

6.8

観測データレビュー結果

1. レビュー結果(観測データ)

斜面对策準備調査(その1)で設置した観測計器について、観測機材をDORに移管し、2010年10月以降、DOR側において自主的にモニタリングを継続している。

今回、DORより観測データの提供を受け、2011年8月までの観測結果について、レビューを行った。

なお、観測項目については、斜面对策準備調査(その1)のデータとの整合(継続性)が良好と認められる地盤傾斜計を中心に行った。孔内傾斜計については、データの提供を受けたが、データの整合(継続性)が悪く、レビュー対象から除外した。

1.1 地盤傾斜計

地盤の安定度評価を主目的として、各崩壊地周辺に、地盤傾斜計が設置されている。

STA.17+400については、DOR側が斜面对策工事を担当しており、参考データとして確認した。地盤傾斜計の設置・観測数量は、以下のとおりである。

表 1.1 地盤傾斜計設置数量一覧表

地点	番号	数量	観測頻度
STA.17+400(参考)	AK-1~AK-3	3基	週1~2回(2010年7月~9月) 月1回(2010年10月~2011年8月)
STA.18+200	AK-4~AK-5	2基	週1~2回(2010年7月~9月) 月1回(2010年10月~2011年8月)
STA.17+600	BK-1~BK-8	8基	週2回(2010年8月~9月) 月1回(2010年10月~2011年8月)
合計		13基	

地盤傾斜計の判定基準については、以下の基準に準拠する。

表 1.2 傾斜変動の程度(道路土工 法面工・斜面安定工指針; 日本道路協会)

変動ランク	日平均変動量(秒)	累積変動量(秒/月)	傾斜量の累積傾向の有無	傾斜運動方向と地形との相関性	活動性等
変動A	5秒以上	100秒以上	顕著	あり	活発に運動中
変動B	1~5秒	30~100秒	やや顕著	あり	緩慢に運動中
変動C	1秒以下	30秒以下	ややあり	あり	継続観測が必要
変動D	3秒以上	なし(断続変動)	なし(断続変動)	なし	局所的な地盤変動、その他

※ 日変動量と累積変動量をあわせて変動ランクを考慮する

地盤傾斜計の変動状況は、以下のとおりである。

表 1.3 地盤傾斜計観測結果(2010年7月~2011年8月)

位置	計器番号	日平均変動量(秒)	累積変動量(秒/月)	傾斜量の累積傾向の有無	傾斜運動方向	判定
STA.17+400	AK-1	0.1	2.8	なし	N83W	変動なし
	AK-2	0.2	7.3	なし	N26W	変動なし
	AK-3	0.8	23.0	ややあり (斜面方向やや上方)	N57E	変動C
STA.18+200	AK-4	1.9	57.0	雨期に顕著 (斜面方向に斜交)	N17E	変動B

	AK-5	2.0	59.7	雨期に顕著 (斜面上方)	S86W	変動 B
STA17+600	BK-1	0.6	18.6	ややあり (斜面方向に直行)	N11W	変動 C
	BK-2	0.2	5.4	なし	N65W	変動なし
	BK-3	0	1.3	なし	N65W	変動なし
	BK-4 (擁壁上)	0.5	14.4	なし (回帰性あり)	N1W	変動 C (回帰変動)
	BK-5 (擁壁上)	0.7	21.6	ややあり (斜面方向に斜交)	S1W	変動 C
	BK-6 (擁壁上)	0.4	11.1	なし (回帰性あり)	N25W	変動 C (回帰変動)
	BK-7 (擁壁上)	1.1	34.1	ややあり (斜面下方、回帰性 あり)	N62E	変動 B (回帰変動)
	BK-8	0.3	7.6	なし	N60W	変動なし

出典：調査団データ + DoR データ

STA. 17+400 地点では、AK-1～AK-2 には、観測期間中全く変動は認められない。AK-3 では、斜面やや上方への若干の累積性の認められる微小な変動(変動 C)が観測され、STA. 18+200 のモルタル剥離崩壊の進行による緩みの影響を受けている可能性もある。

STA. 18+200 地点では、AK-4 および AK-5 では、雨期を中心に顕著な累積性の認められる変動が観測され、両傾斜計とも変動 B と判定された。当該斜面については、シンズリ道路(第二工区)斜面对策準備調査(その1)における雨季状況調査結果(2010年8月)からも、吹き付けモルタルの剥離崩壊など、降雨に伴い斜面の不安定化が進行しており、地盤傾斜計の観測結果からも裏付けられる。

STA17+600 地点では、崩壊地周辺に設置された傾斜計のうち、終点側隣接斜面の BK-1 について、雨季に斜面方向に直交やや累積性のある変動が認められ、変動 C と判定する。その上方の BK-2 および BK-3 については、設置直後のなじみの期間を除けば、変動なしと判定する。起点側地滑り地形上方の BK-8 については、変動は認められない。

崩壊地上方斜面(道路山側擁壁天端に設置)に位置する傾斜計のうち、BK-4 および BK-7 については、回帰性の変動が観測され、それぞれ変動 C および変動 B(累積性を伴う)と判定された。BK-7 については、道路下部の崩壊の影響が、徐々に擁壁にまで及んでいる可能性も考えられる。

一方、さらに上方斜面に設置した BK-5 および BK-6 については、回帰性の認められる変動が観測され、変動 C と判定する。これについては、安定した斜面と判断する。

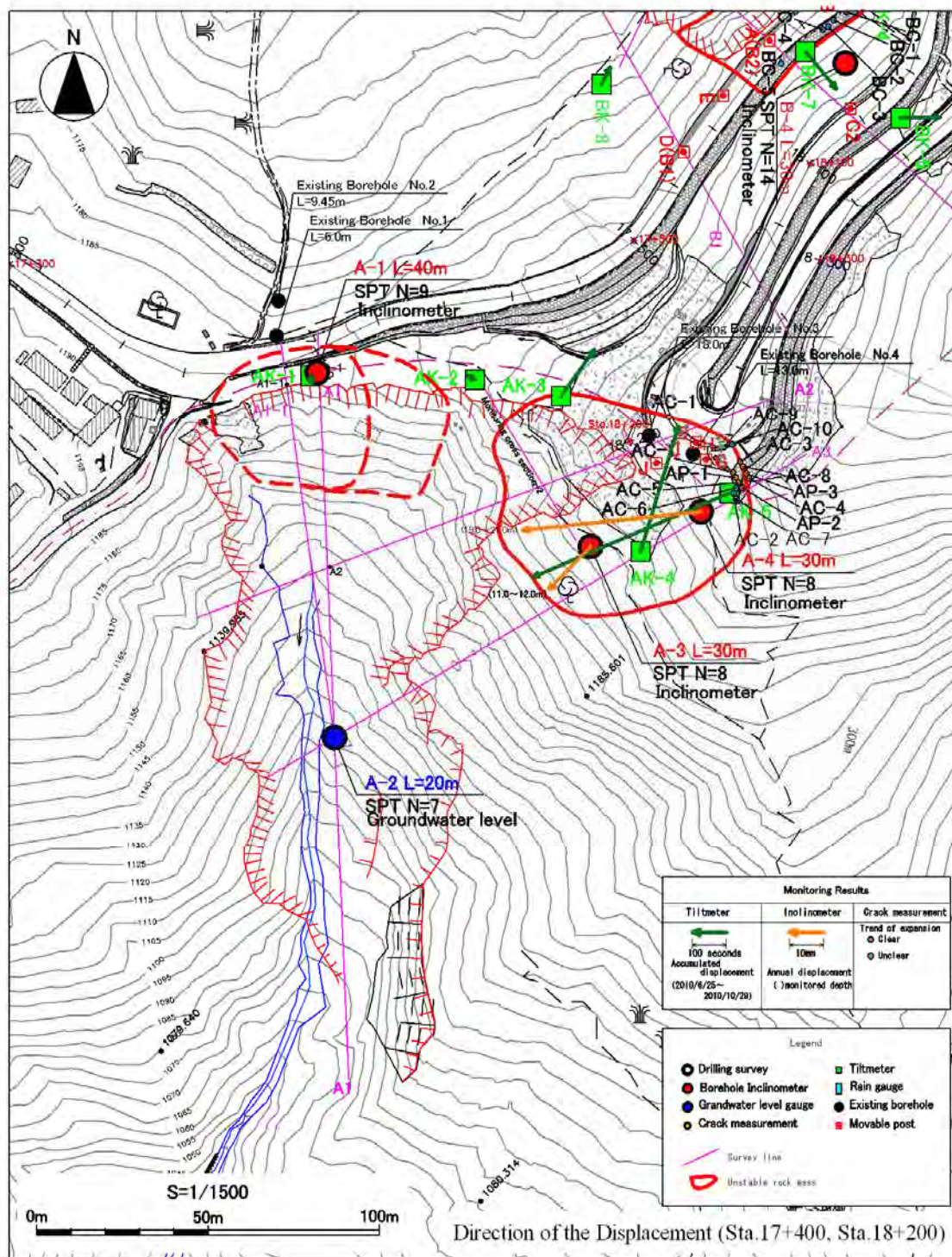


図 1.1 傾斜変動方向を記入した平面図 (出典：調査団)

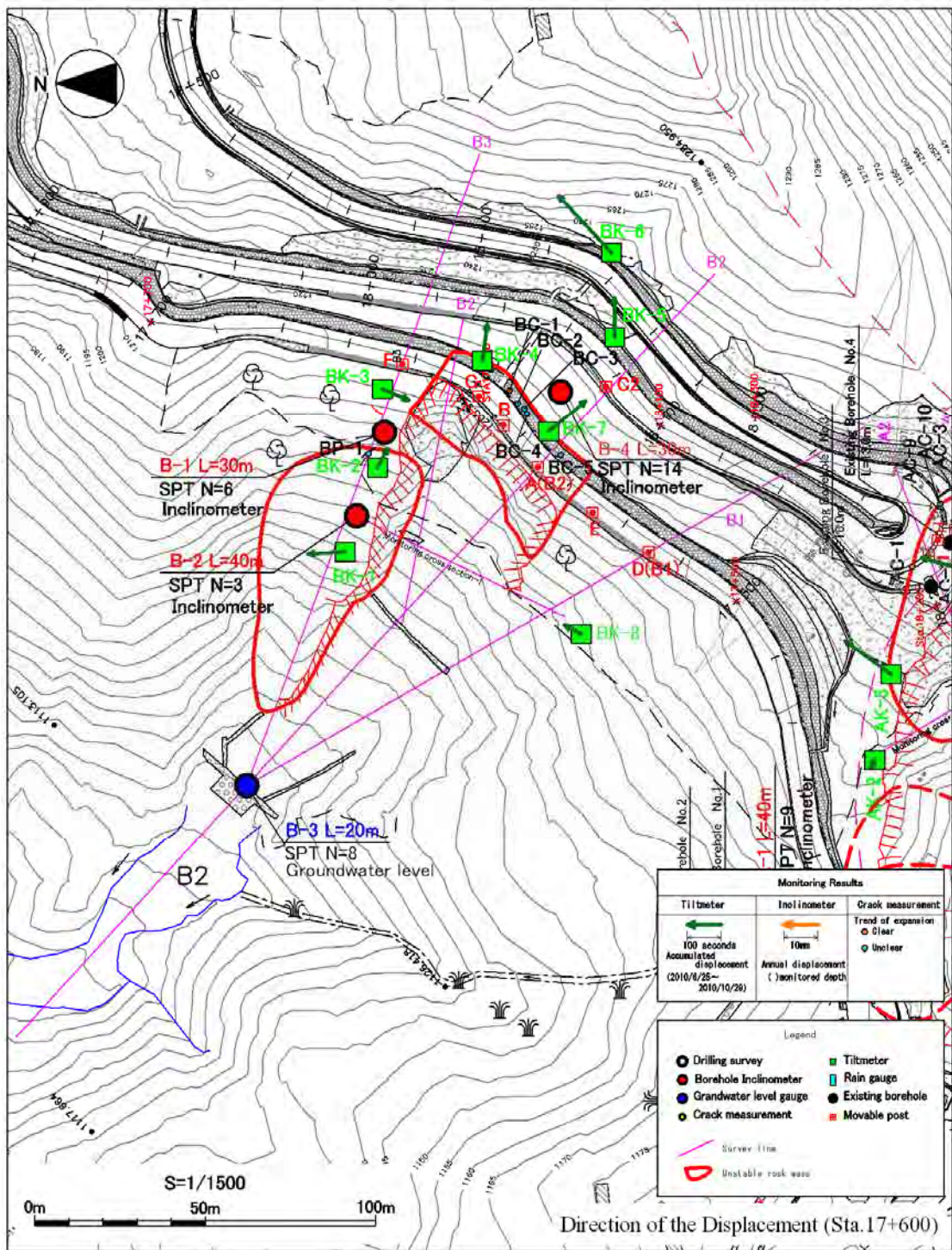


図 1.2 斜変動方向を記入した平面図 (出典：調査団)

1.2 亀裂計測

STA. 17+600 の崩壊地上部の道路擁壁と、STA. 18+200 の崩壊地上部の道路ヘアピン部の、過酷片状の発生した2箇所の擁壁について、亀裂の計測を行い、亀裂変位の進行状況の確認を行っている。2010年10月以降DORに観測を移管しているが、それ以前のデータとの間に一部データの不整合が認められたため、今回調査団が再計測を行い、前回調査との差異を確認した。

亀裂計測数量は、以下のとおりである。

表 1.4 亀裂計測数量一覧表(手動観測)

地点	位置	計測亀裂箇所数	計測期間	備考
STA.18+200	崩壊地上部の道路山側擁壁	14箇所 AP-1~3、AC-1~11	2010年6月 ~2011年9月	AP-1~3、AC-5~8は、亀裂間隔と測定ピン間隔の2箇所計測
STA.17+600	崩壊地上部の道路山側擁壁	6箇所 BC-1~5、BP-1	2010年6月 ~2011年9月	BP-1(岩盤表面の亀裂を計測)は、内側亀裂と外側亀裂の2箇所測定
合計	2地点	20箇所		

これまでの、亀裂計測の概略の変動状況は、以下のとおりである。

表 1.5 亀裂計測結果一覧表(累積)

地点	計測点	C:亀裂間隔 P:ピン間隔	累積変位(mm)	変動状況
STA.18+200	AP-1	C	12.0	増大傾向顕著
		P	20.0	
	AP-2	C	41.0	増大傾向顕著
		P	48.0	
	AP-3	C	1.0	
		P	-1.0	
	AC-1	C	14.5	増大傾向顕著
	AC-2	C	(2.3)	
	AC-3	C	0.7	
	AC-4	C	(15.8)	(増大傾向顕著)
	AC-5	C	30.0	増大傾向顕著
		P	33.0	
	AC-6	C	0	
		P	1	
AC-7	C	0.5		
	P	8.0		
AC-8	C	4.0		
	P	-2.0		
AC-9	C	3.1		
AC-10	C	-0.1		
AC-11	C	4.0		
STA.17+600	BC-1	C	1.2	
		P	-5.0	
	BC-2	C	-0.2	

		P	0.1
		C	0
BC-3		P	0.7
		C	-0.2
BC-4		P	0.1
		C	0
BC-5		P	4.0
		C	0
BP-1		P(外側)	0
		P(外側)	6

出典：調査団観測データを基に作成

STA.18+200 では、擁壁右端部の開口亀裂周辺の観測点の増大傾向が顕著で、AP-1,AP2,AC-1,AC-4,AC-5 の変位量は、2010年6月～2011年9月の累積で、最大48mmである。

STA.17+600 では、若干の変位は認められるものの、観測全期間を通じて顕著な累積変位は認められない。

1.3 雨量計

雨量計の設置・観測数量は以下のとおりでありである。

表 1.6 雨量計設置観測数量一覧表

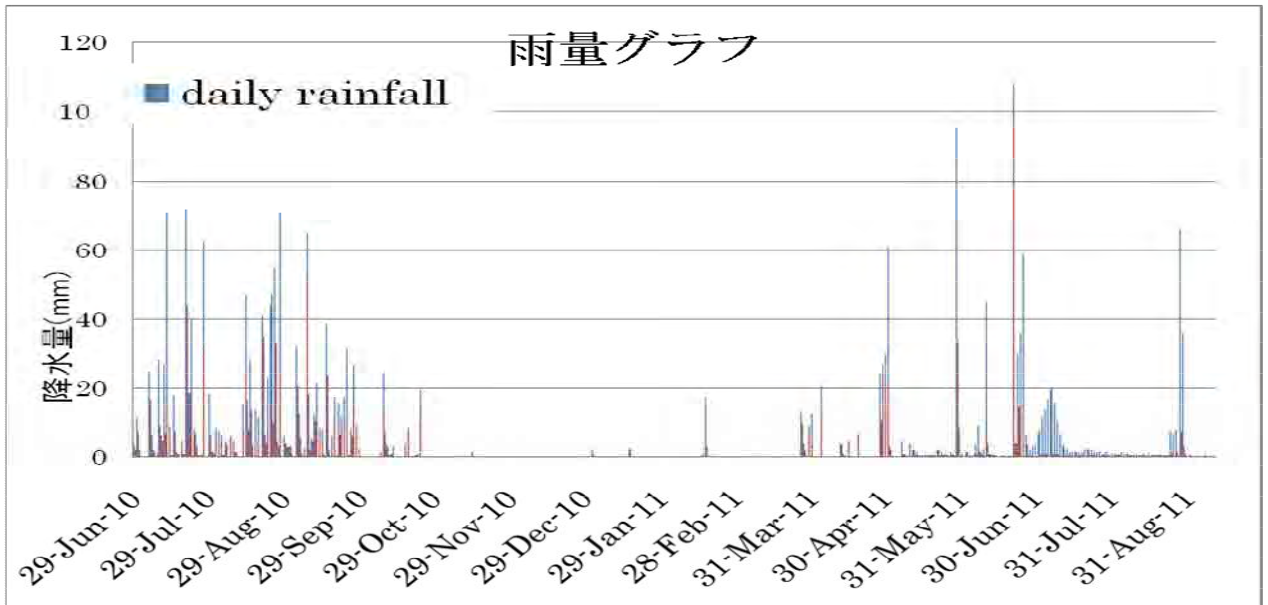
設置位置	設置機材	観測期間	備考
STA.17+200 付近 (人家屋根に設置)	転倒桁型雨量計 データロガー	2010年6月29 日～2011年9 月12日	同箇所に設置されていた旧間組計器と交換・設置(旧計器は同社に返却)

雨量記録によれば、2011年雨季(6月～9月)の最大日雨量、最大連続雨量、最大時間雨量は、以下のとおりである。

表 1.7 2011年雨季の降雨状況

項目	月日	雨量(mm)	備考
最大日雨量	6月21日	108.5mm	
最大連続雨量	6月21日～7月26日	417mm	24時間無降雨(時間1mm以下)でリセットとした場合
最大時間雨量	6月21日	102mm	
日雨量20mm超の月日	6月21日	108.5mm	
	6月25日	58.5mm	
	7月7日	20mm	
	8月28日	66mm	
	8月29日	36mm	

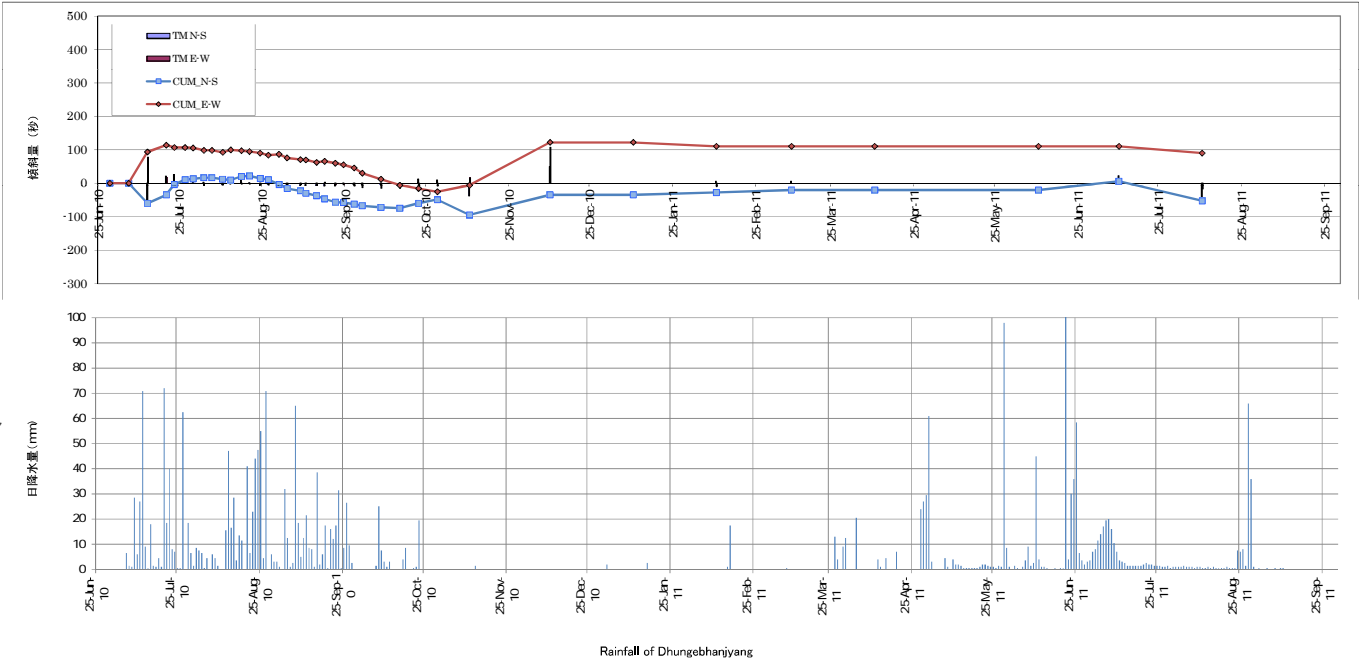
(DoR データ)



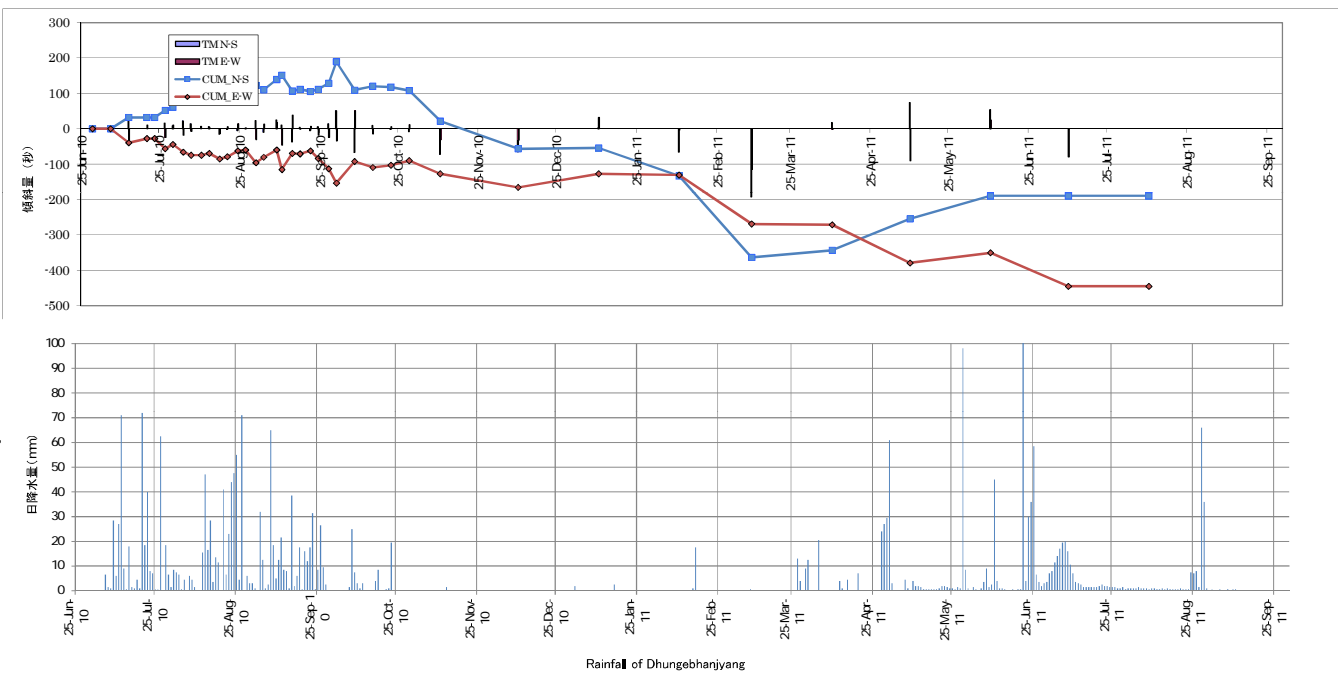
出典 DoR データを基に調査団で作成

図 1.3 雨量グラフ

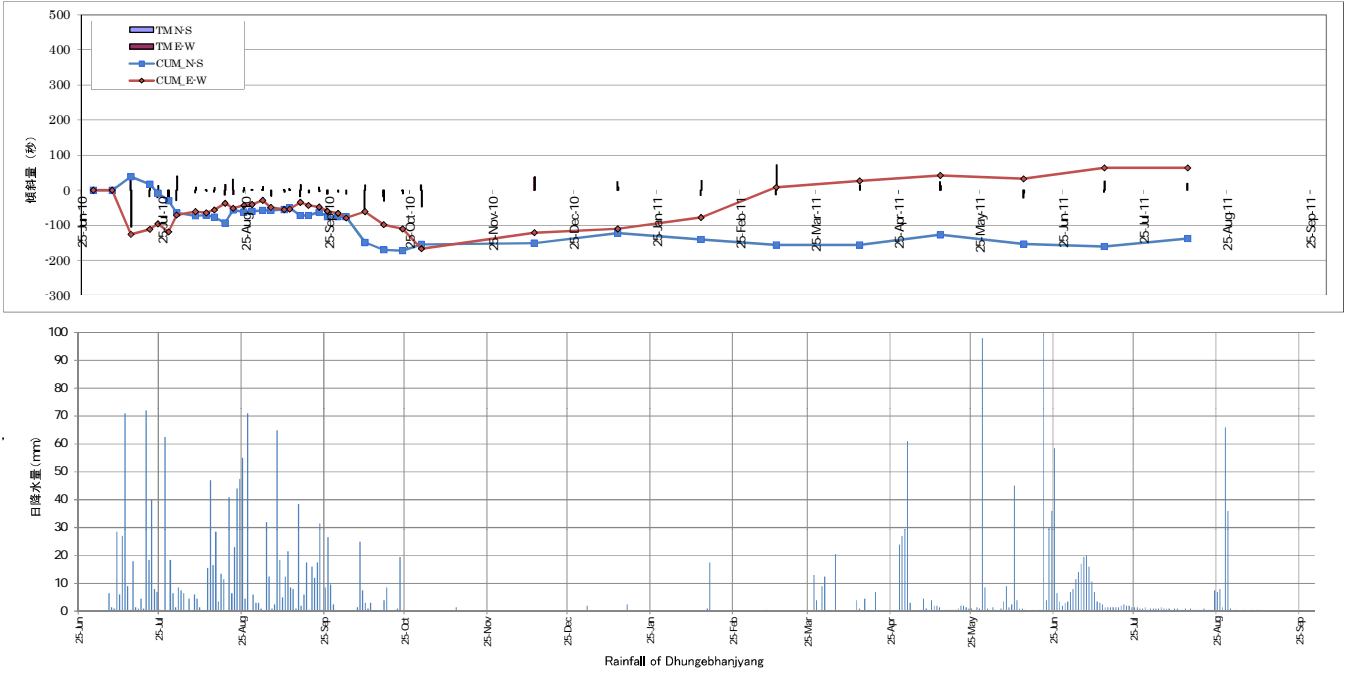
Tilt Meter BK8



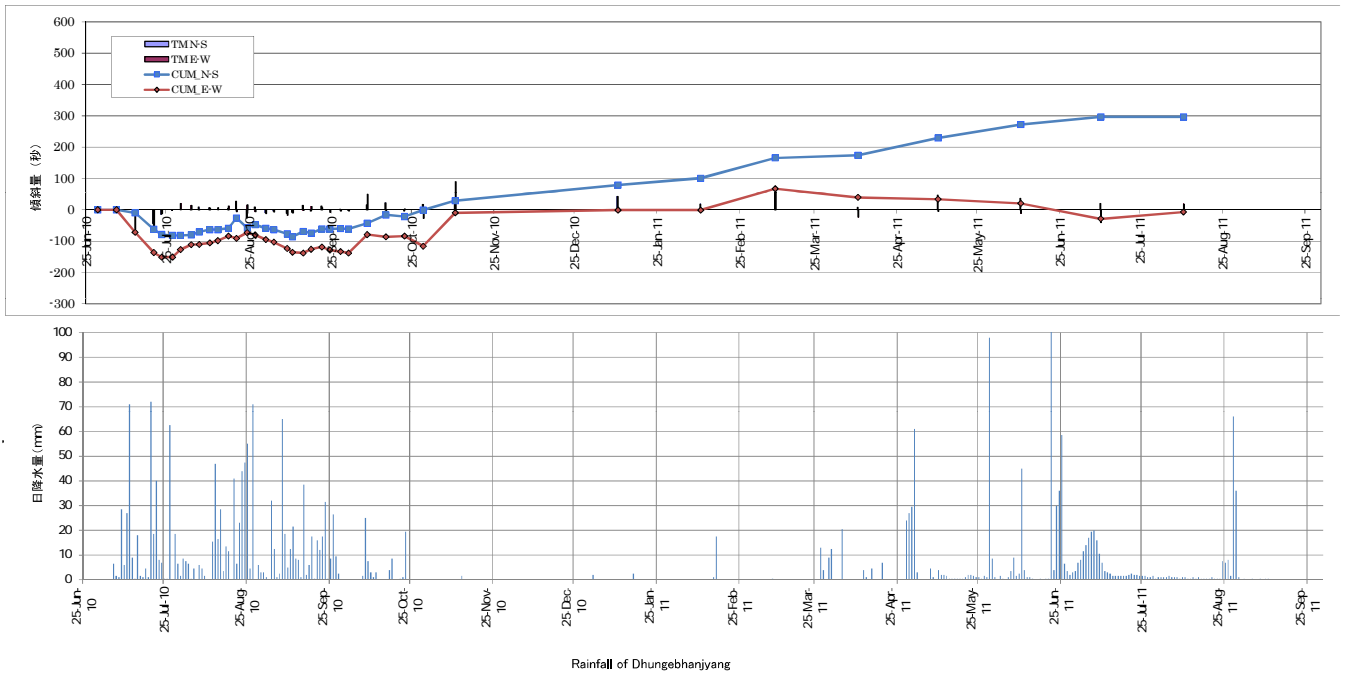
Tilt Meter BK7



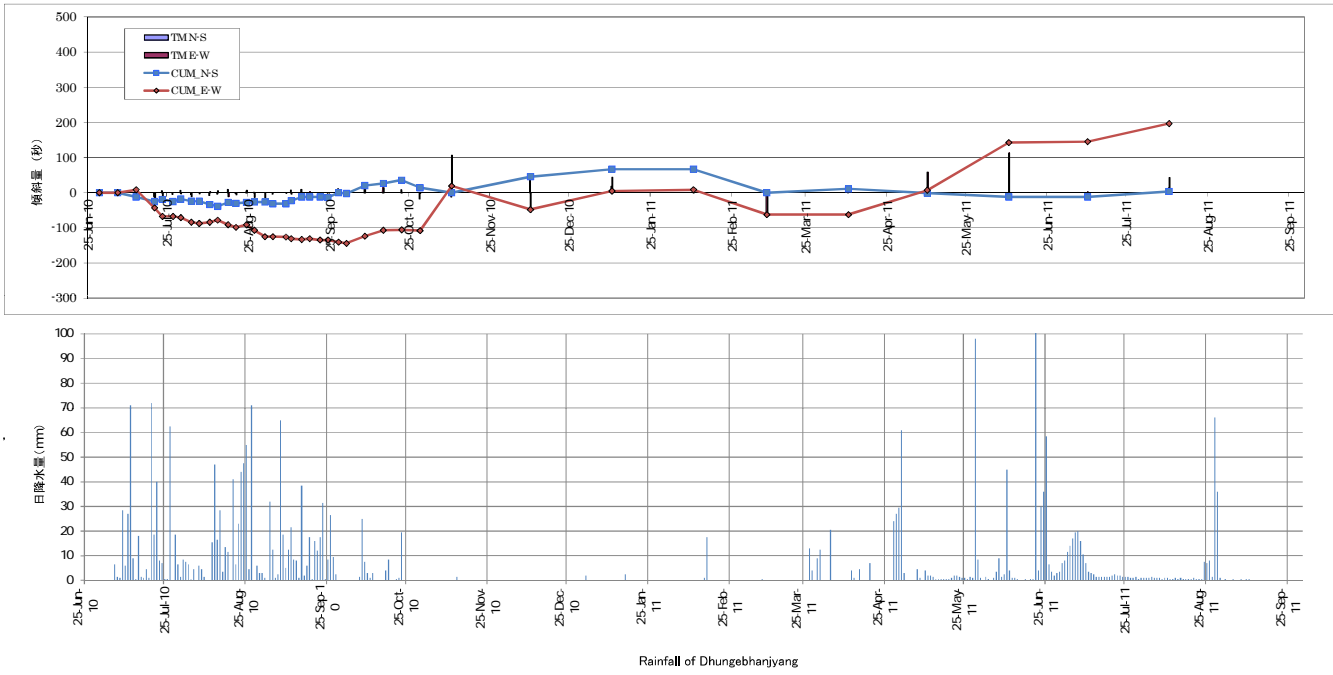
Tilt Meter BK6



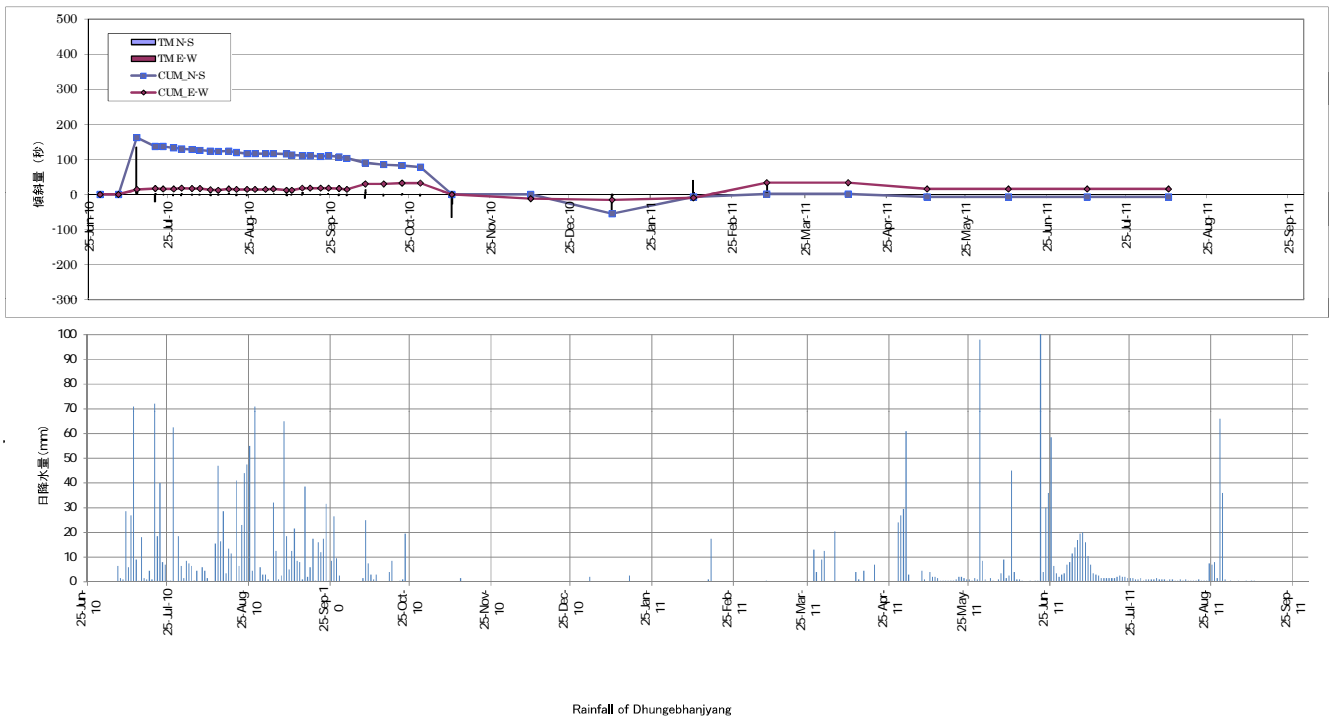
Tilt Meter BK5



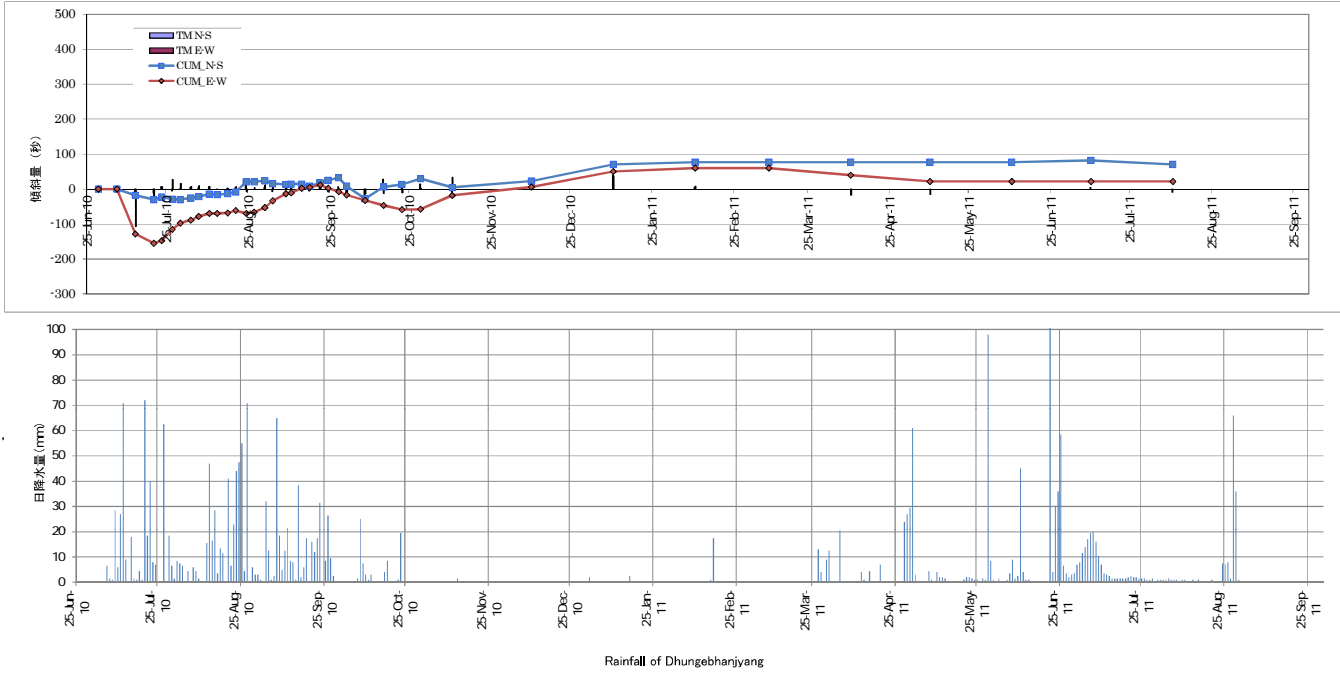
Tilt Meter BK4



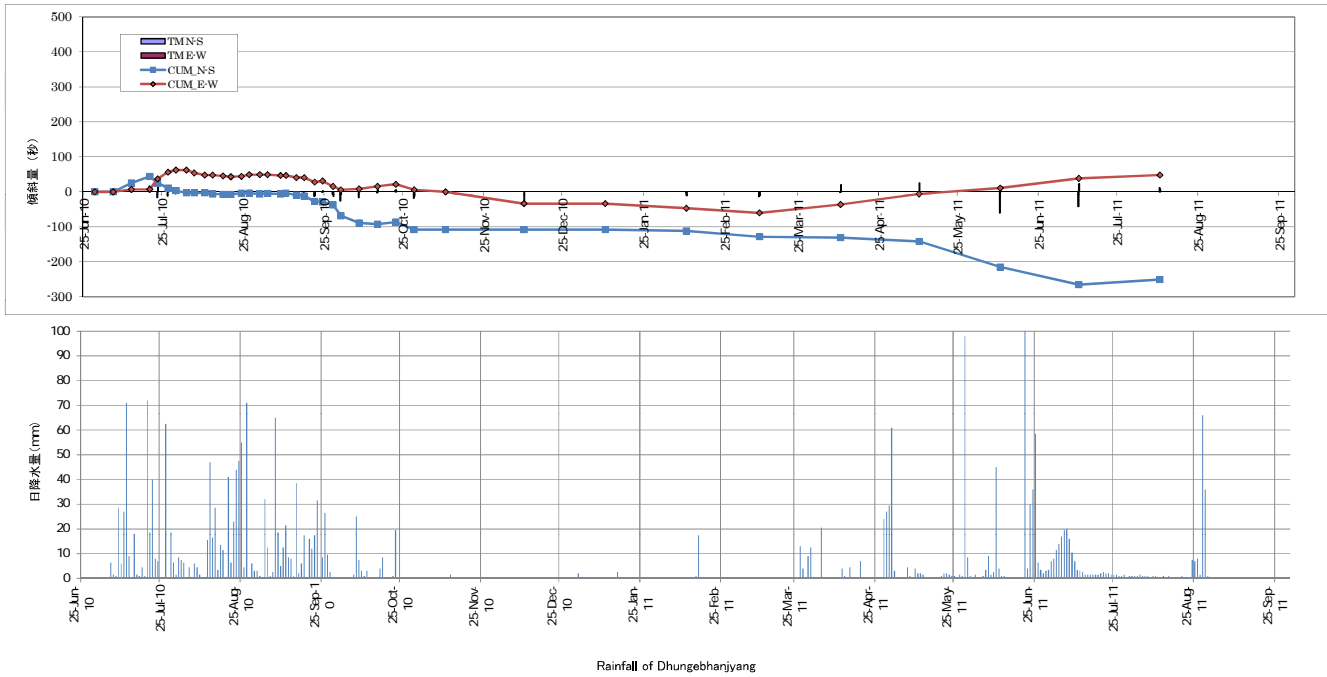
Tilt Meter BK3



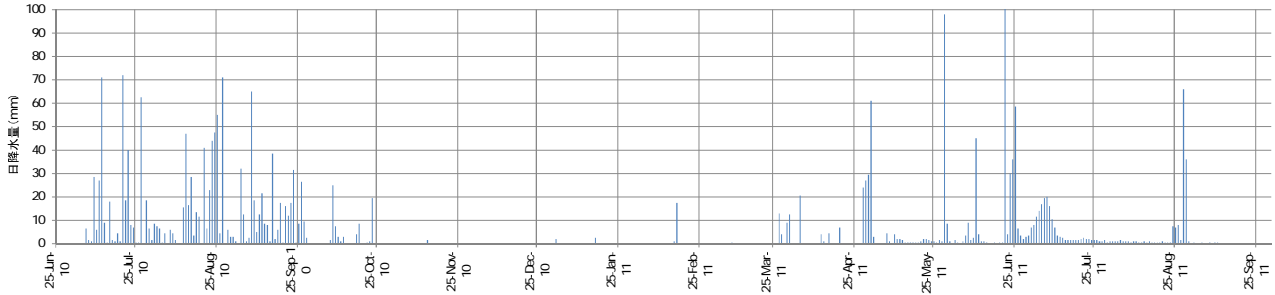
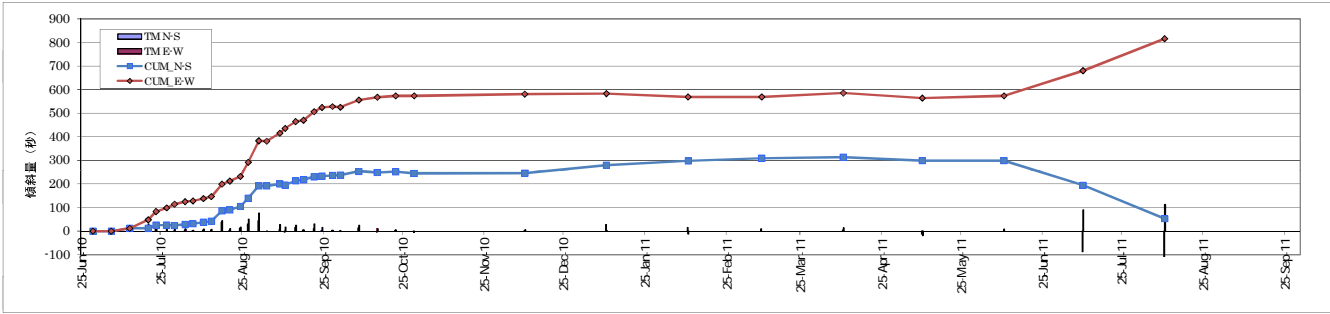
Tilt Meter BK2



Tilt Meter BK1

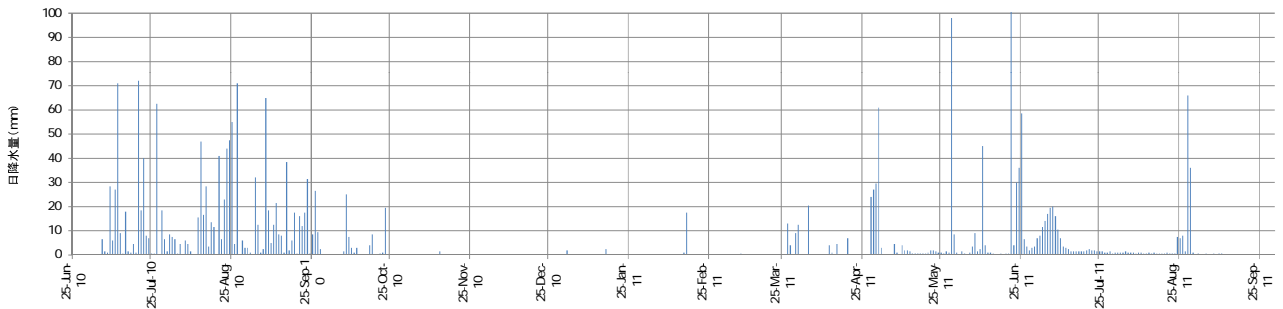
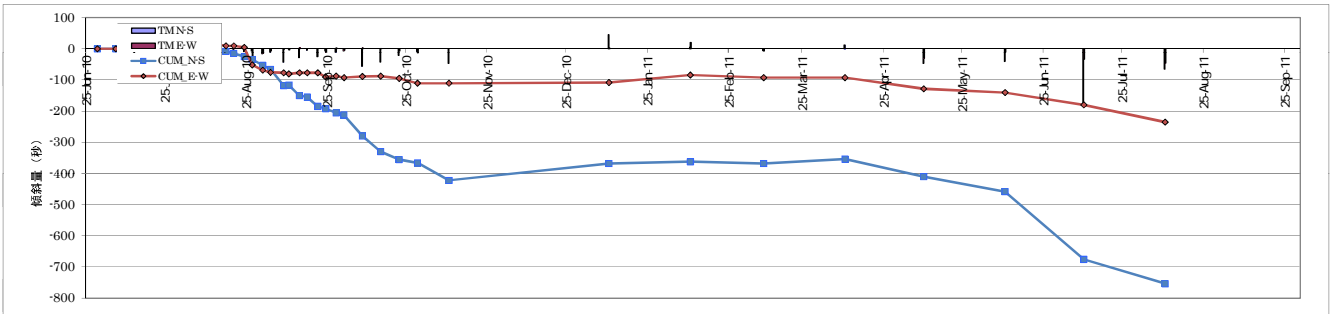


Tilt Meter AK5



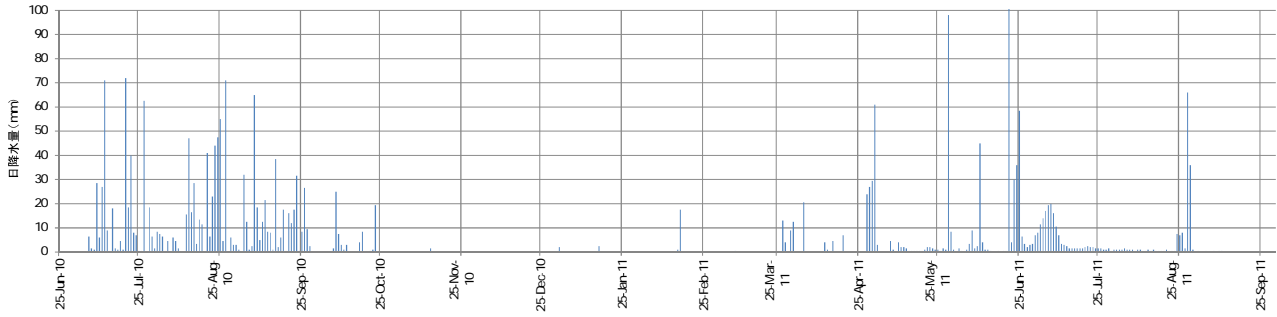
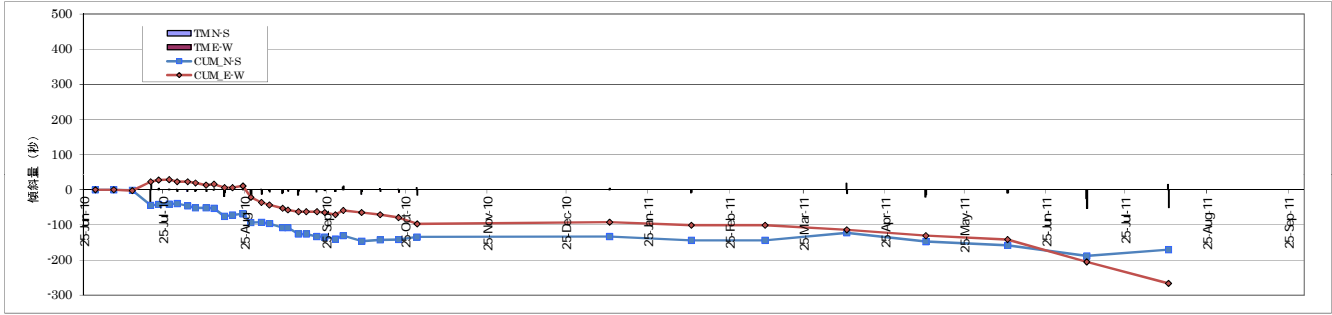
Rainfall of Dhungebhanjyang

Tilt Meter AK4



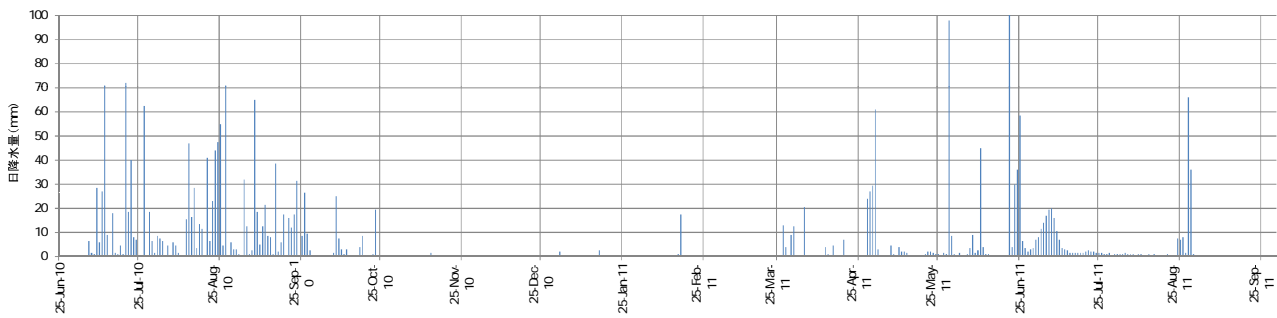
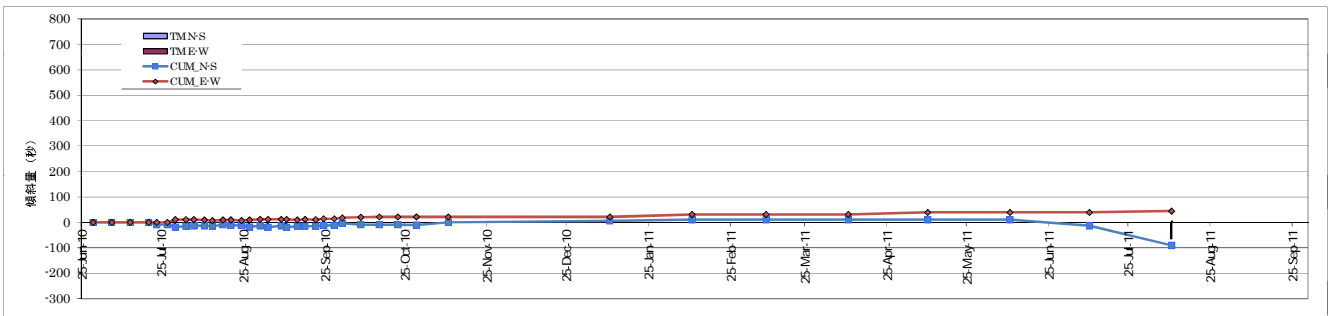
Rainfall of Dhungebhanjyang

Tilt Meter AK3



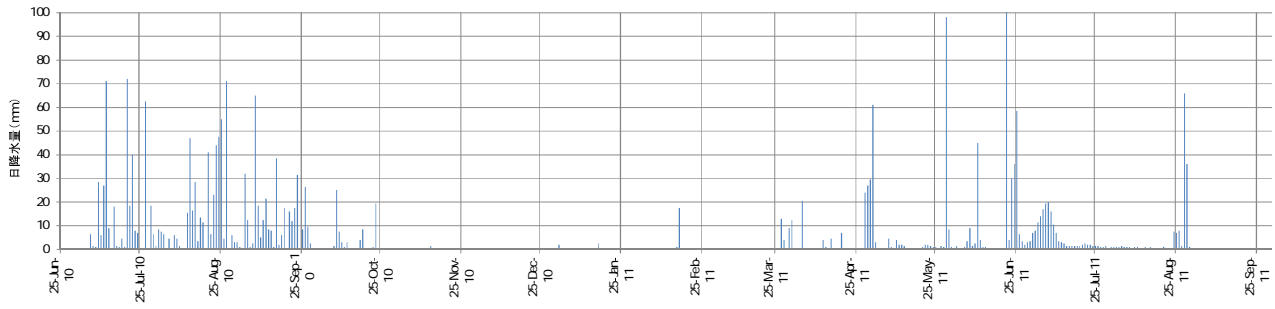
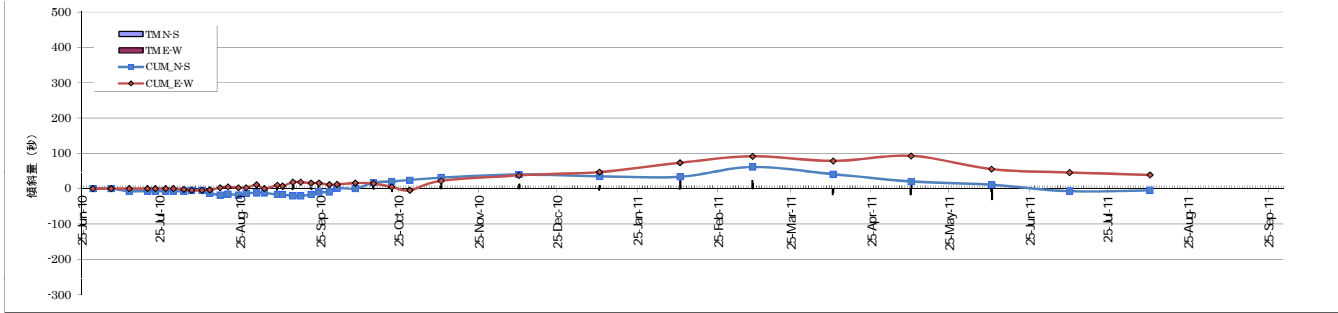
Rainfall of Dhungebhanjyang

Tilt Meter AK2



Rainfall of Dhungebhanjyang

Tilt Meter AK1



Rainfall of Dhungebhanjyang

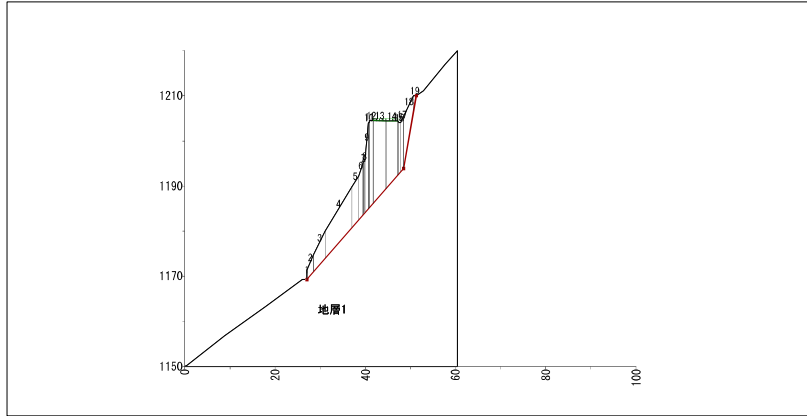
6.9

安定計算書、構造計算書

安定計算報告書（修正Fellenius法(道路土工式)）

斜面安定計算

現場名	Aブロック現況
測線名	
備考	



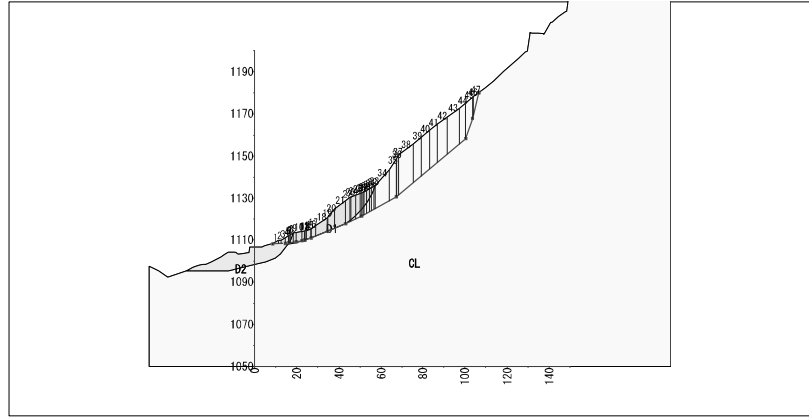
種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	1.000
計画安全率	p. Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	953.4
すべり面長	L	m	49.049
面積	A	m ²	235.30
法線力	N	kN/m	3825.0
間隙水圧	U	kN/m	0.0
地すべり抵抗力	S	kN/m	4766.645
地すべり力	T	kN/m	4766.644

すべり面強度		始点座標		終点座標		すべり面形状	すべり面強度	内部摩擦角		
すべり面区間	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	粘着力 C (kN/m ²)			φ (°)	tan φ	
1	26.974	1169.292	48.412	1193.959	直線	逆算	10.0	48.1875	1.117949	
2	48.412	1193.959	51.334	1210.062	直線	逆算	10.0	48.1875	1.117949	

集計							
すべり面区間	区間幅 d (m)	すべり面長 l (m)	スライス重量 W (kN/m)	すべり面法線分力 N (kN/m)	間隙水圧 U (kN/m)	地すべり抵抗力 S (kN/m)	地すべり力 T (kN/m)
1	21.438	32.683	5703.1	3741.1	0.0	4509.189	4304.590
2	2.922	16.366	469.6	83.9	0.0	257.456	462.054
合計	24.360	49.049	6172.7	3825.0	0.0	4766.645	4766.644

安定計算報告書 (修正Fellenius法(道路土工式))

現場名	Bブロック現況	斜面安定計算
測線名		
備考		



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	0.999
計画安全率	p. Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	2283.0
すべり面長	L	m	129.362
面積	A	m ²	1129.52
法線力	N	kN/m	16287.7
間隙水圧	U	kN/m	0.0
地すべり抵抗力	S	kN/m	11414.571
地すべり力	T	kN/m	11414.573

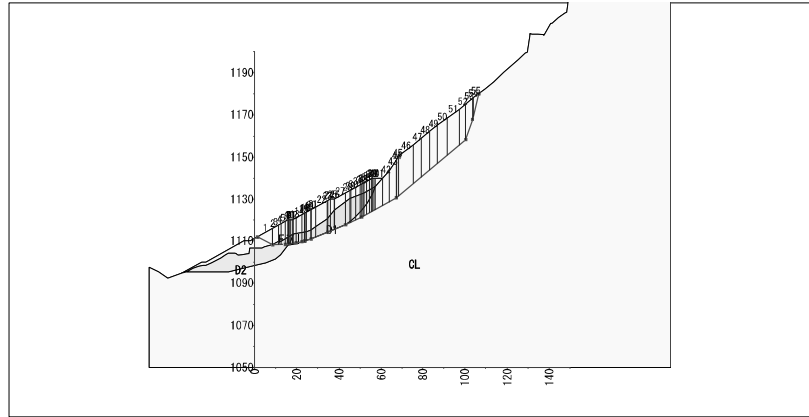
すべり面強度									
すべり面区間	始点座標		終点座標		すべり面形状	すべり面強度	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)				φ (°)	tan φ
1	8.632	1108.240	14.491	1108.489	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
2	14.491	1108.489	16.199	1108.671	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
3	16.199	1108.671	19.612	1109.035	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
4	19.612	1109.035	22.580	1109.628	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
5	22.580	1109.628	23.562	1109.884	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
6	23.562	1109.884	23.563	1109.884	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
7	23.563	1109.884	23.766	1109.937	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
8	23.766	1109.937	26.816	1110.967	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
9	26.816	1110.967	34.732	1114.125	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
10	34.732	1114.125	43.022	1117.611	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
11	43.022	1117.611	50.864	1121.423	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
12	50.864	1121.423	67.159	1130.634	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
13	67.159	1130.634	100.484	1158.375	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
14	100.484	1158.375	103.621	1167.840	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386
15	103.621	1167.840	106.597	1180.075	直線	逆算	10.0	31.8562	0.621386

集 計							
すべり面区間	区間幅 d(m)	すべり面長 l (m)	スライス重量 W(kN/m)	すべり面法線分力 N(kN/m)	間隙水圧 U(kN/m)	地すべり抵抗力 S(kN/m)	地すべり力 T(kN/m)
1	5.859	5.864	133.6	133.5	0.0	141.595	5.672
2	1.708	1.718	88.4	87.9	0.0	71.800	9.367
3	3.413	3.432	250.9	249.6	0.0	189.418	26.607
4	2.968	3.027	234.4	229.9	0.0	173.127	45.925
5	0.982	1.015	76.3	73.8	0.0	56.008	19.248
6	0.002	0.002	0.2	0.2	0.0	0.144	0.050
7	0.202	0.209	15.5	15.0	0.0	11.411	3.898
8	3.050	3.219	230.2	218.1	0.0	167.715	73.653
9	7.916	8.522	778.6	723.2	0.0	534.606	288.503
10	8.290	8.993	1385.4	1277.1	0.0	883.502	537.022
11	7.842	8.719	1633.5	1469.2	0.0	1000.130	714.142
12	16.295	18.719	3741.2	3256.8	0.0	2210.921	1841.002
13	33.325	43.360	10736.1	8251.3	0.0	5560.843	6868.723
14	3.137	9.971	759.4	238.9	0.0	248.159	720.840
15	2.976	12.592	267.5	63.2	0.0	165.192	259.921
合計	97.965	129.362	20331.2	16287.7	0.0	11414.571	11414.573

資料6-9-2

安定計算報告書 (修正Fellenius法(道路土工式))

現場名	Bブロック盛土後	斜面安定計算
測線名		
備考		



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	修正Fellenius法(道路土工式)
安全率	Fs	-	1.258
計画安全率	p. Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	-774.8
すべり面長	L	m	137.484
面積	A	m ²	1495.03
法線力	N	kN/m	23146.6
間隙水圧	U	kN/m	0.0
地すべり抵抗	S	kN/m	16560.631
地すべり力	T	kN/m	13154.840

すべり面強度		始点座標		終点座標		すべり面形状	すべり面強度	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角	
すべり面区間		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)				φ (°)	tan φ
1		1.428	1111.990	8.631	1108.240	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
2		8.631	1108.240	8.632	1108.240	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
3		8.632	1108.240	14.491	1108.489	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
4		14.491	1108.489	16.199	1108.671	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
5		16.199	1108.671	19.612	1109.035	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
6		19.612	1109.035	22.580	1109.628	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
7		22.580	1109.628	23.562	1109.884	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
8		23.562	1109.884	23.563	1109.884	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
9		23.563	1109.884	23.766	1109.937	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
10		23.766	1109.937	26.816	1110.967	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
11		26.816	1110.967	34.732	1114.125	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
12		34.732	1114.125	43.022	1117.611	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
13		43.022	1117.611	50.864	1121.423	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
14		50.864	1121.423	67.159	1130.634	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
15		67.159	1130.634	100.484	1158.375	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
16		100.484	1158.375	103.621	1167.840	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070
17		103.621	1167.840	106.597	1180.075	直線	逆算	10.0	33.2677	0.656070

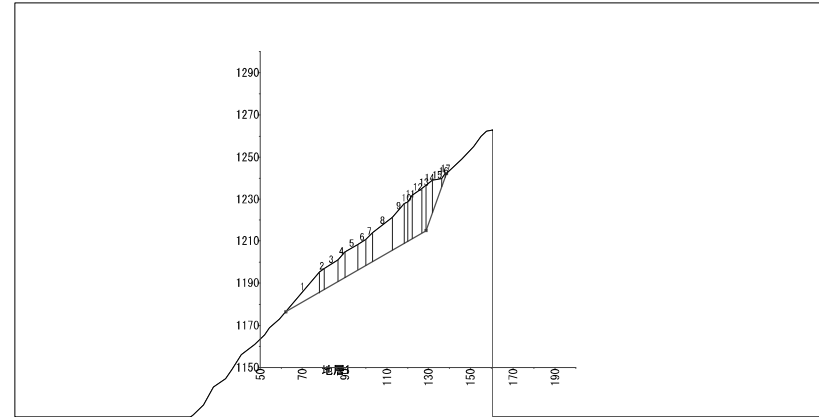
集 計							
すべり面区間	区間幅 d (m)	すべり面長 l (m)	スライス重量 W (kN/m)	すべり面法線分力 N (kN/m)	間隙水圧 U (kN/m)	地すべり抵抗 S (kN/m)	地すべり力 T (kN/m)
1	7.203	8.121	558.4	495.3	0.0	406.161	-257.860
2	0.001	0.001	0.2	0.2	0.0	0.141	0.008
3	5.859	5.864	1069.8	1068.8	0.0	759.848	45.417
4	1.708	1.718	370.2	368.2	0.0	258.745	39.226
5	3.413	3.432	750.5	746.3	0.0	523.944	79.591
6	2.968	3.027	714.4	700.6	0.0	489.913	139.969
7	0.982	1.015	249.7	241.6	0.0	168.657	62.990
8	0.002	0.002	0.6	0.6	0.0	0.414	0.151
9	0.202	0.209	52.1	50.4	0.0	35.156	13.101
10	3.050	3.219	809.4	766.9	0.0	535.330	258.970
11	7.916	8.522	2230.4	2071.7	0.0	1444.401	826.455
12	8.290	8.993	2331.0	2148.7	0.0	1499.628	903.565
13	7.842	8.719	2254.7	2027.8	0.0	1417.569	985.721
14	16.295	18.719	4487.1	3906.1	0.0	2749.865	2208.052
15	33.325	43.360	10736.1	8251.3	0.0	5847.031	6868.723

資料6-9-3

集 計		すべり面 長 l (m)	スライス 重量 W (kN/m)	すべり面 法線分力 N (kN/m)	間隙水圧 U (kN/m)	地すべり 抵抗力 S (kN/m)	地すべり力 T (kN/m)
すべり 面区間	区間幅 d (m)						
16	3.137	9.971	759.4	238.9	0.0	256.445	720.840
17	2.976	12.592	267.5	63.2	0.0	167.383	259.921
合計	105.169	137.484	27641.5	23146.6	0.0	16560.631	13154.840

安定計算報告書 (Fellenius法)

現場名	Cブロック	斜面安定計算
測線名		
備考		



種別	記号	単位	条件と結果
計算式	-	-	Fellenius法
安全率	Fs	-	0.949
計画安全率	p. Fs	-	1.200
抑止力	Pr	kN/m	2265.0
すべり面長	L	m	106.069
面積	A	m ²	915.28
法線力	N	kN/m	13280.0
間隙水圧	U	kN/m	0.0
地すべり抵抗力	S	kN/m	8606.742
地すべり力	T	kN/m	9059.733

すべり面強度									
すべり面区間	始点座標		終点座標		すべり面形状	すべり面強度	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)				ϕ (°)	$\tan \phi$
1	62.136	1176.446	128.872	1215.008	直線	逆算	10.0	29.6064	0.568227
2	128.872	1215.008	138.493	1242.356	直線	逆算	10.0	29.6064	0.568227

集 計							
すべり面区間	区間幅 d (m)	すべり面長 l (m)	スライス重量 W (kN/m)	すべり面法線分力 N (kN/m)	間隙水圧 U (kN/m)	地すべり抵抗力 S (kN/m)	地すべり力 T (kN/m)
1	66.736	77.077	14631.0	12668.0	0.0	7969.068	7320.048
2	9.621	28.992	1844.2	612.0	0.0	637.674	1739.685
合計	76.357	106.069	16475.2	13280.0	0.0	8606.742	9059.733

アンカーの設計計算報告書

地区名	Aブロック アンカー工計算
測線名	_____
備考	_____

計 算 条 件					
項 目		記号	単位	数 値	
外力	必要抑止力	Pr	kN/m	953.4	
	すべり面	平均角度	θ	°	55.28
		$\tan \phi$	—	—	1.10068 ($\phi=47.744^\circ$)
配置計画	水平間隔	a	m	3.00	
	施工段数	m	段	8	
	アンカー傾角	α	°	15.0	
鋼材	アンカー効果	締め付け+引き止め効果			
	アンカー種別	PC鋼より線(スーパーフロテックアンカー)			
	仮設・永久	永久アンカー(常時)			
定着	tendon と grout の許容付着応力度	τ_b	N/mm ²	0.80	
	アンカー体の周面摩擦抵抗	τ	N/mm ²	1.50	
	設計安全率	Fs	—	2.5	

計 算 結 果							
アンカー傾角 α (°)	設計アンカー力 Td (kN/本)	tendon 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	l _a
15.0	260.4	SFL-2	95.4	90	3.42	1.54	3.5

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 $Pr = 953.4$ (kN/m)
- (2) すべり面勾配 $\theta = 55.28$ (°)

1.1.2 アンカーの配置・機能

- (1) アンカー水平間隔 $a = 3.00$ (m)
- (2) 施工段数 $m = 8$ (段)
- (3) 傾角 $\alpha = 15.0$ (°)
- (4) アンカーとすべり面のなす角度 $\beta = \alpha + \theta = 70.28$ (°)
- (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 $\tan \phi = 1.10068$ ($\phi = 47.744^\circ$)

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(スーパーフロテックアンカー)
永久アンカー(常時)
- (4) テントンとグラウトの許容付着応力度 $\tau_b = 0.80$ (N/mm²)

	許容付着応力度 (N/mm ²)			
	15	24	30	40
永久アンカー		0.80	0.80	1.00
仮設アンカー	1.00	1.20	1.35	2.00

出典：スーパーフロテックアンカー工法設計施工マニュアル(案) P.41
(平成14年度6月版 フロテックアンカー技術研究会)

資料6-9-6

- (5) アンカー体の周面摩擦抵抗 $\tau = 1.50$ (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 グラウトアンカー設計・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_o とすると、

$$PF_s = \frac{[\text{すべりに抵抗する力}] + P_o \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi + P_o \cdot \cos \beta}{[\text{すべろうとする力}]}$$

$$\therefore P_o = \frac{PF_s \cdot [\text{すべろうとする力}] - [\text{すべりに抵抗する力}]}{\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi}$$

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。

$$\begin{aligned} P_o &= \frac{Pr}{\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi} \\ &= \frac{953.4}{\cos(70.28) + \sin(70.28) \times 1.10068} = 694.2 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} T_d &= \frac{P_o \cdot a}{m} \\ &= \frac{694.2 \times 3.00}{8} = 260.4 \text{ (kN/本)} \end{aligned}$$

以上より、1本当たりの設計アンカー力 (T_d) は、260.4 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(スーパーフロテックアンカー)
テンドン規格 SFL-2

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

$$\begin{aligned} 0.60 \cdot (T_{us} \cdot N) &= 0.60 \times 522.000 = 313.200 \text{ (kN)} \geq 260.4 \text{ (kN/本)} \dots \text{OK} \\ 0.75 \cdot (T_{ys} \cdot N) &= 0.75 \times 444.000 = 333.000 \text{ (kN)} \geq 260.4 \text{ (kN/本)} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

N : PC鋼より線本数 (2本)

T_{us} : 引張強度 (より線1本あたり 261.000 kN)

T_{ys} : 降伏強度 (より線1本あたり 222.000 kN)

以上より、SFL-2 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

$$\text{ tendon とグラウトの許容付着応力度 } \tau_b = 0.80 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{ アンカー体の周面摩擦抵抗 } \tau = 1.50 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{ 設計安全率 } F_s = 2.5$$

$$\text{ テンダンの周長 } U = 95.4 \quad (\text{mm})$$

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

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

$$\begin{aligned} \ell_{sa} &= \frac{Td \cdot 10^3}{U \cdot \tau_b} \\ &= \frac{260.4 \times 10^3}{95.4 \times 0.80} = 3412 \text{ (mm)} = 3.42 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(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

$$\begin{aligned} \ell_a &= \frac{Td \cdot 10^3 \cdot F_s}{\pi \cdot d_A \cdot \tau} \\ &= \frac{260.4 \times 10^3 \times 2.5}{\pi \times 90.0 \times 1.50} = 1535 \text{ (mm)} = 1.54 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(3) アンカー体長の決定

$$\ell_{sa} = 3.42 \text{ (m)} \geq \ell_a = 1.54 \text{ (m)} \text{ より}$$

アンカー体長 (La) は La = 3.42 m とし、0.5 m 単位で切り上げ 3.5 m とする。

1.5 アンカー長

各段の自由長を考慮した場合のアンカー長は以下の通りとなる。

段	自由長 Lf (m)	アンカー体長 La (m)	アンカー長 L (m)
1	10.50	3.5	14.00
2	10.50	3.5	14.00
3	9.50	3.5	13.00
4	9.00	3.5	12.50
5	8.00	3.5	11.50
6	7.50	3.5	11.00
7	7.00	3.5	10.50
8	6.00	3.5	9.50
合計			96.00

のり枠工の設計計算報告書
(吹付枠工)

地区名	Aブロック吹付法枠工
測線名	
備考	

計算条件

項目	記号	単位	数	値		
外力	設計アンカー力	Td	kN/本	260.4		
反力	縦	スパン数	ℓ_{1n}	スパン	2	
	スパン長	ℓ_1	m	3.00		
梁	張り出し長	上	—	m	0.30	
		下	—	m	1.50	
体外	横	スパン数	ℓ_{2n}	スパン	4	
	スパン長	ℓ_2	m	3.00		
形	梁	張り出し長	左	—	m	1.50
			右	—	m	1.50
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	σ_{ck}	N/mm ²	15	
		圧縮	圧縮	σ_{ca}	N/mm ²	5.0
			せん断	応力度	τ_{ca}	N/mm ²
		付着	τ_{oa}	N/mm ²	1.30	
	鉄筋	引張	応力度	σ_{sa}	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	52.31
力	最大せん断力	Smax	kN	87.19

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)	σ_s	σ_c	τ_c	τ_o	鉄筋径	間隔 (mm)
D19	4	1146.0	125.3	4.21	0.426	0.499	D13	200

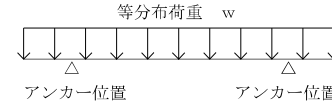
資料6-9

1 のり枠工の設計計算

1. 1 設計方針

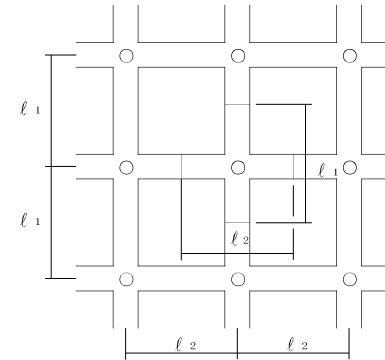
1. 1. 1 構造モデル

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長で均等配分する。

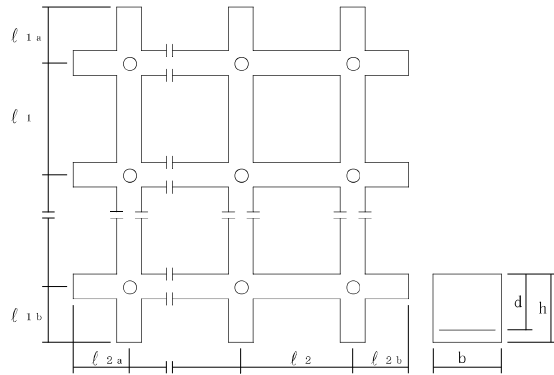


1. 2 設計条件

1. 2. 1 設計アンカー力

設計アンカー力 $T_d = 260.4$ (kN/本)

1. 2. 2 のり枠の形状寸法



縦梁の スパン数	$l_{1n} = 2$
スパン長	$l_1 = 3.00$ (m)
上張出し長	$l_{1a} = 0.30$ (m)
下張出し長	$l_{1b} = 1.50$ (m)
横梁の スパン数	$l_{2n} = 4$
スパン長	$l_2 = 3.00$ (m)
左張出し長	$l_{2a} = 1.50$ (m)
右張出し長	$l_{2b} = 1.50$ (m)
梁幅	$b = 500$ (mm)
梁高	$h = 500$ (mm)
梁の有効高	$d = 410$ (mm)

資料6-9-10

1. 2. 3 許容応力度

コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck} = 15$	(N/mm ²)
コンクリートの許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 5.0$	(N/mm ²)
コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_{ca} = 0.333$	(N/mm ²)
鉄筋とコンクリートの許容付着応力度	$\tau_{oa} = 1.30$	(N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度	$\sigma_{sa} = 160.0$	(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	$q_a =$	100	(kN/m ²)
縦スパン長	$\ell_1 =$	3.00	(m)
横スパン長	$\ell_2 =$	3.00	(m)
梁幅	$b =$	0.500	(m)

1. 3. 2 検討結果

アンカー1本あたりの負担する載荷面積 (A) は

$$\begin{aligned} A &= b \cdot (\ell_1 + \ell_2 - b) \\ &= 0.500 \times (3.00 + 3.00 - 0.500) \\ &= 2.75 \text{ (m}^2\text{)} \end{aligned}$$

したがって、地盤支持力は以下のように求められる。

$$\begin{aligned} q &= \frac{T_d}{A} = \frac{260.4}{2.75} \\ &= 95 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \ell_h &= \frac{\ell_{1a} + \ell_1 \cdot \ell_{1n} + \ell_{1b}}{\ell_{1n} + 1} \\ &= \frac{0.30 + 3.00 \times 2 + 1.50}{2 + 1} \\ &= 2.60 \text{ (m)} \end{aligned}$$

アンカー1本あたりの荷重を負担する横枠長さ

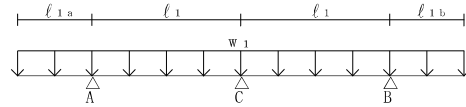
$$\begin{aligned} \ell_w &= \frac{\ell_{2a} + \ell_2 \cdot \ell_{2n} + \ell_{2b}}{\ell_{1n} + 1} \\ &= \frac{1.50 + 3.00 \times 4 + 1.50}{4 + 1} \\ &= 3.00 \text{ (m)} \end{aligned}$$

よって

$$w_1 = w_2 = \frac{T_d}{\ell_h + \ell_w} = \frac{260.4}{2.60 + 3.00} = 46.50 \text{ (kN/m)}$$

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

2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

$$\begin{aligned} M_{\max C} &= \frac{1}{8} \cdot w_1 \cdot \ell_1^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 46.50 \times 3.00^2 \\ &= 52.31 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

・張出し部に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max B} &= \frac{1}{2} \cdot w_1 \cdot \ell_{1b}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 46.50 \times 1.50^2 \\ &= 52.31 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

・第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max C} &= \frac{5}{8} \cdot w_1 \cdot \ell_1 \\ &= \frac{5}{8} \times 46.50 \times 3.00 \\ &= 87.19 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

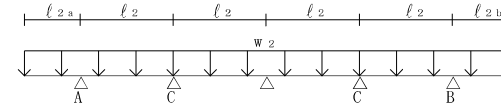
・張出し部に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max B} &= w_1 \cdot \ell_{1b} \\ &= 46.50 \times 1.50 \\ &= 69.75 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{最大曲げモーメント} \quad M_{\max 1} &= 52.31 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \\ \text{最大せん断力} \quad S_{\max 1} &= 87.19 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

(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

$$\begin{aligned} M_{\max C} &= \frac{1}{9} \cdot w_2 \cdot \ell_2^2 \\ &= \frac{1}{9} \times 46.50 \times 3.00^2 \\ &= 46.50 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

・張出し部に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max A} &= \frac{1}{2} \cdot w_2 \cdot \ell_{2a}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 46.50 \times 1.50^2 \\ &= 52.31 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

・第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max C} &= \frac{3}{5} \cdot w_2 \cdot \ell_2 \\ &= \frac{3}{5} \times 46.50 \times 3.00 \\ &= 83.70 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

・張出し部に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max A} &= w_2 \cdot \ell_{2a} \\ &= 46.50 \times 1.50 \\ &= 69.75 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} \text{最大曲げモーメント} \quad M_{\max 2} &= 52.31 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \\ \text{最大せん断力} \quad S_{\max 2} &= 83.70 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

したがって、縦梁・横梁に発生する最大応力を比較して、

$$\begin{aligned} \text{最大曲げモーメント } M_{\max} &= 52.31 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \\ \text{最大せん断力 } S_{\max} &= 87.19 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

となる。

1.5 応力の検討

1.5.1 部材断面の仕様

$$\begin{aligned} \text{梁幅} & b = 500 \quad (\text{mm}) \\ \text{梁高} & h = 500 \quad (\text{mm}) \\ \text{有効高} & d = 410 \quad (\text{mm}) \\ \text{鉄筋 (D19} \times 4\text{本)} & A_s = 1146.0 \quad (\text{mm}^2) \\ & \quad (286.50 \times 4\text{本}) \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} p &= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1146.0}{500 \times 410} \\ &= 0.0056 \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} k &= \sqrt{2 \cdot n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p \\ &= \sqrt{2 \times 15 \times 0.0056 + (15 \times 0.0056)^2} - 15 \times 0.0056 \\ &= 0.334 \\ j &= 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.334}{3} \\ &= 0.889 \\ m &= \frac{k}{2 \cdot p} = \frac{0.334}{2 \times 0.0056} \\ &= 29.82 \end{aligned}$$

(2) 鉄筋の引張応力度

鉄筋の引張応力度 σ_s を照査する。

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M_{\max}}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{52.31 \times 10^6}{1146.0 \times 0.889 \times 410} \\ &= 125.3 \quad (\text{N/mm}^2) \leq \sigma_{s a} = 160.0 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

(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 σ_c を照査する。

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{\sigma_s}{m} = \frac{125.3}{29.82} \\ &= 4.21 \quad (\text{N/mm}^2) \leq \sigma_{c a} = 5.0 \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

(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 τ_c を照査する。

$$\tau_c = \frac{S_{max}}{b \cdot d} = \frac{87.19 \times 10^3}{500 \times 410}$$

$$= 0.426 \quad (\text{N/mm}^2) > \tau_{ca} = 0.333 \quad (\text{N/mm}^2) \dots \text{OUT}$$

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 τ_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。

$$\tau_o = \frac{S_{max}}{U \cdot d \cdot j} \cdot \frac{1}{2} = \frac{87.19 \times 10^3}{(60 \times 4) \times 410 \times 0.889} \times \frac{1}{2}$$

$$= 0.499 \quad (\text{N/mm}^2) \leq \tau_{oa} = 1.30 \quad (\text{N/mm}^2) \dots \text{OK}$$

1. 5. 3 スターラップの検討

$\tau_c > \tau_{ca}$ 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。

$$S_c = \frac{1}{2} \cdot \tau_{ca} \cdot b \cdot d \cdot j = \frac{1}{2} \times 0.333 \times 500 \times 410 \times 0.889$$

$$= 30344 \quad (\text{N})$$

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。

$$S_v = S_{max} - S_c = 87.19 \times 10^3 - 30344$$

$$= 56846 \quad (\text{N})$$

配筋間隔 (S_p) を 200 mm とすれば、必要鉄筋量 \overline{as} は以下のように計算できる。

$$\overline{as} = \frac{S_p \cdot S_v}{\sigma_{sa} \cdot d \cdot j} = \frac{200 \times 56846}{160.0 \times 410 \times 0.889}$$

$$= 194.96 \quad (\text{mm}^2)$$

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。

$$126.70 \times 2 = 253.40 \quad (\text{mm}^2) \geq 194.96 \quad (\text{mm}^2) \dots \text{OK}$$

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	$\sigma_{ck} = 15$	(N/mm^2)
プレートの幅	$u = 230$	(mm)
アンカーの箱抜き径	$D_1 = 132$	(mm)
梁幅	$b = 500$	(mm)
コンクリート面の全面積	$A = b^2 = 500^2$	$= 250000$ (mm^2)
プレートの有効面積	$Aa = u^2 - D_1^2 \cdot \pi / 4 = 230^2 - 132^2 \times \pi / 4$	$= 39215$ (mm^2)

(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 σ_{ba} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} \sigma_{ba} &\leq (0.25 + 0.05 \cdot A / Aa) \cdot \sigma_{ck} \\ &= (0.25 + 0.05 \times 250000 / 39215) \times 15 \\ &= 8.53 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

ただし、設計基準強度の 50% 以内に抑えるものとする。

$$\sigma_{ba} \leq 0.5 \cdot \sigma_{ck} = 0.5 \times 15 = 7.50 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

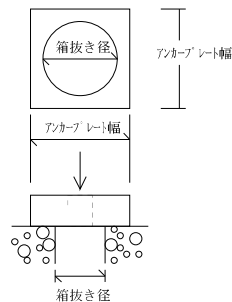
したがって、許容支圧応力度 σ_{ba} を以下の値とする。

$$\sigma_{ba} = 7.50 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

1. 6. 2 支圧応力度

支圧応力度 σ_b を照査する。

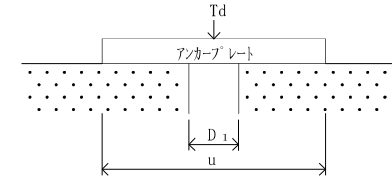
$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{Td}{Aa} = \frac{260.4 \times 10^3}{39215} \\ &= 6.65 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ba} = 7.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdot \cdot \cdot OK \end{aligned}$$



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	$\sigma_{sa} = 140.$	(N/mm^2)
プレートの幅	$u = 230$	(mm)
アンカーの箱抜き径	$D_1 = 132$	(mm)



1. 7. 2 検討結果

プレートを二方向性の梁と考えると、梁に作用する荷重 P は、以下のように計算される。

$$Px = Py = \frac{Td}{2} = \frac{260.4 \times 10^3}{2} = 130200 \text{ (N)}$$

したがって、曲げモーメント M は、以下のように計算できる。

$$M = Px \cdot \frac{D_1}{4} = 130200 \times \frac{132}{4} = 4296600 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

プレートの必要厚さ t' は、以下のように計算できる

$$\begin{aligned} t' &= \sqrt{\frac{6 \cdot M}{u \cdot \sigma_{sa}}} = \sqrt{\frac{6 \times 4296600}{230 \times 140.}} \\ &= 28.3 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

市場性を考慮して、プレートの厚さを $t = 32$ mm とする。