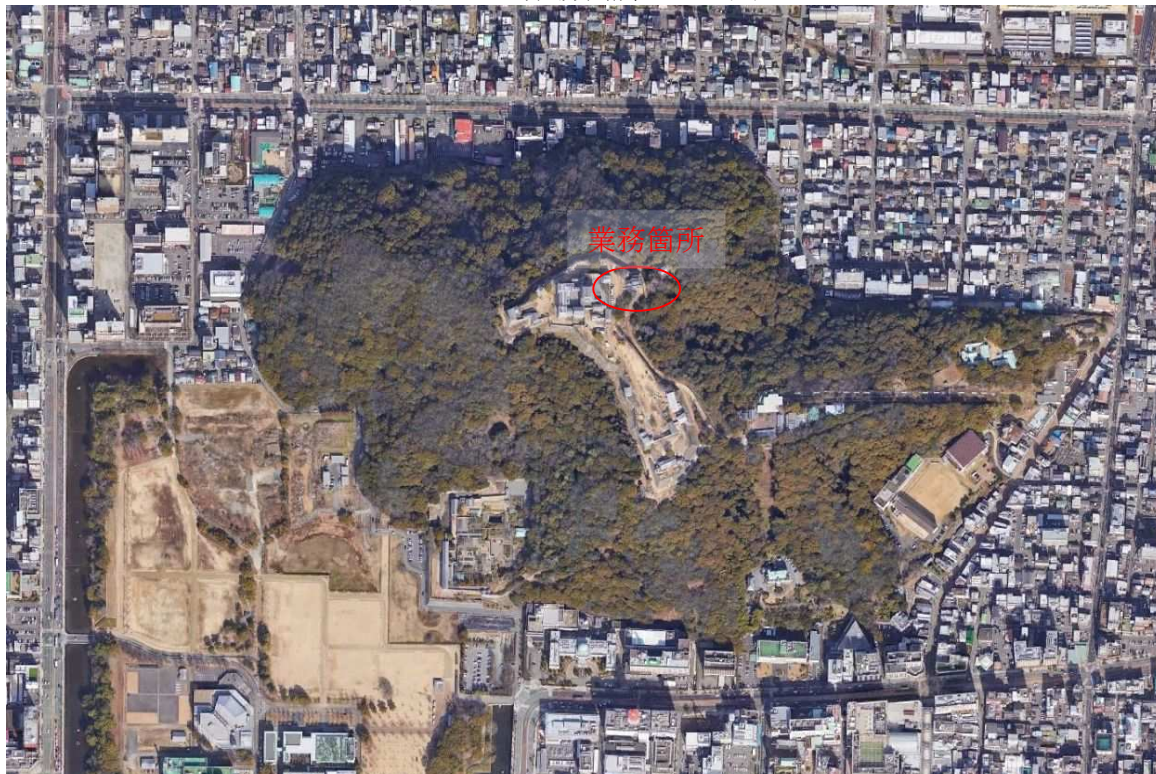


1 業務概要

1-1 業務箇所概要

本業務箇所は、松山市丸之内に位置する城山公園内松山城本丸へ緊急車両が通行する緊急輸送道路である。

図. 1-1 業務箇所上空写真



(GoogleEarth)

1-2 業務内容

本業務は、平成 25年度に実施された「松山城本丸防災設備等整備実施設計等（その2）」業務の緊急車両用道路 2（Y 路線）設計の設計基本条件及び道路付帯施設（排水施設及び路側擁壁）の設計照査を行うものである。

設計照査にて使用する基準書等は監督員との協議により以下のとおり

- | | |
|---|---------|
| 1. 松山城本丸防災設備等整備実施設計等業務委託（その2）報告書 | 平成25年3月 |
| 2. 道路土工要綱（平成21年度版） 社団法人 日本道路協会 | 平成21年6月 |
| 3. 道路土工 擁壁工指針（平成24年度版） 社団法人 日本道路協会 | 平成24年7月 |
| 4. 愛媛県監修 河川計画及び老朽化対策について
一般社団法人 愛媛県測量設計業協会 | 令和6年7月 |
| 5. 四国地方整備局設計便覧 道路編 国土交通省四国地方整備局 | 令和5年3月 |

2 道路設計条件の照査

2-1 計画道路の設計条件

本計画道路の設計条件は報告書より以下のとおり

道路種類・区分 不明(記述無し) 道路幅員 W=4.0m(車道3.0m・路肩1.0m)
設計速度 不明(記述無し) 設計車両 普通自動車相当(緊急車両)

2-2 道路種類・区分

計画道路の種類及び区分は、道路の計画・設計を実施するうえで重要な要素であり、本計画道路の諸数値等を照査するために必要な要素である。本業務では、報告書に設計条件の記述がないことから、設計通行車両等から決定する。

(1) 計画交通量

本計画道路の計画交通量は、当該道路が城山公園内に位置する緊急輸送道路であることを考慮して以下の値とする。

計画交通量 : 500未満 台/日

(2) 計画通行車両

a) 設計通行車両

本計画道路の設計通行車両は、報告書P2-1より以下のとおり

車両種類 : 緊急車両(消防車及び救急車)

車両寸法 : 全幅 B= 2.0~2.3m 全長 L= 6.0m程度

b) 設計車両の区分

図.2-1 設計車両

2 道路の設計の基礎とする自動車(以下「設計車両」という。)の種類ごとの諸元は、それぞれ次の表に掲げる値とする。							
諸元(単位メートル) 設計車両	長さ	幅	高さ	前 端 オーバ ハング	軸 距	後 端 オーバ ハング	最 小 回 半 径
小型自動車	4.7	1.7	2	0.8	2.7	1.2	6
小型自動車等	6	2	2.8	1	3.7	1.3	7
普通自動車	12	2.5	3.8	1.5	6.5	4	12
セミトレーラ 連結車	16.5	2.5	3.8(重要 物流道路で ある普通道 路にあつて は、4.1)	1.3	前軸距4 後軸距9	2.2	12

(道路構造令 P.173)

図.2-1より本設計通行車両の区分は以下のとおり

設計車両 : 普通自動車

(3) 道路種類・区分の選定

図. 2-2 道路区分-1

第3条 道路は、次の表に定めるところにより、第1種から第4種までに区分するものとする。

道路の存する地域 高速自動車国道及び 自動車専用道路又はその他の道路の別	道路の存する地域	
	地 方 部	都 市 部
高速自動車国道及び自動車専用道路	第 1 種	第 2 種
そ の 他 の 道 路	第 3 種	第 4 種

(道路構造令 P. 133)

図. 2-3 道路区分-2

三 第3種の道路

道路の 種 類	道路の存する 地域の地形	計画交通量 (単位 1日につき台)				
		20,000以上	4,000 以上 20,000未満	1,500 以上 4,000 未満	500 以上 1,500 未満	500 未満
一般国道	平 地 部	第 1 級	第 2 級	第 3 級		
	山 地 部	第 2 級	第 3 級	第 4 級		
都道府県道	平 地 部	第 2 級		第 3 級		
	山 地 部	第 3 級		第 4 級		
市町村道	平 地 部	第 2 級		第 3 級	第 4 級	第 5 級
	山 地 部	第 3 級		第 4 級		第 5 級

(道路構造令 P. 134)

図. 2-4 道路種級区分体系

	地域	種別	級別	設計速度 (km/h)	出入 制限	計 画 交 通 量 (台/日)						摘 要
						20,000 以上	20,000 ~10,000	10,000 ~4,000	4,000 ~1,500	1,500 ~500	500 未満	
そ の 他 の 道 路	地 方 部	第 3 種	第 1 級	80	60	P・N	国道・平地					
			第 2 級	60	50 40	P・N	国道・山地	国道・平地				
			第 3 級	60 50 40	30	N	県道、市道・平地	国道・山地	国道、県道・平地			
			第 4 級	50 40 30	20	N	県道、市道・山地	市道・平地				
		第 4 種	第 1 級	60	50 40	P・N	国道					
			第 2 級	60 50 40	30	N	県道、市道					
			第 3 級	50 40 30	20	N						
			第 4 級	40 30 20	—	N						
	都 市 部	第 4 種	第 1 級	60	50 40	P・N	国道					
			第 2 級	60 50 40	30	N	県道、市道					
			第 3 級	50 40 30	20	N						
			第 4 級	40 30 20	—	N						

(道路構造令 P. 138)

図. 2-5 第3種第5級道路について

なお第3種第5級および第4種第4級は、いわゆる低規格の1車線道路である。第3種第5級は地方部に存する低規格1車線道路を、第4種第4級は都市部に存する低規格1車線道路を対象としており、それぞれ将来とも交通量の大幅な増大が予想されない地方部の路線や都市内の区画街路に限定して適用することとしている。

なお、道路構造令第4条から第41条の規定は国道等の構造の一般的技術的基準であることから、第4種第4級の道路に関する規定を定めていないが、地方道に準用する際には、所要の読み替えにより、第3種第5級に関する規定を適用することとなっている。

(道路構造令 P. 139)

図. 2-6 普通道路、小型道路区分

(2) 普通道路、小型道路の区分

道路構造令第3条第6項において、普通道路と小型道路とに区分している。

a. 普通道路

普通道路とは、道路構造令第4条に規定する小型自動車、普通自動車、セミトレーラ連結車の通行の用に供することを目的とする道路であり、通行機能、アクセス機能など一般的な機能を有する道路である。

b. 小型道路

小型道路とは、設計車両を道路構造令第4条に規定する小型自動車等のみの通行の用に供することを目的とする道路であり、主に通行機能を考慮した道路である。

(道路構造令 P. 139)

以上より本計画道路の種類・区分は以下のとおり

- ① 計画交通量 : 500未満 台/日
- ② 設計車両 : 普通自動車
- ③ 道路種類 : 第3種
- ④ 道路区分 : 第5級

2-3 道路幅員の照査

道路幅員の照査は、設計道路幅員値が道路種別による計画道路幅員値を満足しているかの確認を行う。

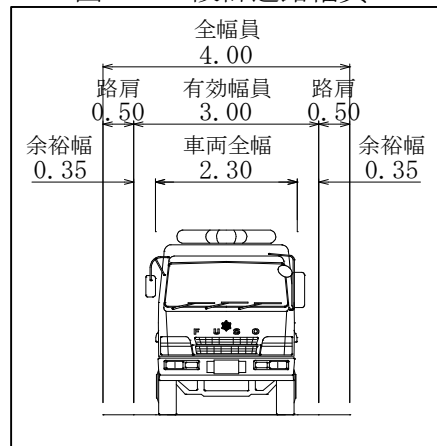
(1) 設計道路幅員

本計画道路の設計道路幅員は報告書P2-8より以下のとおり

車道幅員 : $W = 3.0\text{m}$ 路肩幅員 : $W = 0.50\text{m}$ (左右に付する)

設計道路幅員 : $3.0\text{m} + 0.50\text{m} + 0.50\text{m} = W = 4.0\text{ m}$

図. 2-7 設計道路幅員



(2) 道路種別による計画道路幅員値

図. 2-8 車道幅員

第 3 種	第 1 級	普通道路	3.5
		小型道路	3
	第 2 級	普通道路	3.25
		小型道路	2.75
	第 3 級	普通道路	3
		小型道路	2.75
	第 4 級		2.75
第 4 種	第 1 級	普通道路	3.25
		小型道路	2.75
	第 2 級 及び 第 3 級	普通道路	3
		小型道路	2.75

5 第3種第5級の普通道路の車道（自転車通行帯を除く。）の幅員は、4メートルとするものとする。ただし、当該普通道路の計画交通量が極めて少なく、かつ、地形の状況その他の特別の理由によりやむを得ない場合又は第31条の2の規定により車道に狭窄部を設ける場合においては、3メートルとすることができる。

(道路構造令 P. 199)

図.2-9 路肩

区 分			車道の左側に設ける路肩の幅員 (単位 メートル)	
第 1 種	第 1 級 及 び 第 2 級	普 通 道 路	2.5	1.75
		小 型 道 路	1.25	
	第 3 級 及 び 第 4 級	普 通 道 路	1.75	1.25
		小 型 道 路	1	
第 2 種		普 通 道 路	1.25	
		小 型 道 路	1	
第 3 種	第 1 級	普 通 道 路	1.25	0.75
		小 型 道 路	0.75	
	第2級から 第4級まで	普 通 道 路	0.75	0.5
		小 型 道 路	0.5	
	第 5 級		0.5	
第 4 種		0.5		

(道路構造令 P.228)

図.2-8、図.2-9より、道路種別による計画道路幅員値は以下のとおり

道路種別 : 第3種第5級

車道幅員 : $W = 3.0\text{m}$ 路肩幅員 : $W = 0.50\text{m}$ (左右に付する)

計画道路幅員 : $3.0\text{m} + 0.50\text{m} + 0.50\text{m} = W = 4.0\text{ m}$

※車道幅員値は、当該道路が城山公園内の緊急輸送道路であることから、図.2-8 欄外の値に示された値とした。

(3) 道路幅員の比較

設計道路幅員と道路種別による道路幅員の比較は以下のとおり

設計道路幅員 $W = 4.0\text{ m}$ = 道路種別幅員 $W = 4.0\text{ m}$ ok

2-4 縦断勾配の照査

縦断勾配の照査は、道路種別により設計速度を決定し、確認を行う。

(1) 設計速度

図. 2-10 設計速度

(設計速度)			
第 13 条 道路（副道を除く。）の設計速度は、道路の区分に応じ、次の表の設計速度の欄の左欄に掲げる値とする。ただし、地形の状況その他の特別の理由によりやむを得ない場合においては、高速自動車国道である第 1 種第 4 級の道路を除き、同表の設計速度の欄の右欄に掲げる値とすることができる。			
区 分	設計速度（単位 1 時間につきキロメートル）		
第 1 種	第 1 級	120	100
	第 2 級	100	80
	第 3 級	80	60
	第 4 級	60	50
第 2 種	第 1 級	80	60
	第 2 級	60	50 又は 40
第 3 種	第 1 級	80	60
	第 2 級	60	50 又は 40
	第 3 級	60, 50 又は 40	30
	第 4 級	50, 40 又は 30	20
	第 5 級	40, 30 又は 20	
第 4 種	第 1 級	60	50 又は 40
	第 2 級	60, 50 又は 40	30
	第 3 級	50, 40 又は 30	20

(道路構造令 P. 161)

図. 2-10 より、本計画道路の設計速度は、道路種別から以下のとおり

設計速度 : $V = 20 \text{ km/h}$

※設計速度は、当該道路が城山公園内に位置するという地形状況を考慮して最小値を設定した。

(2) 設計縦断勾配

設計縦断勾配は、縦断面図より以下のとおり

縦断勾配 : $i = 14.000 \%$

(3) 設計速度による縦断勾配値

図. 2-11 縦断勾配

(縦断勾配)

第 20 条 車道の縦断勾配は、道路の区分及び道路の設計速度に応じ、次の表の縦断勾配の欄の左欄に掲げる値以下とするものとする。ただし、地形の状況その他の特別の理由によりやむを得ない場合においては、同表の縦断勾配の欄の右欄に掲げる値以下とすることができる。

区 分		設 計 速 度 (単位 1 時間につき キロメートル)	縦断勾配 (単位 パーセント)	
第 1 種, 第 2 種 及 び 第 3 種	普 通 道 路	120	2	5
		100	3	6
		80	4	7
		60	5	8
		50	6	9
		40	7	10
		30	8	11
		20	9	12
	小 型 道 路	120	4	5
		100		6
		80	7	
		60	8	
		50	9	
		40	10	
		30	11	
		20	12	

(道路構造令 P. 424)

図. 2-11 より、設計速度による縦断勾配は以下のとおり

道路種別 : 第 3 種第 5 級 設計速度 : $V = 20 \text{ km/h}$

縦断勾配 : $i = 12.000 \%$

※設計速度は、当該道路が城山公園内に位置するという地形状況を考慮して右欄値を設定した。

(4) 縦断勾配の比較

設計縦断勾配と設計速度による縦断勾配値の比較は以下のとおり

設計縦断勾配 $i = 14.000 \%$ > 設計速度縦断勾配 $i = 12.000 \%$ out

2-5 横断勾配の照査

横断勾配値の照査は、以下に示す値を満足しているかの確認を行う。

図. 2-12 横断勾配

(横断勾配)	
第 24 条 車道，中央帯（分離帯を除く。）及び車道に接続する路肩には，片勾配を付する場合を除き，路面の種類に応じ，次の表の右欄に掲げる値を標準として横断勾配を付するものとする。	
路面の種類	横断勾配（単位 パーセント）
前条第 2 項に規定する基準に適合する舗装道	1.5 以上 2 以下
その他	3 以上 5 以下
<p>2 歩道又は自転車道等には，2 パーセントを標準として横断勾配を附するものとする。</p> <p>3 前条第 3 項本文に規定する構造の舗装道にあつては，気象状況等を勘案して路面の排水に支障がない場合においては，横断勾配を付さず，又は縮小することができる。</p>	

(道路構造令 P. 466)

(1) 横断勾配の比較

設計横断勾配と基準値との比較は以下のとおり

設計横断勾配 $i = 2.000 \%$ 基準値横断勾配 $i = 1.5 \sim 2.0 \%$ ok

※設計横断勾配は、標準断面図及び横断面図より

2-6 計画道路基本条件比較一覧表

本計画道路の基本条件比較一覧表を以下に示す。

表. 2-1 緊急道路基本条件比較一覧表

項 目	基準値	設計値	判定
道路幅員 (m)	4.0	4.0	ok
最急縦断勾配 (%)	12.000	14.000	out
標準横断勾配 (%)	1.5~2.0	2.0	ok

第3種第5級道路 V=20km/h

3 排水施設の照査

3-1 排水施設の設計照査

排水施設の照査は、施設の設計において重要である排水面積、雨水流出量の算定式等の設定及び設計水路断面の流下能力の確認を行う。

3-2 流域面積

雨水の排水面積は、都市計画図を用いて標高点等地形状況を考慮して排水範囲の確認を行う。

(1) 各流域面積

- ① 対象集水域：流域地形 舗装道路 A= 336.5 m²
② 対象集水域：流域地形 公園内敷地 A= 819.4 m²

(2) 流域面積の比較

表. 3-1 流域面積一覧表

名称	流域地形	区域面積
設計 流域面積	山地	423 m ²
流域 ①	舗装道路	336.5 m ²
流域 ②	公園内敷地	819.4 m ²
①+②		1155.9 m ²

※各流域面積図参照

3-3 雨水流出量の算定式

(1) 雨水流出の算定式

計画雨水流出量は、道路土工要綱 P. 135より合理式（ラショナル式）により行う。

$$Q = \frac{1}{3.6 \times 10^6} \times C \times I \times A$$

ここに、

- Q：雨水流出量(m³/sec) I：流達時間内の降雨強度(mm/hr)
C：流出係数 A：集水面積(m²)

(2) 流出係数

流出係数は、道路土工要綱 P. 134の流出係数表を用いて対象流域の地形に応じた値をそれぞれの加重平均値にて設定する。

図. 3-1 流出係数-1

解表 2-3 流出係数¹¹⁾

路面及び法面	0.70～1.0	市 街	0.60～0.90
急峻の山地	0.75～0.90	森林地帯	0.20～0.40
緩 い 山 地	0.70～0.80	山地河川流域	0.75～0.85
起伏ある土地及び樹林	0.50～0.75	平地小河川流域	0.45～0.75
平坦な耕地	0.45～0.60	半分以上平地の大河川流域	0.50～0.75
たん水した水田	0.70～0.80		

(道路土工要綱 P134)

図. 3-1より、各流域の流出係数は以下のとおり

表. 3-2 各流域の流出係数一覧表

名称	流域地形	流出係数
設計 流域面積	山地	0.85
流域 ①	舗装道路	0.85
流域 ②	公園内敷地	0.75

(路面及び法面 0.70～1.00の中間値)

(緩い山地 0.70～0.80の中間値)

※各流域面積図参照

上記の流出係数値と流域面積から加重平均値を求める。

$$f = \frac{336.5 \times 0.85 + 819.4 \times 0.75}{1155.9} = 0.78$$

以上の計算結果より流出係数は 0.78 とする。

設計時にて設定された流出係数は、以下のとおり

地形区分 : 山地 流出係数 : 0.85

※0.75～0.90の平均値を採用

図. 3-2 流出係数-2

解表 2-3 流出係数¹¹⁾

路面及び法面	0.70～1.0	市 街	0.60～0.90
急峻の山地	0.75～0.90	森林地帯	0.20～0.40
緩 い 山 地	0.70～0.80	山地河川流域	0.75～0.85
起伏ある土地及び樹林	0.50～0.75	平地小河川流域	0.45～0.75
平坦な耕地	0.45～0.60	半分以上平地の大河川流域	0.50～0.75
たん水した水田	0.70～0.80		

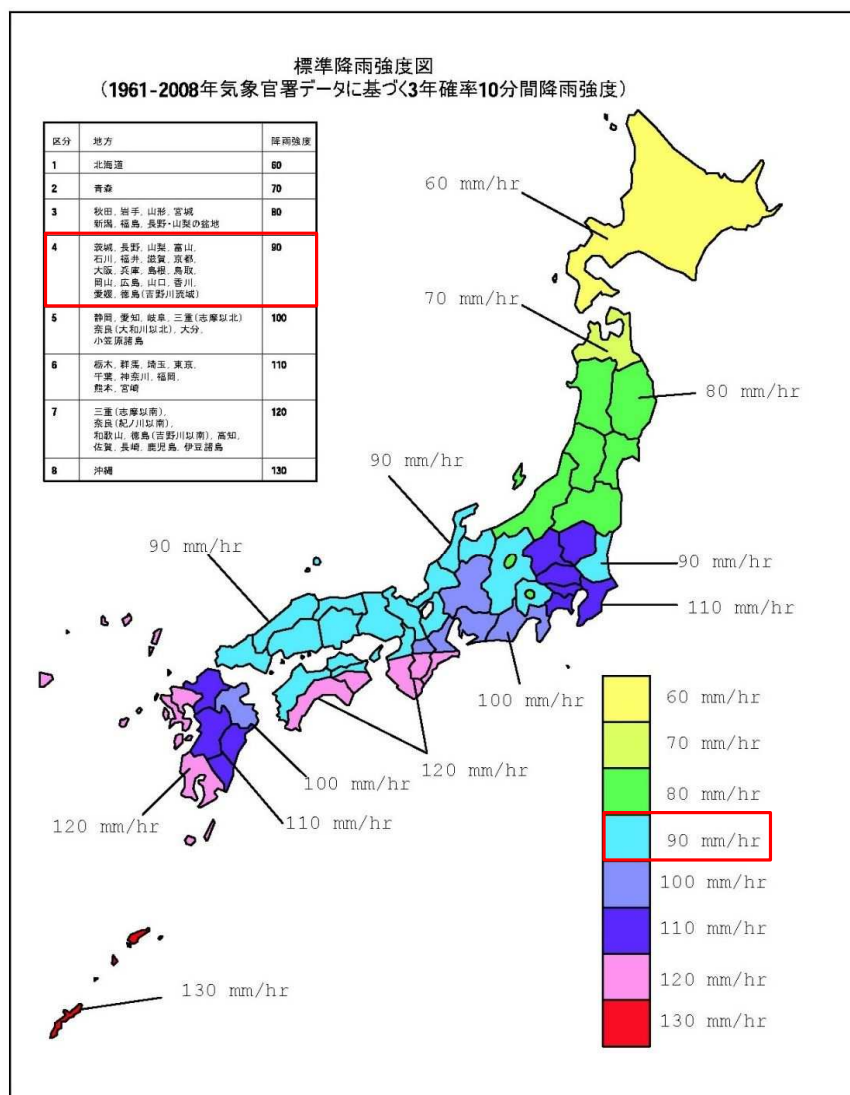
(道路土工要綱 P134)

(3) 降雨強度

降雨強度の照査は、道路設計時に一般的に採用される道路土工要綱の値（設計時に採用された値）と愛媛県策定の降雨強度曲線を用いた値にて比較を行う。

a) 道路土工要綱の降雨強度値

図. 3-3 標準降雨強度（3年確率10分間降雨強度）



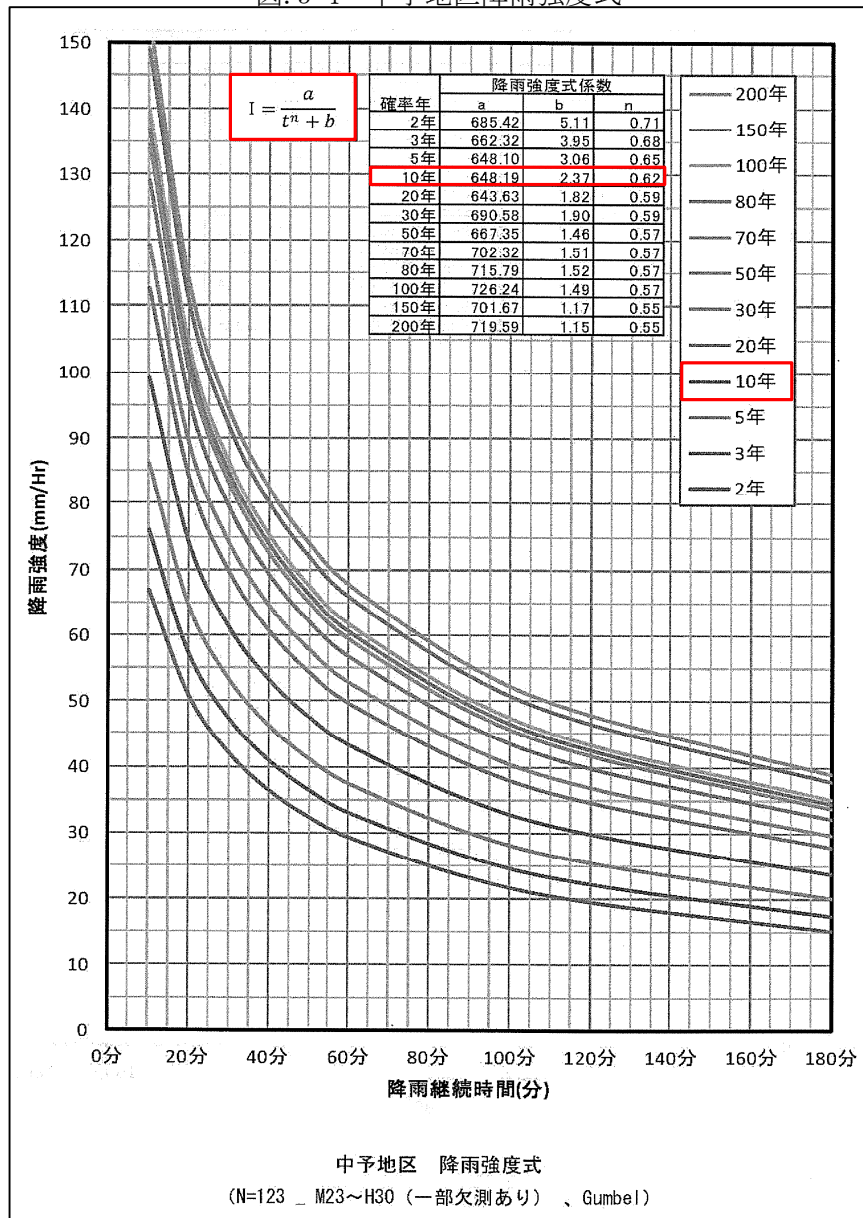
(道路土工要綱 P.130 (報告書 P2-28))

図. 3-3より、道路土工要綱における降雨強度は以下のとおり

区分 : A 地方 : 愛媛 降雨強度 : 90 mm/hr

b) 愛媛県策定の降雨強度曲線を用いた降雨強度値

図. 3-4 中予地区降雨強度式



(愛媛県土木部河川港湾局河川課監修 河川計画及び老朽化対策について P. 12)

図. 3-5 降雨強度

この式を作成するには、任意の継続時間に対する降雨量の資料を必要とする。道路排水を計画する地点の近傍の雨量観測所の資料を入手し、その生起確率を評価して作成することとなるが、既に市町村等の下水道部局では降雨強度式が作成されている場合が多いので、これらの資料を活用してよい。なお、下水道部局では、通常5年から10年の確率が採用されていることが多いので、確率年が異なれば、資料の見直しを必要とする。

(道路土工要綱 P. 129)

※図. 3-5より降雨確率年は、**10年確率**とする。

※洪水到達時間においては、各計画機関において様々な考え方があることから、本業務では20分、10分、5分、0分のケースにて確認を行う。

c) 各降雨強度値の比較

各降雨強度の値を以下に示す。

表.3-3 降雨強度一覽表

名称	降雨確率年	洪水到達時間	降雨強度値
道路土工要綱降雨強度	3年		90 mm/hr
愛媛県降雨強度	10年	20分	73.9 mm/hr
		10分	99.1 mm/hr
		5分	127.5 mm/hr
		0分	273.5 mm/hr

3-4 設計水路の流下能力の確認

本計画道路の設計水路の断面等の諸数値は報告書等より以下のとおり

(1) 縦断水路

断面形状 水路幅 : B= 0.30 m

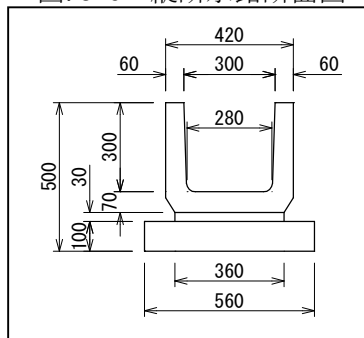
水路高 : H= 0.30 m

水路勾配 道路縦断勾配 : i= 14.000 %

粗度係数 0.013 (コンクリート二次製品)

※「道路土工要綱 P.137 マニングの粗度係数表より」

図. 3-6 縦断水路断面図



(2) 横断水路

断面形状 水路幅 : B= 0.30 m

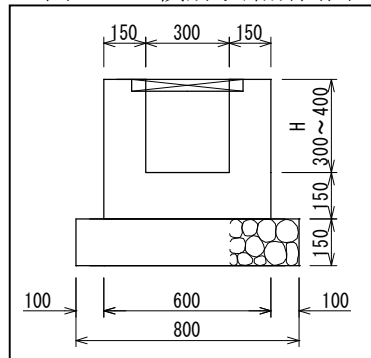
水路高 : $H=0.30\sim 0.40\text{ m}$

水路勾配 道路縦断勾配 : i= 0.820 %

粗度係数 0.015 (現場打ちコンクリート)

※「道路土工要綱 P.137 マニングの粗度係数表より」

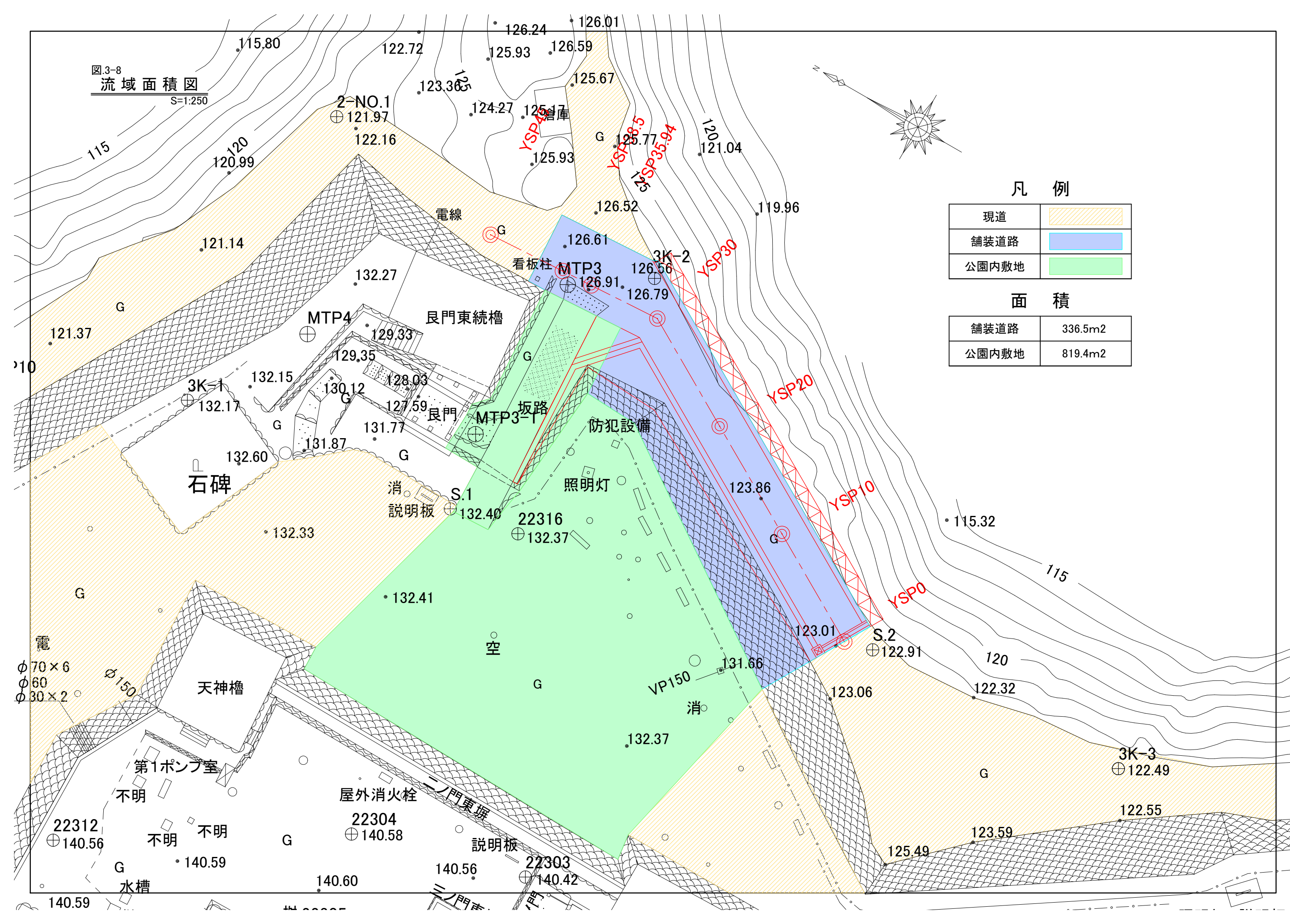
图.3-7 横断水路断面图






上記の諸数値を用いて雨水流出量及び設計水路断面の流下能力の算出を行う。

次頁に流域面積図及び水理計算書を示す。

図.3-8
流域面積図
S=1:250



凡 例	
現道	
舗装道路	
公園内敷地	

面 積	
舗装道路	336.5m ²
公園内敷地	819.4m ²

表.3-4：縦断水路 水理計算書

適用式

雨水流出量

$Q1=1/3600000 \times f \times r \times a$ (ラシヨナル式)

Q1：雨水流出量 (m³/sec)

f：流出係数 (m/sec) r：設計雨量強度 (mm/hr) A：集水区域面積 (m²)

排水施設流出量

Q2=VA

Q2：排水量 (m³/sec)

V：平均流速 (m/sec) A：流水断面積 (m²)

$V=1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$ (マニング式)

n：粗度係数 R：径深=A/P (m)

P：潤辺 (m) I：勾配

※寸法欄深さの値は、道路土工要綱.141より水深の20%の余裕を見込んだ値としている。(水路高さ×0.80)

	雨水流出量				種類・寸法			排水施設					安全率 Q2/Q1	備考						
	設計雨量強度 r (mm/hr)		流出係数 f	雨水流出量 Q1 (1/3600000×f×r×a) (m ³ /sec)	形状	寸法 (m)	構造物諸元			勾配		排水量								
							粗度係数 n	潤辺 P (m)	断面積 A (m ²)	径深 R	%	I			1/n	R ^{2/3}	I ^{1/2}	V (m/sec)	Q2 (A×V) (m ³ /sec)	
【設計（道路土工要綱）】																				
当初	423	90.00	0.85	0.009	2	0.30	0.30	0.013	0.900	0.090	0.100	14.00	0.1400	76.923	0.215	0.374	6.185	0.557	61.89	OK
確認	1155.9	90.00	0.85	0.025	2	0.30	0.30	0.013	0.900	0.090	0.100	14.00	0.1400	76.923	0.215	0.374	6.185	0.557	22.28	OK
【愛媛県降雨強度式】																				
5年 確率	1155.9	73.90	0.78	0.019	2	0.30	0.24	0.013	0.780	0.072	0.092	14.00	0.1400	76.923	0.204	0.374	5.869	0.423	22.26	OK
	1155.9	99.10	0.78	0.025	2	0.30	0.24	0.013	0.780	0.072	0.092	14.00	0.1400	76.923	0.204	0.374	5.869	0.423	16.92	OK
	1155.9	127.50	0.78	0.032	2	0.30	0.24	0.013	0.780	0.072	0.092	14.00	0.1400	76.923	0.204	0.374	5.869	0.423	13.22	OK
	1155.9	273.50	0.78	0.068	2	0.30	0.24	0.013	0.780	0.072	0.092	14.00	0.1400	76.923	0.204	0.374	5.869	0.423	6.22	OK

※最大流量(h=0.938D)で算定

円形	1	直径	
長方形	2	幅	深さ
台形	3	下幅	側法 深さ
三角形1	4	幅1	幅2 深さ
三角形2	5	幅	深さ



表.3-5：横断水路 水理計算書

適用式

雨水流出量

$Q1=1/3600000 \times f \times r \times a$ (ラシヨナル式)

$Q1$: 雨水流出量 (m³/sec)

f : 流出係数 (m/sec) r : 設計雨量強度 (mm/hr) a : 集水区域面積 (m²)

排水施設流出量

$Q2=VA$

$Q2$: 排水量 (m³/sec)

V : 平均流速 (m/sec) A : 流水断面積 (m²)

$V=1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$ (マニング式)

n : 粗度係数 R : 径深=A/P (m)

P : 潤辺 (m) I : 勾配 ※寸法欄深さの値は、道路土工要綱.141より水深の20%の余裕を見込んだ値としている。(水路高さ×0.80)

	雨水流出量				種類・寸法			排水施設					安全率 Q2/Q1	備考				
	設計雨量強度		流出係数 f (mm/hr)	雨水流出量 Q1 (1/3600000×f×r×a) (m³/sec)				構造物諸元			勾配				排水量 Q2 (A×V) (m³/sec)			
	集水面積 A (m²)	r			潤辺 P (m)	断面積 A (m²)	径深 R	%	I	1/n	R ^{2/3} I ^{1/2} V							
			粗度係数 n	寸法 (m)														
【設計(道路土工要綱)】																		
設計	423	90.00	0.85	長方形	2	0.30	0.900	0.090	0.100	0.82	0.0082	66.667	0.215	0.091	1.304	0.117	13.00	OK
照査	1155.9	90.00	0.85	長方形	2	0.30	0.900	0.090	0.100	0.82	0.0082	66.667	0.215	0.091	1.304	0.117	4.68	OK
【愛媛県降雨強度式】																		
10年 確率	1155.9	73.90	0.78	長方形	2	0.30	0.780	0.072	0.092	0.82	0.0082	66.667	0.204	0.091	1.238	0.089	4.68	OK
	1155.9	99.10	0.78	長方形	2	0.30	0.780	0.072	0.092	0.82	0.0082	66.667	0.204	0.091	1.238	0.089	3.56	OK
	1155.9	127.50	0.78	長方形	2	0.30	0.780	0.072	0.092	0.82	0.0082	66.667	0.204	0.091	1.238	0.089	2.78	OK
	1155.9	273.50	0.78	長方形	2	0.30	0.780	0.072	0.092	0.82	0.0082	66.667	0.204	0.091	1.238	0.089	1.31	OK

※最大流量(h=0.938D)で算定

円形	1	直径		深さ
長方形	2	幅		深さ
台形	3	下幅	側法	深さ
三角形1	4	幅1	幅2	深さ
三角形2	5	幅		深さ



4 擁壁の安定性の照査

4-1 設計擁壁の照査

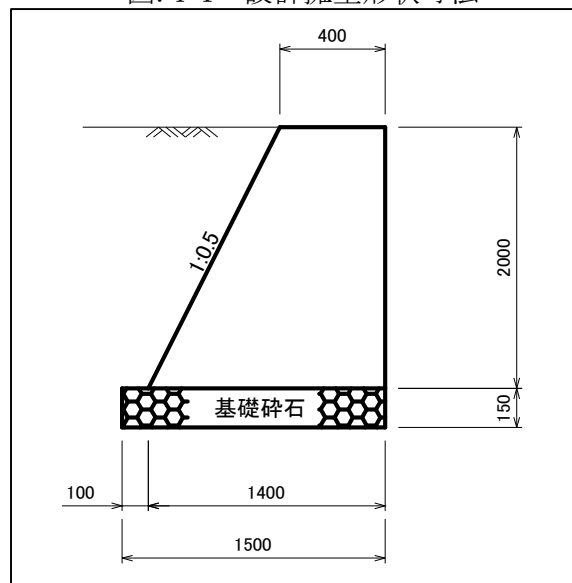
本計画道路路側擁壁の安定性の照査は、計画擁壁最大寸法において安定計算を行い確認する。

4-2 設計擁壁

本計画道路の設計擁壁の種類及び寸法は以下のとおり

擁壁種類 : 重力式擁壁 (標準図番号: 03-RG-06)
形状寸法 天端幅 $W = 0.40 \text{ m}$ 擁壁高 $H = 2.00 \text{ m}$

図. 4-1 設計擁壁形状寸法



4-3 擁壁安定計算の設計基本条件

設計擁壁の安定計算は、以下に示す諸数値を用いて行う。

(1) 自重

図. 4-2 自重

自重は、擁壁の種類や土質条件等を考慮するとともに、材料の単位体積重量を適切に評価して設定するものとする。

擁壁の設計に用いる自重は、躯体重量が基本となるが、構造物の種類や土質条件等によっては、底版上の裏込め土等を加えて設定する方が適切である場合がある。解図4-1に自重の考え方の一例を示す。

躯体自重の算出に用いる鉄筋コンクリート及びコンクリートの単位体積重量は、次の値を用いてもよい。

鉄筋コンクリート 24.5 kN/m^3

コンクリート 23.0 kN/m^3

(道路土工 擁壁工指針 P. 52)

採用値 無筋コンクリート : 23.0 kN/m^3

(2) 土圧公式

図. 4-3 土圧公式

壁が前方（盛土から遠ざかる方向）に移動し、それに伴って背面土が崩れかかるときの土圧は主働土圧と呼ばれている。擁壁は土塊を支えるのが目的であるので、一般にこの主働土圧をもとに設計が行われている。このとき、一般に土圧の計算はクーロンやランキン等の土圧公式が用いられるが、道路擁壁の場合、現場条件に応じて背面の盛土形状が異なるため、本指針においてはクーロン系の土圧算定手法である試行くさび法により土圧合力を算定するものとする。

(道路土工 擁壁工指針 P. 54)

採用公式 クーロン系試行くさび法

(3) 土質定数

a) セン断抵抗角及び粘着力

図. 4-4 裏込め土・盛土の強度定数

解表4-5 裏込め土・盛土の強度定数		
裏込め土・盛土の種類	せん断抵抗角 (ϕ)	粘着力 (c) ^{注2)}
礫 質 土	35°	—
砂 質 土 ^{注1)}	30°	—
粘性土 (ただし $w_L < 50\%$)	25°	—

注1) 細粒分が少ない砂は、礫質土の値を用いてよい。
 注2) 土質定数を上表から推定する場合は、粘着力 c を無視する。

(道路土工 擁壁工指針 P. 66)

採用値 せん断抵抗角 : 30 °
 粘着力 : 考慮しない

b) 土の単位体積重量

図. 4-5 土の単位体積重量

解表4-6 土の単位体積重量 (kN/m ³)			
地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
裏込め土・盛土	砂及び砂礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘性土 (ただし $w_L < 50\%$)	18	

注) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から 9kN/m^3 を差し引いた値としてよい。

(道路土工 擁壁工指針 P. 66)

採用値 裏込土・盛土 砂質土 : 19 kN/m³

c) 摩擦係数及び付着力

図. 4-6 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

解表 4-9 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数と付着力			
せん断面の条件	支持地盤の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \phi_B$	付着力 c_B
岩または礫とコンクリート	岩 盤	0.7	考慮しない
	礫 層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に 割栗石または砕石を敷く場合	砂 質 土	0.6	考慮しない
	粘 性 土	0.5	考慮しない

注) プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても摩擦係数は0.6を超えないものとする。

(道路土工 擁壁工指針 P. 70)

採用値 摩擦係数 : 0.6
 付着力 : 考慮しない

d) 壁面摩擦角

図. 4-7 主動土圧の算定に用いる壁面摩擦角

解表 5-2 主動土圧の算定に用いる壁面摩擦角				
擁壁の種類	検 討 項 目	土圧作用面の状態	壁面摩擦角	
			常時 (δ)	地震時 (δ_e)
重力式擁壁等	擁壁自体の安定性	土とコンクリート	$2\phi/3$	$\phi/2$
	部 材 の 安 全 性			
片持ばり式擁壁等	擁壁自体の安定性	土と土	β (注)	式 (解5-8) による。
	部 材 の 安 全 性	土とコンクリート	$2\phi/3$	$\phi/2$

注) 土圧作用面の状態が土と土の場合は、壁面摩擦角に代って仮想のり面傾斜角 β' (土圧作用方向) を用いるものとする。ただし $\beta' > \phi$ のときは $\delta = \phi$ とする。

(道路土工 擁壁工指針 P. 99)

採用値 重力式擁壁等 : $2\phi/3$

e) 支持地盤の許容鉛直支持力度

図. 4-8 基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度

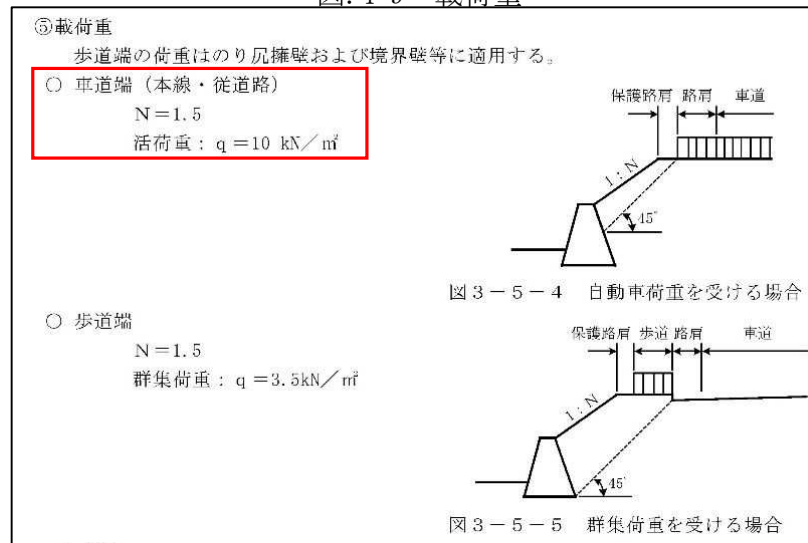
解表 4-8 基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度 (常時値)				
基礎地盤の種類		許 容 鉛直支持力度 q_a (kN/m ²)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10,000 以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	10,000 以上	
	軟岩・土丹	300	1,000 以上	
礫 層	密なもの	600	—	—
	密でないもの	300		
砂 質 地 盤	密なもの	300	—	30 ~ 50
	中位なもの	200		20 ~ 30
粘性土 地 盤	非常に硬いもの	200	200 ~ 400	15 ~ 30
	硬いもの	100	100 ~ 200	10 ~ 15

(道路土工 擁壁工指針 P. 69)

採用値 砂質地盤 : 200 kN/m²

(4) 上載荷重

図. 4-9 載荷重



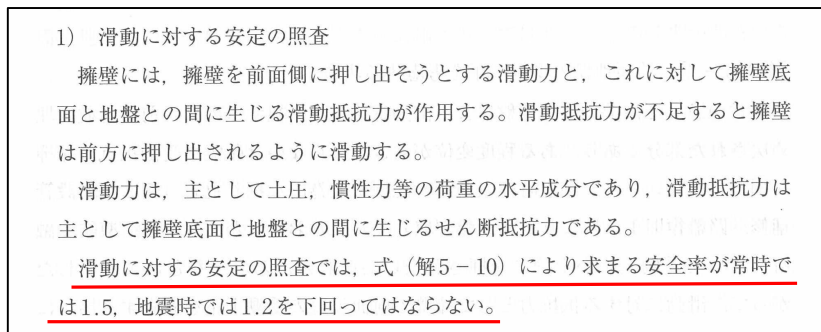
(四国地方整備局設計便覧 道路編 擁壁 P. 3-18)

採用値 車道端 : 10 kN/m²

(5) 安定計算 許容値

a) 滑動に対する検討

図. 4-10 滑動に対する安定の照査

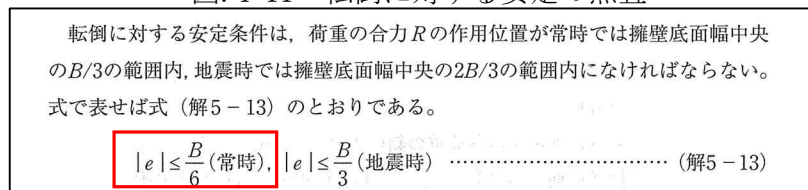


(道路土工 擁壁工指針 P. 113)

採用値 滑動安全率 : $F_s \geq 1.5$

b) 転倒に対する検討

図. 4-11 転倒に対する安定の照査



(道路土工 擁壁工指針 P. 118)

採用値 偏心距離 : $|e| \leq B/6$

c) 支持に対する検討

図. 4-12 基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度

5-14) を満足しなければならない。また、後者の許容鉛直支持力度 q_{a0} に解表 4-8 の値等を用いる場合は、式 (解 5-17) ～式 (解 5-19) で求まる擁壁底面端部における鉛直地盤反力度 q_1 , q_2 が式 (解 5-15) を満足しなければならない。

なお、常時において支持力による擁壁の沈下が問題となる場合には、 q_1 , q_2 が式 (解 5-16) を満足しなければならない。この際、 q_{\max} は解表 4-8 に示す許容鉛直支持力度を用いてよい。

$$\frac{V_o}{B'} \leq q_a = \frac{q_u}{n} \quad \text{..... (解 5-14)}$$

$$q_1, q_2 \leq q_{a0} \quad \text{..... (解 5-15)}$$

$$q_1, q_2 \leq q_{\max} \quad \text{..... (解 5-16)}$$

ここに、

q_a : 静力学公式による基礎地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²)

q_u : 静力学公式による基礎地盤の極限支持力度 (kN/m²)

n : 安全率で解表 4-7 による。

q_{a0} : 基礎地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²)

q_{\max} : 常時における基礎地盤の最大地盤反力度の上限値 (kN/m²)

q_1, q_2 : 擁壁底面端部における鉛直地盤反力度 (kN/m²)

V_o : 擁壁底面における全鉛直荷重 (kN/m) で擁壁に作用する各荷重の鉛直成分の合計値

B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅 (m) で、

$B' = B - 2e$ とする。

(道路土工 擁壁工指針 P. 119)

採用値 最大地盤反力度 : $q_1, q_2 \leq q_{a0}$

4-4 擁壁安定計算結果

設計擁壁の安定計算結果を以下に示す。

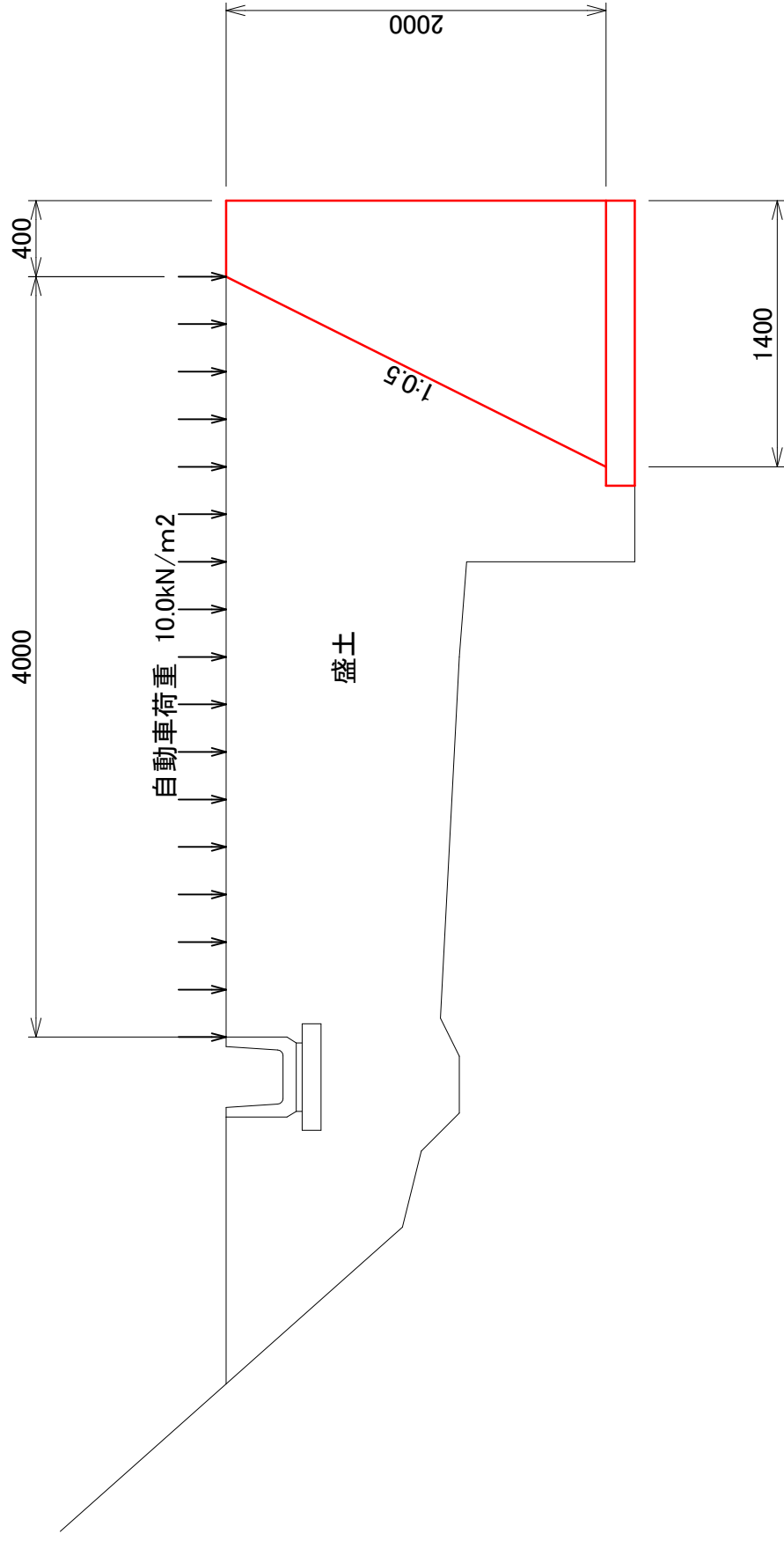
表. 4-1 設計擁壁結果一覧表

照査項目	計算結果		許容値	単位	判定
滑動	1.73	\geq	1.50		ok
転倒	0.226	\leq	0.233	m	ok
支持	91.72	\leq	200	kN/m ²	ok

次頁に擁壁の安定計算概略図及び安定計算書を示す。

擁壁安定計算概略図

(図. 4-13)



路側擁壁安定計算書

目 次

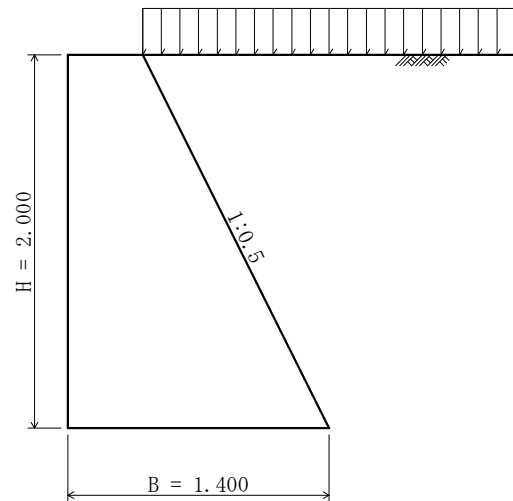
設計概説	1
§ 1 設計条件	3
§ 2 一般形状寸法図	4
§ 3 計算結果	5
§ 4 設計荷重	6
§ 5 安定計算	9

設計概説

本擁壁は以下の方法で設計を行った。基本的な考えは『道路土工 擁壁工指針』に準拠した。

(1) 設計断面

- 1) 基礎形式 直接基礎
- 2) 擁壁寸法 擁壁高さ $H = 2.000$ (m)
 底版幅 $B = 1.400$ (m)
 勾配 $1 : 0.000$



[設 計 方 針 ・ 方 法]

[計 算 結 果]

(2) 設計荷重

設計は、以下の荷重を考慮して行った。

1) 自 重

躯体を自重として考慮した。

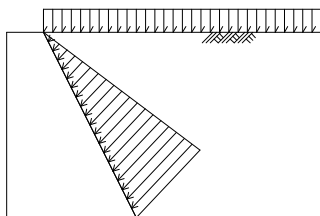
$$\text{自重} : W_c = 41.40 \text{ (kN)}$$

2) 土 圧

計算は、試行くさび法により行った。また、土圧は下図のように三角形分布するものとして計算を行った。

内部摩擦角 : $\phi = 30.00 (^{\circ})$
 単位体積重量 : $\gamma_s = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

$$\text{土圧} : P_a = 32.82 \text{ (kN)}$$



(3) 安定計算

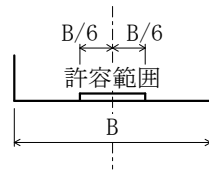
擁壁全体の安定に対して、以下の検討を行った。

1) 転 倒

基礎底版位置での偏心距離による検討を行った。

$$|e| = 0.226 \leq 0.233$$

(単位 : m)



2) 滑 動

滑動安全率による検討を行った。

$$F_s = 1.73 \geq 1.50$$

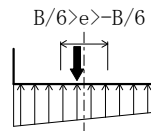
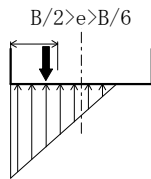
摩擦係数 : 0.600

3) 支 持 力

支持力の検討は、擁壁底面に作用する最大地盤反力において照査を行った。

$$q = 91.72 \leq 200$$

(単位 : kN/m²)



§1 設計条件

1.1 設計条件

(1) 基礎形式	直接基礎
(2) 擁壁高さ	$H = 2.000 \text{ (m)}$
(3) 土 圧	試行くさび法による土圧
(4) 地表面載荷重 自動車荷重	$q = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
(5) 単位体積重量 コンクリート	$\gamma_c = 23.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

1.2 土質条件

(1) 擁壁背面の裏込め土	
せん断抵抗角	$\phi = 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}$
単位体積重量	$\gamma_s = 19.00 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
(2) 支持地盤	
擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数	$\mu = 0.600$
〃 の粘着力	$C = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
許容支持力度	$q_a = 200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

1.3 安定条件

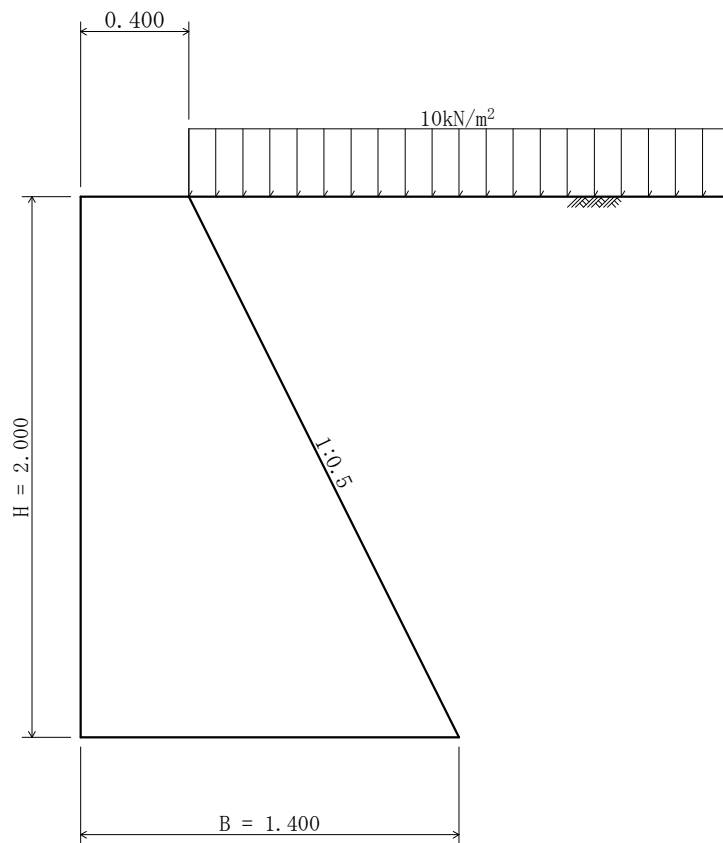
(1) 滑動に対する検討	滑動安全率	$F_s \geq 1.50$
(2) 転倒に対する検討	偏心距離	$ e \leq 1/6 B$
(3) 支持に対する検討	最大地盤反力度	$q \leq q_a \text{ (kN/m}^2\text{)}$

1.4 参考文献

一、道路土工 擁壁工指針（平成24年度版） (社)日本道路協会

§ 2 一般形状寸法図

2.1 一般図



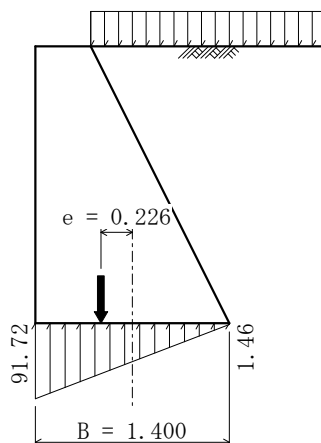
§3 計算結果

3.1 安定計算結果

安定計算は、滑動・転倒・支持の安定に対して検討を行った。

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	偏心距離 e (m)	滑 動 安全率 F_s	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m ²)		判定
65.23	22.56	0.226	1.73	91.72	1.46	O. K.
許 容 値		0.233	1.50	200		

《地盤反力図》



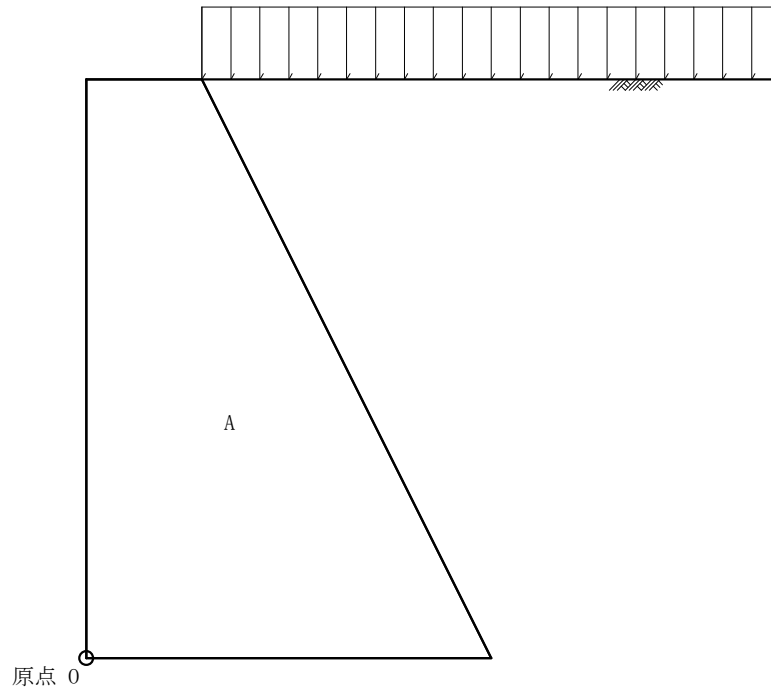
§ 4 設計荷重

擁壁に作用する荷重は、以下の荷重を考える。

- ・ 自 重
- ・ 土 圧

4.1 荷重の計算

擁壁に作用する荷重と、つま先を原点0とする作用位置の計算を行う。
荷重の計算は、擁壁の延長 1.000 m あたりで行う。



4.1.1 自重

1) 躯体(A)

記号	幅 (m)	高さ (m)	面積 A (m ²)	重 心 位 置		断面一次モーメント	
				x (m)	y (m)	A・x (m ³)	A・y (m ³)
	1.400	2.000	2.800	0.700	1.000	1.9600	2.8000
a	-1/2 × 1.000	2.000	-1.000	1.067	1.333	-1.0670	-1.3330
合 計			1.800			0.8930	1.4670

体積

$$V_o = \Sigma A \cdot L = 1.800 \times 1.000 = 1.800 \text{ (m}^3\text{)}$$

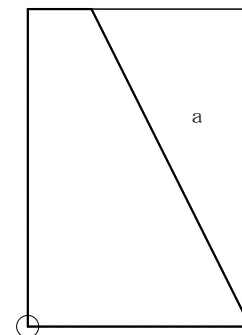
荷重

$$V = V_o \cdot \gamma_c = 1.800 \times 23.00 = 41.40 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$x = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} = \frac{0.8930}{1.800} = 0.496 \text{ (m)}$$

$$y = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{1.4670}{1.800} = 0.815 \text{ (m)}$$



4.1.2 土圧

土圧の計算は、試行くさび法により行う。また、土圧は三角形分布するものとする。

主働土圧合力

$$P_a = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)}$$

主働土圧係数

$$K_a = \frac{2 \cdot P_a}{\gamma_s \cdot h^2}$$

鉛直荷重・水平荷重

$$V = P_a \cdot \sin(\delta + \alpha) \cdot L$$

$$H = P_a \cdot \cos(\delta + \alpha) \cdot L$$

ここに、

P_a : 主働土圧合力 (kN/m)

W : 土くさびの重量 (kN/m)

ω : すべり角 (°)

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 30.00$ (°)

δ : 壁面摩擦角 $\delta = 20.00$ (°)

α : 土圧作用面と鉛直面のなす角 $\alpha = 26.57$ (°)

K_a : 主働土圧係数

γ_s : 裏込め土の単位体積重量 $\gamma_s = 19.00$ (kN/m³)

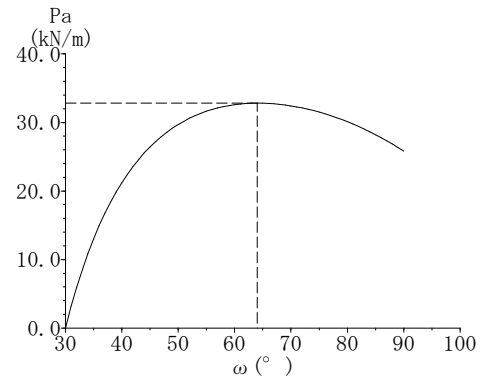
h : 土圧の作用高さ (m)

V, H : 鉛直荷重, 水平荷重 (kN)

L : 擁壁の奥行き (計算幅) $L = 1.000$ (m)

1) 擁壁全体

$$\begin{aligned}
 h &= 2.000 \text{ (m)} \\
 \alpha &= 26.57 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 W &= 57.29 \text{ (kN/m)} \quad [\text{載荷重: } 19.76] \\
 \omega &= 64.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \delta &= 20.00 \text{ (}^\circ\text{)} \\
 \phi &= 30.00 \text{ (}^\circ\text{)}
 \end{aligned}$$

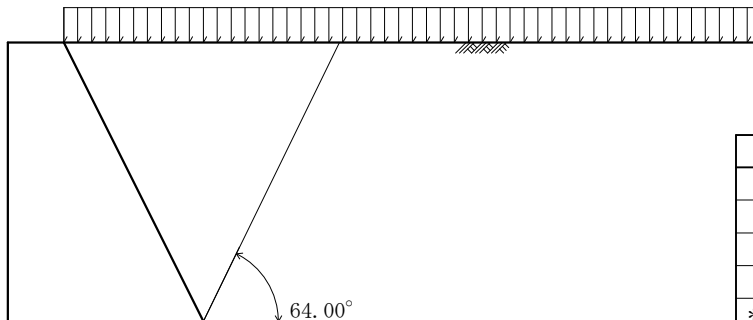


最大主働土圧合力

$$\begin{aligned}
 P_a &= \frac{57.29 \times \sin(64.00 - 30.00)}{\cos(64.00 - 30.00 - 20.00 - 26.57)} \\
 &= 32.82 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{2 \times 32.82}{19.00 \times 2.000^2} \\
 &= 0.864
 \end{aligned}$$



ω	P_a	W
68.00	32.650	52.44
67.00	32.728	53.63
66.00	32.784	54.83
65.00	32.817	56.05
* 64.00	32.826	57.29
63.00	32.809	58.56
62.00	32.767	59.85
61.00	32.698	61.16
60.00	32.600	62.49

鉛直荷重

$$V = 32.82 \times \sin(20.00 + 26.57) \times 1.000 = 23.83 \text{ (kN)}$$

水平荷重

$$H = 32.82 \times \cos(20.00 + 26.57) \times 1.000 = 22.56 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 x &= 1.067 \text{ (m)} \\
 y &= \frac{2.000}{3} = 0.667 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

§5 安定計算

算出した荷重を集計して、以下の安定の検討を行う。

- ・滑動に対する検討
- ・転倒に対する検討
- ・支持に対する検討

5.1 計算方法

1) 転倒に対する検討

つま先から合力の作用点までの距離および、合力の作用点の底版中央からの偏心距離は次式により求める。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣMr : つま先まわりの抵抗モーメント (kN・m)
- ΣMo : つま先まわりの転倒モーメント (kN・m)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 1.400$ (m)

転倒に対する安定条件として、偏心距離 e は次式を満足するものとする。

$$|e| \leq \frac{1}{6} B$$

2) 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は次式により照査を行う。

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} \geq F_{sa}$$

ここに、

- F_s : 滑動安全率
- F_{sa} : 滑動安全率の許容値 $F_{sa} = 1.50$
- ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- ΣH : 水平荷重 (kN)
- μ : 擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数 $\mu = 0.600$
- C : 擁壁底面と基礎地盤の間の付着力 $C = 0.0$ (kN/m²)
- B : 擁壁の底版幅 $B = 1.400$ (m)
- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
- Be : 有効載荷幅 $Be = B - 2 \cdot e$ (m)
- L : 擁壁の奥行き(計算幅) $L = 1.000$ (m)

3) 支持に対する検討

地盤反力度は次式により求める。

$$e > \frac{B}{6} \text{ のとき}$$

$$q_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot d \cdot L}$$

$$|e| \leq \frac{B}{6} \text{ のとき}$$

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} = \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$e < -\frac{B}{6} \text{ のとき}$$

$$q_2 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot (B - d) \cdot L}$$

ここに、

q_1, q_2 : 地盤反力度 (kN/m²)

ΣV : 鉛直荷重 (kN)

B : 擁壁の底版幅 $B = 1.400$ (m)

L : 擁壁の奥行 (計算幅) $L = 1.000$ (m)

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

d : つま先から合力の作用点までの距離 (m)

この q_1 および q_2 は次式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix} \right\} \leq q_a$$

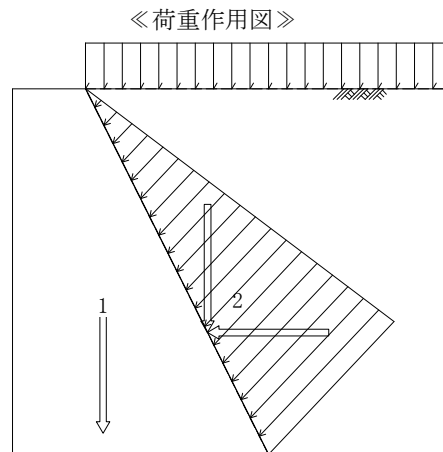
ここに、

q_a : 地盤の許容支持力度

$$q_a = 200 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

5.2 計算結果

No	荷 重 名	荷 重		作用位置		モーメント	
		鉛直 V (kN)	水平 H (kN)	x (m)	y (m)	Mr=V・x (kN・m)	Mo=H・y (kN・m)
1	自重	41.40		0.496	0.815	20.53	
2	土圧	23.83	22.56	1.067	0.667	25.43	15.05
合 計 Σ		65.23	22.56			45.96	15.05



1) 転倒に対する安定

つま先から合力 R の作用点までの距離

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V} = \frac{45.96 - 15.05}{65.23} = 0.474 \text{ (m)}$$

合力 R の作用点の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.400}{2} - 0.474 = 0.226 \text{ (m)}$$

$$|e| = 0.226 \text{ (m)} \leq \frac{1}{6} \cdot B = 0.233 \text{ (m)}$$

よって、偏心距離は安定条件を満足している。

2) 滑動に対する安定

$$Be = B - 2 \cdot e = 1.400 - 2 \times 0.226 = 0.948 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c \cdot Be \cdot L}{\Sigma H} = \frac{65.23 \times 0.600 + 0.0 \times 0.948 \times 1.000}{22.56}$$

$$= 1.73 \geq F_{sa} = 1.50$$

よって、滑動安全率は安定条件を満足している。

3) 支持に対する安定

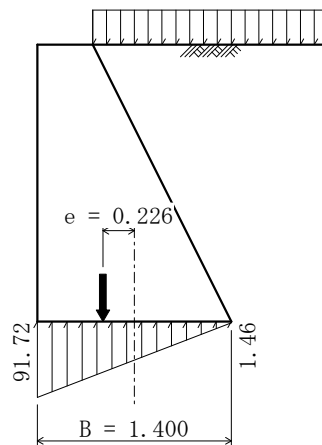
最大地盤反力度

$$|e| = 0.226 \leq \frac{B}{6} = 0.233 \text{ (m) より}$$

$$\begin{aligned} q_1 &= \frac{\Sigma V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{65.23}{1.400 \times 1.000} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 0.226}{1.400} \right) \\ &= \begin{cases} 91.72 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ 1.46 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases} \leq q_a = 200 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

よって、地盤反力度は安定条件を満足している。

《地盤反力図》



縦断勾配資料
(林道規程抜粋)

(縦断勾配)

第20条 幹線とする自動車道の縦断勾配は、次の表の設計速度に
度に応じ、同表の縦断勾配の欄の各区分欄の左欄に掲げる
値以下とする。

ただし、地形の状況その他の理由により必要な場合には、
交通安全施設等を設置して、同表の縦断勾配の欄の各区分
欄の右欄に掲げる値以下とすることができるものとする。

区 分	縦 断 勾 配 (パーセント)					
	1 級			2 級		3 級
	設計速度 (キロメートル/時間)	2車線のもの	1車線のもの			
40		7	10	7	10	—
30		9	12	9	12	—
20		9	12	(14) 12	(14) 12	(14) 12

2 支線又は分線とする自動車道の縦断勾配は、次の表の設
計速度に応じ、同表の縦断勾配の欄の各区分欄の左欄に掲
げる値以下とする。

ただし、地形の状況その他の理由により必要な場合には、
交通安全施設等を設置して、同表の縦断勾配の欄の各区分
欄の右欄に掲げる値以下とすることができるものとする。

区 分	縦 断 勾 配 (パーセント)					
	1 級			2 級		3 級
	設計速度 (キロメートル/時間)	2車線のもの	1車線のもの			
30		7	12	—	—	—
20		7	(14) 12	7	(14) 12	(14) 12
15		—	—	7	(14) 12	(14) 12

3 支線又は分線とする自動車道のうち、公道等に連絡する
など、当該自動車道に求める役割が幹線に準じるものの縦
断勾配は、第1項に定める幹線とする自動車道の縦断勾配
によることができるものとする。

4 自動車道の種類が第2種である場合の縦断勾配の例外値
は、延長100メートル以内に限り第1項及び第2項の縦断勾
配の各区分欄に掲げる () 書きの値以下を適用すること
ができるものとする。

【運用細則】

(1) 縦断勾配は、林地へのアクセスの確保、土工量及び構造物等の縮減
等を勘案し、地形に順応した波形勾配の採用に積極的に努めるものと
する。なお、縦断勾配変移点間の最小区間延長は、50メートルを標準
とする。

(2) 第20条第1項及び第2項のただし書きの値(以下「例外値」という。)
は、地形、森林施業の作業性、周辺環境への影響、コストなどを総合
的に勘案して、区間、勾配ともに必要最小限の範囲に限定して適用す
るものとする。

(3) 第20条第4項の例外値を適用する場合には、例外値適用区間の前後
に最低100メートル程度の緩勾配区間を設けるものとする。

(4) 例外値を適用する場合の交通安全施設等は、下表を参考に当該箇所
の縦断勾配、地形、交通状況等から想定される危険度に応じて適切な
施設を設置するものとする。

施 設	具体的な内容
①登降坂時の運転注意を喚起する標識	急勾配であることを表示し、運行速度の抑制等を喚起する標識類
②登降坂時のすべり止め施設	①クラッシュラン等の良質な材料による路盤工 ②セメント安定処理