

Standsicherheitsnachweis der Wehranlage  
Hals an der Ilz

---

1. Vorbemerkungen und Annahmen
  - 1.1 Allgemeines
  - 1.2 Festes Wehr
  - 1.3 Schützenwehr
  - 1.4 Klappenwehr
  - 1.5 Zusammenfassung
  
2. Standsicherheitsnachweis
  - 2.1 Festes Wehr
    - 2.1.1 Flächen-, Volumen-, Kräfte- und Momentenermittlung
    - 2.1.2 Kippsicherheitsnachweis
    - 2.1.3 Spannungsnachweis in der Sohlfuge
    - 2.1.4 Gleitsicherheitsnachweis
  
  - 2.2 Schützenwehr
    - 2.2.1 Analog 2.1.1
    - 2.2.2 Analog 2.1.2
    - 2.2.3 Analog 2.1.2
    - 2.2.4 Analog 2.1.2
  
  - 2.3 Klappenwehr
    - 2.3.1 Analog 2.1.1
    - 2.3.2 Analog 2.1.2
    - 2.3.3 Analog 2.1.3
    - 2.3.4 Analog 2.1.4

## 1. Vorbemerkungen und Annahmen

### 1.1 Allgemeines

Bei der nachstehend durchgeführten Standsicherheitsuntersuchung für die Wehranlage Hals wurde der von der Bauaufsichtsbehörde geforderte Lastfall 3 nach DIN 19702 Absatz 3.2.3 angesetzt.

Es handelt sich hierbei um den Standsicherheitsnachweis bei einem Abfluß von  $HQ_{100} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Die dazugehörigen Wasserstände oberhalb, innerhalb und unterhalb des Wehrbereichs wurden der vorausgehenden hydraulischen Berechnung entnommen.

Für die Untersuchung wurde das Wehr in drei Abschnitte eingeteilt.

Festes Wehr - Schützenwehr - Klappenwehr.

Jeder Abschnitt wurde dabei getrennt für sich auf Standsicherheit untersucht.

Aus den zur Verfügung gestellten Unterlagen konnte entnommen werden, daß die Wehranlage auf Fels gegründet ist.

Eine negative gegenseitige Beeinflußung infolge unterschiedlicher Setzungen konnte demzufolge ausgeschlossen werden.

Ein positives seitliches Zusammenwirken dagegen kann angenommen werden, wurde jedoch nicht berücksichtigt. Über die Standsicherheitsgefährdung infolge vielleicht bestehender oder vielleicht auftretender Kolke können keine Aussagen gemacht werden.

Aus Sicherheitsgründen wurde eine UW-seitige Auffüllung mit Wasserbausteinen bis OK Tosbeckenplatte auf eine Länge von 8 m empfohlen.

Die den Plänen zu entnehmende OW-seitige Steinanschüttung vor dem festen Wehrkörper - vermutlich zur Verbesserung der Anströmung - wurde nicht berücksichtigt.

Da über den Verlauf der Sohlfuge keine Unterlagen zur Verfügung standen, wurde der ungünstigste Fall zur Standsicherheitsüberprüfung herangezogen, nämlich eine horizontale Sohlfuge ohne jegliche konstruktive Sicherungsmaßnahmen und praktisch ohne jegliche Einbindung zumindest, was das feste Wehr und das Schützenwehr anbelangt.

Die Fundamentplatte wurde mit einer Dicke von ungefähr 0,8 m angenommen.

Im Bereich des Klappenwehres ergab sich automatisch eine Einbindung infolge der Absenkung für die Klappe. Als evtl. Kippunkt wurde der UW-seitige Pfeilerfundamentfußpunkt festgelegt, da nicht anzunehmen ist, daß die Tosbeckenplatten irgendwelchen größeren Zugspannungen standhält.

Bei den Massenermittlungen wurde von den Plänen 1 und 2 ausgegangen.

Im einzelnen wurden folgende Annahmen und Vereinfachungen getroffen, wobei davon ausgegangen wurde, immer auf der sicheren Seite zu liegen:

### 1.2 Festes Wehr

Die Querschnittsfläche der Pfeiler wurde auf Grund der OW- und UW- seitigen Ausrundungen etwas vermindert. Das ausgerundete feste Wehr wurde bezüglich des Querschnittes bzw. der Massen wie ein Trapezquerschnitt behandelt.

Bei den Massenermittlungen blieben eine keilförmige Erhöhung und Erweiterung der Tosbeckensohle im Bereich der Fischtreppe und die Massen der Turbinenanlage und des Widerlagers unberücksichtigt.

- Eine Vergrößerung der Massen würde die Standsicherheit in diesem Falle erhöhen, da die zulässigen Bodenpressungen weit unter denjenigen für Fels liegen.
- Im OW wurde für das feste Wehr voller hydrostatischer Druck angesetzt, obwohl dynamische Druckverhältnisse vorliegen, über deren genaue quantitative Größe keine Aussagen gemacht werden können.
- Die Wasserauflast im Bereich der Wehrkrone blieb aus demselben Grunde völlig unberücksichtigt.
- An der UW-seitigen Wehrkrone wurde der Druck Null angesetzt, um von einem möglichst ungünstigen Standmoment auszugehen.
- Bei der Berechnung der Spannungen in der Sohlfuge blieben die Momente aus Ober- und Unterwasser unberücksichtigt, da sie entweder vernachlässigbar gering waren, oder positive Wirkung hatten.

### 1.3 Schützenwehr

Die Pfeiler in Abschnitt II wurden bezüglich Flächenermittlung wie Rechteckquerschnitte behandelt. Ebenso wurde bei der Fundamentplatte von einem einheitlichen minimalen Rechteckquerschnitt ausgegangen (gestrichelte Linie, Anlage 2), obwohl sie in Wirklichkeit größere Massen aufweist.

Als Wasserauflast wurde entlang des gesamten Pfeilers die Grenzfließtiefe entsprechend der vorausgegangenen hydraulischen Berechnung in Rechnung gestellt.

Bei der UW-seitigen horizontalen Belastung der Pfeiler wurde von der gleichen Fließtiefe ausgegangen. Die Tosbeckenplatte wurde als ungerissen behandelt. Am Kippunkt, d.h. am UW-seitigen Pfeilerfundamentfußpunkt dagegen wurde der volle hydrostatische Sohlwasserdruck des UW (301,00 m ü.NN) angesetzt. Bei einem evtl. Riß der Platte an dieser Stelle würde Druckausgleich stattfinden und sich der Sohlwasserdruck dementsprechend verringern. Auch im Bereich II wurden bei der Berechnung der Sohl fugenspannungen die Momente aus horizontalem Wasserdruck auf die Pfeiler wegen ihrer geringen Größe vernachlässigt.

#### 1.4 Klappenwehr

Grundsätzlich gelten hier die gleichen Annahmen wie bei Abschnitt II, jedoch mit folgenden Ausnahmen:

- Die Sohlfuge wurde mit  $8^{\circ}$  Neigung nach UW entsprechend der Neigung Absenkniche für die Fischbauchklappe angenommen.
- Die Querschnittsflächen als Trapez bzw. als Rechteck in Rechnung gestellt.
- Auch im Bereich III wurden die Massen des Widerlagers und der Flügelmauer nicht berücksichtigt.
- Entgegen den vorangegangenen Abschnitten wurden in diesem Bereich die Momente aus horizontalem Wasserdruck auf den Pfeiler bei den Spannungsermittlungen in der Sohle berücksichtigt.
- Als evtl. Kippunkt gilt auch hier der UW-seitige Pfeilerfundamentfußpunkt.

#### 1.5 Zusammenfassung

Wie die nachstehend durchgeführte Untersuchung zeigt, hat sich ergeben, daß trotz aller ungünstigen Annahmen, die Standsicherheit des Bauwerkes gewährleistet ist.

Da man zusätzlich davon ausgehen kann, daß die wirklichen Verhältnisse, besonders was den Verlauf und die Einbindung des Fundamentes betrifft, wesentlich günstiger liegen als angenommen, ist die Standsicherheit bei einem Abfluß von  $HQ_{100} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$  gewährleistet. Auch wenn durch ein größeres Ausmaß des Fundaments d.h. der Massen, die Sohlspannungen beträchtlich zunehmen, dürften sie noch beträchtlich unter denen der zulässigen Werte liegen.

Sollte jedoch an der Standsicherheit des Felses auch in hydraulischer Hinsicht (z.B. Unterströmungsmöglichkeit) oder an der Festigkeit des Betons gezweifelt werden, müssten genaue Bodenuntersuchungen bzw. Materialuntersuchungen angestrebt werden, da hierüber keine Aussagen gemacht werden können.

Neuried, im Februar 1984

Sp/bu



## 2. Standsicherheitsnachweis

### 2.1 Festes Wehr mit Klappe

#### 2.1.1. Flächen-, Volumen-, Kräfte- und Momentenermittlung

1. Flächenermittlung:  $[m] \cdot [m] = [m^2]$

1.1 Brücke:  $2(1,65 \cdot 0,25) + 3,0 \cdot 0,4 = 2,03$

1.2 Pfeiler:  $\frac{5,1 + 4,5}{2} \cdot 4,6 = 22,08$

1.3 Wehr:  $\frac{0,8 + 4,1}{2} \cdot 2,6 = 6,37$

1.4 Fundament:  $\frac{5,4 + 5,6}{2} \cdot 0,8 = 4,4$

2. Volumenermittlung:  $[m^2] \cdot [m] = [m^3]$

2.1 Brücke:  $2,03 \cdot 42,35 = 86$

2.2 Pfeiler:  $22,08 \cdot 0,75 = 16,6$

2.3 Wehr:  $6,37 \cdot (12 + 13,8 + 13,6) = 251,0$

2.4 Fundament:  $4,4 \cdot 42,35 = 186,3$

3. <u>Gewichtsermittlung:</u>		$[m^3] [t/m^3] = [t]$
3.1	Brücke:	$86,0 \cdot 2,4 = 206,4$
3.2	Pfeiler: 3 Stück	$3 \cdot 16,6 \cdot 2,4 = 119,5$
3.3	Wehr	$251,0 \cdot 2,4 = 602,4$
3.4	Fundament:	$186,3 \cdot 2,4 = 447,1$
	$\Sigma G$	$= 1375$
		$\hat{=} 13750 \text{ kN}$

4. Momentenermittlung:  $[kN] \cdot [m] = [kNm]$

Drehpunkt: Ob-seitiger Fundamentfußpunkt

4.1	Brücke:	$2064 \cdot 3,15 = 6502$
4.2	Pfeiler:	$1195 \cdot 3,0 = 3585$
4.3	Wehr:	$6024 \cdot 1,9 = 11446$
4.4	Fundament:	$4471 \cdot 2,8 = 12519$
	$\Sigma M$	$= 34052$
	$x_e = \frac{\Sigma M}{\Sigma G} = \frac{34052}{13750} = 2,5 [m]$	

5. Wasserdruckkräfte:

$$[kN/m^2] \cdot [m] = [kN/m] \quad [kN/m] \cdot [m] = [kN]$$

$$w_1 = \frac{46 + 12,8}{2} \cdot 3,4 = 100 \quad 100 \cdot 41,65 = 4165$$

$$w_2 = \frac{46 + 36,3}{2} \cdot 5,6 = 231 \quad 231 \cdot 41,65 = 9622$$

$$W_3 = \frac{1}{2} \cdot 28,5 \cdot 3,8 = 54 \quad 54 \cdot 41,65 = 2249$$

$$W_4 = 28,5 \cdot 1,25 = 36 \quad 36 \cdot 41,65 = 1500$$

6. Momente aus Wasserdruck:

$$[kN] \cdot [m] = [kNm]$$

$$MW_1 = 4165 \cdot 0,1 = 416,5$$

$$MW_2 = 9622 \cdot 2,9 = 27904,0$$

$$MW_3 = 2249 \cdot 2,6 = 5848,0$$

$$MW_4 = 1500 \cdot 0,6 = 900,0$$

Drehpunkt: UW-seitiger Pfeilerfundamentfußpkt.

2.1.2 Kippsicherheitsnachweis:

$$\frac{\text{Standmoment}}{\text{Kippmoment}} > 1,5$$

$$\frac{MW_1 + MW_3 + MW_4 + MG}{MW_2} =$$

$$\frac{416,5 + 5848 + 900 + 13760 \cdot 3,1}{27904} = \underline{1,7} > 1,5$$

Die resultierende Wasserdruckkraft  $R_w$  und die gesamtresultierende  $R_{ges}$  wurden graphisch ermittelt. (Anl. 1)

$$\text{Hebelarm von } R_w: MW_1 - MW_2 + MW_3 + MW_4 - R_w \cdot x_{Rw} = 0$$

$$416 - 27904 + 5848 + 900 - 5900 \cdot x_{Rw} = 0 \quad \underline{x_{Rw} = 3,5 \text{ m}}$$

### 2.1.3 Spannungsnachweis in der Sohlfuge

nach DIN 19702 Abschn. 3.4.1.2 u. 3.4.3

#### 1. Annahme: sehr fester Fels

Bedingung:  $\sigma_{1,2} \stackrel{!}{\leq} \sigma_{w1,2}$   $w_1$ : Oberwasser  
 $w_2$ : Unterwasser

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \quad A = 1,5,6 \text{ [m}^2\text{]} \quad W = \frac{5,4^2}{6} = \frac{1,5,6^2}{6}$$

$$N = \Sigma G = G + W_3 \cdot \cos 45^\circ + W_4 = 13750 + 2249 \cdot 0,707 +$$

$$N = 16840 \text{ [kN]} \quad + 1500$$

Ermittlung von e:

$$x_e = \frac{\Sigma M}{\Sigma G} \quad \text{Drehpunkt: } 0\text{-}w\text{-seitiger Fundament-}$$

fußpunkt

$$\Sigma M = 13750 \cdot 3,0 + 2249 \cdot 0,707 \cdot 3,4 + 1500 \cdot 5,0$$

$$\Sigma M = 54156 \text{ [kNm]}$$

$$x_e = 3,2 \text{ [m]}$$

$$e = \frac{1}{2} L - x_e = 2,8 - 3,2 = -0,4 \text{ [m]}$$

$$N = 16840 / 42,35 = 398 \text{ [kN/m]}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{398}{5,6} \pm \frac{398 \cdot 0,4}{5,22} = 71,1 \pm 30,5$$

$$\sigma_1 = 71,1 - 30,5 = 40,6 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_1 < \sigma_{w1} = 46 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad \checkmark$$

Rechnung wie klapfende Fuge (DIN 19702 Abs. 3.4.1.2)

$a$  = Länge der "klaffenden Fuge"

nach DIN 1047 muß  $a$  kleiner sein als der Abstand  $s$  des Schwerpunktes vom Zugrand

$$a = \frac{3 \cdot N \cdot e}{N - d \cdot h_1 \cdot g \cdot g} - \frac{d}{2}$$

$$a = \frac{3 \cdot 398 \cdot 0,4}{398 - 5,6 \cdot 4,7 \cdot 1 \cdot 9,81} - \frac{5,6}{2} = 3,4 - 2,8 = 0,6 \text{ [m]} \quad \checkmark$$

$$\underline{a < s = 2,8 \text{ [m]}}$$

Randspannung  $\sigma_2$ :

$$\sigma_2 = h_1 \cdot g \cdot g + \frac{4}{3} \cdot \frac{(N - d \cdot h_1 \cdot g \cdot g)^2}{d(N - d \cdot h_1 \cdot g \cdot g) - N \cdot 2 \cdot e}$$

$$\sigma_2 = 4,7 \cdot 1 \cdot 9,81 + \frac{4}{3} \cdot \frac{(398 - 5,6 \cdot 4,7 \cdot 1 \cdot 9,81)^2}{5,6(398 - 5,6 \cdot 4,7 \cdot 1 \cdot 9,81) - 2 \cdot 398 \cdot 0,4}$$

$$\sigma_2 = 46 + \frac{4}{3} \cdot \frac{19544}{5,6 \cdot 139,8 - 318,4}$$

$$\sigma_2 = 84,5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Betonrandspannung:

$$\sigma_{B2} = \sigma_2 - \sigma_{w2} = 84,5 - 36,3 = 48,2 \text{ [kN/m}^2\text{]} < \sigma_{zul}$$

$$\sigma_1 = 46 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{Wasserdruck})$$

$$\sigma_{Bzul} = 8 \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (\text{DIN 1045 Tab. 1})$$

2. Annahme: brüchiger Fels

$$N \stackrel{!}{=} R_{Vges} \quad (\text{DIN 19702 Abschn. 3.4.3})$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{R_{Vges}}{A} \pm \frac{R_{Vges} \cdot e}{W}$$

$$R_{Vges} \hat{=} 8500 \text{ [kN]} / 42,35 = 200 \text{ [kN/m]}$$

$$x_e = 3,0 \text{ [m]}$$

$$e = \frac{1}{2} \cdot L - x_e = 2,8 - 3 = -0,2 \text{ [m]}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{200}{5,6} \pm \frac{200 \cdot 0,2}{5,22} = 35,8 \pm 7,6$$

$$\sigma_1 = 28,2 \text{ [kN/m}^2\text{]} < \sigma_{zul} = 1000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = 43,4 \text{ [kN/m}^2\text{]} < \sigma_{zul} = 1000 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

nach DIN 1054 Tab. 7

2.1.4 gleit sicherheitsnachweis:

nach DIN 1054

$$\eta = \frac{H_S}{H} > 1,35 \quad \text{n. DIN 19702 Abschn. 3.3}$$

$$H_S = v' \cdot \tan \delta_{st} = 8500 \cdot 0,6 \text{ [kN]} \quad v' \hat{=} R_{Vges}$$

$$H = 2500 \text{ [kN]} \hat{=} R_{Hges}$$

$$\eta = \frac{5100}{2500} = 2,04 > 1,35$$

## 2.2 Schützenwehr

### 2.2.1 Flächen-, Volumen-, Kräfte- und Momentenermittlung

1. Flächenermittlung:  $[m] \cdot [m] = [m^2]$

1.1 Brücke und Aufbau  $0,25 \cdot 1,05 = 0,3$

$2,7 \cdot 0,3 = 0,8$

$0,7 \cdot 0,25 = 0,2$

$1,6 \cdot 0,25 + 0,4 \cdot 3 + 0,25 \cdot 1,05 = 2,0$

1.2 Pfeiler:  $7,6 \cdot 4,7 = 35,7$

1.3 Fundament:  $8,2 \cdot 0,8 = 6,6$

2. Volumenermittlung:  $[m^2] \cdot [m] = [m^3]$

2.1 Brücke und Aufbau:  $0,3 \cdot 17,3 = 5,2$

$0,8 \cdot 17,3 = 13,8$

$0,2 \cdot 17,3 = 3,5$

$2,0 \cdot 17,3 = 34,6$

2.2 Pfeiler: 1,5 Stück  $1,5 \cdot 35,7 \cdot 1,5 = 80,3$

2.3 Fundament:  $6,6 \cdot 17,3 = 114,2$

3. Gewichtsermittlung:  $[m^3] \cdot [t/m^3] = [t]$

3.1 Brücke und Aufbau:  $5,2 \cdot 2,4 = 12,5$

$13,8 \cdot 2,4 = 33,1$

$3,5 \cdot 2,4 = 8,4$

$34,6 \cdot 2,4 = 83,0$

3.2 Pfeiler:	$80,3 \cdot 2,4$	$= 192,7$
3.3 Fundament:	$114,2 \cdot 2,4$	$= 274,0$
	$\Sigma G$	$= 604,0$
		$\hat{=} 6040 \text{ [kN]}$

4. Momentenermittlung:  $[\text{kN}] \cdot [\text{m}] = [\text{kNm}]$

4.1 Brücke und Aufbau:	$125 \cdot 1,9$	$= 238$
	$331 \cdot 2,9$	$= 96$
Drehpunkt: OW-seitiger	$84 \cdot 4,4$	$= 37$
Fundamentfußpunkt	$83 \cdot 6,0$	$= 498$

4.2 Pfeiler:  $1927 \cdot 4,3 = 8286$

4.3 Fundament:  $2740 \cdot 4,1 = 11234$

$$x_e = \frac{\Sigma M}{\Sigma G} = \frac{26070}{6040} = 4,3 \text{ [m]} \quad \Sigma M = \underline{\underline{26070}}$$

5. Wasserdruckkräfte:

$$[\text{kN/m}^2] \cdot [\text{m}] = [\text{kN/m}] \quad [\text{kN/m}] \cdot [\text{m}] = [\text{kN}]$$

$w_1 = \frac{1}{2} \cdot 46 \cdot 4,7 = 108$	$108 \cdot 2,25 = 243$
$w_2 = \frac{46 + 36,3}{2} \cdot 8,2 = 337,4$	$337,4 \cdot 17,3 = 5837$
$w_3 = \frac{1}{2} \cdot 25,5 \cdot 2,6 = 33,2$	$33,2 \cdot 2,25 = 74,6$
$w_4 = 25,5 \cdot 8,2 = 209,1$	$209,1 \cdot 17,3 = 3618$

## 6. Momente aus Wasserdruck

Drehpunkt: UW-seitiger Fundamentfußpkt. des Pfeilers

$$[\text{kN}] \cdot [\text{m}] = [\text{kNm}]$$

$$MW_1 = 243 \cdot 0,8 = 195$$

$$MW_2 = 5837 \cdot 4,3 = 25099$$

$$MW_3 = 75 \cdot 1,6 = 120$$

$$MW_4 = 3618 \cdot 4,1 = 14834$$

Die resultierende Wasserdruckkraft  $R_w$  und die gesamtresultierende  $R_{ges}$  wurden graphisch ermittelt. (Zul. 2)

$$\text{Hebelarm von } R_w: -MW_1 - MW_2 + MW_3 + MW_4 - R_w \cdot x_{R_w} = 0$$

$$-195 - 25099 + 14834 + 120 - 2300 \cdot x_{R_w} = 0$$

$$\underline{x_{R_w} = 4,5 \text{ m}}$$

### 2.2.2 Kippsicherheitsnachweis:

$$\frac{\text{Standmoment}}{\text{Kippmoment}} > 1,5$$

$$\frac{MW_3 + MW_4 + MG}{MW_1 + MW_2} = \frac{120 + 14834 + 6040 \cdot 3,9}{195 + 25099} =$$

$$\underline{1,52 > 1,5}$$

## 2.2.3 Spannungsnachweis in der Schlufuge

nach DIN 19702 Abschn. 3.4.1.2. u. 3.4.3

### 1. Annahme: sehr fester Fels

Bedingung:  $\sigma_{1,2} \geq \sigma_{w,1,2}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \quad A = 8,2 \cdot 1 = 8,2 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1 \cdot 8,2^2}{6} = 11,2 \text{ [m}^3\text{]}$$

$$N = \sum G = G + W_y = 6040 + 3618 = 9658 \text{ [kN]}$$

$$N \hat{=} 9658 / 17,3 = 559 \text{ [kN/m]}$$

Ermittlung von e:

$$x_e = \frac{\sum M}{\sum G} \quad \text{Drehpunkt: 0W-seitiger Fundamentfußpunkt}$$

$$\sum M = 6040 \cdot 4,3 + 3618 \cdot 4,1 = 40805 \text{ [kNm]}$$

$$x_e = 4,2 \text{ [m]}$$

$$e = \frac{1}{2} L - x_e = 4,1 - 4,2 = 0,1 \text{ m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{559}{8,2} \pm \frac{559 \cdot 0,1}{11,2} = 68,2 \pm 5$$

$$\sigma_1 = 63,2 \text{ [kN/m}^2\text{]} > \sigma_{w,1} = 46 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = 73,2 \text{ [kN/m}^2\text{]} > \sigma_{w,2} = 36,3 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{1,2} < \sigma_{zul \text{ Fels}} = 2 \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

## 2. Annahme: Brüchiger Fels

$$R \hat{=} R_{\text{uges}} \quad (\text{DIN 19702 Abschn. 3.4.3})$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{R_{\text{uges}}}{A} \pm \frac{R_{\text{uges}} \cdot e}{W}$$

$$R_{\text{uges}} \hat{=} 3750 / 17,3 = 217 \text{ [kN/m]}$$

$$x_e = 4,6$$

$$e = \frac{1}{2} \cdot L - x_e = 4,1 - 4,6 = -0,5 \text{ [m]}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{217}{8,2} \pm \frac{217 \cdot 0,5}{11,2} = 26,4 \pm 9,7$$

$$\sigma_1 = 16,7 \text{ [kN/m}^2\text{]} < \sigma_{\text{zul}}$$

$$\sigma_2 = 36,1 \text{ [kN/m}^2\text{]} < \sigma_{\text{zul}}$$

$$\sigma_{\text{zul Fels}} = 1 \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

### 2.2.4 gleitsicherheitsnachweis:

nach DIN 1054

$$\eta = \frac{H_s}{H} > 1,35 \quad \text{n. DIN 19702 Abschnitt 3.3}$$

$$H_s = V' \cdot \tan \delta_{SH} = 3750 \cdot 0,6 \text{ [kN]} \quad V' \hat{=} R_{\text{uges}}$$

$$H = 175 \text{ [kN]} \hat{=} R_{H_{\text{ges}}}$$

$$\eta = \frac{2250}{175} = 12,8 > 1,35$$

## 2.3 Stauklappenwehr

### 2.3.1 Flächen-, Volumen-, Kräfte- und Momenteenermittlung

1. Flächeenermittlung:  $[m] \cdot [m] = [m^2]$

1.1 Brücke und Aufbau: analog II. H. 1.

1.2 Pfeiler:  $\sim \square$   $7,6 \cdot 4,7 = 35,7$

1.3 Fundament:  $\sim \square$   $4,6 \cdot 0,8 = 3,7$

$\sim \triangle$   $\frac{1}{2} \cdot (0,7+1,2) \cdot 3,6 = 3,4$

2. Volumenermittlung:  $[m^2] \cdot [m] = [m^3]$

2.1 Brücke und Aufbau:  $0,3 \cdot 4,85 = 1,5$

(lichtweite + halbe  $0,8 \cdot 4,85 = 3,9$

Pfeilerbreite)  $0,2 \cdot 4,85 = 1,0$

$2,0 \cdot 4,85 = 9,7$

2.2 Pfeiler: (halbe Breite)  $35,7 \cdot 0,75 = 26,8$

2.3 Fundament:  $3,7 \cdot 4,85 = 17,9$

$3,4 \cdot 4,85 = 16,5$

3. Gewichtsermittlung:  $[m^3] \cdot [t/m^3] = [t]$

3.1 Brücke u. Aufbau:  $1,5 \cdot 2,4 = 3,6$

$3,9 \cdot 2,4 = 9,4$

$1,0 \cdot 2,4 = 2,4$

$9,7 \cdot 2,4 = 23,3$

3.2	Pfeiler:	$26,8 \cdot 2,4$	$= 64,3$
3.3	Fundament:	$17,9 \cdot 2,4$	$= 43,0$
		$16,5 \cdot 2,4$	$= 39,6$
		$\Sigma G$	$= \underline{186,5}$
			$\hat{=} 1865 \text{ [kN]}$

#### 4. Momentenermittlung:

Drehpunkt: OW-seitiger Fundamentfußpunkt

		$[\text{kN}] \cdot [\text{m}]$	$= [\text{kNm}]$
4.1	Brücke und Aufbau:	$36 \cdot 1,9$	$= 68$
		$94 \cdot 2,9$	$= 273$
		$24 \cdot 4,4$	$= 106$
		$233 \cdot 6,0$	$= 1398$
4.2	Pfeiler:	$643 \cdot 4,3$	$= 2765$
4.3	Fundament:	$430 \cdot 6,0$	$= 2580$
		$396 \cdot 2,1$	$= 832$
		$\Sigma M$	$= 8022$

$$x_e = \frac{\Sigma M}{\Sigma G} = \frac{8022}{1865} = 4,3 [\text{m}]$$

#### 5. Wasserdruckkräfte:

	$[\text{kN/m}^2] \cdot [\text{m}]$	$= [\text{kN/m}]$	$[\text{kN/m}] \cdot [\text{m}] = [\text{kN}]$
$w_1$	$= \frac{1}{2} \cdot 54 \cdot 5,5$	$= 148,5$	$148,5 \cdot 0,75 = 112$
$w_2$	$= \frac{1}{2} (54 + 55,9) \cdot 8,4$	$= 461,6$	$461,6 \cdot 4,1 = 1893$
$w_3$	$= \frac{1}{2} \cdot 26,5 \cdot 2,7$	$= 35,8$	$35,8 \cdot 0,75 = 27$
$w_4$	$= \frac{1}{2} (44,1 + 38,3) \cdot 4,6$	$= 189,5$	$189,5 \cdot 4,1 = 770$
$w_5$	$= 38,3 \cdot 3,7$	$= 141,7$	$141,7 \cdot 4,1 = 581$

6. Momente aus Wasserdruck:

$$[\text{kN}] \cdot [\text{m}] = [\text{kNm}]$$

$$MW_1 = 112 \cdot 2,3 = 256$$

$$MW_2 = 1893 \cdot 4,1 = 7760$$

$$MW_3 = 27 \cdot 3,6 = 97$$

$$MW_4 = 770 \cdot 2,3 = 1771$$

$$MW_5 = 581 \cdot 6,5 = 3777$$

Die resultierende Wasserdruckkraft  $R_w$  und die Gesamterresultierende wurden graphisch ermittelt (Ful. 3)

$$\text{Hebelarm von } R_w: MW_1 + MW_2 - MW_3 - MW_4 - MW_5$$

$$+ R_w \cdot x_{R_w} = 0$$

$$256 + 7760 - 97 - 1771 - 3777 + 580 \cdot x_{R_w} = 0$$

$$x_{R_w} = 4,0 \text{ m}$$

2.3.2 Kippstabilitätsnachweis:

$$\frac{\text{Standmoment}}{\text{Kippmoment}} > 1,5$$

$$\frac{MW_3 + MW_4 + MW_5 + MG}{MW_1 + MW_2} = \frac{97 + 1771 + 3777 \cdot 1865 \cdot 4,1}{256 + 7760} =$$

$$= 1,66 > 1,5$$

### 2.3.3 Spannungsnachweis in der Sohlfuge

nach DIN 19702 Abschnitt 3.4.1.2. u. 3.4.3

1. Annahme: sehr fester Fels  $\sigma_{1,2} \stackrel{!}{\geq} \sigma_{w_{1,2}}$

Fundamentplatte  $8^\circ$  geneigt  $L = 8,4 \text{ [m]}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} \pm \frac{M}{W}$$

$$A = 8,4 \cdot 1 = 8,4 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = 11,8 \text{ [m}^3\text{]}$$

$$M = HW_1 - HW_3 = 159 \text{ [kNm]}$$

$$\begin{aligned} N &= \sum G = G \cdot \cos 8^\circ + W_4 + W_5 \cdot \cos 8^\circ \\ &= 1847 + 770 + 575 = 3192 \text{ [kN]} \end{aligned}$$

$$N \hat{=} 3192 / 4,85 = 658 \text{ [kN/m]}$$

Ermittlung von e:

$$x_e = \frac{\sum M}{\sum G} \quad \text{Drehpunkt: OW-seitiger Fundamentfußpkt.}$$

$$\sum M = 1847 \cdot 4,3 + 770 \cdot 6,1 + 575 \cdot 1,9 = 13731 \text{ [kNm]}$$

$$x_e = 4,3 \text{ [m]}$$

$$e = \frac{1}{2} \cdot L - x_e = 4,2 - 4,3 = -0,1 \text{ [m]}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{658}{8,4} \pm \frac{658 \cdot 0,1}{11,8} \pm \frac{159}{11,8} = 78,3 \pm 5,6 \pm 13,4$$

$$\sigma_1 = 59,3 \text{ [kN/m}^2\text{]} > \sigma_{w_1} = 54 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_2 = 97,3 \text{ [kN/m}^2\text{]} > \sigma_{w_2} = 55,9 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\sigma_{1,2} < \sigma_{zul \text{ Fels}} = 2 \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

## 2. Annahme: Brüchiger Fels

$$N \hat{=} R_{Vges} \quad (\text{DIN 19702 Abschn. 3.4.3})$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{R_{Vges}}{A} \pm \frac{R_{Vges} \cdot e}{W}$$

$$R_{Vges} \hat{=} 1280 \text{ [kN]} / 4,85 = 264 \text{ [kN/m]}$$

$$x_e = 4,4 \text{ [m]}$$

$$e = \frac{1}{2} \cdot L - x_e = 4,2 - 4,4 = 0,2 \text{ m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{264}{8,4} \pm \frac{264 \cdot 0,2}{11,8} = 31,4 \pm 4,5$$

$$\sigma_1 = 26,9 \text{ [kN/m}^2\text{]} < \sigma_{zul}$$

$$\sigma_2 = 35,9 \text{ [kN/m}^2\text{]} < \sigma_{zul}$$

$$\sigma_{zul \text{ Fels}} = 1 \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

### 2.3.4 gleit sicherheitsnachweis

nach DIN 1054

$$\eta = \frac{H_s}{H} > 1,35 \text{ u. DIN 19702 Abschnitt 3.3}$$

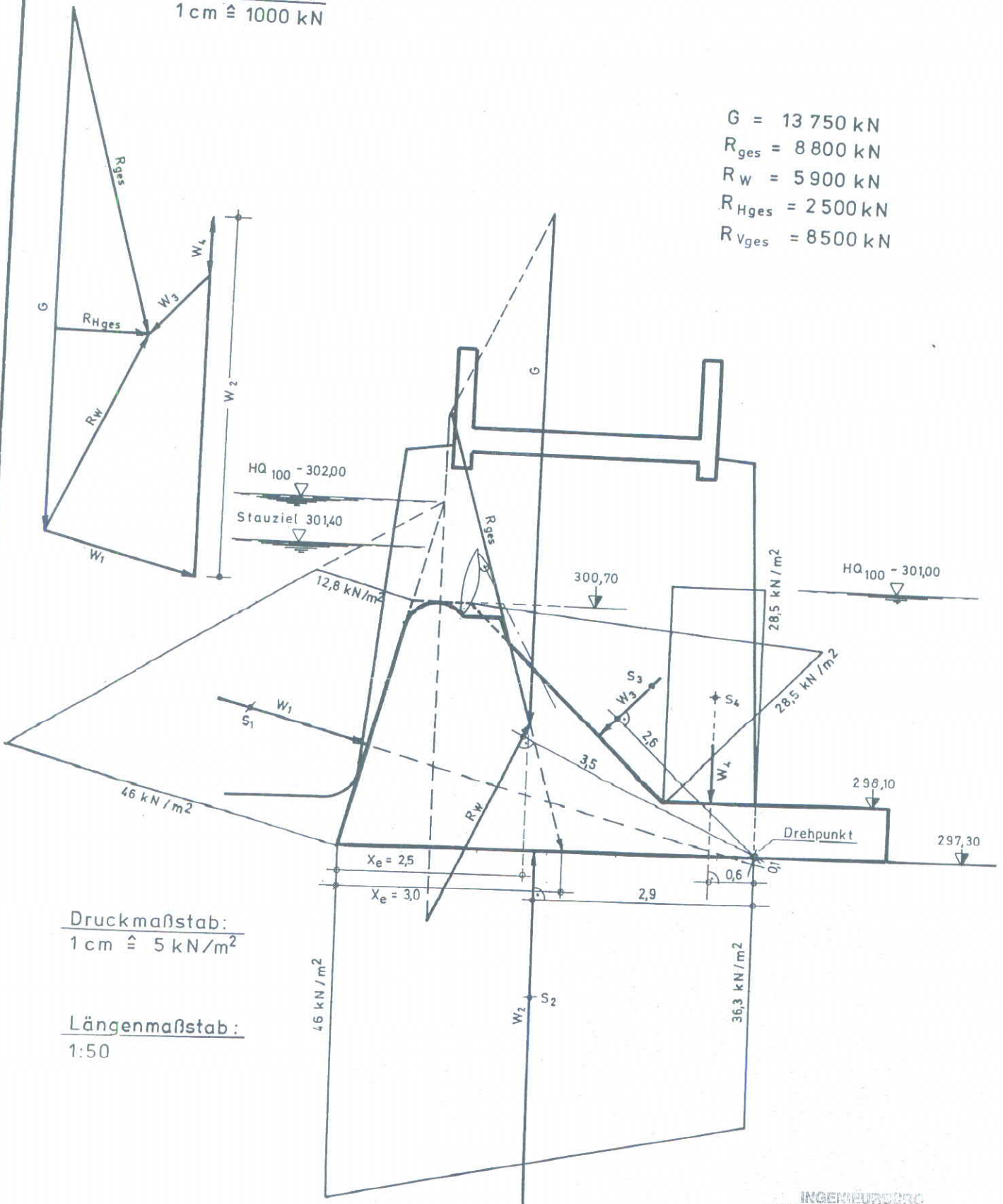
$$H_s = V' \cdot \tan \delta_{sf} = 1280 \cdot 0,6 \text{ [kN]} \quad V' \hat{=} R_{Vges}$$

$$H = 420 \text{ [kN/m}^2\text{]} \hat{=} R_{Hges}$$

$$\eta = \frac{768}{420} = 1,8 > 1,35$$

Kräftemaßstab:  
1 cm  $\hat{=}$  1000 kN

G = 13 750 kN  
 $R_{ges}$  = 8 800 kN  
 $R_W$  = 5 900 kN  
 $R_{Hges}$  = 2 500 kN  
 $R_{Vges}$  = 8 500 kN



Druckmaßstab:  
1 cm  $\hat{=}$  5 kN/m<sup>2</sup>

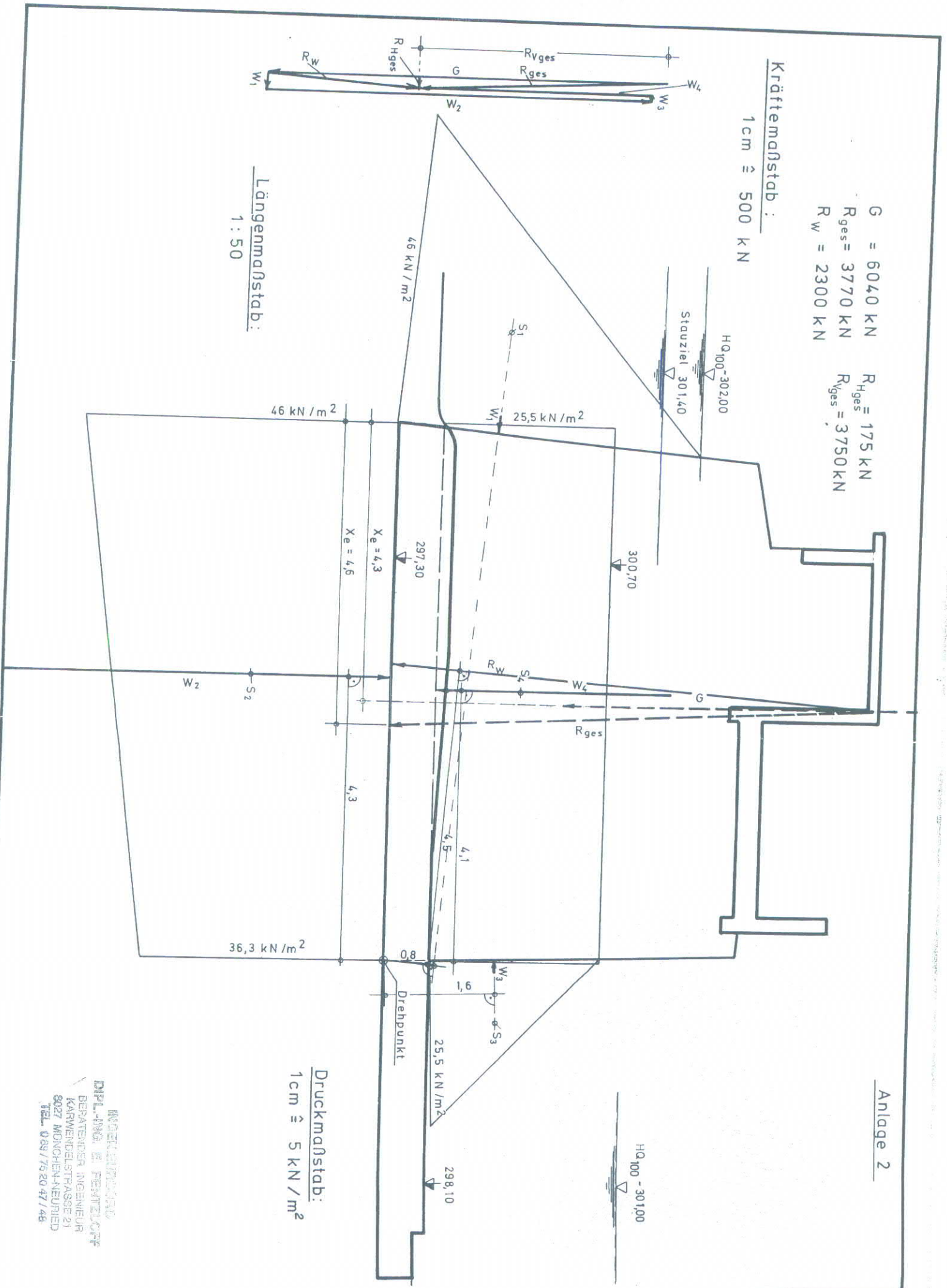
Längenmaßstab:  
1:50

INGENIEURBÜRO  
 DIPL.-ING. E. FENTZLOFF  
 BERATENDER INGENIEUR  
 KARWENDELSTRASSE 21  
 8027 MÜNCHEN-NEUHAUSEN  
 TEL. 0 89 / 75 20 47 / 48

$G = 6040 \text{ kN}$        $R_{Hges} = 175 \text{ kN}$   
 $R_{ges} = 3770 \text{ kN}$        $R_{Vges} = 3750 \text{ kN}$   
 $R_w = 2300 \text{ kN}$

**Kräftemaßstab:**  
 $1 \text{ cm} \hat{=} 500 \text{ kN}$

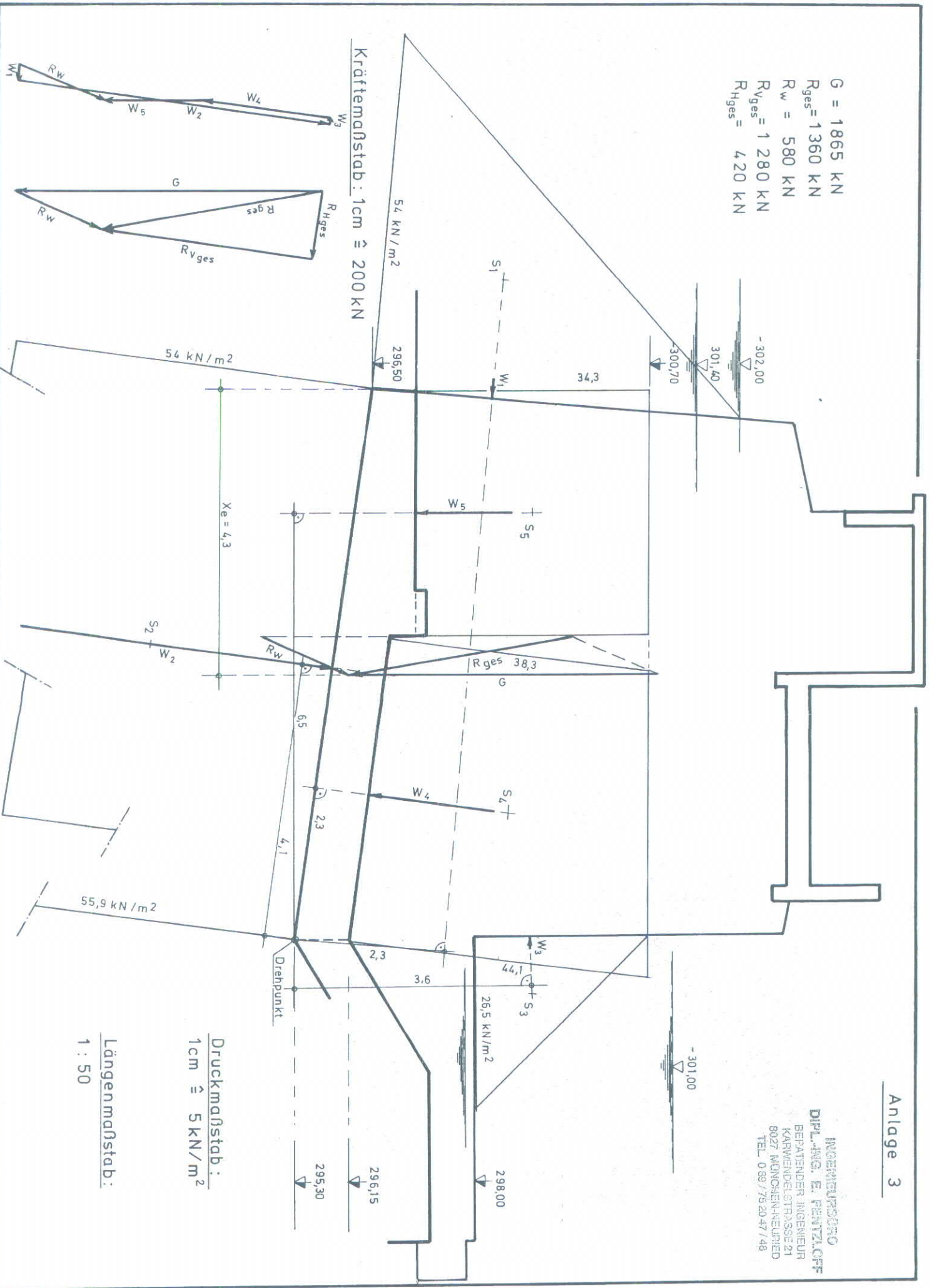
**Längenmaßstab:**  
 $1 : 50$



**Druckmaßstab:**  
 $1 \text{ cm} \hat{=} 5 \text{ kN/m}^2$

**MOHRENDIENSTADT**  
**DIPLOM-INGENIEUR FÜR**  
**BERATUNGS-INGENIEUR**  
**KARLWENDELSTRASSE 21**  
**80271 MÜNCHEN-NEUHAUSEN**  
**TEL. 089 / 75 20 47 / 48**

$G = 1865 \text{ kN}$   
 $R_{ges} = 1360 \text{ kN}$   
 $R_w = 580 \text{ kN}$   
 $R_{Vges} = 1280 \text{ kN}$   
 $R_{Hges} = 420 \text{ kN}$



Kräftemaßstab: 1cm  $\hat{=}$  200 kN

Druckmaßstab: 1cm  $\hat{=}$  5 kN/m<sup>2</sup>

Längenmaßstab: 1 : 50

INGENIEURBÜRO  
 DIPL.-ING. E. FENZL/OFF  
 BERATENDER INGENIEUR  
 KARWENDELSSTRASSE 21  
 80271 MÜNCHEN-NEUHEIM  
 TEL. 0 89 / 75 20 47 / 48