

アンカー配置別概算工事費一覧表

地区名	五大地区地すべり防止工事
測線名	NO.1測線
備考	アンカー案

項目		記号	単位	数 値	項目		記号	単位	数 値
外力	必要抑止力	Pr	kN/m	300.0	定着	テンドンとグラウトの許容付着応力度	b	N/mm ²	-
	すべり面	平均角度	°	-		アンカー体の周面摩擦抵抗		N/mm ²	1.00
		tan	-	-		設計安全率	Fs	-	2.5
機能	抑止機能	アンカー効果	引き止め効果 + 締め付け効果		鋼材	アンカー種別	-		
		計画安全率	PFs	-		-	仮設・永久	永久(常時)	

計 算 結 果							反力体：吹付砕工											
No	施工 段数 (段)	水平 間隔 (m)	アンカ 傾角 (°)	設 計 アンカ 力 (kN/本)	アンカ 種 別	テンドン 規 格	1断面当り アンカー長				施工延長10m当り							合計金額 (千円)
							自由長 (m)	定 着 長		アンカ 長 (m)	ア ン カ ー		反 力 体					
								(m)	(m)		(本)	(m)	アンカ 長 (m)	金 額 (千円)	縦 (m)	横 (m)	部材高 (mm)	
1	4	3.50	40.0	314.9	K5	K5-3H	38.00	3.0 × 4 =	12.0	50.00	142.86	2,406	3.50	3.50	500	74.28	2,072	4,478
2	4	3.50	35.0	299.9	K5	K5-3H	40.00	3.0 × 4 =	12.0	52.00	148.57	2,477	3.50	3.50	500	74.28	2,072	4,549
3	4	3.00	45.0	294.3	K5	K5-3H	37.50	3.0 × 4 =	12.0	49.50	165.00	2,773	3.00	3.00	500	73.34	2,046	4,819
4	4	3.00	40.0	276.9	K5	K5-3H	38.50	3.0 × 4 =	12.0	50.50	168.33	2,804	3.00	3.00	500	73.34	2,046	4,850
5	4	3.50	40.0	314.9	E5(SP)	E5-3	38.00	4.0 × 4 =	16.0	54.00	154.29	2,797	3.50	3.50	500	74.28	2,072	4,869
6	4	3.50	40.0	314.9	F-UA型	F60UA	38.00	3.0 × 4 =	12.0	50.00	142.86	2,851	3.50	3.50	500	74.28	2,072	4,923
7	4	3.00	35.0	262.9	K5	K5-3H	40.50	3.0 × 4 =	12.0	52.50	175.00	2,881	3.00	3.00	500	73.34	2,046	4,927
8	4	3.50	35.0	299.9	E5(SP)	E5-3	40.00	4.0 × 4 =	16.0	56.00	160.00	2,876	3.50	3.50	500	74.28	2,072	4,948
9	4	3.50	35.0	299.9	スハ ^ハ フ ^フ テック	SFL-2	40.00	4.0 × 4 =	16.0	56.00	160.00	2,894	3.50	3.50	500	74.28	2,072	4,966
10	4	3.50	35.0	299.9	F-UA型	F60UA	40.00	3.0 × 4 =	12.0	52.00	148.57	2,925	3.50	3.50	500	74.28	2,072	4,997

(反力体部材高について) のり砕または連続板の場合、部材高が表示されないことがあります。これは設置範囲ごとに部材高が異なることがある為です。

計 算 結 果																				
No	施工 段数 (段)	水平 間隔 (m)	アンカ 傾角 (°)	設 計 アンカ力 (kN/本)	アンカ 種 別	テント 規 格	1 断面当り アンカー長					施工延長 1 0 m 当り							合計金額 (千円)	
							自由長 (m)	定 着 長		アンカ長 (m)	ア ン カ ー		反 力 体							
								(m)	(m)		(本)	(m)	アンカ長 (m)	金 額 (千円)	縦 (m)	横 (m)	部材高 (mm)	数 量 (m)		金 額 (千円)
11	4	3.50	40.0	314.9	ス-パ [®] フロテック	SFL-3	38.00	3.5 × 4 =	14.0	52.00	148.57	2,983	3.50	3.50	500	74.28	2,072	5,055		
12	4	3.00	45.0	294.3	F-UA型	F50UA	37.50	3.0 × 4 =	12.0	49.50	165.00	3,068	3.00	3.00	500	73.34	2,046	5,114		
13	4	3.00	45.0	294.3	E 5(SP)	E5-3	37.50	3.5 × 4 =	14.0	51.50	171.67	3,094	3.00	3.00	500	73.34	2,046	5,140		
14	4	3.00	40.0	276.9	F-UA型	F50UA	38.50	3.0 × 4 =	12.0	50.50	168.33	3,100	3.00	3.00	500	73.34	2,046	5,146		
15	4	3.00	40.0	276.9	E 5(SP)	E5-3	38.50	3.5 × 4 =	14.0	52.50	175.00	3,128	3.00	3.00	500	73.34	2,046	5,174		
16	4	3.00	35.0	262.9	F-UA型	F50UA	40.50	3.0 × 4 =	12.0	52.50	175.00	3,180	3.00	3.00	500	73.34	2,046	5,226		
17	4	3.00	35.0	262.9	E 5(SP)	E5-3	40.50	3.5 × 4 =	14.0	54.50	181.67	3,217	3.00	3.00	500	73.34	2,046	5,263		
18	4	3.00	35.0	262.9	ス-パ [®] フロテック	SFL-2	40.50	3.5 × 4 =	14.0	54.50	181.67	3,243	3.00	3.00	500	73.34	2,046	5,289		
19	4	3.00	45.0	294.3	ス-パ [®] フロテック	SFL-2	37.50	4.0 × 4 =	16.0	53.50	178.33	3,253	3.00	3.00	500	73.34	2,046	5,299		
20	4	3.00	40.0	276.9	ス-パ [®] フロテック	SFL-2	38.50	4.0 × 4 =	16.0	54.50	181.67	3,284	3.00	3.00	500	73.34	2,046	5,330		
21	4	2.50	45.0	252.1	K5	K5-3H	38.00	3.0 × 4 =	12.0	50.00	200.00	3,336	2.50	2.50	500	72.00	2,008	5,344		
22	4	2.50	40.0	236.4	K5	K5-3H	39.50	3.0 × 4 =	12.0	51.50	206.00	3,403	2.50	2.50	500	72.00	2,008	5,411		
23	4	3.50	45.0	333.3	E 5(SP)	E5-4	37.00	3.5 × 4 =	14.0	51.00	145.71	2,729	3.50	3.50	600	73.14	2,735	5,464		
24	4	2.50	35.0	223.5	K5	K5-3H	41.50	3.0 × 4 =	12.0	53.50	214.00	3,494	2.50	2.50	500	72.00	2,008	5,502		
25	4	3.50	45.0	333.3	F-UA型	F60UA	37.00	3.0 × 4 =	12.0	49.00	140.00	2,810	3.50	3.50	600	73.14	2,735	5,545		
26	4	2.50	45.0	252.1	E 5(SP)	E5-3	38.00	3.0 × 4 =	12.0	50.00	200.00	3,565	2.50	2.50	500	72.00	2,008	5,573		
27	4	2.50	40.0	236.4	E 5(SP)	E5-3	39.50	3.0 × 4 =	12.0	51.50	206.00	3,642	2.50	2.50	500	72.00	2,008	5,650		
28	4	3.50	45.0	333.3	ス-パ [®] フロテック	SFL-3	37.00	3.5 × 4 =	14.0	51.00	145.71	2,938	3.50	3.50	600	73.14	2,735	5,673		
29	4	2.50	45.0	252.1	F-UA型	F50UA	38.00	3.0 × 4 =	12.0	50.00	200.00	3,692	2.50	2.50	500	72.00	2,008	5,700		
30	4	2.50	35.0	223.5	F-UA型	F40UA	41.50	3.0 × 4 =	12.0	53.50	214.00	3,735	2.50	2.50	500	72.00	2,008	5,743		
31	4	2.50	35.0	223.5	E 5(SP)	E5-3	41.50	3.0 × 4 =	12.0	53.50	214.00	3,747	2.50	2.50	500	72.00	2,008	5,755		
32	4	2.50	40.0	236.4	F-UA型	F50UA	39.50	3.0 × 4 =	12.0	51.50	206.00	3,760	2.50	2.50	500	72.00	2,008	5,768		
33	4	2.50	45.0	252.1	ス-パ [®] フロテック	SFL-2	38.00	3.5 × 4 =	14.0	52.00	208.00	3,761	2.50	2.50	500	72.00	2,008	5,769		
34	4	3.50	45.0	333.3	K5	K5-4H	37.00	3.0 × 4 =	12.0	49.00	140.00	3,037	3.50	3.50	600	73.14	2,735	5,772		
35	4	2.50	35.0	223.5	ス-パ [®] フロテック	SFL-2	41.50	3.0 × 4 =	12.0	53.50	214.00	3,783	2.50	2.50	500	72.00	2,008	5,791		

(反力体部材高について) のり枠または連続板の場合、部材高が表示されないことがあります。これは設置範囲ごとに部材高が異なることがある為です。

計 算 結 果																				
No	施工 段数 (段)	水平 間隔 (m)	アンカ 傾角 (°)	設 計 アンカ力 (kN/本)	アンカ 種 別	テント 規 格	1 断面当り アンカー長					施工延長 10 m 当り							合計金額 (千円)	
							自由長 (m)	定 着 長			アンカ長 (m)	ア ン カ ー		反 力 体						
								(m)	(m)	(本)		(m)	アンカ長 (m)	金 額 (千円)	縦 (m)	横 (m)	部材高 (mm)	数 量 (m)		金 額 (千円)
36	4	2.50	40.0	236.4	ス-パ ^o フロテック	SFL-2	39.50	3.5 × 4 =	14.0	53.50	214.00	3,834	2.50	2.50	500	72.00	2,008	5,842		
37	5	2.50	35.0	178.8	E 5(SP)	配置不可		× 5 =												
38	5	2.50	35.0	178.8	F-UA型	配置不可		× 5 =												
39	5	2.50	35.0	178.8	K5	配置不可		× 5 =												
40	5	2.50	35.0	178.8	ス-パ ^o フロテック	配置不可		× 5 =												
41	5	2.50	40.0	189.1	E 5(SP)	配置不可		× 5 =												
42	5	2.50	40.0	189.1	F-UA型	配置不可		× 5 =												
43	5	2.50	40.0	189.1	K5	配置不可		× 5 =												
44	5	2.50	40.0	189.1	ス-パ ^o フロテック	配置不可		× 5 =												
45	5	2.50	45.0	201.7	E 5(SP)	配置不可		× 5 =												
46	5	2.50	45.0	201.7	F-UA型	配置不可		× 5 =												
47	5	2.50	45.0	201.7	K5	配置不可		× 5 =												
48	5	2.50	45.0	201.7	ス-パ ^o フロテック	配置不可		× 5 =												
49	5	3.00	35.0	210.3	E 5(SP)	配置不可		× 5 =												
50	5	3.00	35.0	210.3	F-UA型	配置不可		× 5 =												
51	5	3.00	35.0	210.3	K5	配置不可		× 5 =												
52	5	3.00	35.0	210.3	ス-パ ^o フロテック	配置不可		× 5 =												
53	5	3.00	40.0	221.6	E 5(SP)	配置不可		× 5 =												
54	5	3.00	40.0	221.6	F-UA型	配置不可		× 5 =												
55	5	3.00	40.0	221.6	K5	配置不可		× 5 =												
56	5	3.00	40.0	221.6	ス-パ ^o フロテック	配置不可		× 5 =												
57	5	3.00	45.0	235.4	E 5(SP)	配置不可		× 5 =												
58	5	3.00	45.0	235.4	F-UA型	配置不可		× 5 =												
59	5	3.00	45.0	235.4	K5	配置不可		× 5 =												
60	5	3.00	45.0	235.4	ス-パ ^o フロテック	配置不可		× 5 =												

(反力体部材高について) のり枠または連続板の場合、部材高が表示されないことがあります。これは設置範囲ごとに部材高が異なることがある為です。

計 算 結 果																		
No	施工 段数 (段)	水平 間隔 (m)	アンカ- 傾角 (°)	設 計 アンカ-力 (kN/本)	アンカ- 種 別	テント ^ン 規 格	1 断面当り アンカ-長			施工延長 10 m 当り						合計金額 (千円)		
							自由長 (m)	定 着 長		アンカ-		反 力 体						
								(m)	(m)	(本)	(m)	アンカ-長 (m)	金 額 (千円)	縦 (m)	横 (m)		部材高 (mm)	数 量 (m)
61	5	3.50	35.0	239.9	E 5(SP)	配置不可			× 5 =									
62	5	3.50	35.0	239.9	F-UA型	配置不可			× 5 =									
63	5	3.50	35.0	239.9	K5	配置不可			× 5 =									
64	5	3.50	35.0	239.9	ス ^ハ ^フ ^フ ^フ ック	配置不可			× 5 =									
65	5	3.50	40.0	251.9	E 5(SP)	配置不可			× 5 =									
66	5	3.50	40.0	251.9	F-UA型	配置不可			× 5 =									
67	5	3.50	40.0	251.9	K5	配置不可			× 5 =									
68	5	3.50	40.0	251.9	ス ^ハ ^フ ^フ ^フ ック	配置不可			× 5 =									
69	5	3.50	45.0	266.7	E 5(SP)	配置不可			× 5 =									
70	5	3.50	45.0	266.7	F-UA型	配置不可			× 5 =									
71	5	3.50	45.0	266.7	K5	配置不可			× 5 =									
72	5	3.50	45.0	266.7	ス ^ハ ^フ ^フ ^フ ック	配置不可			× 5 =									

(反力体部材高について) のり枠または連続板の場合、部材高が表示されないことがあります。これは設置範囲ごとに部材高が異なることがある為です。

アンカー工 総括表
KTB・引張型SCアンカー

(施工延長10.0m 当り)

名称		規格	単位	数量	単価(円)	金額(円)	摘要
削孔工	砂質土	90	m	62.377		433,895	平均単価¥6,956
	礫質土	90	m	24.567		291,389	平均単価¥11,861
	軟岩	90	m	50.336		748,546	平均単価¥14,871
アンカー鋼材加工・組立、挿入工		400kN未満	本	11.440		32,552	平均単価¥2,845
注入打設工	砂質土	90	m ³	1.270		60,425	平均単価¥47,579
	礫質土	90	m ³	0.500		23,789	平均単価¥47,578
	軟岩	90	m ³	1.025		48,768	平均単価¥47,579
緊張・定着・頭部処理工		400kN未満	箇所	11.440		101,448	平均単価¥8,868
材料費		K5-3H	本	11.440		665,305	平均単価¥58,156
諸雑費			式	1.000		0	全体の0%
合 計						2,406,117	

アンカー工 (1段/4段)
 KTB・引張型SCアンカー

(施工延長10.0m 当り)

名称		規格	単位	数量	単価(円)	金額(円)	摘要
削孔工	砂質土	90	m	23.624	6,956	164,329	ロータリー-パ-カッション式
	礫質土	90	m	3.661	11,861	43,423	ロータリー-パ-カッション式
	軟岩	90	m	12.756	14,871	189,694	ロータリー-パ-カッション式
アンカー鋼材加工・組立、挿入工		400kN未満	本	2.860	3,078	8,803	削孔長10m超え20m以内
注入打設工	砂質土	90	m ³	0.481	47,579	22,886	
	礫質土	90	m ³	0.075	47,579	3,568	
	軟岩	90	m ³	0.260	47,579	12,371	
緊張・定着・頭部処理工		400kN未満	箇所	2.860	8,868	25,362	
材料費		K5-3H	本	2.860	61,988	177,286	
諸雑費			式	1.000		0	全体の0%
合 計						647,722	

アンカー工 (2段/4段)
 KTB・引張型SCアンカー

(施工延長10.0m 当り)

名称		規格	単位	数量	単価(円)	金額(円)	摘要
削孔工	砂質土	90	m	20.020	6,956	139,259	ローリバーカッション式
	礫質土	90	m	2.803	11,861	33,246	ローリバーカッション式
	軟岩	90	m	12.927	14,871	192,237	ローリバーカッション式
アンカー鋼材加工・組立、挿入工		400kN未満	本	2.860	3,078	8,803	削孔長10m超え20m以内
注入打設工	砂質土	90	m ³	0.408	47,579	19,412	
	礫質土	90	m ³	0.057	47,579	2,712	
	軟岩	90	m ³	0.263	47,579	12,513	
緊張・定着・頭部処理工		400kN未満	箇所	2.860	8,868	25,362	
材料費		K5-3H	本	2.860	59,114	169,066	
諸雑費			式	1.000		0	全体の0%
合 計						602,610	

アンカー工 (3段/4段)
 KTB・引張型SCアンカー

(施工延長10.0m 当り)

名称		規格	単位	数量	単価(円)	金額(円)	摘要
削孔工	砂質土	90	m	13.957	6,956	97,085	ローリバーカッション式
	礫質土	90	m	6.692	11,861	79,374	ローリバーカッション式
	軟岩	90	m	12.241	14,871	182,036	ローリバーカッション式
アンカー鋼材加工・組立、挿入工		400kN未満	本	2.860	3,078	8,803	削孔長10m超え20m以内
注入打設工	砂質土	90	m ³	0.284	47,579	13,512	
	礫質土	90	m ³	0.136	47,579	6,471	
	軟岩	90	m ³	0.249	47,579	11,847	
緊張・定着・頭部処理工		400kN未満	箇所	2.860	8,868	25,362	
材料費		K5-3H	本	2.860	57,198	163,586	
諸雑費			式	1.000		0	全体の0%
合 計						588,076	

アンカー工 (4段/4段)
 KTB・引張型SCアンカー

(施工延長10.0m 当り)

名称		規格	単位	数量	単価(円)	金額(円)	摘要
削孔工	砂質土	90	m	4.776	6,956	33,222	ロータリー-パ-カッション式
	礫質土	90	m	11.411	11,861	135,346	ロータリー-パ-カッション式
	軟岩	90	m	12.412	14,871	184,579	ロータリー-パ-カッション式
アンカー鋼材加工・組立、挿入工		400kN未満	本	2.860	2,148	6,143	削孔長10m以内
注入打設工	砂質土	90	m ³	0.097	47,579	4,615	
	礫質土	90	m ³	0.232	47,579	11,038	
	軟岩	90	m ³	0.253	47,579	12,037	
緊張・定着・頭部処理工		400kN未満	箇所	2.860	8,868	25,362	
材料費		K5-3H	本	2.860	54,324	155,367	
諸雑費			式	1.000		0	全体の0%
合 計						567,709	

アンカーの設計計算報告書

地区名	五大地区地すべり防止工事
測線名	NO.1測線
備考	アンカー案

計 算 条 件

項 目		記号	単位	数 値
外力	必要抑止力	Pr	kN/m	300.0
	すべり面	平均角度	°	16.80
		tan	-	-
配置計画	水平間隔	a	m	3.50
	施工段数	m	段	4
	アンカー傾角		°	40.0
	アンカー効果	締め付け + 引き止め効果		
鋼材	アンカー種別	PC鋼より線(KTB・引張型SCアンカー) K5		
	仮設・永久	永久アンカー(常時)		
定着	テンドンとグラウトの許容付着応力度	σ_b	N /mm ²	0.80
	アンカー体の周面摩擦抵抗		N /mm ²	1.00
	設計安全率	Fs	-	2.5

計 算 結 果

アンカー傾角 (°)	設計アンカー力 Td (kN/本)	テンドン規格	見かけ周長 U (mm)	削孔径 dA (mm)	アンカー体長 (m)		
					ℓ_{sa}	ℓ_a	La
40.0	314.9	K5-3H	159.0	90	2.48	2.79	3.0

1 アンカーの設計計算

1.1 設計条件

1.1.1 すべり面

(1) 必要抑止力 $Pr = 300.0$ (kN/m)

(2) すべり面勾配 $= 16.80$ (°)

1.1.2 アンカーの配置・機能

(1) アンカー水平間隔 $a = 3.50$ (m)

(2) 施工段数 $m = 4$ (段)

(3) 傾角 $= 40.0$ (°)

(4) アンカーとすべり面のなす角度 $= + = 56.80$ (°)

(5) アンカーの抑止機能 締め付け+引き止め効果

(6) すべり面の内部摩擦角 $\tan = 0.34215$ ($=18.888^\circ$)

1.1.3 アンカー体

(1) 適用基準 地盤工学会

(2) アンカーの支持方式 摩擦引張型

(3) アンカー種別 PC鋼より線(KTB・引張型SCアンカー) K5
永久アンカー(常時)

(4) テントとグラウトの許容付着応力度 $\sigma_b = 0.80$ (N/mm²)

		許容付着応力度 (N/mm ²)		
グラウトの設計基準強度		24	30	40以上
永久	KTB・引張型SCアンカー	0.80	0.90	1.00

出典：KTB協会 『KTB・引張型SCアンカー工法 設計・施工マニュアル[案]』 H11.12

(5) アンカー体の周面摩擦抵抗 = 1.00 (N /mm²)

アンカーの周面摩擦抵抗			
地盤の種類			摩擦抵抗 (N /mm ²)
岩盤	硬岩		1.50 ~ 2.50
	軟岩		1.00 ~ 1.50
	風化岩		0.60 ~ 1.00
	土丹		0.60 ~ 1.20
砂礫	N 値	10	0.10 ~ 0.20
		20	0.17 ~ 0.25
		30	0.25 ~ 0.35
		40	0.35 ~ 0.45
		50	0.45 ~ 0.70
砂	N 値	10	0.10 ~ 0.14
		20	0.18 ~ 0.22
		30	0.23 ~ 0.27
		40	0.29 ~ 0.35
		50	0.30 ~ 0.40
粘性土			1.0 c (c は粘着力)

出典：(社)日本道路協会 『道路土工 のり面工・斜面安定工指針』 H11.3

(6) 設計安全率 $F_s = 2.5$

許容引抜き力の極限引抜き力に対する安全率		
		安全率
仮設アンカー		1.5
永久アンカー	(常時)	2.5
	(地震時)	1.5 ~ 2.0

極限引抜き力は、基本試験により確認することを原則とした場合の値。

出典：地盤工学会 『地盤工学会基準 グラウンドアンカー設計・施工基準,同解説』 H12

(7) 削孔径 (アンカー体径) $d_A = 90$ (mm)

1.2 設計アンカー力の算出

1.2.1 必要アンカー力の算出

アンカーによってすべり面を押しつける締め付け力と、すべり面沿いに引き上げる引き止め力の両方を「すべりに抵抗する力」とみなす算式は、必要アンカー力を P_0 とすると、

$$PFs = \frac{[すべりに抵抗する力] + P_0 \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi + P_0 \cdot \cos \theta}{[すべろうとする力]}$$

$$P_0 = \frac{PFs \cdot [すべろうとする力] - [すべりに抵抗する力]}{\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi}$$

となる。

したがって、締め付け + 引き止め効果の場合は、必要アンカー力を以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} P_0 &= \frac{Pr}{\cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \phi} \\ &= \frac{300.0}{\cos(56.80) + \sin(56.80) \times 0.34215} = 359.8 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

1.2.2 設計アンカー力の算出

設計アンカー力 (T_d) は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} T_d &= \frac{P_0 \cdot a}{m} \\ &= \frac{359.8 \times 3.50}{4} = 314.9 \text{ (kN/本)} \end{aligned}$$

以上より、1本当たりの設計アンカー力 (T_d) は、314.9 kN/本 となる。

1.3 テンドン規格の決定

アンカー種別 PC鋼より線(KTB・引張型SCアンカー) K5
テンドン規格 K5-3H

上の場合の許容引張力は、引張強度 (Tus)、降伏強度 (Tys) に対してそれぞれ以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} 0.60 \cdot (Tus \cdot N) &= 0.60 \times 549.000 = 329.400 \text{ (kN)} & 314.9 \text{ (kN/本)} \cdot \cdot \cdot \text{OK} \\ 0.75 \cdot (Tys \cdot N) &= 0.75 \times 468.000 = 351.000 \text{ (kN)} & 314.9 \text{ (kN/本)} \cdot \cdot \cdot \text{OK} \end{aligned}$$

N : PC鋼より線本数 (3H 本)
Tus : 引張強度 (より線1本あたり 183.000 kN)
Tys : 降伏強度 (より線1本あたり 156.000 kN)

以上より、K5-3H は、設計アンカー力に対して安全である。

1.4 アンカー体長の算出

1.4.1 算出条件

$$\text{テンドンとグラウトの許容付着応力度} \quad \sigma_b = 0.80 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{アンカー体の周面摩擦抵抗} \quad = 1.00 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{設計安全率} \quad F_s = 2.5$$

$$\text{テンドンの周長} \quad U = 159.0 \quad (\text{mm})$$

$$\text{削孔径(アンカー体径)} \quad d_A = 90 \quad (\text{mm})$$

1.4.2 計算結果

(1) テンドン拘束長

グラウトとアンカーテンドンとの付着から求まるテンドン拘束長

$$\begin{aligned} \ell_{sa} &= \frac{Td \cdot 10^3}{U \cdot \sigma_b} \\ &= \frac{314.9 \times 10^3}{159 \times 0.80} = 2476 \text{ (mm)} = 2.48 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) アンカー体長の算出

グラウトと地盤の摩擦から求まるアンカー体長

$$\begin{aligned} \ell_a &= \frac{Td \cdot 10^3 \cdot F_s}{\sigma_b \cdot d_A} \\ &= \frac{314.9 \times 10^3 \times 2.5}{90.0 \times 1.00} = 2784 \text{ (mm)} = 2.79 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3) アンカー体長の決定

$$\ell_{sa} = 2.48 \text{ (m)} < \ell_a = 2.79 \text{ (m)} \text{ より}$$

アンカー体長 (ℓ_a) は $\ell_a = 2.79 \text{ m}$ とし、3.0 m 以上10.0 m 以下の範囲とされているため 3.0 m とする。

のり枠工の設計計算報告書 (吹付枠工)

地区名	五大地区地すべり防止工事
測線名	NO.1測線
備考	アンカー案

計 算 条 件							
項	目	記 号	単 位	数	値		
外力	設計アンカー力	Td	kN/本	314.9			
反力 体外形	縦	スパン数	l_{1n}	スパン	3		
		スパン長	l_1	m	3.50		
	梁	張り出し長	上 下	-	m	1.75 1.75	
		スパン数	l_{2n}	スパン	4		
	横	スパン長	l_2	m	3.50		
		梁	張り出し長	左 右	-	m	1.75 1.75
梁断面	梁高×梁幅	$h \times b$	mm	500 × 500			
	有効高	d	mm	410			
許容 応力 度	コンクリート	設計基準強度	c_k	N/mm ²	15		
		せん断 付着	応 力 度	圧 縮	c_a	N/mm ²	5.0
				せん断	c_a	N/mm ²	0.333
				付着	o_a	N/mm ²	1.30
	鉄筋	引張	応 力 度	s_a	N/mm ²	160.0	

計 算 結 果					
項	目	記 号	単 位	数	値
応力	最大曲げモーメント	Mmax	kN・m	74.19	
	最大せん断力	Smax	kN	101.75	

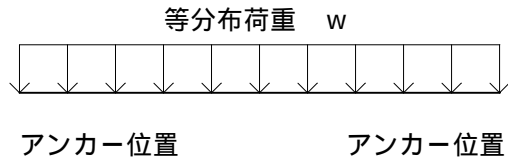
主 鉄 筋			応 力 度 (N/mm ²)				ス タ ー ラ ッ プ	
鉄筋径	本数 (本)	鉄筋量 (mm ²)	s	c	c	o	鉄筋径	間隔 (mm)
D25	4	2026.8	103.7	4.94	0.577	0.451	D13	150

1 のり枠工の設計計算

1.1 設計方針

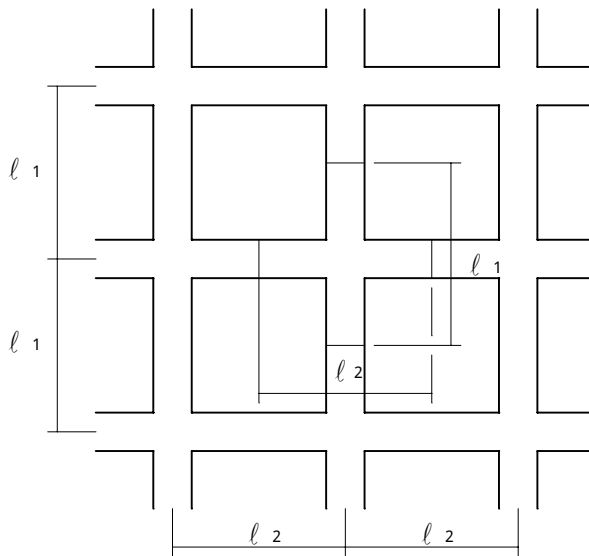
1.1.1 構造モデル

アンカー荷重によって生ずる地盤反力が、のり枠に等分布荷重として作用するものとし、アンカー打設位置を支点とする梁のモデルとする。



1.1.2 荷重の負担

アンカー 1 本あたりの荷重を負担するのり枠面積で均等配分する。

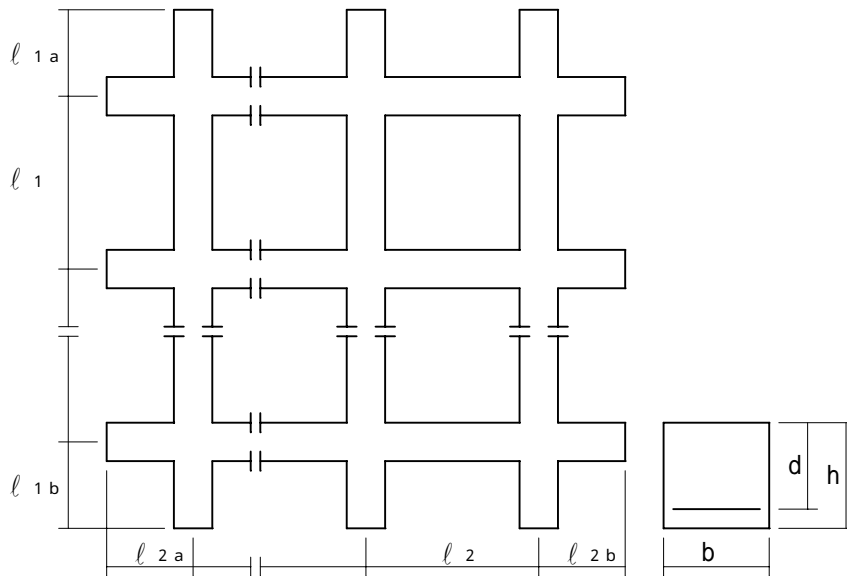


1.2 設計条件

1.2.1 設計アンカー力

$$\text{設計アンカー力} \quad T_d = 314.9 \quad (\text{kN/本})$$

1.2.2 のり枠の形状寸法



縦梁のスパン数	$l_{1n} = 3$
スパン長	$l_1 = 3.50 \text{ (m)}$
上張出し長	$l_{1a} = 1.75 \text{ (m)}$
下張出し長	$l_{1b} = 1.75 \text{ (m)}$
横梁のスパン数	$l_{2n} = 4$
スパン長	$l_2 = 3.50 \text{ (m)}$
左張出し長	$l_{2a} = 1.75 \text{ (m)}$
右張出し長	$l_{2b} = 1.75 \text{ (m)}$
梁幅	$b = 500 \text{ (mm)}$
梁高	$h = 500 \text{ (mm)}$
梁の有効高	$d = 410 \text{ (mm)}$

1.2.3 許容応力度

コンクリートの設計基準強度	$c_k =$	15	(N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	$c_a =$	5.0	(N/mm ²)
コンクリートの許容せん断応力度	$c_a =$	0.333	(N/mm ²)
鉄筋とコンクリートの許容付着応力度	$o_a =$	1.30	(N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度	$s_a =$	160.0	(N/mm ²)

1.3 地盤支持力の検討

1.3.1 検討条件

許容支持力	q_a	=	200	(kN/m ²)
縦スパン長	l_1	=	3.50	(m)
横スパン長	l_2	=	3.50	(m)
梁幅	b	=	0.500	(m)

1.3.2 検討結果

アンカー 1 本当たりの負担する載荷面積 (A) は

$$\begin{aligned} A &= b \cdot (l_1 + l_2 - b) \\ &= 0.500 \times (3.50 + 3.50 - 0.500) \\ &= 3.25 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

したがって、地盤支持力は以下のように求められる。

$$\begin{aligned} q &= \frac{Td}{A} = \frac{314.9}{3.25} \\ &= 97 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 200 \text{ (kN/m}^2\text{)} \cdots \text{OK} \end{aligned}$$

1.4 最大曲げモーメント・最大せん断力の計算

1.4.1 作用荷重

のり枠に作用する等分布荷重 w_1, w_2 は、以下のように計算できる。

アンカー 1 本あたりの荷重を負担する縦枠長さ

$$\begin{aligned} l_h &= \frac{l_{1a} + l_1 \cdot l_{1n} + l_{1b}}{l_{1n} + 1} \\ &= \frac{1.75 + 3.50 \times 3 + 1.75}{3 + 1} \\ &= 3.50 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

アンカー 1 本あたりの荷重を負担する横枠長さ

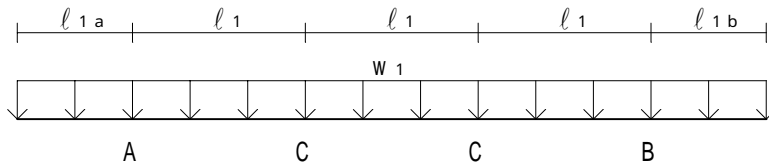
$$l_w = l_1 = 3.50 \quad (\text{m})$$

よって

$$w_1 = w_2 = \frac{Td}{l_h + l_w - b} = \frac{314.9}{3.50 + 3.50 - 0.500} = 48.45 \quad (\text{kN/m})$$

1.4.2 最大曲げモーメント・最大せん断力

(1) 縦梁に発生する最大曲げモーメント・最大せん断力

3スパンの場合の $M_{\max 1}$ 、 $S_{\max 1}$ は、以下のように計算できる。

・第一内部支点(C)に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max c} &= \frac{1}{9} \cdot w_1 \cdot l_1^2 \\ &= \frac{1}{9} \times 48.45 \times 3.50^2 \\ &= 65.95 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

・張出し部に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max A} &= \frac{1}{2} \cdot w_1 \cdot l_{1a}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 48.45 \times 1.75^2 \\ &= 74.19 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

・第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max c} &= \frac{3}{5} \cdot w_1 \cdot l_1 \\ &= \frac{3}{5} \times 48.45 \times 3.50 \\ &= 101.75 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

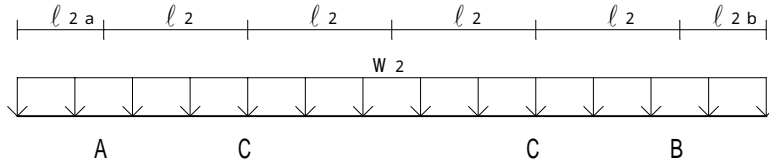
・張出し部に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max A} &= w_1 \cdot l_{1a} \\ &= 48.45 \times 1.75 \\ &= 84.79 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

以上より、縦梁に発生する最大応力は、以下のとおりとなる。

最大曲げモーメント	$M_{\max 1} = 74.19$	($\text{kN}\cdot\text{m}$)
最大せん断力	$S_{\max 1} = 101.75$	(kN)

(2) 横梁に発生する最大曲げモーメント・最大せん断力



4 スパン以上の場合の $M_{\max 2}$ 、 $S_{\max 2}$ は、以下のように計算できる。

- ・第一内部支点(C)に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max c} &= \frac{1}{9} \cdot w_2 \cdot l_2^2 \\ &= \frac{1}{9} \times 48.45 \times 3.50^2 \\ &= 65.95 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

- ・張出し部に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max A} &= \frac{1}{2} \cdot w_2 \cdot l_{2a}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 48.45 \times 1.75^2 \\ &= 74.19 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

- ・第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max c} &= \frac{3}{5} \cdot w_2 \cdot l_2 \\ &= \frac{3}{5} \times 48.45 \times 3.50 \\ &= 101.75 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ・張出し部に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max A} &= w_2 \cdot l_{2a} \\ &= 48.45 \times 1.75 \\ &= 84.79 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

以上より、横梁に発生する最大応力は、以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} \text{最大曲げモーメント} \quad M_{\max 2} &= 74.19 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \\ \text{最大せん断力} \quad S_{\max 2} &= 101.75 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

したがって、縦梁・横梁に発生する最大応力を比較して、

$$\text{最大曲げモーメント} \quad M_{\max} = 74.19 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$\text{最大せん断力} \quad S_{\max} = 101.75 \quad (\text{kN})$$

となる。

1.5 応力の検討

1.5.1 部材断面の仕様

梁幅	b =	500 (mm)
梁高	h =	500 (mm)
有効高	d =	410 (mm)
鉄筋 (D25 × 4本)	As =	2026.8 (mm ²) (506.70 × 4本)

1.5.2 応力度の検討

(1) 鉄筋比

鉄筋比 p は、以下のように計算できる。

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2026.8}{500 \times 410}$$

$$= 0.0099$$

ここで、コンクリートと鉄筋の弾性係数比 $n = 15$ とすると、鉄筋比 p より、 k 、 j 、 m は以下のように計算できる。

$$k = \frac{2 \cdot n \cdot p + (n \cdot p)^2}{2 \cdot n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$= \frac{2 \times 15 \times 0.0099 + (15 \times 0.0099)^2}{2 \times 15 \times 0.0099 + (15 \times 0.0099)^2} - 15 \times 0.0099$$

$$= 0.416$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.416}{3}$$

$$= 0.861$$

$$m = \frac{k}{2 \cdot p} = \frac{0.416}{2 \times 0.0099}$$

$$= 21.01$$

(2) 鉄筋の引張応力度

鉄筋の引張応力度 s を照査する。

$$s = \frac{M_{\max}}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{74.19 \times 10^6}{2026.8 \times 0.861 \times 410}$$

$$= 103.7 \quad (\text{N/mm}^2) \quad s_a = 160.0 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{OK}$$

(3) コンクリートの圧縮応力度

コンクリートの圧縮応力度 c を照査する。

$$c = \frac{s}{m} = \frac{103.7}{21.01}$$

$$= 4.94 \quad (\text{N/mm}^2) \quad c_a = 5.0 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{OK}$$

(4) コンクリートのせん断応力度

コンクリートのせん断応力度 σ_c を照査する。

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{S_{\max}}{b \cdot j \cdot d} = \frac{101.75 \times 10^3}{500 \times 0.861 \times 410} \\ &= 0.577 \quad (\text{N/mm}^2) > \quad \sigma_{ca} = 0.333 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{OUT}\end{aligned}$$

したがって、スターラップによって補強する必要がある。

(5) 鉄筋とコンクリートの付着応力度

鉄筋断面の周長の総和を U とすれば、鉄筋とコンクリートの付着応力度 σ_o は、スターラップを配置することを考慮し、作用するせん断力を $1/2$ にして、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned}\sigma_o &= \frac{S_{\max}}{U \cdot d \cdot j} \cdot \frac{1}{2} = \frac{101.75 \times 10^3}{(80 \times 4) \times 410 \times 0.861 \times \frac{1}{2}} \\ &= 0.451 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \sigma_{oa} = 1.30 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{OK}\end{aligned}$$

1.5.3 スターラップの検討

$c > c_a$ より不足抵抗力をスターラップにて補う。

コンクリートの負担するせん断力 S_c は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} S_c &= \frac{1}{2} \cdot c_a \cdot b \cdot d \cdot j = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 500 \times 410 \times 0.861 \\ &= 29388 \quad (\text{N}) \end{aligned}$$

スターラップの負担するせん断力 S_v は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} S_v &= S_{\max} - S_c = 101.75 \times 10^3 - 29388 \\ &= 72362 \quad (\text{N}) \end{aligned}$$

配筋間隔(S_p)を 150 mm とすれば、必要鉄筋量 \overline{as} は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} \overline{as} &= \frac{S_p \cdot S_v}{s_a \cdot d \cdot j} = \frac{150 \times 72362}{160.0 \times 410 \times 0.861} \\ &= 192.18 \quad (\text{mm}^2) \end{aligned}$$

したがって、スターラップ筋として D13 (断面積 $as = 126.70 \text{ mm}^2$) を 2 本使用する。

$$126.70 \times 2 = 253.40 \quad (\text{mm}^2) \quad 192.18 \quad (\text{mm}^2) \quad \dots \text{OK}$$

1.6 支圧応力度の検討

1.6.1 許容支圧応力度

(1) 検討条件

コンクリートの設計基準強度 $c_k = 15$ (N/mm²)

プレートの幅 $u = 270$ (mm)

アンカーの箱抜き径 $D_1 = 140$ (mm)

梁幅 $b = 500$ (mm)

コンクリート面の全面積 $A = b^2 = 500^2$
 $= 250000$ (mm²)

プレートの有効面積 $A_a = u^2 - D_1^2 \cdot \pi / 4 = 270^2 - 140^2 \times \pi / 4$
 $= 57506$ (mm²)

(2) 許容支圧応力度の算出

局部載荷の場合、許容支圧応力度 b_a は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} b_a &= (0.25 + 0.05 \cdot A / A_a) \cdot c_k \\ &= (0.25 + 0.05 \times 250000 / 57506) \times 15 \\ &= 7.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

ただし、設計基準強度の 50% 以内に抑えるものとする。

$$b_a = 0.5 \cdot c_k = 0.5 \times 15 = 7.50 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

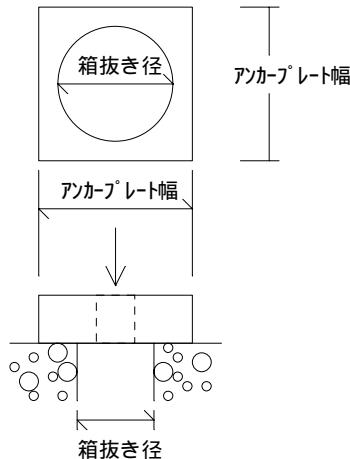
したがって、許容支圧応力度 b_a を以下の値とする。

$$b_a = 7.01 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

1.6.2 支圧応力度

支圧応力度 b を照査する。

$$\begin{aligned} b &= \frac{T_d}{A_a} = \frac{314.9 \times 10^3}{57506} \\ &= 5.48 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad b_a = 7.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \text{OK} \end{aligned}$$



1.7 アンカープレートの検討

1.7.1 検討条件

プレートの許容曲げ応力度 $s_a = 140.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

アンカープレートの幅 $u_1 = 200 \text{ (mm)}$

補剛板の幅 $u_2 = 270 \text{ (mm)}$

アンカープレートの孔径 $C_1 = 50.0 \text{ (mm)}$

補剛板の孔径 $C_2 = 103.0 \text{ (mm)}$

アンカーの箱抜き径 $D_1 = 140 \text{ (mm)}$

ナット(アンカーヘッド)の径 $D_2 = 101 \text{ (mm)}$

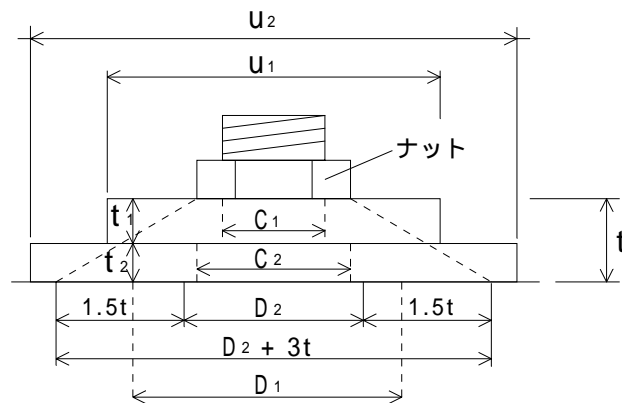
プレートの必要厚さ

$u_2 \quad D_2 + 3t \text{ より}$

$$t' = (u_2 - D_2) \div 3 = 56 \text{ (mm)} \quad t = t_1 + t_2$$

アンカープレートの厚さ $t_1 = 25.0 \text{ (mm)}$

補剛板の厚さ $t_2 = 32.0 \text{ (mm)}$



1.7.2 検討結果

曲げモーメントは、以下のように計算できる。

1) 補剛板

$$\begin{aligned}b &= \frac{Td}{Aa} = 5.48 \quad (\text{N/mm}^2) \\M_1 &= b \times u_2 \times \frac{u_2 - u_1}{2} \times \frac{u_2 - u_1}{4} \\&= 5.48 \times 270 \times \frac{270 - 200}{2} \times \frac{270 - 200}{4} \\&= 906255 \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \\Z_1 &= \frac{u_2 \times t_2^2}{6} \\&= \frac{270 \times 32.0^2}{6} \\&= 46080 \quad (\text{mm}^3)\end{aligned}$$

補剛板の曲げ応力度を照査する。

$$s_1 = \frac{M_1}{Z_1} = \frac{906255}{46080} = 19.7 \quad (\text{N/mm}^2) \quad s_a = 140.0 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{OK}$$

2) 支圧板

$$\begin{aligned}A_s &= u_1^2 - C_2^2 \times \frac{1}{4} = 200^2 - 103.0^2 \times \frac{1}{4} = 31668 \quad (\text{mm}^2) \\c_2 &= \frac{Td}{A_s} \\&= \frac{314.9 \times 10^3}{31668} = 9.95 \quad (\text{N/mm}^2) \\M_2 &= c_2 \times u_1 \times \frac{u_2 - D_2}{2} \times \frac{u_2 - D_2}{4} \\&= 9.95 \times 200 \times \frac{270 - 101}{2} \times \frac{270 - 101}{4} \\&= 2437999 \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \\Z_2 &= \frac{u_1 \times t_1^2}{6} \\&= \frac{200 \times 25.0^2}{6} \\&= 20833 \quad (\text{mm}^3) \\s_2 &= \frac{M_2}{Z_2} \\&= \frac{2437999}{20833} = 117.1 \quad (\text{N/mm}^2) \quad s_a = 140.0 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{OK}\end{aligned}$$