

重力式擁壁安定計算書

重力式擁壁H5000(地震時)

※注意

本計算書は、計算過程に於いて四捨五入等の丸目処理を行っていない為、出力された値で計算を行った場合、計算誤差が生じます。

§1. 計算条件

1) 形 状

天 端 幅 :A	0.400	m
擁 壁 高 :H	5.000	m
底 盤 幅 :B	3.500	m
擁壁前面勾配 :n	1:0.500	
擁壁背面勾配 :m	1:0.120	
盛 土 高 :H _o	0.000	m
盛土面勾配	1:0.000	

2) 裏込め土

土質名称	砂質土	
単位体積重量 : γ	20.000	kN/m ³
せん断抵抗角 : ϕ	35.000	°
粘 着 力 :c	10.000	kN/m ²

3) 支持地盤

土質名称	密な砂質土	
許容支持力 :q _a	300.000	kN/m ²
摩擦係数 : μ	0.600	
付着力 :C _b	0.000	kN/m ²

4) コンクリート

単位体積重量 : γ_c	23.000	kN/m ³
設計基準強度 : σ_{ck}	18	N/mm ²
許容応力度の割増係数	1.50	

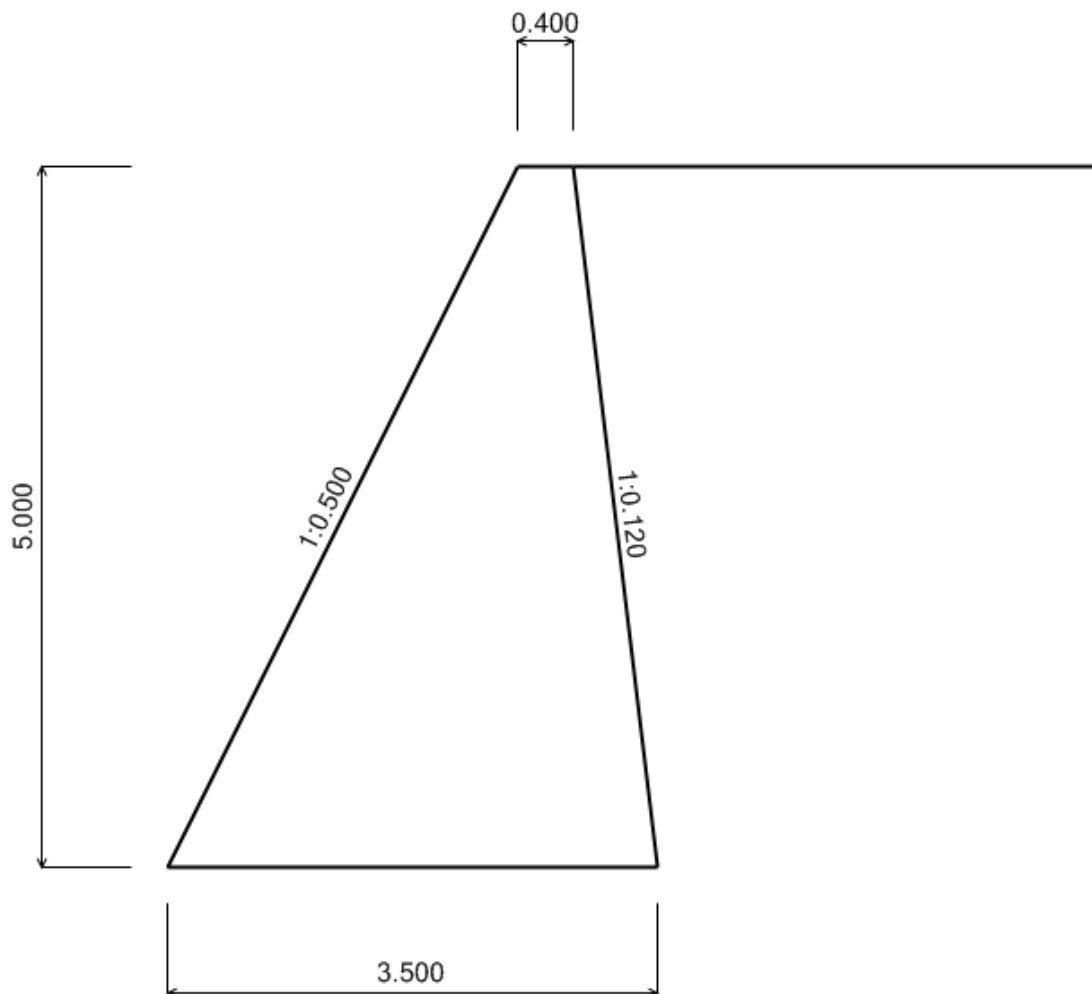
5) 載荷重

上載荷重 :q	0.000	kN/m ²
---------	-------	-------------------

6)地震荷重

地震規模	任意の値
地盤種別	*****
地域区分	*****
設計水平震度:kh	0.25

7)形状



8)参考文献

- 平成11年3月 道路土工擁壁工指針 日本道路協会 【擁壁の安定性の照査】
- 平成24年7月 道路土工擁壁工指針 日本道路協会 【部材の安全性の照査】
- 擁壁の設計法と計算例 理工図書(右城 猛 著)

§2. 荷重計算

1) 自重

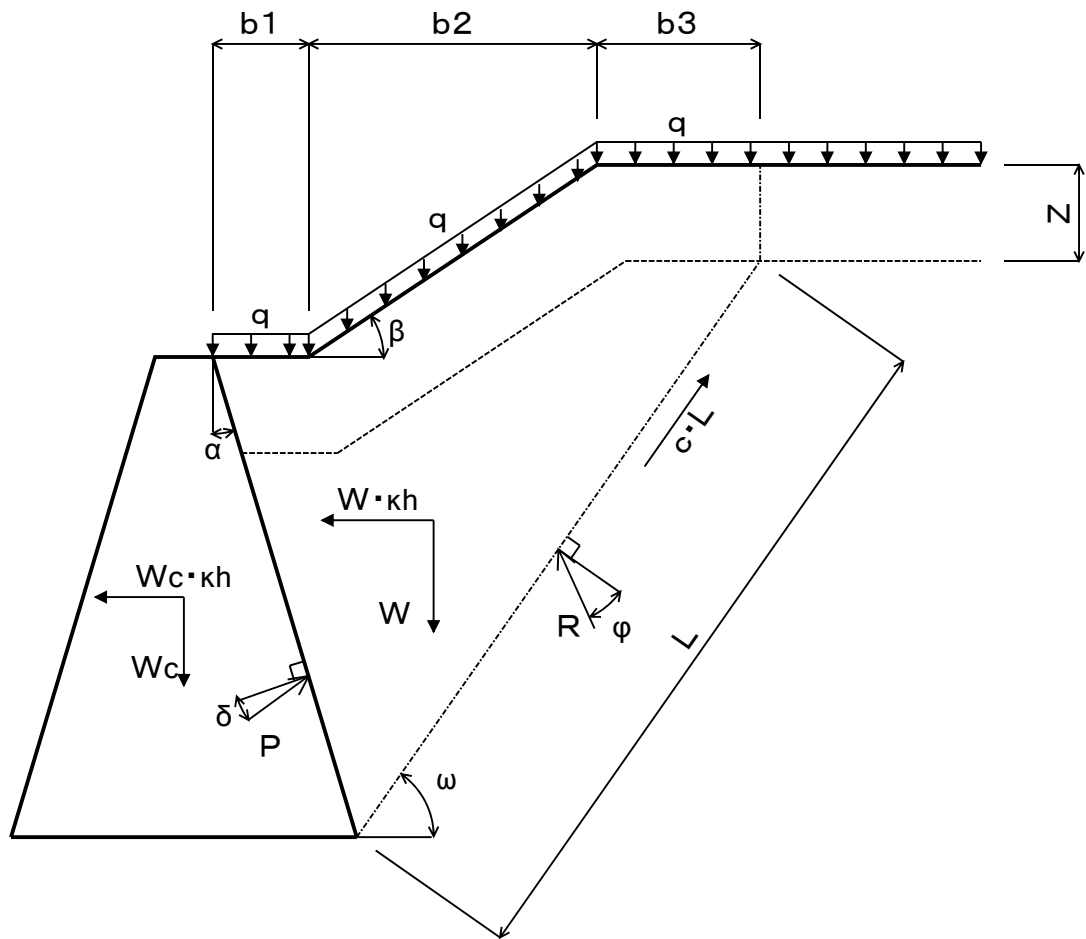
$$\begin{aligned}\text{重量 : } W_c &= \frac{H}{2} (A+B) \cdot \gamma_c \\ &= \frac{5.000}{2} \times (0.400 + 3.500) \times 23.000 \\ &= 224.250 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{慣性力 : } H_c &= W_c \times kh \\ &= 224.250 \times 0.25 \\ &= 56.063 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{重心 : } X_c &= \frac{B}{2} + \frac{H}{6} \cdot \frac{2A+B}{A+B} \cdot (n-m) \\ &= \frac{3.500}{2} + \frac{5.000}{6} \times \frac{2 \times 0.400 + 3.500}{0.400 + 3.500} \times (0.500 - 0.120) \\ &= 2.099 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{重心 : } Y_c &= \frac{H}{3} \cdot \frac{2A+B}{A+B} \\ &= \frac{5.000}{3} \times \frac{2 \times 0.400 + 3.500}{0.400 + 3.500} \\ &= 1.838 \text{ m}\end{aligned}$$

2) 土圧



$$P = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega - \varphi + \theta) - c \cdot L \cdot \cos \varphi}{\cos(\omega - \varphi - \alpha - \delta)}$$

ここに、

P: 土圧合力 (kN/m)

W: 土のくさび重量(上載荷重を含む) (kN/m)

θ : 地震時合成角 $\theta^\circ = \tan^{-1} kh$

$\theta = \tan^{-1}(0.25)$

$= 14.036^\circ$

ω : 仮定したすべり面と水平面のなす角 ($^\circ$)

φ : せん断抵抗角 ($^\circ$)

c: 裏込め土の粘着力 (kN/m²)

L: 主働すべり面長 (m)

α : 壁面の傾斜角 ($^\circ$)

δ : 壁面摩擦角 ($^\circ$)

$$\delta = \frac{1}{2} \cdot \varphi$$

$$= \frac{1}{2} \times 35.000$$

$= 17.500^\circ$

Z: 粘着高 (m)

$$Z = \frac{2c}{\gamma} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$= \frac{2 \times 10.000}{20.000} \times \tan\left(45 + \frac{35.000}{2}\right)$$

$= 1.921\text{m}$

土圧計算結果表

ω°	b1(m)	b2(m)	b3(m)	L(m)	W(kN/m)	P(kN/m)
43	3.902	0.000	0.000	4.515	258.520	65.650
44	3.788	0.000	0.000	4.432	250.670	67.196
45	3.679	0.000	0.000	4.354	243.098	68.532
46	3.573	0.000	0.000	4.280	235.787	69.672
47	3.471	0.000	0.000	4.210	228.717	70.629
48	3.372	0.000	0.000	4.143	221.875	71.413
49	3.277	0.000	0.000	4.080	215.244	72.036
50	3.184	0.000	0.000	4.019	208.811	72.505
51	3.093	0.000	0.000	3.962	202.564	72.830
52	3.006	0.000	0.000	3.907	196.491	73.016
53	2.920	0.000	0.000	3.855	190.581	73.072
54	2.837	0.000	0.000	3.806	184.825	73.003
55	2.756	0.000	0.000	3.759	179.213	72.815
56	2.677	0.000	0.000	3.714	173.737	72.511
57	2.600	0.000	0.000	3.671	168.388	72.097
58	2.524	0.000	0.000	3.631	163.159	71.577
59	2.450	0.000	0.000	3.592	158.042	70.953
60	2.378	0.000	0.000	3.555	153.032	70.229
61	2.307	0.000	0.000	3.520	148.122	69.407
62	2.237	0.000	0.000	3.487	143.306	68.490

最大合力時のすべり角： $\omega_a = 53^\circ$

土圧合力の最大値： $P_{\max} = 73.072 \text{ kN/m}$

主働土圧の鉛直成分： $P_{av} = P_a \cdot \sin(\alpha + \delta)$
 $= 73.072 \times \sin(6.843 + 23.333)$
 $= 30.120 \text{ kN/m}$

主働土圧の水平成分： $P_{ah} = P_a \cdot \cos(\alpha + \delta)$
 $= 73.072 \times \cos(6.843 + 23.333)$
 $= 66.576 \text{ kN/m}$

土圧の作用位置

$$\begin{aligned} Y_a &= \frac{H}{3} \\ &= \frac{5.000}{3} \\ &= 1.667\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_a &= B - \text{背面勾配} \times Y_a \\ &= 3.500 - 0.120 \times 1.667 \\ &= 3.300\text{m} \end{aligned}$$

§3. 擁壁の安定性の照査

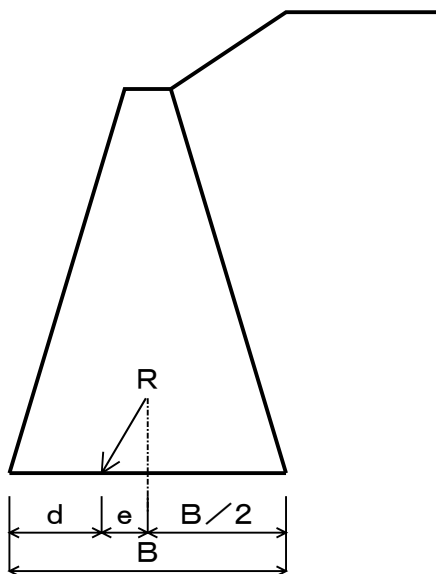
1) 荷重の集計

荷重集計表

種 別	V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	V・x (kN・m/m)	H・y (kN・m/m)
自重	224.250	56.063	2.099	1.838	470.733	103.021
土圧	30.120	66.576	3.300	1.667	99.396	110.960
Σ	254.370	122.638			570.129	213.981

$$\begin{aligned}\text{合力の作用位置 : } d &= \frac{\Sigma(V \cdot x) - \Sigma(H \cdot y)}{\Sigma V} \\ &= \frac{(570.129 - 213.981)}{254.370} \\ &= 1.400\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{荷重の偏心量 : } e &= \frac{B}{2} - d \\ &= \frac{3.500}{2} - 1.400 \\ &= 0.350\text{m}\end{aligned}$$



2) 転倒に対する安定性の照査

$$\text{偏心量: } e \leq \frac{B}{3} \cdots \text{OK}$$

$$0.350\text{m} \leq \frac{3.500}{3} = 1.167\text{m} \cdots \text{OK}$$

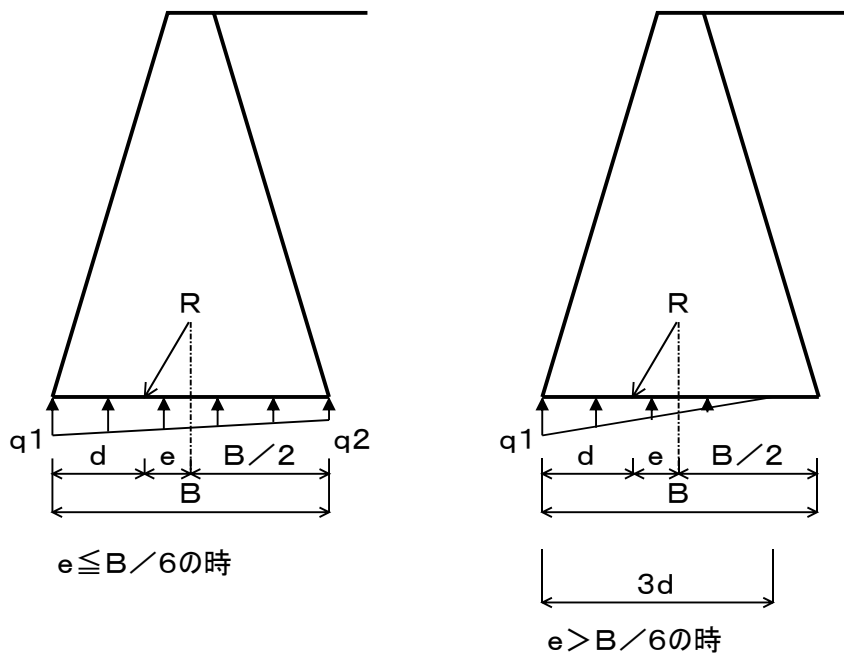
3) 滑動に対する安定性の照査

$$\text{滑動安全率: } F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + Cb \cdot B}{\Sigma H} \geq 1.2 \cdots \text{OK}$$

$$= \frac{254.370 \times 0.600 + 0.000 \times 3.500}{122.638}$$

$$= 1.244 \geq 1.2 \cdots \text{OK}$$

4) 支持力に対する安定性の照査



$$\begin{aligned}
 q1 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) \\
 &= \frac{254.370}{3.500} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.350}{3.500}\right) \\
 &= 116.283 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

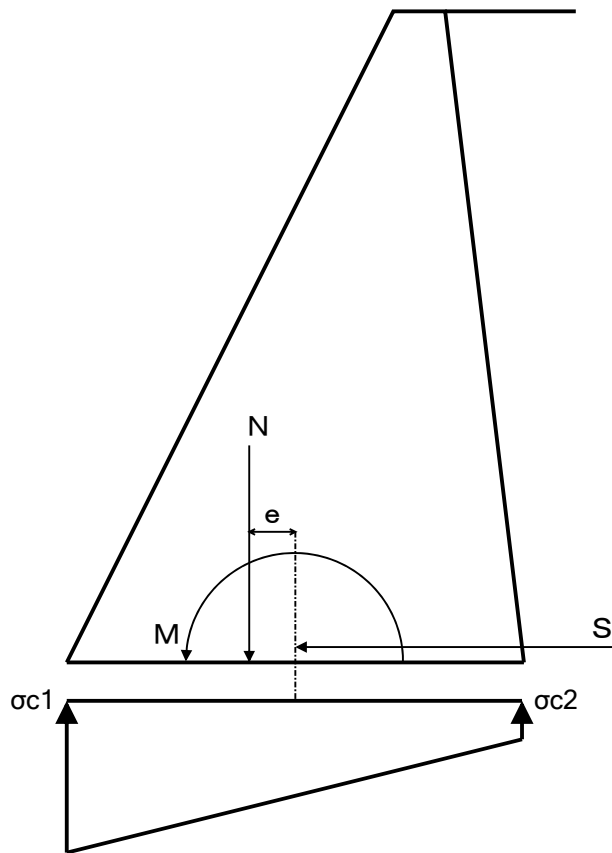
$$\begin{aligned}
 q2 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B}\right) \\
 &= \frac{254.370}{3.500} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.350}{3.500}\right) \\
 &= 29.071 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$q1 = 116.283 \text{ kN/m}^2 \leq \text{許容支持力} : q_a \times 1.5 = 450.000 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

$q2 = 29.071 \text{ kN/m}^2 \leq \text{許容支持力} : q_a \times 1.5 = 450.000 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

§4. 部材の安全性の照査

1) 無筋コンクリート断面の縁応力度に対する安全性の照査



$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W}$$

ここに、

σ_c : コンクリート断面の縁応力度 (N/mm²)

N : 軸方向力 (kN)

A : コンクリート全断面積 (mm²)

e : コンクリート断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数 (mm³)

$$\begin{aligned} A &= 1,000 \times 3,500 \\ &= 3,500,000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= \frac{1,000 \times 3,500^2}{6} \\ &= 2,041,666,667 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

荷重集計表

種 別	V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	V・x (kN・m/m)	H・y (kN・m/m)
自重	224.250	56.063	0.349	1.838	78.296	103.021
土圧	30.120	66.576	1.550	1.667	46.686	110.960
Σ	254.370	122.638			124.982	213.981

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{\Sigma(H \cdot y - V \cdot x)}{\Sigma V} \times 1,000 \\
 &= \frac{213.981 - 124.982}{254.370} \times 1,000 \\
 &= 349.9\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{254,370}{3,500,000} + \frac{254,370 \times 349.9}{2,041,666,667} \\
 &= 0.116\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

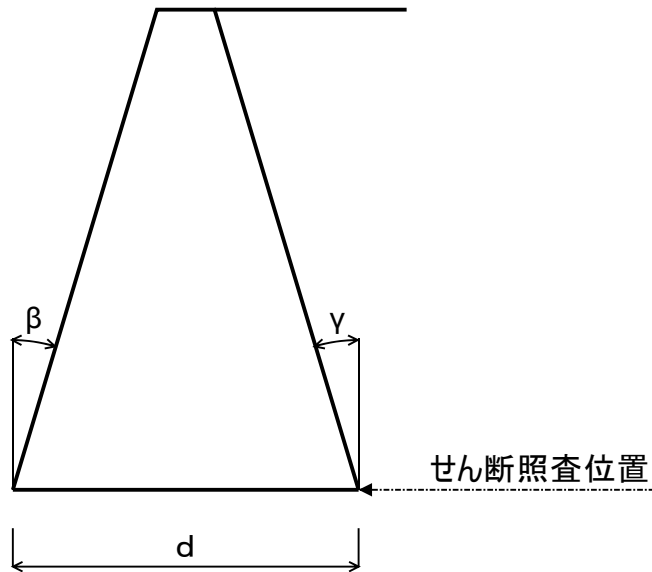
$$\begin{aligned}
 \sigma_2 &= \frac{254,370}{3,500,000} - \frac{254,370 \times 349.9}{2,041,666,667} \\
 &= 0.029\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{許容圧縮応力度} : \sigma_{ca} = \frac{\sigma_{ck}}{4} = \frac{18}{4} \times 1.5 = 6.750 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_1 = 0.116 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$

$$\sigma_2 = 0.029 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$

2) 平均せん断応力度に対する安全性の照査



$$\tau_m = \frac{Sh}{b \cdot d}$$

ここに、 τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

Sh : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N)

$$Sh = S - \frac{M}{d} (\tan\beta + \tan\gamma)$$

S : 部材断面に作用するせん断力 (N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

b : 部材断面幅 (mm)

d : 部材断の有効高 (mm)

β : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 (°)

γ : 部材引張縁が部材軸方向となす角度 (°)

$$\begin{aligned} Sh &= 122,638 - \frac{88,998,680}{3,500} (\tan 63.435^\circ + \tan 83.157^\circ) \\ &= 106,873 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_m &= \frac{106,873}{1,000 \times 3,500} \\ &= 0.031 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{許容せん断応力度: } \tau_a = \frac{\sigma_{ck}}{100} + 0.15 = \frac{18}{100} + 0.15 = 0.330 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_m = 0.031 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 0.330 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}$$