

## **Erläuterungen zum Gebrauch der Typenstatik für isorast-Kellerwände nach DIN 1045-1, gültig bis 29.07.2009**

Die Variante mit Bewehrungskörben (S.3-12) kommt zunächst wegen fehlender Liefermöglichkeit nicht zur Ausführung. Zur Ausführung kommt die Variante mit den isorast-Brandwandsteinen (S. 2), d.h. die erste und letzte Reihe werden mit isorast-Brandwandsteinen ausgeführt.

Analog der Zulassung wurde die Betonqualität auf C25/30, Größtkorn 8 mm, festgelegt (S. 1 des Bescheides).

Bei den Berechnungen wurde eine Auflast N von 12,33 kN/m (= 1,23 t/m) unterstellt. Größere Auflasten können u.U. in einer Einzelberechnung zu günstigerer Bewehrung führen.

Die Bewehrung der Kellerwände ist entscheidend von der Bodenqualität abhängig. Folgende Böden wurden verglichen:

1. Sandboden, leicht verdichtet (S. 19)
2. Sandboden + Grundwasser (S. 23)
3. Bindiger Boden, leicht verdichtet (S. 27)
4. Bindiger Boden + Grundwasser (S. 31)

Die Arbeit mit den Tabellen S. 19/23/27/31 am Beispiel der Tabelle S. 19 für Sandboden, leicht verdichtet:

Die 5. Spalte unten bezeichnet die Schütthöhe  $Sh$ . In der nächsten Spalte steht unter  $er$  der notwendige Bewehrungsquerschnitt in  $cm^2$ . Die vorletzte Spalte bezeichnet dann den Durchmesser der gewählten senkrechten Bewehrung und die letzte Spalte  $a_i$  den Abstand von immer 18,75 cm. Betrachtet man nun beispielsweise bei 1,50 m Anschütthöhe die erforderliche Bewehrung  $er$  von 0,48  $cm^2$  und die mit 6er Eisen eingebaute Bewehrung mit 1,51  $cm^2$ , so kann man hieraus bereits die Überdimensionierung erkennen, die aber aufgrund der vorgeschriebenen Mindestabstände nicht anders möglich ist. Bei 2,50 m Anschütthöhe könnte man statt der gewählten 8er-Eisen abwechselnd auch ein 8er und ein 6er-Eisen verwenden.

08.06.2005  
mb/uh



Az.: 63.2/Typ-1019/97

Kiel, den 02.06.2005  
Knooper Weg 75  
Tel.: 0431/594 36 34

## 2. Verlängerungsbescheid

zur Typenprüfung in bautechnischer Hinsicht

Gegenstand der Typenprüfung: Isorast-Kellerwand

Antragsteller: Fa. Isorast GmbH  
Im isorast-Wohnpark 30  
D-65232 Taunusstein-Hambach

Dieser Verlängerungsbescheid gilt nur in Verbindung mit dem Prüfbericht zur Typenprüfung vom 29.07.1998.

### 1 Bauvorlagen

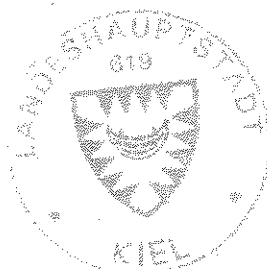
1.1 **Statische Ergänzungsberechnung vom 21.03.2005**  
Seiten 0 bis 32  
aufgestellt von Dipl.-Ing. Reimer Rohweder

### 2 Änderungen und Ergänzungen des Prüfberichts zur Typenprüfung

#### 2.1 Baustoffe

2.1.1 Beton  
Festigkeitsklasse: C25/30  
Größtkorndurchmesser: 8 mm  
Konsistenzklasse: F5 (fließfähig)  
Expositionsklasse: XC1

2.1.2 Betonstahl  
B St 500 S (A)



**2.2 Berechnungsnorm**

Maßgebende Berechnungsnorm ist DIN 1045-1 (statt EC2).

**2.3 Querkräfte**

Die Angaben aus der Typenberechnung vom 29.07.1998 über die aufnehmbaren Querkräfte werden komplett ungültig. Es sind neu die Widerstände gemäß Seite 16 zu beachten. Zur Anwendung sind die Ausführungen auf den Seiten 1 und 13 zu beachten.

**2.4 Biegewiderstände**

Die Biegebemessung nach der Typenberechnung vom 29.07.1998 bleibt komplett gültig, da die Abweichungen zwischen EC2 und DIN 1045-1 in dieser Hinsicht gering sind. Sie wird ergänzt durch die Angabe der maximalen Biegewiderstände auf Seite 15 und die zusammenfassende Darstellung von vier Bemessungsfällen der Typenberechnung. Es wurden hierzu Vergleichsberechnungen durchgeführt. Die hierbei festgestellten Abweichungen sind baupraktisch ohne Belang.

**2.5 Berechnungsvoraussetzungen**

Um ein Stabilitätsversagen der Wand auszuschließen, sind die Grenzschlankheiten nach DIN 1045-1, Ziffer 8.6.3 zu beachten.

**2.6 Für den Bauantrag erforderliche Bauvorlagen**

In Ergänzung zu Ziffer 4 des Prüfberichtes vom 29.07.1998 sind folgende Unterlagen beizufügen:

- Seiten 1 bis 32 der Ergänzungsberechnung

Die Gültigkeit der Typenprüfung wird verlängert bis zum:

29.07.2009.

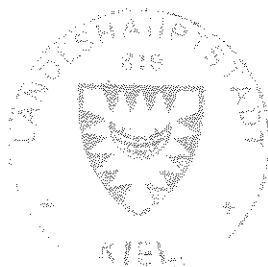
Der Leiter:

Der Bearbeiter:



i.V. Schwarzer

Sinning



## Statische Berechnung

**Bauvorhaben:** Typstatik der Isorast - Kellerwände nach DIN 1045 - 1

**Bauherr:** Herr Geschäftsführer Manfred Bruer, 65232 Taunusstein - Hambach  
Isorast GmbH im Isorast - Wohnpark 30, 65232 Taunusstein - Hambach

**Planverfasser:** Dipl.-Ing. Reimer Rohweder, Wilhelmstal 3, 24768 Rendsburg

**Konstruktionsart:** Massivbau

### Der statischen Überarbeitung zur Berechnung liegen zu Grunde:

- 1. Typstatik:** Die typgeprüfte Kellerstatik aus dem Jahre 1998 nach EC2
- 2. Sonstiges:** Lastangaben aus dem Baugrund gemäß DIN 1053
- 3. Baubestimmungen:** Es gilt der letzte Stand der technischen Baubestimmungen - Hier DIN 1045 - 1

**Baustoffe:** Beton C 25 / 30

Die geprüfte statische Berechnung  
ist mit Zustimmung von Herrn  
Prof. Dr.-Ing. G. Z. JUN. 2005

Als Typenberechnung  
in statischer Hinsicht geprüft  
Zustimmung für Baustatik  
Prof. Dr.-Ing. G. Z. JUN. 2005  
Das Land Das Saarland

**Aufgestellt:** Rendsburg, den 21.03.2005

  
Dipl.-Ing. Reimer Rohweder

## Statische Typenberechnung für die Isorast - Kellerwände Hier Ergänzungsberechnung für die Schubaufnahme nach DIN 1045 - 1

Die Typstatik für die Isorast - Kellerwände ( Prüfnummer : 632 / Typ - 1019 / 97 ) wurde nach der damals gültigen Fassung des EC2 erstellt und hat auch weiterhin Gültigkeit, da die Abweichungen zur Bemessung nach DIN 1045 - 1 sehr klein sind.

Da inzwischen alle Betongüten nach DIN 1045 - 1 und EC2 jetzt überall zu haben sind, hat Herr Bruer sich entschieden, für den Verguß generell den Beton C25/30 zu verwenden. Er entspricht der gleichen Aufsichts-kategorie wie der C20/25 (nach der alten DIN 1045 B25).

In der nachfolgenden Berechnung werden die maximal möglichen Biege- und Schubwiderstände der Wand berechnet, die herangezogen werden können, wenn ein von der Typstatik abweichender Anwendungsfall herangezogen werden soll. Es sind in diesem Fall lediglich die Schnittgrößen für den veränderten Fall zu ermitteln.

Auf den Seiten 15 bis 18 werden die Bemessungskurven aus der Typstatik ausgegeben mit den zugehörigen Scherkräften in der Betonsohle.

Seite 15 für Sandboden mit unterschiedlichen Anschütthöhen und 500 KG/m<sup>2</sup> Nutzlast aus Verkehr.

Seite 16 für Sandboden mit unterschiedlichen Anschütthöhen, Grundwasser und 500 KG/m<sup>2</sup> Nutzlast aus Verkehr.

Seite 17 für bindigen Boden mit unterschiedlichen Anschütthöhen und 500 KG/m<sup>2</sup> Nutzlast aus Verkehr.

Seite 18 für bindigen Boden mit unterschiedlichen Anschütthöhen, Grundwasser und 500 KG/m<sup>2</sup> Nutzlast aus Verkehr.

Die Bemessungspraxis für Schub hat sich grundlegend geändert. Daher werden die Angaben in der Typstatik

**über die aufnehmbaren Schubkräfte ungültig!** Selbstverständlich, da normunabhängig, sind die Querkraftbeanspruchungen nach Typstatik weiterhin gültig, nur sind sie nun zwei Bemessungswerten der aufnehmbaren Querkraft gegenüberzustellen, wobei der jeweils kleinere Wert maßgebend wird. Zum einen ist der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit für biegebewehrte Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach Ziffer 10.3.3(1) der DIN 1045-1 zu beachten, zum anderen der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft in der Wandbodenfuge nach Ziffer 10.3.6(3).

Sollte 10.3.3(1) maßgebend werden, so kann der Querkraftwiderstand durch Erhöhung der Längsbewehrung vergrößert werden. Wird Ziffer 10.3.6(3) maßgebend, so ist eine Anschlußbewehrung (Verbundbewehrung) aus der Bodenplatte in die Wand vorzusehen. Dann ist allein Ziffer 10.3.3(1) maßgebend.

Die Berechnung erfolgt nach DIN 1045 - 1 und der DIN 1053

Für die Wände können auch Brandwandsteine eingesetzt werden. Bei den Nachweisen werden die zulässigen Schubspannungen für beide Wandsteine untersucht.

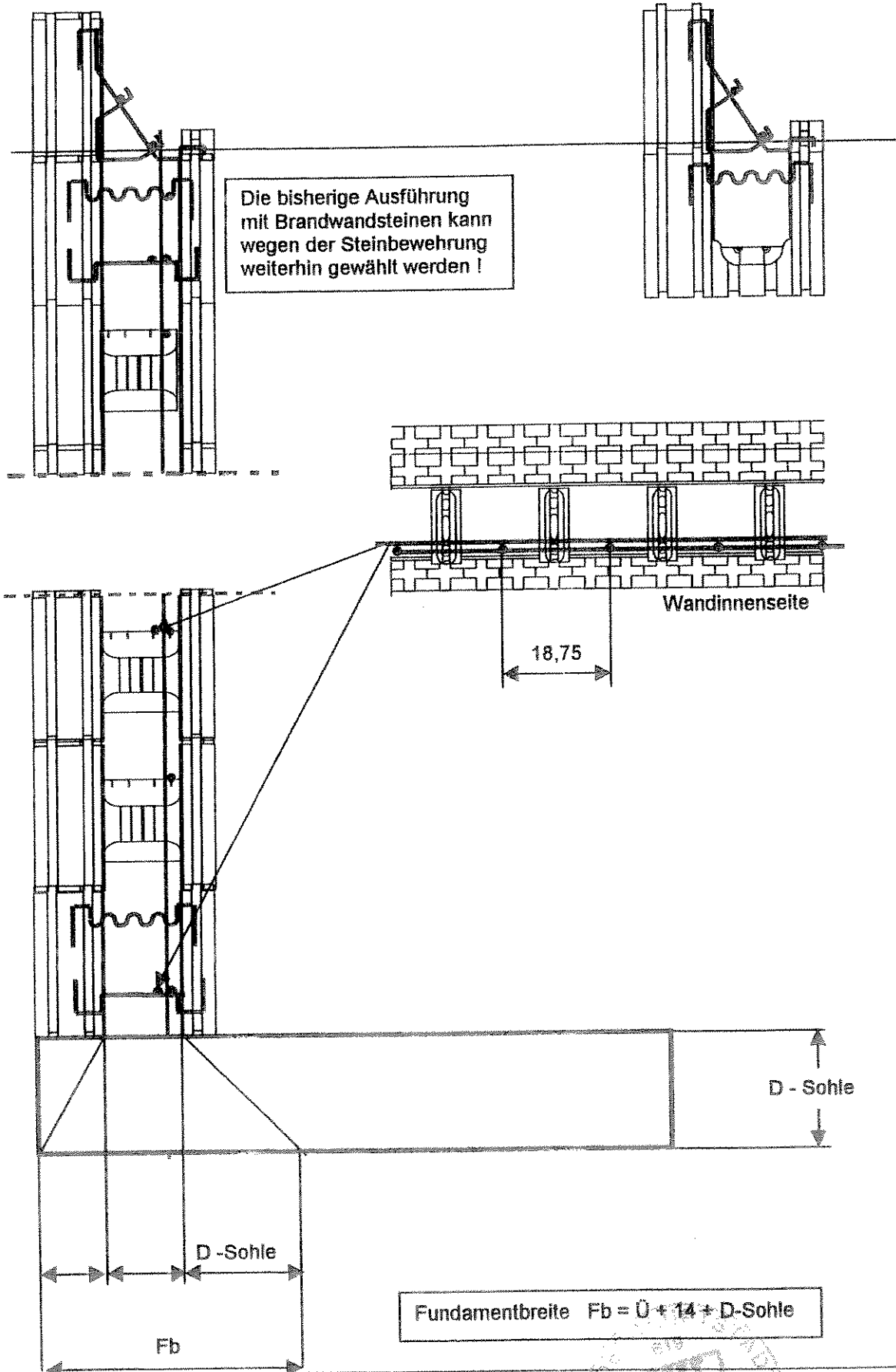
Die Typenberechnung wird eingereicht von :

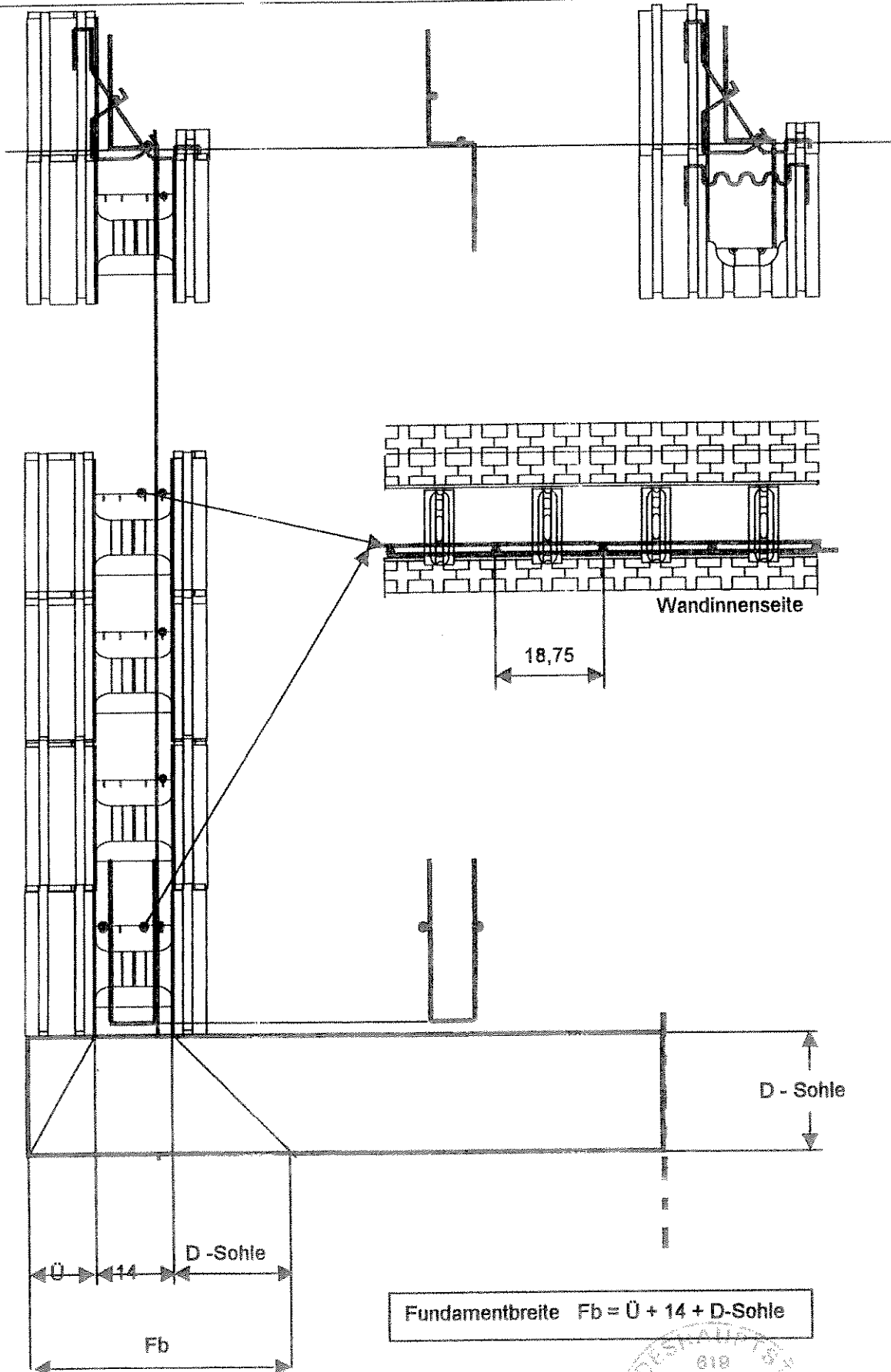
isorast GmbH  
im isorast - Wohnpark 30

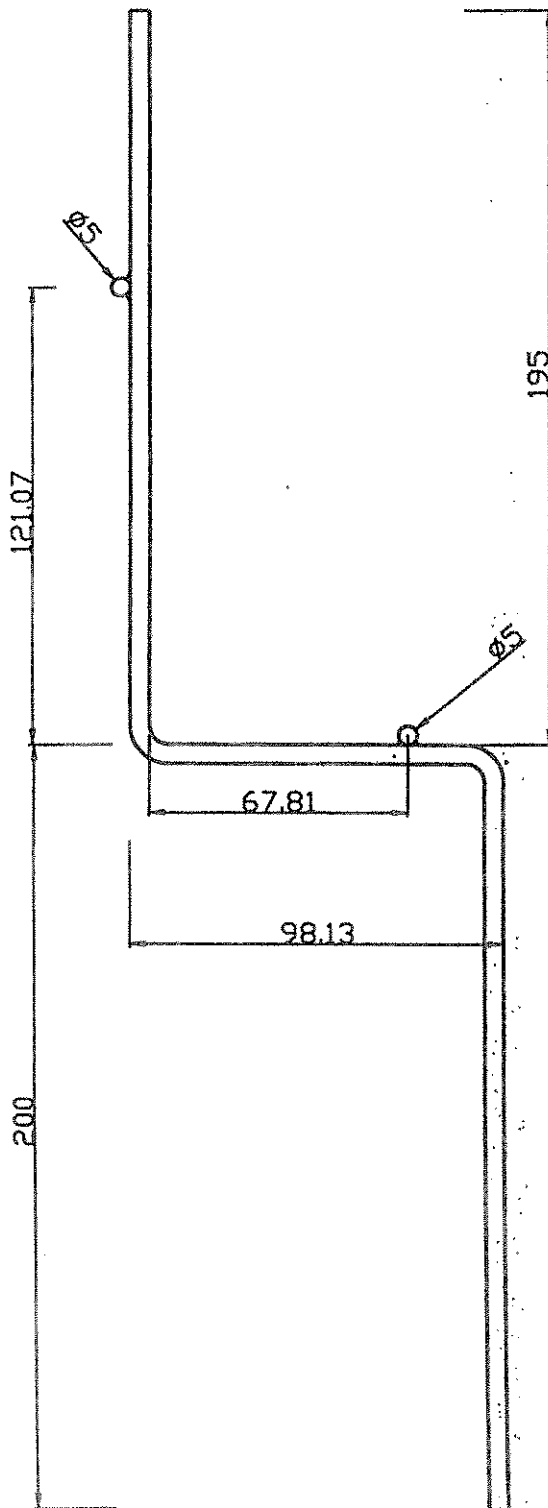
65232 Taunusstein - Hambach

Geschäftsführer: Herr Manfred Bruer  
Telefon: 06 128 / 95 26 0, Fax: 06 128 / 7 38 23



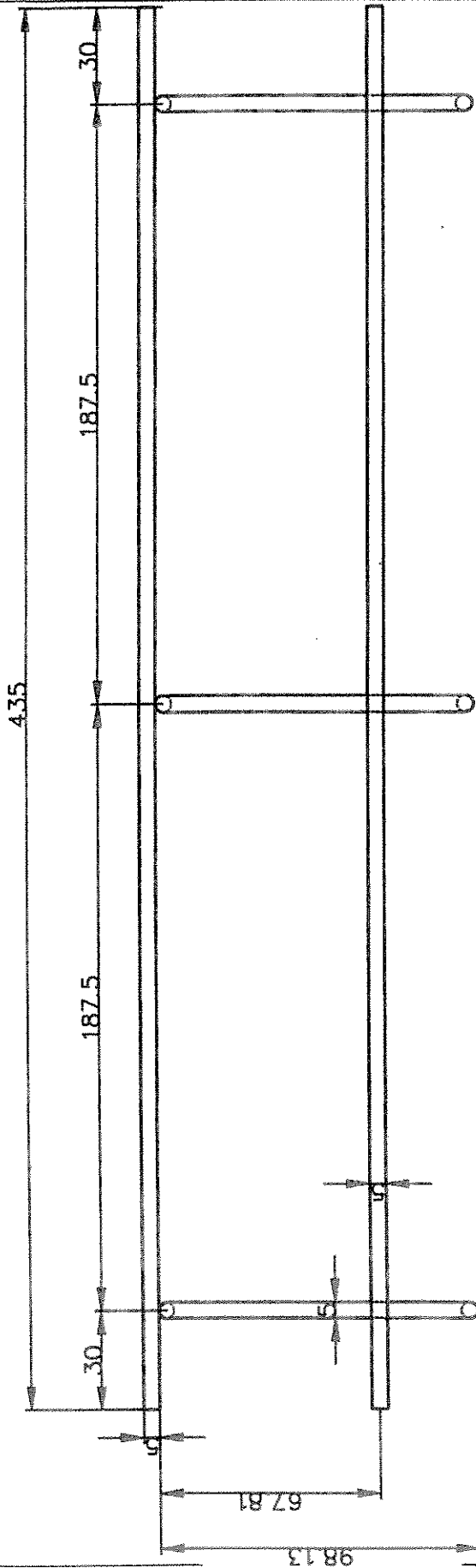




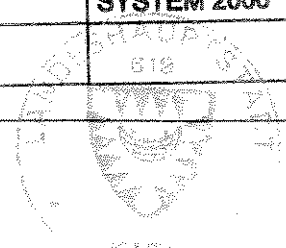


<b>ISORAST</b>	<b>ISORAST-</b>
Datum: 06.07.2004	Drahtteil solo
Maßstab: 1:2	Bewehrungskopf
Z.Nr.: 2.1B	SYSTEM 2000
Kubi	





<b>ISORAST</b>	<b>ISORAST-</b>
Datum: 06.07.2004	Funktionszeichnung
Maßstab: 1:2	Bewehrungskopf
Z.Nr.: 2.1C	Drahtteil-Draufsicht
Kubi	SYSTEM 2000
	512



Tel.:  
Fax.:

55 6

Reimer Rohweder  
Ingenieurbüro für Baustatik

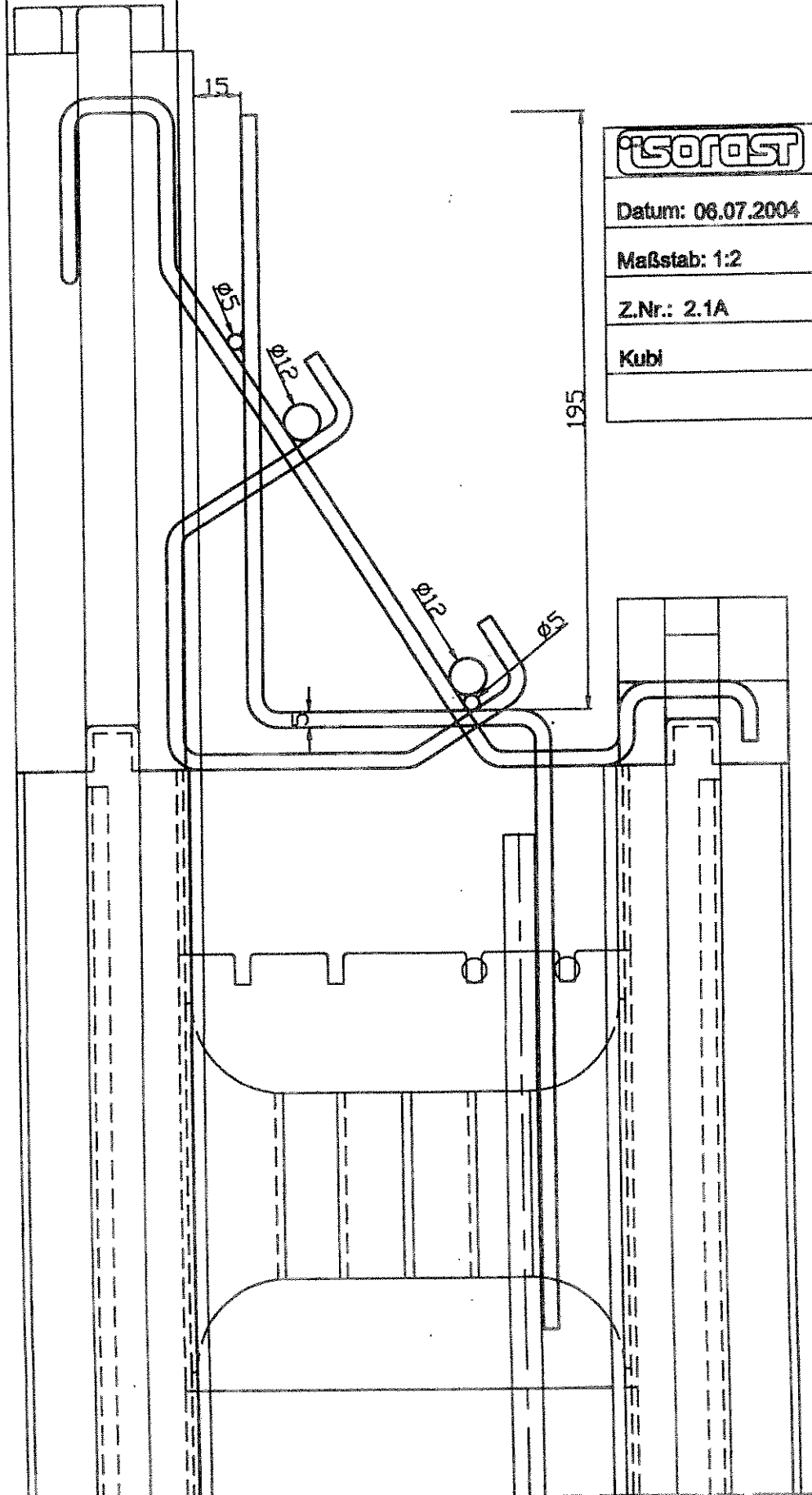
Wilhelmstal 3  
24768 Rendsburg

ISOI

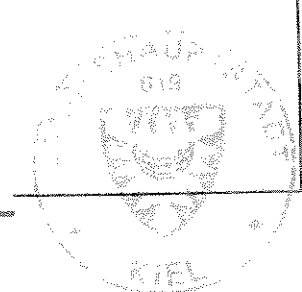
ATIK

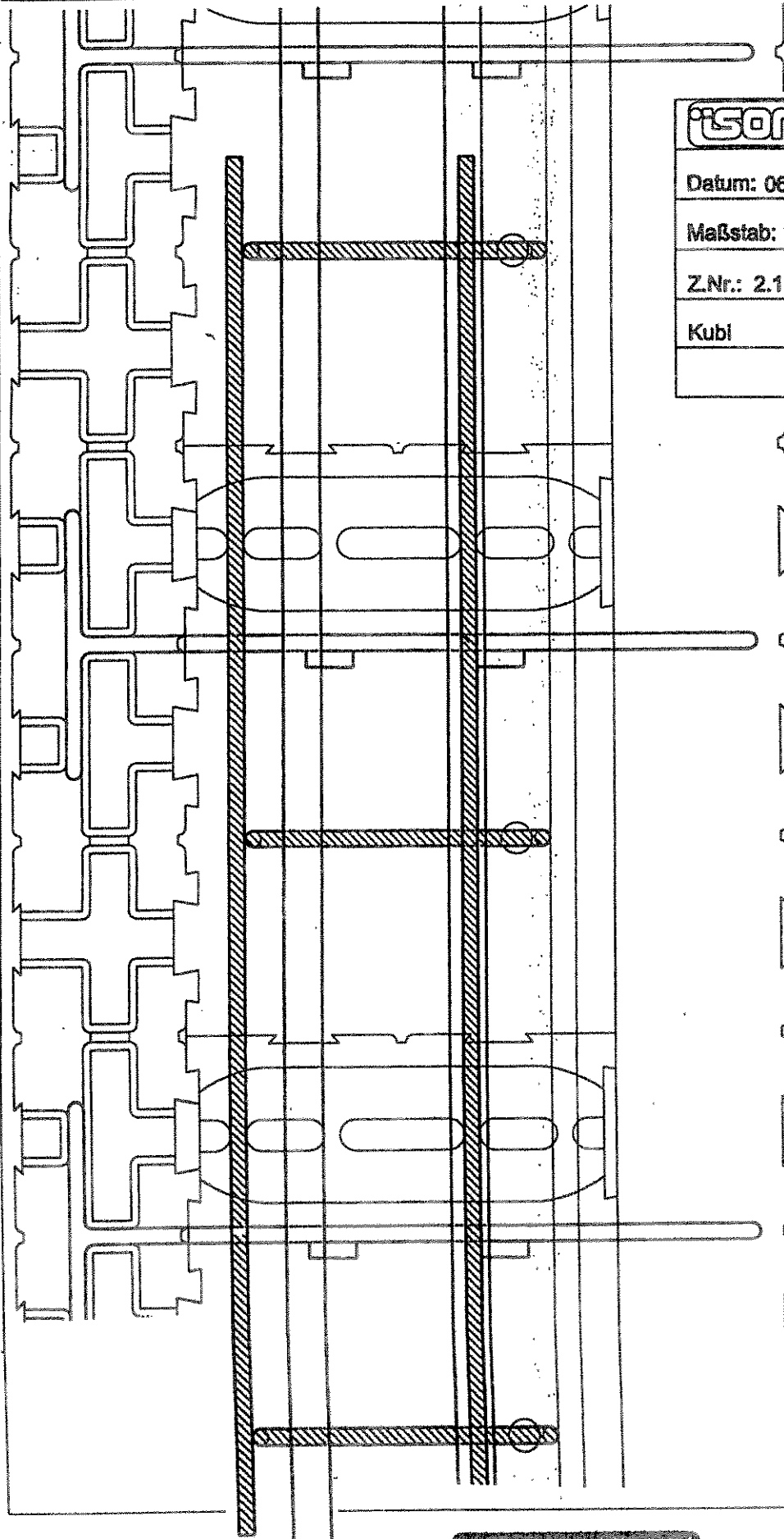
Kellerwand nach DIN 1045 - 1


Seite 6



<b>ISORAST</b>	<b>ISORAST-</b>
Datum: 06.07.2004	Funktionszeichnung
Maßstab: 1:2	Bewehrungskopf
Z.Nr.: 2.1A	SYSTEM 2000
Kubi	Seitenansicht

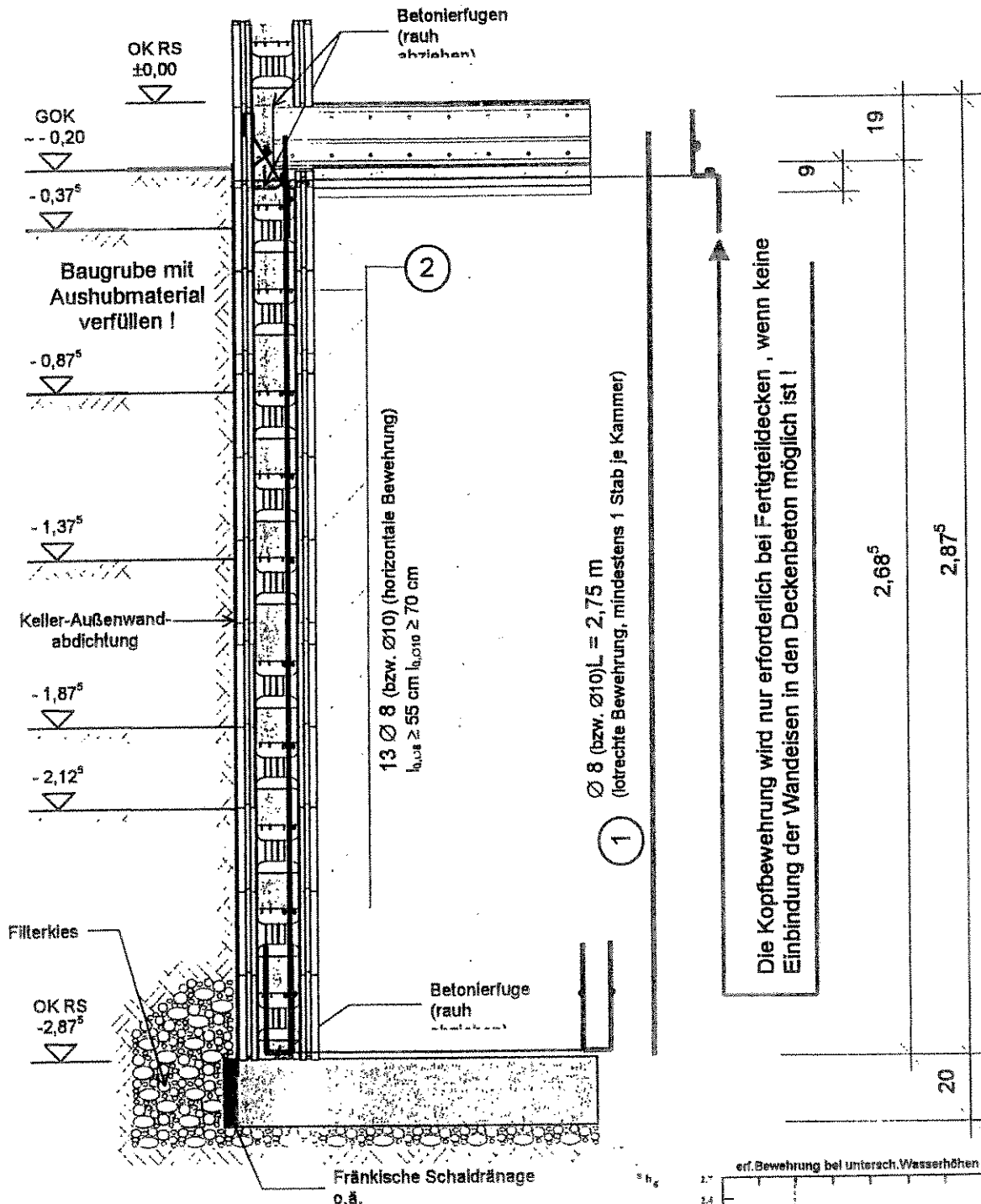




	ISORAST-
Datum: 06.07.2004	Funktionszeichnung
Maßstab: 1:2	Bewehrungskopf
Z.Nr.: 2.1D	Draufsicht
Kubl	SYSTEM 2000

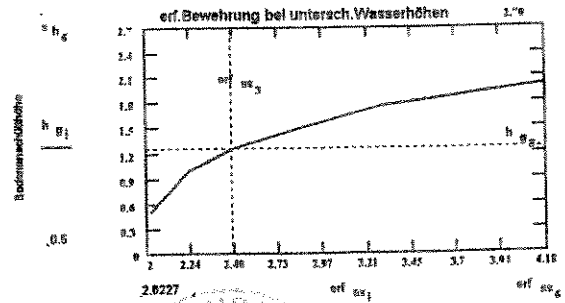


Kelleraußenwand aus der Isorast-Typstatik Anlage 13 ohne Kopfeisen nach Seite 4-7

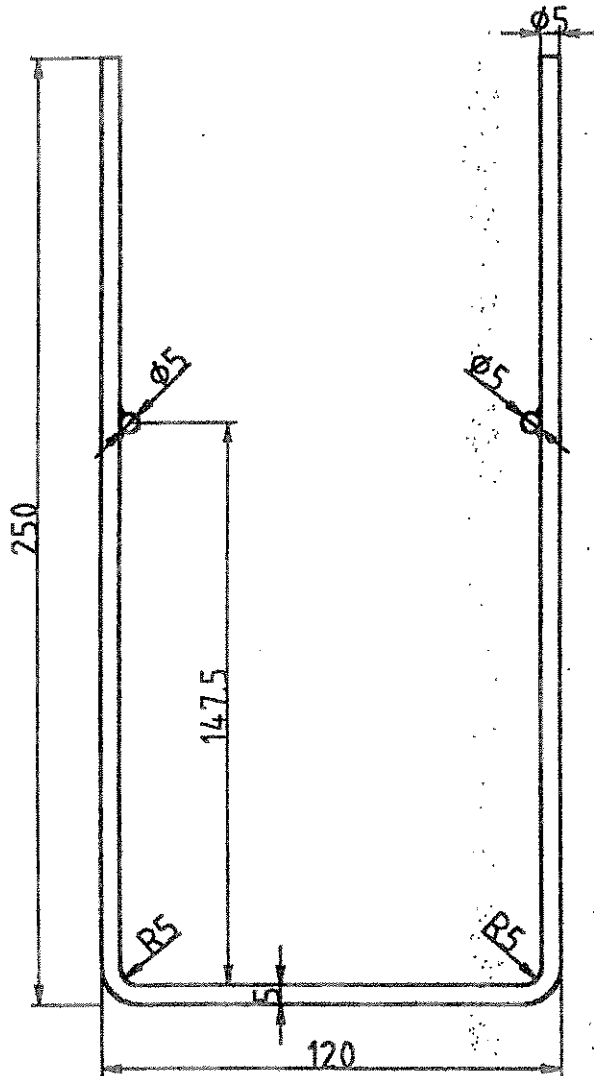


Die Kopfbewehrung wird nur erforderlich bei Fertigteildecken, wenn keine Einbindung der Wändeisen in den Deckenbeton möglich ist!

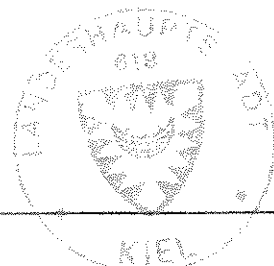
Anschütt- höhe $s_h$	Wasserstand (bez. auf $\pm 0,00$ )	Bewehrung $a_s$	
		① lotrecht (je Kammer)	② horizontal (je Schicht)
m	m	mm	mm
2,50	-2,375	Ø 6	Ø 8
2,50	-1,875	Ø 8	Ø 8
2,50	-1,625	Ø 8	Ø 8
2,50	-1,375	Ø 10	Ø 10
2,50	-1,125	Ø 10	Ø 10
2,70	-0,875	Ø 10	Ø 10

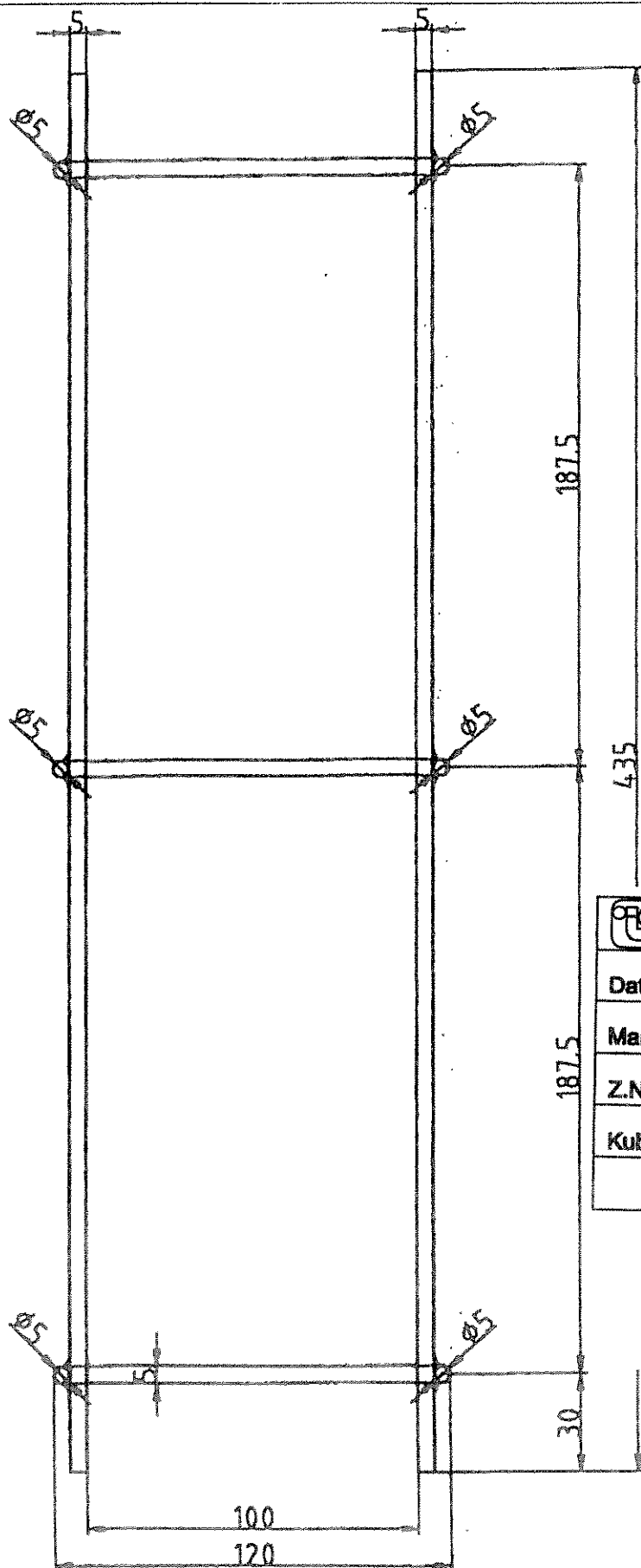


Erforderliche Bewehrung



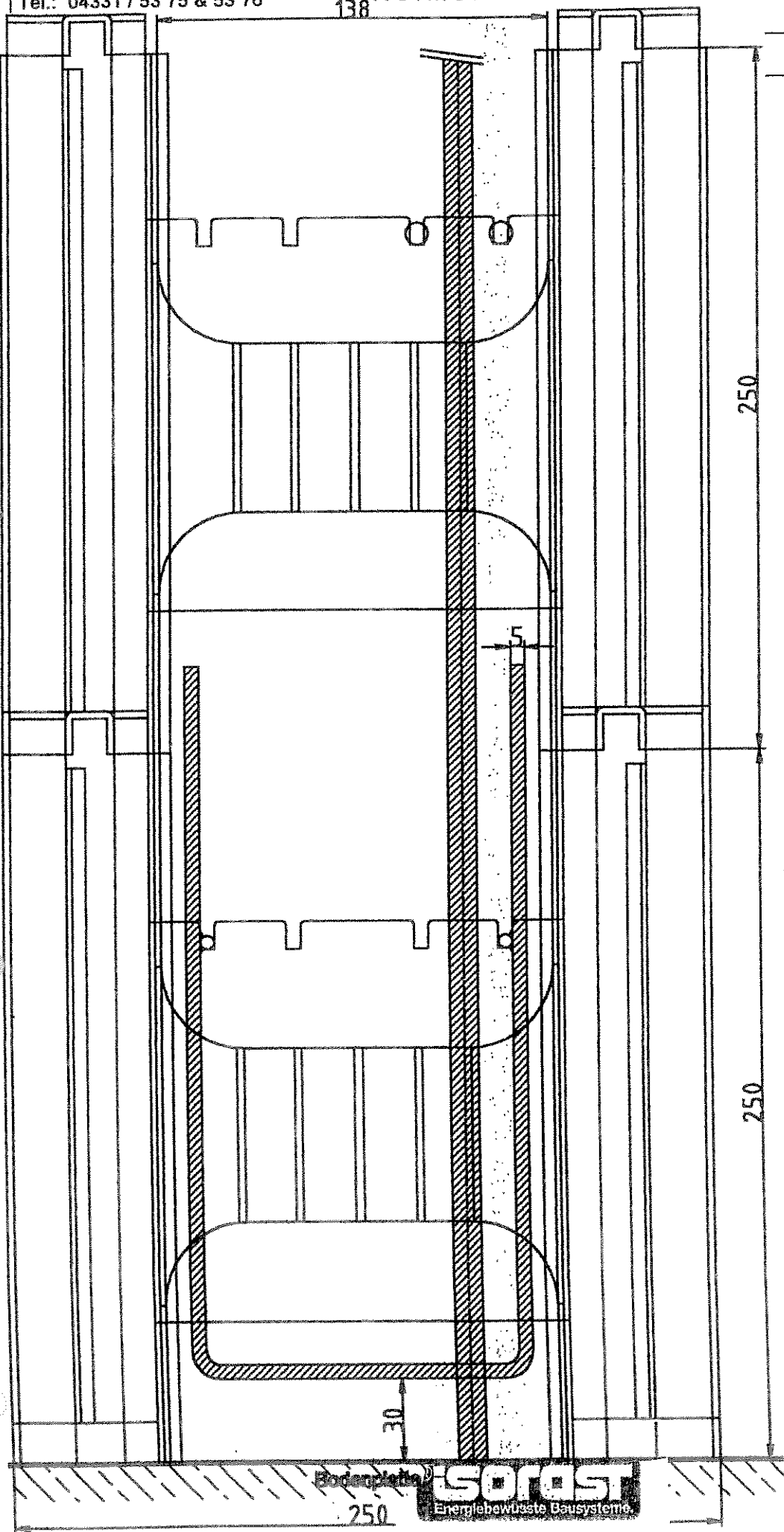
<b>isorast</b>	<b>ISORAST-</b>
Datum: 05.07.2004	Funktionszeichnung
Maßstab: 1:2	Bewehrungsfuss
Z.Nr.: 1.2c	Drahtteilsolo
Kubi	SYSTEM 2000






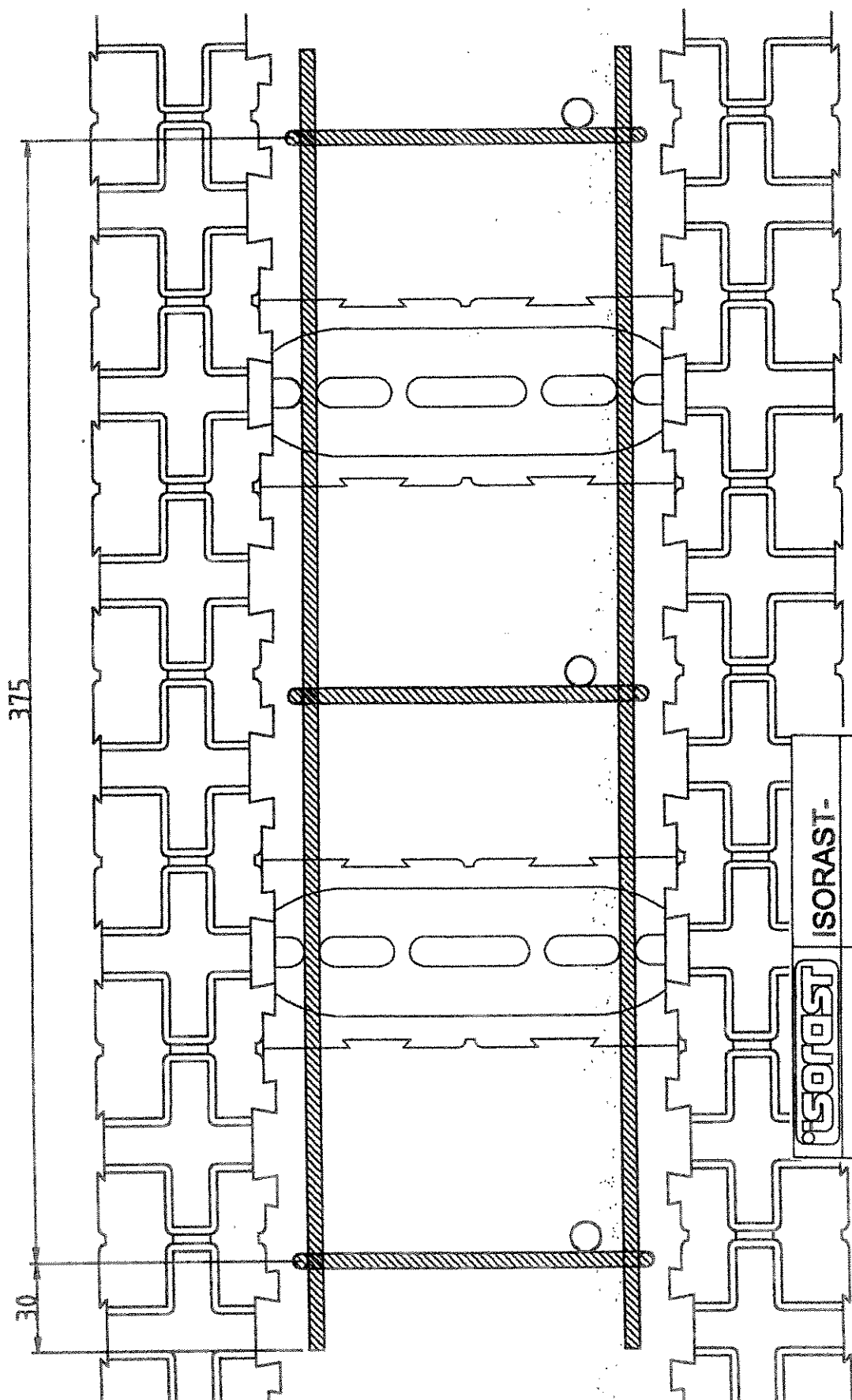
<b>ISORAST</b>	<b>ISORAST-</b>
Datum: 05.07.2004	Funktionszeichnung
Maßstab: 1:2	Bewehrungsfuss
Z.Nr.: 1.2B	Drahttell-Draufsicht
Kubl	SYSTEM 2000




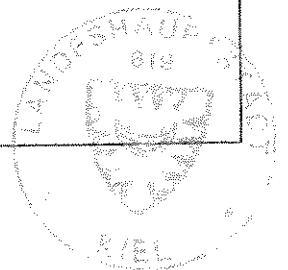


	<b>ISORAST-</b>
Datum: 05.07.2004	Funktionszeichnung
Maßstab: 1:2	Bewehrungsfluss
Z.Nr.: 1.2D	
Kubi	SYSTEM 2000





	<b>ISORAST-</b>
Datum: 05.07.2004	Funktionszeichnung
Maßstab: 1:2	Bewehrungsfluss
Z.Nr.: 1.2D	
Kubl	SYSTEM 2000





Die Biegebemessung nach der Typstatik (Prüfnummer: 632/Typ-10/97) die auf der Grundlage der damals gültigen Fassung des EC2 erfolgte, hat auch weiterhin Gültigkeit, da die Abweichungen zur Bemessung nach DIN 1045-1 sehr klein sind. Nachfolgend werden die maximal möglichen Biegegewerstände der Wand berechnet, die herangezogen werden können, falls ein von der Typstatik abweichender Anwendungsfall behandelt werden soll. Es sind in diesem Fall lediglich nur noch die Schnittgrößen zu berechnen. Die Biegebemessung ist für die Wände, die der Expositionsklasse XC1 zugeordnet werden können, gültig. In diesem Fall ist eine Betondeckung von 20 mm (inkl. Vorhaltemaß) einzuhalten. Sollte eine andere Expositinsklasse maßgebend werden, so sind in einer Biegebemessung nach DIN 1045-1 ggf. größere Betondeckungen, also kleinere statische Nutzhöhen, zu berücksichtigen. In diesen Fällen sind die Biegebemessungsangaben nach der Typstatik ungültig.

Die Bemessungspraxis für Schub hat sich demgegenüber grundlegend geändert. Daher werden die Angaben in der Typstatik über die aufnehmbaren Schubkräfte ungültig! Selbstverständlich, da normunabhängig, sind die Querkraftbeanspruchungen nach Typstatik weiterhin gültig, nur sind sie nun zwei Bemessungswerten der aufnehmbaren Querkraft gegenüber zu stellen, wobei der jeweils kleinere Wert maßgebend wird. Zum einen ist der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit für biegebewehrte Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach Ziffer 10.3.3(1) der DIN 1045-1 zu beachten, zum anderen der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft in der Wand-Bodenfuge nach Ziffer 10.3.6(3).

Sollte Ziffer 10.3.3(1) maßgebend werden, so kann der Querkraftwiderstand durch Erhöhung der Längsbewehrung vergrößert werden. Wird Ziffer 10.3.6(3) maßgebend, so ist eine Anschlußbewehrung (Verbundbewehrung) aus der Bodenplatte in die Wand vorzusehen. Dann ist allein Ziffer 10.3.3(1) maßgebend.

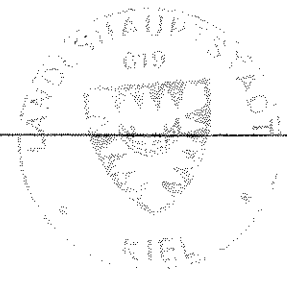
Nach Rücksprache mit Firma Isorast. Herrn Bruer, soll künftig nur mit Beton C25/30 betoniert werden. Nach Abstimmung mit Herrn Dr. Hinzen vom Institut für Bautechnik unterliegt der Beton C25/30 ebenfalls der Überwachungsklasse 1 und kann in gleicher Form wie der C20/25 überwacht und ausgeführt werden.

C ≡	12	16	20	25	30	35	40	45	50	für beide Stahlsorten  E <sub>s</sub> ≡ 200000  γ <sub>s</sub> ≡ 1.15  Sicherheitsbeiwert Beton  γ <sub>c</sub> ≡ 1.5  Abminderungsbeiwert α für Dauerstandslasten  α ≡ 0.81
	15	20	25	30	37	45	50	55	60	
	20	24	28	33	38	43	48	53	58	
	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	
	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	
	2	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	
	25800	27400	28800	30500	31900	33300	34500	35700	36800	
	-1.8	-1.9	-2.1	-2.2	-2.3	-2.4	-2.5	-2.55	-2.6	
	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	-3.5	

C12 ≡ C<sup>(0)</sup>   C16 ≡ C<sup>(1)</sup>   C20 ≡ C<sup>(2)</sup>   C25 ≡ C<sup>(3)</sup>   C30 ≡ C<sup>(4)</sup>   C35 ≡ C<sup>(5)</sup>   C40 ≡ C<sup>(6)</sup>   C45 ≡ C<sup>(7)</sup>   C50 ≡ C<sup>(8)</sup>

gewählter Beton:  $\overline{C_n} = C25$

f<sub>ck</sub> ≡ C<sub>n0</sub>   f<sub>ck,c</sub> ≡ C<sub>n1</sub>   f<sub>cm</sub> ≡ C<sub>n2</sub>   f<sub>ctm</sub> ≡ C<sub>n3</sub>   f<sub>ctk,0.05</sub> ≡ C<sub>n4</sub>   f<sub>ctk,0.95</sub> ≡ C<sub>n5</sub>   E<sub>cm</sub> ≡ C<sub>n6</sub>  
 f<sub>ck</sub> = 25   f<sub>cm</sub> = 33   f<sub>ctm</sub> = 2.6   f<sub>ctk,0.05</sub> = 1.8   f<sub>ctk,0.95</sub> = 3.3   E<sub>cm</sub> = 30500  
 β<sub>bz</sub> ≡ C<sub>n7</sub>   β<sub>bz</sub> = -2.2   β<sub>Bz</sub> ≡ C<sub>n8</sub>   β<sub>Bz</sub> = -3.5   für Normalbeton   η<sub>1</sub> ≡ 1



ISORAST-Typstatik

Kellerwand nach DIN 1045-1

Seite: 14

**Wandabmessungen:**

$i \equiv 1..5$

Wanddicke in cm: statische Höhe:

**Bewehrungsabstände von der Wandschalung = d1 bzw d2:**

$h_i \equiv 14$

$d_i \equiv 12.4$

Zug - Wandinnenseite:  $d_{1i} \equiv 2.6$

Nutzbare Wandbreite unter Berücksichtigung der Porestufe in m

$b_{w_i} \equiv \frac{12.5}{18.75}$

$d_i \equiv h_i - d_{1i}$

Druck Wandaußenseite:  $d_{2i} \equiv 3$

$b_i \equiv 1.0$

$b_i \equiv$

$b_{w_i} \equiv$

$h_i \equiv$

$d_i \equiv$

$\alpha_e \equiv \frac{E_s}{E_{cm}}$

$\alpha_e \equiv 6.557$

**Wandbreite einschließlich der Stege = b**

1
1
1
1
1

0.667
0.667
0.667
0.667
0.667

14
14
14
14
14

11.4
11.4
11.4
11.4
11.4

$\alpha_e \equiv 15$

$\beta_s \equiv 50C$

$\gamma_s \equiv 1.15$

Die Nachweise nach DIN 1045.1 sollen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach DIN 1045-1,11 für die nachfolgende Grundbewehrung erbracht werden. Die Normalkräfte werden weiterhin niedrig angesetzt, da Drucknormalkräfte die erforderliche Bewehrung trotz der Momentenvergrößerung reduzieren.

**Vorhandene Bewehrung der Wände bei den  $\phi_i$**

**Bezogener Bewehrungsgrad**

**Normalkräfte aus der Typprüfung -**

$\phi_i \equiv$

$a_{s_i} \equiv \frac{1}{0.1875} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (\phi_i)^2$

$a_{s_i} \equiv$

$\rho_i \equiv \frac{a_{s_i}}{b_{w_i} \cdot d_i \cdot 10^2}$

$\rho_i \equiv$

$N_{d_i} \equiv$

0.6
0.8
1.0
1.2
1.4

Zwischenwerte können angesetzt werden.  
Rippenabstand 0.1875 m

1.51
2.68
4.19
6.03
8.21

0.002
0.0035
0.0055
0.0079
0.0108

-12.333
-12.333
-12.333
-12.333
-12.333

**Grundwerte zur Ermittlung der Schnittkräfte im Gebrauchszustand ohne Druckbewehrung**

**Beiwerte zur Ermittlung der Trägheitsmomente**

$\xi_j \equiv -\alpha_e \cdot \rho_i + \sqrt{(\alpha_e \cdot \rho_i)^2 + 2 \cdot \alpha_e \cdot \rho_i}$

$x_j \equiv \xi_j \cdot d_i$

$z_j \equiv d_i - \frac{x_j}{3} - \frac{\phi_i}{2}$   $\kappa_i \equiv 4 \cdot (\xi_j)^3 + 12 \cdot \alpha_e \cdot \rho_i \cdot (1 - \xi_j)^2$

$\xi_j \equiv$

$\alpha_e \cdot \rho_i \equiv$

$x_j \equiv$

$z_j \equiv$

$\kappa_i \equiv$

0.216
0.277
0.332
0.383
0.43

0.03
0.053
0.083
0.119
0.162

2.462
3.153
3.787
4.368
4.899

10.279
9.949
9.638
9.344
9.067

0.26
0.417
0.589
0.768
0.949



$$zul_{M_1} = \frac{\beta_s}{\gamma_s} \cdot z_i \cdot a_{s_i} \cdot 10^{-3}$$

$$Ms_{d_1} = \left| zul_{M_1} \right| - N_{d_1} \cdot \frac{d_i - h_f \cdot 0.5}{100}$$

$$\sigma_{cd_1} = \frac{N_{d_1}}{b_{w_1} \cdot d_i \cdot 10}$$

Zulässige Momente bei der eingelegten Bewehrung ohne Normalkräfte

Zulässige Momente bei der eingelegten Bewehrung mit Normalkräften

$$zul_{M_1} =$$

6.739
11.596
17.552
24.505
32.365

$$\beta_s = 500$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$Ms_{d_1} =$$

7.282
12.139
18.095
25.048
32.907

$$\alpha = 0.81$$

$$\sigma_{cd_1} =$$

-0.162
-0.162
-0.162
-0.162
-0.162

$$\alpha = 0.81$$

$$\varepsilon_{c1} = -2.2$$

$$f_c = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_c = 16.667$$

Beiwert für den Einfluß der Bauteilhöhe- d in mm

$$\kappa_1 = \text{wenn} \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d_i \cdot 10}} > 2, 2, 1 + \sqrt{\frac{200}{d_i \cdot 10}} \right)$$

$\alpha$  = Abminderungswert für Dauerstandslasten

$$\sigma_{c2} = f_c \cdot \alpha$$

$$\sigma_{c2} = 13.5$$

$$\kappa_1 =$$

2
2
2
2
2

$$d_i =$$

11.4
11.4
11.4
11.4
11.4

Betonspannungen

$$\sigma_{c2_1} = \frac{2 \cdot zul_{M_1} \cdot 10}{b_{w_1} \cdot x_i \cdot z_i}$$

$$\sigma_{c2_1} =$$

7.985
11.083
14.419
18.004
21.846

$$b_{w_1} =$$

0.667
0.667
0.667
0.667
0.667

$$\rho_i =$$

0.002
0.004
0.006
0.008
0.011

$$f_{ck} = 25$$

$$\eta_1 = 1$$

Vorhandene Bewehrung in cm<sup>2</sup>/m

$$a_{s_i} =$$

1.51
2.68
4.19
6.03
8.21

Der Schubspannungsnachweis nach DIN 1045 - 1 ohne Schubbewehrung wird nicht mehr nach den zulässigen Betonschubwerten erbracht, sondern nach der kammerligen Tragstruktur und der vorhandenen Längsbewehrung.

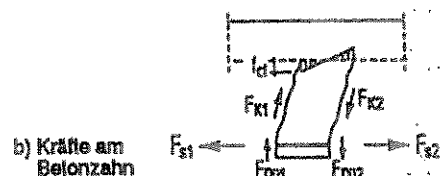
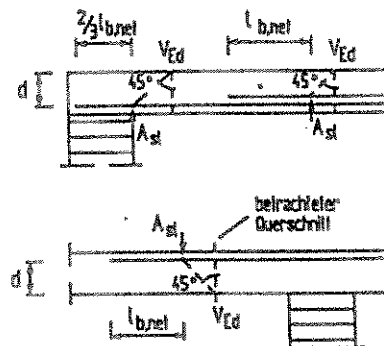


Abb. D.6.7 Querkraftmodell für Bauteile ohne Schubbewehrung



$\eta_1 \equiv 1$  **Aufnehmbare Schubspannung ohne Schubbewehrung im Bereich der Hartschaumstege  $V_{Rd,ct}$  und bei Brandwandsteinen  $V_{Rd1,ct}$**

$$V_{Rd,ct} \equiv \left[ 0.1 \cdot \eta_1 \cdot k_1 \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0.12 \cdot \sigma_{cd1} \right] \cdot b_{w1} \cdot d_1 \cdot 10$$

bei Brandwandsteinen

$$V_{Rd1,ct} \equiv \left[ 0.1 \cdot \eta_1 \cdot k_1 \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0.12 \cdot \sigma_{cd1} \right] \cdot b_1 \cdot d_1 \cdot 10$$

Querkraftwerte in KN/m  
 $b_w = 0.667$  m

bei Brandwandsteinen  
 $b = 1.0$  m

$V_{Rd,ct} =$
27.411
32.894
37.932
42.644
47.099

$V_{Rd1,ct} =$
41.097
49.316
56.87
63.933
70.613

**Scherkraftübertragung in der Verbundfuge zwischen Sohle und Wand ohne Anschlußbewehrung**

$b$  Breite der Kontaktfläche  $b = 140$  mm  $n_{Ed} = -12.333 \cdot 10^3$   $n_{Ed} = -12333$   $f_{ck} = 25$

$$\sigma_{Nd} \equiv -0.0881 \quad \frac{n_{Ed}}{b} = -88.093$$

Aufnehmbare Auflagerkraft aus Erddruck ohne Anschlußbewehrung

Parameter für Schubkraftübertragung in den Fugen nach Tabelle 4.17

rauh  $\beta_{ct} = 2$   $\mu = 0.7$   
 glatt  $\beta_{ctg} = 1.4$   $\mu_g = 0.6$

$$V_{Rdj,ct} \equiv \left( 0.042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} - \mu \cdot \sigma_{Nd} \right) \cdot b$$

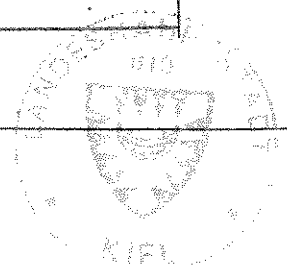
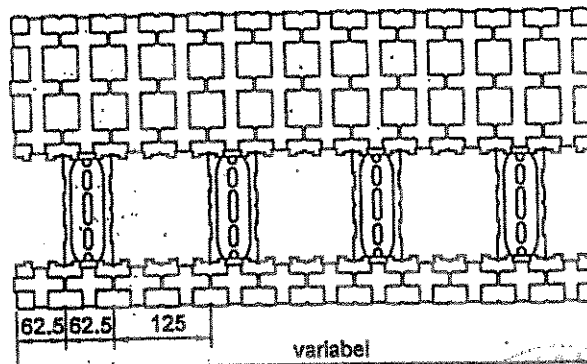
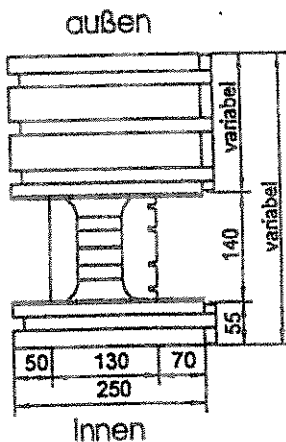
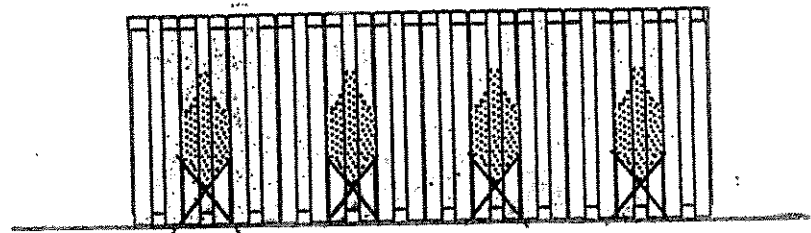
$b = 140$  mm  $V_{Rdj,ct} = 43.02$  kN Rauhe Anschlußfläche

$$V_{Rdj,ctg} \equiv \left( 0.042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ctg} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} - \mu_g \cdot \sigma_{Nd} \right) \cdot b$$

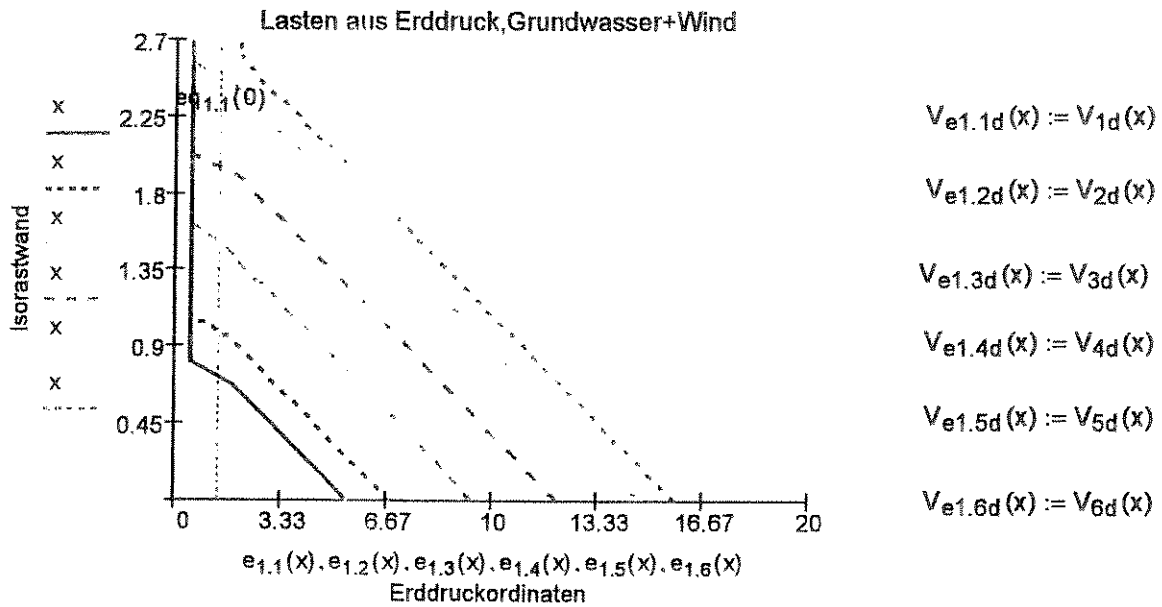
$b = 140$  mm  $V_{Rdj,ctg} = 31.471$  kN Glatte Anschlußfläche

Für die Aufnahme der Scherkräfte zwischen Wand- und Sohlfuge kann die volle Wandlänge angesetzt werden!

A) TYP 1  
 (mit EPS-Stegen)

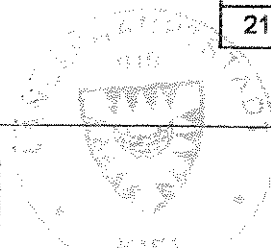


**Erddrucklastbild für Sandboden, leicht verdichtet mit 500 kg/m<sup>2</sup> Geländeaufflast**

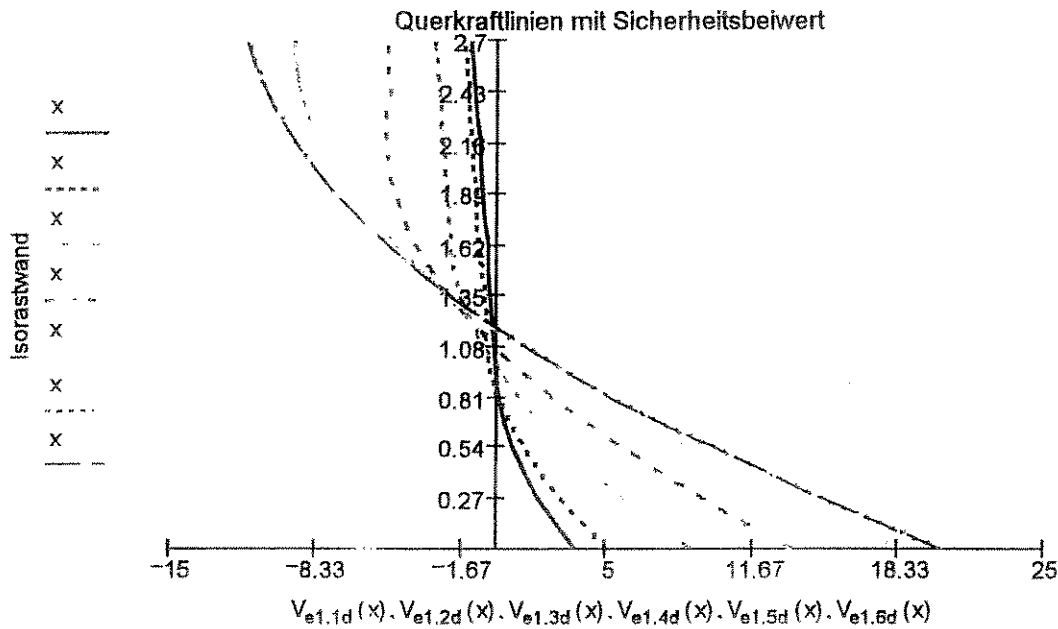


Anschütthöhe	Erddruckwerte aus der Hinterfüllung		Erddruckwerte aus der Geländeaufflast		Lastwerte aus Wasserdruck bei gleichzeitiger Reduzierung der Bodenanteile	
$s_{h_i} =$	$e_{a1_i} =$	$e_{a1d_i} =$	$e_{q1_i} =$	$e_{q1d_i} =$	$g_{w_i} =$	$g_{wd_i} =$
0.75	3.981	5.375	1.397	2.095	0	0
1	5.308	7.166	1.397	2.095	0	0
1.5	7.962	10.749	1.397	2.095	0	0
2	10.617	14.332	1.397	2.095	0	0
2.5	13.271	17.915	1.397	2.095	0	0
2.7	14.332	19.349	1.397	2.095	0	0

Anschütthöhe	Grundwasserhöhe über Kellerrohsole	Überlagerte Werte	
$s_{h_i} =$	$h_{g_i} =$	$e_{a1_i} + e_{q1_i} + g_{w_i}$	$e_{a1d_i} + e_{q1d_i} + g_{wd_i}$
0.75	0	5.378	7.47
1	0	6.705	9.262
1.5	0	9.359	12.845
2	0	12.013	16.428
2.5	0	14.668	20.011
2.7	0	15.729	21.444



**Querkräftlinien aus dem Erddruck für die vorhergehenden Bodenwerte**



Aufnehmbare Scherkräfte in der Sohlfuge  $\sigma_{Nd} \equiv -0.0881$   $\eta_1 \equiv 1$   $\mu \equiv 0.7$   $\mu_g \equiv 0.6$   $b_u \equiv 140$  mm

glatt  $\beta_{ctg} \equiv 1.4$     rauh  $\beta_{ct} \equiv 2$

$$V_{Rdj,ct} \equiv \left( 0.042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} - \mu \cdot \sigma_{Nd} \right) \cdot b_u$$

$$V_{Rdj,ct} = 43.02 \quad \text{kN}$$

$$V_{Rdj,ctg} \equiv \left( 0.042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ctg} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} - \mu_g \cdot \sigma_{Nd} \right) \cdot b_u$$

$$V_{Rdj,ctg} = 31.471 \quad \text{kN}$$

Querkräftnullstellen aus den Querkräftkurven zur Ermittlung der maximalen Momente

Auflagerkräfte mit- und ohne Sicherheitsbeiwert

TOL := 0.0001

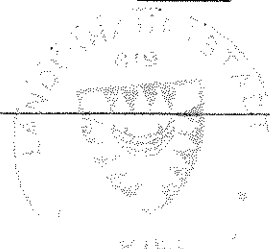
unten

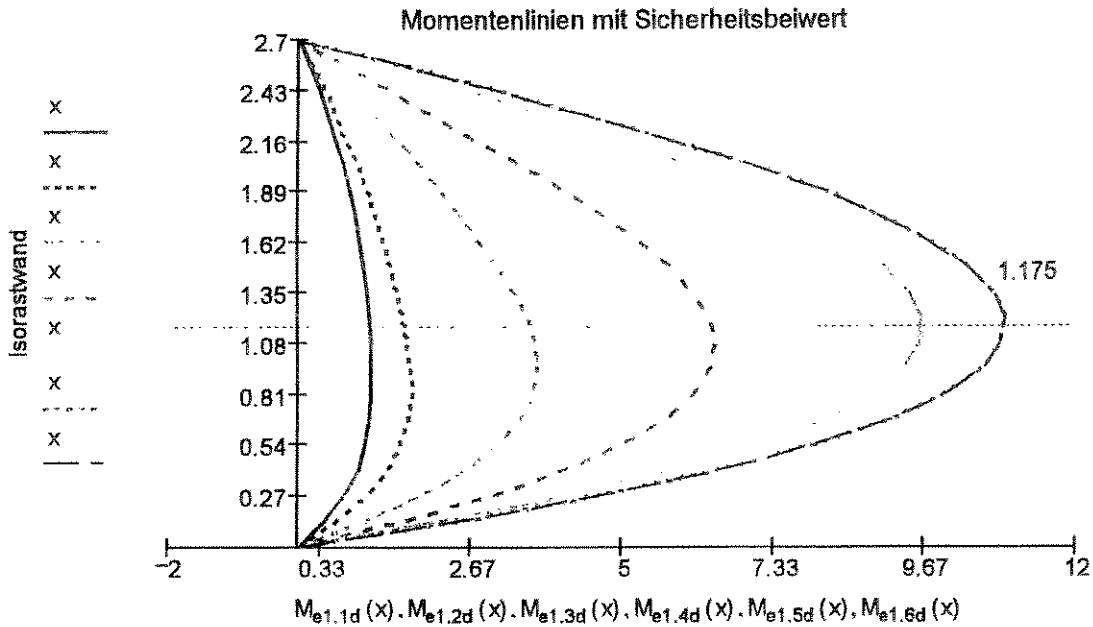
Schnittkräfte können in der Fuge aufgenommen werden = 1

oben

$x10_i \equiv$

$x10_i \equiv$	$A_{e1i} =$	$A_{e1di} =$	$A_{e1di} \leq V_{Rdj,ct}$	$A_{e1di} \leq V_{Rdj,ctg}$	$B_{e1i} =$	$B_{e1di} =$
0.869	2.609	3.522	1	1	0.907	1.224
0.825	3.725	5.029	1	1	1.173	1.584
0.957	6.524	8.807	1	1	2.169	2.928
1.064	9.794	13.419	1	1	3.944	5.052
1.153	13.349	18.299	1	1	6.849	9.375
1.175	14.785	20.243	1	1	8.335	11.536





**maximale Momente aus dem Erddruck für die vorhergehenden Bodenwerte und Auflasten**

Nullstelle	max.Moment	$N = -12.333$	$N_d := N \cdot \gamma_G$
$\max M_{e1.d_i} := xV1.2d \cdot xV1.3d \cdot xV1.4d \cdot xV1.5d \cdot xV1.6d$			
$x1_{0_i} =$			
0.869	$M_{e1.1d}(0.869) = 1.11$	$M_{sd1_1} := M_{e1.1d}(0.869)$	
0.825	$M_{e1.2d}(0.825) = 1.739$	$M_{sd1_2} := M_{e1.2d}(0.825)$	
0.957	$M_{e1.3d}(0.957) = 3.69$	$M_{sd1_3} := M_{e1.3d}(0.957)$	
1.064	$M_{e1.4d}(1.064) = 6.417$	$M_{sd1_4} := M_{e1.4d}(1.064)$	
1.153	$M_{e1.5d}(1.153) = 9.628$	$M_{sd1_5} := M_{e1.5d}(1.153)$	
1.175	$M_{e1.6d}(1.175) = 10.919$	$M_{sd1_6} := M_{e1.6d}(1.175)$	
	$zulM_{sd1_i} := z1_i \cdot F_{c_i} \cdot 10^{-1}$		
		$F_{c_i} := x_{c_i} \cdot \alpha_{V_i} \cdot b_W \cdot f_{c_i} \cdot \alpha$	

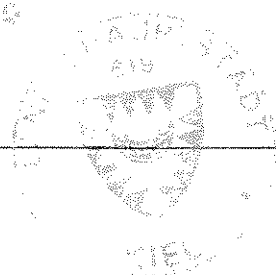
Stahl- und  
Betondehnung

$zulM_{sd1}$  ist das aufnehmbare  
Moment bei  $erf_{as}$  muß  $> M_{sd1}$  sein

$erf_{as}$  muß als Mindestwert eingehalten werden.  
Durchmesser und Abstände können variiert werden

$\epsilon_{s_i} \equiv$	$\epsilon_{c_i} \equiv$	$zulM_{sd1_i} =$	$M_{sd1_i} =$	Schütthöhe $sh_i =$	$erf_{as_i} =$	$vorh_{as_i} =$	$\phi_{1_i} \equiv$	$a_i =$
20	-1.0	2.255	1.11	0.75	0.1	0	0	18.75
20	-1.0	2.255	1.739	1	0.1	1.51	6	18.75
20	-1.55	3.992	3.69	1.5	0.48	1.51	6	18.75
20	-2.35	6.428	6.417	2	1.02	1.51	6	18.75
20	-3.4	9.216	9.628	2.5	1.68	2.68	8	18.75
17.5	-3.5	10.489	10.919	2.7	1.99	2.68	8	18.75

durch Vergleichsrechnung  
geprüft



**erforderliche Bewehrung aus dem Erddruck für die vorhergehenden Bodenwerte und Auflasten**

Die Bewehrung kann gemäß der Kurve graphisch für alle Zwischenbereiche bei waagrechtem Gelände ermittelt werden. Bei der Bewehrung muß mindestens in jeder Schicht ein Längs Eisen an der Wandinnenseite und in jeder Steinkammer ein senkrechtes Eisen eingebaut werden!

Kellerfensteröffnungen erhalten als Brüstungsabschluß eine zusätzliche Querbewehrung aus  $\geq 2 \phi 10$ , die mindestens beidseitig 50 cm über die Öffnungsgröße hinausragen oder entsprechend zu verankern sind. Die senkrechten Wandeseisen in der Brüstung sind mit haarnadelartiger Bewehrung  $\phi 8$  je Steinkammer zu verankern. Da die Fensteröffnungen durch Lichtschächte oder freie Gruben immer eine erddruckentlastung verursachen, kann es ohne Nachweis als ausreichend erachtet werden, wenn die senkrechten Wandeseisen bei 1.0 m Öffnungsbreite in 2 Steinkammern und bei 1.50 m Öffnung in 3 Steinkammern links- und rechts von der Öffnung doppelt eingelegt werden.

Bei schwerem LKW - Verkehr wurde für den Boden mit Verdichtungsdruck gerechnet, der jedoch niedriger als der Ruhedruck ist. Für die Verkehrslast selbst wurde der einfache Erddruck angesetzt.

Reibungs-  
winkel

Boden-  
lasten

Wandneig-  
ungswinkel

Geländeneig-  
ungswinkel

Verkehrslast

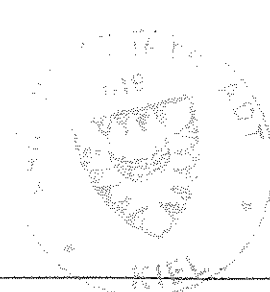
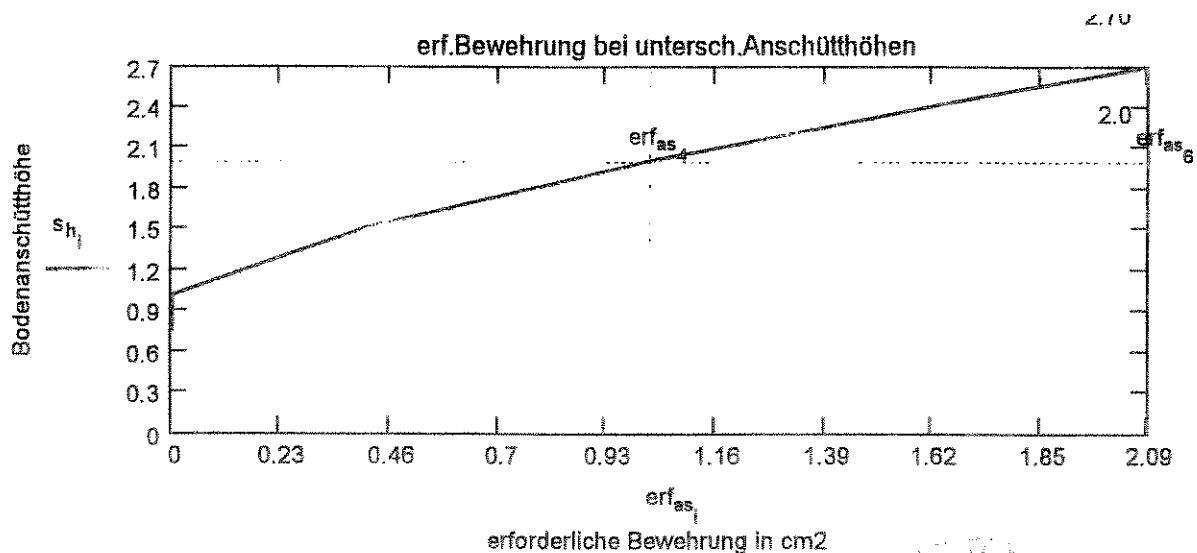
$$\frac{\text{cal}_{\varphi}}{\text{grad}} = 30$$

$$\gamma_a = 19$$

$$\alpha_w := 0$$

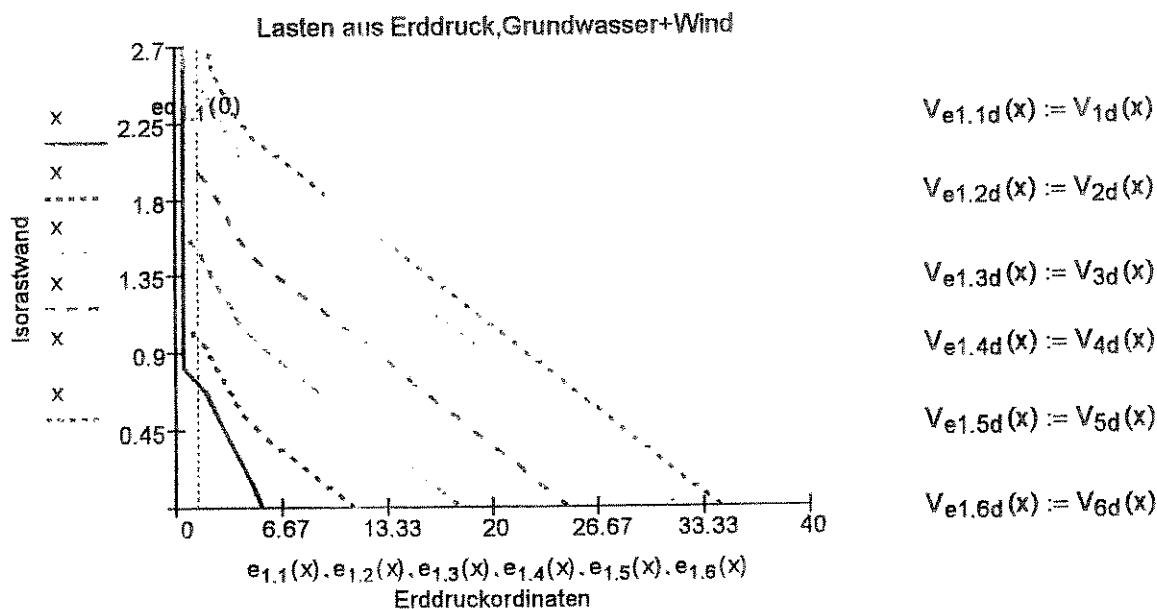
$$\beta = 0$$

$$q = 5$$



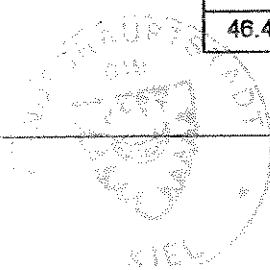


**Erddrucklastbild für Sandboden leicht verdichtet + Grundwasser mit 500 kg/m<sup>2</sup> Geländeauflast**

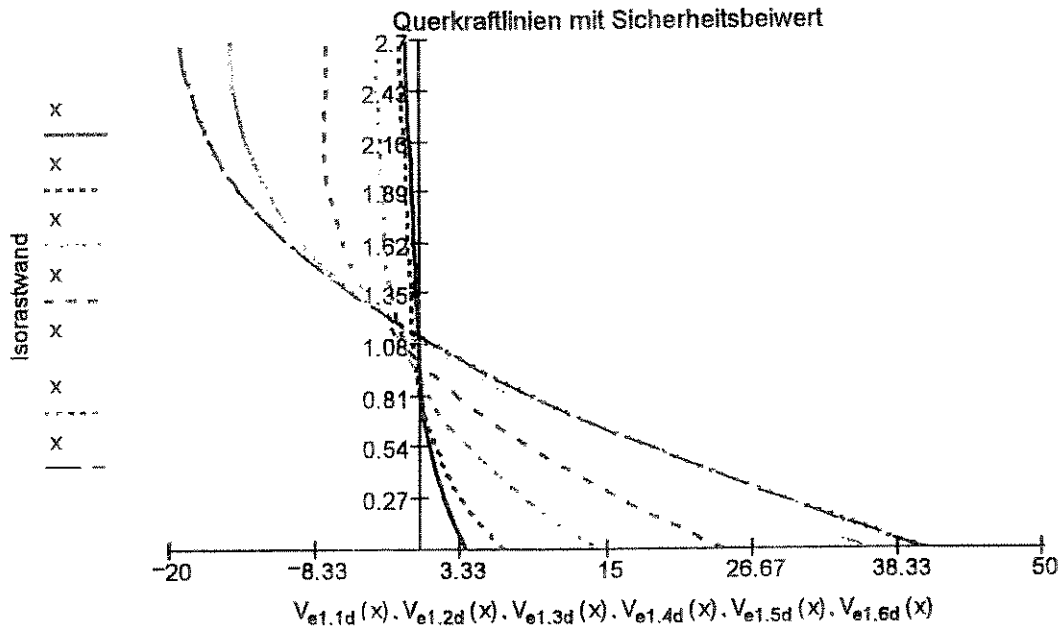


Anschülthöhe	Erddruckwerte aus der Hinterfüllung		Erddruckwerte aus der Geländeauflast		Lastwerte aus Wasserdruck bei gleichzeitiger Reduzierung der Bodenanteile	
$sh_i =$	$ea1_i =$	$ea1d_i =$	$eq1_i =$	$eq1d_i =$	$gw_i =$	$gwd_i =$
0.75	3.981	5.375	1.397	2.095	0	0
1	5.772	7.792	1.397	2.095	3.922	5.294
1.5	8.658	11.688	1.397	2.095	7.843	10.588
2	11.544	15.584	1.397	2.095	11.765	15.882
2.5	14.43	19.48	1.397	2.095	15.686	21.177
2.7	15.584	21.038	1.397	2.095	17.255	23.294

Anschülthöhe	Grundwasserhöhe über Kellerrohsole	Überlagerte Werte	
$sh_i =$	$hg_i =$	$ea1_i + eq1_i + gw_i$	$ea1d_i + eq1d_i + gwd_i$
0.75	0	5.378	7.47
1	0.5	11.09	15.181
1.5	1	17.898	24.372
2	1.5	24.705	33.562
2.5	2	31.513	42.752
2.7	2.2	34.236	46.428



**Querkraftlinien aus dem Erddruck + Wasserdruck für die vorhergehenden Bodenwerte**



Aufnehmbare Scherkräfte in der Sohlfuge  $\sigma_{Nd} \equiv -0.0881$   $\eta_1 \equiv 1$   $\mu \equiv 0.7$   $\mu_g \equiv 0.6$   $b_u \equiv 140$  mm

glatt  $\beta_{ctg} \equiv 1.4$     rauh  $\beta_{ct} = 2$

$$V_{Rdj,ct} \equiv \left( 0.042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} - \mu \cdot \sigma_{Nd} \right) \cdot b_u$$

$$V_{Rdj,ct} = 43.02 \quad \text{kN}$$

$$V_{Rdj,ctg} \equiv \left( 0.042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ctg} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} - \mu_g \cdot \sigma_{Nd} \right) \cdot b_u$$

$$V_{Rdj,ctg} = 31.471 \quad \text{kN}$$

Querkraftnullstellen aus den Querkraftkurven zur Ermittlung der maximalen Momente

Auflagerkräfte mit- und ohne Sicherheitsbeiwert

TOL := 0.0001

unten

Schnittkräfte können in der Fuge aufgenommen werden = 1

oben

$x10_i \equiv$

$A_{e1_i} =$

$A_{e1d_i} =$

$A_{e1d_i} \leq V_{Rdj,ct}$

$A_{e1d_i} \leq V_{Rdj,ctg}$

$B_{e1_i} =$

$B_{e1d_i} =$

0.869
0.793
0.865
0.981
1.087
1.119

2.609
4.849
10.387
17.681
26.164
29.737

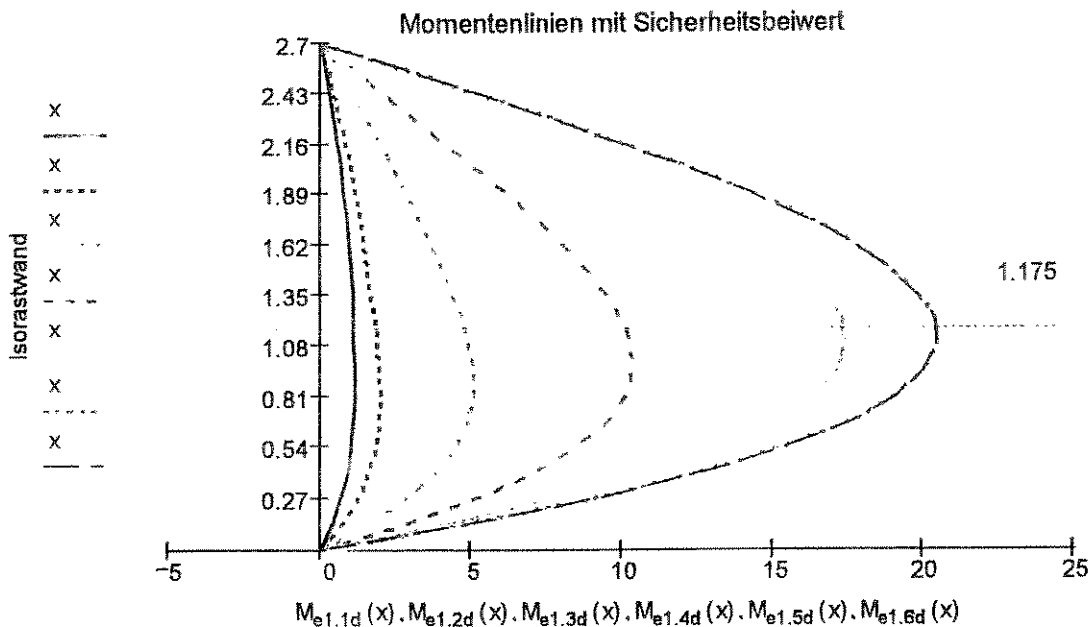
3.522
6.546
14.023
24.066
35.599
40.428

1	Rauhe
1	Anschlußfläche
1	
1	
1	
1	

1	Glatte
1	Anschlußfläche
1	
1	
0	
0	

0.907
1.263
2.75
5.806
11.17
14.054

1.224
1.705
3.713
7.565
15.208
19.256



j := 1..6

**maximale Momente aus dem Erddruck für die vorhergehenden Bodenwerte und Auflasten**

Schütthöhe	Nullstelle	max.Moment	N = -12.333	$N_d := N \cdot \gamma_c$
$maxMe_{1d_j} := xV_{1.2d} \cdot xV_{1.3d} \cdot xV_{1.4d} \cdot xV_{1.5d} \cdot xV_{1.6d}$				
$sh_j =$	$x1_{0_j} =$	$Me_{1.1d}(0.869) = 1.11$	$Ms_{d1_1} := Me_{1.1d}(0.869)$	
0.75	0.894	$Me_{1.2d}(0.825) = 1.965$	$Ms_{d1_2} := Me_{1.2d}(0.825)$	
1	0.794	$Me_{1.3d}(0.957) = 5.041$	$Ms_{d1_3} := Me_{1.3d}(0.957)$	
1.5	0.863	$Me_{1.4d}(1.064) = 10.298$	$Ms_{d1_4} := Me_{1.4d}(1.064)$	
2	0.981	$Me_{1.5d}(1.153) = 17.324$	$Ms_{d1_5} := Me_{1.5d}(1.153)$	
2.5	1.086	$Me_{1.6d}(1.175) = 20.422$	$Ms_{d1_6} := Me_{1.6d}(1.175)$	
2.7	1.118			

$zulMs_{d1_j} := z1_j \cdot F_{c_j} \cdot 10^{-1}$        $F_{c_j} := x_{c_j} \cdot \alpha_{V_j} \cdot b_w \cdot f_c \cdot \alpha$

innerer Hebelarm	Stahl- und Betondehnung	zul $Ms_{d1}$ ist das aufnehmbare Moment bei $erf_a$ muß > $Ms_{d1}$ sein	$erf_{as}$ muß als Mindestwert eingehalten werden. Durchmesser und Abstände können variiert werden	Schütthöhe	$erf_{as}$	$vorf_{as1}$	$\phi_{1j}$	$a_j$
$z1_j =$	$\epsilon_{s_j} =$	$\epsilon_{c_j} =$		$sh_j =$				
10.869	20	-0.65	zul $Ms_{d1_j} =$	0.75	0	0	0	18.75
10.804	20	-0.95	$Ms_{d1_j} =$	1	0.06	1.51	6	18.75
10.599	20	-1.9	1.21	1.5	0.72	1.51	6	18.75
10.192	18	-3.5	2.101	2	1.93	2.68	8	18.75
9.529	8.3	-3.5	5.083	2.5	3.84	4.19	10	18.75
9.21	6.2	-3.5	10.264	2.7	4.75	6.03	12	18.75
			17.483					
			20.557					
			20.422					

durch Vergleichsrechnung geprüft



**erforderliche Bewehrung aus dem Erddruck für die vorhergehenden Bodenwerte und Auflasten**

Die Bewehrung kann gemäß der Kurve graphisch für alle Zwischenbereiche bei waagrechttem Gelände ermittelt werden. Bei der Bewehrung muß mindestens in jeder Schicht ein Längseisen an der Wandinnenseite und in jeder Steinkammer ein senkrechttes Eisen eingebaut werden!

Kellerfensteröffnungen erhalten als Brüstungsabschluß eine zusätzliche Querbewehrung aus  $\geq 2 \phi 10$ , die mindestens beidseitig 50 cm über die Öffnungsgröße hinausragen oder entsprechend zu verankern sind. Die senkrechten Wandseisen in der Brüstung sind mit haarnadelartiger Bewehrung  $\phi 8$  je Steinkammer zu verankern. Da die Fensteröffnungen durch Lichtschächte oder freie Gruben immer eine erddruckentlastung verursachen, kann es ohne Nachweis als ausreichend erachtet werden, wenn die senkrechten Wandseisen bei 1.0 m Öffnungsbreite in 2 Steinkammern und bei 1.50 m Öffnung in 3 Steinkammern links- und rechts von der Öffnung doppelt eingelegt werden.

Bei schwerem LKW - Verkehr wurde für den Boden mit Verdichtungsdruck gerechnet, der jedoch niedriger als der Ruhedruck ist. Für die Verkehrslast selbst wurde der einfache Erddruck angesetzt.

Reibungs-  
winkel

Boden-  
lasten

Wandneig-  
ungswinkel

Geländeneig-  
ungswinkel

Verkehrslast

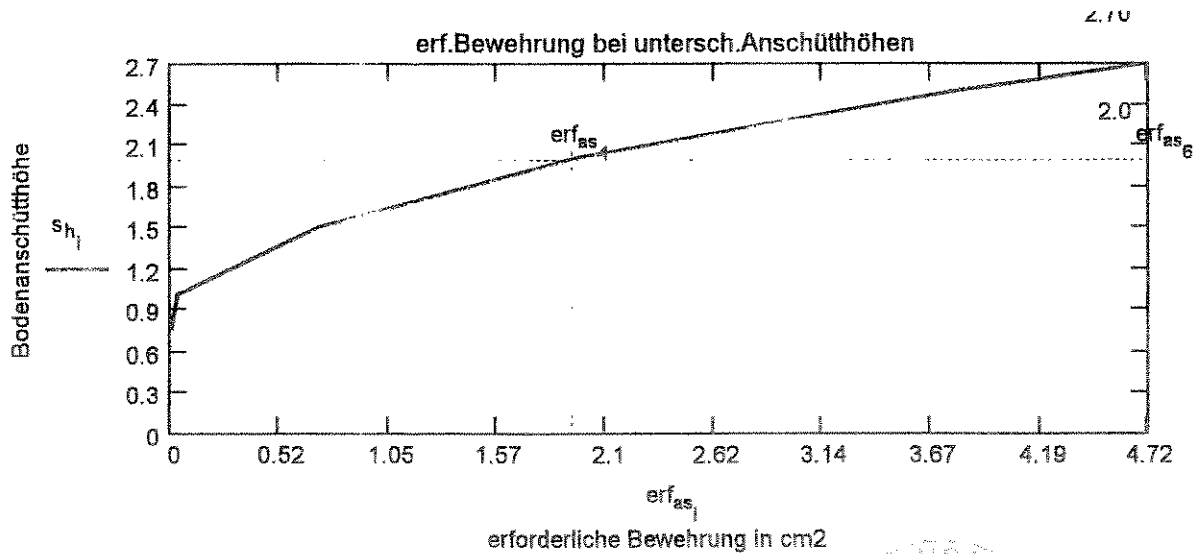
$$\frac{\text{cal}_\varphi}{\text{grad}} = 30$$

$$\gamma_a = 19$$

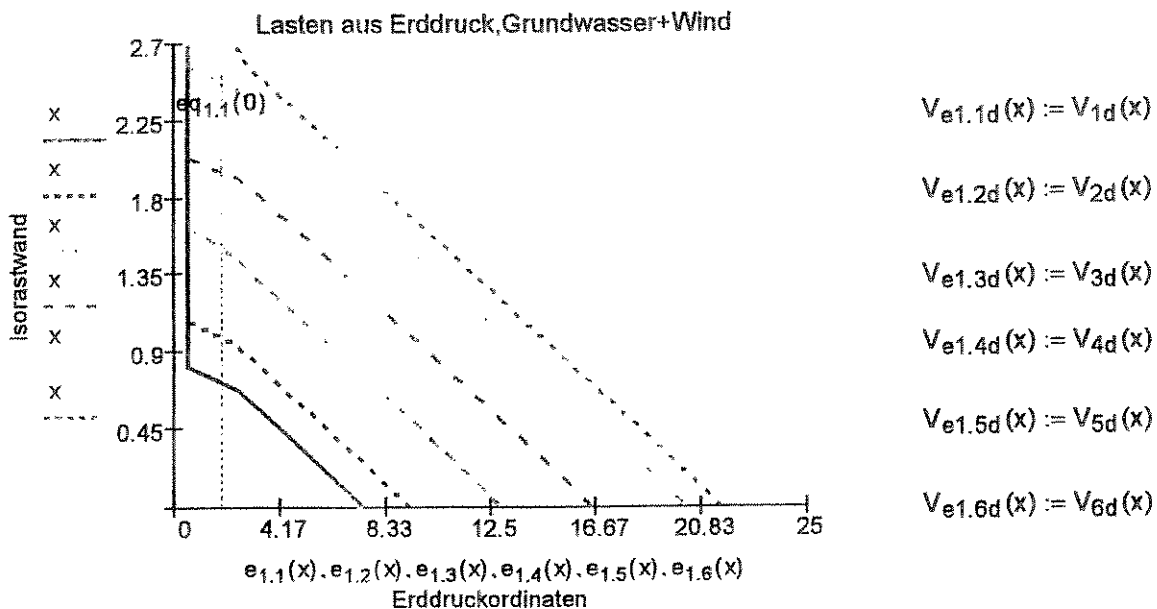
$$\alpha_w := 0$$

$$\beta = 0$$

$$q = 5$$



**Erddrucklastbild für bindigen Boden leicht verdichtet mit 500 kg/m<sup>2</sup> Geländeaufflast**



Anschüthöhe

Erddruckwerte aus der Hinterfüllung

Erddruckwerte aus der Geländeaufflast

Lastwerte aus Wasserdruck bei gleichzeitiger Reduzierung der Bodenanteile

$s_{h_i} =$

0.75
1
1.5
2
2.5
2.7

$e_{a1_i} =$

5.471
7.294
10.941
14.588
18.235
19.694

$e_{a1d_i} =$

7.385
9.847
14.77
19.694
24.617
26.587

$e_{q1_i} =$

1.919
1.919
1.919
1.919
1.919
1.919

$e_{q1d_i} =$

2.879
2.879
2.879
2.879
2.879
2.879

$g_{w_i} =$

0
0
0
0
0
0

$g_{wd_i} =$

0
0
0
0
0
0

Anschüthöhe

Grundwasserhöhe über Kellerrohsole

Überlagerte Werte

$s_{h_i} =$

0.75
1
1.5
2
2.5
2.7

$h_{g_i} =$

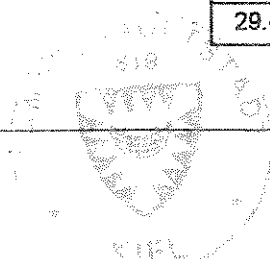
0
0
0
0
0
0

$e_{a1_i} + e_{q1_i} + g_{w_i}$

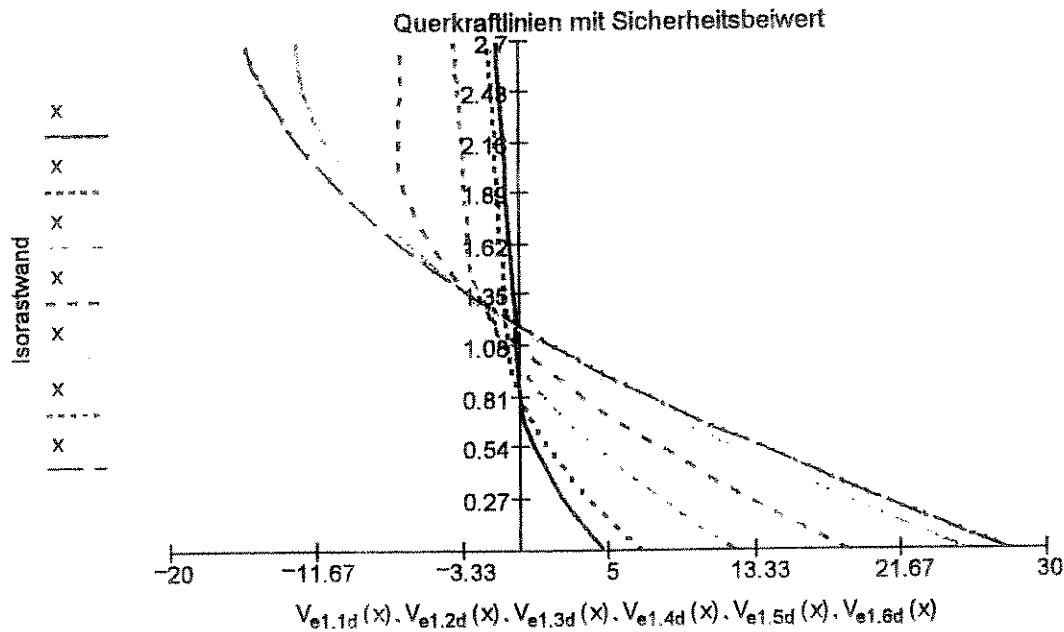
7.39
9.214
12.861
16.508
20.155
21.613

$e_{a1d_i} + e_{q1d_i} + g_{wd_i}$

10.264
12.726
17.65
22.573
27.497
29.466



**Querkraftlinien aus dem Erddruck für die vorhergehenden Bodenwerte**



Aufnehmbare Scherkräfte in der Sohlfuge  $\sigma_{Nd} \approx -0.0881$   $\eta_1 \approx 1$   $\mu \approx 0.7$   $\mu_g \approx 0.6$   $b_u = 140 \text{ mm}$

glatt  $\beta_{ctg} \approx 1.4$     rauhe  $\beta_{ct} \approx 2$

$$V_{Rdj.ct} \approx \left( 0.042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} - \mu \cdot \sigma_{Nd} \right) \cdot b_u$$

$$V_{Rdj.ct} = 43.02 \text{ kN}$$

$$V_{Rdj.ctg} \approx \left( 0.042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ctg} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} - \mu_g \cdot \sigma_{Nd} \right) \cdot b_u$$

$$V_{Rdj.ctg} = 31.471 \text{ kN}$$

Querkraftnullstellen aus den Querkraftkurven zur Ermittlung der maximalen Momente

Auflagerkräfte mit- und ohne Sicherheitsbeiwert

TOL := 0.0001

unten

Schnittkräfte können in der Fuge aufgenommen werden = 1

oben

$x1_{0_i} \approx$

$Ae1_i =$

$Ae1d_i =$

$Ae1d_i \leq V_{Rdj.ct}$

$Ae1d_i \leq V_{Rdj.ctg}$

$Be1_i =$

$Be1d_i =$

0.732
0.795
0.949
1.064
1.153
1.175

3.454
5.017
8.917
13.44
18.342
20.316

4.662
6.773
12.038
18.438
25.144
27.815

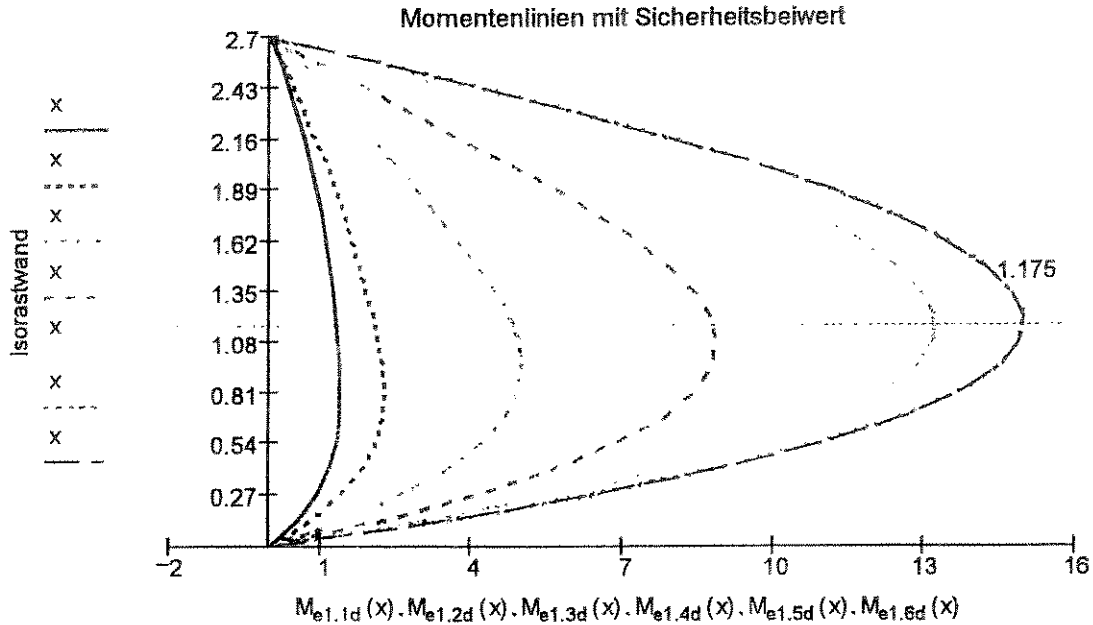
1	Rauhe Anschlussfläche
1	
1	
1	
1	
1	

1	Glatte Anschlussfläche
1	
1	
1	
1	
1	

1.013
1.395
2.809
5.302
9.379
11.454

1.367
1.884
3.792
6.942
12.882
15.851





j := 1..6

**maximale Momente aus dem Erddruck für die vorhergehenden Bodenwerte und Auflasten**

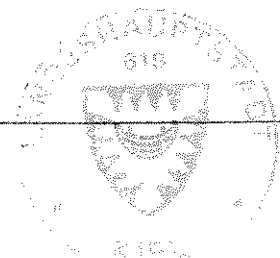
Schütthöhe	Nullstelle	max.Moment	N = -12.333	$N_d := N \cdot \gamma_G$
$maxMe_{1d_j} := xV_{1.2d} \cdot xV_{1.3d} \cdot xV_{1.4d} \cdot xV_{1.5d} \cdot xV_{1.6d}$				
$s_{h_j} =$	$x_{10_j} =$	$M_{e1.1d}(0.869) = 1.372$	$M_{sd1_1} := M_{e1.1d}(0.869)$	
0.75	0.732	$M_{e1.2d}(0.825) = 2.277$	$M_{sd1_2} := M_{e1.2d}(0.825)$	
1	0.795	$M_{e1.3d}(0.957) = 5.009$	$M_{sd1_3} := M_{e1.3d}(0.957)$	
1.5	0.949	$M_{e1.4d}(1.064) = 8.818$	$M_{sd1_4} := M_{e1.4d}(1.064)$	
2	1.064	$M_{e1.5d}(1.153) = 13.23$	$M_{sd1_5} := M_{e1.5d}(1.153)$	
2.5	1.153	$M_{e1.6d}(1.175) = 15.004$	$M_{sd1_6} := M_{e1.6d}(1.175)$	
2.7	1.175			

$zulMs_{d1_j} := z_{1j} \cdot F_{c_i} \cdot 10^{-1}$        $F_{c_i} := x_{c_i} \cdot \alpha_{v_j} \cdot b_w \cdot f_c \cdot \alpha$

Innerer Hebelarm      Stahl- und Betondehnung       $zulMs_{d1}$  ist das aufnehmbare Moment bei  $erf_{as}$  muß >  $Ms_{d1}$  sein       $erf_{as}$  muß als Mindestwert eingehalten werden. Durchmesser und Abstände können variiert werden

$z_{1j} =$	$\epsilon_{s_j} \equiv$	$\epsilon_{c_j} \equiv$	$zulMs_{d1_j} =$	$Ms_{d1_j} =$	Schütthöhe $s_{h_j} =$	$erf_{as_j} =$	$vorhas_{1_j} =$	$\phi_{1j} \equiv$	$a_j =$
10.856	20	-0.71	1.381	1.372	0.75	0	0	0	18.75
10.791	20	-1.01	2.286	2.277	1	0.1	1.51	6	18.75
10.599	20	-1.90	5.083	5.009	1.5	0.72	1.51	6	18.75
10.303	20	-3.3	8.974	8.818	2	1.62	2.68	8	18.75
9.928	12.7	-3.5	13.269	13.23	2.5	2.69	2.68	8	18.75
9.769	10.6	-3.5	15	15.004	2.7	3.15	4.19	10	18.75

durch Vergleichsrechnung geprüft



**erforderliche Bewehrung aus dem Erddruck für die vorhergehenden Bodenwerte und Auflasten**

Die Bewehrung kann gemäß der Kurve graphisch für alle Zwischenbereiche bei waagerechtem Gelände ermittelt werden. Bei der Bewehrung muß mindestens in jeder Schicht ein Längseisen an der Wandinnenseite und in jeder Steinkammer ein senkrecht Eisen eingebaut werden !

Kellerfensteröffnungen erhalten als Brüstungsabschluß eine zusätzliche Querbewehrung aus  $\geq 2 \phi 10$ , die mindestens beidseitig 50 cm über die Öffnungsgröße hinausragen oder entsprechend zu verankern sind. Die senkrechten Wandseisen in der Brüstung sind mit haarnadelartiger Bewehrung  $\phi 8$  je Steinkammer zu verankern. Da die Fensteröffnungen durch Lichtschächte oder freie Gruben immer eine erddruckentlastung verursachen, kann es ohne Nachweis als ausreichend erachtet werden, wenn die senkrechten Wandseisen bei 1.0 m Öffnungsbreite in 2 Steinkammern und bei 1.50 m Öffnung in 3 Steinkammern links- und rechts von der Öffnung doppelt eingelegt werden.

Bei schwerem LKW - Verkehr wurde für den Boden mit Verdichtungsdruck gerechnet, der jedoch niedriger als der Ruhedruck ist. Für die Verkehrslast selbst wurde der einfache Erddruck angesetzt.

Reibungs-  
winkel

Boden-  
lasten

Wandneig-  
ungswinkel

Geländeneig-  
ungswinkel

Verkehrslast

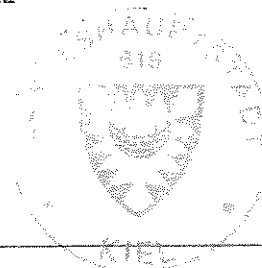
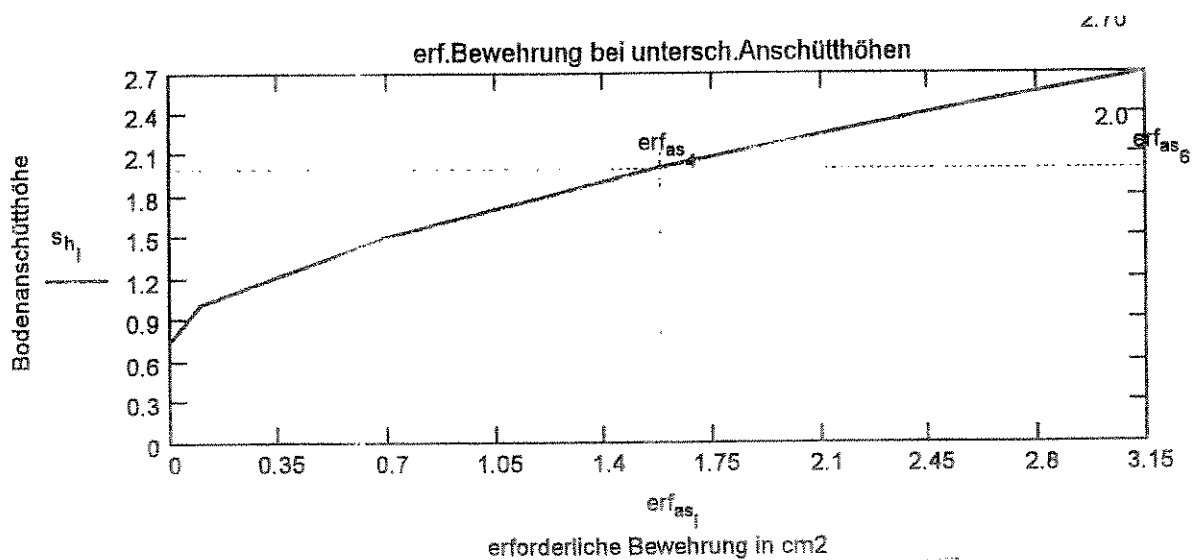
$$\frac{\text{cal}_{\phi}}{\text{grad}} = 22.5$$

$$\gamma_a = 19$$

$$\alpha_w := 0$$

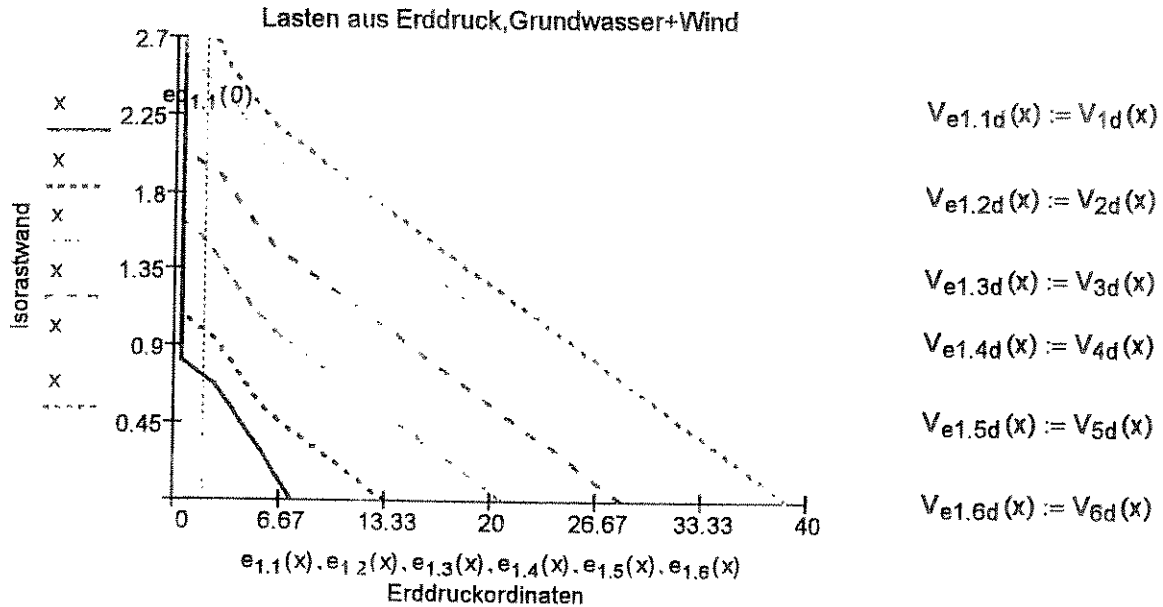
$$\beta = 0$$

$$q = 5$$





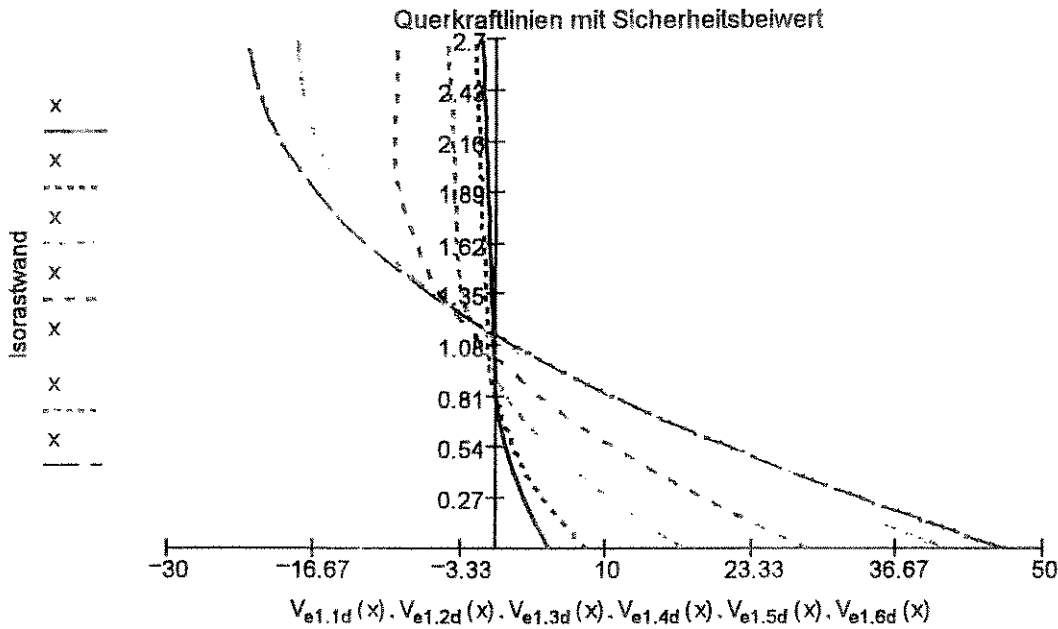
**Erddrucklastbild für bindigen Boden leicht verdichtet + Grundwasser mit 500 kg/m<sup>2</sup> Geländeauflast**



Anschütthöhe	Erddruckwerte aus der Hinterfüllung		Erddruckwerte aus der Geländeauflast		Lastwerte aus Wasserdruck bei gleichzeitiger Reduzierung der Bodenanteile	
$sh_i =$	$ea1_i =$	$ea1d_i =$	$eq1_i =$	$eq1d_i =$	$gw_i =$	$gwd_i =$
0.75	5.471	7.385	1.919	2.879	0	0
1	7.828	10.568	1.919	2.879	3.537	4.775
1.5	11.743	15.853	1.919	2.879	7.075	9.551
2	15.657	21.137	1.919	2.879	10.612	14.326
2.5	19.571	26.421	1.919	2.879	14.149	19.102
2.7	21.137	28.535	1.919	2.879	15.564	21.012

Anschütthöhe	Grundwasserhöhe über Kellerrohsohle	Überlagerte Werte	
$sh_i =$	$hg_i =$	$ea1_i + eq1_i + gw_i$	$ea1d_i + eq1d_i + gwd_i$
0.75	0	7.39	10.264
1	0.5	13.285	18.223
1.5	1	20.737	28.283
2	1.5	28.188	38.342
2.5	2	35.64	48.402
2.7	2.2	38.621	52.426

**Querkraftlinien aus dem Erddruck + Wasserdruck für die vorhergehenden Bodenwerte**



Aufnehmbare Scherkräfte in der Sohlfuge  $\sigma_{Nd} \equiv -0.0881$   $\eta_1 \equiv 1$   $\mu \equiv 0.7$   $\mu_g \equiv 0.6$   $b_u \equiv 140$  mm

glatt  $\beta_{ctg} \equiv 1.4$     rauh  $\beta_{ct} \equiv 2$

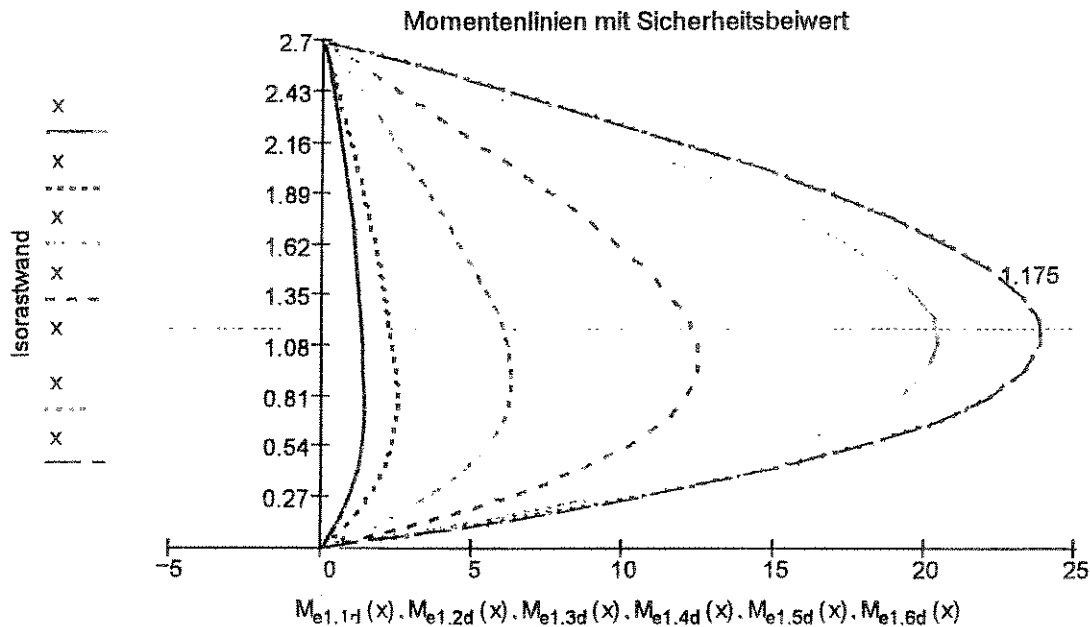
$$V_{Rdj.ct} \equiv \left( 0.042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} - \mu \cdot \sigma_{Nd} \right) \cdot b_u \quad \boxed{V_{Rdj.ct} = 43.02} \quad \text{kN}$$

$$V_{Rdj.ctg} \equiv \left( 0.042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ctg} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{3}} - \mu_g \cdot \sigma_{Nd} \right) \cdot b_u \quad \boxed{V_{Rdj.ctg} = 31.471} \quad \text{kN}$$

Querkraftnullstellen aus den Querkraftkurven zur Ermittlung der maximalen Momente

Auflagerkräfte mit- und ohne Sicherheitsbeiwert

$x10_i \equiv$	unten		Schnittkräfte können in der Fuge aufgenommen werden = 1		oben	
	$A_{e1_i} =$	$A_{e1d_i} =$	$A_{e1d_i} \leq V_{Rdj.ct}$	$A_{e1d_i} \leq V_{Rdj.ctg}$	$B_{e1_i} =$	$B_{e1d_i} =$
0.732	3.454	4.662	1	1	1.013	1.367
0.774	6.081	8.21	1	1	1.483	2.002
0.885	12.509	16.887	1	1	3.358	4.533
1.0	20.729	28.279	1	1	7.039	9.286
1.101	30.152	41.088	1	0	13.389	18.295
1.131	34.085	46.404	0	0	16.753	23.006



j := 1..6

**maximale Momente aus dem Erddruck für die vorhergehenden Bodenwerte und Auflasten**

Schütthöhe Nullstelle max.Moment  $N = -12.333$   $N_d := N \cdot \gamma_G$

$maxMe_{1d_j} := xV_{1.2d} \cdot xV_{1.3d} \cdot xV_{1.4d} \cdot xV_{1.5d} \cdot xV_{1.6d}$

$s_{h_j} =$	$x1_{0_j} =$
0.75	0.732
1	0.774
1.5	0.885
2	1
2.5	1.101
2.7	1.131

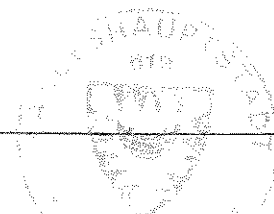
$M_{e1.1d}(0.869) = 1.372$	$Ms_{d1_1} := M_{e1.1d}(0.869)$
$M_{e1.2d}(0.825) = 2.498$	$Ms_{d1_2} := M_{e1.2d}(0.825)$
$M_{e1.3d}(0.957) = 6.28$	$Ms_{d1_3} := M_{e1.3d}(0.957)$
$M_{e1.4d}(1.064) = 12.424$	$Ms_{d1_4} := M_{e1.4d}(1.064)$
$M_{e1.5d}(1.153) = 20.342$	$Ms_{d1_5} := M_{e1.5d}(1.153)$
$M_{e1.6d}(1.175) = 23.774$	$Ms_{d1_6} := M_{e1.6d}(1.175)$

$zulMs_{d1_j} := z1_j \cdot F_{c_j} \cdot 10^{-1}$        $F_{c_j} := x_{c_j} \cdot \alpha_{v_j} \cdot b_w \cdot f_c \cdot \alpha$

innerer Hebelarm      Stahl- und Betondehnung       $zulMs_{d1_j}$  ist das aufnehmbare Moment bei  $erf_{as}$  muß >  $Ms_{d1_j}$  sein       $erf_{as}$  muß als Mindestwert eingehalten werden. Durchmesser und Abstände können variiert werden

$z1_j =$	$\epsilon_{s_j} =$	$\epsilon_{c_j} =$	$zulMs_{d1_j} =$	$Ms_{d1_j} =$	Schütthöhe $s_{h_j} =$	$erf_{as_j} =$	$vorh_{as1_j} =$	$\phi_{1j} =$	$a_j =$
10.856	20	-0.71	1.381	1.372	0.75	0	0	0	18.75
10.772	20	-1.1	2.568	2.498	1	0.17	1.51	6	18.75
10.513	20	-2.3	6.283	6.28	1.5	0.99	1.51	6	18.75
9.991	13.7	-3.5	12.576	12.424	2	2.51	2.68	8	18.75
9.228	6.3	-3.5	20.388	20.342	2.5	4.7	6.03	12	18.75
8.843	4.55	-3.5	23.784	23.774	2.7	5.8	6.03	12	18.75

erg. Vergleichsrechnung geprüft



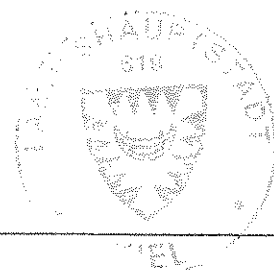
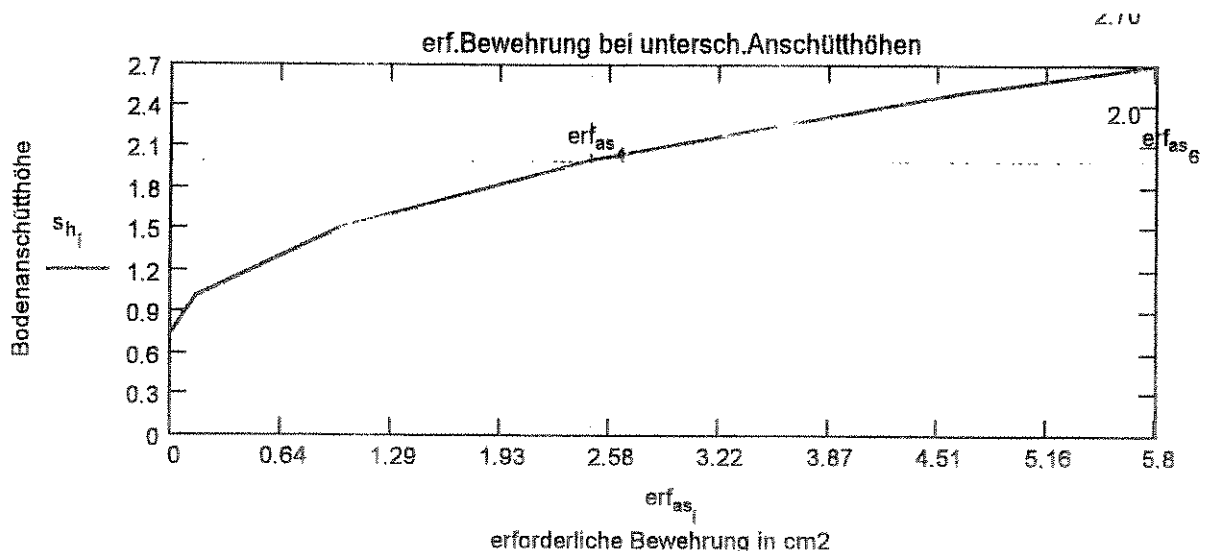
**erforderliche Bewehrung aus dem Erddruck für die vorhergehenden Bodenwerte und Auflasten**

Die Bewehrung kann gemäß der Kurve graphisch für alle Zwischenbereiche bei waagrechttem Gelände ermittelt werden. Bei der Bewehrung muß mindestens in jeder Schicht ein Längseisen an der Wandinnenseite und in jeder Steinkammer ein senkrecht Eisen eingebaut werden !

Kellerfensteröffnungen erhalten als Brüstungsabschluß eine zusätzliche Querbewehrung aus  $\geq 2 \phi 10$ , die mindestens beidseitig 50 cm über die Öffnungsgröße hinausragen oder entsprechend zu verankern sind. Die senkrechten Wandseisen in der Brüstung sind mit haarnadelartiger Bewehrung  $\phi 8$  je Steinkammer zu verankern. Da die Fensteröffnungen durch Lichtschächte oder freie Gruben immer eine erddruckentlastung verursachen, kann es ohne Nachweis als ausreichend erachtet werden, wenn die senkrechten Wandseisen bei 1.0 m Öffnungsbreite in 2 Steinkammern und bei 1.50 m Öffnung in 3 Steinkammern links- und rechts von der Öffnung doppelt eingelegt werden.

Bei schwerem LKW - Verkehr wurde für den Boden mit Verdichtungsdruck gerechnet, der jedoch niedriger als der Ruhedruck ist. Für die Verkehrslast selbst wurde der einfache Erddruck angesetzt.

Reibungs- winkel	Boden- lasten	Wandneig- ungswinkel	Geländeneig- ungswinkel	Verkehrslast
$\frac{\text{cat}}{\text{grad}} \varphi = 22.5$	$\gamma_a = 19$	$\alpha_w = 0$	$\beta = 0$	$q = 5$



Die Oberbürgermeisterin  
Prüfamt für Baustatik

Landes-  
hauptstadt Kiel



EINGEGANGEN

-5. FEB. 2004

Az.: 632/Typ-1019/97

1000000000

Kiel, den 03.02.2004  
Knooper Weg 75  
Tel.: 0431/594 36 34

## 1. Verlängerungsbescheid

zur Typenprüfung in bautechnischer Hinsicht

Gegenstand der Typenprüfung: Isorast-Kellerwand

Antragsteller: Fa. Isorast GmbH  
Im Isorast-Wohnpark 30  
D-65232 Taunusstein-Hambach

Dieser Verlängerungsbescheid gilt nur in Verbindung mit dem Prüfbericht zur Typenprüfung vom 29.07.1998.

Mit Einführung der neuen Stahlbetonbaunorm DIN 1045-1 bis -4 (07/2001) wurde der EC 2 (DIN V ENV 1992), der Grundlage der vorliegenden Typenberechnung ist, aus der Liste der Technischen Baubestimmungen gestrichen. Nach eigenen überschlägigen Vergleichsberechnungen nach DIN 1045-1 sind die Abweichungen gegenüber den Ergebnissen nach EC2 gering.

Die Gültigkeit der Typenprüfung wird aus o.g. Gründen verlängert bis zum:

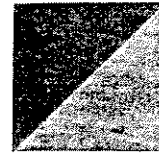
29.07.2004.

Der Leiter:

Der Bearbeiter:

I.V. Schwarzer

Sinning



632/Typ - Prüfauftrag-Nr. 1019/97

24099 Kiel, den 29.07.1998  
Holstenstraße 55/57  
Tel.:0431/ 901-2613

## Prüfbericht

---

Gegenstand der Typenprüfung:	Isorast-Kellerwand
Antragsteller und Hersteller:	Fa. Isorast GmbH Im Isorast-Wohnpark 30 D-65232 Taunusstein - Hambach
Aufsteller der bautechnischen Nachweise:	Dipl. Ing. Reimer Rohweder Wilhelmstal 3 24768 Rendsburg
Geltungsdauer der Typenprüfung:	29.07.2003

---

### 1 Bauvorlagen

#### 1.1 Statische Berechnung

Seiten 1 + 261 vom 17.07.1998

#### 1.2 Anlagen zur statischen Berechnung

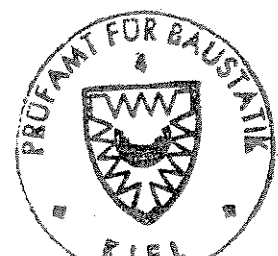
- Anlage 1 mit den Seiten 1 + 7
- Anlage 2 mit den Seiten 1 + 7
- Anlage 3 mit den Seiten 1 + 7
- Anlage 4 mit den Seiten 1 + 8
- Anlage 5 mit den Seiten 1 + 7
- Anlage 6 mit den Seiten 1 + 8
- Anlage 7 mit den Seiten 1 + 7
- Anlage 8 mit den Seiten 1 + 8
- Anlage 9 mit den Seiten 1 + 7
- Anlage 10 mit den Seiten 1 + 8
- Anlage 11 mit den Seiten 1 + 8
- Anlage 12 mit den Seiten 1 + 8
- Anlage 13 mit den Seiten 1 + 7

### – 2 Beschreibung

Die Einhaltung der unter den Ziffern 2.1 + 2.4 genannten Voraussetzungen ist im Einzelfall zu prüfen.

#### 2.1 Konstruktion

Die lichte Wandhöhe beträgt maximal 2,70m.



Die Konstruktion besteht aus ausbetonierten Isorast Innenwand-Schalungssteinen mit einer Dicke  $d=25\text{cm}$ . Der Betonkern hat eine Stärke von  $d=14\text{cm}$  und ist innen-seitig kreuzweise bewehrt. Entsprechend der Steinhöhe beträgt der Stababstand der horizontalen Bewehrung  $25\text{cm}$ , der der vertikalen Bewehrung  $18.75$  bzw.  $9.375\text{cm}$ . Letzterer hängt davon ab, ob eine Steinkammer mit einem oder aber mit zwei Stäben bewehrt werden muß. In Abhängigkeit von der Größe der Scherbeanspruchung muß ggfs. unten eine Anschlußbewehrung aus der Sohle vorgesehen werden bzw. oben die Längsbewehrung innerhalb des Ringbalkens verankert werden.

Zum Verdichten des Betons dürfen keine Rüttelgeräte verwendet werden. Es muß aber der unter Ziffer 2.2 klassifizierte Beton verwendet werden. Es ist eine maximale Betoniergeschwindigkeit von  $0.77\text{m/h}$  einzuhalten.

Die Nichtaggressivität des Bodens gegenüber dem Poresta-Material ist zu prüfen.

Bei Anwesenheit von Wasser ist eine wasserundurchlässige Beschichtung der Wand vorzusehen.

## 2.2 Baustoffe

Beton:

Festigkeitsklasse	Größtkorn	Konsistenz	Umweltklasse
C20/25 (B25 gemäss DIN1045)	16mm	F4 (KF)	2a

Betonstahl: BSt 500S

## 2.3 Berechnungsvoraussetzungen

- Da die Wand nicht auf Stabilitätsversagen untersucht wurde, ist folgende Bedingung für die Normalkraft in der Wand einzuhalten:  $N_{\text{ed}} \leq 63\text{kN/m}^2$  (Druck). Bei größeren Druckkräften muß der Einfluß der Theorie II.Ordnung untersucht werden.
- Es muß eine zentrische Krafteinleitung am Wandkopf gewährleistet sein oder eine ggfs. vorhandene Karfteinleitungsexzentrizität separat untersucht werden.

## 2.4 Lastannahmen

Es treten folgende Einwirkungen auf:

- zentrisch am Wandkopf wirkende Normalkraft aus dem Gebäude
- Erddruck aus Bodeneigenlast
- Erddruck aus großflächiger Nutzlast auf der Geländeoberfläche
- Wasserdruck
- Windlast

### 2.4.1 Charakteristische Werte

#### 2.4.1.1 Normalkraft am Wandkopf aus dem Gebäude

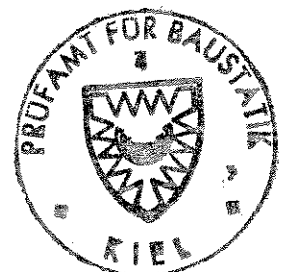
$F_{k,v} = 10\text{kN/m}^2 + \text{Wandeigenlast}$ . Größere Druckkräfte wirken i.d.R. günstig auf die Bemessung, sofern nicht Einflüsse der Theorie II.Ordnung maßgebend werden.

#### 2.4.1.2 Erddruck aus Bodeneigenlast

Es werden zwei Bodentypen unterschieden:

- Nichtbindiger Sandboden
- Bindiger Boden

Dabei werden folgende Bodenkennwerte in Rechnung gestellt:



Bodentyp	Verdichtungsgrad	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]
Sand, nichtbindig	leicht	19.00	30.00
Sand, nichtbindig	mittel	20.00	32.50
Sand, nichtbindig	stark	21.00	35.00
Bindiger Boden	leicht	19.00	22.50
Bindiger Boden	mittel	20.00	22.50
Bindiger Boden	stark	20.00	22.50

Die resultierenden Erddruckbeiwerte werden in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad teilweise als erhöhter aktiver Erddruck berechnet:

Verdichtungsgrad	Erhöhter Erddruckbeiwert $k_{erhöht, h}$
leicht	$1.00 \cdot k_{agh}$
mittel	$0.50 \cdot k_{agh} + 0.50 \cdot k_{0gh}$
stark	$0.25 \cdot k_{agh} + 0.75 \cdot k_{0gh}$

In Anwesenheit von Wasser wird der aktive Erddruckbeiwert mit einem Wandreibungswinkel von  $\delta_a = 1/3 \cdot \varphi'$ , ansonsten mit  $\delta_a = 2/3 \cdot \varphi'$  berechnet.

#### 2.4.1.3 Erddruck aus großflächiger Nutzlast

Der Erddruck wird mit  $1.00 \cdot k_{agh}$  und immer mit einem Wandreibungswinkel von  $\delta_a = 2/3 \cdot \varphi'$  berechnet.

Für den charakteristischen Wert der Nutzlast wird variiert:

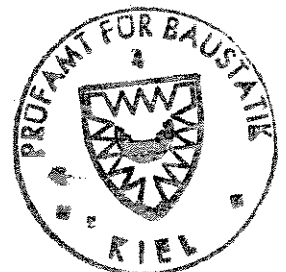
Verdichtungsgrad	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Regellast im Wohnungsbau	5.00
Feuerwehrezufahrten SLW16	8.90
schwerer LKW-Verkehr SLW30	16.70

#### 2.4.1.4 Wasserdruck

Bei Anwesenheit von Wasser wird i.d.R. ein Grundwasserspiegel von 50 cm unterhalb der Geländeoberkante angesetzt.

#### 2.4.1.5 Winddruck

Es wird in Anlehnung an DIN 1055 folgender Wert angesetzt:  $q_k = 0.50$  kN/m<sup>2</sup>.





## 2.4.2 Bemessungswert der Beanspruchung

Es werden die vereinfachten Kombinationen für den Hochbau gemäss EC2 angesetzt.

$$\text{LFK 1: } q_d = 1.35 \cdot (Q_{k,g} + Q_{k,Wasser}) + 1.35 \cdot (Q_{k,Nutzlast} + Q_{k,Wind})$$

$$\text{LFK 2: } q_d = 1.35 \cdot (Q_{k,g} + Q_{k,Wasser}) + 1.50 \cdot Q_{k,Nutzlast}$$

Darin bedeutet:

- $Q_{k,g}$ : Charakteristische Einwirkung infolge Normalkraft und Erddruck aus Bodeneigenlast.
- $Q_{k,Wasser}$ : Charakteristische Einwirkung infolge Wasserdruck.
- $Q_{k,Nutzlast}$ : Charakteristische Einwirkung infolge großflächiger Nutzlast auf Geländeoberkante.
- $Q_{k,Wind}$ : Charakteristische Einwirkung infolge Windeinwirkung.

Für Schütthöhen bis 1.50m wird i.d.R. LFK1 angesetzt, für größere Schütthöhen LFK2. Mit diesen vereinfachenden Annahmen wird i.d.R. die ungünstigste Lastkombination angesetzt. In Einzelfällen wird durch diese Ansätze ein vernachlässigbar kleiner Fehler erzeugt.

## 3 Prüfbemerkungen

Aufgrund der unter Ziffer 1 aufgeführten Bauvorlagen wurde die Isorast-Kellerwand als Typ hinsichtlich der Standsicherheit geprüft.

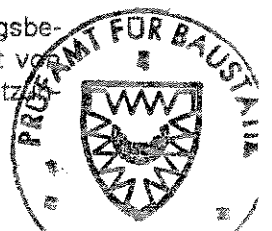
## 4 Für den Bauantrag im Einzelfall erforderliche Bauvorlagen

Der Baugenehmigungsbehörde sind vorzulegen:

- 4.1 Dieser Prüfbericht.
- 4.2 Die für das jeweilige Bauvorhaben maßgebende(n), unter Ziffer 1.2 genannte(n) Anlage(n) zur statischen Berechnung.
- 4.3 Bautechnische Nachweise der übrigen tragenden Bauteile des Bauwerkes oder der baulichen Maßnahme.
- 4.4 Ggf. ein Baugrundgutachten.

## 5 Allgemeine Bestimmungen

- Die statische Typenprüfung entbindet den Bauherrn nicht von der Verpflichtung, in jedem Einzelfall eine Baugenehmigung einzuholen. Kopien des Prüfberichtes (Ziffer 4.1) und der Anlagen zur statischen Berechnung (Ziffer 4.2) sind zusammen mit den übrigen bautechnischen Nachweisen (Ziffer 4.3) und ggf. dem Baugrundgutachten (Ziffer 4.4) dem Bauantrag beizufügen.
- Die statische Typenprüfung entbindet die zuständigen Baugenehmigungsbehörden von der nochmaligen Prüfung in statischer Hinsicht, jedoch nicht von der Verpflichtung nachzuprüfen, ob die Bauausführung mit den Voraussetzungen



gen und den Ergebnissen der statischen Berechnung übereinstimmt, wenn nicht die jeweilige Landesbauordnung eine andere Regelung vorsieht.

- Dieser Prüfbericht und die statische Typenprüfung können vom Prüfamts für Baustatik Kiel jederzeit mit sofortiger Wirkung entschädigungslos ergänzt, geändert oder zurückgezogen werden, insbesondere dann, wenn die dieser Typenprüfung zugrundeliegenden technischen Baubestimmungen sich ändern oder wenn neue bautechnische Erkenntnisse dies erfordern.
- Die unter Ziffer 1 genannten typengeprüften Unterlagen dürfen nur zusammen mit diesem Prüfbericht vollständig - nicht auszugsweise - vervielfältigt oder veröffentlicht werden. In Zweifelsfällen sind die beim Prüfamts für Baustatik Kiel befindlichen geprüften Bauvorlagen maßgebend.
- Der Text und die Zeichnungen von Werbeschriften dürfen den geprüften bautechnischen Unterlagen sowie dem Prüfbericht und seinen Anlagen nicht widersprechen.
- Die Geltungsdauer der typengeprüften Unterlagen und dieses Prüfberichtes wird gemäß § 1 der Landesverordnung über die bautechnische Prüfung von Bauvorhaben vom 06.11.1980 begrenzt bis zum  
29.07.2003
- Eine Verlängerung der Geltungsdauer der Typenprüfung ist schriftlich zu beantragen.

Der Leiter:

*i.V. Weber*

(i.V. Weber)

Der Bearbeiter:

*Sinning*  
(Sinning)



## Statische Typenberechnung für die isorast Kellerwände

Isorast Kellerwände sind Betonwände, die mit Hilfe der isorast Schalungssteine aus Polystyrol-Hartschaum und Beton C20/25 sowohl unbewehrt als auch bewehrt mit Stabstählen der Güte BSt 500 S hergestellt werden können. Die isorast Schalungssteine werden zusammengesteckt und gegebenenfalls bewehrt. Während des Betonierens übernehmen die isorast Steine die Funktion der Schalung. Später sind die Polystyrol-Hartschaum-Steine die Wärmedämmung für die Kellerräume.

Die erforderliche Bewehrung der isorast Kellerwände mit einer Wandhöhe von 2,70 m wird für nichtbindige oder bindige Bodenarten mit und ohne Grundwassereinfluß sowie Geländeauflasten von 5 kN/m<sup>2</sup> (Regelauflast), 8,9 kN/m<sup>2</sup> (an Feuerwehrezufahrten) und 16,7 kN/m<sup>2</sup> (an LKW-Durchfahrten) untersucht. Auf eine Anschlußbewehrung an die Sohle oder Decke soll dabei verzichtet werden.

Die Berechnung erfolgt nach dem EUROCODE EC 2 und der DIN 1053.

Die geprüfte statische Berechnung  
gilt nur **zusammen** mit dem  
Prüfbericht vom **29. JULI 1998**

Die Typenberechnung wird eingereicht von:

isorast GmbH  
Im isorast-Wohnpark 30  
65232 Taunusstein - Hambach

Geschäftsführer: Herr Manfred Bruer  
Telefon: 06128 - 71098, Fax: 06128 - 73823



Die Berechnung erfolgt auf einem Windows-PC mit dem Programm Mathcad 6.0 Plus der Fa. Math Soft. Alle Berechnungen werden durchgehend mit 15 Stellen hinter dem Komma ausgeführt, auch wenn bei Einzelergebnissen eine geringere Anzahl von Dezimalstellen ausgewiesen wird. Aus diesem Grunde können bei Vergleichsrechnungen Differenzen auftreten, wenn stichprobenartige Berechnungen mit den ausgewiesenen, gerundeten Zwischenergebnissen weitergeführt werden. Die Konstruktionszeichnungen wurden mit dem Programm Word 7.0a von Microsoft erstellt.



Inhaltsverzeichnis

Erddruck gegen Isorastwände mit unterschiedlichen Anschütthöhen	2
Aufnahme der Querkräfte in den unbewehrten Anschlußfugen Sohle + Wand und Decke + Wand	7
Bemessungsgrundlagen	8
1. Berechnung für Sandboden, locker hinterfüllt mit 500 kg/m <sup>2</sup> Geländeauflast	14
2. Berechnung für Sandboden, locker hinterfüllt im Grundwasser mit 500 kg/m <sup>2</sup> Geländeauflast	33
3. Berechnung für bindigen Boden, leicht verdichtet mit 500 kg/m <sup>2</sup> Geländeauflast	52
4. Berechnung für bindigen Boden, leicht verdichtet im Grundwasser mit 500 kg/m <sup>2</sup> Geländeauflast	71
5. Berechnung für Sandboden, hinterfüllt mit Verdichtungsdruck und 890 kg/m <sup>2</sup> Geländeauflast	90
6. Berechnung für Sandboden, hinterfüllt mit Verdichtungsdruck im Grundwasser und 890 kg/m <sup>2</sup> Geländeauflast	109
7. Berechnung für bindigen Boden, verdichtet mit 890 kg/m <sup>2</sup> Geländeauflast	128
8. Berechnung für bindigen Boden, verdichtet im Grundwasser mit 890 kg/m <sup>2</sup> Geländeauflast	147
9. Berechnung für Sandboden, stark verdichtet mit 1670 kg/m <sup>2</sup> Geländeauflast	166
10. Berechnung für Sandboden, stark verdichtet im Grundwasser mit 1670 kg/m <sup>2</sup> Geländeauflast	185
11. Berechnung für bindigen Boden, verdichtet mit 1670 kg/m <sup>2</sup> Geländeauflast	204
12. Berechnung für bindigen Boden, verdichtet im Grundwasser, angeschüttet bis max. 2,0 m über OK Sohle mit 1670 kg/m <sup>2</sup> Geländeauflast	224
13. Berechnung für Sandboden, leicht verdichtet mit unterschiedlichen Grundwasserständen und 500 kg/m <sup>2</sup> Geländeauflast	243

Anlagen 1 ÷ 13

**Erddruck gegen Isorastwände mit unterschiedlichen Anschütthöhen**

Typberechnung der Isorastwände mit Stahl - Betonbemessung nach EC2

**Baustoffe und Abmessungen :**

Betongüte:  $C_{n_0} = 20$

Sicherheitsbeiwert Beton  $\gamma_c = 1.5$

Abminderungsbeiwert  $\alpha$   
 für Dauerstandslasten  $\alpha = 0.85$

Stahlspannung in N / mm<sup>2</sup>:  $\beta_s = 500$

Sicherheitsbeiwert:  $\gamma = 1.15$

E-Modul Stahl in N / mm<sup>2</sup>  $E_s = 200000$

**Abmessungen :**

Wanddicke in cm :  $h_w = 14$

Nutzbare Wandbreite unter Berücksichtigung der Porestastege in m/m  
 $b_w = \frac{12.5}{18.75} \quad b_w = 0.667$

**Bewehrungsabstände**

Zug - Wandinnenseite in cm  $d_1 = 3.0$

Druck - Wandaußenseite  $d_2 = 3.0$

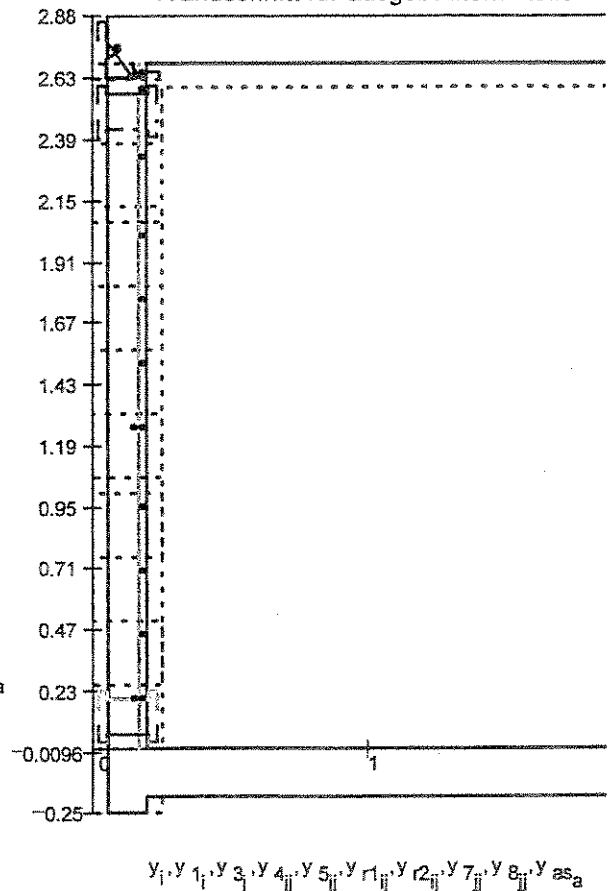
statische Höhe in cm  $d_w = h_w - d_1$   
 $d_w = 11 \quad \text{cm}$

Vernachlässigung von  $\phi / 2$  wird bei der Biegebemessung kompensiert durch Ansatz der Spannungs-Dehnungslinie für die Schnittgrößenermittlung

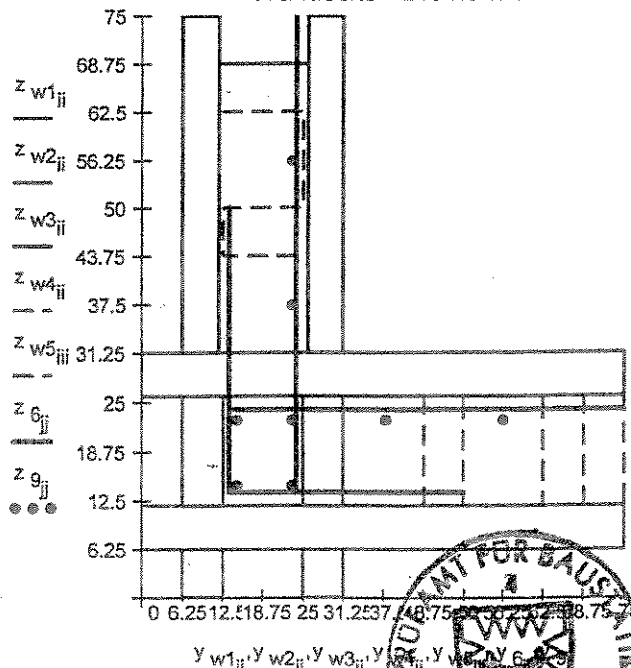
Spannweite der Wand  $l_{\text{eff}} = 2.70 \quad \text{m}$

Die Biegeschlankheit ist  $< 25 \frac{l_{\text{eff}}}{d_w} \cdot 10^2 = 24.545$

Wandschnitt für ausgebautem Keller



Wanddecke - Draufsicht



**Stecken der Wandsteine :**

Die Porelasteine sind so zu stecken, daß die 6,25 cm überstehenden Abschnitte an den Wandecken abgeschnitten und die Abschnitte unmittelbar neben der Ecke zur Vergrößerung der 6,25 cm Anschlußöffnung auf 12,5 cm verwendet werden.

Hierdurch werden alle Vergußöffnungen 12,5\*14 cm groß und lassen sich bequem ausgießen.

Auf Anschlußbewehrung in der Sohle kann verzichtet werden, wenn unten ein Brandwandstein eingebaut und die Scherspannungen in der Fuge aufgenommen werden können.

Desgleichen endet das senkrechte Wandeisen unterhalb der Deckenträger bei Einsatz des bewehrten Rand- oder Kragsteines . Durch die Berücksichtigung dieser vorhandenen Aussteifungseisen kann die Verankerung des Wandeisens als hochgezogenes Auflager betrachtet und nachgewiesen werden.

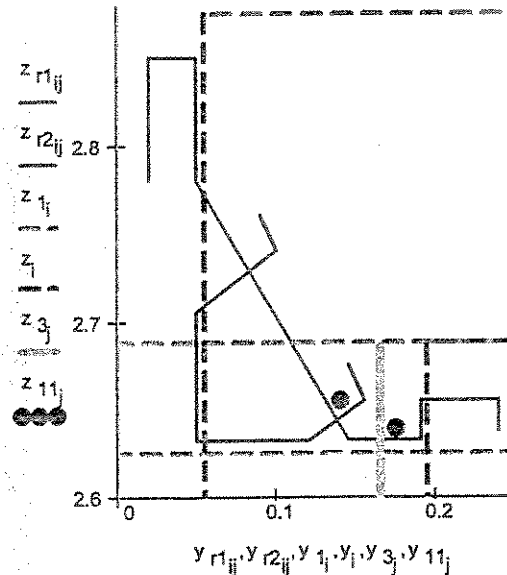
Das Bewehren der Wände wird hierdurch insbesondere für Eigenbauer sehr einfach. Jede senkrechte Vergußöffnung erhält mind. 1 senkrechtes Bewehrungseisen und alle 25 cm wird ein waagerechtes Eisen angeordnet.

Die europäischen Bestimmungen erfordern in  $1.5 * h_w = 1.5 * 14 = 21$  cm Abstand  $> 18.75$  cm ein Eisen in der Tragrichtung und in  $2.5 * h_w = 2.5 * 14 = 35$  cm ein Eisen in der Wandlängsrichtung.

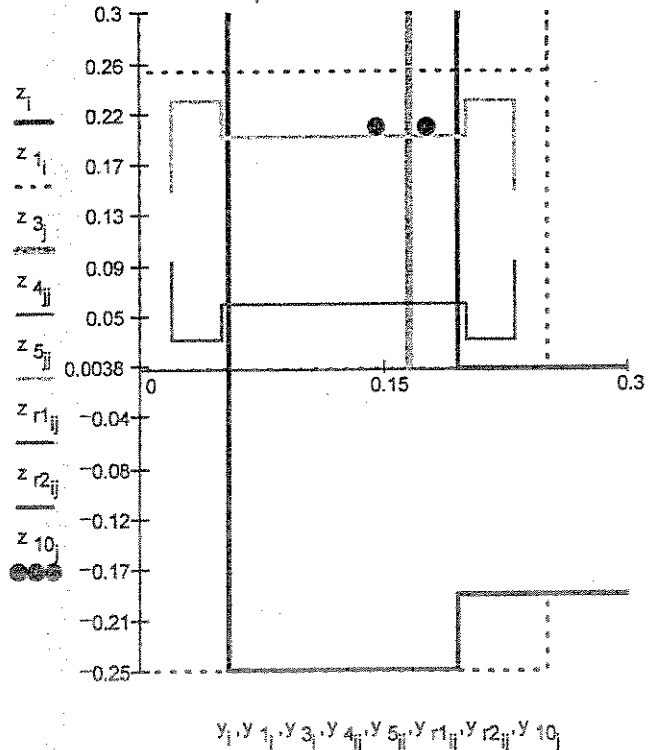
Im Regelfall liegen die Längseisen in 25 cm Abstand und bei zusätzlichem Höhenausgleichsstein in  $25 + 6.25 = 31.25$  cm  $< 35$  cm.

Die Betongüte soll der Umweltklasse 1 - 2a entsprechen und der Festigkeitsklasse C20/25 oder nach DIN 1045 B25. Die Konsistenz des Betons muß fließfähig ( KF ) mit einem Ausbreitmaß  $49 \geq a \leq 60$  cm sein, so daß die Betongüte ohne Einsatz von Rüttelgeräten erreicht wird. Die Zuschlagstoffe sollten 16mm Korngröße nicht überschreiten .

Wandkopf

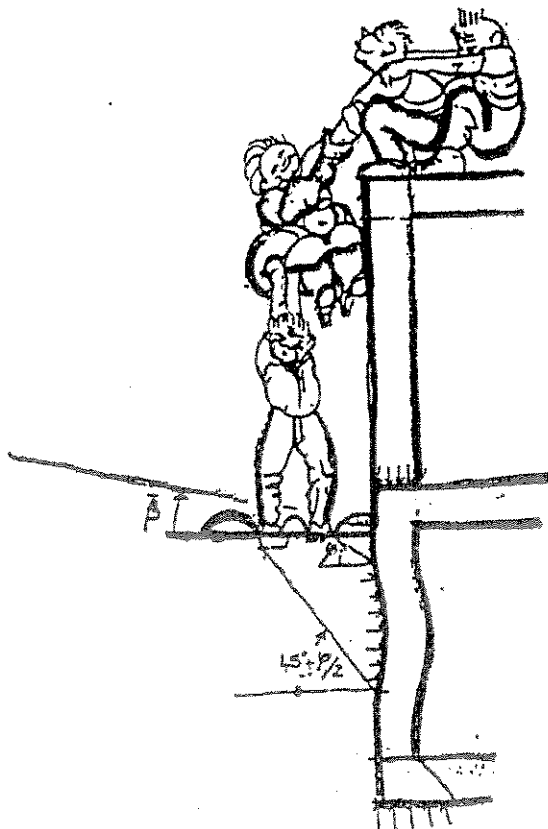
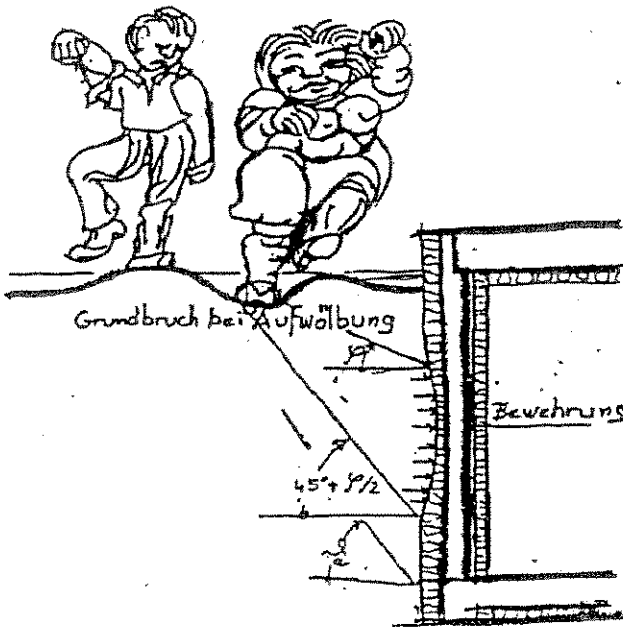


Fußpunkt mit Brandwandstein



Eine besondere Nachbehandlung des Wandbetons ist wegen der guten Umhüllung mit den Porelasteinen nicht erforderlich. Durch die beim Abbinden entstehende Eigenwärme ist er gegen Frost und infolge der Dämmung gegen Sonneneinstrahlung ausreichend geschützt.

### Lastannahmen, Erddruckerläuterung :



Die nachfolgende Berechnung soll wesentliche Teile der Isorastwandbemessung gegen Erddruck abdecken.

Hierbei kann es dem Anwender nicht ganz erspart bleiben, die Bodensorte und die Lasten auf dem Boden entsprechend der Berechnung einzustufen.

Der Erddruck verhält sich ähnlich wie der Wasserdruck, nur daß die Wassertropfen nicht den Reibungswiderstand der Bodenkörner aufbringen und somit fließfähiger sind.

Die Größe des Erddruckes hängt somit einmal von der Bodenstruktur und zum anderen von dem Ausmaß der Verdichtung ab.

Desweiteren spielen sowohl die seitlichen Lasten auf dem Boden als auch die Bauwerkslasten auf der Kellerwand für die Wandbemessung eine Rolle.

Bei größerer Wandauflast werden die auf Zug beanspruchten Bewehrungsseisen entlastet und damit der erforderliche Stahlbedarf verringert.

Zu beachten ist hierbei, daß so manche süße Last zuerst den Boden belastet, bevor sie entlastend für die Wandbemessung wirkt.

Außerdem sollen die Auflasten nur in der Größenordnung angesetzt werden, wie sie eine unbewehrte Wand aufnehmen kann. Das ist damit zu begründen, daß der Betonquerschnitt für die Biegebemessung 3,5% und bei der Bemessung eines druckbewehrten Querschnittes nur 2% gestaucht werden darf.

Die zulässige Wandlast für unbewehrten Beton beträgt ca. 225 kN (22,5 t) je m Wand. Das entspricht etwa der Außenwandlast eines 7-geschossigen Gebäudes und kommt somit für den Einfamilienhausbau kaum infrage.

Fallen derart hohe Lasten an, ist ohnehin eine Gesamtstatik zu erstellen wobei die Schnittkräfte nach II-Ordnung zu ermitteln sind. Zur veranschaulichung der Bemessung werden auf den Seiten 9 und 10 die Grenzen der Schnittkraftaufnahme beispielhaft aufgezeigt.

In der nachfolgenden Berechnung sollen die Regellasten untersucht werden, wobei für Durchfahrten an Geschäftshäusern ein Verdichtungsdruck für schwere Fälle angesetzt wird, für den Verkehrsfall jedoch nur der aktive Erddruck. Auf den Ruhedruckansatz kann wegen der elastischen Außenhülle der Porestasteine verzichtet werden.

Für Wohngebäude werden 5 kN/m<sup>2</sup> (das sind 5 Ein-hundert-Kiloleute je m<sup>2</sup> oder entsprechende Fahrzeuge), für Gebäude mit gelegentlichem LKW-Verkehr

(Feuerwehruzufahrt) 8,9 kN/m<sup>2</sup> (890 kg/m<sup>2</sup>)

und für LKW-Durchfahrten 16,7 kN/m<sup>2</sup> angesetzt, das sind die Ersatzlasten für die größten LKWs nach Straßenverkehrsordnung.

### Betonieren der Wände und der Betondruck beim Betonieren in den Poresta - Steinen

Die tragenden Wände bestehen aus unterschiedlich breiten ISORAST-Schalungssteinen mit 14 cm Beton-Vergußkern oder aus 31.25 cm breiten Brandwandsteinen mit 20.25 cm Beton-Vergußkern.  
 Die Steine übernehmen im Bauzustand die Funktion der Schalung und nach dem Erhärten des Betons den Wärmeschutz der Wand.

Beim Ausbetonieren der Porestaschalungssteine sind einige Besonderheiten zu beachten.

Die Verdichtung des Betons darf nicht mit Innenrüttlern wie bei Holz - bzw. Stahlschalungen erfolgen, sondern muß durch leichtes Klopfen gegen die Porestasteine oder durch leichtes Stöchern erreicht werden und der Beton darf sich nicht im freien Fall entmischen.

Hierfür muß der Beton entsprechend zusammengesetzt werden.

Als Betongüte ist ein B 25 oder C20/25 in den nachfolgenden Berechnungen vorgesehen.

Um eine sichere Ummantelung der Bewehrungseisen und die gewünschte Betonfestigkeit bei einer einfachen Verarbeitung zu erreichen, sollte ein Fließbeton der Konsistenz KF (K3) mit einem Größtkorn von 16 mm gewählt werden..

Eine besondere Nachbehandlung des Betons ist wegen der wärmedämmenden und feuchtigkeitssperrenden Porestaschalungssteine weder im Winter, noch im Sommer erforderlich.

Im Sommer wird der Beton vor Sonneneinstrahlung und Austrocknen geschützt, im Winter schützen die wärmedämmenden Wandungen vor Kälte, so daß der Beton in unseren Breitengraden durch die beim Abbinden entstehende Eigenwärme rasch erhärtet.

Die größte Beanspruchung der Schalungssteine tritt beim Betonieren auf, wobei die Steigegeschwindigkeit des Betons in der Wand für den Schalungsdruck ausschlaggebend ist.

Zur Stabilisierung der Wände wirken die Hartschaumstege bzw. die Rundeisenanker in den Wänden, die die beiden Außenschalen gegen den Schalungsdruck als Zugkraft zusammenhalten müssen. Die hierbei entstehenden Kräfte und die zulässige Steigegeschwindigkeit in den Wänden soll in dem nachfolgenden Abschnitt beschrieben werden.

Hartschaumstegfläche für eine Schicht in mm<sup>2</sup>:

Schichthöhe in m:

Wandhöhe in m:

$$A_s = \frac{1}{0.1875} \left( 55 \cdot 60 + 2 \cdot \frac{30 + 10}{2} \cdot 30 \right)$$

$$A_s = 24000 \quad \text{mm}^2$$

$$S_h := 0.25$$

$$W_h := 2.75$$

Betongewicht

$$\gamma_0 := 24000 \quad \text{N/m}^3$$

Gewichtsabzug des Stegvolumens vom Beton:

Literatur: Betonkalender 1989 II, Seite 291

$$\gamma = \gamma_0 - \frac{0.065 \cdot 0.0625 \cdot 4}{0.1875} \cdot \gamma_0$$

$$\gamma = 21920$$

N/m<sup>3</sup>

Die Zugspannungen für Hartschaum aus PS 30 SE werden vom Industrieverband Hartschaum e.V. mit 0.37-0.52 N/mm<sup>2</sup> angegeben und sollten bei 1.35-facher Sicherheit  $0.37 / 1.35 = 0.274 \text{ N/mm}^2$  nicht überschreiten !

$$\sigma_{szul} := 0.274$$

N/mm<sup>2</sup>

Gewählte Steigegeschwindigkeit in m / h beim Betonieren einer Wand :

$$v_b := 0.77$$

m/h

Schalungsdruck in kN/m<sup>2</sup> nach DIN 18 218

Konsistenzbereich 2

Konsistenzbereich 3

Konsistenzbereich 2/3

$$p_{b2} := (10 \cdot v_b + 19) \cdot \frac{\gamma}{\gamma_0}$$

$$p_{b3} := (14 \cdot v_b + 18) \cdot \frac{\gamma}{\gamma_0}$$

$$p_{b2.3} := \frac{p_{b2} + p_{b3}}{2}$$

$$p_{b2} = 24.386 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_{b3} = 26.286 \quad \text{kN/m}^2$$

$$p_{b2.3} = 25.336 \quad \text{kN/m}^2$$



Zugspannungen im Hartschaumsteg :

Die in einigen Porestasteinen vorhandenen Drahtanker sind stabiler und werden deshalb nicht besonders untersucht !

$$\sigma_s := \frac{1000 \cdot p_{b3} \cdot S_h}{A_s} \quad \sigma_s = 0.274 \quad \text{N/mm}^2 \quad \sigma_s \leq \sigma_{szul} = 1$$

Diese Spannungen treten bei fortlaufender Wandbetonierung bis in beliebige Höhen bei einer Steigegeschwindigkeit von 0.77 m / Stunde auf. Bei einem einmaligen Betoniervorgang kann gemäß nachstehender Rechnung eine etwas größere Schütthöhe zugelassen werden.

Freie Schütthöhe ohne zeitliche Einschränkungen :

$$h_{zul} := \frac{\sigma_{szul} \cdot A_s}{\gamma \cdot (0.25 + 0.0)} \quad h_{zul} = 1.2 \quad \text{m} \quad \sigma_{s.hzul} := \frac{\gamma \cdot h_{zul} \cdot S_h}{A_s} \quad \sigma_{s.hzul} = 0.274 \quad \text{N/mm}^2$$

Bei Anordnung von Ausgleichsteinen ( 62.5 mm hoch) ohne Verbindungssteg, verringert sich die Schütthöhe auf den nachstehenden Wert :

$$h_{zul} := \frac{\sigma_{szul} \cdot A_s}{\gamma \cdot (0.25 + 0.0625)} \quad h_{zul} = 0.96 \quad \text{m} \quad \sigma_{s.hzul} := \frac{\gamma \cdot (0.25 + 0.0625) \cdot h_{zul}}{A_s} \quad \sigma_{s.hzul} = 0.274 \quad \text{N/mm}^2$$

Bei einer Geschoßhöhe von 2.75 m ist somit eine Betonierzeit von 2.75 / Steigegeschwindigkeit anzusetzen, wenn die Wand ohne Unterbrechung betoniert werden soll.

$$W_h = 2.75 \quad v_b = 0.77 \quad t := \frac{W_h}{v_b} \quad t = 3.571 \quad \text{Stunden}$$

In dieser Rechnung ist eine 1.35 - fache Sicherheit zur schlechtesten Porestafestigkeit enthalten. Bei bester Festigkeit beträgt die Sicherheit ( 0.52 / 0.37 ) \* 1.35 = 1.897 unter Vernachlässigung von Ausgleichsschichten. Diese Berechnung will vor unnötigen Steinausbrüchen und dergleichen schützen und muß auf der sicheren Seite liegen. Die Sanierung des Ausbruches eines Steines erfordert sehr viel mehr an Zeitaufwand und vermindert die Dämmqualität erheblich, wenn nicht alle Bereiche sorgfältig ausgebessert und mit gleicher Dämmstärke nachgebessert werden !

Hydraulischer Schalungsdruck in N/mm<sup>2</sup>, wenn die Wand in einem Guß gefüllt wird :

$$p_s := \gamma W_h \quad p_s = 60280 \quad \text{N} \quad \sigma_s := \frac{p_s \cdot S_h}{A_s} \quad \sigma_s = 0.628 \quad \text{N/mm}^2$$

Unter diesem Schalungsdruck würden die unteren Stege zerreißen und der Beton auslaufen !

In keinem Fall dürfen Stege oder Steinwandungen eingeschnitten oder beschädigte Steine in den unteren Schützbereich eingebaut werden.

**Aufnahme der Querkräfte in den unbewehrten Anschlußfugen Sohle-Wand und Decke-Wand**

Eine Anschlußbewehrung aus der Betonsohle für die Wände ist wegen der erforderlichen Bewehrungsgenauigkeit bei den empfindlichen Porestaschalensteinen möglich aber nicht wünschenswert. Die Anschlußbewehrung sollte sich daher auf Bauten im tieferen Grundwasserbereich und dem Einsatz von Brandwandsteinen beschränken.

Auch Leonhardt weist in seinen Vorlesungen über Massivbau Dritter Teil darauf hin, daß Anschlußseisen meist nur bei zugbeanspruchten Wänden erforderlich sind. Bewehrungen zur Aufnahme der Temperatur sowie Kriech- und Schwindspannungen sind wegen der thermischen Einhausung durch die Porestaschalungssteine und der bituminösen Außenabdichtung nicht erforderlich.

Es ist somit ein Nachweis der Haftscherfestigkeit zwischen Sohle-Wand und Decke-Wand zur Aufnahme der Erddrucklasten ausreichend. Für den Mauerwerksbau wurden nach Versuchsreihen von Herrn Dr.-Ing. Peter Schubert recht hohe Haftscherfestigkeitswerte veröffentlicht, die jedoch nach Aussage von Herrn Dr.-Ing. Schubert noch durch umfangreichere Versuchsreihen erhärtet werden müssen, so daß bei positivem Verlauf nach weitergehenden Forschungsergebnissen noch größere H-Kräfte in der Fuge ohne Anschlußbewehrung aufgenommen werden können.

Nach dem gegenwärtigen Kenntnißstand wäre die Schubfuge für eine unbewehrte Betonwand mit dem auf 1.0 begrenzten k - Wert ausführbar. Mit dem hieraus ermittelten Rechenwert sollen die Scherfugen verglichen werden. Sollten die Scherkräfte überschritten werden, muß eine Anschlußbewehrung gemäß Anlage 15 eingebaut werden.

$$d_w = 11$$

$$\tau_{Rd} = 0.24 \text{ N/mm}^2 \quad k := 1.6 - d_w \cdot 10^{-2} \quad k = 1.49 \quad h_w = 14 \text{ cm} \quad b_w = 0.667 \text{ m/m Wand}$$

$$\min_{as} := 0.15 \cdot b_w \cdot d_w \quad \min_{as} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \sigma_{cp} := \frac{1.35 \cdot 12.33}{b_w \cdot h_w} \cdot 10^{-1} \quad \sigma_{cp} = 0.178 \text{ N/mm}^2$$

In der Fuge wird  $\sigma_{cp}$   $\sigma_{cpl}$  bezeichnet  $\sigma_{cpf} := \frac{1.35 \cdot 12.33}{1.0 \cdot h_w} \cdot 10^{-1} \quad \sigma_{cpf} = 0.119 \text{ N/mm}^2$

Aufnehmbare Scherkräfte in der Sohlfuge ohne Anschlußseisen  $V_{RdF.u} := [\tau_{Rd} \cdot 1 \cdot (1.2) + 0.15 \cdot \sigma_{cpf}] \cdot 1.0 \cdot h_w \cdot 10 \quad V_{RdF.u} = 42.817 \text{ kN/m}$

Desgleichen sind Bügel zur Aufnahme der Schubspannungen in der Wand nicht erwünscht. Es wird vorweg die aufnehmbare Querkraft ohne Schubbewehrung bei der erforderlichen Mindestbewehrung in der Wand ermittelt und mit den späteren Querkräften verglichen.

$$\rho_1 := \frac{1.15}{b_w \cdot d_w} \quad \rho_1 \cdot 40 = 6.273 \quad \rho_1 = 0.157$$

$$v := \text{wenn} \left( 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} < 0.5, 0.5, 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) \quad v = 0.6 \quad d_w = 11$$

$$k := \text{wenn} \left( 1.6 - d_w \cdot 10^{-2} < 1, 1, 1.6 - d_w \cdot 10^{-2} \right) \quad k = 1.49$$

Aufnehmbare Schubkraft ohne Schubbewehrung bei der Mindest-Wandbewehrung

$$V_{Rd1} := \left[ \tau_{Rd} \cdot k \cdot \left( 1.2 + \frac{40 \cdot \rho_1}{100} \right) + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d_w \cdot 10 \quad V_{Rd1} = 35.076 \text{ kN/m Wand}$$

Im Brandwandstein unten bis 25 cm hoch :

$$V_{Rd1.u} := \left[ \tau_{Rd} \cdot k \cdot \left( 1.2 + \frac{40 \cdot \rho_1}{100} \right) + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot 1.0 \cdot d_w \cdot 10 \quad V_{Rd1.u} = 52.613$$

Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit ist nur bei Schubbewehrung von Bedeutung

$$V_{Rd2} := 0.5 \cdot v \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d_w \cdot 10$$

$$V_{Rd2} = 264$$

kN

Nachfolgend sollen die aufnehmbaren Schnittkräfte in der Isorastwand untersucht werden, die bei Vergleichsrechnungen ohne besondere Maßnahmen durch einfache Bewehrungen abgedeckt werden können. Die Berechnungen erfolgen nach der Euronorm nach dem von Rüschi entwickelten **Allgemeingültigen Diagramm**, wobei die Betondehnungen auf -3.5‰ und die Stahldehnungen für die Wände auf max. 20‰ und min. 2.17‰ festgelegt werden.

Die Normalkräfte in der Wand werden nicht größer angesetzt, als sie von einer unbewehrten Wand aufgenommen werden können. Hierdurch kann bei Einhaltung der Schubspannungen  $V_{Rd1}$  bzw.  $V_{Rd1,u}$  auf Bügel und Druckbewehrungen verzichtet werden.

### Bemessungsgrundlagen

Anzahl der Bemessungen:  $s = 16$   $i = 1..s$

Betongüte C20/25 ( B25 nach DIN 1045 )  $\epsilon_{c1} = -2.2$   $\alpha f_{ck} = 17$   $f_c = \frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_c}$   $f_c = 11.333$

Völligkeitswert nach  $\sigma_\epsilon$ -Diagramm für Beton

Schwerpunktbeiwert nach  $\sigma_\epsilon$ -Diagramm für Beton

$$\epsilon_{c1} = -0.0022$$

$$\alpha_{V_i} := \left| \begin{array}{l} \eta \leftarrow \frac{\epsilon_{c1} \cdot 10^{-3}}{\epsilon_{c1}} \\ k \leftarrow \frac{1.1 \cdot E_{cm} \cdot \epsilon_{c1}}{-f_c} \\ N \leftarrow 1 + (k - 2) \cdot \eta \\ Z_1 \leftarrow \frac{1}{(k - 2)^3} \cdot [0.5 \cdot (N)^2 - 2 \cdot N + \ln(N) + 1.5] \\ Z_2 \leftarrow \frac{1}{3} \cdot (N)^3 - 1.5 \cdot (N)^2 + 3 \cdot N - \ln(N) - \frac{11}{6} \\ \alpha_V \leftarrow \frac{k}{k - 2} \cdot \left( 1 - \frac{\ln(N)}{N - 1} \right) - \frac{Z_1}{\eta} \end{array} \right.$$

$$k_{a_i} := \left| \begin{array}{l} \eta \leftarrow \frac{\epsilon_{c1} \cdot 10^{-3}}{\epsilon_{c1}} \\ k \leftarrow \frac{1.1 \cdot E_{cm} \cdot \epsilon_{c1}}{-f_c} \\ N \leftarrow 1 + (k - 2) \cdot \eta \\ Z_1 \leftarrow \frac{1}{(k - 2)^3} \cdot [0.5 \cdot (N)^2 - 2 \cdot N + \ln(N) + 1.5] \\ Z_2 \leftarrow \frac{1}{3} \cdot (N)^3 - 1.5 \cdot (N)^2 + 3 \cdot N - \ln(N) - \frac{11}{6} \\ \alpha_V \leftarrow \frac{k}{k - 2} \cdot \left( 1 - \frac{\ln(N)}{N - 1} \right) - \frac{Z_1}{\eta} \\ k_a \leftarrow 1 - \frac{1}{\alpha_V \cdot (\eta)^2} \cdot \left[ k \cdot Z_1 - \frac{Z_2}{(k - 2)^4} \right] \end{array} \right.$$

**Isorastregelwand mit Porestastegen**

Moment unter Berücksichtigung der Normalkraft

Betondruckzone

innerer Hebelarm z

$$M_{s d_i} := |M_{s_i}| - N_{d_i} \cdot \frac{d_w - h_w \cdot 0.5}{100}$$

$$x_{c_i} := d_w - d_w \cdot \frac{\epsilon_{s_i}}{\epsilon_{s_i} - \epsilon_{c_i}}$$

$$z_{1_i} := \begin{cases} a_i \leftarrow k_{a_i} \cdot x_{c_i} \\ z_{1_i} \leftarrow h_w - d_1 - a_i \end{cases}$$

innere Betondruckkraft

zulässiges inneres Moment bei Ausnutzung der Betondruckkraft

$$F_{c_i} := x_{c_i} \cdot \alpha_{v_i} \cdot b_w \cdot f_{c_i} \cdot \alpha$$

$$zulM_{s d_i} := z_{1_i} \cdot F_{c_i} \cdot 10^{-1}$$

erforderliche Zugbewehrung zur Aufnahme der inneren Zugspannungen bei den angenommenen Dehnungen

$$erf_{as_i} := \frac{F_{c_i} \leftarrow x_{c_i} \cdot \alpha_{v_i} \cdot b_w \cdot f_{c_i} \cdot \alpha}{\beta_s}$$

$$\beta_s = 500$$

$$\text{Wandlast } F_v = 200 \text{ kN/m}$$

$$erf_{as_i} \leftarrow \frac{1 \cdot \gamma}{\beta_s} \cdot \left( \frac{M_{s d_i}}{z_{1_i}} \cdot 10^3 + N_{d_i} \cdot 10 \right) \cdot 10^{-4}$$

$$zulM_{s d_i} := z_{1_i} \cdot F_{c_i} \cdot 10^{-1}$$

$$0 \text{ if } erf_{as_i} \leq 0$$

	Moment kNm/m	Normalkraft kN/m	Stahldehnung ‰	Betondehnung ‰	zulässiges Moment kNm/m	vorhandenes Moment kNm/m	erforderliche Bewehrung cm <sup>2</sup> /m	Druckzonen- höhe in cm
i	M <sub>s<sub>i</sub></sub>	N <sub>d<sub>i</sub></sub>	ε <sub>s<sub>i</sub></sub>	ε <sub>c<sub>i</sub></sub>	zulM <sub>s d<sub>i</sub></sub>	M <sub>s d<sub>i</sub></sub>	erf as <sub>i</sub>	x <sub>c<sub>i</sub></sub>
1	2.5	-10	20.0	-3.5	9.454	2.9	0.8	1.638
2	2.5	-50	20.0	-3.5	9.454	4.5	0	1.638
3	2.5	-240	14.4	-3.5	12.132	12.1	0	2.151
4	10	-10	17.65	-3.5	10.42	10.4	4	1.82
5	10	-50	14.5	-3.5	12.071	12	3.1	2.139
6	10	-240	6.78	-3.5	19.61	19.6	0	3.745
7	18	-10	7.6	-3.5	18.405	18.4	8.1	3.468
8	18	-50	6.5	-3.5	20.057	20	7.3	3.85
9	18	-240	3.04	-3.5	27.627	27.6	4	5.887
10	25	-10	3.86	-3.5	25.419	25.4	12.4	5.231
11	25	-50	3.24	-3.5	27.06	27	11.9	5.712
12	23	-192	2.17	-3.5	30.311	30.68	8.5	6.79
13	30.0	-10	2.17	-3.5	30.311	30.4	16.4	6.79
14	28.5	-50	2.17	-3.5	30.311	30.5	14.7	6.79
15	25.5	-120	2.17	-3.5	30.311	30.3	11.5	6.79
16	20.70	-240	2.17	-3.5	30.311	30.3	6.2	6.79

**Isorastwand mit Brandwandsteinen und 14 cm Betonkern (zweckmäßig im Grundwasser)**

Falls die Schnittkräfte von den Isoraststeinen mit Porestasteg nicht mehr aufgenommen werden, können die Brandwandsteine zum Einsatz kommen, bei denen keine Breitenabschläge für die Stege erforderlich sind.

Nutzbare betonwandbreite  $b_w$  dann  $b_w := 1.0$

innere Betondruckkraft zulässiges inneres Moment bei Ausnutzung der Betondruckkraft

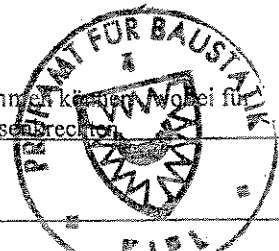
$$F_{c_i} := x_{c_i} \cdot \alpha_{v_i} \cdot b_w \cdot f_{c_i} \cdot a \quad \text{zul} Ms_{d_i} := z1_i \cdot F_{c_i} \cdot 10^{-1}$$

erforderliche Zugbewehrung zur Aufnahme der inneren Zugspannungen bei den angenommenen Dehnungen

$$\text{erf } as_i := \begin{cases} F_{c_i} \leftarrow x_{c_i} \cdot \alpha_{v_i} \cdot b_w \cdot f_{c_i} \cdot a & \beta_s = 500 \\ \text{erf } as_i \leftarrow \frac{1 \cdot \gamma}{\beta_s} \left( \frac{Ms_{d_i}}{z1_i} \cdot 10^3 + N_{d_i} \cdot 10 \right) \cdot 10^{-4} \\ 0 \text{ if } \text{erf } as_i \leq 0 \end{cases}$$

	Moment kNm/m	Normalkraft kN/m	Stahldehnung ‰	Betondehnung ‰	zulässiges Moment kNm/m	vorhandenes Moment kNm/m	erforderliche Bewehrung cm <sup>2</sup> /m	Druckzonen- höhe in cm
i	$M_{s_i}$	$N_{d_i}$	$\epsilon_{s_i}$	$\epsilon_{c_i}$	zul $Ms_{d_i}$	$Ms_{d_i}$	erf $as_i$	$x_{c_i}$
1	2.5	-10	20	-1.0	3.383	2.9	0.7	0.524
2	2.5	-50	20	-1.3	4.8	4.5	0	0.671
3	2.5	-240	20	-3.0	12.325	12.1	0	1.435
4	10	-10	18.75	-2.4	10.411	10.4	3.9	1.248
5	10	-50	19.05	-2.8	12.002	12	2.9	1.41
6	10	-240	12.9	-3.5	19.687	19.6	0	2.348
7	18	-10	14.15	-3.5	18.43	18.4	7.6	2.181
8	18	-50	12.6	-3.5	20.014	20	6.6	2.391
9	18	-240	7.6	-3.5	27.608	27.6	2.3	3.468
10	25	-10	8.75	-3.5	25.405	25.4	11.2	3.143
11	25	-50	7.8	-3.5	27.198	27	10.3	3.407
12	25	-192	2.17	-3.5	45.466	32.68	9.6	6.79
13	49	-10	1.41	-3.5	49.368	49.4	28.6	7.841
14	47	-50	1.49	-3.5	48.946	49	26.4	7.715
15	44	-120	1.51	-3.5	48.84	48.8	23.1	7.685
16	38.8	-240	1.59	-3.5	48.42	48.4	17.4	7.564

Die Vergleichsrechnungen von Seite 8 + 9 zeigen, daß im Normalfall die Regelsteine zum Einsatz kommen können, wobei für die untere und obere Schicht statt Anschlußstein immer ein Brandwandstein zur Endverankerung der schrägen Wandbewehrung einzusetzen ist!



**Endverankerung der Zugbewehrung mit der Druckzone als hochgezogenes Auflager :**

Die Querkraft-Druckstrebe erzeugt nach Leonhardt die vertikale Aufhängekraft  $Z_v$ , die den Zugquerschnitt mit dem Druckquerschnitt verbindet. Als Druckkonsole des hochgezogenen Auflagers kann bei gleicher Beton- und Stahldehnung die halbe Querschnittshöhe angesetzt werden. Bei den nachfolgenden Rechenwerten ist ein Aufreißen des Wandquerschnittes dann nicht mehr gegeben und die volle Wandbreite kann zur Aufnahme der Haftscherkraft angesetzt werden.

$$Z_v := V_{Rd1.u} \cdot 0.35 \cdot \frac{1}{0.5} \quad Z_v = 36.829 \text{ kN}$$

$$\phi_{37} := 5 \quad \text{zul } Z_{v} := \left( \frac{\phi_{37}}{10} \right)^2 \cdot \frac{\pi}{4 \cdot 0.1875} \cdot \frac{36}{1.15} \quad \text{zul } Z_v = 32.782 \text{ kN/m Wand}$$

Wegen der unteren und oberen Brandwand- oder Konsolsteine sind die zweifachen Verbindungsseisen vorhanden, so daß hier die doppelten Ankerkräfte = Auflagerkräfte aufgenommen werden können.

$$2 \cdot \text{zul } Z_v = 65.564 \text{ kN/m Wand}$$

Erddruck mit unterschiedlichen Anschütthöhen und möglichem Grundwasser mit Lastannahmen nach DIN 1055 Teil 2

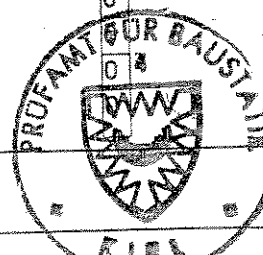
Grundlage für die Wandberechnung ist eine ausreichende Gebäudeaussteifung durch die Sohl- und Deckenscheiben in Verbindung mit aussteifenden Wandscheiben.

In Grundwasser einbindende Wände sind mit geeigneten Dickschichtdichtungen wasserdicht herzustellen. Ein wasserdichter Beton kann im Zusammenhang mit den Schalsteinen nicht sicher hergestellt werden.

Anzahl der Schichten :  $s = 10$   $i = 1..s$   $\text{bog} := 1$   $\text{grad} := \frac{\pi}{180} \cdot \text{bog}$

Wandhöhe :  $hw = 2.70$  m  $\text{Wandbreite} : b = 100$  cm

	Schicht-Höhe in m	Grundwasserhöhe in m		Reibungswinkel (°)	Bodenlasten wassergesättigt kN/m <sup>3</sup>	Wandneigungswinkel (°)	Geländeneigungswinkel (°)
$i$	$s_{h_i} :=$	$h_{g_i} :=$		$\text{cat } \phi_i :=$	$\gamma_{a_i} :=$	$\alpha_i :=$	$\beta_i :=$
1	2.7	0	Sandboden locker und im Wasser	30	19	0	0
2	2.7	2		30	19	0	0
3	2.7	0	bindiger Boden und im Wasser	22.5	19	0	0
4	2.7	2		22.5	19	0	0
5	2.7	0	Sndboden mitteldicht und im Wasser	32.5	20	0	0
6	2.7	2		32.5	20	0	0
7	2.7	0		35	21	0	0
8	2.7	2	Sandboden dicht und im Wasser	35	21	0	0
9	2.7	0		22.5	20	0	0
10	2.7	2	bindiger Boden und im Wasser	22.5	20	0	0



Der Wandreibungswinkel wird bei Regelwerten mit  $2/3 \cdot \text{cal } \varphi$  und im Grundwasser mit  $1/3 \cdot \text{cal } \varphi$  angesetzt.

$$\delta_i := \text{wenn} \left( h_{g_i} \leq 0, \frac{2}{3} \cdot \text{cal } \varphi_i, \frac{1}{3} \cdot \text{cal } \varphi_i \right)$$

$\delta_i$ :

$$\text{cal } \varphi_i := \text{cal } \varphi_i \cdot \text{grad}$$

$$\delta_i := \delta_i \cdot \text{grad}$$

$$\alpha_i := \alpha_i \cdot \text{grad}$$

$$\beta_i := \beta_i \cdot \text{grad}$$

$$K_{agh_i} := \frac{(\cos(\text{cal } \varphi_i + \alpha_i))^2}{\cos(\alpha_i)^2 \cdot \left( 1 + \frac{\sin(\text{cal } \varphi_i + \delta_i) \cdot \sin(\text{cal } \varphi_i - \beta_i)}{\cos(\alpha_i - \delta_i) \cdot \cos(\alpha_i + \beta_i)} \right)^2}$$

**Ruhedruck!**  $K_{0g_i} := 1 - \sin(\text{cal } \varphi_i) + (\cos(\text{cal } \varphi_i) + \sin(\text{cal } \varphi_i) - 1) \cdot \frac{\beta_i}{\text{cal } \varphi_i}$

$\delta_i$
0.349
0.175
0.262
0.131
0.378
0.189
0.407
0.204
0.262
0.131

**Erhöhter Erddruck ( Verdichtungsdruck )**

ohne Verdichtungsdruck = 1  
 in einfachen Fällen = 2  
 im allgemeinen = 3  
 in schweren Fällen = 4  
 Ruhedruck = 5

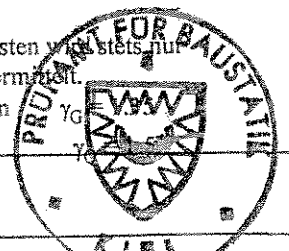
$$k_{vd_i} := \begin{cases} 1 & \text{if } k_{vd_i} = 1 \\ 1 & \text{if } k_{vd_i} = 2 \\ 1 & \text{if } k_{vd_i} = 3 \\ 1 & \text{if } k_{vd_i} = 4 \\ 3 & \text{if } k_{vd_i} = 5 \\ 3 & \text{if } k_{vd_i} = 6 \\ 4 & \text{if } k_{vd_i} = 7 \\ 4 & \text{if } k_{vd_i} = 8 \\ 2 & \text{if } k_{vd_i} = 9 \\ 2 & \text{if } k_{vd_i} = 10 \end{cases}$$

$$k_{a_i} := \begin{cases} K_{agh_i} & \text{if } k_{vd_i} = 1 \\ (K_{agh_i} \cdot 0.75 + 0.25 \cdot K_{0g_i}) & \text{if } k_{vd_i} = 2 \\ (K_{agh_i} \cdot 0.5 + 0.5 \cdot K_{0g_i}) & \text{if } k_{vd_i} = 3 \\ (K_{agh_i} \cdot 0.25 + 0.75 \cdot K_{0g_i}) & \text{if } k_{vd_i} = 4 \\ K_{0g_i} & \text{if } k_{vd_i} = 5 \end{cases}$$

**Ansatzwerte für die erdstatischen Berechnungen**

**Verkehrslasten :**

i	aktiver Erddruck $K_{agh_i}$	Verdichtungsdruck $k_{a_i}$	Ruhedruck $K_{0g_i}$	Regelfall-Wohnungsbau $q_1 := 5.0 \text{ kN/m}^2$
1	0.279	0.279	0.5	Feuerwehruzufahrten....SLW16 $q_2 := 8.9 \text{ kN/m}^2$
2	0.304	0.304	0.5	
3	0.384	0.384	0.617	
4	0.412	0.412	0.617	Ersatzlast für die schwersten nach der Straßenverkehrsordnung zugelassenen Achslasten an Durchfahrten....SLW30 $q_3 := 16.7 \text{ kN/m}^2$
5	0.251	0.357	0.463	
6	0.273	0.368	0.463	Ruhedruck wird bei den porestaelastischen Wänden nicht angesetzt. Der Erddruck aus den Verkehrslasten wird stets nur mit den aktiven Erddruckwerten ermittelt. Sicherheitsbeiwerte für den Boden $\gamma_G$ und für die Verkehrslasten $\gamma_Q$
7	0.224	0.376	0.426	
8	0.246	0.381	0.426	
9	0.384	0.442	0.617	
10	0.412	0.463	0.617	



Die Erddruckwerte aus Verkehrslast werden immer aus den aktiven Werten  $K_{agh_i}$  ermittelt!

Windlast :  $w := 0.5 \cdot 0.8 \cdot 1.25$   $w = 0.5$   $\text{kN/m}^2$  Sicherheitsbeiwerte  $\gamma_G := 1.35$   $\gamma_Q := 1.5$

Wandaufasten in kN : Druck = negativ  $F_v := -10$   $N := F_v - b_w \cdot h_w \cdot 25 \cdot 10^{-2}$   $N = -13.5$

$$e_{ag_i} := k_{a_i} \cdot \gamma_{a_i} \cdot s_{h_i} + h_{g_i} \cdot 10 - h_{g_i} \cdot k_{a_i} \cdot (\gamma_{a_i} - 10)$$

$$e_{ag_d} := e_{ag_i} \cdot \gamma_G$$

$$e_{q1_i} := K_{agh_i} \cdot q_1$$

$$e_{q1_d} := K_{agh_i} \cdot q_1 \cdot \gamma_Q$$

$$e_{q2_i} := K_{agh_i} \cdot q_2$$

$$e_{q2_d} := K_{agh_i} \cdot q_2 \cdot \gamma_Q$$

$$e_{q3_i} := K_{agh_i} \cdot q_3$$

$$e_{q3_d} := K_{agh_i} \cdot q_3 \cdot \gamma_Q$$

Schütthöhe	Grundwasser höhe	Erd- und Wasserdruck in Uk.-Wand	Erddruck $q = 5.0 \text{ kN/m}^2$	Erddruck $q = 8.9 \text{ kN/m}^2$	Erddruck $q = 16.7 \text{ kN/m}^2$
$s_{h_i}$	$h_{g_i}$	$e_{ag_i}$	$e_{q1_i}$	$e_{q2_i}$	$e_{q3_i}$
2.7	0	14.332	1.397	2.487	4.666
2.7	2	30.116	1.519	2.704	5.073
2.7	0	19.694	1.919	3.417	6.411
2.7	2	33.72	2.06	3.667	6.881
2.7	0	19.26	1.253	2.231	4.186
2.7	2	32.515	1.367	2.434	4.567
2.7	0	21.315	1.122	1.997	3.748
2.7	2	33.229	1.228	2.186	4.103
2.7	0	23.882	1.919	3.417	6.411
2.7	2	35.754	2.06	3.667	6.881

Erddruckwerte mit Sicherheitsbeiwert - Erhöhungswerte

$s_{h_i}$	$h_{g_i}$	$e_{ag_d}$	$e_{q1_d}$	$e_{q2_d}$	$e_{q3_d}$
2.7	0	19.349	2.095	3.73	6.999
2.7	2	40.656	2.278	4.055	7.61
2.7	0	26.587	2.879	5.125	9.617
2.7	2	45.523	3.09	5.501	10.321
2.7	0	26.001	1.88	3.346	6.279
2.7	2	43.896	2.051	3.651	6.851
2.7	0	28.775	1.683	2.996	5.622
2.7	2	44.859	1.842	3.28	
2.7	0	32.24	2.879	5.125	
2.7	2	48.268	3.09	5.501	



**1. Bauwerk auf Sandboden locker hinterfüllt ohne Verdichtungsdruck, mit  $5 \text{ kN/m}^2$  Geländeauflast**

Die Erddruckwerte sind mit dem Baugrundgutachten oder den Bodenverhältnissen zu vergleichen, dann können die Arbeiten gemäß den nachfolgenden Unterlagen ausgeführt werden. Auch für den Bauantrag reichen diese Seiten für den Festigkeitsnachweis des üblichen Hochbaues. Es wurden hohe Wände für Wohnzwecke bemessen. Bei niedrigeren Kellerwänden können die Anschütthöhen entsprechend niedriger angesetzt werden. Die Annahme liegt dann wegen der kleineren Spannweite auf der sicheren Seite. Die Wandberechnungen gelten für ausgesteifte Bauten! (Decke - Sohle - Seitenwände zur Aufnahme der in die Decke eingeleiteten Horizontal - Lasten aus dem Erddruck)

Anzahl der Schichten:  $s=6$      $i=1..s$      $\text{bog} := 1$      $\text{grad} := \frac{\pi}{180} \cdot \text{bog}$

Wandhöhe in m:  $hw = 2.7$     Wandbreite in cm:  $b = 100$

Schicht-Höhe	Grundwasserhöhe:	Reibungswinkel	Bodenlasten	Wandneigungswinkel	Geländeneigungswinkel
$s_h = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.75 \\ 1 \\ 1.5 \\ 2 \\ 2.5 \\ 2.7 \end{bmatrix}$	$h_g = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$	$\frac{\text{cal}}{\text{grad}} \varphi = 30$	$\gamma_a = 19$	$\alpha := 0$	$\beta := 0$
		Wandreibungswinkel $\delta_i$ :	$\delta_i := \text{wenn} \left( h_{g_i} \leq 0, \frac{2}{3} \cdot \text{cal} \varphi, \frac{1}{3} \cdot \text{cal} \varphi \right)$		$\frac{\delta}{\text{grad}} = \begin{bmatrix} 0 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \end{bmatrix}$
		$\text{cal} \varphi := \text{cal} \varphi \cdot \text{grad}$	$\alpha := \alpha \cdot \text{grad}$	$\beta := \beta \cdot \text{grad}$	

$$K_{agh_i} := \frac{(\cos(\text{cal} \varphi + \alpha))^2}{\cos(\alpha)^2 \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\text{cal} \varphi + \delta_i) \cdot \sin(\text{cal} \varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta_i) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right)^2}$$

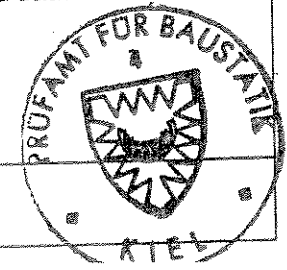
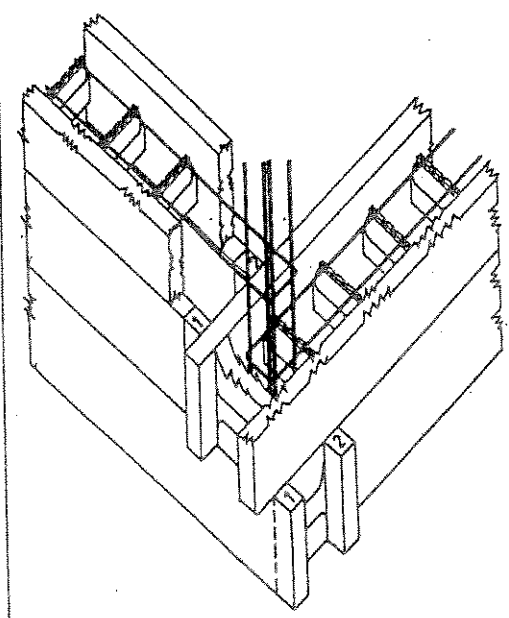
Ruhedruck I     $K_{0g_i} := 1 - \sin(\text{cal} \varphi) + (\cos(\text{cal} \varphi) + \sin(\text{cal} \varphi) - 1) \cdot \frac{\beta}{\text{cal} \varphi}$

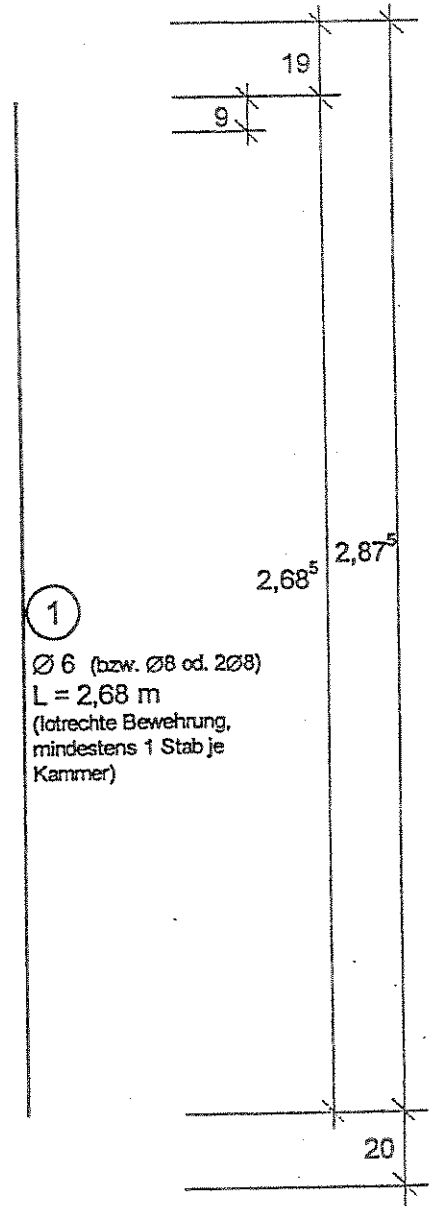
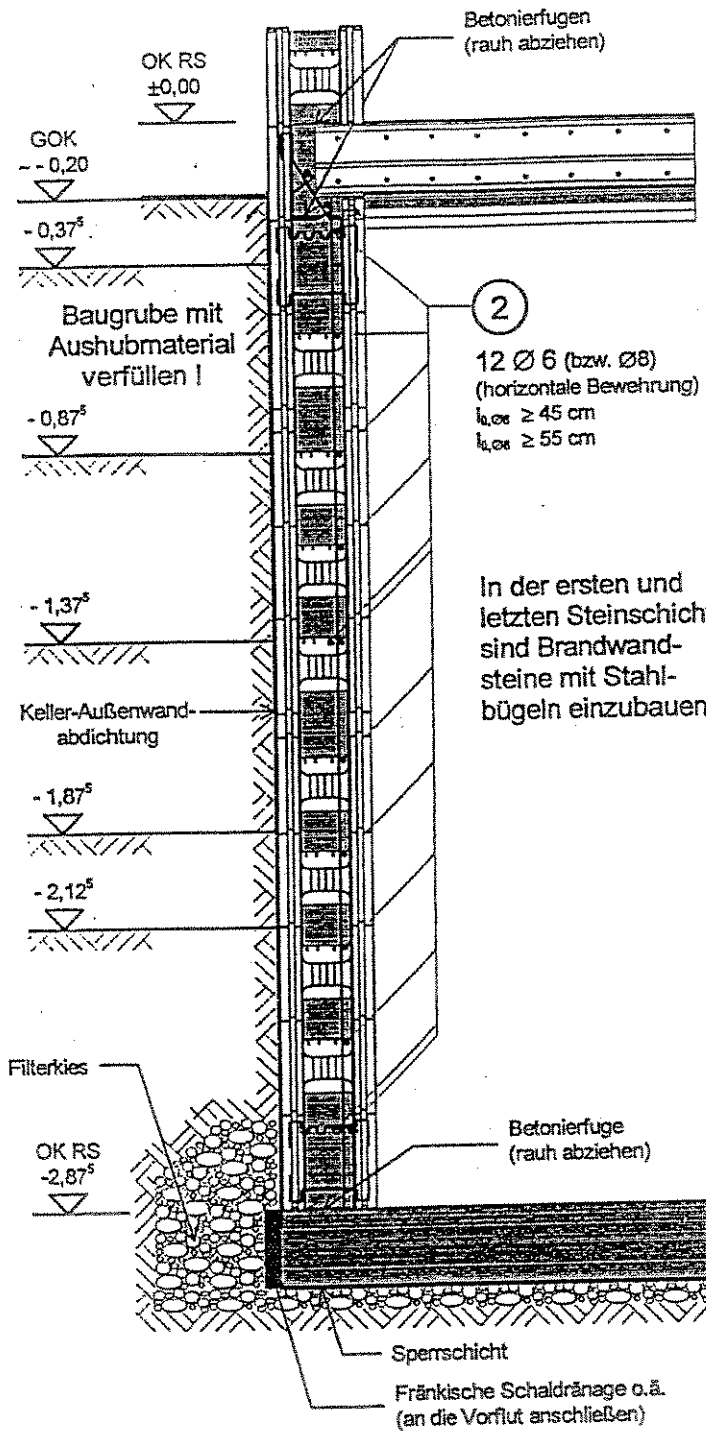
**Eckausbildung und Betonieren**

Die Porelaste sind so zu stecken, daß die 6.25 cm überstehenden Abschnitte (1 & 2) an den Wandecken abgeschnitten und die Abschnitte unmittelbar neben der Ecke in der nächsten Schicht zur Vergrößerung der 6.25 cm Anschlußöffnung auf 12.5 cm verwendet werden. Hierdurch werden alle Vergußöffnungen 12.5 x 14 cm groß und lassen sich bequem ausgießen.

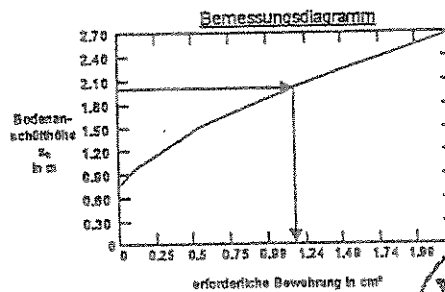
Die Ecken werden konstruktiv bewehrt. In jeder Schicht wird ein Bügel (Haarnadel) verlegt. Beim Erreichen der Fensterbrüstungshöhe,  $h \leq 1.20 \text{ m}$ , werden lotrecht  $4 \phi 10$ ,  $L=2.68 \text{ m}$ , in die Ecke gestellt. Dann wird dieser erste Abschnitt betoniert.

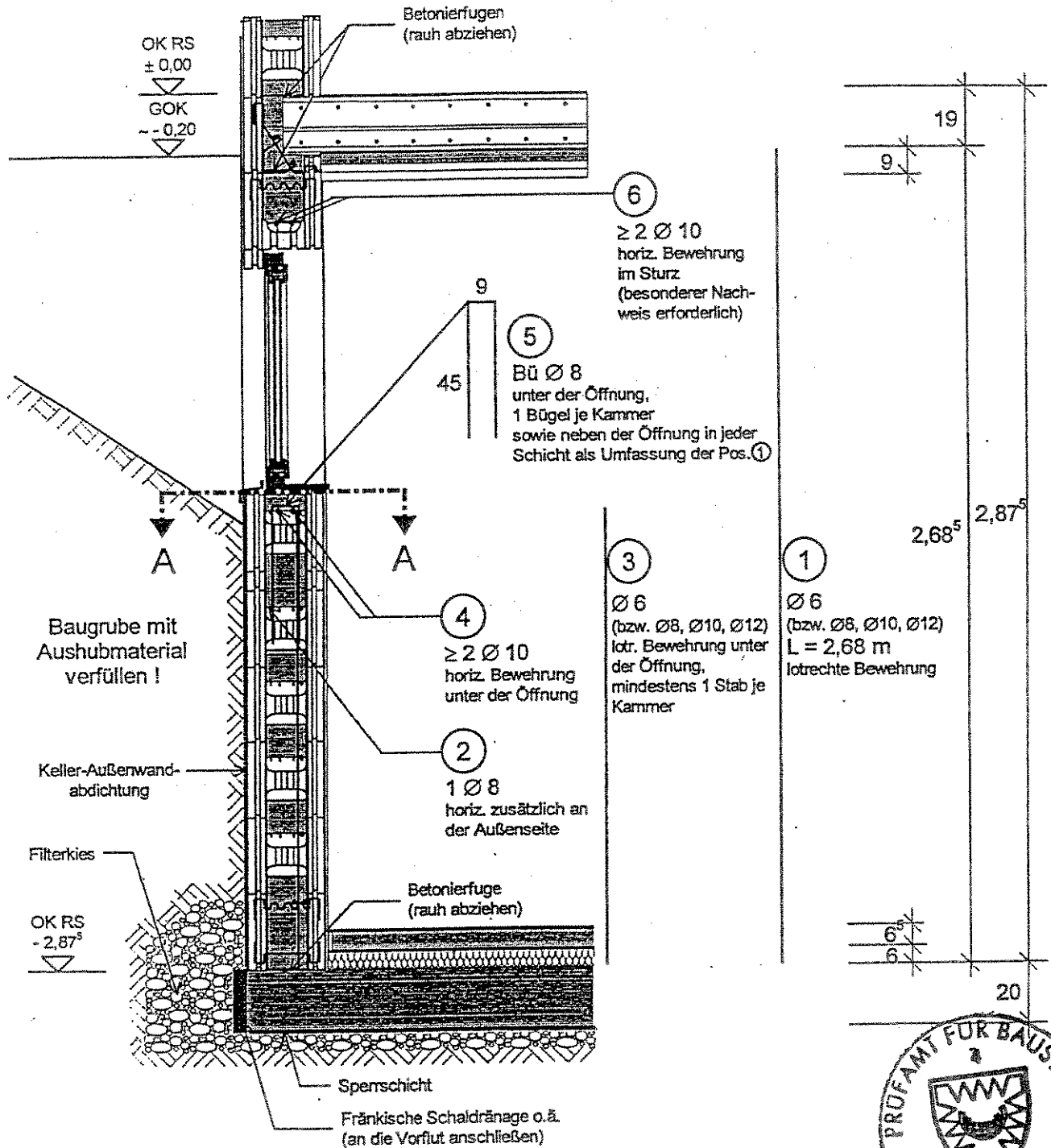
Wenn das gesamte Kellergeschoß in einem Arbeitsgang betoniert werden soll, darf beim Betonieren eine Stelgeschwindigkeit von  $0.77 \text{ m/h}$  nicht überschritten werden. Die Porelastege widerstehen dem hohen Schalungsdruck nicht und können zerreißen und der Beton auslaufen!





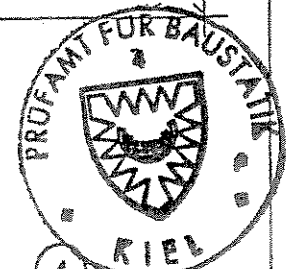
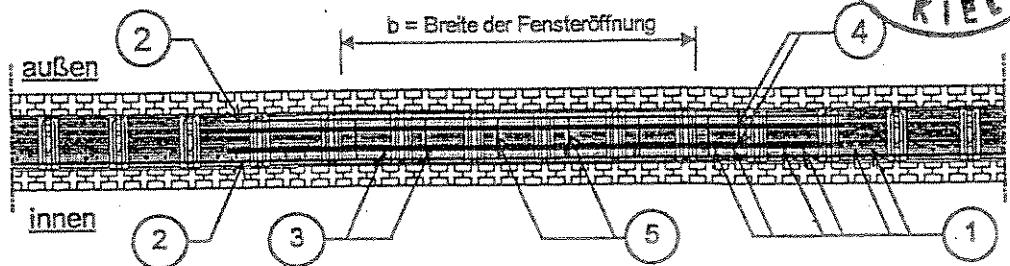
Anschütthöhe $s_h$ m	Kote (bez. auf $\pm 0,00$ ) m	Bewehrung $a_s$	
		① lotrecht (je Kammer) mm	② horizontal (je Schicht) mm
0,75	$-2,12^s$	-	-
1,00	$-1,87^s$	Ø 6	Ø 6
1,50	$-1,37^s$	Ø 6	Ø 6
2,00	$-0,87^s$	Ø 6	Ø 6
2,50	$-0,37^s$	Ø 8	Ø 8
2,70	$-0,20$	Ø 8	Ø 8

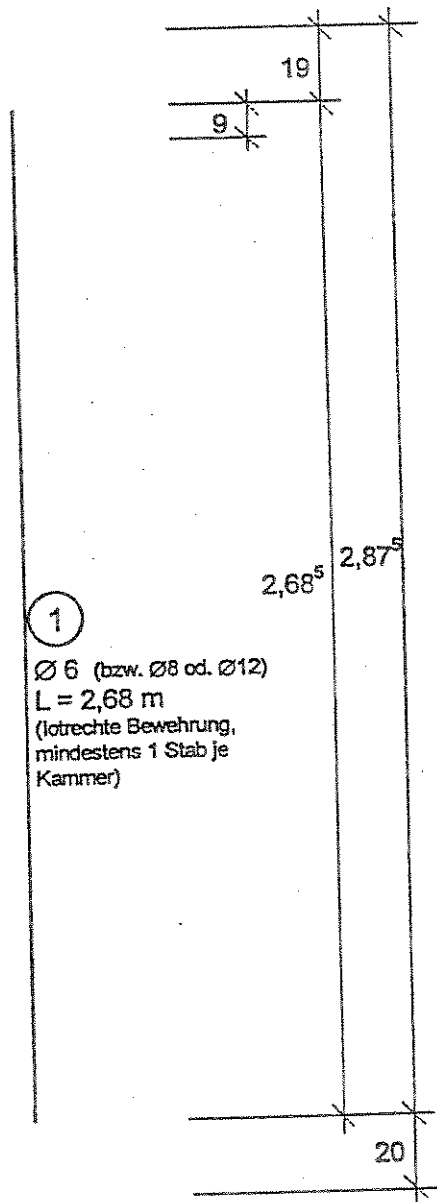
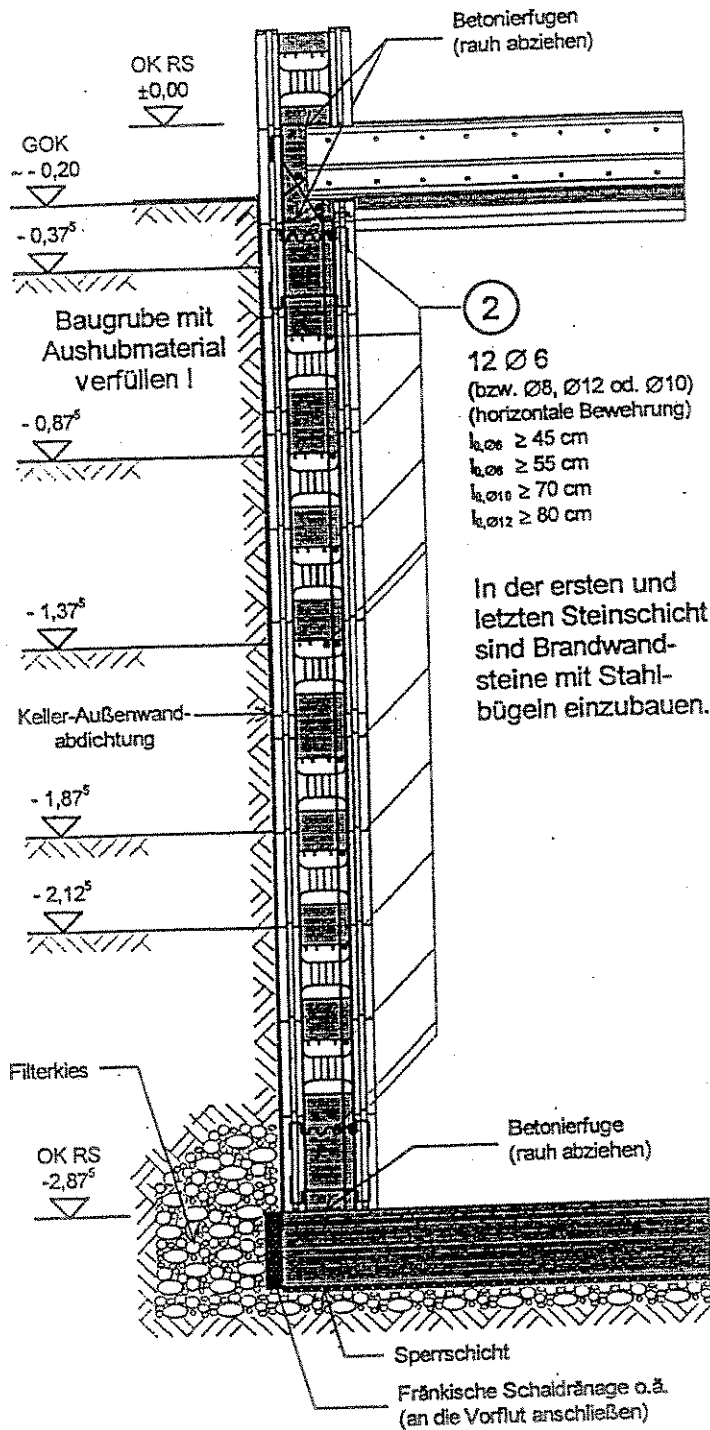




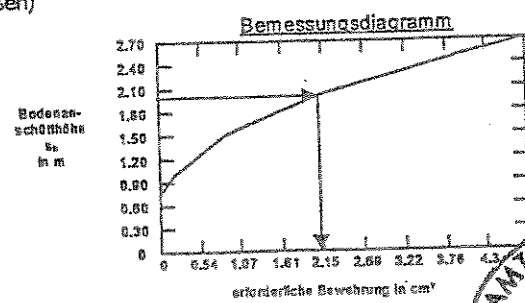
Schnitt A-A:

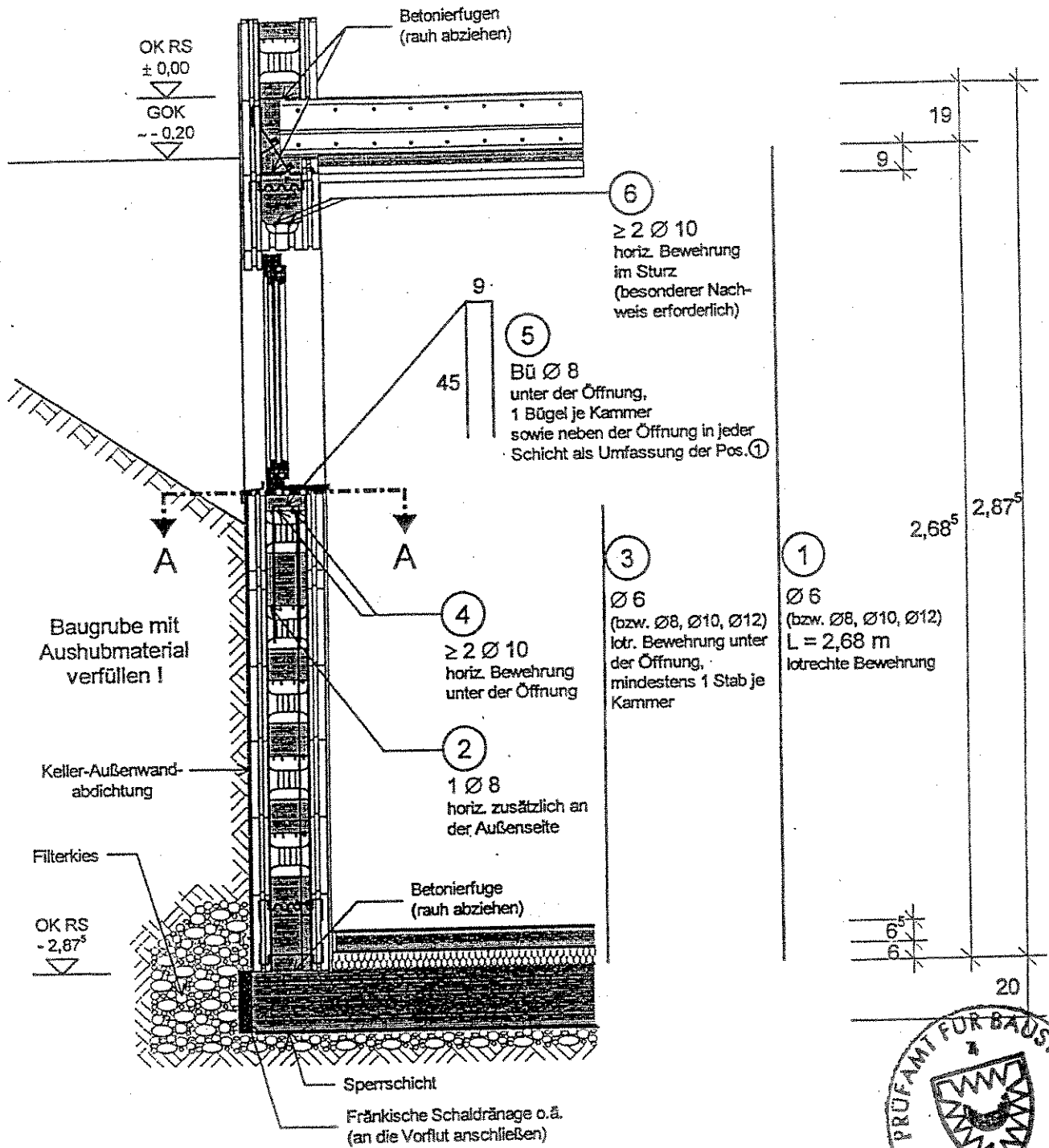
- ① lotrechte Bewehrung aus dem Öffnungsbereich jeweils links und rechts bei  $b \leq 1,00 \text{ m}$  verteilt auf 2 Steinkammern,  $b \leq 1,50 \text{ m}$  verteilt auf 3 Steinkammern neben der Öffnung einlegen.





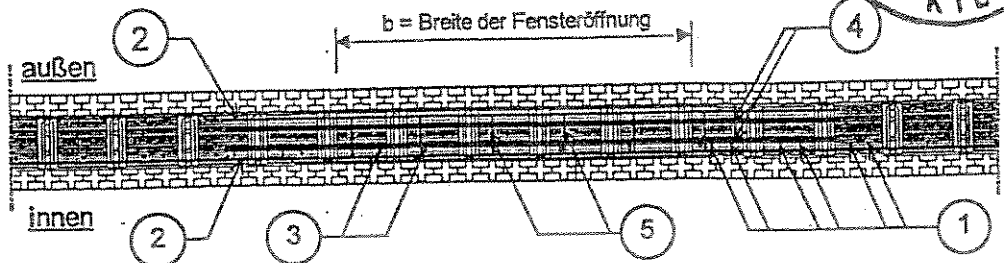
Anschütt- höhe $s_h$ m	Kote (bez. auf $\pm 0,00$ ) m	Bewehrung $a_s$	
		① lotrecht (je Kammer) mm	② horizontal (je Schicht) mm
0,75	-2,12 <sup>s</sup>	-	-
1,00	-1,87 <sup>s</sup>	Ø 6	Ø 6
1,50	-1,37 <sup>s</sup>	Ø 6	Ø 6
2,00	-0,87 <sup>s</sup>	Ø 8	Ø 8
2,50	-0,37 <sup>s</sup>	Ø 10	Ø 10
2,70	$\sim -0,20$	Ø 12	Ø 10

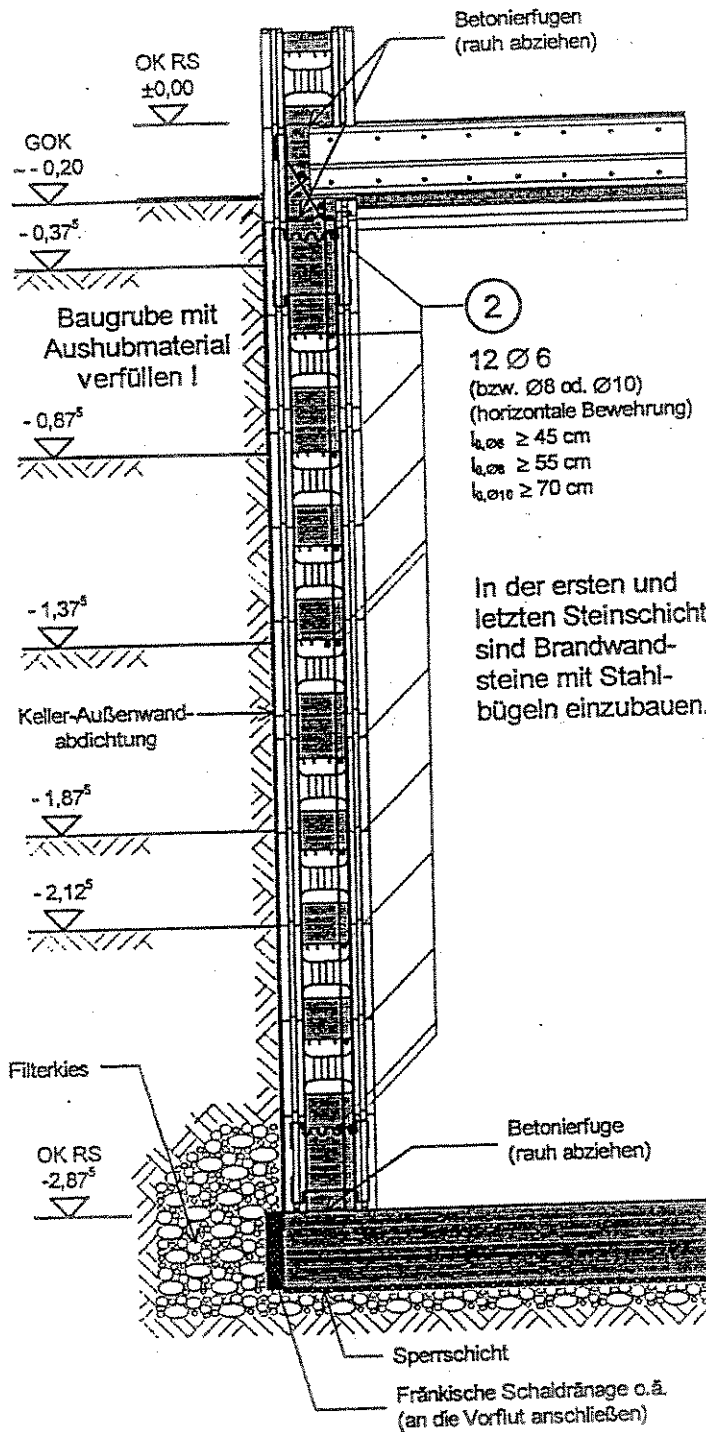




**Schnitt A-A:**

- ① lotrechte Bewehrung aus dem Öffnungsbereich jeweils links und rechts bei  $b \leq 1,00 \text{ m}$  verteilt auf 2 Steinkammern,  $b \leq 1,50 \text{ m}$  verteilt auf 3 Steinkammern neben der Öffnung einlegen.

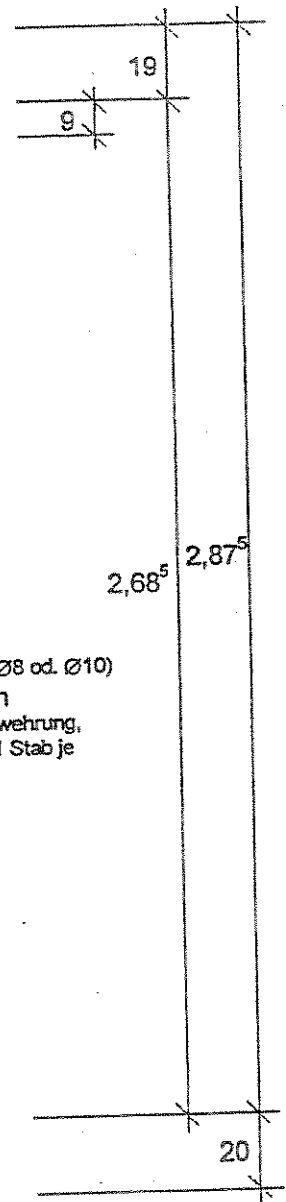




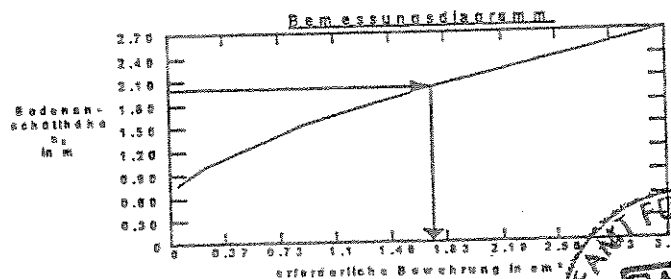
②  
 12  $\varnothing 6$   
 (bzw.  $\varnothing 8$  od.  $\varnothing 10$ )  
 (horizontale Bewehrung)  
 $l_{a,\varnothing 6} \geq 45 \text{ cm}$   
 $l_{a,\varnothing 8} \geq 55 \text{ cm}$   
 $l_{a,\varnothing 10} \geq 70 \text{ cm}$

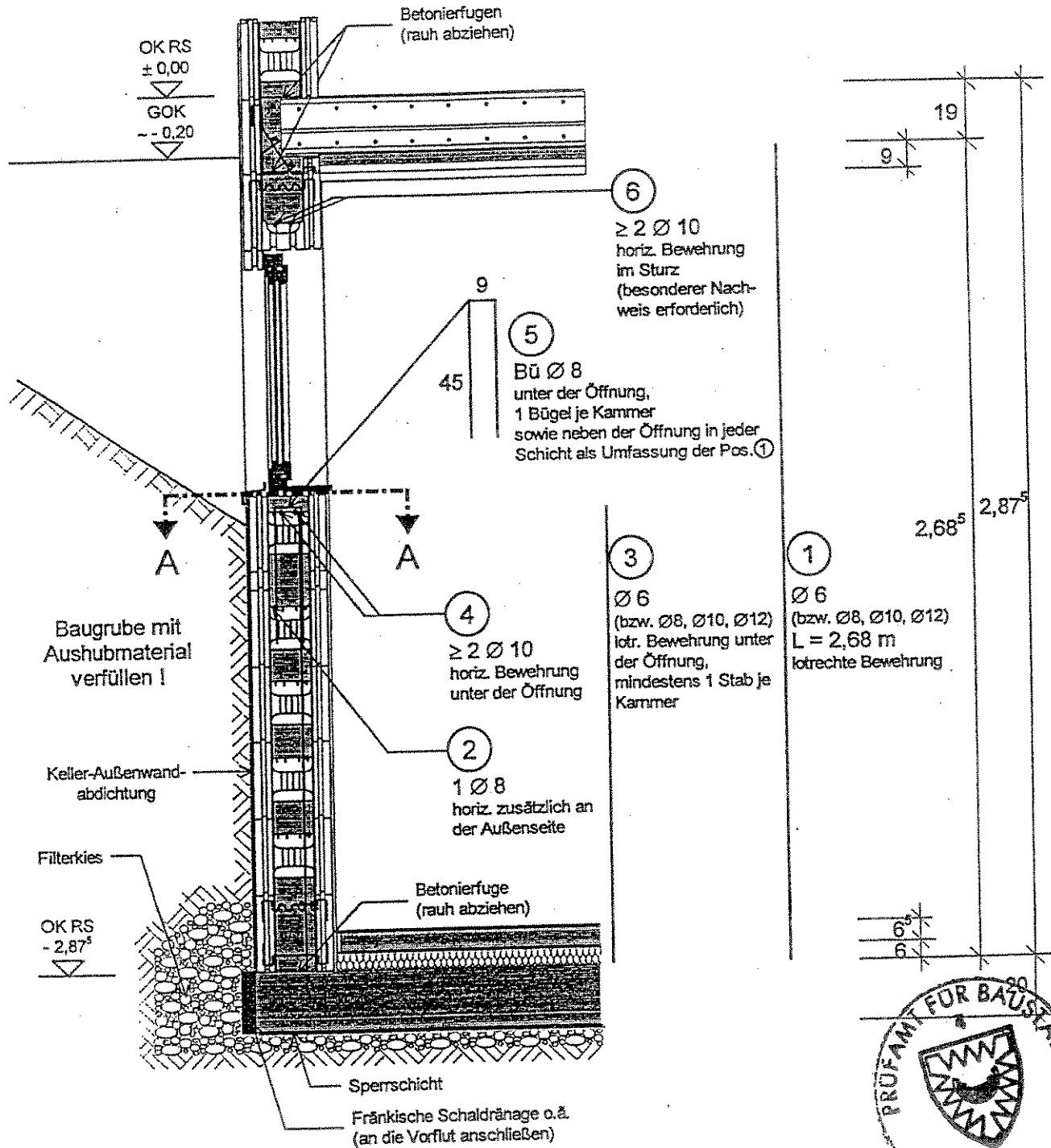
In der ersten und letzten Steinschicht sind Brandwandsteine mit Stahlbügeln einzubauen.

①  
 $\varnothing 6$  (bzw.  $\varnothing 8$  od.  $\varnothing 10$ )  
 $L = 2,68 \text{ m}$   
 (lotrechte Bewehrung, mindestens 1 Stab je Kammer)



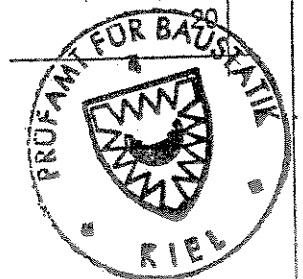
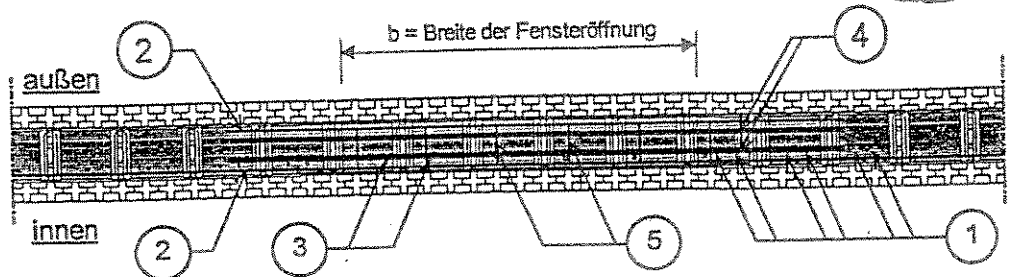
Anschütthöhe $s_h$ m	Kote (bez. auf $\pm 0,00$ ) m	Bewehrung $a_s$	
		① lotrecht (je Kammer) mm	② horizontal (je Schicht) mm
0,75	$-2,12^s$	$\varnothing 6$	$\varnothing 6$
1,00	$-1,87^s$	$\varnothing 6$	$\varnothing 6$
1,50	$-1,37^s$	$\varnothing 6$	$\varnothing 6$
2,00	$-0,87^s$	$\varnothing 8$	$\varnothing 8$
2,50	$-0,37^s$	$\varnothing 10$	$\varnothing 8$
2,70	$-0,20$	$\varnothing 10$	$\varnothing 8$

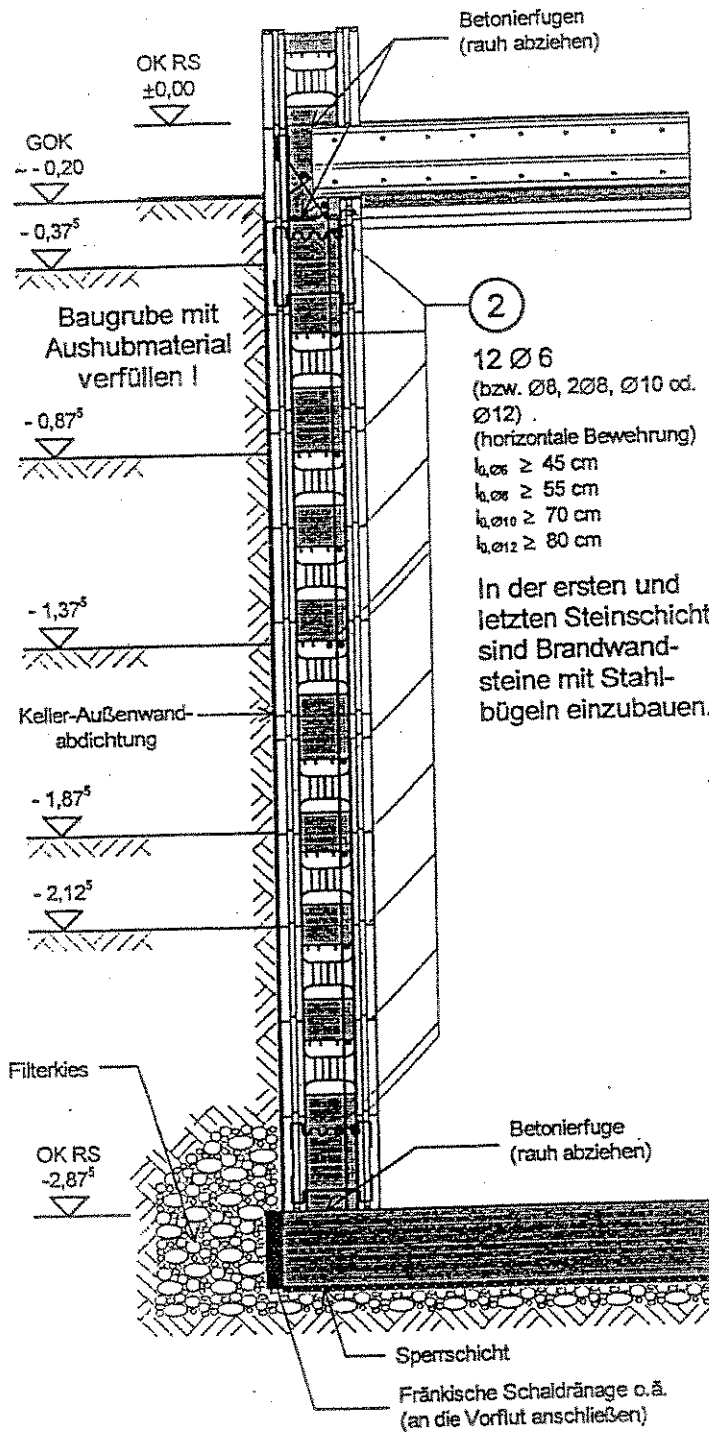




**Schnitt A-A:**

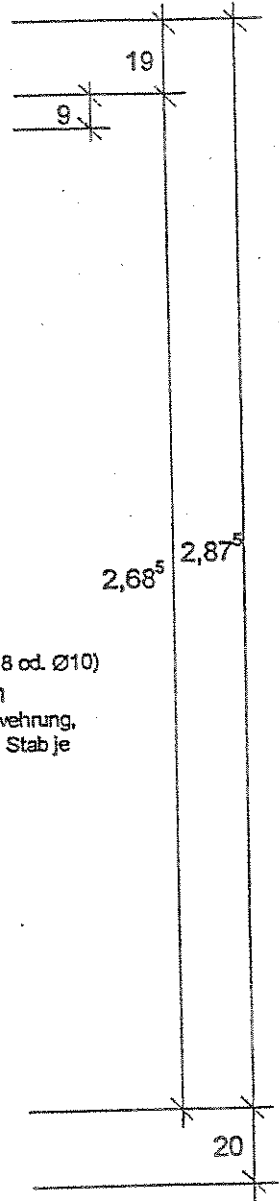
- ① lotrechte Bewehrung aus dem Öffnungsbereich jeweils links und rechts bei  $b \leq 1,00 \text{ m}$  verteilt auf 2 Steinkammern,  $b \leq 1,50 \text{ m}$  verteilt auf 3 Steinkammern neben der Öffnung einlegen.



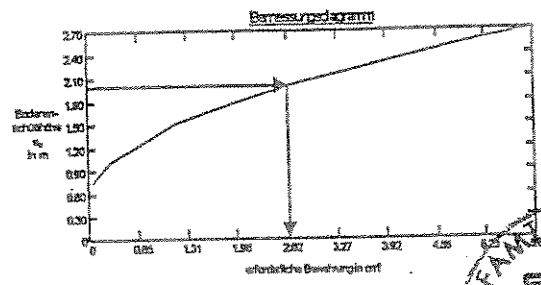


2  
 12 Ø 6  
 (bzw. Ø8, 2Ø8, Ø10 od. Ø12)  
 (horizontale Bewehrung)  
 $l_{a,Ø8} \geq 45 \text{ cm}$   
 $l_{a,Ø10} \geq 55 \text{ cm}$   
 $l_{a,Ø12} \geq 70 \text{ cm}$   
 $l_{a,Ø12} \geq 80 \text{ cm}$   
 In der ersten und letzten Steinschicht sind Brandwandsteine mit Stahlbügeln einzubauen.

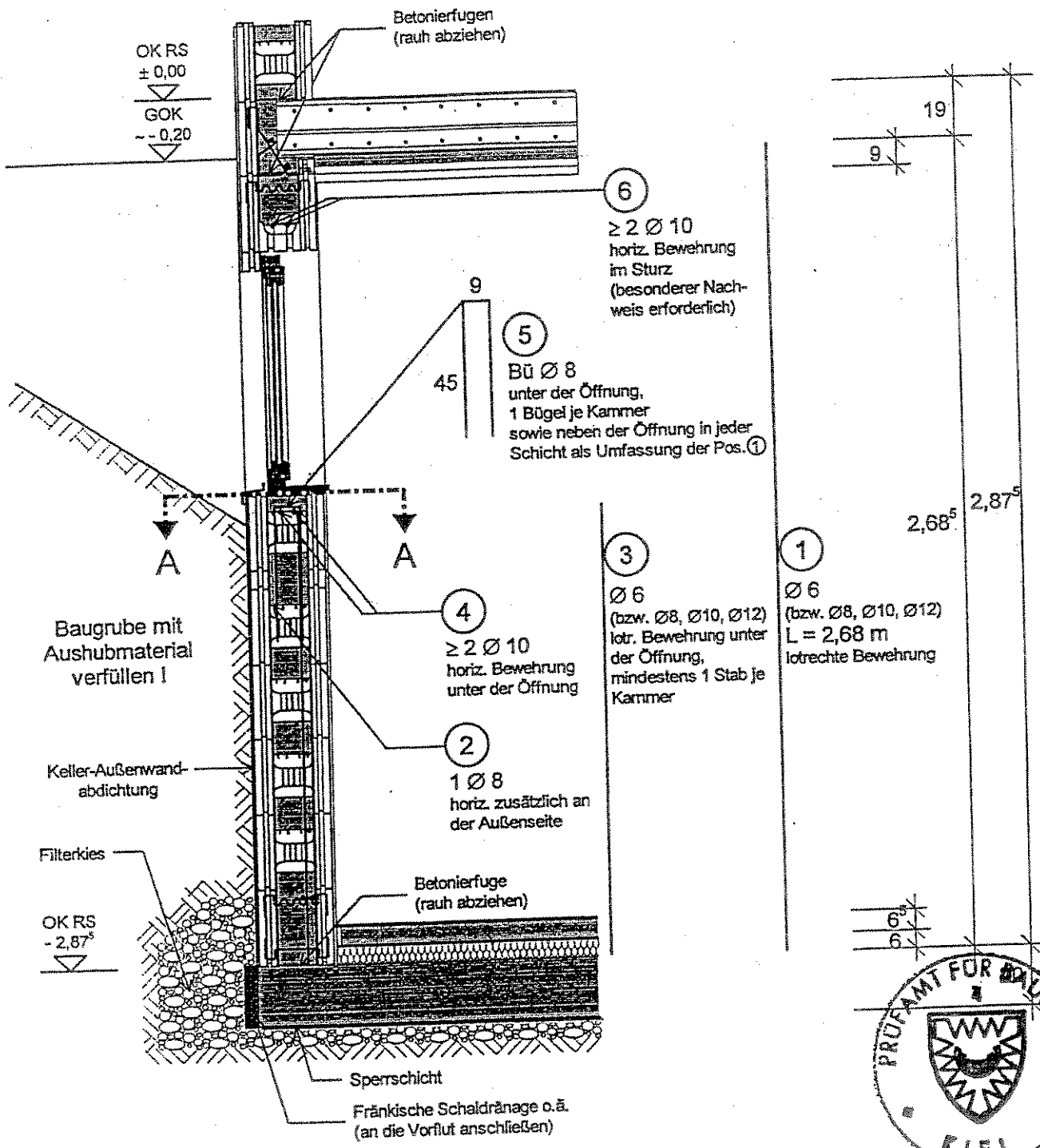
1  
 Ø 6 (bzw. Ø8 od. Ø10)  
 L = 2,68 m  
 (lotrechte Bewehrung, mindestens 1 Stab je Kammer)



Anschütthöhe $s_H$ m	Kote (bez. auf ± 0,00) m	Bewehrung $a_s$	
		① lotrecht (je Kammer) mm	② horizontal (je Schicht) mm
0,75	-2,12 <sup>s</sup>	Ø 6	Ø 6
1,00	-1,87 <sup>s</sup>	Ø 6	Ø 6
1,50	-1,37 <sup>s</sup>	Ø 6	Ø 6
2,00	-0,87 <sup>s</sup>	Ø 8	Ø 8
2,50	-0,37 <sup>s</sup>	2 Ø 8	Ø 10
2,70	-0,20	Ø 12	Ø 10







Baugrube mit Aushubmaterial verfüllen!

Keller-Außenwandabdichtung

Filterkies

OK RS -2,87<sup>s</sup>

Sperschicht  
 Fränkische Schaldränage o.ä.  
 (an die Vorflut anschließen)

6  
 ≥ 2 Ø 10  
 horz. Bewehrung  
 im Sturz  
 (besonderer Nachweis erforderlich)

5  
 Bü Ø 8  
 unter der Öffnung,  
 1 Bügel je Kammer  
 sowie neben der Öffnung in jeder  
 Schicht als Umfassung der Pos. ①

3  
 Ø 6  
 (bzw. Ø8, Ø10, Ø12)  
 lotr. Bewehrung unter  
 der Öffnung,  
 mindestens 1 Stab je  
 Kammer

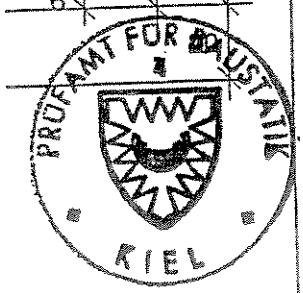
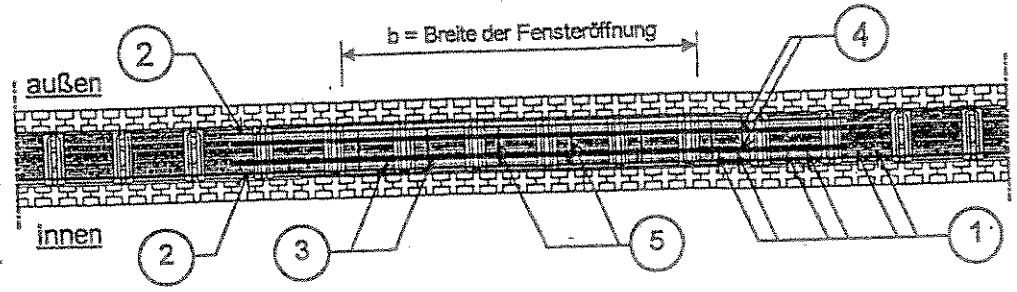
1  
 Ø 6  
 (bzw. Ø8, Ø10, Ø12)  
 L = 2,68 m  
 lotrechte Bewehrung

4  
 ≥ 2 Ø 10  
 horz. Bewehrung  
 unter der Öffnung

2  
 1 Ø 8  
 horz. zusätzlich an  
 der Außenseite

**Schnitt A-A:**

① lotrechte Bewehrung aus dem Öffnungsbereich jeweils links und rechts bei  $b \leq 1,00$  m verteilt auf 2 Steinkammern,  $b \leq 1,50$  m verteilt auf 3 Steinkammern neben der Öffnung einlegen.



Eine Anschlußbewehrung ist nur bei einer hochbelasteten Fuge Wand + Sohle erforderlich, vgl. Seite 3 dieser Anlage.

Brandwandsteine mit Stahlbügeln sind gemäß Seite 6 dieser Anlage einzubauen.

Die Bewehrung in der Sohlplatte ist stets gesondert nachzuweisen.

