

支圧板選定表(1)

補強鉄筋間隔 1.5m

設計張力	許容支持力 $q_a=100\text{kN/m}^2 (=10\text{t/m}^2)$			許容支持力 $q_a=200\text{kN/m}^2 (=20\text{t/m}^2)$		
Pa(kN/本)	独立支圧板	独立支圧板+ジョイント工	吹付砕工	独立支圧板	独立支圧板+ジョイント工	吹付砕工
200.0						
					190 800角 × 300-D13 + B=0.3m 50,410円/基 (22,400円/m <sup>2</sup> )	
					158	800角 × 300-D10+B=0.3m 49,810円/基 (22,140円/m <sup>2</sup> )
		800角 × 300-D10+B=0.3m 49,810円/基 (22,140円/m <sup>2</sup> )		130	139	
				支圧板800角 × 200-D13 29,010円/基 (12,893円/m <sup>2</sup> )	支圧板800角 × 200-D13 + ジョイント(梁巾B=0.2m) 41,436円/基 (18,420円/m <sup>2</sup> )	118
100.0		95 83	81	93		300 × 300(1500 × 1500)  (17,270円/m <sup>2</sup> )
		支圧板800角 × 200-D10 + ジョイント(梁巾B=0.2m) 40,863円/基 (18,150円/m <sup>2</sup> )	300 × 300(1500 × 1500)  (17,270円/m <sup>2</sup> )	支圧板800角 × 200-D10 28,411円/基 (12,627円/m <sup>2</sup> )		
	65		39.8			39.8
	独立支圧板800角 × 200-D10 28,411円/基 (12,627円/m <sup>2</sup> )		200 × 200(1500 × 1500)  (12,310円/m <sup>2</sup> )			200 × 200(1500 × 1500)  (12,310円/m <sup>2</sup> )
0.0						
(備考) 接地面積	0.8 × 0.8 = 0.64m <sup>2</sup>	300 × 300 × 1500 × 1500 A <sub>1</sub> =1.060m <sup>2</sup> 200 × 200 × 1500 × 1500 A <sub>2</sub> =1.12m <sup>2</sup>	300 × 300 × 1500 × 1500 A <sub>3</sub> =0.810m <sup>2</sup> 200 × 200 × 1500 × 1500 A <sub>2</sub> =0.560m <sup>2</sup>	注) 独立板の配置の仕方により単価の増減がある。		



支圧板選定表(3)

補強鉄筋間隔 2.0m

設計張力	許容支持力 $q_a=100\text{kN/m}^2 (=10\text{t/m}^2)$			許容支持力 $q_a=200\text{kN/m}^2 (=20\text{t/m}^2)$		
Pa(kN/本)	独立支圧板	独立支圧板+ジョイント工	吹付砕工	独立支圧板	独立支圧板+ジョイント工	吹付砕工
200.0		<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;">                     800角 × 300-D10+B=0.3m                      58,394円/基                      (14,600円/m<sup>2</sup>)                 </div>		<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;">                     800角 × 300-D10+B=0.3m                      58,394円/基                      (14,600円/m<sup>2</sup>)                 </div>	201 800角 × 300-D10+B=0.3m 58,994円/基 (14,750円/m <sup>2</sup> )	
		136			158	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;">                     800角 × 200-D13+B=0.2m                      47,168円/基                      (11,790円/m<sup>2</sup>)                 </div>
		112		130	139	
100.0	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;">                     800角 × 200-D13+B=0.2m                      47,168円/基                      (11,790円/m<sup>2</sup>)                 </div>	93	91	支圧板800角 × 200-D13 29,010円/基 (7,250円/m <sup>2</sup> )	支圧板800角 × 200-D10 + ジョイント(梁巾B=0.2m) 46,568円/基 (11,640円/m <sup>2</sup> )	91
	65	支圧板800角 × 200-D10 + ジョイント(梁巾B=0.2m) 46,568円/基 (11,640円/m <sup>2</sup> )	300 × 300 × 2000 × 2000 (13,460円/m <sup>2</sup> )			300 × 300 × 2000 × 2000 (13,460円/m <sup>2</sup> )
	800角 × 200-D10 28,411円/基 (7,103円/m <sup>2</sup> )		30.4			30.4
			200 × 200 × 2000 × 2000 (9,370円/m <sup>2</sup> )			200 × 200 × 2000 × 2000 (9,370円/m <sup>2</sup> )
0.0						
(備考) 接地面積	0.8 × 0.8 = 0.64m <sup>2</sup>	300 × 300 × 2000 × 2000 A <sub>1</sub> =1.360m <sup>2</sup> 200 × 200 × 2000 × 2000 A <sub>2</sub> =1.120m <sup>2</sup>	300 × 300 × 2000 × 2000 A <sub>3</sub> =1.11m <sup>2</sup> 200 × 200 × 2000 × 2000 A <sub>2</sub> =0.76m <sup>2</sup>			

支圧板選定表(4)

補強鉄筋間隔 2.0m

設計張力	許容支持力 $q_a=300\text{kN/m}^2 (=30\text{t/m}^2)$			許容支持力 $q_a=400\text{kN/m}^2 (=40\text{t/m}^2)$		
Pa(kN/本)	独立支圧板	独立支圧板+ジョイント工	吹付砕工	独立支圧板	独立支圧板+ジョイント工	吹付砕工
200.0		<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;">                     800角 × 300-D13+B=0.3m                      58,994円/基                      (14,750円/m<sup>2</sup>)                 </div>				
192		201		201		
##	支圧板800角 × 300-D13 33,860円/基 (8,468円/m <sup>2</sup> )	800角 × 300-D10+B=0.3m 58,394円/基 (14,600円/m <sup>2</sup> )		800角 × 300-D13 33,860円/基 (8,465円/m <sup>2</sup> )		
##		<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;">                     800角 × 300-D10                      33,260円/基                      (8,315円/m<sup>2</sup>)                 </div>		158	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 0 auto;">                     800角 × 300-D10                      33,260円/基                      (8,315円/m<sup>2</sup>)                 </div>	
100.0	800角 × 200-D13 29,010円/基 (7,253円/m <sup>2</sup> )			139		
93			91	93	なし	91
	800角 × 200-D10 28,411円/基 (7,103円/m <sup>2</sup> )		300 × 300 × 2000 × 2000 (13,460円/m <sup>2</sup> )	800角 × 200-D10 28,411円/基 (7,103円/m <sup>2</sup> )		300 × 300 × 2000 × 2000 (13,460円/m <sup>2</sup> )
			30.4			30.4
			200 × 200 × 2000 × 2000 (9,370円/m <sup>2</sup> )			200 × 200 × 2000 × 2000 (9,370円/m <sup>2</sup> )
0.0						

## 参考資料 - 2

出典：切土補強土工法設計・施工要領 平成 10 年 10 月 JH 日本道路公団 P40

### 4.5 補強材の配置計画

#### 4.5.1 補強材の配置間隔

補強材には、補強効果が十分に発揮できるように、適切な間隔では位置しなければならない。一般的に、補強剤打節間隔は 1.0～1.5m 程度とする。

#### 【解説】

設計を行う場合、一般に高い強度を有する補強材を少ない本数で施工するほうが経済的となる。しかし、あまり補強材間隔を大きくすると、中抜け等の問題を生じることがある。逆に、あまり密に配置しても補強材効果があがらないといった報告もある。

図 4.5.1 は平均間隔  $\{ [(縦方向間隔) \times (横方向間隔)]^{1/2} \}$  の実態を示したものである。補強材間隔は 1.3～1.5m つまり約 1 本 /  $2 \text{ m}^2$  が約 58% ともっとも多く、1 本 /  $1 \text{ m}^2$  ～ 1 本 /  $2 \text{ m}^2$  の間に約 87% が含まれている。しかし、補強材間隔は地山やのり面工の状況に応じて設定すべきであり 図 2.3.4 に示す崩壊形態の「傾斜地盤上の崩積土の崩落」、「流れ盤のすべり」、「岩の割れ目に沿った崩壊」など 十分な付着力のとれる岩に定着して、しかも剛なのり面工を施す場合には、2m まで間隔を飛ばしてよいが、一般的には 1 本 /  $2 \text{ m}^2$  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。

なお、施工中あるいは施工後に増し打ちをする場合等、間隔が狭くなるケースは十分に考えられ、その場合動態観測等により効果が認められればこの限りではない。

急勾配掘削に本工法を用いる場合は、無補強時の安定計算で求めた安全率と必要抑止力から、補強後の計画安全率を満たす補強材配置を検討することになる。しかし、次の場合は、必ずしも安定計算のみによらず、必要に応じ補強材の配置を適宜追加することができる。

山岳地の斜面などで急勾配掘削を計画する際、表層付近の崖錐堆積物がルーズで地盤強度が小さく、掘削初期段階に地山の変位が大きくなるのが懸念される場合は、掘削天端の上方斜面に 2 段程度の補強材を変形抑制のために配置することができる。その配置は安定計算で求めた掘削断面の補強材配置に準ずるものとする。

軟岩等の地盤強度が大きい地山において、鉛直に近い急勾配掘削を行い躯体を施工し最後に埋戻す場合は安定計算上無補強で自立する結果であっても、作業中の安全確保や調査設計段階で判明できなかった不安定要因を考慮して、つぎに示す補強材の最小配置を行うことができる。

補強材の最小勾配

約  $2 \text{ m}^2$  当たり 1 本、D19～25、 $l=2 \text{ m}$

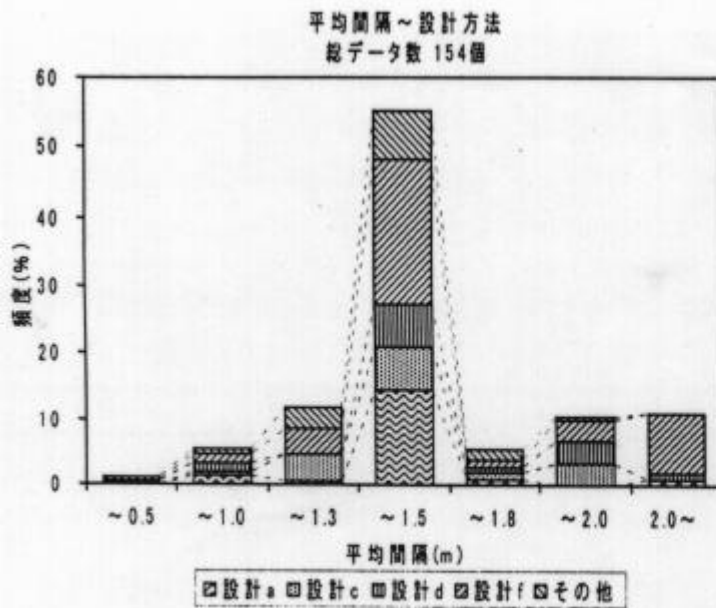


図 4.5.1 実態調査 (補強材間隔)

(設計方法)

- a. 経験的な設計法による。
- b. 疑似擁壁の設計法により、土圧に対する滑動、沈下、転倒の検討を行っている。
- c. 補強材の引張り力に期待した円弧すべりの安定計算による。
- d. 補強材の引張り力に期待したくさびすべりの安定計算による。
- e. 補強材の引張り力に期待したc・d以外の安定計算による。
- f. 補強材のせん断力に期待した直線すべりの安定計算による。
- g. その他  
(設計方法の「その他」には、b (疑似擁壁の設計法)、e (補強材の引張り力に期待したc・d以外の安定計算)、g (その他) および複数解答を含む。)

表 1-6 支持地盤の種類と許容支持力度(常時値)

支持地盤の種類		許容 支持力度 $q_a$ ( $\text{kN/m}^2(\text{tf/m}^2)$ )	備考	
			$q_u$ ( $\text{kN/m}^2(\text{tf/m}^2)$ )	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000(100)	10000 以上(100 以上)	—
	亀裂の多い硬岩	600(60)	10000 以上(100 以上)	—
	軟岩・土丹	300(30)	1000 以上(10 以上)	—
礫 層	密なもの	600(60)	—	—
	密でないもの	300(30)	—	—
砂 質 地 盤	密なもの	300(30)	—	30~50
	中位なもの	200(20)	—	20~30
粘性土 地 盤	非常に堅いもの	200(20)	200~400(2.0~4.0)	15~30
	堅いもの	100(10)	100~200(1.0~2.0)	10~15

参考資料-4(参考計算)

独立板+のり枠タイプ

のり枠部の曲げ応力度の計算

吹付のり枠の許容曲げ応力度は、のり枠タイプのみの検討結果

$$\square 300 \times 300 (D16) \quad M_{\max} = 12.3 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

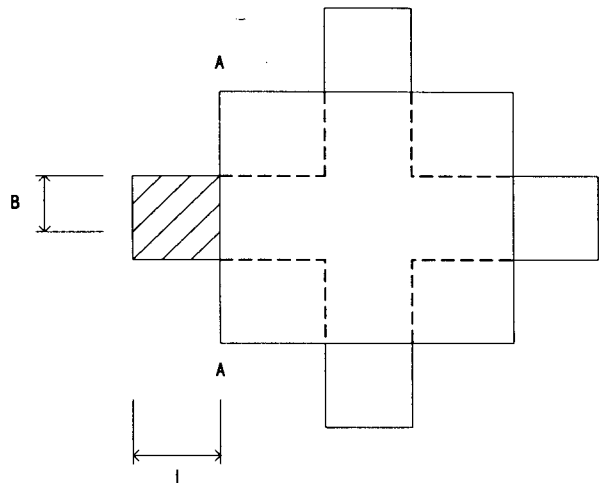
$$\square 200 \times 200 (D13) \quad M_{\max} = 4.0 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

である。独立板+のり枠タイプの点 A-A 断面におけるのり枠の曲げ応力に対する安全を検討する。

吹付枠 A-A 断面の最大曲げモーメントは、

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{2} q l^2 \cdot B \\ &= \frac{1}{2} \cdot \frac{P}{A} l^2 \cdot B \end{aligned}$$

$$l = (L - 0.80) / 2$$



従って、A-A 断面における

□300×300

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \times \frac{158 \times 10^3}{1.36 \times 10^6} \times 600^2 \times 300 = 6.27 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \times \frac{201 \times 10^3}{1.06 \times 10^6} \times 350^2 \times 300 = 3.48 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

□200×200

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \times \frac{93 \times 10^3}{1.12 \times 10^6} \times 600^2 \times 200 = 3.0 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{2} \times \frac{139 \times 10^3}{0.926 \times 10^6} \times 350^2 \times 200 = 1.9 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$



	A	l	B
□300×300×2000×2000	1.360 m <sup>2</sup>	0.6m	0.30m
□300×300×1500×1500	1.060 m <sup>2</sup>	0.35m	0.30m
□200×200×2000×2000	1.120 m <sup>2</sup>	0.6m	0.20m
□200×200×1500×1500	0.920 m <sup>2</sup>	0.35m	0.20m

□300×300のA-A断面の最大曲げモーメント

$$M_{\max}=6.27\sim3.47\text{MN}\cdot\text{mm} < \text{許容曲げモーメント}=12.3\text{MN}\cdot\text{mm} \text{ OK}$$

□200×200のA-A断面の最大曲げモーメント

$$M_{\max}=3.0\sim1.9\text{MN}\cdot\text{mm} < \text{許容曲げモーメント}=4.0\text{MN}\cdot\text{mm} \text{ OK}$$

以上より、安定

# 安全性検討書

## a. 設計条件

鉄筋間隔

$L =$   (m)

設計張力

$P_o =$   (kN/本)

許容支持力

$q_a =$   (kN/m<sup>2</sup>)

支圧板タイプ

YS 支圧板タイプ

YS 支圧板 800 ×  D-

法枠併用

有 → 梁幅 B =  (m)  
 無

## b. 板の安全性

許容耐力

$P_{Ya} =$   kN/本

安全性評価

$P_o \leq P_{Ya}$  より安全

## b. 支持力に対する安全性

設置面積

$A =$   kN/本

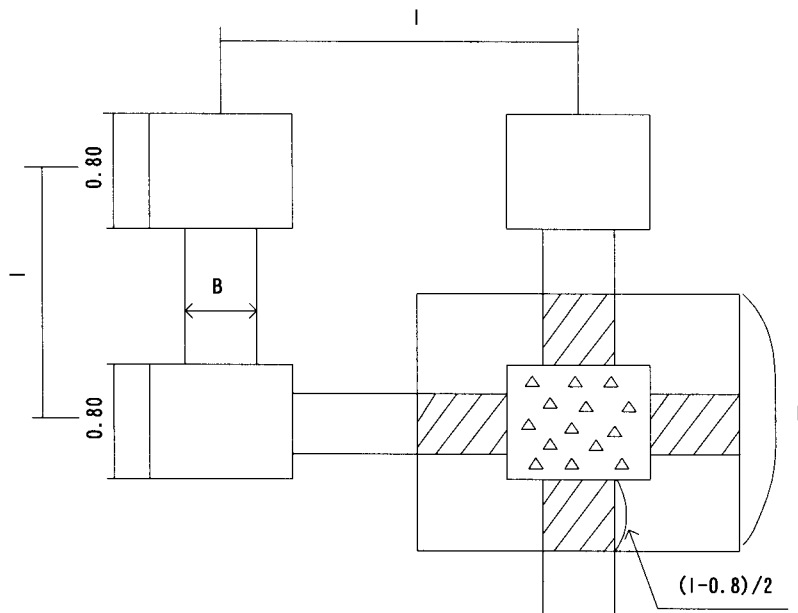
地盤反力


$q = P_o / A$


$=$   /   $=$

安全性評価  $q \leq q_a$  より安全

表-3



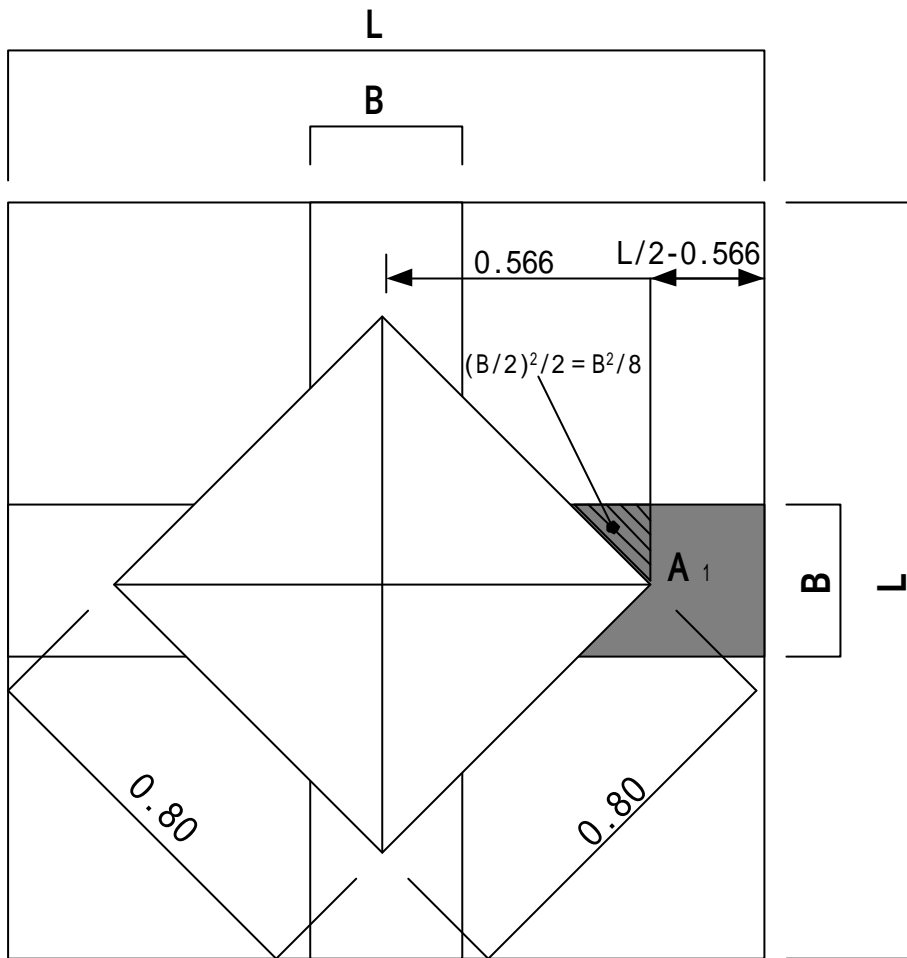

 面積  $(l-0.8)/2 \times B \times 4$   
 $= 2(l-0.8)Bm^2$


 面積  $0.8 \times 0.8 = 0.64m^2$

合計面積

$l(m)$ \ $B(m)$	0	0.2	0.3	0.4
1.2	0.640	0.800	0.880	0.960
1.5	0.640	0.920	1.060	1.200
2.0	0.64	1.120	1.360	1.600

表 - 4



$$A_1 = B \times (L / 2 - 0.566) + B^2 / 4$$

$$\text{合計面積} = 4 A_1 + 0.80^2$$

$$= 4 B \times (L / 2 - 0.566) + B^2 + 0.640 \text{ (m}^2\text{)}$$

合計面積 (m<sup>2</sup>)

B (m) \ L (m)	0	0.2	0.3
1.2	0.640	0.707	0.771
1.5	0.640	0.827	0.951
2.0	0.640	1.027	1.251