

仮設土留め工の設計(J R)

Ver 2.13

————— D a t a —————

[物件名称] Sample1

[作成日] 2004/05/20

[タイトル] サンプルデータ1

————— Copyright (c) K T S —————

# 目 次

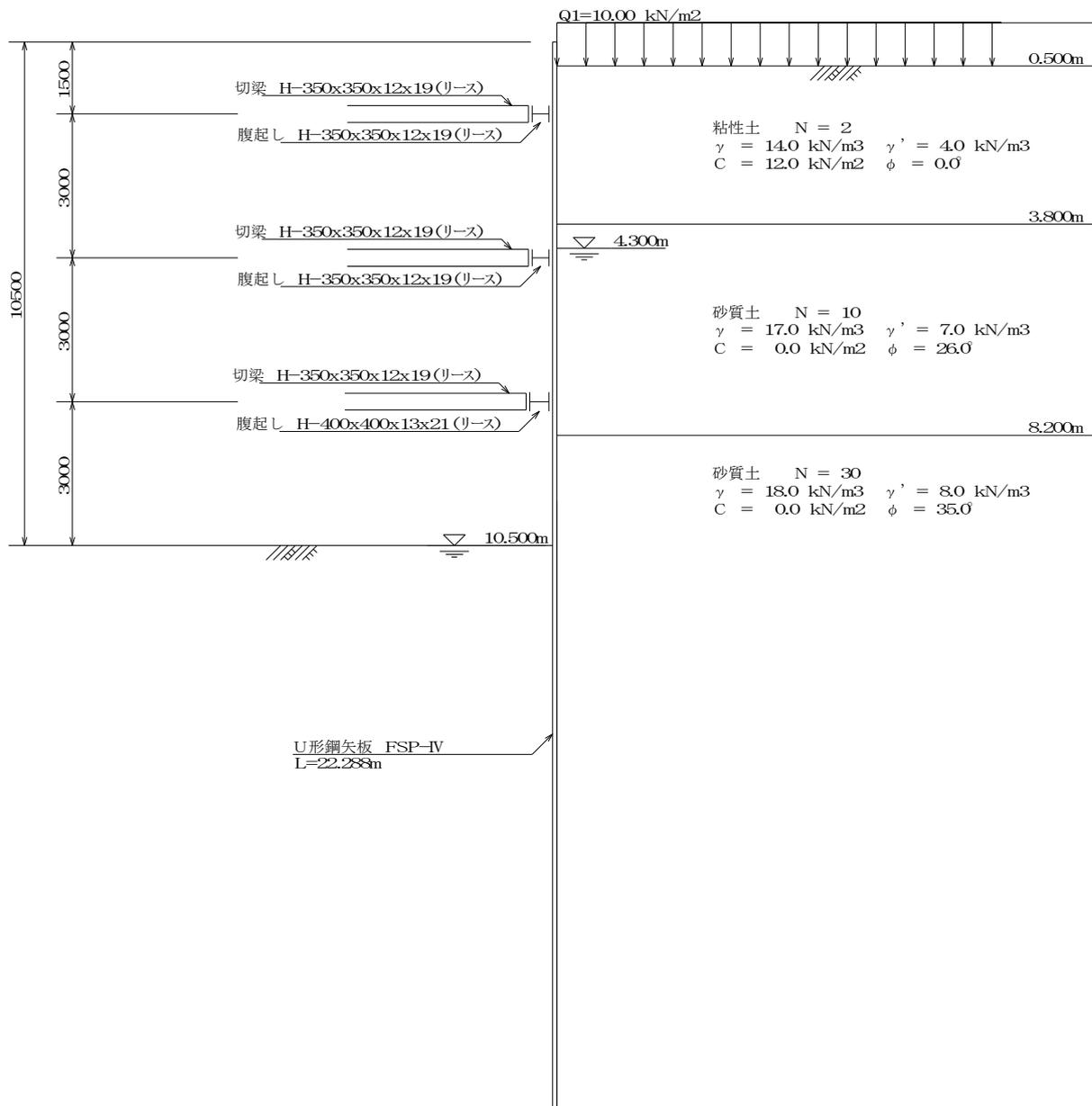
1	設計条件	2
1-1	設計断面図	2
1-2	基本条件	3
1-3	鋼矢板データ	3
1-4	支保工	3
1-5	施工ステップ および 計算ステップ	5
1-6	土質定数	5
1-7	上載荷重	5
1-8	地盤安定の検討データ	5
1-9	根入れ長の指定	6
2	安定計算結果	7
2-1	根入れ長算定用土圧の計算式	7
2-2	施工ステップ 1 ( 自立時 )	9
2-3	施工ステップ 2 ( 2次掘削時 )	12
2-4	施工ステップ 3 ( 最下段切梁設置前 )	16
2-5	施工ステップ 4 ( 最終掘削時 )	19
2-6	ボイリングの計算	22
2-7	根入れ長の決定	24
3	断面計算結果	25
3-1	断面算定用土圧の計算式	25
3-2	施工ステップ 1 ( 自立時 )	26
3-3	施工ステップ 2 ( 2次掘削時 )	28
3-4	施工ステップ 3 ( 最下段切梁設置前 )	32
3-5	施工ステップ 4 ( 最終掘削時 )	38
4	応力度の照査	45
4-1	断面力の集計	45
4-2	応力度	45
5	変位の計算 ( 自立式 )	46
6	安定計算一覧表	47
7	断面計算一覧表	47
8	切梁反力集計表	47
9	支保工の計算結果一覧表	48
9-1	切梁の計算結果一覧表	48
9-2	腹起しの計算結果一覧表	48
9-3	火打ちの計算結果一覧表	48
10	切梁の計算 ( 1 段目切梁 )	49
10-1	設計条件	49
10-2	使用鋼材	49
10-3	断面力	49
10-4	応力度	49
10-5	座屈の照査	50
11	切梁の計算 ( 2 段目切梁 )	52
11-1	設計条件	52

11-2	使用鋼材	52
11-3	断面力	52
11-4	応力度	52
11-5	座屈の照査	53
12	切梁の計算（3段目切梁）	55
12-1	設計条件	55
12-2	使用鋼材	55
12-3	断面力	55
12-4	応力度	55
12-5	座屈の照査	56
13	腹起しの計算（1段目腹起し）	58
13-1	設計条件	58
13-2	使用鋼材	58
13-3	断面力	58
13-4	応力度	58
13-5	座屈の照査	59
14	腹起しの計算（2段目腹起し）	61
14-1	設計条件	61
14-2	使用鋼材	61
14-3	断面力	61
14-4	応力度	61
14-5	座屈の照査	62
15	腹起しの計算（3段目腹起し）	64
15-1	設計条件	64
15-2	使用鋼材	64
15-3	断面力	64
15-4	応力度	64
15-5	座屈の照査	65
16	火打ちの計算（1段目火打ち）	67
16-1	設計条件	67
16-2	使用鋼材	67
16-3	断面力	67
16-4	応力度	67
16-5	必要ボルト本数（ボルト径 = 22 mm）	67
16-6	必要プレート厚	67
17	火打ちの計算（2段目火打ち）	68
17-1	設計条件	68
17-2	使用鋼材	68
17-3	断面力	68
17-4	応力度	68
17-5	必要ボルト本数（ボルト径 = 22 mm）	68
17-6	必要プレート厚	68
18	火打ちの計算（3段目火打ち）	69
18-1	設計条件	69
18-2	使用鋼材	69
18-3	断面力	69

18-4 応力度	69
18-5 必要ボルト本数 (ボルト径 = 22 mm)	69
18-6 必要プレート厚	69

## 1 設計条件

## 1-1 設計断面図



## 1-2 基本条件

設計基準	財団法人 鉄道総合技術研究所 鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル(平成13年3月)
基準許容応力度	「一般の場合」とする
形式	切梁式土留め
土留め壁材料	鋼矢板
突出長	0.500 m
最終掘削深さ	10.500 m
切梁段数	3 段
施工ステップ数	4 ステップ
水圧の計算方法	三角形水圧
切梁式土留め全体の変位	計算しない
最小根入れ長	3.000 m
最大根入れ長	99.999 m
根入れ長の安全率	自立時 1.20 切梁設置時 1.20
水の単位体積重量	10.0 kN/m <sup>3</sup>
土の水中単位体積重量	各層ごとに入力する
自立式の計算方法	水平力とモーメントのつり合い

## 1-3 鋼矢板データ

材料名	U形鋼矢板 FSP-IV
ヤング率	2.00 ×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup>
断面二次モーメント	38600 cm <sup>4</sup> /m
断面係数	2270 cm <sup>3</sup> /m
剛性率 (I に関して)	45.00 %
剛性率 (Z に関して)	60.00 %
許容変位量 (自立時)	300.0 mm
許容変位量 (切梁設置時)	300.0 mm
許容曲げ応力度	270.0 N/mm <sup>2</sup>

## 1-4 支保工

## 支保工設置位置

No	設置深度
	m
1	1.500
2	4.500

No	設置深度 m
3	7.500

## 切梁材料の一覧

No	材料種別	材 料 名	H 鋼 材 寸 法 H * B * t1 * t2 mm	断面積 A cm <sup>2</sup> /本	断面係数		断面二次半径	
					Zy cm <sup>3</sup>	Zz cm <sup>3</sup>	ry cm	rz cm
1	H鋼材	H-350x350x12x19(リ-ス)	350.0 * 350.0 * 12.0 * 19.0	154.90	2000	716	15.10	8.99

## 切梁計算条件

No	設置深度 m	材料 番号	材 料 名	計算 実行 有無	鋼材 本数	軸力作用幅 B m	座屈長 Ly m	座屈長 Lz m	鉛直荷重 Pv kN/m
1	1.500	1	H-350x350x12x19(リ-ス)	○	1	4.00	4.00	4.00	5.0
2	4.500	1	H-350x350x12x19(リ-ス)	○	1	4.00	4.00	4.00	5.0
3	7.500	1	H-350x350x12x19(リ-ス)	○	1	4.00	4.00	4.00	5.0

使用する切梁反力  
温度軸力  
座屈の検討

最大切梁反力  
120.0 kN  
する

## 腹起し材料の一覧

No	材料種別	材 料 名	H 鋼 材 寸 法 H * B * t1 * t2 mm	断面積 A cm <sup>2</sup> /本	断面係数		断面二次半径	
					Zy cm <sup>3</sup>	Zz cm <sup>3</sup>	ry cm	rz cm
1	H鋼材	H-350x350x12x19(リ-ス)	350.0 * 350.0 * 12.0 * 19.0	154.90	2000	716	15.10	8.99
2	H鋼材	H-400x400x13x21(リ-ス)	400.0 * 400.0 * 13.0 * 21.0	197.70	2950	1010	17.30	10.10

## 腹起し計算条件

No	設置深度 m	材料 番号	材 料 名	計算 実行 有無	鋼材 本数	軸力作用幅 B m	腹起しスパン L m	フランジ固定点間隔 Lb m
1	1.500	1	H-350x350x12x19(リ-ス)	○	1	1.50	3.00	3.00
2	4.500	1	H-350x350x12x19(リ-ス)	○	1	1.50	3.00	3.00
3	7.500	2	H-400x400x13x21(リ-ス)	○	1	1.50	3.00	3.00

使用する切梁反力  
温度軸力  
座屈の検討  
断面力の算出方法

最大切梁反力  
120.0 kN  
する  
単純梁  
 $M_{max}=1/10 \cdot Wl^2$

## 火打ち材料の一覧

No	材料種別	材 料 名	H 鋼 材 寸 法 H * B * t1 * t2 mm	断面積 A cm <sup>2</sup> /本	断面係数		断面二次半径	
					Zy cm <sup>3</sup>	Zz cm <sup>3</sup>	ry cm	rz cm
1	H鋼材	H-350x350x12x19(リ-ス)	350.0 * 350.0 * 12.0 * 19.0	154.90	2000	716	15.10	8.99

## 火打ち計算条件

No	設置深度 m	材料 番号	材 料 名	計算 実行 有無	軸力作用幅 L1 m	軸力作用幅 L2 m	座屈長 L m
1	1.500	1	H-350x350x12x19(リ-ス)	○	3.30	3.30	1.00
2	4.500	1	H-350x350x12x19(リ-ス)	○	3.30	3.30	1.00
3	7.500	1	H-350x350x12x19(リ-ス)	○	3.30	3.30	1.00

使用する切梁反力  
温度軸力  
切梁と火打ちのなす角度  
ボルトの直径  
2段重ねの検討

最大切梁反力  
0.0 kN  
45 度  
22 mm  
しない

## 1-5 施工ステップ および 計算ステップ

施工 step	施工種類	施工名称	掘削深さ H m	背面水位 Lwa m	前面水位 Lwp m	仮想支持点 m	計算 実行	撤去時の 安定計算 実行
1	掘削	自立時	2.000	4.300	4.300	自動	○	——
2	掘削	2次掘削時	5.000	4.300	5.000	自動	○	——
3	掘削	最下段切梁設置前	8.000	4.300	8.000	自動	○	——
4	掘削	最終掘削時	10.500	4.300	10.500	自動	○	——

施工 Step	支保工 1.500	支保工 4.500	支保工 7.500
1			
2	◎		
3	◎	◎	
4	◎	◎	◎

◎は支保工の設置を示す。

## 1-6 土質定数

粘性土の断面計算用側圧係数は、下表のように自動計算する。

N値	側圧係数 K	最小値
$N \geq 8$	$0.5-0.01H$	0.3
$4 \leq N < 8$	$0.6-0.01H$	0.4
$2 \leq N < 4$	$0.7-0.025H$	0.5
$N < 2$	$0.8-0.025H$	0.6

## 土質定数

No	深 度 m	土質名	N値	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	$C_o$ kN/m <sup>2</sup>	$C_a$ kN/m <sup>2</sup> /m	K
1	3.800	粘性土	2	14.0	4.0	0.0	12.0	0.0	自動
2	8.200	砂質土	10	17.0	7.0	26.0	0.0	0.0	——
3	30.000	砂質土	30	18.0	8.0	35.0	0.0	0.0	——

深度：土留壁天端から土層下面までの深さ

N：層の平均N値

$\gamma$ ：土の湿潤単位体積重量

$\gamma'$ ：土の水中単位体積重量

$\phi$ ：土の内部摩擦角

$C_o$ ：土の粘着力

$C_a$ ：土の粘着力の傾き

K：粘性土の断面計算用側圧係数

## 1-7 上載荷重

地表面上載荷重  $q_s$  10.00 kN/m<sup>2</sup>

列車荷重による側圧を計算しない

## 1-8 地盤安定の検討データ

地盤安定の検討

・ボーリング

安全率 1.50

三次元効果に対する補正係数  $\lambda$  1.25

掘削幅 B 10.000 m

## 1-9 根入れ長の指定

## ・自立式土留め

## つり合い根入れ長

土圧の変化点深さ	自動
----------	----

根入れ長	自動
------	----

## 設計根入れ長

土圧の変化点深さ	自動
----------	----

根入れ長	自動
------	----

## ・切梁式土留め

つり合い根入れ長	自動
----------	----

設計根入れ長	自動
--------	----

## 2 安定計算結果

## 2-1 根入れ長算定用土圧の計算式

## (a) 主働側圧

## ・砂質土

$$P_a = K_a(\Sigma \gamma h - P_w) - 2C\sqrt{K_a} + P_w + P_s$$

$$\text{ただし、} 2C\sqrt{K_a} \leq K_a(\Sigma \gamma h - P_w)$$

$$P_a \geq 0.3 \Sigma \gamma h$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \geq 0.25$$

$$\text{ただし、} C=0 \text{ の場合は、} K_a \geq 0$$

## ・粘性土

$$\text{掘削面以浅} \quad P_a = K_{a1}(\Sigma \gamma \cdot h_1) + P_s$$

$$\text{掘削面以深} \quad P_a = K_{a1}(\Sigma \gamma \cdot h_1) + K_{a2}(\Sigma \gamma \cdot h_2) + P_s$$

粘性土のN値	K <sub>a1</sub>		K <sub>a2</sub>
	推定式	最小値	
N ≥ 8	0.5-0.01H	0.3	0.5
4 ≤ N < 8	0.6-0.01H	0.4	0.6
2 ≤ N < 4	0.7-0.025H	0.5	0.7
N < 2	0.8-0.025H	0.6	0.8

## (b) 受働側圧

## ・砂質土

$$P_p = K_{pr}(\sum \gamma h - P_w) + K_{pc} \cdot C + P_w$$

ただし、 $\sum \gamma h - P_w \geq 0$

## ・粘性土

$$P_p = K_{pr}(\sum \gamma h) + K_{pc} \cdot C$$

## ・受働土圧(側圧)係数

$$K_{pr} = \frac{\cos^2 \phi}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}}\right)^2}$$

$$K_{pc} = 2\sqrt{K_{pr}}$$

ここで、

$P_a$  : 主働側圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_p$  : 受働側圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_w$  : 間隙水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_s$  : 上載荷重による側圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sum \gamma h$  : 地盤の全上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sum \gamma h_1$  : 掘削面以浅での地盤の全上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sum \gamma h_2$  : 掘削面以深での掘削底面までの地盤の全上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_a$  : 砂質土の主働土圧係数

$K_{a1}$  : 粘性土の掘削面以浅での主働側圧係数

$K_{a2}$  : 粘性土の掘削面以深での主働側圧係数

$K_{pr}$  : 地盤の自重成分に対する受働土圧(側圧)係数

$K_{pc}$  : 地盤の粘着力成分に対する受働土圧(側圧)係数

$H$  : 掘削深さ (m)

$h$  : 各層の層厚 (m)

$\gamma$  : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\phi$  : 土の内部摩擦角 (度)

$\delta$  : 土留め壁と土との摩擦角 (度、 $\delta = \phi/3$ )

$C$  : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

## (c) 水圧

水圧は、三角形水圧とする。

$$P_{wa} = \gamma_w \cdot h_{wa}$$

$$P_{wp} = K_{wp} \cdot \gamma_w \cdot h_{wp}$$

$$K_{wp} = H_{wa} / H_{wp}$$

ここで、

$P_{wa}$  : 背面側水圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{wp}$  : 前面側水圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{wp}$  : 前面側水圧係数

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_{wa}$  : 背面水位からの深さ (m)

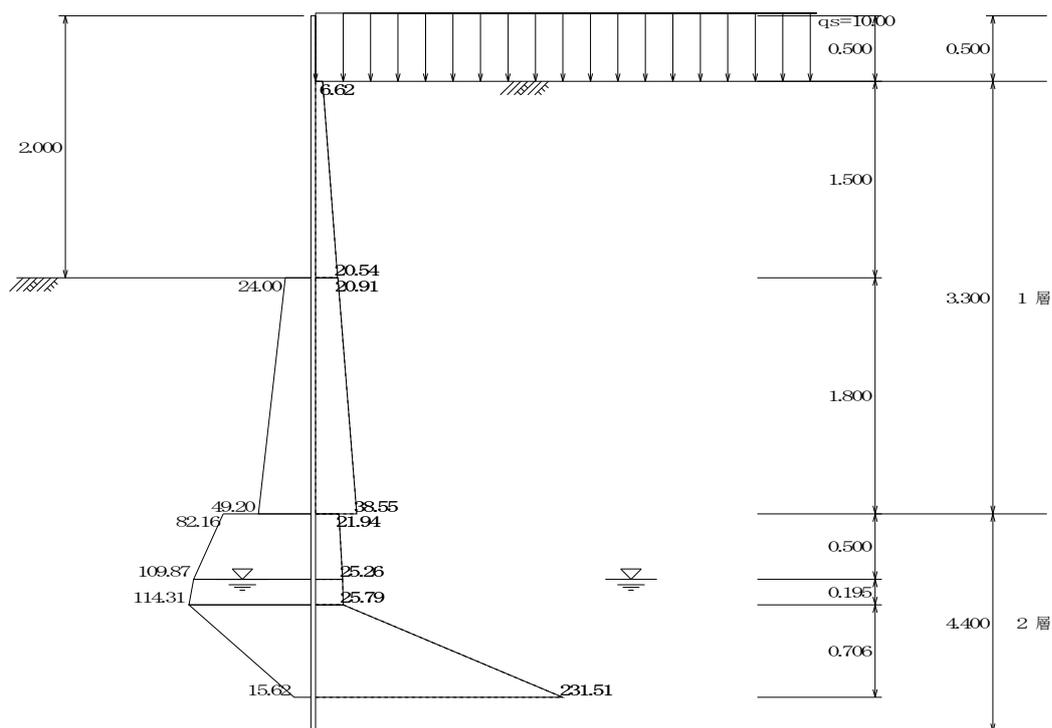
$h_{wp}$  : 前面水位からの深さ (m)

$H_{wa}$  : 背面水位からつり合い根入れ長までの深さ (m)

$H_{wp}$  : 前面水位からつり合い根入れ長までの深さ (m)

## 2-2 施工ステップ 1 (自立時)

(a) 荷重図



(b) 土質定数

No	深度 m	土質名	N値	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	$C_o$ kN/m <sup>2</sup>	$C_a$ kN/m <sup>2</sup> /m
1	3.800	粘性土	2	14.0	4.0	0.0	12.0	0.0
2	8.200	砂質土	10	17.0	7.0	26.0	0.0	0.0
3	30.000	砂質土	30	18.0	8.0	35.0	0.0	0.0

(c) 背面側土圧

No	深度 Z m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	土圧(側圧)係数 Ka, Ka1 (Ka2)	$\Sigma \gamma h$ kN/m <sup>2</sup>	背面側土圧 Ppa kN/m <sup>2</sup>	上載荷重による側圧 Ps kN/m <sup>2</sup>	設計用土圧 Ppa+Ps kN/m <sup>2</sup>
2	0.500 ~ 2.000	14.0	0.0	12.0 12.0	0.66250 (0.00000)	0.00 21.00	0.00 13.91	6.62 6.62	6.62 20.54
3	2.000 ~ 3.800	14.0	0.0	12.0 12.0	0.66250 (0.70000)	21.00 46.20	13.91 31.55	7.00 7.00	20.91 38.55
4	3.800 ~ 4.300	17.0	26.0	0.0 0.0	0.39046 (0.00000)	46.20 54.70	18.04 21.36	3.90 3.90	21.94 25.26
5	4.300 ~ 4.495	17.0	26.0	0.0 0.0	0.39046 (0.00000)	54.70 58.01	21.36 21.89	3.90 3.90	25.26 25.79
6	4.495 ~ 5.201	17.0	26.0	0.0 0.0	0.39046 (0.00000)	58.01 70.02	21.89 23.82	3.90 3.90	25.79 231.51

(d) 水圧

No	深度 Z m	背面水圧 Pwa kN/m <sup>2</sup>	前面水圧 Pwp kN/m <sup>2</sup>
1	0.000 ~ 0.500	_____	_____
2	0.500 ~ 2.000	_____	_____
3	2.000 ~ 3.800	_____	_____
4	3.800 ~ 4.300	_____	_____

No	深 度 Z m	背面水圧 Pwa kN/m <sup>2</sup>	前面水圧 Pwp kN/m <sup>2</sup>
5	4.300 ～ 4.495	0.00 1.95	0.00 1.95
6	4.495 ～ 5.201	1.95 9.01	1.95 9.01

## (e) 掘削側土圧

No	深 度 Z m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	土圧(側圧)係数 Kpr (Kpc)	$\Sigma \gamma h$ kN/m <sup>2</sup>	掘削側土圧 Pp kN/m <sup>2</sup>
3	2.000 ～ 3.800	14.0	0.0	12.0 12.0	1.00000 ( 2.00000)	0.00 25.20	24.00 49.20
4	3.800 ～ 4.300	17.0	26.0	0.0 0.0	3.26022 ( 3.61122)	25.20 33.70	82.16 109.87
5	4.300 ～ 4.495	17.0	26.0	0.0 0.0	3.26022 ( 3.61122)	33.70 37.01	109.87 114.31
6	4.495 ～ 5.201	17.0	26.0	0.0 0.0	3.26022 ( 3.61122)	37.01 49.02	114.31 15.62

## (f) 水平力とモーメントによるつり合い深さの計算

水平力によるつり合い深さは、 $\Sigma Ha + \Sigma Hw - \Sigma Hp = 0$  となる掘削底面からの深さとする。  
モーメントによるつり合い深さは、 $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp = 0$  となる掘削底面からの深さとする。  
掘削底面から 2.495 m を土圧の変化点とする。

背面側 : 土圧作用幅 (掘削面以上) = 1.00 m  
(掘削面以下) = 1.00 m  
掘削側 : 土圧作用幅 = 1.00 m

## 背面側土圧によるモーメント

No	深 度 Z m	土圧強度 Pa kN/m	水平力 Ha kN	アーム y m	モーメント Ma kN・m
1	0.000 ～ 0.500	0.00 0.00	0.00 0.00	5.035 4.868	0.00 0.00
2	0.500 ～ 2.000	6.62 20.54	4.97 15.40	4.201 3.701	20.88 57.01
3	2.000 ～ 3.800	20.91 38.55	18.82 34.70	2.601 2.001	48.96 69.45
4	3.800 ～ 4.300	21.94 25.26	5.49 6.32	1.235 1.068	6.77 6.75
5	4.300 ～ 4.495	25.26 25.79	2.46 2.51	0.837 0.772	2.06 1.94
6	4.495 ～ 5.201	25.79 231.51	9.12 81.82	0.471 0.236	4.30 19.28
$\Sigma Ha = 181.60$ $\Sigma Ma = 48.503X^3 + 12.897X^2 + 90.659X + 149.725$ $= 237.39$					

## 水圧によるモーメント

No	深 度 Z m	水圧強度 Pw kN/m	水平力 Hw kN	アーム y m	モーメント Mw kN・m
5	4.300 ～ 4.495	0.00 0.00	0.00 0.00	0.837 0.772	0.00 0.00
6	4.495 ～ 5.201	0.00 0.00	0.00 0.00	0.471 0.236	0.00 0.00
$\Sigma Hw = 0.00$ $\Sigma Mw = 0.000X^3 + 0.000X^2 + 0.000X + 0.000$ $= 0.00$					

## 掘削側土圧によるモーメント

No	深 度 Z m	土圧強度 Pp kN/m	水平力 Hp kN	アーム y m	モーメント Mp kN・m
3	2.000	24.00	21.60	2.601	56.19
	~ 3.800	49.20	44.28	2.001	88.62
4	3.800	82.16	20.54	1.235	25.36
	~ 4.300	109.87	27.47	1.068	29.34
5	4.300	109.87	10.69	0.837	8.94
	~ 4.495	114.31	11.12	0.772	8.58
6	4.495	114.31	40.40	0.471	19.04
	~ 5.201	15.62	5.52	0.236	1.30
$\Sigma Hp = 181.62$ $\Sigma Mp = -23.268X^3 + 57.155X^2 + 135.697X + 121.120$ $= 237.38$					

つり合い深さを X とし、 $4.495 \leq 4.495+X \leq 8.200$  の範囲において  
 $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp = 0$  を解く。

$$71.771X^3 - 44.258X^2 - 45.037X + 28.605 = 0$$

$$X = 0.707$$

つり合い深さは  $2.495 + 0.707 = 3.201$  m (GL-4.701 m)

(g) 必要根入れ長の計算

側圧によるモーメントについては、 $\Sigma Mp = 1.20 \times \Sigma Ma$  (根入れ先端位置を支点)、  
側圧の合力については、 $\Sigma Hp = 1.20 \times \Sigma Ha$  となる深さを必要根入れ長とする。

No	深 度 Z m	背面側土圧 Pa kN/m <sup>2</sup>	背面側水圧 Pwa kN/m <sup>2</sup>	掘削側土圧 Pp kN/m <sup>2</sup>	掘削側水圧 Pwp kN/m <sup>2</sup>	アーム y m	作用モーメント Ma kN・m	抵抗モーメント Mp kN・m
1	0.000	0.00	—	—	—	5.476	0.00	—
	~ 0.500	0.00	—	—	—	5.310	0.00	—
2	0.500	6.62	—	—	—	4.643	23.07	—
	~ 2.000	20.54	—	—	—	4.143	63.82	—
3	2.000	20.91	—	24.00	—	3.043	57.27	65.73
	~ 3.800	38.55	—	49.20	—	2.443	84.77	108.18
4	3.800	21.94	—	82.16	—	1.676	9.20	34.43
	~ 4.300	25.26	—	109.87	—	1.510	9.53	41.47
5	4.300	25.26	0.00	109.87	0.00	1.131	9.10	39.58
	~ 4.937	27.00	6.37	124.41	6.37	0.918	9.77	38.27
6	4.937	27.00	6.37	124.41	6.37	0.470	5.54	21.71
	~ 5.643	241.59	13.43	16.83	13.43	0.235	21.16	2.51
$\Sigma Ma = 293.23$							$\Sigma Mp = 351.87$	

$$Ha = (Pa + Pwa) \times \text{層厚} / 2$$

$$Hp = (Pp + Pwp) \times \text{層厚} / 2$$

$$Ma = Ha \times y$$

$$Mp = Hp \times y$$

$$y = \text{合力の作用点までの距離}$$

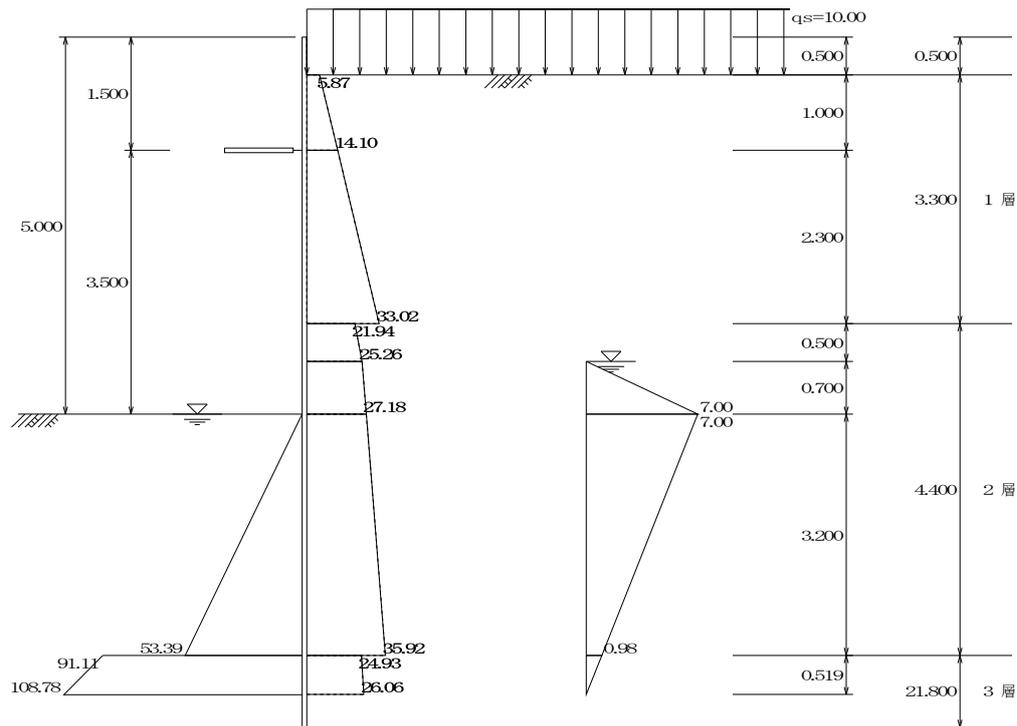
$$\frac{\Sigma Mp}{\Sigma Ma} = \frac{351.87}{293.23} = 1.200$$

$$\frac{\Sigma Hp}{\Sigma Ha} = \frac{247.40}{206.13} = 1.200$$

必要根入れ長 = 3.643 m (GL-5.143 m)

## 2-3 施工ステップ 2 ( 2次掘削時 )

(a) 荷重図



(b) 土質定数

No	深度 m	土質名	N値	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	$C_o$ kN/m <sup>2</sup>	$C_a$ kN/m <sup>2</sup> /m
1	3.800	粘性土	2	14.0	4.0	0.0	12.0	0.0
2	8.200	砂質土	10	17.0	7.0	26.0	0.0	0.0
3	30.000	砂質土	30	18.0	8.0	35.0	0.0	0.0

(c) 背面側土圧

No	深度 Z m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	土圧(側圧)係数 $K_a, K_{a1}$ ( $K_{a2}$ )	$\Sigma \gamma h$ kN/m <sup>2</sup>	背面側土圧 $P_{pa}$ kN/m <sup>2</sup>	上載荷重による側圧 $P_s$ kN/m <sup>2</sup>	設計用土圧 $P_{pa}+P_s$ kN/m <sup>2</sup>
2	0.500	14.0	0.0	12.0	0.58750	0.00	0.00	5.87	5.87
	~ 1.500			12.0	( 0.00000)	14.00	8.22	5.87	14.10
3	1.500	14.0	0.0	12.0	0.58750	14.00	8.22	5.87	14.10
	~ 3.800			12.0	( 0.00000)	46.20	27.14	5.87	33.02
4	3.800	17.0	26.0	0.0	0.39046	46.20	18.04	3.90	21.94
	~ 4.300			0.0	( 0.00000)	54.70	21.36	3.90	25.26
5	4.300	17.0	26.0	0.0	0.39046	54.70	21.36	3.90	25.26
	~ 5.000			0.0	( 0.00000)	66.60	23.27	3.90	27.18
6	5.000	17.0	26.0	0.0	0.39046	66.60	23.27	3.90	27.18
	~ 8.200			0.0	( 0.00000)	121.00	32.02	3.90	35.92
7	8.200	18.0	35.0	0.0	0.27099	121.00	22.22	2.71	24.93
	~ 8.719			0.0	( 0.00000)	130.35	23.35	2.71	26.06

(d) 水圧

No	深度 Z m	背面水圧 $P_{wa}$ kN/m <sup>2</sup>	前面水圧 $P_{wp}$ kN/m <sup>2</sup>
1	0.000 ~ 0.500	_____	_____
2	0.500 ~ 1.500	_____	_____
3	1.500 ~ 3.800	_____	_____

No	深 度 Z m	背面水圧 Pwa kN/m <sup>2</sup>	前面水圧 Pwp kN/m <sup>2</sup>
4	3.800 ~ 4.300	————— —————	————— —————
5	4.300 ~ 5.000	0.00 7.00	————— —————
6	5.000 ~ 8.200	7.00 39.00	0.00 38.02
7	8.200 ~ 8.719	39.00 44.19	38.02 44.19

## (e) 掘削側土圧

No	深 度 Z m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	土圧(側圧)係数 Kpr (Kpc)	$\Sigma \gamma h$ kN/m <sup>2</sup>	掘削側土圧 Pp kN/m <sup>2</sup>
6	5.000 ~ 8.200	17.0	26.0	0.0 0.0	3.26022 ( 3.61122)	0.00 54.40	0.00 53.39
7	8.200 ~ 8.719	18.0	35.0	0.0 0.0	5.56284 ( 4.71714)	54.40 63.75	91.11 108.78

## (f) モーメントによるつり合い深さの計算

モーメントによるつり合い深さは、 $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp = 0$  となる掘削底面からの深さとする。

背面側 : 土圧作用幅 (掘削面以上) = 1.00 m  
(掘削面以下) = 1.00 m  
掘削側 : 土圧作用幅 = 1.00 m

## 背面側土圧によるモーメント

No	深 度 Z m	土圧強度 Pa kN/m	水平力 Ha kN	アーム y m	モーメント Ma kN・m
3	1.500 ~ 3.800	14.10 33.02	16.21 37.97	0.767 1.533	12.43 58.22
4	3.800 ~ 4.300	21.94 25.26	5.49 6.32	2.467 2.633	13.53 16.63
5	4.300 ~ 5.000	25.26 27.18	8.84 9.51	3.033 3.267	26.82 31.07
6	5.000 ~ 8.200	27.18 35.92	43.48 57.48	4.567 5.633	198.57 323.78
7	8.200 ~ 8.719	24.93 26.06	6.47 6.77	6.873 7.046	44.50 47.68
$\Sigma Ma = 0.723X^3 + 19.728X^2 + 167.038X + 681.056$ = 773.24					

## 水圧によるモーメント

No	深 度 Z m	水圧強度 Pw kN/m	水平力 Hw kN	アーム y m	モーメント Mw kN・m
5	4.300 ~ 5.000	0.00 7.00	0.00 2.45	3.033 3.267	0.00 8.00
6	5.000 ~ 8.200	7.00 0.98	11.20 1.56	4.567 5.633	51.15 8.81
7	8.200 ~ 8.719	0.98 0.00	0.25 0.00	6.873 7.046	1.74 0.00
$\Sigma Mw = 0.000X^3 + 0.163X^2 + 3.275X + 67.961$ = 69.71					

## 掘削側土圧によるモーメント

No	深 度 Z m	土圧強度 Pp kN/m	水平力 Hp kN	アーム y m	モーメント Mp kN・m
6	5.000	0.00	0.00	4.567	0.00

No	深 度 Z m	土圧強度 Pp kN/m	水平力 Hp kN	アーム y m	モーメント Mp kN・m
	～ 8.200	53.39	85.43	5.633	481.26
7	8.200	91.11	23.66	6.873	162.62
	～ 8.719	108.78	28.25	7.046	199.06
$\Sigma Mp = 11.344X^3 + 159.564X^2 + 610.407X + 481.261$ $= 842.94$					

つり合い深さを X とし、 $8.200 \leq 8.200+X \leq 30.000$  の範囲において

$\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp = 0$  を解く。

$$-10.622X^3 - 139.673X^2 - 440.094X + 267.756 = 0$$

$$X = 0.519$$

つり合い深さは  $3.200 + 0.519 = 3.719$  m (GL-8.219 m)

(g) 仮想支持点の計算

仮想支持点は、つり合い深さまでの掘削側土圧、水圧の合力の作用点とする。

No	深 度 Z m	土圧強度 Pp kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Mp kN・m
6	5.000	0.00	0.00	1.067	0.00
	～ 8.200	53.39	85.43	2.133	182.25
7	8.200	91.11	23.66	3.373	79.81
	～ 8.719	108.78	28.25	3.546	100.18
$\Sigma Pp = 137.34$ $\Sigma Mp = 362.24$					

No	深 度 Z m	水圧強度 Pw kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Mw kN・m
6	5.000	0.00	0.00	1.067	0.00
	～ 8.200	38.02	60.84	2.133	129.78
7	8.200	38.02	9.87	3.373	33.31
	～ 8.719	44.19	11.48	3.546	40.70
$\Sigma Pw = 82.19$ $\Sigma Mw = 203.79$					

$$\Sigma (Mp + Mw) / \Sigma (Pp + Pw) = 566.04 / 219.53 = 2.578$$

仮想支持点 = 2.578 m (GL-7.078 m)

(h) 必要根入れ長の計算

必要根入れ長は、掘削側の側圧による抵抗モーメントが、背面側の側圧による作用モーメントの1.20倍となる根入れ長を計算し、これを必要根入れ長とする。

No	深 度 Z m	背面側土圧 Pa kN/m <sup>2</sup>	背面側水圧 Pwa kN/m <sup>2</sup>	掘削側土圧 Pp kN/m <sup>2</sup>	掘削側水圧 Pwp kN/m <sup>2</sup>	アーム y m	作用モーメント Ma kN・m	抵抗モーメント Mp kN・m
1	1.500	14.10	—	—	—	0.767	12.43	—
	～ 3.800	33.02	—	—	—	1.533	58.22	—
2	3.800	21.94	—	—	—	2.467	13.53	—
	～ 4.300	25.26	—	—	—	2.633	16.63	—
3	4.300	25.26	0.00	—	—	3.033	26.82	—
	～ 5.000	27.18	7.00	—	—	3.267	39.07	—
4	5.000	27.18	7.00	0.00	0.00	4.567	249.71	0.00
	～ 8.200	35.92	39.00	55.37	37.42	5.633	675.30	836.34
5	8.200	24.93	39.00	94.48	37.42	7.012	209.90	433.05
	～ 9.136	26.96	48.36	127.34	48.36	7.324	258.32	602.55
$\Sigma Ma = 1559.94$ $\Sigma Mp = 1871.94$								

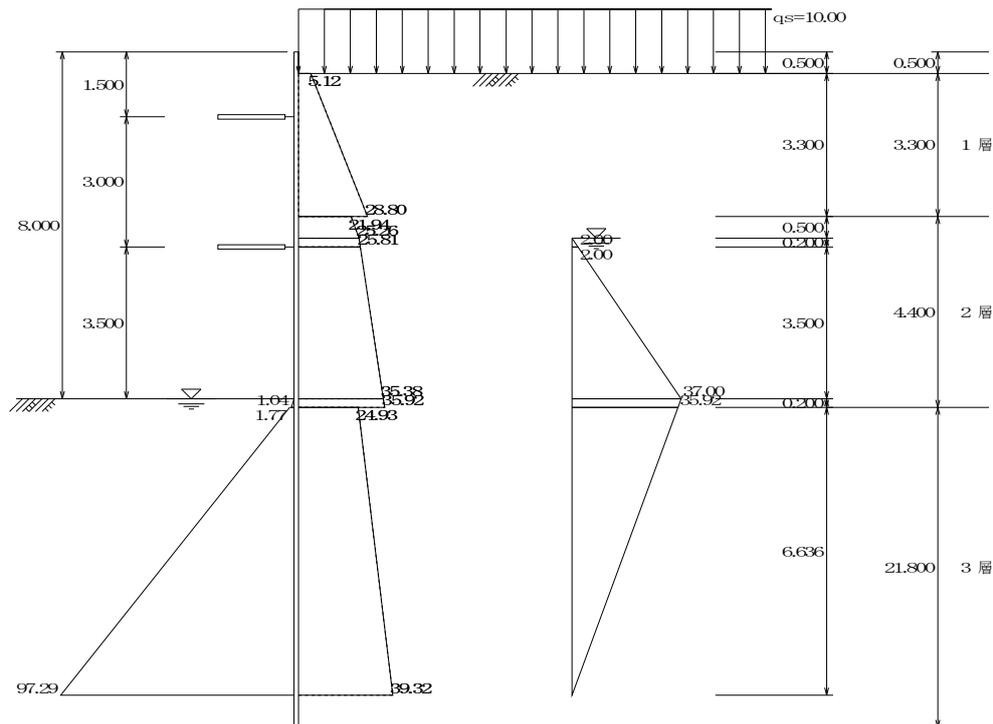
$$\begin{aligned}H_a &= (P_a + P_{wa}) \times \text{層厚} / 2 \\H_p &= (P_p + P_{wp}) \times \text{層厚} / 2 \\M_a &= H_a \times y \\M_p &= H_p \times y \\y &= \text{合力の作用点までの距離}\end{aligned}$$

$$\frac{\Sigma M_p}{\Sigma M_a} = \frac{1871.94}{1559.94} = 1.200$$

必要根入れ長 = 4.136 m (GL-8.636 m)

## 2-4 施工ステップ 3 ( 最下段切梁設置前 )

(a) 荷重図



(b) 土質定数

No	深度 m	土質名	N値	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	$C_o$ kN/m <sup>2</sup>	$C_a$ kN/m <sup>2</sup> /m
1	3.800	粘性土	2	14.0	4.0	0.0	12.0	0.0
2	8.200	砂質土	10	17.0	7.0	26.0	0.0	0.0
3	30.000	砂質土	30	18.0	8.0	35.0	0.0	0.0

(c) 背面側土圧

No	深度 Z m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	土圧(側圧)係数 $K_a, K_{a1}$ ( $K_{a2}$ )	$\Sigma \gamma h$ kN/m <sup>2</sup>	背面側土圧 $P_{pa}$ kN/m <sup>2</sup>	上載荷重による側圧 $P_s$ kN/m <sup>2</sup>	設計用土圧 $P_{pa}+P_s$ kN/m <sup>2</sup>
2	0.500 ~ 3.800	14.0	0.0	12.0 12.0	0.51250 (0.00000)	0.00 46.20	0.00 23.68	5.12 5.12	5.12 28.80
3	3.800 ~ 4.300	17.0	26.0	0.0 0.0	0.39046 (0.00000)	46.20 54.70	18.04 21.36	3.90 3.90	21.94 25.26
4	4.300 ~ 4.500	17.0	26.0	0.0 0.0	0.39046 (0.00000)	54.70 58.10	21.36 21.90	3.90 3.90	25.26 25.81
5	4.500 ~ 8.000	17.0	26.0	0.0 0.0	0.39046 (0.00000)	58.10 117.60	21.90 31.47	3.90 3.90	25.81 35.38
6	8.000 ~ 8.200	17.0	26.0	0.0 0.0	0.39046 (0.00000)	117.60 121.00	31.47 32.02	3.90 3.90	35.38 35.92
7	8.200 ~ 14.836	18.0	35.0	0.0 0.0	0.27099 (0.00000)	121.00 240.45	22.22 36.61	2.71 2.71	24.93 39.32

(d) 水圧

No	深度 Z m	背面水圧 $P_{wa}$ kN/m <sup>2</sup>	前面水圧 $P_{wp}$ kN/m <sup>2</sup>
1	0.000 ~ 0.500	—	—
2	0.500 ~ 3.800	—	—
3	3.800 ~ 4.300	—	—

No	深 度 Z m	背面水圧 Pwa kN/m <sup>2</sup>	前面水圧 Pwp kN/m <sup>2</sup>
4	4.300 ~ 4.500	0.00 2.00	———— ————
5	4.500 ~ 8.000	2.00 37.00	———— ————
6	8.000 ~ 8.200	37.00 39.00	0.00 3.08
7	8.200 ~ 14.836	39.00 105.36	3.08 105.36

## (e) 掘削側土圧

No	深 度 Z m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	土圧(側圧)係数 Kpr (Kpc)	$\Sigma \gamma h$ kN/m <sup>2</sup>	掘削側土圧 Pp kN/m <sup>2</sup>
6	8.000 ~ 8.200	17.0	26.0	0.0 0.0	3.26022 ( 3.61122)	0.00 3.40	0.00 1.04
7	8.200 ~ 14.836	18.0	35.0	0.0 0.0	5.56284 ( 4.71714)	3.40 122.85	1.77 97.29

## (f) モーメントによるつり合い深さの計算

モーメントによるつり合い深さは、 $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp = 0$  となる掘削底面からの深さとする。

背面側 : 土圧作用幅 (掘削面以上) = 1.00 m  
(掘削面以下) = 1.00 m  
掘削側 : 土圧作用幅 = 1.00 m

## 背面側土圧によるモーメント

No	深 度 Z m	土圧強度 Pa kN/m	水平力 Ha kN	アーム y m	モーメント Ma kN・m
5	4.500 ~ 8.000	25.81 35.38	45.17 61.91	1.167 2.333	52.69 144.45
6	8.000 ~ 8.200	35.38 35.92	3.54 3.59	3.567 3.633	12.62 13.05
7	8.200 ~ 14.836	24.93 39.32	82.72 130.46	5.912 8.124	489.07 1059.89
$\Sigma Ma = 0.723X^3 + 16.476X^2 + 92.245X + 222.815$ = 1771.78					

## 水圧によるモーメント

No	深 度 Z m	水圧強度 Pw kN/m	水平力 Hw kN	アーム y m	モーメント Mw kN・m
5	4.500 ~ 8.000	2.00 37.00	3.50 64.75	1.167 2.333	4.08 151.08
6	8.000 ~ 8.200	37.00 35.92	3.70 3.59	3.567 3.633	13.20 13.05
7	8.200 ~ 14.836	35.92 0.00	119.18 0.00	5.912 8.124	704.59 0.00
$\Sigma Mw = 0.000X^3 + 5.986X^2 + 66.447X + 181.413$ = 886.01					

## 掘削側土圧によるモーメント

No	深 度 Z m	土圧強度 Pp kN/m	水平力 Hp kN	アーム y m	モーメント Mp kN・m
6	8.000 ~ 8.200	0.00 1.04	0.00 0.10	3.567 3.633	0.00 0.38
7	8.200 ~ 14.836	1.77 97.29	5.86 322.83	5.912 8.124	34.65 2622.74
$\Sigma Mp = 4.798X^3 + 27.514X^2 + 6.536X + 0.376$					

No	深 度 Z m	土圧強度 Pp kN/m	水平力 Hp kN	アーム y m	モーメント Mp kN・m
= 2657.76					

つり合い深さを X とし、 $8.200 \leq 8.200+X \leq 30.000$  の範囲において  
 $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp = 0$  を解く。

$$-4.076X^3 - 5.051X^2 + 152.157X + 403.852 = 0$$

$$X = 6.636$$

つり合い深さは  $0.200 + 6.636 = 6.836$  m (GL-14.336 m)

(g) 仮想支持点の計算

仮想支持点は、つり合い深さまでの掘削側土圧、水圧の合力の作用点とする。

No	深 度 Z m	土圧強度 Pp kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Mp kN・m
6	8.000 ~ 8.200	0.00 1.04	0.00 0.10	0.067 0.133	0.00 0.01
7	8.200 ~ 14.836	1.77 97.29	5.86 322.83	2.412 4.624	14.14 1492.83
		$\Sigma Pp = 328.80$		$\Sigma Mp = 1506.98$	

No	深 度 Z m	水圧強度 Pw kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Mw kN・m
6	8.000 ~ 8.200	0.00 3.08	0.00 0.31	0.067 0.133	0.00 0.04
7	8.200 ~ 14.836	3.08 105.36	10.23 349.60	2.412 4.624	24.67 1616.63
		$\Sigma Pw = 360.14$		$\Sigma Mw = 1641.34$	

$$\Sigma (Mp + Mw) / \Sigma (Pp + Pw) = 3148.32 / 688.94 = 4.570$$

仮想支持点 = 4.570 m (GL-12.070 m)

(h) 必要根入れ長の計算

必要根入れ長は、掘削側の側圧による抵抗モーメントが、背面側の側圧による作用モーメントの1.20倍となる根入れ長を計算し、これを必要根入れ長とする。

No	深 度 Z m	背面側土圧 Pa kN/m <sup>2</sup>	背面側水圧 Pwa kN/m <sup>2</sup>	掘削側土圧 Pp kN/m <sup>2</sup>	掘削側水圧 Pwp kN/m <sup>2</sup>	アーム y m	作用モーメント Ma kN・m	抵抗モーメント Mp kN・m
1	4.500 ~ 8.000	25.81 35.38	2.00 37.00	— —	— —	1.167 2.333	56.78 295.53	— —
2	8.000 ~ 8.200	35.38 35.92	37.00 39.00	0.00 1.45	0.00 2.95	3.567 3.633	25.81 27.22	0.00 1.60
3	8.200 ~ 15.749	24.93 41.30	39.00 114.49	2.48 137.91	2.95 114.49	6.216 8.733	1500.02 5134.80	127.42 8319.23
							$\Sigma Ma = 7040.17$	$\Sigma Mp = 8448.25$

$$Ha = (Pa + Pwa) \times \text{層厚} / 2$$

$$Hp = (Pp + Pwp) \times \text{層厚} / 2$$

$$Ma = Ha \times y$$

$$Mp = Hp \times y$$

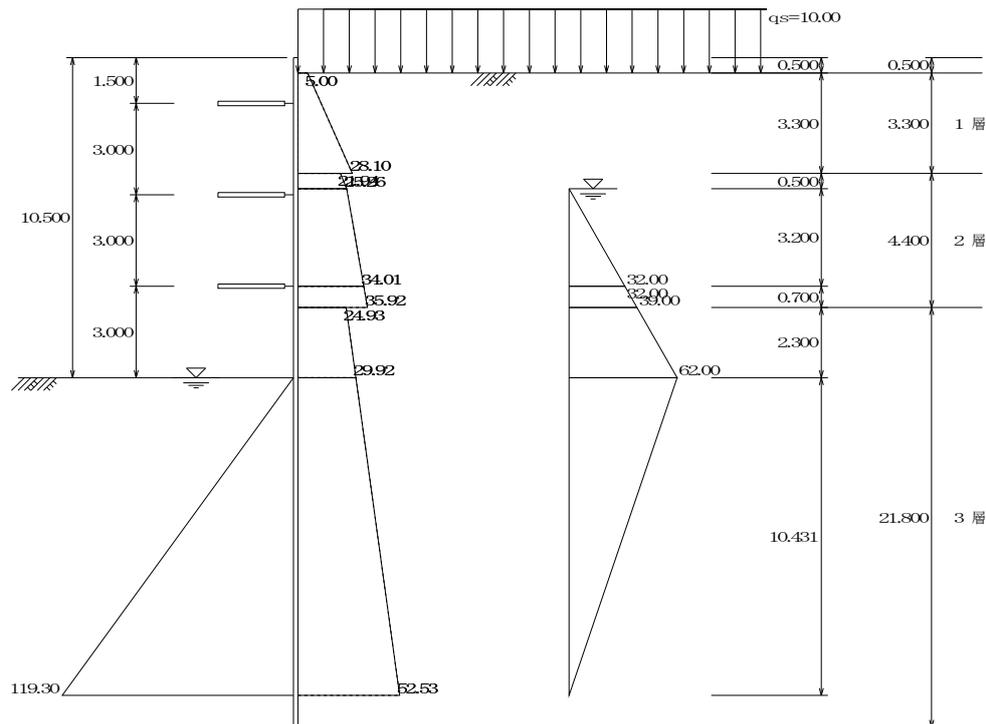
$$y = \text{合力の作用点までの距離}$$

$$\frac{\Sigma Mp}{\Sigma Ma} = \frac{8448.25}{7040.17} = 1.200$$

必要根入れ長 = 7.749 m (GL-15.249 m)

## 2-5 施工ステップ 4 ( 最終掘削時 )

(a) 荷重図



(b) 土質定数

No	深度 m	土質名	N値	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	$C_o$ kN/m <sup>2</sup>	$C_a$ kN/m <sup>2</sup> /m
1	3.800	粘性土	2	14.0	4.0	0.0	12.0	0.0
2	8.200	砂質土	10	17.0	7.0	26.0	0.0	0.0
3	30.000	砂質土	30	18.0	8.0	35.0	0.0	0.0

(c) 背面側土圧

No	深度 Z m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	土圧(側圧)係数 $K_a, K_{a1}$ ( $K_{a2}$ )	$\Sigma \gamma h$ kN/m <sup>2</sup>	背面側土圧 $P_{pa}$ kN/m <sup>2</sup>	上載荷重による側圧 $P_s$ kN/m <sup>2</sup>	設計用土圧 $P_{pa} + P_s$ kN/m <sup>2</sup>
2	0.500 ~ 3.800	14.0	0.0	12.0 12.0	0.50000 ( 0.00000 )	0.00 46.20	0.00 23.10	5.00 5.00	5.00 28.10
3	3.800 ~ 4.300	17.0	26.0	0.0 0.0	0.39046 ( 0.00000 )	46.20 54.70	18.04 21.36	3.90 3.90	21.94 25.26
4	4.300 ~ 7.500	17.0	26.0	0.0 0.0	0.39046 ( 0.00000 )	54.70 109.10	21.36 30.10	3.90 3.90	25.26 34.01
5	7.500 ~ 8.200	17.0	26.0	0.0 0.0	0.39046 ( 0.00000 )	109.10 121.00	30.10 32.02	3.90 3.90	34.01 35.92
6	8.200 ~ 10.500	18.0	35.0	0.0 0.0	0.27099 ( 0.00000 )	121.00 162.40	22.22 27.21	2.71 2.71	24.93 29.92
7	10.500 ~ 20.931	18.0	35.0	0.0 0.0	0.27099 ( 0.00000 )	162.40 350.15	27.21 49.82	2.71 2.71	29.92 52.53

(d) 水圧

No	深度 Z m	背面水圧 $P_{wa}$ kN/m <sup>2</sup>	前面水圧 $P_{wp}$ kN/m <sup>2</sup>
1	0.000 ~ 0.500	— —	— —
2	0.500 ~ 3.800	— —	— —
3	3.800 ~ 4.300	— —	— —

No	深 度 Z m	背面水圧 Pwa kN/m <sup>2</sup>	前面水圧 Pwp kN/m <sup>2</sup>
4	4.300 ～ 7.500	0.00 32.00	———— ————
5	7.500 ～ 8.200	32.00 39.00	———— ————
6	8.200 ～ 10.500	39.00 62.00	———— ————
7	10.500 ～ 20.931	62.00 166.31	0.00 166.31

## (e) 掘削側土圧

No	深 度 Z m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	土圧(側圧)係数 Kpr (Kpc)	$\Sigma \gamma h$ kN/m <sup>2</sup>	掘削側土圧 Pp kN/m <sup>2</sup>
7	10.500 ～ 20.931	18.0	35.0	0.0 0.0	5.56284 ( 4.71714)	0.00 187.75	0.00 119.30

## (f) モーメントによるつり合い深さの計算

モーメントによるつり合い深さは、 $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp = 0$  となる掘削底面からの深さとする。

背面側 : 土圧作用幅 (掘削面以上) = 1.00 m  
(掘削面以下) = 1.00 m  
掘削側 : 土圧作用幅 = 1.00 m

## 背面側土圧によるモーメント

No	深 度 Z m	土圧強度 Pa kN/m	水平力 Ha kN	アーム y m	モーメント Ma kN・m
5	7.500 ～ 8.200	34.01 35.92	11.90 12.57	0.233 0.467	2.78 5.87
6	8.200 ～ 10.500	24.93 29.92	28.67 34.40	1.467 2.233	42.05 76.84
7	10.500 ～ 20.931	29.92 52.53	156.03 273.97	6.477 9.954	1010.60 2727.04
$\Sigma Ma = 0.723X^3 + 18.211X^2 + 89.752X + 127.533$ = 3865.17					

## 水圧によるモーメント

No	深 度 Z m	水圧強度 Pw kN/m	水平力 Hw kN	アーム y m	モーメント Mw kN・m
5	7.500 ～ 8.200	32.00 39.00	11.20 13.65	0.233 0.467	2.61 6.37
6	8.200 ～ 10.500	39.00 62.00	44.85 71.30	1.467 2.233	65.78 159.24
7	10.500 ～ 20.931	62.00 0.00	323.35 0.00	6.477 9.954	2094.35 0.00
$\Sigma Mw = 0.000X^3 + 10.333X^2 + 93.000X + 234.000$ = 2328.35					

## 掘削側土圧によるモーメント

No	深 度 Z m	土圧強度 Pp kN/m	水平力 Hp kN	アーム y m	モーメント Mp kN・m
7	10.500 ～ 20.931	0.00 119.30	0.00 622.21	6.477 9.954	0.00 6193.43
$\Sigma Mp = 3.813X^3 + 17.156X^2 + 0.000X + 0.000$ = 6193.43					

つり合い深さを  $X$  とし、 $10.500 \leq 10.500+X \leq 30.000$  の範囲において

$\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp = 0$  を解く。

$$-3.090X^3 + 11.388X^2 + 182.752X + 361.533 = 0$$

$$X = 10.431$$

つり合い深さは  $0.000 + 10.431 = 10.431$  m (GL-20.431 m)

(g) 仮想支持点の計算

仮想支持点は、つり合い深さまでの掘削側土圧、水圧の合力の作用点とする。

No	深 度 Z m	土圧強度 Pp kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Mp kN・m
7	10.500 ~ 20.931	0.00 119.30	0.00 622.21	3.477 6.954	0.00 4326.79
		$\Sigma Pp = 622.21$		$\Sigma Mp = 4326.79$	

No	深 度 Z m	水圧強度 Pw kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Mw kN・m
7	10.500 ~ 20.931	0.00 166.31	0.00 867.36	3.477 6.954	0.00 6031.53
		$\Sigma Pw = 867.36$		$\Sigma Mw = 6031.53$	

$$\Sigma (Mp + Mw) / \Sigma (Pp + Pw) = 10358.32 / 1489.58 = 6.954$$

仮想支持点 = 6.954 m (GL-16.954 m)

(h) 必要根入れ長の計算

必要根入れ長は、掘削側の側圧による抵抗モーメントが、背面側の側圧による作用モーメントの1.20倍となる根入れ長を計算し、これを必要根入れ長とする。

No	深 度 Z m	背面側土圧 Pa kN/m <sup>2</sup>	背面側水圧 Pwa kN/m <sup>2</sup>	掘削側土圧 Pp kN/m <sup>2</sup>	掘削側水圧 Pwp kN/m <sup>2</sup>	アーム y m	作用モーメント Ma kN・m	抵抗モーメント Mp kN・m
1	7.500 ~ 8.200	34.01 35.92	32.00 39.00	— —	— —	0.233 0.467	5.39 12.24	— —
2	8.200 ~ 10.500	24.93 29.92	39.00 62.00	— —	— —	1.467 2.233	107.83 236.07	— —
3	10.500 ~ 22.288	29.92 55.47	62.00 179.88	0.00 179.71	0.00 179.88	6.929 10.859	3754.12 15063.31	0.00 23014.77
							$\Sigma Ma = 19178.97$	$\Sigma Mp = 23014.77$

$$Ha = (Pa + Pwa) \times \text{層厚} / 2$$

$$Hp = (Pp + Pwp) \times \text{層厚} / 2$$

$$Ma = Ha \times y$$

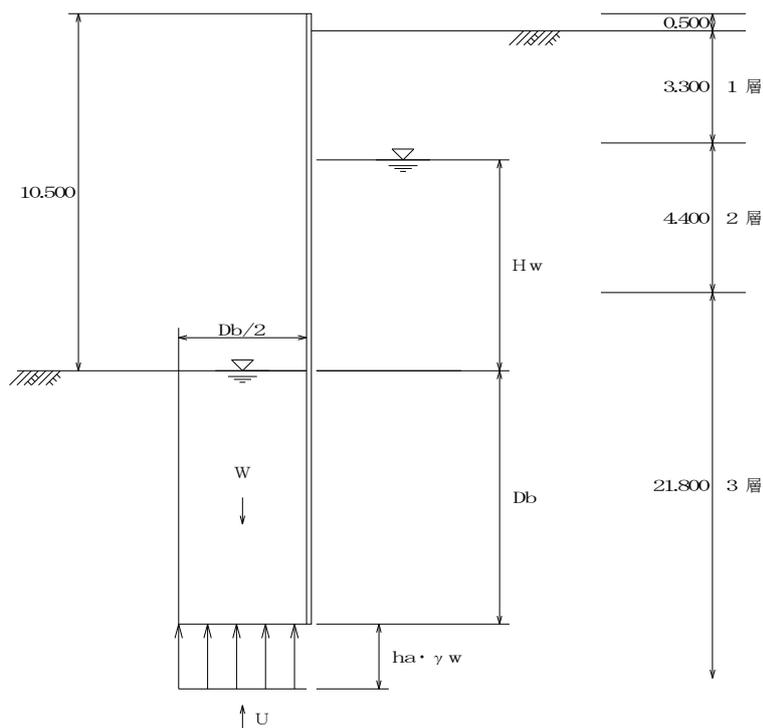
$$Mp = Hp \times y$$

y = 合力の作用点までの距離

$$\frac{\Sigma Mp}{\Sigma Ma} = \frac{23014.77}{19178.97} = 1.200$$

必要根入れ長 = 11.788 m (GL-21.788 m)

## 2-6 ボイリングの計算



ボイリングに対しては、最終掘削時において以下の式を満たす根入れ長（ $Db$ ）を確保するものとする。

$$\begin{aligned} \text{土柱重量} \quad W &= 1/2 \cdot Db^2 \cdot \gamma' \\ \text{過剰水圧} \quad U &= 1/2 \cdot Db \cdot ha \cdot \gamma_w \\ \text{安全率} \quad F &= W/U \end{aligned}$$

$ha$  は平均過剰間隙水頭で、次式による。

$$ha = \lambda \cdot a \cdot (B/Db)^{-b} \cdot Hw$$

$$a = 0.57 - 0.0026 \cdot Hw = 0.57 - 0.0026 \cdot 6.200 = 0.5539$$

$$b = 0.27 + 0.0029 \cdot Hw = 0.27 + 0.0029 \cdot 6.200 = 0.2880$$

$$\begin{aligned} ha &= 1.25 \times 0.5539 \times (10.000 / 7.377)^{-0.2880} \times 6.200 \\ &= 3.933 \end{aligned}$$

ここに、  
 $Db$  : 締切り壁根入れ長 (m)  
 $F$  : 安全率 (= 1.50)  
 $Hw$  : 締切り壁前後の水頭差 (m)  
 $\gamma'$  : 土の水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (= 10.00) (kN/m<sup>3</sup>)  
 $B$  : 掘削幅 (m)  
 $\lambda$  : 三次元効果に対する補正係数

$Db = 7.377$  m と仮定し計算する。

No	深度 m	層厚(h) m	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma' \cdot h$ kN/m <sup>2</sup>	W kN/m
1	10.500 ~ 17.877	7.377	8.000	59.017	217.685
合計 W =					217.685

$$\begin{aligned}U &= 1/2 \cdot Db \cdot ha \cdot \gamma_w \\ &= 1/2 \cdot 7.377 \cdot 3.933 \cdot 10.000 = 145.053\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F &= W/U \\ &= 217.685 / 145.053 \\ &= 1.501 \geq 1.500\end{aligned}$$

よって、 $Db = 7.377 \text{ m}$  (GL-17.377 m) とする。

## 2-7 根入れ長の決定

## (a) 必要根入れ長

施工名称	掘削深さ m	必要根入れ長 m	土留め壁全長 m
自立時	2.000	3.643	5.643
2次掘削時	5.000	4.136	9.136
最下段切梁設置前	8.000	7.749	15.749
最終掘削時	10.500	11.788	22.288

## (b) ボイリングによる必要根入れ長

施工名称	掘削深さ m	必要根入れ長 m	土留め壁全長 m
最終掘削時	10.500	7.377	17.877

## (c) 設計根入れ長の決定

設計根入れ長は、上記の最大値とする。

ただし、最小根入れ長以下の場合は、最小根入れ長を設計根入れ長とする。  
(最小根入れ長 = 3.000 m)

また、最大根入れ長以上の場合は、最大根入れ長を設計根入れ長とする。  
(最大根入れ長 = 99.999 m)

設計根入れ長 = 11.788 m (GL-21.788 m)  
土留め壁全長 = 22.288 m

## 3 断面計算結果

## 3-1 断面算定用土圧の計算式

## (a) 自立式

断面算定用土圧は、根入れ長算定用土圧を用いる。

## (b) 切梁式

## ・主働土圧

砂質土	地表面	$P_a = 0.65 \cdot K_a \cdot \gamma H + P_s$
	水位	$P_a = 0.65 \cdot K_a \cdot \gamma H + P_s$
	仮想支持点	$P_a = 0.65 \cdot K_a \cdot (\gamma H_1 + \gamma' H_2) + P_s$

粘性土 ( $N \leq 4$ )	地表面	$P_a = P_s$
	$0.2 \cdot H$	$P_a = 0.4 \cdot \gamma \cdot H + P_s$
	掘削底面	$P_a = K_{a1} \cdot \gamma \cdot H + P_s$

粘性土 ( $N > 4$ )	地表面	$P_a = P_s$
	$0.25 \cdot H$	$P_a = K_{a1} \cdot \gamma \cdot H + P_s$
	掘削底面	$P_a = K_{a1} \cdot \gamma \cdot H + P_s$

## ・受働土圧

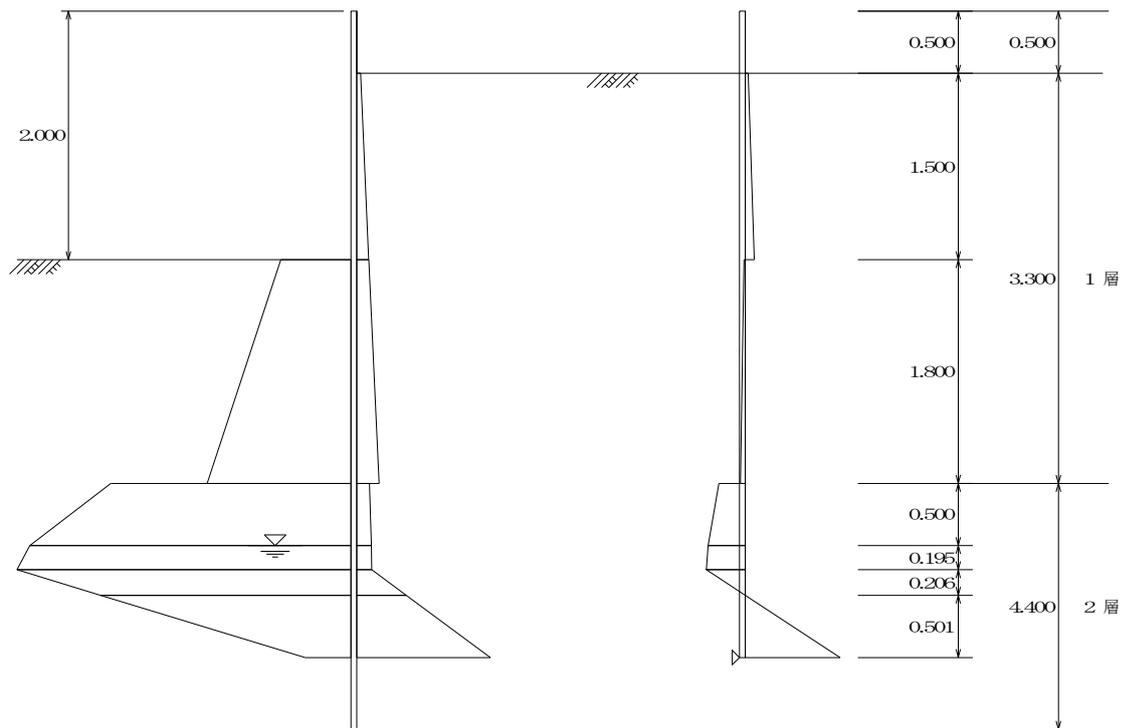
砂質土	$P_p = K_p (\sum \gamma h)$
粘性土	$P_p = \sum (\gamma h) + 2C$

ここで、

$P_a$	: 主働土圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )
$P_p$	: 受働土圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )
$P_s$	: 上載荷重による側圧 (kN/m <sup>2</sup> )
$K_a$	: 砂質土の主働土圧係数
$K_p$	: 砂質土の受働土圧係数
$K_{a1}$	: 掘削底面以浅の粘性土の主働側圧係数
$H$	: 掘削深さ (m)
$H_1$	: 地表面から水位面までの深さ (m)
$H_2$	: 水位面から掘削底面までの深さ (m)
$\gamma$	: 土の単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )

## 3-2 施工ステップ 1 (自立時)

## (a) 荷重図



## (b) 断面算定用土圧

断面算定用土圧は、根入れ長算定用土圧とする。

- ・水圧

根入れ長算定用の水圧を用いる。

## (c) 断面力・たわみの算定(A～B)

No	深 度 Z m	土圧強度 Pa kN/m	水圧強度 Pw kN/m	土圧強度 Pp kN/m	Pa+Pw -Pp kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント M kN・m
1	0.500	6.62	0.00	0.00	6.62	4.97	0.500	2.48
	～ 2.000	20.54	0.00	0.00	20.54	15.40	1.000	15.40
2	2.000	20.91	0.00	24.00	-3.09	-2.78	2.100	-5.84
	～ 3.800	38.55	0.00	49.20	-10.65	-9.58	2.700	-25.87
3	3.800	21.94	0.00	82.16	-60.21	-15.05	3.467	-52.19
	～ 4.300	25.26	0.00	109.87	-84.61	-21.15	3.633	-76.85
4	4.300	25.26	0.00	109.87	-84.61	-8.23	3.865	-31.81
	～ 4.495	25.79	0.00	114.31	-88.52	-8.61	3.930	-33.84
5	4.495	25.79	0.00	114.31	-88.52	-9.10	4.063	-36.96
	～ 4.700	85.61	0.00	85.61	0.00	0.00	4.132	0.00
6	4.700	85.61	0.00	85.61	0.00	0.00	4.367	0.00
	～ 5.201	231.51	0.00	15.62	215.89	54.12	4.534	245.38
		$\Sigma P =$	-0.02 kN	$\Sigma MA =$	-0.10 kN・m			

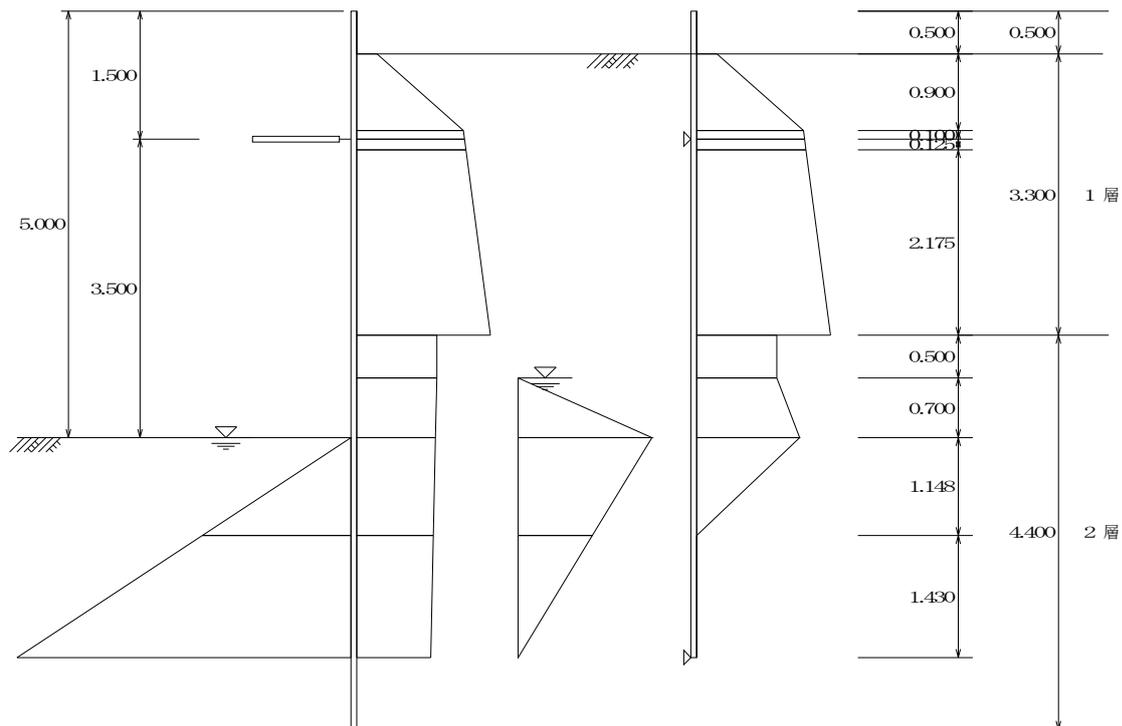
正の最大曲げモーメント

最大曲げモーメント発生深さを X とし、 $3.800 \leq 3.800+X \leq 4.300$  の範囲において  
 $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp$  の値を求める。

$$\begin{aligned}
 Mx &= -8.131X^3 - 30.107X^2 + 8.010X + 40.256 \\
 dMx/dx &= -24.393X^2 - 60.214X + 8.010 = 0 \\
 X &= 0.127 \text{ m} \\
 M_{\max(+)} &= -8.131 \times 0.127^3 - 30.107 \times 0.127^2 + 8.010 \times 0.127 + 40.256 \\
 &= 40.771 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

## 3-3 施工ステップ 2 ( 2次掘削時 )

(a) 荷重図



(b) 断面算定用土圧

## ・主働土圧

No	深 度 Z m	土質名	N値	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	土圧係数 または 側圧係数	主働土圧 Pa kN/m <sup>2</sup>
2	0.500 ~ 1.400	粘性土	2	14.0	0.0	0.58750	5.87 31.08
3	1.400 ~ 1.500	粘性土	2	14.0	0.0	0.58750	31.08 31.40
4	1.500 ~ 1.625	粘性土	2	14.0	0.0	0.58750	31.40 31.81
5	1.625 ~ 3.800	粘性土	2	14.0	0.0	0.58750	31.81 38.95
6	3.800 ~ 4.300	砂質土	10	17.0	26.0	0.39046	23.32 23.32
7	4.300 ~ 5.000	砂質土	10	7.0	26.0	0.39046	23.32 22.94
8	5.000 ~ 6.148	砂質土	10	7.0	26.0	0.39046	22.94 22.32
9	6.148 ~ 7.578	砂質土	10	7.0	26.0	0.39046	22.32 21.54

## ・受働土圧

No	深 度 Z m	$\gamma$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	土圧係数 または 側圧係数	受働土圧 Pp kN/m <sup>2</sup>
8	5.000 ~ 6.148	7.0	26.0	0.0 0.0	3.26022	0.00 26.20
9	6.148 ~ 7.578	7.0	26.0	0.0 0.0	3.26022	26.20 58.84

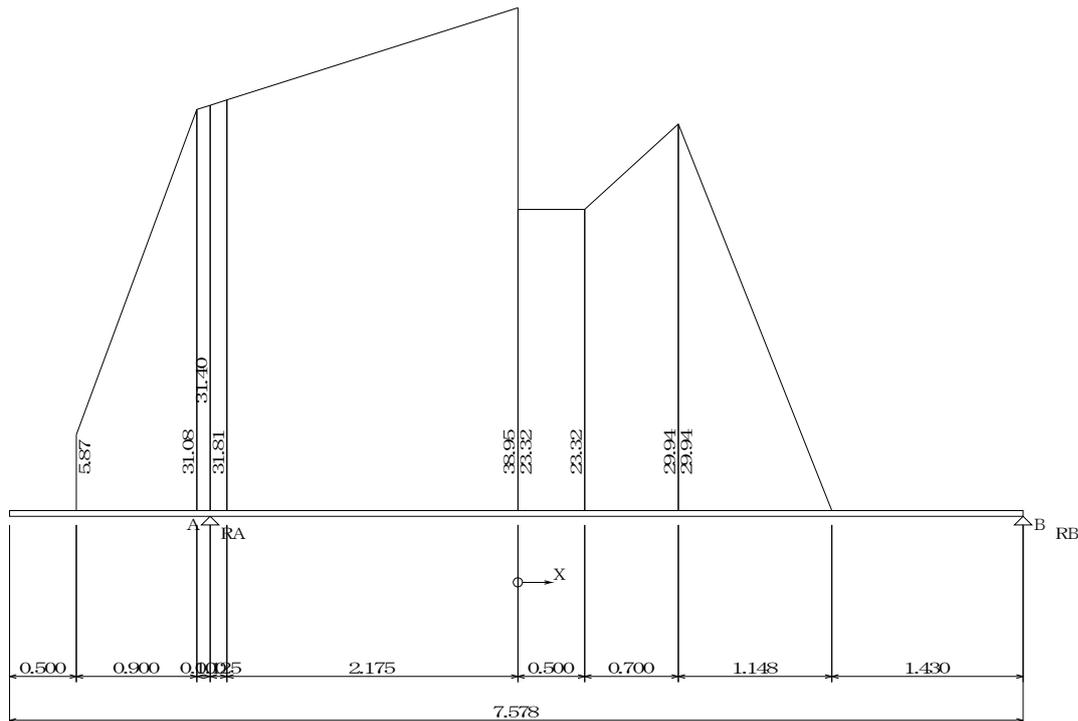
・水圧

根入れ長算定用の水圧を用いる。  
ただし、仮想支持点で前面側と背面側の水圧強度が釣り合う。

No	深 度 Z m	背面水圧 Pwa kN/m <sup>2</sup>	前面水圧 Pwp kN/m <sup>2</sup>
7	4.300	0.00	————
	～ 5.000	7.00	————
8	5.000	7.00	0.00
	～ 6.148	18.48	14.60
9	6.148	18.48	14.60
	～ 7.578	32.78	32.78

なお、互層地盤の場合、地盤全体がその層のみからなる地盤と考えて、その層に該当する部分の土圧、水圧を考える。

## (c) 断面力・たわみの算定(A~B)



No	深度 Z m	土圧強度 Pa kN/m	水圧強度 Pw kN/m	土圧強度 Pp kN/m	Pa+Pw -Pp kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント M kN・m
2	0.500	5.87	0.00	0.00	5.87	2.64	6.778	17.92
	~ 1.400	31.08	0.00	0.00	31.08	13.98	6.478	90.59
3	1.400	31.08	0.00	0.00	31.08	1.55	6.145	9.55
	~ 1.500	31.40	0.00	0.00	31.40	1.57	6.112	9.60
4	1.500	31.40	0.00	0.00	31.40	1.96	6.037	11.85
	~ 1.625	31.81	0.00	0.00	31.81	1.99	5.995	11.92
5	1.625	31.81	0.00	0.00	31.81	34.60	5.228	180.89
	~ 3.800	38.95	0.00	0.00	38.95	42.36	4.503	190.76
6	3.800	23.32	0.00	0.00	23.32	5.83	3.612	21.06
	~ 4.300	23.32	0.00	0.00	23.32	5.83	3.445	20.09
7	4.300	23.32	0.00	0.00	23.32	8.16	3.045	24.85
	~ 5.000	22.94	7.00	0.00	29.94	10.48	2.812	29.47
8	5.000	22.94	7.00	0.00	29.94	17.19	2.196	37.74
	~ 6.148	22.32	3.88	26.20	0.00	0.00	1.813	0.00
9	6.148	22.32	3.88	26.20	0.00	0.00	0.954	0.00
	~ 7.578	21.54	0.00	58.84	0.00	0.00	0.477	0.00
		$\Sigma P =$	148.15 kN		$\Sigma MB =$	656.27 kN・m		

A点の反力  $RA = \Sigma M / \text{スパン長} = 656.267 / 6.078 = 107.967 \text{ kN}$

B点の反力  $RB = \Sigma P - RA = 148.146 - 107.967 = 40.179 \text{ kN}$

正の最大曲げモーメント

最大曲げモーメント発生深さを X とし、 $3.800 \leq 3.800 + X \leq 4.300$  の範囲において  $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp$  の値を求める。

$$\begin{aligned} Mx &= 0.000X^3 - 11.660X^2 + 7.309X + 105.580 \\ dMx/dx &= 0.000X^2 - 23.320X + 7.309 = 0 \\ X &= 0.313 \text{ m} \\ M_{\max(+)} &= 0.000 \times 0.313^3 - 11.660 \times 0.313^2 + 7.309 \times 0.313 + 105.580 \\ &= 106.726 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

負の最大曲げモーメント

支点Aにおいて、負の曲げモーメントは最大となる。

$$M_{\max(-)} = -7.600 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

等価な長方形分布荷重

$$\begin{aligned} q &= \Sigma P / \text{スパン長} \\ &= 148.146 / 7.078 \\ &= 20.929 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

スパン中央のたわみ

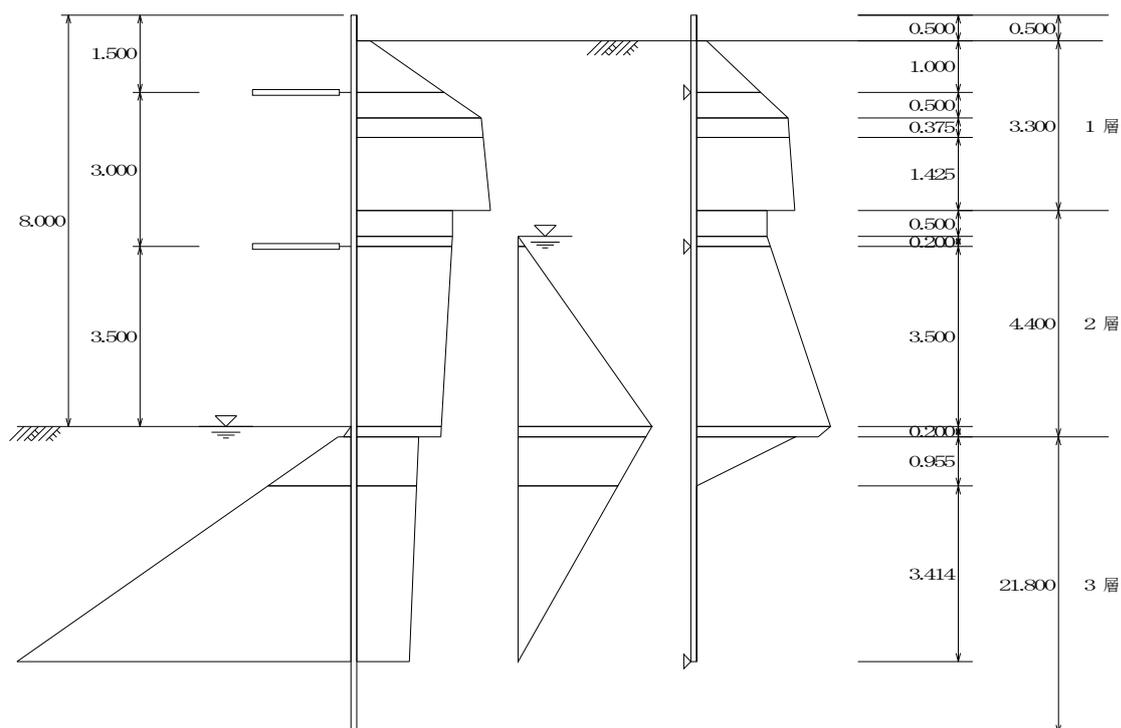
$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot \alpha i} = \frac{5 \times 20.929 \times 6.078^4}{384 \times 2.00 \times 10^8 \times 38600 \times 10^{-8} \times 0.450} \\ &= 0.01071 \text{ m} = 10.71 \text{ mm} \end{aligned}$$

張り出し部のたわみ

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{q \cdot L'^3}{24 \cdot E \cdot I \cdot \alpha i} \cdot (4L + 3L') \\ &= \frac{20.929 \times 1.500^3}{24 \times 2.00 \times 10^8 \times 38600 \times 10^{-8} \times 0.450} \times (4 \times 6.078 + 3 \times 1.500) \\ &= 0.00244 \text{ m} = 2.44 \text{ mm} \end{aligned}$$

## 3-4 施工ステップ 3 ( 最下段切梁設置前 )

(a) 荷重図



(b) 断面算定用土圧

## ・主働土圧

No	深 度 Z m	土質名	N値	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	土圧係数 または 側圧係数	主働土圧 Pa kN/m <sup>2</sup>
2	0.500 ~ 1.500	粘性土	2	14.0	0.0	0.51250	5.12 33.12
3	1.500 ~ 2.000	粘性土	2	14.0	0.0	0.51250	33.12 47.13
4	2.000 ~ 2.375	粘性土	2	14.0	0.0	0.51250	47.13 47.86
5	2.375 ~ 3.800	粘性土	2	14.0	0.0	0.51250	47.86 50.67
6	3.800 ~ 4.300	砂質土	10	17.0	26.0	0.39046	36.26 36.26
7	4.300 ~ 4.500	砂質土	10	7.0	26.0	0.39046	36.26 36.04
8	4.500 ~ 8.000	砂質土	10	7.0	26.0	0.39046	36.04 32.06
9	8.000 ~ 8.200	砂質土	10	7.0	26.0	0.39046	32.06 31.84
10	8.200 ~ 9.155	砂質土	30	8.0	35.0	0.27099	23.42 22.66
11	9.155 ~ 12.570	砂質土	30	8.0	35.0	0.27099	22.66 19.97

## ・受働土圧

No	深 度 Z m	$\gamma$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	土圧係数 または 側圧係数	受働土圧 Pp kN/m <sup>2</sup>
9	8.000 ~ 8.200	7.0	26.0	0.0 0.0	3.26022	0.00 4.56
10	8.200 ~ 9.155	8.0	35.0	0.0 0.0	5.56284	7.79 50.31

No	深 度 Z m	$\gamma$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	土圧係数 または 側圧係数	受働土圧 Pp kN/m <sup>2</sup>
11	9.155 ～ 12.570	8.0	35.0	0.0 0.0	5.56284	50.31 202.26

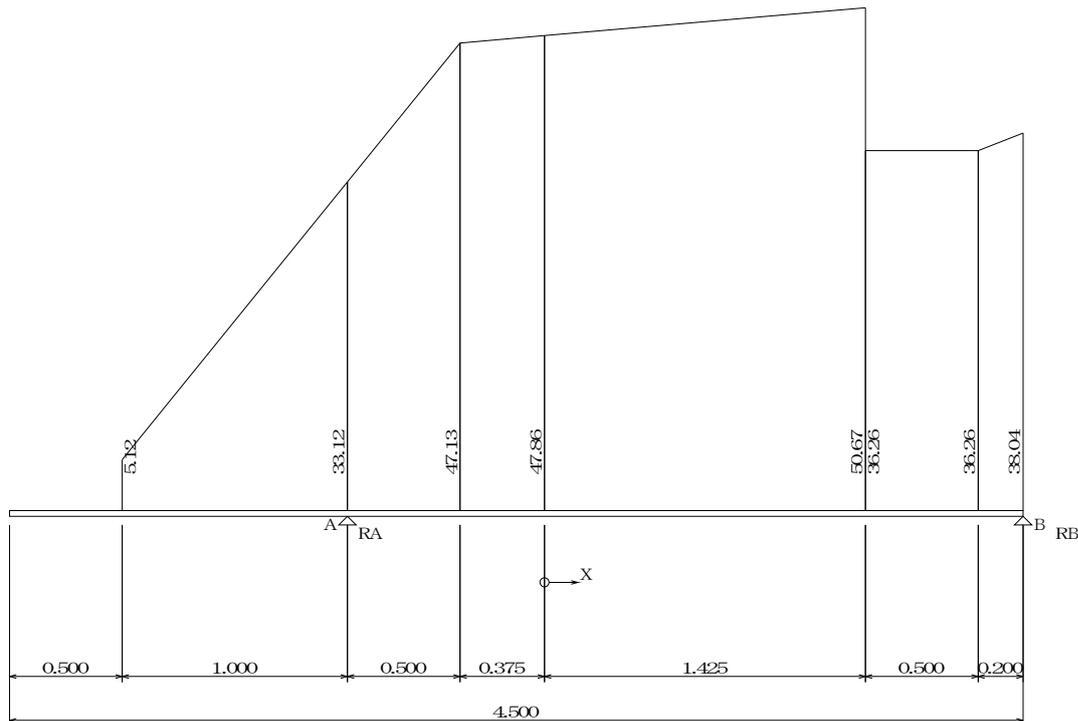
・水圧

根入れ長算定用の水圧を用いる。  
ただし、仮想支持点で前面側と背面側の水圧強度が釣り合う。

No	深 度 Z m	背面水圧 Pwa kN/m <sup>2</sup>	前面水圧 Pwp kN/m <sup>2</sup>
7	4.300 ～ 4.500	0.00 2.00	———— ————
8	4.500 ～ 8.000	2.00 37.00	———— ————
9	8.000 ～ 8.200	37.00 39.00	0.00 3.62
10	8.200 ～ 9.155	39.00 48.55	3.62 20.91
11	9.155 ～ 12.570	48.55 82.70	20.91 82.70

なお、互層地盤の場合、地盤全体がその層のみからなる地盤と考えて、その層に該当する部分の土圧、水圧を考える。

## (c) 断面力・たわみの算定(A~B)



No	深度 Z m	土圧強度 Pa kN/m	水圧強度 Pw kN/m	土圧強度 Pp kN/m	Pa+Pw -Pp kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント M kN・m
2	0.500	5.12	0.00	0.00	5.12	2.56	3.667	9.40
	~ 1.500	33.12	0.00	0.00	33.12	16.56	3.333	55.21
3	1.500	33.12	0.00	0.00	33.12	8.28	2.833	23.46
	~ 2.000	47.13	0.00	0.00	47.13	11.78	2.667	31.42
4	2.000	47.13	0.00	0.00	47.13	8.84	2.375	20.99
	~ 2.375	47.86	0.00	0.00	47.86	8.97	2.250	20.19
5	2.375	47.86	0.00	0.00	47.86	34.10	1.650	56.27
	~ 3.800	50.67	0.00	0.00	50.67	36.10	1.175	42.42
6	3.800	36.26	0.00	0.00	36.26	9.07	0.533	4.84
	~ 4.300	36.26	0.00	0.00	36.26	9.07	0.367	3.32
7	4.300	36.26	0.00	0.00	36.26	3.63	0.133	0.48
	~ 4.500	36.04	2.00	0.00	38.04	3.80	0.067	0.25
		$\Sigma P = 152.76$ kN			$\Sigma MB = 268.25$ kN・m			

A点の反力  $RA = \Sigma M / \text{スパン長} = 268.247 / 3.000 = 89.416$  kN

B点の反力  $RB = \Sigma P - RA = 152.764 - 89.416 = 63.348$  kN

正の最大曲げモーメント

最大曲げモーメント発生深さを X とし、 $2.375 \leq 2.375 + X \leq 3.800$  の範囲において  $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp$  の値を求める。

$$\begin{aligned} M_x &= -0.328X^3 - 23.932X^2 + 32.418X + 38.697 \\ dM_x/dx &= -0.984X^2 - 47.863X + 32.418 = 0 \\ X &= 0.668 \text{ m} \\ M_{\max(+)} &= -0.328 \times 0.668^3 - 23.932 \times 0.668^2 + 32.418 \times 0.668 + 38.697 \\ &= 49.575 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

負の最大曲げモーメント

支点Aにおいて、負の曲げモーメントは最大となる。

$$M_{\max(-)} = -7.229 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

等価な長方形分布荷重

$$\begin{aligned} q &= \Sigma P / \text{スパン長} \\ &= 152.764 / 4.000 \\ &= 38.191 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

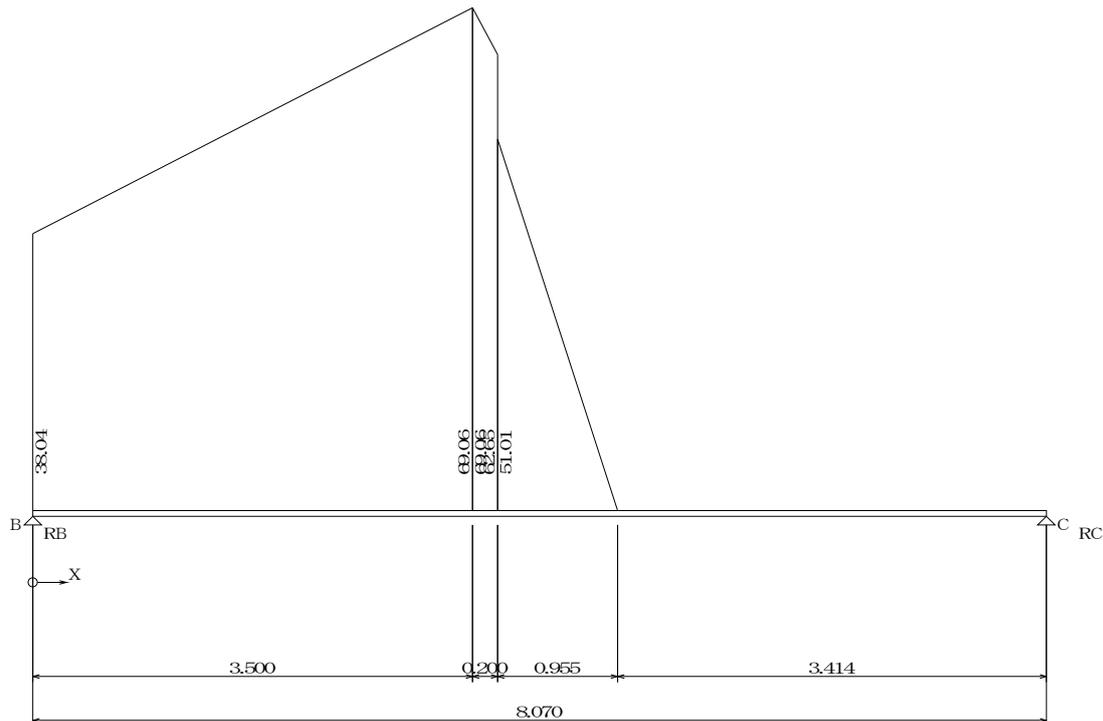
スパン中央のたわみ

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot \alpha i} = \frac{5 \times 38.191 \times 3.000^4}{384 \times 2.00 \times 10^8 \times 38600 \times 10^{-8} \times 0.450} \\ &= 0.00116 \text{ m} = 1.16 \text{ mm} \end{aligned}$$

張り出し部のたわみ

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{q \cdot L'^3}{24 \cdot E \cdot I \cdot \alpha i} \cdot (4L + 3L') \\ &= \frac{38.191 \times 1.500^3}{24 \times 2.00 \times 10^8 \times 38600 \times 10^{-8} \times 0.450} \times (4 \times 3.000 + 3 \times 1.500) \\ &= 0.00255 \text{ m} = 2.55 \text{ mm} \end{aligned}$$

## (d) 断面力・たわみの算定(B~C)



No	深度 Z m	土圧強度 Pa kN/m	水圧強度 Pw kN/m	土圧強度 Pp kN/m	Pa+Pw -Pp kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント M kN・m
1	4.500 ~ 8.000	36.04 32.06	2.00 37.00	0.00 0.00	38.04 69.06	66.56 120.86	6.903 5.736	459.51 693.31
2	8.000 ~ 8.200	32.06 31.84	37.00 35.38	0.00 4.56	69.06 62.65	6.91 6.27	4.503 4.436	31.10 27.80
3	8.200 ~ 9.155	23.42 22.66	35.38 27.64	7.79 50.31	51.01 0.00	24.37 0.00	4.051 3.733	98.72 0.00
4	9.155 ~ 12.570	22.66 19.97	27.64 0.00	50.31 202.26	0.00 0.00	0.00 0.00	2.276 1.138	0.00 0.00
		$\Sigma P = 224.96$ kN		$\Sigma MC = 1310.43$ kN・m				

B点の反力  $RB = \Sigma M / \text{スパン長} = 1310.433 / 8.070 = 162.387$  kN

C点の反力  $RC = \Sigma P - RB = 224.964 - 162.387 = 62.577$  kN

正の最大曲げモーメント

最大曲げモーメント発生深さを X とし、 $4.500 \leq 4.500 + X \leq 8.000$  の範囲において  
 $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp$  の値を求める。

$$\begin{aligned}
 M_x &= -1.477X^3 - 19.019X^2 + 162.387X + 0.000 \\
 dM_x/dx &= -4.432X^2 - 38.037X + 162.387 = 0 \\
 X &= 3.129 \text{ m} \\
 M_{\max(+)} &= -1.477 \times 3.129^3 - 19.019 \times 3.129^2 + 162.387 \times 3.129 + 0.000 \\
 &= 276.645 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

等価な長方形分布荷重

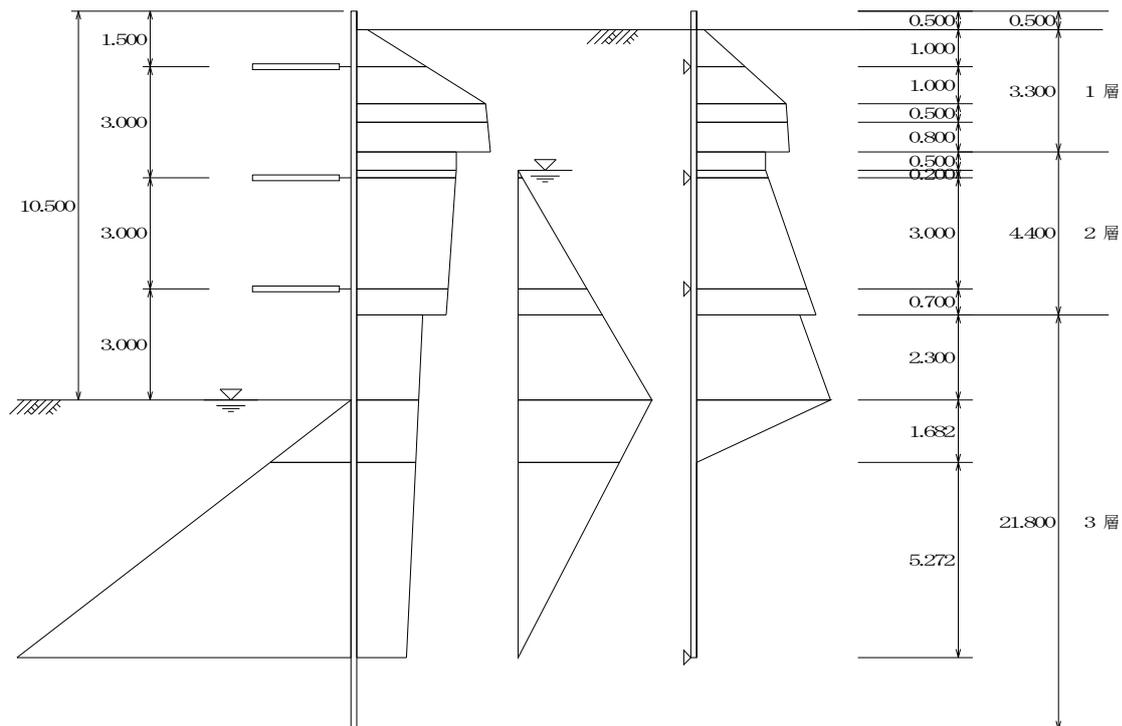
$$\begin{aligned} q &= \Sigma P / \text{スパン長} \\ &= 224.964 / 8.070 \\ &= 27.877 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

スパン中央のたわみ

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot \alpha i} = \frac{5 \times 27.877 \times 8.070^4}{384 \times 2.00 \times 10^8 \times 38600 \times 10^{-8} \times 0.450} \\ &= 0.04431 \text{ m} = 44.31 \text{ mm} \end{aligned}$$

## 3-5 施工ステップ 4 (最終掘削時)

(a) 荷重図



(b) 断面算定用土圧

## ・主働土圧

No	深度 Z m	土質名	N値	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	土圧係数 または 側圧係数	主働土圧 Pa kN/m <sup>2</sup>
2	0.500 ~ 1.500	粘性土	2	14.0	0.0	0.50000	5.00 33.00
3	1.500 ~ 2.500	粘性土	2	14.0	0.0	0.50000	33.00 61.00
4	2.500 ~ 3.000	粘性土	2	14.0	0.0	0.50000	61.00 61.88
5	3.000 ~ 3.800	粘性土	2	14.0	0.0	0.50000	61.88 63.28
6	3.800 ~ 4.300	砂質土	10	17.0	26.0	0.39046	47.05 47.05
7	4.300 ~ 4.500	砂質土	10	7.0	26.0	0.39046	47.05 46.81
8	4.500 ~ 7.500	砂質土	10	7.0	26.0	0.39046	46.81 43.22
9	7.500 ~ 8.200	砂質土	10	7.0	26.0	0.39046	43.22 42.39
10	8.200 ~ 10.500	砂質土	30	8.0	35.0	0.27099	31.18 29.27
11	10.500 ~ 12.182	砂質土	30	8.0	35.0	0.27099	29.27 27.87
12	12.182 ~ 17.454	砂質土	30	8.0	35.0	0.27099	27.87 23.49

## ・受働土圧

No	深度 Z m	$\gamma$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	土圧係数 または 側圧係数	受働土圧 Pp kN/m <sup>2</sup>
11	10.500 ~ 12.182	8.0	35.0	0.0 0.0	5.56284	0.00 74.87

No	深 度 Z m	$\gamma$ kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	土圧係数 または 側圧係数	受働土圧 Pp kN/m <sup>2</sup>
12	12.182 ～ 17.454	8.0	35.0	0.0 0.0	5.56284	74.87 309.47

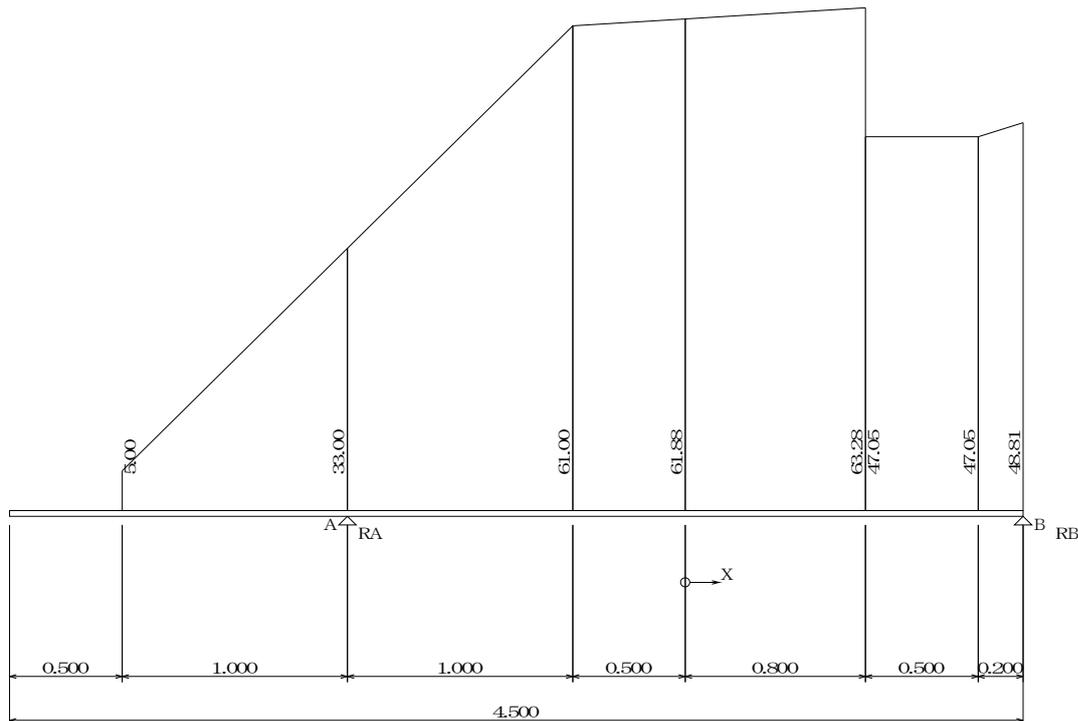
・水圧

根入れ長算定用の水圧を用いる。  
ただし、仮想支持点で前面側と背面側の水圧強度が釣り合う。

No	深 度 Z m	背面水圧 Pwa kN/m <sup>2</sup>	前面水圧 Pwp kN/m <sup>2</sup>
7	4.300 ～ 4.500	0.00 2.00	———— ————
8	4.500 ～ 7.500	2.00 32.00	———— ————
9	7.500 ～ 8.200	32.00 39.00	———— ————
10	8.200 ～ 10.500	39.00 62.00	———— ————
11	10.500 ～ 12.182	62.00 78.82	0.00 31.82
12	12.182 ～ 17.454	78.82 131.54	31.82 131.54

なお、互層地盤の場合、地盤全体がその層のみからなる地盤と考えて、その層に該当する部分の土圧、水圧を考える。

## (c) 断面力・たわみの算定(A~B)



No	深度 Z m	土圧強度 Pa kN/m	水圧強度 Pw kN/m	土圧強度 Pp kN/m	Pa+Pw -Pp kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント M kN・m
2	0.500	5.00	0.00	0.00	5.00	2.50	3.667	9.17
	~ 1.500	33.00	0.00	0.00	33.00	16.50	3.333	55.00
3	1.500	33.00	0.00	0.00	33.00	16.50	2.667	44.00
	~ 2.500	61.00	0.00	0.00	61.00	30.50	2.333	71.17
4	2.500	61.00	0.00	0.00	61.00	15.25	1.833	27.96
	~ 3.000	61.88	0.00	0.00	61.88	15.47	1.667	25.78
5	3.000	61.88	0.00	0.00	61.88	24.75	1.233	30.53
	~ 3.800	63.28	0.00	0.00	63.28	25.31	0.967	24.47
6	3.800	47.05	0.00	0.00	47.05	11.76	0.533	6.27
	~ 4.300	47.05	0.00	0.00	47.05	11.76	0.367	4.31
7	4.300	47.05	0.00	0.00	47.05	4.71	0.133	0.63
	~ 4.500	46.81	2.00	0.00	48.81	4.88	0.067	0.33
		$\Sigma P = 179.89 \text{ kN}$			$\Sigma MB = 299.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$			

A点の反力  $RA = \Sigma M / \text{スパン長} = 299.603 / 3.000 = 99.868 \text{ kN}$

B点の反力  $RB = \Sigma P - RA = 179.890 - 99.868 = 80.022 \text{ kN}$

正の最大曲げモーメント

最大曲げモーメント発生深さを X とし、 $3.000 \leq 3.000 + X \leq 3.800$  の範囲において  $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp$  の値を求める。

$$\begin{aligned} M_x &= -0.292X^3 - 30.938X^2 + 3.149X + 61.807 \\ dM_x/dx &= -0.875X^2 - 61.875X + 3.149 = 0 \\ X &= 0.051 \text{ m} \\ M_{\max(+)} &= -0.292 \times 0.051^3 - 30.938 \times 0.051^2 + 3.149 \times 0.051 + 61.807 \\ &= 61.887 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

負の最大曲げモーメント

支点Aにおいて、負の曲げモーメントは最大となる。

$$M_{\max(-)} = -7.167 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

等価な長方形分布荷重

$$\begin{aligned} q &= \Sigma P / \text{スパン長} \\ &= 179.890 / 4.000 \\ &= 44.973 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

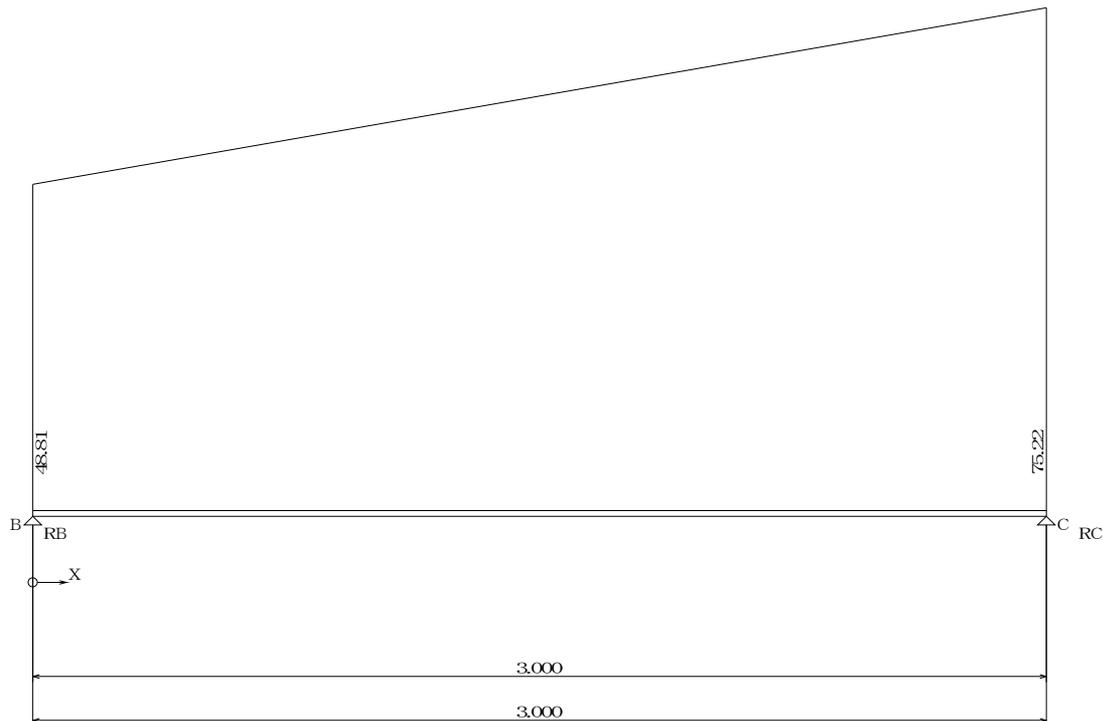
スパン中央のたわみ

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot \alpha i} = \frac{5 \times 44.973 \times 3.000^4}{384 \times 2.00 \times 10^8 \times 38600 \times 10^{-8} \times 0.450} \\ &= 0.00137 \text{ m} = 1.37 \text{ mm} \end{aligned}$$

張り出し部のたわみ

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{q \cdot L'^3}{24 \cdot E \cdot I \cdot \alpha i} \cdot (4L + 3L') \\ &= \frac{44.973 \times 1.500^3}{24 \times 2.00 \times 10^8 \times 38600 \times 10^{-8} \times 0.450} \times (4 \times 3.000 + 3 \times 1.500) \\ &= 0.00300 \text{ m} = 3.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

## (d) 断面力・たわみの算定(B~C)



No	深度 Z m	土圧強度 Pa kN/m	水圧強度 Pw kN/m	土圧強度 Pp kN/m	Pa+Pw -Pp kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント M kN・m
1	4.500 ~ 7.500	46.81 43.22	2.00 32.00	0.00 0.00	48.81 75.22	73.22 112.83	2.000 1.000	146.43 112.83
		$\Sigma P = 186.05 \text{ kN}$		$\Sigma MC = 259.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$				

$$\begin{aligned} \text{B点の反力 } RB &= \Sigma M / \text{スパン長} = 259.268 / 3.000 = 86.423 \text{ kN} \\ \text{C点の反力 } RC &= \Sigma P - RB = 186.051 - 86.423 = 99.628 \text{ kN} \end{aligned}$$

正の最大曲げモーメント

最大曲げモーメント発生深さを X とし、 $4.500 \leq 4.500+X \leq 7.500$  の範囲において  $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp$  の値を求める。

$$\begin{aligned} Mx &= -1.467X^3 - 24.406X^2 + 86.423X + 0.000 \\ dMx/dx &= -4.402X^2 - 48.811X + 86.423 = 0 \\ X &= 1.553 \text{ m} \\ M_{\max(+)} &= -1.467 \times 1.553^3 - 24.406 \times 1.553^2 + 86.423 \times 1.553 + 0.000 \\ &= 69.857 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

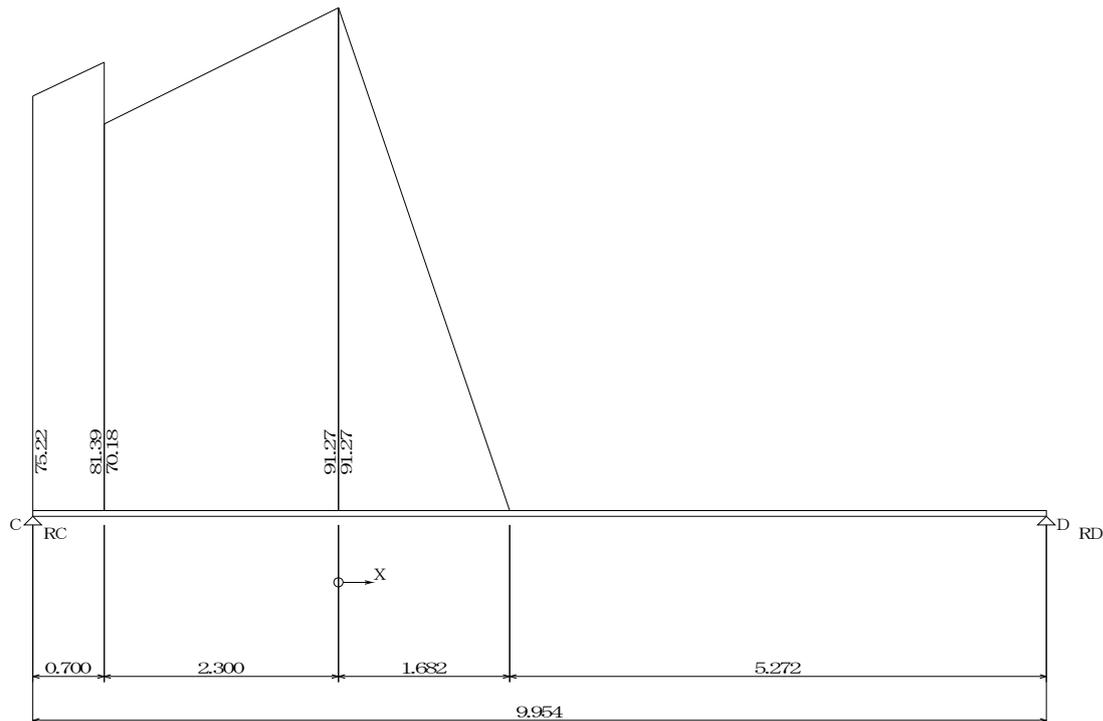
等価な長方形分布荷重

$$\begin{aligned} q &= \Sigma P / \text{スパン長} \\ &= 186.051 / 3.000 \\ &= 62.017 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

スパン中央のたわみ

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot \alpha i} = \frac{5 \times 62.017 \times 3.000^4}{384 \times 2.00 \times 10^8 \times 38600 \times 10^{-8} \times 0.450} \\ &= 0.00188 \text{ m} = 1.88 \text{ mm} \end{aligned}$$

## (e) 断面力・たわみの算定(C~D)



No	深度 Z m	土圧強度 Pa kN/m	水圧強度 Pw kN/m	土圧強度 Pp kN/m	Pa+Pw -Pp kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント M kN・m
1	7.500	43.22	32.00	0.00	75.22	26.33	9.721	255.92
	~ 8.200	42.39	39.00	0.00	81.39	28.48	9.487	270.24
2	8.200	31.18	39.00	0.00	70.18	80.70	8.487	684.96
	~ 10.500	29.27	62.00	0.00	91.27	104.96	7.721	810.34
3	10.500	29.27	62.00	0.00	91.27	76.77	6.393	490.80
	~ 12.182	27.87	47.00	74.87	0.00	0.00	5.832	0.00
4	12.182	27.87	47.00	74.87	0.00	0.00	3.514	0.00
	~ 17.454	23.49	0.00	309.47	0.00	0.00	1.757	0.00
		$\Sigma P = 317.25$ kN			$\Sigma MD = 2512.25$ kN・m			

C点の反力  $RC = \Sigma M / \text{スパン長} = 2512.254 / 9.954 = 252.390$  kN

D点の反力  $RD = \Sigma P - RC = 317.246 - 252.390 = 64.857$  kN

正の最大曲げモーメント

最大曲げモーメント発生深さを X とし、 $10.500 \leq 10.500 + X \leq 12.182$  の範囲において  $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp$  の値を求める。

$$\begin{aligned}
 M_x &= 9.041X^3 - 45.633X^2 + 11.914X + 407.952 \\
 dM_x/dx &= 27.124X^2 - 91.265X + 11.914 = 0 \\
 X &= 0.136 \text{ m} \\
 M_{\max(+)} &= 9.041 \times 0.136^3 - 45.633 \times 0.136^2 + 11.914 \times 0.136 + 407.952 \\
 &= 408.751 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

等価な長方形分布荷重

$$\begin{aligned} q &= \Sigma P / \text{スパン長} \\ &= 317.246 / 9.954 \\ &= 31.872 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

スパン中央のたわみ

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot \alpha i} = \frac{5 \times 31.872 \times 9.954^4}{384 \times 2.00 \times 10^8 \times 38600 \times 10^{-8} \times 0.450} \\ &= 0.11727 \text{ m} = 117.27 \text{ mm} \end{aligned}$$

## 4 応力度の照査

## 4-1 断面力の集計

施工STEP	施工名称	算定位置	曲げモーメント kN・m	せん断力 kN
1	自立時	—————	40.771	-54.135
2	2次掘削時	A～B	106.726	88.215
3	最下段切梁設置前	A～B	49.575	70.291
		B～C	276.645	162.387
4	最終掘削時	A～B	61.887	80.868
		B～C	69.857	99.628
		C～D	408.751	252.390

最大曲げモーメント  $M = 408.751 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 最大せん断力  $S = 252.390 \text{ kN}$

## 4-2 応力度

材料名 U形鋼矢板 FSP-IV  
 断面係数  $Z = 2270 \text{ cm}^3$   
 剛性率 (Zに関して)  $\alpha_z = 60.00 \%$

## (a) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{\alpha_z \times Z} = \frac{408.751 \times 10^6}{0.600 \times 2270 \times 10^3} = 300 > 270 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

## 5 変位の計算 (自立式)

変位は、モーメントのつり合い点を固定端とする片持ち梁として計算する。  
荷重は、地表面から固定端までの各層の主働土圧、受働土圧、水圧を集中荷重に置き換えて計算する。

No	深 度 Z m	Pa+Pw -Pp kN/m <sup>2</sup>	水平力 P N	b mm	δ' mm
1	0.500 ~ 2.000	6.62 20.54	4968.75 15403.12	4201 3701	4.80 12.05
2	2.000 ~ 3.800	-3.09 -10.65	-2778.75 -9582.75	2601 2001	-1.17 -2.51
3	3.800 ~ 4.300	-60.21 -84.61	-15053.42 -21151.66	1235 1068	-1.58 -1.68
4	4.300 ~ 4.495	-84.61 -88.52	-8231.19 -8611.46	837 772	-0.41 -0.36
5	4.495 ~ 4.700	-88.52 0.00	-9097.17 0.00	638 570	-0.27 0.00
6	4.700 ~ 5.201	0.00 215.89	0.00 54115.40	334 167	0.00 0.11
合計 δ =					8.98

各層の集中荷重による変位 (δ') は以下の式により計算する。

$$\delta' = \frac{P \cdot b^2 (3L - b)}{6 \cdot E \cdot I \cdot \alpha i}$$

ここで、

- P : 各層の集中荷重
- b : 固定端から集中荷重までの高さ
- L : 固定端から土留め壁天端までの高さ (= 5.201 m)
- E : ヤング率 (=  $2.00 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup>)
- I : 断面二次モーメント (= 38600 cm<sup>4</sup>/m)
- αi : Iに関する剛性率 (= 45.00 %)

土留め壁天端での変位 (δ)

$$\delta = \sum (\delta') = 8.98 \leq 300.00 \text{ mm}$$

## 6 安定計算一覧表

施工ステップ	掘削深 (m)	つり合い深さ (m)	仮想支持点 (m)	必要根入れ長 (m)
1 自立時	2.000	3.201 (GL- 4.701)	0.000 (GL- 1.500)	3.643 (GL- 5.143)
2 2次掘削時	5.000	3.719 (GL- 8.219)	2.578 (GL- 7.078)	4.136 (GL- 8.636)
3 最下段切梁設置前	8.000	6.836 (GL- 14.336)	4.570 (GL- 12.070)	7.749 (GL- 15.249)
4 最終掘削時	10.500	10.431 (GL- 20.431)	6.954 (GL- 16.954)	11.788 (GL- 21.788)
4 ボイリング	10.500	0.000 (GL- 0.000)	0.000 (GL- 0.000)	7.377 (GL- 17.377)

設計根入れ長 = 11.788 m (GL- 21.788 m)  
土留め壁全長 = 22.288 m

## 7 断面計算一覧表

施工ステップ	掘削深 (m)	Mmax (kN・m)	Smax (kN)	応力度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	変位 $\delta$ (mm)
1 自立時	2.000	40.77	-54.13	30	0	9.0
2 2次掘削時	5.000	106.73	88.22	78	0	0.0
3 最下段切梁設置前	8.000	276.64	162.39	203	0	0.0
4 最終掘削時	10.500	408.75	252.39	300	0	0.0

土留壁 U形鋼矢板 FSP-IV

Z = 2270 (cm<sup>3</sup>/m)      I = 38600 (cm<sup>4</sup>/m)      剛性率(I) = 45 (%)      剛性率(Z) = 60 (%)  
 $\sigma_{sa} = 270$  (N/mm<sup>2</sup>)       $\delta a = 300.0$  (mm)

## 8 切梁反力集計表

施工ステップ	1段目	2段目	3段目
	1.500	4.500	7.500
2 2次掘削時	107.97		
切梁反力	107.97		
3 最下段切梁設置前	89.42	63.35	
切梁反力	89.42	162.39	
4 最終掘削時	99.87	80.02	99.63
切梁反力	99.87	86.42	252.39
M A X	107.97	166.45	352.02
	107.97	225.74	352.02

切梁反力 (kN/m)      切梁設置位置(m)

## 9 支保工の計算結果一覧表

## 9-1 切梁の計算結果一覧表

No	深 度 Z m	切梁反力 R kN/m	材 料 名	座屈長 L m	断面係数 Z cm <sup>3</sup>	断面積 A cm <sup>2</sup>	軸力 N kN	曲げ モーメント M kN・m
1	1.500	107.97	H-350x350x12x19(リ-ス)	4.00	2000.0	154.90	551.87	10.00
2	4.500	225.74	H-350x350x12x19(リ-ス)	4.00	2000.0	154.90	1022.94	10.00
3	7.500	352.02	H-350x350x12x19(リ-ス)	4.00	2000.0	154.90	1528.07	10.00

No	$\sigma_c$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{bc}$ N/mm <sup>2</sup>	座屈 面内	座屈 面外	座屈 応力度 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{cal}$ N/mm <sup>2</sup>
1	36	5	0.20	0.23	41	210
2	66	5	0.35	0.40	71	210
3	99	5	0.51	0.58	104	210

## 9-2 腹起しの計算結果一覧表

No	深 度 Z m	切梁反力 R kN/m	材 料 名	座屈長 L m	断面係数 Z cm <sup>3</sup>	断面積 A cm <sup>2</sup>	軸力 N kN	曲げ モーメント M kN・m	せん断 S kN
1	1.500	107.97	H-350x350x12x19(リ-ス)	3.00	2000.0	154.90	281.95	97.17	161.95
2	4.500	225.74	H-350x350x12x19(リ-ス)	3.00	2000.0	154.90	458.60	203.16	338.60
3	7.500	352.02	H-400x400x13x21(リ-ス)	3.00	2950.0	197.70	648.03	316.82	528.03

No	$\sigma_c$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{bc}$ N/mm <sup>2</sup>	$\tau$ N/mm <sup>2</sup>	$\tau_a$ N/mm <sup>2</sup>	座屈 面内	座屈 面外	座屈 応力度 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{cal}$ N/mm <sup>2</sup>
1	18	49	43	120	0.32	0.34	67	210
2	30	102	90	120	0.63	0.68	132	210
3	33	107	113	120	0.67	0.71	141	210

## 9-3 火打ちの計算結果一覧表

No	深 度 Z m	切梁反力 R kN/m	材 料 名	座屈長 L m	断面積 A cm <sup>2</sup>	軸力 N kN	せん断 S kN
1	1.500	107.97	H-350x350x12x19(リ-ス)	1.00	154.90	604.65	427.55
2	4.500	225.74	H-350x350x12x19(リ-ス)	1.00	154.90	1264.18	893.91
3	7.500	352.02	H-350x350x12x19(リ-ス)	1.00	154.90	1971.40	1393.99

No	$\sigma_c$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{ca}$ N/mm <sup>2</sup>	細長比 L/r	必要 ボルト本数 n1 本	必要 ボルト本数 n2 本	必要 プレート厚 t1 mm	必要 プレート厚 t2 mm
1	39	210	11.12	9	0	6.9	0.0
2	82	210	11.12	18	0	7.2	0.0
3	127	210	11.12	28	0	7.2	0.0

## 10 切梁の計算 (1 段目切梁)

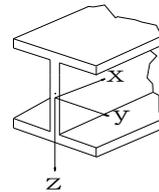
切梁は軸力と曲げを受ける部材として、鉛直方向の座屈（曲げ作用面内の曲げ座屈）と水平方向の座屈（曲げ作用面外への横倒れ座屈）とについて検討する。

## 10-1 設計条件

切梁反力	$R = 107.97 \text{ kN/m}$
軸力作用幅	$B = 4.00 \text{ m}$
鉛直荷重	$P_v = 5.00 \text{ kN/m}$
座屈長 (y 軸)	$l_y = 4.00 \text{ m}$
座屈長 (z 軸)	$l_z = 4.00 \text{ m}$
フランジ固定点間隔	$L_b = 4.00 \text{ m}$
圧縮フランジ幅	$b = 0.35 \text{ m}$
温度軸力	$P_t = 120.00 \text{ kN}$

## 10-2 使用鋼材

材料名	H-350x350x12x19 (I-ス)
断面積	$A = 154.90 \text{ cm}^2$
断面係数	$Z_y = 2000.00 \text{ cm}^3$
	$Z_z = 716.00 \text{ cm}^3$
断面二次半径	$r_y = 15.10 \text{ cm}$
	$r_z = 8.99 \text{ cm}$



## 10-3 断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= R \cdot B + P_t \\ &= 107.97 \times 4.00 + 120.00 = 551.87 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M_y &= \frac{1}{8} \times P_v \cdot l_y^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 5.00 \cdot (4.00)^2 = 10.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

## 10-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{551.87 \times 10^3}{154.90 \times 10^2} = 36 \leq 178 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_y}{Z_y} = \frac{10.00 \times 10^6}{2000.00 \times 10^3} = 5 \leq 185 \text{ N/mm}^2$$

但し、 $\sigma_{bc}$ は Y軸まわりの曲げ圧縮応力度とする。

## 10-5 座屈の照査

## (a) 曲げ作用面内の照査

$$\text{細長比 (Y軸)} \quad l_y / r_y = 400 / 15.10 = 26.49$$

照査式

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

$$\frac{36}{202} + \frac{5}{210(1 - 36 / 1568)} = 0.20 \leq 1$$

ここで、

$$l / r = 26.49 \quad 20 < l / r < 93 \text{ より}$$

$$\sigma_{cay} = 210 - 1.3(l / r - 20) = 202 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (l / r)^2 \\ &= 1100000 / (26.49)^2 = 1568 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{cay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bao}$  : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値  
 $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

## (b) 曲げ作用面外の照査

$$\text{細長比 (Z軸)} \quad l_z / r_z = 400 / 8.99 = 44.49$$

照査式

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

$$\frac{36}{178} + \frac{5}{185(1 - 36 / 1568)} = 0.23 \leq 1$$

ここで、

$$l / r = 44.49 \quad 20 < l / r < 93 \text{ より}$$

$$\sigma_{caz} = 210 - 1.3(l / r - 20) = 178 \text{ N/mm}^2$$

$$Lb / b = 11.43 \quad 4.5 < Lb / b \leq 30 \text{ より}$$

$$\sigma_{bay} = 210 - 3.6(Lb / b - 4.5) = 185 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (l / r)^2 \\ &= 1100000 / (26.49)^2 = 1568 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{caz}$  : Z軸(弱軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bay}$  : Y軸(強軸)まわりの純曲げに対する許容曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

(c) 応力度の照査

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bc}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{cal}$$

$$36 + \frac{5}{(1 - 36 / 1568)} = 41 \leq 210 \text{ N/mm}^2$$

ここで、

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (1 / r)^2 \\ &= 1100000 / (26.49)^2 = 1568 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- $\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度
- $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度
- $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度
- $\sigma_{cal}$  : フランジの局部座屈に対する許容応力度(= 210 N/mm<sup>2</sup>)

## 11 切梁の計算 (2 段目切梁)

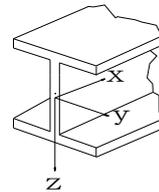
切梁は軸力と曲げを受ける部材として、鉛直方向の座屈（曲げ作用面内の曲げ座屈）と水平方向の座屈（曲げ作用面外への横倒れ座屈）とについて検討する。

## 11-1 設計条件

切梁反力	$R = 225.74 \text{ kN/m}$
軸力作用幅	$B = 4.00 \text{ m}$
鉛直荷重	$P_v = 5.00 \text{ kN/m}$
座屈長 (y 軸)	$l_y = 4.00 \text{ m}$
座屈長 (z 軸)	$l_z = 4.00 \text{ m}$
フランジ固定点間隔	$L_b = 4.00 \text{ m}$
圧縮フランジ幅	$b = 0.35 \text{ m}$
温度軸力	$P_t = 120.00 \text{ kN}$

## 11-2 使用鋼材

材料名	H-350x350x12x19 (I-ス)
断面積	$A = 154.90 \text{ cm}^2$
断面係数	$Z_y = 2000.00 \text{ cm}^3$
	$Z_z = 716.00 \text{ cm}^3$
断面二次半径	$r_y = 15.10 \text{ cm}$
	$r_z = 8.99 \text{ cm}$



## 11-3 断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= R \cdot B + P_t \\ &= 225.74 \times 4.00 + 120.00 = 1022.94 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M_y &= \frac{1}{8} \times P_v \cdot l_y^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 5.00 \cdot (4.00)^2 = 10.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

## 11-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{1022.94 \times 10^3}{154.90 \times 10^2} = 66 \leq 178 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_y}{Z_y} = \frac{10.00 \times 10^6}{2000.00 \times 10^3} = 5 \leq 185 \text{ N/mm}^2$$

但し、 $\sigma_{bc}$ は Y軸まわりの曲げ圧縮応力度とする。

## 11-5 座屈の照査

## (a) 曲げ作用面内の照査

$$\text{細長比 (Y軸)} \quad l_y / r_y = 400 / 15.10 = 26.49$$

照査式

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

$$\frac{66}{202} + \frac{5}{210(1 - 66 / 1568)} = 0.35 \leq 1$$

ここで、

$$l / r = 26.49 \quad 20 < l / r < 93 \text{ より}$$

$$\sigma_{cay} = 210 - 1.3(l / r - 20) = 202 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (l / r)^2 \\ &= 1100000 / (26.49)^2 = 1568 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{cay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bao}$  : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値  
 $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

## (b) 曲げ作用面外の照査

$$\text{細長比 (Z軸)} \quad l_z / r_z = 400 / 8.99 = 44.49$$

照査式

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

$$\frac{66}{178} + \frac{5}{185(1 - 66 / 1568)} = 0.40 \leq 1$$

ここで、

$$l / r = 44.49 \quad 20 < l / r < 93 \text{ より}$$

$$\sigma_{caz} = 210 - 1.3(l / r - 20) = 178 \text{ N/mm}^2$$

$$Lb / b = 11.43 \quad 4.5 < Lb / b \leq 30 \text{ より}$$

$$\sigma_{bay} = 210 - 3.6(Lb / b - 4.5) = 185 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (l / r)^2 \\ &= 1100000 / (26.49)^2 = 1568 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{caz}$  : Z軸(弱軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bay}$  : Y軸(強軸)まわりの純曲げに対する許容曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

(c) 応力度の照査

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bc}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{cal}$$

$$66 + \frac{5}{(1 - 66 / 1568)} = 71 \leq 210 \text{ N/mm}^2$$

ここで、

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (1 / r)^2 \\ &= 1100000 / (26.49)^2 = 1568 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- $\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度
- $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度
- $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度
- $\sigma_{cal}$  : フランジの局部座屈に対する許容応力度(= 210 N/mm<sup>2</sup>)

## 12 切梁の計算 (3 段目切梁)

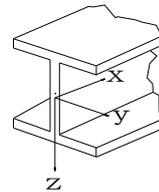
切梁は軸力と曲げを受ける部材として、鉛直方向の座屈（曲げ作用面内の曲げ座屈）と水平方向の座屈（曲げ作用面外への横倒れ座屈）とについて検討する。

## 12-1 設計条件

切梁反力	$R = 352.02 \text{ kN/m}$
軸力作用幅	$B = 4.00 \text{ m}$
鉛直荷重	$P_v = 5.00 \text{ kN/m}$
座屈長 (y 軸)	$l_y = 4.00 \text{ m}$
座屈長 (z 軸)	$l_z = 4.00 \text{ m}$
フランジ固定点間隔	$L_b = 4.00 \text{ m}$
圧縮フランジ幅	$b = 0.35 \text{ m}$
温度軸力	$P_t = 120.00 \text{ kN}$

## 12-2 使用鋼材

材料名	H-350x350x12x19 (I-ス)
断面積	$A = 154.90 \text{ cm}^2$
断面係数	$Z_y = 2000.00 \text{ cm}^3$
	$Z_z = 716.00 \text{ cm}^3$
断面二次半径	$r_y = 15.10 \text{ cm}$
	$r_z = 8.99 \text{ cm}$



## 12-3 断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= R \cdot B + P_t \\ &= 352.02 \times 4.00 + 120.00 = 1528.07 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M_y &= \frac{1}{8} \times P_v \cdot l_y^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 5.00 \cdot (4.00)^2 = 10.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

## 12-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{1528.07 \times 10^3}{154.90 \times 10^2} = 99 \leq 178 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_y}{Z_y} = \frac{10.00 \times 10^6}{2000.00 \times 10^3} = 5 \leq 185 \text{ N/mm}^2$$

但し、 $\sigma_{bc}$ は Y軸まわりの曲げ圧縮応力度とする。

## 12-5 座屈の照査

## (a) 曲げ作用面内の照査

$$\text{細長比 (Y軸)} \quad l_y / r_y = 400 / 15.10 = 26.49$$

照査式

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

$$\frac{99}{202} + \frac{5}{210(1 - 99 / 1568)} = 0.51 \leq 1$$

ここで、

$$l / r = 26.49 \quad 20 < l / r < 93 \text{ より}$$

$$\sigma_{cay} = 210 - 1.3(l / r - 20) = 202 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (l / r)^2 \\ &= 1100000 / (26.49)^2 = 1568 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{cay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bao}$  : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値  
 $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

## (b) 曲げ作用面外の照査

$$\text{細長比 (Z軸)} \quad l_z / r_z = 400 / 8.99 = 44.49$$

照査式

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

$$\frac{99}{178} + \frac{5}{185(1 - 99 / 1568)} = 0.58 \leq 1$$

ここで、

$$l / r = 44.49 \quad 20 < l / r < 93 \text{ より}$$

$$\sigma_{caz} = 210 - 1.3(l / r - 20) = 178 \text{ N/mm}^2$$

$$Lb / b = 11.43 \quad 4.5 < Lb / b \leq 30 \text{ より}$$

$$\sigma_{bay} = 210 - 3.6(Lb / b - 4.5) = 185 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (l / r)^2 \\ &= 1100000 / (26.49)^2 = 1568 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{caz}$  : Z軸(弱軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bay}$  : Y軸(強軸)まわりの純曲げに対する許容曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

(c) 応力度の照査

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bc}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{cal}$$

$$99 + \frac{5}{(1 - 99 / 1568)} = 104 \leq 210 \text{ N/mm}^2$$

ここで、

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (1 / r)^2 \\ &= 1100000 / (26.49)^2 = 1568 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- $\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度
- $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度
- $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度
- $\sigma_{cal}$  : フランジの局部座屈に対する許容応力度 (= 210 N/mm<sup>2</sup>)

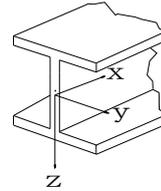
## 13 腹起しの計算 (1 段目腹起し)

## 13-1 設計条件

切梁反力	R = 107.97 kN/m
軸力作用幅	B = 1.50 m
腹起しスパン長	L = 3.00 m
フランジ固定点間隔	Lb = 3.00 m
圧縮フランジ幅	b = 0.35 m
温度軸力	Pt = 120.00 kN

## 13-2 使用鋼材

材料名	H-350x350x12x19 (I-ス)
断面積	A = 154.90 cm <sup>2</sup>
断面係数	Zy = 2000.00 cm <sup>3</sup>
	Zz = 716.00 cm <sup>3</sup>
断面二次半径	ry = 15.10 cm
	rz = 8.99 cm



## 13-3 断面力

荷重は等分布荷重として扱い、断面力は下式により算出する

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= R \cdot B + Pt \\ &= 107.97 \times 1.50 + 120.00 = 281.95 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント (Y軸)} \quad My &= 1/10 \times R \cdot L^2 \\ &= 1/10 \times 107.97 \cdot (3.00)^2 = 97.17 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= 0.5 \times R \cdot L \\ &= 0.5 \times 107.97 \cdot 3.00 = 161.95 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 13-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{281.95 \times 10^3}{154.90 \times 10^2} = 18 \leq 193 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_{bc} = \frac{My}{Z_y} = \frac{97.17 \times 10^6}{2000.00 \times 10^3} = 49 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力度} \quad \tau &= \frac{S}{(H - 2 \cdot t_2) \times t_1} = \frac{161.95 \times 10^3}{(350.0 - 2 \cdot 19.0) \times 12.0} \\ &= 43 \leq 120 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

但し、 $\sigma_{bc}$ は Y軸まわりの曲げ圧縮応力度とする。

## 13-5 座屈の照査

## (a) 曲げ作用面内の照査

$$\text{細長比 (Y軸)} \quad l_y / r_y = 300 / 15.10 = 19.87$$

照査式

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

$$\frac{18}{210} + \frac{49}{210(1 - 18 / 2787)} = 0.32 \leq 1$$

ここで、

$$l / r = 19.87 \quad l / r \leq 20 \text{ より}$$

$$\sigma_{cay} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (l / r)^2 \\ &= 1100000 / (19.87)^2 = 2787 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{cay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bao}$  : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値  
 $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

## (b) 曲げ作用面外の照査

$$\text{細長比 (Z軸)} \quad l_z / r_z = 300 / 8.99 = 33.37$$

照査式

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

$$\frac{18}{193} + \frac{49}{195(1 - 18 / 2787)} = 0.34 \leq 1$$

ここで、

$$l / r = 33.37 \quad 20 < l / r < 93 \text{ より}$$

$$\sigma_{caz} = 210 - 1.3(l / r - 20) = 193 \text{ N/mm}^2$$

$$L_b / b = 8.57 \quad 4.5 < L_b / b \leq 30 \text{ より}$$

$$\sigma_{bay} = 210 - 3.6(L_b / b - 4.5) = 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (l / r)^2 \\ &= 1100000 / (19.87)^2 = 2787 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{caz}$  : Z軸(弱軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bay}$  : Y軸(強軸)まわりの純曲げに対する許容曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

(c) 応力度の照査

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bc}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{cal}$$

$$18 + \frac{49}{(1 - 18 / 2787)} = 67 \leq 210 \text{ N/mm}^2$$

ここで、

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (1 / r)^2 \\ &= 1100000 / (19.87)^2 = 2787 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- $\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度
- $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度
- $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度
- $\sigma_{cal}$  : フランジの局部座屈に対する許容応力度 (= 210 N/mm<sup>2</sup>)

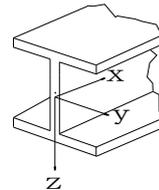
## 14 腹起しの計算 (2 段目腹起し)

## 14-1 設計条件

切梁反力	R = 225.74 kN/m
軸力作用幅	B = 1.50 m
腹起しスパン長	L = 3.00 m
フランジ固定点間隔	Lb = 3.00 m
圧縮フランジ幅	b = 0.35 m
温度軸力	Pt = 120.00 kN

## 14-2 使用鋼材

材料名	H-350x350x12x19 (I-ス)
断面積	A = 154.90 cm <sup>2</sup>
断面係数	Zy = 2000.00 cm <sup>3</sup>
	Zz = 716.00 cm <sup>3</sup>
断面二次半径	ry = 15.10 cm
	rz = 8.99 cm



## 14-3 断面力

荷重は等分布荷重として扱い、断面力は下式により算出する

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= R \cdot B + Pt \\ &= 225.74 \times 1.50 + 120.00 = 458.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント (Y軸)} \quad My &= 1/10 \times R \cdot L^2 \\ &= 1/10 \times 225.74 \cdot (3.00)^2 = 203.16 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= 0.5 \times R \cdot L \\ &= 0.5 \times 225.74 \cdot 3.00 = 338.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 14-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{458.60 \times 10^3}{154.90 \times 10^2} = 30 \leq 193 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_{bc} = \frac{My}{Z_y} = \frac{203.16 \times 10^6}{2000.00 \times 10^3} = 102 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力度} \quad \tau &= \frac{S}{(H - 2 \cdot t_2) \times t_1} = \frac{338.60 \times 10^3}{(350.0 - 2 \cdot 19.0) \times 12.0} \\ &= 90 \leq 120 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

但し、 $\sigma_{bc}$ は Y軸まわりの曲げ圧縮応力度とする。

## 14-5 座屈の照査

## (a) 曲げ作用面内の照査

$$\text{細長比 (Y軸)} \quad l_y / r_y = 300 / 15.10 = 19.87$$

照査式

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

$$\frac{30}{210} + \frac{102}{210(1 - 30 / 2787)} = 0.63 \leq 1$$

ここで、

$$l / r = 19.87 \quad l / r \leq 20 \text{ より}$$

$$\sigma_{cay} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (l / r)^2 \\ &= 1100000 / (19.87)^2 = 2787 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{cay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bao}$  : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値  
 $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

## (b) 曲げ作用面外の照査

$$\text{細長比 (Z軸)} \quad l_z / r_z = 300 / 8.99 = 33.37$$

照査式

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

$$\frac{30}{193} + \frac{102}{195(1 - 30 / 2787)} = 0.68 \leq 1$$

ここで、

$$l / r = 33.37 \quad 20 < l / r < 93 \text{ より}$$

$$\sigma_{caz} = 210 - 1.3(l / r - 20) = 193 \text{ N/mm}^2$$

$$L_b / b = 8.57 \quad 4.5 < L_b / b \leq 30 \text{ より}$$

$$\sigma_{bay} = 210 - 3.6(L_b / b - 4.5) = 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (l / r)^2 \\ &= 1100000 / (19.87)^2 = 2787 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{caz}$  : Z軸(弱軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bay}$  : Y軸(強軸)まわりの純曲げに対する許容曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

(c) 応力度の照査

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bc}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{cal}$$

$$30 + \frac{102}{(1 - 30 / 2787)} = 132 \leq 210 \text{ N/mm}^2$$

ここで、

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (1 / r)^2 \\ &= 1100000 / (19.87)^2 = 2787 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- $\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度
- $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度
- $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度
- $\sigma_{cal}$  : フランジの局部座屈に対する許容応力度 (= 210 N/mm<sup>2</sup>)

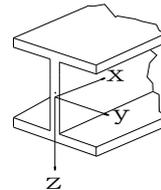
## 15 腹起しの計算 (3 段目腹起し)

## 15-1 設計条件

切梁反力	R = 352.02 kN/m
軸力作用幅	B = 1.50 m
腹起しスパン長	L = 3.00 m
フランジ固定点間隔	Lb = 3.00 m
圧縮フランジ幅	b = 0.40 m
温度軸力	Pt = 120.00 kN

## 15-2 使用鋼材

材料名	H-400x400x13x21 (I-ス)
断面積	A = 197.70 cm <sup>2</sup>
断面係数	Zy = 2950.00 cm <sup>3</sup>
	Zz = 1010.00 cm <sup>3</sup>
断面二次半径	ry = 17.30 cm
	rz = 10.10 cm



## 15-3 断面力

荷重は等分布荷重として扱い、断面力は下式により算出する

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= R \cdot B + Pt \\ &= 352.02 \times 1.50 + 120.00 = 648.03 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント (Y軸)} \quad My &= 1/10 \times R \cdot L^2 \\ &= 1/10 \times 352.02 \cdot (3.00)^2 = 316.82 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= 0.5 \times R \cdot L \\ &= 0.5 \times 352.02 \cdot 3.00 = 528.03 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 15-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{648.03 \times 10^3}{197.70 \times 10^2} = 33 \leq 197 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_{bc} = \frac{My}{Z_y} = \frac{316.82 \times 10^6}{2950.00 \times 10^3} = 107 \leq 199 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力度} \quad \tau &= \frac{S}{(H - 2 \cdot t_2) \times t_1} = \frac{528.03 \times 10^3}{(400.0 - 2 \cdot 21.0) \times 13.0} \\ &= 113 \leq 120 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

但し、 $\sigma_{bc}$ は Y軸まわりの曲げ圧縮応力度とする。

## 15-5 座屈の照査

## (a) 曲げ作用面内の照査

$$\text{細長比 (Y軸)} \quad l_y / r_y = 300 / 17.30 = 17.34$$

照査式

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

$$\frac{33}{210} + \frac{107}{210(1 - 33 / 3658)} = 0.67 \leq 1$$

ここで、

$$l / r = 17.34 \quad l / r \leq 20 \text{ より}$$

$$\sigma_{cay} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (l / r)^2 \\ &= 1100000 / (17.34)^2 = 3658 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{cay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bao}$  : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値  
 $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

## (b) 曲げ作用面外の照査

$$\text{細長比 (Z軸)} \quad l_z / r_z = 300 / 10.10 = 29.70$$

照査式

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

$$\frac{33}{197} + \frac{107}{199(1 - 33 / 3658)} = 0.71 \leq 1$$

ここで、

$$l / r = 29.70 \quad 20 < l / r < 93 \text{ より}$$

$$\sigma_{caz} = 210 - 1.3(l / r - 20) = 197 \text{ N/mm}^2$$

$$Lb / b = 7.50 \quad 4.5 < Lb / b \leq 30 \text{ より}$$

$$\sigma_{bay} = 210 - 3.6(Lb / b - 4.5) = 199 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (l / r)^2 \\ &= 1100000 / (17.34)^2 = 3658 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{caz}$  : Z軸(弱軸)まわりの許容軸方向圧縮応力度  
 $\sigma_{bay}$  : Y軸(強軸)まわりの純曲げに対する許容曲げ圧縮応力度  
 $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度

(c) 応力度の照査

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bc}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{cal}$$

$$33 + \frac{107}{(1 - 33 / 3658)} = 141 \leq 210 \text{ N/mm}^2$$

ここで、

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= 1100000 / (1 / r)^2 \\ &= 1100000 / (17.34)^2 = 3658 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- $\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度
- $\sigma_{bc}$  : 曲げ圧縮応力度
- $\sigma_{eay}$  : Y軸(強軸)まわりの許容オイラー座屈応力度
- $\sigma_{cal}$  : フランジの局部座屈に対する許容応力度 (= 210 N/mm<sup>2</sup>)

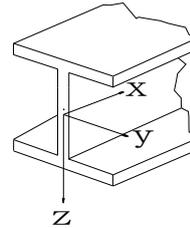
## 16 火打ちの計算 (1 段目火打ち)

## 16-1 設計条件

切梁反力	$R = 107.97 \text{ kN/m}$
温度軸力	$P_t = 0.00 \text{ kN}$
火打ちの設置角	$\theta = 45 \text{ 度}$ (切梁と火打ちがなす角)
軸力作用幅	$L_1 = 3.30 \text{ m}$
	$L_2 = 3.30 \text{ m}$
座屈長	$l = 1.00 \text{ m}$
ボルトの許容せん断応力度	$\tau_a = 135 \text{ N/mm}^2$
ボルトの許容支圧応力度	$\sigma_{oa} = 315 \text{ N/mm}^2$

## 16-2 使用鋼材

材料名	H-350x350x12x19(ジ-ス)
断面積	$A = 154.90 \text{ cm}^2$
断面二次半径	$r_z = 8.99 \text{ cm}$



## 16-3 断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= 0.6 \times \frac{(L_1 + L_2) \times R}{\cos \theta} + P_t \\ &= 0.6 \times \frac{(3.30 + 3.30) \times 107.97}{\cos 45} + 0.00 = 604.65 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{せん断力} \quad S = N \times \cos \theta = 604.65 \times \cos 45 = 427.55 \text{ kN}$$

## 16-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{604.65 \times 10^3}{154.90 \times 10^2} = 39 \leq \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{ここで、} \quad l/r &= 11.12 \quad l/r \leq 20 \text{ より} \\ \sigma_{caz} &= 210 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

## 16-5 必要ボルト本数 (ボルト径 = 22 mm)

$$n_1 = \frac{S}{A_r \times \tau_a} = \frac{427.55 \times 10^3}{\pi/4 \times (22)^2 \times 135} = 8.3 \rightarrow 9 \text{ 本以上必要}$$

## 16-6 必要プレート厚

$$t_1 = \frac{S}{n_1 \times d \times \sigma_{oa}} = \frac{427.55 \times 10^3}{9 \times 22 \times 315} = 6.9 \text{ mm}$$

ここで、 $n_1$  : 火打ち取付部のボルト必要本数  
 $t_1$  : 支圧応力度より決まる火打ちピースプレート及び、  
 腹起しH鋼材のフランジ必要厚さ

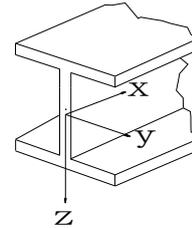
## 17 火打ちの計算 (2 段目火打ち)

## 17-1 設計条件

切梁反力	$R = 225.74 \text{ kN/m}$
温度軸力	$P_t = 0.00 \text{ kN}$
火打ちの設置角	$\theta = 45 \text{ 度}$ (切梁と火打ちがなす角)
軸力作用幅	$L_1 = 3.30 \text{ m}$
	$L_2 = 3.30 \text{ m}$
座屈長	$l = 1.00 \text{ m}$
ボルトの許容せん断応力度	$\tau_a = 135 \text{ N/mm}^2$
ボルトの許容支圧応力度	$\sigma_{oa} = 315 \text{ N/mm}^2$

## 17-2 使用鋼材

材料名	H-350x350x12x19 (J-ス)
断面積	$A = 154.90 \text{ cm}^2$
断面二次半径	$r_z = 8.99 \text{ cm}$



## 17-3 断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= 0.6 \times \frac{(L_1 + L_2) \times R}{\cos \theta} + P_t \\ &= 0.6 \times \frac{(3.30 + 3.30) \times 225.74}{\cos 45} + 0.00 = 1264.18 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{せん断力} \quad S = N \times \cos \theta = 1264.18 \times \cos 45 = 893.91 \text{ kN}$$

## 17-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{1264.18 \times 10^3}{154.90 \times 10^2} = 82 \leq \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{ここで、} \quad l/r &= 11.12 \quad l/r \leq 20 \text{ より} \\ \sigma_{caz} &= 210 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

## 17-5 必要ボルト本数 (ボルト径 = 22 mm)

$$n_1 = \frac{S}{A_r \times \tau_a} = \frac{893.91 \times 10^3}{\pi/4 \times (22)^2 \times 135} = 17.4 \rightarrow 18 \text{ 本以上必要}$$

## 17-6 必要プレート厚

$$t_1 = \frac{S}{n_1 \times d \times \sigma_{oa}} = \frac{893.91 \times 10^3}{18 \times 22 \times 315} = 7.2 \text{ mm}$$

ここで、 $n_1$  : 火打ち取付部のボルト必要本数  
 $t_1$  : 支圧応力度より決まる火打ちピースプレート及び、  
 腹起しH鋼材のフランジ必要厚さ

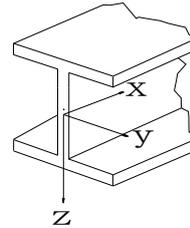
## 18 火打ちの計算 (3 段目火打ち)

## 18-1 設計条件

切梁反力	$R = 352.02 \text{ kN/m}$
温度軸力	$P_t = 0.00 \text{ kN}$
火打ちの設置角	$\theta = 45 \text{ 度}$ (切梁と火打ちがなす角)
軸力作用幅	$L_1 = 3.30 \text{ m}$
	$L_2 = 3.30 \text{ m}$
座屈長	$l = 1.00 \text{ m}$
ボルトの許容せん断応力度	$\tau_a = 135 \text{ N/mm}^2$
ボルトの許容支圧応力度	$\sigma_{oa} = 315 \text{ N/mm}^2$

## 18-2 使用鋼材

材料名	H-350x350x12x19 (J-ス)
断面積	$A = 154.90 \text{ cm}^2$
断面二次半径	$r_z = 8.99 \text{ cm}$



## 18-3 断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= 0.6 \times \frac{(L_1 + L_2) \times R}{\cos \theta} + P_t \\ &= 0.6 \times \frac{(3.30 + 3.30) \times 352.02}{\cos 45} + 0.00 = 1971.40 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{せん断力} \quad S = N \times \cos \theta = 1971.40 \times \cos 45 = 1393.99 \text{ kN}$$

## 18-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{1971.40 \times 10^3}{154.90 \times 10^2} = 127 \leq \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{ここで、} \quad l/r &= 11.12 \quad l/r \leq 20 \text{ より} \\ \sigma_{caz} &= 210 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

## 18-5 必要ボルト本数 (ボルト径 = 22 mm)

$$n_1 = \frac{S}{A_r \times \tau_a} = \frac{1393.99 \times 10^3}{\pi/4 \times (22)^2 \times 135} = 27.2 \rightarrow 28 \text{ 本以上必要}$$

## 18-6 必要プレート厚

$$t_1 = \frac{S}{n_1 \times d \times \sigma_{oa}} = \frac{1393.99 \times 10^3}{28 \times 22 \times 315} = 7.2 \text{ mm}$$

ここで、 $n_1$  : 火打ち取付部のボルト必要本数  
 $t_1$  : 支圧応力度より決まる火打ちピースプレート及び、  
 腹起しH鋼材のフランジ必要厚さ