

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.2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	240.0				
反 力 体 外 形	縦	スパン数	l_{1n}	スパン	1			
		スパン長	l_1	m	3.50			
	梁	張出し長		上 下	-	m	0.41	1.75
	横	スパン数	l_{2n}	スパン	4			
		スパン長	l_2	m	3.50			
	梁	張出し長		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				
部 材 強 度	モルタルの設計基準強度	f'_{ck}	N/mm ²	18				
	モルタルのヤング係数	E_c	kN/mm ²	22.0				
	鉄筋の引張降伏強度の特性値	f_{yk}	N/mm ²	345				
	鉄筋のヤング係数	E_s	kN/mm ²	200				
	せん断補強筋の引張降伏強度の特性値	f_{wyk}	N/mm ²	345				
曲 げ ひ び 割 れ	鋼材の表面形状がひび割れに及ぼす影響を表す係数	k_1	-	1.00				
	モルタルの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数	k_2	-	0.90				
	モルタルの収縮等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値	$'_{csd}$	-	150×10^{-6}				
せん断補強筋の応力度の制限値		a	N/mm ²	120				

安全係数		項	目	記号	単位	終局限界状態	使用限界状態
材料	モルタル			c	-	1.30	1.00
	鋼材			s	-	1.00	-
部 材 係 数	曲げ・軸耐力			b	-	1.15	1.00
	モルタルが負担するせん断耐力					1.30	
	せん断補強筋が負担するせん断耐力					1.10	
	斜め圧縮破壊耐力					1.30	
構造解析係数				a	-	1.00	1.00
荷重係数				f	-	1.20	1.00
構造物係数				i	-	1.20	1.00

計算結果		項	目	記号	単位	終局限界状態	使用限界状態
設計曲げモーメント				M_d	kN・m	75.65	63.04
設計せん断力				V_d	kN	106.88	89.07

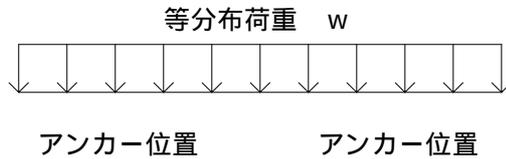
主鉄筋		スターラップ		終局限界状態				使用限界状態		判定
径	本数 (片側)	径	間隔 (mm)	曲げモーメント		せん断力		曲げ ひび割れ	せん断 ひび割れ	
				鉄筋比	安全性	圧縮破壊	安全性			
D19	4	D16	400	0.00559	0.71	188.61	0.68	0.86	-0.47	OK
判定条件				0.01372	1.00	733.27	1.00	1.00	1.00	

1 のり枠工の設計計算

1.1 設計方針

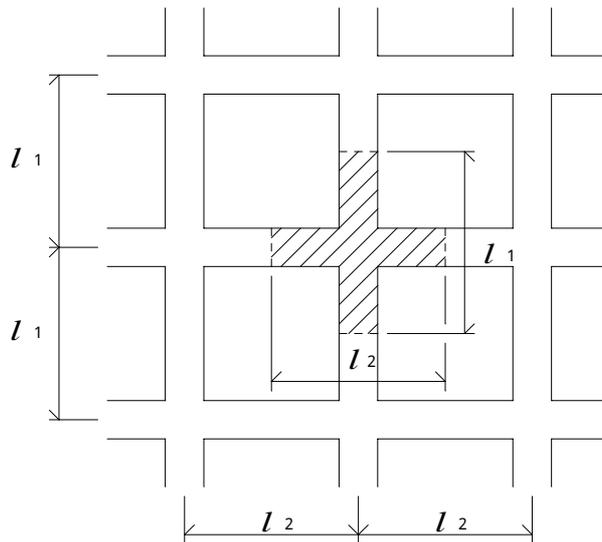
1.1.1 構造モデル

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。



1.1.3 安全性の照査

限界状態設計法（性能照査型）にて、のり枠の安全性を検討する。

のり枠が供用期間中に限界状態に至らないことを照査する。限界状態は、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態に区分する。

終局限界状態は、供用期間中に想定される最大荷重に対する限界状態である。グラウンドアンカー工の場合、常時アンカー力が作用しているため、その作用力を地盤反力として考慮する。これを最大荷重として安全性を照査する。

使用限界状態は、通常の使用性や機能確保、耐久性に関する限界状態である。グラウンドアンカー工の場合、使用時にアンカー頭部からのり枠構造に常時アンカー力が作用するので、使用限界状態についても照査する。

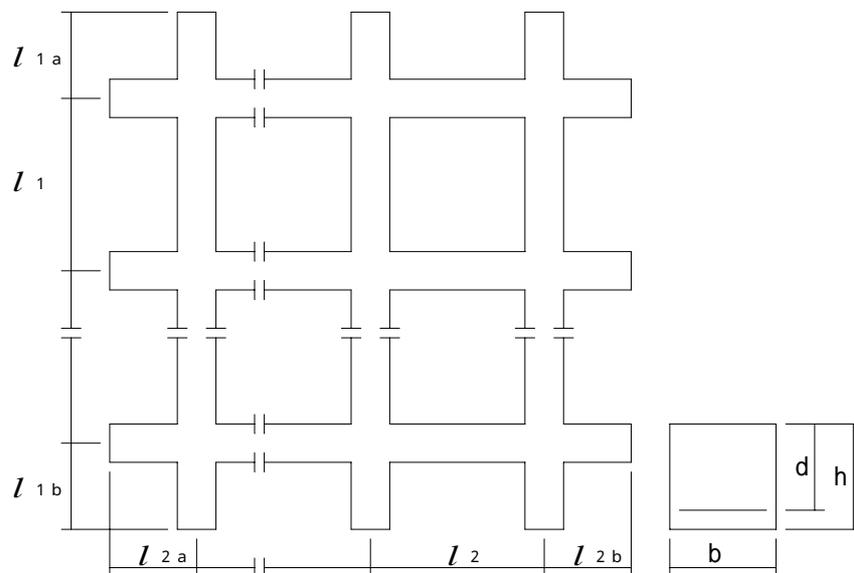
疲労限界状態は、繰り返し荷重や変動荷重による疲労破壊の限界状態である。のり枠構造にはこれらの影響がほとんどないと考えられることから、疲労限界状態の照査は省略する。

1.2 設計条件

1.2.1 設計アンカー力

$$\text{設計アンカー力} \quad T_d = 240.0 \quad (\text{kN/本})$$

1.2.2 のり枠の形状寸法



縦梁のスパン数	$l_{1n} =$	1
スパン長	$l_1 =$	3.50 (m)
上張出し長	$l_{1a} =$	0.41 (m)
下張出し長	$l_{1b} =$	1.75 (m)
横梁のスパン数	$l_{2n} =$	4
スパン長	$l_2 =$	3.50 (m)
左張出し長	$l_{2a} =$	1.75 (m)
右張出し長	$l_{2b} =$	1.75 (m)
梁幅	$b =$	500 (mm)
梁高	$h =$	500 (mm)
有効高	$d =$	410 (mm)

1.3 地盤支持力の検討

1.3.1 検討条件

許容支持力	q_a	=	600	(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。

$$\begin{aligned} q &= \frac{T_d}{A} = \frac{240.0}{3.25} \\ &= 74 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad 600 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{OK} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} l_h &= \frac{l_{1a} + l_1 \cdot l_{1n} + l_{1b}}{l_{1n} + 1} \\ &= \frac{0.41 + 3.50 \times 1 + 1.75}{1 + 1} \\ &= 2.83 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

アンカー 1 本あたりの荷重を負担する横枠長さ

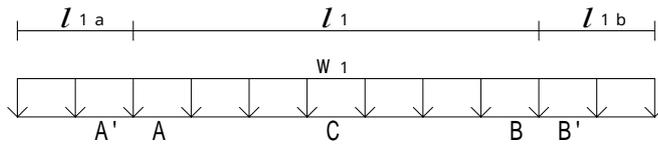
$$l_w = l_1 = 3.50 \quad (\text{m})$$

よって

$$w_1 = w_2 = \frac{T_d}{l_h + l_w - b} = \frac{240.0}{2.83 + 3.50 - 0.500} = 41.17 \quad (\text{kN/m})$$

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



1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。

・支間中央部(C)に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max C} &= \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{l_1^2} \cdot W_1 \cdot \{(l_1 + l_{1b})^2 - l_{1a}^2\} \cdot \{(l_1 - l_{1b})^2 - l_{1a}^2\} \\ &= \frac{1}{8 \times 3.50^2} \times 41.17 \times \{(3.50 + 1.75)^2 - 0.41^2\} \\ &\quad \times \{(3.50 - 1.75)^2 - 0.41^2\} \\ &= 33.31 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

・アンカー支点位置に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max B} &= \frac{1}{2} \cdot W_1 \cdot l_{1b}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 41.17 \times 1.75^2 \\ &= 63.04 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

・アンカー支点位置(支間側)に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max B} &= \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{l_1} \cdot W_1 \cdot (l_1^2 + l_{1b}^2 - l_{1a}^2) \\ &= \frac{1}{2 \times 3.50} \times 41.17 \times (3.50^2 + 1.75^2 - 0.41^2) \\ &= 89.07 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

・アンカー支点位置(張出し側)に発生する最大せん断力

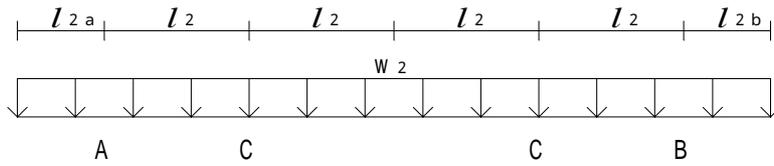
$$\begin{aligned} S_{\max B} &= W_1 \cdot l_{1b} \\ &= 41.17 \times 1.75 \\ &= 72.05 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

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。

$$\text{最大曲げモーメント} \quad M_{\max 1} = 63.04 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$\text{最大せん断力} \quad S_{\max 1} = 89.07 \quad (\text{kN})$$

(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

$$\begin{aligned} M_{\max c} &= \frac{1}{9} \cdot w_2 \cdot l_2^2 \\ &= \frac{1}{9} \times 41.17 \times 3.50^2 \\ &= 56.04 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

- ・張出し部に発生する最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max A} &= \frac{1}{2} \cdot w_2 \cdot l_{2a}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 41.17 \times 1.75^2 \\ &= 63.04 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

- ・第一内部支点(C)の外側に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max c} &= \frac{3}{5} \cdot w_2 \cdot l_2 \\ &= \frac{3}{5} \times 41.17 \times 3.50 \\ &= 86.46 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

- ・張出し部に発生する最大せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max A} &= w_2 \cdot l_{2a} \\ &= 41.17 \times 1.75 \\ &= 72.05 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

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。

最大曲げモーメント	$M_{\max 2} = 63.04$	($\text{kN}\cdot\text{m}$)
最大せん断力	$S_{\max 2} = 86.46$	(kN)

したがって、縦梁・横梁に発生する最大応力を比較して、

最大曲げモーメント $M_{\max} = 63.04$ (kN・m)

最大せん断力 $S_{\max} = 89.07$ (kN)

となる。

1.5 限界状態の照査

1.5.1 材料および断面諸元

(1) のり枠部分

梁幅	b	=	500	(mm)
梁高	h	=	500	(mm)
有効高	d	=	410	(mm)
アンカー箱抜径(外径)	D_1	=	140	(mm)
モルタルの設計基準強度(圧縮強度の特性値)	f'_{ck}	=	18	(N/mm ²)
モルタルのヤング係数	E_c	=	22.0	(kN/mm ²)

(2) 主鉄筋 (引張鉄筋)

種類	SD345	D19		
鉄筋径		=	19	(mm)
本数	n	=	4	(本)
引張鉄筋量	A_s	=	1146.0	(mm ²)
鉄筋の引張降伏強度の特性値	f_{yk}	=	345	(N/mm ²)
鉄筋のヤング係数	E_s	=	200	(kN/mm ²)

(3) せん断補強筋

せん断補強筋としてスターラップを配置する。

種類	SD345	D16		
スターラップ径	w	=	16	(mm)
本数	n_w	=	2	(本)
スターラップの配置間隔	s	=	400	(mm)
区間 s におけるスターラップの総断面積	A_w	=	397.2	(mm ²)
せん断補強筋の引張降伏強度の特性値	f_{wyk}	=	345	(N/mm ²)

(4) 配置

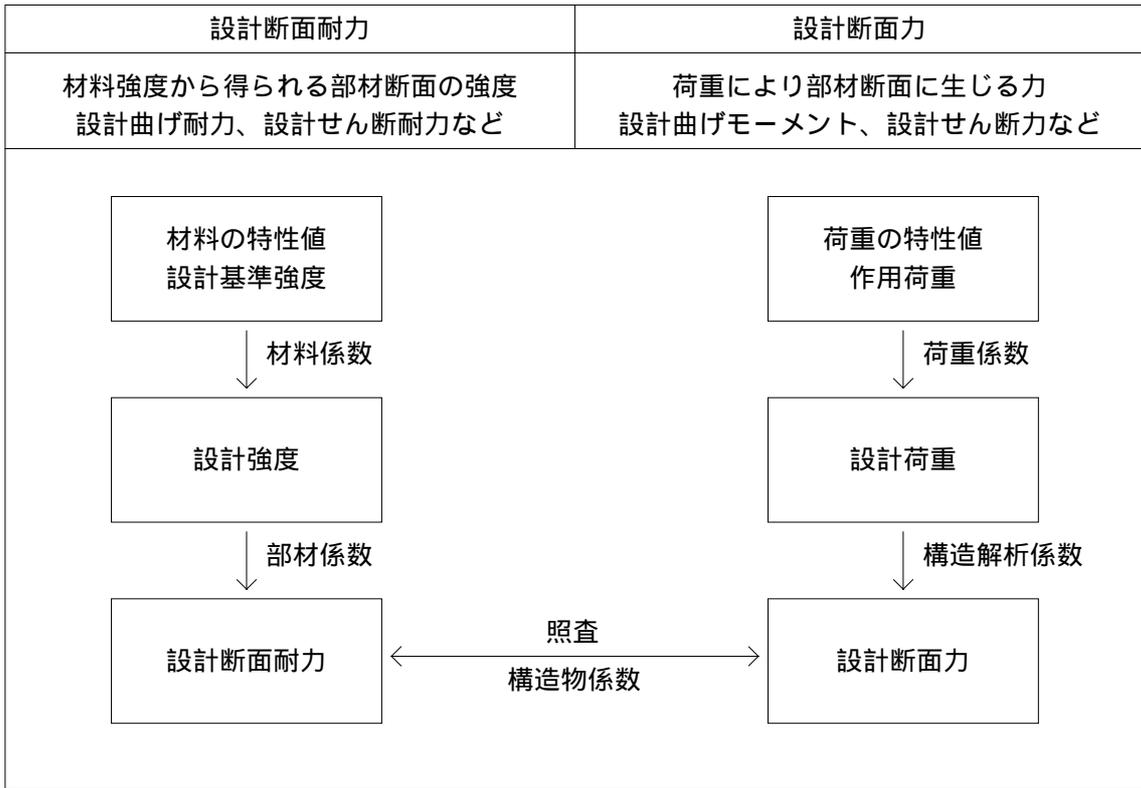
鉄筋の配置長	l	=	366	(mm)
引張鉄筋のかぶり	c	=	$h - (d + \frac{w}{2})$	
		=	81	(mm)
鉄筋の中心間隔 (鉄筋が配置される区間に、鉄筋を均等に配置したときの値)	c_s	=	$\frac{l}{n - 1}$	
		=	116	(mm)
鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に、鉄筋を均等に配置したときの値)	a	=	$c_s -$	
		=	97	(mm)

1.5.2 部分安全係数

部分安全係数は、材料強度や部材寸法のばらつき、構造物や部材の重要度、構造解析の不確か性を考慮して、以下のように定める。

安全係数 限界状態	材料係数		部材係数 b		構造解析係数 a	荷重係数 f	構造物係数 i
	モルタル c	鋼材 s					
終局限界状態	1.30	1.00	曲げ・軸耐力	1.15	1.00	1.20	1.20
			モルタルが負担するせん断耐力	1.30			
			せん断補強筋が負担するせん断耐力	1.10			
			斜め圧縮破壊耐力	1.30			
使用限界状態	1.00	-	1.00		1.00	1.00	1.00

部分安全係数は、設計断面耐力および設計断面力の計算過程の中で用いる。



1.5.3 設計荷重および設計断面力

のり枠工の設計断面力の算出に用いる設計荷重は、作用荷重に荷重係数を乗じて求める。

よって、先に求めた最大曲げモーメントおよび最大せん断力に荷重係数を乗じることにより、設計荷重を考慮した断面力を求めることができる。

限界状態	設計荷重 (作用荷重 × f_i)	設計荷重を考慮した断面力	
終局限界状態	作用荷重 × 1.20	最大曲げモーメント M'	75.65 (kN・m)
		最大せん断力 V'	106.88 (kN)
使用限界状態	作用荷重 × 1.00	最大曲げモーメント M'	63.04 (kN・m)
		最大せん断力 V'	89.07 (kN)

設計断面力は、設計荷重を考慮した断面力に対して、構造解析係数を乗じて求める。

限界状態	構造解析係数 a	設計断面力	
終局限界状態	1.00	設計曲げモーメント M_d	75.65 (kN・m)
		設計せん断力 V_d	106.88 (kN)
使用限界状態	1.00	設計曲げモーメント M_d	63.04 (kN・m)
		設計せん断力 V_d	89.07 (kN)

1.5.4 曲げモーメントに対する照査

のり枠の安全性能の照査として、曲げに対して検討する必要がある。

ここでは、曲げモーメントが作用することによって、断面破壊の終局限界状態に至らないことを確認する。

(1) 引張鉄筋量の検討

軸方向引張鉄筋量が多すぎると、断面破壊時にモルタルの圧縮破壊が先行し、ぜい性的な破壊を生じる場合がある。そこで、引張鉄筋量の最大値を釣合鉄筋比の75%とし、引張鉄筋比がこれ以下となることを確認する。

$$\begin{aligned} \text{釣合鉄筋比に関する係数} &= 0.88 - 0.004 \cdot f'_{ck} = 0.88 - 0.004 \times 18 \\ &= 0.81 \quad (0.68) \quad = 0.68 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{モルタルの終局ひずみ} \quad \epsilon_{cu} &= \frac{155 - f'_{ck}}{30000} = \frac{155 - 18}{30000} \\ &= 0.0046 \quad (0.0025 \quad \epsilon'_{cu} \quad 0.0035) \quad \epsilon'_{cu} = 0.0035 \end{aligned}$$

$$\text{モルタルの設計圧縮強度} \quad f'_{cd} = \frac{f'_{ck}}{c} = \frac{18}{1.30} = 13.85 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{鉄筋の設計引張降伏強度} \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{s} = \frac{345}{1.00} = 345 \quad (\text{N/mm}^2)$$

鉄筋比 p は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} p &= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1146.0}{500 \times 410} \\ &= 0.00559 \end{aligned}$$

釣合鉄筋比 p_b は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} p_b &= \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_{yd}}{E_s}} \cdot \frac{f'_{cd}}{f_{yd}} \\ &= 0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{345}{200 \times 10^3}} \times \frac{13.85}{345} \\ &= 0.01829 \end{aligned}$$

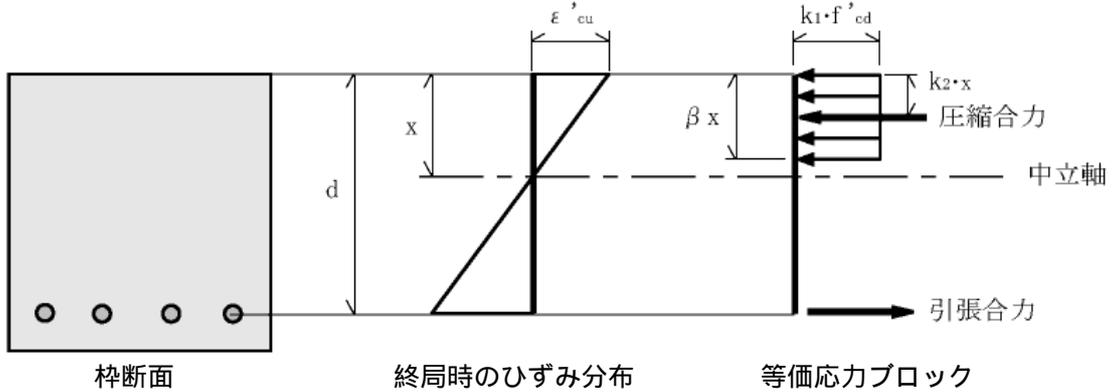
よって、 $p = 0.00559$ $0.75 \cdot p_b = 0.01372$ となり、
引張鉄筋が先に降伏することになる。 ... OK

(2) 設計曲げ耐力

曲げモーメントを受けるのり枠の設計断面耐力は、以下の仮定に基づいて計算する。

- ・ 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例する。
- ・ モルタルの引張応力は無視する。
- ・ モルタルおよび鉄筋の応力 - ひずみ曲線は、非線形モデルを用いる。

また、断面のひずみがすべて圧縮とはならないものとし、モルタルの圧縮応力度分布を等価応力ブロックとして考えて計算する。



$$\begin{aligned} \text{曲げ耐力の等価応力ブロックに} &= 0.52 + 80 \cdot \epsilon'_{cu} = 0.52 + 80 \times 0.0035 \\ \text{関する係数} &= 0.8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{強度の低減係数} \quad k_1 &= 1 - 0.003 \cdot f'_{ck} = 1 - 0.003 \times 18 \\ &= 0.95 \quad (k_1 = 0.85) \quad k_1 = 0.85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{圧縮縁から中立軸までの距離}x\text{に} & \quad k_2 = \frac{\quad}{2} = \frac{0.8}{2} = 0.4 \\ \text{対する圧縮合力までの距離の比} & \end{aligned}$$

終局曲げ耐力 M_u は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} M_u &= b \cdot d^2 \cdot p \cdot f_{yd} \cdot \left(1 - \frac{k_2}{k_1} \cdot \frac{p \cdot f_{yd}}{f'_{cd}} \right) \\ &= 500 \times 410^2 \times 0.00559 \times 345 \times \left(1 - \frac{0.4}{0.8 \times 0.85} \times \frac{0.00559 \times 345}{13.85} \right) \\ &= 148.82 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)} = 148.82 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

設計曲げ耐力 M_{ud} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} M_{ud} &= \frac{M_u}{\gamma_b} = \frac{148.82}{1.15} \\ &= 129.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(3) 安全性の照査

$$i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} = 1.20 \times \frac{75.65}{129.41} = 0.71 < 1.00 \quad \dots \quad \text{OK}$$

1.5.5 せん断力に対する照査

のり枠の安全性能の照査として、せん断に対して検討する必要がある。

ここでは、せん断力が作用することによって、断面破壊の終局限界状態に至らないことを確認する。

(1) モルタルが負担する設計せん断耐力

$$\begin{aligned} \text{モルタルのせん断強度} \quad f_{vcd} &= 0.20 \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} = 0.20 \times \sqrt[3]{13.85} \\ &= 0.48 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (f_{vcd} \ 0.72) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断耐力の有効高に関する係数} \quad d &= \sqrt[4]{1000 / d} = \sqrt[4]{1000 / 410} \\ &= 1.25 \quad (d \ 1.5) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断耐力の軸方向鉄筋比に関する} & \\ \text{係数} \quad p &= \sqrt[3]{100 \cdot p} = \sqrt[3]{100 \times 0.00559} \\ &= 0.82 \quad (p \ 1.5) \end{aligned}$$

$$\text{せん断耐力の軸方向力に関する係数} \quad n = 1.00 \quad (\text{のり枠では軸方向力は作用しない})$$

モルタルが負担する設計せん断耐力 V_{cd} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} V_{cd} &= \frac{d \cdot p \cdot n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d}{b} \\ &= \frac{1.25 \times 0.82 \times 1.00 \times 0.48 \times 500 \times 410}{1.30} \\ &= 77.58 \times 10^3 \text{ (N)} = 77.58 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) せん断補強筋が負担する設計せん断耐力

$$\begin{aligned} \text{せん断補強筋の設計引張降伏強度} \quad f_{wyd} &= \frac{f_{wyk}}{s} = \frac{345}{1.00} \\ &= 345 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力の合力作用位置から引張鉄筋図芯} & \\ \text{までの距離} \quad z &= \frac{d}{1.15} = \frac{410}{1.15} \\ &= 356.5 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

せん断補強筋が負担する設計せん断耐力 V_{sd} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} V_{sd} &= \frac{A_w \cdot f_{wyd}}{s} \cdot \frac{z}{b} \\ &= \frac{397.2 \times 345}{400} \times \frac{356.5}{1.10} \\ &= 111.03 \times 10^3 \text{ (N)} = 111.03 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(3) 設計せん断耐力

設計せん断耐力 V_{yd} は、モルタルが負担する設計せん断耐力に、せん断補強筋が負担する設計せん断耐力を合わせたものであるから、以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} V_{yd} &= V_{cd} + V_{sd} = 77.58 + 111.03 \\ &= 188.61 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

(4) モルタル腹部の設計斜め圧縮破壊耐力の検討

せん断補強筋が多量に配置されている場合には、せん断補強筋が降伏せずに、モルタル腹部の圧縮破壊によって、ぜい性的な破壊に至る場合がある。そこで、この破壊を避けるために、設計せん断耐力が、モルタル腹部の設計斜め圧縮破壊耐力以下となることを確認する。

$$\begin{aligned} \text{モルタル腹部の設計斜め圧縮強度} \quad f_{wcd} &= 1.25 \cdot \sqrt{f'_{cd}} = 1.25 \times \sqrt{13.85} \\ &= 4.65 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (f_{wcd} \quad 9.8) \end{aligned}$$

モルタル腹部の設計斜め圧縮破壊耐力 V_{wcd} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} V_{wcd} &= \frac{f_{wcd} \cdot b \cdot d}{b} = \frac{4.65 \times 500 \times 410}{1.30} \\ &= 733.27 \times 10^3 \text{ (N)} = 733.27 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

よって、 $V_{yd} = 188.61$ $V_{wcd} = 733.27$ となり、

せん断補強筋が先に降伏することになる。 ... OK

(5) 安全性の照査

$$i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} = 1.20 \times \frac{106.88}{188.61} = 0.68 \quad 1.00 \quad \dots \quad \text{OK}$$

1.5.6 曲げひび割れに対する照査

のり枠の使用性能の照査として、曲げひび割れに対して検討する必要がある。

ここでは、曲げひび割れ幅が許容ひび割れ幅以下になることを確認する。

(1) 許容ひび割れ幅

許容ひび割れ幅 w_a は、引張鉄筋のかぶりと鉄筋の腐食に対する環境条件によって決まる。

引張鉄筋のかぶり $c = 81 \text{ mm}$ を用いて、「一般の環境」として求める。

$$\begin{aligned} w_a &= 0.0050 \cdot c = 0.0050 \times 81 \\ &= 0.405 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

(2) 鉄筋応力度の増加量

鉄筋位置のモルタルの応力度が0の状態からの鉄筋応力度の増加量は、のり枠の場合は鉄筋の引張応力度となる。

$$\text{鉄筋比} \quad p = 0.00559$$

$$\begin{aligned} \text{ヤング係数比} \quad n' &= \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{22.0} \\ &= 9.09 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{係数} \quad k &= \sqrt{2 \cdot n' \cdot p + (n' \cdot p)^2} - n' \cdot p \\ &= \sqrt{2 \times 9.09 \times 0.00559 + (9.09 \times 0.00559)^2} - 9.09 \times 0.00559 \\ &= 0.272 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{係数} \quad j &= 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.272}{3} \\ &= 0.909 \end{aligned}$$

鉄筋応力度の増加量 σ_{se} は、以下のように計算できる。

$$\sigma_{se} = \frac{M_d}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{63.04 \times 10^6}{1146.0 \times 0.909 \times 410} = 147.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

(3) 曲げひび割れ幅

鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 $k_1 = 1.00$

モルタルの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 $k_2 = 0.90$

引張鉄筋の段数の影響を表す係数
(段数 : $N = 1$) $k_3 = \frac{5 \cdot (N+2)}{7 \cdot N+8} = 1.0$

モルタルの収縮等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値 $c_{sd} = 150 \times 10^{-6}$

曲げひび割れ幅 w は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} w &= 1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \{4 \cdot c + 0.7 \cdot (c_s - c)\} \left(\frac{M_{se}}{E_s} + c_{sd} \right) \\ &= 1.1 \times 1.00 \times 0.90 \times 1.0 \times \{4 \times 81 + 0.7 \times (116 - 19)\} \times \left(\frac{147.60}{200 \times 10^3} + 150 \times 10^{-6} \right) \\ &= 0.345 \quad (\text{mm}) \end{aligned}$$

(4) 安全性の照査

$$i \cdot \frac{w}{w_a} = 1.00 \times \frac{0.345}{0.405} = 0.86 < 1.00 \quad \dots \text{OK}$$

1.5.7 せん断ひび割れに対する照査

のり枠の使用性能の照査として、せん断ひび割れに対して検討する必要がある。

ここでは、設計荷重作用時のせん断補強筋の応力度が制限値以下になることを確認する。

(1) モルタルが負担する設計せん断耐力

$$\text{モルタルの設計圧縮強度} \quad f'_{cd} = \frac{f'_{ck}}{c} = \frac{18}{1.00} = 18.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{モルタルのせん断強度} \quad f_{vcd} &= 0.20 \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}} = 0.20 \times \sqrt[3]{18.00} \\ &= 0.52 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (f_{vcd} = 0.72) \end{aligned}$$

$$\text{せん断耐力の有効高に関する係数} \quad d = 1.25$$

$$\text{せん断耐力の軸方向鉄筋比に関する係数} \quad p = 0.82$$

$$\text{せん断耐力の軸方向力に関する係数} \quad n = 1.00$$

モルタルが負担する設計せん断耐力 V_{cd} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} V_{cd} &= \frac{d \cdot p \cdot n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d}{b} \\ &= \frac{1.25 \times 0.82 \times 1.00 \times 0.52 \times 500 \times 410}{1.00} \\ &= 109.27 \times 10^3 \text{ (N)} = 109.27 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) せん断ひび割れの検討

設計せん断力 V_d が、モルタルが負担する設計せん断耐力 V_{cd} の70%より小さい場合は、せん断ひび割れの検討を省略することができる。

よって、 $V_d = 89.07 \text{ (kN)}$ $0.7 \cdot V_{cd} = 76.49 \text{ (kN)}$ となるため、せん断ひび割れの検討が必要である。

(3) 永久荷重によるせん断補強筋の応力度

グラウンドアンカー工の場合、のり枠には永久荷重のみ作用するものとして検討している
ので、設計せん断力 V_d と永久荷重による設計せん断力 V_{pd} は同じである。

$$\text{永久荷重による設計せん断力} \quad V_{pd} = V_d = 89.07 \text{ (kN)}$$

$$\text{圧縮応力の合力作用位置から引張鉄筋図芯までの距離} \quad z = 356.5 \text{ (mm)}$$

永久荷重によるせん断補強筋の応力度 w_{pd} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} w_{pd} &= \frac{(V_{pd} - V_{cd}) \cdot s}{A_w \cdot z} \\ &= \frac{(89.07 - 109.27) \times 10^3 \times 400}{397.2 \times 356.5} \\ &= -57.06 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

(4) 安全性の照査

せん断補強筋の応力度の制限値 $a = 120 \text{ N/mm}^2$ として照査する。

$$i \cdot \frac{w_{pd}}{a} = 1.00 \times \frac{-57.06}{120} = -0.47 < 1.00 \cdots \text{OK}$$

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

モルタルの設計基準強度	$f'_{ck} = 18.0$	(N/mm ²)
プレート幅	$u = 230$	(mm)
アンカー箱抜径	$D_1 = 140$	(mm)
梁幅	$b = 500$	(mm)
モルタル面の全面積	$A = b^2 = 500^2 = 250000$	(mm ²)
プレートの有効面積	$A_a = u^2 - \frac{\cdot D_1^2}{4} = 230^2 - \frac{\times 140^2}{4}$	
	$= 37506$	(mm ²)

(2) 許容支圧応力度の算出

局部荷荷の場合、許容支圧応力度 b_a は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned}
 b_a &= \left(0.25 + 0.05 \cdot \frac{A}{A_a} \right) \cdot f'_{ck} \\
 &= \left(0.25 + 0.05 \times \frac{250000}{37506} \right) \times 18.0 \\
 &= 10.49 \text{ (N/mm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ただし、設計基準強度の 50% 以内に抑えるものとする。

$$b_a = 0.5 \cdot f'_{ck} = 0.5 \times 18.0 = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

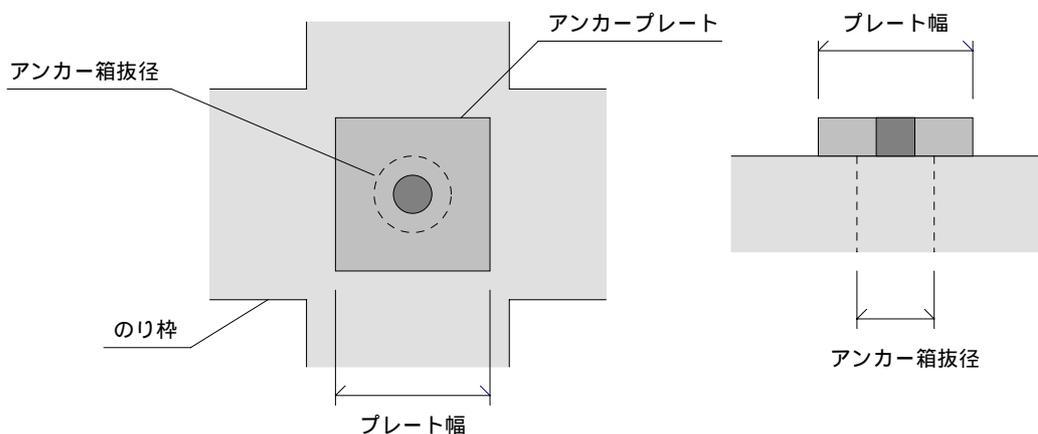
したがって、許容支圧応力度 b_a を以下の値とする。

$$b_a = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

1.6.2 支圧応力度

支圧応力度 b を照査する。

$$\begin{aligned}
 b &= \frac{Td}{A_a} = \frac{240.0 \times 10^3}{37506} \\
 &= 6.40 \text{ (N/mm}^2\text{)} \qquad b_a = 9.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$



1.7 鉄筋の重ね継手

鉄筋の重ね継手長は、基本定着長以上とする。

主鉄筋	D19 - 4本 (= 19 (mm))
引張鉄筋のかぶり	c = 81 (mm)
鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に、 鉄筋を均等に配置した時の値)	a = 97 (mm)
鉄筋の設計引張降伏強度	f _{yd} = 345 (N/mm ²)
モルタルの設計基準強度	f' _{ck} = 18 (N/mm ²)
モルタルの材料係数	c = 1.30
モルタルの設計付着強度	f _{bod} = $\frac{0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3}}{c} = \frac{0.28 \times 18^{2/3}}{1.30}$ = 1.479 (N/mm ²) (f _{bod} 3.2)
スターラップ	D16 - 2本
割裂破壊断面に垂直なスターラップの断面積	A _t = 397.2 (mm ²)
スターラップの中心間隔	s = 400 (mm)

ここで用いる c は、引張鉄筋のかぶりと定着する鉄筋のあきの半分の値の小さいほうなので、

$$c = \min \left(81, \frac{97}{2} \right) = 49 \text{ (mm)}$$

基本定着長に関する係数 k_c および は、以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} k_c &= \frac{c}{19} + \frac{15 \cdot A_t}{s \cdot 19} \\ &= \frac{49}{19} + \frac{15 \times 397.2}{400 \times 19} \\ &= 3.363 \end{aligned}$$

$$k_c = 3.363 \text{ より、} = 0.6$$

k _c 1.0 の場合	= 1.0
1.0 < k _c 1.5 の場合	= 0.9
1.5 < k _c 2.0 の場合	= 0.8
2.0 < k _c 2.5 の場合	= 0.7
2.5 < k _c の場合	= 0.6

基本定着長 l_d は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} l_d &= \frac{f_{yd} \cdot 19}{4 \cdot f_{bod}} = \frac{0.6 \times 345 \times 19}{4 \times 1.479} \\ &= 665 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

よって、鉄筋の重ね継手長は、665 mm 以上必要である。