

**「 Y S ロックボルト逆巻き支圧装置」  
の許容耐力について**

2 0 0 1 年 1 月

**株式会社 ヨシカワ機械**

## 検討結果のまとめ

鉄筋補強土工の反力板として、Y S ロックボルト逆巻き支圧装置（800×800×300 主鉄筋 D-10 および D-13、800×800×200 主鉄筋 D-10 および D-13）と吹付けのり枠 300（2,000×2,000、1,500×1,500 主鉄筋 D-16）を採用した場合、それぞれの鉄筋補強土工で採用可能な最大軸力を下表に示す。

鉄筋補強土工許容最大軸力

反力板種類	鉄筋補強土工許容最大軸力	備考
逆巻き支圧装置 800×300 D-10	158.0 kN	補強材、D-35 程度まで対応可能
逆巻き支圧装置 800×300 D-13	201.0 kN	補強材、D-41 程度まで対応可能
逆巻き支圧装置 800×200 D-10	93.0 kN	補強材、D-25 程度まで対応可能
逆巻き支圧装置 800×200 D-13	139.0 kN	補強材、D-32 程度まで対応可能
のり枠 300×300（2,000×2,000）	91.0 kN	補強材、D-25 程度まで対応可能
のり枠 300×300（1,500×1,500）	118.0 kN	補強材、D-29 程度まで対応可能
のり枠 200×200（2,000×2,000）	30.4 kN	補強材、D-19 程度まで対応可能
のり枠 200×200（1,500×1,500）	39.8 kN	補強材、D-19 程度まで対応可能
一次支圧板（アングル、デッキプレート）	23.8 kN	仮設時、最大一次緊張力

注）支持地盤の地耐力による最大軸力は、別途計算を要する。

1. 逆巻き支圧装置の許容応力度について

YSロックボルト逆巻き支圧装置（以下では支圧板と称する）の設計基準強度を社団法人全国特定法面保護協会「法枠工の設計・施工指針」（H7.10）を参照して、以下のように定める。

設計基準強度

項 目	名 称	単 位	基 準 値
吹付けコンクリートの設計基準強度	ck	N/mm <sup>2</sup>	15
吹付けコンクリートの許容圧縮強度	ca	N/mm <sup>2</sup>	5
吹付けコンクリートの許容せん断強度	a	N/mm <sup>2</sup>	0.333
鉄筋の許容引張応力度（長期）	sa	N/mm <sup>2</sup>	160
鋼材の許容引張応力度（短期）	sa'	N/mm <sup>2</sup>	210
鋼材の許容引張応力度（短期）	sa'	N/mm <sup>2</sup>	120

a) 部材応力度の計算の条件および諸係数

各々の工法の部材条件を下表に示す。この場合の部材応力度を以下で単鉄筋長方形梁として計算する。

部材条件および諸係数（その1）

項 目	単 位	二 次 支 圧 板				備 考
		800 × 300		800 × 200		
梁 幅 b	mm	800	800	800	800	
梁 高 さ h	mm	300	300	200	200	
有効高 さ d	mm	250	250	150	150	
使用鉄筋	D	10	13	10	13	
鉄筋断面積	mm <sup>2</sup>	71.22	126.70	71.22	126.70	
本 数	N	6	6	6	6	片側
総鉄筋断面積	mm <sup>2</sup>	427.32	760.20	427.32	760.20	As'
鉄筋比 p		0.00214	0.00380	0.00356	0.00634	
中立軸比 k		0.223	0.285	0.278	0.351	
係 数 j		0.926	0.905	0.907	0.883	
係 数 m		52.10	37.49	39.04	27.70	

$$P = As' / (b \times d)$$

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

$$j = 1 - k / 3$$

$$m = k / (2 \cdot p)$$

$$n = 15 \text{ (コンクリートと鉄筋の弾性係数比)}$$

部材条件および諸係数（その2）

項目	単位	一次支圧板		備考
		デッキプレート	アングル	
寸法	mm	614×614×1.2	50×50×6 - 2本	
使用数量	n	1枚	2本	
断面積	mm <sup>2</sup>	1,013.10	564.40	デッキプレート幅614mm
"	mm <sup>2</sup> /m	1,650.00		
断面係数	mm <sup>3</sup>	9,824.00	3,550.00	
"	mm <sup>3</sup> /m	16,000.00		
断面二次モーメント	mm <sup>4</sup>	371,470.00	126,000.00	
単位質量	Kg/m	8.21	4.43	

b) 応力度の計算

部材応力度は、下式で与えられる。この式を用いて、各々の部材で対応可能な最大応力度を求める。

コンクリートのせん断応力度の不足分は、補強筋（スターラップ）で対応可能であるので、ここでは鉄筋の許容引張応力度およびコンクリートの許容圧縮応力度から求める値の小さい方を採用するものとする。

二次支圧板

鉄筋の引張り応力度（長期）

$$s = M_{\max} / (A_s' \cdot j \cdot d) \quad s_a = 160 \text{ N/mm}^2$$

コンクリートの圧縮応力度（長期）

$$c = s / m$$

$$= M_{\max} / (A_s' \cdot j \cdot d) / m \quad c_a = 5 \text{ N/mm}^2$$

コンクリートのせん断応力度（長期）

$$c = S_{\max} / (b \cdot j \cdot d) \quad c_a = 0.333 \text{ N/mm}^2$$

一次支圧板

鋼材の引張り応力度（短期）

$$s = M_{\max} / (Z \cdot n) \quad s_a' = 210 \text{ N/mm}^2$$

鋼材のせん断応力度（短期）

$$s = S_{\max} / (A) \quad c_a' = 120 \text{ N/mm}^2$$

## 2. 二次支圧板の計算

### 1) 支圧板 (800 × 800 × 300 主鉄筋 D10 × 6 本)

鉄筋の許容引張応力度の検討

$$M_{\max} / (A_s' \cdot j \cdot d) \quad s_a = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{\max} \quad 160 \times 427.32 \times 0.926 \times 250 = 15,827,933 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$15.8 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

コンクリートの許容圧縮応力度の検討

$$M_{\max} / (A_s' \cdot j \cdot d) / m \quad c_a = 5 \text{ N/mm}^2$$

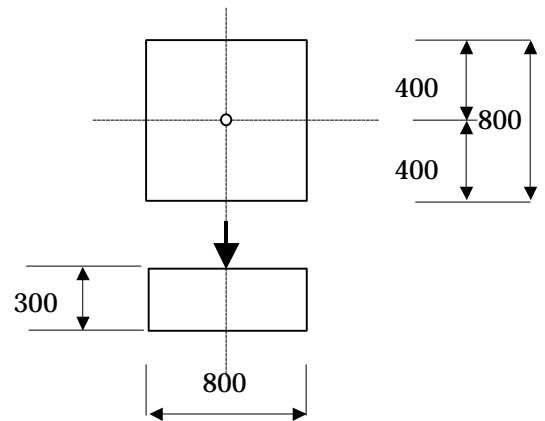
$$M_{\max} \quad 5 \times 52.10 \times 427.32 \times 0.926 \times 250 = 25,769,853 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$25.7 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

よって、支圧板の許容曲げ応力度として  
 $M_{\max} = 15.8 \text{ MN} \cdot \text{mm}$  を採用する。

支圧板を補強材 (中心部に打設するものとする) 位置で支持された片持梁として、構造計算を行うものとする、最大曲げモーメントを求める式は次式となる。

$$M_{\max} = q \cdot L^2 \cdot a \div 2$$



ここに、 $q$  : 支圧板に作用する等分布荷重 ( $q = P \div A$ )

$P$  : 補強材軸力 (kN)

$A$  : 支圧板面積 ( $640,000 \text{ mm}^2$ )

$L$  : 片持ち梁張出長さ (400 mm)

$a$  : 支圧板幅 (800 mm)

この式に、支圧板の許容曲げ応力度  $M_{\max} = 15.8 \text{ MN} \cdot \text{mm}$  を代入して、支圧板で施工可能な最大補強材軸力を求める。

$$M_{\max} = q \cdot L^2 \cdot a \div 2$$

$$= P \div A \times L^2 \times a \div 2 = 15.8 \text{ (MN} \cdot \text{mm)}$$

$$P = 2 \times 15.8 \text{ (MN} \cdot \text{mm)} \times 640,000 \text{ (mm}^2) \div \{ 400^2 \text{ (mm}^2) \times 800 \text{ (mm)} \}$$

$$= 0.158 \text{ (MN)} = 158 \text{ (kN)}$$

よって、Y S ロックボルト逆巻き支圧装置は、補強材軸力  $P = 158 \text{ kN}$  まで対応可

能である。

2) 支圧板 (800×800×300 主鉄筋 D13×6 本)

鉄筋の許容引張応力度の検討

$$M_{\max} / (A_s' \cdot j \cdot d) \quad s_a = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{\max} \quad 160 \times 760.20 \times 0.905 \times 250 = 27,519,240 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$27.5 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

コンクリートの許容圧縮応力度の検討

$$M_{\max} / (A_s' \cdot j \cdot d) / m \quad c_a = 5 \text{ N/mm}^2$$

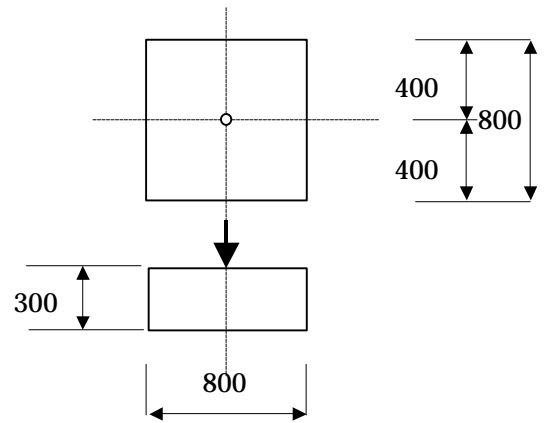
$$M_{\max} \quad 5 \times 37.49 \times 760.20 \times 0.905 \times 250 = 32,240,509 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$32.2 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

よって、支圧板の許容曲げ応力度として  
 $M_{\max} = 27.5 \text{ MN} \cdot \text{mm}$  を採用する。

支圧板を補強材 (中心部に打設するものとする) 位置で支持された片持梁として、構造計算を行うものとする、最大曲げモーメントを求める式は次式となる。

$$M_{\max} = q \cdot L^2 \cdot a \div 2$$



ここに、 $q$  : 支圧板に作用する等分布荷重 ( $q = P \div A$ )

$P$  : 補強材軸力 (kN)

$A$  : 支圧板面積 ( $640,000 \text{ mm}^2$ )

$L$  : 片持ち梁張出長さ (400 mm)

$a$  : 支圧板幅 (800 mm)

この式に、支圧板の許容曲げ応力度  $M_{\max} = 27.5 \text{ MN} \cdot \text{mm}$  を代入して、支圧板で施工可能な最大補強材軸力を求める。

$$M_{\max} = q \cdot L^2 \cdot a \div 2$$

$$= P \div A \times L^2 \times a \div 2 = 27.5 \text{ (MN} \cdot \text{mm)}$$

$$P = 2 \times 27.5 \text{ (MN} \cdot \text{mm)} \times 640,000 \text{ (mm}^2) \div \{ 400^2 \text{ (mm}^2) \times 800 \text{ (mm)} \}$$

$$= 0.275 \text{ (MN)} = 275 \text{ (kN)}$$

よって、Y S ロックボルト逆巻き支圧装置は、補強材軸力  $P = 275 \text{ kN}$  まで対応可能である。

3) 支圧板 (800×800×200 主鉄筋 D10×6 本)

鉄筋の許容引張応力度の検討

$$M_{\max} / (A_s' \cdot j \cdot d) \quad s_a = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{\max} \quad 160 \times 427.32 \times 0.907 \times 150 = 9,301,901 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$9.30 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

コンクリートの許容圧縮応力度の検討

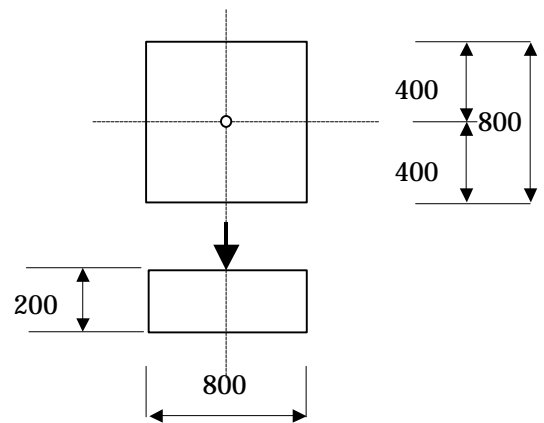
$$M_{\max} / (A_s' \cdot j \cdot d) / m \quad c_a = 5 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{\max} \quad 5 \times 39.04 \times 427.32 \times 0.907 \times 150 = 11,348,320 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$11.3 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

よって、支圧板の許容曲げ応力度として  
 $M_{\max} = 9.30 \text{ MN} \cdot \text{mm}$  を採用する。

支圧板を補強材 (中心部に打設するものとする) 位置で支持された片持梁として、構造計算を行うものとする、最大曲げモーメントを求める式は次式となる。



$$M_{\max} = q \cdot L^2 \cdot a \div 2$$

ここに、 $q$  : 支圧板に作用する等分布荷重 ( $q = P \div A$ )

$P$  : 補強材軸力 (kN)

$A$  : 支圧板面積 ( $640,000 \text{ mm}^2$ )

$L$  : 片持ち梁張出長さ (400 mm)

$a$  : 支圧板幅 (800 mm)

この式に、支圧板の許容曲げ応力度  $M_{\max} = 9.30 \text{ MN} \cdot \text{mm}$  を代入して、支圧板で施工可能な最大補強材軸力を求める。

$$M_{\max} = q \cdot L^2 \cdot a \div 2$$

$$= P \div A \times L^2 \times a \div 2 = 9.30 \text{ (MN} \cdot \text{mm)}$$

$$P = 2 \times 9.30 \text{ (MN} \cdot \text{mm)} \times 640,000 \text{ (mm}^2) \div \{ 400^2 \text{ (mm}^2) \times 800 \text{ (mm)} \}$$

$$= 0.093 \text{ (MN)} = 93.0 \text{ (kN)}$$

よって、Y S ロックボルト逆巻き支圧装置は、補強材軸力  $P = 93 \text{ kN}$  まで対応可能である。



4) 支圧板 (800 × 800 × 200 主鉄筋 D13 × 6 本)

鉄筋の許容引張応力度の検討

$$M_{\max} / (A_s' \cdot j \cdot d) \quad s_a = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{\max} = 160 \times 760.20 \times 0.883 \times 150 = 16,110,158 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$16.1 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

コンクリートの許容圧縮応力度の検討

$$M_{\max} / (A_s' \cdot j \cdot d) / m \quad c_a = 5 \text{ N/mm}^2$$

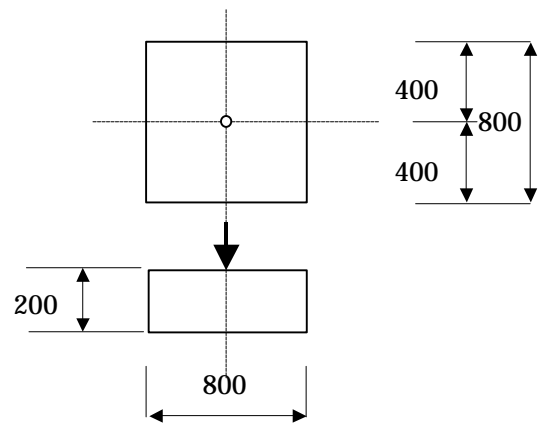
$$M_{\max} = 5 \times 27.70 \times 760.20 \times 0.883 \times 150 = 13,945,355 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$13.9 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

よって、支圧板の許容曲げ応力度として

$M_{\max} = 13.9 \text{ MN} \cdot \text{mm}$  を採用する。

支圧板を補強材 (中心部に打設するものとする) 位置で支持された片持梁として、構造計算を行うものとする、最大曲げモーメントを求める式は次式となる。



$$M_{\max} = q \cdot L^2 \cdot a \div 2$$

ここに、 $q$  : 支圧板に作用する等分布荷重 ( $q = P \div A$ )

$P$  : 補強材軸力 (kN)

$A$  : 支圧板面積 ( $640,000 \text{ mm}^2$ )

$L$  : 片持ち梁張出長さ (400 mm)

$a$  : 支圧板幅 (800 mm)

この式に、支圧板の許容曲げ応力度  $M_{\max} = 13.9 \text{ MN} \cdot \text{mm}$  を代入して、支圧板で施工可能な最大補強材軸力を求める。

$$M_{\max} = q \cdot L^2 \cdot a \div 2$$

$$= P \div A \times L^2 \times a \div 2 = 13.9 \text{ (MN} \cdot \text{mm)}$$

$$P = 2 \times 13.9 \text{ (MN} \cdot \text{mm)} \times 640,000 \text{ (mm}^2) \div \{ 400^2 \text{ (mm}^2) \times 800 \text{ (mm)} \}$$

$$= 0.139 \text{ (MN)} = 139.0 \text{ (kN)}$$

よって、Y S ロックボルト逆巻き支圧装置は、補強材軸力  $P = 139 \text{ kN}$  まで対応可能である。

### 3. 一次支圧板の計算 (アングルおよびデッキプレート)

#### 1) アングルの計算 (短期許容応力度で計算・・・仮設)

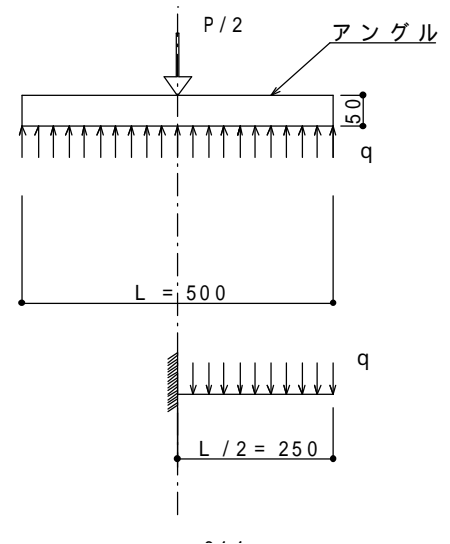
鋼材の許容引張応力度 (短期) の検討

$$M_{\max} / (Z \times n) \quad s_a = 210 \text{ N/mm}^2 \quad n : \text{使用本数} = 2$$

$$M_{\max} = 210 \times 3,550 \times 2 \\ = 1,491,000 \text{ N} \cdot \text{mm} \quad 1.49 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

よって、一次支圧板に使用される 2 本の  
アングルの許容曲げ応力度として  $M_{\max}$   
 $= 1.49 \text{ MN} \cdot \text{mm}$  を採用する。

アングルを補強材 (中心部に打設するものとする) 位置で支持された片持梁 (一方向性梁) として、構造計算を行うものとする、最大曲げモーメントを求める式は次式となる。



$$M_{\max} = q \cdot L_1^2 = P \cdot L / 8$$

ここに、 $q$  : アングルに作用する等分布荷重 ( $q = P \div L$ )

$P$  : 補強材軸力 (kN)

$L$  : アングル長さ (500 mm)  $= 2 \times L_1$

$L_1$  : 片持ち梁張出長さ (250 mm)

この式に、アングルの許容曲げ応力度  $M_{\max} = 1.49 \text{ MN} \cdot \text{mm}$  を代入して、一次緊張力として施工可能な最大補強材軸力を求める。

$$M_{\max} = P \cdot L \div 8$$

$$= 1.49 \text{ (MN} \cdot \text{mm)}$$

$$P_{\max} = 8 \times 1.49 \text{ (MN} \cdot \text{mm)} \div 500 \text{ (mm)}$$

$$= 0.0238 \text{ (MN)} = 23.8 \text{ (kN)}$$

鋼材のせん断応力度（短期）の検討

$$S_{max} / A \quad sa = 120 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{max} \quad 120 \times 564.4 \times 2 = 135,456 \text{ N}$$

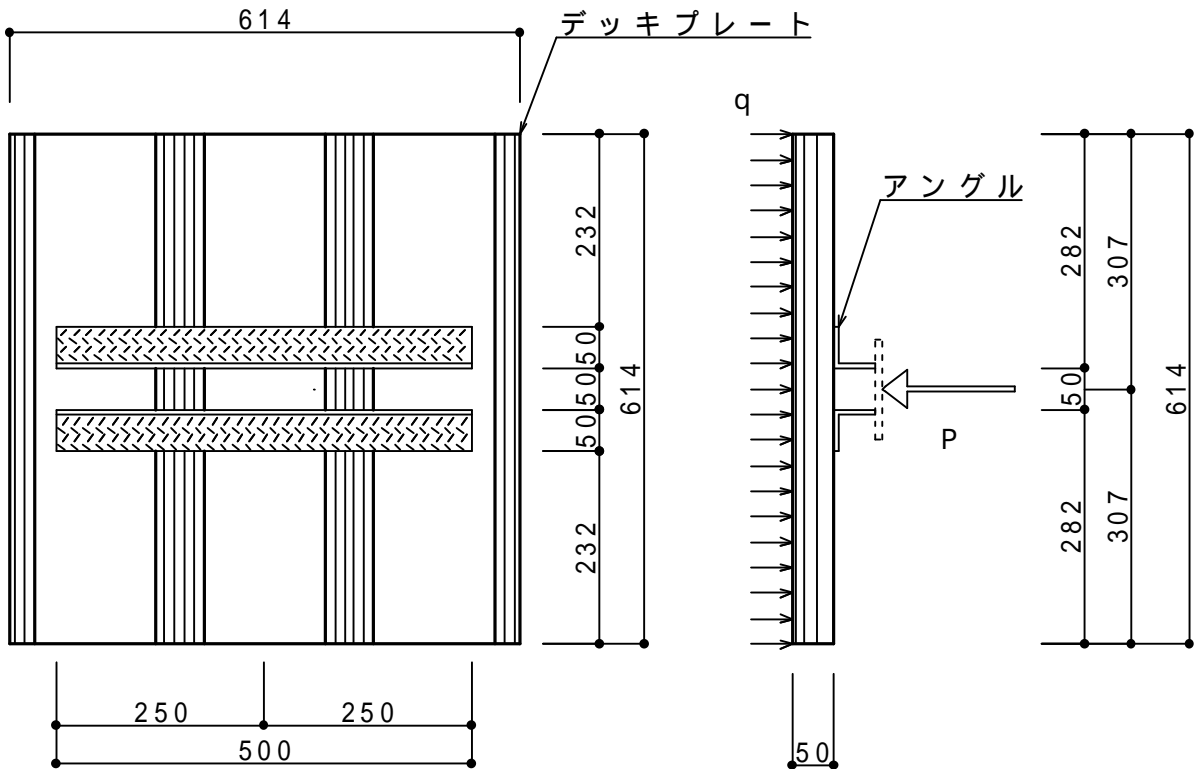
$$135 \text{ KN}$$

アングルに作用する最大せん断力を最大補強材軸力と考えると、せん断力に対する

$$P_{max} = S_{max} = 135.0 \text{ (kN)}$$

となる。

アングルの許容荷重としては、曲げ応力度およびせん断力で求めた最小値である補強材軸力  $P_{max} = 23.8 \text{ kN}$  とする。



2) デッキプレートの計算 (短期許容応力度で計算・・・仮設)

鉄筋の許容引張応力度 (短期) の検討

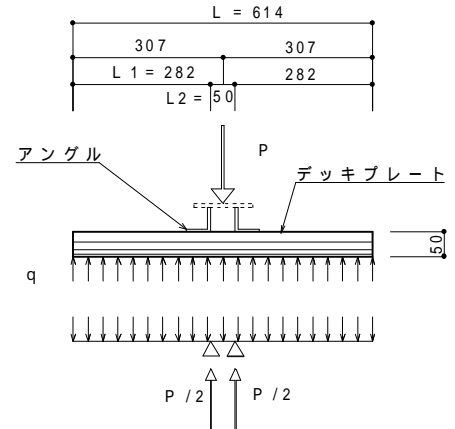
$$M_{\max} / (Z \times n) \quad s_a = 210 \text{ N/mm}^2 \quad n : \text{使用枚数} = 1$$

$$M_{\max} = 210 \times 9,824 \times 1 = 2,063,040 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$2.06 \text{ MN} \cdot \text{mm}$$

よって、一次支圧板に使用される 1 枚の  
デッキプレートの許容曲げ応力度として  
 $M_{\max} = 1.49 \text{ MN} \cdot \text{mm}$  を採用する。

デッキプレートを右図のようなアングル  
部を支点とした単純梁 (一方向性梁) と  
して、構造計算を行うものとする、最大  
曲げモーメントを求める式は次式となる。



$$M_{\max} = q \cdot L_1^2 / 2 = P \cdot L_1^2 / (2 \cdot L)$$

ここに、 $q$  : デッキプレートに作用する等分布荷重 ( $q = P \div L$ )

$P$  : 補強材軸力 (kN)

$L$  : デッキプレート長さ (614 mm)

$L_1$  : 張出長さ (282 mm)

$L_2$  : 支点間距離 (50 mm)

この式に、デッキプレートの許容曲げ応力度  $M_{\max} = 2.06 \text{ MN} \cdot \text{mm}$  を代入して、一  
次緊張力として施工可能な最大補強材軸力を求める。

$$M_{\max} = P \cdot L_1^2 \div (2 \cdot L)$$

$$= 2.06 \text{ (MN} \cdot \text{mm)}$$

$$P_{\max} = 2 \times 614 \text{ (mm)} \times 2.06 \text{ (MN} \cdot \text{mm)} \div \{ 282 \times 282 \text{ (mm} \times \text{mm)} \}$$

$$= 0.0318 \text{ (MN)} = 31.8 \text{ (kN)}$$

よって、デッキプレートの許容荷重としては、補強材軸力  $P_{\max} = 31.8 \text{ kN}$  まで対  
応可能である。

鋼材のせん断応力度（短期）の検討

$$S_{\max} / A \quad s_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{\max} \quad 120 \times 1,013.1 = 121,572 \text{ N}$$

$$121 \text{ kN}$$

デッキプレートに作用する最大せん断力を支点反力と考えると、せん断力に対する

$$P_{\max}/2 = S_{\max} = 121.0 \text{ (kN)}$$

$$P_{\max} = 121.0 \times 2 = 242.0 \text{ (kN)}$$

となる。

デッキプレートの許容荷重としては、曲げ応力度およびせん断力で求めた最小値である補強材軸力  $P_{\max} = 31.8 \text{ kN}$  とする。

3) 一次支圧板の許容荷重（短期許容応力度で計算・・・仮設）

一次支圧板の材料として使用するアングルおよびデッキプレートから、一次支圧板の許容荷重  $P_{\max}$  を上記 3.1) ~ 2) のそれぞれの許容応力度から求めた数値の最小値を採用するものとする。

$$P_{\max} = 23.8 \text{ (kN)} \quad (\text{採用可能な最大一次緊張力})$$

## 支圧板ジョイント部( 200×200)の断面応力検討

〔支圧板間隔 2m の例〕

### 1. 作用荷重の算出

- ・ 厚層基材  $W0=1.8 \times 1.2 \times 0.05 \times 1.4t/m^3=0.151t$
- ・ 縦枠不感領域の土塊量  $W1=0.8 \times 1.2 \times 1/3 \times 0.6 \times 2t/m^3=0.384t$
- ・ 横枠不感領域の土塊量  $W2=1.2 \times 0.6 \times 1.2 \times 2.0 \times 2t/m^3=1.44t$
- ・ 縦枠にかかる崩壊荷重は、支圧板の不感領域の土塊となり、横枠より小のため省略。
- ・ 横枠にかかる崩壊荷重は  $P1= Fs \times (W0+W2) \cdot \sin$   
 $=0.2 \times (0.151+1.44) \times \sin 63$   
 $=0.284t$   
 $W=P1/L=0.284/1.2=0.24t/m$

### 2. 曲げモーメント・せん断力の算出(横枠)

支圧板に支えられた梁として横枠を設計

モーメント  $m=1/8 \cdot WL^2=1/2 \times 0.24 \times 1.2^2=0.043t \cdot m(0.43KN \cdot m)$

せん断力  $S=1/2W \cdot L=0.24 \times 1.2/2=0.14t f (=1.4KN)$

### 3. 最大曲げモーメント・最大せん断力の決定

縦枠及び横枠に発生する曲げモーメント及び斉田せん断力は以下ようになる。

		曲げモーメント(kN/m)	せん断力(kN)
縦枠	崩壊部	省略	省略
	張出し部	-	-
横枠	スパン中央部	0.43	1.4

したがって、最大曲げモーメントおよび最大せん断力は以下ようになる。

最大曲げモーメント  $M_{max} = 0.43(KN \cdot m)$

最大せん断力  $S_{max} = 1.4(kN)$

( 1 ) 鉄筋の引張応力度

鉄筋の引張応力度  $s$  を照査する。

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{A_s \cdot d} = \frac{0.43 \times 10^6}{142.7 \times 0.891 \times 155} = 22(N/mm^2) \quad \sigma_s = 160(N/mm^2) \dots OK$$

( 2 ) 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。

$$s_c = \frac{s_s}{m} = \frac{22}{30.85} = 0.71(N/mm^2) \quad s_{CH} = 5.0(N/mm^2) \dots OK$$

( 3 ) 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  $c$  を照査する。

$$t_c = \frac{S_{\max}}{b \cdot i \cdot d} = \frac{1.4 \times 10^3}{200 \times 0.891 \times 155} = 0.05(N/mm^2) \quad t_{ca} = 0.33(N/mm^2) \dots OK$$

( 4 ) 鉄筋とコンクリートの付着応力度

鉄筋断面の周長と総和を  $U$  とすれば、鉄筋とコンクリートの付着応力度  $t_0$  は、以下のほうに照査する。

$$t_0 = \frac{S_{\max}}{U \cdot i \cdot d} = \frac{1.4 \times 10^3}{(30 \times 2) \times 0.891 \times 155} = 0.17(N/mm^2) \quad t_{03} = 1.3(N/mm^2) \dots OK$$

