

土留め工の設計サンプルデータ

概略出力例

AIJ-H14

「建築学会(平成14年)」慣用法と弾塑性
法の設計計算例

切ばり式:鋼矢板:掘削次数4次モデルの
サンプルデータ

目次

1章 慣用法	1
1.1 右壁の設計	1
1.1.1 最終掘削時	1
(1) 検討条件	1
1) 検討条件	2
2) 地盤条件	2
(2) 根入れ長の計算	3
1) 結果要旨	3
(3) 断面力の計算	4
1) 結果要旨	4
(4) 支保工反力の計算	5
1) 結果要旨	5
2) 外力表	6
1.1.2 壁体応力度	7
2章 弾塑性法	8
2.1 右壁の設計	8
2.1.1 壁体応力度	8
2.1.2 弾塑性解析結果	9
(1) 1次掘削時	9
(2) 2次掘削時	12
(3) 3次掘削時	15
(4) 最終掘削時	18
3章 支持力	21
3.1 右壁の設計	21
3.1.1 検討条件	21
3.1.2 鉛直支持力の照査	21
4章 底面安定	23
4.1 右壁の設計	23
4.1.1 ボイリング	23
(1) 検討条件	23
(2) 安定性の照査	23
4.1.2 パイピング	24
(1) 検討条件	24
(2) 決定長に対する照査結果	24
4.1.3 ヒーピング	25
(1) 検討条件	25
(2) 安定数の検討	25
4.1.4 盤ぶくれ	26
(1) 検討条件	26
(2) 盤ぶくれの検討	26
5章 切ばり支保工の計算	27
5.1 左右方向の設計	27
5.1.1 照査位置	27
5.1.2 設計条件	29
5.1.3 腹起し材	31
(1) 1段目腹起し	31
(2) 2段目腹起し	32
(3) 3段目腹起し	33
5.1.4 切ばり材	36

(1)1段目切ばり	36
(2)2段目切ばり	37
(3)3段目切ばり	38
5.1.5 切ばり火打ち	40
(1)1段目切ばり火打ち	40
(2)2段目切ばり火打ち	41
(3)3段目切ばり火打ち	42
5.1.6 隅火打ち	45
(1)1段目隅火打ち	45
(2)2段目隅火打ち	46
(3)3段目隅火打ち	47
5.1.7 中間杭	50
(1)No.1	50
6章 周辺地盤への影響	52
6.1 近接程度の判定	52
6.2 簡易予測法	53
6.3 概算値予測法	55

1章 慣用法

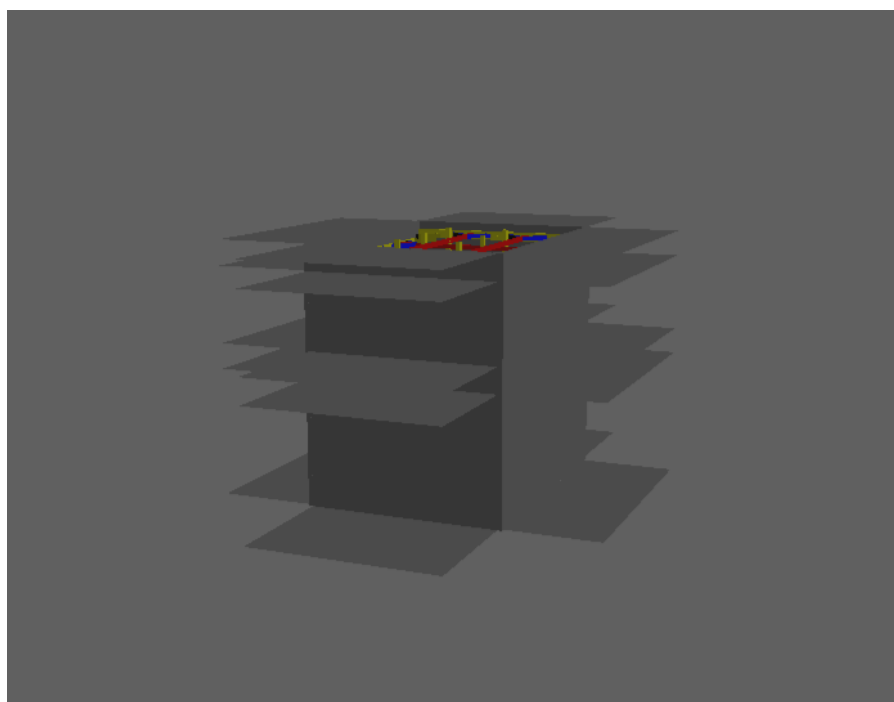
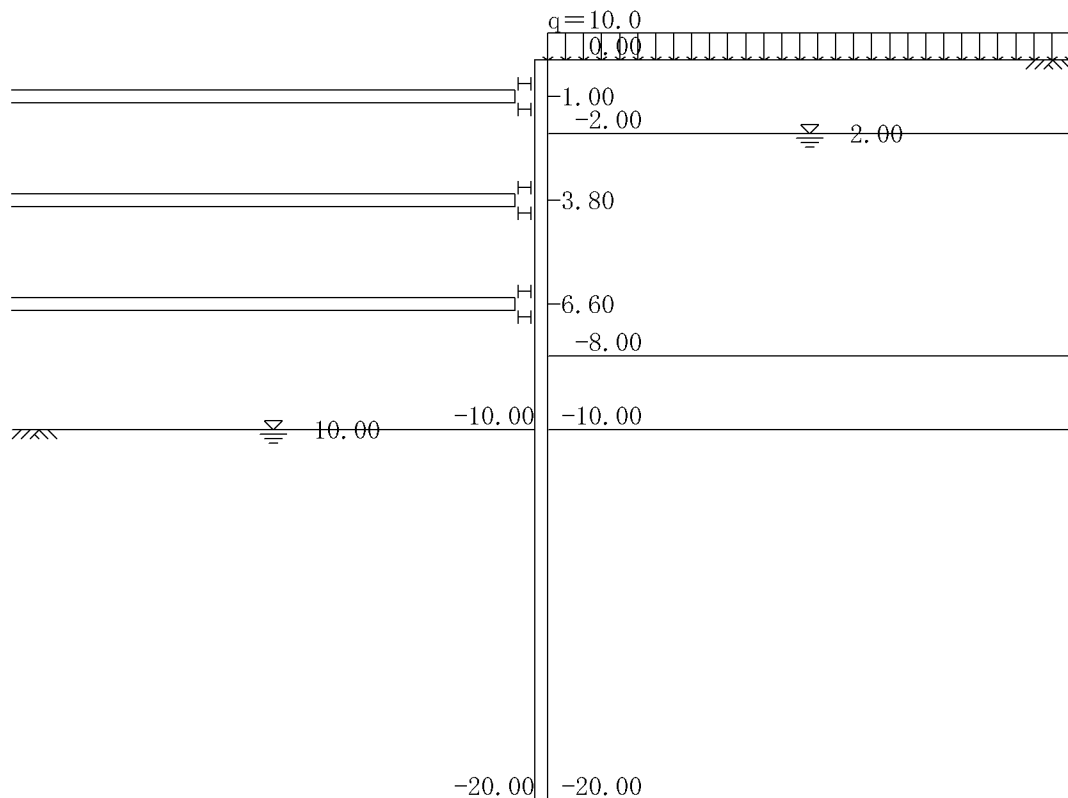
1.1 右壁の設計

1.1.1 最終掘削時

(1) 検討条件

状態：最終掘削時

ケース名：最終掘削時



1) 検討条件

背面側地表面位置	G.L. (m)	0.000
掘削底面位置	G.L. (m)	-10.000
最下段切ばり設置位置	G.L. (m)	-6.600
背面側水位位置	G.L. (m)	-2.000
掘削側水位位置	G.L. (m)	-10.000
背面側上載荷重	q	kN/m ² 10.00
掘削側上載荷重	q	kN/m ² 0.00

2) 地盤条件

・背面側

No	標 高		地 盤 種 類	平均 N値	土の単位重量		内 部 摩擦角 (度)	壁 面 摩擦角 (度)
	層 上 面 G.L. (m)	層 下 面 G.L. (m)			湿潤重量 (kN/m ³)	水中重量 (kN/m ³)		
1	0.000	-2.000	粘性土	10.0	14.0	5.0	0.0	0.0
2	-2.000	-8.000	粘性土	10.0	14.0	5.0	0.0	0.0
3	-8.000	-10.000	砂質土	50.0	20.0	11.0	40.0	20.0
4	-10.000	-20.000	粘性土	36.0	18.0	9.0	0.0	0.0
5	-20.000	-30.000	砂質土	50.0	19.0	10.0	40.0	20.0

No	粘 着 力			一軸圧縮 強度 qu (kN/m ²)	水平地盤 バネ kH (kN/m ³)
	Co (kN/m ²)	増 分 k (kN/m ³)	基準標高 G.L. (m)		
1	60.0	0.0	0.000	120.0	6000
2	60.0	0.0	0.000	120.0	6000
3	0.0	0.0	-8.000	0.0	50000
4	100.0	0.0	-10.000	200.0	10000
5	0.0	0.0	-20.000	0.0	50000

・掘削側

No	標 高		地 盤 種 類	平均 N値	土の単位重量		内 部 摩擦角 (度)	壁 面 摩擦角 (度)
	層 上 面 G.L. (m)	層 下 面 G.L. (m)			湿潤重量 (kN/m ³)	水中重量 (kN/m ³)		
1	-10.000	-20.000	粘性土	36.0	18.0	9.0	0.0	0.0
2	-20.000	-30.000	砂質土	50.0	19.0	10.0	40.0	20.0

No	粘 着 力			一軸圧縮 強度 qu (kN/m ²)	水平地盤 バネ kH (kN/m ³)
	Co (kN/m ²)	増 分 k (kN/m ³)	基準標高 G.L. (m)		
1	100.0	0.0	-10.000	200.0	10000
2	0.0	0.0	-20.000	0.0	50000

(2)根入れ長の計算

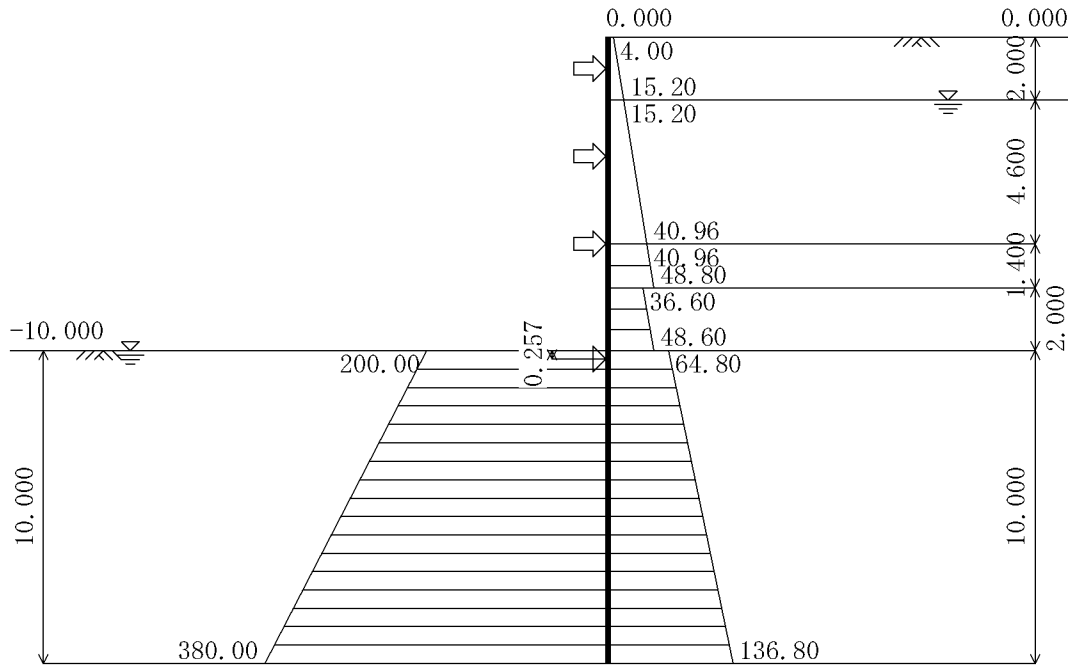
1)結果要旨

ケース名：最終掘削時

解析方法：本ケースの最下段切ばりに関するモーメントのつり合いから根入れ長を計算。

ただし、ここでのつり合い深さとはモーメント比がちょうど1.0になる位置、必要根入れ長はモーメント比が安全率になる位置を示す。

掘削底面位置		(G.L. -10.000)m	
必要根入れ長	安全率	Fs	1.210 1.20
	つり合い深さ	Z(m)	0.510(G.L. -10.510)m
	必要根入れ長	D(m)	0.660(G.L. -10.660)m
	仮想支持深さ	Y(m)	0.257(G.L. -10.257)m
最小根入れ長		3.000(G.L. -13.000)m	
決定根入れ長	安全率	Fs	2.774 1.20
	決定根入れ長判	L(m)	10.000(G.L. -20.000)m
決定全長		20.000m	



・つり合い位置(G.L. -10.510)mにおける外力集計値

つり合い位置における受働側圧の合力の位置が仮想支持点となる。

項目	モーメント関連		水平力関連	
主働側	Ma(kN.m/m)	378.04	Pa(kN/m)	182.02
受働側	Mp(kN.m/m)	381.56	Pp(kN/m)	104.34
比率 (Mp / Ma)			1.01	
仮想支持深さ (Mp / Pp) m			0.257	

・必要根入れ長(G.L. -10.660)mと決定根入れ長(G.L. -20.000)mにおける外力集計値

項目		必要根入れ長	決定根入れ長
主働側	Ma(kN.m/m)	419.29	9320.94
受働側	Mp(kN.m/m)	507.41	25860.00
安全率	Mp / Ma	1.210 1.20	2.774 1.20

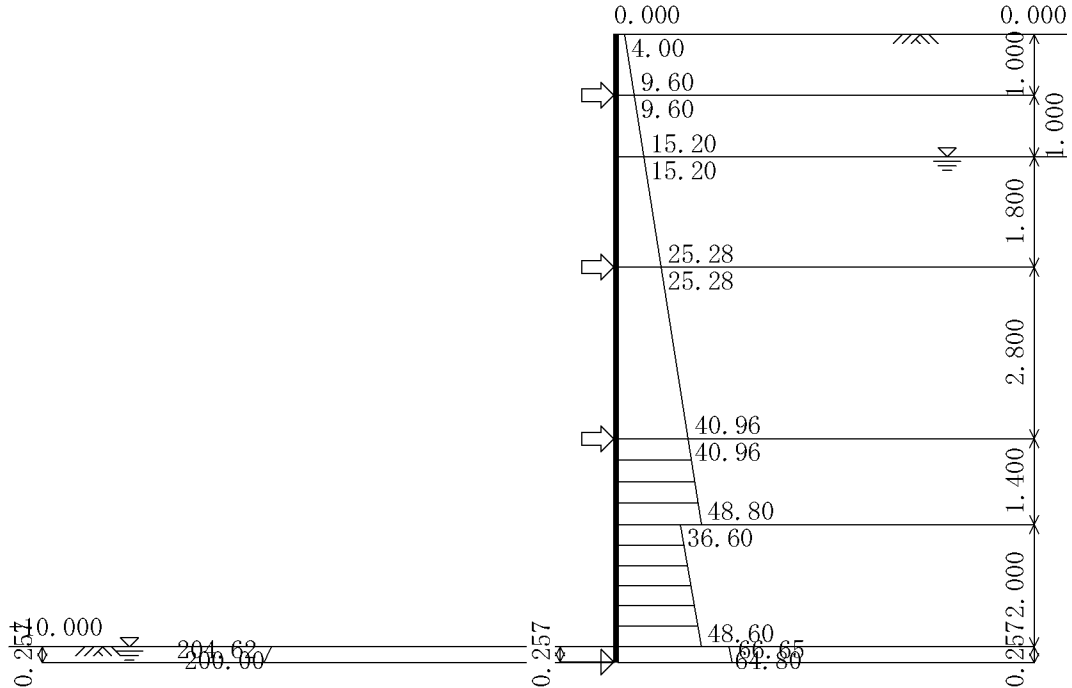
(3)断面力の計算

1)結果要旨

ケース名：最終掘削時

解析方法：切ばり及び仮想支持点間をスパンとする単純ばりで検討する。

壁体天端位置	G.L.m	(G.L. 0.000)m
地表面位置	G.L.m	(G.L. 0.000)m
掘削底面位置	G.L.m	(G.L. -10.000)m



・最下段切ばりと仮想支持点間の単純スパン

最下段切りばり位置	m	(G.L. -6.600)m	
仮想支持点位置	m	(G.L. -10.257)m	
単純ばりスパン	m	3.657	
発生最大曲げモーメント	モーメント Mmax 発生位置 (切ばり点から)	kN.m/m m	70.74 1.818(G.L. -8.418)m
発生せん断力	せん断力 Smax 発生位置 (切ばり点から)	kN/m m	78.65 0.000(G.L. -6.600)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m	78.65 69.39
最大変位	変位置量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0028 1.828(G.L. -8.428)m

参考値

・2段切ばりと3段切ばり間の単純スパン

上段切ばり位置	m	(G.L. -3.800)m	
下段切ばり位置	m	(G.L. -6.600)m	
単純ばりスパン	m	2.800	
発生最大曲げモーメント	モーメント Mmax 発生位置 (切ばり点から)	kN.m/m m	32.51 1.455(G.L. -5.255)m
発生せん断力	せん断力 Smax 発生位置 (切ばり点から)	kN/m m	50.03 2.800(G.L. -6.600)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m	42.71 50.03
最大変位	変位置量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0007 1.120(G.L. -4.920)m

参考値

・1段切ばりと2段切ばり間の単純スパン

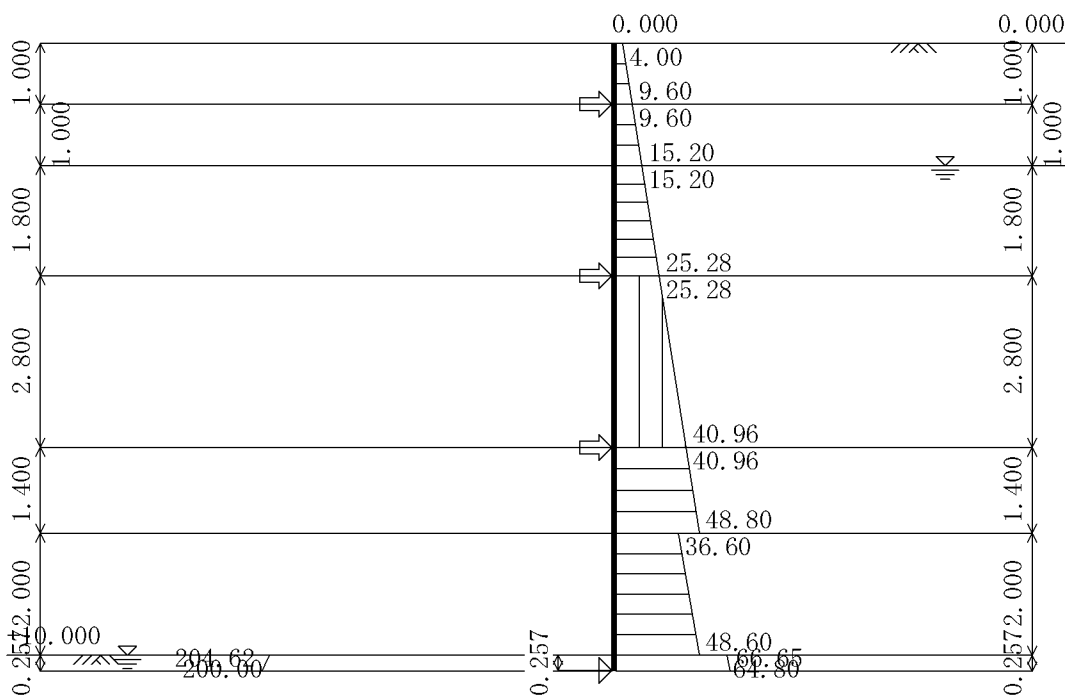
上段切ばり位置	m	(G.L. -1.000)m	
下段切ばり位置	m	(G.L. -3.800)m	
単純ばりスパン	m	2.800	
発生最大曲げ モーメント	モーメント Mmax 発生位置 (切ばり点から)	kN.m/m m	17.19 1.503(G.L. -2.503)m
発生せん断力	せん断力 Smax 発生位置 (切ばり点から)	kN/m m	28.07 2.800(G.L. -3.800)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m	20.76 28.07
最大変位	変位置 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0004 1.400(G.L. -2.400)m

参考値

(4)支保工反力の計算

1)結果要旨

解析方法：単純ばり法



支保工 No	設置位置 G.L. (m)		支点位置 G.L. (m)	支点反力 kN/m	支保工反力 kN/m
1	-1.000	上スパン 下スパン	— -3.800	— 28.60	28.60
2	-3.800	上スパン 下スパン	-1.000 -6.600	27.03 42.71	69.74
3	-6.600	上スパン 下スパン	-3.800 -10.257	50.03 78.65	128.67

支保工反力 = 支保工No. (n) 上スパン 支点反力 + 下スパン 支点反力

上スパンとは着目支保工とその直上の支保工間を指す。支点位置は、支保工No(n)の直上の支保工位置。

下スパンとは着目支保工とその直下の支保工間を指す。支点位置は、支保工No(n)の直下の支保工位置。

2)外力表

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	受 働 土圧強度 pp kN/m ²	主 働 土圧強度 pa kN/m ²	水圧強度 pw kN/m ²	作 用 荷重強度 p kN/m ²
1	0.000 -1.000	1.000	0.00 0.00	4.00 9.60	0.00 0.00	4.00 9.60
2	-1.000 -2.000	1.000	0.00 0.00	9.60 15.20	0.00 0.00	9.60 15.20
3	-2.000 -3.800	1.800	0.00 0.00	15.20 25.28	0.00 0.00	15.20 25.28
4	-3.800 -6.600	2.800	0.00 0.00	25.28 40.96	0.00 0.00	25.28 40.96
5	-6.600 -8.000	1.400	0.00 0.00	40.96 48.80	0.00 0.00	40.96 48.80
6	-8.000 -10.000	2.000	0.00 0.00	36.60 48.60	0.00 0.00	36.60 48.60
7	-10.000 -10.257	0.257	200.00 204.62	64.80 66.65	0.00 0.00	0.00 0.00

はりに作用させる荷重強度は、主働側の[主働土圧強度] + [水圧強度]の和から受働側の[受働土圧強度]を差し引いたものとする ($p = pa + pw - pp$)。

1.1.2 壁体応力度

(1) 使用断面

断面種類：鋼矢板

使用鋼材：IV型

使用材質：SY295

断面諸元	単位	数値
断面係数 Z	$\times 10^3 (\text{mm}^3/\text{m})$	2270
同上 有効率	-----	0.600
断面積 A	$\times 10^2 (\text{mm}^2/\text{m})$	242.50

(2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

状態	モーメント M $\times 10^6 (\text{N}\cdot\text{mm}/\text{m})$	軸力 N $\times 10^2 (\text{N}/\text{m})$	せん断力 S $\times 10^2 (\text{N}/\text{m})$
Max時	102.46	0.00	78.65

(3) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{\alpha \cdot Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{sa}$$

ここに、

σ : 曲げ応力度(N/mm²)

a : 許容曲げ応力度(N/mm²)

Z : 使用断面係数

A : 使用断面積

状態	応力度 N/mm ²	許容応力度 sa N/mm ²	判定
Max時	75.2	270.0	

(4) せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

ここに、

τ : せん断応力度(N/mm²)

a : 許容せん断応力度(N/mm²)

状態	応力度 N/mm ²	許容応力度 a N/mm ²	判定
Max時	3.2	125.0	

2章 弾塑性法

2.1 右壁の設計

2.1.1 壁体応力度

(1) 使用断面

断面種類：鋼矢板

使用鋼材：IV型

使用材質：SY295

断面諸元	単位	数値
断面係数 Z	$\times 10^3(\text{mm}^3/\text{m})$	2270
同上 有効率	-----	0.600
断面積 A	$\times 10^2(\text{mm}^2/\text{m})$	242.50

(2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

状態	モーメント M $\times 10^6(\text{N}\cdot\text{mm}/\text{m})$	軸力 N $\times 10^3(\text{N}/\text{m})$	せん断力 S $\times 10^3(\text{N}/\text{m})$
Max時	72.18	0.00	79.96

(3) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{\alpha \cdot Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{sa}$$

ここに、

σ : 曲げ応力度(N/mm²)

a : 許容曲げ応力度(N/mm²)

Z : 使用断面係数

A : 使用断面積

状態	応力度 N/mm ²	許容応力度 sa N/mm ²	判定
Max時	53.0	270.0	

(4) せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

ここに、

τ : せん断応力度(N/mm²)

a : 許容せん断応力度(N/mm²)

状態	応力度 N/mm ²	許容応力度 a N/mm ²	判定
Max時	3.3	125.0	

2.1.2 弾塑性解析結果

(1)1次掘削時

1)解析結果（側圧、弾性反力、変位）

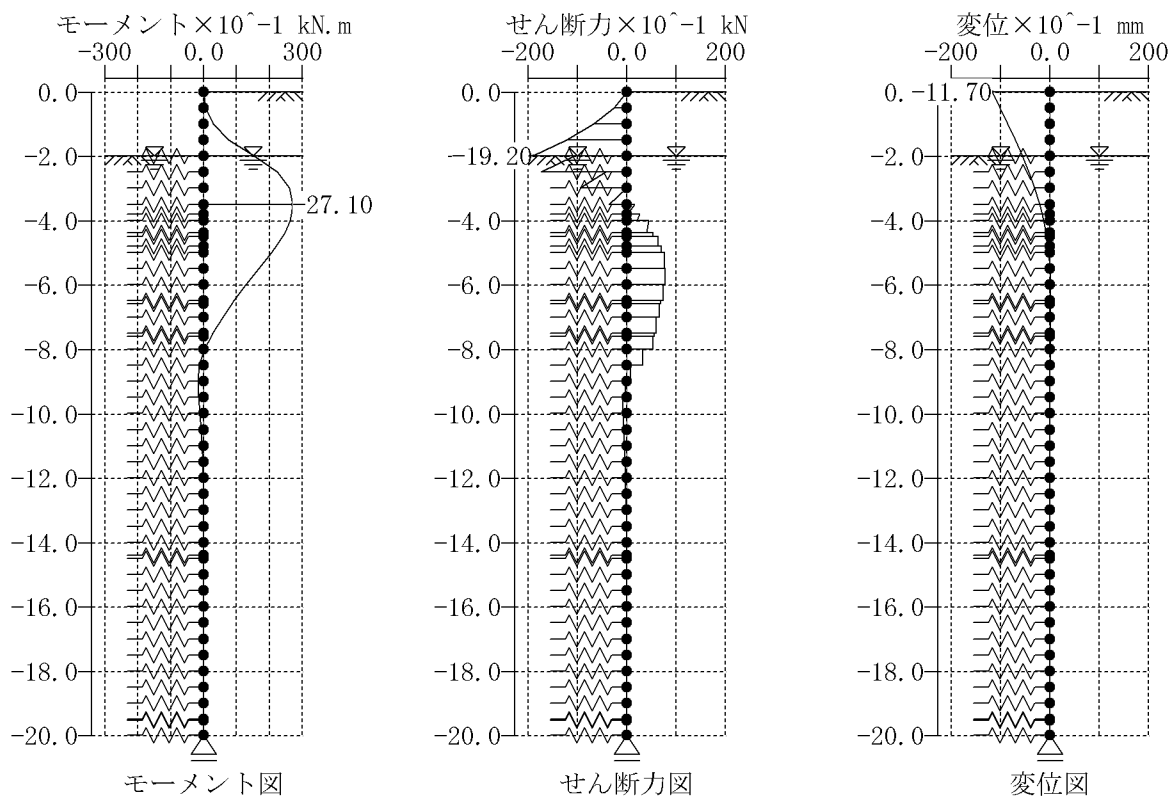
格点 No	標高 GL m	状態	有効主働側圧 Pae (kN/m ²)		有効 受働側圧 Ppe kN/m	地盤バネ kH kN/m/m	変位 mm	弾性反力 R kN/m
			上面	下面				
1	0.000		-----	4.00	-----	-----	-11.70	-----
2	-0.500		6.80	6.80	-----	-----	-10.17	-----
3	-1.000		9.60	9.60	-----	-----	-8.64	-----
4	-1.500		12.40	12.40	-----	-----	-7.14	-----
5	-2.000	弾性領域	15.20	15.20	30.06	1500	-5.70	8.5
6	-2.500	弾性領域	12.00	12.00	60.50	3000	-4.36	13.1
7	-3.000	弾性領域	8.80	8.80	61.00	3000	-3.18	9.5
8	-3.500	弾性領域	5.60	5.60	49.16	2400	-2.18	5.2
9	-3.800	弾性領域	3.68	3.68	30.89	1500	-1.68	2.5
10	-4.000	弾性領域	2.40	2.40	35.68	1725	-1.38	2.4
11	-4.375	弾性領域	0.00	0.00	31.17	1500	-0.90	1.4
12	-4.500	弾性領域	0.00	0.00	26.81	1275	-0.76	1.0
13	-4.800	弾性領域	0.00	0.00	32.03	1500	-0.48	0.7
14	-5.000	弾性領域	0.00	0.00	45.72	2100	-0.32	0.7
15	-5.500	弾性領域	0.00	0.00	67.10	3000	-0.03	0.1
16	-6.000	弾性領域	0.00	0.00	69.20	3000	0.15	-0.4
17	-6.500	弾性領域	0.00	0.00	42.53	1800	0.22	-0.4
18	-6.600	弾性領域	0.00	0.00	36.02	1500	0.23	-0.3
19	-7.000	弾性領域	0.00	0.00	66.15	2700	0.24	-0.6
20	-7.500	弾性領域	0.00	0.00	45.05	1800	0.20	-0.4
21	-7.600	弾性領域	0.00	0.00	38.12	1500	0.19	-0.3
22	-8.000	弾性領域	0.00	0.00	65.88	13700	0.15	-2.1
23	-8.500	弾性領域	0.00	0.00	79.38	25000	0.10	-2.4
24	-9.000	弾性領域	0.00	0.00	91.88	25000	0.05	-1.2
25	-9.500	弾性領域	0.00	0.00	104.38	25000	0.02	-0.4
26	-10.000	弾性領域	0.00	0.00	122.01	15000	-0.01	0.1
27	-10.500	弾性領域	0.00	0.00	132.30	5000	-0.02	0.1
28	-11.000	弾性領域	0.00	0.00	135.00	5000	-0.02	0.1
29	-11.500	弾性領域	0.00	0.00	137.70	5000	-0.02	0.1
30	-12.000	弾性領域	0.00	0.00	140.40	5000	-0.02	0.1
31	-12.500	弾性領域	0.00	0.00	143.10	5000	-0.02	0.1
32	-13.000	弾性領域	0.00	0.00	145.80	5000	-0.01	0.1
33	-13.500	弾性領域	0.00	0.00	148.50	5000	-0.01	0.1
34	-14.000	弾性領域	0.00	0.00	137.75	4559	-0.01	0.0
35	-14.412	弾性領域	0.00	0.00	76.49	2500	0.00	0.0
36	-14.500	弾性領域	0.00	0.00	90.86	2941	0.00	0.0
37	-15.000	弾性領域	0.00	0.00	156.60	5000	0.00	0.0
38	-15.500	弾性領域	0.00	0.00	159.30	5000	0.00	0.0
39	-16.000	弾性領域	0.00	0.00	162.00	5000	0.00	0.0
40	-16.500	弾性領域	0.00	0.00	164.70	5000	0.00	0.0
41	-17.000	弾性領域	0.00	0.00	167.40	5000	0.00	0.0
42	-17.500	弾性領域	0.00	0.00	170.10	5000	0.00	0.0
43	-18.000	弾性領域	0.00	0.00	172.80	5000	0.00	0.0
44	-18.500	弾性領域	0.00	0.00	175.50	5000	0.00	0.0
45	-19.000	弾性領域	0.00	0.00	178.20	5000	0.00	0.0
46	-19.500	弾性領域	0.00	0.00	95.43	2647	0.00	0.0
47	-19.529	弾性領域	0.00	0.00	90.83	2500	0.00	0.0
48	-20.000	弾性領域	0.00	-----	86.10	2353	0.00	0.0

- 注1) 切梁有効における有効受働側圧欄は「先行変位荷重」である。
- 注2) 切梁有効における地盤バネ欄は「支保工バネ」である。
- 注3) 変位の+は 反力の+は 。
- 注4) 弾性領域の有効受働側圧は解析上は無載荷である。

2)1次掘削時の解析結果 (断面力、変位)

Mmax = 1.9kN.m/m (発生位置G.L. -9.00m) Mmin = -27.1kN.m/m (発生位置G.L. -3.50m)
 Smax = 7.8kN/m (発生位置G.L. -5.50m) Smin = -19.2kN/m (発生位置G.L. -2.00m)
 max= 0.24mm (発生位置G.L. -7.00m) min= -11.70mm (発生位置G.L. 0.00m)

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上 面	下 面	上 面	下 面		
1	0.000	-----	0.0	-----	0.0	-11.70	-----
2	-0.500	-0.6	-0.6	-2.7	-2.7	-10.17	-----
3	-1.000	-2.9	-2.9	-6.8	-6.8	-8.64	-----
4	-1.500	-7.7	-7.6	-12.3	-12.3	-7.14	-----
5	-2.000	-15.5	-15.5	-19.2	-10.7	-5.70	-----
6	-2.500	-22.6	-22.6	-17.5	-4.4	-4.36	-----
7	-3.000	-26.1	-26.1	-9.6	0.0	-3.18	-----
8	-3.500	-27.1	-27.1	-3.6	1.6	-2.18	-----
9	-3.800	-26.8	-26.8	0.2	2.7	-1.68	-----
10	-4.000	-26.4	-26.4	2.1	4.5	-1.38	-----
11	-4.375	-24.8	-24.8	4.0	5.4	-0.90	-----
12	-4.500	-24.1	-24.1	5.4	6.4	-0.76	-----
13	-4.800	-22.2	-22.2	6.4	7.1	-0.48	-----
14	-5.000	-20.8	-20.8	7.1	7.8	-0.32	-----
15	-5.500	-16.9	-16.9	7.8	7.8	-0.03	-----
16	-6.000	-13.0	-13.0	7.8	7.4	0.15	-----
17	-6.500	-9.3	-9.3	7.4	7.0	0.22	-----
18	-6.600	-8.6	-8.6	7.0	6.7	0.23	-----
19	-7.000	-5.9	-5.9	6.7	6.0	0.24	-----
20	-7.500	-2.9	-2.9	6.0	5.7	0.20	-----
21	-7.600	-2.3	-2.3	5.7	5.4	0.19	-----
22	-8.000	-0.2	-0.2	5.4	3.3	0.15	-----
23	-8.500	1.4	1.4	3.3	0.9	0.10	-----
24	-9.000	1.9	1.9	0.9	-0.4	0.05	-----
25	-9.500	1.7	1.7	-0.4	-0.8	0.02	-----
26	-10.000	1.3	1.3	-0.8	-0.7	-0.01	-----
27	-10.500	0.9	0.9	-0.7	-0.6	-0.02	-----
28	-11.000	0.6	0.6	-0.6	-0.5	-0.02	-----
29	-11.500	0.4	0.4	-0.5	-0.4	-0.02	-----
30	-12.000	0.2	0.2	-0.4	-0.3	-0.02	-----
31	-12.500	0.1	0.1	-0.3	-0.2	-0.02	-----
32	-13.000	0.0	0.0	-0.2	-0.1	-0.01	-----
33	-13.500	-0.1	-0.1	-0.1	0.0	-0.01	-----
34	-14.000	-0.1	-0.1	0.0	0.0	-0.01	-----
35	-14.412	-0.1	-0.1	0.0	0.0	0.00	-----
36	-14.500	-0.1	-0.1	0.0	0.0	0.00	-----
37	-15.000	-0.1	-0.1	0.0	0.0	0.00	-----
38	-15.500	-0.1	-0.1	0.0	0.0	0.00	-----
39	-16.000	-0.1	-0.1	0.0	0.0	0.00	-----
40	-16.500	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	-----
41	-17.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	-----
42	-17.500	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	-----
43	-18.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	-----
44	-18.500	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	-----
45	-19.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	-----
46	-19.500	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	-----
47	-19.529	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	-----
48	-20.000	0.0	-----	0.0	-----	0.00	-----



・先行変位と先行変位相当の荷重

次ステップ以降に下記の切ばりが有効な場合に先行変位荷重を載荷する。

格点 No	変位 x mm	施工緩み L mm	先行変位 o mm	支保工バネ Ks kN/m	先行変位荷重 kN/m
3	-8.64	0.00	-8.64	61960.0	-535.50

ここに、

x : 切ばり位置の壁体変位 (+)

L : 施工ゆるみ

o : 先行変位 (+) o = x - L

(2)2次掘削時

1)解析結果 (側圧、弾性反力、変位)

格点 No	標高 GL m	状態	有効主働側圧 Pae (kN/m ²)		有効 受働側圧 Ppe kN/m	地盤バネ kH kN/m/m	変位 mm	弾性反力 R kN/m
			上面	下面				
1	0.000	切梁有効	-----	4.00	-----	-----	-7.93	-----
2	-0.500		6.80	6.80	-----	-----	-8.65	-----
3	-1.000		9.60	9.60	-535.50	61960	-9.38	45.9
4	-1.500		12.40	12.40	-----	-----	-10.11	-----
5	-2.000		15.20	15.20	-----	-----	-10.73	-----
6	-2.500		18.00	18.00	-----	-----	-11.13	-----
7	-3.000		20.80	20.80	-----	-----	-11.23	-----
8	-3.500		23.60	23.60	-----	-----	-10.99	-----
9	-3.800		25.28	25.28	-----	-----	-10.67	-----
10	-4.000		26.40	26.40	-----	-----	-10.39	-----
11	-4.375		28.50	28.50	-----	-----	-9.72	-----
12	-4.500		29.20	29.20	-----	-----	-9.46	-----
13	-4.800	弾性域	30.88	30.88	12.01	600	-8.77	5.3
14	-5.000	弾性域	29.60	29.60	42.19	2100	-8.28	17.4
15	-5.500	弾性域	26.40	26.40	60.70	3000	-6.97	20.9
16	-6.000	弾性域	23.20	23.20	61.20	3000	-5.62	16.9
17	-6.500	弾性域	20.00	20.00	36.96	1800	-4.31	7.8
18	-6.600	弾性域	19.36	19.36	30.94	1500	-4.06	6.1
19	-7.000	弾性域	16.80	16.80	56.00	2700	-3.10	8.4
20	-7.500	弾性域	13.60	13.60	37.56	1800	-2.04	3.7
21	-7.600	弾性域	12.96	12.96	31.44	1500	-1.85	2.8
22	-8.000	弾性域	10.40	0.00	40.37	13700	-1.16	15.9
23	-8.500	弾性域	0.00	0.00	39.63	25000	-0.51	12.8
24	-9.000	弾性域	0.00	0.00	52.13	25000	-0.09	2.1
25	-9.500	弾性域	0.00	0.00	64.62	25000	0.16	-4.1
26	-10.000	弾性域	0.00	0.00	92.34	15000	0.29	-4.3
27	-10.500	弾性域	0.00	0.00	112.70	5000	0.33	-1.7
28	-11.000	弾性域	0.00	0.00	115.40	5000	0.32	-1.6
29	-11.500	弾性域	0.00	0.00	118.10	5000	0.28	-1.4
30	-12.000	弾性域	0.00	0.00	120.80	5000	0.23	-1.2
31	-12.500	弾性域	0.00	0.00	123.50	5000	0.18	-0.9
32	-13.000	弾性域	0.00	0.00	126.20	5000	0.13	-0.6
33	-13.500	弾性域	0.00	0.00	128.90	5000	0.08	-0.4
34	-14.000	弾性域	0.00	0.00	119.88	4559	0.05	-0.2
35	-14.412	弾性域	0.00	0.00	66.69	2500	0.03	-0.1
36	-14.500	弾性域	0.00	0.00	79.33	2941	0.02	-0.1
37	-15.000	弾性域	0.00	0.00	137.00	5000	0.00	0.0
38	-15.500	弾性域	0.00	0.00	139.70	5000	-0.01	0.0
39	-16.000	弾性域	0.00	0.00	142.40	5000	-0.01	0.1
40	-16.500	弾性域	0.00	0.00	145.10	5000	-0.01	0.1
41	-17.000	弾性域	0.00	0.00	147.80	5000	-0.01	0.1
42	-17.500	弾性域	0.00	0.00	150.50	5000	-0.01	0.1
43	-18.000	弾性域	0.00	0.00	153.20	5000	-0.01	0.1
44	-18.500	弾性域	0.00	0.00	155.90	5000	-0.01	0.0
45	-19.000	弾性域	0.00	0.00	158.60	5000	0.00	0.0
46	-19.500	弾性域	0.00	0.00	85.06	2647	0.00	0.0
47	-19.529	弾性域	0.00	0.00	81.03	2500	0.00	0.0
48	-20.000	弾性域	0.00	-----	76.88	2353	0.00	0.0

注1) 切梁有効における有効受働側圧欄は「先行変位荷重」である。

注2) 切梁有効における地盤バネ欄は「支保工バネ」である。

注3) 変位の+は 反力の+は 。

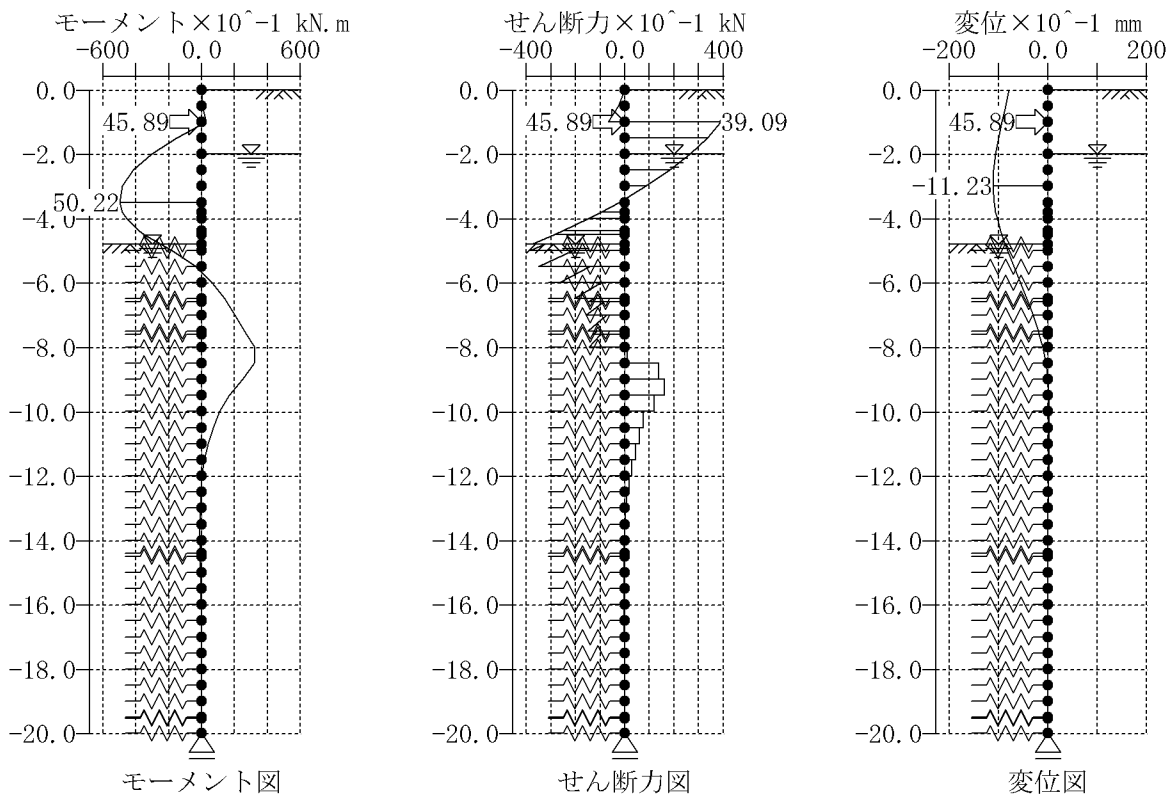
注4) 弾性域の有効受働側圧は解析上は無載荷である。

2)2次掘削時の解析結果 (断面力、変位)

Mmax = 50.2kN.m/m (発生位置G.L. -3.50m) Mmin = -32.6kN.m/m (発生位置G.L. -8.00m)
 Smax = 39.1kN/m (発生位置G.L. -1.00m) Smin = -38.6kN/m (発生位置G.L. -5.00m)
 max= 0.33mm (発生位置G.L. -10.50m) min= -11.23mm (発生位置G.L. -3.00m)

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上面	下面	上面	下面		
1	0.000	-----	0.0	-----	0.0	-7.93	-----

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上面	下面	上面	下面		
2	-0.500	-0.6	-0.6	-2.7	-2.7	-8.65	-----
3	-1.000	-2.9	-2.9	-6.8	39.1	-9.38	45.9
4	-1.500	15.3	15.3	33.6	33.6	-10.11	-----
5	-2.000	30.4	30.4	26.7	26.7	-10.73	-----
6	-2.500	41.8	41.8	18.4	18.4	-11.13	-----
7	-3.000	48.6	48.6	8.7	8.7	-11.23	-----
8	-3.500	50.2	50.2	-2.4	-2.4	-10.99	-----
9	-3.800	48.4	48.4	-9.7	-9.7	-10.67	-----
10	-4.000	46.0	46.0	-14.9	-14.9	-10.39	-----
11	-4.375	38.5	38.5	-25.2	-25.2	-9.72	-----
12	-4.500	35.1	35.1	-28.8	-28.8	-9.46	-----
13	-4.800	25.1	25.1	-37.8	-32.6	-8.77	-----
14	-5.000	18.0	18.0	-38.6	-21.2	-8.28	-----
15	-5.500	3.8	3.8	-35.2	-14.3	-6.97	-----
16	-6.000	-6.5	-6.5	-26.7	-9.8	-5.62	-----
17	-6.500	-14.2	-14.2	-20.6	-12.9	-4.31	-----
18	-6.600	-15.6	-15.6	-14.8	-8.8	-4.06	-----
19	-7.000	-20.6	-20.6	-16.0	-7.6	-3.10	-----
20	-7.500	-26.3	-26.3	-15.2	-11.5	-2.04	-----
21	-7.600	-27.6	-27.6	-12.9	-10.1	-1.85	-----
22	-8.000	-32.6	-32.6	-14.8	1.2	-1.16	-----
23	-8.500	-32.0	-32.0	1.2	14.0	-0.51	-----
24	-9.000	-25.0	-25.0	14.0	16.1	-0.09	-----
25	-9.500	-16.9	-16.9	16.1	12.0	0.16	-----
26	-10.000	-10.9	-10.9	12.0	7.7	0.29	-----
27	-10.500	-7.1	-7.1	7.7	6.1	0.33	-----
28	-11.000	-4.0	-4.0	6.1	4.4	0.32	-----
29	-11.500	-1.8	-1.8	4.4	3.0	0.28	-----
30	-12.000	-0.3	-0.3	3.0	1.9	0.23	-----
31	-12.500	0.6	0.6	1.9	1.0	0.18	-----
32	-13.000	1.1	1.1	1.0	0.3	0.13	-----
33	-13.500	1.3	1.3	0.3	-0.1	0.08	-----
34	-14.000	1.3	1.3	-0.1	-0.3	0.05	-----
35	-14.412	1.1	1.1	-0.3	-0.3	0.03	-----
36	-14.500	1.1	1.1	-0.3	-0.4	0.02	-----
37	-15.000	0.9	0.9	-0.4	-0.4	0.00	-----
38	-15.500	0.7	0.7	-0.4	-0.4	-0.01	-----
39	-16.000	0.5	0.5	-0.4	-0.3	-0.01	-----
40	-16.500	0.3	0.3	-0.3	-0.3	-0.01	-----
41	-17.000	0.2	0.2	-0.3	-0.2	-0.01	-----
42	-17.500	0.1	0.1	-0.2	-0.1	-0.01	-----
43	-18.000	0.0	0.0	-0.1	-0.1	-0.01	-----
44	-18.500	0.0	0.0	-0.1	0.0	-0.01	-----
45	-19.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	-----
46	-19.500	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	-----
47	-19.529	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	-----
48	-20.000	0.0	-----	0.0	-----	0.00	-----



・先行変位と先行変位相当の荷重

次ステップ以降に下記の切ばりが有効な場合に先行変位荷重を載荷する。

格点 No	変位 x mm	施工緩み L mm	先行変位 o mm	支保工バネ Ks kN/m	先行変位荷重 kN/m
9	-10.67	0.00	-10.67	61960.0	-661.01

ここに、

x : 切ばり位置の壁体変位 (+)

L : 施工ゆるみ

o : 先行変位 (+) o = x - L

(3)3次掘削時

1)解析結果 (側圧、弾性反力、変位)

格点 No	標高 GL m	状態	有効主働側圧 Pae (kN/m ²)		有効受働側圧 Ppe kN/m	地盤バネ kH kN/m/m	変位 mm	弾性反力 R kN/m
			上面	下面				
1	0.000		-----	4.00	-----	-----	-7.69	-----
2	-0.500		6.80	6.80	-----	-----	-8.32	-----
3	-1.000	切梁有効	9.60	9.60	-535.50	61960	-8.95	19.0
4	-1.500		12.40	12.40	-----	-----	-9.59	-----
5	-2.000		15.20	15.20	-----	-----	-10.22	-----
6	-2.500		18.00	18.00	-----	-----	-10.83	-----
7	-3.000		20.80	20.80	-----	-----	-11.43	-----
8	-3.500		23.60	23.60	-----	-----	-12.07	-----
9	-3.800	切梁有効	25.28	25.28	-661.01	61960	-12.51	114.0
10	-4.000		26.40	26.40	-----	-----	-12.83	-----
11	-4.375		28.50	28.50	-----	-----	-13.47	-----
12	-4.500		29.20	29.20	-----	-----	-13.67	-----
13	-4.800		30.88	30.88	-----	-----	-14.12	-----
14	-5.000		32.00	32.00	-----	-----	-14.37	-----
15	-5.500		34.80	34.80	-----	-----	-14.73	-----
16	-6.000		37.60	37.60	-----	-----	-14.65	-----
17	-6.500		40.40	40.40	-----	-----	-14.05	-----
18	-6.600		40.96	40.96	-----	-----	-13.87	-----
19	-7.000		43.20	43.20	-----	-----	-12.94	-----
20	-7.500		46.00	46.00	-----	-----	-11.40	-----
21	-7.600	弾性域	46.56	46.56	24.04	1200	-11.06	13.3
22	-8.000	塑性域	44.00	31.80	27.04	13700	-9.59	0.0
23	-8.500	塑性域	27.30	27.30	13.53	25000	-7.68	0.0
24	-9.000	塑性域	22.80	22.80	23.77	25000	-5.85	0.0
25	-9.500	塑性域	18.30	18.30	34.02	25000	-4.24	0.0
26	-10.000	弾性域	13.80	30.00	73.68	15000	-2.97	44.6
27	-10.500	弾性域	26.60	26.60	106.40	5000	-2.06	10.3
28	-11.000	弾性域	23.20	23.20	107.40	5000	-1.44	7.2
29	-11.500	弾性域	19.80	19.80	108.40	5000	-1.01	5.1
30	-12.000	弾性域	16.40	16.40	109.40	5000	-0.73	3.6
31	-12.500	弾性域	13.00	13.00	110.40	5000	-0.53	2.6
32	-13.000	弾性域	9.60	9.60	111.40	5000	-0.38	1.9
33	-13.500	弾性域	6.20	6.20	112.40	5000	-0.26	1.3
34	-14.000	弾性域	2.80	2.80	103.35	4559	-0.17	0.8
35	-14.412	弾性域	0.00	0.00	57.04	2500	-0.11	0.3
36	-14.500	弾性域	0.00	0.00	67.80	2941	-0.10	0.3
37	-15.000	弾性域	0.00	0.00	117.40	5000	-0.05	0.2
38	-15.500	弾性域	0.00	0.00	120.10	5000	-0.01	0.0
39	-16.000	弾性域	0.00	0.00	122.80	5000	0.01	-0.1
40	-16.500	弾性域	0.00	0.00	125.50	5000	0.03	-0.1
41	-17.000	弾性域	0.00	0.00	128.20	5000	0.03	-0.2
42	-17.500	弾性域	0.00	0.00	130.90	5000	0.03	-0.2
43	-18.000	弾性域	0.00	0.00	133.60	5000	0.03	-0.1
44	-18.500	弾性域	0.00	0.00	136.30	5000	0.02	-0.1
45	-19.000	弾性域	0.00	0.00	139.00	5000	0.02	-0.1
46	-19.500	弾性域	0.00	0.00	74.68	2647	0.01	0.0
47	-19.529	弾性域	0.00	0.00	71.23	2500	0.01	0.0
48	-20.000	弾性域	0.00	-----	67.65	2353	0.00	0.0

注1) 切梁有効における有効受働側圧欄は「先行変位荷重」である。

注2) 切梁有効における地盤バネ欄は「支保工バネ」である。

注3) 変位の+は 反力の+は 。

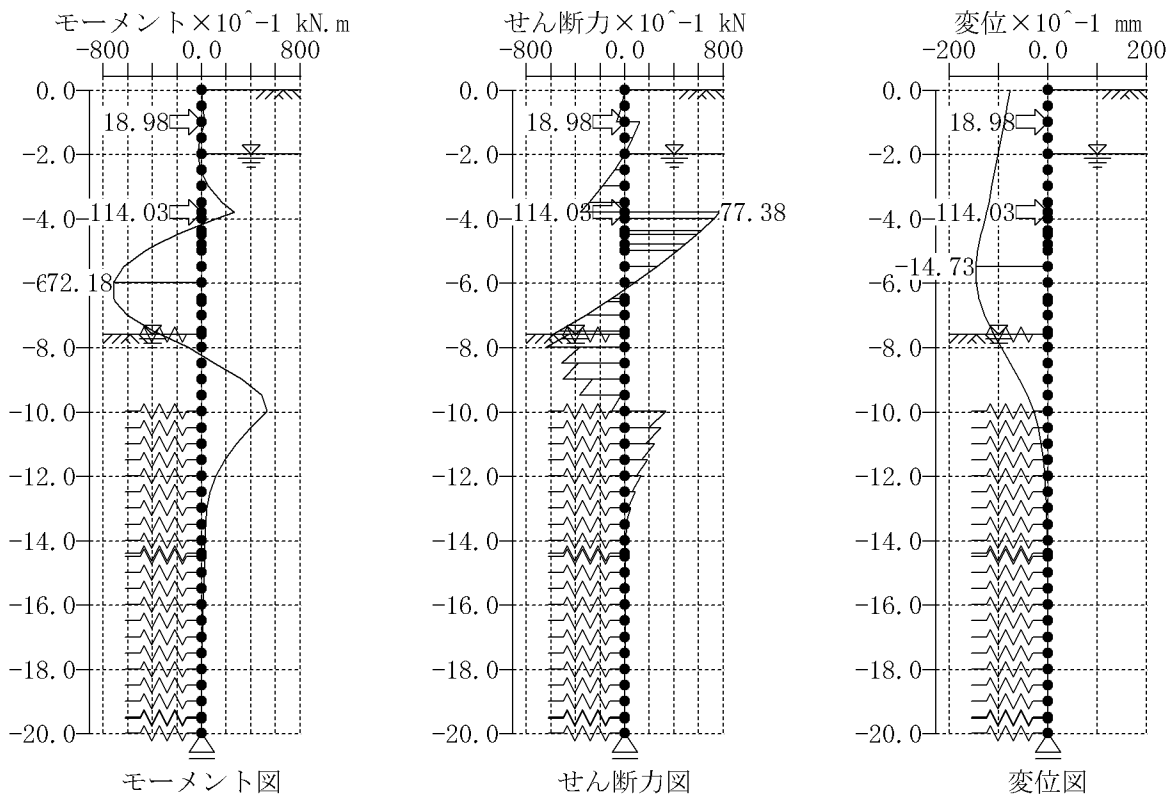
注4) 弾性域の有効受働側圧は解析上は無載荷である。

2)3次掘削時の解析結果 (断面力、変位)

Mmax = 72.2kN.m/m (発生位置G.L. -6.00m) Mmin = -53.0kN.m/m (発生位置G.L. -10.00m)
 Smax = 77.4kN/m (発生位置G.L. -3.80m) Smin = -64.0kN/m (発生位置G.L. -8.00m)
 max= 0.03mm (発生位置G.L. -17.00m) min= -14.73mm (発生位置G.L. -5.50m)

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上面	下面	上面	下面		
1	0.000	-----	0.0	-----	0.0	-7.69	-----

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上 面	下 面	上 面	下 面		
2	-0.500	-0.6	-0.6	-2.7	-2.7	-8.32	-----
3	-1.000	-2.9	-2.9	-6.8	12.2	-8.95	19.0
4	-1.500	1.8	1.8	6.7	6.7	-9.59	-----
5	-2.000	3.5	3.5	-0.2	-0.2	-10.22	-----
6	-2.500	1.4	1.4	-8.5	-8.5	-10.83	-----
7	-3.000	-5.2	-5.2	-18.2	-18.2	-11.43	-----
8	-3.500	-17.1	-17.1	-29.3	-29.3	-12.07	-----
9	-3.800	-26.9	-26.9	-36.6	77.4	-12.51	114.0
10	-4.000	-12.0	-12.0	72.2	72.2	-12.83	-----
11	-4.375	13.2	13.2	61.9	61.9	-13.47	-----
12	-4.500	20.7	20.7	58.3	58.3	-13.67	-----
13	-4.800	36.9	36.9	49.3	49.3	-14.12	-----
14	-5.000	46.1	46.1	43.0	43.0	-14.37	-----
15	-5.500	63.5	63.5	26.3	26.3	-14.73	-----
16	-6.000	72.2	72.2	8.2	8.2	-14.65	-----
17	-6.500	71.5	71.5	-11.3	-11.3	-14.05	-----
18	-6.600	70.1	70.1	-15.4	-15.4	-13.87	-----
19	-7.000	60.7	60.7	-32.2	-32.2	-12.94	-----
20	-7.500	39.0	39.0	-54.5	-54.5	-11.40	-----
21	-7.600	33.4	33.4	-59.1	-45.8	-11.06	-----
22	-8.000	11.4	11.4	-64.0	-36.9	-9.59	-----
23	-8.500	-10.9	-10.9	-51.7	-38.2	-7.68	-----
24	-9.000	-33.2	-33.2	-50.7	-26.9	-5.85	-----
25	-9.500	-49.3	-49.3	-37.2	-3.2	-4.24	-----
26	-10.000	-53.0	-53.0	-11.2	33.4	-2.97	-----
27	-10.500	-39.9	-39.9	19.2	29.6	-2.06	-----
28	-11.000	-28.3	-28.3	17.1	24.3	-1.44	-----
29	-11.500	-18.9	-18.9	13.5	18.6	-1.01	-----
30	-12.000	-11.9	-11.9	9.6	13.2	-0.73	-----
31	-12.500	-7.3	-7.3	5.8	8.5	-0.53	-----
32	-13.000	-4.5	-4.5	2.8	4.7	-0.38	-----
33	-13.500	-3.2	-3.2	0.8	2.1	-0.26	-----
34	-14.000	-2.8	-2.8	-0.2	0.6	-0.17	-----
35	-14.412	-2.7	-2.7	0.1	0.3	-0.11	-----
36	-14.500	-2.6	-2.6	0.3	0.6	-0.10	-----
37	-15.000	-2.3	-2.3	0.6	0.9	-0.05	-----
38	-15.500	-1.9	-1.9	0.9	0.9	-0.01	-----
39	-16.000	-1.5	-1.5	0.9	0.8	0.01	-----
40	-16.500	-1.0	-1.0	0.8	0.7	0.03	-----
41	-17.000	-0.7	-0.7	0.7	0.5	0.03	-----
42	-17.500	-0.4	-0.4	0.5	0.4	0.03	-----
43	-18.000	-0.2	-0.2	0.4	0.3	0.03	-----
44	-18.500	-0.1	-0.1	0.3	0.1	0.02	-----
45	-19.000	0.0	0.0	0.1	0.1	0.02	-----
46	-19.500	0.0	0.0	0.1	0.0	0.01	-----
47	-19.529	0.0	0.0	0.0	0.0	0.01	-----
48	-20.000	0.0	-----	0.0	-----	0.00	-----



・先行変位と先行変位相当の荷重

次ステップ以降に下記の切ばりが有効な場合に先行変位荷重を載荷する。

格点 No	変位 x mm	施工緩み L mm	先行変位 o mm	支保工バネ Ks kN/m	先行変位荷重 kN/m
18	-13.87	0.00	-13.87	61960.0	-859.14

ここに、

x : 切ばり位置の壁体変位 (+)

L : 施工ゆるみ

o : 先行変位 (+) o = x - L

(4)最終掘削時

1)解析結果（側圧、弾性反力、変位）

格点 No	標高 GL m	状態	有効主働側圧 Pae (kN/m ²)		有効 受働側圧 Ppe kN/m	地盤バネ kH kN/m/m	変位 mm	弾性反力 R kN/m
			上面	下面				
1	0.000		-----	4.00	-----	-----	-7.85	-----
2	-0.500		6.80	6.80	-----	-----	-8.40	-----
3	-1.000	切梁有効	9.60	9.60	-535.50	61960	-8.95	19.1
4	-1.500		12.40	12.40	-----	-----	-9.51	-----
5	-2.000		15.20	15.20	-----	-----	-10.06	-----
6	-2.500		18.00	18.00	-----	-----	-10.59	-----
7	-3.000		20.80	20.80	-----	-----	-11.11	-----
8	-3.500		23.60	23.60	-----	-----	-11.67	-----
9	-3.800	切梁有効	25.28	25.28	-661.01	61960	-12.06	86.0
10	-4.000		26.40	26.40	-----	-----	-12.35	-----
11	-4.375		28.50	28.50	-----	-----	-12.94	-----
12	-4.500		29.20	29.20	-----	-----	-13.15	-----
13	-4.800		30.88	30.88	-----	-----	-13.63	-----
14	-5.000		32.00	32.00	-----	-----	-13.94	-----
15	-5.500		34.80	34.80	-----	-----	-14.64	-----
16	-6.000		37.60	37.60	-----	-----	-15.23	-----
17	-6.500		40.40	40.40	-----	-----	-15.75	-----
18	-6.600	切梁有効	40.96	40.96	-859.14	61960	-15.85	123.2
19	-7.000		43.20	43.20	-----	-----	-16.26	-----
20	-7.500		46.00	46.00	-----	-----	-16.63	-----
21	-7.600		46.56	46.56	-----	-----	-16.67	-----
22	-8.000		48.80	36.60	-----	-----	-16.67	-----
23	-8.500		39.60	39.60	-----	-----	-16.27	-----
24	-9.000		42.60	42.60	-----	-----	-15.41	-----
25	-9.500		45.60	45.60	-----	-----	-14.13	-----
26	-10.000	弾性域	48.60	64.80	50.13	2500	-12.54	31.4
27	-10.500	弾性域	61.40	61.40	101.00	5000	-10.85	54.2
28	-11.000	弾性域	58.00	58.00	102.00	5000	-9.21	46.0
29	-11.500	弾性域	54.60	54.60	103.00	5000	-7.74	38.7
30	-12.000	弾性域	51.20	51.20	104.00	5000	-6.50	32.5
31	-12.500	弾性域	47.80	47.80	105.00	5000	-5.47	27.4
32	-13.000	弾性域	44.40	44.40	106.00	5000	-4.65	23.3
33	-13.500	弾性域	41.00	41.00	107.00	5000	-4.00	20.0
34	-14.000	弾性域	37.60	37.60	98.43	4559	-3.49	15.9
35	-14.412	弾性域	34.80	34.80	54.33	2500	-3.14	7.8
36	-14.500	弾性域	34.20	34.20	64.24	2941	-3.07	9.0
37	-15.000	弾性域	30.80	30.80	110.00	5000	-2.72	13.6
38	-15.500	弾性域	27.40	27.40	111.00	5000	-2.41	12.0
39	-16.000	弾性域	24.00	24.00	112.00	5000	-2.12	10.6
40	-16.500	弾性域	20.60	20.60	113.00	5000	-1.84	9.2
41	-17.000	弾性域	17.20	17.20	114.00	5000	-1.56	7.8
42	-17.500	弾性域	13.80	13.80	115.00	5000	-1.28	6.4
43	-18.000	弾性域	10.40	10.40	116.00	5000	-1.00	5.0
44	-18.500	弾性域	7.00	7.00	117.00	5000	-0.71	3.6
45	-19.000	弾性域	3.60	3.60	118.00	5000	-0.42	2.1
46	-19.500	弾性域	0.20	0.20	62.88	2647	-0.14	0.4
47	-19.529	弾性域	0.00	0.00	59.83	2500	-0.12	0.3
48	-20.000	弾性	0.00	-----	56.92	2353	0.15	-0.3

注1) 切梁有効における有効受働側圧欄は「先行変位荷重」である。

注2) 切梁有効における地盤バネ欄は「支保工バネ」である。

注3) 変位の+は 反力の+は 。

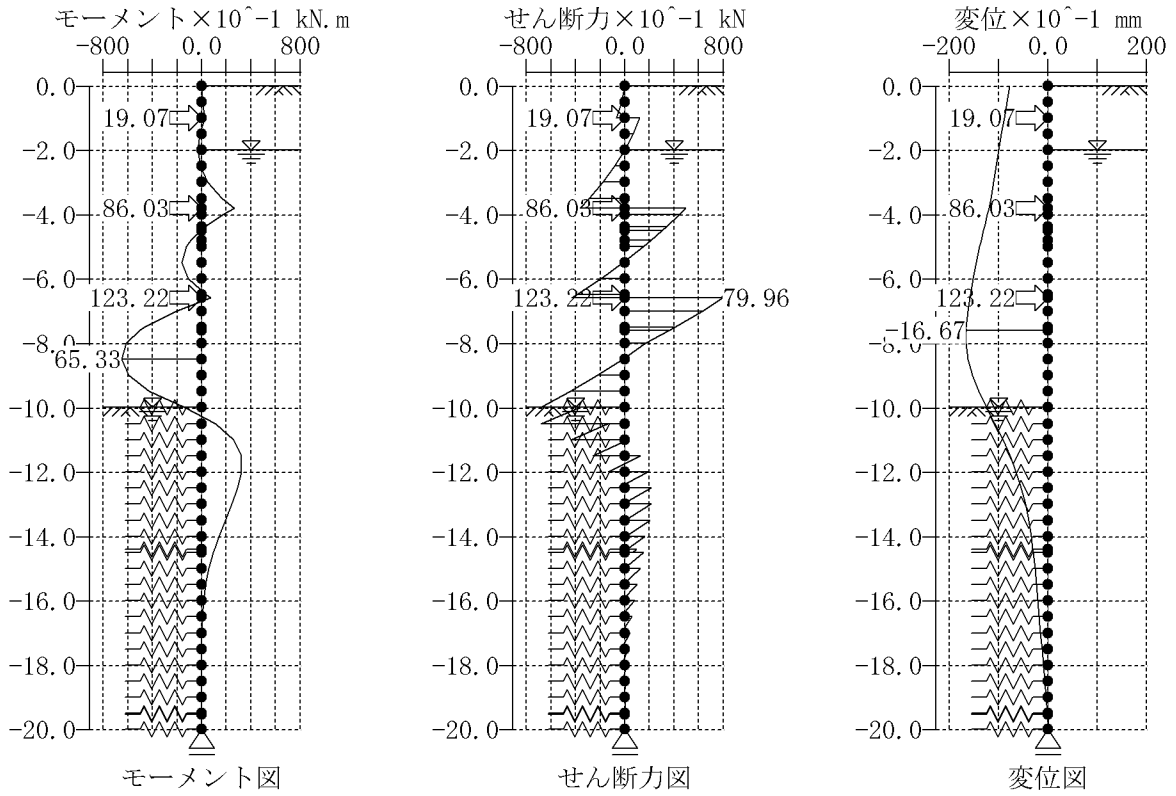
注4) 弾性域の有効受働側圧は解析上は無載荷である。

2)最終掘削時の解析結果（断面力、変位）

Mmax = 65.3kN.m/m (発生位置G.L. -8.50m) Mmin = -32.7kN.m/m (発生位置G.L. -12.00m)
 Smax = 80.0kN/m (発生位置G.L. -6.60m) Smin = -68.3kN/m (発生位置G.L. -10.50m)
 max= 0.15mm (発生位置G.L. -20.00m) min= -16.67mm (発生位置G.L. -7.60m)

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上面	下面	上面	下面		
1	0.000	-----	0.0	-----	0.0	-7.85	-----

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm	支保工 水平反力 kN/m
		上 面	下 面	上 面	下 面		
2	-0.500	-0.6	-0.6	-2.7	-2.7	-8.40	-----
3	-1.000	-2.9	-2.9	-6.8	12.3	-8.95	19.1
4	-1.500	1.9	1.9	6.8	6.8	-9.51	-----
5	-2.000	3.6	3.6	-0.1	-0.1	-10.06	-----
6	-2.500	1.5	1.5	-8.4	-8.4	-10.59	-----
7	-3.000	-5.1	-5.1	-18.1	-18.1	-11.11	-----
8	-3.500	-16.8	-16.8	-29.2	-29.2	-11.67	-----
9	-3.800	-26.7	-26.7	-36.6	49.5	-12.06	86.0
10	-4.000	-17.3	-17.3	44.3	44.3	-12.35	-----
11	-4.375	-2.6	-2.6	34.0	34.0	-12.94	-----
12	-4.500	1.4	1.4	30.4	30.4	-13.15	-----
13	-4.800	9.2	9.2	21.4	21.4	-13.63	-----
14	-5.000	12.9	12.9	15.1	15.1	-13.94	-----
15	-5.500	16.3	16.3	-1.6	-1.6	-14.64	-----
16	-6.000	11.0	11.0	-19.7	-19.7	-15.23	-----
17	-6.500	-3.6	-3.6	-39.2	-39.2	-15.75	-----
18	-6.600	-7.8	-7.8	-43.3	80.0	-15.85	123.2
19	-7.000	20.9	20.9	63.1	63.1	-16.26	-----
20	-7.500	46.9	46.9	40.8	40.8	-16.63	-----
21	-7.600	50.8	50.8	36.2	36.2	-16.67	-----
22	-8.000	61.5	61.5	17.1	17.1	-16.67	-----
23	-8.500	65.3	65.3	-1.9	-1.9	-16.27	-----
24	-9.000	59.3	59.3	-22.5	-22.5	-15.41	-----
25	-9.500	42.6	42.6	-44.5	-44.5	-14.13	-----
26	-10.000	14.5	14.5	-68.1	-36.7	-12.54	-----
27	-10.500	-11.8	-11.8	-68.3	-14.0	-10.85	-----
28	-11.000	-26.4	-26.4	-43.9	2.2	-9.21	-----
29	-11.500	-32.4	-32.4	-26.0	12.7	-7.74	-----
30	-12.000	-32.7	-32.7	-13.7	18.8	-6.50	-----
31	-12.500	-29.6	-29.6	-6.0	21.4	-5.47	-----
32	-13.000	-24.7	-24.7	-1.7	21.6	-4.65	-----
33	-13.500	-19.3	-19.3	0.3	20.3	-4.00	-----
34	-14.000	-14.2	-14.2	0.6	16.5	-3.49	-----
35	-14.412	-10.5	-10.5	1.6	9.5	-3.14	-----
36	-14.500	-9.8	-9.8	6.4	15.4	-3.07	-----
37	-15.000	-6.2	-6.2	-0.8	12.8	-2.72	-----
38	-15.500	-3.5	-3.5	-1.8	10.2	-2.41	-----
39	-16.000	-1.7	-1.7	-2.6	8.0	-2.12	-----
40	-16.500	-0.5	-0.5	-3.2	6.0	-1.84	-----
41	-17.000	0.0	0.0	-3.4	4.4	-1.56	-----
42	-17.500	0.2	0.2	-3.4	3.0	-1.28	-----
43	-18.000	0.2	0.2	-3.0	2.0	-1.00	-----
44	-18.500	0.0	0.0	-2.4	1.2	-0.71	-----
45	-19.000	-0.2	-0.2	-1.5	0.6	-0.42	-----
46	-19.500	-0.2	-0.2	-0.3	0.0	-0.14	-----
47	-19.529	-0.2	-0.2	0.0	0.3	-0.12	-----
48	-20.000	0.0	-----	0.3	-----	0.15	-----



3章 支持力

3.1 右壁の設計

3.1.1 検討条件

- (1) 検討方法：建築学会（平成14年）
- (2) 施工工法：場所打ち杭工法の山留め壁
- (3) 検討条件：決定根入長に対する照査結果

検討位置	G.L.(m)	-20.000
掘削底面位置	G.L.(m)	-10.000
掘削側水位位置	G.L.(m)	-10.000
壁体天端位置	G.L.(m)	0.000
根入れ長 L	m	10.000
土留め壁の単位重量	kN/m	10.0
水の単位重量 w	kN/m ³	10.0

3.1.2 鉛直支持力の照査

(1) 許容鉛直支持力 (Ra)

$$Ra = \frac{1}{2} Ru - W \geq N$$

安全率	地盤から決まる 極限支持力度 Ru (kN)	杭の自重 W (kN)	許容 鉛直支持力 Ra (kN)	鉛直荷重 N (kN)	判定
1 / 2	2181.88	200.00	890.94	0.00	

(2) 極限支持力 (Ru)

$$Ru = qd \cdot Ap + U \cdot Li \times fsi$$

1) 土留め壁の先端面積・周長について

先端面積 Ap (m ²)	周 長 U (m)
0.0243	1.0000

2) 極限支持力度qdについて

$$qd = N \text{ (ただし、} N \geq 60 \text{)}$$

N値は掘削側地盤条件を用いる。

・N値：杭先端でのN値

施工条件による 先端支持力度 の係数	先端地盤 のN値 N	極限支持力度 qd (kN/m ²)
150	50.0	7500.00

3) 掘削底面以深の周面摩擦力 (1/2・qu・Lc+10/3・Ns・Ls) について

- ・砂質土 : Ns (ただし、Ns ≥ 30)
- ・粘性土 : qu (ただし、qu ≥ 200)
- ・全周面摩擦力： (1/2・qu・Lc+10/3・Ns・Ls) = 2000.00(kN/m)

(掘削側)

No	層 厚 Li (m)	砂質土 のN値 Ns	粘性土 一軸圧 qu	最大周面 摩擦力度 fi (kN/m ²)	周面摩擦力 Li・fi (kN/m)
1	10.000	-----	200.0	100.00	1000.00
	10.000				1000.00

(背面側)

No	層厚 Li (m)	砂質土 のN値 N	粘性土 一軸圧 qu	最大周面 摩擦力度 fi (kN/m ²)	周面摩擦力 Li・fi (kN/m)
1	10.000	-----	200.0	100.00	1000.00
	10.000				1000.00

4章 底面安定

4.1 右壁の設計

4.1.1 ボイリング

(1) 検討条件

1) 検討方法：限界動水勾配の方法

2) 検討条件

背面側地表面天端	G.L. (m)	0.000
壁体先端位置	G.L. (m)	-20.000
掘削底面位置	G.L. (m)	-10.000
根入れ長 Ld	m	10.000
背面側水位位置	G.L. (m)	-2.000
掘削側水位位置	G.L. (m)	-10.000
水位差 hw	m	8.000
水の単位体積重量 w	kN/m ³	10.0
掘削側上載荷重 q	kN/m ²	0.000
掘削底面までの距離 D1	m	-2.000

D1：背面側地表面と背面側水位の低い方から掘削底面までの距離。

D2：Ldに同じ。

(2) 安定性の照査

1) 安全率の計算

ボイリングに対しては、次式を満足していなければならない。

$$F_s = \frac{W+q}{U} \geq F_{sa}$$

土の有効重量 W+q (kN/m ²)	平均過剰 間隙水圧 U (kN/m ²)	安全率 F _s	必要 安全率 F _{sa}	判定
204.00	80.00	2.55	1.20	

2) 土の有効重量について（掘削側根入れ区間）

$$W = \gamma \cdot (D1 + 2 \cdot D2) = 204.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

γ：土の平均単位体積重量(kN/m³) 水位以下は(湿潤重量-水の単位重量),水位より上は湿潤重量。

1) 掘削側D2区間

No	層上面高 G.L. (m)	層下面高 G.L. (m)	層厚 L _i (m)	土の 単位重量 (kN/m ³)	土の有効重量 iL _i (kN/m ²)
1	-10.000	-20.000	10.000	8.0	80.00
			10.000		80.00

2) 背面側（D1 + D2）区間

No	層上面高 G.L. (m)	層下面高 G.L. (m)	層厚 L _i (m)	土の 単位重量 (kN/m ³)	土の有効重量 iL _i (kN/m ²)
1	-2.000	-8.000	6.000	4.0	24.00
2	-8.000	-10.000	2.000	10.0	20.00
3	-10.000	-20.000	10.000	8.0	80.00
			18.000		124.00

3) 平均過剰間隙水圧について

$$U = w \cdot hw = 80.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

4.1.2 パイピング

(1) 検討条件

検討条件：決定長に対する照査結果

背面側地表面天端	G.L. (m)	0.000
壁体先端位置	G.L. (m)	-20.000
掘削底面位置	G.L. (m)	-10.000
根入れ長	Ld m	10.000
背面側水位位置	G.L. (m)	-2.000
掘削側水位位置	G.L. (m)	-10.000
水位差	hw m	8.000
背面側の控除すべき礫層長	L m	2.000
背面側の掘削底面までの浸透流路長	Lr m	8.000

Lr：背面側地表面と背面側水位面の低い方から掘削底面までの距離。

(2) 決定長に対する照査結果

1) パイピング照査式

パイピングに対しては、次式を満足していなければならない。

$$L_h + L_d \geq 2.0 \cdot h_w$$

ここに、

hw：水位差

Lh：背面側の浸透流路長(m)

背面側地表面と背面側水位面の低い方から根入れ先端までの距離。

ただし、透水性の大きな地層については、その層厚(L)を控除する。

よって、

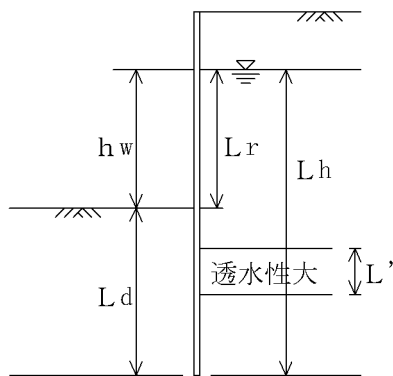
$$L_h = L_d + L_r - L$$

で表される。

Ld：掘削底面からの根入れ長(m)

2) 決定長に対する照査結果

背面側の浸透流路長 Lh (m)	掘削面からの根入れ長 Ld (m)	Lh + Ld (m)	2.0 · hw (m)	判定
16.000	10.000	26.000	16.000	



4.1.3 ヒーピング

(1) 検討条件

1) 検討方法：建築学会基準による方法

2) 検討条件

背面側地表面位置	G.L. (m)	0.000
掘削底面位置	G.L. (m)	-10.000
背面側水位位置	G.L. (m)	-2.000
掘削側水位位置	G.L. (m)	-10.000
水の単位体積重量	w	kN/m ³ 10.0
上載荷重	q	kN/m ² 10.00

ただし、上載荷重は無視する。

(2) 安定数の検討

1) 安定数の計算

下式を満足できない場合は、ヒーピングの検討を行う。

$$N_b = \frac{\sum (\gamma_i \cdot H_i) + q}{c} \leq N_{ba}$$

掘削底面での土の有効重量 H+q (kN/m ²)	掘削底面での粘着力 c (kN/m ²)	安定数 N _b	安定数許容値 N _{ba}	判定
160.00	100.00	1.600	4.00	

判定が ないので、ヒーピングの照査は省略する。

2) ($\gamma_i \cdot H_i$) は、掘削底面までの土の有効重量である（背面側地盤の掘削区間）。

i：各層の土の単位体積重量(kN/m³)

背面側水位より上は、湿潤重量。

背面側水位～掘削側水位区間は、（水中重量+水の単位重量）。

掘削側水位より下は、水中重量。

水の層は、水の単位体積重量。

No	層上面高 G.L. (m)	層下面高 G.L. (m)	層厚 L _i (m)	土の単位重量 (kN/m ³)	土の有効重量 iL _i (kN/m ²)
1	0.000	-2.000	2.000	14.0	28.00
2	-2.000	-8.000	6.000	15.0	90.00
3	-8.000	-10.000	2.000	21.0	42.00
			10.000		160.00

3) 粘着力は、掘削底面直下（掘削側）の層の上端の粘着力とする。

$$c = 100.00 \text{ kN/m}^2$$

4.1.4 盤ぶくれ

(1) 検討条件

1) 検討方法：荷重バランス法

2) 検討条件

掘削底面位置	G.L. (m)	-10.000
難透水層上面位置	G.L. (m)	-11.000
同上 下面位置	G.L. (m)	-13.000
被圧水頭	hw	m
水の単位体積重量	w	kN/m ³
掘削側上載荷重	q	kN/m ²
		4.000
		10.0
		0.000

(2) 盤ぶくれの検討

1) 盤ぶくれ照査式

盤ぶくれに対しては、次式を満足していなければならない。

$$F_s = \frac{w+q}{u} \geq F_{sa}$$

土被り荷重 w+q (kN/m ²)	被水圧 u (kN/m ²)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}	判定
54.00	40.00	1.35	1.10	

2) 土被り荷重について

掘削底面から難透水層を含む区間(掘削側地盤条件)の土被り荷重は以下の通りである。

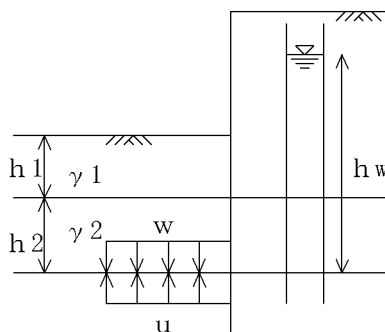
$$w = (i \cdot L_i) = 54.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

: 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

No	層上面高 G.L. (m)	層下面高 G.L. (m)	層厚 L _i (m)	土の単位重量 (kN/m ³)	土の有効重量 iL _i (kN/m ²)
1	-10.000	-13.000	3.000	18.0	54.00
			3.000		54.00

3) 被圧水圧について

$$u = w \cdot hw = 40.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

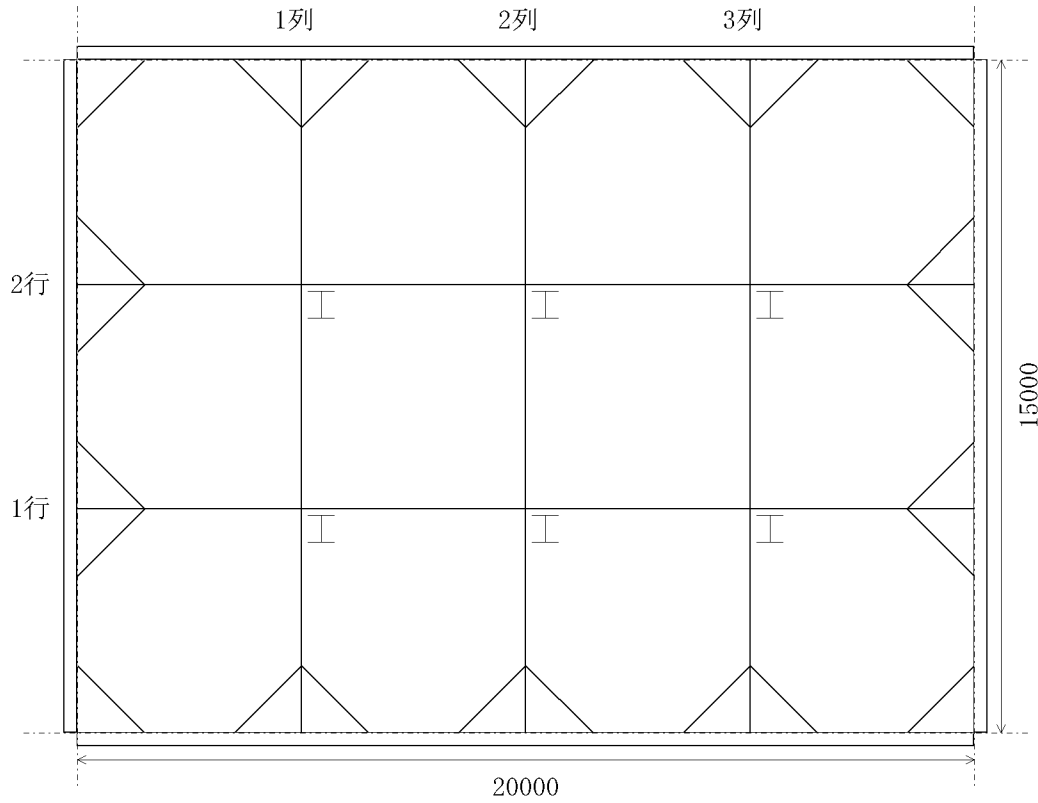


5章 切ばり支保工の計算

5.1 左右方向の設計

5.1.1 照査位置

(1) 1段目平面図



(2) 設計箇所一覧

1) 支保工反力を採用した壁

右壁側

2) 腹起し

腹起し照査位置は次の通りとする。

No.	段	区間
1	1	2
2	2	2
3	3	2

3) 切ばり

切ばり照査位置は次の通りとする。

No.	段	切ばりNo
1	1	1
2	2	1
3	3	1

4)切ばり火打ち

切ばり火打ち照査位置は次の通りとする。

No.	段	切ばりNo	位置	重番号
1	1	1	後壁側	1
2	2	1	後壁側	1
3	3	1	後壁側	1

5)隅火打ち

隅火打ち照査位置は次の通りとする。

No.	段	位置	重番号
1	1	第1隅角	1
2	2	第1隅角	1
3	3	第1隅角	1

6)中間杭

中間杭照査位置は次の通りとする。

No.	行	列
1	1	2

5.1.2 設計条件

(1) 支保工反力

段	支保工反力 (kN/m)
1	45.89
2	114.03
3	123.22

(2) 考え方

建築学会（平成14年）による方法

(3) 腹起し

検討部材

部材 No.	段	本数	使用 鋼材 No.	軸力分担幅 B (m)	曲げスパン L (m)	座屈スパン Lb (m)
1	1	2	17	2.67	3.50	3.50
2	2	2	17	2.67	3.50	3.50
3	3	2	17	2.67	3.50	3.50

材質 SS400

温度軸力 $N_t = 150 \text{ kN}$

鋼材の許容応力度 $f_t = 195 \text{ N/mm}^2$

鋼材の許容せん断応力度 $f_s = 110 \text{ N/mm}^2$

曲げモーメントの算出式 $(1/10)wL^2$

(4) 切ばり

検討部材

部材 No.	段	本数	使用 鋼材 No.	軸力分担幅 B (m)	曲げスパン L (m)	鉛直荷重 w (kN/m)	座屈スパン Lb (m)
1	1	1	17	4.83	5.00	5.00	5.00
2	2	1	17	4.83	5.00	5.00	5.00
3	3	1	17	4.83	5.00	5.00	5.00

材質 SS400

温度軸力 $N_t = 150 \text{ kN}$

鋼材の許容応力度 $f_t = 195 \text{ N/mm}^2$

鋼材の許容せん断応力度 $f_s = 110 \text{ N/mm}^2$

(5) 切ばり火打ち

検討部材

部材 No.	段	本数	使用 鋼材 No.	軸力分担幅 算出用 L1 (m)	軸力分担幅 算出用 L2 (m)	曲げスパン L (m)	座屈スパン Lb (m)	鉛直荷重 w (kN/m)	取付け角度 (度)
1	1	1	17	1.50	2.00	1.35	1.35	5.00	45
2	2	1	17	1.50	2.00	1.35	1.35	5.00	45
3	3	1	17	1.50	2.00	1.35	1.35	5.00	45

材質 SS400
 鋼材の許容応力度 $f_t = 195 \text{ N/mm}^2$
 鋼材の許容せん断応力度 $f_s = 110 \text{ N/mm}^2$
 温度軸力 $N_t = 150 \text{ kN}$
 火打ち取付け部の検討 しない

(6)隅火打ち

検討部材

部材 No.	段	本数	使用鋼材 No.	軸力分担幅算出用 L1 (m)	軸力分担幅算出用 L2 (m)	曲げスパン L (m)	座屈スパン Lb (m)	鉛直荷重 w (kN/m)	取付け角度 (度)
1	1	1	17	1.85	1.65	1.35	1.35	5.00	45
2	2	1	17	1.85	1.65	1.35	1.35	5.00	45
3	3	1	17	1.85	1.65	1.35	1.35	5.00	45

材質 SS400
 鋼材の許容応力度 $f_t = 195 \text{ N/mm}^2$
 鋼材の許容せん断応力度 $f_s = 110 \text{ N/mm}^2$
 温度軸力 $N_t = 150 \text{ kN}$
 火打ち取付け部の検討 しない
 火打ち2段重ねの検討 しない

(7)中間杭

検討部材

部材 No.	自重算出長 H (m)	座屈スパン		作用鉛直力 N4 (kN)	軸力分担幅		重量分担幅		中間杭の偏心率 e (m)
		L (m)	+1 /		LNx (m)	LNy (m)	Lwx (m)	Lwy (m)	
1	6.60	3.40	×	0.000	4.83	5.00	5.00	4.91	0.00

材質 SS400
 切ばりの温度軸力 $P_t = 150 \text{ kN}$
 切ばりの自重 + 鉛直荷重 $w_i = 5.00 \text{ kN/m}$
 中間杭の自重 $w = 1.47 \text{ kN/m}$
 鋼材の許容応力度 $f_t = 195 \text{ N/mm}^2$
 鋼材の許容せん断応力度 $f_s = 110 \text{ N/mm}^2$
 支持力は検討しない。

5.1.3 腹起し材

(1)1段目腹起し

1)設計条件

反力	R = 22.95 kN/m (支保工反力 45.89 kN/mを腹起し2本で分担する)
曲げスパン	L = 3.50 m
軸力分担幅	B = 2.67 m
温度軸力	Nt = 150 kN
座屈スパン	Lb = 3.50 m

2)断面力

軸力	N = R × B + Nt = 22.95 × 2.67 + 150 = 211.38 kN
曲げモーメント	M = $\frac{R \cdot L^2}{10} = \frac{22.95 \times 3.50^2}{10} = 28.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$
せん断力	S = $\frac{R \cdot L}{2} = \frac{22.95 \times 3.50}{2} = 40.15 \text{ kN}$

3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19孔

断面積 A = 154.90 cm² 断面係数 Z = 2000 cm³

4)応力度

圧縮応力度	$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{211.38 \times 10^3}{15490} = 14 \leq 178 \text{ N/mm}^2$
曲げ応力度	$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{28.11 \times 10^8}{2000000} = 14 \leq 195 \text{ N/mm}^2$

許容圧縮応力度 f_c = 178 N/mm² (= 38.9)

許容曲げ応力度 f_b = 195 N/mm² (max{ fb1 = 188, fb2 = 597 } かつ fb 195)

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{14}{178} + \frac{14}{195} = 0.15 \leq 1.00$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = \frac{S}{(H-2t_f) \cdot t_w} = \frac{40.15 \times 10^3}{3744} = 11 \leq 110 \text{ N/mm}^2$$

許容せん断応力度 f_s = 110 N/mm²

5)鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19孔

・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 3500.0 / 89.90 = 38.9 \text{ (} L_b \text{ : 座屈スパン、 } i_y \text{ : 断面2次半径)}$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、 } f_c &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{38.9}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{38.9}{120} \right)^2} \\ &= 178 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、fb 195 とする。

$$fb1 = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{Lb}{ik} \right)^2 \right\}$$

ここに、Lb：座屈スパン、ik：横座屈用断面2次半径

$$= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{3500}{99} \right)^2 \right\}$$

$$= 188 \text{ N/mm}^2$$

$$fb2 = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{Lb \times h}{Af}}$$

ここに、h：はりのせい、Af：圧縮フランジ断面積

$$= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{3500 \times 350}{6650}}$$

$$= 597 \text{ N/mm}^2$$

以上より、fb = 195 N/mm²

・許容せん断応力度

$$fs = 110 \text{ N/mm}^2$$

(2)2段目腹起し

1)設計条件

反力	R = 57.02 kN/m (支保工反力 114.03 kN/mを腹起し2本で分担する)
曲げスパン	L = 3.50 m
軸力分担幅	B = 2.67 m
温度軸力	Nt = 150 kN
座屈スパン	Lb = 3.50 m

2)断面力

$$\text{軸力} \quad N = R \times B + Nt = 57.02 \times 2.67 + 150 = 302.52 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = \frac{R \cdot L^2}{10} = \frac{57.02 \times 3.50^2}{10} = 69.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{せん断力} \quad S = \frac{R \cdot L}{2} = \frac{57.02 \times 3.50}{2} = 99.78 \text{ kN}$$

3)使用鋼材：H - 350 × 350 × 12 × 19孔

$$\text{断面積 } A = 154.90 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数 } Z = 2000 \text{ cm}^3$$

4)応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{302.52 \times 10^3}{15490} = 20 \leq 178 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{69.84 \times 10^6}{2000000} = 35 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容圧縮応力度 } fc = 178 \text{ N/mm}^2 \quad (= 38.9)$$

$$\text{許容曲げ応力度 } fb = 195 \text{ N/mm}^2 \quad (\max\{ fb1 = 188, fb2 = 597 \} \text{ かつ } fb = 195)$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{20}{178} + \frac{35}{195} = 0.29 \leq 1.00$$

$$\text{せん断応力度} \quad \tau = \frac{S}{(H-2tf) \cdot tw} = \frac{99.78 \times 10^3}{3744} = 27 \leq 110 \text{ N/mm}^2$$

許容せん断応力度 $f_s = 110 \text{ N/mm}^2$

5) 鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19孔

・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 3500.0 / 89.90 = 38.9 \text{ (} L_b \text{: 座屈スパン、} i_y \text{: 断面2次半径)}$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、} f_c &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{38.9}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{38.9}{120} \right)^2} \\ &= 178 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 f_b 195 とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、 L_b : 座屈スパン、 i_k : 横座屈用断面2次半径

$$\begin{aligned} &= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{3500}{99} \right)^2 \right\} \\ &= 188 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、 h : はりのせい、 A_f : 圧縮フランジ断面積

$$\begin{aligned} &= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{3500 \times 350}{6650}} \\ &= 597 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上より、 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$

・許容せん断応力度

$$f_s = 110 \text{ N/mm}^2$$

(3) 3段目腹起し

1) 設計条件

反力 $R = 61.61 \text{ kN/m}$ (支保工反力 123.22 kN/m を腹起し2本で分担する)

曲げスパン $L = 3.50 \text{ m}$

軸力分担幅 $B = 2.67 \text{ m}$
 温度軸力 $N_t = 150 \text{ kN}$
 座屈スパン $L_b = 3.50 \text{ m}$

2) 断面力

軸力 $N = R \times B + N_t = 61.61 \times 2.67 + 150 = 314.81 \text{ kN}$
 曲げモーメント $M = \frac{R \cdot L^2}{10} = \frac{61.61 \times 3.50^2}{10} = 75.47 \text{ kN.m}$
 せん断力 $S = \frac{R \cdot L}{2} = \frac{61.61 \times 3.50}{2} = 107.82 \text{ kN}$

3) 使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19孔

断面積 $A = 154.90 \text{ cm}^2$ 断面係数 $Z = 2000 \text{ cm}^3$

4) 応力度

圧縮応力度 $\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{314.81 \times 10^3}{15490} = 20 \leq 178 \text{ N/mm}^2$
 曲げ応力度 $\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{75.47 \times 10^6}{2000000} = 38 \leq 195 \text{ N/mm}^2$

許容圧縮応力度 $f_c = 178 \text{ N/mm}^2$ ($= 38.9$)
 許容曲げ応力度 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$ ($\max\{ f_{b1} = 188, f_{b2} = 597 \}$ かつ $f_b = 195$)

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{20}{178} + \frac{38}{195} = 0.31 \leq 1.00$$

せん断応力度 $\tau = \frac{S}{(H-2t_f) \cdot t_w} = \frac{107.82 \times 10^3}{3744} = 29 \leq 110 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度 $f_s = 110 \text{ N/mm}^2$

5) 鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19孔

・許容圧縮応力度

$= L_b / i_y = 3500.0 / 89.90 = 38.9$ (L_b : 座屈スパン、 i_y : 断面2次半径)

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、} f_c &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{38.9}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{38.9}{120} \right)^2} \\ &= 178 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b = 195$ とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、 L_b : 座屈スパン、 i_k : 横座屈用断面2次半径

$$= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{3500}{120} \right)^2 \right\}$$

$$= 188 \text{ N/mm}^2$$

$$fb2 = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{Lb \times h}{Af}}$$

ここに、h : はりのせい、Af : 圧縮フランジ断面積

$$= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{3500 \times 350}{6650}}$$

$$= 597 \text{ N/mm}^2$$

以上より、fb = 195 N/mm²

・許容せん断応力度

$$fs = 110 \text{ N/mm}^2$$

5.1.4 切ばり材

(1)1段目切ばり

1)設計条件

反力	R = 45.89 kN/m
軸力分担幅	B = 4.83 m
温度軸力	Nt = 150 kN
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
曲げスパン	L = 5.00 m
座屈スパン	Lb = 5.00 m

2)断面力

軸力 $N = R \times B + Nt = 45.89 \times 4.83 + 150 = 371.42 \text{ kN}$
 曲げモーメント $M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 5.00^2}{8} = 15.63 \text{ kN.m}$

3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19孔

断面積 A = 154.90 cm² 断面係数 Z = 2000 cm³

4)応力度

圧縮応力度 $\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{371.42 \times 10^3}{15490} = 24 \leq 163 \text{ N/mm}^2$
 曲げ応力度 $\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{15.63 \times 10^8}{2000000} = 8 \leq 195 \text{ N/mm}^2$

許容圧縮応力度 $f_c = 163 \text{ N/mm}^2$ (= 55.6)

許容曲げ応力度 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$ (max{ fb1 = 181, fb2 = 418 } かつ fb 195)

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{24}{163} + \frac{8}{195} = 0.19 \leq 1.00$$

5)鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19孔

・許容圧縮応力度

= Lb / iy = 5000.0 / 89.90 = 55.6 (Lb : 座屈スパン、iy : 断面2次半径)

$$\lambda \leq 120 \text{ より、} f_c = \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2}$$

$$= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{55.6}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{55.6}{120} \right)^2}$$

= 163 N/mm²

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、fb 195 とする。

$$fb1 = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{Lb}{ik} \right)^2 \right\}$$

ここに、Lb : 座屈スパン、ik : 横座屈用断面2次半径

$$= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{5000}{120} \right)^2 \right\}$$

$$= 181 \text{ N/mm}^2$$

$$fb2 = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{Lb \times h}{Af}}$$

ここに、h：はりのせい、Af：圧縮フランジ断面積

$$= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{5000 \times 350}{6650}}$$

$$= 418 \text{ N/mm}^2$$

以上より、fb = 195 N/mm²

(2)2段目切ばり

1)設計条件

反力	R = 114.03 kN/m
軸力分担幅	B = 4.83 m
温度軸力	Nt = 150 kN
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
曲げスパン	L = 5.00 m
座屈スパン	Lb = 5.00 m

2)断面力

$$\text{軸力} \quad N = R \times B + Nt = 114.03 \times 4.83 + 150 = 700.19 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 5.00^2}{8} = 15.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3)使用鋼材：H - 350 × 350 × 12 × 19孔

$$\text{断面積 } A = 154.90 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数 } Z = 2000 \text{ cm}^3$$

4)応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{700.19 \times 10^3}{15490} = 45 \leq 163 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{15.63 \times 10^6}{2000000} = 8 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容圧縮応力度 } f_c = 163 \text{ N/mm}^2 \quad (= 55.6)$$

$$\text{許容曲げ応力度 } f_b = 195 \text{ N/mm}^2 \quad (\max\{ fb1 = 181, fb2 = 418 \} \text{ かつ } fb = 195)$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{45}{163} + \frac{8}{195} = 0.32 \leq 1.00$$

5)鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19孔

・許容圧縮応力度

$$= Lb / iy = 5000.0 / 89.90 = 55.6 \quad (Lb : \text{座屈スパン、} iy : \text{断面2次半径})$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{より、} f_c &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120}\right)^2\right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120}\right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{55.6}{120}\right)^2\right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{55.6}{120}\right)^2} \\ &= 163 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、fb 195 とする。

$$fb1 = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{L_b}{120}\right)^2 \right\}$$

ここに、Lb : 座屈スパン、ik : 横座屈用断面2次半径

$$\begin{aligned} &= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{5000}{120}\right)^2 \right\} \\ &= 181 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$fb2 = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、h : はりのせい、Af : 圧縮フランジ断面積

$$\begin{aligned} &= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{5000 \times 350}{6650}} \\ &= 418 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上より、fb = 195 N/mm²

(3)3段目切ばり

1)設計条件

反力	R = 123.22 kN/m
軸力分担幅	B = 4.83 m
温度軸力	Nt = 150 kN
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
曲げスパン	L = 5.00 m
座屈スパン	Lb = 5.00 m

2)断面力

軸力 $N = R \times B + N_t = 123.22 \times 4.83 + 150 = 744.54 \text{ kN}$

曲げモーメント $M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 5.00^2}{8} = 15.63 \text{ kN.m}$

3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19孔

断面積 A = 154.90 cm² 断面係数 Z = 2000 cm³

4) 応力度

$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{744.54 \times 10^3}{15490} = 48 \leq 163 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{15.63 \times 10^6}{2000000} = 8 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

許容圧縮応力度 $f_c = 163 \text{ N/mm}^2$ ($= 55.6$)

許容曲げ応力度 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$ ($\max\{ f_{b1} = 181, f_{b2} = 418 \}$ かつ $f_b = 195$)

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{48}{163} + \frac{8}{195} = 0.34 \leq 1.00$$

5) 鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19孔

・ 許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 5000.0 / 89.90 = 55.6 \text{ (} L_b \text{ : 座屈スパン、 } i_y \text{ : 断面2次半径)}$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、 } f_c &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{55.6}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{55.6}{120} \right)^2} \\ &= 163 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・ 許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b = 195$ とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、 L_b : 座屈スパン、 i_k : 横座屈用断面2次半径

$$\begin{aligned} &= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{5000}{99} \right)^2 \right\} \\ &= 181 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、 h : はりのせい、 A_f : 圧縮フランジ断面積

$$\begin{aligned} &= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{5000 \times 350}{6650}} \\ &= 418 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上より、 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$

5.1.5 切ばり火打ち

(1)1段目切ばり火打ち

1)設計条件

反力	R = 45.89 kN/m
軸力分担幅算出用	L1 = 1.50 m
軸力分担幅算出用	L2 = 2.00 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度
座屈スパン	Lb = 1.35 m

2)断面力

軸力
$$N = (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos + Nt$$

$$= (1/2) \times (1.50 + 2.00) \times 45.89 / \cos(45^\circ) + 150 = 263.57 \text{ kN}$$

曲げモーメント
$$M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN.m}$$

3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19孔

断面積 A = 154.90 cm² 断面係数 Z = 2000 cm³

4)応力度

圧縮応力度
$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{263.57 \times 10^3}{15490} = 17 \leq 192 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度
$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^8}{2000000} = 1 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

許容圧縮応力度 $f_c = 192 \text{ N/mm}^2$ (= 15.0)
 許容曲げ応力度 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$ (max{ fb1 = 194, fb2 = 1548 } かつ fb 195)

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{17}{192} + \frac{1}{195} = 0.09 \leq 1.00$$

5)鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19孔

・許容圧縮応力度

= Lb / iy = 1350.0 / 89.90 = 15.0 (Lb : 座屈スパン、iy : 断面2次半径)

$$\lambda \leq 120 \text{ より、} f_c = \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2}$$

$$= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{15.0}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{15.0}{120} \right)^2}$$

$$= 192 \text{ N/mm}^2$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、fb 195 とする。

$$fb1 = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{Lb}{ik} \right)^2 \right\}$$

ここに、Lb：座屈スパン、ik：横座屈用断面2次半径

$$= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{1350}{99} \right)^2 \right\}$$

$$= 194 \text{ N/mm}^2$$

$$fb2 = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{Lb \times h}{Af}}$$

ここに、h：はりのせい、Af：圧縮フランジ断面積

$$= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{1350 \times 350}{6650}}$$

$$= 1548 \text{ N/mm}^2$$

以上より、fb = 195 N/mm²

(2)2段目切ばり火打ち

1)設計条件

反力	R = 114.03 kN/m
軸力分担幅算出用	L1 = 1.50 m
軸力分担幅算出用	L2 = 2.00 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重+鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度
座屈スパン	Lb = 1.35 m

2)断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos \quad + Nt \\ &= (1/2) \times (1.50 + 2.00) \times 114.03 / \cos(45^\circ) + 150 = 432.21 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3)使用鋼材：H - 350 × 350 × 12 × 19孔

$$\text{断面積} A = 154.90 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数} Z = 2000 \text{ cm}^3$$

4)応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{432.21 \times 10^3}{15490} = 28 \leq 192 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^6}{2000000} = 1 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容圧縮応力度} \quad \sigma_c = 192 \text{ N/mm}^2 \quad (= 15.0)$$

$$\text{許容曲げ応力度} \quad \sigma_b = 195 \text{ N/mm}^2 \quad (\max\{ fb1 = 194, fb2 = 1548 \} \text{ かつ } fb \ 195)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{b0}} = \frac{28}{192} + \frac{1}{195} = 0.15 \leq 1.00$$

5) 鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19孔

・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 1350.0 / 89.90 = 15.0 \text{ (} L_b \text{: 座屈スパン、} i_y \text{: 断面2次半径)}$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、} f_c &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{15.0}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{15.0}{120} \right)^2} \\ &= 192 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、fb 195 とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、Lb : 座屈スパン、ik : 横座屈用断面2次半径

$$\begin{aligned} &= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{1350}{99} \right)^2 \right\} \\ &= 194 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、h : はりのせい、Af : 圧縮フランジ断面積

$$\begin{aligned} &= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{1350 \times 350}{6650}} \\ &= 1548 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上より、fb = 195 N/mm²

(3) 3段目切ばり火打ち

1) 設計条件

反力	R = 123.22 kN/m
軸力分担幅算出用	L1 = 1.50 m
軸力分担幅算出用	L2 = 2.00 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度
座屈スパン	Lb = 1.35 m

2) 断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos + N_t \\ &= (1/2) \times (1.50 + 2.00) \times 123.22 / \cos(45^\circ) + 150 = 454.95 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{曲げモーメント } M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19孔

断面積 $A = 154.90 \text{ cm}^2$ 断面係数 $Z = 2000 \text{ cm}^3$

4)応力度

$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{454.95 \times 10^3}{15490} = 29 \leq 192 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^6}{2000000} = 1 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

許容圧縮応力度 $f_c = 192 \text{ N/mm}^2$ ($\lambda = 15.0$)

許容曲げ応力度 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$ ($\max\{ f_{b1} = 194, f_{b2} = 1548 \}$ かつ $f_b = 195$)

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{29}{192} + \frac{1}{195} = 0.16 \leq 1.00$$

5)鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19孔

・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 1350.0 / 89.90 = 15.0 \text{ (} L_b : \text{ 座屈スパン、 } i_y : \text{ 断面2次半径)}$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、 } f_c &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{15.0}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{15.0}{120} \right)^2} \\ &= 192 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b = 195$ とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、 L_b : 座屈スパン、 i_k : 横座屈用断面2次半径

$$\begin{aligned} &= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{1350}{99} \right)^2 \right\} \\ &= 194 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、 h : はりのせい、 A_f : 圧縮フランジ断面積

$$\begin{aligned} &= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{1350 \times 350}{6650}} \\ &= 1548 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上より、 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$

5.1.6 隅火打ち

(1)1段目隅火打ち

1)設計条件

反力	R = 45.89 kN/m
軸力分担幅算出用	L1 = 1.85 m
軸力分担幅算出用	L2 = 1.65 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度
座屈スパン	Lb = 1.35 m

2)断面力

軸力
$$N = (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos + Nt$$

$$= (1/2) \times (1.85 + 1.65) \times 45.89 / \cos(45^\circ) + 150 = 263.57 \text{ kN}$$

曲げモーメント
$$M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN.m}$$

3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19孔

断面積 A = 154.90 cm² 断面係数 Z = 2000 cm³

4)応力度

圧縮応力度
$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{263.57 \times 10^3}{15490} = 17 \leq 192 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度
$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^8}{2000000} = 1 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

許容圧縮応力度 $f_c = 192 \text{ N/mm}^2$ (= 15.0)
 許容曲げ応力度 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$ (max{ fb1 = 194, fb2 = 1548 } かつ fb 195)

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{17}{192} + \frac{1}{195} = 0.09 \leq 1.00$$

5)鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19孔

・許容圧縮応力度

= Lb / iy = 1350.0 / 89.90 = 15.0 (Lb : 座屈スパン、iy : 断面2次半径)

$$\lambda \leq 120 \text{ より、} f_c = \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2}$$

$$= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{15.0}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{15.0}{120} \right)^2}$$

$$= 192 \text{ N/mm}^2$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、fb 195 とする。

$$fb1 = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{Lb}{ik} \right)^2 \right\}$$

ここに、Lb：座屈スパン、ik：横座屈用断面2次半径

$$= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{1350}{99} \right)^2 \right\}$$

$$= 194 \text{ N/mm}^2$$

$$fb2 = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{Lb \times h}{Af}}$$

ここに、h：はりのせい、Af：圧縮フランジ断面積

$$= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{1350 \times 350}{6650}}$$

$$= 1548 \text{ N/mm}^2$$

以上より、fb = 195 N/mm²

(2)2段目隅火打ち

1)設計条件

反力	R = 114.03 kN/m
軸力分担幅算出用	L1 = 1.85 m
軸力分担幅算出用	L2 = 1.65 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重+鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度
座屈スパン	Lb = 1.35 m

2)断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos \quad + Nt \\ &= (1/2) \times (1.85 + 1.65) \times 114.03 / \cos(45^\circ) + 150 = 432.21 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3)使用鋼材：H - 350 × 350 × 12 × 19孔

$$\text{断面積} A = 154.90 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数} Z = 2000 \text{ cm}^3$$

4)応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{432.21 \times 10^3}{15490} = 28 \leq 192 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^6}{2000000} = 1 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容圧縮応力度} \quad f_c = 192 \text{ N/mm}^2 \quad (= 15.0)$$

$$\text{許容曲げ応力度} \quad f_b = 195 \text{ N/mm}^2 \quad (\max\{ fb1 = 194, fb2 = 1548 \} \text{ かつ } fb \ 195)$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{28}{192} + \frac{1}{195} = 0.15 \leq 1.00$$

5) 鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19孔

・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 1350.0 / 89.90 = 15.0 \text{ (} L_b \text{: 座屈スパン、} i_y \text{: 断面2次半径)}$$

$$\lambda \leq 120 \text{ より、} f_c = \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2}$$

$$= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{15.0}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{15.0}{120} \right)^2}$$

$$= 192 \text{ N/mm}^2$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 f_b 195 とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、 L_b : 座屈スパン、 i_k : 横座屈用断面2次半径

$$= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{1350}{99} \right)^2 \right\}$$

$$= 194 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、 h : はりのせい、 A_f : 圧縮フランジ断面積

$$= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{1350 \times 350}{6650}}$$

$$= 1548 \text{ N/mm}^2$$

以上より、 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$

(3) 3段目隅火打ち

1) 設計条件

反力	$R = 123.22 \text{ kN/m}$
軸力分担幅算出用	$L1 = 1.85 \text{ m}$
軸力分担幅算出用	$L2 = 1.65 \text{ m}$
曲げスパン	$L = 1.35 \text{ m}$
自重 + 鉛直荷重	$w = 5.00 \text{ kN/m}$
温度軸力	$N_t = 150 \text{ kN}$
取付け角度	$= 45 \text{ 度}$
座屈スパン	$L_b = 1.35 \text{ m}$

2) 断面力

$$\text{軸力} \quad N = (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos + N_t$$

$$= (1/2) \times (1.85 + 1.65) \times 123.22 / \cos(45^\circ) + 150 = 454.95 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント } M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19孔

断面積 $A = 154.90 \text{ cm}^2$ 断面係数 $Z = 2000 \text{ cm}^3$

4)応力度

$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{454.95 \times 10^3}{15490} = 29 \leq 192 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^6}{2000000} = 1 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

許容圧縮応力度 $f_c = 192 \text{ N/mm}^2$ ($\lambda = 15.0$)

許容曲げ応力度 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$ ($\max\{ f_{b1} = 194, f_{b2} = 1548 \}$ かつ $f_b = 195$)

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{29}{192} + \frac{1}{195} = 0.16 \leq 1.00$$

5)鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19孔

・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 1350.0 / 89.90 = 15.0 \text{ (} L_b : \text{座屈スパン、 } i_y : \text{断面2次半径)}$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、 } f_c &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{15.0}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{15.0}{120} \right)^2} \\ &= 192 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b = 195$ とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{L_b}{i_k} \right)^2 \right\}$$

ここに、 L_b : 座屈スパン、 i_k : 横座屈用断面2次半径

$$\begin{aligned} &= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{1350}{99} \right)^2 \right\} \\ &= 194 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、 h : はりのせい、 A_f : 圧縮フランジ断面積

$$\begin{aligned} &= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{1350 \times 350}{6650}} \\ &= 1548 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上より、 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$

5.1.7 中間杭

(1)No.1

1)設計条件

X方向切ばりの軸力分担幅 $L1 = 4.83 \text{ m}$ 切ばりの温度軸力 $P = 150.00 \text{ kN}$
 Y方向切ばりの " $L2 = 5.00 \text{ m}$ 切ばりの自重 + 鉛直荷重 $w_i = 5.00 \text{ kN/m}$
 X方向切ばりの重量分担幅 $L1' = 5.00 \text{ m}$ 切ばりと中間杭の偏心量 $e = 0.00 \text{ m}$
 Y方向切ばりの " $L2' = 4.91 \text{ m}$

・切ばり座屈にともなう鉛直力 $N1$

段	反力 R (kN/m)	温度軸力 P (kN)	X方向切ばり軸力 $R \times L1 + P$ (kN)	Y方向切ばり軸力 $R \times L2 + P$ (kN)
1	45.89	150.00	371.42	379.45
2	114.03	150.00	700.19	720.15
3	123.22	150.00	744.54	766.10
計			(1) 1816.15	(2) 1865.70

$$N1 = (1/50) \times ((1) + (2)) = (1/50) \times (1816.15 + 1865.70) = 73.64 \text{ kN}$$

・切ばりの自重 + 鉛直荷重による鉛直力 $N2$

段	自重 w_i (kN/m)	X方向切ばり重量 $w_i \times L1'$ (kN)	Y方向切ばり重量 $w_i \times L2'$ (kN)
1	5.00	25.00	24.56
2	5.00	25.00	24.56
3	5.00	25.00	24.56
計		(3) 75.00	(4) 73.69

$$N2 = (3) + (4) = 75.00 + 73.69 = 148.69 \text{ kN}$$

・中間杭の自重による鉛直力 $N3 = w \times H = 1.47 \times 6.60 = 9.71 \text{ kN}$
 w ; 中間杭の単位重量 (kN/m) H ; 中間杭の重量算出長 (m)

・中間杭に作用する鉛直力 $N4 = 0.00 \text{ kN}$

2)断面力

圧縮力 $N = N1 + N2 + N3 + N4$
 $= 73.64 + 148.69 + 9.71 + 0.00 = 232.03 \text{ kN}$

曲げモーメント $M = (n1 + n2) \times e = (30.21 + 49.56) \times 0.000 = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

ここに、 $n1$: 最下段切ばりの座屈による鉛直力

$n2$: 最下段切ばりの自重 + 鉛直荷重による鉛直力

引抜力 $N' = N1 - N2 - N3$
 $= 73.64 - 148.69 - 9.71 = -84.76 \text{ kN}$
 引抜きは生じない。

3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19孔

断面積 $A = 154.90 \text{ cm}^2$ 断面係数 $Z = 2000 \text{ cm}^3$

4)応力度

圧縮応力度 $\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{232.03 \times 10^3}{15490} = 15 \leq 179 \text{ N/mm}^2$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{0.00 \times 10^8}{2000000} = 0 \leq 195 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容圧縮応力度} \quad f_c = 179 \text{ N/mm}^2 \quad (= 37.8)$$

$$\text{許容曲げ応力度} \quad f_b = 195 \text{ N/mm}^2 \quad (\max\{ f_{b1} = 189, f_{b2} = 615 \} \text{ かつ } f_b = 195)$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{15}{179} + \frac{0}{195} = 0.08 \leq 1.00$$

5) 鋼材の許容応力度 H - 350 × 350 × 12 × 19孔

・許容圧縮応力度

$$= L_b / i_y = 3400.0 / 89.90 = 37.8 \quad (L_b : \text{座屈スパン、} i_y : \text{断面2次半径})$$

$$\begin{aligned} \lambda \leq 120 \text{ より、} f_c &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{\lambda}{120} \right)^2} \\ &= \frac{293 \times \left(1 - 0.4 \left(\frac{37.8}{120} \right)^2 \right)}{1.5 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{37.8}{120} \right)^2} \\ &= 179 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・許容曲げ応力度

次の2式のうち大きい値とする。ただし、 $f_b = 195$ とする。

$$f_{b1} = 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{L_b}{120} \right)^2 \right\}$$

ここに、 L_b : 座屈スパン、 i_k : 横座屈用断面2次半径

$$\begin{aligned} &= 195 \times \left\{ 1 - 0.4 \times \left(\frac{3400}{120} \right)^2 \right\} \\ &= 189 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{b2} = \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{L_b \times h}{A_f}}$$

ここに、 h : はりのせい、 A_f : 圧縮フランジ断面積

$$\begin{aligned} &= \frac{1.10 \times 10^5}{\frac{3400 \times 350}{6650}} \\ &= 615 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

以上より、 $f_b = 195 \text{ N/mm}^2$

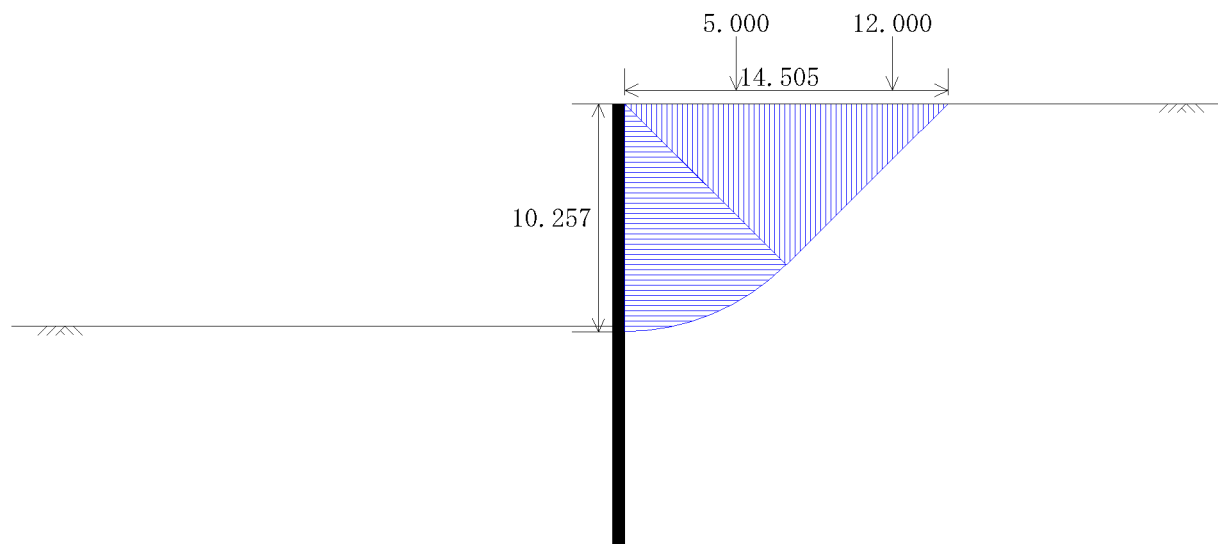
6章 周辺地盤への影響

6.1 近接程度の判定

(1) 検討条件

近接程度は、「土留め壁のたわみに起因する影響範囲(粘性土地盤)」として検討する。

背面側地表面位置	G.L.(m)	0.000
掘削底面位置	G.L.(m)	-10.000
仮想支持点	G.L.(m)	-10.257



(2) 近接程度の判定

1) 仮設構造物に施工による地盤変形の影響が及ぶ範囲

仮設構造物に施工による地盤変形の影響が及ぶ範囲は下式の通りと考えられる。

$$Lxa = \sqrt{2} \times dy = \sqrt{2} \times 10.257 = 14.505 \text{ (m)}$$

ここに、

Lxa : 仮設構造物に施工による地盤変形の影響が及ぶ範囲

dy : 土留め壁の仮想支持点までの深さ

2) 照査位置の判定

照査位置が「仮設構造物に施工による地盤変形の影響が及ぶ範囲」にあるか否かを照査する。

No.	照査位置 Lxn (m)	判定
1	5.000	範囲内
2	12.000	範囲内

6.2 簡易予測法

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 財団法人 鉄道総合技術研究所P.247、解説図4.5.9-1 最大沈下量推定図、解説図4.5.9-2 最大沈下発生位置推定図を用いて背面地盤の概略の沈下量を推定する。

(1)最大沈下量推定

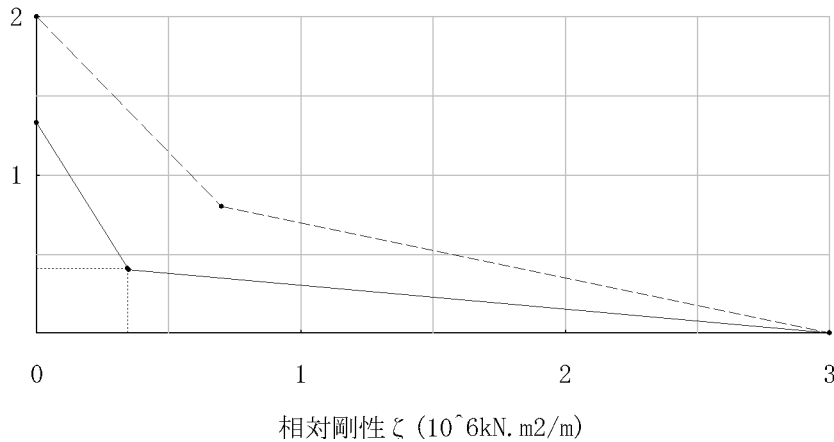
1)最大沈下量

推定ラインは、根入れ先端地盤強度(粘性土,N値= 36)により「 :硬ライン」とする。

最大沈下量推定図より「周辺地盤最大沈下量/掘削深さ」は、0.412%と考えられる。ゆえに、最大沈下量、並びに、許容変位量の照査は以下の通りである。

$$\delta_{y\max} = 10.000 \times 0.412 \times 10^{-2} = 0.04121 \text{ (m)} \geq 0.020 \text{ (m)} \dots \text{NG}$$

周辺地盤最大沈下量/掘削深さ %



2)相対剛性

・相対剛性

相対剛性()は、土留め壁の剛性、地盤の強度、掘削深さ、掘削幅、根入れ長より下式により定義する。

$$\begin{aligned} \zeta &= \frac{\sum (\sqrt{N_i} \times H_i)}{H} \times \frac{L \times w}{H_e^2} \times E \times I \\ &= \frac{99.440}{20.000} \times \frac{10.000 \times 20.000}{(10.000)^2} \times 2.00 \times 10^8 \times 17370 \times 10^{-8} \\ &= 0.3455 \times (10^6 \text{ kN.m}^2/\text{m}) \end{aligned}$$

ここに、

N_i : 背面側 i 層のN値(m)

H_i : 背面側 i 層の層厚(m)

H_e : 掘削深さ(ただし、背面側地表面天端から掘削底面までの深さ)(m)

H : 掘削深さ + 根入れ長(m)

L : 根入れ長(m)

w : 掘削幅(m)

E : 土留め壁の変形係数(kN/m²)

$$E = 2.00 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)} = 2.00 \times 10^8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

I : 断面二次モーメント(m⁴:単位幅当たり) 断面変化がある場合は最上段の剛性を使用

$$I = I \text{ (cm}^4/\text{m)} \times 10^{-8} \times \dots = 38600 \times 10^{-8} \times 0.45 = 17370 \times 10^{-8} \text{ (m}^4/\text{m)}$$

ここに、 : 鋼矢板の有効率(断面二次モーメント用)

• (((Ni) × Hi))

No	地層位置		層厚 Hi (m)	N値 Ni	(Ni) × Hi
	上 面 G.L. (m)	下 面 G.L. (m)			
1	0.000	-8.000	8.000	10.0	25.298
2	-8.000	-10.000	2.000	50.0	14.142
3	-10.000	-20.000	10.000	36.0	60.000
					99.440

(2)最大沈下発生位置推定

1)最大沈下量

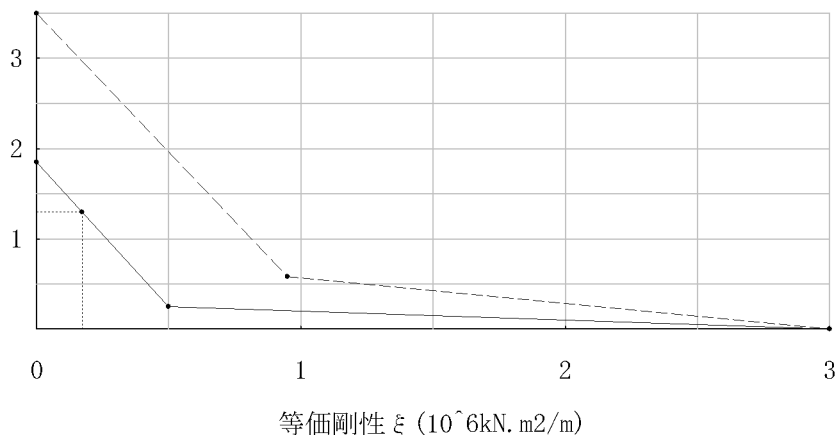
推定ラインは、掘削幅により「 :掘削幅が30.0m未満の推定ライン」とする。

最大沈下量発生位置推定図より「周辺地盤最大沈下発生位置/掘削深さ」は、1.297倍と考えられる。

ゆえに、最大沈下量発生位置(Lxmax)は次の通りである。

$$L_{xmax} = 10.000 \times 1.297 = 12.973 \text{ (m)}$$

周辺地盤最大沈下発生位置／掘削深さ



2)等価剛性

等価剛性()は、土留め壁の剛性、地盤の強度より下式により定義する(記号は相対剛性と同一)。

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{\sum (\sqrt{N_i} \times H_i)}{H} \times E \times I \\ &= \frac{99.440}{20.000} \times 2.00 \times 10^8 \times 17370 \times 10^{-8} \\ &= 0.1727 \times (10^6 \text{ kN.m}^2/\text{m}) \end{aligned}$$

6.3 概算値予測法

「山留め壁の最大変位と周辺沈下量の概算値」(山留め設計施工指針 2002年 社団法人 日本建築学会)の考え方で、土留め壁の変形によって発生する沈下量の概算値を計算する。

(1) 沈下量の概算値(Smax)

沈下量の概算値(Smax)は下式より求める。

$$\begin{aligned}
 A_s &= 1.00 \times A_d \\
 &= 1.00 \times 168.17 \times 10^{-3} = 168.17 \times 10^{-3} \text{ (m}^2\text{)} \\
 S_{\max} &= \frac{2 \times A_s}{L_0 + L_1} \\
 &= \frac{2 \times 168.17 \times 10^{-3}}{19.740 + 10.000} = 0.011 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

As : 地表面の沈下面積(m²)

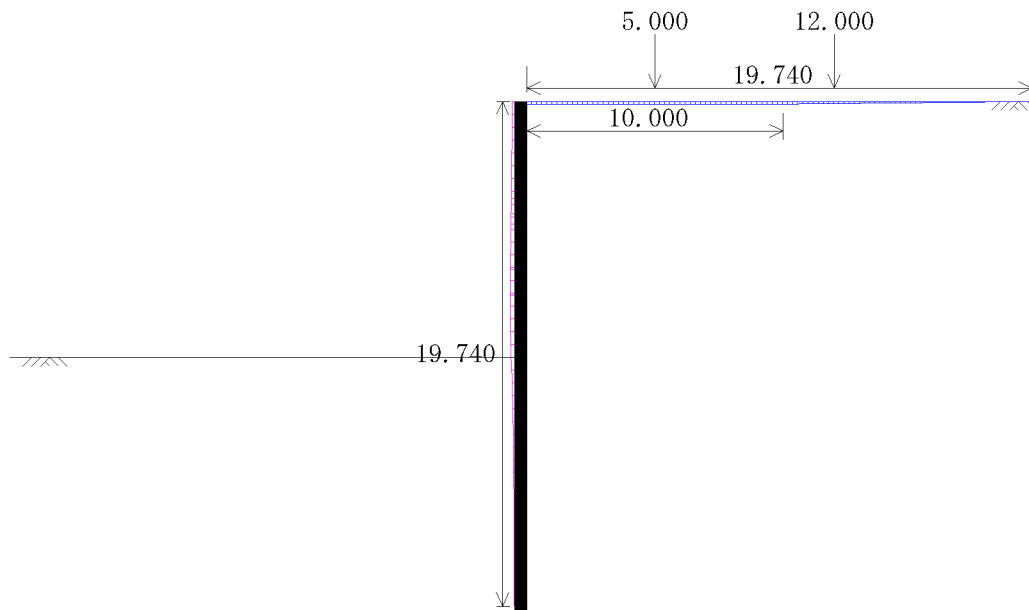
Ad : 土留め壁の変形面積(m²)

L0 : 地表面沈下の影響範囲 L0 = [1.00] × H0(m) = 19.740 (m)

H0 : 土留め壁の変位ゼロまでの深さ(m) H0(m) = 19.740 (m)

L1 : 台形分布での沈下量一定の範囲(m) L1 = [1.00] × H(m) = 10.000 (m)

H : 掘削深さ(背面側地表面から)(m) H = 10.000 (m)



沈下量の概算値(Smax)倍率:10.00000, 変位倍率:10.00000

(2) 照査位置での評価

許容鉛直変位量 ya = [0.020] (m)

許容傾斜角 a = [0.001] (rad)

照査点 No	照査位置 Lxn(m)	鉛直変位		傾斜角		
		変位量(m)	判定	傾き (度)	傾き (rad)	判定
1	5.000	0.01131		0.00000	0.0000000	
2	12.000	0.00899		0.06652	0.0011611	×

(3)土留め壁の変形面積(Ad)

弾塑性解析より得られた変位結果より土留め壁の変形面積(Ad)を計算する。

格点 No	標高 GL m		高さ h m	変位 mm		土留め壁の 変位面積 Ad × 10 ⁻³ m ²
	上面	下面		下面	上面	
1	0.000	-0.500	0.500	7.85	8.40	4.06
2	-0.500	-1.000	0.500	8.40	8.95	4.34
3	-1.000	-1.500	0.500	8.95	9.51	4.62
4	-1.500	-2.000	0.500	9.51	10.06	4.89
5	-2.000	-2.500	0.500	10.06	10.59	5.16
6	-2.500	-3.000	0.500	10.59	11.11	5.43
7	-3.000	-3.500	0.500	11.11	11.67	5.69
8	-3.500	-3.800	0.300	11.67	12.06	3.56
9	-3.800	-4.000	0.200	12.06	12.35	2.44
10	-4.000	-4.375	0.375	12.35	12.94	4.74
11	-4.375	-4.500	0.125	12.94	13.15	1.63
12	-4.500	-4.800	0.300	13.15	13.63	4.02
13	-4.800	-5.000	0.200	13.63	13.94	2.76
14	-5.000	-5.500	0.500	13.94	14.64	7.14
15	-5.500	-6.000	0.500	14.64	15.23	7.47
16	-6.000	-6.500	0.500	15.23	15.75	7.75
17	-6.500	-6.600	0.100	15.75	15.85	1.58
18	-6.600	-7.000	0.400	15.85	16.26	6.42
19	-7.000	-7.500	0.500	16.26	16.63	8.22
20	-7.500	-7.600	0.100	16.63	16.67	1.67
21	-7.600	-8.000	0.400	16.67	16.67	6.67
22	-8.000	-8.500	0.500	16.67	16.27	8.24
23	-8.500	-9.000	0.500	16.27	15.41	7.92
24	-9.000	-9.500	0.500	15.41	14.13	7.38
25	-9.500	-10.000	0.500	14.13	12.54	6.67
26	-10.000	-10.500	0.500	12.54	10.85	5.85
27	-10.500	-11.000	0.500	10.85	9.21	5.01
28	-11.000	-11.500	0.500	9.21	7.74	4.24
29	-11.500	-12.000	0.500	7.74	6.50	3.56
30	-12.000	-12.500	0.500	6.50	5.47	2.99
31	-12.500	-13.000	0.500	5.47	4.65	2.53
32	-13.000	-13.500	0.500	4.65	4.00	2.16
33	-13.500	-14.000	0.500	4.00	3.49	1.87
34	-14.000	-14.412	0.412	3.49	3.14	1.36
35	-14.412	-14.500	0.088	3.14	3.07	0.27
36	-14.500	-15.000	0.500	3.07	2.72	1.45
37	-15.000	-15.500	0.500	2.72	2.41	1.28
38	-15.500	-16.000	0.500	2.41	2.12	1.13
39	-16.000	-16.500	0.500	2.12	1.84	0.99
40	-16.500	-17.000	0.500	1.84	1.56	0.85
41	-17.000	-17.500	0.500	1.56	1.28	0.71
42	-17.500	-18.000	0.500	1.28	1.00	0.57
43	-18.000	-18.500	0.500	1.00	0.71	0.43
44	-18.500	-19.000	0.500	0.71	0.42	0.28
45	-19.000	-19.500	0.500	0.42	0.14	0.14
46	-19.500	-19.529	0.029	0.14	0.12	0.00
47	-19.529	-19.740	0.211	0.12	0.00	0.01
						168.17