

地区名 五大地区 のり面工事

測線名 NO.1測線

備考 主測線

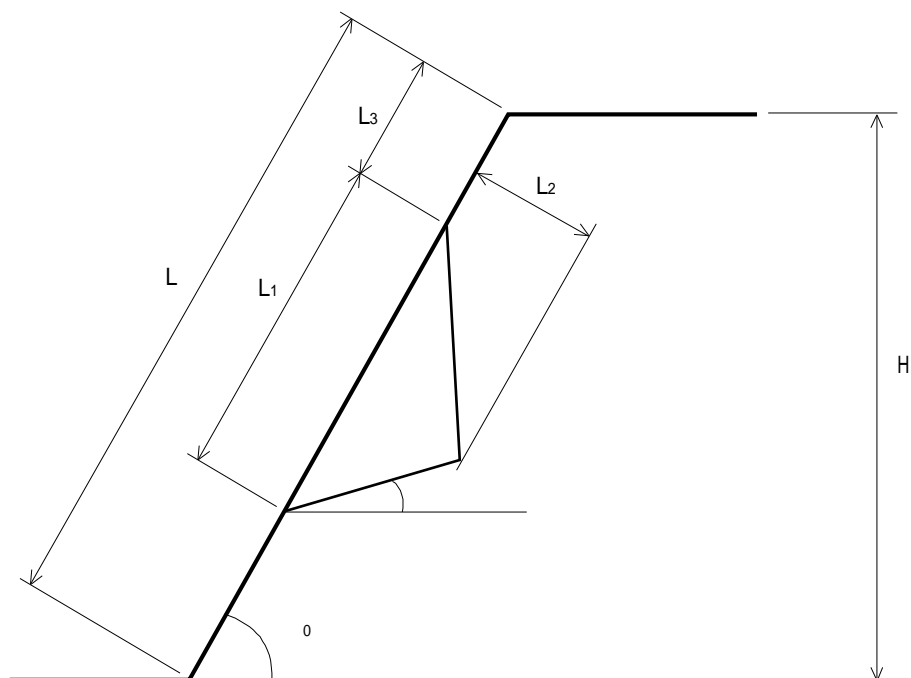
計算条件

項		目	記号	単位	数	値
枠 外 形	縦 枠	スパン数		スパン	4	
		スパン長	l_y	m	1.200	
		上張出し長	l_c	m	1.200	
		下張出し長	l_d	m	1.071	
		全長	L_y	m	7.071	
	横 枠	スパン数		スパン	5	
		スパン長	l_x	m	1.200	
		左張出し長	l_a	m	1.000	
		右張出し長	l_b	m	1.000	
		全長	L_x	m	8.000	
枠 断 面	縦 枠	枠高 × 枠幅	$h_y \times b_y$	mm	200 × 200	
		有効高	d_y	mm	155	
	横 枠	枠高 × 枠幅	$h_x \times b_x$	mm	200 × 200	
		有効高	d_x	mm	155	
単 位 体 積 重 量	移動土塊 (砂質土)		t	kN/m ³	18.5	
	のり枠 (モルタル+鉄筋)		c	kN/m ³	23.0	
	中詰め材 (植生基材)		e	kN/m ³	14.0	
	積雪 (道路工事設計施工要領)		s	kN/m ³	3.5	
枠 材	使用材料		-	-	モルタル	
	設計基準強度 (圧縮強度の特性値)		f_{ck}	N/mm ²	18	
鉄 筋	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	
	せん断補強鉄筋の引張降伏強度の特性値		f_{wyk}	N/mm ²	-	
安 全 係 数	材料係数 (終局)	枠材	c	-	1.30	
		鋼材	s	-	1.00	
	部材係数 (終局)	曲げ・軸耐力			1.15	
		枠材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	b	-	-	
		斜め圧縮破壊耐力			1.30	
	構造解析係数 (終局)		a	-	1.00	
	荷重係数 (終局)		f	-	1.20	
	構造物係数 (終局)		i	-	1.20	

計 算 結 果				
項 目		記 号	単 位	数 値
終局限界状態	設計曲げモーメント	M_d	kN・m	2.22
	設計せん断力	V_d	kN	4.44

枠	主 鉄 筋		スターラップ		終局限界状態				総合判定
	鉄 筋 径	本数 (片側)	鉄 筋 径	間隔 (mm)	曲げモーメント		せん断力		
					鉄筋比	安全性	圧縮破壊	安全性	
縦横	D10	2	-	-	0.00460	0.44	-	0.41	OK
安全性照査					0.01372	1.00	-	1.00	

崩壊形状



項	目	記号	単位	数	値
のり長		L	m		7.071
のり高		H	m		5.000
のり勾配		1:n (θ)	($^{\circ}$)		1 : 1.00 (45.00)
崩壊の長さ		L ₁	m		2.000
崩壊の深さ		L ₂	m		1.000
のり肩から崩壊上端までの距離		L ₃	m		1.000
崩壊部分に含まれる横枠本数		N	本		2
すべり面勾配			$^{\circ}$		20.00

主アンカーの検討

項	目	記号	単位	数	値
使用鋼材					D19
鋼材の断面積		A _s	mm ²		286.5
安全率 (設計安全率)		F _s			1.5
鋼材の許容せん断応力度		s _a	N/mm ²		80
鋼材のせん断応力度		s	N/mm ²		23.3

1 作用荷重の算出(縦枠)

1.1 枠にかかる重量

縦枠1本当たりにかかる重量を横枠1スパン分の範囲で算出する。

- ・中詰め材の重量 W_e

$$\begin{aligned} W_e &= \{L_1 - (b_x \cdot N)\} \cdot (\ell_x - b_y) \cdot h_e \cdot \rho \\ &= \{2.000 - (0.200 \times 2)\} \times (1.200 - 0.200) \times 0.050 \times 14.0 \\ &= 1.12 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

- ・移動土塊の重量 W_t

$$\begin{aligned} W_t &= \frac{L_1 \cdot L_2}{2} \cdot \ell_x \cdot \rho \\ &= \frac{2.000 \times 1.000}{2} \times 1.200 \times 18.5 \\ &= 22.20 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

よって、縦枠1本当たりにかかる崩壊部分の重量(設定荷重) W は、以下のようになる。

$$\begin{aligned} W &= W_e + W_t \\ &= 1.12 + 22.20 \\ &= 23.32 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

1.2 作用重量

縦枠に作用する荷重 P は、設定荷重 W のすべり面方向の分力に、現状安全率と計画安全率との差分 F_s を乗じたものとする。

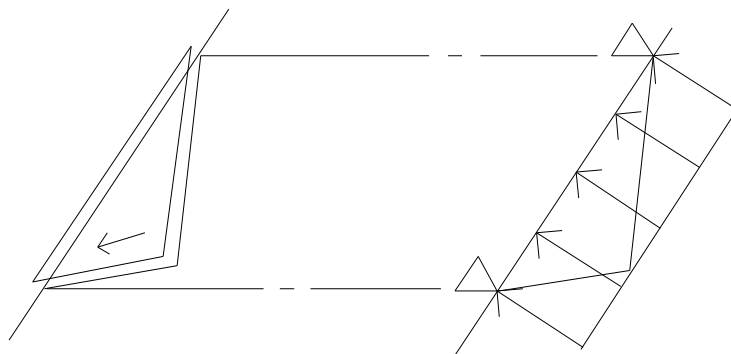
$$\begin{aligned} P &= F_s \cdot W \cdot \sin \\ &= 0.20 \times 23.32 \times \sin(20.00) \\ &= 1.60 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

のり枠に直角に作用する分力を P_r とし、等分布荷重として作用するものとする。

$$\begin{aligned} P_r &= P \cdot \sin(\theta - \alpha) \\ &= 1.60 \times \sin(45.00 - 20.00) \\ &= 0.68 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

2 曲げモーメント・せん断力の算出(縦枠)

2.1 崩壊部



縦枠に垂直に作用する分力に対し、枠の応力検討を行う。

縦枠の一部を単純ばりとし、作用分力を等分布荷重に置き換え検討する。

等分布荷重は以下のように計算できる。

$$w = \frac{Pr}{L_1} = \frac{0.68}{2.000} = 0.34 \text{ (kN/m)}$$

最大曲げモーメント M_{\max}

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8} \cdot w \cdot L_1^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0.34 \times 2.000^2 \\ &= 0.17 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

最大せん断力 S_{\max}

$$\begin{aligned} S_{\max} &= \frac{1}{2} \cdot w \cdot L_1 \\ &= \frac{1}{2} \times 0.34 \times 2.000 \\ &= 0.34 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

3 作用荷重の算出(横枠)

3.1 枠にかかる重量

重量としては、以下のものを考え、1スパン当たりで計算を行う。

・ のり枠自体の重量 W_c

$$\begin{aligned}W_c &= \{ \ell_x \cdot b_x \cdot h_x + (\ell_y - b_x) \cdot b_y \cdot h_y \} \cdot c \\ &= \{ 1.200 \times 0.200 \times 0.200 + (1.200 - 0.200) \times 0.200 \times 0.200 \} \times 23.0 \\ &= 2.02 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

・ 中詰め材の重量 W_e

$$\begin{aligned}W_e &= (\ell_x - b_y) \cdot (\ell_y - b_x) \cdot h_e \cdot e \\ &= (1.200 - 0.200) \times (1.200 - 0.200) \times 0.050 \times 14.0 \\ &= 0.70 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

・ 積雪の重量 W_s

のり勾配 1 : 1.00 より、通常の積雪深の 100 % を考慮する。

$$\begin{aligned}W_s &= \ell_x \cdot \ell_y \cdot \cos \theta \cdot (h_s \cdot 1.00) \cdot s \\ &= 1.200 \times 1.200 \times \cos(45.00) \times (1.000 \times 1.00) \times 3.5 \\ &= 3.56 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

よって、横枠1スパン当たりにかかる重量 W は、以下のようになる。

$$\begin{aligned}W &= W_c + W_e + W_s = 2.02 + 0.70 + 3.56 \\ &= 6.28 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

3.2 作用荷重

横枠1スパン当たりにおいて、のり面と平行な方向に作用する荷重 Q は、

$$\begin{aligned}Q &= W \cdot \sin \theta = 6.28 \times \sin(45.00) \\ &= 4.44 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

横枠が等分布荷重を受けると考え、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned}w &= \frac{Q}{\ell_x} = \frac{4.44}{1.200} \\ &= 3.70 \text{ (kN/m)}\end{aligned}$$

4 曲げモーメント・せん断力の算出(横枠)

4.1 第一内部支点

最大曲げモーメント M_{\max}

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{9} \cdot w \cdot l_x^2 \\ &= \frac{1}{9} \times 3.70 \times 1.200^2 \\ &= 0.59 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

最大せん断力 S_{\max}

$$\begin{aligned} S_{\max} &= \frac{3}{5} \cdot w \cdot l_x \\ &= \frac{3}{5} \times 3.70 \times 1.200 \\ &= 2.66 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

4.2 張出し部

最大曲げモーメント M_{\max}

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{2} \cdot w \cdot l_b^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 3.70 \times 1.000^2 \\ &= 1.85 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

最大せん断力 S_{\max}

$$\begin{aligned} S_{\max} &= w \cdot l_b \\ &= 3.70 \times 1.000 \\ &= 3.70 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

5 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・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	0.17	0.34
	張出し部		
横 枠	第一内部支点	0.59	2.66
	張出し部	1.85	3.70

したがって、最大曲げモーメント及び最大せん断力は以下ようになる。

$$\text{最大曲げモーメント } M_{\max} = 1.85 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{最大せん断力 } S_{\max} = 3.70 \text{ (kN)}$$

6 限界状態設計

6.1 限界状態の照査 (縦横)

のり枠の材料はモルタルを使用する。以下、枠材と表記する。

6.1.1 材料および断面諸元

(1) のり枠部分

枠幅	b	=	200	(mm)
枠高	h	=	200	(mm)
有効高	d	=	155	(mm)
枠材の設計基準強度(圧縮強度の特性値)	f_{ck}	=	18	(N/mm ²)

(2) 主鉄筋(引張鉄筋)

種類	SD345	D10	
鉄筋径	=	10	(mm)
本数	n	=	2 (本)
引張鉄筋量	A_s	=	142.7 (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

スターラップを配置しないため、せん断補強筋は検討しない。

(4) 配置

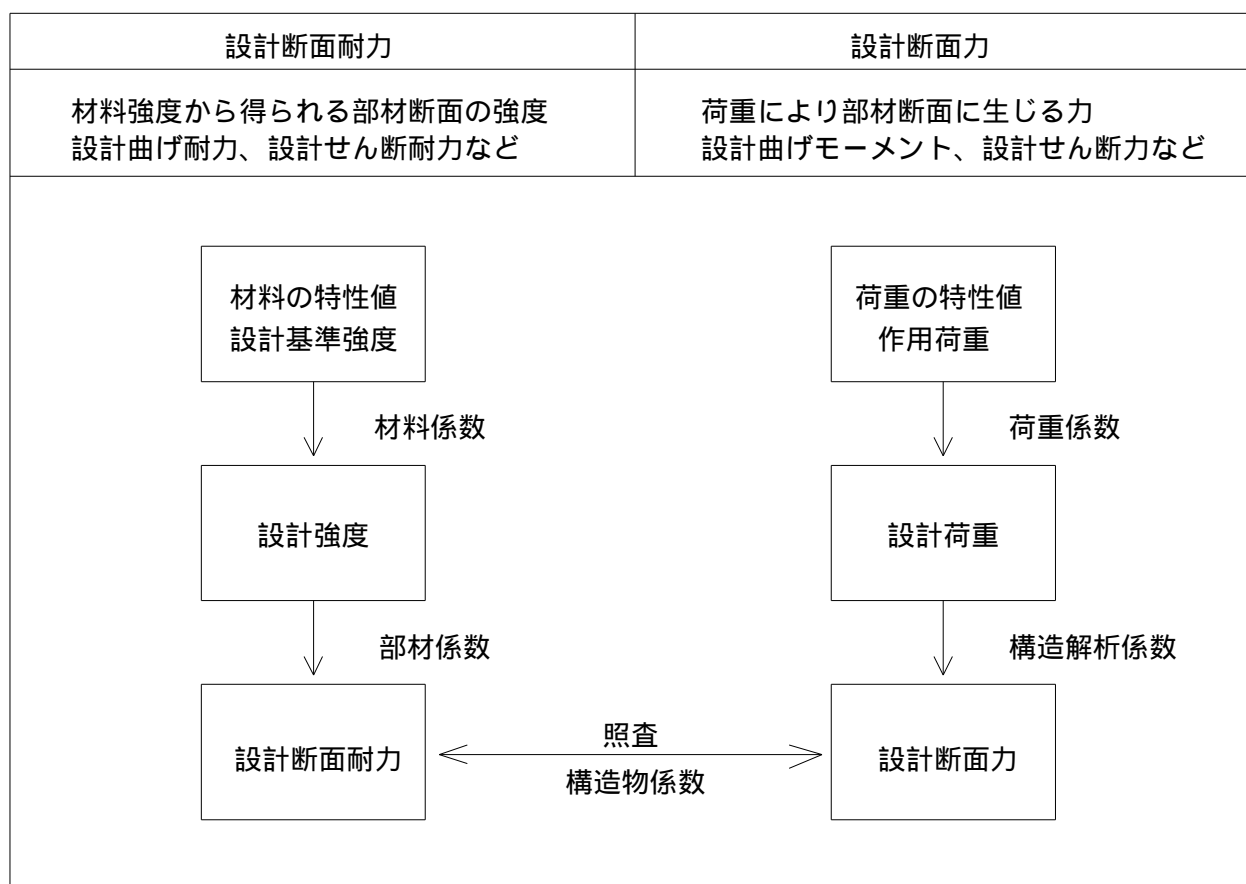
鉄筋の配置長	l_1	=	120	(mm)
引張鉄筋かぶり	c	=	$h - (d + \frac{\quad}{2}) = 40$	(mm)
鉄筋の中心間隔 (鉄筋が配置される区間に、鉄筋を均等に配置したときの値)	C_s	=	$\frac{l_1}{n - 1} = 110$	(mm)
鉄筋のあき (鉄筋が配置される区間に、鉄筋を均等に配置したときの値)	a	=	$C_s - \quad = 100$	(mm)

6.1.2 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、構造解析の不確実性を考慮して、以下のように定める。

限界状態	安全係数	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
		枠材 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
			枠材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	-			
			斜め圧縮破壊耐力	1.30			

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。



6.1.3 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)	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'	2.22 (kN・m)
		最大せん断力 V'	4.44 (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	2.22 (kN・m)
		設計せん断力 V_d	4.44 (kN)

6.1.4 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、断面破壊時に枠材の圧縮破壊が先行し、脆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。

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

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

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

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

鉄筋比 p は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} p &= \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{142.7}{200 \times 155} \\ &= 0.00460 \end{aligned}$$

釣合鉄筋比 p_b は、以下のように計算できる。

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

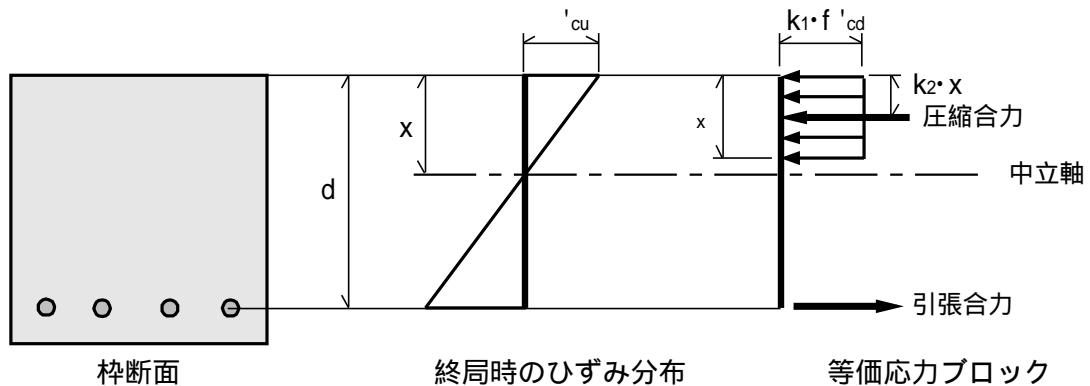
よって、 $p = 0.00460$ 、 $0.75 \cdot p_b = 0.01372$ となり、引張鉄筋が先に降伏することになる。 ... OK

(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。
- ・ 枠材の引張応力は無視する。
- ・ 枠材および鉄筋の応力 - 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、枠材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。



曲げ耐力の等価応力ブロックに関する係数

$$= 0.52 + 80 \cdot \epsilon_{cu} = 0.52 + 80 \times 0.0035 = 0.8$$

強度の低減係数

$$k_1 = 1 - 0.0030 \cdot f_{ck} = 1 - 0.0030 \times 18 = 0.95 \quad (k_1 \geq 0.85) \quad k_1 = 0.85$$

圧縮縁から中立軸までの距離 x に対する圧縮合力までの距離の比

$$k_2 = \frac{0.8}{2} = \frac{0.8}{2} = 0.4$$

終局曲げ耐力 M_u は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} M_u &= b \cdot d^2 \cdot p \cdot f_{yd} \cdot \left(1 - \frac{k_2}{k_1} \cdot \frac{p \cdot f_{yd}}{f'_{cd}}\right) \\ &= 200 \times 155^2 \times 0.00460 \times 345 \times \left(1 - \frac{0.4}{0.8 \times 0.85} \times \frac{0.00460 \times 345}{13.85}\right) \\ &= 7.11 \times 10^6 \text{ (N} \cdot \text{mm)} = 7.11 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

設計曲げ耐力 M_{ud} は、以下のように計算できる。

$$\begin{aligned} M_{ud} &= \frac{M_u}{b} = \frac{7.11}{1.15} \\ &= 6.18 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(3) 安全性の照査

$$i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} = 1.20 \times \frac{2.22}{6.18} = 0.44 < 1.00 \quad \dots \text{OK}$$

6.1.5 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) 枠材が負担する設計せん断耐力

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

$$\begin{aligned} \text{せん断耐力の有効高さに関する係数} \quad d &= \sqrt[4]{1000/d} = \sqrt[4]{1000 / 155} \\ &= 1.59 \quad (d \geq 1.5) \quad d = 1.5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断耐力の軸方向鉄筋比に関する} \\ \text{係数} \quad p &= \sqrt[3]{100 \cdot p} = \sqrt[3]{100 \times 0.00460} \\ &= 0.77 \quad (p \geq 1.5) \end{aligned}$$

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

枠材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。

$$\begin{aligned} V_{cd} &= \frac{d \cdot p \cdot n \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d}{b} \\ &= \frac{1.50 \times 0.77 \times 1.00 \times 0.48 \times 200 \times 155}{1.30} \\ &= 13.22 \times 10^3 \text{ (N)} = 13.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2) せん断補強筋が負担する設計せん断耐力

せん断補強筋を配置しないので、 $V_{sd} = 0.0$ (kN) とする。

(3) 設計せん断耐力

設計せん断耐力 V_{yd} は、枠材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。

$$\begin{aligned} V_{yd} &= V_{cd} + V_{sd} = 13.22 + 0.00 \\ &= 13.22 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(4) 枠材腹部の設計斜め圧縮破壊耐力の検討

せん断補強筋を配置しないので、枠材腹部の設計斜め圧縮破壊耐力の検討は省略する。

(5) 安全性の照査

$$i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} = 1.20 \times \frac{4.44}{13.22} = 0.41 \quad 1.00 \quad \dots \quad \text{OK}$$

7 主アンカーの検討

横枠1スパン当たりの荷重 Q に対する主アンカーのせん断応力度を以下の条件で検討する。

使用鋼材	D19
断面積	$A_s = 286.5 \text{ (mm}^2\text{)}$
許容せん断応力度	$s_a = 80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
横枠1スパン当たりの荷重	$Q = 4.44 \text{ (kN)}$
設計安全率	$F_s = 1.5$

したがって、鉄筋のせん断応力度は以下のように計算できる。

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{Q}{A_s} \cdot F_s \\
 &= \frac{4.44 \times 10^3}{286.5} \times 1.5 \\
 &= 23.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} \qquad s_a = 80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

8 鉄筋の重ね継手

8.1 鉄筋の重ね継手長（縦横）

鉄筋の重ね継手長は、基本定着長以上とする。

主鉄筋	D10 - 2 本 (= 10 (mm))
引張鉄筋のかぶり	$c = 40$ (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)	$a = 100$ (mm)
鉄筋の設計引張降伏強度	$f_{yd} = 345$ (N/mm ²)
枠材の設計基準強度	$f'_{ck} = 18$ (N/mm ²)
枠材の材料係数	$\alpha_c = 1.30$
枠材の設計付着強度	$f_{bod} = \frac{0.28 \cdot f'_{ck}{}^{2/3}}{\alpha_c} = \frac{0.28 \times 18^{2/3}}{1.30}$ $= 1.479$ (N/mm ²) ($f_{bod} 3.2$)

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、

$$c = \min\left(40, \frac{100}{2}\right) = 40 \text{ (mm)}$$

基本定着長に関する係数 k_c および α_c は、以下のとおりとなる。

$$k_c = \frac{c}{s} + \frac{15 \cdot A_t}{s \cdot A_c} \quad \left(\text{スターラップを配置しないので、} \frac{15 \cdot A_t}{s \cdot A_c} = 0 \text{ とする。} \right)$$

$$= \frac{40}{10}$$

$$= 4.000$$

$$k_c = 4.000 \text{ より、} \alpha_c = 0.6$$

k_c 1.0 の場合	$\alpha_c = 1.0$
$1.0 < k_c$ 1.5 の場合	$\alpha_c = 0.9$
$1.5 < k_c$ 2.0 の場合	$\alpha_c = 0.8$
$2.0 < k_c$ 2.5 の場合	$\alpha_c = 0.7$
$2.5 < k_c$ の場合	$\alpha_c = 0.6$

基本定着長 l_d は、以下のように計算できる。

$$l_d = \frac{\alpha_c \cdot f_{yd} \cdot s}{4 \cdot f_{bod}} = \frac{0.6 \times 345 \times 10}{4 \times 1.479}$$

$$= 350 \text{ (mm)}$$

よって、鉄筋の重ね継手長は、350 mm 以上必要である。