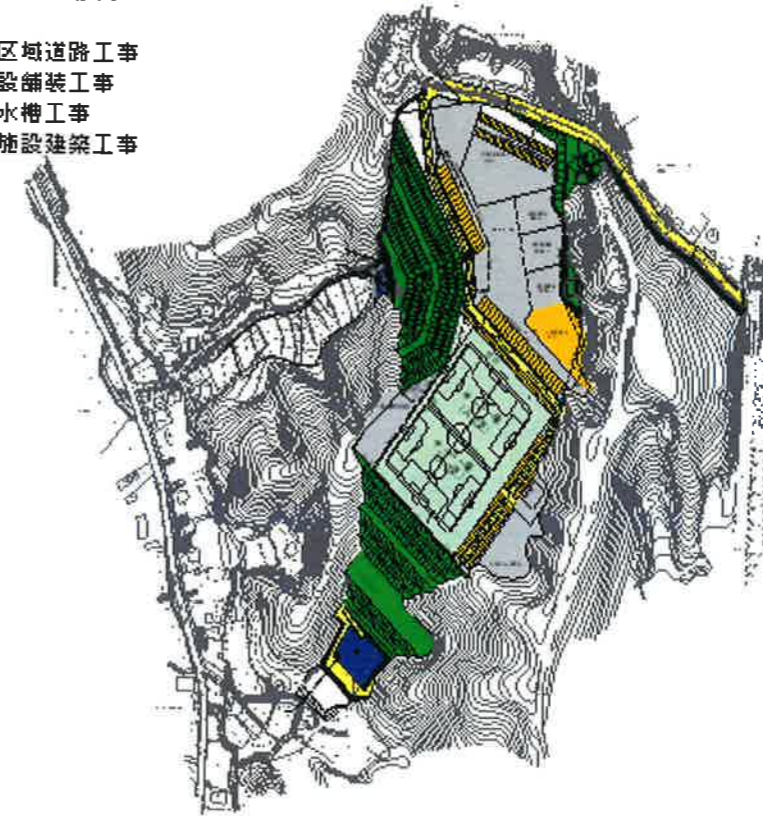
切盛土工事
良質土受入れ工事
仕上工事



Step8

54か月～60か月

開発区域道路工事
各施設舗装工事
防火水槽工事
管理施設建築工事



2. 排水計画・防災計画

(1) 雨水排水計画

1) 雨水排水計画の概要

- ・本事業地内の雨水は、八王子市で管理する既存水路へ放流する。
- ・放流にあたっては、事業地内をA・B二つの流域に分け、それぞれ二か所の調整池を築造して、調整池より既存水路へ放流する。
- ・八王子市で管理する流域区分に基づき、事業地外より調整池へ流入する箇所や、調整池へ流入できない箇所を、周辺の地形等から判断して、調整池の容量算定を行う。
(現在の流域区分は、八王子市指導により図4-2-1に示す通り2つの流域を考慮した。)
- ・西側造成法面と通路の一部を、U型側溝等で集水する区画は、調整池Aへ排水する。
- ・資材置場やグラウンド及び通路、南側造成法面を、U型側溝等及び管渠で集水する区画は、調整池Bへ排水する。
- ・北側町田市道に、事業地から雨水が流入しない事、また市道の雨水が事業地へ流入しない事を条件とし、道路排水施設の整備計画を市の指導により行い、その構造や規格を決定した。また、協議によりその放流先は、事業地西の赤道に排水管を整備し、南側の八王子市管理水路へ放流する計画とした。

2) 雨水排水計画の設計

計画にあたっては、以下の順番で行った。

- ① 流域と放流点の確認 (P4-43)
- ② 放流先水路の能力検討 (P4-45)
- ③ 調整池の容量算定及び形状の決定 (P4-46)
 - ・調整池の容量算定条件の確認 (P4-46)
 - ・調整池Aの必要容量算定 (P4-47 から P4-49)
 - ・調整池Bの必要容量算定 (P4-50 から P4-52)
 - ・強雨時に事業地外より流入してしまう懸念のある箇所について (P4-53 から P4-54)
 - ・上記箇所において必要となる調整池容量の算定 (P4-55 から P4-56)
 - ・オリフィスの計算 (P4-57)
 - ・堆積砂量の算定及び合計必要調整池容量の決定 (P4-58)
 - ・計画調整池Aの形状と必要容量との比較 (P4-59 から P4-60)
 - ・計画調整池Bの形状と必要容量との比較 (P4-61 から P4-62)
 - ・調整池B下流の水路整備予定について (P4-63)
- ④ 調整池へ誘導する管渠の設計 (P4-64)

① 流域と放流点の確認

図4-2-1現在の流域区分に示す通り、放流点に流出する流域の範囲は、八王子市で決定しており流域A及び流域Bに分かれている事を、八王子市管理資料より確認した。

流域Aのうち2.055haは、造成による改変の為、流域Bへ放流する。

共に事業区域外からの直接放流となる流域がある。(図4-2-4及び図4-2-5に示す。)

雨水流出抑制施設である調整池は、造成法面と通路の一部の流入がある調整池Aと、資材置場・運動施設設置面などの流入のある調整池Bに分け計画した。

黄色の範囲は、別の流域・別の放流点及び、本事業において改変を行わない流域の為、調整池の検討から除いた。

調整池からの放流は、調整池A及び調整池Bから出る放流量が、放流先水路の能力以下となる計画とした。

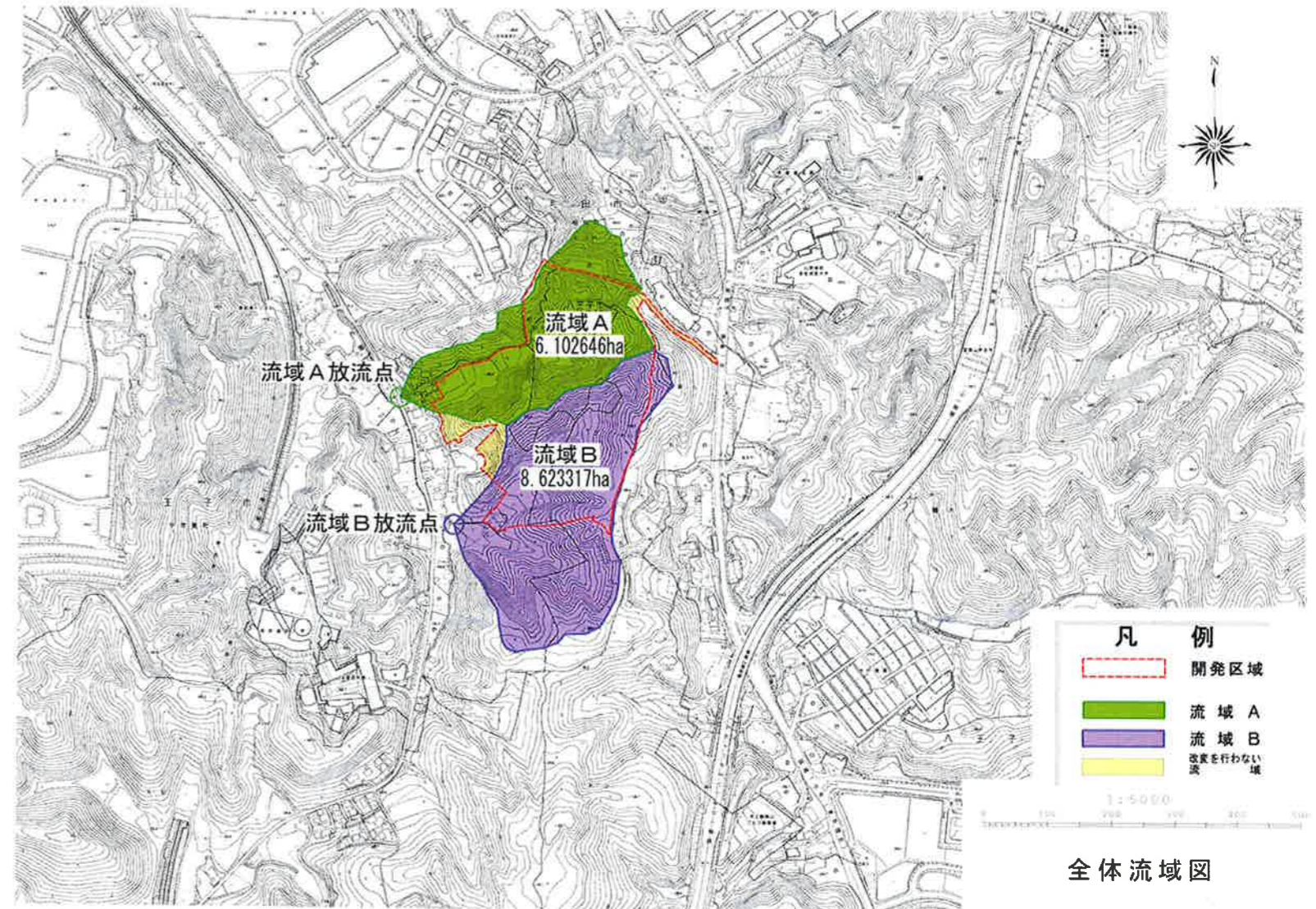
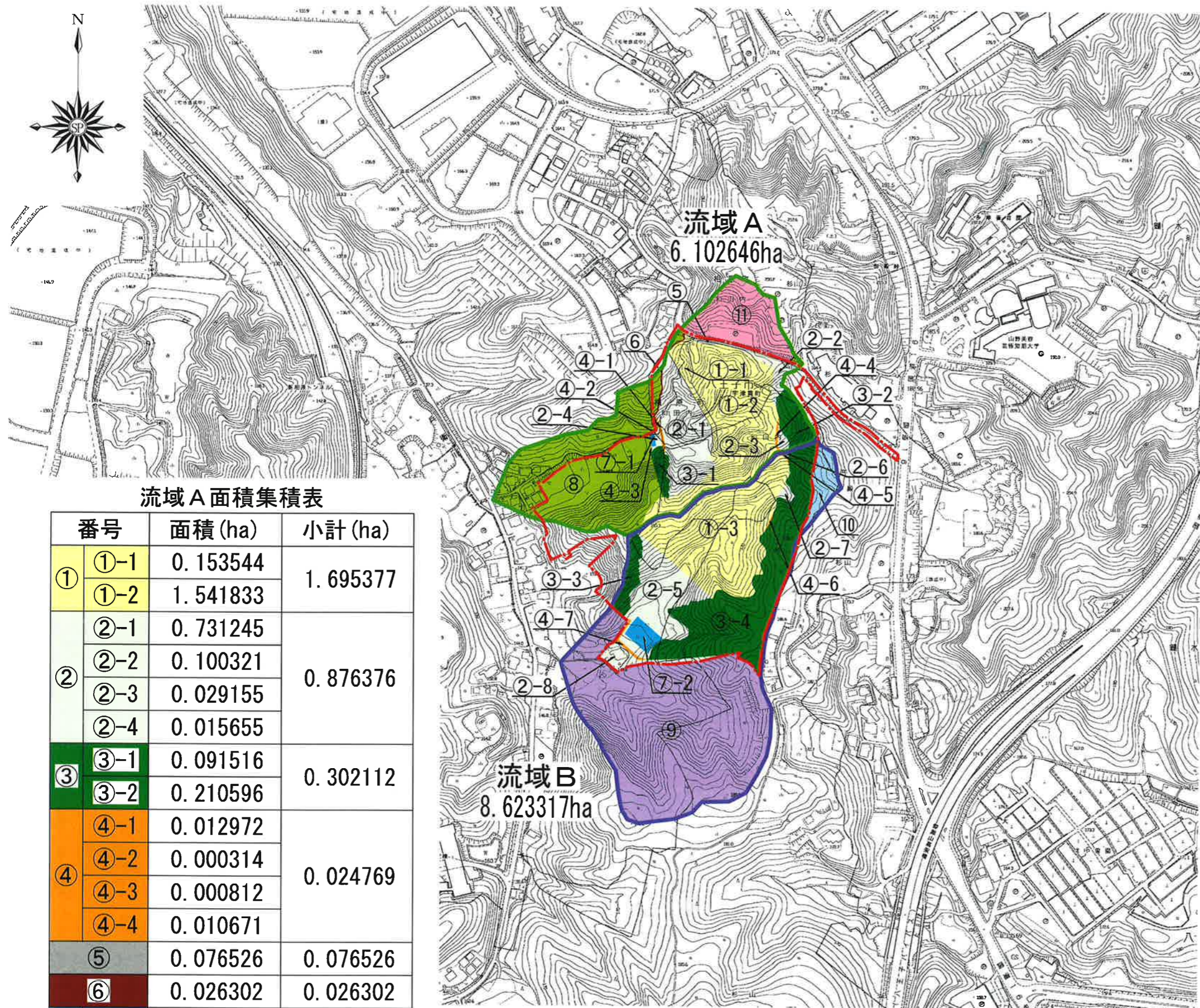


図4-2-1 現在の流域区分



凡 例	
	開発区域
	流域 A
	流域 B
① 	貯留・グラウンド
② 	植栽用地
③ 	残留緑地
④ 	擁壁用地
⑤ 	道路用地
⑥ 	通路用地
⑦ 	調整池
⑧ 	流域A直接放流
⑨ 	流域B直接放流
⑩ 	区域外流入分
⑪ 	区域外流入分

流域 A 面積集積表

番号	面積 (ha)	小計 (ha)	
①	①-1	0.153544	1.695377
	①-2	1.541833	
②	②-1	0.731245	0.876376
	②-2	0.100321	
	②-3	0.029155	
	②-4	0.015655	
③	③-1	0.091516	0.302112
	③-2	0.210596	
④	④-1	0.012972	0.024769
	④-2	0.000314	
	④-3	0.000812	
	④-4	0.010671	
⑤	0.076526	0.076526	
⑥	0.026302	0.026302	
⑦	⑦-1	0.009142	0.009142
⑧		2.324229	2.324229
⑪		0.767813	0.767813
合計		6.102646	

流域 B 面積集積表

番号	面積 (ha)	小計 (ha)	
①	①-3	1.611050	1.611050
	②-5	0.676055	
②	②-6	0.002939	0.854066
	②-7	0.024929	
	②-8	0.150143	
③	③-3	0.016841	1.594228
	③-4	1.577387	
④	④-5	0.004374	0.029619
	④-6	0.003505	
	④-7	0.021740	
⑦	⑦-2	0.105840	0.105840
⑨		4.405912	4.428514
⑩		0.022602	
合計		8.623317	

図4-2-2 流域面積集積図

② 調整池より放流する水路の能力検討

兵衛川への放流にあたり、調整池から既存水路へ放流し兵衛川へ流出する。
 既存水路の現況能力が、開発後に対応可能な最小流下能力を確認し放流の可否を検討した。
 P4-44：図 4-2-2 流域面積集積図より次の表に代入して検討した。

1) 流域 A からの流出量についての検討

下流最小流下能力の検討(流域A)

現況流出量の算定

合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$
 流出係数: 0.35
 降雨強度 3年確率(50mm/ha): $I=5000/(t+40)$
 到達時間: 5分

NO.	区分	面積 (ha)	面積 (計)	流出係数	係数 (計)	流出量 (m ³ /sec)	流出量 (計)
A	流域区域	6.102646		0.350	0.350	0.659237	0.659237

開発後の流出量の算定

合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$
 流出係数: 都市計画法基準値を使用
 降雨強度 5年確率(60mm/ha): $I=1200/(t2/3+5.0)$
 到達時間: 10分

NO.	区分	面積 (ha)	面積 (計)	流出係数	係数 (平均)	流出量 (m ³ /sec)	流出量 (加重平均より)
①	資材置場・グラウンド	1.695377		0.900		0.527517	
②	植栽用地	0.876376		0.500		0.151492	
③	残留緑地	0.302112		0.350		0.036557	
④	擁壁用地	0.024769		0.900		0.007707	
⑤	道路用地	0.076526		0.900		0.023812	
⑥	通路用地	0.026302		0.500		0.004547	
⑦	調整池	0.009142		1.000		0.003161	
⑧+⑩	その他既存緑地	3.092042	6.102646	0.350	0.536	0.374146	1.128939

下流最小流下能力
 下流既設管径HP φ 600
 上流側管底高138.662
 下流側管底高138.162
 高低差0.50m
 延長11.30m
 勾配44.2‰
 流速4.591m/sec
 流量1.298m³/sec

下流最小流下能力の検討(流域A)

開発後の流出量は 1.128 m³/sec 現況 0.659 m³/sec より 0.469 m³/sec 増える。
 既設施設の管径は φ 600 で勾配 44.2‰である。
 クッター式により既設管の能力は 1.298 m³/sec なので流出が可能。

2) 流域 B からの流出量についての検討

下流最小流下能力の検討(流域B)

現況流出量の算定

合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$
 流出係数: 0.35
 降雨強度 3年確率(50mm/ha): $I=5000/(t+40)$
 到達時間: 5分

NO.	区分	面積 (ha)	面積 (計)	流出係数	係数 (計)	流出量 (m ³ /sec)	流出量 (計)
B	流域区域	8.623317		0.350	0.350	0.931532	0.931532

開発後の流出量の算定

合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$
 流出係数: 都市計画法基準値を使用
 降雨強度 5年確率(60mm/ha): $I=1200/(t2/3+5.0)$
 到達時間: 10分

NO.	区分	面積 (ha)	面積 (計)	流出係数	係数 (平均)	流出量 (m ³ /sec)	流出量 (加重平均より)
①	資材置場・グラウンド	1.611050		0.900		0.447514	
②	植栽用地	0.854066		0.500		0.131801	
③	残留緑地	1.594228		0.350		0.172216	
④	擁壁用地	0.029619		0.900		0.008228	
⑦	調整池	0.105840		1.000		0.032667	
⑨+⑩	その他既存緑地	4.428514	8.623317	0.350	0.478	0.478389	1.270815

下流既設水路の布設替えを行うため、対応可能な構造で再構築する。

開発後の流出量は 1.270 m³/sec 現況 0.931 m³/sec より 0.339 m³/sec 増える。
 水路の用地交換に伴い(既設水路が公図上の水路位置と相違がある為)。
 水路の整備工事を自費工事(開発外工事)で行う為、流出量に対応した再構築を行う。

③ 調整池の容量算定及び形状の確認

・調整池の容量算定条件の確認

調整池の計算は、八王子市との協議により、調整池下流の兵衛川の河川改修が終っている事から、許容放流量の算定に用いる降雨強度式は3年確率で行い、調整池の計算方は簡便法により容量の決定をした。また、異なる基準を持つ都市計画法及び森林法についてそれぞれ計算を行い、より大きくなる調整池容量を採用した。

計画にあたっては河川管理者と下記の条件を確認した。

- ・放流先の河川は50 mm/hr (3年確率)の降雨強度式で河川改修を行っている。
- ・調整池Bは堤体幅を洪水時に越流による堤防の浸食を抑える為、9mとした。
- ・調整池は洪水時に越流が起きにくいよう90 mm/hr (30年確率)の満潮時堤頂までの高低差を70cmから80cm設けた。
- ・調整池B下流の水路は、現況が水路用地の中に納まっていない為、本事業とは別に用地の交換を行う、その際には水路の改修を行い、事業地よりの放流に耐えうるものとする。
- ・事業地北側の区域外から流出する雨水は、道路で分断される事から、道路の雨水を事業地へ流入させない事を条件に、町田市道の道路排水施設を整備して、西側赤道に整備する排水管より直接水路へ放流する事を基本条件とした。

但し、大雨や経年による排水機能の低下による、事業地内への流入が懸念される為、道路を含む、道路より北側の流域分を別途算出して各調整池へ加える事とした。

(※事業地北側道路と、それより北側の流域は、直接放流するものとして、一旦、調整池A及び調整池Bの必要容量の算定を行う。
その結果に、別途算出した、北側流域で必要となる調整池の容量を、調整池Aには一部、調整池Bには全部を加えて各調整池の必要容量とした。)

検討の結果

調整池Aは森林法の基準に準じた計算による容量を採用した。

調整池Bは都市計画法の基準に準じた計算による容量を採用した。

調整池の位置を図4-2-3に示す。

次項より調整池の容量算定までの計算を以下の通り示す。

- P4-47 から P4-49 まで：調整池Aの容量算定。
- P4-50 から P4-52 まで：調整池Bの容量算定。
- P4-53 から P4-56 まで：事業地北側の区域外と道路の容量算定。
- P4-57：オリフィスの計算。
- P4-58：堆積砂量の算定及び合計必要調整池容量の決定。
- P4-59 から P4-60 まで：計画調整池Aの形状と必要容量との比較。
- P4-61 から P4-62 まで：計画調整池Bの形状と必要容量との比較。
- P4-63：調整池B下流の水路整備予定について



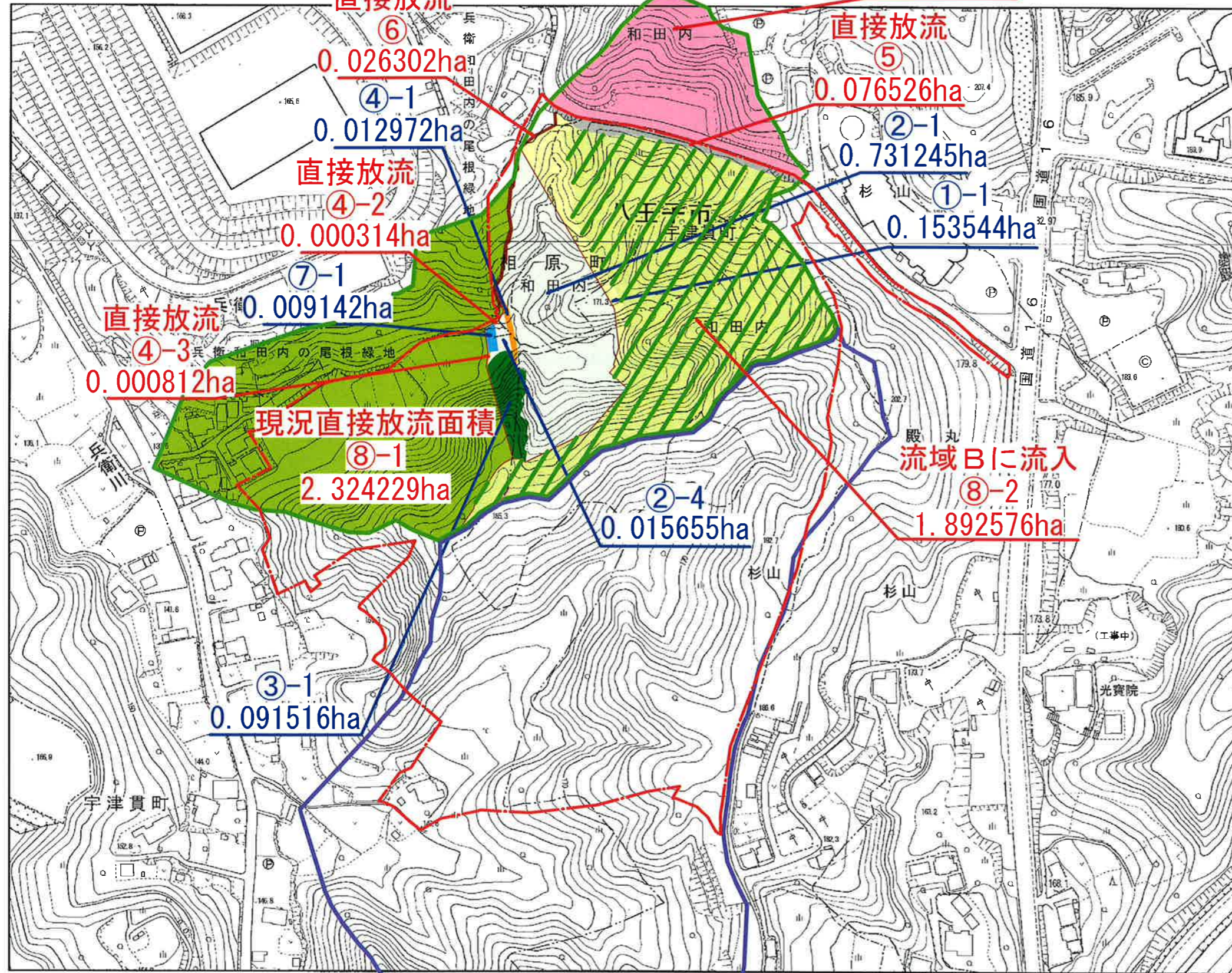
図4-2-3 調整池の位置

流域Aの⑪+⑤は直接放流分として許可放流量より除き調整池の容量を決める。
 但し事業地へ流入する事として、別途容量算定を行い、各調整池の必要容量に分配して加え、
 その合計を、調整池の必要容量とする。

直接放流

⑪

0.767813ha



調整池 A 直接放流分面積集積表

番号	面積 (ha)	小計 (ha)
④	④-2	0.000314
	④-3	0.000812
	④	0.001126
⑥	0.026302	0.026302
⑧	2.324229	2.324229
⑪	0.767813	0.767813

調整池 A 流入面積集積表

番号	面積 (ha)	小計 (ha)
①	①-1	0.153544
②	②-1	0.731245
	②-4	0.015655
②	②	0.746900
③	③-1	0.091516
④	④-1	0.012972
⑤	⑤	0.023589
⑦	⑦-1	0.009142

調整池 B 流入面積集積表

⑧	⑧-2	1.892576	1.892576
---	-----	----------	----------

平成26年 修正 (平成24年10-11月撮影・平成25年7月現地調査)

この地図は、東京都縮尺1/2,500地形図 (平成27年度DVD版) を使用したものである。

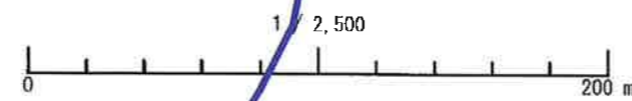


図4-2-4 調整池の流入区分 A流入域

流域 A
 流域 B

・調整地Aの必要容量算定

調整池の容量は簡便法による算定を行い、都市計画法及び森林法の流出係数と降雨強度式を用いて必要容量がより大きくなる方を採用する。

① 調整池A 都市計画法の基準による計算

許容放流量の算定(調整池A)都市計画法

許容放流量の算出

本地区下水道諸元より

合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$

流出係数: 0.35

到達時間: 5分

降雨強度 3年確率(50mm/ha): $I=5000/(t+40)$

A	流域区域	6.102646	0.350	0.659237	0.659237
---	------	----------	-------	----------	----------

ここから直接放流分を差し引く(現況の改変が無く直接水路へ流入する分+改変後直接水路へ放流する分)

直接放流量の集計

本地区下水道諸元より

合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$

流出係数: 0.35

到達時間: 5分

(改変)降雨強度 30年確率(90mm/ha) $I=1800/(t/3+4.5)$

NO.	区分	面積(ha)	面積(計)	流出係数	流出量(m ³ /sec)	流出量(計)
④	擁壁用地(改変)	0.001126		0.900	0.000683	
⑤	道路用地(改変)	0.076526		0.900	0.046385	
⑥	通路用地(改変)	0.026302		0.900	0.015943	0.063011

(現況)降雨強度 3年確率(50mm/ha) $I=5000/(t+40)$

⑧-1	直接放流分(現況)	2.324229		0.350	0.251072	
⑪	直接放流分(現況)	0.767813	3.195996	0.350	0.082942	0.334014

$0.659237 - (0.063011 + 0.334014) = 0.262212$ を許容放流量とする

調整池A放流分の流出係数の算出(加重平均)

都市計画法基準値

NO.	区分	面積(ha)	面積(計)	都市計画法による流出係数	係数(平均)
①	資材置場・グラウンド	0.153544		0.900	
②	植栽用地	0.746900		0.500	
③	残留緑地	0.091516		0.300	
④	擁壁用地	0.012972		0.900	
⑦	調整池	0.009142	1.014074	1.000	0.553

放流にあたっては許容放流量が決められておりその計算に使用する降雨強度式は八王子市の指導により 3年確率(50mm/ha)で行った。

直接放流分を差し引いた結果、許容放流量は 0.2622 m³/sec とする。

以上条件を代入し簡便法により 125.97 m³以上の調整池が必要。

1. 調節池の必要調節容量の計算

$$V_i = (r_i - r_c / Z) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f_t \cdot A / 360 \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$r_i = \frac{a}{t_i^{n/m} + b} \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$r_c = \frac{360 \cdot Q_c}{f_t \cdot A} \quad \dots \dots \dots (3)$$

V_i: 容量 (m³)

r_i: 任意降雨継続時間t_iの降雨強度 (mm/hr)

r_c: 下流許容放流量相当降雨強度 (mm/hr)

t_i: 任意の降雨継続時間 (分)

f_t: 流出率 (暫定基準: 流出係数) f_t=0.553

A: 流域面積 (ha) A=1.014

a, b, n, m: 降雨強度曲線式の定数

Z: 定数 Z=2.000

Q_c: 下流許容放流量 (m³/s) Q_c=0.262

本計算は任意t_iに対するV_iを求め、最大となる値をもって必要調節容量とするものであり、(1)式に(2)及び(3)式を代入した(4)式をdV/dt=0となるt_iによって与えられる。

$$V_i = \left(\frac{a}{t_i^{2/3} + b} - \frac{r_c}{Z} \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f_t \cdot A \cdot \frac{1}{360} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$r_i = \frac{1800.000}{t_i^{2/3} + 4.500}$$

$$r_c = \frac{360 \times Q_c}{f_t \times A} = \frac{360 \times 0.262}{0.553 \times 1.014} = 168.322 \text{ (mm/hr)}$$

r_iとr_cを(4)式に代入する。

$$V_i = \left(\frac{1800.000}{t_i^{2/3} + 4.500} - \frac{168.322}{2.000} \right) \times 60 \times t_i \times 0.553 \times 1.014 \times \frac{1}{360}$$

$$= \left(\frac{1800.000}{t_i^{2/3} + 4.500} - 84.161 \right) \times 0.093 \times t_i$$

$$y = \left(\frac{1800.000}{t_i^{2/3} + 4.500} - 84.161 \right) \times t_i \text{ とおき、} \frac{dy}{dt_i} = 0 \text{ として微分すると、}$$

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{1800.000 \times \left[(t_i^{2/3} + 4.500) - (2/3) \times t_i^{2/3} \right]}{(t_i^{2/3} + 4.500)^2} - 84.161 = 0$$

となり、t_i^{2/3} = X とおいて上式を整理すると

$$84.161 X^2 + 157.449 X - 6.395.740 = 0$$

2次方程式より、V_iが最大となるtの値は、(Xの2値のうち1つは負の値で不適)

$$t = \left[\frac{-157.449 + \sqrt{(157.449)^2 - 4 \times (84.161) \times (-6395.740)}}{2 \times 84.161} \right]^{3/2}$$

$$= 7.832^{3/2} = 21.918 \text{ 分}$$

この時の必要調節容量(V)は、

$$V = \left(\frac{1800.000}{21.918^{2/3} + 4.500} - 84.161 \right) \times 0.093 \times 21.918$$

$$= 125.975 \text{ (m}^3\text{)}$$

②調整池A 森林法の基準による計算

許容放流量の算定(調整池A)森林法

許可放流量の算出				
本地区下水道諸元より				
合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$				
流出係数: 0.35				
到達時間: 5分				
降雨強度 3年確率(50mm/ha): $I=5000/(t+40)$				
A	流域区域	6.102646	0.350	0.659237

ここから直接放流分を差し引く(現況の改変が無く直接水路へ流入する分+改変後直接水路へ放流する分)

直接放流量の集計						
本地区下水道諸元より						
合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$						
流出係数: 0.35						
到達時間: 5分						
(改変)降雨強度 30年確率(90mm/ha) $I=1800/(t/3+4.5)$						
NO.	区分	面積(ha)	面積(計)	流出係数	流出量(m ³ /sec)	流出量(計)
④	擁壁用地(改変)	0.001126		0.900	0.000683	
⑤	道路用地(改変)	0.076526		0.900	0.046385	
⑥	通路用地(改変)	0.026302		0.900	0.015943	0.063011

(現況)降雨強度 3年確率(50mm/ha) $I=5000/(t+40)$

⑧-1	直接放流分(現況)	2.324229		0.350	0.251072	
⑩	直接放流分(現況)	0.767813	3.194870	0.350	0.082942	0.334014

$0.659237 - (0.063011 + 0.334014) = 0.262212$ を許可放流量とする

調整池A放流分の流出係数の算出(加重平均)					
森林法基準値					
NO.	区分	面積(ha)	面積(計)	森林法による流出係数	係数(平均)
①	資材置場・グラウンド	0.153544		0.900	
②	植栽用地	0.746900		0.700	
③	残留緑地	0.091516		0.600	
④	擁壁用地	0.012972		0.900	
⑦	調整池	0.009142	1.014074	1.000	0.727

放流にあたっては許可放流量が決められており、その計算に使用する降雨強度式は八王子市の指導により3年確率(50mm/ha)で行った。

直接放流分を差し引いた結果、許可放流量は0.2622 m³/secとする。

以上条件を代入し簡便法により195.34 m³以上の調整池が必要。

都市計画法の基準による容量125.97 m³、森林法の基準による容量195.34 m³、以上から森林法の基準による容量を採用して、必要調整池容量は196 m³以上とする。

1. 調節池の必要調節容量の計算

$$V_i = (r_i - r_c/Z) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f_t \cdot A / 360 \dots\dots\dots (1)$$

$$r_i = \frac{a}{t_i^{n/m} + b} \dots\dots\dots (2)$$

$$r_c = \frac{360 \cdot Q_c}{f_t \cdot A} \dots\dots\dots (3)$$

V_i : 容量 (m³)
 r_i : 任意降雨継続時間 t_i の降雨強度 (mm/hr)
 r_c : 下流許容放流量相当降雨強度 (mm/hr)
 t_i : 任意の降雨継続時間 (分)
 f_t : 流出率(暫定基準:流出係数) $f_t=0.727$
 A : 流域面積 (ha) $A=1.014$
 a, b, n, m : 降雨強度曲線式の定数
 Z : 定数 $Z=2.000$
 Q_c : 下流許容放流量 (m³/s) $Q_c=0.262$

本計算は任意 t_i に対する V_i を求め、最大となる値をもって必要調節容量とするものであり、(1)式に(2)及び(3)式を代入した(4)式を $dV/dt=0$ となる t_i によって与えられる。

$$V_i = \left(\frac{a}{t_i^{1/1} + b} - \frac{r_c}{Z} \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f_t \cdot A \cdot \frac{1}{360} \dots\dots\dots (4)$$

$$r_i = \frac{6375.000}{t_i^{1/1} + 25.000}$$

$$r_c = \frac{360 \times Q_c}{f_t \times A} = \frac{360 \times 0.262}{0.727 \times 1.014} = 127.947 \text{ (mm/hr)}$$

r_i と r_c を(4)式に代入する。

$$V_i = \left(\frac{6375.000}{t_i^{1/1} + 25.000} - \frac{127.947}{2.000} \right) \times 60 \times t_i \times 0.727 \times 1.014 \times \frac{1}{360}$$

$$= \left(\frac{6375.000}{t_i^{1/1} + 25.000} - 63.974 \right) \times 0.123 \times t_i$$

$$y = \left(\frac{6375.000}{t_i^{1/1} + 25.000} - 63.974 \right) \times t_i \text{ とおき、} \frac{dy}{dt_i} = 0 \text{ として微分すると、}$$

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{6375.000 \times [(t_i^{1/1} + 25.000) - (1/1) \times t_i^{1/1}]}{(t_i^{1/1} + 25.000)^2} - 63.974 = 0$$

となり、 $t_i^{1/1} = X$ とおいて上式を整理すると

$$63.974 X^2 + 3198.700 X - 119,391.251 = 0$$

2次方程式より、 V_i が最大となる t の値は、(X の2値のうち1つは負の値で不適)

$$t = \left\{ \frac{-3198.700 + \sqrt{(3198.700)^2 - 4 \times (63.974) \times (-119391.251)}}{2 \times 63.974} \right\}^{1/1}$$

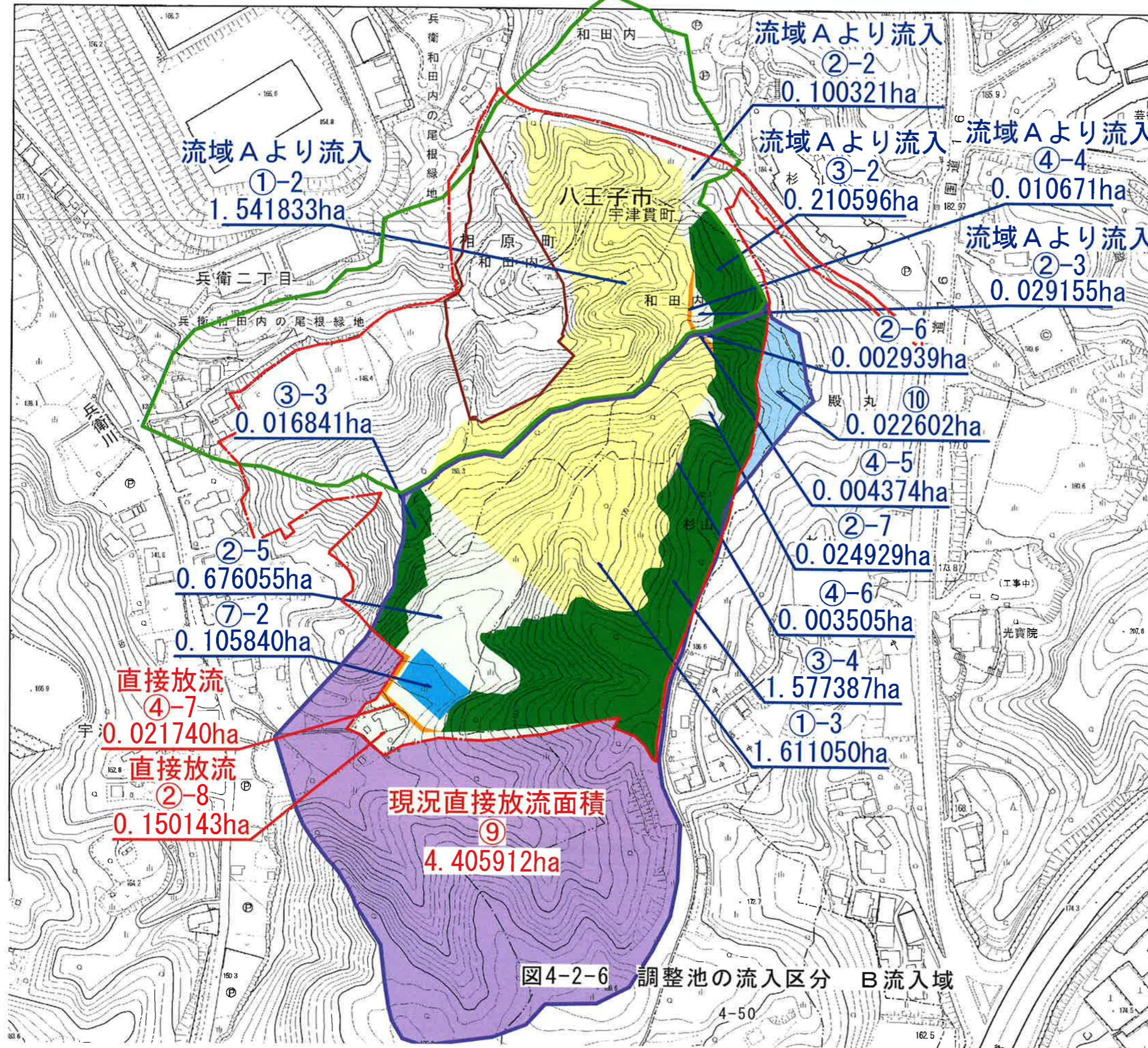
$$= 24.912^{1/1} = 24.912 \text{ 分}$$

この時の必要調節容量(V)は、

$$V = \left(\frac{6375.000}{24.912^{1/1} + 25.000} - 63.974 \right) \times 0.123 \times 24.912$$

$$= 195.344 \text{ (m}^3\text{)}$$

前述の流域Aの⑪+⑤は直接放流分として許可放流量より除き調整池の容量を決める。
 但し事業地へ流入する事として、別途容量算定を行い、各調整池の必要容量に分配して加え、
 その合計を、調整池の必要容量とする。



調整池B直接放流分面積集積表

番号	面積 (ha)	小計 (ha)
② ②-8	0.150143	0.150143
④ ④-7	0.021740	0.021740
⑨	4.405912	4.405912

調整池B流入面積集積表

番号	面積 (ha)	小計 (ha)
①	①-2	1.541833
	①-3	1.611050
②	②-2	0.100321
	②-3	0.029155
	②-5	0.676055
	②-6	0.002939
	②-7	0.024929
	②-8	0.150143
③	③-2	0.210596
	③-3	0.016841
	③-4	1.577387
④	④-4	0.010671
	④-5	0.004374
	④-6	0.003505
⑦	⑦-2	0.105840
⑩	0.022602	0.022602

流域 A
 流域 B

図4-2-6 調整池の流入区分 B流入域

・調整池Bの必要容量算定

調整池の容量は簡便法による算定を行い、都市計画法及び森林法の流出係数と降雨強度式を用いて必要容量がより大きくなる方を採用する。

① 調整池B都市計画法の基準による計算

許容放流量の算定(調整池B)都市計画法

本地区下水道諸元より

合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$

流出係数: 0.35

到達時間: 5分

降雨強度 3年確率(50mm/ha): $I=5000/(t+40)$

NO.	番号	面積(ha)	流出係数	流出量(m ³ /sec)	許容放流量
B	流域区域	8.623317	0.350	0.931532	0.931532

ここから直接放流分を差し引く(現況の変更が無く直接水路へ流入する分+変更後直接水路へ放流する分)

直接放流量の集計

本地区下水道諸元より

合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$

流出係数: 0.35

到達時間: 5分

(変更)降雨強度 30年確率(90mm/ha) $I=1800/(t/3+4.5)$

NO.	番号	面積(ha)	面積(計)	流出係数	流出量(m ³ /sec)	流出量(計)
②	植栽用地(変更)	0.150143		0.500	0.050559	
④	擁壁用地(変更)	0.021740		0.900	0.013178	0.063737

(現況)降雨強度 3年確率(50mm/ha) $I=5000/(t+40)$

⑨	直接放流分(現況)	4.405912	4.577795	0.350	0.475943	0.475943
---	-----------	----------	----------	-------	----------	----------

$0.931532 - (0.063737 + 0.475943) = 0.391852$ を許容放流量とする

調整池B放流分の流出係数の算出(加重平均)

都市計画法基準

NO.	番号	面積(ha)	面積(計)	流出係数	係数(平均)
①	資材置場・グラウンド	3.152883		0.900	
②	植栽用地	0.833399		0.500	
③	残留緑地	1.804824		0.300	
④	擁壁用地	0.018550		0.900	
⑦	調整池	0.105840		1.000	
⑩	区域外流入分	0.022602	5.938098	0.300	0.664

放流にあたっては許容放流量が決められており、その計算に使用する降雨強度式は八王子市の指導により3年確率(50mm/ha)で行った。

直接放流分を差し引いた結果、許容放流量は0.3918 m³/secとする。

以上条件を代入し簡便法により3768.80 m³以上の調整池が必要。

1. 調節池の必要調節容量の計算

$$V_i = (r_i - r_c / Z) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f_t \cdot A / 360 \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$r_i = \frac{a}{t_i^{n/m} + b} \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$r_c = \frac{360 \cdot Q_c}{f_t \cdot A} \quad \dots \dots \dots (3)$$

V_i: 容量 (m³)

r_i: 任意降雨継続時間t_iの降雨強度 (mm/hr)

r_c: 下流許容放流量相当降雨強度 (mm/hr)

t_i: 任意の降雨継続時間 (分)

f_t: 流出率(暫定基準:流出係数) f_t=0.664

A: 流域面積 (ha) A=5.938

a, b, n, m: 降雨強度曲線式の定数

Z: 定数 Z=2.000

Q_c: 下流許容放流量 (m³/s) Q_c=0.392

本計算は任意t_iに対するV_iを求め、最大となる値をもって必要調節容量とするものであり、(1)式に(2)及び(3)式を代入した(4)式をdV/dt=0となるt_iによって与えられる。

$$V_i = \left(\frac{a}{t_i^{2/3} + b} - \frac{r_c}{Z} \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f_t \cdot A \cdot \frac{1}{360} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$r_i = \frac{1800.000}{t_i^{2/3} + 4.500}$$

$$r_c = \frac{360 \times Q_c}{f_t \times A} = \frac{360 \times 0.392}{0.664 \times 5.938} = 35.778 \text{ (mm/hr)}$$

r_iとr_cを(4)式に代入する。

$$V_i = \left(\frac{1800.000}{t_i^{2/3} + 4.500} - \frac{35.778}{2.000} \right) \times 60 \times t_i \times 0.664 \times 5.938 \times \frac{1}{360}$$

$$= \left(\frac{1800.000}{t_i^{2/3} + 4.500} - 17.889 \right) \times 0.657 \times t_i$$

$$y = \left(\frac{1800.000}{t_i^{2/3} + 4.500} - 17.889 \right) \times t_i \text{ とおき、} \frac{dy}{dt_i} = 0 \text{ として微分すると、}$$

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{1800.000 \times \left[(t_i^{2/3} + 4.500) - (2/3) \times t_i^{2/3} \right]}{(t_i^{2/3} + 4.500)^2} - 17.889 = 0$$

となり、t_i^{2/3} = X とおいて上式を整理すると

$$17.889 X^2 - 438.999 X - 7,737.748 = 0$$

2次方程式より、V_iが最大となるtの値は、(Xの2値のうち1つは負の値で不適)

$$t = \left\{ \frac{438.999 + \sqrt{(-438.999)^2 - 4 \times (17.889) \times (-7737.748)}}{2 \times 17.889} \right\}^{3/2}$$

$$= 36.417^{3/2} = 219.764 \text{ 分}$$

この時の必要調節容量(V)は、

$$V = \left(\frac{1800.000}{219.764^{2/3} + 4.500} - 17.889 \right) \times 0.657 \times 219.764$$

$$= 3,768.805 \text{ (m}^3\text{)}$$

② 調整池B 森林法の基準による計算

許容放流量の算定(調整池B)森林法

本地区下水道諸元より

合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$

流出係数: 0.35

到達時間: 5分

降雨強度 3年確率(50mm/ha): $I=5000/(t+40)$

NO.	番号	面積(ha)	流出係数	流出量(m ³ /sec)	許容放流量
B	流域区域	8.623317	0.350	0.931532	0.931532

ここから直接放流分を差し引く(現況の改変が無く直接水路へ流入する分+改変後直接水路へ放流する分)

直接放流量の集計

本地区下水道諸元より

合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$

流出係数: 0.35

到達時間: 5分

(改変)降雨強度 30年確率(90mm/ha) $I=1800/(t/3+4.5)$

NO.	番号	面積(ha)	面積(計)	流出係数	流出量(m ³ /sec)	流出量(計)
②	植栽用地(改変)	0.150143		0.500	0.050559	
④	擁壁用地(改変)	0.021740		0.900	0.013178	0.063737

(現況)降雨強度 3年確率(50mm/ha) $I=5000/(t+40)$

⑨	直接放流分(現況)	4.405912	4.577795	0.350	0.475943	0.475943
---	-----------	----------	----------	-------	----------	----------

$0.931532 - (0.063737 + 0.475943) = 0.391852$ を許容放流量とする

調整池B放流分の流出係数の算出(加重平均)

森林法基準値

NO.	番号	面積(ha)	面積(計)	流出係数	係数(平均)
①	資材置場・グラウンド	3.152883		1.000	
②	植栽用地	0.833399		0.700	
③	残留緑地	1.804824		0.600	
④	擁壁用地	0.018550		1.000	
⑦	調整池	0.105840		1.000	
⑩	区域外流入分	0.022602	5.938098	0.600	0.837

放流にあたっては許容放流量が決められており、その計算に使用する降雨強度式は八王子市の指導により3年確率(50mm/ha)で行った。

直接放流分を差し引いた結果、許容放流量は0.3918 m³/secとする。

以上条件を代入し簡便法により3081.80 m³以上の調整池が必要。

都市計画法の基準による容量3768.80 m³、森林法の基準による容量3081.80 m³、以上から都市計画法の基準による容量を採用して必要調整池容量は3769 m³以上とする。

1. 調整池の必要調節容量の計算

$$V_i = (r_i - r_c / Z) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f_t \cdot A / 360 \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$r_i = \frac{a}{t_i^{n/m} + b} \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$r_c = \frac{360 \cdot Q_c}{f_t \cdot A} \quad \dots \dots \dots (3)$$

V_i : 容量 (m³)
 r_i : 任意降雨継続時間 t_i の降雨強度 (mm/hr)
 r_c : 下流許容放流量相当降雨強度 (mm/hr)
 t_i : 任意の降雨継続時間 (分)
 f_t : 流出率 (暫定基準: 流出係数) $f_t=0.837$
 A : 流域面積 (ha) $A=5.938$
 a, b, n, m : 降雨強度曲線式の定数
 Z : 定数 $Z=2.000$
 Q_c : 下流許容放流量 (m³/s) $Q_c=0.392$

本計算は任意 t_i に対する V_i を求め、最大となる値をもって必要調節容量とするものであり、(1)式に(2)及び(3)式を代入した(4)式を $dV/dt=0$ となる t_i によって与えられる。

$$V_i = \left(\frac{a}{t_i^{1/1} + b} - \frac{r_c}{Z} \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f_t \cdot A \cdot \frac{1}{360} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$r_i = \frac{6375.000}{t_i^{1/1} + 25.000}$$

$$r_c = \frac{360 \times Q_c}{f_t \times A} = \frac{360 \times 0.392}{0.837 \times 5.938} = 28.383 \text{ (mm/hr)}$$

r_i と r_c を(4)式に代入する。

$$V_i = \left(\frac{6375.000}{t_i^{1/1} + 25.000} - \frac{28.383}{2.000} \right) \times 60 \times t_i \times 0.837 \times 5.938 \times \frac{1}{360}$$

$$= \left(\frac{6375.000}{t_i^{1/1} + 25.000} - 14.191 \right) \times 0.828 \times t_i$$

$y = \left(\frac{6375.000}{t_i^{1/1} + 25.000} - 14.191 \right) \times t_i$ とおき、 $\frac{dy}{dt_i} = 0$ として微分すると、

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{6375.000 \times [(t_i^{1/1} + 25.000) - (1/1) \times t_i^{-1/1}]}{(t_i^{1/1} + 25.000)^2} - 14.191 = 0$$

となり、 $t_i^{1/1} = X$ とおいて上式を整理すると

$$14.191 X^2 + 709.550 X - 150,505.625 = 0$$

2次方程式より、 V_i が最大となる t の値は、(X の2値のうち1つは負の値で不適)

$$t = \left[\frac{-709.550 + \sqrt{(709.550)^2 - 4 \times (14.191) \times (-150505.625)}}{2 \times 14.191} \right]^{1/1}$$

$$= 80.975^{1/1} = 80.975 \text{ 分}$$

この時の必要調節容量(V)は、

$$V = \left(\frac{6375.000}{80.975^{1/1} + 25.000} - 14.191 \right) \times 0.828 \times 80.975$$

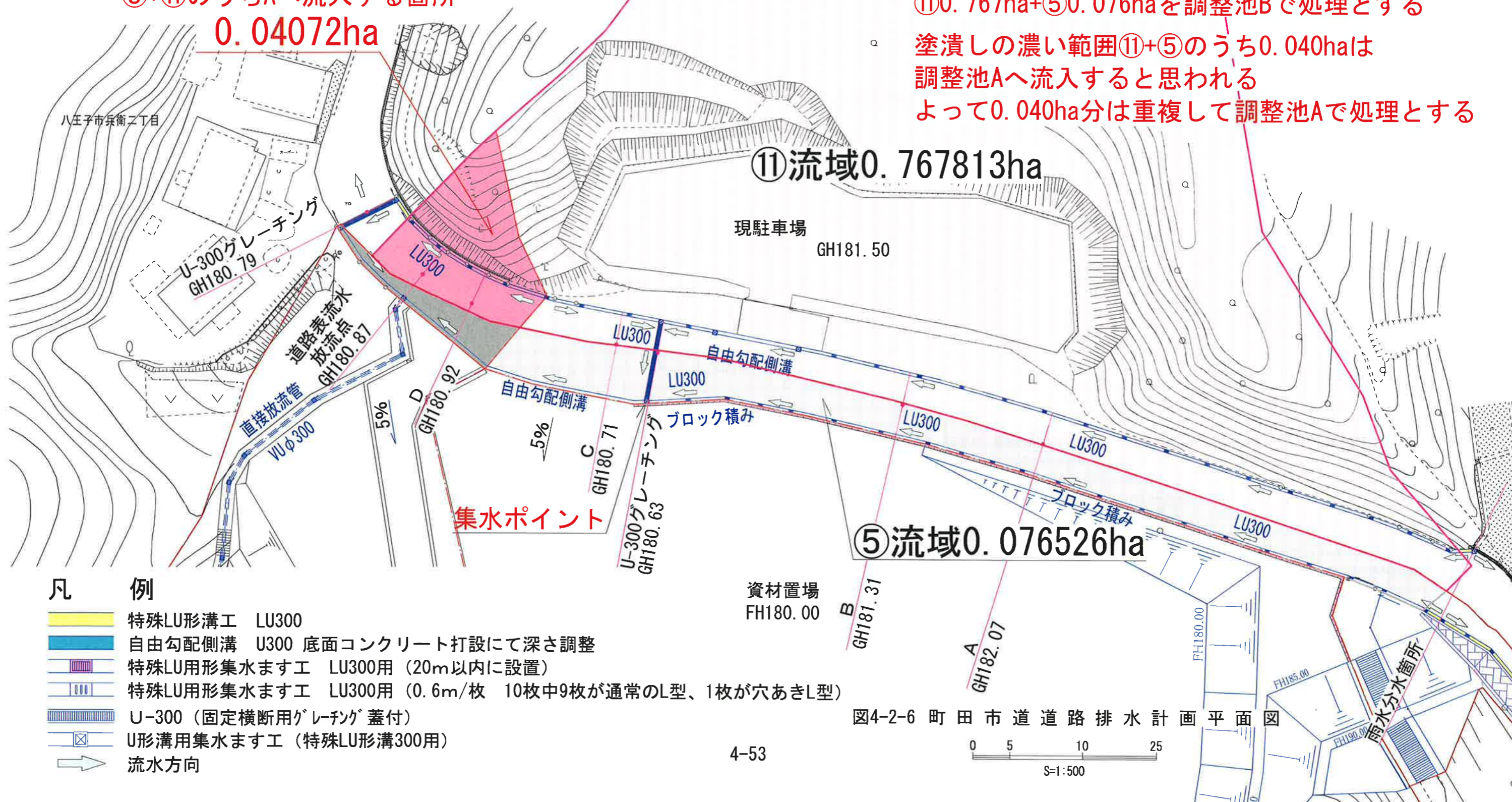
$$= 3,081.809 \text{ (m}^3\text{)}$$

・強雨時に事業地外より流入してしまう懸念のある箇所について
 (⑤道路用地及び⑪流域の水処理に関して)

- ・⑤+⑪流域の水処理は、道路管理者及び河川管理者と、町田市道の道路排水設備を整備して、事業地西の赤道（道路表流水放流点）に排水管φ300を設置して八王子市の水路へ直接放流する事で協議締結した。
 但し、強雨や経年による排水設備の整備不良などで事業地への流入が見込まれる。
 その為、⑤+⑪流域において必要となる調整池容量を別途算出し、それぞれの調整池へて加える事とした。

塗潰しの濃い範囲
 ⑤+⑪のうちAへ流入する箇所
 0.04072ha

ピンクの範囲（塗潰しの濃い範囲含む）：⑪流域
 グレーの範囲（塗潰しの濃い範囲含む）：⑤流域
 地形形状と集水ポイントの位置から流域の全部
 ⑪0.767ha+⑤0.076haを調整池Bで処理とする
 塗潰しの濃い範囲⑪+⑤のうち0.040haは
 調整池Aへ流入すると思われる
 よって0.040ha分は重複して調整池Aで処理とする



- 凡 例
- 特殊LU形溝工 LU300
 - 自由勾配側溝 U300 底面コンクリート打設にて深さ調整
 - 特殊LU用形集水ます工 LU300用 (20m以内に設置)
 - 特殊LU用形集水ます工 LU300用 (0.6m/枚 10枚中9枚が通常のL型、1枚が穴あきL型)
 - U-300 (固定横断用グレーチング 蓋付)
 - U形溝用集水ます工 (特殊LU形溝300用)
 - 流水方向

図4-2-6 町田市道道路排水計画平面図

・ 強雨時に事業地外より流入してしまう懸念のある箇所について
 (⑤道路用地及び⑪流域の水処理に関して)

- ・ 道路の主な断面形状を以下のAからDに示す。前項の平面図に断面図の位置を記載。
- ・ 道路の雨水が事業地へ流入、また事業地の雨水が道路へ流入する事が無いように施工を行う。

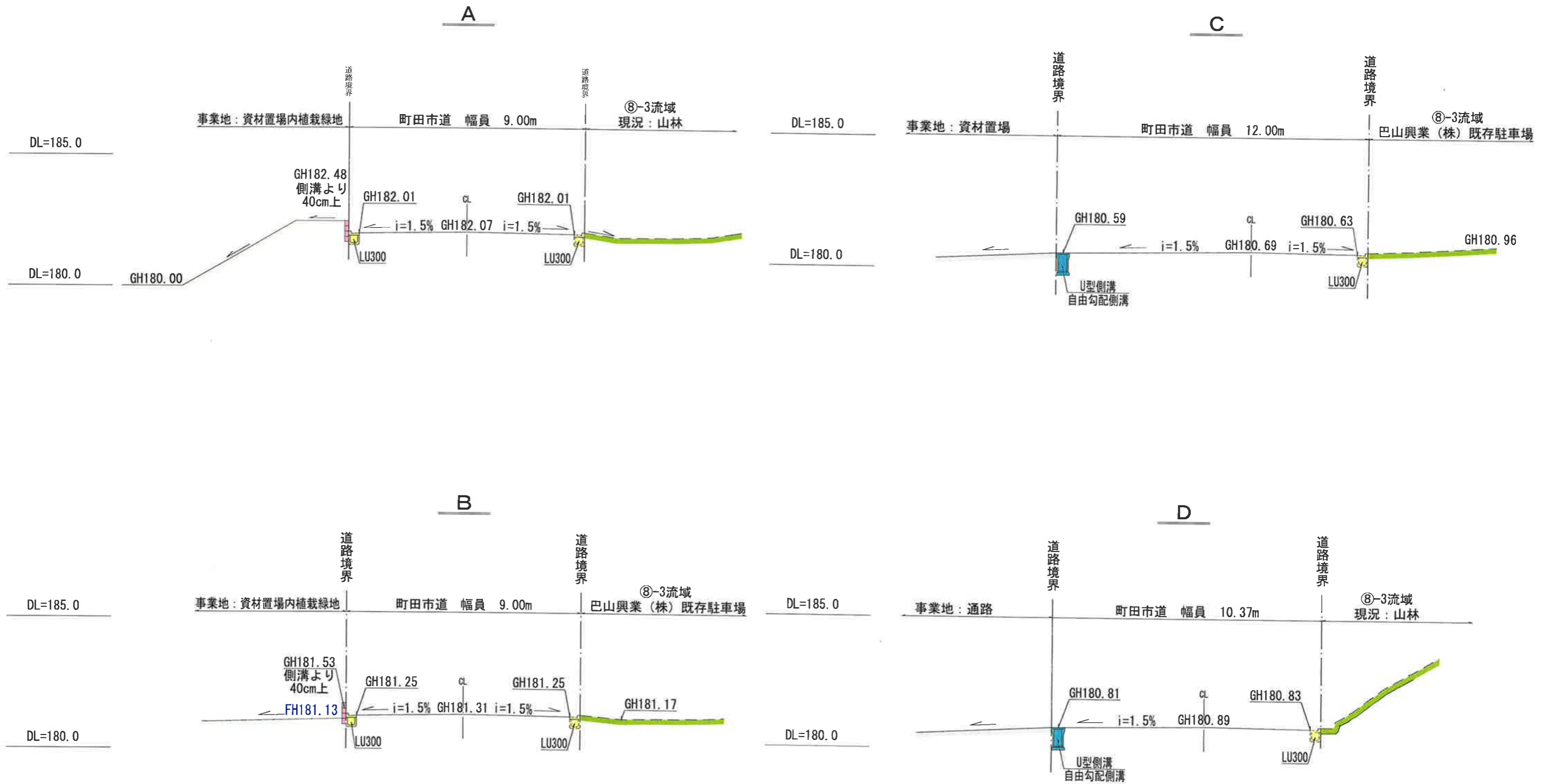
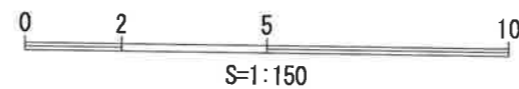


図4-2-7 町田市道道路排水計画断面図



・事業地外流入分⑤+⑪の下水道諸元及び都市計画法の基準による計算

許容放流量の算定(⑤+⑪流域)

本地区下水道諸元より

合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$

流出係数: 0.35

到達時間: 5分

降雨強度 3年確率(50mm/ha): $I=5000/(t+40)$

NO.	番号	面積(ha)	流出係数	流出量(m ³ /sec)	許容放流量
⑤+⑪	流域区域	0.844339	0.350	0.091210	0.091210

流域の流出係数の算出(加重平均)

本地区下水道諸元及び都市計画法より

NO.	番号	面積(ha)	面積(計)	流出係数	係数(平均)
⑤	道路用地(改変)	0.076526		0.900	
⑪	区域外流入(現況)	0.767813	0.844339	0.350	0.400

⑤+⑪流域は道路により事業地より分断されており、また本事業において改変を行わない為、流出係数の算出は下水道諸元に基づいた。

但し道路用地として改変する面積は、都市計画法の基準値を用いた。

本地区下水道諸元に基づく許容放流量は 0.0912 m³/sec

以上条件を代入し簡便法により 142.78 m³を加える調整池容量と算定。

1. 調節池の必要調節容量の計算

$$V_i = (r_i - r_c / Z) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f_t \cdot A / 360 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$r_i = \frac{a}{t_i^{n/m} + b} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$r_c = \frac{360 \cdot Q_c}{f_t \cdot A} \quad \dots\dots\dots (3)$$

V_i : 容量 (m³)
 r_i : 任意降雨継続時間 t_i の降雨強度 (mm/hr)
 r_c : 下流許容放流量相当降雨強度 (mm/hr)
 t_i : 任意の降雨継続時間 (分)
 f_t : 流出率(暫定基準:流出係数) $f_t=0.400$
 A : 流域面積 (ha) $A=0.844$
 a, b, n, m : 降雨強度曲線式の定数
 Z : 定数 $Z=2.000$
 Q_c : 下流許容放流量 (m³/s) $Q_c=0.091$

本計算は任意 t_i に対する V_i を求め、最大となる値をもって必要調節容量とするものであり、(1)式に(2)及び(3)式を代入した(4)式を $dV/dt=0$ となる t_i によって与えられる。

$$V_i = \left(\frac{a}{t_i^{2/3} + b} - \frac{r_c}{Z} \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f_t \cdot A \cdot \frac{1}{360} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$r_i = \frac{1800.000}{t_i^{2/3} + 4.500}$$

$$r_c = \frac{360 \times Q_c}{f_t \times A} = \frac{360 \times 0.091}{0.400 \times 0.844} = 97.251 \text{ (mm/hr)}$$

r_i と r_c を(4)式に代入する。

$$V_i = \left(\frac{1800.000}{t_i^{2/3} + 4.500} - \frac{97.251}{2.000} \right) \times 60 \times t_i \times 0.400 \times 0.844 \times \frac{1}{360}$$

$$= \left(\frac{1800.000}{t_i^{2/3} + 4.500} - 48.626 \right) \times 0.056 \times t_i$$

$$y = \left(\frac{1800.000}{t_i^{2/3} + 4.500} - 48.626 \right) \times t_i \text{ とおき、} \frac{dy}{dt_i} = 0 \text{ として微分すると、}$$

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{1800.000 \times \{ (t_i^{2/3} + 4.500) - (2/3) \times t_i^{2/3} \}}{(t_i^{2/3} + 4.500)^2} - 48.626 = 0$$

となり、 $t_i^{2/3} = X$ とおいて上式を整理すると

$$48.626 X^2 - 162.366 X - 7,115.324 = 0$$

2次方程式より、 V_i が最大となる t の値は、(X の2値のうち1つは負の値で不適)

$$t = \left\{ \frac{162.366 + \sqrt{(-162.366)^2 - 4 \times (48.626) \times (-7115.324)}}{2 \times 48.626} \right\}^{3/2}$$

$$= 13.881^{3/2} = 51.717 \text{ 分}$$

この時の必要調節容量(V)は、

$$V = \left(\frac{1800.000}{51.717^{2/3} + 4.500} - 48.626 \right) \times 0.056 \times 51.717$$

$$= 142.783 \text{ (m}^3\text{)}$$

・事業地外流入分⑤+⑪の下水道諸元及び森林法の基準による計算

許容放流量の算定(⑤+⑪流域)

本地区下水道諸元より

合理式を用いる: $Q=1/360 \times C \times I \times A$

流出係数: 0.35

到達時間: 5分

降雨強度 3年確率(50mm/ha): $I=5000/(t+40)$

NO.	番号	面積(ha)	流出係数	流出量(m ³ /sec)	許容放流量
⑤+⑪	流域区域	0.844339	0.350	0.091210	0.091210

流域の流出係数の算出(加重平均)

本地区下水道諸元及び森林法より

NO.	番号	面積(ha)	面積(計)	流出係数	係数(平均)
⑤	道路用地(改変)	0.076526		1.000	
⑪	区域外流入(現況)	0.767813	0.844339	0.350	0.409

⑤+⑪流域は道路により事業地より分断されており、また本事業において改変を行わない為、流出係数の算出は下水道諸元に基づいた。

但し道路用地として改変する面積は、森林法の基準値を用いた。

本地区下水道諸元に基づく許容放流量は 0.0912 m³/sec

以上条件を代入し簡便法により 119.34 m³を加える調整池容量と算定。

それぞれ算出した容量 142.78 m³、と容量 119.34 m³からより大きい 142.78 m³を各調整池へ分配して加える事とした。

よって、調整池 A は必要容量 196 m³+ (142.78 m³×5.3%) =203.56 m³: 204 m³以上とする。

調整池 B は必要容量 3769 m³+142.78 m³=3911.78 m³: 3912 m³以上とする。

1. 調節池の必要調節容量の計算

$$V_i = (r_i - r_c / Z) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f_t \cdot A / 360 \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$r_i = \frac{a}{t_i^{n/m} + b} \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$r_c = \frac{360 \cdot Q_c}{f_t \cdot A} \quad \dots \dots \dots (3)$$

V_i : 容量 (m³)
 r_i : 任意降雨継続時間 t_i の降雨強度 (mm/hr)
 r_c : 下流許容放流量相当降雨強度 (mm/hr)
 t_i : 任意の降雨継続時間 (分)
 f_t : 流出率 (暫定基準: 流出係数) $f_t=0.409$
 A : 流域面積 (ha) $A=0.844$
 a, b, n, m : 降雨強度曲線式の定数
 Z : 定数 $Z=2.000$
 Q_c : 下流許容放流量 (m³/s) $Q_c=0.091$

本計算は任意 t_i に対する V_i を求め、最大となる値をもって必要調節容量とするものであり、(1)式に(2)及び(3)式を代入した(4)式を $dV/dt=0$ となる t_i によって与えられる。

$$V_i = \left(\frac{a}{t_i^{1/1} + b} - \frac{r_c}{Z} \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f_t \cdot A \cdot \frac{1}{360} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$r_i = \frac{6375.000}{t_i^{1/1} + 25.000}$$

$$r_c = \frac{360 \times Q_c}{f_t \times A} = \frac{360 \times 0.091}{0.409 \times 0.844} = 95.122 \text{ (mm/hr)}$$

r_i と r_c を(4)式に代入する。

$$V_i = \left(\frac{6375.000}{t_i^{1/1} + 25.000} - \frac{95.122}{2.000} \right) \times 60 \times t_i \times 0.409 \times 0.844 \times \frac{1}{360}$$

$$= \left(\frac{6375.000}{t_i^{1/1} + 25.000} - 47.561 \right) \times 0.058 \times t_i$$

$$y = \left(\frac{6375.000}{t_i^{1/1} + 25.000} - 47.561 \right) \times t_i \text{ とおき、} \frac{dy}{dt_i} = 0 \text{ として微分すると、}$$

$$\frac{dy}{dt_i} = \frac{6375.000 \times \{ (t_i^{1/1} + 25.000) - (1/1) \times t_i^{-1/1} \}}{(t_i^{1/1} + 25.000)^2} - 47.561 = 0$$

となり、 $t_i^{1/1} = X$ とおいて上式を整理すると

$$47.561 X^2 + 2378.050 X - 129,649.374 = 0$$

2次方程式より、 V_i が最大となる t の値は、(Xの2値のうち1つは負の値で不適)

$$t = \left[\frac{-2378.050 + \sqrt{(2378.050)^2 - 4 \times (47.561) \times (-129649.374)}}{2 \times 47.561} \right]^{1/1}$$

$$= 32.887^{1/1} = 32.887 \text{ 分}$$

この時の必要調節容量(V)は、

$$V = \left(\frac{6375.000}{32.887^{1/1} + 25.000} - 47.561 \right) \times 0.058 \times 32.887$$

$$= 119.344 \text{ (m}^3\text{)}$$

・オリフィスの計算

オリフィスの算定は次式によって決定する。ただし 10 cm×10 cm以上とする。

$$Q_c = c \times a \times (2 \times g \times h)^{1/2}$$

調整池 A について

1. オリフィスの算定

$Q_c =$: 下流許容放流量 (m³/sec)

$C =$: 流量係数 (通常 0.6)

$a =$: オリフィスの断面積 (m²)

$g =$: 重力加速度 (9.8m/sec)

$h =$: オリフィス中心からの高水位 (m)

$$Q_c = C * a * (2 * g * h)^{1/2} =$$

0.26221

$$(m^3/sec)$$

$$a =$$

0.05643

$$(m^2)$$

$$\square =$$

0.238

$$m *$$

0.238

$$m$$

よって、23.8cm とする。

調整池 B について

1. オリフィスの算定

$Q_c =$: 下流許容放流量 (m³/sec)

$C =$: 流量係数 (通常 0.6)

$a =$: オリフィスの断面積 (m²)

$g =$: 重力加速度 (9.8m/sec)

$h =$: オリフィス中心からの高水位 (m)

$$Q_c = C * a * (2 * g * h)^{1/2} =$$

0.39185

$$(m^3/sec)$$

$$a =$$

0.06754

$$(m^2)$$

$$\square =$$

0.260

$$m *$$

0.260

$$m$$

よって、26.0cm とする。