

Sample

平成 29 年度 施行

○○○○○○○○○○○対策検討業務

落石予防工・ロックボルト併用吹付工 設計計算書

○○○○○工区 ○○○○○ (SP 0,000.000)

Sample

Sample

平成 29 年 9 月

○○○○○建設部 ○○○○○事務所

○○○○○設計株式会社

推定落石規模に関する設計条件と計算結果

分 類		項 目	記号	単位	条件値・結果値	判定
設計条件	推定 落石規模	斜面角度（すべり面の角度）	α	°	55.0	
		斜面長さ（すべり面の長さ）	L_r	m	10.5	
		平均厚さ	t_r	m	1.0	
		幅	B_r	m	4.5	
		単位体積重量	γ_r	kN/m ³	23.0	
		すべり面の内部摩擦角	ϕ	°	35.0	
		すべり面の粘着力	c	kN/m ²	0.0	
	安全率	現状安全率	F_{so}	—	0.00	
		計画安全率	F_{sp}	—	1.20	
	斜面上の 付加荷重	コンクリート吹付工の自重を考慮する	—	—	考慮する	
		コンクリート吹付工の種類・材質	—	—	モルタル	
		コンクリート吹付工の単位体積重量	γ_c	kN/m ³	23.0	
		積雪荷重を考慮する	—	—	考慮する	
		30年確率最大積雪深	h_{30}	m	1.0	
		積雪の単位体積重量	γ_s	kN/m ³	3.5	
計算 結果	必要 抑止力	推定落石重量に基づく必要抑止力	P_{rr}	kN/m	237.39	
		コンクリート吹付工の自重に基づく必要抑止力	P_{rc}	kN/m	35.61	
		積雪荷重に基づく必要抑止力	P_{rs}	kN/m	10.36	
		必要抑止力	P_r	kN/m	283.36	

ロックボルト工に関する設計条件と計算結果

分 類	項 目	記号	単位	条件値・結果値	判定
設計条件	打設配置形式	—	—	正方配置	
	水平方向打設間隔	ℓ_h	m	1.50	
	斜面長方向打設間隔	ℓ_r	m	1.50	
	打設角度	θ	°	25.0	
	補強材の種類および材質	—	—	異形棒鋼 SD345	
	補強材の呼び系	—	—	D25	
	補強材の腐食代	d_e	mm	1.0	
	補強材の許容引張り応力度	σ_{sa}	N/mm ²	200	
	注入材の設計基準強度	σ_{ck}	N/mm ²	24	
	補強材と注入材との間の許容付着応力度	τ_{oa}	N/mm ²	1.6	
	不同地盤の地質	—	—	岩盤 ≧ 軟岩	
	注入材と地盤との間の極限摩擦抵抗度	τ	N/mm ²	0.80	
	削孔径	d_b	mm	50	
	補強材の頭部突出長	L_h	m	0.10	
計算結果	単位幅1.0m当たりの設計引張り力	T_m	kN/m	328.26	
	補強材1本当たりの設計引張り力	T_d	kN/本	61.55	
	補強材1本当たりの許容補強材力	T_{pa}	kN/本	87.93	
	補強材の引張り応力度	σ_s	kN/本	188.1 ≤ 200	OK
	補強材と注入材との間の付着抵抗に基づく必要定着長	L_{oa}	m	62.830	
	注入材と地盤との間の摩擦抵抗に基づく必要定着長	L_{pa}	m	122.560	
	不動地山内の必要定着長	L_a	m	1.4	

■ コンクリート吹付工・モルタル吹付工に関する設計条件と計算結果

分 類	項 目	記号	単位	条件値・結果値	判定
設計条件	造成厚さ（吹付厚さ）	t_c	cm	15	
	有効高さ（スラブ構造）	d	mm	100	
	有効厚さ（押し抜きせん断）	t_e	mm	150	
	ロックボルト工の支圧板の辺長	L_p	mm	150	
	引張り鉄筋の種類および材質	—	—	異形棒鋼 SD345	
	引張り鉄筋の呼び径	—	—	D16	
	引張り鉄筋の配筋間隔	p	mm	250	
	コンクリートの設計基準強度	σ_{ck}	N/mm^2	18	
	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm^2	7	
	コンクリートの許容せん断応力度	τ_{ca}	N/mm^2	0.40	
	引張り鉄筋の許容引張り応力度	σ_{sa}	N/mm^2	196	
	引張り鉄筋とコンクリートの許容付着応力度	τ_{oa}	N/mm^2	1.4	
	コンクリートの許容せん断応力度（押し抜きせん断）	τ_{pa}	N/mm^2	0.80	
	鉄筋の最小かぶり	c_{min}	mm	30.0	
計算結果	コンクリートの曲げ圧縮応力度	σ_c	N/mm^2	1.19 $\leq$ 7	OK
	コンクリートのせん断応力度	τ_c	N/mm^2	0.35 $\leq$ 0.40	OK
	引張り鉄筋の引張り応力度	σ_s	N/mm^2	29.47 $\leq$ 196	OK
	引張り鉄筋とコンクリートの付着応力度	τ_o	N/mm^2	1.38 $\leq$ 1.40	OK
	コンクリートの押し抜きせん断応力度	τ_p	N/mm^2	0.28 $\leq$ 0.80	OK
	鉄筋のかぶり	c_s	mm	54.10 $\geq$ 30.0	OK

目 次

	Page
§ 1.1 ロックボルト併用吹付工の設計検討方針	1
1.1.1 設計検討の流れ	1
1.1.2 準拠資料	2
§ 1.2 必要抑止力の算出	3
1.2.1 推定落石規模の設定	3
1.2.2 推定落石規模に基づく必要抑止力の算出	4
1.2.3 コンクリート吹付工の自重に基づく必要抑止力	5
1.2.4 積雪荷重に基づく必要抑止力	6
§ 1.3 ロックボルト工の設計計算	8
1.3.1 設計条件	8
1.3.2 設計引張り力および許容補強材力の算出	14
1.3.3 許容補強材力に基づくロックボルト各部の構造計算	16
1.3.4 補強材長および削孔長の算出	19
§ 1.4 コンクリート吹付工の設計計算	21
1.4.1 設計条件	21
1.4.2 断面力の算出	24
1.4.3 応力度の照査	26
1.4.4 吹付厚さの照査	27
END	28

§ 1.1 ロックボルト併用吹付工の設計検討方針

1.1.1 設計検討の流れ

本書では、斜面の全面に亀裂が発達している場合や、斜面表層が強風化岩や崖錘堆積物などの固結度の低い地層で構成されている場合など、抜け落ち部位（落石の発生範囲）の推定が困難な斜面状況に対して、落石予防工に分類される「ロックボルト併用吹付工」の適用を検討する。同工法は、地山に補強材を挿入する「ロックボルト工」によって落石の発生を抑止し、併せて斜面の表面を被覆する「コンクリート吹付工」あるいは「モルタル吹付工」によって地表面の侵食と風化を抑制する複合工法である。

ロックボルト併用吹付工の設計検討に当たっては、下図に示すように、推定される最大の落石規模を設定し、同落石の発生を抑止するために必要とされるロックボルト工の仕様と形状を決定する。その後、同ロックボルト工の設計引張り力に対して、コンクリート吹付工の構造を照査する。

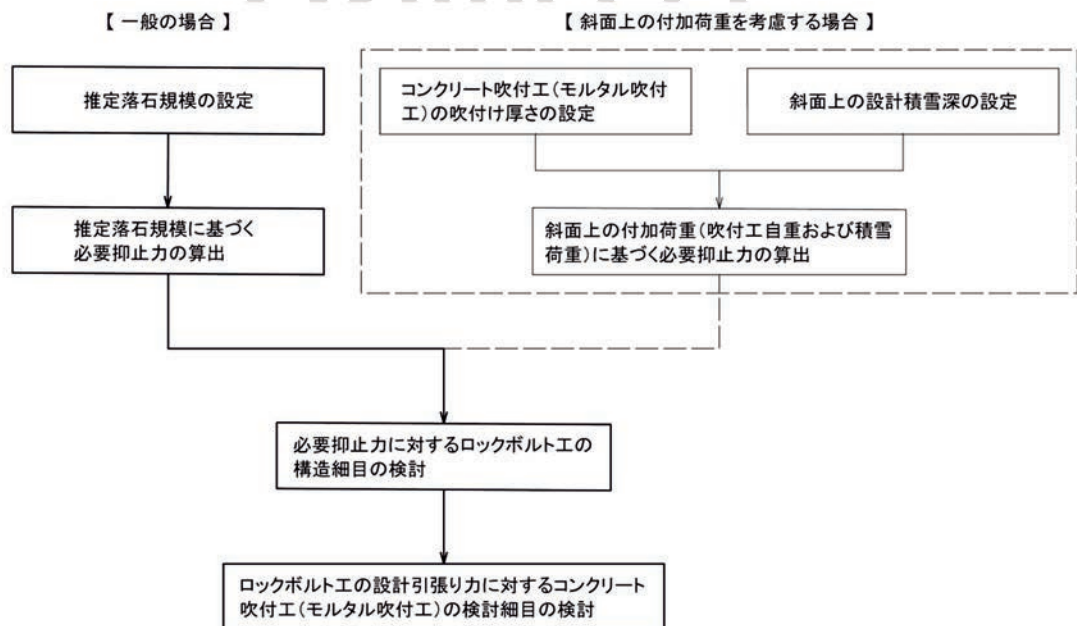


図-1.1.1 ロックボルト併用吹付工の検討フロー

1.1.2 準拠資料

本書では、ロックボルト併用吹付工の設計検討に当たって、以下の資料を準用する。

ロックボルト工の設計検討に当たっては、資料(1)pp. 342～348 に示される「ロックボルト併用吹付工」の設計計算例を準用する。ただし、同資料中に示される「道路土工のり面工・斜面安定工指針；公益社団法人 日本道路協会，平成11年3月」が既に改訂を受け、新たに資料(2)として刊行されていることから、ロックボルト工の具体的な計算方法については、資料(2)pp. 296～300 を準用し、ロックボルト工の構造細目については、資料(3)を準用する。対象斜面の付加荷重（吹付工の自重および積雪荷重）を考慮する場合については、資料(4)p. 1-4-30 の現場吹付のり枠工における付加荷重の考慮の方法を準用する。

コンクリート吹付工（モルタル吹付工）の設計検討に当たっては、ロックボルト工の場合と同様に、資料(1)pp. 342～348 に示される「ロックボルト併用吹付工」の設計計算例を準用する。コンクリート吹付工の構造細目については、同種工法の許容応力度設計手法に係わるオーソライズ資料として、資料(5)および資料(6)を準用する。

【準用資料一覧】

- (1) 落石対策便覧；公益社団法人 日本道路協会，平成12年6月
- (2) 道路土工一切土工・斜面安定工指針；公益社団法人 日本道路協会，平成21年6月
- (3) 切土補強土工法設計・施工要領；東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社，平成19年1月
- (4) 北海道開発局 道路設計要領 第一集 道路；国土交通省 北海道開発局，平成29年4月
- (5) 2002年制定 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕；公益社団法人 土木学会，平成14年3月
- (6) コンクリートライブラリー122 吹付けコンクリート指針(案)〔のり面編〕；公益社団法人 土木学会，平成17年7月

§ 1.2 必要抑止力の算出

1.2.1 推定落石規模の設定

推定される最大の落石規模を設定し、単位幅 1.0m 当たりの抜け落ち部位（落石）の重量を算出する。併せて、必要抑止力を算出するための各種条件を設定する。

・落石の形状 斜面角度 : $\theta = 55.0^\circ$ (すべり面の角度)

斜面長さ : $L_r = 10.5 \text{ m}$ (すべり面の長さ)

平均厚さ : $t_r = 1.0 \text{ m}$ (平均厚さ)

幅 : $B_r = 4.5 \text{ m}$

・落石の単位体積重量 : $\gamma_r = 23.0 \text{ kN/m}^3$

・単位幅当たりの落石重量 : $W_r = V_r \times t_r \times \gamma_r$

$$= 10.5 \times 1.0 \times 23.0 = 241.50 \text{ kN/m}$$

・すべり面の内部摩擦角 : $\phi = 35.0^\circ$

・現状安全率 : $F_{so} = 0.00$ (すべり面のせん断抵抗を考慮しない)

・計画安全率 : $F_{sp} = 1.20$

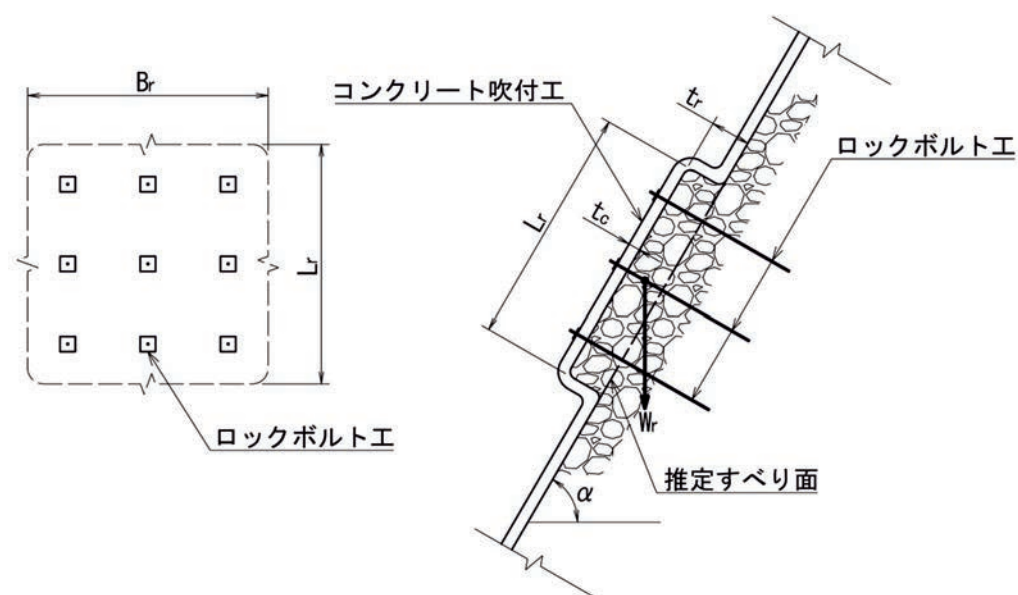


図-1.2.1 落石規模の考え方（二次元モデル）

1.2.2 推定落石規模に基づく必要抑止力の算出

直線すべり面における極限平衡法に則った安全率式は、次式で定義される。同式に従って、推定落石規模に基づく単位幅 1.0m 当たりの必要抑止力を算出する。

・現状安全率

$$F_{so} = \frac{c \times L_r + W_r \times \cos \theta \times \tan \phi}{W_r \times \sin \theta}$$

・計画安全率

$$F_{sp} = \frac{(c \times L_r + W_r \times \cos \theta \times \tan \phi) + P_r}{(W_r \times \sin \theta)} = F_{so} + \frac{P_r}{W_r \times \sin \theta}$$

ここに、 P_r : 直線すべり面における単位幅 1.0m 当たりの必要抑止力 (kN/m)

現状の安全率を既知と仮定し、現状安全率から計画安全率への安全率の増分を必要抑止力と捉えた場合、推定落石規模に対する単位幅 1.0m 当たりの必要抑止力は、次式で求めることができる。

・必要抑止力

$$\begin{aligned} P_{rr} &= (F_{sp} - F_{so}) \times (W_r \times \sin \theta) \\ &= (1.20 - 0.00) \times (241.50 \times \sin 55.0) = 237.39 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ここに、 P_{rr} : 推定落石規模に対する単位幅 1.0m 当たりの必要抑止力 (kN/m)

1.2.3 コンクリート吹付工の自重に基づく必要抑止力

コンクリート吹付工（モルタル吹付工）の自重を斜面に作用する付加荷重と捉え、同荷重に対する単位幅 1.0m 当たりの必要抑止力を算出する。

(1) 設計条件

- ・吹付厚さ : $t_c = 15 \text{ cm} = 0.15 \text{ m}$
- ・材質 : モルタル
- ・配筋構造 : 鉄筋構造
- ・単位体積重量 : $\gamma_c = 23.0 \text{ kN/m}^3$
- ・単位幅当たりの重量 : $W_c = L_T \times t_c \times \gamma_c$

$$= 10.5 \times 0.15 \times 23.0 = 36.23 \text{ kN/m}$$

表-1.2.1 コンクリート（モルタル）の単位体積重量

構造・材質	コンクリート	モルタル
鉄筋構造	24.0	23.0
無筋構造	22.5	21.0

(単位 : kN/m^3)

「道路設計要領 第一集 道路；国土交通省 北海道開発局，平成29年4月，p.1-4-32」より要旨を抜粋

(2) 必要抑止力

落石規模に対する必要抑止力の算出方法と同様に、現状安全率を既知と仮定し、現状安全率から計画安全率への安全率の増分を必要抑止力と捉え、コンクリート吹付工（モルタル吹付工）の自重に対する必要抑止力を次式で算出する。

・必要抑止力

$$\begin{aligned}
 P_{rc} &= (F_{sp} - F_{so}) \times (W_c \times \sin \theta) \\
 &= (1.20 - 0.00) \times (36.23 \times \sin 55.0) \\
 &= 35.61 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

ここに、 P_{rc} : コンクリート吹付工（モルタル吹付工）の自重に対する単位幅 1.0m 当たりの必要抑止力 (kN/m)

1.2.4 積雪荷重に基づく必要抑止力

積雪荷重を斜面に作用する付加荷重と捉え、同荷重に対する単位幅 1.0m 当たりの必要抑止力を算出する。

(1) 設計条件

- ・30年確率最大積雪深 : $h_{30} = 1.0 \text{ m}$
- ・積雪深の補正係数 : $k_s = 0.5$ ($\because \theta = 55.0^\circ \Rightarrow$ 勾配 1: 0.7)
- ・設計積雪深 : $h_s = h_{30} \times k_s = 1.0 \times 0.5 = 0.5 \text{ m}$
- ・単位体積重量 : $\gamma_s = 3.5 \text{ kN/m}^3$
- ・単位幅当たりの重量 : $W_s = L_r \times \cos \theta \times h_s \times \gamma_s$

$$= 10.5 \times \cos 55.0^\circ \times 0.50 \times 3.5 = 10.54 \text{ kN/m}$$

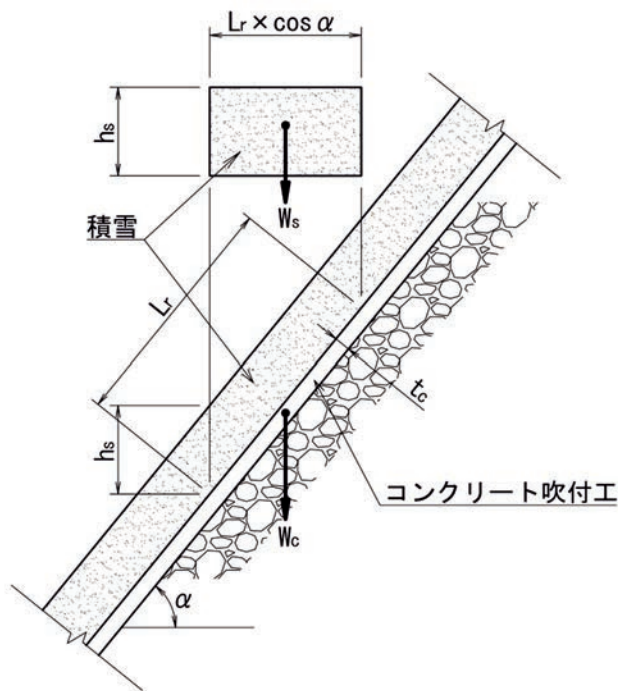


図-1.2.2 斜面に作用する積雪重量の考え方（二次元モデル）

設計積雪深は、30 年確率最大積雪深と斜面勾配に基づく補正係数から決定する。

積雪の単位体積重量は、30 年確率最大積雪深が 4.0m までは、 3.5 kN/m^3 とする。

「道路設計要領 第一集 道路；国土交通省 北海道開発局，平成29年4月，p. 1-4-32」より抜粋・要約

表-1.2.2 斜面勾配と積雪深の補正係数との関係

斜面勾配 1:n	設計積雪深 h_s	補正係数 k_s
1:0.6 未満の急勾配	積雪を考慮しない	0.0
1:0.6 以上 ~ 1:1.0 未満	30年確率積雪深の 1/2	0.5
1:1.0 以上の緩勾配	30年確率積雪深	1.0

「道路設計要領 第一集 道路；国土交通省 北海道開発局，平成29年4月，p.1-4-31」より要旨を抜粋

(2) 必要抑止力

落石規模に対する必要抑止力の算出方法と同様に，現状安全率を既知と仮定し，現状安全率から計画安全率への安全率の増分を必要抑止力と捉え，積雪荷重に対する必要抑止力を次式で算出する。

・必要抑止力

$$\begin{aligned}
 P_{rs} &= (F_{sp} - F_{so}) \times (W_s \times \sin \theta) \\
 &= (1.20 - 0.00) \times (10.54 \times \sin 55.0) \\
 &= 10.36 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

ここに， P_{rs} ： 積雪荷重に対する単位幅 1.0m 当りの必要抑止力 (kN/m)

§ 1.3 ロックボルト工の設計計算

1.3.1 設計条件

ロックボルト工の設計条件を以下に示す。また、各種設計条件の設定に際して準用した資料の抜粋ないしは要約を併記する。

(1) 打設間隔

ロックボルト工の打設間隔は、[資料-3 p. 35] に準拠し、以下のとおりとする。

- ・打設配置形式 : 正方配置 (吹付工の補強鉄筋との干渉を回避)
- ・水平方向打設間隔 : $\ell_h = 1.500 \text{ m}$
- ・斜面長方向打設間隔 : $\ell_r = 1.500 \text{ m}$

補強材は、補強効果が十分に発揮できるように、適切な間隔で配置しなければならない。一般的に、補強材打設間隔は 1.0～1.5m 程度とする。

(中略)

十分な付着力のとれる岩に定着し、かつ高剛性なおり面工を施す場合には、2.0m まで飛ばしてもよいが、一般的には 1本/2.0m² 程度の間隔が適当である。

また、のり面工の制約を受けない場合には、千鳥に配置するのが望ましい。

「切土補強土工法設計・施工要領；日本高速道路株式会社，平成19年1月，p. 35」より抜粋・要約

(2) 打設角度

ロックボルト工の打設角度は、[資料-3 p. 36] に準拠し、以下のとおりとする。

- ・打設角度 : $\alpha = 25.0^\circ$ (cf. 斜面の角度 $\theta = 55.0^\circ$)

補強材の打設角度は、一般にのり面勾配が急な場合は、概ねのり面に対して直角方向でよい。ただし、のり面勾配が緩い場合や、粘性土地盤の場合は、十分な補強効果を得るために、打設角度を小さくとるほうがよい。

「切土補強土工法設計・施工要領；日本高速道路株式会社，平成19年1月，p. 36」より抜粋・要約

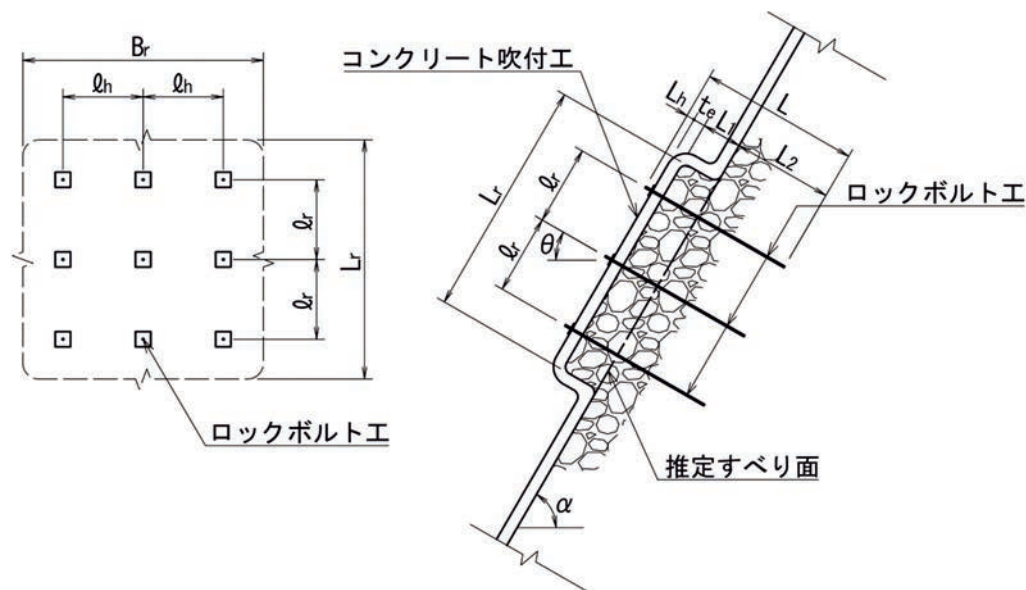


図-1.3.1 ロックボルト工の配置の考え方（二次元モデル）

(3) 補強材の長さ

補強材の長さについては，〔資料-3 p. 37〕 および〔資料-4 p. 1-4-39〕 に準拠する。

・補強材長 $L = 2.0\text{m} \sim 5.0\text{m}$

補強材長さは，施工性および経済性を十分に検討の上決定しなければならない。一般的に，補強材長さは 2.0～5.0m とする。

（中略）

なお，補強材長さは施工性等から 50cm ラウンドとする。

「切土補強土工法設計・施工要領；日本高速道路株式会社，平成19年1月，p. 37」より抜粋・要約

ロックボルトの最低定着長は，1.0m 以上とする。

（中略）

ロックボルトの長さは最低 2.0m 以上，5.0m 以下（頭部余長含む）を標準とする。

「平成29年度 道路設計要領 第一集 道路；北海道開発局，平成29年4月，p. 1-4. 39」より抜粋・要約

(4) 補強材

ロックボルト工の補強材は，〔資料-3 p.52〕に準拠し，異形棒鋼（JIS G 3112 SD345）呼び径 D19 以上，もしくはそれと同等以上の性能を有する材料とする。また，補強材径については，〔資料-3 p.39〕に準拠し，所定の腐食代を考慮する。

- ・補強材の種類 : 異形棒鋼 SD345 D25
- ・補強材の腐食代 : $d_e = 1.0 \text{ mm}$ （補強材の公称直径に対する腐食代）
- ・設計補強材径 : $d_s = \text{補強材の公称直径} - d_e$
 $= 25.4 - 1.0 = 24.4 \text{ mm}$
- ・補強材断面積 : $A_s = d_s^2 \times \pi / 4 = 24.4^2 \times \pi / 4 = 467.5 \text{ mm}^2$
- ・補強材断面周長 : $U_s = d_s \times \pi = 24.4 \times \pi = 76.6 \text{ mm}$

表-1.3.1 異形棒鋼の単位質量および寸法

呼び径	単位質量 (kg/m)	公称寸法			腐食代を考慮した寸法 (直径＝公称直径－1.0mm)		
		直径 (mm)	断面積 (mm ²)	断面周長 (mm)	直径 (mm)	断面積 (mm ²)	断面周長 (mm)
D19	2.25	19.1	286.5	60.0	18.1	257.3	56.8
D22	3.04	22.2	387.1	70.0	21.2	352.9	66.6
D25	3.98	25.4	506.7	80.0	24.4	467.5	76.6
D29	5.04	28.6	642.4	90.0	27.6	598.2	86.7

「JIG G 3112 : 2010 鉄筋コンクリート用棒鋼；日本工業標準調査会，平成22年」より要旨を抜粋

異形棒鋼およびそれと同等以上の性能を有する材料を用いるものとする。

（中略）

補強材の径は補強材力から求めるが，施工時のたわみや，（中略）削孔機で削孔できる径を考慮して，D19 以上となるようにする。

「切土補強土工法設計・施工要領；日本高速道路株式会社，平成19年1月，p.52」より抜粋・要約

永久目的で使用する場合は腐食代 1.0mm を鉄筋公称直径に対して考慮する。

補強材径 = 鉄筋公称径 - 1.0mm

「切土補強土工法設計・施工要領；日本高速道路株式会社，平成19年1月，p.39」より抜粋・要約

(5) 削孔径

削孔径（直径）は，〔資料-3 p.58〕に準拠し，以下のとおりとする。

$$\bullet \text{ 削孔径} : d_b \geq (\text{補強材の公称直径} + 20\text{mm})$$

$$d_b = 50.0 \text{ mm} \geq 25.4 + 20 = 45.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{【OK】}$$

補強材の保護は，補強材に亜鉛メッキ処理を施し，かぶりを片側 10mm 以上確保するため，2.5m 以下の間隔でスペーサーを設置するものとする。

「切土補強土工法設計・施工要領；日本高速道路株式会社，平成19年1月，p.58」より抜粋・要約

(6) 補強材の許容引張り応力度

補強材の許容引張り応力度は，〔資料-3 p.31〕あるいは〔資料-5 p.246〕に準拠し，以下の値とする。

$$\bullet \text{ 補強材の許容引張りり応力度} : \sigma_{sa} = 200 \text{ N/mm}^2$$

永久の場合の補強材の許容引張り応力度は，表4.4.2 とする。

表4.4.2 補強材の許容引張り応力度 (N/mm ²)	
補強材の種類	SD345
許容引張り応力度	200

「切土補強土工法設計・施工要領；日本高速道路株式会社，平成19年1月，p.31」より抜粋・要約

引張り鉄筋の許容引張り応力度 σ_{sa} (N/mm ²)		
鉄筋の種類	SD295 A, B	SD345
(a) 一般の場合の引張り引張り応力度	176	196
(b) 疲労強度より定まる許容引張り応力度	157	176
(c) 降伏強度より定まる許容引張り応力度	176	196

「2002年制定 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕；土木学会，平成14年3月，p.246」より抜粋・要約

(7) 補強材と注入材との間の許容付着応力度

補強材と注入材との間の許容付着応力度については，〔資料-2 p. 300〕に準拠し，注入材の設計基準強度に基づく下表の規定値を採用する。

- ・注入材の設計基準強度 $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$
- ・補強材と注入材との間の許容付着応力度 $\tau_{oa} = 1.6 \text{ N/mm}^2$

参表8-20 注入材と異形鉄筋の許容付着応力度 (N/mm²)

注入材の設計基準強度	18	24	30	40以上
許容付着応力度	1.4	1.6	1.8	2.0

「道路土工一切土工・斜面安定工指針；(公社)日本道路協会，平成21年6月，p. 300」より抜粋

(8) 注入材と地盤との間の極限周面摩擦抵抗

注入材と地盤との間の極限周面摩擦抵抗については，〔資料-2 p. 299〕に準拠し，不動地山の地質分類に基づく下表の推定値を採用する。

- ・不動地山の地質分類 $\text{岩盤} \ni \text{軟岩}$
- ・注入材と地盤との間の極限周面摩擦抵抗 $\tau_p = 0.80 \text{ N/mm}^2$

参表8-19 極限周面摩擦抵抗の推定値

地盤の種類		極限周面摩擦抵抗	
岩盤	硬岩	1.20	
	軟岩	0.80	
	風化岩	0.48	
	土丹	0.48	
砂礫	N値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.20
		40	0.28
		50	0.36
砂	N値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.18
		40	0.23
		50	0.24
粘性土		$0.8 \times c$	

(単位：N/mm²，c：粘着力)

「道路土工一切土工・斜面安定工指針；(公社)日本道路協会，平成21年6月，p. 299」より抜粋

(9) 注入材と地盤との間の周面摩擦抵抗の安全率

注入材と地盤との間の周面摩擦抵抗の安全率については，〔資料-3 p.31〕に準拠し，ロックボルト工の耐久性能分類に基づく下表の規定値を採用する。

・注入材と地盤との間の周面摩擦抵抗の安全率 : $F_{sa} = 2.0$ (∵ 永久構造物)

極限周面摩擦抵抗の安全率は，永久と仮設に分けて考え，それぞれ次を基本とする。

表4.4.3 極限周面摩擦抵抗の安全率

項目	安全率
永久（長期）	$F_{sa} = 2.0$
仮設（短期）	$F_{sa} = 1.5$

「切土補強土工法設計・施工要領；日本高速道路株式会社，平成19年1月，p.31」より抜粋・要約

1.3.2 設計引張り力および許容補強材力の算出

推定落石規模の必要抑止力に基づいて、ロックボルト工の設計引張り力と許容補強材力を算出する。なお、当該設計計算においては、ロックボルト工の引抜け破壊や、補強材の破断などの不測の事態に対するリスクを、複数のロックボルト工に分散させることを重視し、必要抑止力に対して複数本のロックボルトが概ね等しく支持・抵抗するように設計計算を行う。

(1) 単位幅 1.0m 当たりの設計引張り力

ロックボルト工の補強効果として、「引き止め効果」と「締め付け効果」の両方をすべり面に抵抗する力と見なすと、必要抑止力と設計引張り力の関係は、次式で表すことができる。

$$P_r = T_m \times \cos \beta + T_m \times \sin \beta \times \tan \phi$$

ここに、 P_r : 単位幅 1.0m 当たりの必要抑止力 (kN/m)

$$P_r = P_{rr} + P_{rc} + P_{rs} = 237.39 + 35.61 + 10.36 = 283.36 \text{ kN/m}$$

T_m : 単位幅 1.0m 当たりのロックボルト工の設計引張り力 (kN/m)

β : ロックボルト工の打設方向とすべり面のなす角度 (°)

$$\beta = \theta + \alpha = 55.0 + 25.0 = 80.0^\circ$$

上式を設計引張り力について解く。

$$\begin{aligned} T_m &= \frac{P_r}{\cos \beta + \sin \beta \times \tan \phi} \\ &= \frac{283.36}{\cos 80.0 + \sin 80.0 \times \tan 35.0} = 328.26 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

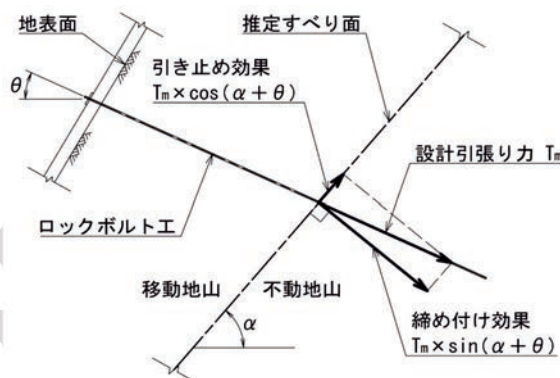


図-1.3.2 ロックボルト工の補強効果の考え方

(2) ロックボルト 1本 当たりの設計引張り力

当該設計計算では、設計引張り力 T_m を複数本のロックボルトに等しく分担させる。そのため、ロックボルト 1本 当たりの設計引張り力については、ロックボルトの水平方向打設間隔と鉛直方向打設段数に基づいて、次式で算出する。

$$T_d = \frac{T_m \times \ell_h}{n_r} = \frac{328.26 \times 1.500}{8} = 61.55 \text{ kN/本}$$

ここに、 T_d : ロックボルト 1本 当たりの設計引張り力 (kN/本)

n_r : 水平方向打設間隔 ℓ_h 当たりのロックボルト工の段数 (本)

$$n_r = \frac{L_r}{\ell_r} + 1 = \frac{10.50}{1.500} + 1 \doteq 8.0 \text{ 本} \rightarrow 8 \text{ 本}$$

(3) ロックボルト 1本 当たりの許容補強材力

ロックボルト各部の構造計算に用いるロックボルト 1本 当たりの許容補強材力は、[資料-3 p.27] および [資料-3 p.41] に準拠し、次式により算出する。

$$T_{pa} = \frac{T_d}{\lambda} = \frac{61.55}{0.7} = 87.93 \text{ kN/本}$$

ここに、 T_{pa} : ロックボルト 1本 当たりの許容補強材力 (kN/本)

λ : 補強材の引張り力の低減係数 (= 0.7)

許容補強材力 T_{pa} は、補強材の許容引張り力や許容引抜き力から決まる値である。しかし、本工法の場合、補強材の引張り力は地山が変形して初めて発生するものであり、地山と補強材の変形の相互作用に依存する。したがって、実際に補強材に発生する引張り力 T は、必ずしも許容値である T_{pa} とはならない場合がある。そこで本指針では、低減係数 λ を新たに導入し、設計引張り力 T_d を $T_d = \lambda T_{pa}$ で表現するものとした。

「切土補強土工法設計・施工要領；日本高速道路株式会社，平成19年1月，p.27」より抜粋・要約

ここに、 λ : 補強材の引張り力の低減係数 (=0.7)

「切土補強土工法設計・施工要領；日本高速道路株式会社，平成19年1月，p.41」より抜粋・要約

1.3.3 許容補強材力に基づくロックボルト各部の構造計算

前節で算出した許容補強材力 T_{pa} とロックボルト各部の許容引張り耐力との関係に基づいて、ロックボルトの構造を決定する。

(1) 許容補強材力と許容引張り耐力の関係

ロックボルト 1本 当りの許容補強材力と、ロックボルト各部の引張り耐力（移動土塊から受ける許容引抜き抵抗、不動地山から受ける許容引抜き抵抗、および補強材の許容引張り力）の関係は、次式で表すことができる。

$$T_{pa} = \min[T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}]$$

ここに、 T_{pa} : ロックボルト1本当りの許容引張り耐力 (kN/本)

T_{1pa} : 移動土塊から受ける許容引抜き抵抗 (kN/本)

T_{2pa} : 不動地山から受ける許容引抜き抵抗 (kN/本)

T_{sa} : 補強材の許容引張り力 (kN/本)

上式を成立させるためには、必要条件として、許容補強材力と各種許容引張り耐力とのそれぞれの関係性について、以下の3式の関係を満たす必要がある。

$$T_{pa} \leq T_{lpa} \quad \text{[關係式-1]}$$

$$T_{pa} \leq T_{2pa} \quad \text{[關係式-2]}$$

$$T_{pa} \leq T_{sa} \quad \text{[関係式-3]}$$

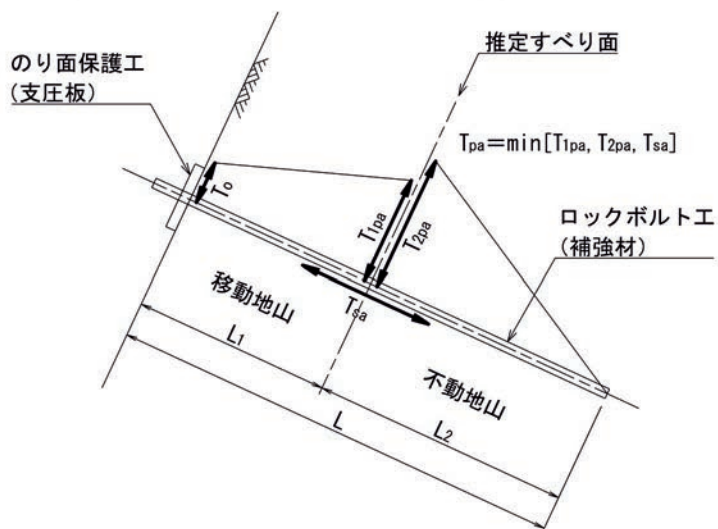


図-1.3.3 補強材の許容引張り耐力の考え方

(2) 移動土塊内の有効定着長

前節で示した〔関係式-1〕に基づき、ロックボルトの移動土塊内の有効定着長を次式により算定する。

$$T_{pa} \leq T_{1pa} = \frac{1}{1-\mu} \times L_1 \times t_{1a}$$

ここに、 μ : のり面工係数（〔資料-2 p. 50〕を参照）

L_1 : 移動土塊内の有効定着長（m）

t_{1a} : 移動土塊内の許容付着強度（kN/m）

ただし、当該設計計算においては、のり面工として、鉄筋補強されたコンクリート吹付工を施設し、同吹付工をロックボルト工の反力とすることを前提とする。そのため、ロックボルトが移動土塊から受ける許容引抜き抵抗 T_{1pa} および移動土塊内の有効定着長 L_1 については、検討を行わないこととする。

(3) 不動地山内の有効定着長

〔関係式-2〕に基づき、ロックボルトの不動地山内における有効定着長を次式により算定する。

$$T_{pa} \leq T_{1pa}$$

$$T_{1pa} = L_2 \times t_{2a}$$

$$= L_2 \times \min[t_{pa}, t_{ca}]$$

上式を L_2 について整理すると、

$$L_2 \geq \frac{T_{pa}}{\min[t_{pa}, t_{ca}]}$$

$$\geq \frac{87.93}{\min[62.83, 122.56]}$$

$$\geq 1.40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L_2 \geq 1.4 \text{ m}$$

($\because L_2 \geq 1.0\text{m}$ かつ 0.1m 単位で切上げ)

ここに、 L_2 : 不動地山内の有効定着長（m）

t_{2a} : 不動地山内の許容付着強度（kN/m）

$$t_{2a} = \min[t_{2pa}, t_{2ca}]$$

t_{2pa} : 不動地山と注入材の許容付着強度 (kN/m)

$$\begin{aligned} t_{2pa} &= (d_b \times \pi \times \tau_p) / F_{sa} \\ &= (50.0 \times \pi \times 0.80) / 2.0 \\ &= 62.83 \text{ N/mm} = 62.83 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

t_{2ca} : 注入材と補強材の許容付着強度 (kN/m)

$$\begin{aligned} t_{2ca} &= U_s \times \tau_{oa} \\ &= 76.6 \times 1.6 \\ &= 122.56 \text{ N/mm} = 122.56 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

(4) 補強材の引張り応力度

[関係式-3] に基づき、選定した補強材の引張り応力度を照査する。

$$T_{pa} \leq T_{sa}$$

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \times A_s$$

上式を A_s について整理すると、

$$\begin{aligned} \sigma_s &\geq \frac{T_{pa}}{A_s} \\ &\geq \frac{87.93 \times 10^3}{467.5} \end{aligned}$$

$$\geq 188.1 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{sa} = 200 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{【OK】}$$

ここに、 σ_s : [関係式-3] 成立のために必要な引張り応力度 (N/mm²)

A_s : 腐食代を考慮した補強材の断面積 (mm²)

補強材の呼び径 D25 $\Rightarrow$ 断面積 $A_s = 467.5 \text{ mm}^2$

1.3.4 補強材長および削孔長の算出

不動地山内の有効定着長 L_2 ，移動土塊内の有効定着長 L_1 ，のり面工（コンクリート吹付工もしくはモルタル吹付工）の有効厚さ t_e ，およびロックボルト工頭部の補強材突出長 L_h を考慮し，ロックボルト工の補強材長 L と削孔長 L_b を算出する。

表-1.3.2 ロックボルト工の補強材長および削孔長

ボルト工の段数 n_r	補強材の頭部突出長 L_h (m)	のり面工の有効厚さ t_e (m)	移動土塊内の補強材長 L_1 (m)	不動地山内の補強材長 L_2 (m)	補強材長 L (m)	削孔長 L_b (m)
1	0.10	0.15	2.80	1.45	4.5	4.3
2	0.10	0.15	2.70	1.55	4.5	4.3
3	0.10	0.15	2.60	1.65	4.5	4.3
4	0.10	0.15	2.50	1.75	4.5	4.3
5	0.10	0.15	2.40	1.85	4.5	4.3
6	0.10	0.15	2.30	1.45	4.0	3.8
7	0.10	0.15	2.20	1.55	4.0	3.8
8	0.10	0.15	2.10	1.65	4.0	3.8
9						
10						
11						
12						

ここに，

- ・ボルト工の段数 : $n_r = 8$ 段
- ・補強材の頭部突出長 : $L_h = 0.10$ m (全段において共通)
- ・のり面工の有効厚さ : $t_e = 0.15$ m (全段において共通)
- ・移動土塊内の有効定着長 : $L_1 =$ 標準断面図などに基づいて別途に設定
- ・不動地山内の有効定着長 : $L_2 \geq 1.40$ m
- ・補強材長（全長） : $L = L_h + t_e + L_1 + L_2$ (0.5m単位で繰上げ)
- ・削孔長 : $L_b = L_1 + L_2$ (0.1m単位で繰上げ)

上記の表を，各補強材長（ないしは削孔長）におけるロックボルト本数について整理し直し，次表に示す。なお，削孔長 $L_b > 5.0$ m の場合，および削孔径 $d_b > 65$ mm の場合については，工事費の積算において，「土木工事市場単価」の適用範囲外となるので，留意されたし。

表-1.3.3 ロックボルト工段数の補強材長別度数分布

補強材長 L (m)	削孔長 L_b (m)	ロックボルト工の 段数 (段)
2.0	1.8	
2.5	2.3	
3.0	2.8	
3.5	3.3	
4.0	3.8	3
4.5	4.3	5
5.0	4.8	
5.5	5.3	
6.0	5.8	
6.5	6.3	
7.0	6.8	
全段数		8

※) 削孔長 $L_b > 5.0\text{m}$ については、土木工事市場単価の適用範囲外です。
 ※) 削孔径 $d_b > 65\text{mm}$ については、土木工事市場単価の適用範囲外です。

§ 1.4 コンクリート吹付工の設計計算

1.4.1 設計条件

コンクリート吹付工の設計条件を以下に示す。また、各種設計条件の設定に際して準用した資料の抜粋ないしは要約を併記する。

(1) ロックボルト工

- ・補強材の設計引張り力 : $T_d = 61.55 \text{ kN/本}$
- ・水平方向打設間隔 : $\ell_h = 1.500 \text{ m} = 1500 \text{ mm}$
- ・鉛直方向打設間隔 : $\ell_v = 1.500 \text{ m} = 1500 \text{ mm}$
- ・支圧板の辺長 : $L_p = 150 \text{ mm}$

(2) コンクリート吹付工

- ・造成厚さ（吹付厚さ） : $t_c = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$
- ・有効厚さ（押し抜きせん断） : $t_e = 150 \text{ mm}$
- ・有効高さ（スラブ構造） : $d = 100 \text{ mm}$
- ・引張り鉄筋の種類と呼び径 : 異形棒鋼 SD345 D16
- ・引張り鉄筋の公称径 : $d_s = 15.9 \text{ mm}$
- ・引張り鉄筋の周長 : $U_s = 50 \text{ mm}$
- ・引張り鉄筋の断面積 : $A_s = 198.6 \text{ mm}^2$

表-1.4.1 異形棒鋼の公称寸法および単位質量

呼び径	公称直径 (mm)	公称周長 (mm)	公称断面積 (mm ²)	単位質量 (kg/m)
D5	5.29	17	21.98	0.173
D6	6.35	20	31.67	0.249
D8	7.94	25	49.51	0.389
D10	9.53	30	71.33	0.560
D13	12.7	40	126.7	0.995
D16	15.9	50	198.6	1.56
D19	19.1	60	286.5	2.25
D22	22.2	70	387.1	3.04
D25	25.4	80	506.7	3.98
D29	28.6	90	642.4	5.04

「JIG G 3112 : 2010 鉄筋コンクリート用棒鋼 ; 日本工業標準調査会, 平成22年」より抜粋

- ・引張り鉄筋の配筋間隔 : $p = 250 \text{ mm}$
- ・単位幅 : $b = 1.000 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$
- ・単位幅当たりの鉄筋本数 : $n_s = b/p = 1000 / 250 = 4 \text{ 本}$
- ・単位幅当たりの鉄筋断面積 : $A_{sn} = A_s \times n_s = 198.6 \times 4 = 794.4 \text{ mm}^2$
- ・単位幅当たりの鉄筋周長 : $U_{sn} = U_s \times n_s = 50 \times 4 = 200 \text{ mm}$
- ・弾性係数比 : $\eta = 15 \quad (\because \sigma_{ck} \leq 27 \text{ N/mm}^2)$
- ・鉄筋比 : $\rho = \frac{A_{sn}}{b \times d} = \frac{794.4}{1000 \times 100} = 0.007944$
- ・中立軸比 : $k = \sqrt{\{2\eta \cdot \rho + (\eta \cdot \rho)^2\}} - \eta \cdot \rho = 0.383$
 $j = 1 - k/3 = 0.872$
 $m = (1/2) \times k/\rho = 24.106$

(3) 構成材料の許容応力度

コンクリート吹付工の許容応力度については，[資料-5 p.243，同 p.246] に示される諸数値を準用する。

- ・コンクリートの設計基準強度 : $\sigma_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$
- ・コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 : $\sigma_{ca} = 7 \text{ N/mm}^2$
- ・コンクリートの許容せん断応力度 : $\tau_{ca} = 0.40 \text{ N/mm}^2$ (せん断力)
- ・コンクリートの許容せん断応力度 : $\tau_{pa} = 0.80 \text{ N/mm}^2$ (押抜きせん断)
- ・引張り鉄筋の許容付着応力度 : $\tau_{oa} = 1.4 \text{ N/mm}^2$
- ・引張り鉄筋の許容引張り応力度 : $\sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2$

(4) 鉄筋のかぶり

補強鉄筋の最小かぶりについては，資料(5)pp.119-120 に示される規定を準用する。

- ・鉄筋の基本のかぶり : $c_o = 25 \text{ mm}$ ($\because$ スラブ，一般の環境)
- ・鉄筋の最小かぶり : $c_{min} = \alpha \times c_o$
 $= 1.2 \times 25 = 30.0 \text{ mm} \geq d_s = 15.9 \text{ mm}$

基本のかぶりに基づく値と鉄筋公称径の内，大きな値を採用する。

$$c_{min} = 30.0 \text{ mm}$$

コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)					
項 目	設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)				
	18	24	30	40以上	
許容曲げ圧縮応力度	7	9	11	14	

コンクリートの許容せん断応力度 τ_{ca} (N/mm ²)					
項 目	設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)				
	18	24	30	40以上	
斜め引張り鉄筋の計算 をしない場合の τ_{a1}	はりの場合	0.40	0.45	0.50	0.55
	スラブの場合 ¹⁾	0.80	0.90	1.00	1.10
斜め引張り鉄筋の計算 をする場合の τ_{a2}	せん断力のみ の場合 ²⁾	1.80	2.00	2.20	2.40

1) 押し抜きせん断に対する値である。
2) ねじりの影響を考慮する場合にはこの値を割増してよい。

引張り鉄筋とコンクリートの許容付着応力度 τ_{oa} (N/mm ²)				
鉄筋の種類	設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)			
	18	24	30	40以上
普通丸鋼	0.7	0.8	0.9	1.0
異形鉄筋	1.4	1.6	1.8	2.0

「2002年制定 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕；土木学会，平成14年3月，p. 243」より抜粋・要約

引張り鉄筋の許容引張り応力度 σ_{sa} (N/mm ²)		
鉄筋の種類	SD295 A, B	SD345
(a) 一般の場合の引張り引張り応力度	176	196
(b) 疲労強度より定まる許容引張り応力度	157	176
(c) 降伏強度より定まる許容引張り応力度	176	196

「2002年制定 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕；土木学会，平成14年3月，p. 246」より抜粋・要約

構造物のかぶりの最小値は，次式による値，かつ鉄筋直径以上とする。

$$c_{\min} = \alpha \cdot c_o$$

ここに， $c_{\min}$ ： 最小かぶり

α ： コンクリートの設計基準強度 f'_{ck} に応じ，次の値とする。

$$\begin{aligned} f'_{ck} &\leq 18\text{N/mm}^2 & \alpha &= 1.2 \\ 18\text{N/mm}^2 &< f'_{ck} < 34\text{N/mm}^2 & \alpha &= 1.0 \\ 34\text{N/mm}^2 &\leq f'_{ck} & \alpha &= 0.8 \end{aligned}$$

c_o ： 基本のかぶり 25mm（部材種類：スラブ，環境条件：一般環境）

「2002年制定 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕；土木学会，平成14年3月，pp. 119-120」より抜粋・要約

1.4.2 断面力の算出

コンクリート吹付工に作用する断面力の算出に当たっては、資料(1)p.346 に準拠し、ロックボルト 1本 当たりの設計引張り力に起因する地盤反力が、コンクリート吹付工に等分布荷重として作用する「4辺単純支承スラブ」を仮定する。

(1) 地盤反力（等分布荷重）

$$W = T_d / (\ell_h \times \ell_v)$$

$$= 61.55 / (1.500 \times 1.500) = 27.36 \text{ kN/m}^2$$

(2) 単位幅 $b=1.0\text{m}$ 当たりの最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 0.0423 \times W \times \ell_{\min}^2$$

$$= 0.0423 \times 27.36 \times 1.50^2 = 2.604 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{ここに, } \ell_{\min} = \min[\ell_h, \ell_v] = \min[1.500, 1.500] = 1.500 \text{ m}$$

$$\ell_{\max} = \max[\ell_h, \ell_v] = \max[1.500, 1.500] = 1.500 \text{ m}$$

下表より,

$$M_{\max}/(W \times \ell_{\min}^2) = 0.0423 \quad (\because \ell_{\min}/\ell_{\max} = 1.500 / 1.500 = 1.00)$$

(3) 最大せん断力

$$S_{\max} = (1/2) \times W \times \ell_{\max}$$

$$= (1/2) \times 27.36 \times 1.500 = 20.52 \text{ kN}$$

表6-1 4辺単純支承スラブに等分布荷重が作用するときの最大曲げモーメント

$\ell_{\min}/\ell_{\max}$	$M_{\max}/(W \times \ell_{\min}^2)$	$M_{\min}/M_{\max}$	$\ell_{\min}/\ell_{\max}$	$M_{\max}/(W \times \ell_{\min}^2)$	$M_{\min}/M_{\max}$
0.40	0.1110	0.245	0.75	0.0670	0.612
0.45	0.1039	0.286	0.80	0.0615	0.684
0.50	0.0973	0.328	0.85	0.0561	0.757
0.55	0.0911	0.377	0.90	0.0511	0.831
0.60	0.0849	0.435	0.95	0.0465	0.915
0.65	0.0787	0.492	1.00	0.0423	1.000
0.70	0.0728	0.550			

「落石対策便覧；公益社団法人 日本道路協会，平成12年6月，p.346」より抜粋・要約

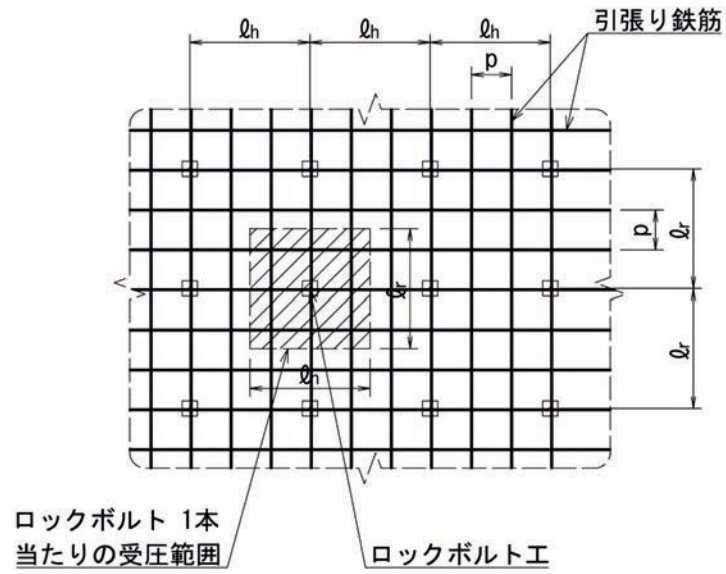


図-1.4.1 コンクリート吹付工に作用する等分布荷重の考え方（正面図）

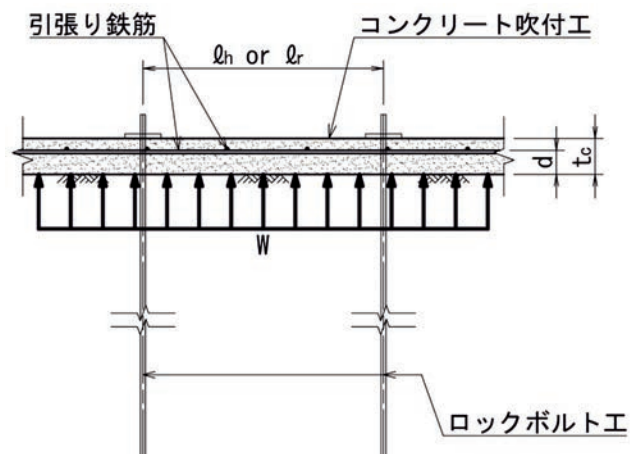


図-1.4.2 コンクリート吹付工に作用する等分布荷重の考え方（断面図）

Sample

Sample

1.4.3 応力度の照査

コンクリート吹付工に作用する断面力に基づいて、各種応力度を算出し、許容値を満たしていることを確認する。

(1) 鉄筋の引張り応力度

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M_{\max}}{A_{sn} \times j \times d} \\ &= \frac{2.604 \times 10^6}{794.4 \times 0.872 \times 100} \\ &= 37.59 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{sa} = 196 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{【OK】}\end{aligned}$$

(2) コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{\sigma_s}{m} \\ &= \frac{37.59}{24.106} \\ &= 1.56 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 7 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{【OK】}\end{aligned}$$

(3) コンクリートのせん断応力度

$$\begin{aligned}\tau_c &= \frac{S_{\max}}{b \times j \times d} \\ &= \frac{20.52 \times 10^3}{1000 \times 0.872 \times 100} \\ &= 0.24 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.40 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{【OK】}\end{aligned}$$

(4) 鉄筋とコンクリートの付着応力度

$$\begin{aligned}\tau_o &= \frac{S_{\max}}{U_{sn} \times j \times d} \\ &= \frac{20.52 \times 10^3}{200 \times 0.872 \times 100} \\ &= 1.18 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{oa} = 1.4 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{【OK】}\end{aligned}$$

1.4.4 吹付厚さの照査

コンクリート吹付工の吹付厚さについては、ロックボルト工の支圧板から地山表面までの有効厚さ t_e について、押し抜きせん断応力度が許容範囲内であることを確認する。また、引張り鉄筋のかぶり c_s についても、最小かぶり c_{min} 以上であることを確認する。

(1) 有効厚さの照査

コンクリート吹付工の有効厚さ t_e については、ロックボルト 1本 当たりの設計引張り力 T_d が支圧板を介してコンクリート吹付工に載荷されたとき、コンクリート吹付工の押し抜きせん断応力度 τ が許容範囲内であることを照査する。

$$\begin{aligned}\tau_p &= \frac{T_d}{4 \times t_e \times (t_e + L_p)} \\ &= \frac{61.6 \times 10^3}{4 \times 150 \times (150 + 150)} \\ &= 0.34 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{pa} = 0.80 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{【OK】}\end{aligned}$$

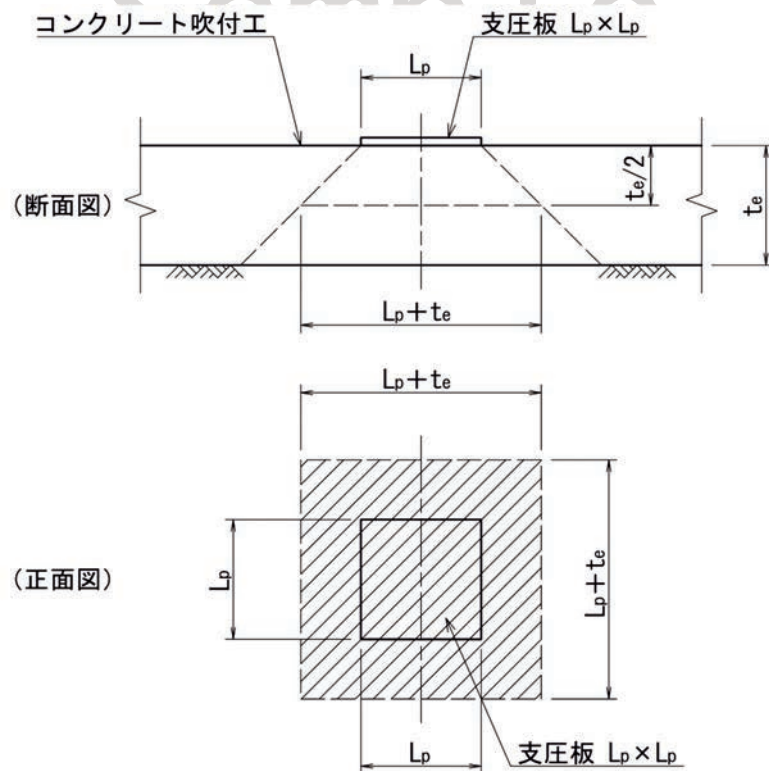


図-1.4.3 コンクリート吹付工の有効高さとはロックボルト工の支圧板の関係

「落石対策便覧；公益社団法人 日本道路協会，平成12年6月，p. 345」より抜粋・要約

(2) 鉄筋かぶりの照査

引張り鉄筋のかぶり c_s については、吹付コンクリートの設計基準強度に基づく最小かぶり c_{min} 以上であることを照査する。なお、引張り鉄筋が水平方向と斜面長方向の2方向に配筋されることを踏まえ、鉄筋交差部の鉄筋径として、公称鉄筋径×2倍 を考慮する。

$$\begin{aligned}
 c_s &= t_c - \left(d + \frac{2 \times d_s}{2} \right) \\
 &= 150 - \left(100 + \frac{2 \times 15.9}{2} \right) \\
 &= 34.1 \text{ mm} \geq c_{min} = 30.0 \text{ mm} \Rightarrow \text{【OK】}
 \end{aligned}$$