

グラウンドアンカー

Ver. 1.00

————— D a t a —————

[物件名称] sample1
[作成日] 2001/10/02
[タイトル] グラウンドアンカー、サンプルデータ-1

————— Copyright (c) K T S —————

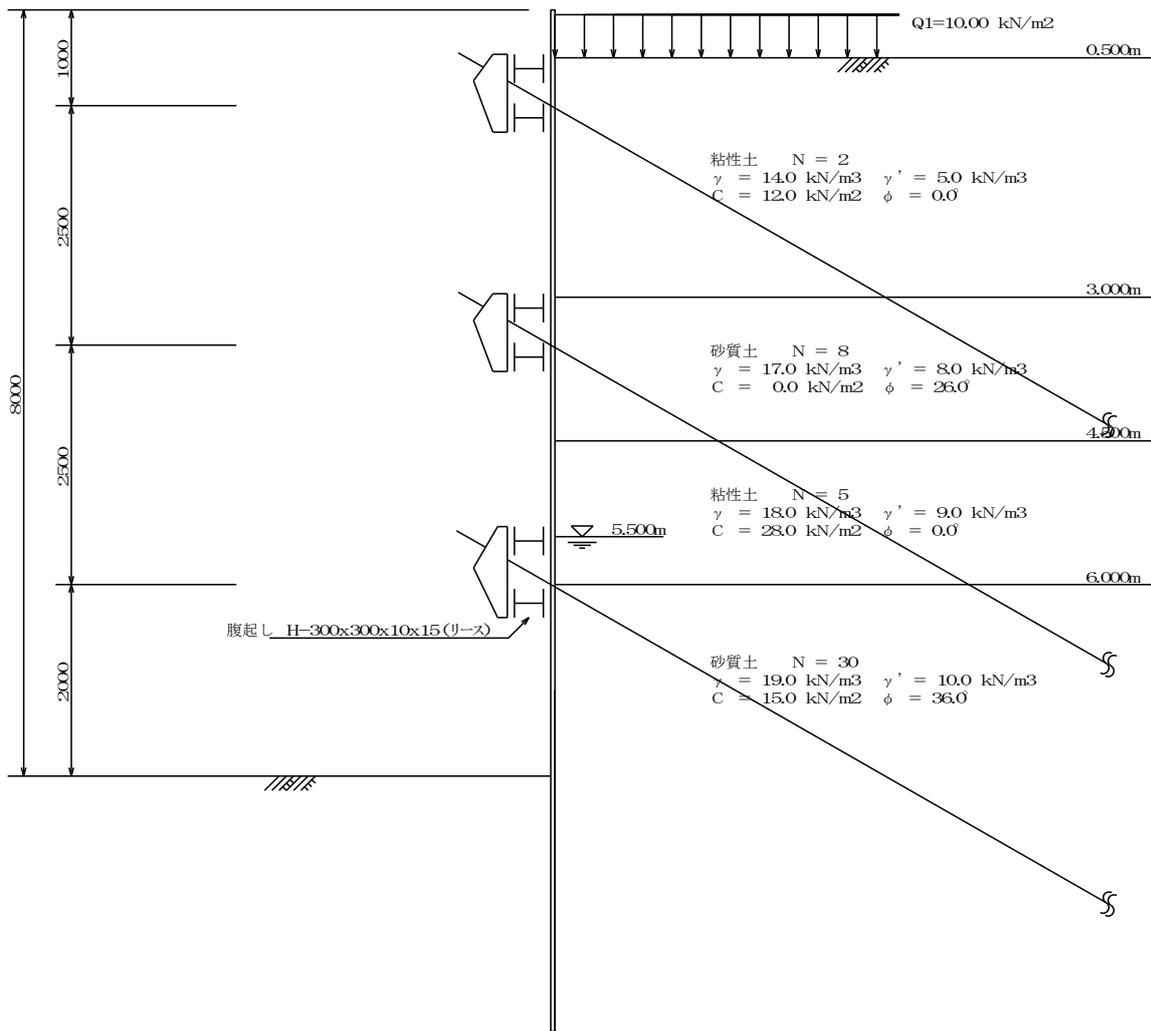
目 次

1	設計条件	2
1-1	設計断面図	2
1-2	基本条件	3
1-3	テンドン	4
1-4	アンカー	4
1-5	土質定数	4
1-6	上載荷重	4
1-7	土留壁に作用する主働側圧	4
1-8	仮想アンカー定着壁に作用する主働側圧	5
1-9	すべり面の組合せ	5
1-10	支保工	5
2	計算結果	8
2-1	アンカー工断面図	8
2-2	アンカー長の計算	8
2-3	内的安定計算	9
2-4	腹起しの計算結果一覧表	9
2-5	ブラケットの計算結果一覧表	9
2-6	台座の計算結果一覧表	9
2-7	支圧板の計算結果一覧表	10
3	アンカー長の計算	11
3-1	設計アンカー力 T_d	11
3-2	テンドンの必要本数	11
3-3	アンカー自由長 L_f	12
3-4	テンドン自由長 L_{sf}	13
3-5	テンドン付着長 L_{sa}	13
3-6	周面摩擦抵抗から求めた定着長 L_a	14
3-7	アンカー長 L_A 、変位量 δ	15
3-8	テンドンの断面計算	16
4	内的安定計算（ケース 1）	17
4-1	すべり面	17
4-2	深いすべり線の傾斜角 θ	17
4-3	深いすべり線の土塊重量 W	18
4-4	仮想アンカー定着壁に作用する主働側圧 E_1 （スライス右側面）	19
4-5	土留壁に作用する主働側圧 E_a （スライス左側面）	19
4-6	深いすべり線に作用する粘着抵抗力 E_c	20
4-7	アンカー設計水平力 R_h （多段アンカー、複合すべり線）	21
4-8	安全率 F	22
5	腹起しの計算(3段目腹起し)	23
5-1	設計条件	23
5-2	使用鋼材	23
5-3	部材形状	23
5-4	許容応力度	23
5-5	上部腹起し部材の検討	24
5-6	下部腹起し部材の検討	24
6	ブラケットの計算(3段目ブラケット)	25
6-1	設計条件	25

6-2	使用鋼材	25
6-3	部材寸法	25
6-4	許容応力度	25
6-5	断面の検討	26
6-6	溶接部の検討	27
7	台座の計算(3段目台座)	28
7-1	設計条件	28
7-2	部材形状	28
7-3	荷重作用点の計算	28
7-4	断面力の計算	29
7-5	断面の検討	29
8	支圧板の計算(3段目支圧板)	30
8-1	設計条件	30
8-2	部材形状	30
8-3	せん断に対する検討	30
8-4	曲げモーメントに対する検討	31
8-5	応力度の照査	31

1 設計条件

1-1 設計断面図



1-2 基本条件

設計基準		地盤工学会
土留め壁突出長	Hlt	0.500 m
掘削深さ	H	8.000 m
主働すべり面の開始深度	Za	0.000 m (掘削底面からの深さ)
土留め壁の厚さ	bo	0.250 m
最小定着深さ	Zfmin	4.000 m
近接構造物までの水平距離	Lhmin	12.000 m
アンカー突出長	ΔLA	0.500 m
テンドン自由長とアンカー体長のラップ	ΔLsf	0.500 m
余裕長	ΔLf	1.500 m
アンカー自由長の最小値	Lfmin	4.000 m
アンカー定着長の最小値	Lamin	3.000 m
アンカー定着長の最大値	Lamax	10.000 m
アンカー長のまるめ値	Lrond	0.500 m
アンカータイプ		仮設アンカー
アンカー定着タイプ		摩擦型アンカー
アンカー頭部の変位量		計算する
テンドンの弾性係数	Es	200000 N/mm ²
周面摩擦抵抗の低減率	α_{ug}	0.60
許容付着応力度の低減率	α_t	0.50
グループ効果による極限引抜き力の低減	ϕ	低減しない
低減をしない区間の長さ	Lae	3.000 m
耐荷体長	Lat	0.200 m
引抜き許容安全率	Fs	1.50
極限荷重の低減係数	α_{us}	0.65 $\times T_{us}$
降伏荷重の低減係数	α_{ys}	0.80 $\times T_{ys}$
Kranz の方法による内的安定計算を行う		
内的安定の安全率	Fs	1.50
背面水位	Lwa	5.500 m
仮想支持点	Hks	1.500 m (掘削底面からの深さ)
深いすべり線の水圧	Swl	作用させない

1-3 テンドン

No	材料名 (呼び名)	公称径 mm	断面積 As mm ²	本数	周長 U mm	極限荷重 Tus N	降伏荷重 Tys N
1	SWPR1 φ9.0mm	9.0	63.620	4	自動	92000	79500
2	SWPR1 φ9.0mm	9.0	63.620	3	自動	92000	79500
3	SWPR1 φ9.0mm	9.0	63.620	3	自動	92000	79500

1-4 アンカー

No	設置深度 Hk m	水平反力 R kN/m	水平間隔 a m	傾角 α 度	水平角 θ 度	許容付着応力度 τba N/mm ²	自由長 Lf m	アンカー体径 Da mm
1	1.000	98.67	1.60	30.0	0.0	1.20	自動	135.0
2	3.500	66.81	1.60	30.0	0.0	1.20	自動	135.0
3	6.000	82.44	1.60	30.0	0.0	1.20	自動	135.0

1-5 土質定数

4層目以深にアンカー体を定着する

No	土層深度 Z m	土質名	N値	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	φ 度	δ 度	Co kN/m ²	Ca kN/m ² /m	τ N/mm ²
1	3.000	粘性土	2	14.0	5.0	0.0	0.0	12.0	0.0	0.012
2	4.500	砂質土	8	17.0	8.0	26.0	13.0	0.0	0.0	0.090
3	6.000	粘性土	5	18.0	9.0	0.0	0.0	28.0	0.0	0.028
4	15.000	砂質土	30	19.0	10.0	36.0	18.0	15.0	0.0	0.230

Z : 土留壁天端から土層下面までの深さ

γ : 土の湿潤単位体積重量

γ' : 土の水中単位体積重量

φ : 土の内部摩擦角

δ : 土の壁面摩擦角

Co : 土の粘着力

Ca : 土の粘着力の傾き

τ : 土とグラウトとの周面摩擦抵抗

1-6 上載荷重

No	上載荷重 Qa (kN/m ²)	水平距離 L (m)	載荷幅 B (m)
1	10.00	0.000	10.000

1-7 土留壁に作用する主動側圧

No	側圧深度 Z m	層厚 h m	主動側圧 Pa kN/m ²	
			上側	下側
1	0.500	5.000	26.22	26.22
2	5.500	2.500	26.22	51.22
3	8.000	1.039	51.22	26.22
4	9.039	5.961	26.22	26.22

側圧深度 Z : 土留壁天端から側圧上面までの深さ

層厚 h : 側圧上面から側圧下面までの層厚

1-8 仮想アンカー定着壁に作用する主働側圧

No	側圧深度 Z m	層厚 h m	主働側圧 P1 kN/m ²	
			上側	下側
1	0.500	5.000	26.22	26.22
2	5.500	2.500	26.22	51.22
3	8.000	1.039	51.22	26.22
4	9.039	5.961	26.22	26.22

側圧深度 Z : 土留壁天端から側圧上面までの深さ
層厚 h : 側圧上面から側圧下面までの層厚

1-9 すべり面の組合せ

No	すべり面が通るアンカー番号											
	1	2	3									
1	◎		◎									

◎はすべり面が通る印である。

1-10 支保工

計算項目	腹起し・ブラケットの計算を行う
	台座（鋼製）の計算を行う
	支圧板の計算を行う
許容応力度	設計基準に従う
腹起し	
水平方向の荷重	腹起し上下間隔とアンカー傾角を考慮して分配する
断面力の算出方法	単純梁として解く ($M_{max}=1/8 \cdot w \cdot L^2$)
ウェブ断面積	$A_w = (H - 2 \cdot t_2) \times t_1$
ブラケット	
荷重分担	アンカー両側に配置された2箇所のブラケットで支持する
溶接部	検討を行う
溶接部許容応力度の低減	80 %
台座	
検討方法	アンカー軸線と梁高の midpoint が交差する点を荷重作用点とする
支圧板	
辺長の丸め値	0 mm
板厚の丸め値	0 mm

腹起し材料の一覧

No	材 料 名	H 鋼 材 寸 法 H * B * t1 * t2 mm
1	H-300x300x10x15(リ-ス)	300.0 * 300.0 * 10.0 * 15.0
2	H-350x350x12x19(リ-ス)	350.0 * 350.0 * 12.0 * 19.0

No	断面積 A cm ²	断面係数		断面二次半径		横座屈断面二次半径 i cm	単位重量 W N/m
		Zy cm ³	Zz cm ³	ry cm	rz cm		
1	104.8	1150.0	394.0	12.90	7.51	0.01	1000.00
2	154.9	2000.0	716.0	15.10	8.99	0.01	1500.00

腹起し計算条件

No	設置深度 m	計算 実行 有無	材料 番号	材 料 名	間隔 Lv mm	間隔 n mm	間隔 m mm	ブラケット 間隔LB mm
1	1.000	×	—	—	—	—	—	—
2	3.500	×	—	—	—	—	—	—
3	6.000	○	1	H-300x300x10x15(リ-ス)	650	自動	自動	900

ブラケット材料の一覧

No	材 料 名	鋼 材 寸 法 H * B * t mm	断面積 A cm ²	断面二次半径 rx cm	断面二次半径 (最小) iv cm
1	L-75x75x9	75.0* 75.0* 9.0	12.690	2.25	1.45
2	L-90x90x13	90.0* 90.0* 13.0	21.710	2.68	1.73

ブラケット計算条件

No	設置深度 m	計算 実行 有無	材料 番号	材 料 名	長さ		斜材角 θb 度	荷重位置 Lr mm	溶接のど厚 a mm
					L1 mm	L2 mm			
1	1.000	×	—	—	—	—	—	—	—
2	3.500	×	—	—	—	—	—	—	—
3	6.000	○	1	L-75x75x9	500	600	50.0	400	8.0

台座計算条件

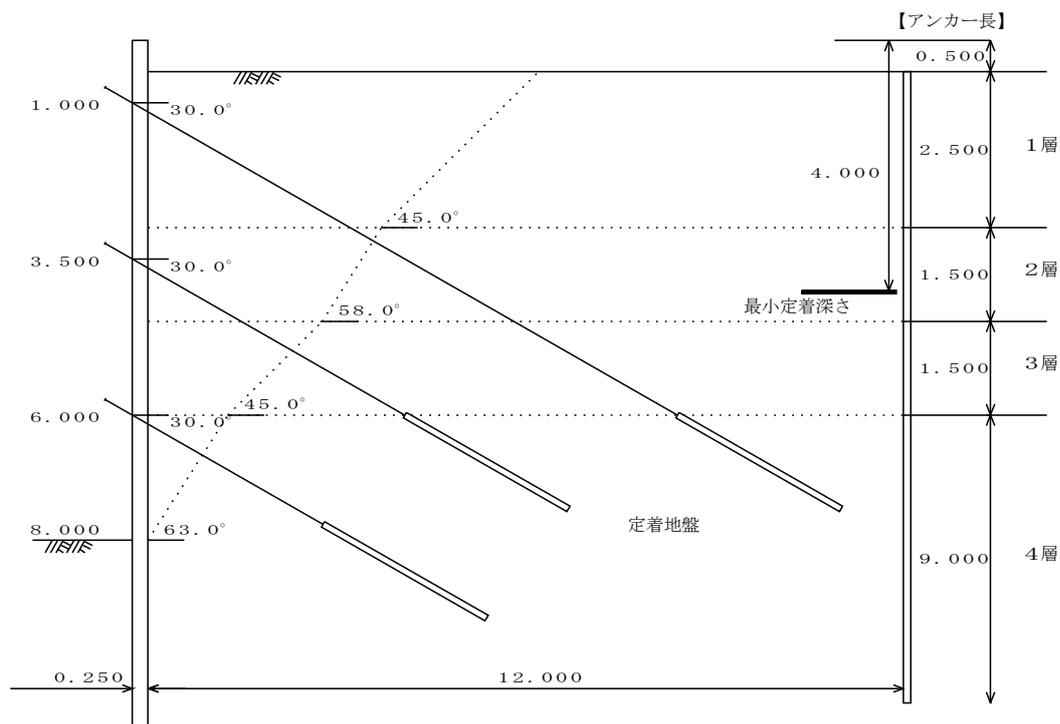
No	設置深度 m	計算 実行 有無	L1 mm	台座の高さ		台座の板厚 t mm	突起の高さ e mm
				A点 h1 mm	B点 h2 mm		
1	1.000	×	—	—	—	—	—
2	3.500	×	—	—	—	—	—
3	6.000	○	50	100	100	13	250

支圧板計算条件

No	設置深度 m	計算 実行 有無	台座幅 G mm	ヘッド Dr mm	穿孔径 d mm	辺長 H mm	支圧板の厚さ t mm
1	1.000	×	—	—	—	—	—
2	3.500	×	—	—	—	—	—
3	6.000	○	116	80	50	150	30

2 計算結果

2-1 アンカー工断面図



2-2 アンカー長の計算

No	設置深度 Hk m	材 料 名	公称径 mm	本数
1	1.000	SWPR1 φ9.0mm	9.0	4
2	3.500	SWPR1 φ9.0mm	9.0	3
3	6.000	SWPR1 φ9.0mm	9.0	3

No	アンカー体 (m)		テンドン (m)		アンカー長 LA m	アンカー頭部 の変位量 δ mm
	自由長 Lf	定着長 La	自由長 Lsf	付着長 Lsa		
1	10.500	3.000	11.000	2.363	13.500	37.608
2	5.500	3.000	6.000	1.861	8.500	17.785
3	4.000	3.000	4.500	2.296	7.000	15.960

No	許容引張力 Tas kN	許容引抜力 Tag kN	許容アンカー力 Ta kN	設計アンカー力 Td kN	Ta/Td	判定
1	239.200	195.093	195.093	182.295	1.070	安全
2	179.400	195.093	179.400	123.433	1.453	安全
3	179.400	195.093	179.400	152.310	1.178	安全

判定：Ta/Td \geq 1の時、安全となる。

2-3 内の安定計算

設定 ケース	限界水平抵抗力 $\Sigma_{\max} R_{ha}$ kN/m	設計水平力 ΣR_{ha} kN/m	安全率	判定
1	498.106	247.920	2.009	安全

判定： $\Sigma_{\max} R_{ha} / \Sigma R_{ha} \geq 1.50$ の時、安全となる。

2-4 腹起しの計算結果一覧表

No	深度 Z m	材料名	上部腹起し			
			M _{max} kN・m	S _{max} kN	σ N/mm ²	τ N/mm ²
3	6.000	H-300x300x10x15(リ-ス)	16.70	41.76	15(207)	15(120)

No	下部腹起し						
	M _{x max} kN・m	M _{y max} kN・m	S _{x max} kN	S _{y max} kN	σ N/mm ²	τ_x N/mm ²	τ_y N/mm ²
3	9.68	17.14	24.19	38.08	52(207)	9(120)	4(120)

2-5 ブラケットの計算結果一覧表

No	深度 Z m	材料名	引張		圧縮	
			NAB kN	σ N/mm ²	NAC kN	σ N/mm ²
3	6.000	L-75x75x9	26.10	21(210)	40.60	32(190)

No	溶接部		
	τ_b N/mm ²	τ_s N/mm ²	$(\tau_b/\tau_a)^2 + (\tau_s/\tau_a)^2$
3	16(96)	3(96)	0.03(1.00)

2-6 台座の計算結果一覧表

No	深度 Z m	高さ h1 mm	高さ h2 mm	板厚 t mm	突起 e mm	曲げ M _{max} kN・m	せん断 SA kN	せん断 SB kN	突起 P _v kN
3	6.000	100	100	13	250	16.71	96.91	35.00	76.16

No	曲げ σ N/mm ²	せん断 τA N/mm ²	せん断 τB N/mm ²	突起・せん断 τ N/mm ²
3	74 (210)	37 (120)	13 (120)	12 (120)

2-7 支圧板の計算結果一覧表

No	深度 Z m	辺長 H mm	板厚 t mm	曲げ σ N/mm ²	せん断 τ N/mm ²
3	6.000	150	30	104 (210)	22 (120)

3 アンカー長の計算

3-1 設計アンカー力Td

$$T_d = \frac{R \times a}{\cos \alpha \cdot \cos \theta}$$

No	設置深度 Hk m	反力 R kN/m	間隔 a m	傾角 α 度	水平角 θ 度	設計アンカー力 Td kN
1	1.000	98.67	1.600	30.0	0.0	182.295
2	3.500	66.81	1.600	30.0	0.0	123.433
3	6.000	82.44	1.600	30.0	0.0	152.310

3-2 テンドンの必要本数

$$\text{必要本数 } n' = T_d / T_{as}'$$

T_{as}' は $\alpha_{us} \times T_{us}$ と $\alpha_{ys} \times T_{ys}$ を比較し、小さい方の値とする。

No	設置深度 Hk m	極限荷重 $\alpha_{us} \times T_{us}$ N	降伏荷重 $\alpha_{ys} \times T_{ys}$ N	設計アンカー力 Td kN	T_{as}' kN	必要本数 n' 本	使用本数 n 本
1	1.000	0.65 × 92000	0.80 × 79500	182.295	59.800	3.048	4
2	3.500	0.65 × 92000	0.80 × 79500	123.433	59.800	2.064	3
3	6.000	0.65 × 92000	0.80 × 79500	152.310	59.800	2.547	3

3-3 アンカー自由長Lf

アンカー自由長Lfは主働すべり面から求めた自由長Lfc、最小自由長Lfmin、最小定着深さから求めた自由長Lfz、定着土層から求めた自由長Lfnを比較し、長い方をまるめた値とする。

$$Lfc = \frac{X}{\cos \alpha} + L' + \Delta LA + \Delta Lf$$

$$L' = \frac{(L - X \cdot \tan \alpha) \sin (45^\circ - \phi/2)}{\sin (45^\circ + \phi/2 + \alpha)}$$

$$Lfz = \frac{(Zfmin - Hk)}{\sin \alpha} + \Delta LA$$

$$Lfn = \frac{(Zfn - Hk)}{\sin \alpha} + \Delta LA$$

No	設置深度 Hk m	定着 No	α 度	ϕ 度	L m	X m	L' m	Lfc m	Lfmin m	Lfz m	Lfn m	Lf m
1	1.000	2	30.0	26.0	3.500	2.769	1.008	6.206	4.000	6.500	10.500	10.500
2	3.500	3	30.0	0.0	2.500	1.269	1.294	4.759	4.000	1.500	5.500	5.500
3	6.000	4	30.0	36.0	2.000	0.250	0.844	3.132	4.000	———	———	4.000

Hk : 土留壁天端からのアンカー設置深度

定着No : Lfcの計算に用いた定着土層番号

α : アンカーの傾角

ϕ : 定着層の土の内部摩擦角

L : アンカー設置位置から定着層下面までの深さ

X : 土留壁前面から定着層崩壊面開始位置までの水平距離

ΔLA : アンカー突出長 (0.500 m)

Zfmin : 土留壁天端からの最小定着深さ (4.000 m)

Zfn : 土留壁天端から定着土層上面までの深さ (6.000 m)

ΔLf : 余裕長 (1.500 m)

Lfc : 主働すべり面から求めた自由長

Lfmin : 最小自由長

Lfz : 最小定着深さから求めた自由長

Lfn : 定着土層から求めた自由長

Lf : 決定した自由長 (Lfc, Lfmin, Lfz, Lfnの最大値をまるめた値)

3-4 テンドン自由長 Lsf

$$L_{sf} = L_f + \Delta L_{sf}$$

No	設置深度 Hk m	自由長 L _f m	テンドン自由長 L _{sf} m
1	1.000	10.500	11.000
2	3.500	5.500	6.000
3	6.000	4.000	4.500

ΔL_{sf} : テンドン自由長とアンカー体長のラップ (0.500 m)

3-5 テンドン付着長 Lsa

付着長の計算は、式1を用いて計算する。

その値が τ_{ba} の非低減区間以上の場合は式2で計算する。非低減区間の範囲は、非低減区間 L_{ae} と耐荷体長 L_{at} を加えた値とする。

- τ_{ba} の低減を考慮しない場合

$$L_{sa} = \frac{T_d}{\tau_{ba} \cdot U} \quad (\text{m}) \quad \text{式1}$$

- τ_{ba} の低減を考慮する場合

$$L_{sa} = \frac{T_d}{\alpha_t \cdot \tau_{ba} \cdot U} - (1/\alpha_t - 1) (L_{ae} + L_{at}) \quad (\text{m}) \quad \text{式2}$$

- テンドン付着長から求めた定着長 L_{a2}

$$L_{a2} = L_{sa} + \Delta L_{sf}$$

No	設置深度 Hk m	設計アンカー力 T _d kN	公称径 d _s mm	本数 n	周長 U m	許容付着 応力度 τ_{ba} N/mm ²	テンドン付着長 L _{sa} m	付着長 の 計算式	L _{a2} m
1	1.000	182.295	9.0	4	0.06427	1.20	2.363	式1	2.863
2	3.500	123.433	9.0	3	0.05527	1.20	1.861	式1	2.361
3	6.000	152.310	9.0	3	0.05527	1.20	2.296	式1	2.796

α_t : 許容付着応力度の低減率 (0.50)

L_{ae} : 非低減区間 (3.000 m)

L_{at} : 耐荷体長 (0.200 m)

ΔL_{sf} : テンドン自由長とアンカー体長のラップ (0.500 m)

3-6 周面摩擦抵抗から求めた定着長 L_a

定着長 L_a は、許容引抜き力 $T_{ag} \geq$ 設計アンカー力 T_d となる長さとする。
ただし、テンドン付着長から求めた定着長 L_{a2} と最小定着長 L_{amin} を下回らない値とする。

L_a の先端から非低減区間を設け、その区間以外の τ を低減する。

非低減区間の範囲は、非低減区間 L_{ae} と耐荷体長 L_{at} を加えた値とする。

$$T_{ag} = \phi \cdot T_{ug} / F_s \geq T_d$$

$$T_{ug} = \pi \cdot D_a \cdot \Sigma (L \cdot \alpha_{ug} \cdot \tau) + q A$$

ϕ	: グループ効果低減率	(1.00)
F_s	: 引抜き許容安全率	(1.5)
q	: 支圧抵抗	(0 kN/m ²)
A	: 支圧面積	(0.0000 m ²)
α_{ug}	: 周面摩擦抵抗の低減率	(0.60)
L_{ae}	: 非低減区間	(3.000 m)
L_{at}	: 耐荷体長	(0.200 m)
L_{amin}	: 最小定着長	(3.000 m)

・ 1段目アンカーの定着長 L_a

アンカー定着長 $L_a = 3.000$ m と仮定し、土層境界・低減区間で分割して求めた許容引抜き力 T_{ag} と、設計アンカー力 T_d を比較する。

番号 No	土層 No	深 度 Z m	低減率 α_{ug}	定 着 長 L m	周面摩擦抵抗 τ N/mm ²	極限引抜き力 T _{ug} kN
1	4	6.000～ 7.500	1.00	3.000	0.230	292.639

許容引抜き力 $T_{ag} = 195.093$ kN \geq 設計アンカー力 $T_d = 182.295$ kN のため、安全である。

H_k : アンカー設置深度 (1.000 m) α : アンカー傾角 (30.0 度)
 L_f : アンカー自由長 (10.500 m) L_{a2} : テンドンの付着長から求めた定着長 (2.863 m)
 D_a : アンカー体径 (135.0×10^{-3} m)

・ 2段目アンカーの定着長 L_a

アンカー定着長 $L_a = 3.000$ m と仮定し、土層境界・低減区間で分割して求めた許容引抜き力 T_{ag} と、設計アンカー力 T_d を比較する。

番号 No	土層 No	深 度 Z m	低減率 α_{ug}	定 着 長 L m	周面摩擦抵抗 τ N/mm ²	極限引抜き力 T _{ug} kN
1	4	6.000～ 7.500	1.00	3.000	0.230	292.639

許容引抜き力 $T_{ag} = 195.093$ kN \geq 設計アンカー力 $T_d = 123.433$ kN のため、安全である。

H_k : アンカー設置深度 (3.500 m) α : アンカー傾角 (30.0 度)
 L_f : アンカー自由長 (5.500 m) L_{a2} : テンドンの付着長から求めた定着長 (2.361 m)
 D_a : アンカー体径 (135.0×10^{-3} m)

・ 3段目アンカーの定着長 L_a

アンカー定着長 $L_a = 3.000$ mと仮定し、土層境界・低減区間で分割して求めた許容引抜き力 T_{ag} と、設計アンカー力 T_d を比較する。

番号 No	土層 No	深 度 Z m	低減率 α_{ug}	定 着 長 L m	周面摩擦抵抗 τ N/mm ²	極限引抜き力 T_{ug} kN
1	4	7.750～ 9.250	1.00	3.000	0.230	292.639

許容引抜き力 $T_{ag} = 195.093$ kN \geq 設計アンカー力 $T_d = 152.310$ kN のため、安全である。

Hk : アンカー設置深度 (6.000 m) α : アンカー傾角 (30.0 度)
Lf : アンカー自由長 (4.000 m) La2 : テンダンの付着長から求めた定着長 (2.796 m)
Da : アンカー体径 (135.0×10^{-3} m)

3-7 アンカー長 LA 、変位量 δ

アンカー全長 LA はアンカー自由長 L_f とアンカー定着長 L_a を加算した値とする。

$$LA = L_f + L_a$$

$$\delta = \frac{T_d \times 10^3 \cdot L_f \times 10^3}{n \cdot A_s \cdot E_s}$$

No	設置深度 Hk m	アンカー 自由長 L_f m	アンカー 定着長 L_a m	アンカー長 LA m	設計アンカー力 T_d kN	本数 n	テンドン 断面積 A_s mm ²	アンカー頭部 変位量 δ mm
1	1.000	10.500	3.000	13.500	182.295	4	63.620	37.608
2	3.500	5.500	3.000	8.500	123.433	3	63.620	17.785
3	6.000	4.000	3.000	7.000	152.310	3	63.620	15.960

E_s : テンダンの弾性係数 (200000. N/mm²)

3-8 テンドンの断面計算

テンドンは、許容アンカー力 $T_a \geq$ 設計アンカー力 T_d となる材料とする。

許容アンカー力 T_a は、許容引張力 T_{as} と許容引抜き力 T_{ag} の小さい方の値とする。

許容引張力 T_{as} は $\alpha_{us} \times T_{us}$ と $\alpha_{ys} \times T_{ys}$ を比較し、小さい方の値に本数 n を乗じて求める。

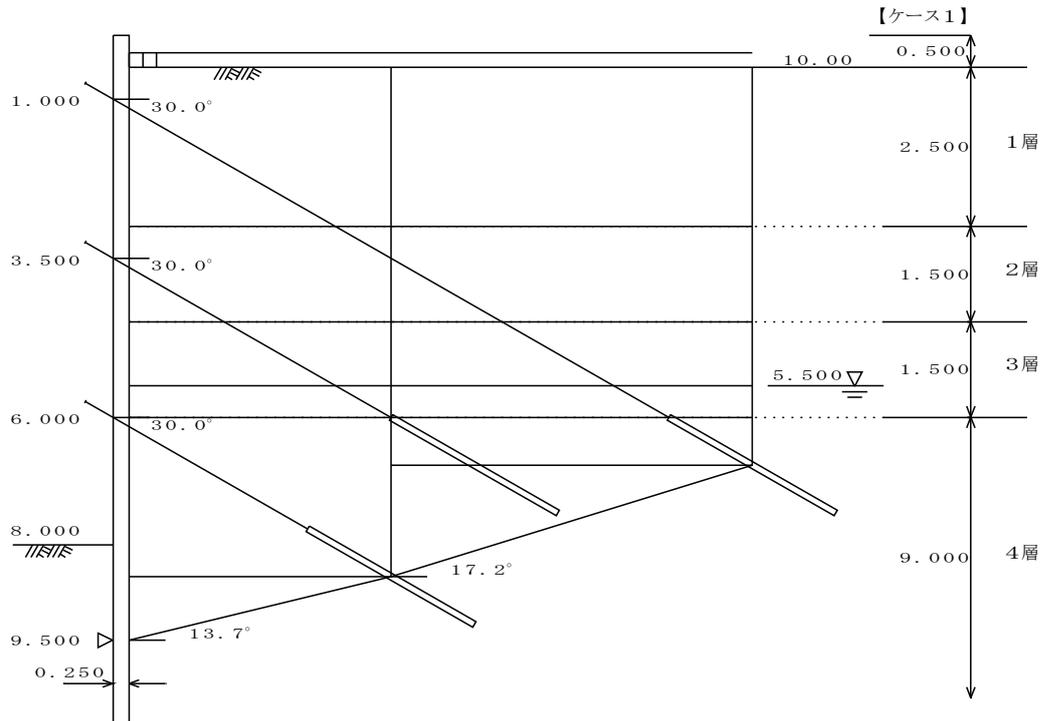
No	設置深度 Hk m	本数 n	極限荷重 $\alpha_{us} \times T_{us}$ N	降伏荷重 $\alpha_{ys} \times T_{ys}$ N	許容引張力 T_{as} kN	許容引抜き力 T_{ag} kN	許容アンカー力 T_a kN
1	1.000	4	0.65×92000	0.80×79500	239.200	195.093	195.093
2	3.500	3	0.65×92000	0.80×79500	179.400	195.093	179.400
3	6.000	3	0.65×92000	0.80×79500	179.400	195.093	179.400

No	設置深度 Hk m	許容アンカー力 T_a kN	設計アンカー力 T_d kN	T_a/T_d	判定
1	1.000	195.093	182.295	1.070	安全
2	3.500	179.400	123.433	1.453	安全
3	6.000	179.400	152.310	1.178	安全

判定 : $T_a/T_d \geq 1$ の時、安全である。

4 内的安定計算 (ケース 1)

4-1 すべり面

4-2 深いすべり線の傾斜角 θ

傾斜角 θ は各ブロック毎に、以下の式により求める。

$$\theta = \tan^{-1} \left\{ \frac{(y_s - y_e)}{(x_e - x_s)} \right\}$$

$$x_e = (LA - La/2 - \Delta LA) \cos \alpha - b_0$$

$$y_e = (LA - La/2 - \Delta LA) \sin \alpha + Hk$$

$$x_s = x_e' \quad (\text{最終ブロックは } x_s = 0)$$

$$y_s = y_e' \quad (\text{最終ブロックは } y_s = H + Hk_s)$$

x_e' : 前のブロックの x_e の値
 y_e' : 前のブロックの y_e の値

ブロック No	設置深度 Hk m	傾角 α 度	アンカー体長 LA m	アンカー定着長 La m
1	1.000	30.0	13.500	3.000
2	6.000	30.0	7.000	3.000

ブロック No	設置深度 Hk m	水平距離 (m)		鉛直距離 (m)		傾斜角 θ 度	スライス番号
		始点 x_s	終点 x_e	始点 y_s	終点 y_e		
1	1.000	4.080	9.709	8.500	6.750	17.27	1
2	6.000	0.000	4.080	9.500	8.500	13.77	2

Hk : 土留壁天端からアンカー位置までの深さ
 H : 掘削深さ (8.000 m)
 Hks : 仮想支持点 (1.500 m)
 bo : 土留壁の厚さ (0.250 m)
 xs : 土留壁背面からブロック左側面までの水平距離
 xe : " " 右側面 "
 ys : 土留壁天端からブロック左側面までの鉛直距離
 ye : " " 右側面 "
 ΔLA : アンカー突出長 (0.500 m)

4-3 深いすべり線の土塊重量 W

土塊重量Wは各スライス毎に土層境界、水位、アンカー中点で分割し、以下の式により求める。

$$A = (b_u + b_d) h / 2$$

$$W = \gamma \cdot A$$

γ : 水位以下は水中単位体積重量 γ' を用いる。

・スライス 1

土塊重量

分割 No	土層 No	深 度 Z m	層 厚 h m	幅 (m)		面 積 A m ²	単位重量 γ kN/m ³	土塊重量 W kN/m
				上側 b _u	下側 b _d			
1	1	0.500	2.500	5.629	5.629	14.073	14.0	197.021
2	2	3.000	1.500	5.629	5.629	8.444	17.0	143.544
3	3	4.500	1.000	5.629	5.629	5.629	18.0	101.325
4	3	5.500	0.500	5.629	5.629	2.815	9.0	25.331
5	4	6.000	0.750	5.629	5.629	4.222	10.0	42.219
6	4	6.750	1.750	5.629	0.000	4.926	10.0	49.255

内部摩擦角 $\phi = | 36.0^\circ | \geq$ 傾斜角 $\theta = | 17.27^\circ |$ のため、上載荷重を土塊重量に加算しない。

$$W = \Sigma W + \Sigma Q_a \cdot b_q = 558.695 + 0.000 = 558.695 \text{ kN/m}$$

・スライス 2

土塊重量

分割 No	土層 No	深 度 Z m	層 厚 h m	幅 (m)		面 積 A m ²	単位重量 γ kN/m ³	土塊重量 W kN/m
				上側 b _u	下側 b _d			
1	1	0.500	2.500	4.080	4.080	10.200	14.0	142.804
2	2	3.000	1.500	4.080	4.080	6.120	17.0	104.043
3	3	4.500	1.000	4.080	4.080	4.080	18.0	73.442
4	3	5.500	0.500	4.080	4.080	2.040	9.0	18.361
5	4	6.000	2.500	4.080	4.080	10.200	10.0	102.003
6	4	8.500	1.000	4.080	0.000	2.040	10.0	20.401

内部摩擦角 $\phi = | 36.0^\circ | \geq$ 傾斜角 $\theta = | 13.77^\circ |$ のため、上載荷重を土塊重量に加算しない。

$$W = \Sigma W + \Sigma Q_a \cdot b_q = 461.054 + 0.000 = 461.054 \text{ kN/m}$$

4-4 仮想アンカー定着壁に作用する主働側圧 E_l (スライス右側面)

主働側圧E_lは各スライス毎に土層境界、側圧変化点、アンカー中点で分割し、以下の式により求める。

$$E_{lh} = (P_u + P_d) h / 2$$

$$E_{lv} = E_{lh} \cdot \tan \delta$$

・スライス 1

分割 No	土層 No	側圧深度 Z m	層厚 h m	主働側圧強度(kN/m ²)		壁面摩擦角 δ 度	水平分力 E _{lh} kN/m	鉛直分力 E _{lv} kN/m
				上側 P _u	下側 P _d			
1	1	0.500	2.500	26.220	26.220	0.0	65.550	0.000
2	2	3.000	1.500	26.220	26.220	13.0	39.330	9.080
3	3	4.500	1.000	26.220	26.220	0.0	26.220	0.000
4	3	5.500	0.500	26.220	31.220	0.0	14.360	0.000
5	4	6.000	0.750	31.220	38.720	18.0	26.228	8.522

$$\text{水平分力 } E_{lh} = \sum E_{lh} = 171.688 \text{ kN/m}$$

$$\text{鉛直分力 } E_{lv} = \sum E_{lv} = 17.602 \text{ kN/m}$$

・スライス 2

分割 No	土層 No	側圧深度 Z m	層厚 h m	主働側圧強度(kN/m ²)		壁面摩擦角 δ 度	水平分力 E _{lh} kN/m	鉛直分力 E _{lv} kN/m
				上側 P _u	下側 P _d			
1	1	0.500	2.500	26.220	26.220	0.0	65.550	0.000
2	2	3.000	1.500	26.220	26.220	13.0	39.330	9.080
3	3	4.500	1.000	26.220	26.220	0.0	26.220	0.000
4	3	5.500	0.500	26.220	31.220	0.0	14.360	0.000
5	4	6.000	2.000	31.220	51.220	18.0	82.440	26.786
6	4	8.000	0.500	51.220	39.189	18.0	22.602	7.344

$$\text{水平分力 } E_{lh} = \sum E_{lh} = 250.502 \text{ kN/m}$$

$$\text{鉛直分力 } E_{lv} = \sum E_{lv} = 43.210 \text{ kN/m}$$

4-5 土留壁に作用する主働側圧 E_a (スライス左側面)

主働側圧E_aは各スライス毎に土層境界、側圧変化点、アンカー中点で分割し、以下の式により求める。

$$E_{ah} = (P_u + P_d) h / 2$$

$$E_{av} = E_{ah} \cdot \tan \delta$$

・スライス 1

スライス 2の仮想アンカー定着壁側圧と同値である。

$$\text{水平分力 } E_{ah} = \sum E_{lh\ 2} = 250.502 \text{ kN/m}$$

$$\text{鉛直分力 } E_{av} = \sum E_{lv\ 2} = 43.210 \text{ kN/m}$$

E_{lh 2} : スライス 2のE_{lh}

E_{lv 2} : スライス 2のE_{lv}

・スライス 2

分割 No	土層 No	側圧深度 Z m	層厚 h m	主働側圧強度(kN/m ²)		壁面摩擦角 δ 度	水平分力 E _{ah} kN/m	鉛直分力 E _{av} kN/m
				上側 P _u	下側 P _d			
1	1	0.500	2.500	26.220	26.220	0.0	65.550	0.000
2	2	3.000	1.500	26.220	26.220	13.0	39.330	9.080
3	3	4.500	1.000	26.220	26.220	0.0	26.220	0.000
4	3	5.500	0.500	26.220	31.220	0.0	14.360	0.000
5	4	6.000	2.000	31.220	51.220	18.0	82.440	26.786
6	4	8.000	1.039	51.220	26.220	18.0	40.230	13.072
7	4	9.039	0.461	26.220	26.220	18.0	12.087	3.927

$$\begin{aligned} \text{水平分力 } E_{ah} &= \sum E_{ah} = 280.217 \text{ kN/m} \\ \text{鉛直分力 } E_{av} &= \sum E_{av} = 52.865 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4-6 深いすべり線に作用する粘着抵抗力 E_c

粘着抵抗力 E_c は各スライス毎に以下の式により求める。

$$E_c = \left[-\frac{C_a \cdot \tan \theta}{2} (x_e^2 - x_s^2) + \{C_a (H + H_{ks} - Z_o) + C_o\} (x_e - x_s) \right] \frac{1}{\cos \theta}$$

$$E_{ch} = E_c \cdot \cos \theta$$

$$E_{cv} = E_c \cdot \sin \theta$$

スライス No	土層 No	水平距離 (m)		鉛直距離 Z _o m	傾斜角 θ 度	粘着力 C _o kN/m ²	粘着力勾配 C _a kN/m ² /m
		始点 x _s	終点 x _e				
1	4	4.080	9.709	6.000	17.27	15.0	0.0
2	4	0.000	4.080	6.000	13.77	15.0	0.0

スライス No	粘着抵抗力 E _c kN/m	水平分力 E _{ch} kN/m	鉛直分力 E _{cv} kN/m
1	88.424	84.437	26.250
2	63.013	61.202	15.000

H : 掘削深さ (8.000 m)

H_{ks} : 仮想支持点 (1.500 m)

x_s : 土留壁背面からスライス左側面までの水平距離

x_e : " " 右側面 "

Z_o : 粘着力を増加させる際の開始深度

4-7 アンカー設計水平力Rh (多段アンカー、複合すべり線)

条件1 : 比較アンカー中点がすべり線内の場合——加算する。
 条件2 : " すべり線外の場合——加算しない。

アンカー No	水平反力 R kN/m	条 件	判 定
1	98.67	着 目	*
2	66.81	条件1	*
3	82.44	着 目	*

*印はRhに加算するアンカー反力Rとする。

$$R_h = \Sigma R = 247.92 \text{ kN/m}$$

4-8 安全率F

$$\max R_h = \frac{E_{ah} - E_{lh} + E_{ch} - P_{wh} + (W - P_{wv} - E_{av} + E_{lv} - E_{cv}) \tan(\phi - \theta)}{1 + \tan \alpha \cdot \tan(\phi - \theta)}$$

$$= \frac{\Sigma H + \Sigma V \cdot a}{b}$$

$$a = \tan(\phi - \theta)$$

$$b = 1 + \tan \alpha \cdot \tan(\phi - \theta)$$

スライス No	α 度	ϕ 度	θ 度	$\phi - \theta$ 度	水平力の合計 ΣH kN/m	鉛直力の合計 ΣV kN/m	係数 a	係数 b	限界水平抵抗力 $\max R_h$ kN/m
1	30.0	36.0	17.27	18.73	163.252	506.836	0.33908	1.19577	280.246
2	30.0	36.0	13.77	22.23	90.917	436.399	0.40868	1.23595	217.860

スライス No	水平力 (kN/m)				水平力の合計 ΣH kN/m
	+Eah	-Elh	+Ech	-Pwh	
1	250.502	171.688	84.437	—	163.252
2	280.217	250.502	61.202	—	90.917

スライス No	鉛直力 (kN/m)					鉛直力の合計 ΣV kN/m
	+W	-Pwv	-Eav	+Elv	-Ecv	
1	558.695	—	43.210	17.602	26.250	506.836
2	461.054	—	52.865	43.210	15.000	436.399

$$F = \Sigma \max R_h / R_h = 498.106 / 247.920 = 2.009 \geq \text{内的安定許容安全率 } F_s = 1.50$$

- α : アンカー傾角
 ϕ : 内部摩擦角
 θ : 深いすべり線の傾斜角
 E_{ah} : スライスの左側面に作用する主動側圧の水平分力
 E_{lh} : " 右側面 " "
 E_{av} : スライスの左側面に作用する主動側圧の鉛直分力
 E_{lv} : " 右側面 " "
 E_{ch} : 深いすべり線に作用する粘着抵抗力の水平分力
 E_{cv} : " " 鉛直分力
 P_{wh} : 深いすべり線に作用する水圧の水平分力
 P_{wv} : " " 鉛直分力
 W : 深いすべり線の土塊重量

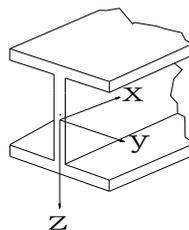
5 腹起しの計算 (3段目腹起し)

5-1 設計条件

側圧による水平反力	w	=	82.44	kN/m
設計アンカー力	Td	=	152.31	kN/本
アンカー傾角	α	=	30.0	度
アンカー水平角	θ	=	0.0	度
アンカー水平間隔	a	=	1.600	m

5-2 使用鋼材

材料名	H-300x300x10x15 (I-ス)
断面積	A = 104.80 cm ²
ウェブ断面積	Aweb = 27.00 cm ²
フランジ断面積	Afra = 90.00 cm ²
断面係数	Zy = 1150.0 cm ³
	Zz = 394.0 cm ³
断面二次半径	ry = 12.90 cm
	rz = 7.51 cm
横座屈断面二次半径	i = 0.01 cm



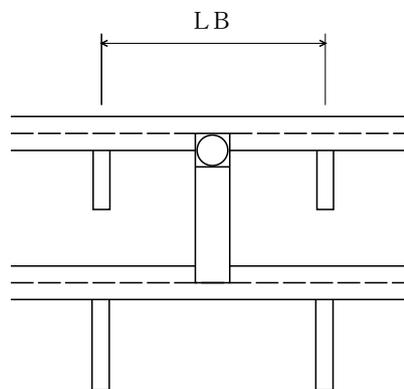
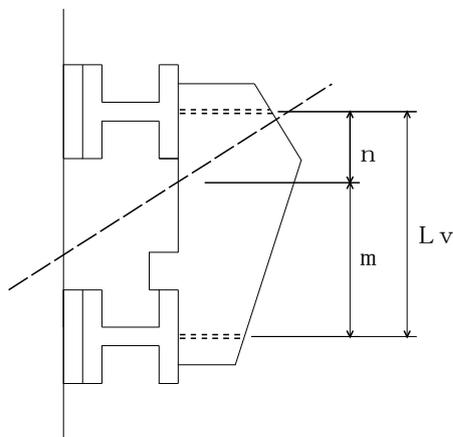
5-3 部材形状

ブラケット間隔	LB	=	900	mm
腹起しの上下間隔	Lv	=	650	mm

$$m = \frac{L_v}{2} + \frac{H}{2} \cdot \tan \alpha$$

$$= \frac{650}{2} + \frac{300.0}{2} \cdot \tan 30.0^\circ = 412 \text{ mm}$$

$$n = L_v - m = 650 - 412 = 238 \text{ mm}$$



5-4 許容応力度

$L/b \leq 4.5$ の場合

$$\sigma_{ba} = 210$$

$4.5 < L/b \leq 30$ の場合

$$\sigma_{ba} = \{140 - 2.4(L/b - 4.5)\} \times 1.5$$

よって、 $\sigma_{ba} = 207 \text{ N/mm}^2$

ここで、L : フランジの固定点間距離

b : フランジ幅

5-5 上部腹起し部材の検討

断面力 (強軸方向)

$$W_x = \frac{m}{L_v} \cdot w = \frac{412}{650} \times 82.44 = 52.20 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} W_x \cdot a^2 = \frac{1}{8} \times 52.20 \times 1.600^2 = 16.70 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_{\max} = \frac{1}{2} W_x \cdot a = \frac{1}{2} \times 52.20 \times 1.600 = 41.76 \text{ kN}$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z_y} = \frac{16.70 \times 10^6}{1150.0 \times 10^3} = 15 \leq 207 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_{\text{web}}} = \frac{41.76 \times 10^3}{27.00 \times 10^2} = 15 \leq 120 \text{ N/mm}^2$$

5-6 下部腹起し部材の検討

断面力 (強軸方向)

$$W_x = \frac{n}{L_v} \cdot w = \frac{238}{650} \times 82.44 = 30.24 \text{ kN/m}$$

$$M_{x \max} = \frac{1}{8} W_x \cdot a^2 = \frac{1}{8} \times 30.24 \times 1.600^2 = 9.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_{x \max} = \frac{1}{2} W_x \cdot a = \frac{1}{2} \times 30.24 \times 1.600 = 24.19 \text{ kN}$$

断面力 (弱軸方向)

$$R_v = T_d \cdot \cos \theta \cdot \sin \alpha$$

$$= 152.31 \times \cos 0.0^\circ \times \sin 30.0^\circ = 76.16 \text{ kN/本}$$

$$M_{y \max} = \frac{R_v \cdot L_B}{4} = \frac{76.16 \times 900 \times 10^{-3}}{4} = 17.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_{y \max} = \frac{R_v}{2} = \frac{76.16}{2} = 38.08 \text{ kN}$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M_{x \max}}{Z_y} + \frac{M_{y \max}}{Z_z}$$

$$= \frac{9.68 \times 10^6}{1150.0 \times 10^3} + \frac{17.14 \times 10^6}{394.0 \times 10^3} = 52 \leq 207 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau_x = \frac{S_{x \max}}{A_{\text{web}}} = \frac{24.19 \times 10^3}{27.00 \times 10^2} = 9 \leq 120 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_y = \frac{S_{y \max}}{A_{\text{fra}}} = \frac{38.08 \times 10^3}{90.00 \times 10^2} = 4 \leq 120 \text{ N/mm}^2$$

6 ブラケットの計算(3段目ブラケット)

6-1 設計条件

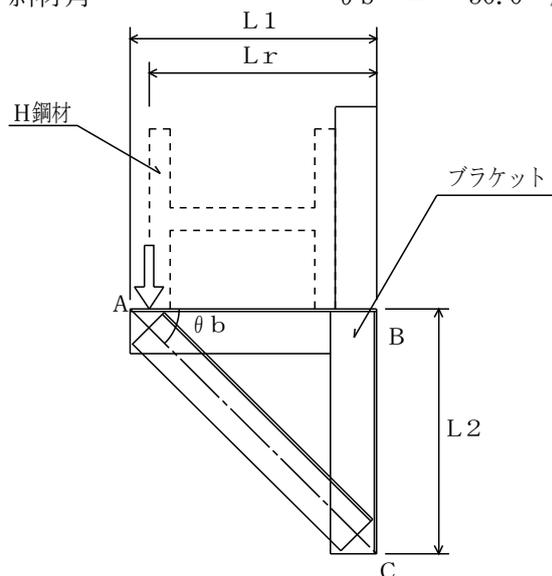
設計アンカー力	$T_d = 152.31$	kN/本
アンカー水平間隔	$a = 1.600$	m
アンカー傾角	$\alpha = 30.0$	度
アンカー水平角	$\theta = 0.0$	度
ブラケット間隔	$LB = 900$	mm
溶接部許容せん断応力度	$\tau_a = 120$	N/mm ²
溶接部許容応力度の低減	$\mu = 80$	%
		($\tau_a = 120 \times 0.80 = 96$ N/mm ²)

6-2 使用鋼材

腹起し鋼材	H-300x300x10x15(リース)
単位重量	$W = 1000.00$ N/m
ブラケット鋼材	L-75x75x9
断面積	$A = 12.690$ cm ²
断面二次半径	$r = 2.25$ cm
断面二次半径 (最小値)	$i_v = 1.45$ cm

6-3 部材寸法

部材の長さ	$L1 = 500$	mm
	$L2 = 600$	mm
荷重位置	$L_r = 400$	mm
斜材角	$\theta_b = 50.0$	度



6-4 許容応力度

$L/r \leq 18$ の場合

$$\sigma_{ca} = 210$$

$18 < L/r \leq 92$ の場合

$$\sigma_{ca} = \{140 - 0.82(L/r - 18)\} \times 1.5$$

$92 < L/r$ の場合

$$\sigma_{ca} = \frac{1200000}{6700 + (L/r)^2} \times 1.5$$

$$\text{斜材の長さ } L = \frac{L1}{\cos \theta_b} = \frac{500}{\cos 50.0^\circ} = 777.9 \text{ mm} = 77.79 \text{ cm}$$

$$\text{細長比 } L/r = 77.79 / 2.25 = 34.6$$

$$\text{よって、} \sigma_{ca} = 190 \text{ N/mm}^2$$

6-5 断面の検討

設計アンカー力の鉛直成分とアンカー水平間隔分の腹起し重量は、アンカー両側に配置された2箇所のブラケットで支持されるものとして検討する。

設計アンカー力の鉛直成分

$$\begin{aligned} T_{dv} &= T_d \cdot \cos \theta \cdot \sin \alpha \\ &= 152.31 \times \cos 0.0^\circ \times \sin 30.0^\circ \\ &= 76.16 \text{ kN/本} \end{aligned}$$

腹起し重量

$$P_v = W \cdot a = 1000.00 \times 10^{-3} \times 1.600 = 1.60 \text{ kN}$$

1箇所のブラケットのA点に作用する鉛直力の合計

$$\begin{aligned} R_A &= \frac{1}{2} \times (T_{dv} + P_v) \times \frac{L_r}{L_l} \\ &= \frac{1}{2} \times (76.16 + 1.60) \times \frac{400}{500} = 31.10 \text{ kN} \end{aligned}$$

A-B部材 (引張り)

$$N_{AB} = \frac{R_A}{\sin \theta_b} \times \cos \theta_b = \frac{31.10}{\sin 50.0^\circ} \times \cos 50.0^\circ = 26.10 \text{ kN}$$

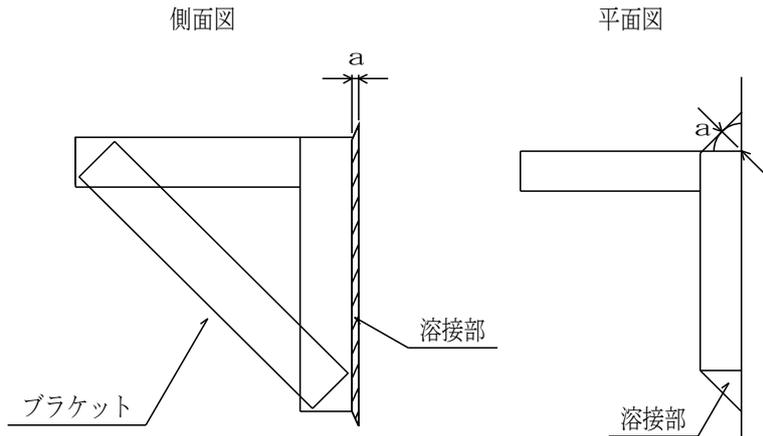
$$\sigma = \frac{N_{AB}}{A} = \frac{26.10 \times 10^3}{12.690 \times 10^2} = 21 \leq 210 \text{ N/mm}^2$$

A-C部材 (圧縮)

$$N_{AC} = \frac{R_A}{\sin \theta_b} = \frac{31.10}{\sin 50.0^\circ} = 40.60 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = \frac{N_{AC}}{A} = \frac{40.60 \times 10^3}{12.690 \times 10^2} = 32 \leq 190 \text{ N/mm}^2$$

6-6 溶接部の検討



上図のように、すみ肉溶接(のど厚 $a = 8.0 \text{ mm}$)とする。
斜線部の断面を考えて、ブラケットに作用する外力に対して、溶接部が安全であるか検討する。

溶接部に作用する曲げモーメント

$$M = RA \times L1 = 31.10 \times 500 \times 10^{-3} = 15.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

溶接部の断面二次モーメント

$$I = \frac{a \cdot L2^3}{12} \times 2 = \frac{8.0 \times 600^3}{12} \times 2 = 2.880 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

溶接部に生じる曲げによるせん断応力度

$$\tau_b = \frac{M}{I} \times \frac{L2}{2} = \frac{15.55 \times 10^6}{2.880 \times 10^8} \times \frac{600}{2} = 16 \leq 96 \text{ N/mm}^2$$

溶接部に生じる鉛直力によるせん断応力度

$$\begin{aligned} \tau_s &= \frac{RA}{2 \times a \times L2} \\ &= \frac{31.10 \times 10^3}{2 \times 8.0 \times 600} = 3 \leq 96 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

合成応力度の照査

$$\left(\frac{\tau_b}{\tau_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_a} \right)^2 = \left(\frac{16}{96} \right)^2 + \left(\frac{3}{96} \right)^2 = 0.03 \leq 1.0$$

7 台座の計算(3段目台座)

7-1 設計条件

設計アンカー力	$T_d = 152.31$	kN/本
アンカー傾角	$\alpha = 30.0$	度
許容曲げ応力度	$\sigma_{sa} = 210$	N/mm ²
許容せん断応力度	$\tau_{sa} = 120$	N/mm ²

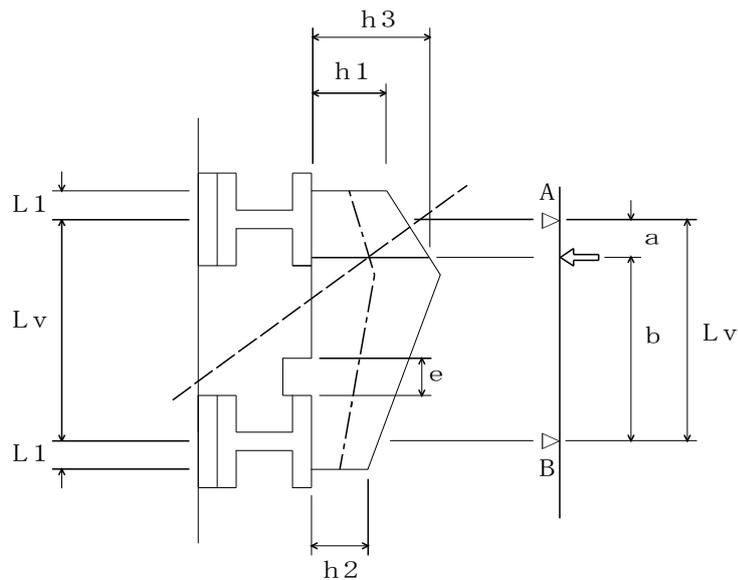
7-2 部材形状

腹起しの上下間隔	$L_v = 650$	mm
台座部材寸法	$L_1 = 50$	mm
	$h_1 = 100$	mm
	$h_2 = 100$	mm
台座の板厚	$t = 13$	mm
突起高	$e = 250$	mm

7-3 荷重作用点の計算

台座は上部と下部の腹起し間隔をスパンとした単純梁とし、アンカーの軸線と梁高の midpoint が交差する点を荷重作用点とする。ただし、アンカーの軸線は腹起し間隔の midpoint を通るものとする。

荷重作用点の部材高	$h_3 = 228$	mm
	$a = 172$	mm
	$b = 478$	mm



7-4 断面力の計算

台座は上部と下部の腹起しをスパンとした単純梁とし、荷重作用点に反力を集中載荷した時の最大曲げモーメント、A・B点でのせん断力を計算する。

最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{a \cdot b}{L_v} T d \cdot \cos \alpha \\ &= \frac{172 \times 478}{650} \times 10^{-3} \times 152.31 \times \cos 30.0^\circ = 16.71 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

A点でのせん断力

$$\begin{aligned} S_A &= \frac{b}{L_v} T d \cdot \cos \alpha \\ &= \frac{478}{650} \times 152.31 \times \cos 30.0^\circ = 96.91 \text{ kN} \end{aligned}$$

B点でのせん断力

$$\begin{aligned} S_B &= \frac{a}{L_v} T d \cdot \cos \alpha \\ &= \frac{172}{650} \times 152.31 \times \cos 30.0^\circ = 35.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

7-5 断面の検討

応力度は 2枚の台座が同時に断面力に抵抗するものとして計算する。

A点でのせん断応力度

$$\tau = \frac{S_A}{2 \cdot t \cdot h_1} = \frac{96.91 \times 10^3}{2 \times 13 \times 100} = 37 \leq 120 \text{ N/mm}^2$$

B点でのせん断応力度

$$\tau = \frac{S_B}{2 \cdot t \cdot h_2} = \frac{35.00 \times 10^3}{2 \times 13 \times 100} = 13 \leq 120 \text{ N/mm}^2$$

荷重作用点での曲げ応力度

断面係数

$$Z = \frac{t \cdot h^3}{6} \times 2 = \frac{13 \times 228^2}{6} \times 2 = 2.261 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{16.71 \times 10^6}{2.261 \times 10^5} = 74 \leq 210 \text{ N/mm}^2$$

突起のせん断応力度

鉛直力

$$P_v = T d \cdot \sin \alpha = 152.31 \times \sin 30.0^\circ = 76.16 \text{ kN}$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{P_v}{2 \cdot t \cdot e} = \frac{76.16 \times 10^3}{2 \times 13 \times 250} = 12 \leq 120 \text{ N/mm}^2$$

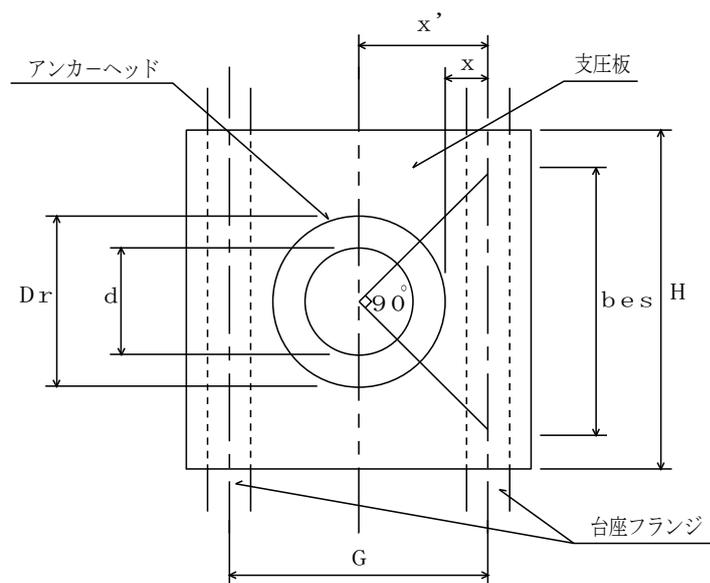
8 支圧板の計算 (3段目支圧板)

8-1 設計条件

設計アンカー力	$T_d = 152.31$	kN/本
許容曲げ応力度	$\sigma_{sa} = 210$	N/mm ²
許容せん断応力度	$\tau_{sa} = 120$	N/mm ²

8-2 部材形状

支圧板の辺長	$H = 150$	mm		
支圧板の厚さ	$t = 30$	mm		
台座の幅	$G = 116$	mm		
アンカーヘッドの大きさ			$D_r = 80$	mm
支圧板に穿孔する孔径			$d = 50$	mm
アンカーヘッド外縁と台座フランジ中心との距離	x		$x' = 18$	mm
” 中心と ” 中心との距離			$x' = 58$	mm



8-3 せん断に対する検討

荷重の有効分布長さ

荷重の有効分布長さは、以下に示す長さのうち小さい値を用いる。

- ・ 台座幅の 2倍 $2 \cdot b es = 232$ mm
- ・ アンカーヘッドの周長 $L_r = \pi \cdot D_r = 251$ mm

よって、荷重の有効分布長さは、 $L = 232$ mm とする。

必要辺長

$$h \geq b es = 116 \text{ mm}$$

必要部材厚

$$t \geq \frac{T_d}{L \cdot \tau_{sa}} = \frac{152.31 \times 10^3}{232 \cdot 120} = 5.5 \text{ mm}$$

8-4 曲げモーメントに対する検討

荷重の最小有効分布長さ

$$b_{eM} = x' + D_r - d = 58 + 80 - 50 = 88 \text{ mm}$$

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = \frac{Td}{2} \cdot x = \frac{152.31}{2} \times 18 \times 10^{-3} = 1.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

必要辺長

$$h \geq x' + D_r = 58 + 80 = 138 \text{ mm}$$

必要部材厚

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{b_{eM} \cdot \sigma_{sa}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1.37 \times 10^6}{88 \cdot 210}} = 21.1 \text{ mm}$$

8-5 応力度の照査

せん断および曲げモーメントに対する検討より、両方を満足する支圧板の辺長Hと厚さtは、
H = 150 mm, t = 30 mm とする。

せん断応力度

$$\tau = \frac{Td}{L \cdot t} = \frac{152.31 \times 10^3}{232 \times 30} = 22 \leq 120 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{6 \cdot M_{\max}}{b_{eM} \cdot t^2} = \frac{6 \times 1.37 \times 10^6}{88 \times 30^2} = 104 \leq 210 \text{ N/mm}^2$$