

2. 石垣耐震診断結果

(1) はらみだし検討

①はらみ出し指数によるはらみ出し分析

1. 概要

変状が生じている部分のはらみ出し量の最大値(δmax)をはらみ出し範囲の高さで除した
指数『はらみ出し指数』により、地震時の崩落の危険性を判断する方法

2. 分析方法

(1)算出式と検討事例

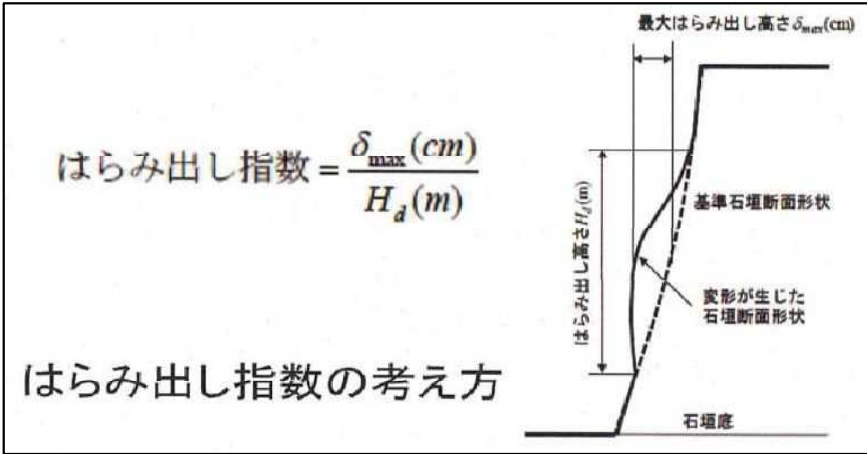
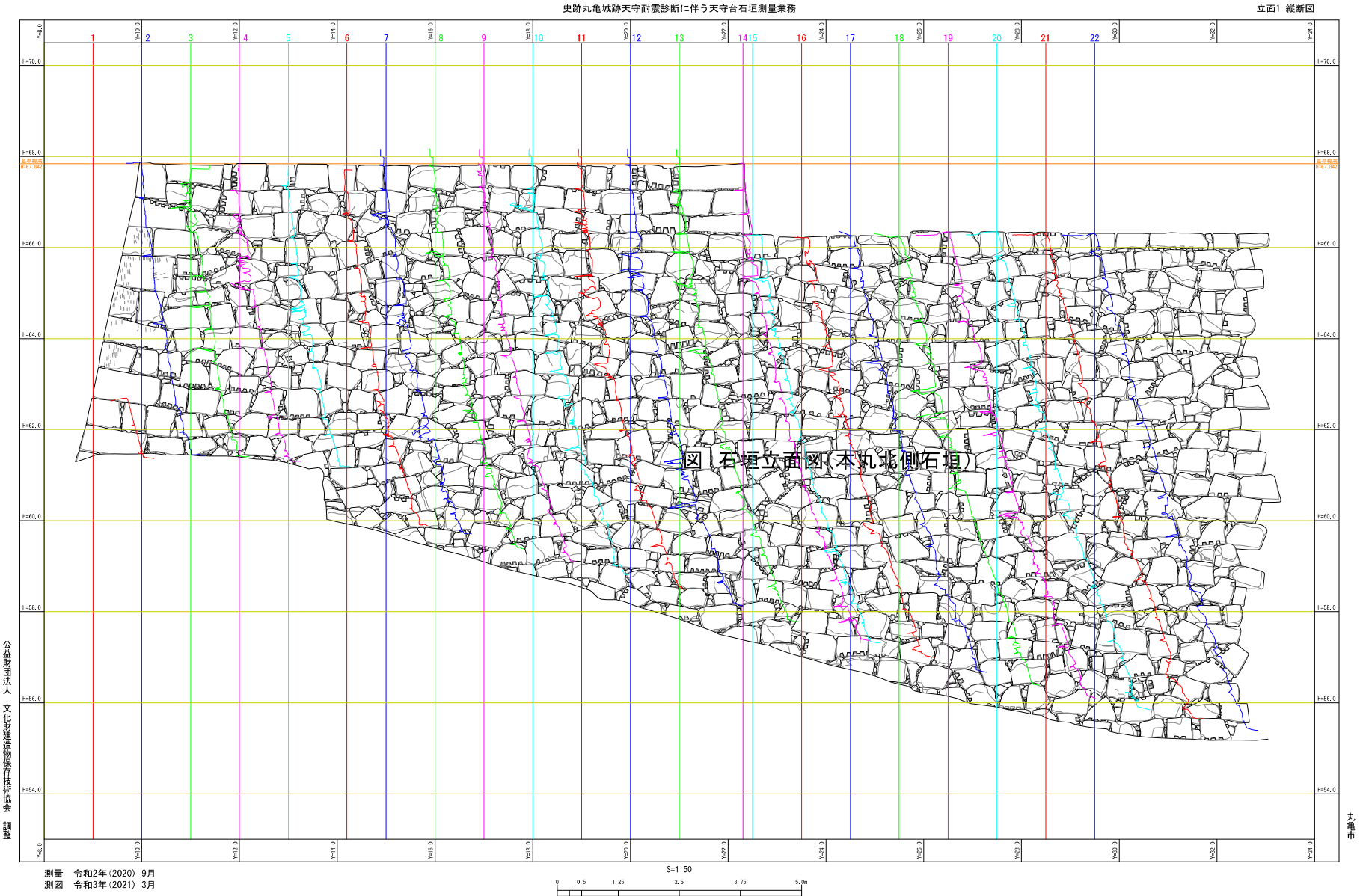


図 はらみ出し指数の算出

(2)石垣断面図の作成

石垣の詳細な断面形状は、**三次元地上レーザー計測**により作成した。

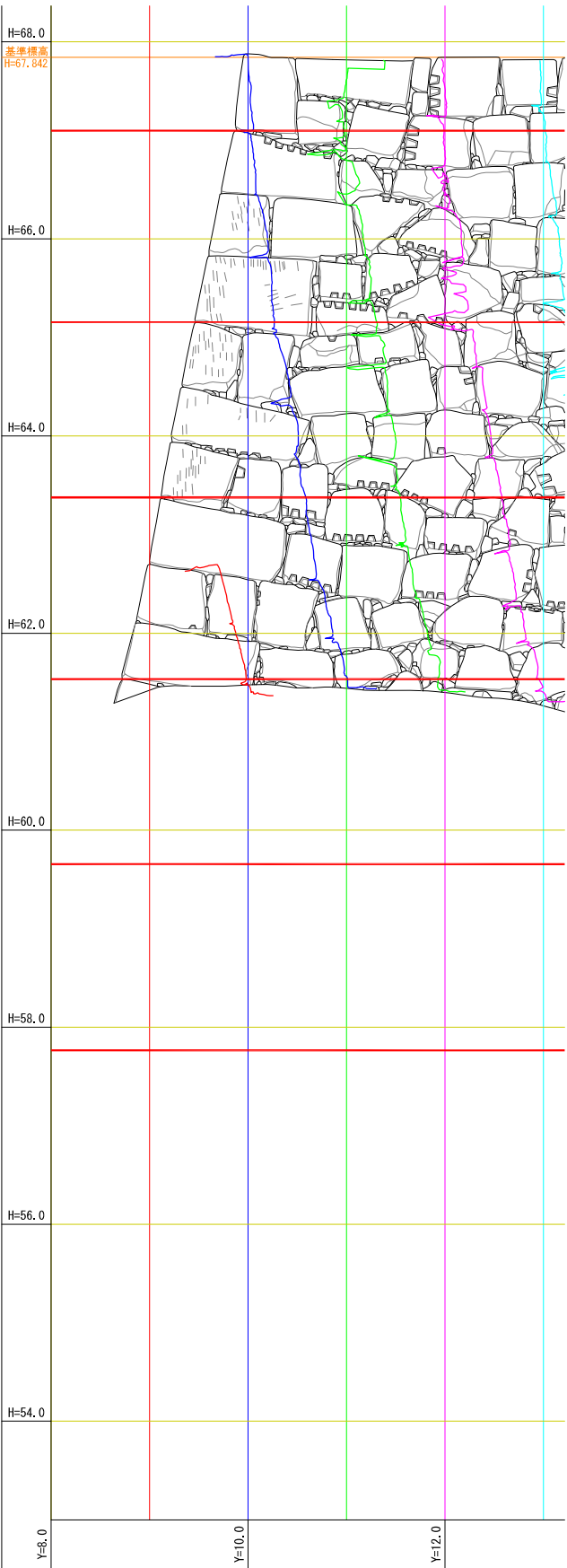


(3)判断基準

はらみ出し指数 6以上 : 地震時に崩落のおそれ有り ... 他の石垣検討事例を基に設定

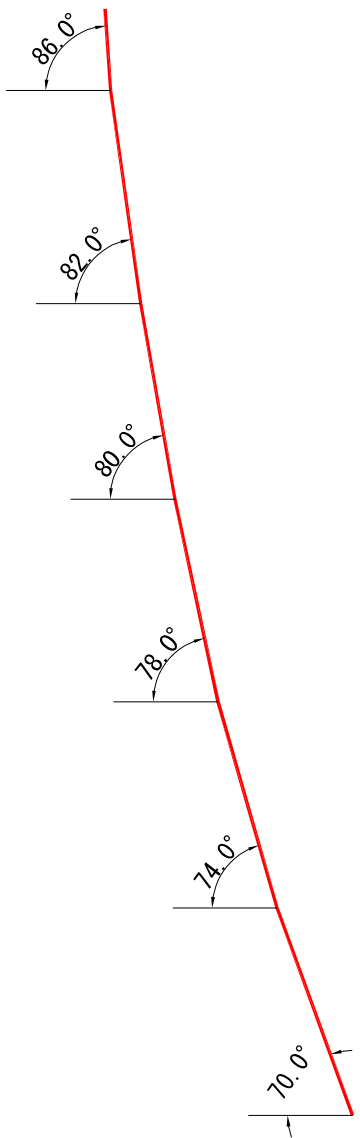
はらみ出し分析（天守部）

● 立面図



● 標準石垣断面

・算木積み3段分の高さで設定



● 断面図重ね合わせ

・明確なはらみ出しが確認された断面について、はらみ出し指数を算出した。

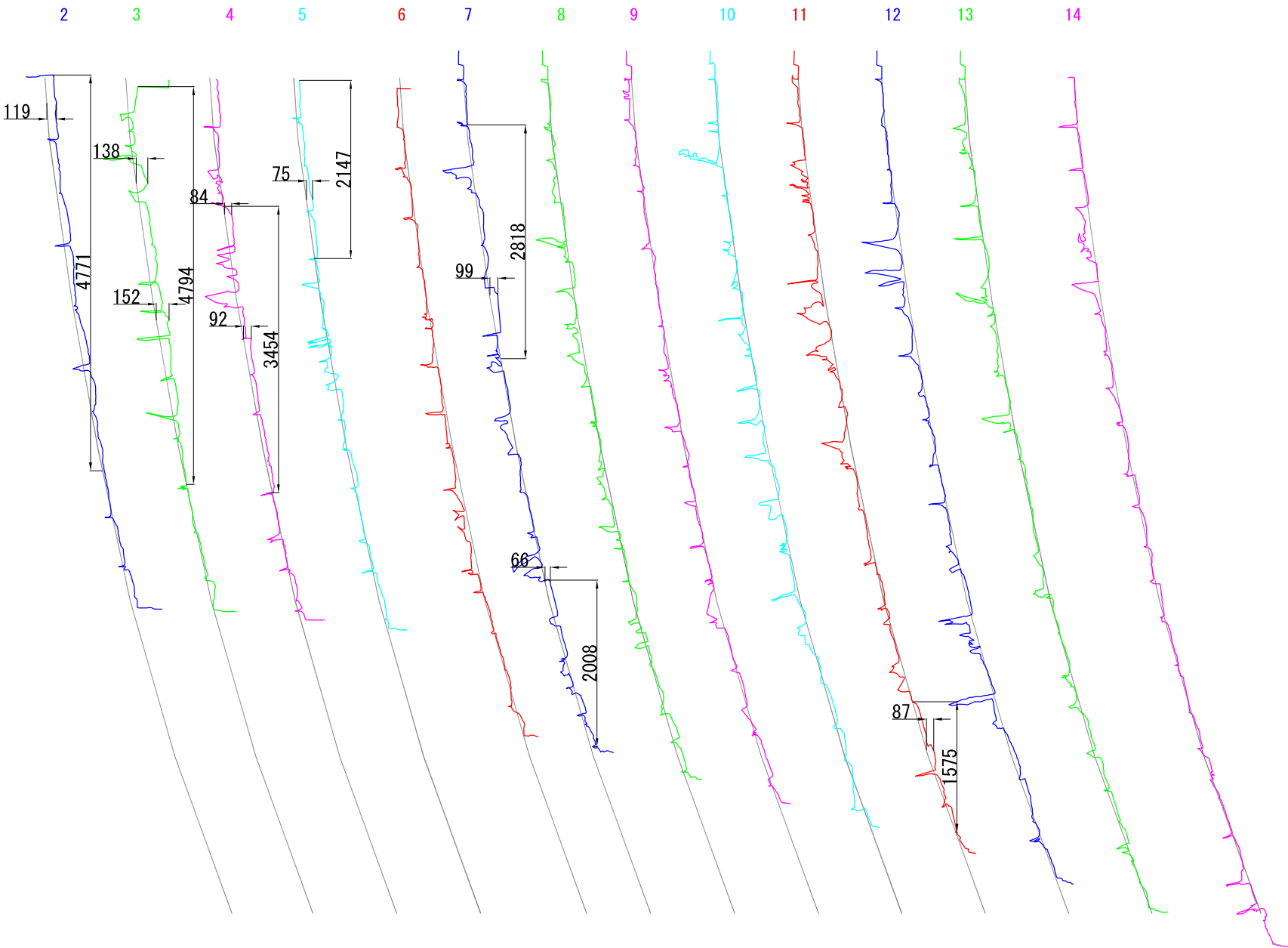


表 はらみ出し指数

断面位置	記号	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
最大はらみ出し量	δ (cm)	11.9	15.2	9.2	7.5	無し	9.9	6.6	無し	無し	無し	8.7	無し	無し
はらみ出し高さ	Hd(m)	4.771	4.794	3.454	2.147	—	2.818	2.008	—	—	—	1.575	—	—
はらみ出し指数	δ / Hd	2.5	3.2	2.7	3.5	—	3.5	3.3	—	—	—	5.5	—	—
判断基準値	a	6.0	6.0	6.0	6.0	—	6.0	6.0	—	—	—	6.0	—	—
照査	$\delta / Hd < a$	OK	OK	OK	OK	—	OK	OK	—	—	—	OK	—	—

- ・断面2～5、7、11のはらみ出し指数は6未満となった。
- ・その他断面では、明確なはらみ出しは確認されなかった。

2. 石垣耐震診断結果 (2) 示力線法

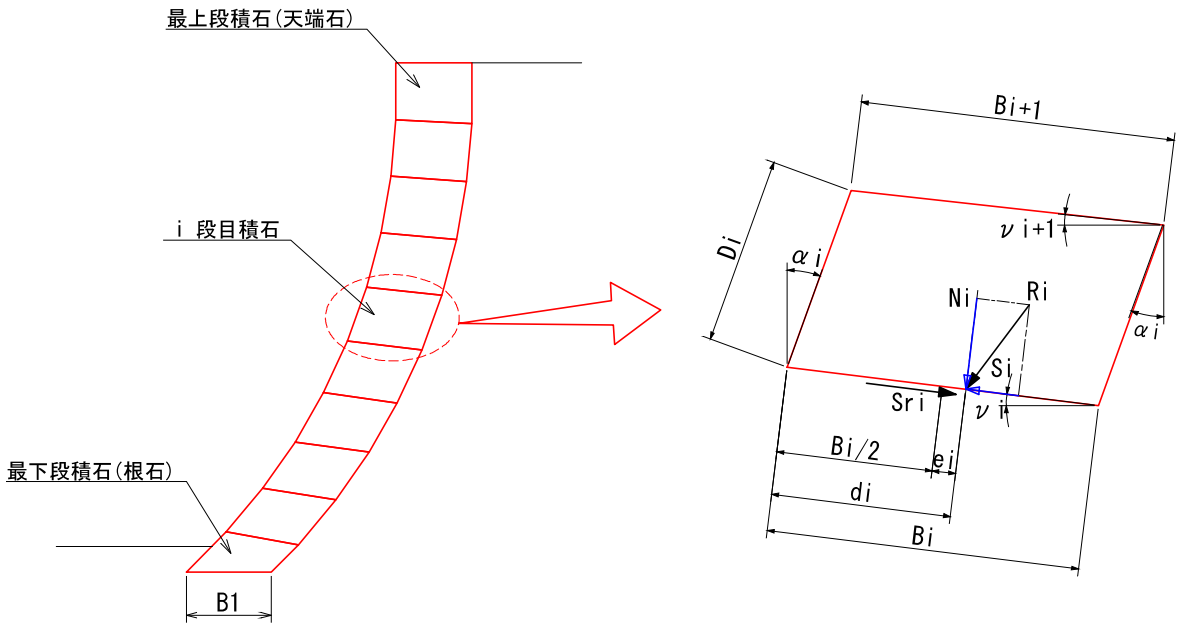
石垣安定計算について

(1) 石垣の積み形状の入力法

- ① 石垣積石の厚さ(D)と積勾配(α)、底面勾配(ν)および積石底面幅(B)を各段ごとに
入力するものとする。
- ② 入力は最下段から上段へ向かって入力すること
- ③ 最下段の積石(根石)の底面勾配は 0°)とする。(固定値)
- ④ 最上段の積石(天端石)の上面は水平とする。(内部で自動計算)
- ⑤ 2段以降の積石幅にゼロを入力した場合、最下段で入力した値を基準にして、それより
上段の積石幅は背面が連続した折れ線となるように自動計算で決定されます。
(1段目の積石幅は必ず入力してください)
- ⑥ 積石の最小段数は2 (段)とする。
- ⑦ 積石の最大段数は 60 (段)とする。
- ⑧ 積勾配は、鉛直面から時計回りを正(+)とする。(必ず+ で入力すること)
- ⑨ 底面勾配は、水平面から時計回りを正(+)とする。(通常は+ で入力すること)

石垣の積み形状の入力表(案)					注)黄色セルを入力する
段番号 (下段から)	積石厚 D_i (m)	積勾配 α_i (°)	底面勾配 ν_i (°)	積石底面幅 B_i (m)	備考
1	0.800	45.000	0.000	1.200	
2	0.800	40.000	10.000	0.000	
3	0.800	35.000	9.000	0.000	
4	0.800	30.000	8.000	0.000	
5	0.800	25.000	7.000	0.000	
6	0.800	20.000	6.000	0.000	
7	0.800	15.000	5.000	0.000	
8	0.800	10.000	4.000	0.000	
9	0.800	5.000	3.000	0.000	
10	0.800	0.000	2.000	0.000	
60					

ゼロを入力した場合は、
内部で積石幅を自動計
算する。



(2) 石垣の安定照査法

石垣擁壁の安定は、積石1段ごとに、以下に示す転倒と滑動について照査を行なうものとする。

1) 転倒照査

石垣擁壁の転倒照査法として以下に示す①～④の方法を選択して行なうものとする。

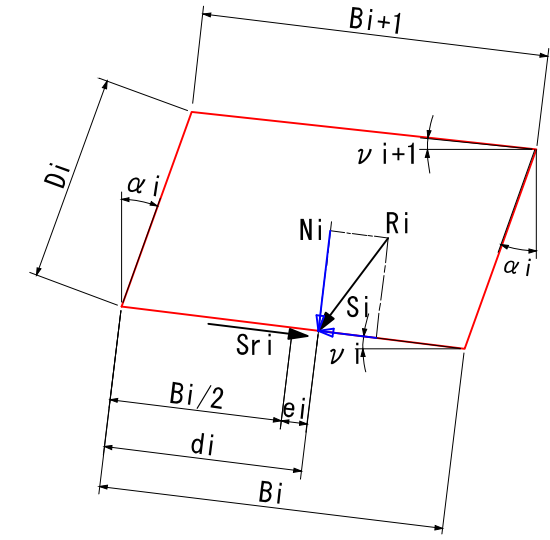
① 合力位置が中1/3(地震時2/3)に入ること

② 合力位置がB/2(地震時B/3)から後方にあること (推奨)

もたれ式擁壁やブロック積み擁壁(石積擁壁)では、合力位置が底面の中1/3 (地震時は中2/3)より後方に外れることが多い。
しかし、これらの擁壁は背面地盤にもたれかかって安定する構造物なので、合力位置が後方へ外れても直ちに不安定とはならない。
「道路土工一擁壁工指針」では、もたれ式擁壁の転倒に対する安定条件として、合力作用位置が、つま先より底面幅Bの1/2(地震時1/3)より後方にあることとしている。

③ 合力位置が基礎前面に出ないこと

④ 転倒に対するモーメントの安全率 ($F_s = M_r / M_o$) が計画安全率を満たすこと



$d_i = M_i / N_i$
 $e_i = B_i / 2 - d_i$

ここに、 d_i : 合力のつま先からの距離(m)
 M_i : 作用モーメント(kN・m)
 N_i : 合力の底面鉛直成分 (kN/m)
 e_i : 合力の偏心距離(m)
 B_i : 積石底面幅 (m)

2) 滑動照査

積石底面の傾斜方向の滑動力と摩擦抵抗力を比較して、所定の安全率(Fsp)を満たすことを照査する。

$$F_s = \frac{\text{底面摩擦抵抗力}}{\text{底面傾斜方向の滑動力}}$$
$$= \frac{N_i \cdot \mu}{S_i} \geq F_{sp}$$

なお、最下段の積石については、根入れ部の受働土圧と底面の粘着力(付着力)を考慮可能とする。
この場合の、滑動照査式は以下のとおりである。

$$F_s = \frac{\text{底面摩擦抵抗力} + \text{底面付着力} + \text{受働土圧}}{S_i}$$
$$= \frac{N_i \cdot \mu + C \cdot B_i + \alpha_p \cdot P_p}{S_i} \geq F_{sp}$$

ここに、Bi : i段の積石底面幅 (m)

Vi : i段における合力の鉛直成分 (kN/m)

Hi : i段における合力の水平成分 (kN/m)

Ni : i段における合力の底面に対して鉛直成分 (kN/m)

$$N_i = V_i \cdot \cos \nu_i + H_i \cdot \sin \nu_i$$

Si : i段における合力の底面方向の成分 (kN/m)

$$S_i = H_i \cdot \cos \nu_i - V_i \cdot \sin \nu_i$$

ν_i : i段の積石底面傾斜角 (°)

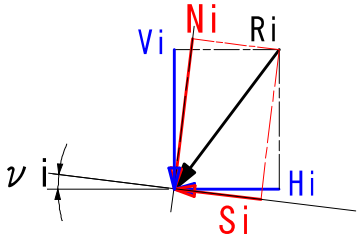
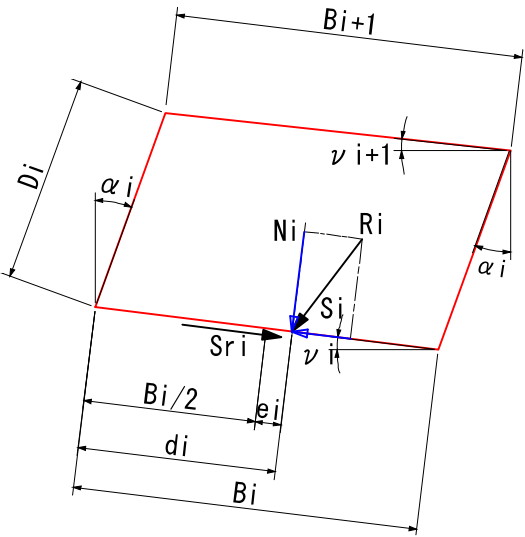
μ : 積石相互の摩擦係数 (最下段の場合は積石と地山の摩擦係数)

C : 最下段積石(根石)と地山の粘着力 (kN/m²)

Pp : 根入れ部の受働土圧 (kN/m)

α_p : 受働土圧の低減係数 (kN/m)

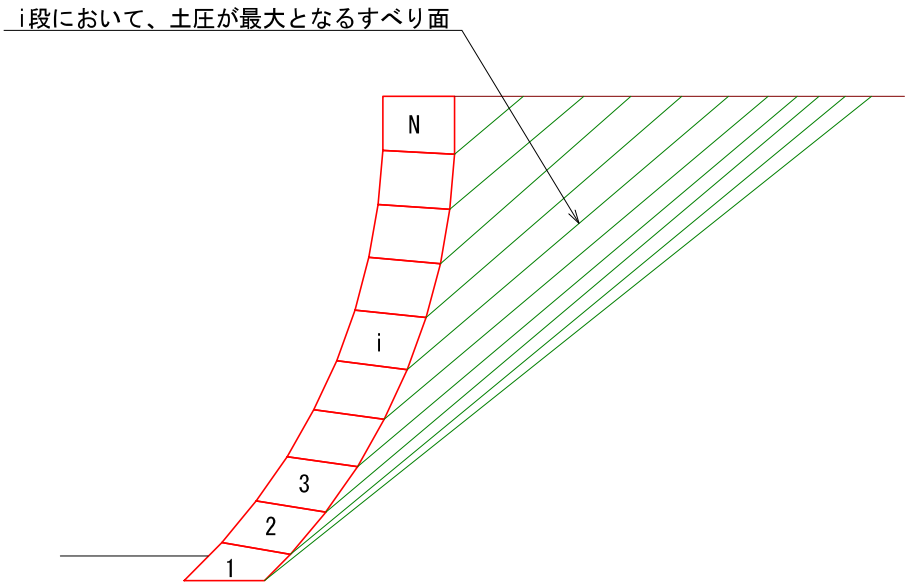
[道路土工—擁壁工指針(p.114)]では $\alpha_p=0.5$



(3) 土圧の算定法について

1) 各段の土圧算定法

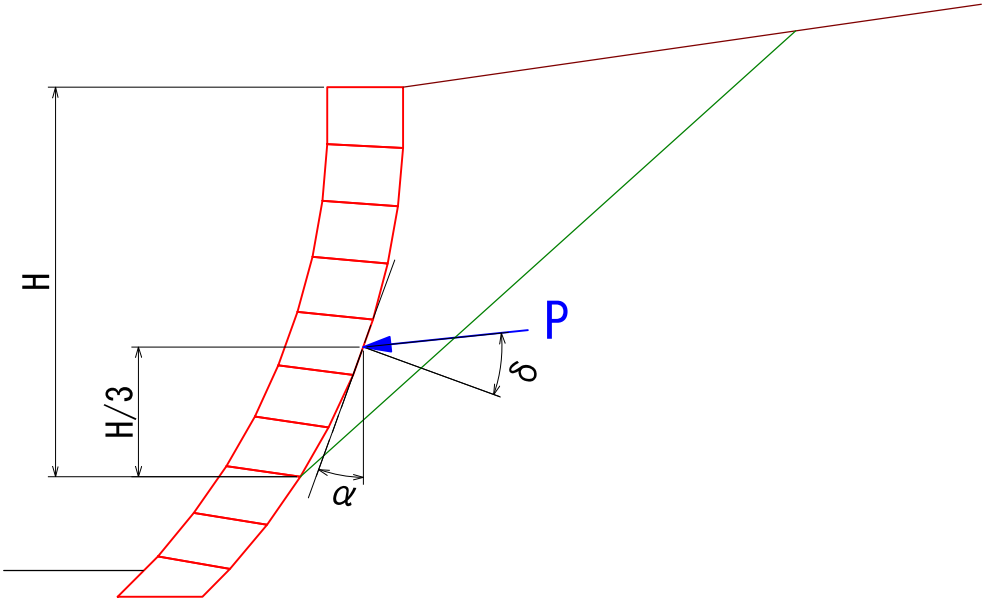
最上段の積石から最下段に向かって順番に、積石背面底部を起点とした試行くさび法を繰り返して、各段ごとの最大土圧を算定する。



2) 土圧作用位置

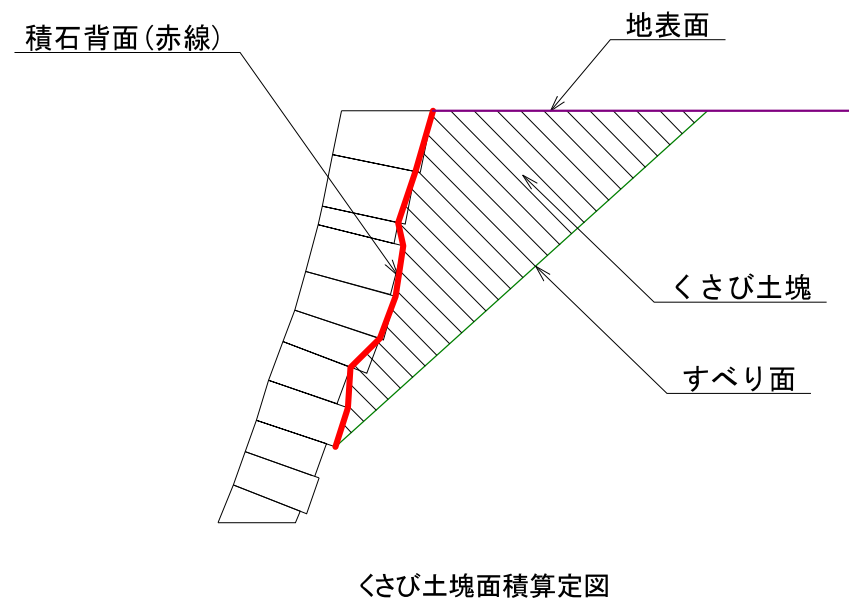
土圧合力の作用位置は、土圧作用高さHの1/3とする。

土圧計算に用いる 積石背面の傾斜角(α)は、H/3の位置における値を用いるものとする。



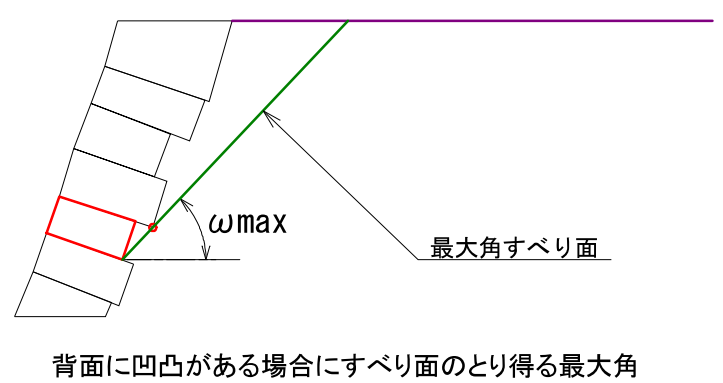
3) 試行くさび土塊の面積について

土圧算定に用いるくさび土塊の面積は、[すべり面]、[地表面]および[積石背面]で囲まれた領域の面積とする。
 なお、積石背面に凹凸がある場合は、各積石の背面天端位置を結んだ折れ線を[仮想積石背面]として面積を算定するものとする。



4) 凹凸背面の最大すべり角の制限について

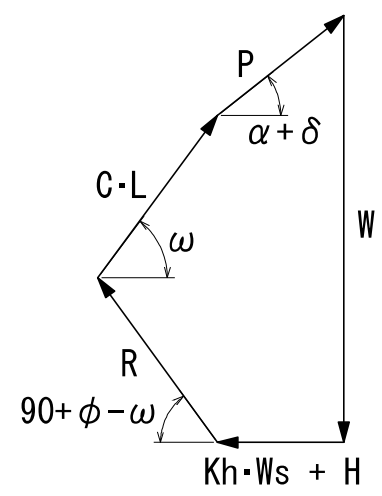
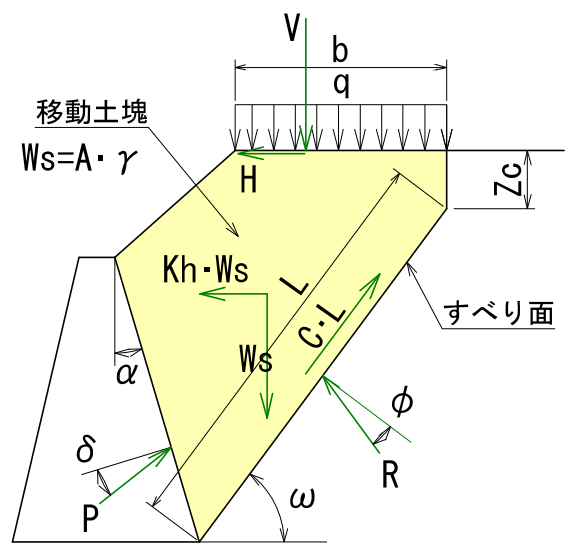
試行くさび土圧算定において、すべり角として内部摩擦角を開始角、積石背面勾配を最大角として1°刻みで変化させて最大土圧を検索する。
 ただし、土圧算定の対象とする積石に、直ぐ上の積石がかぶさる場合、上部積石の背面下端(赤丸)を通過するすべり面を最大すべり角とする。
 この場合、土圧が小さく算定されることもある。その結果、示力線に凹凸(ジグザグ)が生じることになる。



5) 試行くさび法による土圧算定式

擁壁に作用する土圧の算定は、図-1に示すくさび土塊に作用する5種類の力釣り合いから求めることができる。（「道路土工—擁壁工指針 H.24版」、p.109参照）
 具体的には、図-2に示す力の多角形(連力図)を用いて、水平方向と鉛直方向のつり合い式を解いて求める。

注) 地震時の水平慣性力は土塊にのみ作用するものとし、上載荷重(V、q)には作用しないものとする



- ここに、
- P: 土圧 (kN/m)
 - W: 作用外力 (kN/m) = 土塊自重と建物などの上載死荷重 $W = W_s + q \cdot b + V$
 - W_s : 土塊荷重 $W_s = A \cdot \gamma$
 - A: 土塊断面積 (m^2)
 - γ : 土の単位体積重量 (kN/m^3)
 - q: 上載等分布荷重 (kN/m^2)
 - b: 上載等分布荷重の作用幅 (m)
 - V: 上載鉛直荷重 (kN/m)
 - H: 上載水平荷重 (kN/m)
 - R: 地盤からの反力 (kN/m)
 - kh: 設計水平震度(土塊に作用)
 - C: すべり面の粘着力 (kN/m^2)
 - L: すべり面の長さ (m)
 - ϕ : 内部摩擦角 ($^{\circ}$)
 - δ : 壁面摩擦角 ($^{\circ}$)
 - α : 壁面が鉛直となす角度 ($^{\circ}$) 図-1に示す方向が正とする)
 - ω : すべり面の角度 ($^{\circ}$)
 - Zc: 粘着自立高 (m) $Zc = 2C / \gamma \cdot \tan(45 + \pi / 2)$

[試行くさび法による土圧算定式の誘導]

鉛直方向の力のつり合い式

$$W = P \cdot \sin(\alpha + \delta) + C \cdot L \cdot \sin(\omega) + R \cdot \sin(90 + \phi - \omega) \text{ ----- 式①}$$

水平方向の力のつり合い式

$$kh \cdot Ws + H + R \cdot \cos(90 + \phi - \omega) = C \cdot L \cdot \cos(\omega) + P \cdot \cos(\alpha + \delta) \text{ ----- 式②}$$

① × cos(90 + φ - ω) - ② × sin(90 + φ - ω) でRを消去し、Pについて整理すると

$$P = \frac{W \cdot \cos(90 + \phi - \omega) + (kh \cdot Ws + H) \cdot \sin(90 + \phi - \omega) - C \cdot L [\cos(\omega) \cdot \sin(90 + \phi - \omega) + \sin(\omega) \cdot \cos(90 + \phi - \omega)]}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \cos(90 + \phi - \omega) + \cos(\alpha + \delta) \cdot \sin(90 + \phi - \omega)}$$

三角関数に関する正弦・余弦の加法定理を用いて整理する

$$P = \frac{W \cdot \cos(90 + \phi - \omega) + (kh \cdot Ws + H) \cdot \sin(90 + \phi - \omega) - C \cdot L \cdot \sin(90 + \phi)}{\sin(\alpha + \delta + 90 + \phi - \omega)}$$

更に、三角関数に関する還元公式を用いて簡素化すると、土圧算定式は以下に示す式③となる。

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) + (kh \cdot Ws + H) \cdot \cos(\omega - \phi) - C \cdot L \cdot \cos(\phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \text{ ----- 式③}$$

6) 受働土圧

最下段の積石底面における滑動照査においては、受働土圧を考慮可能とする。
受働土圧の算定は、下記の公式によるものとする。

$$P_p = \{ 1/2 \cdot \gamma \cdot K_p \cdot D_f^2 + 2 \cdot C \sqrt{K_p} \cdot D_f \} \alpha_p$$

$$K_p = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

ここに、 γ ：根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ϕ ：根入れ地盤の内部摩擦角 (°)

C ：根入れ地盤の粘着力 (kN/m²)

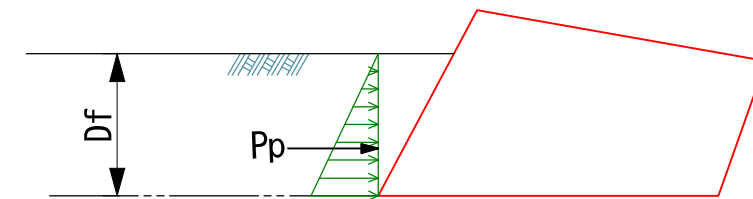
D_f ：受働土圧を考慮する根入れ深さ (m)

K_p ：受働土圧係数

P_p ：根入れ部の受働土圧 (kN/m)

α_p ：受働土圧の低減係数 (kN/m)

[道路土工－擁壁工指針(p.114)]では $\alpha_p=0.5$



●石垣根入れ部の照査

「210331 熊本城構造WG 東京部会確定版 資料1-2」を参考に、石垣根入れ分安定照査を行う。

(1) 検討項目

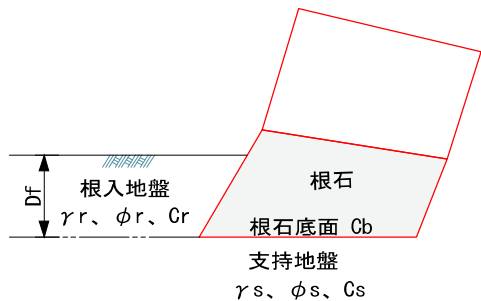
【根入れ部の照査項目】	
①活動に対する検討	
②転倒に対する検討	
③支持力に対する検討	

(2) 目標安全率

根入れ部の転倒に対する安定条件				
入力項目		記号	単位	数値
転倒 計画安全率	常時	Fsa	-	1.50
	地震時	Fsae	-	1.20
根入れ部の滑動に対する安定条件				
滑動 計画安全率	常時	Fsa	-	1.20
	地震時	Fsae	-	1.00
根入れ部の支持力に対する安定条件				
支持力 計画安全率	常時	Fsa	-	3.00
	地震時	Fsae	-	1.50

(4) 根入れ部の条件

受働土圧と地盤支持力の計算条件				
根石と地盤間の粘着力		Cb	kN/m ²	0.000
受働土圧低減係数		αp	-	0.500
根入れ地盤 データ	単位重量	γr	kN/m ³	19.200
	内部摩擦角	φr	度	4.600
	粘着力	Cr	kN/m ²	93.600
	有効根入長	Df	m	2.500
支持地盤 データ	単位重量	γs	kN/m ³	21.600
	内部摩擦角	φs	度	38.000
	粘着力	Cs	kN/m ²	980.000



(3) 根入れ部の想定

根入れ部の調査は実施されていないため、想定した岩に支持されていると仮定し設定した。

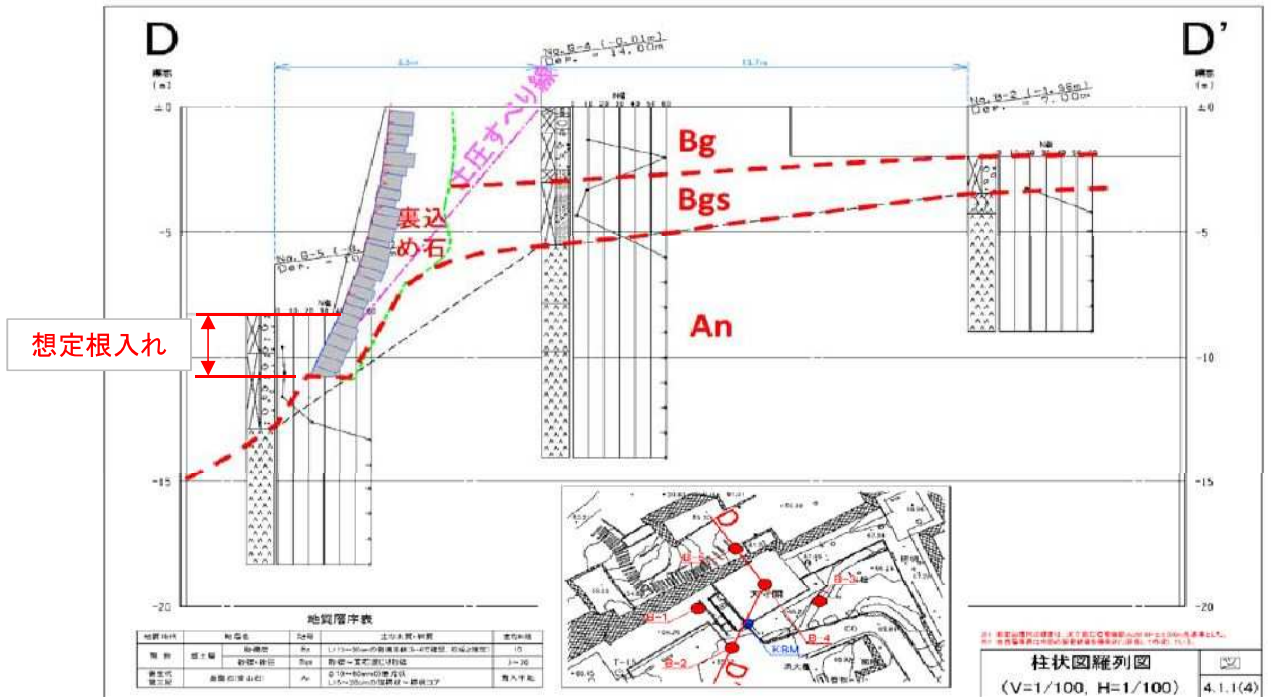


図 根入れ部の想定条件

(「210331 熊本城構造WG 東京部会確定版 資料1-2」より抜粋)

第3章 イソ根入れ部の安定性評価（①活動、②転倒、③支持力）

第1節 概要

石垣根入れ部に対する検討は、個々の石材の検討と同様に、基礎と石垣を含めた全体としての地盤力を見なし、以下の項目に対し実施する。

- ①滑動に対する検討
- ②転倒に対する検討
- ③支持力に対する検討

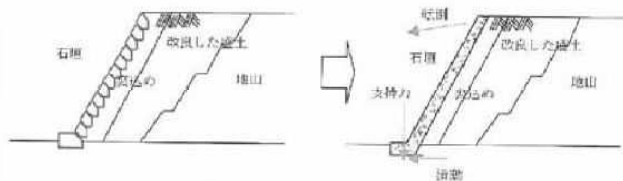


図-3 石垣根入れ部の安定検討の考え方

転倒、滑動、支持力に関する検討方法を以下に示す。

第2節 転倒に対する検討

転倒に対する安全率の計算では、通常の宅地・道路等において受働側の掘削される恐れがあることから、考慮しない。しかし、城壁においては石垣前面が掘削されることは少なく、根石が深いために「道路土工 擁壁工指針」(平成24年7月 社団法人日本道路協会)を参考に受働土圧を考慮することが考えられる。同指針では、「一般に受働土圧を考慮できる仮想地盤面は、現地地盤または計画地盤より1m以上深い位置に設定することが望ましいとしている。受働土圧が発揮される地盤変位は主働土圧に比べて大きいので、算出した受働土圧におおむね0.5を乗じた値を前面地盤の抵抗力としている。」記載されている。そこで、修復後では、受働土圧の1/2のみを設計的に考慮する。修復前については石垣前面に生じている変形が大きいと考えられるため全受働土圧を考慮する。ただし、城壁石垣の前面が水面・道路で洗刷・掘削される恐れがある場合や気象されている場合は、考慮しないことが望ましい。

次式は、受働側を考慮した場合の算定である。

$$\text{修復前：} F_s = \frac{\text{転倒に対する抵抗力}}{\text{転倒力}} = \frac{\sum Mr + Mr'}{\sum Md} \geq F_{sa} \quad \dots \text{式-5}$$

$$\text{修復後：} F_s = \frac{\text{転倒に対する抵抗力}}{\text{転倒力}} = \frac{\sum Mr + 0.5Mr'}{\sum Md} \geq F_{sa} \quad \dots \text{式-6}$$

第3節 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は、『道路土工 擁壁工指針』(平成24年7月 社団法人日本道路協会)に基づき、修復前については石垣前面に生じている変形が大きいと考えられるため全受働土圧を考慮し、修復後では規準に則り受働土圧が発揮される変位は主働土圧に比べて小さいため受働土圧の1/2のみを設計的に考慮する。

次式は、受働側を考慮した場合の算定である。

$$\text{修復前：} F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{Rv\mu + CnB + Pp}{Ra} \geq F_{sa} \quad \dots \text{式-7}$$

第4節 支持力に対する検討

i) 支持力式と支持力係数

極限鉛直支持力度を算定するための支持力式を式-9に示す。この式は、従来のアールツァーゴの式に、荷重の傾斜・偏心を考慮し修正した式となっている。ただし、地震時に液状化する場合のある地盤の場合には、詳細な土質調査を行い、構造物に及ぼす有害な影響が生じないように十分な検討を要する。

$$q_u = (k \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_q \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_q + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad \dots \text{式-9}$$

q_u : 単位面積あたりの極限鉛直支持力度 (kN/m²)

ここに、

N_c, N_q, N_ϕ : 支持力係数 (図-6、表-4 参照)

C : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 根入れ部分の土の単位体積重量 (kN/m³)

(γ_1, γ_2 には、地下水位以下の場合には水中単位体積重量を用いる)

α, β : 基礎形状係数 (擁壁の形状係数は「連続」を採用する、表-5 参照)

B : 基礎幅 (m)

D_f : 根入れ深さ (m)

k, i_q, i_ϕ : 荷重の傾斜に対する修正係数

$$k = i_q = (1 - \theta/90) \quad \dots \text{式-10}$$

$$i_\phi = (1 - \theta/\phi) \cdot \gamma \quad (\theta \leq 90^\circ, \phi \geq 90^\circ \text{ の場合には } i_\phi = \theta \quad \dots \text{式-11})$$

θ : 一の内部摩擦角 (°)

ϕ : 荷重の傾斜角 (°)

$\tan \theta = R_H / R_V$ (R_H : 水平荷重、 R_V : 鉛直荷重) で、かつ $\tan \theta \leq \mu$ (μ は鋼筋コンクリート摩擦係数)

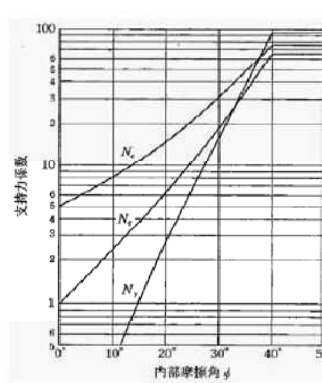


図-6 支持力係数と内部摩擦角φの関係

(出典：「建築基礎構造設計指針」、

(社) 日本建築学会、2019年11月)

表-4 支持力係数

(出典：「建築基礎構造設計指針」、

(社)

日本建築学会、2019年11月)

φ	Nc	Nq	Nφ
0°	5.1	1	0.0
5°	6.5	1.6	0.1
10°	8.3	2.5	0.4
15°	110	3.9	1.1
20°	14.8	6.4	2.9
25°	20.7	10.7	6.8
28°	25.8	14.7	11.2
30°	30.1	18.4	15.7
32°	35.5	23.2	22
34°	42.2	29.4	31.1
36°	50.6	37.8	44.4
38°	61.4	48.9	64.1
40° 以上	75.3	64.2	93.7

支持力に対する安全率 (F_s) は、表-6に示すように、平成13年7月に改正された建築基準法施行令第98条に関連する国土交通大臣告示第1113号により、極限支持力に対する常時(長期許容)、中地震時(短期許容)の値が規定されている。また、大地震時は、他の安定計算と同様の1.0と設定した。

表-6 支持力に対する安全率 (F_s)

	安全率 (F_s)
常時(長期許容支持力)	3.0
中地震時(短期許容支持力)	2/3=1.5
大地震時(極限支持力)	1.0

表-5 形状係数

(出典：「建築基礎構造設計指針」、(社) 日本建築学会、2019年11月)

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.2	1.0+0.2 $\frac{B}{L}$	1.2
β	0.5	0.3	0.5+0.2 $\frac{B}{L}$	0.3

(注) B : 長方形の短辺の長さ

L : 長方形の長辺の長さ

また、常時、地震時における許容支持力度は式-12により計算する。

$$q_s = \frac{q_u}{F_s} \quad \dots \text{式-12}$$

ここに、 q_s : 地盤の許容支持力度 (kN/m²)

q_u : 地盤の極限支持力度 (kN/m²)

F_s : 地盤の支持力に対する安全率 (表-6 参照)

●示力線法に用いる背面土の土質定数(粘着力、単位体積重量、内部摩擦角)

(1) 土圧すべり線上の平均的な粘着力の算出
石垣基部からの土圧すべり線の延長に対し、粘着力を有するBgsの範囲の比率分の粘着力を考慮する。

①土圧すべり線の全長L=12.084 m

②Bgsの延長l=2.704 m

③Bgsの延長比率(②／①)2.704／12.084=0.224

④Bgsの粘着力C=25.6 kN/m2

⑤背面土に用いる粘着力25.6×0.224=5.728434⇒5 kN/m2

(2) 土圧すべり線上の平均的な単位体積重量の算出
石垣基部からのすべり土塊の各土層の断面積で加重平均し、平均的な単位体積重量を算出する。

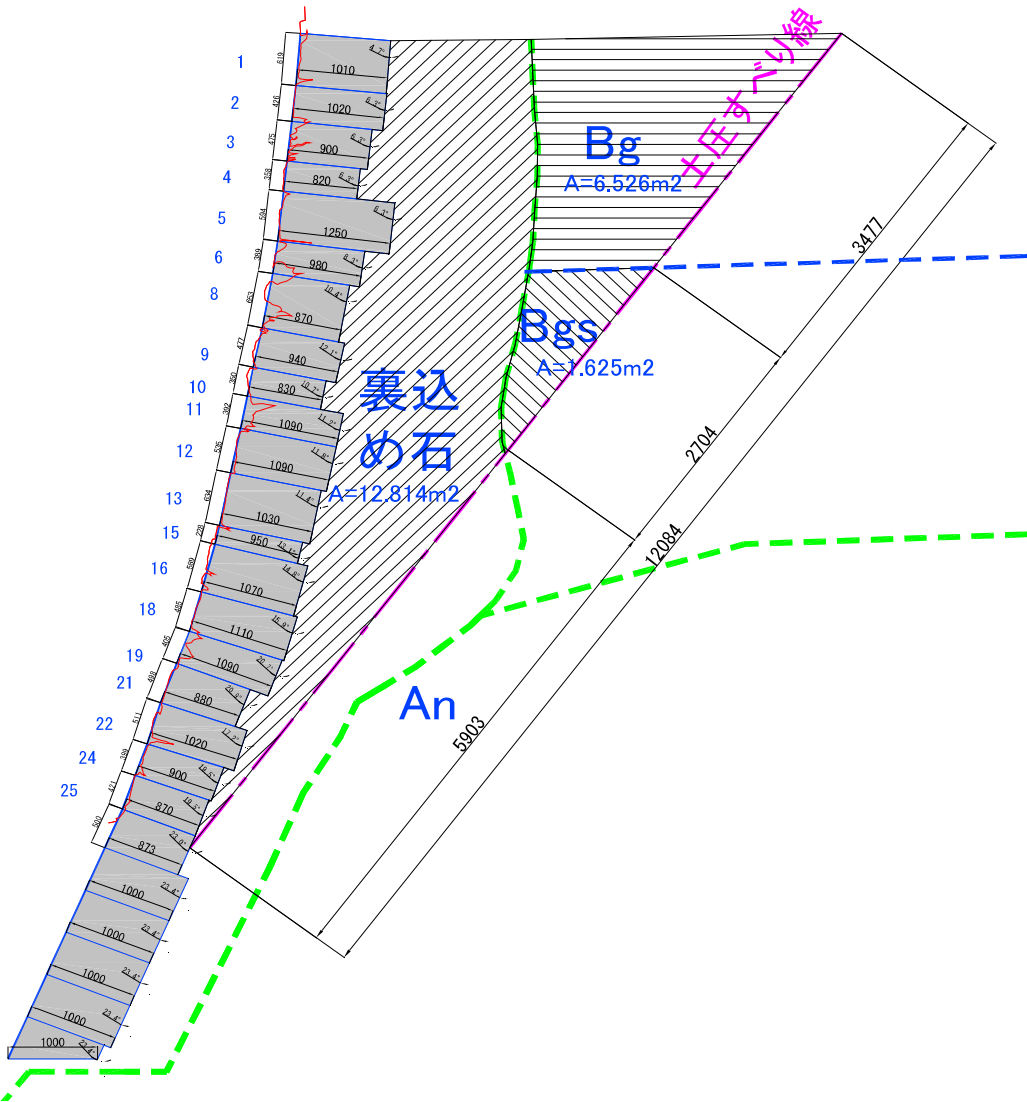
表 すべり土塊の平均的な単位体積重量

	①土塊の断面積(m^2)	②単位体積重量(kN/m^3)	①×②
Bg	6.526	19.6	127.91
Bgs	1.625	18.6	30.225
裏込め石	12.814	20.0	256.28
合計(Σ)	20.965		414.415

Σ(①×②)／Σ①

= 414.415／20.965=19.8 kN/m^3

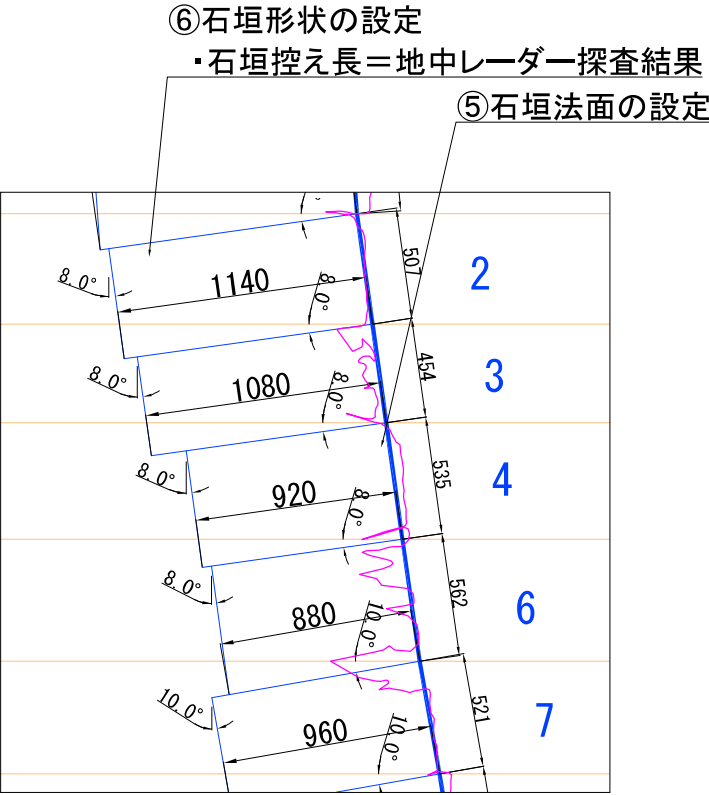
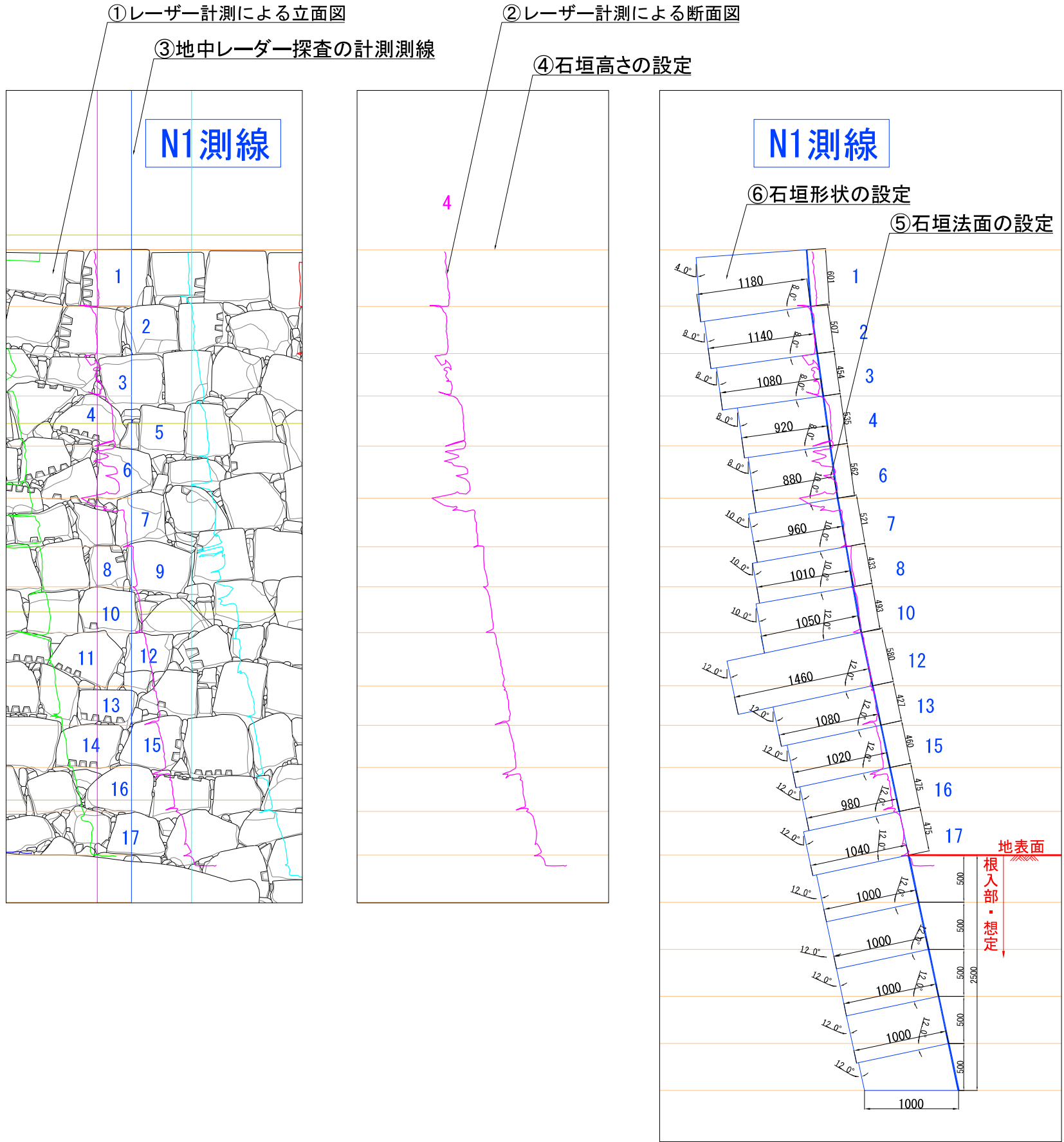
(3) 土圧すべり線上の内部摩擦角
すべり土塊の中間部の一部に粘性土を主体とするBgs層が存在するが、その範囲は限定的であり、Bgs層以外の層の内部摩擦角で土塊が滑ると考え、内部摩擦角は、Bgsを考慮しないで設定する。



石垣形状の設定

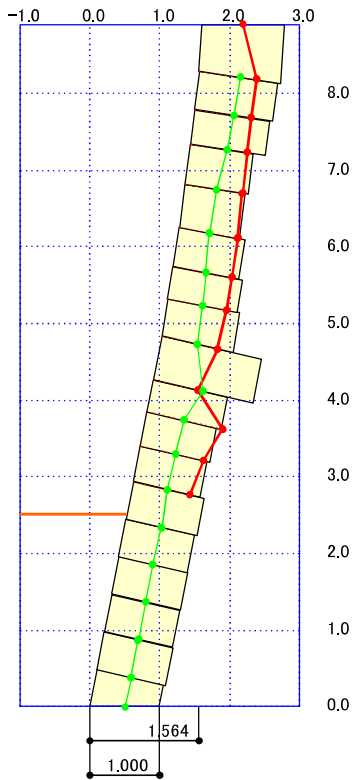
●石垣形状の設定手順

- ①レーザー計測による立面図
- ②レーザー計測による断面図
 - ・地中レーダー探査の測線付近の断面を選定
- ③地中レーダー探査の計測測線
- ④石垣高さの設定
 - ・立面図の石垣姿図を基に設定
- ⑤石垣法面の設定
 - ・レーザー計測による断面図を参考に平均的な法面勾配を設定
- ⑥石垣形状の設定
 - ・石垣控え長: 地中レーダー探査結果
 - ・背面勾配: 法面勾配と並行とした
 - ・上下面勾配: 間詰石を含めた範囲で設定した
(上下の石垣は面で接しているモデルとした)



●示力線検討結果【 N-1 】

常時



計算ケース
擁壁高さ
擁壁傾斜角
背面土単位体積重量
背面土内部摩擦角
背面土粘着力
粘着力による自立高さ
壁面摩擦角

常時の安定計算
H= 8.898 (m)
 $\alpha = 12 \sim 4(^{\circ})$
 $\gamma = 20.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
 $\phi = 40.000 \text{ (}^{\circ}\text{)}$
C= 5.000 (kN/m²)
Zc= 1.072 (m)
 $\delta = 26.667 \text{ (}^{\circ}\text{)}$

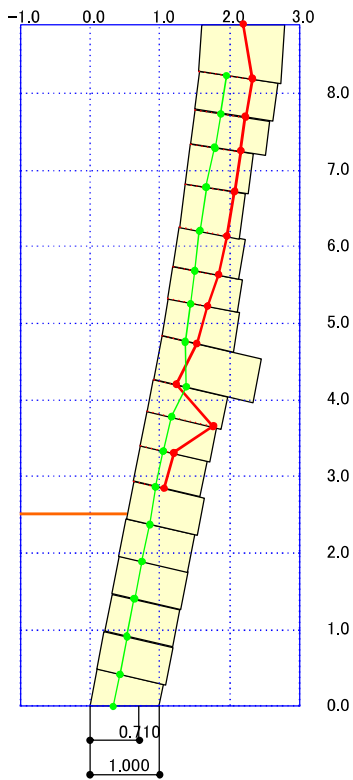
最下段の最大土圧
最下段の合力作用位置

PA= 9.553 (kN/m)
d = 1.564 (m)

[凡例]

● 示力線(合力作用位置)
● 転倒判定基準位置

地震時



計算ケース
擁壁高さ
擁壁傾斜角
背面土単位体積重量
背面土内部摩擦角
背面土粘着力
粘着力による自立高さ
壁面摩擦角
設計水平震度

地震時の安定計算
H= 8.898 (m)
 $\alpha = 12 \sim 4(^{\circ})$
 $\gamma = 20.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
 $\phi = 40.000 \text{ (}^{\circ}\text{)}$
C= 5.000 (kN/m²)
Zc= 1.072 (m)
 $\delta = 20.000 \text{ (}^{\circ}\text{)}$
Kh= 0.160

最下段の最大土圧
最下段の合力作用位置

PA= 9.673 (kN/m)
d = 0.710 (m)

[凡例]

● 示力線(合力作用位置)
● 転倒判定基準位置

転倒に対する安定照査

項 目		記号	単位	数値	備考
転倒に対する安全率		Fs	-	3.120	
転倒に対する計画安全率		Fsa	-	1.500	
判 定	○	Fs ≥ Fsa なので転倒に対する安定条件を満たす			

滑動に対する安定照査

項 目		記号	単位	数値	備考
滑動に対する安全率		Fs	-	5.584	
滑動に対する計画安全率		Fsa	-	1.200	
判 定	○	Fs ≥ Fsa なので滑動に対する安定条件を満たす			

支持力に対する安定照査

項 目		記号	単位	数値	備考
根石底面に生じる地盤反力度		q	kN/m²	309.125	
支持地盤の許容支持力度		qa	kN/m²	13,812.956	
判 定	○	qa ≥ q なので支持力に対する安定条件を満たす			

転倒に対する安定照査

項 目		記号	単位	数値	備考
転倒に対する安全率		Fs	-	3.120	
転倒に対する計画安全率		Fsa	-	1.200	
判 定	○	Fs ≥ Fsa なので転倒に対する安定条件を満たす			

滑動に対する安定照査

項 目		記号	単位	数値	備考
滑動に対する安全率		Fs	-	2.428	
滑動に対する計画安全率		Fsa	-	1.000	
判 定	○	Fs ≥ Fsa なので滑動に対する安定条件を満たす			

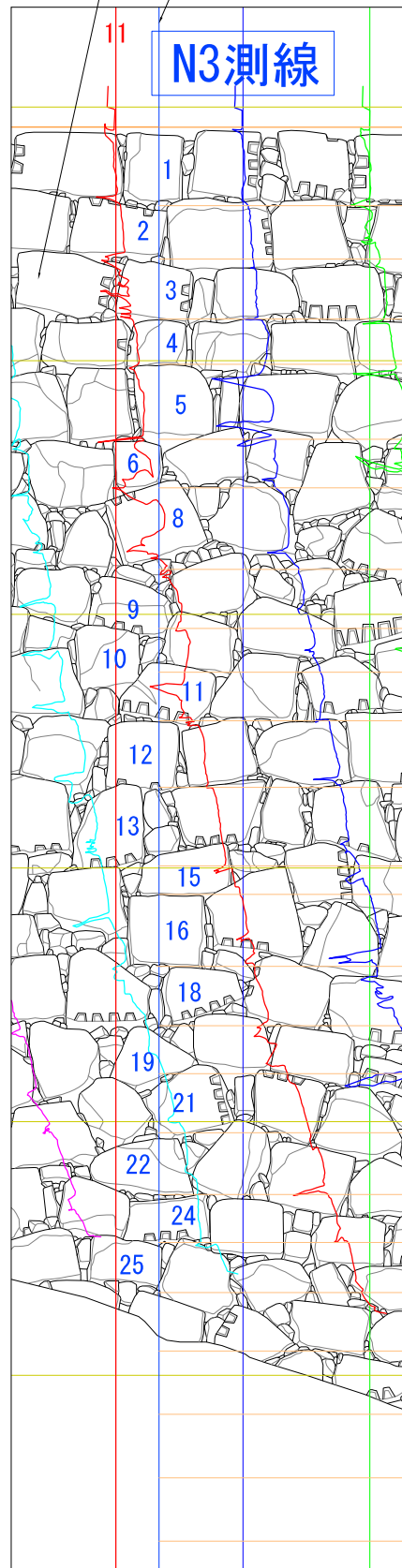
支持力に対する安定照査

項 目		記号	単位	数値	備考
根石底面に生じる地盤反力度		q	kN/m²	308.575	
支持地盤の許容支持力度		qa	kN/m²	17,922.376	
判 定	○	qa ≥ q なので支持力に対する安定条件を満たす			

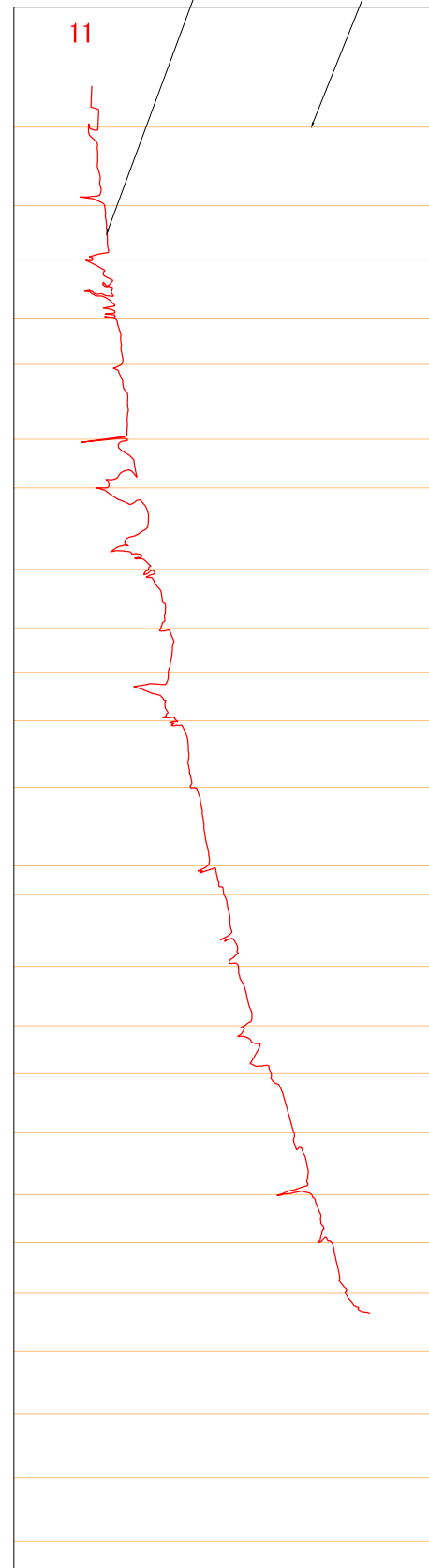
石垣形状の設定

①レーザー計測による立面図

③地中レーダー探査の計測測線



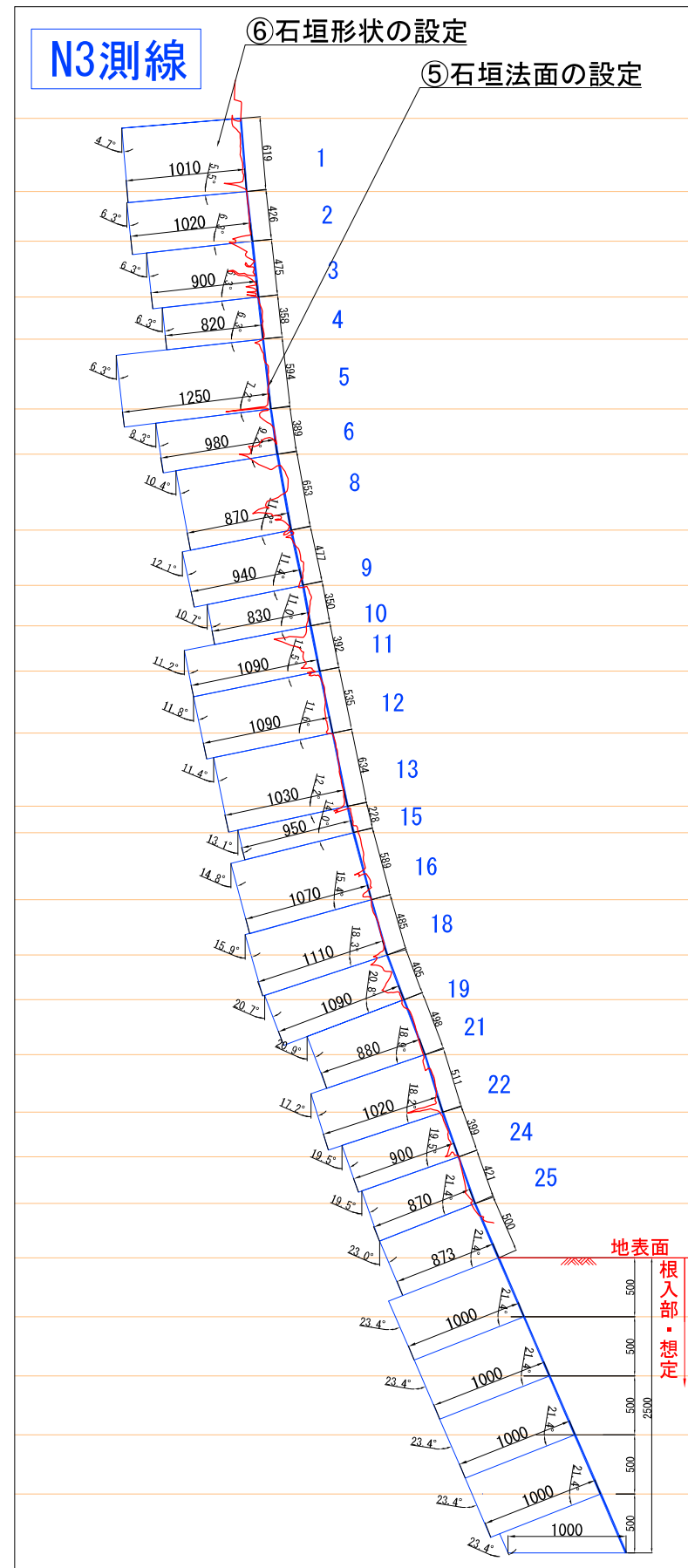
②レーザー計測による断面図



④石垣高さの設定

⑥石垣形状の設定

⑤石垣法面の設定



●石垣形状の設定手順

①レーザー計測による立面図

②レーザー計測による断面図

・地中レーダー探査の測線付近の断面を選定

③地中レーダー探査の計測測線

④石垣高さの設定

・立面図の石垣姿図を基に設定

⑤石垣法面の設定

・レーザー計測による断面図を参考に平均的な法面勾配を設定

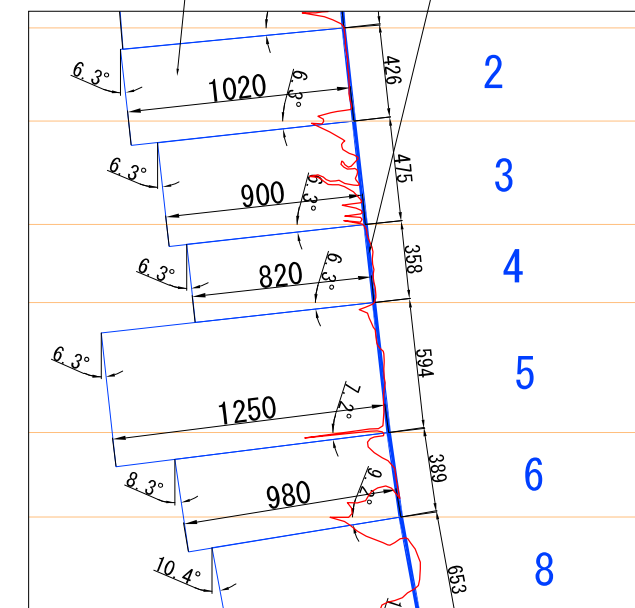
⑥石垣形状の設定

・石垣控え長: 地中レーダー探査結果
・背面勾配: 法面勾配と並行とした
・上下面勾配: 間詰石を含めた範囲で設定した
(上下の石垣は面で接しているモデルとした)

⑥石垣形状の設定

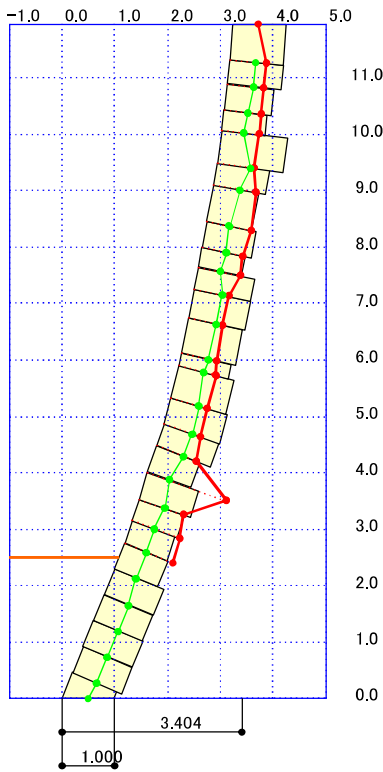
・石垣控え長=地中レーダー探査結果

⑤石垣法面の設定



●示力線検討結果【 N-3 】

常時



計算ケース
擁壁高さ
擁壁傾斜角
背面土単位体積重量
背面土内部摩擦角
背面土粘着力
粘着力による自立高さ
壁面摩擦角

常時の安定計算
H= 11.935 (m)
 $\alpha = 23.4 \sim 4.7(^{\circ})$
 $\gamma = 20.000$ (kN/m³)
 $\phi = 40.000$ (°)
C= 5.000 (kN/m²)
Zc= 1.072 (m)
 $\delta = 26.667$ (°)

最下段の最大土圧
最下段の合力作用位置

PA= 0.000 (kN/m)
d = 3.404 (m)

[凡例]

● 示力線(合力作用位置)
● 転倒判定基準位置

転倒に対する安定照査

項 目	記号	単位	数値	備考
転倒に対する安全率	Fs	-	3,120	
転倒に対する計画安全率	Fsa	-	1,500	
判 定	○	Fs ≥ Fsa なので転倒に対する安定条件を満たす		

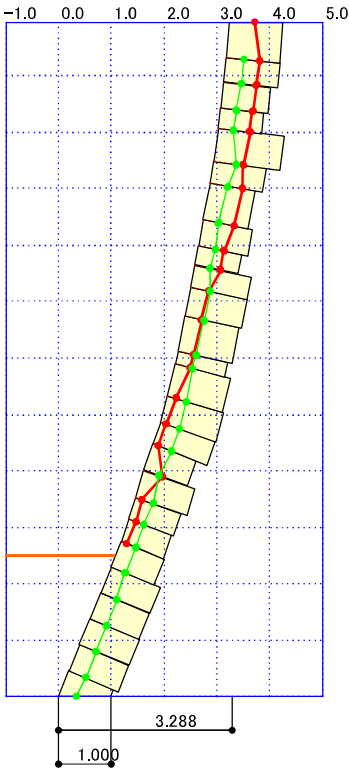
滑動に対する安定照査

項 目	記号	単位	数値	備考
滑動に対する安全率	Fs	-	∞	
滑動に対する計画安全率	Fsa	-	1,200	
判 定	○	Fs ≥ Fsa なので滑動に対する安定条件を満たす		

支持力に対する安定照査

項 目	記号	単位	数値	備考
根石底面に生じる地盤反力度	q	kN/m ²	361,744	
支持地盤の許容支持力度	qa	kN/m ²	21,054,532	
判 定	○	qa ≥ q なので支持力に対する安定条件を満たす		

地震時



計算ケース
擁壁高さ
擁壁傾斜角
背面土単位体積重量
背面土内部摩擦角
背面土粘着力
粘着力による自立高さ
壁面摩擦角
設計水平震度

地震時の安定計算
H= 11.935 (m)
 $\alpha = 23.4 \sim 4.7(^{\circ})$
 $\gamma = 20.000$ (kN/m³)
 $\phi = 40.000$ (°)
C= 5.000 (kN/m²)
Zc= 1.072 (m)
 $\delta = 20.000$ (°)
Kh= 0.160

最下段の最大土圧
最下段の合力作用位置

PA= 0.000 (kN/m)
d = 3.288 (m)

[凡例]

● 示力線(合力作用位置)
● 転倒判定基準位置

転倒に対する安定照査

項 目	記号	単位	数値	備考
転倒に対する安全率	Fs	-	3,120	
転倒に対する計画安全率	Fsa	-	1,200	
判 定	○	Fs ≥ Fsa なので転倒に対する安定条件を満たす		

滑動に対する安定照査

項 目	記号	単位	数値	備考
滑動に対する安全率	Fs	-	9,738	
滑動に対する計画安全率	Fsa	-	1,000	
判 定	○	Fs ≥ Fsa なので滑動に対する安定条件を満たす		

支持力に対する安定照査

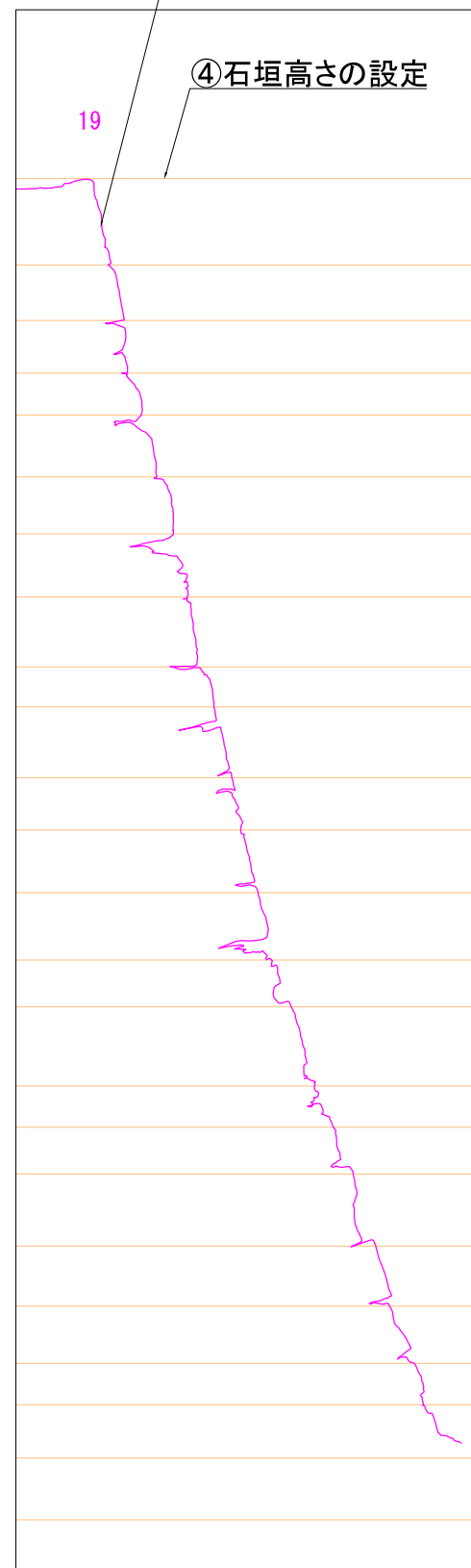
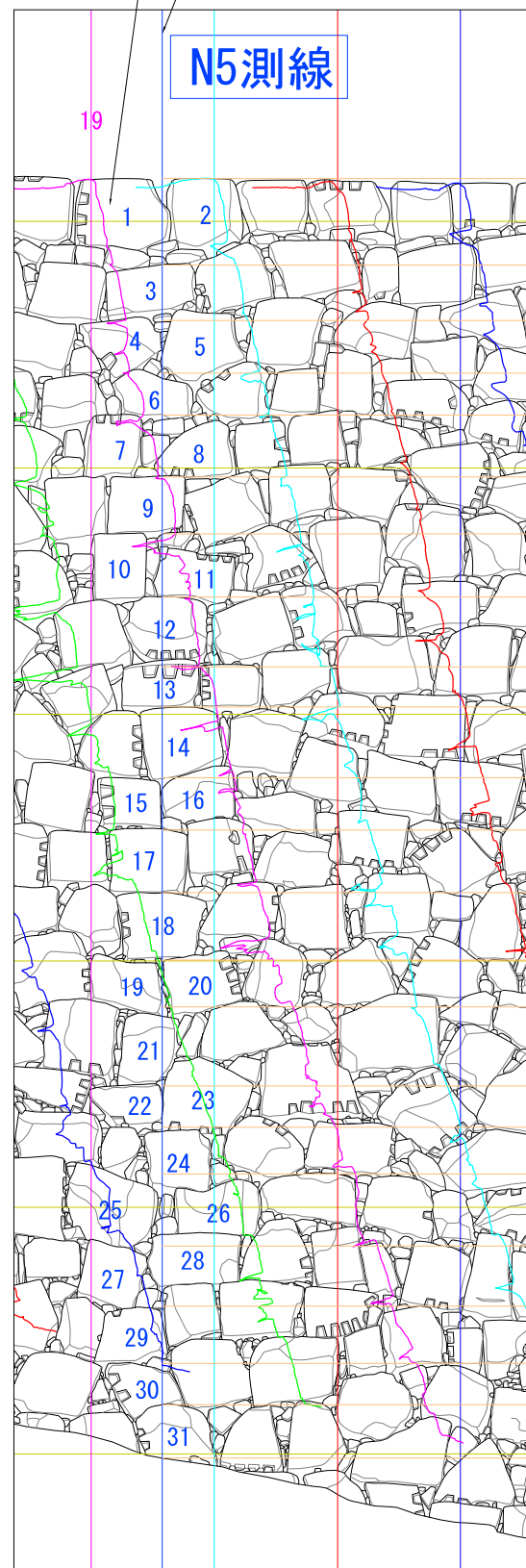
項 目	記号	単位	数値	備考
根石底面に生じる地盤反力度	q	kN/m ²	361,744	
支持地盤の許容支持力度	qa	kN/m ²	34,002,241	
判 定	○	qa ≥ q なので支持力に対する安定条件を満たす		

石垣形状の設定

①レーザー計測による立面図

③地中レーダー探査の計測測線

②レーザー計測による断面図

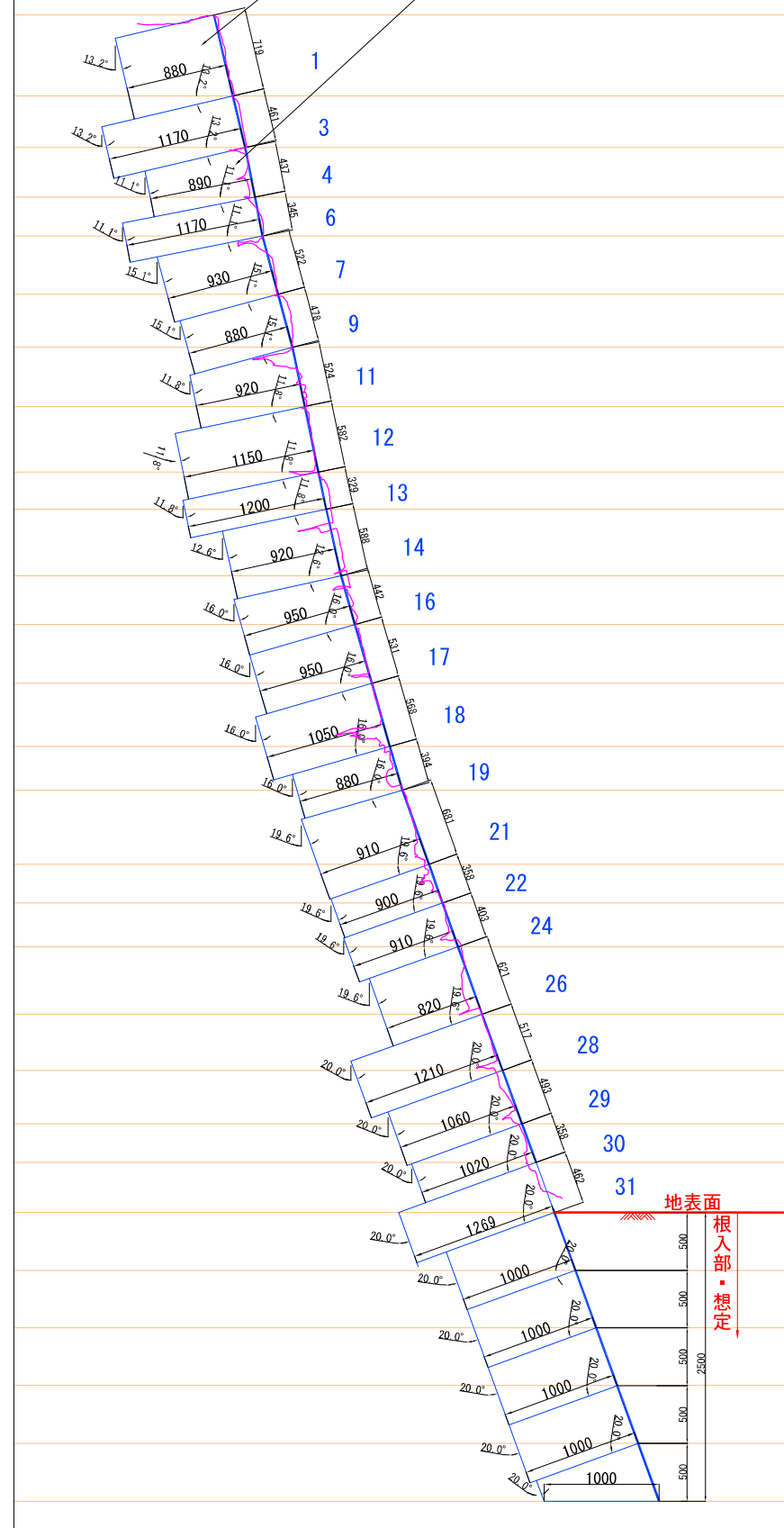


④石垣高さの設定

N5測線

⑥石垣形状の設定

⑤石垣法面の設定



●石垣形状の設定手順

①レーザー計測による立面図

②レーザー計測による断面図

・地中レーダー探査の測線付近の断面を選定

③地中レーダー探査の計測測線

④石垣高さの設定

・立面図の石垣姿図を基に設定

⑤石垣法面の設定

・レーザー計測による断面図を参考に平均的な法面勾配を設定

⑥石垣形状の設定

・石垣控え長: 地中レーダー探査結果

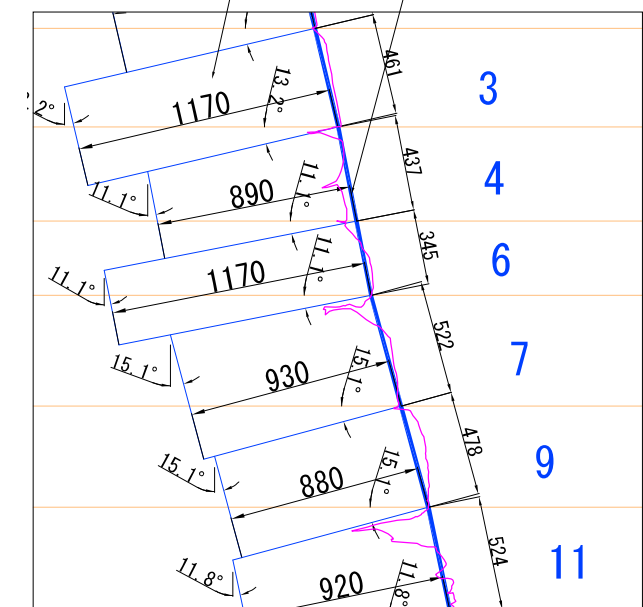
・背面勾配: 法面勾配と並行とした

・上下面勾配: 間詰石を含めた範囲で設定した
(上下の石垣は面で接しているモデルとした)

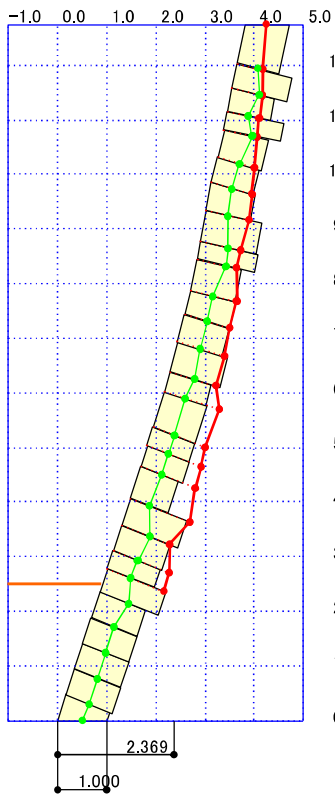
⑥石垣形状の設定

・石垣控え長=地中レーダー探査結果

⑤石垣法面の設定



常時



計算ケース
擁壁高さ H= 12.734 (m)
擁壁傾斜角 $\alpha = 20 \sim 13.2(^{\circ})$
背面土単位体積重量 $\gamma = 20.000$ (kN/m³)
背面土内部摩擦角 $\phi = 40.000$ (°)
背面土粘着力 C= 5.000 (kN/m²)
粘着力による自立高さ Zc= 1.072 (m)
壁面摩擦角 $\delta = 26.667$ (°)

最下段の最大土圧 PA= 15.452 (kN/m)
最下段の合力作用位置 d = 2.369 (m)

[凡例]

- 示力線(合力作用位置)
- 転倒判定基準位置

転倒に対する安定照査

項 目		記号	単位	数値	備考
転倒に対する安全率		Fs	-	3.120	
転倒に対する計画安全率		Fsa	-	1.500	
判 定	○	Fs ≥ Fsa なので転倒に対する安定条件を満たす			

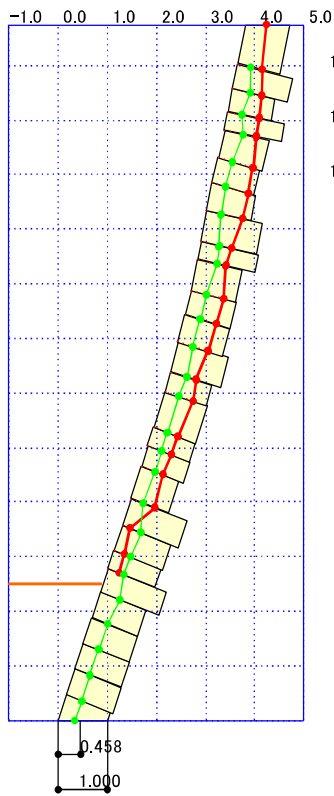
滑動に対する安定照査

項 目		記号	単位	数値	備考
滑動に対する安全率		Fs	-	6.502	
滑動に対する計画安全率		Fsa	-	1.200	
判 定	○	Fs ≥ Fsa なので滑動に対する安定条件を満たす			

支持力に対する安定照査

項 目		記号	単位	数値	備考
根石底面に生じる地盤反力度		q	kN/m ²	375.108	
支持地盤の許容支持力度		qa	kN/m ²	15,300.613	
判 定	○	qa ≥ q なので支持力に対する安定条件を満たす			

地震時



計算ケース
擁壁高さ H= 12.734 (m)
擁壁傾斜角 $\alpha = 20 \sim 13.2(^{\circ})$
背面土単位体積重量 $\gamma = 20.000$ (kN/m³)
背面土内部摩擦角 $\phi = 40.000$ (°)
背面土粘着力 C= 5.000 (kN/m²)
粘着力による自立高さ Zc= 1.072 (m)
壁面摩擦角 $\delta = 20.000$ (°)
設計水平震度 Kh= 0.160

最下段の最大土圧 PA= 15.452 (kN/m)
最下段の合力作用位置 d = 0.458 (m)

[凡例]

- 示力線(合力作用位置)
- 転倒判定基準位置

転倒に対する安定照査

項 目		記号	単位	数値	備考
転倒に対する安全率		Fs	-	3.120	
転倒に対する計画安全率		Fsa	-	1.200	
判 定	○	Fs ≥ Fsa なので転倒に対する安定条件を満たす			

滑動に対する安定照査

項 目		記号	単位	数値	備考
滑動に対する安全率		Fs	-	1.821	
滑動に対する計画安全率		Fsa	-	1.000	
判 定	○	Fs ≥ Fsa なので滑動に対する安定条件を満たす			

支持力に対する安定照査

項 目		記号	単位	数値	備考
根石底面に生じる地盤反力度		q	kN/m ²	365.973	
支持地盤の許容支持力度		qa	kN/m ²	17,922.376	
判 定	○	qa ≥ q なので支持力に対する安定条件を満たす			

2. 石垣耐震診断結果

(3) 円弧すべり法

③円弧すべり法による周辺地盤を含めた全体安定

1. 概要

石垣を含む斜面全体のすべり安定性を評価する解析手法。

すべり面を円弧と仮定し、すべり面に沿って派生する滑動力の総和と、すべり面の摩擦抵抗や粘着力の総和の比率(＝安全率)により照査する。

電子計算機を用い、すべり円の中心点位置と、すべり面円弧の半径をパラメーターに繰り返し計算を行い、安全率が最も小さい組合せを抽出し、対象箇所のすべり安定性を評価する。

2. 解析方法

$$F_s = \frac{\sum \left[c \cdot l + \left\{ (W - u \cdot b) \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha \right\} \tan \phi \right]}{\sum \left(W \cdot \sin \alpha + \frac{h}{r} \cdot k_h \cdot W \right)} \quad (7.3)$$

ここに、
 F_s ：安全率
 r ：すべり円の半径 (m)
 c ：粘着力 (kN/m² (tf/m²))
 l ：分割片で切られたすべり面の弧長 (m)
 W ：分割片の重量 (kN/m (tf/m))
 u ：間隙水圧 (kN/m² (tf/m²))
 b ：分割片の幅 (m)
 α ：分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度)
 k_h ：設計水平震度^⑤ (無次元)
 ϕ ：せん断抵抗角 (度)
 h ：各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離 (m)

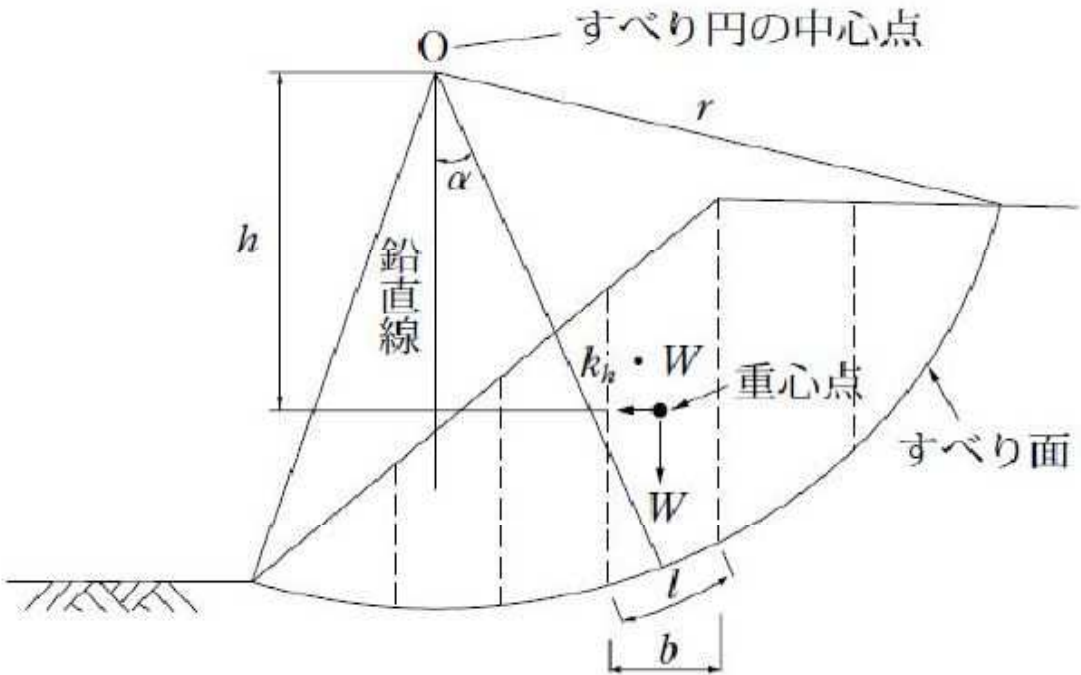


図 円弧すべり面を用いた地震時の安定計算法

※円弧の中心位置、半径をパラメータに、複数ケースの数値解析を行い、最も安全率が低いすべり面を抽出する。

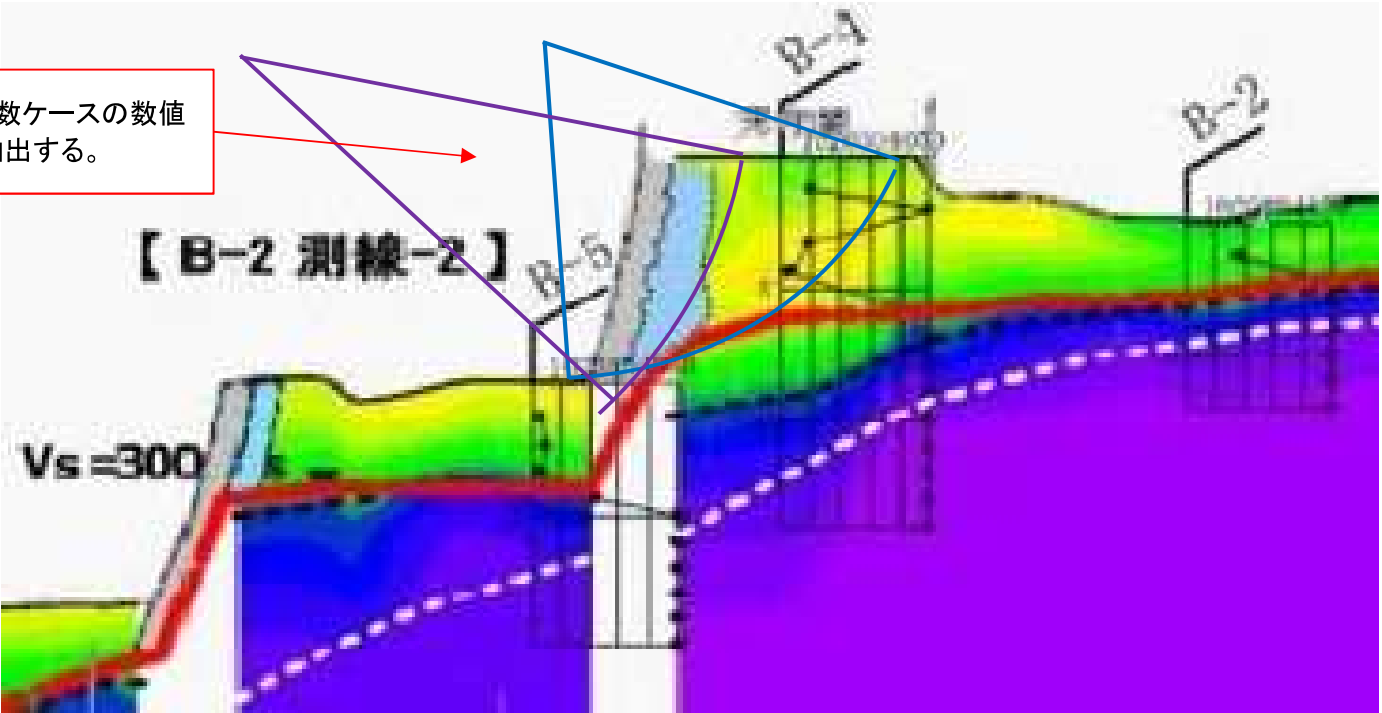


図 円弧すべり法によるすべり面のイメージ

丸亀城 断面図

縮尺 ; 1/ 336

最小安全率 F s MIN = 1.215

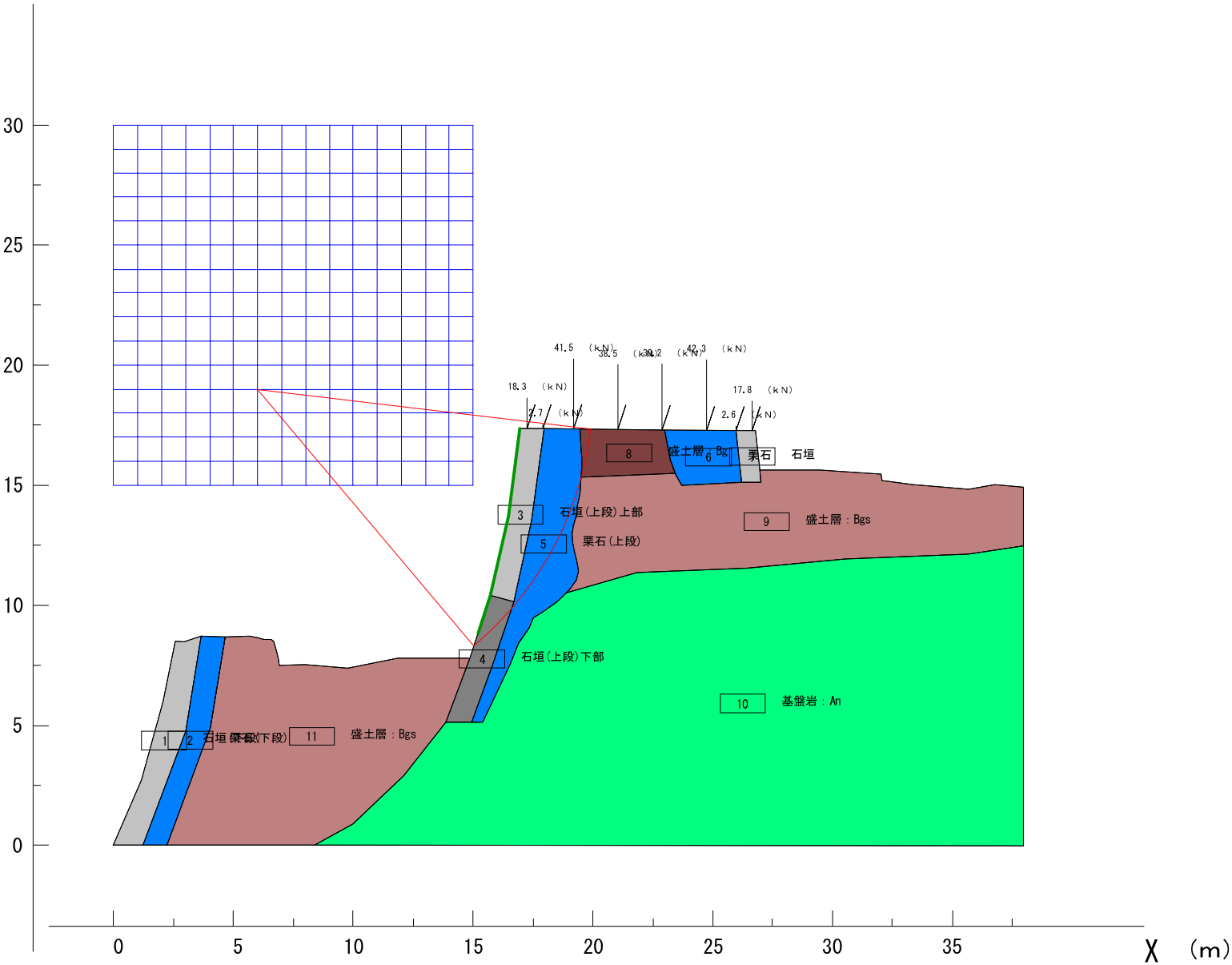
円弧の中心 X = 6.00 (m)

Y = 19.00 (m)

半径 R = 14.000 (m)

抵抗モーメント M R = 6479.0 (k N ・ m)

起動モーメント M D = 5333.2 (k N ・ m)

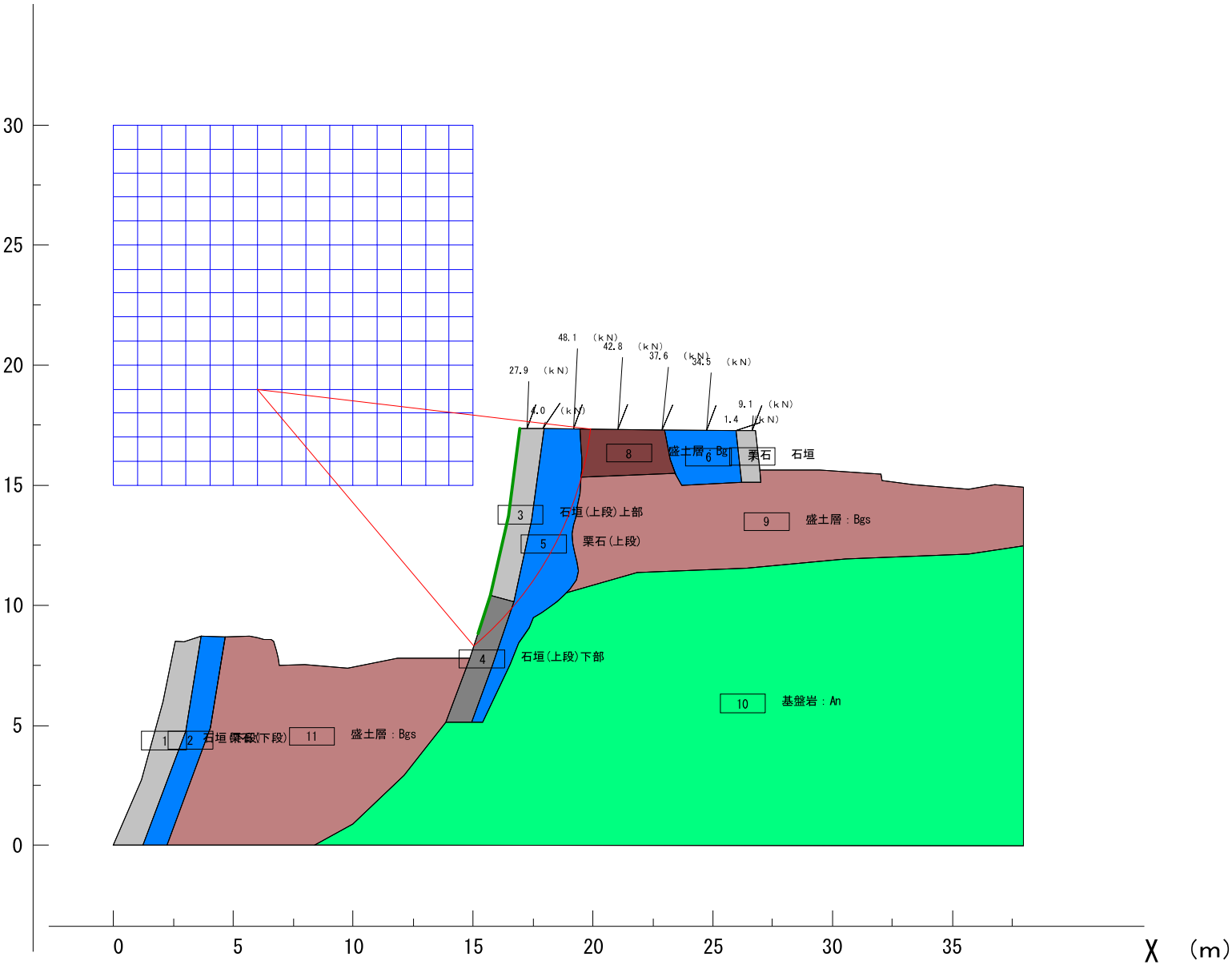


層番号	飽和重量 (k N/m ³)	湿潤重量 (k N/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (k N/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	23.00	23.00	40.00	122.50	0.00	0.000	0.000
2	20.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.000	0.000
3	23.00	23.00	40.00	122.50	0.00	0.000	0.000
4	23.00	23.00	40.00	122.50	0.00	0.000	0.000
5	20.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.000	0.000
6	20.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.000	0.000
7	23.00	23.00	40.00	122.50	0.00	0.000	0.000
8	19.60	19.60	40.00	0.00	0.00	0.000	0.000
9	19.20	19.20	4.60	93.60	0.00	0.000	0.000
10	21.60	21.60	38.00	980.00	0.00	0.000	0.000
11	19.20	19.20	4.60	93.60	0.00	0.000	0.000

丸亀城 断面図

縮尺 ; 1/ 336

最小安全率	F s MIN	=	1.000
円弧の中心	X	=	6.00 (m)
	Y	=	19.00 (m)
半径	R	=	14.000 (m)
抵抗モーメント	M R	=	5870.6 (k N・m)
起動モーメント	M D	=	5872.4 (k N・m)



安全率図 (地震時)

層番号	飽和重量 (k N/m ³)	湿潤重量 (k N/m ³)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (k N/m ²)	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	23.00	23.00	40.00	122.50	0.00	0.160	0.000
2	20.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.160	0.000
3	23.00	23.00	40.00	122.50	0.00	0.160	0.000
4	23.00	23.00	40.00	122.50	0.00	0.160	0.000
5	20.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.160	0.000
6	20.00	20.00	40.00	0.00	0.00	0.160	0.000
7	23.00	23.00	40.00	122.50	0.00	0.160	0.000
8	19.60	19.60	40.00	0.00	0.00	0.160	0.000
9	19.20	19.20	4.60	93.60	0.00	0.160	0.000
10	21.60	21.60	38.00	980.00	0.00	0.160	0.000
11	19.20	19.20	4.60	93.60	0.00	0.160	0.000