ingenieur . BÜROSTICH +

Statischer Nachweis der Tragkonstruktion

Bauvorhaben

Kultur-Kloster-Kyritz
Klausurflügel mit Verbinder und Neubau

- Neubau Verbinder A und B -

Johann- Sebastian- Bach Str. 2
16886 Kyritz

Bauherr

Stadt Kyritz
Amt für Stadtentwicklung und Verkehr

Am Markt 1
16886 Kyritz

Architekt

G. Kühn- von Kaehne und Lange

Waldmüllerstr. 7b
14482 Potsdam

Tel : 0331 . 7482404
Fax : 0331 . 719536
E-Mail : info@kvkul.de

Auftragnehmer

ingenieur . BÜROSTICH+
Dipl.-Ing. Steffen Stich - Beratender Ingenieur

Behringstraße 81
14482 Potsdam

Tel : 0331 . 747 25 -0
Fax : 0331 . 747 25 -21
E-Mail : Steffen.Stich@BueroStich.de

Bearbeiter : Lars Schröter



aufgestellt Potsdam, den 28.08.2023

Inhaltsverzeichnis

		Seite		
	Vorbemerkungen	3	bis	6
A	Belastungsannahmen	A-1	bis	A- 12
B	Dachkonstruktion, 1. OG	B-1	bis	B- 18
C	Erdgeschoss	C-1	bis	C- 231
D	Gründung	D-1	bis	D- 56

Positionspläne

Bl.-Nr.	Bezeichnung
VB-P1	Positionsplan Verbinder A, Dachkonstruktion, Obergschoss, Grundriss
VB-P2	Positionsplan Verbinder A und B, Grundriss EG
VB-P3	Positionsplan Verbinder A und B, Gründung, Draufsicht, Schnitt 1-1
VB-P4	Positionsplan Verbinder A, Schnitte

Anlagen

B1	Produktdatenblätter/ Auszüge Holzverbindungsmittel Fa. Simpson Strong Tie
D1	Auzüge Geotechnischer Bericht Fa. Geotecs vom 01.03.2023

Ausführungspläne
- Konstruktions- und Schalpläne

Bl.-Nr.	Bezeichnung
VB-S1	Verbinder A und B, Dachkonstruktion, Obergeschoss Grundriss
VB-S1.1	Verbinder A und B, Details
VB-S2	Verbinder A und B, Grundriss EG
VB-S2.1	Verbinder A und B, Erdgeschoss Details
VB-S3	Verbinder A+B, Schalplan Gründung
VB-S4	Verbinder A+B, Schnitte
VB-S5	Verbinder A+B, Stahlteile

- Bewehrungspläne

Bl.-Nr.	Bezeichnung
VB-B3	Bewehrungsplan Sohlplatte, Draufsicht, Schnitte

- Holzlisten

Bl.-Nr.	Bezeichnung
S1	Dachkonstruktion, Erdgeschoss

- Stücklisten

Bl.-Nr.	Bezeichnung
VB-S5	Stahlteile

- Rundstahllisten

Bl.-Nr.	Bezeichnung
VB-B3	Sohlplatten

- Mattenlisten

Bl.-Nr.	Bezeichnung
VB--B3	Sohlplatten

Vorbemerkungen

1 Bearbeitungsgegenstand

Nachstehend wird die statische Berechnung für das Bauvorhaben

Neubau Verbinder A,B
Kultur- und Bildungszentrum im Klosterviertel Kyritz

Johann- Sebastian- Bach Str. 2,
16866 Kyritz

Neubau der eingeschossigen Übergangsbauten zwischen den Gebäudeteilen Bibliothek, Museum und Veranstaltungsgebäude, zweigeschossiger Übergang zwischen Veranstaltungsgebäude und Museum.

aufgestellt.

Der Festigkeitsnachweis für die Bauteile wird in dem Umfang erbracht, wie es zum Nachweis der Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit erforderlich ist.
Dabei werden insbesondere die Dachkonstruktion, die Decke über EG (Übergang) Stützen, Aussteifungsverbände sowie Gründungsbauteile statisch nachgewiesen.
Die statische Berechnung ist durch einen zugelassenen Prüfsachverständigen zu prüfen und freizugeben. Erst danach ist sie für die Ausführung zu verwenden.

2 Arbeitsgrundlage

Der statischen Berechnung liegen die derzeit geltenden Bestimmungen und Normen zugrunde, die auch bei der Baudurchführung sinngemäß zu beachten und einzuhalten sind.

Die Bearbeitung erfolgt auf folgender Grundlage:

- Ausführungszeichnungen des
  Architekten G. Kühn v. Kaehne und E. Lange, Stand 16.06.2023

  Blatt G03, Erdgeschoss
  Blatt G04, Obergeschoss
  Blatt G05, Dachgeschoss
  Blatt G07, Schnitt A Veranstaltungsgebäude
  Blatt G09.3, Schnitt D-D, Verbinder
  Blatt 3.9, Schnitte Übergang

- Ortsbegehung und ergänzende Bestandsaufnahme durch das Ingenieurbüro
  Dipl.-Ing. St. Stich, Juni 2023

3 Gebäudebeschreibung

3.1 Übersicht

Das Bauvorhaben ist als eingeschossige Holzkonstruktion mit verglasten Seitenwänden geplant. Im Bereich des Überganges zwischen Museum und neuem Veranstaltungsgebäude erhält der Verbindungsbau zusätzlich ein Obergeschoss.
Die Dachkonstruktionen sind als Flachdächer mit randseitiger Attika vorgesehen.
Die Verdachung über dem OG erfolgt mit bituminöser Abdichtung auf Schalung im Gefälle. Der Dachaufbau über dem EG ist mit einer extensive Begrünung als Retensionsdach ohne Neigung geplant. Die Dachkonstruktionen über EG, OG sind als gebäudeaussteifende Scheibenebenen auszubilden.
Die hölzernen Sparren lasten auf Unterzügen ab, diese leiten die Beanspruchungen jeweils über Holz- Rundstützen in die Bodenplatten ab.
Die Planung der Gebäudeanschlussfugenausbildung (Raumfugen) erfolgt durch die Objekt-planung. Die für eine schadensfreie Verformung der Konstruktion erforderlichen Fugen- Freiheitsgrade und zu erwartende Verformungsdifferenzen sind abgestimmt und in den Positionsplänen angegeben.
Die Gründungsbauteile werden zur Gewährleistung der Frostsicherheit mit randseitigen Frostschürzen ausgebildet.

Die Hauptabmessungen des Gebäudes betragen:
Verbinder A
- eingeschossiger Gebäudeteil
Breite (Richtung Ost-West)/ Länge/ Höhe OK Sparren über OKFF = 22,0/12,0/3,75m.
-zweigeschossiger Gebäudeteil
Breite (Richtung Ost-West)/ Länge/ Höhe OK Sparren über OKFF = 2,8/6,5/7,5m.

Verbinder B
Breite (Richt. Ost-West)/ Länge/ Höhe OK Sparren über OKFF = 19,5/13,5/3,75m.

3.2 Aussteifung - Stabilität

Das Gebäude ist als Holzkonstruktion mit Stützen, Unterzügen und der als Scheiben ausgebildeten Flachdachkonstruktion ausgeführt. Die einzelnen Gebäudeteile der Verbinder sind bis auf die horizontale Halterung am Neubau des Veranstaltungs-gebäudes unabhängig von den angrenzenden Baukörpern der Bibliothek/ Museum und Stadtmauer, die räumliche Trennung erfolgt durch Bewegungsfugen.
Die Horizontalkräfte aus Windlast und ungewollter Schiefstellung werden durch die Dachscheibe in die aussteifenden kreuzweise angeordneten Rundstahlverbände abgeleitet. Diese schließen jeweils am Stützenkopf und der Bodenplatte mittels Stahlteilen an. Zusätzlich werden die an das Veranstaltungsgebäude anschließenden Unterzüge in horiz. Richtung angeschlossen.

3.3 Dachkonstruktion

Die Dachkonstruktionen sind als Flachdächer mit Sparren und in gleicher Ebene angeordneten Unterzügen geplant. Die oberseitige gespundete Dachschalung trägt den Dachaufbau sowie Schneelast und ggf. Lasten aus aufstauendem Niederschlags-wasser auf die Dachverbandshölzer ab.

3.4 Decke über EG

Die Holzbalkendecke über EG im Bereich des Überganges Veranstaltungsgebäude - Museum wird als Holzbalkendecke mit Einschub sowie oberseitigem Fußbodenaufbau auf OSB- Plattenbelag ausgebildet. Der Nachweis der Decken erfolgt entsprechend der geplanten Nutzung mit Verkehrslasten p=5,0 kN/m². Die Ablastung der Deckenbalken erfolgt über Unterzüge auf die Stützen.

3.5 Verglasung Außenwände /Trennwände

Die verglasten Außenwände sind als selbsttragende Systemkonstruktionen vorgesehen und werden vom jeweiligen Hersteller geplant. Die horizontale Halterung erfolgt an den randseitigen Unterzügen. Die Eigengewichtslasten aus der Konstruktion werden in die Bodenplatte abgeleitet.
Ggf. im Zuge der Nutzung einzubauende raumteilende Elemente können z.B. als beplankte Metallständerkonstruktionen hergestellt werden. Die zulässige flächenbezogene Masse wird auf 80 kg/m² Wandfläche begrenzt.

3.6 Gründung

Die Gründung der Verbindungsbauten erfolgt ebenfalls auf dieser Stahlbeton-Bodenplatte. Nicht ausreichend tragfähige Bodenschichten unterhalb der Platte werden durch eine Magerbetonauffüllung ersetzt.
Alle Fundamente müssen auf tragfähigem Boden ausgeführt werden. Im Zuge der Baudurchführung ggf. angetroffener nichttragfähiger Baugrund (Auffüllungen, Einschlüsse) ist durch verdichtungsfähiges Material mit Dpr≥ 98 % oder Magerbeton C8/10 auszutauschen.
Sie Gründungssohlen sind vor dem Überbauen durch einen Baugrundsachverständigen abzunehmen.

4 Anschlussfugen

Die Anschlussfugen an die vorhandene Bebauung der Bibliothek, Veranstaltungs-gebäude, Museum und Stadtmauer sind entsprechend den Anforderungen an die Dichtigkeit und Wärmedämmung sowie einer zwängungsfreien Konstruktion herzustellen.
Die Anschlussfugen sind mit den jeweiligen Freiheitsgraden in den Positionsplänen dargestellt.
Die Fugenausbildung der horiz. Anschlussfugen sollte mindestens für eine Bauteilverschiebung von 20mm erfolgen. Diese ergeben sich aus Wind und unplanmäßigen Schiefstellungslasten (5mm), Schwinden der Holzkonstruktion (5mm) sowie durch Setzungsdifferenzen (10mm) bedingte Verschiebungen.
Die vertikalen Verformungen sind bedingt durch die Schwindverkürzungen der Holzkonstruktion sowie Baugrundsetzungen zwischen 10-40mm zu erwarten, diese sind ggf. durch den Baugrundsachverständigen zu präzisieren.

5 Baustoffe

Beton/Stahlbeton	:	C8/10 (unbewehrt), C25/30 (bewehrt) nach DIN EN 206-1
Betonstahl	:	BSt 500 S nach DIN 488
Holzkonstruktion	:	nach DIN EN 1995, Nadelholz, Sortierklasse S10, Festigkeitsklasse C24 (Holzfeuchte $\leq$ 20%) alternativ: BSH GI24c
Holzschutz	:	einzubauende Hölzer einschließlich der Schnittflächen sind mit einem anerkannten Holzschutzmittel gemäß DIN 68800 nach den Angaben des Herstellers zu schützen
Stahlteile	:	nach DIN EN 1993, Neuteile aus S235, Rundstahlverspannungen Zgstabsystem ø20mm mit Stabankern nach BAZ
Korrosionsschutz	:	Feuerverzinkung nach DIN EN ISO 1461, Beschichtung nach DIN EN ISO 12944-5

A - Belastungsannahmen

A.1 Dach

A.1.1 Eigenlasten

A.1.1.1 Dach über OG, über Raum 1.07, Bereich Übergang VG- Museum

Bereich mit bitum. Dachabdichtung,

Dachabdichtung,Dampfduckausgleich 3-lagig:			0,20 kN/m²
Wärmedämmung im Gefälle, d ca. 20cm:	0,20*1	=	0,20 kN/m²
Dachschalung 24mm:	0,024*5	=	0,12 kN/m²
Zwischensparren- Wärmedämmung, max. 30cm:	0,30*1	=	0,30 kN/m²
Dampfsperre mit var. sd-Wert:			0,05 kN/m²
Unterdecke / Installationen:			0,40 kN/m²
Sonstiges:			0,23 kN/m²
		$g_{Da,1.1}$ =	**1,50 kN/m²**

A.1.1.2 Dach über EG, Verbinder A,B
Flachdach mit extensiver Begrünung

Bereich mit Begrünung

Gründachachsystem, extensiv:			1,50 kN/m²
Dachabdichtung, 3-lagig:			0,20 kN/m²
Resol Hartschaum Wärmedämmung 5cm:	0,05 * 1	=	0,05 kN/m²
Dampfdruckausgleichsschicht:			0,07 kN/m²
Dachschalung 30mm:	0,03*5	=	0,15 kN/m²
Zwischensparren- Wärmedämmung, max. 30cm:	0,30*1	=	0,30 kN/m²
Dampfsperre mit var. sd-Wert:			0,05 kN/m²
Unterdecke / Installationen:			0,40 kN/m²
Sonstiges:			0,18 kN/m²
		$g_{Da,1.2}$ =	**2,90 kN/m²**

Dachrandbereiche mit Kiesstreifen

10cm Kies:	0,1*20	=	2,00 kN/m²
bis 5cm Wassersättigung Retensionsbox:	0,05*10	=	0,50 kN/m²
Dachabdichtung, 3-lagig:			0,20 kN/m²
Resol Hartschaum Wärmedämmung 5cm:	0,05 * 1	=	0,05 kN/m²
Dampfdruckausgleichsschicht:			0,07 kN/m²
Dachschalung 30mm:	0,03*5	=	0,15 kN/m²
Zwischensparren- Wärmedämmung, max. 30cm:	0,30*1	=	0,30 kN/m²
Dampfsperre mit var. sd-Wert:			0,05 kN/m²
Unterdecke / Installationen:			0,40 kN/m²
Sonstiges:			0,18 kN/m²
		$g_{Da,1.3}$ =	**3,90 kN/m²**

A.1.1.3 Dach über EG, Verglasung

Oberlichtverglasung, 2x 12mm VSG:	2*0,012*25	=	0,60 kN/m²
Sonstiges:			0,20 kN/m²
		g_{VGL1} =	**0,80 kN/m²**

A.1.2 Schneelasten

nach DIN EN 1991-1-3:2010-12 und DIN EN 1991-1-3/NA:2010-12

Dachbereiche über EG

Charakteristischer Wert der Schneelast
Charakt. Wert der Schneelast auf dem Boden, Zone 2 s_k = 0,85 kN/m²
C_e= 1,00
C_t= 1,00
(C_e, C_t - hier nicht weiter berücksichtigt)

Flachdach und Oberlicht Verglasungen

Neigungswinkel $\leq \alpha_{1.1}$ = 3,00 °

$0° < \alpha \leq 30° \Rightarrow$ nach DIN 1055-5:2005-07, Tab.1
Formbeiwert $\mu_{1.1}$ = 0,80
als ständige/ vorübergehende Bemessungssituationen
s_1 = $\mu_{1.1} * s_k$ = **0,68 kN/m²**
als außergewöhnliche Bemessungssituation
$s_{1.1}$ = $2,3 * s_1$ = **1,56 kN/m²**

zusätzliche Schneelast durch abrutschen
Bereich Verbinder A,
abrutschende Schneelast aus Dach Museum sowie Anwehen an Museum/ Übergangsverbinder (2- geschossig) und Veranstaltungsgebäude

Dreieckförmige Zusatzlast aus abrutschendem Schnee:
Dachneigung oberes Dach α_{oD} = 47,00 °
Höhensprung zwischen den Dächern h= 3,60 m
Länge des Verwehungskeils l_S = MIN(MAX(2 * h; 5); 15) = **7,20 m**
Einzugsbreite der oberen Dachfläche b_{oD1} = 5,00 m

Abrutschende Schneelast
Hälfte d. größten result. Schneelast a. oberen Dach = dreieckf. verteilte Zusatzlast auf unterem Dach
$0,80*0,50*s_k*b_{oD1} = \mu_S*s_k*l_S/2$ für $\alpha>15°$ bzw. $\mu_S=0$ für $\alpha\leq15°$
$\Rightarrow \mu_S$ = WENN(α_{oD}>15;0,80*b_{oD1}/l_S;0) = 0,56
Δs_S = $\mu_S * s_k$ = 0,48 kN/m²

dreieckförmige Zusatzlast aus Schneeverwehung:
Wichte des Schnees γ = 2,00 kN/m³
Gebäudebreite des höheren Daches b_{oD2} = 10,00 m
Breite unteres Dach b_{uD} = 8,50 m
μ_W = MIN(($b_{oD2}+b_{uD}$)/(2*h); $\gamma*h/s_k - \mu_S$) = 2,57

Maximale Lastordinaten am Höhensprung
$0,8 \leq \mu_S+\mu_W \leq 2,4$
für ständige / vorübergehende Bemessungssituationen
μ_2 = WENN(($\mu_S+\mu_W$)<0,8;0,8;WENN(($\mu_S+\mu_W$)>2,4;2,4;($\mu_S+\mu_W$))) = 2,40

s_4 = μ_2* ($\mu_{1.1}$/0,8) * s_k = **2,04 kN/m²**

$2{,}3*\mu_W + \mu_S \leq 4{,}0$
für außergewöhnliche Bemessungssituationen, Norddt. Tiefebene
$\mu_{2,A}$ = WENN((μ_S+2,3*μ_W)≥4;4;(μ_S+2,3*μ_W)) = 4,00
$s_{2,A}$ = $\mu_{2,A}$*($\mu_{1.1}$/0,8)*s_k = **3,40 kN/m²**

Bereich Verbinder B,
abrutschende Schneelast aus Dach Bibliothek sowie
Anwehen an Bibliothek und Veanstaltungsgebäude
wie siehe Bereich Verbinder A, s=2,04 kN/m²; s_A= 3,40 kN/m²

Dachbereich über OG
Bereich Übergang Museum - Veranstaltungsgebäude,

Charakteristischer Wert der Schneelast wie Dach über EG
s_1 = $\mu_{1.1}$ * s_k **0,68 kN/m²**
als außergewöhnliche Bemessungssituation
$s_{1.1}$ = 2,3 * s_1 **1,56 kN/m²**

abrutschende Schneelast aus Dach Museum sowie
Anwehen an Museum und Veranstaltungsgebäude

Dreieckförmige Zusatzlast aus abrutschendem Schnee:
Dachneigung oberes Dach α_{oD} = 47,00 °
Höhensprung zwischen den Dächern h= 1,00 m
Länge des Verwehungskeils l_S = MIN(MAX(2 * h; 5); 15) = **5,00 m**
Einzugsbreite der oberen Dachfläche b_{oD1} = 5,00 m

Abrutschende Schneelast
Hälfte d. größten result. Schneelast a. oberen Dach = dreieckf. verteilte Zusatzlast auf unterem Dach
$0{,}80*0{,}50*s_k*b_{oD1} = \mu_S*s_k*l_S/2$ für α>15° bzw. μ_S=0 für $\alpha \leq 15°$
⇒ μ_S = WENN(α_{oD}>15;0,80*b_{oD1}/l_S;0) = 0,80
Δs_S = μ_S * s_k = 0,68 kN/m²

dreieckförmige Zusatzlast aus Schneeverwehung:
Wichte des Schnees γ = 2,00 kN/m³
Gebäudebreite des höheren Daches b_{oD2} = 10,00 m
Breite unteres Dach b_{uD} = 3,00 m
μ_W = MIN((b_{oD2}+b_{uD})/(2*h); γ*h/s_k - μ_S) = 1,55

Maximale Lastordinaten am Höhensprung
$0{,}8 \leq \mu_S+\mu_W \leq 2{,}4$
für ständige / vorübergehende Bemessungssituationen
μ_2 = WENN((μ_S+μ_W)<0,8;0,8;WENN((μ_S+μ_W)>2,4;2,4;(μ_S+μ_W))) = 2,35
s_4 = μ_2* ($\mu_{1.1}$/0,8) * s_k = **2,00 kN/m²**

$2{,}3*\mu_W + \mu_S \leq 4{,}0$
für außergewöhnliche Bemessungssituationen, Norddt. Tiefebene

$\mu_{2,A}$ =	WENN((μ_S+2,3*μ_W)≥4;4;(μ_S+2,3*μ_W))	=	4,00
$s_{2,A}$ =	$\mu_{2,A}$*($\mu_{1.1}$/0,8)*s_k	=	**3,40 kN/m²**

A.1.3 Wind

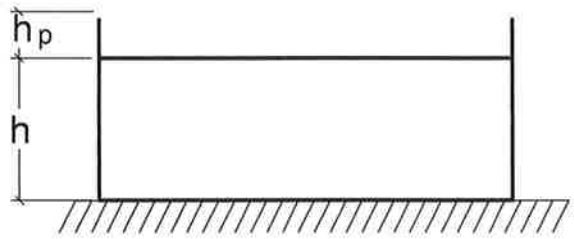
nach DIN EN 1991-1-4:2010-12 und DIN EN 1991-1-4/NA:2010-12
$F_w=c_f * q(z_e) * A_{ref}$

Standort des Bauwerks: Geländekategorie II, Binnenland

In ungünstiger Weise wird der Staudruck mit der max. Höhe z ermittelt
Firsthöhe Flachdach Bereich Übergang Museum- Veranstaltungsgebäude

z_1=			7,70 m
h=	z_1	=	7,70 m
Windzone 2 q_b =			0,39 kN/m²

Winddruck für Flachdächer
- eingeschossige Verbinder A, B
mit Attika



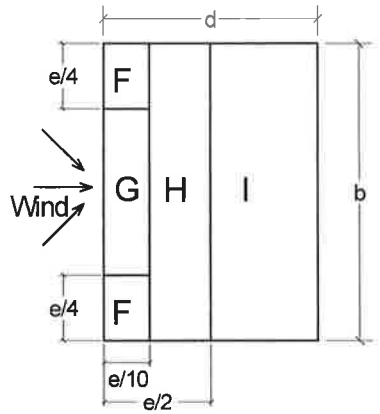
WZ	=	Windzone II
$q_{b,0}$	=	0,39 kN/m²
$v_{b,0}$	=	25,00 m/s
Profil	=	Binnenland

Abmessungen:
Wind von Westen

Abmessung quer zum Wind b =		12,00 m
Abmessung längs zum Wind d =		8,50 m
Bauwerkshöhe zum h =		4,00 m
der Traufbereich hat eine Attika:		
Höhe der Attika h_p =		0,30 m
Bei Flachdächern mit Attika gilt:		
h = h + h_p	=	4,30 m
h/d	=	0,51

Winddruck:

f1		=	1,50
f2		=	0,00
q_p =	$f1 * q_{b,0} * \left(\frac{h}{10}\right)^{f2}$	=	0,585 kN/m²



der Traufbereich ist mit Attika:

e =	MIN(b ; 2*h)	=	8,60 m
e/4		=	2,15 m
e/10		=	0,86 m
e/2		=	4,30 m

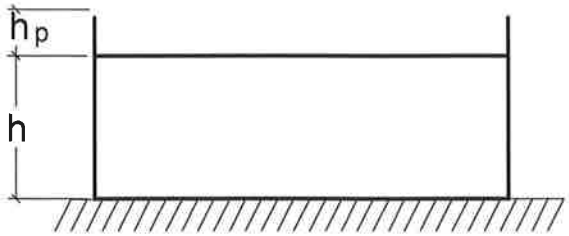
Druckbeiwerte:

c_{pe10F}	=	-1,32
c_{pe1F}	=	-1,92
c_{pe10G}	=	-0,86
c_{pe1G}	=	-1,52
c_{pe10H}	=	-0,70
c_{pe1H}	=	-1,20
c_{pe10I}	=	-0,60
c_{pe1I}	=	-0,60
c_{pe10Ip}	=	0,20
c_{pe1Ip}	=	0,20

Winddruck mit Böengeschwindigkeitsdruck nach Regelfall (DIN EN 1991-1-4):

q_{we10F} =	$c_{pe10F} * q_p$	=	-0,77 kN/m²
q_{we1F} =	$c_{pe1F} * q_p$	=	-1,12 kN/m²
q_{we10G} =	$c_{pe10G} * q_p$	=	-0,50 kN/m²
q_{we1G} =	$c_{pe1G} * q_p$	=	-0,89 kN/m²
q_{we10H} =	$c_{pe10H} * q_p$	=	-0,41 kN/m²
q_{we1H} =	$c_{pe1H} * q_p$	=	-0,70 kN/m²
q_{we10I} =	$c_{pe10I} * q_p$	=	-0,35 kN/m²
q_{we1I} =	$c_{pe1I} * q_p$	=	-0,35 kN/m²
q_{we10Ip} =	$c_{pe10Ip} * q_p$	=	0,12 kN/m²
q_{we1Ip} =	$c_{pe1Ip} * q_p$	=	0,12 kN/m²

- Verbindungsbereich Veranstaltungsgebäude- Museum (2- geschossig) mit Attika



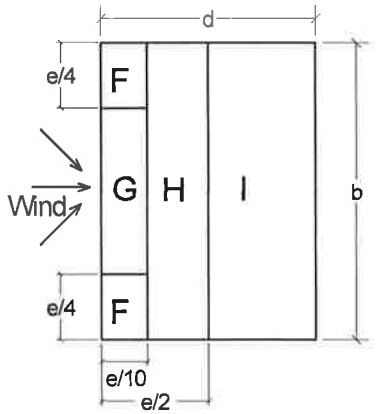
Abmessungen:

Wind von Süden

Abmessung quer zum Wind b =		3,00 m
Abmessung längs zum Wind d =		6,50 m
Bauwerkshöhe zum h =		7,70 m
der Traufbereich hat eine Attika:		
Höhe der Attika h_p =		0,30 m
Bei Flachdächern mit Attika gilt:		
h = h + h_p	=	8,00 m
h/d	=	1,23

Winddruck:

f1	=	1,70
f2	=	0,37
q_p = f1 * $q_{b,0}$ * $\left(\frac{h}{10}\right)^{f2}$	=	0,610 kN/m²



der Traufbereich ist mit Attika:

e = MIN(b ; 2*h)	=	3,00 m
e/4	=	0,75 m
e/10	=	0,30 m
e/2	=	1,50 m

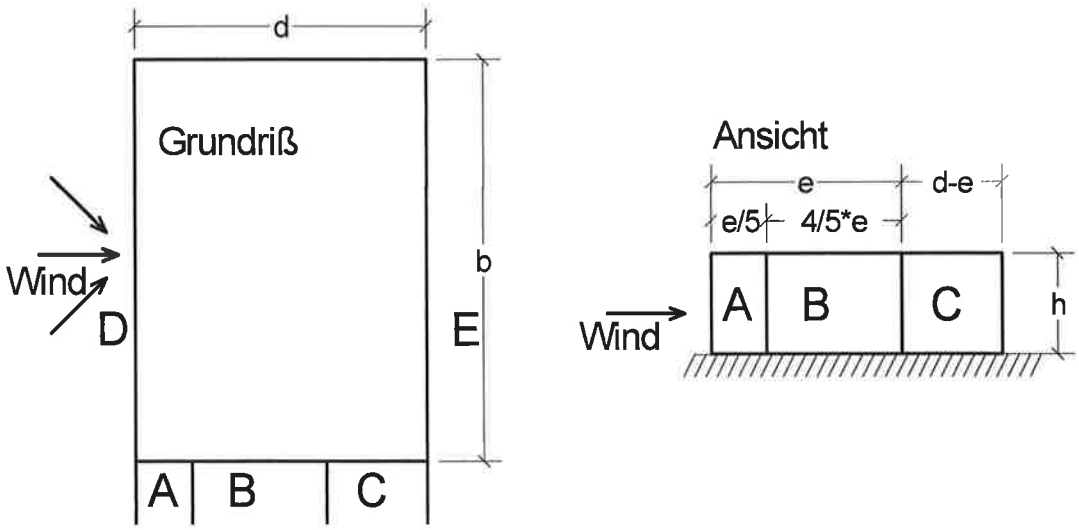
Druckbeiwerte:

c_{pe10F}	=	-1,50
c_{pe1F}	=	-2,10
c_{pe10G}	=	-1,00
c_{pe1G}	=	-1,70
c_{pe10H}	=	-0,70
c_{pe1H}	=	-1,20
c_{pe10I}	=	-0,60
c_{pe1I}	=	-0,60
c_{pe10Ip}	=	0,20
c_{pe1Ip}	=	0,20

Winddruck mit Böengeschwindigkeitsdruck nach Regelfall (DIN EN 1991-1-4):

q_{we10F} =	$c_{pe10F} * q_p$	=	-0,92 kN/m²
q_{we1F} =	$c_{pe1F} * q_p$	=	-1,28 kN/m²
q_{we10G} =	$c_{pe10G} * q_p$	=	-0,61 kN/m²
q_{we1G} =	$c_{pe1G} * q_p$	=	-1,04 kN/m²
q_{we10H} =	$c_{pe10H} * q_p$	=	-0,43 kN/m²
q_{we1H} =	$c_{pe1H} * q_p$	=	-0,73 kN/m²
q_{we10I} =	$c_{pe10I} * q_p$	=	-0,37 kN/m²
q_{we1I} =	$c_{pe1I} * q_p$	=	-0,37 kN/m²
q_{we10Ip} =	$c_{pe10Ip} * q_p$	=	0,12 kN/m²
q_{we1Ip} =	$c_{pe1Ip} * q_p$	=	0,12 kN/m²

Winddruck für vertikale Wände



Einteilung der Wandfläche bei vertikalen Wänden

Winddruck, für südl. Außenwand Übergang Museum- Veranstaltungsgebäude:

Abmessung quer zum Wind b =	3,00 m
Abmessung längs zum Wind d =	6,50 m
Bauwerkshöhe h_1 =	7,70 m

Druckbeiwerte:

c_{pe10A}	=	-1,21
c_{pe1A}	=	-1,42
c_{pe10B}	=	-0,80
c_{pe1B}	=	-1,10
c_{pe10C}	=	-0,50
c_{pe1C}	=	-0,51
c_{pe10D}	=	0,80
c_{pe1D}	=	1,00
c_{pe10E}	=	-0,50
c_{pe1E}	=	-0,51

Winddruck mit Böengeschwindigkeitsdruck nach vereinfachtem Verfahren:

q_{we10A} =	$c_{pe10A} * q_p$	=	-0,74 kN/m²
q_{we1A} =	$c_{pe1A} * q_p$	=	-0,87 kN/m²
q_{we10B} =	$c_{pe10B} * q_p$	=	-0,49 kN/m²
q_{we1B} =	$c_{pe1B} * q_p$	=	-0,67 kN/m²
q_{we10C} =	$c_{pe10C} * q_p$	=	-0,30 kN/m²
q_{we1C} =	$c_{pe1C} * q_p$	=	-0,31 kN/m²
q_{we10D} =	$c_{pe10D} * q_p$	=	0,49 kN/m²
q_{we1D} =	$c_{pe1D} * q_p$	=	0,61 kN/m²
q_{we10E} =	$c_{pe10E} * q_p$	=	-0,30 kN/m²
q_{we1E} =	$c_{pe1E} * q_p$	=	-0,31 kN/m²

Winddruck, hier für westl. Außenwand (Verbinder A):

Abmessung quer zum Wind b =	12,00 m
Abmessung längs zum Wind d =	8,50 m
Bauwerkshöhe h_1 =	4,30 m

Druckbeiwerte:

c_{pe10A}	=	-1,20
c_{pe1A}	=	-1,40
c_{pe10B}	=	-0,80
c_{pe1B}	=	-1,10
c_{pe10C}	=	-0,50
c_{pe1C}	=	-0,50
c_{pe10D}	=	0,79
c_{pe1D}	=	1,00
c_{pe10E}	=	-0,48
c_{pe1E}	=	-0,50

Winddruck mit Böengeschwindigkeitsdruck nach vereinfachtem Verfahren:

q_{we10A} =	$c_{pe10A} * q_p$	=	-0,73 kN/m²
q_{we1A} =	$c_{pe1A} * q_p$	=	-0,85 kN/m²
q_{we10B} =	$c_{pe10B} * q_p$	=	-0,49 kN/m²
q_{we1B} =	$c_{pe1B} * q_p$	=	-0,67 kN/m²
q_{we10C} =	$c_{pe10C} * q_p$	=	-0,30 kN/m²
q_{we1C} =	$c_{pe1C} * q_p$	=	-0,30 kN/m²
q_{we10D} =	$c_{pe10D} * q_p$	=	0,48 kN/m²
q_{we1D} =	$c_{pe1D} * q_p$	=	0,61 kN/m²
q_{we10E} =	$c_{pe10E} * q_p$	=	-0,29 kN/m²
q_{we1E} =	$c_{pe1E} * q_p$	=	-0,30 kN/m²

A 1.4 Nutzlasten

A.1.4.1 Dach über OG

Flächenlast

veränderliche Last aus aufstauendem Niederschlagswasser
Annahme der max. Wasserstandshöhe bis UK Notüberlauf
sowie für begehbare Dachfläche (Wartungs- und Pflegearbeiten)
Notablauf max. 20cm über OK Abdichtungsebene

h_1= 0,20 m

q_1= 10* 0,2 = 2,00 kN/m²

Einzellast

Q_1= 1,00 kN

A.1.4.2 Gründachflächen über EG

Flächenlast

wie A1.4.1

q_1= 10* 0,2 = 2,00 kN/m²

Einzellast

Q_1= 1,00 kN

A.2 Decken/ Bodenplatten

A.2.1 Eigenlasten

A.2.1.1 Decke über EG, Verbinder Museum- Veranstaltungsgebäude

Holzbalkendecke Übergang V
Aufbau zum Nachweis

FB- Belag bzw. Estrichbeschichtung:	0,01 *23	=	0,23 kN/m²
9,0cm Zementestrich (Heizestrich):	0,09* 22	=	1,98 kN/m²
1 Lage PE- Folie:			0,01 kN/m²
3 cm Trittschalldämmung:	0,03* 1	=	0,03 kN/m²
3 cm Installationsebene, gebundene Schüttung:	0,03* 5	=	0,15 kN/m²
OSB- Platte bzw. Schalung:	0,024*5	=	0,12 kN/m²
Deckenfüllung auf Einschubbrettern:			1,80 kN/m²
Unterdecke / Putz / Installationen:			0,40 kN/m²
Sonstiges :			0,28 kN/m²
		g_{DeEG_1} =	4,20 kN/m²

Deckenbalken, Abst. ca. 75cm, ca. 20/30cm

Deckenbalken:	0,2*0,3*6/ 0,75	=	0,48 kN/m²
		$g_{R_BPl_1}$ =	0,48 kN/m²

A.2.1.2 Bodenplatte

Aufbau zum Nachweis

FB- Belag bzw. Estrichbeschichtung:	0,01 *23	=	0,23 kN/m²
9,0cm Zementestrich (Heizestrich):	0,09* 22	=	1,98 kN/m²
1 Lage PE- Folie:			0,01 kN/m²
3 cm Trittschalldämmung:	0,03* 1	=	0,03 kN/m²
8cm druckfeste Wärmedämmung :	0,08* 1	=	0,08 kN/m²
(Installationsebene)			
Abdichtung:	2*0,07	=	0,14 kN/m²
Sonstiges :			0,28 kN/m²
		g_{BPl_1} =	2,75 kN/m²

Stahlbetonplatte

25cm Stahlbetonplatte:	0,25*25	=	6,25 kN/m²
		$g_{R_BPl_1}$ =	6,25 kN/m²

$g_{BPl_1_R_BPl_1} = g_{BPl_1} + g_{R_BPl_1}$ = **9,00 kN/m²**

A 2.2 Nutzlasten

Decke über EG
Raum 1.07 Kat. C3
Nutzlast, $q_{EG.1}$= 5,00 kN/m²
Einzellast, $Q_{EG.1}$= 4,00 kN

Bodenplatten
Raum 0.01 (Veranstaltungsfoyer), 0.01,0.02,0.05, 0.06 (Verbinder) Kat. C3
Nutzlast, $q_{KG.Bpl.1}$= 5,00 kN/m²
Einzellast, $Q_{Bpl.1}$= 4,00 kN

A 3 Wände

A.3.1 Leichte Trennwände/ Verglasungen

A.3.1.1 Innenwände, Trockenbau

Gipskartonplatten auf Unterkonstruktion:	2*1,25*0,09+0,05	=	0,28 kN/m²
10cm Wärmedämmung:	0,10 * 1	=	0,10 kN/m²
Gipskartonplatten auf Unterkonstruktion:	2*1,25*0,09+0,05	=	0,28 kN/m²
Sonstiges:			0,14 kN/m²
		g_{TW1} =	**0,80 kN/m²**

A.3.1.2 Stahl- Glaswände

Verglasung: 2*0,01 * 25	=	0,50 kN/m²
Tragkonstruktion/ Rahmenprofile:		0,25 kN/m²
	g_{Gl} =	**0,75 kN/m²**

B- Dachkonstruktion, Obergeschoss

Pos. D.01 Schalung unter Flachdach über OG

1 statisches System

siehe 3

max. Stützweite l_S= 0,70 m
es wird ein Schalbrett mit der mitwirkenden Breite b_1=15cm nachgewiesen

2 Belastung

- aus Dachaufbau
e= 0,15 m
aus Eigengewicht oberhalb Dachschalung
g_{De}= 0,40 kN/m²
aus Holzschalung mit Rohdichte γ= 6 kN/m³
g_1= 0,03*6 = 0,18 kN/m²

Linienlast auf Plattenstreifen
$g_{_Da}$= $(g_{De}+g_1)$* e = 0,09 kN/m

- aus veränderlichen Lasten,
Schneelast
s_1= 2,00 kN/m²
Linienlast
$s_{_Da}$= s_1* e = 0,30 kN/m

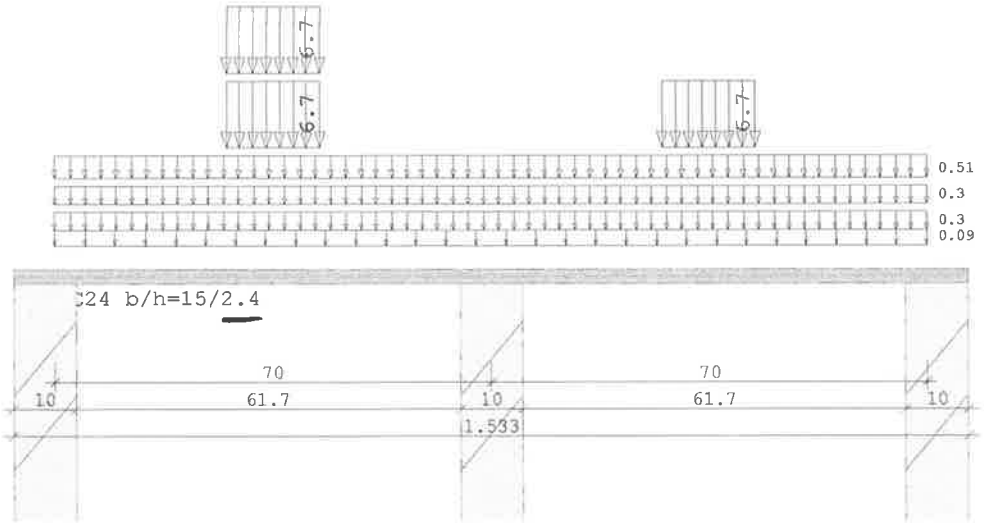
Schneelast außergew.
s_{1_A}= 3,40 kN/m²
Linienlast
$s_{_Da_A}$= s_{1_A}* e = 0,51 kN/m

Wassersättigung/ Nutzlast
q_{Da}= 2,00 kN/m²
Linienlast
$q_{_Da}$= q_{Da}* e = 0,30 kN/m

alternative Nutzlasten:
Einzelasten mittig im Feld mit Q=1,0 kN, mit Auflagerfläche 5x5cm an OK Abdichtung
Lastverteilung unter 45° bis OK Schalung (min. h=5,0cm)
l_1= 0,05+2*0,05 = 0,15 m
zum Nachweis angesetzt, l_1= 0,15 m

Linienlast aus Einzellast
q_1= $1,0/l_1$ = 6,67 kN/m
jeweils alternativ Feldweise bzw. in zwei benachbarten Feldern angesetzt
(maßgebend für Nachweis in Feldmitte/ über Mittelstützung)

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger über 2 Felder C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	0.70	konstant	15.0	2.4	17.3
2	0.70	konstant	15.0	2.4	17.3

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc		ausPOS	Phi
1	N			0.09	0.30	1.00			g,q	
1	J	_1		0.00	0.30	1.00			s	
1	O	_1		0.00	0.51	1.00			s_A	
4	E	1_1	0.00	0.00	6.70	1.00	0.28	0.15	FM	
				0.00	6.70					
4	E	1_1	0.00	0.00	6.70	1.00	0.98	0.15	FM	
				0.00	6.70					
4	E	_1	0.00	0.00	6.70	1.00	0.28	0.15	FM	
				0.00	6.70					

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
E	1	Lagerräume	1.00	0.90	0.80	1.50	lang
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 =	0.33	0.14	0.00	-0.08	0.53	-0.75	11
2	x0 =	0.38	0.11	-0.14	0.00	0.85	-0.43	10

Stützmomente Maximum							(kNm , kN)
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	0.53	0.53	-0.01	11
2	-0.15	-0.15	-0.86	0.86	1.72	0.08	12
3	0.00	0.00	-0.43	0.00	0.43	-0.08	10

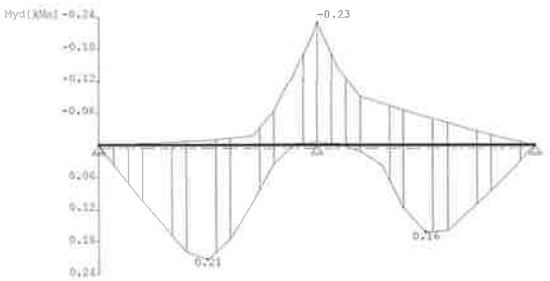
Auflagerkräfte							(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min	
1	0.02	0.50	-0.04	.	0.53	-0.01	
2	0.08	1.64	0.00	.	1.72	0.08	
3	0.02	0.41	-0.11	.	0.43	-0.08	
Summe:	0.13	2.55	-0.14	.	2.68	-0.02	
Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.							

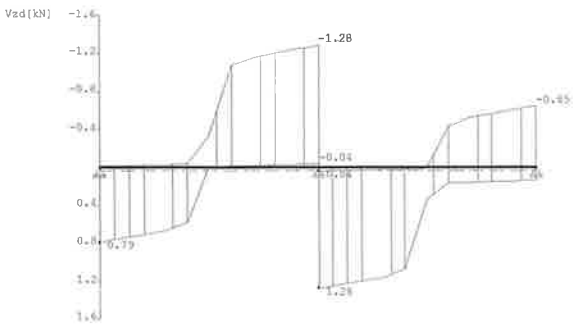
Auflagerkräfte							(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		
EG	max	min	max	min	max	min	
g	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	
E	0.4	0.0	1.4	0.0	0.3	-0.1	
J	0.1	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0	
N	0.1	0.0	0.3	0.0	0.1	0.0	
O	0.2	0.0	0.2	0.0	0.2	0.0	
Sum	0.8	0.0	2.1	0.1	0.7	-0.1	

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{FI} = 1.35$ feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum								(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 =	0.33	0.21	0.00	-0.12	0.79	-1.12	N 11
2	x0 =	0.38	0.17	-0.22	0.00	1.26	-0.65	N 10

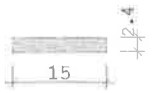
Stützmomente Maximum							(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	0.79	0.79	-0.01	N 11
2	-0.23	-0.23	-1.28	1.28	2.56	0.08	N 12
3	0.00	0.00	-0.65	0.00	0.65	-0.14	N 10





Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 2 kdef = 0.80 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen b/h = 15/2.4

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d	komb
			(N/mm2)					
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1
	0.33	0.21	-14.79	14.79	1.00	0.70	0.88	N 11
	0.70	-0.23	15.96	-15.96	1.00	0.70	0.95	N 12
2	0.00	-0.23	15.96	-15.96	1.00	0.70	0.95	N 12
	0.38	0.17	-11.63	11.63	1.00	0.70	0.69	N 10
	0.70	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00	N 12

Der Beiwert kh =1.30 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen b/h = 15/2.4

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d	komb
1 re	0.057	0.75	0.31	0.70	0.29	N 11
2 li	0.074	-1.24	0.52	0.70	0.48	N 12
re	0.074	1.24	0.52	0.70	0.48	N 12
3 li	0.057	-0.61	0.26	0.70	0.24	N 10

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Auflager fc,90,k = 2.50 N/mm2

Stütze Nr.	b (cm)	d (cm)	max F (kN)	kmod	kc90	σc,90,d (N/mm2)	fc,90,d	η	komb
1	10.0	15.0	0.8	0.70	1.00	0.04	1.35	0.03	N 11
2	10.0	15.0	2.6	0.70	1.00	0.11	1.35	0.08	N 12
3	10.0	15.0	0.6	0.70	1.00	0.03	1.35	0.02	N 10

nur informativ!

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB	wqB	w	zul w	η	
			(mm)					
1	350	inst:	0.1	3.0	3.1	2.3	**1.31**	11
		fin:	0.1	4.8	4.9	3.5	**1.41**	11
		net:	0.1	4.1	4.2	2.3	**1.82**	11
2	420	inst:	0.1	2.0	2.0	2.3	0.86	10
		fin:	0.1	3.1	3.2	3.5	0.92	10
		net:	0.1	2.6	2.7	2.3	**1.18**	10

Pos. D1.1 Sparren Übergang Museum- Veranstaltungsgebäude

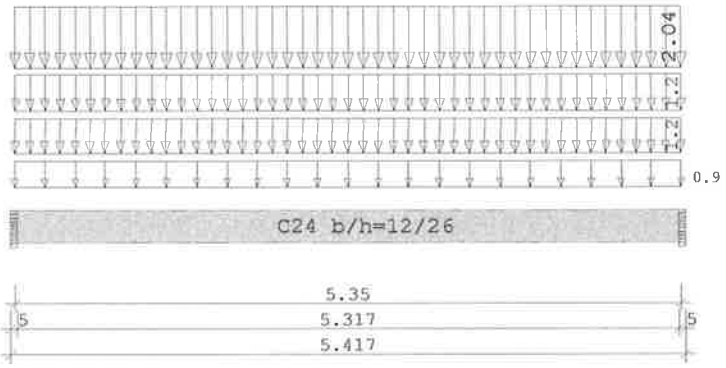
1 statisches System:
siehe 3.

Sparrenabmessungen b/h=12/26cm

2 Lastzusammenstellung
- aus Eigenlast, g=1,50 kN/m², Eg Sparren ca. 0,20 kN/m²
- aus Schnee, s=2,00 kN/m², s_A=3,40 kN/m²
- aus veränderlichen Lasten, q=2,0 kN/m²
- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

max. Lasteinflussbreite e=0,6m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	5.35	konstant	12.0	26.0	17576.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	A			1.50	0.00	0.60			g
1	N			0.00	2.00	0.60			q
1	J	_1		0.00	2.00	0.60			s
1	O	_1		0.00	3.40	0.60			s_A

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50	mittel
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	2.68	15.48	0.00	0.00	11.58	-11.58

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	11.58	11.58	2.91
2	0.00	0.00	-11.58	0.00	11.58	2.91

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min
g	2.9	2.9	2.9	2.9
A	0.0	0.0	0.0	0.0
J	3.2	0.0	3.2	0.0
N	3.2	0.0	3.2	0.0
O	5.5	0.0	5.5	0.0
Sum	14.8	2.9	14.8	2.9

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	2.68	16.84	0.00	0.00	12.59	-12.59

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	12.59	12.59	2.91
2	0.00	0.00	-12.59	0.00	12.59	2.91

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 2 kdef = 0.80 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 12/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	2.68	16.84	-12.46	12.46	1.00	0.90	0.75
	5.35	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 12/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 re	0.001	12.59	0.61	0.90	0.44
2 li	0.001	-12.59	0.61	0.90	0.44

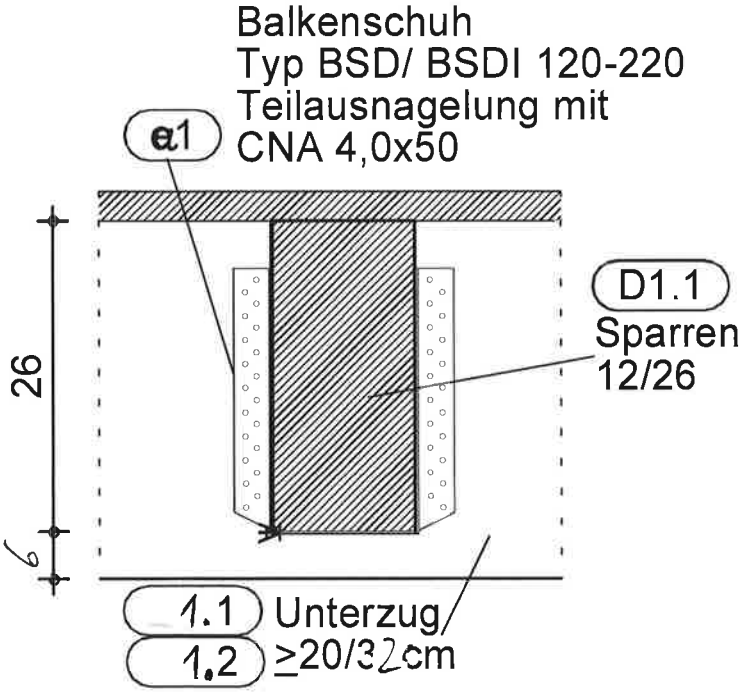
EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
1	2675	inst:	6.0	11.9	17.9	17.8	1.00
		fin:	10.8	14.6	25.4	26.8	0.95
		net:	10.8	6.0	16.8	17.8	0.94

zusätzliche Nachweise:
Anschluss an Unterzug Pos. D2.1, D2.2 dgl.

Geometrie:



Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 120x220
Teilausnagelung mit CNA 4,0x50
- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft

F_{1,d_st} = 1,35*2,90 = 3,92 kN

F_{1,d_ku} = 12,46 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 26,60 kN

$MAX(F_{1,d_st} / (\kappa_{_st}*R_{1,k}); F_{1,d_ku} / (\kappa_{_ku}*R_{1,k}))$ = **0,68 < 1**

Pos. 1.1 **Unterzug, deckengleich,**
Übergang Museum- Veranstaltungsgebäude (VG)

1 statisches System:

siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis b/h=20/26cm

2 Lastzusammenstellung

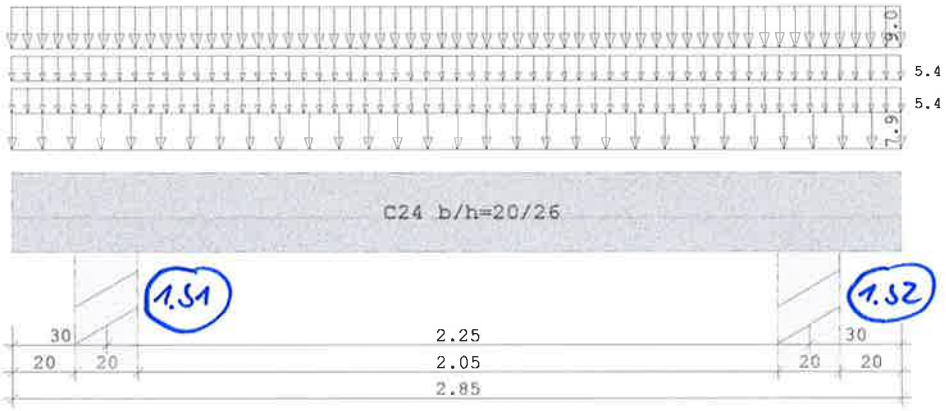
aus Pos. D1.1 mit e=0,60m

$g_{D1.1}$=	2,9/ 0,60	=	4,83 kN/m
$q_{D1.1}$=	3,2/0,60	=	5,33 kN/m
$s_{D1.1}$=	3,2/0,60	=	5,33 kN/m
$s_{_A_D1.1}$=	5,40/0,60	=	9,00 kN/m

Zuschlag für Dachrandausbildung (Attika), unplanmäßige Belastung aus Eigengewicht Verglasung- Fassade

g_1= 3,00 kN/m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	2.25	konstant	20.0	26.0	29293.3
Kragarm					
links	0.30	konstant	20.0	26.0	29293.3
rechts	0.30	konstant	20.0	26.0	29293.3

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L; 2=Einzellast bei a; 3=Einzelmoment bei a; 4=Trapezlast von a - a+b; 5=Dreieckslast über L; 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			7.90	5.40	1.00		g,q	
1	J	_1		0.00	5.40	1.00		s	
1	O	_1		0.00	9.00	1.00		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.13	13.94	-0.37	-0.37	25.44	-25.44

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-1.02	-1.02	-6.78	9.42	29.63	11.41
2	-1.02	-1.02	-9.42	6.78	29.63	11.41

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	11.70	17.93	-0.29	.	29.63	11.41
2	11.70	17.93	-0.29	.	29.63	11.41
Summe:	23.40	35.86	-0.58	.	59.26	22.83

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2	
EG	max	min	max	min
g	11.7	11.7	11.7	11.7
J	6.1	-0.1	6.1	-0.1
N	7.8	-0.1	7.8	-0.1
O	10.1	-0.2	10.1	-0.2
Sum	35.7	11.3	35.7	11.3

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.13	15.87	-0.37	-0.37	28.87	-28.87

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.13	4.22	-0.79	-1.15	9.08	-9.40

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-1.15	-1.15	-7.70	9.40	27.56*	11.35*
2	-1.15	-1.15	-9.40	7.70	27.56*	11.35*

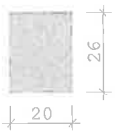
* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F
1	-0.37	-0.37	-2.46	8.89	11.35
2	-0.37	-0.37	-8.89	2.46	11.35

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 20/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	0.30	-1.15	0.51	-0.51	1.00	0.90	0.03
1	0.00	-1.15	0.51	-0.51	1.00	0.90	0.03
	1.13	15.87	-7.04	7.04	1.00	0.90	0.42
	2.25	-1.15	0.51	-0.51	1.00	0.90	0.03
Krre	0.00	-1.15	0.51	-0.51	1.00	0.90	0.03
	0.30	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 20/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 li	0.300	0.00	0.00	0.90	0.00
re	0.360	19.82	0.57	0.90	0.41
2 li	0.360	-19.82	0.57	0.90	0.41
re	0.300	0.00	0.00	0.90	0.00

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	2.0	
		fin:	0.0	0.0	0.0	3.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	2.0	
1	1125	inst:	0.8	1.0	1.8	7.5	0.24
		fin:	1.2	1.2	2.4	11.3	0.22
		net:	1.2	0.4	1.7	7.5	0.23
Krre	0	inst:	0.0	0.0	0.0	2.0	
		fin:	0.0	0.0	0.0	3.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	2.0	

Auflagerkräfte LF Volllast, zur Lastweiterleitung

Auflagerkräfte (kN)

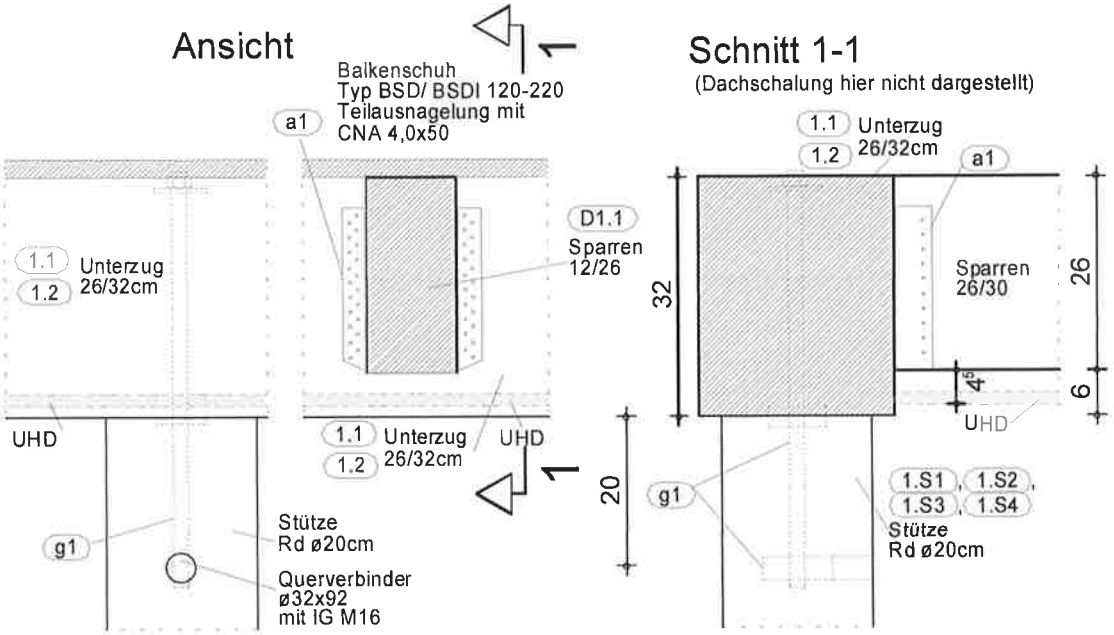
EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min
g	11.7	11.7	11.7	11.7
J	7.7	0.0	7.7	0.0
N	7.7	0.0	7.7	0.0
O	12.8	0.0	12.8	0.0
Sum	39.9	11.7	39.9	11.7

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-1.02	-1.02	-6.78	25.44	32.22	11.70
2	-1.02	-1.02	-25.44	6.78	32.22	11.70

zusätzliche Nachweise:
Anschluss an Stütze im OG Pos. 1.S1, 1.S2

Geometrie:



- Lagesicherung mit Gewindestange M16, Mu, Querverbinder ø32x92 mit IG M16 Dübel bes. Bauart Typ C1 ø75mm

Auflagerpressung, Bemessungswert der Auflagerkraft

F_{1,d_st} = 1,35*11,70 = 15,79 kN

F_{1,d_ku} = 32,22 kN

Nachweis

NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Holzpressung se.- Fa (NH): Pressungsfläche Stütze mit

d= 20 cm

A_1 = $d^2*\pi/4$ = 314,2 cm²

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²

$k_{c,90}$= 1,50

KLED ständig

$f_{c,90,d_st}$= $\kappa_{_st}*f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st}$ = $F_{1,d_st} / A_1$ = 0,05 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,29 <1,0**

KLED kurz

$f_{c,90,d_ku}$= $\kappa_{_ku}*f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²

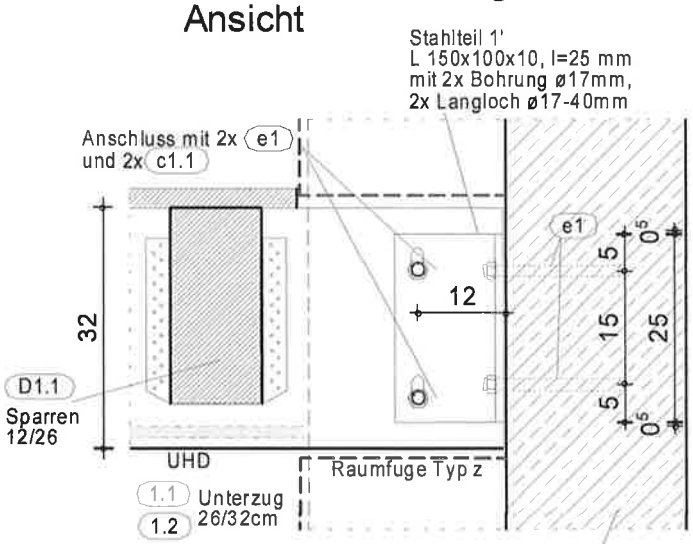
$\sigma_{c,90,d_ku}$ = $F_{1,d_ku} / A_1$ = 0,10 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,39 <1,0**

Anschluss an Außenwand Veranstaltungsgebäude

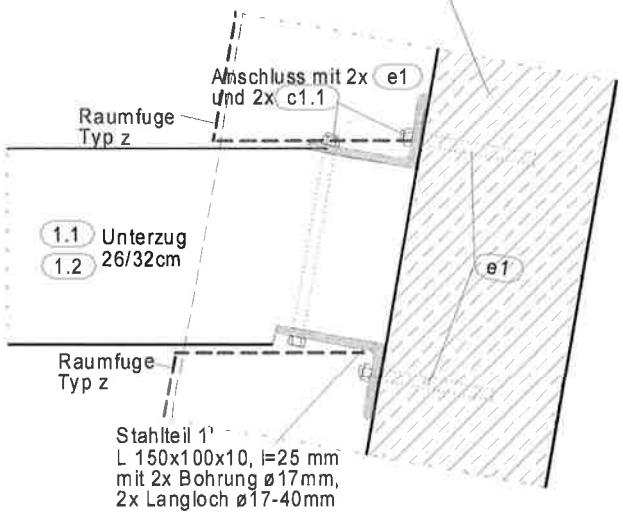
Geometrie:

Anschluss Unterzug- Außenwand VG
Ansicht



Draufsicht

D1.1 hier nicht dargestellt



Pos. 1.2 **Unterzug, deckengleich,**
Übergang Museum- Veranstaltungsgebäude (VG)

1 statisches System:
siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis b/h=20/26cm

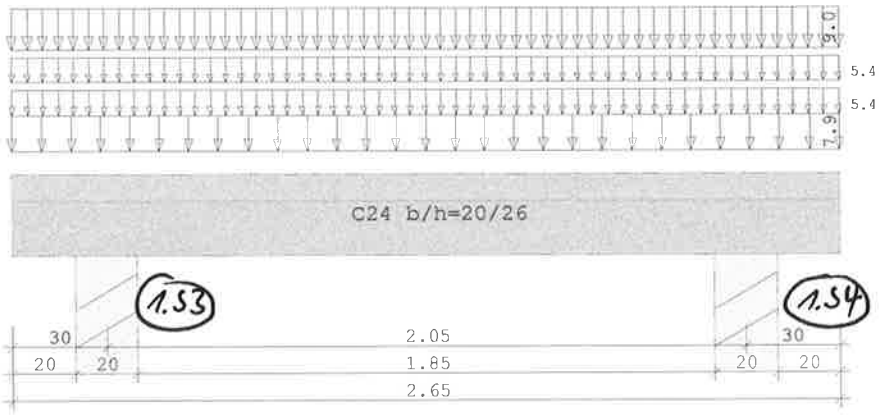
2 Lastzusammenstellung

aus Pos. D1.1 mit e=0,60m

$g_{D1.1}$=	2,9/0,60	=	4,83 kN/m
$q_{D1.1}$=	3,2/0,60	=	5,33 kN/m
$s_{D1.1}$=	3,2/0,60	=	5,33 kN/m
$s_{_A_D1.1}$=	5,40/0,60	=	9,00 kN/m

Zuschlag für Dachrandausbildung (Attika), unplanmäßige Belastung aus Eigengewicht Verglasung- Fassade
g_1= 3,00 kN/m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Auflagerkräfte LF Volllast, zur Lastweiterleitung

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min
g	10.9	10.9	10.9	10.9
J	7.2	0.0	7.2	0.0
N	7.2	0.0	7.2	0.0
O	11.9	0.0	11.9	0.0
Sum	37.1	10.9	37.1	10.9

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-1.02	-1.02	-6.78	23.18	29.96	10.88
2	-1.02	-1.02	-23.18	6.78	29.96	10.88

- bei geringerer Stützweite und gleicher Beanspruchung wie Pos. 1.1

zusätzliche Nachweise:
Anschluss an Stützen im OG Pos. 1.S3, 1.S4

Geometrie: wie Pos. 1.1

Auflagerpressung
Bemessungswert der Auflagerkraft

F_{1,d_st} =	1,35*10,90	=	14,71 kN
F_{1,d_ku} =			29,96 kN

Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 1.1

Pos. 1.S1 Stütze im OG,
d=20cm, NH S10, Fkl. C24

1 statisches System:

siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis ø20cm
$l_S \leq 3{,}0m$

2 Lastzusammenstellung

aus Pos. 1.1

$G_{1.1}=$	11,70 kN
$Q_{1.1}=$	7,70 kN
$S_{1.1}=$	7,80 kN
$S_{_A_1.1}=$	12,80 kN

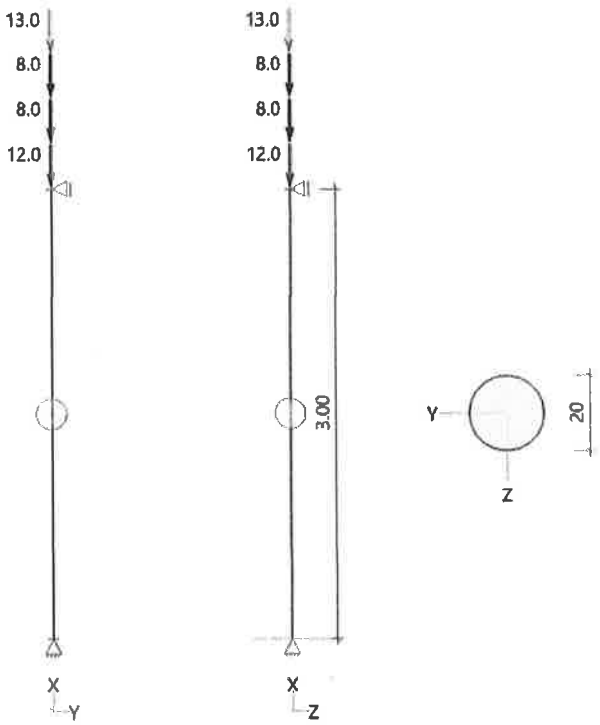
3 Nachweise:

System

Norm

Bemessung	DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
Basierend auf	EN 1995-1-1/A2:2014
Kombinatorik	DIN EN 1990/NA:2010-12
Schadensfolgeklasse	CC 2

Systembild 2D



System

Pendelstütze, H=3.00m, d=20.0cm
C24, NKL 2, γ=6.00 kN/m³, EN 338:2016

Lasten

Liste der Lasten

Nr	Typ	EWG	Q1	a1	Q2	L2	Fak	Grp	Info
1	2 X	99	0.6	3.00			1.00		AUTO_G_Mat
2	2 X	99	12.0	3.00			1.00		
3	2 X	14	8.0	3.00			1.00		
4	2 X	10	8.0	3.00			1.00	0_1	
5	2 X	15	13.0	3.00			1.00	0_1	

Typ: 2 = Einzellast: Q1[kN] bei a1[m]; a1 = Abstand von Fußpunkt
Grp = Zusammengehörigkeitsgruppe_Alternativgruppe
EWG: 99=ständig; 10=Schnee H < 1000 m; 14=sonstige veränderliche Einwirkungen; 15=außergewöhnliche Einwirkungen

Bemessung / Nachweis

Knick- u. Kipplängen

Berechnung Knick- u. Kipplängen
Biegeknicken(E) s_k = $\pi^2*E*I/(etaNki*Nx)$
Biegedrillknicken(S) s_b = Systemlängen

(E) Eigenwertermittlung, Längen siehe Nachweis, weil lastabhängig
(S) Berechnung über Abstände der starren Lager

Bemessungsergebnisse maßgebende Kombinationen (Kurzausgabe)

LK 2: Tragfähigkeit, ständig/vorübergehend

Querschnitt	N,M,V [kN,kNm]	Beiwerte		σ,τ [N/mm²]	f...d [N/mm²]	η
Nachweis Querschnitt x=2.25m d=20.0cm						
Nx	-38.6	K_{mod}=0.90	γ_M=1.30	-1.23	14.54	0.08
N,M						**0.08**
LK2: 1.35*G1+1.20*Q2+1.50*S3						

LK 4: Tragfähigkeit, ständig/vorübergehend

Querschnitt	N,M,V [kN,kNm]	Beiwerte		σ,τ [N/mm²]	f...d [N/mm²]	η
Nachweis Querschnitt x=3.00m d=20.0cm						
Nx	-29.0	K_{mod}=0.70	γ_M=1.30	-0.92	11.31	0.08
N,M						0.08
Nachweis Stabilität x=3.00m d=20.0cm						
Nx	-29.0	K_{mod}=0.70 $k_{c,y}$=0.45	γ_M=1.30 $k_{c,z}$=0.45	-0.92	11.31	0.18
N,M						**0.18**
LK4: 1.35*G1+1.50*Q2 Knicklänge: s_{ky}=3.00m s_{kz}=3.00m Kipplänge: s_b=3.00m Schlankheit: λ_y=60.0 λ_z=60.0 $\lambda_{rel,c,y}$=1.36 $\lambda_{rel,c,z}$=1.36 $\lambda_{rel,m,y}$=0.40 $\lambda_{rel,m,z}$=0.40 Anteil N(g)/N(g+q) = 79%(NCI NA.5.9); ψ2(LF, σ_{max})= 0.00; K_{def}= 0.80						

Maßgebende Verformungen

w=0 => η=0 Unberücksichtigte Kombinationen: Außergewöhnlich

zusätzliche Nachweise:

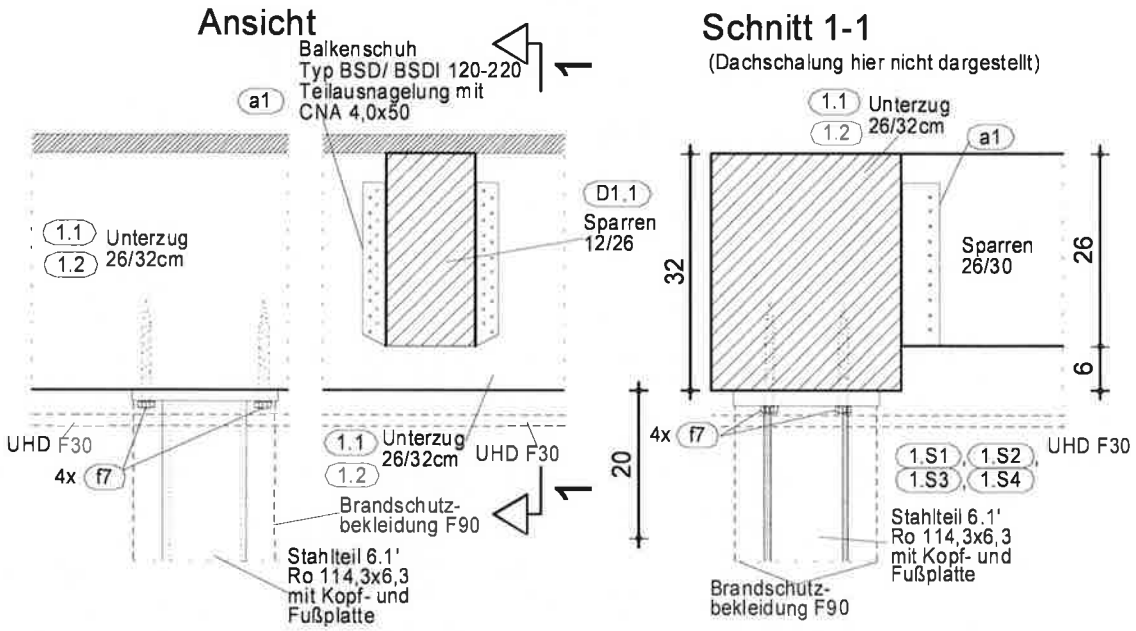
Anschlüsse
- **am Stützenkopfpunkt siehe Pos. 1.1**
- **am Stützenfußpunkt siehe Pos. 0.3.12**

Aufl. G_k = 11,7 + 0.57 = 12,27 kN

alternativ: Ausführung mit Stahlstütze Ro 114,3x6,3

Nachweis bei geringerer Beanspruchung/ Knicklänge wie Pos. 0.S21

Anschluss am Kopfpunkt



Anschluss am Fußpunkt
siehe Pos. 0.S21

Pos. 1.S2 **Stütze im OG,**
d=20cm, NH S10, Fkl. C24

bei gleicher Belastung/ Knicklänge wie Pos, 1.S1

Auflagerkräfte zur Lastweiterleitung
Eigengewicht

l_k=		3,00 m	
G_{St}=	$0,2^{2}*\pi /4* l_k * 6$	=	0,57 kN

- aus Eig., Pos. 1.1

G=	G_{St}+11,70	=	12,27 kN
Q=			7,70 kN
S=			7,80 kN
$S_{_A}$=			12,80 kN

Pos. 1.S3 **Stütze im OG,**
d=20cm, NH S10, Fkl. C24

bei geringerer Belastung/ gleicher Knicklänge wie Pos, 1.S1

Auflagerkräfte zur Lastweiterleitung
Eigengewicht wie 1.S1

- aus Eig., Pos. 1.2

G=	G_{St}+10,9	=	11,47 kN
Q=			7,20 kN
S=			7,20 kN
$S_{_A}$=			11,90 kN

Pos. 1.S4 **Stütze im OG,**
d=20cm, NH S10, Fkl. C24

bei geringerer Belastung/ gleicher Knicklänge wie Pos, 1.S1

Auflagerkräfte zur Lastweiterleitung
Eigengewicht wie 1.S1

- aus Eig., Pos. 1.2

G=	G_{St}+10,90	=	11,47 kN
Q=			7,20 kN
S=			7,20 kN
$S_{_A}$=			11,90 kN

C-Erdgeschoss

Pos. 0.01 Schalung Gründach über EG

1 statisches System
siehe 3

max. Stützweite l_S= 0,90 m
es wird ein Schalbrett mit mitwirkender Breite b_1=15cm nachgewiesen

2 Belastung
- aus Dachaufbau

Linienlasten auf Schalungsbrett
e= 0,15 m
aus Eigengewicht oberhalb Dachschalung
g_{De}= 3,00 kN/m²
aus Holzschalung mit Rohdichte γ= 6 kN/m³
g_1= 0,03*6 = 0,18 kN/m²

Linienlast auf Plattenstreifen
$g_{_Da}$= $(g_{De}+g_1)$* e = 0,48 kN/m

- aus veränderlichen Lasten,
Schneelast
s_1= 2,00 kN/m²
Linienlast
$s_{_Da}$= s_1* e = 0,30 kN/m

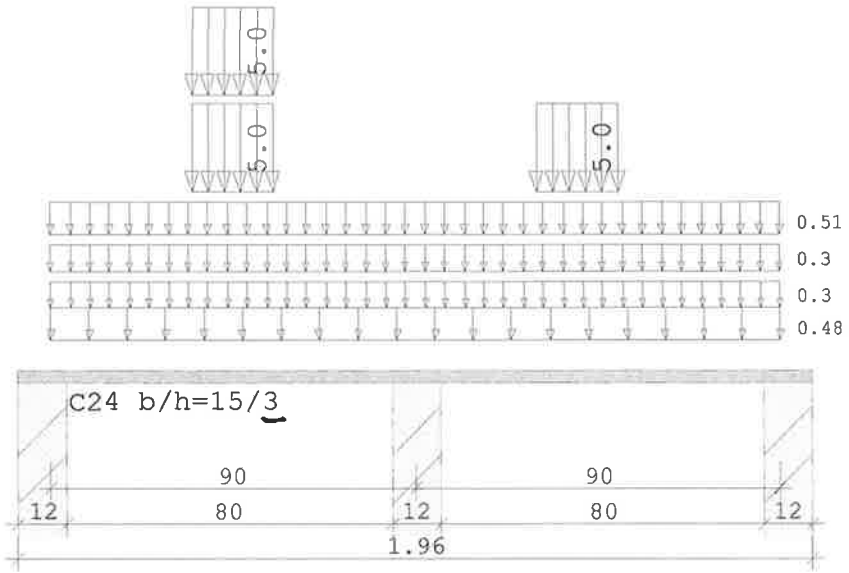
Schneelast außergew.
s_{1_A}= 3,40 kN/m²
Linienlast
$s_{_Da_A}$= s_{1_A}* e = 0,51 kN/m

Wassersättigung/ Nutzlast
q_{Da}= 2,00 kN/m²
Linienlast
$q_{_Da}$= q_{Da}* e = 0,30 kN/m

alternative Nutzlasten:
Einzelasten mittig im Feld mit Q=1,0 kN, mit Auflagerfläche 5x5cm an OK Kiesschicht
Lastverteilung unter 45° bis OK Schalung (min. h=10,0cm)
l_1= 0,05+2*0,1 = 0,25 m
zum Nachweis angesetzt, l_1= 0,20 m

Linienlast aus Einzellast
q_1= $1,0/l_1$ = 5,00 kN/m
jeweils alternativ Feldweise bzw. in zwei benachbarten Feldern angesetzt
(maßgebend für Nachweis in Feldmitte/ über Mittelstützung)

3 Nachweise



Holzträger über 2 Felder C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	0.90	konstant	15.0	3.0	33.8
2	0.90	konstant	15.0	3.0	33.8

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc		ausPOS	Phi
1	N			0.48	0.30	1.00			g,q	
1	J	_1		0.00	0.30	1.00			s	
1	O	_1		0.00	0.51	1.00			s_A	
4	E	1_1	0.00	0.00	5.00	1.00	0.35	0.20	FM	
				0.00	5.00					
4	E	1_1	0.00	0.00	5.00	1.00	1.20	0.20	FM	
				0.00	5.00					
4	E	2_1	0.00	0.00	5.00	1.00	0.35	0.20	FM	
				0.00	5.00					

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
E	1	Lagerräume	1.00	0.90	0.80	1.50	lang
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 =	0.42	0.21	0.00	-0.15	0.69	-1.01	12
2	x0 =	0.46	0.16	-0.23	0.00	1.16	-0.54	11

Stützmomente Maximum							(kNm , kN)
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	0.69	0.69	0.12	12
2	-0.25	-0.25	-1.13	1.18	2.31	0.54	13
3	0.00	0.00	-0.54	0.00	0.54	0.05	11

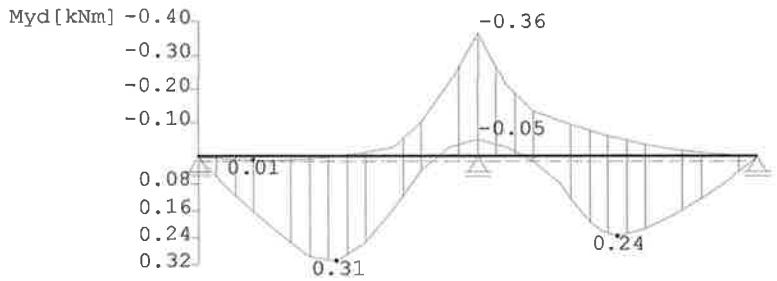
Auflagerkräfte							(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min	
1	0.16	0.53	-0.05	.	0.69	0.12	
2	0.54	1.77	0.00	.	2.31	0.54	
3	0.16	0.38	-0.11	.	0.54	0.05	
Summe:	0.86	2.67	-0.15	.	3.53	0.71	
Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.							

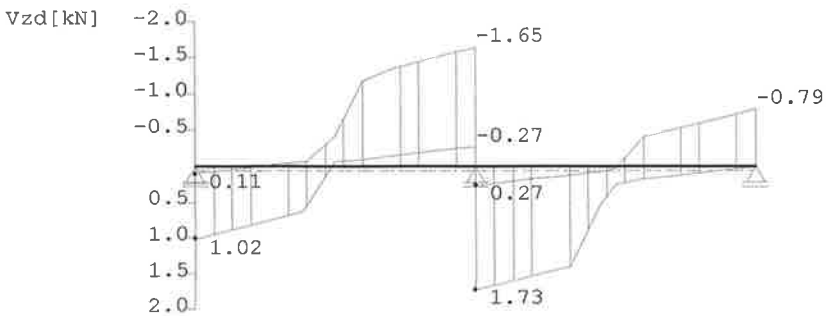
Auflagerkräfte							(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		
EG	max	min	max	min	max	min	
g	0.2	0.2	0.5	0.5	0.2	0.2	
E	0.4	0.0	1.4	0.0	0.3	-0.1	
J	0.1	0.0	0.2	0.0	0.1	0.0	
N	0.1	0.0	0.3	0.0	0.1	0.0	
O	0.2	0.0	0.3	0.0	0.2	0.0	
Sum	1.0	0.1	2.8	0.5	0.9	0.0	

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G * K_{FI} = 1.35$ feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum								(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 =	0.42	0.31	0.00	-0.20	1.02	-1.47	N 12
2	x0 =	0.46	0.24	-0.33	0.00	1.70	-0.79	N 11

Stützmomente Maximum							(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	1.02	1.02	0.11	N 12
2	-0.36	-0.36	-1.65	1.73	3.38	0.54	N 13
3	0.00	0.00	-0.79	0.00	0.79	-0.01	N 11





Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 2 kdef = 0.80 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen b/h = 15/3

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d	komb
			(N/mm2)					
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1
	0.42	0.31	-13.86	13.86	1.00	0.70	0.83	N 12
	0.90	-0.36	16.13	-16.13	1.00	0.70	0.96	N 13
2	0.00	-0.36	16.13	-16.13	1.00	0.70	0.96	N 13
	0.46	0.24	-10.50	10.50	1.00	0.70	0.63	N 11
	0.90	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00	N 12

Der Beiwert kh =1.30 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen b/h = 15/3

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d	komb
1 re	0.070	0.94	0.31	0.70	0.29	N 12
2 li	0.090	-1.55	0.52	0.70	0.48	N 13
re	0.090	1.63	0.54	0.70	0.51	N 13
3 li	0.070	-0.72	0.24	0.70	0.22	N 11

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Auflager fc,90,k = 2.50 N/mm2

Stütze Nr.	b (cm)	d (cm)	max F (kN)	kmod	kc90	σc,90,d (N/mm2)	fc,90,d	η	komb
1	12.0	15.0	1.0	0.70	1.00	0.05	1.35	0.03	N 12
2	12.0	15.0	3.4	0.70	1.00	0.13	1.35	0.09	N 13
3	12.0	15.0	0.8	0.70	1.00	0.04	1.35	0.03	N 11

nur informativ:

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (mm	wqB	w	zul w)	η	
1	450	inst:	0.5	3.3	3.8	3.0	**1.27**	12
		fin:	0.8	5.4	6.2	4.5	**1.38**	12
		net:	0.8	4.6	5.4	3.0	**1.79**	12
2	450	inst:	0.5	2.1	2.6	3.0	0.86	11
		fin:	0.8	3.4	4.2	4.5	0.93	11
		net:	0.8	2.8	3.6	3.0	**1.21**	11

Pos. 0.1.1 Sparren Verbinder A

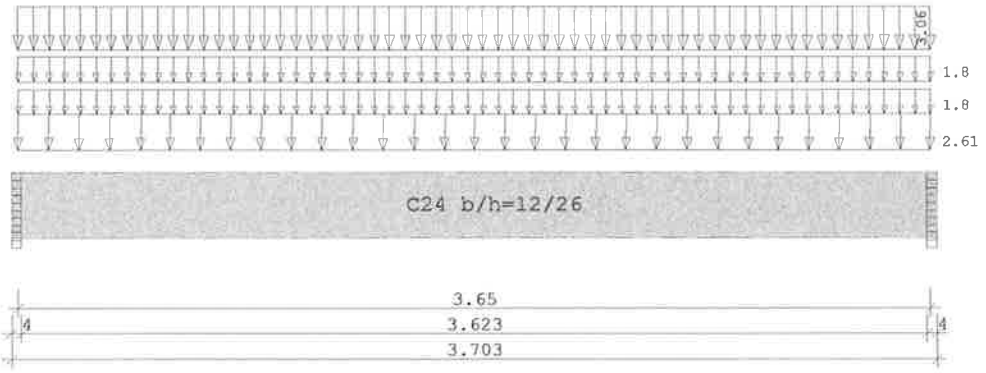
1 statisches System:
siehe 3.
Sparrenabmessungen b/h=12/26cm

2.1 Lastzusammenstellung
- aus Eigenlast, g=2,90 kN/m², Eg Sparren ca. 0,20 kN/m²
- aus Schnee, s=2,04 kN/m², s_A=3,40 kN/m²
- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

max. Lasteinflussbreite e=0,9m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:

zusätzliche Nachweise:



Holzträger C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	3.65	konstant	12.0	26.0	17576.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			2.90	2.00	0.90		g,q	
1	J	_1		0.00	2.00	0.90		s	
1	O	_1		0.00	3.40	0.90		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.83	12.75	0.00	0.00	13.97	-13.97

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	13.97	13.97	5.10
2	0.00	0.00	-13.97	0.00	13.97	5.10

Auflagerkräfte						(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	5.10	8.87	0.00	.	13.97	5.10
2	5.10	8.87	0.00	.	13.97	5.10
Summe:	10.21	17.74	0.00	.	27.95	10.21

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte					(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		
EG	max	min	max	min	
g	5.1	5.1	5.1	5.1	
J	3.3	0.0	3.3	0.0	
N	3.3	0.0	3.3	0.0	
O	5.6	0.0	5.6	0.0	
Sum	17.3	5.1	17.3	5.1	

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.83	14.38	0.00	0.00	15.76	-15.76

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	15.76	15.76	5.10
2	0.00	0.00	-15.76	0.00	15.76	5.10

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 12/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
			(N/mm2)				
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.83	14.38	-10.64	10.64	1.00	0.90	0.64
	3.65	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 12/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 re	0.001	15.75	0.76	0.90	0.55
2 li	0.001	-15.75	0.76	0.90	0.55

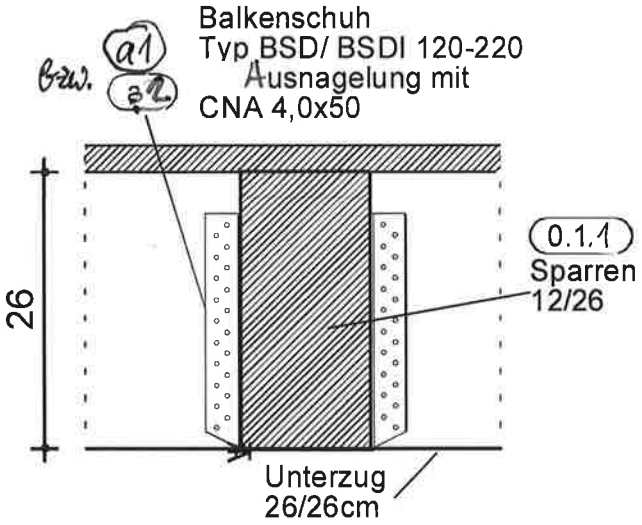
EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
1	1825	inst:	3.3	3.9	7.2	12.2	0.59
		fin:	5.3	4.5	9.9	18.3	0.54
		net:	5.3	1.7	7.1	12.2	0.58

Anschluss an UZ mit Balkenschuh Typ BSD 120/220
Geometrie:

Ansicht



Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 120x220
Teilausnagelung mit CNA 4,0x50
- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft

F_{1,d_st} = 1,35*5,10 = 6,88 kN

F_{1,d_ku} = 15,76 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 26,60 kN

$MAX(F_{1,d_st} / (\kappa_{_st}*R_{1,k}); F_{1,d_ku} / (\kappa_{_ku}*R_{1,k}))$ = **0,86 < 1**

Pos. 0.1.2 Sparren Verbinder A, B

1 statisches System:

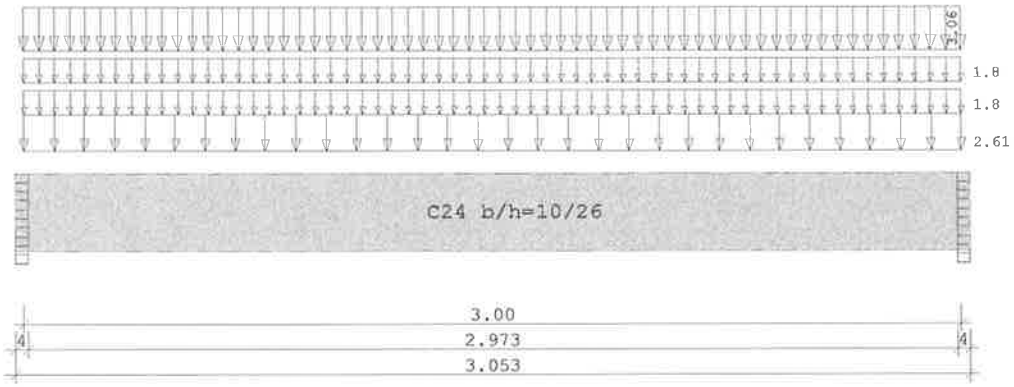
siehe 3.
Sparrenabmessungen b/h=10/26cm

2.1 Lastzusammenstellung

- aus Eigenlast, g=2,90 kN/m², Eg Sparren ca. 0,20 kN/m²
- aus Schnee, s=2,04 kN/m², s_A=3,40 kN/m²
- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

max. Lasteinflussbreite e=0,9m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	3.00	konstant	10.0	26.0	14646.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			2.90	2.00	0.90		g,q	
1	J	_1		0.00	2.00	0.90		s	
1	O	_1		0.00	3.40	0.90		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.50	8.58	0.00	0.00	11.44	-11.44

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	11.44	11.44	4.15
2	0.00	0.00	-11.44	0.00	11.44	4.15

Auflagerkräfte						(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	4.15	7.29	0.00	.	11.44	4.15
2	4.15	7.29	0.00	.	11.44	4.15
Summe:	8.30	14.58	0.00	.	22.88	8.30

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte					(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		
EG	max	min	max	min	
g	4.1	4.1	4.1	4.1	
J	2.7	0.0	2.7	0.0	
N	2.7	0.0	2.7	0.0	
O	4.6	0.0	4.6	0.0	
Sum	14.1	4.1	14.1	4.1	

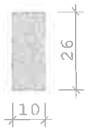
Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G * K_{FI} = 1.35$ feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.50	9.67	0.00	0.00	12.89	-12.89

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	12.89	12.89	4.15
2	0.00	0.00	-12.89	0.00	12.89	4.15

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 10/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o	σd,u	kcrit kmod		σd/fm,d
			(N/mm2)				
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.50	9.67	-8.58	8.58	1.00	0.90	0.52
	3.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 10/26					
Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 re	0.001	12.88	0.74	0.90	0.54
2 li	0.001	-12.88	0.74	0.90	0.54

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
1	1500	inst:	1.8	2.1	3.9	10.0	0.39
		fin:	2.9	2.5	5.4	15.0	0.36
		net:	2.9	0.9	3.8	10.0	0.38

zusätzliche Nachweise:

Anschluss an UZ mit Balkenschuh
BSD/BSDI Fa. Simpson StrongTie Typ 100x220
Teilausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft
F_{1,d_st} = 1,35*4,20 = 5,67 kN
F_{1,d_ku} = 12,95 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_st}$ = 0,460
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 26,60 kN
$MAX(F_{1,d_st} / (\kappa_{_st}*R_{1,k}); F_{1,d_ku} / (\kappa_{_ku}*R_{1,k}))$ = **0,70 < 1**

Pos. 0.1.5 Sparren Verbinder B

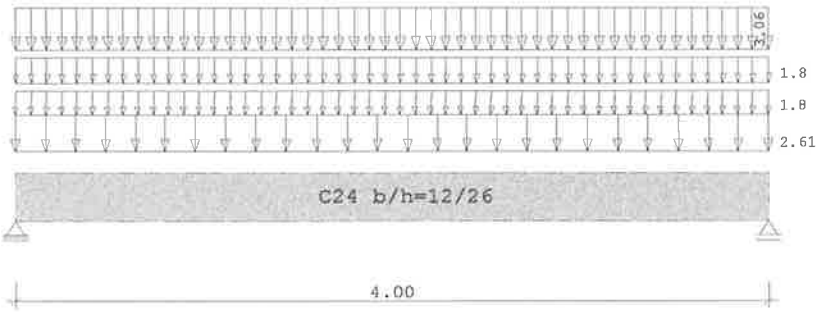
1 statisches System:
siehe 3.
Sparrenabmessungen b/h=12/26cm

2.1 Lastzusammenstellung
- aus Eigenlast, g=2,90 kN/m², Eg Sparren ca. 0,20 kN/m²
- aus Schnee, s=2,04 kN/m², s_A=3,40 kN/m²
- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

max. Lasteinflussbreite e=0,9m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:

zusätzliche Nachweise:



Holzträger C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	4.00	konstant	12.0	26.0	17576.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			2.90	2.00	0.90		g,q	
1	J	_1		0.00	2.00	0.90		s	
1	O	_1		0.00	3.40	0.90		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	2.00	15.31	0.00	0.00	15.31	-15.31

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	15.31	15.31	5.59
2	0.00	0.00	-15.31	0.00	15.31	5.59

Auflagerkräfte						(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	5.59	9.72	0.00	.	15.31	5.59
2	5.59	9.72	0.00	.	15.31	5.59
Summe:	11.19	19.44	0.00	.	30.63	11.19

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte					(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		
EG	max	min	max	min	
g	5.6	5.6	5.6	5.6	
J	3.6	0.0	3.6	0.0	
N	3.6	0.0	3.6	0.0	
O	6.1	0.0	6.1	0.0	
Sum	18.9	5.6	18.9	5.6	

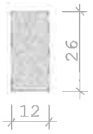
Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G * K_{FI} = 1.35$ feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	2.00	17.27	0.00	0.00	17.27	-17.27

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	17.27	17.27	5.59
2	0.00	0.00	-17.27	0.00	17.27	5.59

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 12/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	2.00	17.27	-12.78	12.78	1.00	0.90	0.77
	4.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.60	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 12/26					
Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 re	0.260	15.03	0.72	0.90	0.52
2 li	0.260	-15.03	0.72	0.90	0.52

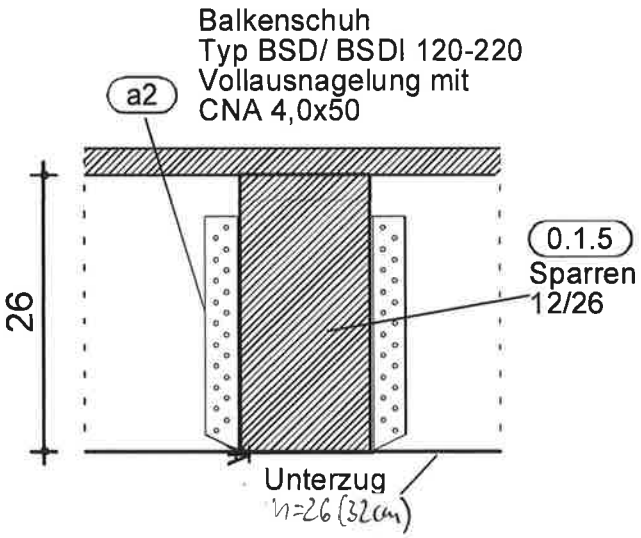
EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachwels Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
1	2000	inst:	4.8	5.6	10.4	13.3	0.78
		fin:	7.7	6.5	14.2	20.0	0.71
		net:	7.7	2.5	10.2	13.3	0.76

Anschluss an UZ mit Balkenschuh Typ BSD 120/220
Geometrie:

Ansicht



Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 120x220
Vollausnagelung mit CNA 4,0x50
- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft

F_{1,d_st} = 1,35*5,60 = 7,56 kN

F_{1,d_ku} = 17,27 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 48,80 kN

$MAX(F_{1,d_st} / (\kappa_{_st}*R_{1,k}); F_{1,d_ku} / (\kappa_{_ku}*R_{1,k}))$ = **0,51 < 1**

Pos. 0.1.6.1 Sparren Verbinder B

1 statisches System:
siehe 3.
Sparrenabmessungen b/h=10/26cm

2.1 Lastzusammenstellung
- aus Eigenlast, g=2,90 kN/m², Eg Sparren ca. 0,20 kN/m²
- aus Schnee, s=2,04 kN/m², s_A=3,40 kN/m²
- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

max. Lasteinflussbreite e=0,9m

3 Nachweise:
- bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.1.2

zusätzliche Nachweise:
Anschluss an UZ mit Balkenschuh Typ BSD/ BSDI 100/220

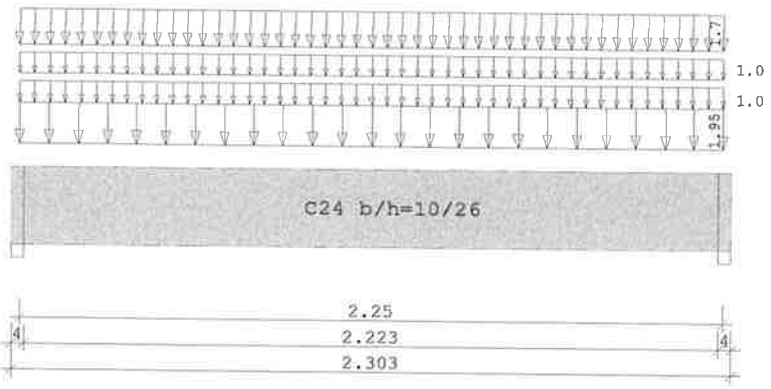
Pos. 0.1.6.2 Sparren Verbinder B

1 statisches System:
siehe 3.
Sparrenabmessungen b/h=10/26cm

2.1 Lastzusammenstellung
- aus Eigenlast, g=3,40 kN/m² (Kies- Randstreifen), Eg Sparren ca. 0,20 kN/m²
- aus Schnee, s=2,04 kN/m², s_A=3,40 kN/m²
- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

max. Lasteinflussbreite e=0,9/2m

3 Nachweise:



Holzträger System	C24 Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	2.25	konstant	10.0	26.0	14646.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			3.90	2.00	0.50		g,q	
1	J	_1		0.00	2.00	0.50		s	
1	O	_1		0.00	3.40	0.50		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.13	3.04	0.00	0.00	5.41	-5.41

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	5.41	5.41	2.37
2	0.00	0.00	-5.41	0.00	5.41	2.37

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	2.37	3.04	0.00	.	5.41	2.37
2	2.37	3.04	0.00	.	5.41	2.37
Summe:	4.74	6.07	0.00	.	10.81	4.74

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2	
EG	max	min	max	min
g	2.4	2.4	2.4	2.4
J	1.1	0.0	1.1	0.0
N	1.1	0.0	1.1	0.0
O	1.9	0.0	1.9	0.0
Sum	6.5	2.4	6.5	2.4

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G * K_{FI}$ = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.13	3.51	0.00	0.00	6.24	-6.24

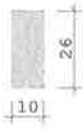
Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	6.24	4.89*	2.37*
2	0.00	0.00	-6.24	0.00	4.89*	2.37*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 10/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.13	2.75	-2.44	2.44	1.00	0.70	0.19
	2.25	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 10/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 re	0.001	4.88	0.28	0.70	0.26
2 li	0.001	-4.88	0.28	0.70	0.26

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
(2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
1	1125	inst:	0.4	0.4	0.8	7.5	0.11
		fin:	0.7	0.4	1.1	11.3	0.10
		net:	0.7	0.2	0.9	7.5	0.12

zusätzliche Nachweise:
Anschluss an UZ mit Balkenschuh Typ BSD/ BSDI 100/220
Teilausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft

F_{1,d_st} = 1,35*2,40 = 3,24 kN

F_{1,d_ku} = 4,89 kN

- bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.1.2

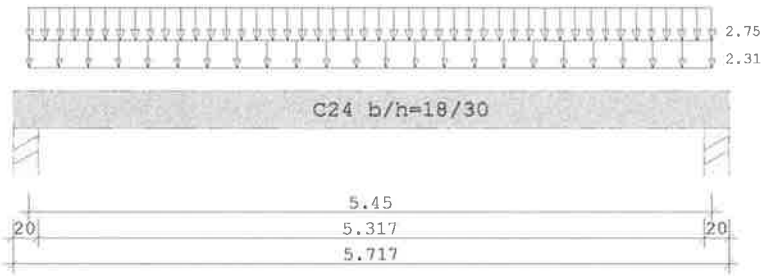
Pos. 0.2.1 Decken- Streichbalken über EG, Übergang Museum- VG

1 statisches System:
siehe 3.
Abmessungen b/h=20/30cm

2 Lastzusammenstellung
- aus Eigenlast, g=4,20 kN/m², Eg DB - vom Programmsystem berücksichtigt
- aus Nutzlast, q=5,0 kN/m²

max. Lasteinflussbreite
e= 0,82/2+0,13 = 0,54 m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:
Nachweis mit b/h=18/30cm



Holzträger C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	5.45	konstant	18.0	30.0	40500.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	C			4.20	5.00	0.55		g,q	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50	kurz

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	2.73	19.99	0.00	0.00	14.67	-14.67

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	7.18	7.49	0.00	14.67	14.67	7.18
2	7.18	7.49	0.00	14.67	14.67	7.18
Summe:	14.36	14.99	0.00	29.34	29.34	14.36

Auflagerkräfte					(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		
EG	max	min	max	min	
g	7.2	7.2	7.2	7.2	
C	7.5	0.0	7.5	0.0	
Sum	14.7	7.2	14.7	7.2	

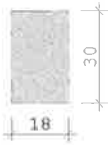
Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G * K_{FI} = 1.35$ feldweise konstant

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	
1	x0 = 2.73	28.52	0.00	0.00	20.93	-20.93	

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	20.93	20.93	7.18
2	0.00	0.00	-20.93	0.00	20.93	7.18

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 18/30

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	2.73	28.52	-10.56	10.56	1.00	0.90	0.64
	5.45	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 18/30					
Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 re	0.367	18.11	0.50	0.90	0.36
2 li	0.367	-18.11	0.50	0.90	0.36
EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50					

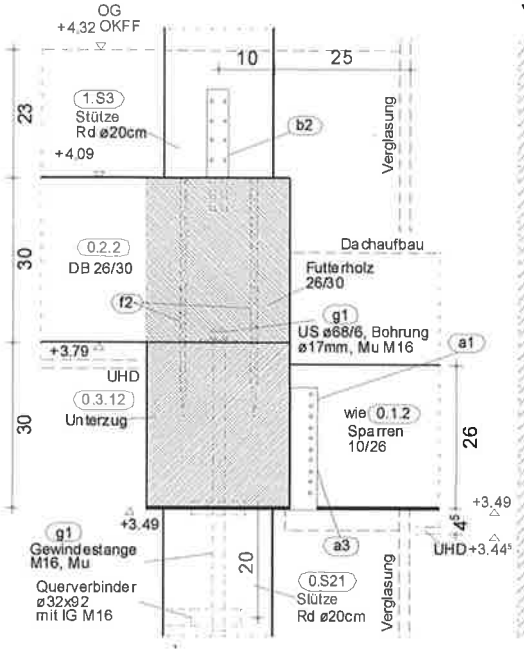
Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
(2.2.3 , 7.2)
zul $w_{inst} < L/300$ zul $w_{fin} < L/200$ zul $w_{net} < L/300$

Feld	x1 (mm)		wgB (mm	wqB	w	zul w)	η
1	2725	inst:	6.8	7.1	13.9	18.2	0.76
		fin:	10.9	9.6	20.5	27.3	0.75
		net:	10.9	6.8	17.7	18.2	0.97

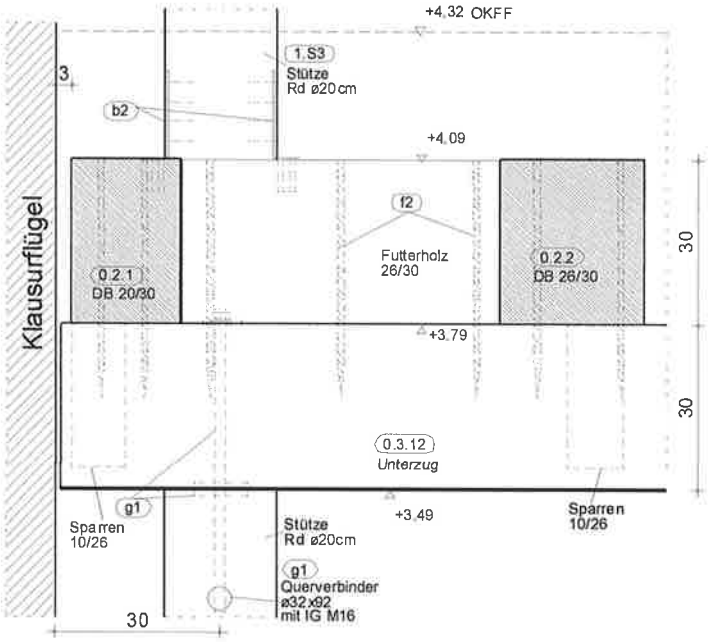
zusätzliche Nachweise:
Anschluss an Unterzug Pos. 0.3.12, 0.13.3
Geometrie:

Anschluss Stütze - UZ - DB

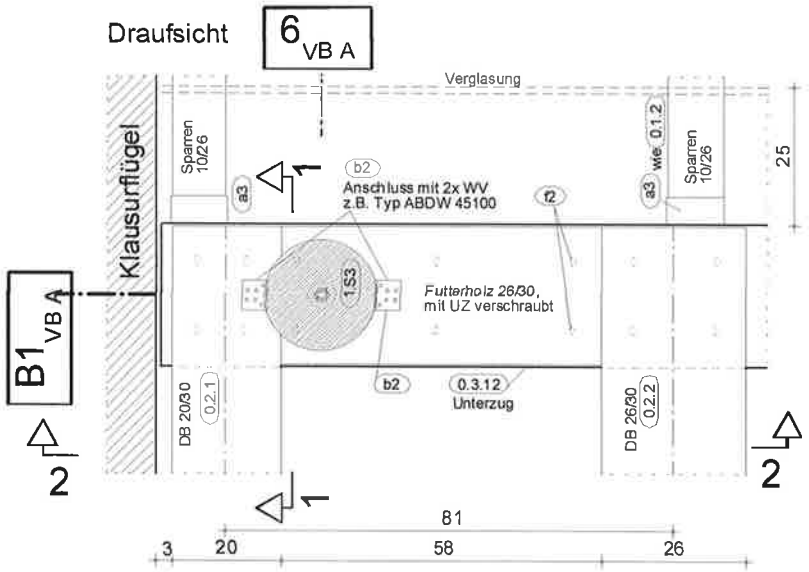
Schnitt 1-1



Schnitt 2-2



Draufsicht



Bemessungswert der Auflagerkraft

$F_{d_st_0.2.1}$= 1,35*7,18 = 9,69 kN

$F_{d_ku_0.2.1}$= 20,93 kN

Auflagerfläche

A_1 = 18*26 = 468,0 cm²

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²

$k_{c,90}$= 1,50

NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

KLED ständig

$f_{c,90,d_st} = \kappa_{_st} * f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st} = F_{d_st_0.2.1} / A_1$ = 0,02 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,12 <1,0**

KLED kurz

$f_{c,90,d_ku} = \kappa_{_ku} * f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} = F_{d_ku_0.2.1} / A_1$ = 0,04 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,15 <1,0**

Pos. 0.2.2 Deckenbalken über EG, Übergang Museum- VG

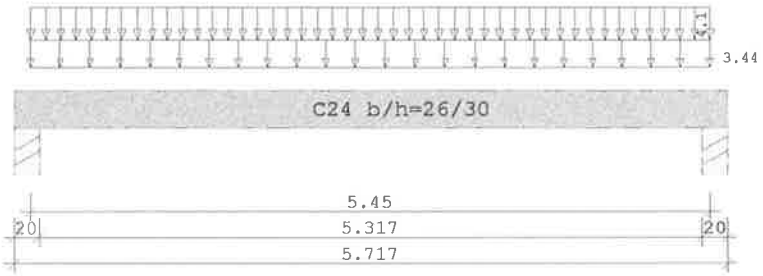
1 statisches System:
siehe 3.

Abmessungen b/h=26/30cm

2 Lastzusammenstellung
- aus Eigenlast, g=4,70 kN/m², Eg DB - vom Programmsystem berücksichtigt
- aus Nutzlast, q=5,0 kN/m²

max. Lasteinflussbreite e=0,82m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	5.45	konstant	26.0	30.0	58500.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	C			4.20	5.00	0.82		g,q	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50	kurz

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 2.73	29.75	0.00	0.00	21.83	-21.83

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	10.66	11.17	0.00	21.83	21.83	10.66
2	10.66	11.17	0.00	21.83	21.83	10.66
Summe:	21.32	22.35	0.00	43.67	43.67	21.32

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min
g	10.7	10.7	10.7	10.7
C	11.2	0.0	11.2	0.0
Sum	21.8	10.7	21.8	10.7

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * KFI = 1.35 feldweise konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

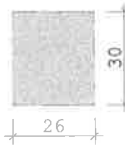
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	2.73	42.44	0.00	0.00	31.15	-31.15

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	31.15	31.15	10.66
2	0.00	0.00	-31.15	0.00	31.15	10.66

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/30

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	2.73	42.44	-10.88	10.88	1.00	0.90	0.65
	5.45	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/30

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 re	0.367	26.96	0.52	0.90	0.37
2 li	0.367	-26.96	0.52	0.90	0.37

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
(2.2.3 , 7.2)
zul winst < L/300 zul wfin < L/200 zul wnet < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
1	2725	inst:	7.0	7.3	14.3	18.2	0.79
		fin:	11.2	10.0	21.1	27.3	0.78
		net:	11.2	7.0	18.2	18.2	1.00

zusätzliche Nachweise:
Anschluss an Unterzug Pos. 0.3.12, 0.3.13

Geometrie: siehe Pos. 0.2.1

Bemessungswert der Auflagerkraft

$F_{d_st_0.2.2}$= 1,35*10,7 = 14,45 kN

$F_{d_ku_0.2.1}$= 31,15 kN

Auflagerfläche

A_1 = 26*26 = 676,0 cm²

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²

$k_{c,90}$= 1,50

NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

κ_{st} = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

κ_{ku} = 0,692

KLED ständig

$f_{c,90,d_st}$= κ_{st}*$f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st}$ = $F_{d_st_0.2.2}$ / A_1 = 0,02 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st}$ /($k_{c,90}$ * $f_{c,90,d_st}$) = **0,12 <1,0**

KLED kurz

$f_{c,90,d_ku}$= κ_{ku}*$f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku}$ = $F_{d_ku_0.2.1}$ / A_1 = 0,05 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku}$ /($k_{c,90}$ * $f_{c,90,d_ku}$) = **0,19 <1,0**

Pos. 0.3.1 Unterzug, Decke über EG
Verbinder A, Achse 1_{VBA}

1 statisches System:
siehe 3.

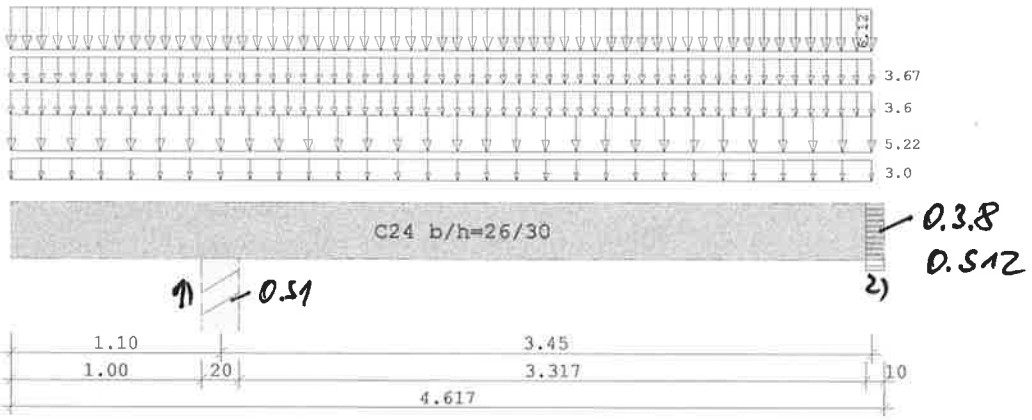
2 Lastzusammenstellung
Verbinder A, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreite e_{Da_EG}= 3,55/2 = 1,77 m

g=	2,90* e_{Da_EG}	=	5,13 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	3,54 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	3,61 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	6,02 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

Zuschlag für Dachrandausbildung (Attika), unplanmäßige Belastung aus Eigengewicht Verglasung- Fassade
g_1= 3,00 kN/m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	3.45	konstant	26.0	30.0	58500.0
Kragarm links	1.10	konstant	26.0	30.0	58500.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			3.00	0.00	1.00		g	
1	N			2.90	2.00	1.80		g,q	
1	J	_1		0.00	2.04	1.80		s	
1	O	_1		0.00	3.40	1.80		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.73	24.76	-5.26	0.00	33.28	-30.23

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	2.07	7.95	-11.14	0.00	18.21	-11.76

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-11.14	-11.14	-20.25	18.21	47.43	26.07
2	0.00	0.00	-30.23	0.00	30.23	11.76

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-5.26	-5.26	-9.56	16.51	26.07
2	0.00	0.00	-11.76	0.00	11.76

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-5.26	-5.26	-9.56	16.51	26.07
2	0.00	0.00	-13.46	0.00	13.46

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	26.07	21.36	0.00	.	47.43	26.07
2	13.46	16.77	-1.70	.	30.23	11.76
Summe:	39.53	38.13	-1.70	.	77.66	37.83

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min
g	~~26.1~~	26.1	13.5	13.5
J	6.3	0.0	~~6.3~~	-0.6
N	10.8	0.0	6.2	-0.6
O	10.6	0.0	~~10.6~~	-1.1
Sum	53.8	26.1	36.6	11.1

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.80	29.50	-5.26	0.00	38.71	-35.66

Feldmomente Minimum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	2.07	7.19	-13.04	0.00	18.77	-11.21

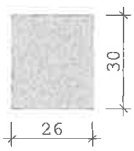
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-13.04	-13.04	-23.71	18.77	51.39*	26.07*
2	0.00	0.00	-35.66	0.00	28.02*	11.21*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum					(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F
1	-5.26	-5.26	-9.56	16.51	26.07
2	0.00	0.00	-11.21	0.00	11.21

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/30

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.10	-10.36	2.66	-2.66	1.00	0.70	0.21
1	0.00	-10.36	2.66	-2.66	1.00	0.70	0.21
	1.80	29.50	-7.56	7.56	1.00	0.90	0.46
	1.80	29.50	-7.56	7.56	1.00	0.90	0.46
	3.45	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/30

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 li	0.400	-11.99	0.23	0.70	0.21
re	0.400	25.70	0.49	0.70	0.35 *
2 li	0.001	-28.01	0.54	0.70	0.50

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50
* :kcr nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	7.3	
		fin:	0.0	0.0	0.0	11.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	7.3	
1	1725	inst:	1.9	1.9	3.8	11.5	0.33
		fin:	3.0	2.2	5.2	17.3	0.30
		net:	3.0	0.8	3.8	11.5	0.33

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee I Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min
g	26.1	26.1	13.5	13.5
J	11.0	0.0	5.7	0.0
N	10.8	0.0	6.2	-0.6
O	18.4	0.0	9.5	0.0
Sum	66.2	26.1	34.8	12.8

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-13.04	-13.04	-23.71	40.97	51.39*	26.07*
2	0.00	0.00	-34.70	0.00	28.02*	11.98*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

zusätzliche Nachweise:

Auflager 1:
Nachweis Auflagerpressung siehe Pos. 0.4.3

Auflager 2:
Anschluss an Unterzug Pos. 0.3.8

Geometrie siehe Pos. 0.4.3

Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 240x260
Vollausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft, Aufl. 2

F_{1,d_st} = 1,35*13,50 = 18,23 kN

F_{1,d_ku} = 28,02 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 57,70 kN

$MAX(F_{1,d_st} / (\kappa_{_st}*R_{1,k}); F_{1,d_ku} / (\kappa_{_ku}*R_{1,k}))$ = 0,70 < 1

Pos. 0.3.2 Unterzug, Decke über EG
Verbinder A, Achse 2_{VBA}

1 statisches System:
siehe 3.

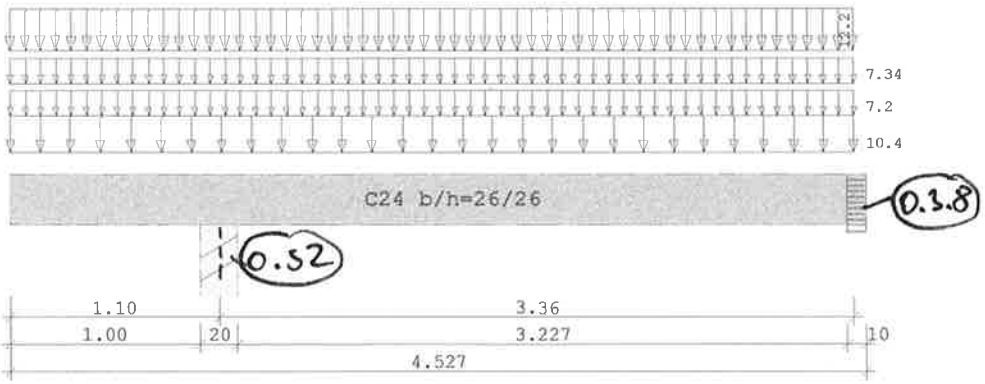
2 Lastzusammenstellung

Verbinder A, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreite e_{Da_EG} 3,55/2+3,65/2 = 3,60 m

g=	2,90* e_{Da_EG}	=	10,44 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	7,20 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	7,34 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	12,24 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	3.36	konstant	26.0	26.0	38081.3
Kragarm links	1.10	konstant	26.0	26.0	38081.3

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L; 2=Einzellast bei a; 3=Einzelmoment bei a; 4=Trapezlast von a - a+b; 5=Dreieckslast über L; 6=Trapezlast über L
Typ 11, 14, 15, 16 q_Ansatz nicht feldweise

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			2.90	2.00	3.60		g,q	
1	J	_1		0.00	2.04	3.60		s	
11	O	_1		0.00	3.40	3.60		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.68	39.46	-6.56	0.00	52.83	-48.93

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-18.32	-18.32	-33.31	23.67	73.98	32.10
2	0.00	0.00	-48.93	0.00	48.93	12.77

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-6.56	-6.56	-11.93	20.17	32.10
2	0.00	0.00	-12.77	0.00	12.77

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-6.56	-6.56	-11.93	20.17	32.10
2	0.00	0.00	-16.27	0.00	16.27

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	32.10	41.88	0.00	.	73.98	32.10
2	16.27	32.66	-3.50	.	48.93	12.77
Summe:	48.37	74.53	-3.50	.	122.91	44.87

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2	
EG	max	min	max	min
g	32.1	32.1	16.3	16.3
J	12.3	0.0	12.3	-1.3
N	21.3	0.0	12.1	-1.3
O	20.6	0.0	20.6	-2.2
Sum	86.3	32.1	61.3	11.4

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.74	45.18	-6.56	0.00	59.57	-55.67

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	2.35	6.63	-20.75	0.00	24.40	-12.05

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

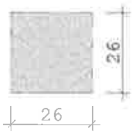
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-20.75	-20.75	-37.73	24.40	75.31*	32.10*
2	0.00	0.00	-55.67	0.00	55.67	12.05

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F	
1	-6.56	-6.56	-11.93	20.17	32.10	
2	0.00	0.00	-12.04	0.00	12.05	

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
			(N/mm2)				
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.10	-20.75	7.08	-7.08	1.00	0.90	0.43
1	0.00	-20.75	7.08	-7.08	1.00	0.90	0.43
	1.73	45.18	-15.42	15.42	1.00	0.90	0.93
	1.74	45.18	-15.42	15.42	1.00	0.90	0.93
	3.36	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Belwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 li	0.360	-25.38	0.56	0.90	0.41
re	0.360	49.46	1.10	0.90	0.79
2 li	0.001	-55.63	1.23	0.90	0.89

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
(2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	7.3	
		fin:	0.0	0.0	0.0	11.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	7.3	
1	1680	inst:	3.2	5.2	8.4	11.2	0.75
		fin:	5.1	6.0	11.2	16.8	0.66
		net:	5.1	2.3	7.4	11.2	0.66

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte					(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		
EG	max	min	max	min	
g	32.1	32.1	16.3	16.3	
J	21.7	0.0	11.0	0.0	
N	21.3	0.0	12.1	-1.3	
O	36.2	0.0	18.4	0.0	
Sum	111.4	32.1	57.7	15.0	

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-20.75	-20.75	-37.73	63.80	101.52	32.10
2	0.00	0.00	-53.68	0.00	53.68	13.64

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1:
Nachweis Auflagerpressung siehe Pos. 0.4.2

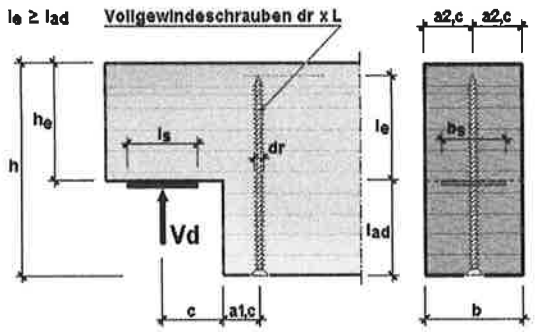
Auflager 2:
Anschluss an Unterzug Pos. 0.3.8
Geometrie: siehe Pos. 0.3.8 Aufl. 2

Lasteinleitung durch ausgeklinktes Balkenauflager und Balkenschuh
Bemessungswert der Anschlusskraft, Aufl. 2
F_{1,d_st} = 1,35*16,30 = 22,00 kN
F_{1,d_ku} = 55,67 kN

durch Trägerausklinkung zu übertragende Kraft
F_{d1}= 18,00 kN

Ausklinkung - Holz (V.27.2) nach EC5-1-1, 6.5 (NA Deutschland)
rechtwinklige Ausklinkung unten, verstärkt von unten durch Vollgewindeschrauben nach BAZ / ETA

h = 26,0 cm
b = 26,0 cm
he = 13,0 cm
ls = 5,0 cm (ggfs. inkl. Überstände ü)
bs = 22,0 cm (Auflagerbreite für Pressung)
c = 2,5 cm
Verstärkung durch 3 x Vollgewindeschraube SPAX VG 8x240.
dk = 8,0 mm (Kopfdurchmesser)
min.a1,c = 40 mm (Randabstand)
min.a2,c = 32 mm (Randabstand)



Vd = 18,000 kN
kmod = 0,900 [-]
NKL = 2

Bemessung nach EC5-1-1, 6.5:
Nadelholz C24
E0,mean = 11000,000 N/mm²
fm,k = 24,00 N/mm² (ohne Erhöhung mit kh)
fc,90,k = 2,50 N/mm²
ft,90,k = 0,40 N/mm²
fv,k = 4,00 N/mm²
γ_M = 1,300 [-]

Nachweise Bemessung nach EC5-1-1, 6.5:
Querzug (Zugkraftübertragung über Schraube):
Ft,90,d = 11,700 kN
lad,eff = 110 mm
rho,k = 350,0 kg/m³ (max. werden 500 kg/m³ angesetzt)
f1,d = 8,308 N/mm²
Rax,d = 7,311 kN (Ausziehwiderstand je Schraube)
Rax,K,d = 8,640 kN (Ausziehwiderstand Kopfdurchziehen je Schraube)
Ru,d = 13,600 kN (Zugtragfähigkeit je Schraube)
min.R,90,d = 7,311 kN (max. ansetzbare Zugkraft je Schraube)
Ausnutzung eta = Ft,90,d/Rax,90,d = 0,53 <= 1,00

Auflagerpressung:
vorh.Sigma,d = 1,636 N/mm² <= fc,90,d (eta = 0,94)
kc,90 = 1,00 [-]
Überstand ü = 30 mm wird nicht angesetzt

Biegung:
vorh.SigmaB,d = 0,614 N/mm² <= fm,d (eta = 0,03)

Schub (Restquerschnitt):
vorh.Tau,d = 1,598 N/mm² <= fv,d (eta = 0,57)

maximale Ausnutzung :
max.eta = 0,94 <= 1,00

Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 250x260
Vollausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
durch Balkenschuh zu übertragende Kraft

$F_{1,d_st_BS} = F_{1,d_st} - F_{d1}$ = 4,00 kN

$F_{1,d_ku_BS} = F_{1,d_ku} - F_{d1}$ = 37,67 kN

Nachweis

NKL 2 / KLED ständig $\Rightarrow$ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz $\Rightarrow$ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 57,70 kN

$MAX(F_{1,d_st_BS} / (\kappa_{_st} * R_{1,k}); F_{1,d_ku_BS} / (\kappa_{_ku} * R_{1,k}))$ = **0,94 < 1**

Pos. 0.3.3 Unterzug, Decke über EG
Verbinder A, Achse 3_{VBA}

1 statisches System:
siehe 3.

2 Lastzusammenstellung

Verbinder A, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreite e_{Da_EG}: 3,65/2+3,57/2 = 3,61 m

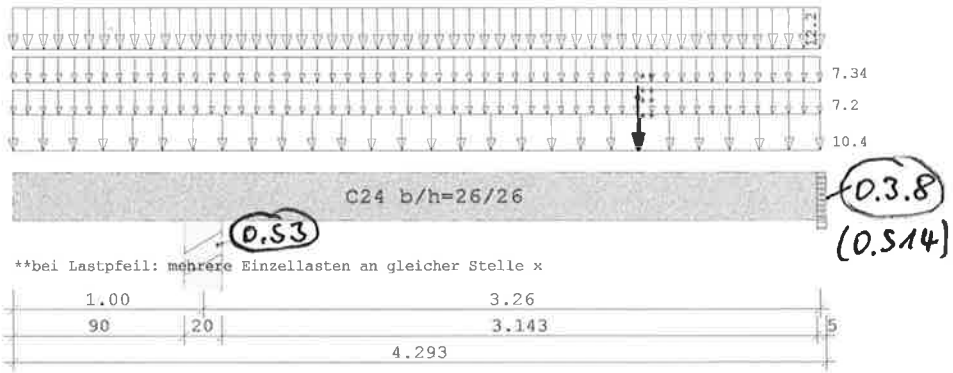
g=	2,90* e_{Da_EG}	=	10,47 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	7,22 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	7,36 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	12,27 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

Einzellasten aus UZ Pos.0.3.11, Aufl. 1

$G_{0.3.11}$=	6,60 kN
$Q_{0.3.11}$=	1,60 kN
$S_{0.3.11}$=	3,20 kN
$S_{_A_0.3.11}$=	5,30 kN

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger System	C24 Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	3.26	konstant	26.0	26.0	38081.3
Kragarm links	1.00	konstant	26.0	26.0	38081.3

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L; 2=Einzellast bei a; 3=Einzelmoment bei a; 4=Trapezlast von a - a+b; 5=Dreieckslast über L; 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			2.90	2.00	3.60		g,q	
1	J	_1		0.00	2.04	3.60		s	
1	O	_1		0.00	3.40	3.60		s_A	
2	N		0.00	6.60	1.60	1.00	3.30	G,Q	
2	J	_1	0.00	0.00	3.20	1.00	3.30	S	
2	O	_1	0.00	0.00	5.30	1.00	3.30	S_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.63	41.46	-5.42	0.00	53.44	-53.49

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	2.28	11.99	-15.14	0.00	24.27	-17.69

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-15.14	-15.14	-30.29	24.27	72.59	32.13
2	0.00	0.00	-53.49	0.00	53.49	17.69

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-5.42	-5.42	-10.85	21.29	32.13
2	0.00	0.00	-17.69	0.00	17.69

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-5.42	-5.42	-10.85	21.29	32.13
2	0.00	0.00	-20.67	0.00	20.67

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min
g	32.1	32.1	20.7	20.7
J	12.0	0.0	12.0	-1.1
N	20.5	0.0	12.9	-1.1
O	20.0	0.0	20.0	-1.9
Sum	84.6	32.1	65.5	16.6

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.77	48.39	-5.42	0.00	60.76	-61.88

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	2.30	11.39	-17.15	0.00	24.88	-17.07

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

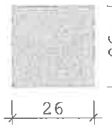
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-17.15	-17.15	-34.30	24.88	74.14*	32.13*
2	0.00	0.00	-61.88	0.00	61.88	17.07

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum					(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F
1	-5.42	-5.42	-10.85	21.29	32.13
2	0.00	0.00	-17.07	0.00	17.07

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o	σd,u (N/mm2)	kcrit	kmod	σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.00	-17.15	5.85	-5.85	1.00	0.90	0.35
1	0.00	-17.15	5.85	-5.85	1.00	0.90	0.35
	1.77	48.39	-16.52	16.52	1.00	0.90	0.99
	3.26	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 li	0.360	-21.95	0.49	0.90	0.35
re	0.360	39.54	0.88	0.70	0.81
2 li	0.001	-61.85	1.37	0.90	0.99

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
(2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	6.7	
		fin:	0.0	0.0	0.0	10.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	6.7	
1	1630	inst:	3.8	4.8	8.6	10.9	0.79
		fin:	6.1	5.6	11.7	16.3	0.72
		net:	6.1	2.2	8.3	10.9	0.77

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte						(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	32.13	54.58	0.00	.	86.71	32.13
2	20.67	29.83	0.00	.	50.51	20.67
Summe:	52.80	84.41	0.00	.	137.22	52.80

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte					(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		
EG	max	min	max	min	
g	32.1	32.1	20.7	20.7	
J	20.4	0.0	10.8	0.0	
N	20.5	0.0	11.8	0.0	
O	34.1	0.0	18.1	0.0	
Sum	107.2	32.1	61.4	20.7	

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-17.15	-17.15	-34.30	64.35	98.65	32.13
2	0.00	0.00	-58.87	0.00	46.13*	20.09*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

zusätzliche Nachweise:

Auflager 1:

Nachweis Auflagerpressung

Bemessungswert der Auflagerkraft

F_{d_st}= 1,35*32,1 = 43,34 kN

F_{d_ku}= 98,65 kN

Nachweis

NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

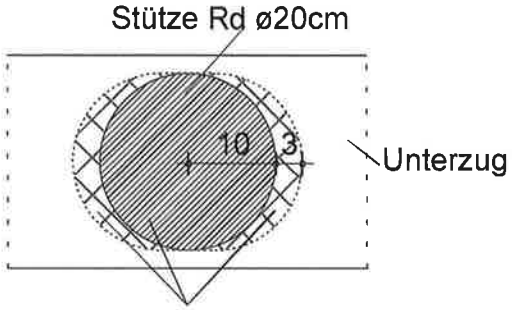
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Holzpressung am UZ, se.- Fa (NH):

Pressungsfläche Stütze

Untersicht



Pressungsfläche
A=314+2*60=434cm²

d= 20 cm

A_1 = $d^2*\pi /4+2*60$ = 434,2 cm²

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²

$k_{c,90}$= 1,50

KLED ständig

$f_{c,90,d_st}$= $\kappa_{_st}*f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st}$ = F_{d_st} / A_1 = 0,10 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,58 <1,0**

KLED kurz

$f_{c,90,d_ku}$= $\kappa_{_ku}*f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku}$ = F_{d_ku} / A_1 = 0,23 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,89 <1,0**

Auflager 2:
Anschluss an Unterzug Pos. 0.3.8
Lasteinleitung durch ausgeklinktes Balkenauflager und Balkenschuh
Bemessungswert der Anschlusskraft, Aufl. 2

F_{1,d_st} = 1,35*20,7 = 27,95 kN

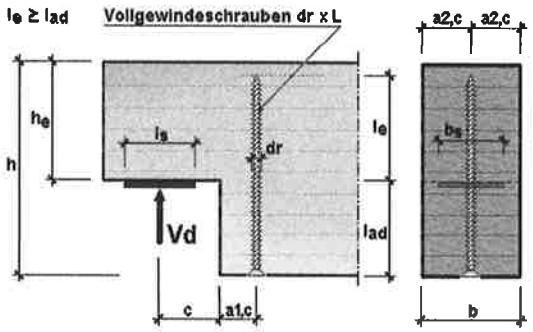
F_{1,d_ku} = 61,88 kN

durch Trägerausklinkung zu übertragende Kraft

F_{d1}= 22,00 kN

rechtwinklige Ausklinkung unten, verstärkt von unten durch Vollgewindeschrauben nach BAZ / ETA

h = 26,0 cm
b = 26,0 cm
he = 13,0 cm
ls = 6,0 cm (ggfs. inkl. Überstände ü)
bs = 22,0 cm (Auflagerbreite für Pressung)
c = 2,5 cm
Verstärkung durch 3 x Vollgewindeschraube SPAX VG 8x240.
dk = 8,0 mm (Kopfdurchmesser)
min.a1,c = 40 mm (Randabstand)
min.a2,c = 32 mm (Randabstand)



Vd = 22,000 kN
kmod = 0,900 [-]
NKL = 2

Bemessung nach EC5-1-1, 6.5:

Nadelholz C24
E0,mean = 11000,000 N/mm²
fm,k = 24,00 N/mm² (ohne Erhöhung mit kh)
fc,90,k = 2,50 N/mm²
ft,90,k = 0,40 N/mm²
fv,k = 4,00 N/mm²
γM = 1,300 [-]

Nachweise Bemessung nach EC5-1-1, 6.5:

Querzug (Zugkraftübertragung über Schraube):
Ft,90,d = 14,300 kN
lad,eff = 110 mm
rho,k = 350,0 kg/m³ (max. werden 500 kg/m³ angesetzt)
f1,d = 8,308 N/mm²
Rax,d = 7,311 kN (Ausziehwiderstand je Schraube)
Rax,K,d = 8,640 kN (Ausziehwiderstand Kopfdurchziehen je Schraube)
Ru,d = 13,600 kN (Zugtragfähigkeit je Schraube)
min.R,90,d = 7,311 kN (max. ansetzbare Zugkraft je Schraube)
Ausnutzung eta = Ft,90,d/Rax,90,d = 0,65 <= 1,00

Auflagerpressung:
vorh.Sigma,d = 1,667 N/mm² <= fc,90,d (eta = 0,96)
kc,90 = 1,00 [-]
Überstand ü = 30 mm wird nicht angesetzt

Biegung:
vorh.SigmaB,d = 0,751 N/mm² <= fm,d (eta = 0,04)

Schub (Restquerschnitt):
vorh.Tau,d = 1,953 N/mm² <= fv,d (eta = 0,70)

maximale Ausnutzung :
max.eta = 0,96 <= 1,00

Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 260x260
Vollausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
durch Balkenschuh zu übertragende Kraft

$F_{1,d_st_BS} = F_{1,d_st} - F_{d1}$ = 5,95 kN

$F_{1,d_ku_BS} = F_{1,d_ku} - F_{d1}$ = 39,88 kN

Nachweis

NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

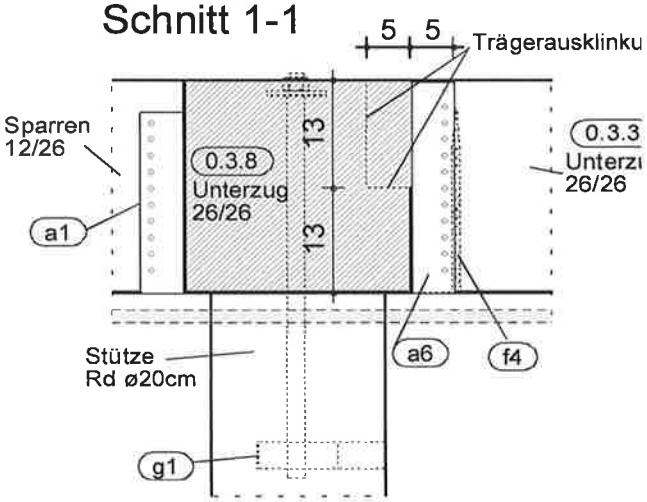
$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 57,70 kN

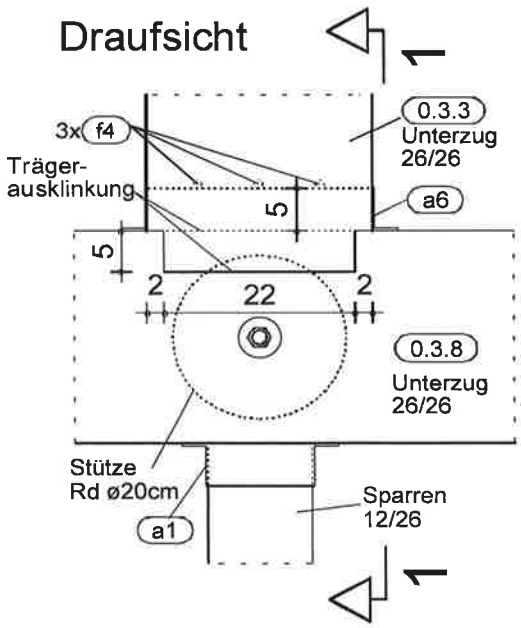
$MAX(F_{1,d_st_BS} / (\kappa_{_st} * R_{1,k}); F_{1,d_ku_BS} / (\kappa_{_ku} * R_{1,k}))$ = **1,00 < 1**

Geometrie:

Schnitt 1-1



Draufsicht



Pos. 0.3.4 Unterzug, Decke über EG
Verbinder A, Achse 4_{VBA}

1 statisches System:
siehe 3.

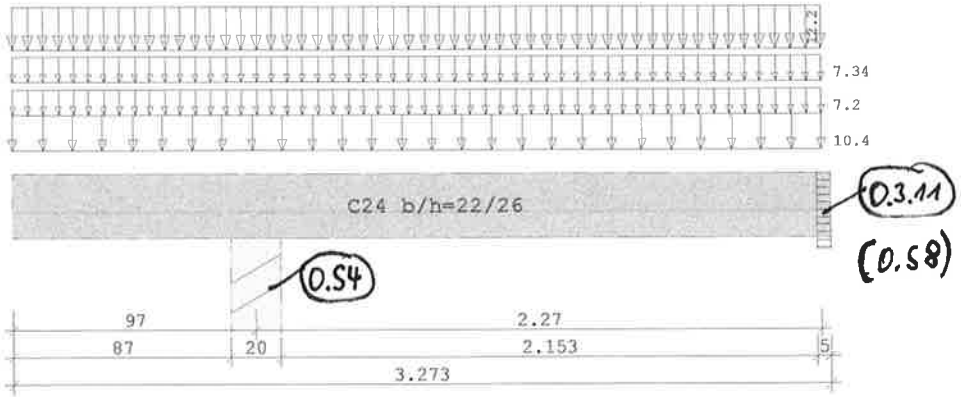
2 Lastzusammenstellung

Verbinder A, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreite e_{Da_EG}= 2*3,57/2 = 3,57 m

g=	2,90* e_{Da_EG}	=	10,35 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	7,14 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	7,28 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	12,14 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:
Nachweis mit b/h=22/26cm



Holzträger System	C24 Länge		Querschnittswerte b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
Feld	L (m)				
1	2.27	konstant	22.0	26.0	32222.7
Kragarm links	0.97	konstant	22.0	26.0	32222.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L; 2=Einzellast bei a; 3=Einzelmoment bei a; 4=Trapezlast von a - a+b; 5=Dreieckslast über L; 6=Trapezlast über L
Typ 11, 14, 15, 16 q_Ansatz nicht feldweise

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			2.90	2.00	3.60		g,q	
1	J	_1		0.00	2.04	3.60		s	
1	O	_1		0.00	3.40	3.60		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.21	17.01	-5.07	0.00	36.54	-32.07

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.82	1.60	-14.22	0.00	18.50	-5.98

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-14.22	-14.22	-29.32	18.50	55.99	24.93
2	0.00	0.00	-32.07	0.00	32.07	5.98

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-5.07	-5.07	-10.46	14.47	24.93
2	0.00	0.00	-5.98	0.00	5.98

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-5.07	-5.07	-10.46	14.47	24.93
2	0.00	0.00	-10.00	0.00	10.00

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	24.93	31.06	0.00	.	55.99	24.93
2	10.00	22.06	-4.03	.	32.07	5.98
Summe:	34.94	53.12	-4.03	.	88.06	30.91

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2	
EG	max	min	max	min
g	24.9	24.9	10.0	10.0
J	8.6	0.0	8.3	-1.5
N	16.6	0.0	8.2	-1.5
O	14.4	0.0	13.9	-2.5
Sum	64.6	24.9	40.4	4.5

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G * K_{FI}$ = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.21	19.57	-5.07	0.00	41.07	-36.60

Feldmomente Minimum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.82	1.23	-16.10	0.00	19.33	-5.15

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-16.10	-16.10	-33.19	19.33	58.63*	24.93*
2	0.00	0.00	-36.60	0.00	36.60	5.15

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	0.97	-16.10	6.49	-6.49	1.00	0.90	0.39
1	0.00	-16.10	6.49	-6.49	1.00	0.90	0.39
	1.20	19.57	-7.90	7.90	1.00	0.90	0.48
	1.21	19.57	-7.90	7.90	1.00	0.90	0.48
	2.27	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 li	0.360	-20.87	0.55	0.90	0.40
re	0.360	24.91	0.65	0.70	0.61
2 li	0.001	-36.56	0.96	0.90	0.69

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
(2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	6.5	
		fin:	0.0	0.0	0.0	9.7	
		net:	0.0	0.0	0.0	6.5	
1	1135	inst:	0.6	1.3	1.9	7.6	0.25
		fin:	0.9	1.5	2.4	11.4	0.21
		net:	0.9	0.6	1.5	7.6	0.20

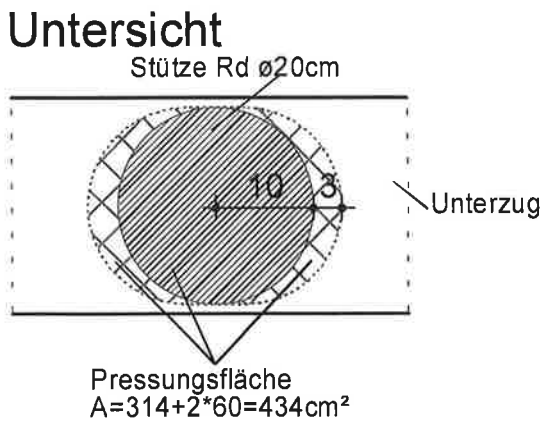
Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte					(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		
EG	max	min	max	min	
g	24.9	24.9	10.0	10.0	
J	17.0	0.0	6.8	0.0	
N	16.6	0.0	8.2	-1.5	
O	28.3	0.0	11.4	0.0	
Sum	86.9	24.9	36.3	8.5	

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-16.10	-16.10	-33.19	45.92	79.11	24.93
2	0.00	0.00	-34.31	0.00	34.31	6.98

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1:
Nachweis Auflagerpressung
Bemessungswert der Auflagerkraft
maßgebende LK für
F_{d_st}= 1,35*24,9 = 33,62 kN
F_{d_ku}= 79,11 kN
Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_st}$ = 0,460
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Holzpressung am UZ, se.- Fa (NH):
Pressungsfläche Stütze



d= 20 cm
A_1 = $d^2*\pi/4+2*60$ = 434,2 cm²

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²
$k_{c,90}$= 1,50

KLED ständig

$f_{c,90,d_st} = \kappa_{_st} * f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st} = F_{d_st} / A_1$ = 0,08 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,46 <1,0**

KLED kurz

$f_{c,90,d_ku} = \kappa_{_ku} * f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} = F_{d_ku} / A_1$ = 0,18 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,69 <1,0**

Auflager 2:
Anschluss an Unterzug Pos. 0.3.11

Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 220x260
Vollausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft, Aufl. 2

F_{1,d_st} = 1,35*10,0 = 13,50 kN

F_{1,d_ku} = 36,60 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 57,70 kN

$MAX(F_{1,d_st} / (\kappa_{_st} * R_{1,k}); F_{1,d_ku} / (\kappa_{_ku} * R_{1,k}))$ = **0,92 < 1**

Pos. 0.3.5 Unterzug, Decke über EG
Verbinder A, Achse 5_{VBA}

1 statisches System:
siehe 3.

2 Lastzusammenstellung
Verbinder A, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreite e_{Da_EG}= 2*3,57/2 = 3,57 m

g=	2,90* e_{Da_EG}	=	10,35 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	7,14 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	7,28 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	12,14 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:
Nachweis wie Pos. 0.3.4

Pos. 0.3.6 Unterzug, Decke über EG
Verbinder A, Achse 6_{VBA}

1 statisches System:
siehe 3.

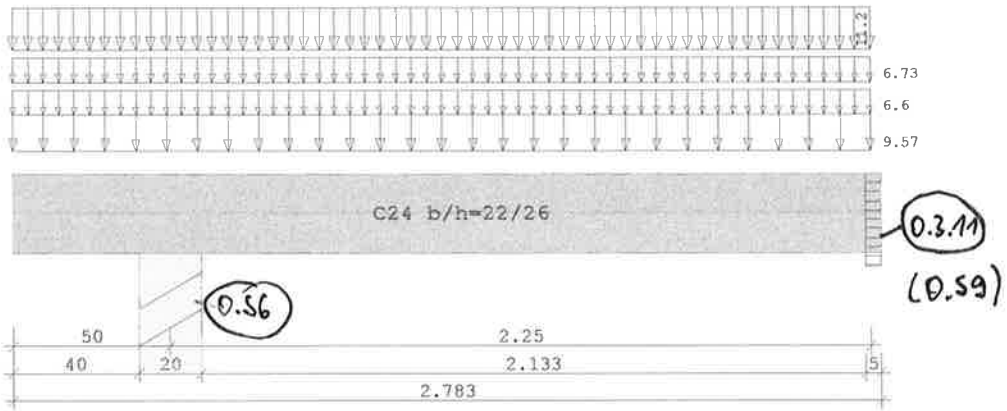
2 Lastzusammenstellung

Verbinder A, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreite e_{Da_EG} 3,57/2+2,90/2 = 3,23 m

g=	2,90* e_{Da_EG}	=	9,37 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	6,46 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	6,59 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	10,98 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:
Nachweis mit b/h=22/26cm



Holzträger C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	2.25	konstant	22.0	26.0	32222.7
Kragarm links	0.50	konstant	22.0	26.0	32222.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L; 2=Einzellast bei a; 3=Einzelmoment bei a; 4=Trapezlast von a - a+b; 5=Dreieckslast über L; 6=Trapezlast über L
Typ 11, 14, 15, 16 q_Ansatz nicht feldweise

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			2.90	2.00	3.30		g,q	
1	J	_1		0.00	2.04	3.30		s	
1	O	_1		0.00	3.40	3.30		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Es wird Immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.13	16.93	-1.24	0.00	31.75	-30.65

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-3.47	-3.47	-13.87	12.69	40.37	16.66
2	0.00	0.00	-30.65	0.00	30.65	9.61

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-1.24	-1.24	-4.96	11.70	16.66
2	0.00	0.00	-9.61	0.00	9.61

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-1.24	-1.24	-4.96	11.70	16.66
2	0.00	0.00	-10.60	0.00	10.60

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	16.66	23.71	0.00	.	40.37	16.66
2	10.60	20.05	-0.99	.	30.65	9.61
Summe:	27.26	43.76	-0.99	.	71.02	26.27

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2	
EG	max	min	max	min
g	16.7	16.7	10.6	10.6
J	7.6	0.0	7.6	-0.4
N	11.1	0.0	7.4	-0.4
O	12.6	0.0	12.6	-0.6
Sum	47.9	16.7	38.2	9.2

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.15	19.26	-1.24	0.00	35.88	-34.78

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-3.93	-3.92	-15.70	12.90	39.13*	16.66*
2	0.00	0.00	-34.77	0.00	34.78	9.41

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
baslerend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	0.50	-3.93	1.58	-1.58	1.00	0.90	0.10
1	0.00	-3.93	1.58	-1.58	1.00	0.90	0.10
	1.14	19.26	-7.77	7.77	1.00	0.90	0.47
	1.15	19.26	-7.77	7.77	1.00	0.90	0.47
	2.25	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 li	0.360	-4.40	0.12	0.90	0.08
re	0.360	25.21	0.66	0.90	0.48
2 li	0.001	-34.74	0.91	0.90	0.66

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	3.3	
		fin:	0.0	0.0	0.0	5.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	3.3	
1	1125	inst:	0.8	1.1	2.0	7.5	0.26
		fin:	1.3	1.3	2.6	11.3	0.23
		net:	1.3	0.5	1.8	7.5	0.24

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min
g	16.7	16.7	10.6	10.6
J	11.3	0.0	7.2	0.0
N	11.1	0.0	7.4	-0.4
O	18.9	0.0	12.0	0.0
Sum	57.9	16.7	37.2	10.2

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-3.93	-3.93	-15.70	37.07	52.77	16.66
2	0.00	0.00	-34.21	0.00	34.21	9.86

zusätzliche Nachweise:
Anschlüsse Aufl. 1,2 bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.3.4

Pos. 0.3.7 Unterzug, Decke über EG
Verbinder A, Achse 7_{VBA}

1 statisches System:
siehe 3.

2 Lastzusammenstellung

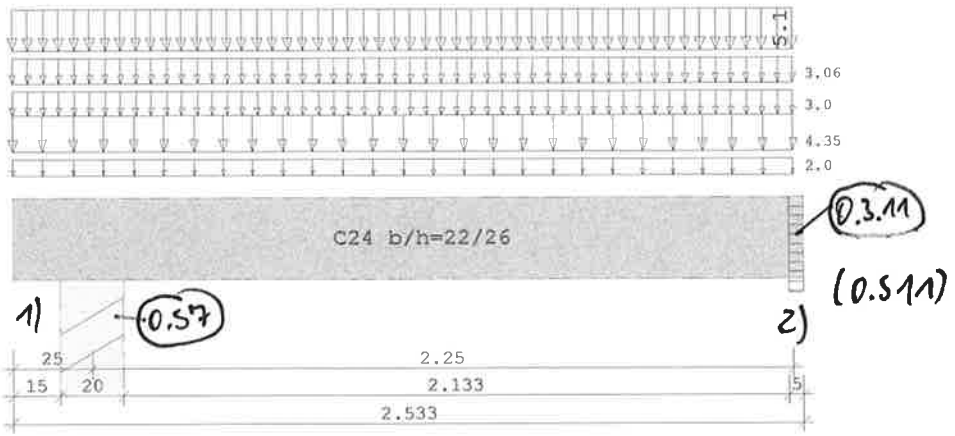
Verbinder A, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreite e_{Da_EG}= 2,90/2 = 1,45 m

g=	2,90* e_{Da_EG}	=	4,21 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	2,90 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	2,96 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	4,93 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

Zusatzlast für seitlich verschraubten Randbalken, Ausbildung Dachaufbau mit Kiesstreifen
g_1= 2,0 kN/m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:
Nachweis mit b/h=22/26cm



Holzträger System	C24 Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	2.25	konstant	22.0	26.0	32222.7
Kragarm links	0.25	konstant	22.0	26.0	32222.7

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.13	9.26	-0.21	0.00	16.74	-16.55

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-0.46	-0.46	-3.70	7.74	19.20	9.30
2	0.00	0.00	-16.55	0.00	16.55	7.32

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-0.21	-0.21	-1.67	7.62	9.30
2	0.00	0.00	-7.44	0.00	7.44

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	9.30	9.90	0.00	.	19.20	9.30
2	7.44	9.11	-0.11	.	16.55	7.32
Summe:	16.73	19.02	-0.11	.	35.75	16.62

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min
g	9.3	9.3	7.4	7.4
J	3.4	0.0	3.4	0.0
N	4.2	0.0	3.4	0.0
O	5.7	0.0	5.7	-0.1
Sum	22.6	9.3	20.0	7.3

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.13	10.80	-0.21	0.00	19.47	-19.29

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-0.54	-0.54	-4.31	7.77	18.80*	9.30*
2	0.00	0.00	-19.29	0.00	15.13*	7.29*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F
1	-0.21	-0.21	-1.67	7.62	9.30
2	0.00	0.00	-7.29	0.00	7.29

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit kmod		σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	0.25	-0.42	0.17	-0.17	1.00	0.70	0.01
1	0.00	-0.42	0.17	-0.17	1.00	0.70	0.01
	1.13	8.46	-3.41	3.41	1.00	0.70	0.26
	1.13	8.46	-3.41	3.41	1.00	0.70	0.26
	2.25	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 li	0.250	0.00	0.00	0.70	0.00
re	0.360	10.54	0.28	0.70	0.26
2 li	0.001	-15.12	0.40	0.70	0.37

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	1.7	
		fin:	0.0	0.0	0.0	2.5	
		net:	0.0	0.0	0.0	1.7	
1	1125	inst:	0.6	0.5	1.1	7.5	0.15
		fin:	1.0	0.6	1.6	11.3	0.14
		net:	1.0	0.2	1.2	7.5	0.16

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

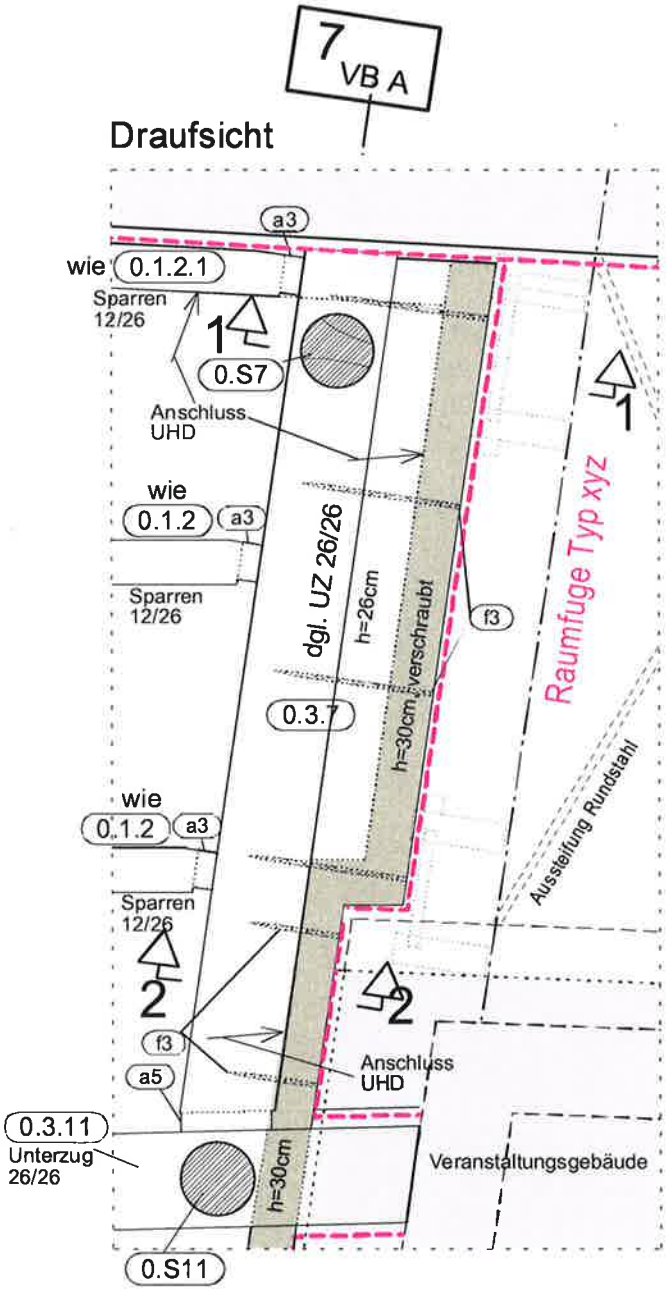
EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min
g	9.3	9.3	7.4	7.4
J	4.2	0.0	3.4	0.0
N	4.2	0.0	3.4	0.0
O	7.1	0.0	5.7	0.0
Sum	24.8	9.3	19.9	7.4

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-0.54	-0.54	-4.31	19.62	18.80*	9.30*
2	0.00	0.00	-19.22	0.00	15.13*	7.34*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1:- bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.3.4
Auflager 2:
Geometrie:



Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 240x260
Vollausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft, Aufl. 2

F_{1,d_st} = 1,35* 7,40 = 9,99 kN

F_{1,d_ku} = 15,30 kN

Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.3.1- Aufl. 2

Pos. 0.3.8 Unterzug, Decke über EG
Verbinder A, Achse C_{VBA}

1 statisches System:
siehe 3.

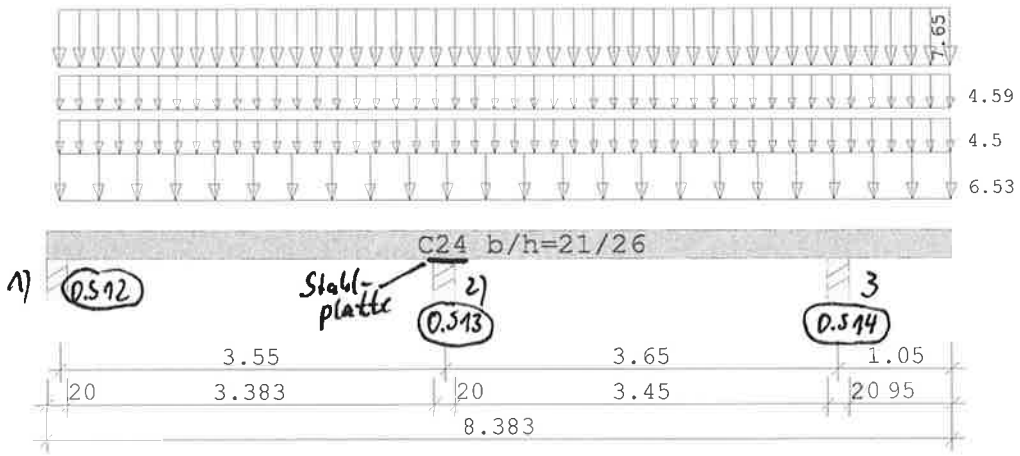
2 Lastzusammenstellung

Verbinder A, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreite e_{Da_EG} 3,54/2+0,9/2 = 2,22 m

g=	2,90* e_{Da_EG}	=	6,44 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	4,44 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	4,53 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	7,55 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:
Abmessungen zum Nachweis wegen Querschnittsverschwächung am Anschluss Pos. 0.3.2, 0.3.3 mit b/h=26-5=21/26cm



Holzträger über 2 Felder C24					
System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	3.55	konstant	21.0	26.0	30758.0
2	3.65	konstant	21.0	26.0	30758.0
Kragarm rechts	1.05	konstant	21.0	26.0	30758.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)								
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			2.90	2.00	2.25		g,q	
1	J	_1		0.00	2.04	2.25		s	
1	O	_1		0.00	3.40	2.25		s_A	
In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet									

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.42	21.15	0.00	-18.96	28.39	-39.07
2	x0 =	2.06	20.10	-20.41	-3.78	39.24	-30.12

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.07	2.95	0.00	-20.41	6.41	-17.91
2	x0 =	2.19	-0.38	-18.96	-6.26	15.99	-9.03

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	6.41	6.41
2	-8.45	-8.45	-14.54	11.95	26.50
3	-3.78	-3.78	-8.17	7.20	15.37

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	9.30	9.30
2	-10.15	-10.15	-15.02	14.25	29.27
3	-3.78	-3.78	-10.76	7.20	17.96

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	9.30	19.09	-2.89	.	28.39	6.41
2	29.27	37.80	-2.78	.	67.08	26.50
3	17.96	24.94	-2.59	.	42.90	15.37
Summe:	56.53	81.83	-8.25	.	138.36	48.28

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
EG	max	min	max	min	max	min
g	9.3	9.3	29.3	29.3	18.0	18.0
J	7.1	-1.1	10.5	-1.0	7.3	-1.0
N	7.2	-1.1	20.3	-1.0	12.7	-1.0
O	11.9	-1.8	17.5	-1.7	12.2	-1.6
Sum	35.5	5.3	77.6	25.4	50.2	14.4

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.51	24.46	0.00	-20.47	32.46	-43.99
2	x0 =	2.06	23.32	-22.55	-3.78	44.45	-34.16

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	0.71	2.40	0.00	-22.55	5.81	-18.51
2	x0 =	2.19	-2.08	-20.47	-8.08	15.90	-9.11

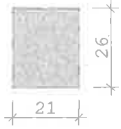
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	32.46	32.46	5.81
2	-28.60	-28.60	-34.06	46.10	70.45*	25.92*
3	-11.87	-11.87	-11.88	22.61	43.87*	14.83*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum					(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F
1	0.00	0.00	0.00	5.81	5.81
2	-8.10	-8.10	-14.44	11.47	25.92
3	-3.78	-3.78	-7.64	7.20	14.83

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 2 kdef = 0.80 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 21/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
			(N/mm2)				
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.51	24.46	-10.34	10.34	1.00	0.90	0.62
	1.51	24.46	-10.34	10.34	1.00	0.90	0.62
	3.55	-24.98	10.56	-10.56	1.00	0.70	0.82
2	0.00	-24.98	10.56	-10.56	1.00	0.70	0.82
	2.06	23.32	-9.85	9.85	1.00	0.90	0.59
	2.07	23.32	-9.85	9.85	1.00	0.90	0.59
	3.65	-11.87	5.02	-5.02	1.00	0.90	0.30
Krre	0.00	-11.87	5.02	-5.02	1.00	0.90	0.30

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 21/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
			(N/mm2)				
	1.05	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 21/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d	
1 re	0.327	25.43	0.70	0.90	0.50	
2 li	0.360	-38.40	1.05	0.90	0.59	*
re	0.360	38.35	1.05	0.90	0.59	*
3 li	0.360	-27.88	0.77	0.90	0.55	
re	0.360	14.86	0.41	0.90	0.29	

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50
* :kcr nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Auflager fc,90,k = 2.50 N/mm2

Stütze Nr.	b (cm)	d (cm)	max F (kN)	kmod	kc90	σc,90,d (N/mm2)	fc,90,d	η
1	20.0	20.0	32.5	0.90	1.00	0.71	1.73	0.41
2	20.0	20.0	70.4	0.70	1.00	1.35	1.35	1.01
3	20.0	20.0	43.9	0.70	1.00	0.84	1.35	0.63

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
1	1775	inst:	1.9	3.6	5.5	11.8	0.47
		fin:	3.4	4.5	7.8	17.8	0.44
		net:	3.4	1.9	5.2	11.8	0.44
2	1825	inst:	1.3	3.9	5.2	12.2	0.42
		fin:	2.3	4.7	7.0	18.3	0.38
		net:	2.3	1.9	4.2	12.2	0.35
Krre	0	inst:	0.0	0.0	0.0	7.0	
		fin:	0.0	0.0	0.0	10.5	
		net:	0.0	0.0	0.0	7.0	

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min	Stütze 3 max	min
g	9.3	9.3	29.3	29.3	18.0	18.0
J	6.2	0.0	19.6	0.0	12.0	0.0
N	7.2	-1.1	20.3	-1.0	12.7	-1.0
O	10.4	0.0	32.7	0.0	20.0	0.0
Sum	33.1	8.2	101.8	28.2	62.8	17.0

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	31.09	31.10	7.13
2	-32.99	-32.99	-47.52	46.27	93.79	27.18
3	-11.87	-11.87	-35.48	22.61	58.09	16.01

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1:
Nachweis Auflagerpressung siehe Pos. 0.4.3

Auflager 2: Stütze Pos. 0.S13
Geometrie: siehe Pos. 0.3.2

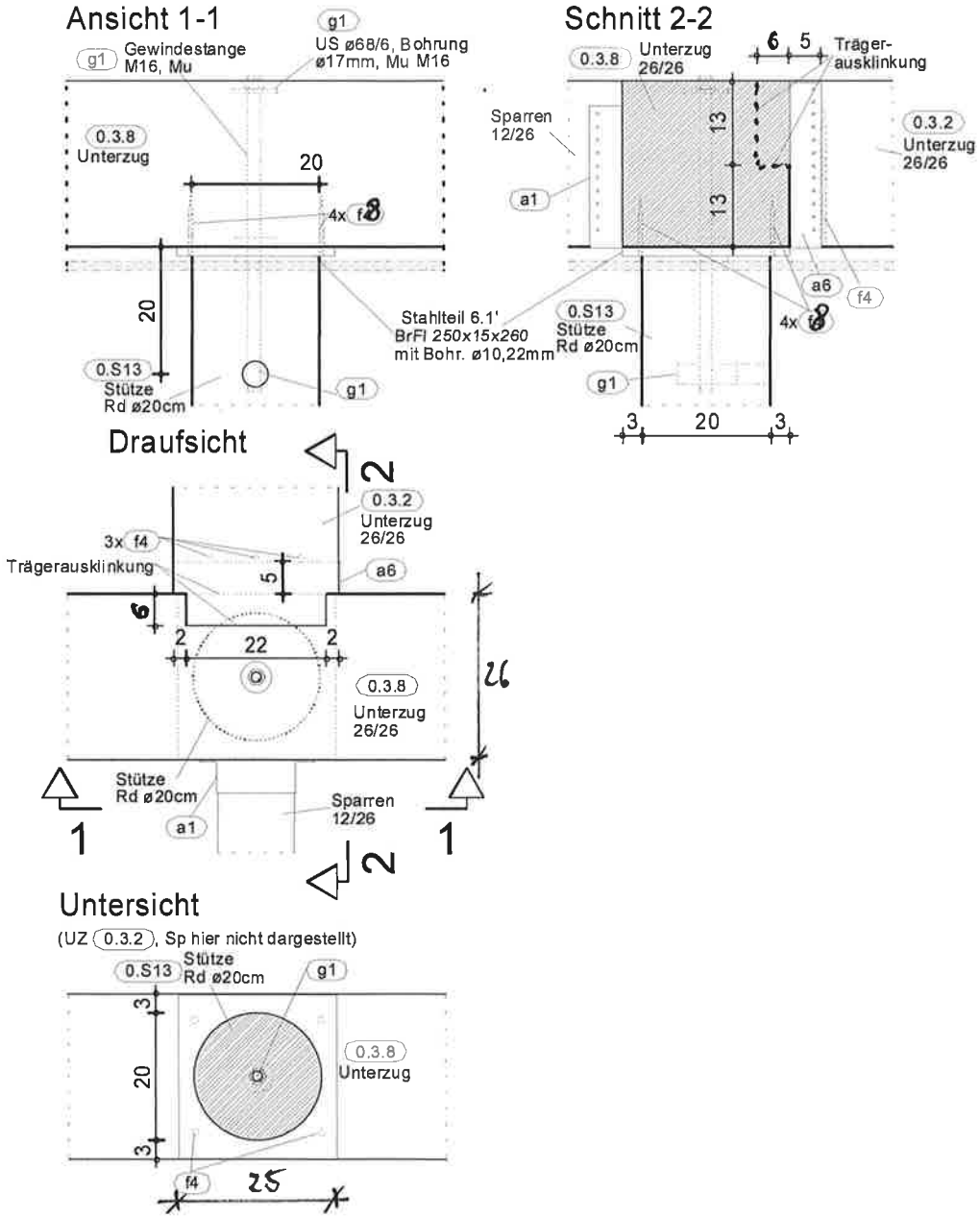
Bemessungswert der Auflagerkraft
aus 0.3.2 Aufl. 2
$F_{d_st_0.3.2}$= 1,35*16,3 = 22,00 kN
$F_{d_ku_0.3.2}$= 55,67 kN

aus 0.3.8 Aufl. 2
$F_{d_st_0.3.8}$= 1,35*29,3 = 39,55 kN
$F_{d_ku_0.3.8}$= 93,79 kN

F_{d_st}= $F_{d_st_0.3.2}$+$F_{d_st_0.3.8}$ = 61,55 kN
F_{d_ku}= $F_{d_ku_0.3.2}$+$F_{d_ku_0.3.8}$ = 149,46 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_st}$ = 0,460
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Holzpressung Unterzug (se.- Fa. NH C24):
Geometrie:



Pressungsfläche (ohne Einhängeeffekt)
Auflagerplatte BrFl 250x15x260 mit Bohrung 22,11mm
A_1 = 25*26 = 650,0 cm²

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²
$k_{c,90}$= 1,50

KLED ständig

$f_{c,90,d_st} = \kappa_{_st} * f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st} = F_{d_st} / A_1$ = 0,09 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,52 <1,0**

KLED kurz

$f_{c,90,d_ku} = \kappa_{_ku} * f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} = F_{d_ku} / A_1$ = 0,23 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,89 <1,0**

Auflager 3, Stütze Pos. 0.S14
Geometrie: wie Aufl. 2

Bemessungswert der Auflagerkraft
aus 0.3.3 Aufl. 2

$F_{d_st_0.3.3}$= 1,35*18,3 = 24,70 kN

$F_{d_ku_0.3.3}$= 58,65 kN

aus 0.3.8 Aufl. 3

$F_{d_st_0.3.8}$= 1,35*18,0 = 24,30 kN

$F_{d_ku_0.3.8}$= 58,09 kN

$F_{d_st} = F_{d_st_0.3.3} + F_{d_st_0.3.8}$ = 49,00 kN

$F_{d_ku} = F_{d_ku_0.3.3} + F_{d_ku_0.3.8}$ = 116,74 kN

Ausboldung mit Auflagerplatte BrFl 250x10x260 mit Bohrung 22,11mm
Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Aufl. 2

Pos. 0.3.9 Unterzug, Decke über EG
Verbinder A, Achse B_{VBA}

1 statisches System:
siehe 3.

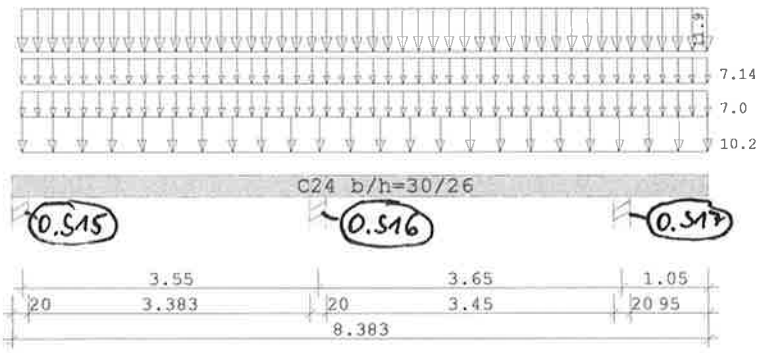
2 Lastzusammenstellung

Verbinder A, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreite e_{Da_EG} (3,54+3,45)/2 = 3,50 m

g=	2,90* e_{Da_EG}	=	10,15 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	7,00 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	7,14 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	11,90 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger über 2 Felder C24

System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	3.55	konstant	30.0	26.0	43940.0
2	3.65	konstant	30.0	26.0	43940.0
Kragarm rechts	1.05	konstant	30.0	26.0	43940.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L; 2=Einzellast bei a; 3=Einzelmoment bei a; 4=Trapezlast von a - a+b; 5=Dreieckslast über L; 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			2.90	2.00	3.50		g,q	
1	J	_1		0.00	2.04	3.50		s	
1	O	_1		0.00	3.40	3.50		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.42	32.87	0.00	-29.43	44.10	-60.68
2	x0 =	2.06	31.24	-31.68	-5.85	60.95	-46.79

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.07	4.55	0.00	-31.68	9.92	-27.77
2	x0 =	2.19	-0.62	-29.43	-9.71	24.78	-13.98

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	44.10	44.10	9.92
2	-37.12	-37.12	-41.73	62.44	104.17	41.04
3	-16.27	-16.27	-18.76	30.99	66.62	23.80

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	9.92	9.92
2	-13.09	-13.09	-22.53	18.51	41.04
3	-5.85	-5.85	-12.65	11.15	23.80

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	14.42	14.42
2	-15.73	-15.73	-23.28	22.08	45.36
3	-5.85	-5.85	-16.67	11.15	27.82

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	14.42	29.69	-4.49	.	44.10	9.92
2	45.36	58.80	-4.32	.	104.17	41.04
3	27.82	38.80	-4.02	.	66.62	23.80
Summe:	87.60	127.29	-12.84	.	214.89	74.76

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
EG	max	min	max	min	max	min
g	14.4	14.4	45.4	45.4	27.8	27.8
J	11.1	-1.7	16.4	-1.6	11.4	-1.5
N	11.2	-1.7	31.5	-1.6	19.8	-1.5
O	18.5	-2.8	27.3	-2.7	19.0	-2.5
Sum	55.2	8.2	120.5	39.4	78.0	22.3

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{FI}$ = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.51	38.00	0.00	-31.76	50.42	-68.31
2	x0 =	2.06	36.22	-35.00	-5.85	69.02	-53.05

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	0.71	3.71	0.00	-35.00	8.99	-28.71
2	x0 =	2.19	-3.25	-31.76	-12.53	24.65	-14.11

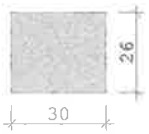
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	50.42	50.42	8.99
2	-44.41	-44.41	-52.86	71.60	109.34*	40.14*
3	-18.44	-18.44	-18.42	35.12	68.10*	22.96*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum					(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F
1	0.00	0.00	0.00	8.99	8.99
2	-12.54	-12.54	-22.38	17.76	40.14
3	-5.85	-5.85	-11.82	11.15	22.96

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 30/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o	σd,u (N/mm2)	kcrit	kmod	σd/fm,d
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.51	38.00	-11.24	11.24	1.00	0.90	0.68
	1.51	38.00	-11.24	11.24	1.00	0.90	0.68
	3.55	-38.77	11.47	-11.47	1.00	0.70	0.89
2	0.00	-38.77	11.47	-11.47	1.00	0.70	0.89
	2.06	36.22	-10.72	10.72	1.00	0.90	0.64
	2.07	36.22	-10.72	10.72	1.00	0.90	0.64
	3.65	-18.44	5.45	-5.45	1.00	0.90	0.33
Krre	0.00	-18.44	5.45	-5.45	1.00	0.90	0.33

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 30/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o	σd,u (N/mm2)	kcrit	kmod	σd/fm,d
	1.05	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 30/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d	
1 re	0.327	39.49	0.76	0.90	0.55	
2 li	0.360	-59.63	1.15	0.90	0.64	*
re	0.360	59.56	1.15	0.90	0.64	*
3 li	0.360	-43.30	0.83	0.90	0.60	
re	0.360	23.08	0.44	0.90	0.32	

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50
* :kcr nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
1	1775	inst:	2.0	4.0	6.0	11.8	0.51
		fin:	3.2	4.6	7.9	17.8	0.44
		net:	3.2	1.8	5.1	11.8	0.43
2	1825	inst:	1.4	4.2	5.6	12.2	0.46
		fin:	2.2	4.9	7.1	18.3	0.39
		net:	2.2	1.9	4.1	12.2	0.33
Krre	0	inst:	0.0	0.0	0.0	7.0	
		fin:	0.0	0.0	0.0	10.5	
		net:	0.0	0.0	0.0	7.0	

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

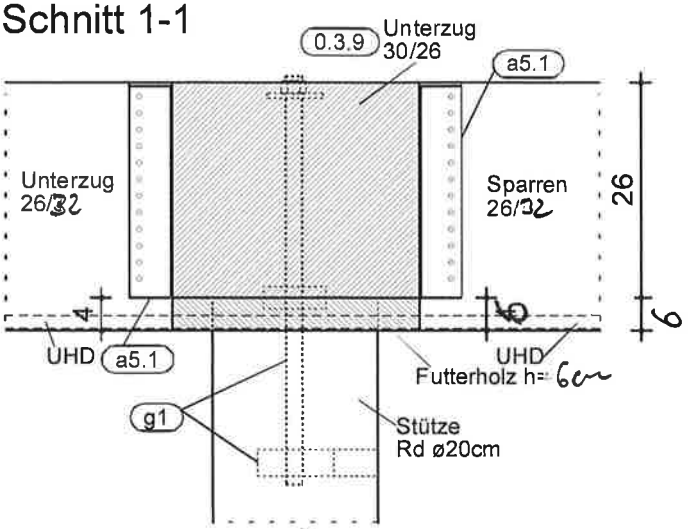
EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min	Stütze 3 max	min
g	14.4	14.4	45.4	45.4	27.8	27.8
J	9.7	0.0	30.5	0.0	18.7	0.0
N	11.2	-1.7	31.5	-1.6	19.8	-1.5
O	16.2	0.0	50.8	0.0	31.2	0.0
Sum	51.4	12.8	158.2	43.8	97.5	26.3

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

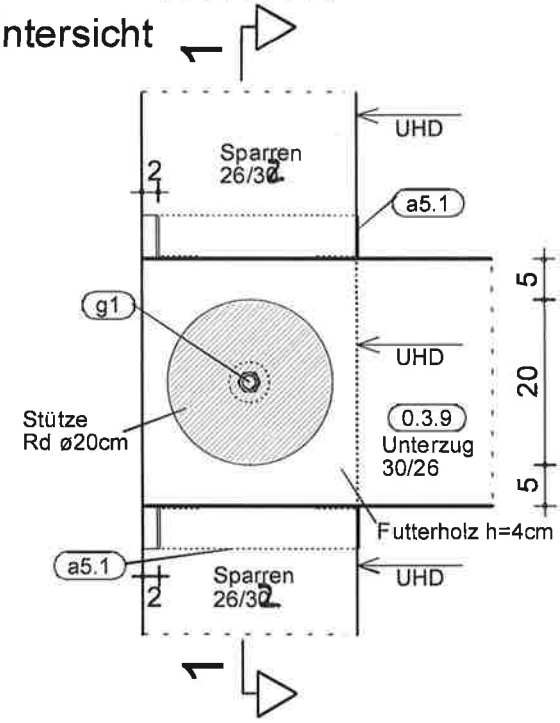
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	48.29	48.29	11.04
2	-51.23	-51.23	-73.79	71.85	145.65	42.11
3	-18.44	-18.44	-55.09	35.12	90.21	24.80

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1: Geometrie

Schnitt 1-1



Untersicht



Zusatzlast für Dachrandausbildung (Attika). unplanmäßige Belastung aus Eigengewicht Verglasung- Fassade mit g= 3,0 kN/m

G_1= 3,0* (3,45+3,55)/2 = 10,50 kN

Bemessungswert der Auflagerkraft aus 0.3.9 Aufl. 1, Zusatzlast

$F_{d_st_0.3.9_A1}$= 1,35*14,4+ 1,35*G_1 = 33,62 kN

$F_{d_ku_0.3.9_A1}$= 50,40+1,35* G_1 = 64,58 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_st}$ = 0,460
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_ku}$ = 0,692

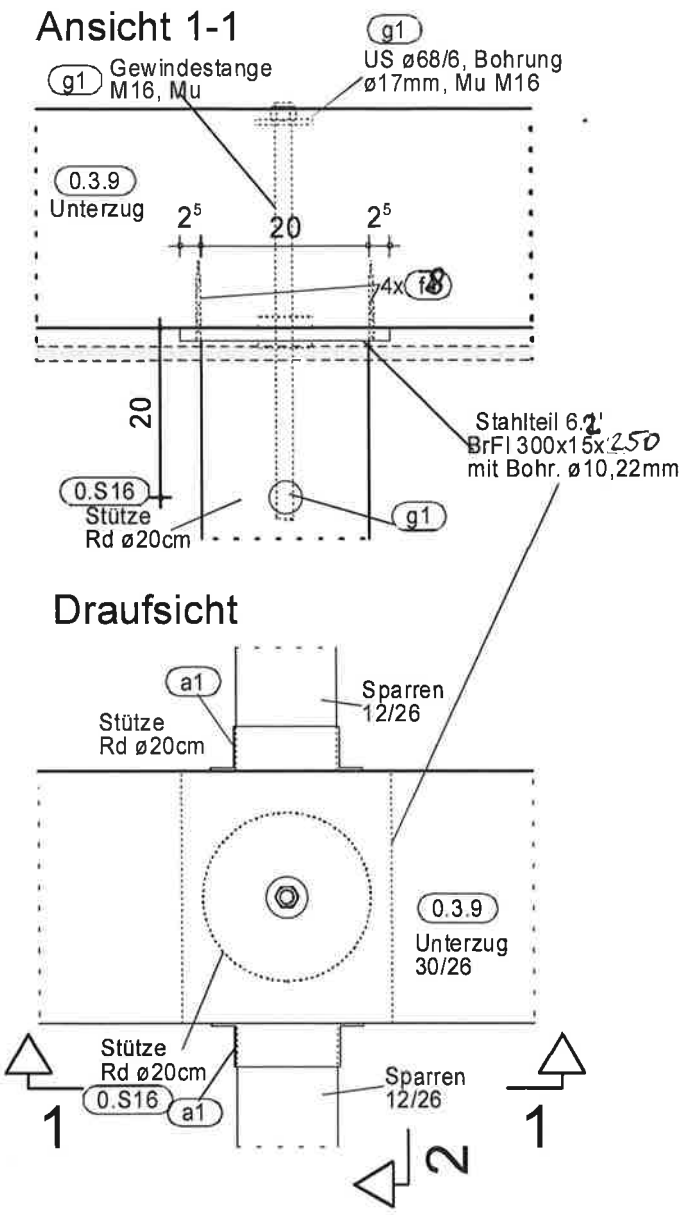
Holzpressung Unterzug (se.- Fa. NH C24):
Geometrie Pressungsfläche wie siehe Pos 0.3.10 Aufl. 3
d= 20,0 cm
A_1 = $d^2*\pi /4+2*60$ = 434,2 cm²
$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²
$k_{c,90}$= 1,50

Nachweis
KLED ständig
$f_{c,90,d_st}$= $\kappa_{_st}*f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_st}$ = $F_{d_st_0.3.9_A1} / A_1$ = 0,08 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_st} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,46 <1,0**

KLED kurz
$f_{c,90,d_ku}$= $\kappa_{_ku}*f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_ku}$ = $F_{d_ku_0.3.9_A1} / A_1$ = 0,15 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,58 <1,0**

Auflager 2:
Geometrie



Bemessungswert der Auflagerkraft aus 0.3.9 Aufl. 2

$F_{d_st_0.3.9_A2}$=	1,35*45,36	=	61,24 kN
$F_{d_ku_0.3.9_A2}$=			145,65 kN

Nachweis
Materialkennwerte wie Aufl. 1

Pressungsfläche (ohne Einhängeeffekt)
Auflagerplatte BrFl 300 x10x250 mit Bohrung 22,11mm

A_2 =	25*30	=	750,0 cm²

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²
$k_{c,90}$= 1,50

KLED ständig
$\sigma_{c,90,d_st} = F_{d_st_0.3.9_A2} / A_2$ = 0,08 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_st} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,46 <1,0**

KLED kurz
$\sigma_{c,90,d_ku} = F_{d_ku_0.3.9_A2} / A_2$ = 0,19 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_ku} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,73 <1,0**

Auflager 3:
Bemessungswert der Auflagerkraft aus 0.3.9 Aufl. 3
$F_{d_st_0.3.9_A3}$= 1,35*27,82 = 37,56 kN
$F_{d_ku_0.3.9_A3}$= 90,21 kN

Auflagerplatte BrFl 250x15x300
Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Aufl. 2

Pos. 0.3.10 Unterzug, Decke über EG
Verbinder A

1 statisches System:

siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis b/h=26/26cm

2 Lastzusammenstellung

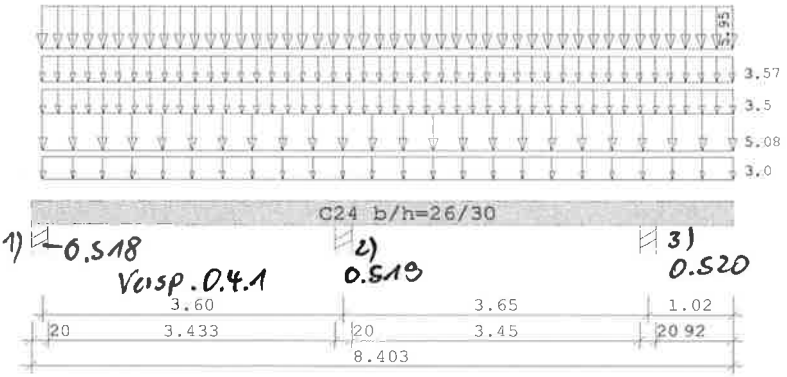
Verbinder A, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreite e_{Da_EG}= 3,45/2 = 1,73 m

g=	2,90* e_{Da_EG}	=	5,02 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	3,46 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	3,53 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	5,88 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

Zuschlag für Dachrandausbildung (Attika), unplanmäßige Belastung aus Eigengewicht Verglasung- Fassade
g_1= 3,00 kN/m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger über 2 Felder C24

System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	3.60	konstant	26.0	30.0	58500.0
2	3.65	konstant	26.0	30.0	58500.0
Kragarm rechts	1.02	konstant	26.0	30.0	58500.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			3.00	0.00	1.00		g	
1	N			2.90	2.00	1.75		g,q	
1	J	_1		0.00	2.04	1.75		s	
1	O	_1		0.00	3.40	1.75		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.44	19.96	0.00	-20.06	26.82	-37.96
2	x0 =	2.19	17.76	-20.84	-4.44	37.33	-28.35

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.08	5.37	0.00	-20.84	9.59	-21.17
2	x0 =	2.19	1.88	-20.06	-6.26	19.37	-11.81

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	26.82	26.82	9.59
2	-23.65	-23.65	-28.25	38.10	66.35	34.85
3	-9.36	-9.36	-14.18	18.35	41.25	19.90

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	9.59	9.59
2	-11.68	-11.68	-18.62	16.23	34.85
3	-4.44	-4.44	-11.19	8.71	19.90

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	11.79	11.79
2	-12.92	-12.92	-18.97	17.91	36.88
3	-4.44	-4.44	-13.27	8.71	21.98

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	11.79	15.03	-2.20	.	26.82	9.59
2	36.88	29.47	-2.03	.	66.35	34.85
3	21.98	19.27	-2.08	.	41.25	19.90
Summe:	70.65	63.77	-6.31	.	134.42	64.34

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
EG	max	min	max	min	max	min
g	11.8	11.8	36.9	36.9	22.0	22.0
J	5.6	-0.8	8.2	-0.8	5.7	-0.8
N	5.6	-0.8	15.9	-0.8	9.8	-0.8
O	9.4	-1.4	13.6	-1.3	9.5	-1.3
Sum	32.4	8.8	74.5	34.1	46.9	19.1

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdll	Mdre	V ll	V re
1	x0 =	1.44	23.97	0.00	-22.07	31.83	-44.09
2	x0 =	2.07	21.82	-23.43	-4.44	43.69	-33.28

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdll	Mdre	V ll	V re
1	x0 =	1.08	4.60	0.00	-23.43	8.87	-21.89
2	x0 =	2.19	-0.08	-22.07	-8.18	19.39	-11.79

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdll	Mdre	Vdll	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	31.83	25.08*	8.87*
2	-29.22	-29.22	-36.44	45.27	74.22*	34.18*
3	-10.97	-10.97	-13.92	21.51	45.00*	19.22*

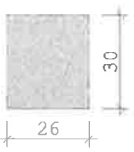
* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	Mdll	Mdre	Vdll	Vdre	F
1	0.00	0.00	0.00	8.87	8.87
2	-11.27	-11.27	-18.51	15.67	34.18
3	-4.44	-4.44	-10.51	8.71	19.22

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/30

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.44	18.71	-4.80	4.80	1.00	0.70	0.37
	1.49	18.74	-4.81	4.81	1.00	0.70	0.37
	3.60	-26.45	6.78	-6.78	1.00	0.70	0.52
2	0.00	-26.45	6.78	-6.78	1.00	0.70	0.52
	2.07	21.82	-5.60	5.60	1.00	0.90	0.34
	2.08	21.82	-5.60	5.60	1.00	0.90	0.34
	3.65	-8.73	2.24	-2.24	1.00	0.70	0.17
Krre	0.00	-8.73	2.24	-2.24	1.00	0.70	0.17

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/30

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
	1.02	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/30

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d	
1 re	0.367	18.93	0.36	0.70	0.34	
2 li	0.400	-30.84	0.59	0.70	0.42	*
re	0.400	29.95	0.58	0.70	0.41	*
3 li	0.400	-21.17	0.41	0.70	0.38	
re	0.400	10.41	0.20	0.70	0.19	

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50
* :kcr nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
1	1800	inst:	1.3	1.6	2.9	12.0	0.24
		fin:	2.1	1.8	3.9	18.0	0.22
		net:	2.1	0.7	2.8	12.0	0.23
2	1825	inst:	0.8	1.6	2.4	12.2	0.20
		fin:	1.3	1.9	3.2	18.3	0.17
		net:	1.3	0.7	2.0	12.2	0.17
Krre	0	inst:	0.0	0.0	0.0	6.8	
		fin:	0.0	0.0	0.0	10.2	
		net:	0.0	0.0	0.0	6.8	

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min	Stütze 3 max	min
g	11.8	11.8	36.9	36.9	22.0	22.0
J	4.9	0.0	15.4	0.0	9.2	0.0
N	5.6	-0.8	15.9	-0.8	9.8	-0.8
O	8.2	0.0	25.7	0.0	15.3	0.0
Sum	30.6	11.0	93.8	36.1	56.3	21.2

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdll	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	30.78	25.08*	9.87*
2	-32.82	-32.82	-47.08	45.50	74.22*	35.11*
3	-10.97	-10.97	-34.34	21.51	45.00*	20.17*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

zusätzliche Nachweise:

Auflager 1

Bemessungswert der Auflagerkraft

Zusatzlast für Dachrandausbildung (Attika). unplanmäßige Belastung aus Eigengewicht Verglasung- Fassade mit g= 3,0 kN/m

G_1= 3,0* 3,45/2 = 5,17 kN

maßgebende LK für

F_{d_st}= 1,35*11,8+1,35*G_1 = 22,91 kN

F_{d_ku}= 26,82 +1,35*G_1 = 33,80 kN

Nachweis siehe Pos. 0.4.1- Verspannung, Stütze 0.S18

Auflager 2

maßgebende LK für

F_{d_st}= 1,35*36,9 = 49,81 kN

F_{d_ku}= 74,22 kN

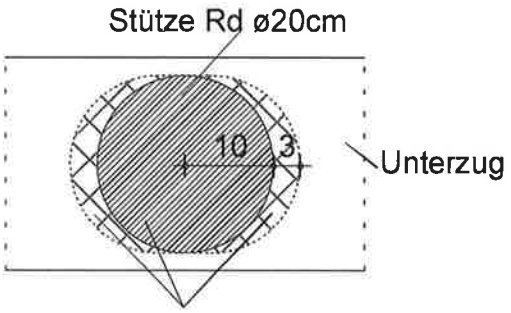
Nachweis siehe Pos. 0.4.1- Verspannung, Stütze 0.S19

Auflager 3:
- Stütze 0.S20
Bemessungswert der Auflagerkraft
maßgebende LK für
F_{d_st}= 1,35*22,0 = 29,70 kN
F_{d_ku}= 45,00 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_st}$ = 0,460
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Holzpressung Unterzug, se.- Fa (NH):
Pressungsfläche Stütze

Untersicht



Pressungsfläche
A=314+2*60=434cm²

d= 20 cm
A_1 = $d^2*\pi/4+2*60$ = 434,2 cm²

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²
$k_{c,90}$= 1,50

KLED ständig
$f_{c,90,d_st}$= $\kappa_{_st}*f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_st}$ = F_{d_st} / A_1 = 0,07 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,41 <1,0**

KLED kurz
$f_{c,90,d_ku}$= $\kappa_{_ku}*f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_ku}$ = F_{d_ku} / A_1 = 0,10 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,39 <1,0**

Pos. 0.3.11 Unterzug, Decke über EG
Verbinder A, Achse $C1_{VBA}$

1 statisches System:
siehe 3.

2 Lastzusammenstellung

Verbinder A, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Flachdach über EG
Lasteinflussbreite $e_{Da_1_EG}$= 0,90/2 = 0,45 m
Kiesstreifen vor Außenwand Klausurflügel, über ges. Länge angesetzt

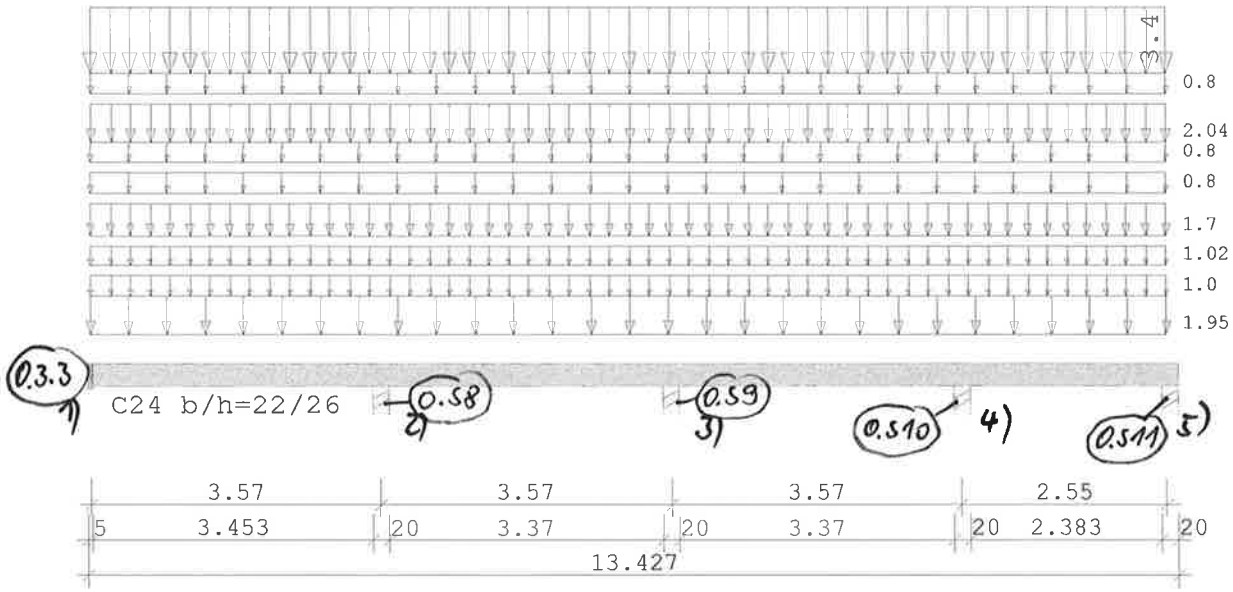
g_1=	3,90* $e_{Da_1_EG}$	=	1,75 kN/m
q=	2,0* $e_{Da_1_EG}$	=	0,90 kN/m
s=	2,04* $e_{Da_1_EG}$	=	0,92 kN/m
s_A=	3,4* $e_{Da_1_EG}$	=	1,53 kN/m

aus Verglasung vor Nordwand Museum
Lasteinflussbreite $e_{Da_2_EG}$= 2,0/2 = 1,00 m

g=	0,80* $e_{Da_2_EG}$	=	0,80 kN/m
s=	2,04* $e_{Da_2_EG}$	=	2,04 kN/m
s_A=	3,4* $e_{Da_2_EG}$	=	3,40 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:
Nachweis mit b/h=22/26cm



Holzträger über 4 Felder C24

System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	3.57	konstant	22.0	26.0	32222.7
2	3.57	konstant	22.0	26.0	32222.7
3	3.57	konstant	22.0	26.0	32222.7
4	2.55	konstant	22.0	26.0	32222.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			3.90	2.00	0.50		g,q	
1	J	_1		0.00	2.04	0.50		s	
1	O	_1		0.00	3.40	0.50		s_A	
1	N			0.80	0.00	1.00		g	
1	J	_1		0.80	2.04	1.00		s	
1	O	_1		0.80	3.40	1.00		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.43	9.95	0.00	-9.88	13.46	-19.00
2	x0 =	1.83	6.11	-9.05	-7.71	16.61	-15.85
3	x0 =	1.79	6.84	-7.41	-7.88	16.10	-16.36
4	x0 =	1.53	4.71	-5.98	0.00	13.94	-9.25

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.07	3.56	0.00	-9.05	5.84	-10.91
2	x0 =	1.79	0.33	-9.88	-4.40	9.91	-6.84
3	x0 =	1.79	1.60	-7.71	-4.04	9.40	-7.35
4	x0 =	2.04	0.87	-7.88	0.00	9.07	-2.89

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	13.46	13.46	5.84
2	-10.69	-10.69	-19.23	11.94	31.17	17.73
3	-8.46	-8.46	-16.12	11.30	27.41	14.52
4	-8.25	-8.25	-16.49	10.49	26.99	14.64
5	0.00	0.00	-9.25	0.00	9.25	2.89

Stützmomente Minimum					(kNm , kN)
Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	5.84	5.84
2	-5.57	-5.57	-9.94	7.80	17.73
3	-3.65	-3.65	-6.58	7.94	14.52
4	-3.67	-3.67	-7.22	7.42	14.64
5	0.00	0.00	-2.89	0.00	2.89

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast					(kNm , kN)
Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	6.62	6.62
2	-6.29	-6.29	-10.14	8.80	18.94
3	-4.77	-4.77	-7.95	8.43	16.39
4	-4.56	-4.56	-8.32	7.77	16.09
5	0.00	0.00	-4.20	0.00	4.20

Auflagerkräfte							(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min	
1	6.62	6.85	-0.78	.	13.46	5.84	
2	18.94	12.23	-1.21	.	31.17	17.73	
3	16.39	11.03	-1.87	.	27.41	14.52	
4	16.09	10.89	-1.45	.	26.99	14.64	
5	4.20	5.06	-1.30	.	9.25	2.89	
Summe:	62.23	46.05	-6.60	.	108.28	55.63	

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte									(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4		
EG	max	min	max	min	max	min	max	min	
g	6.6	6.6	18.9	18.9	16.4	16.4	16.1	16.1	
J	3.2	-0.4	4.7	-0.6	4.2	-0.8	4.3	-0.7	
N	1.6	-0.2	4.3	-0.3	4.0	-0.6	3.8	-0.3	
O	5.3	-0.6	7.9	-0.9	7.0	-1.3	7.1	-1.1	
Sum	16.6	5.5	35.9	17.2	31.6	13.7	31.3	14.0	

Auflagerkräfte			(kN)
	Stütze 5		
EG	max	min	
g	4.2	4.2	
J	2.3	-0.6	
N	1.2	-0.3	
O	3.8	-1.0	
Sum	11.6	2.3	

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G * K_{FI} = 1.35$ feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.50	11.89	0.00	-10.86	15.87	-21.96
2	x0 =	1.83	7.59	-10.04	-8.57	19.33	-18.50
3	x0 =	1.76	8.35	-7.96	-9.11	18.59	-19.24
4	x0 =	1.50	5.81	-6.16	0.00	15.92	-11.10

Feldmomente Minimum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.07	3.27	0.00	-10.04	5.57	-11.19
2	x0 =	1.79	-0.59	-10.86	-5.26	9.95	-6.81
3	x0 =	2.14	1.02	-6.15	-6.16	8.38	-8.38
4	x0 =	2.04	0.62	-9.11	0.00	9.56	-2.41

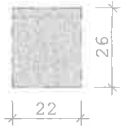
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	15.87	15.87	5.57
2	-13.17	-13.17	-22.60	15.71	32.49*	17.32*
3	-10.70	-10.70	-19.25	14.92	29.09*	13.63*
4	-10.16	-10.16	-19.61	13.59	27.90*	14.15*
5	0.00	0.00	-11.10	0.00	11.10	2.41

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum					(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F
1	0.00	0.00	0.00	5.57	5.57
2	-5.32	-5.32	-9.87	7.45	17.32
3	-3.13	-3.13	-6.06	7.57	13.63
4	-3.37	-3.37	-6.84	7.31	14.15
5	0.00	0.00	-2.41	0.00	2.41

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 2 kdef = 0.80 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.50	11.89	-4.80	4.80	1.00	0.90	0.29
	3.57	-11.01	4.44	-4.44	1.00	0.70	0.34
2	0.00	-11.01	4.44	-4.44	1.00	0.70	0.34
	1.83	7.59	-3.06	3.06	1.00	0.90	0.18
	3.57	-8.99	3.63	-3.63	1.00	0.70	0.28
3	0.00	-8.99	3.63	-3.63	1.00	0.70	0.28
	1.76	8.35	-3.37	3.37	1.00	0.90	0.20
	3.57	-8.25	3.33	-3.33	1.00	0.70	0.26
4	0.00	-8.25	3.33	-3.33	1.00	0.70	0.26
	1.50	5.81	-2.34	2.34	1.00	0.90	0.14
	1.51	5.81	-2.34	2.34	1.00	0.90	0.14
	2.55	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 re	0.001	15.86	0.42	0.90	0.30
2 li	0.360	-18.79	0.49	0.90	0.27 *
re	0.360	16.37	0.43	0.90	0.24 *
3 li	0.360	-15.43	0.40	0.90	0.22 *
re	0.360	15.72	0.41	0.90	0.23 *
4 li	0.360	-15.79	0.41	0.90	0.23 *
re	0.360	10.40	0.27	0.70	0.19 *
5 li	0.327	-7.63	0.20	0.90	0.14

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50
* :kcr nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
1	1785	inst:	1.4	1.2	2.6	11.9	0.22
		fin:	2.5	1.4	3.9	17.9	0.22
		net:	2.5	0.4	2.9	11.9	0.25
2	1785	inst:	0.3	0.9	1.2	11.9	0.10
		fin:	0.6	1.0	1.6	17.9	0.09
		net:	0.6	0.3	0.9	11.9	0.07
3	1785	inst:	0.7	0.8	1.5	11.9	0.13
		fin:	1.3	1.0	2.2	17.9	0.13
		net:	1.3	0.3	1.6	11.9	0.13
4	1530	inst:	0.2	0.3	0.6	8.5	0.07
		fin:	0.4	0.4	0.8	12.8	0.06
		net:	0.4	0.1	0.5	8.5	0.06

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min	Stütze 3 max	min	Stütze 4 max	min
g	6.6	6.6	18.9	18.9	16.4	16.4	16.1	16.1
J	2.9	0.0	8.2	0.0	7.1	0.0	7.0	0.0
N	1.4	0.0	4.0	0.0	3.5	0.0	3.4	0.0
O	4.8	0.0	13.7	0.0	11.9	0.0	11.7	0.0
Sum	15.7	6.6	44.9	18.9	38.9	16.4	38.2	16.1

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 5 max	min
g	4.2	4.2
J	1.8	0.0
N	0.9	0.0
O	3.0	0.0
Sum	10.0	4.2

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G * K_{FI} = 1.35$ feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	15.24	15.24	6.32
2	-14.46	-14.46	-22.96	20.25	43.21	18.49
3	-11.30	-11.30	-18.51	19.39	37.90	15.48
4	-10.63	-10.63	-19.20	17.68	36.87	15.55
5	0.00	0.00	-9.99	0.00	9.99	3.68

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1:

Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 220x260
Teilausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft, Aufl. 1

F_{1,d_st} = 1,35* 3,2 = 4,32 kN

F_{1,d_ku} = 15,87 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_st}$ = 0,460
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 31,10 kN
$MAX(F_{1,d_st} / (\kappa_{_st}*R_{1,k}); F_{1,d_ku} / (\kappa_{_ku}*R_{1,k}))$ = **0,74 < 1**

Auflager 2:
Bemessungswert der Auflagerkraft
aus 0.3.4 Aufl. 2
$F_{d_st_0.3.4}$= 1,35*10,0 = 13,50 kN
$F_{d_ku_0.3.4}$= 36,60 kN
aus 0.3.11 Aufl. 2
$F_{d_st_0.3.11}$= 1,35*18,9 = 25,52 kN
$F_{d_ku_0.3.11}$= 43,21 kN

$F_{d_st_A2}$= $F_{d_st_0.3.4}+F_{d_st_0.3.11}$ = 39,02 kN
$F_{d_ku_A2}$= $F_{d_ku_0.3.4}+F_{d_ku_0.3.11}$ = 79,81 kN

Auflager 3:
Bemessungswert der Auflagerkraft
aus 0.3.5 Aufl. 2 (wie 0.3.4)
$F_{d_st_0.3.5}$= 1,35*10,0 = 13,50 kN
$F_{d_ku_0.3.5}$= 36,60 kN
aus 0.3.11 Aufl. 3
$F_{d_st_0.3.11}$= 1,35*16,4 = 22,14 kN
$F_{d_ku_0.3.11}$= 37,90 kN

$F_{d_st_A3}$= $F_{d_st_0.3.5}+F_{d_st_0.3.11}$ = 35,64 kN
$F_{d_ku_A3}$= $F_{d_ku_0.3.5}+F_{d_ku_0.3.11}$ = 74,50 kN

Auflager 4:
Bemessungswert der Auflagerkraft
aus 0.3.6 Aufl. 2
$F_{d_st_0.3.6}$= 1,35*10,6 = 14,31 kN
$F_{d_ku_0.3.6}$= 34,78 kN
aus 0.3.11 Aufl. 4
$F_{d_st_0.3.11}$= 1,35*16,1 = 21,73 kN
$F_{d_ku_0.3.11}$= 36,87 kN

$F_{d_st_A4}$= $F_{d_st_0.3.6}+F_{d_st_0.3.11}$ = 36,04 kN
$F_{d_ku_A4}$= $F_{d_ku_0.3.6}+F_{d_ku_0.3.11}$ = 71,65 kN

Auflager 5:
Bemessungswert der Auflagerkraft
aus 0.3.7 Aufl. 2

$F_{d_st_0.3.7}$= 1,35*7,4 = 9,99 kN

$F_{d_ku_0.3.7}$= 15,13 kN

aus 0.3.11 Aufl. 5

$F_{d_st_0.3.11}$= 1,35*4,2 = 5,67 kN

$F_{d_ku_0.3.11}$= 9,99 kN

$F_{d_st_A5}$= $F_{d_st_0.3.7}$+$F_{d_st_0.3.11}$ = 15,66 kN

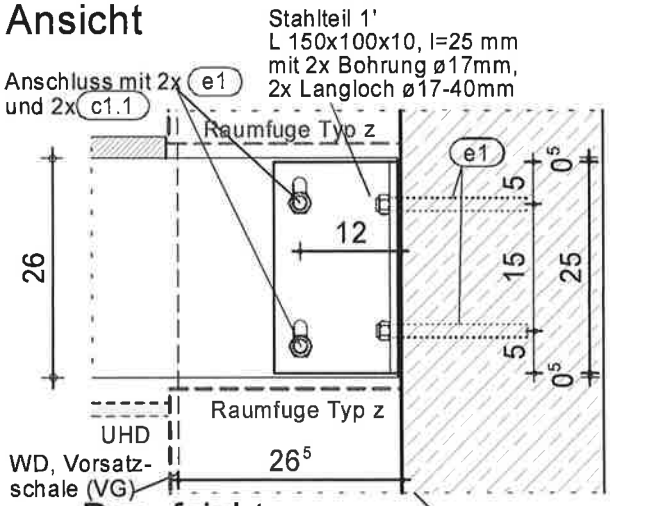
$F_{d_ku_A5}$= $F_{d_ku_0.3.7}$+$F_{d_ku_0.3.11}$ = 25,12 kN

Auflagerpressung Unterzug auf Stütze
Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.3.4- Aufl. 1

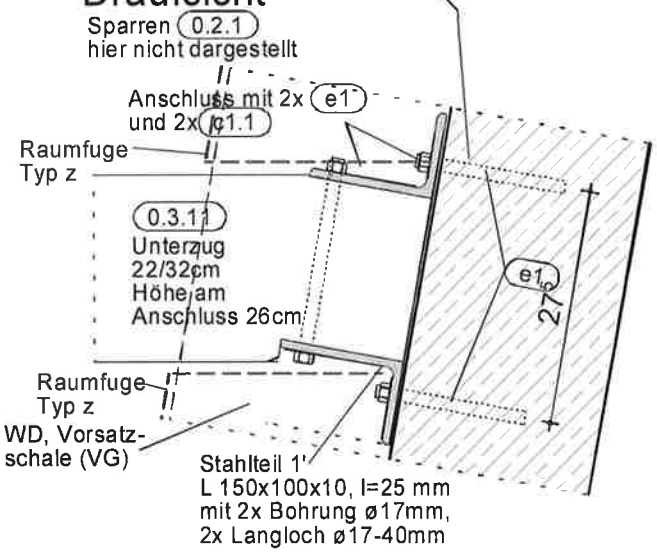
Anschluss am Veranstaltungsgebäude

Anschluss Unterzug- Außenwand VG

Ansicht



Draufsicht



Pos. 0.3.12 Unterzug, Decke über EG
Übergang Museum- Veranstaltungsgebäude (VG). Achse $B1_{VBA}$

1 statisches System:
siehe 3.

2 Lastzusammenstellung

Verbinder A, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreite e_{Da_EG}= 2,9/2 = 1,45 m

g=	2,90* e_{Da_EG}	=	4,21 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	2,90 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	2,96 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	4,93 kN/m

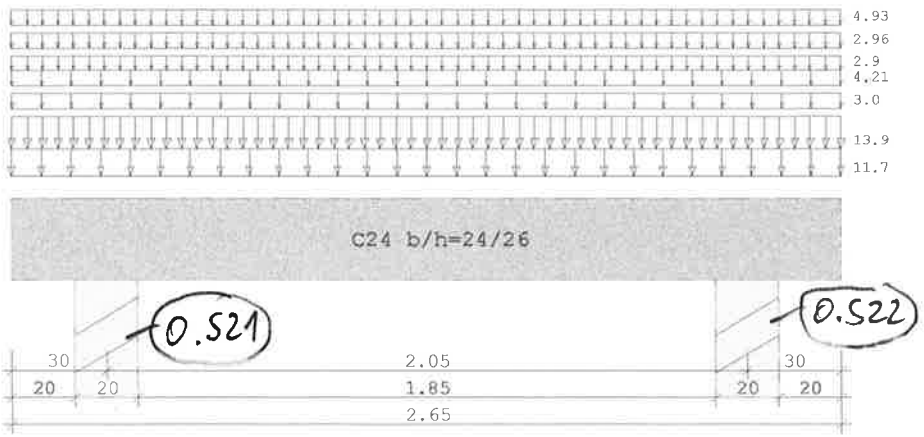
- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

aus Decke über EG, zweigeschossiger Gebäudeteil
Lasteinflussbreite e_{De_EG}= 5,55/2 = 2,77 m

$g_{0.3.1}$=	4,2*e_{De_EG}	=	11,63 kN/m
$q_{0.3.1}$=	5,0*e_{De_EG}	=	13,85 kN/m

Zuschlag für Belastung aus Eigengewicht Verglasung- Fassade
g_1= 3,00 kN/m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:
Abmessungen zum Nachweis b/h=24/26cm



Holzträger System	C24 Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	2.05	konstant	24.0	26.0	35152.0
Kragarm					
links	0.30	konstant	24.0	26.0	35152.0
rechts	0.30	konstant	24.0	26.0	35152.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a
3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b
5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	C			4.20	5.00	2.78		g,q	
1	C			3.00	0.00	1.00		g	
1	N			2.90	2.00	1.45		g,q	
1	J	_1		0.00	2.04	1.45		s	
1	O	_1		0.00	3.40	1.45		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
C	1	Versammlungsräume	0.70	0.70	0.60	1.50	kurz
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.03	20.66	-0.87	-0.87	42.01	-42.01

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.03	8.38	-1.84	-1.62	19.85	-19.63

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-1.84	-1.84	-12.30	19.84	53.20	25.04
2	-1.84	-1.84	-19.84	12.30	53.20	25.04

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-0.87	-0.87	-5.78	19.26	25.04
2	-0.87	-0.87	-19.26	5.78	25.04

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-0.87	-0.87	-5.78	19.74	25.51
2	-0.87	-0.87	-19.74	5.78	25.51

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	25.51	27.68	-0.48	.	53.20	25.04
2	25.51	27.68	-0.48	.	53.20	25.04
Summe:	51.03	55.36	-0.95	.	106.39	50.07

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte					(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		
EG	max	min	max	min	
g	25.5	25.5	25.5	25.5	
C	18.7	-0.3	18.7	-0.3	
J	3.0	-0.1	3.0	-0.1	
N	3.9	-0.1	3.9	-0.1	
O	5.1	-0.1	5.1	-0.1	
Sum	56.2	25.0	56.2	25.0	

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.03	27.19	-0.87	-0.87	54.75	-54.75

Feldmomente Minimum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.03	7.76	-2.40	-2.30	19.79	-19.69

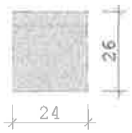
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-2.40	-2.40	-16.02	19.79	70.81*	24.76*
2	-2.40	-2.40	-19.79	16.02	70.81*	24.76*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F	
1	-0.87	-0.87	-5.78	18.99	24.76	
2	-0.87	-0.87	-18.99	5.78	24.76	

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 24/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	0.30	-2.40	0.89	-0.89	1.00	0.90	0.05
1	0.00	-2.40	0.89	-0.89	1.00	0.90	0.05
	1.03	27.19	-10.06	10.06	1.00	0.90	0.61
	2.05	-2.40	0.89	-0.89	1.00	0.90	0.05
Krre	0.00	-2.40	0.89	-0.89	1.00	0.90	0.05
	0.30	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 24/26					
Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 li	0.300	-0.01	0.00	0.90	0.00
re	0.360	36.22	0.87	0.90	0.63
2 li	0.360	-36.22	0.87	0.90	0.63
re	0.300	0.01	0.00	0.90	0.00
EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50					

Auflager fc,90,k = 2.50 N/mm2								
Stütze Nr.	b (cm)	d (cm)	max F (kN)	kmod	kc90	σc,90,d (N/mm2)	fc,90,d	η
1	20.0	20.0	70.8	0.90	1.00	1.36	1.73	0.79
2	20.0	20.0	70.8	0.90	1.00	1.36	1.73	0.79

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (mm	wqB	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	2.0	
		fin:	0.0	0.0	0.0	3.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	2.0	
1	1025	inst:	1.0	1.1	2.1	6.8	0.31
		fin:	1.6	1.4	3.1	10.3	0.30
		net:	1.6	0.9	2.6	6.8	0.38
Krre	0	inst:	0.0	0.0	0.0	2.0	
		fin:	0.0	0.0	0.0	3.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	2.0	

Auflagerkräfte LF Volllast, zur Lastweiterleitung

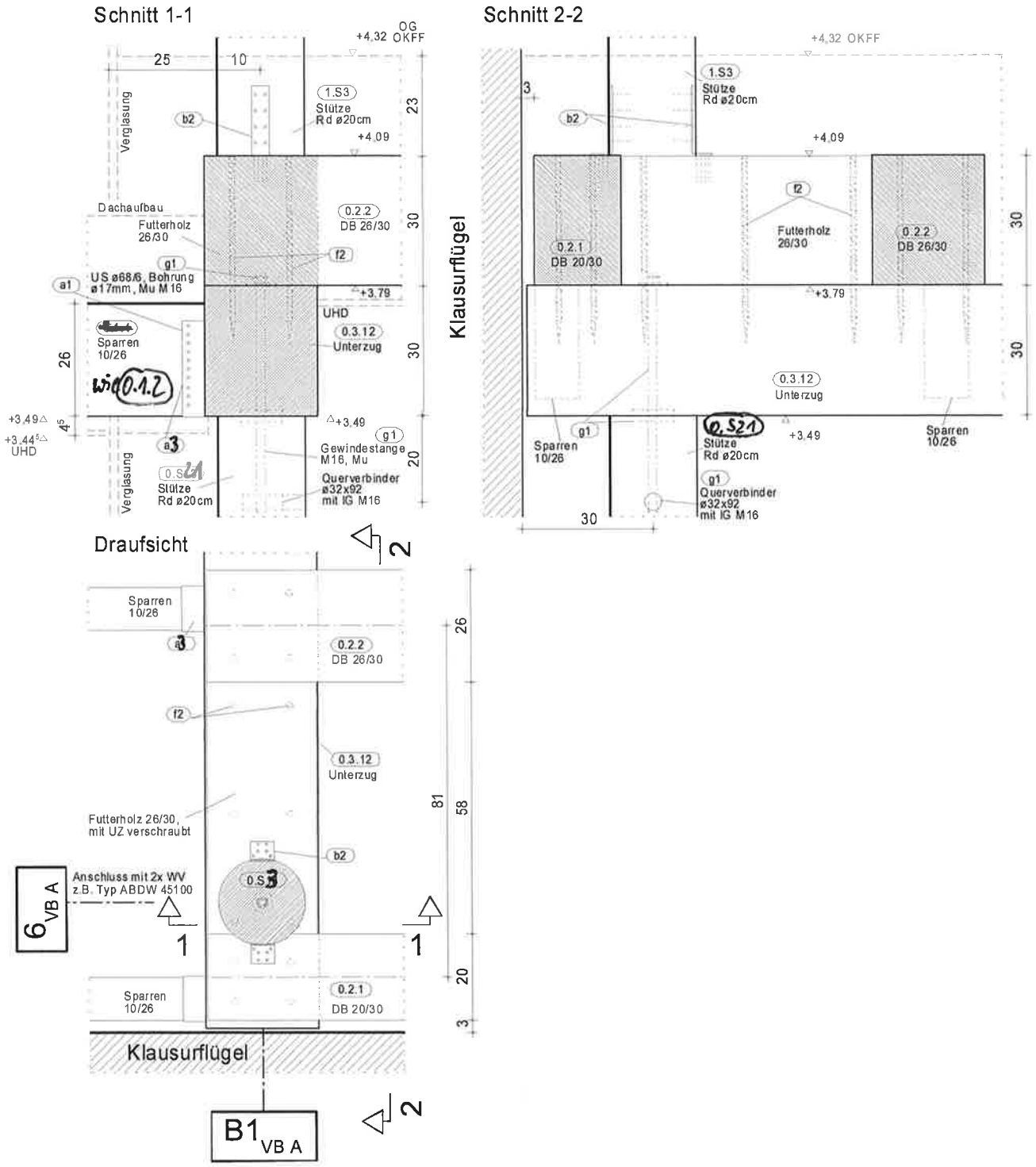
Auflagerkräfte (kN)				
	Stütze 1		Stütze 2	
EG	max	min	max	min
g	25.5	25.5	25.5	25.5
C	18.4	0.0	18.4	0.0
J	3.9	0.0	3.9	0.0
N	3.8	0.0	3.8	0.0
O	6.5	0.0	6.5	0.0
Sum	58.2	25.5	58.2	25.5

5

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-2.40	-2.40	-16.02	54.90	70.92	25.37
2	-2.40	-2.40	-54.90	16.02	70.92	25.37

zusätzliche Nachweise:
Anschluss an Stütze im EG Pos. 0.S21, 0.S22

Geometrie:



Nachweis Auflagerpressung

Bemessungswert der Auflagerkraft siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S21
zum Nachweis angesetzt F_{d_st}= 51,00 kN
zum Nachweis angesetzt F_{d_ku}= 101,00 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_st}$ = 0,460
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Holzpressung Unterzug (se.- Fa. NH C24):
Geometrie Pressungsfläche wie siehe Pos 0.3.10 Aufl. 3

Stützendurchmesser, d= 20 cm
Pressungsfläche A_1 = $d^2*\pi/4+2*60$ = 434,2 cm²

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²
$k_{c,90}$= 1,50

KLED ständig
$f_{c,90,d_st}$= $\kappa_{_st}*f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_st}$ = F_{d_st} / A_1 = 0,12 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,70 <1,0**

KLED kurz
$f_{c,90,d_ku}$= $\kappa_{_ku}*f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_ku}$ = F_{d_ku} / A_1 = 0,23 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,89 <1,0**

Pos. 0.3.13 Unterzug, Decke über EG
Übergang Museum- Veranstaltungsgebäude (VG), Achse A1$_{VBA}$

1 statisches System:

siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis b/h=24/26cm

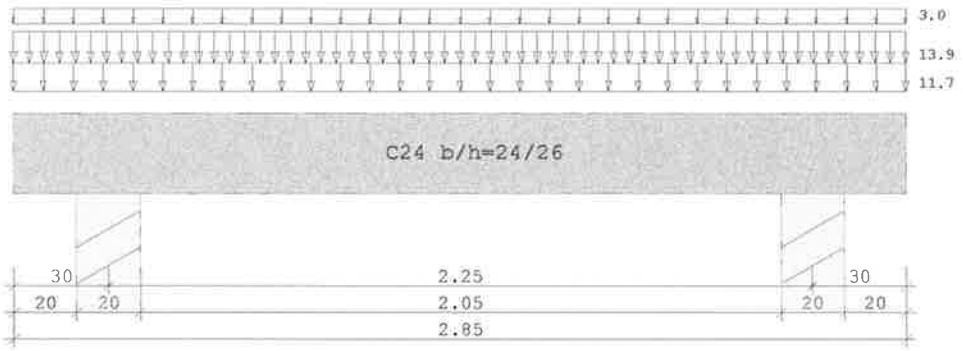
2 Lastzusammenstellung

aus Decke über EG,
Lasteinflussbreite e= 5,55/2 = 2,77 m

$g_{0.3.1}$= 4,2*e = 11,63 kN/m
$q_{0.3.1}$= 5,0*e = 13,85 kN/m

Zuschlag für Belastung aus Eigengewicht Verglasung- Fassade
g_1= 3,00 kN/m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	2.25	konstant	24.0	26.0	35152.0
Kragarm links	0.30	konstant	24.0	26.0	35152.0
rechts	0.30	konstant	24.0	26.0	35152.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			4.20	5.00	2.78		g,q	
1	N			3.00	0.00	1.00		g	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Kat. C

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.13	17.64	-0.68	-0.68	32.57	-32.57

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.13	8.22	-1.30	-1.30	16.93	-16.93

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-1.30	-1.30	-8.69	32.85	41.53	21.17
2	-1.30	-1.30	-32.85	8.69	41.53	21.17

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-0.68	-0.68	-4.51	16.65	21.17
2	-0.68	-0.68	-16.65	4.51	21.17

Stützmomente Vollast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-1.30	-1.30	-8.69	32.57	41.25
2	-1.30	-1.30	-32.57	8.69	41.25

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-0.68	-0.68	-4.52	16.93	21.45
2	-0.68	-0.68	-16.93	4.52	21.45

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min
g	21.4	21.4	21.4	21.4
(N)	20.1	-0.3	20.1	-0.3
Sum	41.5	21.2	41.5	21.2

Kat. C

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G * K_{FI} = 1.35$ feldweise konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.13	25.37	-0.68	-0.68	46.31	-46.31

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.13	7.67	-1.85	-1.85	16.93	-16.93

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

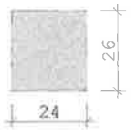
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-1.85	-1.85	-12.35	46.84	59.19	20.92
2	-1.85	-1.85	-46.84	12.35	59.19	20.92

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F
1	-0.68	-0.68	-4.51	16.41	20.92
2	-0.68	-0.68	-16.41	4.51	20.92

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 24/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	0.30	-1.85	0.69	-0.69	1.00	0.70	0.05
1	0.00	-1.85	0.69	-0.69	1.00	0.70	0.05
	1.13	25.37	-9.38	9.38	1.00	0.70	0.73
	2.25	-1.85	0.69	-0.69	1.00	0.70	0.05
Krre	0.00	-1.85	0.69	-0.69	1.00	0.70	0.05
	0.30	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 24/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 li	0.300	0.00	0.00	0.70	0.00
re	0.360	32.02	0.77	0.70	0.71
2 li	0.360	-32.02	0.77	0.70	0.71
re	0.300	0.00	0.00	0.70	0.00

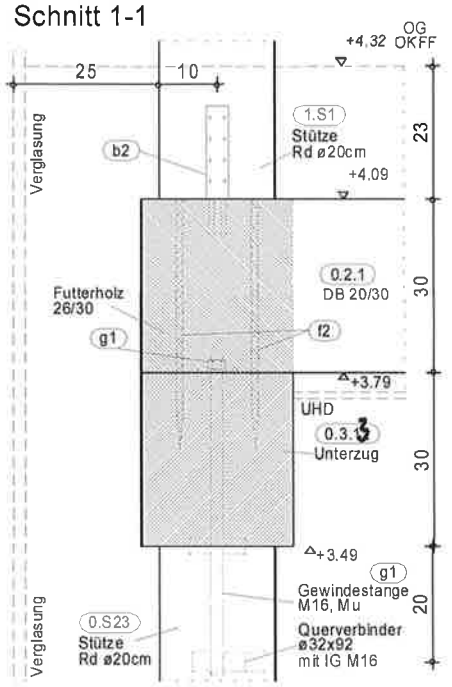
EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
(2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

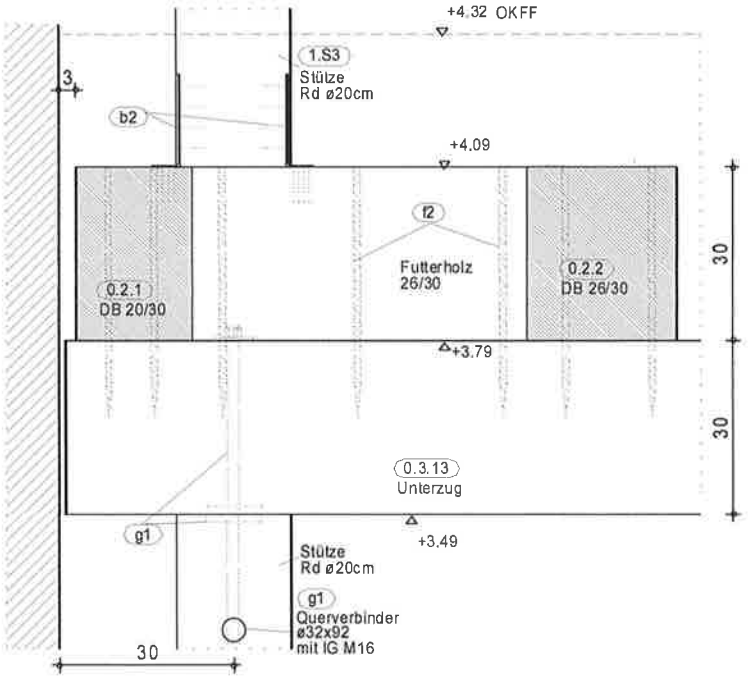
Feld	x1 (mm)		wgB (mm	wqB	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	2.0	
		fin:	0.0	0.0	0.0	3.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	2.0	
1	1125	inst:	1.2	1.2	2.4	7.5	0.32
		fin:	1.9	1.6	3.5	11.3	0.31
		net:	1.9	1.0	2.9	7.5	0.38
Krre	0	inst:	0.0	0.0	0.0	2.0	
		fin:	0.0	0.0	0.0	3.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	2.0	

zusätzliche Nachweise:
Anschluss an Stütze im EG Pos. 0.S23, 0.S24
Geometrie:

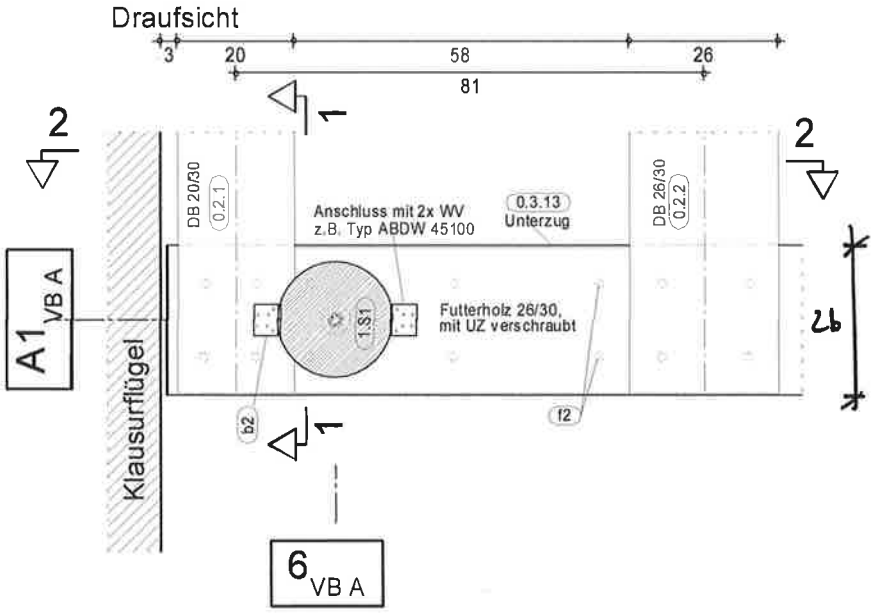
Schnitt 1-1



Schnitt 2-2



Draufsicht



Lagesicherung mit Gewindestange M16, Mu, US, Querverbinder ø32x92 mit IG M16, Dübel bes. Bauart Typ C1 ø75mm

Bemessungswert der Auflagerkraft siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S23

zum Nachweis angesetzt F_{d_st}=	48,00 kN
zum Nachweis angesetzt F_{d_ku}=	93,00 kN

Holzpressung Unterzug (se.- Fa. NH C24):
Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.3.12

Pos. 0.3.14 Unterzug, Decke über EG
Verbinder B, Achse 1_{VBB}

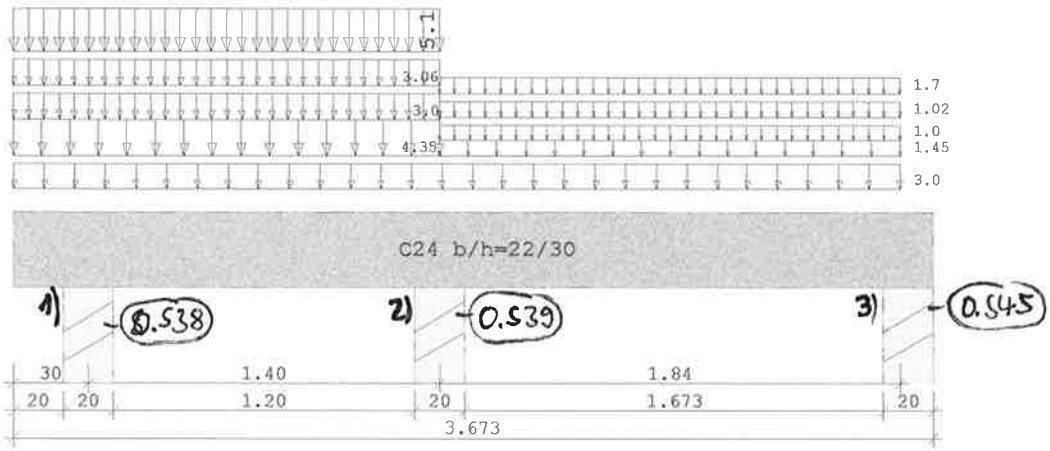
1 statisches System:
siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis b/h=22/30cm

2 Lastzusammenstellung
Verbinder B, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreiten
Feld 1, $e_{Da_1_EG}$= 2,95/2 = 1,48 m
Feld 2, $e_{Da_2_EG}$= 0,50 m
(Dachlast mit Kiesrandstreifen)

Flächenlasten
g= 2,90 kN/m²
q= 2,00 kN/m²
s= 2,04 kN/m²
s_A= 3,40 kN/m²
- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

Zuschlag für Dachrandausbildung (Attika), unplanmäßige Belastung aus Eigengewicht Verglasung- Fassade (Feld 1,2)
g_1= 3,00 kN/m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger über 2 Felder C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	1.40	konstant	22.0	30.0	49500.0
2	1.84	konstant	22.0	30.0	49500.0
Kragarm links	0.30	konstant	22.0	30.0	49500.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc		ausPOS	Phi
1	N			3.00	0.00	1.00				g
4	N		0.00	2.90	2.00	1.50	0.00	1.70	g,q	
				2.90	2.00					
4	J	_1	0.00	0.00	2.04	1.50	0.00	1.70	s	
				0.00	2.04					
4	O	_1	0.00	0.00	3.40	1.50	0.00	1.70	s_A	
				0.00	3.40					
4	N	_1	0.00	2.90	2.00	0.50	1.70	1.84	g,q	
				2.90	2.00					
4	J	_1	0.00	0.00	2.04	0.50	1.70	1.84	s	
				0.00	2.04					
4	O	_1	0.00	0.00	3.40	0.50	1.70	1.84	s_A	
				0.00	3.40					

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1.-> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	0.56	2.41	-0.35	-2.77	9.36	-12.82
2	x0 =	1.10	1.74	-2.29	0.00	7.27	-4.78

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	0.56	0.62	-0.48	-2.29	4.13	-6.71
2	x0 =	1.29	0.89	-2.77	0.00	5.96	-2.95

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-0.71	-0.71	-4.75	4.62	12.71	6.34
2	-2.77	-2.77	-12.82	5.96	18.78	11.67
3	0.00	0.00	-4.78	0.00	4.78	2.95

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-0.35	-0.35	-2.32	4.02	6.34
2	-1.83	-1.83	-6.22	5.45	11.67
3	0.00	0.00	-2.95	0.00	2.95

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Seiten C-91 bis C-99 entfallen

Stützmomente Eigenlast						(kNm , kN)
Stütze	M li	M re	V li	V re	F	
1	-0.35	-0.35	-2.32	4.31	6.63	
2	-1.91	-1.91	-6.54	5.50	12.03	
3	0.00	0.00	-3.42	0.00	3.42	

Auflagerkräfte						(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	6.63	6.07	-0.29	.	12.71	6.34
2	12.03	6.75	-0.36	.	18.78	11.67
3	3.42	1.36	-0.47	.	4.78	2.95
Summe:	22.08	14.18	-1.12	.	36.27	20.97

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte							(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		
EG	max	min	max	min	max	min	
g	6.6	6.6	12.0	12.0	3.4	3.4	
J	1.9	-0.2	2.5	-0.1	0.8	-0.2	
N	2.9	-0.2	3.7	-0.1	0.8	-0.2	
O	3.2	-0.3	4.2	-0.2	1.3	-0.3	
Sum	14.6	6.0	22.6	11.5	6.4	2.8	

Ergebnisse für y-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma G * K_{FI} = 1.35$ feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	0.60	2.96	-0.35	-3.06	11.11	-14.99
2	x0 =	1.10	2.23	-2.62	0.00	8.85	-6.00

Feldmomente Minimum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	0.56	0.38	-0.67	-2.61	4.04	-6.80
2	x0 =	1.29	0.80	-3.06	0.00	6.12	-2.79

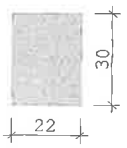
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-0.84	-0.84	-5.59	4.44	13.58*	6.08*
2	-3.47	-3.47	-15.28	7.91	21.95*	11.55*
3	0.00	0.00	-6.00	0.00	5.98	2.79

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F	
1	-0.35	-0.35	-2.32	3.75	6.08	
2	-1.80	-1.80	-6.11	5.44	11.55	
3	0.00	0.00	-2.79	0.00	2.79	

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/30

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	0.30	-0.67	0.20	-0.20	1.00	0.70	0.02
1	0.00	-0.67	0.20	-0.20	1.00	0.70	0.02
	0.60	2.96	-0.90	0.90	1.00	0.90	0.05
	1.40	-3.44	1.04	-1.04	1.00	0.70	0.08
2	0.00	-3.44	1.04	-1.04	1.00	0.70	0.08
	1.10	2.22	-0.67	0.67	1.00	0.70	0.05
	1.84	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/30

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d	
1 li	0.300	0.00	0.00	0.70	0.00	
re	0.400	3.11	0.07	0.70	0.07	
2 li	0.400	-6.70	0.15	0.70	0.14	
re	0.400	6.05	0.14	0.70	0.10	*
3 li	0.367	-3.03	0.07	0.70	0.06	

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50
* :kcr nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	2.0	
		fin:	0.0	0.0	0.0	3.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	2.0	
1	700	inst:	0.0	0.0	0.1	4.7	0.01
		fin:	0.0	0.0	0.1	7.0	0.01
		net:	0.0	0.0	0.0	4.7	0.01
2	1104	inst:	0.1	0.0	0.1	6.1	0.01
		fin:	0.1	0.0	0.1	9.2	0.01
		net:	0.1	0.0	0.1	6.1	0.02

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min	Stütze 3 max	min
g	6.6	6.6	12.0	12.0	3.4	3.4
J	2.8	0.0	3.7	0.0	0.6	0.0
N	2.9	-0.2	3.6	0.0	0.8	-0.2
O	4.6	0.0	6.1	0.0	1.1	0.0
Sum	16.9	6.5	25.4	12.0	5.9	3.3

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-0.84	-0.84	-5.59	11.28	13.58*	6.08*
2	-3.76	-3.76	-15.23	9.47	21.75*	11.91*
3	0.00	0.00	-5.96	0.00	5.96	3.03

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1,3 - Stütze 0.S38, 0.S45

Auflager 2:- Stütze 0.S39

Bemessungswert der Auflagerkraft

aus 0.3.20 Aufl. 1

$F_{d_st_0.3.20}$= 1,35*3,4 = 4,59 kN

$F_{d_ku_0.3.20}$= 12,60 kN

aus 0.3.14 Aufl. 2

$F_{d_st_0.3.14}$= 1,35*12,0 = 16,20 kN

$F_{d_ku_0.3.14}$= 21,95 kN

$F_{d_st_A2}$= $F_{d_st_0.3.20}$+$F_{d_st_0.3.14}$ = 20,79 kN

$F_{d_ku_A2}$= $F_{d_ku_0.3.20}$+$F_{d_ku_0.3.14}$ = 34,55 kN

Nachweis Auflagerpressung bei geringerer Beanspruchung
wie Pos. 0.3.17, Aufl. 3

Pos. 0.3.15 Unterzug, Decke über EG
Verbinder B, Achse 2_{VBB}

1 statisches System:
siehe 3.

2 Lastzusammenstellung
Verbinder B, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreiten

Kragarm,Feld 1,2, $e_{Da_1_2_EG}$=	0,5+4,0/2	=	2,50 m
Feld 3, $e_{Da_3_EG}$=	1,0+4,0/2	=	3,00 m
Feld 4, $e_{Da_4_EG}$=	2,95/2+4,0/2	=	3,48 m

Flächenlasten

g=	2,90 kN/m²
q=	2,00 kN/m²
s=	2,04 kN/m²
s_A=	3,40 kN/m²

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

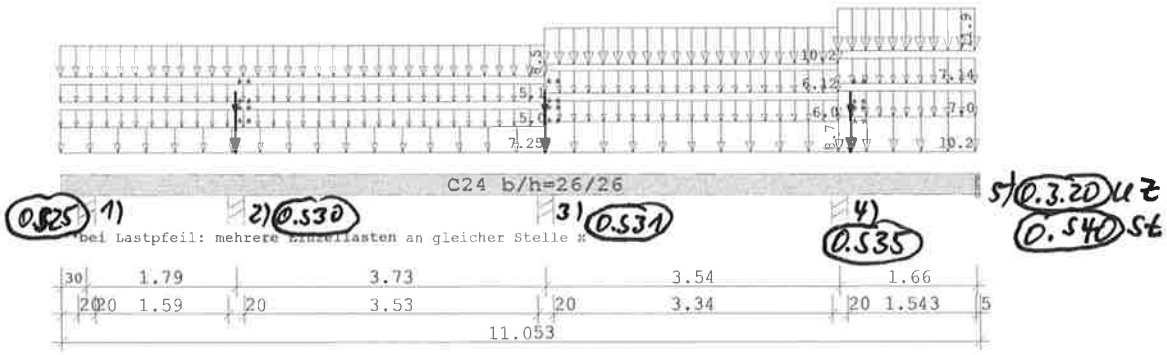
Einzellasten aus Unterzügen
Pos. 0.3.24, Aufl. 2

$G_{0.3.24}$=	9,20 kN
$Q_{0.3.24}$=	4,60 kN
$S_{0.3.24}$=	4,70 kN
$S_{_A_0.3.24}$=	7,80 kN

Pos. 0.3.23,Aufl. 2

$G_{0.3.23}$=	9,10 kN
$Q_{0.3.23}$=	4,40 kN
$S_{0.3.23}$=	4,60 kN
$S_{_A_0.3.23}$=	7,50 kN

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:
Nachweis mit b/h=26/26cm



Holzträger über 4 Felder C24

System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	1.79	konstant	26.0	26.0	38081.3
2	3.73	konstant	26.0	26.0	38081.3
3	3.54	konstant	26.0	26.0	38081.3
4	1.66	konstant	26.0	26.0	38081.3
Kragarm links	0.30	konstant	26.0	26.0	38081.3

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc		ausPOS	Phi
4	N		0.00	2.90	2.00	2.50	0.00	5.82	g,q	
				2.90	2.00					
4	J	_1	0.00	0.00	2.04	2.50	0.00	5.82	s	
				0.00	2.04					
4	O	_1	0.00	0.00	3.40	2.50	0.00	5.82	s_A	
				0.00	3.40					
4	N		0.00	2.90	2.00	3.00	5.82	3.53	g,q	
				2.90	2.00					
4	J	_1	0.00	0.00	2.04	3.00	5.82	3.53	s	
				0.00	2.04					
4	O	_1	0.00	0.00	3.40	3.00	5.82	3.53	s_A	
				0.00	3.40					
4	N		0.00	2.90	2.00	3.50	9.35	1.66	g,q	
				2.90	2.00					
4	J	_1	0.00	0.00	2.04	3.50	9.35	1.66	s	
				0.00	2.04					
4	O	_1	0.00	0.00	3.40	3.50	9.35	1.66	s_A	
				0.00	3.40					
2	N		0.00	9.20	4.60	1.00	2.09		0.3.24	
2	J	_1	0.00	0.00	4.70	1.00	2.09		0.3.24	
2	O	_1	0.00	0.00	7.80	1.00	2.09		0.3.24	
2	N		0.00	9.20	4.60	1.00	5.82		0.3.24	
2	J	_1	0.00	0.00	4.70	1.00	5.82		0.3.24	
2	O	_1	0.00	0.00	7.80	1.00	5.82		0.3.24	
2	N		0.00	9.10	4.40	1.00	9.50		0.3.23	
2	J	_1	0.00	0.00	4.60	1.00	9.50		0.3.23	
2	O	_1	0.00	0.00	7.50	1.00	9.50		0.3.23	

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Steges ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 0.72	5.05	-0.34	-7.19	15.11	-22.76
2	x0 = 1.87	17.43	-19.15	-19.57	39.34	-39.57
3	x0 = 1.77	18.84	-19.84	-21.75	44.25	-45.25
4	x0 = 0.98	6.90	-9.01	0.00	42.23	-19.87

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 0.01	-0.94	-0.95	-11.14	1.16	-12.54
2	x0 = 1.49	2.52	-3.88	-19.84	10.00	-18.56
3	x0 = 2.12	2.56	-19.57	-5.51	20.09	-12.16
4	x0 = 1.66	0.00	-7.75	0.00	21.76	-4.76

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-0.95	-0.95	-6.35	1.16	19.06	-1.38
2	-19.91	-19.91	-22.26	39.60	75.66	27.22
3	-23.61	-23.61	-27.84	45.68	87.32	39.86
4	-22.78	-22.78	-45.62	40.66	86.28	31.58
5	0.00	0.00	-19.87	0.00	19.87	-3.67

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-0.34	-0.34	-2.30	-3.68	-1.38
2	-3.12	-3.12	-8.28	9.74	27.22
3	-9.37	-9.37	-14.80	15.86	39.86
4	-4.47	-4.47	-11.79	19.79	31.58
5	0.00	0.00	3.67	0.00	-3.67

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-0.34	-0.34	-2.30	3.42	5.72
2	-6.48	-6.48	-10.28	13.27	32.75
3	-10.23	-10.23	-15.28	16.82	41.30
4	-7.75	-7.75	-15.43	21.76	37.19
5	0.00	0.00	-4.76	0.00	4.76

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min	Stütze 3 max	Stütze 3 min	Stütze 4 max	Stütze 4 min
g	5.7	5.7	32.8	32.8	41.3	41.3	37.2	37.2
J	4.2	-2.7	12.5	-2.0	11.7	-0.4	14.4	-2.1
N	6.4	-2.7	22.1	-2.2	26.5	-0.8	25.1	-2.1
O	6.9	-4.4	20.8	-3.4	19.5	-0.7	24.0	-3.5
Sum	23.2	-4.0	88.1	25.2	99.0	39.5	100.7	29.5

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 5 max	Stütze 5 min
g	4.8	4.8
J	5.3	-3.2
N	6.2	-3.2
O	8.9	-5.3
Sum	25.2	-6.8

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G * K_{FI} = 1.35$ feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	0.75	6.35	-0.34	-6.70	17.92	-25.01
2	x0 =	1.88	20.10	-21.84	-21.38	44.86	-44.61
3	x0 =	1.74	21.71	-21.73	-24.70	49.91	-51.53
4	x0 =	0.95	8.56	-8.76	0.00	49.05	-23.57

Feldmomente Minimum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	0.00	-1.08	-1.08	-8.64	5.03	-13.47
2	x0 =	1.49	1.86	-3.72	-21.73	9.45	-19.11
3	x0 =	2.12	1.77	-21.38	-5.61	20.57	-11.68
4	x0 =	1.66	0.00	-10.46	0.00	29.38	-6.43

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-1.08	-1.08	-7.20	-0.72	18.77*	-2.90*
2	-23.15	-23.15	-27.36	45.31	78.52*	25.98*
3	-28.28	-28.28	-35.23	52.39	95.92*	39.33*
4	-26.52	-26.52	-52.18	50.86	89.00*	30.40*
5	0.00	0.00	-23.57	0.00	23.57	-5.45

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F	
1	-0.34	-0.34	-2.30	-5.20	-2.90	
2	-2.40	-2.40	-7.78	9.00	25.98	
3	-9.05	-9.05	-14.56	15.57	39.33	
4	-3.78	-3.78	-11.02	19.37	30.40	
5	0.00	0.00	5.45	0.00	-5.45	

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 2 kdef = 0.80 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	0.30	-1.08	0.37	-0.37	1.00	0.90	0.02
1	0.00	-1.08	0.37	-0.37	1.00	0.90	0.02
	0.75	-6.55	2.24	-2.24	1.00	0.90	0.13
	1.79	-23.15	7.90	-7.90	1.00	0.90	0.48
2	0.00	-23.15	7.90	-7.90	1.00	0.90	0.48

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
	1.88	20.10	-6.86	6.86	1.00	0.90	0.41
	3.73	-24.88	8.49	-8.49	1.00	0.70	0.66
3	0.00	-24.88	8.49	-8.49	1.00	0.70	0.66
	1.74	21.71	-7.41	7.41	1.00	0.90	0.45
	3.54	-26.52	9.05	-9.05	1.00	0.90	0.54
4	0.00	-26.52	9.05	-9.05	1.00	0.90	0.54
	0.94	8.56	-2.92	2.92	1.00	0.90	0.18
	0.95	8.56	-2.92	2.92	1.00	0.90	0.18
	1.66	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d	
1 li	0.100	-4.80	0.11	0.90	0.08	
re	0.360	9.54	0.21	0.90	0.15	
2 li	0.360	-19.21	0.43	0.70	0.30	*
re	0.360	36.67	0.81	0.90	0.45	*
3 li	0.360	-29.91	0.66	0.70	0.47	*
re	0.360	42.07	0.93	0.90	0.52	*
4 li	0.360	-41.92	0.93	0.90	0.52	*
re	0.360	23.49	0.52	0.70	0.48	
5 li	0.001	-23.57	0.52	0.90	0.38	

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50
* :kcr nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	2.0	
		fin:	0.0	0.0	0.0	3.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	2.0	
1	1074	inst:	-0.1	-0.4	-0.5	6.0	0.09
		fin:	-0.2	-0.5	-0.7	9.0	0.08
		net:	-0.2	-0.2	-0.4	6.0	0.07
2	1865	inst:	1.1	2.4	3.5	12.4	0.28
		fin:	2.0	2.9	5.0	18.7	0.27
		net:	2.0	1.2	3.3	12.4	0.26
3	1770	inst:	1.1	2.4	3.4	11.8	0.29
		fin:	2.0	2.9	4.8	17.7	0.27
		net:	2.0	1.2	3.1	11.8	0.27
4	664	inst:	-0.1	-0.4	-0.5	5.5	0.08
		fin:	-0.1	-0.5	-0.6	8.3	0.07
		net:	-0.1	-0.2	-0.3	5.5	0.05

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	5.72	10.11	0.00	.	15.83	5.72
2	32.75	53.86	0.00	.	86.61	32.75
3	41.30	69.35	0.00	.	110.65	41.30
4	37.19	62.22	0.00	.	99.41	37.19
5	4.76	8.29	0.00	.	13.05	4.76
Summe:	121.72	203.83	0.00	.	325.55	121.72

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
EG	max	min	max	min	max	min	max	min
g	5.7	5.7	32.8	32.8	41.3	41.3	37.2	37.2
J	3.8	0.0	20.4	0.0	26.2	0.0	23.6	0.0
N	3.7	0.0	20.0	0.0	25.7	0.0	23.0	0.0
O	6.4	0.0	33.9	0.0	43.7	0.0	39.2	0.0
Sum	19.7	5.7	107.0	32.8	136.9	41.3	123.0	37.2

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-1.08	-1.08	-7.20	12.18	19.38	4.29
2	-20.93	-20.93	-32.62	42.24	99.85*	31.61*
3	-32.43	-32.43	-48.11	53.24	126.34*	40.86*
4	-24.90	-24.90	-49.28	65.09	114.38	36.07
5	0.00	0.00	-16.49	0.00	16.49	3.09
* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.						

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1,2 Stützen 0.S25,0.S30:
maßgeb. Aufl. 2:
Bemessungswert der Auflagerkraft
F_{d_st}= 1,35*32,8 = 44,28 kN
F_{d_ku}= 99,85 kN
Nachweis Auflagerpressung bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.3.17, Aufl. 3

Auflager 3,4 Stützen 0.S31,0.S35:
maßgeb. Aufl. 3:
Bemessungswert der Auflagerkraft
F_{d_st}= 1,35*41,3 = 55,76 kN
F_{d_ku}= 126,34 kN

Anschluss mit Auflagerplatte BrFl 250x15x260
Nachweis Auflagerpressung bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.3.8, Aufl. 2

Auflager 5, Unterzug Pos. 0.3.20:

Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 250x260
Vollausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft, Aufl. 1
F_{1,d_st} = 1,35* 4,8 = 6,48 kN
F_{1,d_ku} = 16,49 kN
Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.3.17, Aufl. 4

Im Zuge der Planung erfolgte eine geringfügige Änderung der Beanspruchung des Unterzuges, diese werden für die Nachweise berücksichtigt.
Aufgrund der geringen Auswirkungen für die Lastweiterleitung werden hier die Auflagerkräften aus der vorherigen Berechnung verwendet:

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min	Stütze 3 max	Stütze 3 min	Stütze 4 max	Stütze 4 min
g	5.8	5.8	30.6	30.6	40.2	40.2	39.6	39.6
J	3.9	0.0	19.3	0.0	25.7	0.0	24.9	0.0
N	6.4	-2.7	21.2	-2.3	25.9	-0.7	26.5	-2.1
O	6.4	0.0	32.2	0.0	42.8	0.0	41.5	0.0
Sum	22.6	3.2	103.3	28.3	134.7	39.5	132.5	37.6

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 5 max	Stütze 5 min
g	3.2	3.2
J	2.3	0.0
N	6.0	-3.7
O	3.9	0.0
Sum	15.3	-0.5

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min	Stütze 3 max	Stütze 3 min	Stütze 4 max	Stütze 4 min
g	5.8	5.8	30.6	30.6	40.2	40.2	39.6	39.6
J	3.9	0.0	19.3	0.0	25.7	0.0	24.9	0.0
N	3.8	0.0	18.9	0.0	25.2	0.0	24.4	0.0
O	6.4	0.0	32.2	0.0	42.8	0.0	41.5	0.0
Sum	19.9	5.8	101.0	30.6	134.0	40.2	130.4	39.6

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 5 max	Stütze 5 min
g	3.2	3.2
J	2.3	0.0
N	2.3	0.0
O	3.9	0.0
Sum	11.6	3.2

Pos. 0.3.16 Unterzug, Decke über EG
Verbinder B, Achse 3_{VBB}

1 statisches System:
siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis b/h= 34/26 cm

2 Lastzusammenstellung

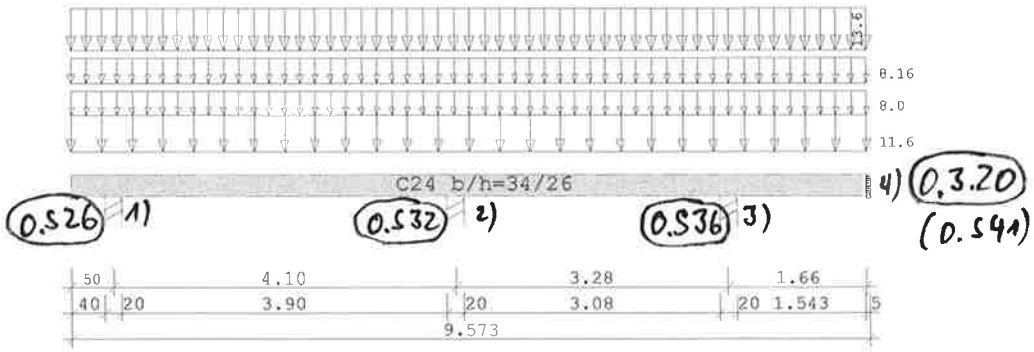
Verbinder B, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreiten

e_{Da_EG}= 2*4,0/2 = 4,00 m

g=	2,90* e_{Da_EG}	=	11,60 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	8,00 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	8,16 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	13,60 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger über 3 Felder C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	4.10	konstant	34.0	26.0	49798.7
2	3.28	konstant	34.0	26.0	49798.7
3	1.66	konstant	34.0	26.0	49798.7
Kragarm links	0.50	konstant	34.0	26.0	49798.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)								
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L			2=Einzellast bei a			
		3=Einzelmoment bei a			4=Trapezlast von a - a+b			
		5=Dreieckslast über L			6=Trapezlast über L			
Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			2.90	2.00	4.00		g,q	
1	J	_1		0.00	2.04	4.00		s	
1	O	_1		0.00	3.40	4.00		s_A	
In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet									

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.64	48.44	-1.52	-46.73	58.12	-80.17
2	x0 =	1.70	20.06	-28.74	-21.98	57.38	-53.26
3	x0 =	1.00	9.14	-5.04	0.00	31.03	-24.96

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.64	11.46	-2.52	-28.74	18.47	-31.26
2	x0 =	2.30	1.33	-46.73	2.35	34.86	-4.93
3	x0 =	1.66	0.00	-5.69	0.00	13.49	-6.64

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-4.22	-4.22	-16.87	20.44	68.50	24.22
2	-50.40	-50.40	-81.07	47.57	128.64	51.87
3	-22.98	-22.98	-53.63	30.55	84.18	12.61
4	0.00	0.00	-24.96	0.00	24.96	-3.17

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-1.52	-1.52	-6.07	18.15	24.22
2	-18.69	-18.69	-28.40	23.47	51.87
3	3.35	3.35	-4.56	8.05	12.61
4	0.00	0.00	3.17	0.00	-3.17

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-1.52	-1.52	-6.07	20.43	26.49
2	-19.73	-19.73	-29.31	24.17	53.48
3	-5.69	-5.69	-15.61	13.49	29.11
4	0.00	0.00	-6.64	0.00	6.64

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	26.49	42.01	-2.27	.	68.50	24.22
2	53.48	75.16	-1.61	.	128.64	51.87
3	29.11	55.08	-16.50	.	84.18	12.61
4	6.64	18.32	-9.82	.	24.96	-3.17
Summe:	115.72	190.56	-30.20	.	306.29	85.53

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
EG	max	min	max	min	max	min	max	min
g	26.5	26.5	53.5	53.5	29.1	29.1	6.6	6.6
J	14.2	-0.9	23.4	-0.4	17.9	-6.2	6.2	-3.7
N	18.3	-0.8	36.1	-0.9	25.3	-6.1	8.1	-3.7
O	23.7	-1.4	39.0	-0.7	29.8	-10.4	10.3	-6.1
Sum	82.7	23.4	152.1	51.4	102.0	6.4	31.1	-6.9

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * KFI = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.73	55.43	-1.52	-52.22	65.98	-90.71
2	x0 =	1.68	23.49	-30.45	-25.42	64.21	-61.14
3	x0 =	0.83	11.59	-3.15	0.00	33.62	-29.82

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.64	10.34	-3.25	-30.45	18.23	-31.50
2	x0 =	2.30	0.49	-52.22	3.50	36.88	-2.91
3	x0 =	1.66	0.00	-7.68	0.00	18.22	-8.97

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-4.78	-4.78	-19.11	20.00	63.68*	23.75*
2	-58.57	-58.57	-92.26	58.89	126.87*	51.31*
3	-27.15	-27.15	-61.78	37.91	80.50*	9.18*
4	0.00	0.00	-29.82	0.00	29.82	-5.24

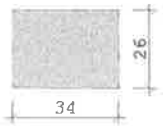
* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F
1	-1.52	-1.52	-6.07	17.68	23.75
2	-18.36	-18.36	-28.18	23.13	51.31
3	5.23	5.23	-2.26	6.92	9.18
4	0.00	0.00	5.24	0.00	-5.24

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 2 kdef = 0.80 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 34/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	0.50	-4.78	1.25	-1.25	1.00	0.90	0.08
1	0.00	-4.78	1.25	-1.25	1.00	0.90	0.08
	1.73	55.43	-14.47	14.47	1.00	0.90	0.87
	4.10	-47.20	12.32	-12.32	1.00	0.70	0.95
2	0.00	-47.20	12.32	-12.32	1.00	0.70	0.95
	1.68	23.49	-6.13	6.13	1.00	0.90	0.37
	3.28	-27.15	7.09	-7.09	1.00	0.90	0.43
3	0.00	-27.15	7.09	-7.09	1.00	0.90	0.43
	0.83	9.31	-2.43	2.43	1.00	0.70	0.19
	0.85	9.32	-2.43	2.43	1.00	0.70	0.19
	1.66	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 34/26

Stütze Nr.		x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d	
1	li	0.360	-5.35	0.09	0.90	0.07	
	re	0.360	52.77	0.90	0.90	0.65	
2	li	0.360	-78.50	1.33	0.90	0.74	*
	re	0.360	47.34	0.80	0.70	0.57	*
3	li	0.360	-48.03	0.81	0.90	0.45	*
	re	0.360	25.45	0.43	0.70	0.40	
4	li	0.001	-29.78	0.51	0.90	0.36	

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50
* :kcr nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	3.3	
		fin:	0.0	0.0	0.0	5.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	3.3	
1	2050	inst:	4.1	6.3	10.4	13.7	0.76
		fin:	7.3	7.7	15.0	20.5	0.73
		net:	7.3	3.1	10.5	13.7	0.77
2	1640	inst:	0.3	1.9	2.2	10.9	0.20
		fin:	0.5	2.3	2.9	16.4	0.17
		net:	0.5	1.0	1.5	10.9	0.14
3	830	inst:	0.0	0.3	0.3	5.5	0.06
		fin:	0.1	0.4	0.5	8.3	0.06
		net:	0.1	0.2	0.3	5.5	0.05

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min	Stütze 3 max	min	Stütze 4 max	min
g	26.5	26.5	53.5	53.5	29.1	29.1	6.6	6.6
J	17.8	0.0	36.0	0.0	19.6	0.0	4.5	0.0
N	17.5	0.0	35.3	0.0	19.2	0.0	4.4	0.0
O	29.7	0.0	60.0	0.0	32.6	0.0	7.4	0.0
Sum	91.5	26.5	184.7	53.5	100.5	29.1	22.9	6.6

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-4.78	-4.78	-19.11	64.80	83.91	26.04
2	-62.42	-62.42	-92.53	76.42	168.95	53.02
3	-19.69	-19.69	-51.36	43.58	94.94	25.86
4	0.00	0.00	-22.88	0.00	22.88	4.69

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1,3
- Stütze 0.S26, 0.S36

Nachweis Auflagerpressung
Bemessungswert der Auflagerkraft
maßgebende LK für
$F_{d_st_A1_3}$= 1,35*29,1 = 39,28 kN

aus LK: Eig.+sonst. veränderl. +Schnee (L)
$F_{d_ku_A1_3}$= 1,35*29,1+1,5*0,8*25,3+1,5*19,6 = 99,05 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
κ_{st} = 0,460
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
κ_{ku} = 0,692

Holzpressung am UZ, se.- Fa (NH):
Pressungsfläche Stütze wie siehe Pos. 0.3.4
d= 20 cm
A_1 = $d^2*\pi/4+2*60$ = 434,2 cm²
$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²
$k_{c,90}$= 1,50

KLED ständig
$f_{c,90,d_st}$= $\kappa_{st}*f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_st}$ = $F_{d_st_A1_3} / A_1$ = 0,09 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_st} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,52 <1,0**

KLED kurz
$f_{c,90,d_ku}$= $\kappa_{ku}*f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_ku}$ = $F_{d_ku_A1_3} / A_1$ = 0,23 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_ku} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,89 <1,0**

Auflager 2: - Stütze 0.S32
Geometrie: siehe Pos. 0.3.9

Bemessungswert der Auflagerkraft
$F_{d_st_A2}$= 1,35*53,5 = 72,22 kN
$F_{d_ku_A2}$= 1,35* 53,5+1,5*0,8*35,3+1,5*36 = 168,59 kN

Nachweis
Vorwerte wie siehe oben

Pressungsfläche (ohne Einhängeeffekt)
Auflagerplatte BrFl 250x15x300 mit Bohrung 22,11mm

A_1 = 25*30 = 750,0 cm²

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²

$k_{c,90}$= 1,50

KLED ständig

$\sigma_{c,90,d_st} = F_{d_st_A2} / A_1$ = 0,10 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,58 <1,0**

KLED kurz

$\sigma_{c,90,d_ku} = F_{d_ku_A2} / A_1$ = 0,22 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,85 <1,0**

Biegespannung Auflagerplatte
Stahl - S235

f_y = 23,50 kN/cm²

γ_{M0} = 1,00

$f_{y,d} = f_y / \gamma_{M0}$ = 23,50 kN/cm²

t= 1,50 cm

b= 25,00 cm

W_1 = b*t² / 6 = 9,38 cm³

Plattenüberstand, Kragarm, zum Nachweis angesetzt

e_1= 8,00 cm

$M_{E,d}$ = $b*\sigma_{c,90,d_ku}* e_1^2/ 2$ = 176,00 kNcm

$M_{c,Rd}$ = $W_1 * f_{y,d}$ = 220,43 kNcm

$M_{E,d} / M_{c,Rd}$ = **0,80 < 1**

Auflager 4:
Anschluss an Unterzug Pos. 0.3.20

Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 250x260
Vollausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft, Aufl. 4

F_{1,d_st} = 1,35*6,6 = 8,91 kN

F_{1,d_ku} = 22,80 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 57,70 kN

$MAX(F_{1,d_st} / (\kappa_{_st}*R_{1,k});F_{1,d_ku} / (\kappa_{_ku}*R_{1,k}))$ = **0,57 < 1**

Pos. 0.3.17 Unterzug, Decke über EG
Verbinder B, Achse 4_{VBB}

1 statisches System:
siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis b/h=30/26cm

2 Lastzusammenstellung

Verbinder B, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreiten

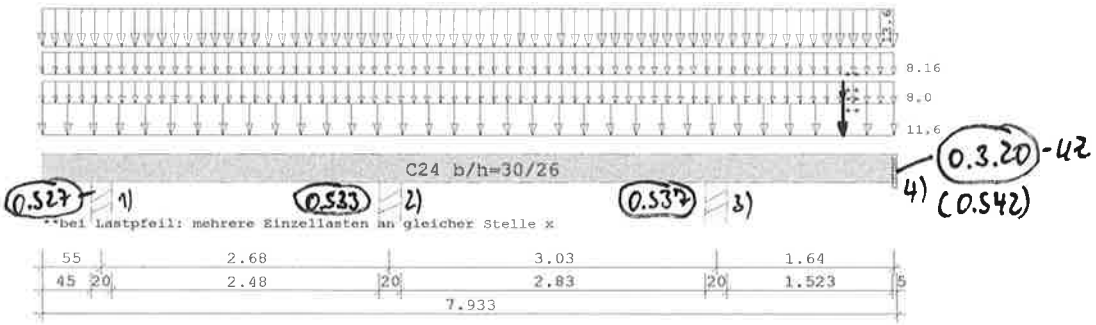
e_{Da_EG}=	2*4,0/2 =	4,00 m	
g=	2,90* e_{Da_EG}	=	11,60 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	8,00 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	8,16 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	13,60 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

Einzellasten aus Unterzug Pos. 0.3.21 Aufl. 1

$G_{0.3.21}$=	5,50 kN
$Q_{0.3.21}$=	2,40 kN
$S_{0.3.21}$=	2,50 kN
$S_{_A_0.3.21}$=	4,20 kN

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger über 3 Felder C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	2.68	konstant	30.0	26.0	43940.0
2	3.03	konstant	30.0	26.0	43940.0
3	1.64	konstant	30.0	26.0	43940.0
Kragarm links	0.55	konstant	30.0	26.0	43940.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			2.90	2.00	4.00		g,q	
1	J	1_1		0.00	2.04	4.00		s	
1	O	2_1		0.00	3.40	4.00		s_A	
2	N		0.00	5.50	2.40	1.00	7.43	G,Q	
2	J	1_1	0.00	0.00	2.50	1.00	7.43	S	
2	O	2_1	0.00	0.00	4.20	1.00	7.43	S_A	

aus (0.3.21)

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.07	16.82	-3.88	-24.66	37.36	-52.87
2	x0 =	1.52	15.91	-24.59	-20.86	52.24	-49.77
3	x0 =	1.17	8.73	-16.00	0.00	40.83	-26.48

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.07	3.27	-3.04	-13.28	12.35	-20.00
2	x0 =	1.82	3.38	-13.36	-7.62	20.18	-16.39
3	x0 =	1.17	1.59	-12.47	0.00	19.08	-6.21

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-5.09	-5.09	-18.52	37.93	56.45	18.42
2	-28.59	-28.59	-54.33	53.99	108.32	36.96
3	-22.09	-22.09	-50.29	44.54	94.83	31.24
4	0.00	0.00	-26.48	0.00	26.48	6.21

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-1.83	-1.83	-6.64	11.78	18.42
2	-9.36	-9.36	-18.53	18.43	36.96
3	-6.39	-6.39	-15.88	15.37	31.24
4	0.00	0.00	-6.21	0.00	6.21

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-1.83	-1.83	-6.64	13.12	19.76
2	-9.99	-9.99	-19.22	19.08	38.30
3	-7.59	-7.59	-17.49	16.10	33.59
4	0.00	0.00	-9.19	0.00	9.19

Auflagerkräfte							(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min	
1	19.76	36.69	-1.34	.	56.45	18.42	
2	38.30	70.02	-1.34	.	108.32	36.96	
3	33.59	61.25	-2.34	.	94.83	31.24	
4	9.19	17.29	-2.98	.	26.48	6.21	
Summe:	100.84	185.25	-8.01	.	286.08	92.83	

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte									(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4		
EG	max	min	max	min	max	min	max	min	
g	19.8	19.8	38.3	38.3	33.6	33.6	9.2	9.2	
J	13.4	0.0	25.9	0.0	22.3	0.0	5.4	0.0	
N	14.4	-1.3	26.8	-1.3	24.1	-2.3	8.3	-3.0	
O	22.3	0.0	43.2	0.0	37.1	0.0	9.0	0.0	
Sum	69.8	18.4	134.3	37.0	117.1	31.2	31.9	6.2	

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * KFI = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.07	20.27	-3.68	-25.96	42.78	-59.41
2	x0 =	1.52	19.04	-25.86	-23.58	58.52	-57.02
3	x0 =	1.17	10.83	-15.24	0.00	44.59	-32.00

Feldmomente Minimum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.07	1.17	-4.28	-16.67	11.55	-20.79
2	x0 =	1.82	1.95	-16.80	-7.71	21.28	-15.29
3	x0 =	1.31	0.38	-17.50	0.00	22.14	-3.15

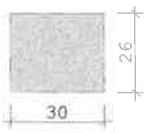
Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-5.77	-5.77	-20.97	43.76	64.73	17.04
2	-32.77	-32.77	-61.95	61.54	123.49	35.55
3	-25.76	-25.76	-57.93	51.00	108.93	28.84
4	0.00	0.00	-32.00	0.00	26.36*	3.15*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F	
1	-1.83	-1.83	-6.64	10.40	17.04	
2	-8.69	-8.69	-17.82	17.74	35.55	
3	-5.16	-5.16	-14.22	14.62	28.84	
4	0.00	0.00	-3.15	0.00	3.15	

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 30/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	0.55	-5.77	1.71	-1.71	1.00	0.90	0.10
1	0.00	-5.77	1.71	-1.71	1.00	0.90	0.10
	1.07	16.57	-4.90	4.90	1.00	0.70	0.38
	1.14	16.64	-4.92	4.92	1.00	0.70	0.38
	2.68	-32.77	9.69	-9.69	1.00	0.90	0.58
2	0.00	-32.77	9.69	-9.69	1.00	0.90	0.58
	1.50	15.39	-4.55	4.55	1.00	0.70	0.35
	1.52	15.38	-4.55	4.55	1.00	0.70	0.35
	3.03	-20.05	5.93	-5.93	1.00	0.70	0.46
3	0.00	-20.05	5.93	-5.93	1.00	0.70	0.46
	1.09	9.34	-2.76	2.76	1.00	0.70	0.21
	1.17	9.27	-2.74	2.74	1.00	0.70	0.21
	1.64	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 30/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d	
1 li	0.360	-7.25	0.14	0.90	0.10	
re	0.360	30.03	0.58	0.90	0.42	
2 li	0.360	-48.22	0.93	0.90	0.52	*
re	0.360	47.82	0.92	0.90	0.51	*
3 li	0.360	-44.20	0.85	0.90	0.47	*
re	0.360	37.28	0.72	0.90	0.52	
4 li	0.001	-26.33	0.51	0.70	0.47	

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50
* :kcr nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (mm	wqB	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	3.7	
		fin:	0.0	0.0	0.0	5.5	
		net:	0.0	0.0	0.0	3.7	
1	1072	inst:	0.6	1.0	1.6	8.9	0.18
		fin:	0.9	1.3	2.2	13.4	0.17
		net:	0.9	0.6	1.6	8.9	0.18
2	1515	inst:	0.7	1.1	1.8	10.1	0.18
		fin:	1.0	1.4	2.4	15.2	0.16
		net:	1.0	0.7	1.7	10.1	0.17
3	984	inst:	0.1	0.2	0.3	5.5	0.05
		fin:	0.1	0.3	0.4	8.2	0.04
		net:	0.1	0.1	0.3	5.5	0.05

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min	Stütze 3 max	Stütze 3 min	Stütze 4 max	Stütze 4 min
g	19.8	19.8	38.3	38.3	33.6	33.6	9.2	9.2
J	13.4	0.0	25.9	0.0	22.3	0.0	5.4	0.0
N	13.1	0.0	25.5	-0.1	21.8	0.0	5.3	0.0
O	22.3	0.0	43.2	0.0	37.1	0.0	9.0	0.0
Sum	68.5	19.8	133.0	38.2	114.7	33.6	28.9	9.2

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-5.77	-5.77	-20.97	42.15	63.12	19.05
2	-32.06	-32.06	-61.15	60.86	122.01	37.41
3	-24.32	-24.32	-55.99	50.13	106.12	32.35
4	0.00	0.00	-28.42	0.00	28.42	7.62

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1,3 - Stütze 0.S27 0.S37

Nachweis Auflagerpressung
Bemessungswert der Auflagerkraft
maßgebende LK für
$F_{d_st_A1_3}$= 1,35*33,6 = 45,36 kN
$F_{d_ku_A1_3}$= 108,93 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_st}$ = 0,460
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Holzpressung am UZ, se.- Fa (NH):
Pressungsfläche Stütze wie siehe Pos. 0.3.4
d= 20 cm
A_1 = $d^2*\pi/4+2*60$ = 434,2 cm²
$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²
$k_{c,90}$= 1,50

KLED ständig
$f_{c,90,d_st}$= $\kappa_{_st}*f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_st}$ = $F_{d_st_A1_3} / A_1$ = 0,10 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_st} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,58 <1,0**

KLED kurz
$f_{c,90,d_ku}$= $\kappa_{_ku}*f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_ku}$ = $F_{d_ku_A1_3} / A_1$ = 0,24 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_ku} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,92 <1,0**

Auflager 2: -Stütze 0.S33
Geometrie: siehe Pos. 0.3.9

Bemessungswert der Auflagerkraft
$F_{d_st_A2}$= 1,35*38,3 = 51,70 kN
$F_{d_ku_A2}$= 123,43 kN

Pressungsfläche (ohne Einhängeeffekt)
Auflagerplatte BrFl 250x15x300 mit Bohrung 22,11mm

Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.3.16, Aufl. 2

Auflager 4:
Anschluss an Unterzug Pos. 0.3.20

Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 250x260
Vollausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft, Aufl. 4

F_{1,d_st} = 1,35*9,2 = 12,42 kN

F_{1,d_ku} = 26,48 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 57,70 kN

$MAX(F_{1,d_st} / (\kappa_{_st}*R_{1,k}); F_{1,d_ku} / (\kappa_{_ku}*R_{1,k}))$ = **0,71 < 1**

Pos. 0.3.18 Unterzug, Decke über EG
Verbinder B, Achse 5_{VBB}

1 statisches System:

siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis b/h=30/26cm

2 Lastzusammenstellung

Verbinder B, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreiten

$e_{Da_1_EG}$=	4,0/2+3,55/2	=	3,77 m
$e_{Da_2_EG}$=	0,9/2+3,55/2	=	2,23 m

Flächenlasten

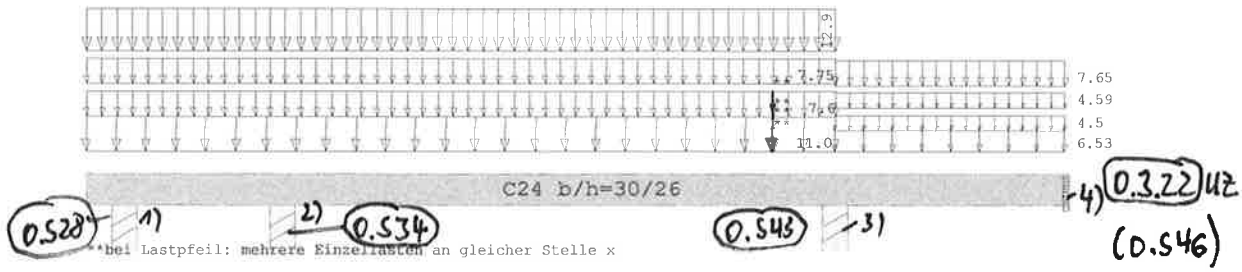
g=	2,90 kN/m²
q=	2,00 kN/m²
s=	2,04 kN/m²
s_A=	3,40 kN/m²

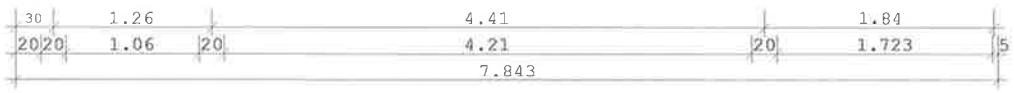
- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

Einzellasten aus Unterzug Pos. 0.3.21 Aufl. 2

$G_{0.3.21}$=	8,10 kN
$Q_{0.3.21}$=	3,80 kN
$S_{0.3.21}$=	3,90 kN
$S_{_A_0.3.21}$=	6,40 kN

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:





Holzträger über 3 Felder C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	1.26	konstant	30.0	26.0	43940.0
2	4.41	konstant	30.0	26.0	43940.0
3	1.84	konstant	30.0	26.0	43940.0
Kragarm links	0.30	konstant	30.0	26.0	43940.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc		ausPOS	Phi
4	N		0.00	2.90	2.00	3.80	0.00	5.97	g,q	
				2.90	2.00					
4	J	1_1	0.00	0.00	2.04	3.80	0.00	5.97	s	
				0.00	2.04					
4	O	2_1	0.00	0.00	3.40	3.80	0.00	5.97	s_A	
				0.00	3.40					
4	N		0.00	2.90	2.00	2.25	5.97	1.84	g,q	
				2.90	2.00					
4	J	1_1	0.00	0.00	2.04	2.25	5.97	1.84	s	
				0.00	2.04					
4	O	2_1	0.00	0.00	3.40	2.25	5.97	1.84	s_A	
				0.00	3.40					
2	N		0.00	8.10	3.80	1.00	5.47		0,3,21	
2	J	1_1	0.00	0.00	3.90	1.00	5.47		0,3,21	
2	O	2_1	0.00	0.00	6.40	1.00	5.47		0,3,21	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	0.00	-0.52	-0.52	-17.15	-5.96	-20.44
2	x0 =	2.21	36.02	-47.27	-45.45	73.07	-86.39
3	x0 =	1.75	0.05	-17.43	0.00	20.05	-1.10

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	0.00	-1.44	-1.44	-36.16	-12.17	-42.93
2	x0 =	2.21	12.60	-17.28	-17.43	26.22	-32.55
3	x0 =	1.84	0.00	-16.92	0.00	15.63	2.76

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-1.44	-1.44	-9.60	-21.00	4.75	-13.98
2	-47.71	-47.71	-57.16	73.20	130.35	46.01
3	-46.10	-46.10	-86.59	42.67	129.26	47.90
4	0.00	0.00	-1.10	0.00	1.10	-11.23

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-0.52	-0.52	-3.45	-1.28	-13.98
2	-16.85	-16.85	-19.93	26.08	46.01
3	-16.78	-16.78	-32.34	15.55	47.90
4	0.00	0.00	11.23	0.00	-11.23

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast						(kNm , kN)
Stütze	M li	M re	V li	V re	F	
1	-0.52	-0.52	-3.45	-5.96	-2.51	
2	-17.15	-17.15	-20.44	26.30	46.74	
3	-16.92	-16.92	-32.46	15.63	48.09	
4	0.00	0.00	2.76	0.00	-2.76	

Auflagerkräfte							(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min	
1	-2.51	7.27	-11.47	.	4.75	-13.98	
2	46.74	83.62	-0.73	.	130.35	46.01	
3	48.09	81.17	-0.19	.	129.26	47.90	
4	-2.76	3.86	-8.47	.	1.10	-11.23	
Summe:	89.55	175.92	-20.86	.	265.47	68.69	

Auflagerkräfte							(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min	
Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.							

Auflagerkräfte									(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4		
EG	max	min	max	min	max	min	max	min	
g	-2.5	-2.5	46.7	46.7	48.1	48.1	-2.8	-2.8	(o)
J	0.0	-1.6	31.3	0.0	30.6	0.0	0.0	-1.7	
N	7.3	-8.8	31.4	-0.7	30.2	-0.2	3.9	-5.6	
O	0.0	-2.6	52.2	0.0	51.0	0.0	0.0	-2.9	
Sum	4.8	-15.6	161.7	46.0	159.9	47.9	1.1	-13.0	

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	0.13	-0.28	-0.52	-17.42	3.54	-30.37
2	x0 =	2.29	41.16	-53.53	-51.34	82.86	-98.37
3	x0 =	1.52	0.81	-17.97	0.00	24.66	-5.13

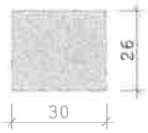
Feldmomente Minimum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	0.00	-1.63	-1.63	-40.25	-13.55	-47.75
2	x0 =	2.21	12.26	-17.42	-17.97	26.12	-32.64
3	x0 =	1.84	0.00	-22.84	0.00	21.10	3.73

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-1.63	-1.63	-10.88	-26.62	12.23*	-21.67*
2	-54.27	-54.27	-65.09	83.09	148.18	45.26
3	-52.47	-52.47	-98.73	48.50	147.23	47.70
4	0.00	0.00	-5.13	0.00	5.13	-15.49
* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.						

Stützmomente Minimum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F	
1	-0.52	-0.52	-3.45	3.54	-21.67	
2	-16.54	-16.54	-19.40	25.86	45.26	
3	-16.64	-16.64	-32.22	15.48	47.70	
4	0.00	0.00	15.49	0.00	-15.49	

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 1 kdef = 0.60 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 30/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
			(N/mm2)				
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	0.30	-1.63	0.48	-0.48	1.00	0.90	0.03
1	0.00	-1.63	0.48	-0.48	1.00	0.90	0.03
	0.14	-4.49	1.33	-1.33	1.00	0.70	0.10
	1.26	-54.27	16.06	-16.06	1.00	0.90	0.97
2	0.00	-54.27	16.06	-16.06	1.00	0.90	0.97
	2.29	41.16	-12.18	12.18	1.00	0.90	0.73
	4.41	-52.47	15.52	-15.52	1.00	0.90	0.93
3	0.00	-52.47	15.52	-15.52	1.00	0.90	0.93
	1.52	-4.86	1.44	-1.44	1.00	0.70	0.11
	1.84	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 30/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 li	0.300	0.00	0.00	0.90	0.00
re	0.360	-28.06	0.54	0.70	0.50
2 li	0.360	-52.04	1.00	0.90	0.72
re	0.360	70.04	1.35	0.90	0.75 *
3 li	0.360	-85.68	1.65	0.90	0.92 *
re	0.360	40.68	0.78	0.90	0.43 *
4 li	0.001	14.19	0.27	0.70	0.25
li	0.025	14.36	0.28	0.70	0.26
li	0.155	15.27	0.29	0.70	0.27
li	0.184	15.47	0.30	0.70	0.28
li	0.368	16.76	0.32	0.70	0.30
li	0.552	18.04	0.35	0.70	0.32
li	0.736	25.35	0.49	0.90	0.35

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50
* :kcr nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
(2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB	wqB	w	zul w	η
			(mm			)	
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	2.0	
		fin:	0.0	0.0	0.0	3.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	2.0	

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)							
zul w_{inst} < L/300			zul w_{fin} < L/200		zul w_{net} < L/300		
1	756	inst:	-0.3	-0.4	-0.7	4.2	0.16
		fin:	-0.5	-0.5	-0.9	6.3	0.15
		net:	-0.5	-0.2	-0.7	4.2	0.16
2	2205	inst:	4.1	5.0	9.2	14.7	0.62
		fin:	6.6	5.9	12.5	22.1	0.57
		net:	6.6	2.3	8.9	14.7	0.61
3	736	inst:	-0.6	-0.7	-1.3	6.1	0.21
		fin:	-0.9	-0.9	-1.7	9.2	0.19
		net:	-0.9	-0.4	-1.3	6.1	0.20

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte								(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
EG	max	min	max	min	max	min	max	min
g	-2.5	-2.5	46.7	46.7	48.1	48.1	(-2.8)	(-2.8)
J	0.0	-1.6	31.3	0.0	30.6	0.0	0.0	-1.7
N	0.0	-1.6	30.7	0.0	30.0	0.0	0.0	-1.7
O	0.0	-2.6	52.2	0.0	51.0	0.0	0.0	-2.9
Sum	-2.5	-8.3	161.0	46.7	159.7	48.1	-2.8	-9.1

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-1.63	-1.63	-10.88	-21.01	1.33*	-11.50*
2	-53.92	-53.92	-64.48	82.83	147.31	46.35
3	-52.30	-52.30	-98.59	48.41	147.00	47.99
4	0.00	0.00	0.66	0.00	-0.66	-10.50

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1 - Stütze 0.S28

Bemessungswert der Auflagerkraft
maßgebende LK für
$F_{d_st_A1_3}$= 1,35*0 = 0,00 kN
$F_{d_ku_A1_3}$= 12,23 kN

Nachweis siehe Verspannung Pos. 0.4.4

Auflager 2,3: -Stütze 0.S34, 0.S43
Geometrie: siehe Pos. 0.3.9

Bemessungswert der Auflagerkraft
$F_{d_st_A2}$= 1,35*48,1 = 64,94 kN
$F_{d_ku_A2}$= 147,31 kN

Pressungsfläche (ohne Einhängeeffekt)
Auflagerplatte BrFl 250x15x300 mit Bohrung 22,11mm

Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.3.16, Aufl. 2

Auflager 4:
Anschluss an Unterzug Pos. 0.3.22

Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 250x260
Vollausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft, Aufl. 4

F_{1,d_st} = 1,35*1,0 = 1,35 kN

F_{1,d_ku} = 5,13 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig $\Rightarrow$ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz $\Rightarrow$ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 57,70 kN

$MAX(F_{1,d_st} / (\kappa_{_st}*R_{1,k}); F_{1,d_ku} / (\kappa_{_ku}*R_{1,k}))$ = **0,13 < 1**

Pos. 0.3.19 Unterzug, Decke über EG
Verbinder B, Achse 6_{VBB}

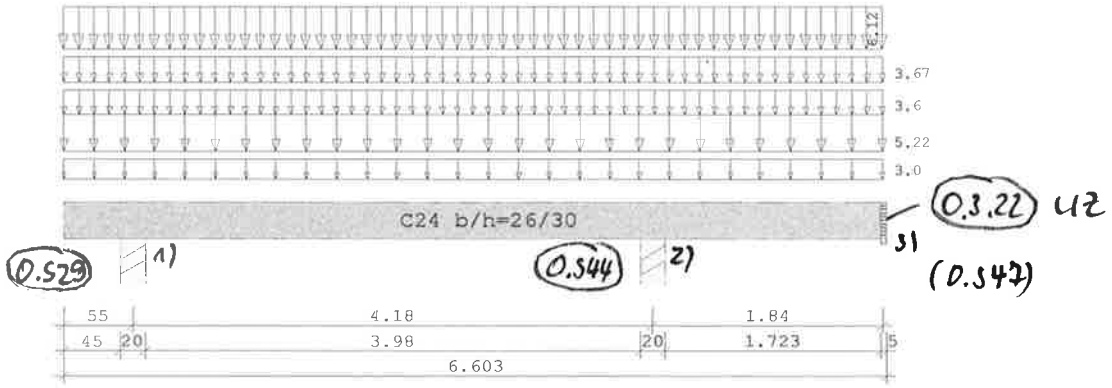
1 statisches System:
siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis b/h=26/30cm

2 Lastzusammenstellung

Verbinder B, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreiten
$e_{Da_1_EG}$= 3,55/2 = 1,77 m
Flächenlasten
g= 2,90 kN/m²
q= 2,00 kN/m²
s= 2,04 kN/m²
s_A= 3,40 kN/m²
- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

Zuschlag für Dachrandausbildung (Attika), unplanmäßige Belastung aus Eigengewicht Verglasung- Fassade
g_1= 3,00 kN/m

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger über 2 Felder C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	4.18	konstant	26.0	30.0	58500.0
2	1.84	konstant	26.0	30.0	58500.0
Kragarm links	0.55	konstant	26.0	30.0	58500.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)
Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			3.00	0.00	1.00		g_Vergl	
1	N			2.90	2.00	1.80		g,q	
1	J	_1		0.00	2.04	1.80		s	
1	O	_1		0.00	3.40	1.80		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.67	26.37	-1.31	-28.58	31.95	-45.00
2	x0 =	1.36	2.12	-14.91	0.00	25.04	-8.83

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.67	11.03	-2.78	-13.80	15.52	-20.79
2	x0 =	1.84	0.00	-13.84	0.00	15.52	-0.47

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-2.78	-2.78	-10.12	15.52	38.88	19.64
2	-29.05	-29.05	-45.11	27.09	72.20	35.92
3	0.00	0.00	-8.83	0.00	8.83	-7.54

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-1.31	-1.31	-4.78	14.86	19.64
2	-13.33	-13.33	-20.68	15.24	35.92
3	0.00	0.00	7.54	0.00	-7.54

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-1.31	-1.31	-4.78	15.16	19.94
2	-13.84	-13.84	-21.16	15.52	36.67
3	0.00	0.00	-0.47	0.00	0.47

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	19.94	18.94	-0.30	.	38.88	19.64
2	36.67	35.53	-0.75	.	72.20	35.92
3	0.47	8.36	-8.01	.	8.83	-7.54
Summe:	57.08	62.83	-9.06	.	119.91	48.02

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
EG	max	min	max	min	max	min
g	19.9	19.9	36.7	36.7	0.5	0.5
J	6.3	-0.1	12.0	-0.3	3.1	-3.0
N	8.4	-0.1	15.5	-0.3	3.2	-3.0
O	10.6	-0.2	20.1	-0.5	5.2	-5.0
Sum	45.2	19.5	84.2	35.6	12.0	-10.6

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.67	31.07	-1.31	-33.36	37.39	-52.72
2	x0 =	1.30	3.13	-15.12	0.00	28.05	-11.61

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.67	10.61	-3.26	-14.12	15.56	-20.76
2	x0 =	1.84	0.00	-18.69	0.00	20.95	-0.63

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-3.26	-3.26	-11.86	15.56	39.57*	19.54*
2	-34.31	-34.31	-52.95	33.41	72.95*	35.68*
3	0.00	0.00	-11.61	0.00	11.61	-10.14

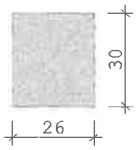
* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F
1	-1.31	-1.31	-4.78	14.76	19.54
2	-13.17	-13.17	-20.53	15.15	35.68
3	0.00	0.00	10.14	0.00	-10.14

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 2 kdef = 0.80 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/30

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	0.55	-2.59	0.66	-0.66	1.00	0.70	0.05
1	0.00	-2.59	0.66	-0.66	1.00	0.70	0.05
	1.67	24.47	-6.27	6.27	1.00	0.70	0.49
	1.73	24.50	-6.28	6.28	1.00	0.70	0.49
	4.18	-27.74	7.11	-7.11	1.00	0.70	0.55
2	0.00	-27.74	7.11	-7.11	1.00	0.70	0.55
	1.30	-6.77	1.74	-1.74	1.00	0.90	0.10
	1.84	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 26/30

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d	
1 li	0.400	-2.57	0.05	0.70	0.05	
re	0.400	23.30	0.45	0.70	0.42	
2 li	0.400	-35.27	0.68	0.70	0.48	*
re	0.400	23.98	0.46	0.70	0.43	
3 li	0.001	-11.59	0.22	0.90	0.16	
li	0.175	11.66	0.22	0.90	0.16	
li	0.184	11.74	0.23	0.90	0.16	
li	0.368	13.33	0.26	0.90	0.19	
li	0.552	14.93	0.29	0.90	0.21	
li	0.736	12.88	0.25	0.70	0.23	

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50
* :kcr nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	3.7	
		fin:	0.0	0.0	0.0	5.5	
		net:	0.0	0.0	0.0	3.7	
1	2090	inst:	2.8	2.4	5.2	13.9	0.37
		fin:	5.0	2.9	7.9	20.9	0.38
		net:	5.0	1.2	6.2	13.9	0.44
2	736	inst:	-0.3	-0.3	-0.6	6.1	0.10
		fin:	-0.5	-0.4	-0.9	9.2	0.10
		net:	-0.5	-0.2	-0.7	6.1	0.11

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min	Stütze 3 max	min
g	19.9	19.9	36.7	36.7	0.5	0.5
J	8.4	0.0	15.5	0.0	0.2	0.0
N	8.3	0.0	15.2	0.0	0.2	0.0
O	14.0	0.0	25.8	0.0	0.3	0.0
Sum	50.7	19.9	93.2	36.7	1.2	0.5

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-3.26	-3.26	-11.86	37.71	39.40*	19.84*
2	-34.51	-34.51	-52.64	38.59	72.53*	36.44*
3	0.00	0.00	-3.67	0.00	3.14	-2.04

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Bem.-Werte

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1 - Stütze 0.S29 siehe Verspannung Pos. 0.4.4
Auflager 2 - Stütze 0.S44

Nachweis Auflagerpressung
Bemessungswert der Auflagerkraft
maßgebende LK für
$F_{d_st_A1_2}$= 1,35*36,7 = 49,55 kN
$F_{d_ku_A1_2}$= 72,53 kN
Nachweis siehe Verspannung Pos. 0.4.6

Auflager 3: Anschluss an Unterzug Pos. 0.3.22 und Versp. 0.4.6

Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 250x260, Vollausnagelung mit CNA 4,0x50
- bei geringer Beanspruchung ohne weiteren Nachweis

Pos. 0.3.20 Unterzug, Decke über EG
Verbinder B, Achse B_{VBB}

1 statisches System: siehe 3.

2 Lastzusammenstellung
Verbinder B, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreite e_{Da_EG}= 0,90/2 = 0,45 m
Kiesstreifen vor Oberlicht Verglasung, über ges. Länge angesetzt

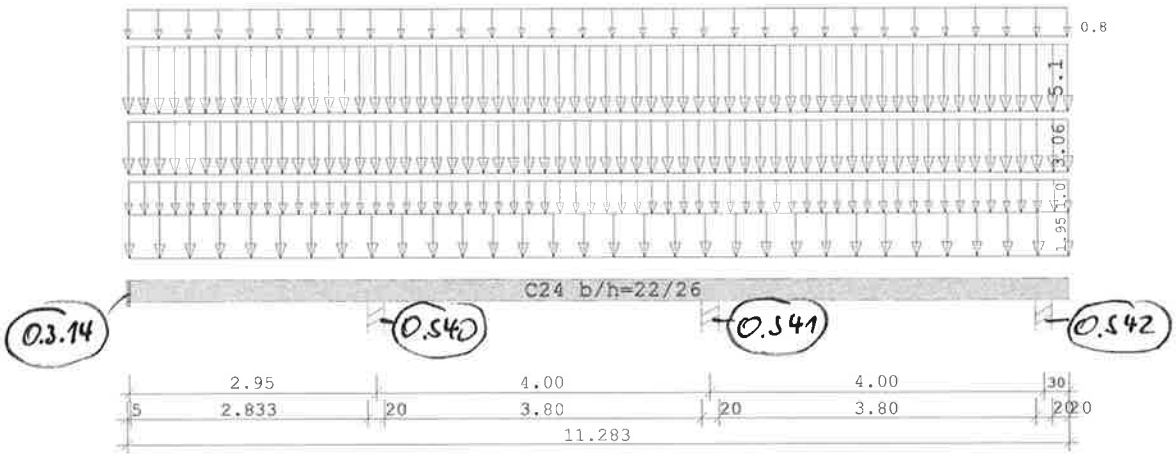
g=	3,90* e_{Da_EG}	=	1,75 kN/m
q=	2,0* e_{Da_EG}	=	0,90 kN/m
s=	2,04* e_{Da_EG}	=	0,92 kN/m
s_A=	3,4* e_{Da_EG}	=	1,53 kN/m

aus Verglasung vor Nordwand Museum
Lasteinflussbreite $e_{Da_2_EG}$= 2,0/2 = 1,00 m

g=	0,80* $e_{Da_2_EG}$	=	0,80 kN/m
s=	2,04* $e_{Da_2_EG}$	=	2,04 kN/m
s_A=	3,4* $e_{Da_2_EG}$	=	3,40 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:
Nachweis mit b/h=22/26cm



Holzträger über 3 Felder C24

System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	2.95	konstant	22.0	26.0	32222.7
2	4.00	konstant	22.0	26.0	32222.7
3	4.00	konstant	22.0	26.0	32222.7
Kragarm rechts	0.30	konstant	22.0	26.0	32222.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			3.90	2.00	0.50		g,q	
1	J	_1		0.00	2.04	1.50		s	
1	O	_1		0.00	3.40	1.50		s_A	
1	N			0.80	0.00	1.00		g	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.25	7.14	0.00	-6.19	11.46	-15.66
2	x0 =	1.98	8.84	-9.15	-9.95	18.18	-18.59
3	x0 =	2.32	12.91	-11.73	-0.14	21.28	-15.49

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	0.59	0.32	0.00	-9.15	1.46	-7.66
2	x0 =	1.60	-0.02	-6.19	-5.60	6.33	-6.04
3	x0 =	2.80	2.08	-9.95	-0.18	8.63	-3.74

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	11.46	11.46	1.46
2	-9.64	-9.64	-9.31	18.34	27.65	8.71
3	-12.62	-12.62	-10.72	21.51	32.22	12.96
4	-0.41	-0.41	-4.80	2.76	16.73	4.66

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	1.46	1.46
2	-1.58	-1.58	-5.10	3.62	8.71
3	-4.51	-4.51	-5.69	7.27	12.96
4	-0.14	-0.14	-3.73	0.93	4.66

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	3.39	3.39
2	-3.47	-3.47	-5.74	5.73	11.47
3	-5.28	-5.28	-6.64	7.47	14.11
4	-0.14	-0.14	-4.90	0.93	5.83

Auflagerkräfte						(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	3.39	8.07	-1.92	.	11.46	1.46
2	11.47	16.18	-2.76	.	27.65	8.71
3	14.11	18.11	-1.16	.	32.22	12.96
4	5.83	10.90	-1.17	.	16.73	4.66
Summe:	34.80	53.26	-7.01	.	88.06	27.79

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte								(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
EG	max	min	max	min	max	min	max	min
g	3.4	3.4	11.5	11.5	14.1	14.1	5.8	5.8
J	4.0	-1.0	7.2	-1.4	8.0	-0.6	5.3	-0.6
N	1.4	-0.3	4.2	-0.5	4.8	-0.2	2.1	-0.2
O	6.7	-1.6	12.0	-2.3	13.3	-1.0	8.8	-1.0
Sum	15.5	0.5	34.9	7.3	40.2	12.4	22.0	4.1

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.26	7.97	0.00	-6.18	12.60	-16.79
2	x0 =	1.98	9.73	-9.87	-10.53	19.77	-20.10
3	x0 =	2.31	14.13	-12.41	-0.14	23.00	-16.86

Feldmomente Minimum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	0.30	0.22	0.00	-9.87	1.22	-7.91
2	x0 =	1.60	-0.52	-6.18	-6.89	6.01	-6.36
3	x0 =	2.80	1.87	-10.53	-0.24	8.76	-3.61

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	12.60	12.60	1.22
2	-11.00	-11.00	-11.66	20.12	31.78	8.36
3	-14.44	-14.44	-13.50	23.51	37.00	12.79
4	-0.45	-0.45	-4.56	2.99	18.51*	4.51*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F	
1	0.00	0.00	0.00	1.22	1.22	
2	-1.34	-1.34	-5.02	3.35	8.36	
3	-4.40	-4.40	-5.56	7.23	12.79	
4	-0.14	-0.14	-3.58	0.93	4.51	

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 2 kdef = 0.80 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
			(N/mm2)				
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.26	7.97	-3.22	3.22	1.00	0.90	0.19
	1.27	7.97	-3.22	3.22	1.00	0.90	0.19
	2.95	-11.00	4.44	-4.44	1.00	0.90	0.27
2	0.00	-11.00	4.44	-4.44	1.00	0.90	0.27
	1.98	9.73	-3.93	3.93	1.00	0.90	0.24
	4.00	-14.44	5.83	-5.83	1.00	0.90	0.35
3	0.00	-14.44	5.83	-5.83	1.00	0.90	0.35
	2.31	14.13	-5.70	5.70	1.00	0.90	0.34
	4.00	-0.45	0.18	-0.18	1.00	0.90	0.01
Krre	0.00	-0.45	0.18	-0.18	1.00	0.90	0.01
	0.30	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d	
1 re	0.001	12.59	0.33	0.90	0.24	
2 li	0.360	-14.17	0.37	0.90	0.21	*
re	0.360	16.53	0.43	0.90	0.24	*
3 li	0.360	-17.31	0.45	0.90	0.25	*
re	0.360	19.92	0.52	0.90	0.29	*
4 li	0.360	-13.31	0.35	0.90	0.25	
re	0.300	0.00	0.00	0.90	0.00	

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50
* :kcr nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB	wqB	w	zul w	η
			(mm			)	
1	1475	inst:	0.3	0.8	1.2	9.8	0.12
		fin:	0.6	0.9	1.5	14.8	0.10
		net:	0.6	0.2	0.8	9.8	0.08
2	2000	inst:	0.4	1.8	2.2	13.3	0.17
		fin:	0.8	2.0	2.8	20.0	0.14
		net:	0.8	0.4	1.2	13.3	0.09
3	2000	inst:	1.4	2.5	3.9	13.3	0.29
		fin:	2.5	2.8	5.3	20.0	0.26
		net:	2.5	0.6	3.1	13.3	0.23
Krre	0	inst:	0.0	0.0	0.0	2.0	
		fin:	0.0	0.0	0.0	3.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	2.0	

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min	Stütze 3 max	min	Stütze 4 max	min
g	3.4	3.4	11.5	11.5	14.1	14.1	5.8	5.8
J	3.4	0.0	11.3	0.0	14.0	0.0	5.8	0.0
N	1.1	0.0	3.7	0.0	4.6	0.0	1.9	0.0
O	5.6	0.0	18.9	0.0	23.3	0.0	9.6	0.0
Sum	13.4	3.4	45.4	11.5	55.9	14.1	23.1	5.8

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G * K_{FI}$ = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	11.25	11.25	3.04
2	-11.51	-11.51	-18.60	18.84	37.44	10.98
3	-17.17	-17.17	-21.57	24.13	45.69	13.89
4	-0.45	-0.45	-15.99	2.99	18.98	5.62

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1:

Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 220x260
Teilausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft, Aufl. 1

F_{1,d_st} = 1,35* 3,4 = 4,59 kN

F_{1,d_ku} = 12,60 kN

Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.3.11 Aufl. 1

Auflager 2:
Bemessungswert der Auflagerkraft
aus 0.3.15 Aufl. 5

$F_{d_st_0.3.15}$= 1,35*3,2 = 4,32 kN

$F_{d_ku_0.3.15}$= 15,26 kN

aus 0.3.20 Aufl. 2

$F_{d_st_0.3.20}$= 1,35*11,5 = 15,53 kN

$F_{d_ku_0.3.20}$= 37,44 kN

$F_{d_st_A2}$= $F_{d_st_0.3.15}$+$F_{d_st_0.3.20}$ = 19,85 kN

$F_{d_ku_A2}$= $F_{d_ku_0.3.15}$+$F_{d_ku_0.3.20}$ = 52,70 kN

Auflager 3:
Bemessungswert der Auflagerkraft
aus 0.3.16 Aufl. 4

$F_{d_st_0.3.16}$= 1,35*6,6 = 8,91 kN

$F_{d_ku_0.3.16}$= 29,82 kN

aus 0.3.20 Aufl. 3

$F_{d_st_0.3.20}$= 1,35*14,1 = 19,04 kN

$F_{d_ku_0.3.20}$= 45,69 kN

$F_{d_st_A3}$= $F_{d_st_0.3.16}$+$F_{d_st_0.3.20}$ = 27,95 kN

$F_{d_ku_A3}$= $F_{d_ku_0.3.16}$+$F_{d_ku_0.3.20}$ = 75,51 kN

Auflager 4:

Bemessungswert der Auflagerkraft
aus 0.3.17 Aufl. 4

$F_{d_st_0.3.17}$= 1,35*9,2 = 12,42 kN

$F_{d_ku_0.3.17}$= 28,42 kN

aus 0.3.20 Aufl. 4

$F_{d_st_0.3.20}$= 1,35*5,8 = 7,83 kN

$F_{d_ku_0.3.20}$= 18,98 kN

$F_{d_st_A4}$= $F_{d_st_0.3.17}$+$F_{d_st_0.3.20}$ = 20,25 kN

$F_{d_ku_A4}$= $F_{d_ku_0.3.17}$+$F_{d_ku_0.3.20}$ = 47,40 kN

Auflagerpressung Unterzug auf Stütze

Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.3.4- Aufl. 1

Pos. 0.3.21 Unterzug, Decke über EG
Verbinder B, Achse $B1_{VBB}$

1 statisches System:
siehe 3.

2 Lastzusammenstellung
Verbinder B, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreiten

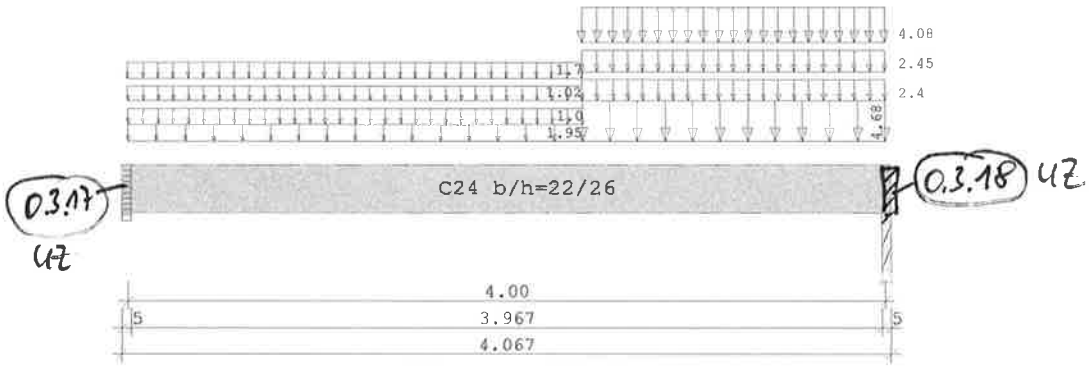
$e_{Da_1_EG}$=	0,90/2	=	0,45 m
$e_{Da_2_EG}$=	2,25/2	=	1,13 m

Dachfläche mit Kiesstreifen über ges. Länge angesetzt
Flächenlasten

g=	3,90 kN/m²
q=	2,00 kN/m²
s=	2,04 kN/m²
s_A=	3,40 kN/m²

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:
Nachweis mit b/h=22/26cm



Holzträger C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	4.00	konstant	22.0	26.0	32222.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc		ausPOS	Phi
4	N		0.00	3.90	2.00	0.50	0.00	2.40	g,q	
				3.90	2.00					
4	J	1_1	0.00	0.00	2.04	0.50	0.00	2.40	s	
				0.00	2.04					
4	O	2_1	0.00	0.00	3.40	0.50	0.00	2.40	s_A	
				0.00	3.40					
4	N		0.00	3.90	2.00	1.20	2.40	1.60	g,q	
				3.90	2.00					
4	J	1_1	0.00	0.00	2.04	1.20	2.40	1.60	s	
				0.00	2.04					
4	O	2_1	0.00	0.00	3.40	1.20	2.40	1.60	s_A	
				0.00	3.40					

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 2.40	14.59	0.00	0.00	12.07	-18.32

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 2.40	6.50	0.00	0.00	5.46	-8.08

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	12.07	12.07	5.46
2	0.00	0.00	-18.32	0.00	18.32	8.08

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	5.46	5.46
2	0.00	0.00	-8.08	0.00	8.08

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	5.46	5.46
2	0.00	0.00	-8.08	0.00	8.08

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	5.46	6.61	0.00	.	12.07	5.46
2	8.08	10.24	0.00	.	18.32	8.08
Summe:	13.54	16.85	0.00	.	30.39	13.54

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2	
EG	max	min	max	min
g	5.5	5.5	8.1	8.1
J	2.5	0.0	3.9	0.0
N	2.4	0.0	3.8	0.0
O	4.2	0.0	6.4	0.0
Sum	14.6	5.5	22.2	8.1

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	2.40	16.95	0.00	0.00	14.05	-21.26

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	2.40	6.50	0.00	0.00	5.46	-8.08

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	14.05	11.04*	5.46*
2	0.00	0.00	-21.26	0.00	16.60*	8.08*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F
1	0.00	0.00	0.00	5.46	5.46
2	0.00	0.00	-8.08	0.00	8.08

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 2 kdef = 0.80 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
			(N/mm2)				
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	2.40	13.27	-5.35	5.35	1.00	0.70	0.41
	4.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.60	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 re	0.001	11.04	0.29	0.70	0.27
2 li	0.277	-13.72	0.36	0.70	0.33

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB	wqB	w	zul w	η
			(mm			)	
1	2000	inst:	3.0	2.5	5.6	13.3	0.42
		fin:	5.5	3.1	8.6	20.0	0.43
		net:	5.5	1.3	6.7	13.3	0.50

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1,2:

Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 220x260
Vollausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft, Aufl. 2

F_{1,d_st} = 1,35* 8,1 = 10,94 kN

F_{1,d_ku} = 16,60 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 48,80 kN

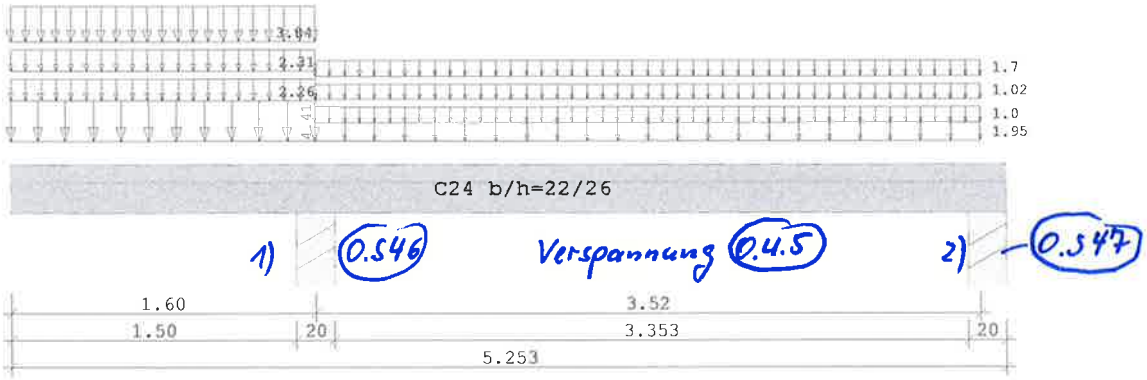
$MAX(F_{1,d_st} / (\kappa_{_st} * R_{1,k}); F_{1,d_ku} / (\kappa_{_ku} * R_{1,k}))$ = **0,49 < 1**

Pos. 0.3.22 Unterzug, Decke über EG
Verbinder B, Achse A_{VBB}

1 statisches System: siehe 3.

2 Lastzusammenstellung
Verbinder B, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
Lasteinflussbreiten
$e_{Da_1_EG}$= 2,25/2 = 1,13 m
$e_{Da_2_EG}$= 0,90/2 = 0,45 m
Kiesstreifen vor Oberlicht Verglasung, über ges. Länge angesetzt
Flächenlasten
g= 3,90 kN/m²
q= 2,00 kN/m²
s= 2,04 kN/m²
s_A= 3,40 kN/m²
- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:
Nachweis mit b/h=22/26cm



Holzträger System	C24 Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	3.52	konstant	22.0	26.0	32222.7
Kragarm links	1.60	konstant	22.0	26.0	32222.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L, 2=Einzellast bei a, 3=Einzelmoment bei a, 4=Trapezlast von a - a+b, 5=Dreieckslast über L, 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc		ausPOS	Phi
4	N		0.00	3.90 3.90	2.00 2.00	1.13	0.00	1.60	g,q	
4	J	_1	0.00	0.00 0.00	2.04 2.04	1.13	0.00	1.60	s	
4	O	_1	0.00	0.00 0.00	3.40 3.40	1.13	0.00	1.60	s_A	
4	N		0.00	3.90 3.90	2.00 2.00	0.50	1.60	3.52	g,q	
4	J	_1	0.00	0.00 0.00	2.04 2.04	0.50	1.60	3.52	s	
4	O	_1	0.00	0.00 0.00	3.40 3.40	0.50	1.60	3.52	s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Es wird immer nur eine außergewöhnliche Last angesetzt.
Mehrere außergewöhnliche Lasten werden nur dann gemeinsam berücksichtigt, wenn sie über Zusammengehörigkeitsgruppen oder die Mehrfeldlastarten 11 oder 14 verküpft wurden.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	2.10	4.99	-6.08	0.00	10.52	-7.06

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	3.51	0.00	-13.89	0.00	7.98	-0.09

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	-13.89	-13.89	-17.36	7.98	27.11	13.36
2	0.00	0.00	-7.06	0.00	7.06	0.09

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-6.08	-6.08	-7.60	5.76	13.36
2	0.00	0.00	-0.09	0.00	0.09

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	-6.08	-6.08	-7.60	5.76	13.36
2	0.00	0.00	-2.31	0.00	2.31

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	13.36	13.74	0.00	.	27.11	13.36
2	2.31	4.75	-2.22	.	7.06	0.09
Summe:	15.67	18.49	-2.22	.	34.17	13.45

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	Stütze 1 min	Stütze 2 max	Stütze 2 min
g	13.4	13.4	2.3	2.3
J	4.5	0.0	1.8	-0.8
N	6.2	0.0	1.8	-0.8
O	7.5	0.0	3.0	-1.4
Sum	31.6	13.4	8.9	-0.7

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * KFI = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	2.05	6.24	-6.08	0.00	11.98	-8.53

Feldmomente Minimum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	3.52	0.00	-8.21	0.00	7.78	-3.12

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	-16.11	-16.11	-20.13	8.61	27.34*	13.36*
2	0.00	0.00	-8.53	0.00	8.53	-0.54

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

Stützmomente Minimum					(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F
1	-6.08	-6.08	-7.60	5.76	13.36
2	0.00	0.00	0.54	0.00	-0.54

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 2 kdef = 0.80 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit kmod		σd/fm,d
Krli	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.60	-12.55	5.06	-5.06	1.00	0.70	0.39
1	0.00	-12.55	5.06	-5.06	1.00	0.70	0.39
	2.05	6.24	-2.52	2.52	1.00	0.90	0.15
	2.06	6.24	-2.52	2.52	1.00	0.90	0.15
	3.52	0.00	0.00	0.00	1.00	0.70	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 22/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 li	0.360	-12.16	0.32	0.70	0.30
re	0.360	10.00	0.26	0.70	0.19 *
2 li	0.327	-6.62	0.17	0.90	0.13

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50
* :kcr nach DIN EN 1995-1-1 NDP 6.1.7(2) um 30% erhöht.

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
Krli	0	inst:	0.0	0.0	0.0	10.7	
		fin:	0.0	0.0	0.0	16.0	
		net:	0.0	0.0	0.0	10.7	
1	1056	inst:	-0.3	-1.1	-1.3	11.7	0.11
		fin:	-0.5	-1.4	-1.9	17.6	0.11
		net:	-0.5	-0.5	-1.0	11.7	0.08

Auflagerkräfte LF Volllast Schnee, Schnee außergew.

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1 max	min	Stütze 2 max	min
g	13.4 (13.6)*	13.4	2.3 (2.4)*	2.3
J	6.3	0.0	1.0	0.0
N	6.2	0.0	0.9	0.0
O	10.5	0.0	1.6	0.0
Sum	36.4	13.4	5.8	2.3

*) zur Lastweiterleitung auf Bodenplatte angesetzt)

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdll	Mdre	Vdll	Vdre	max F	min F
1	-16.11	-16.11	-20.13	14.83	27.34*	13.36*
2	0.00	0.00	-6.28	0.00	5.13*	1.70*

* -> Wert für F kommt aus einer anderen Kombination.

zusätzliche Nachweise:

Auflager 1:

Bemessungswert der Auflagerkraft
aus 0.3.18 Aufl. 4

$F_{d_st_0.3.18}$= 1,35*0 = 0,00 kN

$F_{d_ku_0.3.18}$= 5,13 kN

aus 0.3.22 Aufl. 1

$F_{d_st_0.3.22}$= 1,35*13,4 = 18,09 kN

$F_{d_ku_0.3.22}$= 27,34 kN

$F_{d_st_A1}$= $F_{d_st_0.3.18}$+$F_{d_st_0.3.22}$ = 18,09 kN

$F_{d_ku_A1}$= $F_{d_ku_0.3.18}$+$F_{d_ku_0.3.22}$ = 32,47 kN

Auflager 2:

Bemessungswert der Auflagerkraft
aus 0.3.19 Aufl. 3

$F_{d_st_0.3.19}$= 1,35*0,5 = 0,68 kN

$F_{d_ku_0.3.19}$= 8,83 kN

aus 0.3.22 Aufl. 2

$F_{d_st_0.3.22}$= 1,35*2,3 = 3,10 kN

$F_{d_ku_0.3.22}$= 8,53 kN

$F_{d_st_A2}$= $F_{d_st_0.3.19}$+$F_{d_st_0.3.22}$ = 3,78 kN

$F_{d_ku_A2}$= $F_{d_ku_0.3.19}$+$F_{d_ku_0.3.22}$ = 17,36 kN

Auflagerpressung Unterzug auf Stütze siehe Pos. 0.4.5 Verspannung.

Pos. 0.3.23 Unterzug, Decke über EG
Verbinder B, Achse C_{VBB}

1 statisches System:
siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis b/h=16/26cm

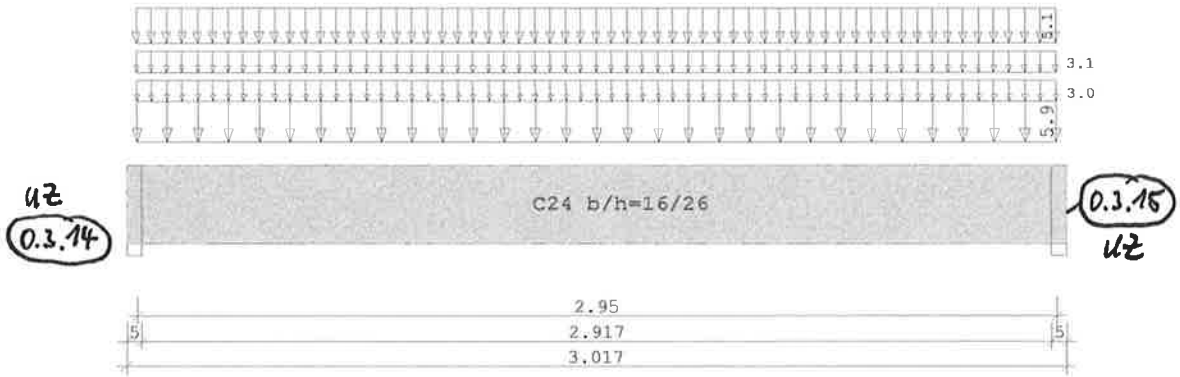
2 Lastzusammenstellung

Verbinder B, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
anteilige Lasteinflussfläche

A_1=			4,40 m²
Belastungslänge. l_1=			2,95 m
g=	3,90* A_1/ l_1	=	5,82 kN/m
(Dachlast mit Kiesrandstreifen angesetzt)			
q=	2,0* A_1/l_1	=	2,98 kN/m
s=	2,04* A_1/l_1	=	3,04 kN/m
s_A=	3,4* A_1/l_1	=	5,07 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



uz 0.3.14 — 0.3.16 uz

Holzträger System	C24 Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	2.95	konstant	16.0	26.0	23434.7

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L; 2=Einzellast bei a; 3=Einzelmoment bei a; 4=Trapezlast von a - a+b; 5=Dreieckslast über L; 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	N			5.90	3.00	1.00		g,q	
1	J	_1		0.00	3.10	1.00		s	
1	O	_1		0.00	5.10	1.00		s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen: Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.48	15.50	0.00	0.00	21.02	-21.02

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.48	6.69	0.00	0.00	9.07	-9.07

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	21.02	21.02	9.07
2	0.00	0.00	-21.02	0.00	21.02	9.07

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	9.07	9.07
2	0.00	0.00	-9.07	0.00	9.07

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	9.07	9.07
2	0.00	0.00	-9.07	0.00	9.07

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	9.07	11.95	0.00	.	21.02	9.07
2	9.07	11.95	0.00	.	21.02	9.07
Summe:	18.14	23.90	0.00	.	42.04	18.14

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte (kN)

	Stütze 1		Stütze 2	
EG	max	min	max	min
g	9.1	9.1	9.1	9.1
J	4.6	0.0	4.6	0.0
N	4.4	0.0	4.4	0.0
O	7.5	0.0	7.5	0.0
Sum	25.6	9.1	25.6	9.1

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * K_{FI} = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.48	18.01	0.00	0.00	24.41	-24.41

Feldmomente Minimum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	1.48	6.69	0.00	0.00	9.07	-9.07

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	24.41	24.41	9.07
2	0.00	0.00	-24.41	0.00	24.41	9.07

Stützmomente Minimum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	F	
1	0.00	0.00	0.00	9.07	9.07	
2	0.00	0.00	-9.07	0.00	9.07	

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 2 kdef = 0.80 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 16/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	1.48	18.01	-9.99	9.99	1.00	0.90	0.60
	2.95	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 16/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 re	0.001	24.40	0.88	0.90	0.64
2 li	0.001	-24.40	0.88	0.90	0.64

EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Auflager fc,90,k = 2.50 N/mm2

Stütze Nr.	b (cm)	d (cm)	max F (kN)	kmod	kc90	σc,90,d (N/mm2)	fc,90,d	η
1			24.4		indirekt			
2			24.4		indirekt			

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul w_{inst} < L/300 zul w_{fin} < L/200 zul w_{net} < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (mm	wqB	w	zul w)	η
1	1475	inst:	2.4	2.1	4.5	9.8	0.45
		fin:	4.2	2.6	6.8	14.8	0.46
		net:	4.2	1.0	5.3	9.8	0.54

zusätzliche Nachweise:
Auflager 1,2
Bemessungswert der Auflagerkraft
maßgebende LK für
F_{d_st}= 1,35*9,1 = 12,29 kN
F_{d_ku}= 24,41 kN

Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 160x260
Vollausnagelung mit CNA 4,0x50,

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft

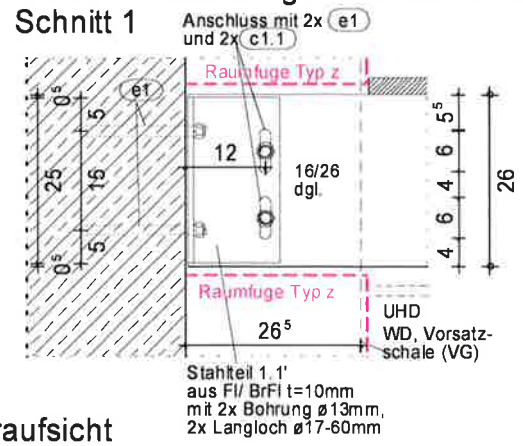
Nachweis
NKL 2 / KLED ständig $\Rightarrow$ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_st}$ = 0,460
NKL 2 / KLED kurz $\Rightarrow$ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 48,80 kN
$MAX(F_{d_st} / (\kappa_{_st}*R_{1,k}); F_{d_ku} / (\kappa_{_ku}*R_{1,k}))$ = **0,72 < 1**

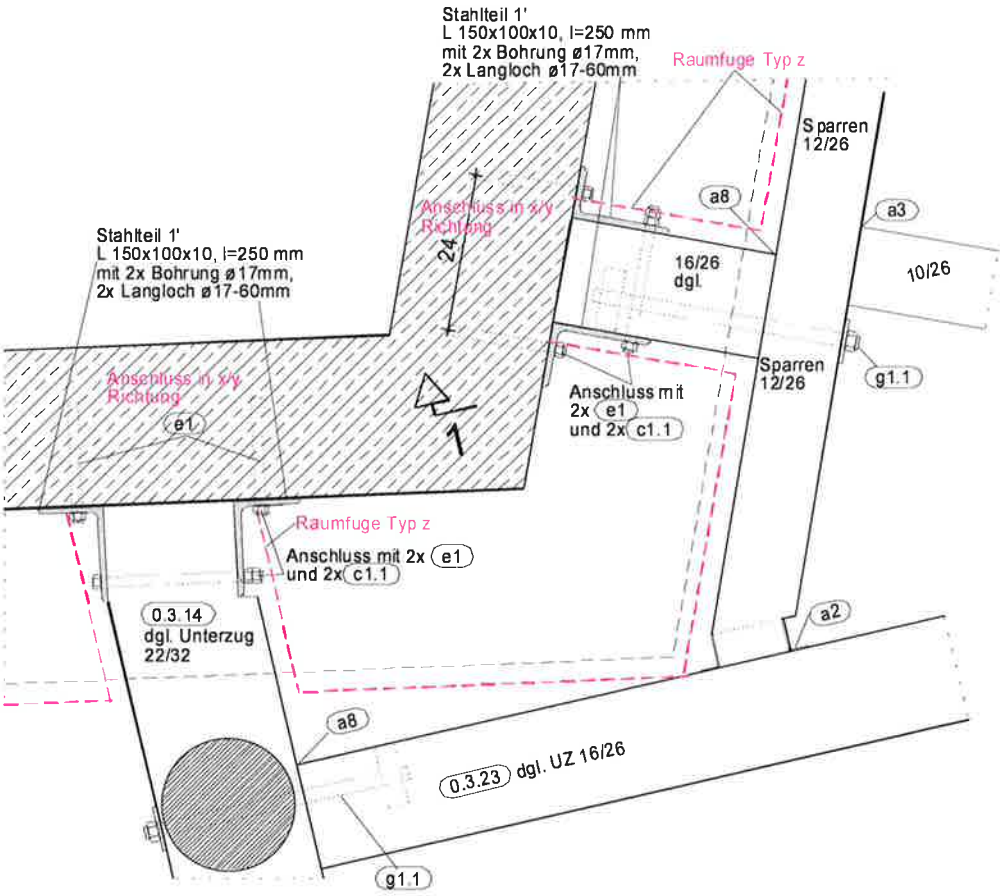
Geometrie:

Anschluss Unterzug- Außenwand VG

Schnitt 1



Draufsicht



Pos. 0.3.24 Unterzug, Decke über EG
Verbinder B, Achse D_{VBB}

1 statisches System:
siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis b/h=16/26cm

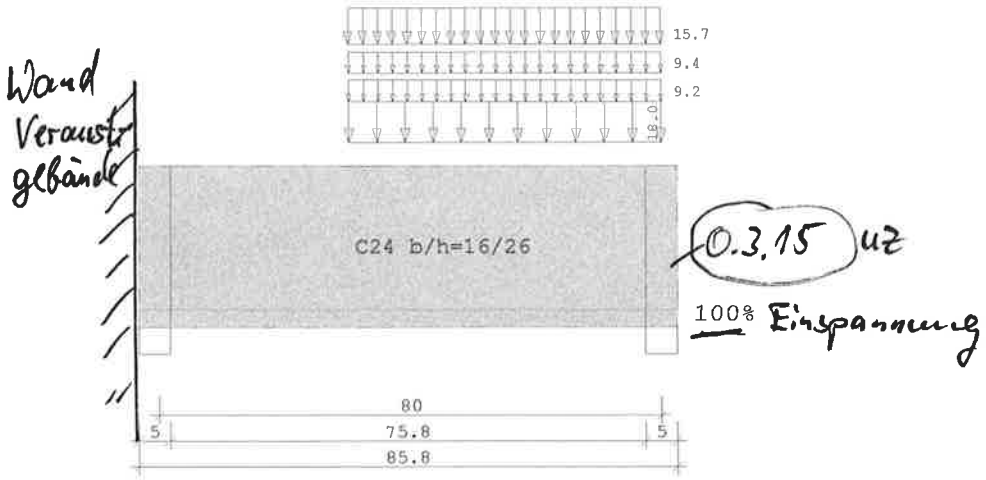
2 Lastzusammenstellung

Verbinder B, eingeschossiger Gebäudeteil
aus Dach über EG
anteilige Lasteinflussfläche

A_1=			2,30 m²
Belastungslänge. l_1=			0,50 m
g=	3,90* A_1/l_1	=	17,94 kN/m
(Dachlast mit Kiesrandstreifen angesetzt)			
q=	2,0* A_1/ l_1	=	9,20 kN/m
s=	2,04* A_1/ l_1	=	9,38 kN/m
s_A=	3,4* A_1/ l_1	=	15,64 kN/m

- aus Wind (abhebend), hier ohne Berücksichtigung

3 Stütz- und Schnittgrößen, Bemessung:



Holzträger C24 System	Länge		Querschnittswerte		
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	Iy (cm4)
1	0.80	konstant	16.0	26.0	23434.7

Stützeneinspannung an den Endauflagern
links : 0.0 %
rechts : 100.0 %

Elastische Lager		
Stütze Nr.	1	1.0 kN/m

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc		ausPOS	Phi
4	N		0.00	18.00 18.00	9.20 9.20	1.00	0.30	0.50	g,q	
4	J	_1	0.00	0.00 0.00	9.40 9.40	1.00	0.30	0.50	s	
4	O	_1	0.00	0.00 0.00	15.70 15.70	1.00	0.30	0.50	s_A	

In der Spalte Grp sind alternative Lasten so: '_1' gekennzeichnet

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 6.0 kN/m3 berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ	KLED
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50	kurz
N	8	sonstige veränderliche Laste	0.80	0.70	0.50	1.50	lang
O		außergewöhnliche Lasten	1.00	1.00	1.00	1.00	sehr kurz

Alle Einwirkungen werden als unabhängige betrachtet.
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	0.00	0.00	0.00	-5.44	0.00	-21.65

Feldmomente Minimum (kNm , kN)

Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	0.00	0.00	0.00	-2.33	0.00	-9.20

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-5.44	0.00	-21.65	0.00	21.65	9.20

Stützmomente Minimum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-2.33	0.00	-9.20	0.00	9.20

Stützmomente Eigenlast (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	F
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-2.33	0.00	-9.20	0.00	9.20

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	0.00	0.00	0.00	.	0.00	0.00
2	9.20	12.45	0.00	.	21.65	9.20
Summe:	9.20	12.45	0.00	.	21.65	9.20

Es gibt alternative Lasten, daher keine Ergebnisse für Vollast.

Auflagerkräfte					(kN)
	Stütze 1		Stütze 2		
EG	max	min	max	min	
g	0.0	0.0	9.2	9.2	
J	0.0	0.0	4.7	0.0	
N	0.0	0.0	4.6	0.0	
O	0.0	0.0	7.8	0.0	
Sum	0.0	0.0	26.3	9.2	

S

Ergebnisse für γ-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert γG * KFI = 1.35 feldweise konstant
EN 1991-1-1:2002 3.3.1 2(P) ist berücksichtigt.

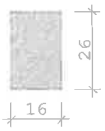
Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	0.00	0.00	0.00	-6.29	0.00	-24.99

Feldmomente Minimum							(kNm , kN)
Feld			Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 =	0.00	0.00	0.00	-2.33	0.00	-9.20

Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-6.29	0.00	-24.99	0.00	24.99	9.20

Bemessung: DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 C24
basierend auf EN 1995-1-1/A2:2014

Materialnorm: EN 338:2016
Nutzungsklasse 2 kdef = 0.80 γM = 1.30 γM(A) = 1.00



Emean = 1100 kN/cm2 Gmean = 69 kN/cm2
fm,k,My = 24.0 N/mm2 fm,k,Mz = 24.0 N/mm2
fv,k,Vz = 4.0 N/mm2 fv,k,Vy = 4.0 N/mm2

Spannungen mit FLBemHo901 gerechnet. (Version 9.0.4.13)
Normalspannungen im Holzquerschnitt b/h = 16/26

Der Druckgurt ist kontinuierlich gehalten.

Feld Nr.	x (m)	My,d (kNm)	σd,o (N/mm2)	σd,u	kcrit	kmod	σd/fm,d
1	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.90	0.00
	0.80	-6.29	3.49	-3.49	1.00	0.90	0.21

Der Beiwert kh =1.00 nach EN 1995 3.2 (3) ist berücksichtigt.

Schubspannungen im Holzquerschnitt b/h = 16/26

Stütze Nr.	x (m)	Vz,d (kN)	τD (N/mm2)	kmod	τd/fv,d
1 re	0.001	0.00	0.00	0.60	0.00
2 li	0.001	-24.94	0.90	0.90	0.65

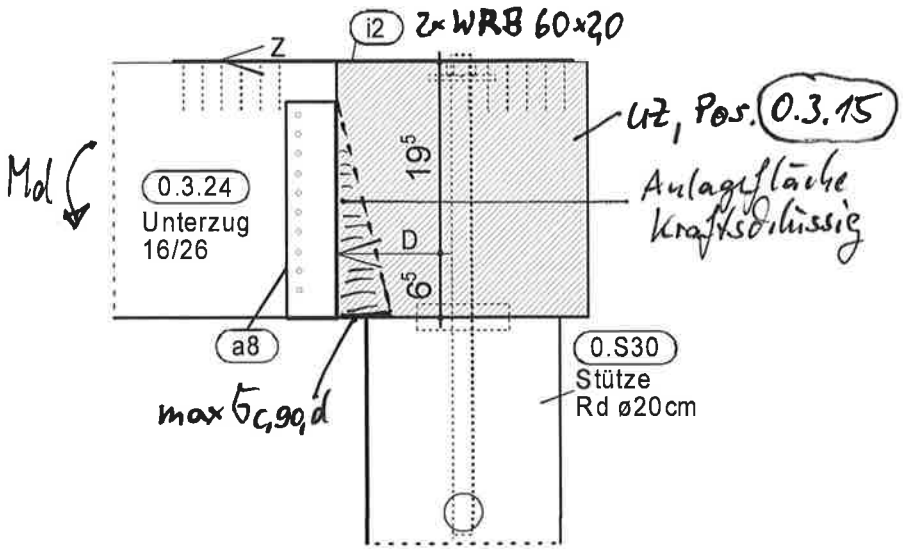
EN 1995 6.1.7 : kcr = 0.50

Nachweis Gebrauchstauglichkeit nach DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08 (2.2.3 , 7.2)
zul Winst < L/300 zul Wfin < L/200 zul Wnet < L/300

Feld	x1 (mm)		wgB (	wqB mm	w	zul w)	η
1	0	inst:	0.1	0.1	0.2	2.7	0.07
		fin:	0.2	0.1	0.3	4.0	0.07
		net:	0.2	0.0	0.2	2.7	0.09

zusätzliche Nachweise:
Anschluss an Unterzug Pos. 0.3.15

Geometrie



h= 26,00 cm

Querkraft
V_{d_st}= 9,20 kN
V_{d_ku}= 24,99 kN

Einspannmoment,
M_{d_st}= -2,33 cm
M_{d_ku}= -6,29 kNm

Aufnahme der Querkraft durch Balkenschuh BSD Fa. Simpson StrongTie Typ 160x260
Vollausnagelung mit CNA 4,0x50

- Charakteristischer Werte der Tagfähigkeit siehe Anlage
Bemessungswert der Anschlusskraft, Aufl. 2
F_{1,d_st} = 1,35* 8,1 = 10,94 kN
F_{1,d_ku} = 25,00 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_st}$ = 0,460
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
$\kappa_{_ku}$ = 0,692

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Richtung Symmetrieachse $R_{1,k}$ = 48,80 kN
$MAX(F_{1,d_st} / (\kappa_{_st}*R_{1,k}); F_{1,d_ku} / (\kappa_{_ku}*R_{1,k}))$ = **0,74 < 1**

Aufnahme Einspannmoment durch Kräftepaar

e_1= 0,75*h = 19,50 cm

$Z_D_{d_st}$= ABS(10^2*M_{d_st}/ e_1) = 11,95 kN

$Z_D_{d_ku}$= ABS(10^2*M_{d_ku}/ e_1) = 32,26 kN

Zugkraft oberseitig durch 2xWRB 40x2,0 mit CNA 4,0x50
Nachweis

Charakteristischer Wert der Tragfähigkeit
Windrispenband $R_{1,k}$ = 26,60 kN

Anzahl, n= 2

MAX($Z_D_{d_st}$;$Z_D_{d_ku}$)/ (n* $R_{1,k}$/1,3) = **0,79 < 1**

Nägel CNA4,0x50
je Kammnagel, $F_{lat,k}$= 2,22 kN

Anzahl je Seite, je WRB, n_1= 15 Stck

MAX($Z_D_{d_st}$/ (n* n_1* $F_{lat,k}$* κ_{st});$Z_D_{d_ku}$/ (n* n_1* $F_{lat,k}$* κ_{ku})) = **0,70 < 1**

Druckkraft durch Holzpressung seitlich am Unterzug einschl. Überstand
dreiecksförmige Pressungsfläche

c= $h-e_1$ = 6,50 cm

h_1= 3* c = 19,50 cm

A_1= h_1*(16+2*3) = 429,00 cm

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²

$k_{c,90}$= 1,50

Nachweis
KLED ständig

$f_{c,90,d_st}$= κ_{st}*$f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st}$ = 2* $Z_D_{d_st}$ / A_1 = 0,06 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st}$ /($k_{c,90}$ * $f_{c,90,d_st}$) = **0,35 <1,0**

KLED kurz

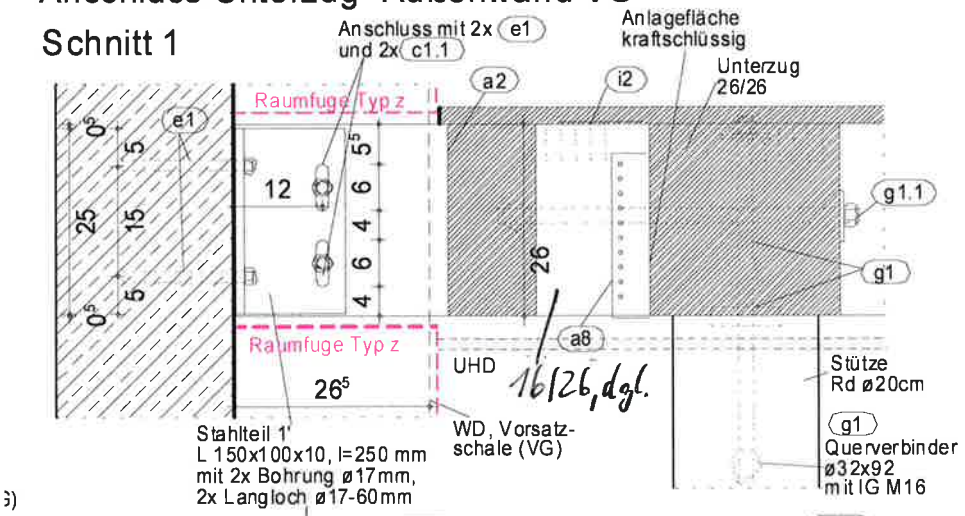
$f_{c,90,d_ku}$= κ_{ku}*$f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku}$ = 2* $Z_D_{d_ku}$ / A_1 = 0,15 kN/cm²

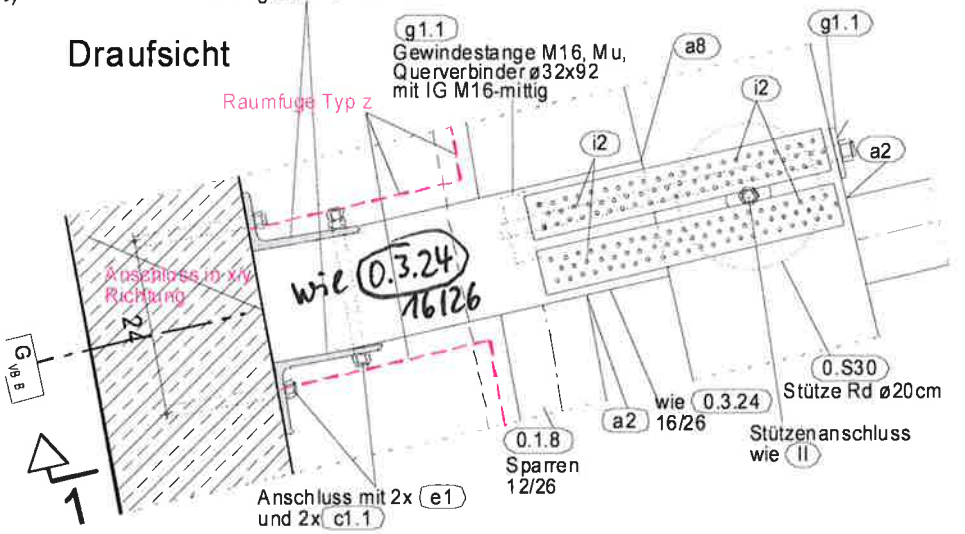
$\sigma_{c,90,d_ku}$ /($k_{c,90}$ * $f_{c,90,d_ku}$) = **0,58 <1,0**

Anschluss Unterzug- Außenwand VG

Schnitt 1

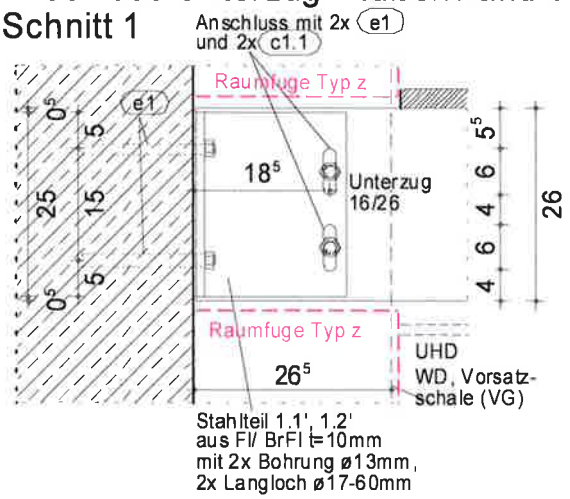


Draufsicht

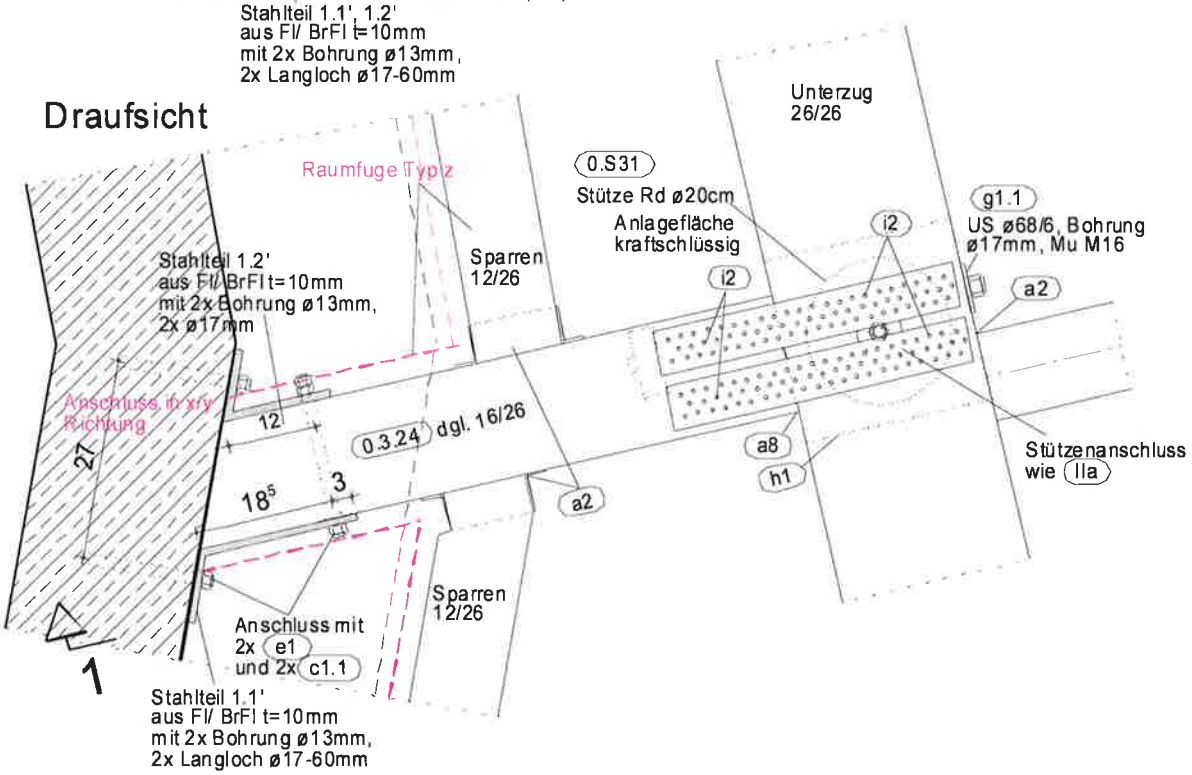


Anschluss Unterzug- Außenwand VG

Schnitt 1



Draufsicht



Pos. 0.4.1 Rundstahlverspannung
- mit Rundstahl ø20mm mit Endgewinden M20

1 Materialkennwerte/ Festigkeit

Aussteifungsverband aus kreuzweise Rd ø20mm

d =			2,00 cm
A_1 =	$\pi * d^2/4$	=	3,14 cm²

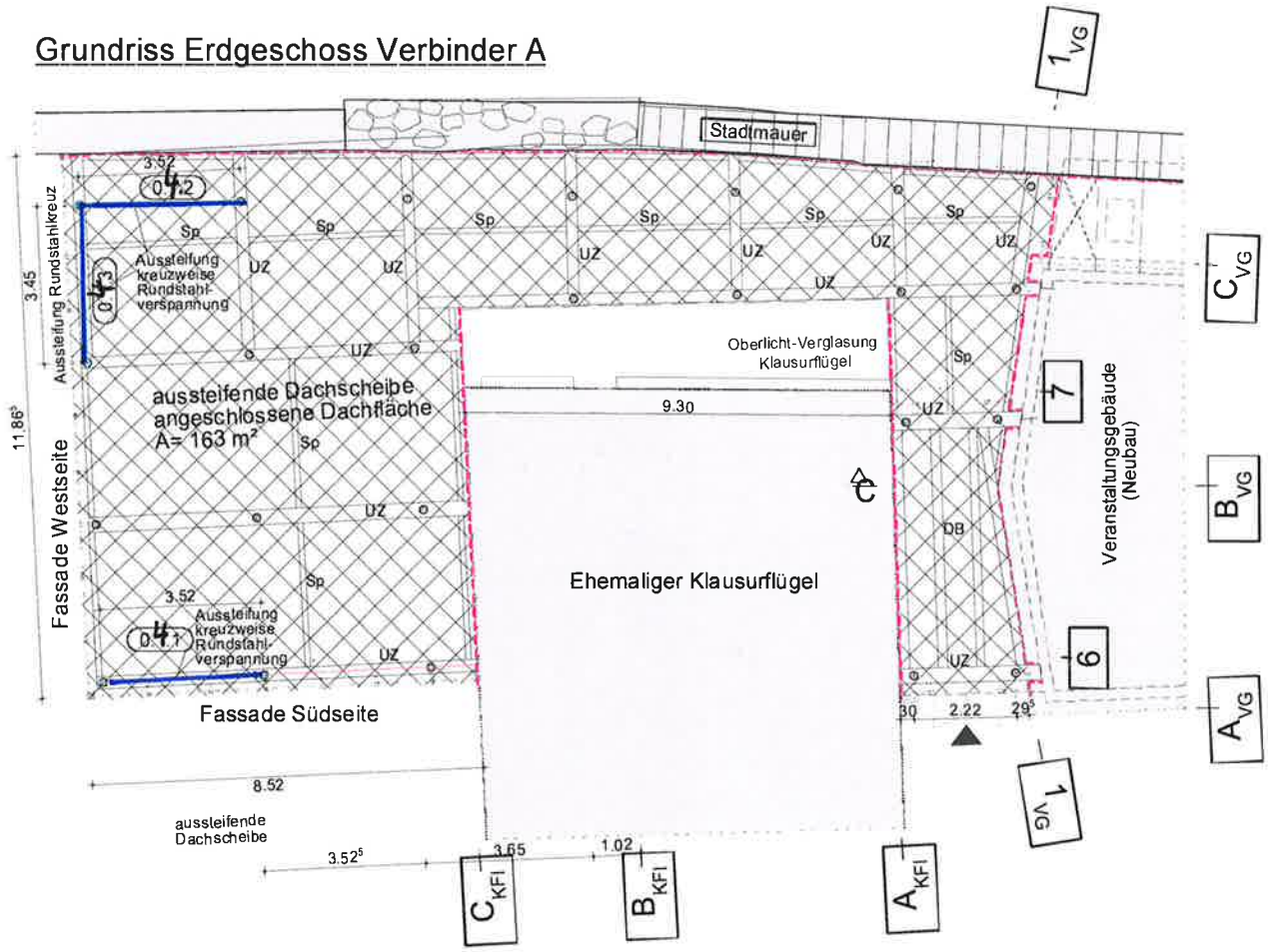
Spannungsquerschnitt an der Verschraubung

A_S =			2,45 cm²
Streckgrenze, f_y=			23,50 kN/cm²
Zugfestigkeit, f_u=			36,00 kN/cm²
Teilsicherheitsbeiwert, γ_{M0} =			1,10
Teilsicherheitsbeiwert, γ_{M2} =			1,25

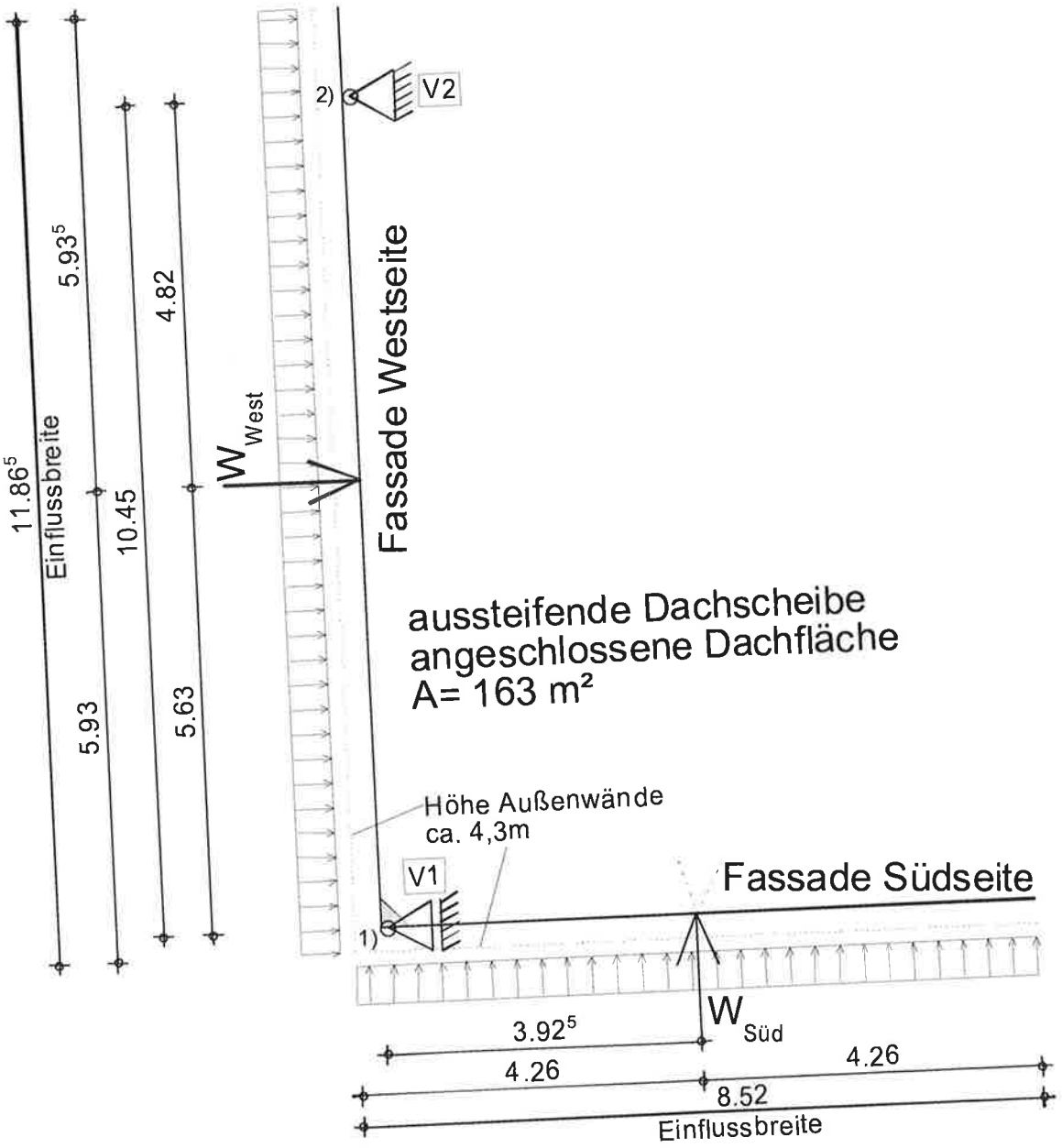
Grenzzugkraft:

Z_{t,Rd_1} =	$A_1 * f_y / \gamma_{M0}$	=	67,08 kN
Z_{t,Rd_2} =	$0{,}9 * A_S * f_u / \gamma_{M2}$	=	63,50 kN

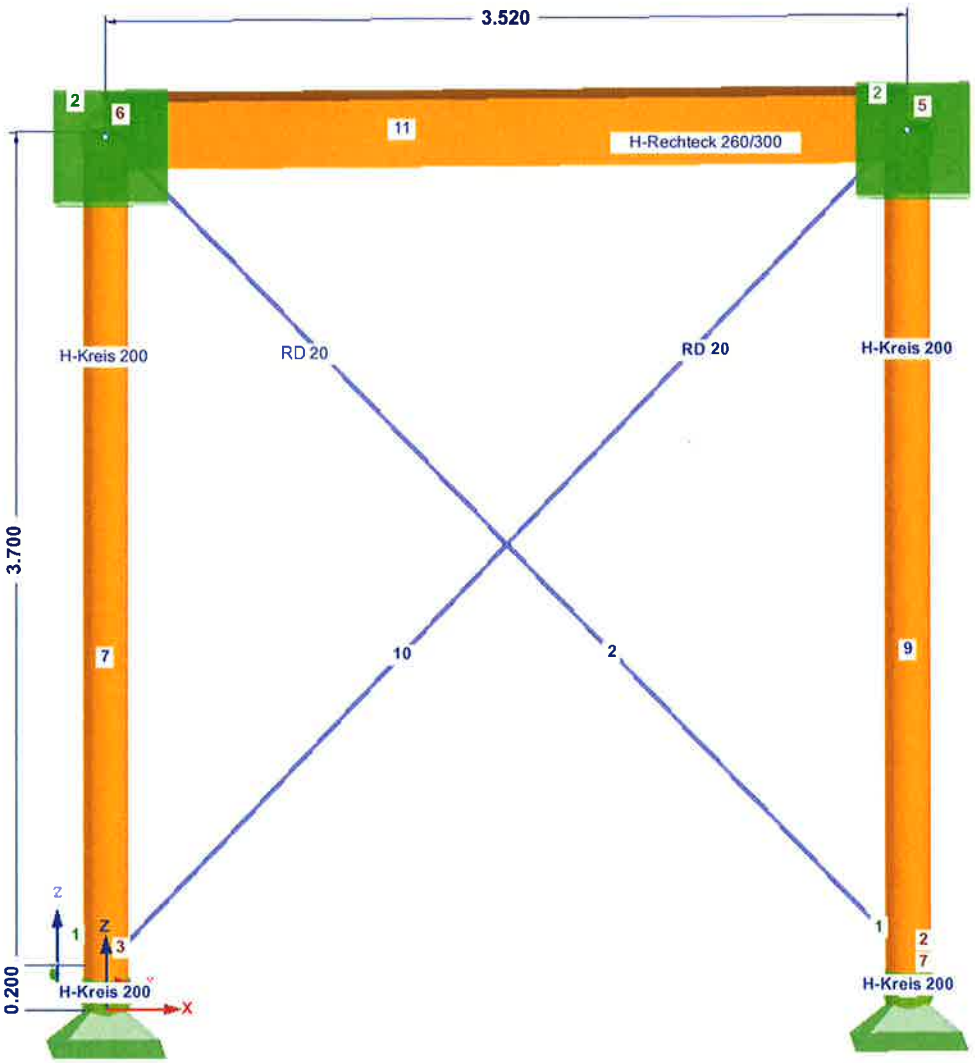
Geometrie: Draufsicht



2 statisches System
Draufsicht



Ansicht Auskreuzung



3 Belastung

Horizontalkraft in Dachebene aus Windlast

Winddruck zum Nachweis angesetzt

w_D= 0,70 kN/m²

Lasteinflussfläche Windlast Fassade Westseite

b_{West}= 11,87 m

h= 4,30 m

anteilig Windlasteinflusshöhe

h_1= h/2 = 2,15 m

A_{W_West}= b_{West} * h_1 = 25,52 m²

resultierende Windlast

W_{West}= A_{W_West} * w_D = 17,86 KN

Lasteinflussfläche Windlast Fassade Südseite

$b_{Süd}$= 8,52 m

$A_{W_Süd}$= $b_{Süd}$* h_1 = 18,32 m²

resultierende Windlast

$W_{Süd}$= $A_{W_Süd}$* w_D = 12,82 kN

horiz. Windlast für Aussteifungsverband Pos. 0.4.1

$W_{0.4.1}$= (W_{West}*4,82+ $W_{Süd}$* 3,92)/10,45 = 13,05 kN

unplanmäßige Gebäudeschiefstellung

Winkel unplanmäßige Schiefstellung

Φ_0= 1/200 = 0,005

angeschlossene Dachfläche

A_{D1}= 163 m²

Vertikale Belastung aus Dacheigengewicht+ veränderliche Lasten+ außergew.Schneelast

g_{Da}= 2,90+2,0+3,4 = 8,30 kN/m²

$N_{k_Verb_A}$= A_{D1}* g_{Da} = 1353 kN

horizontale Ersatzlast aus Schiefstellung (Imperfektion)

$H_{Imp_Verb_A}$= $N_{k_Verb_A}$* Φ_0 = 6,76 kN

Anzahl der wirksamen Aussteifungsverbände

n_V= 2

(Pos. 0.4.1, 0.4.2 wirksam)

horizontale Ersatzlast für Aussteifungsverband

$H_{Imp_0.4.1}$= $H_{Imp_Verb_A}/n_V$ = 3,38 kN

Lastzusammenstellung

$H_{k_0.4.1}$= $W_{0.4.1}$+$H_{Imp_0.4.1}$ = 16,43 kN

Neigungswirkel zu Horizontalen

α_1= ATAN(3,7/3,52) = 46,43 °

Bem. Wert der Zugkraft in der Verspannung

$Z_{d,1}$= 1,5* $H_{k_0.4.1}$/ COS(α_1) = 35,76 kN

Temperaturänderung

Annahme: max. Temperaturänderung bezogen auf die Einbautemp.

ΔT_1= 10,00 K

Länge der Verspannung, $L_{0_0.4.1}$= 10^3*3,52/COS(α_1) = 5107,1 mm

Längenänderungen in der Verspannung :

E_S= 20000,00 kN/cm²

$\alpha_{T,S}$= $13*10^{-6}$ = 0,000013 1/K

ε_{S_T}= $\alpha_{T,S}$ * ΔT_1 = 0,000130

$\Delta l_{S_T_0.4.1}$= ε_{S_T} * $L_{0_0.4.1}$ = 0,66 mm

Dehnungsdifferenz
$\Delta\varepsilon_{_T_0.4.1} = \Delta l_{S_T_0.4.1} / L_{0_0.4.1}$ = 0,00013

Stahlspannungsänderung aus Temperaturdifferenz (10K)
$\sigma_{S_T_0.4.1} = E_S * \Delta\varepsilon_{_T_0.4.1}$ = 2,60 kN/cm²

Längskraftänderung bei ΔT=10K:
$\Delta N_{S_10K} = \sigma_{S_T_0.4.1} * A_{1_Rd}$ = 8,16 kN

Erläuterung: z.B.
Die Verspannung wird im Herbst, bei ca. 10°C eingebaut. Zu diesem Zeitpunkt ist im Bauwerk etwa von der Jahresmitteltemperatur auszugehen. Im Winter nimmt die Spannkraft entsprechend der Temperaturdifferenz um bis zu 8,2kN zu, im Sommer nimmt die Spannkraft um bis zu 8,2 kN ab.

Lastzusammenstellung
$Z_{d,0.4.1} = Z_{d,1} + \Delta N_{S_10K}$ = **43,92 kN**

4 Nachweis

Dehnung im Rundstahl
Normalspannung $\sigma_{_0.4.1} = Z_{d,0.4.1} / A_{1_Rd}$ = 13,99 kN/cm²

elast Dehnung gesamt, $\varepsilon_{el_0.4.1} = \sigma_{_0.4.1} / E_S$ = 0,000700
Längenänderung in Richtung Zugverspannung
$\Delta L_{_0.4.1} = L_{0_0.4.1} * \varepsilon_{el_0.4.1}$ = **3,6 mm**

horizontale Verformung in Dachebene
$u_x = \Delta L_{_0.4.1} / SIN(90-\alpha_1)$ = **5,2 mm**

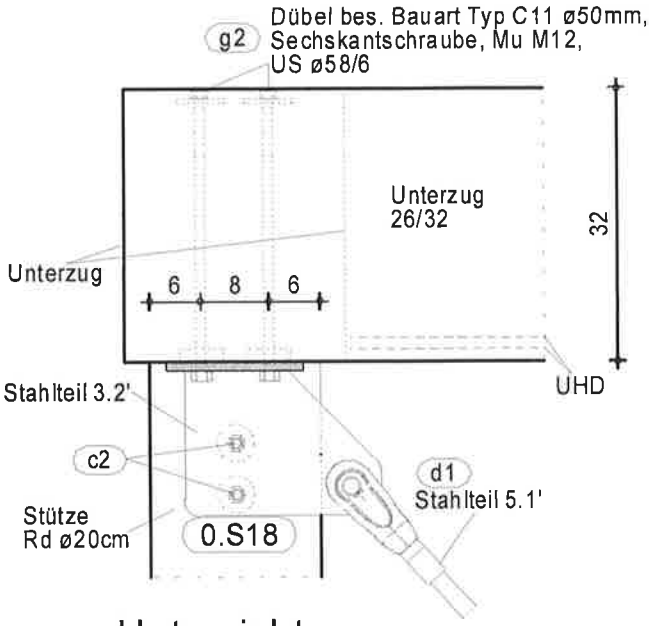
Nachweis Verspannung
$Z_{d,0.4.1} / MIN(Z_{t,Rd_1}; Z_{t,Rd_2})$ = **0,69 < 1**

zur Lastweiterleitung
$Z_k = H_{k_0.4.1} / COS(\alpha_1) + \Delta N_{S_10K}$ = 32,00 kN
vertik. Kraftanteil
$F_{k,V} = Z_k * SIN(\alpha_1)$ = **23,19 kN**

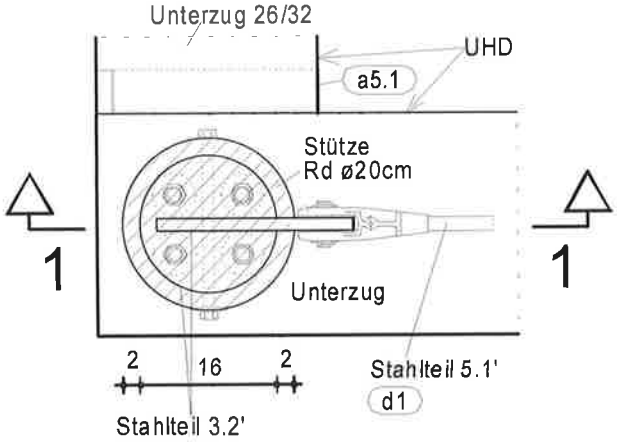
Anschluss am Kopfpunkt Stütze 0.S18

Geometrie:

Schnitt 1-1 (0.4.1)



Untersicht



Längskraft (Druck) Stütze

aus Unterzug Pos. 0.3.10, Aufl. 1

aus Eig. $F_{d,g_0.3.10}$= 22,91 kN

$F_{d,V_0.3.10}$= 33,80 kN

über Holzpressung Unterzug (Pressung se.- Fa.) in Stütze eingeleitet

aus Verspannung Pos. 0.4.1

$F_{d,V1}$= $Z_{d,0.4.1}$* SIN(α_1) = 31,82 kN

Der vertikale Kraftanteil aus der Verspannung wird über die Kopfplatte ø180mm in die Stütze eingeleitet (Pressung par.- Fa.)

Horizontalkraft

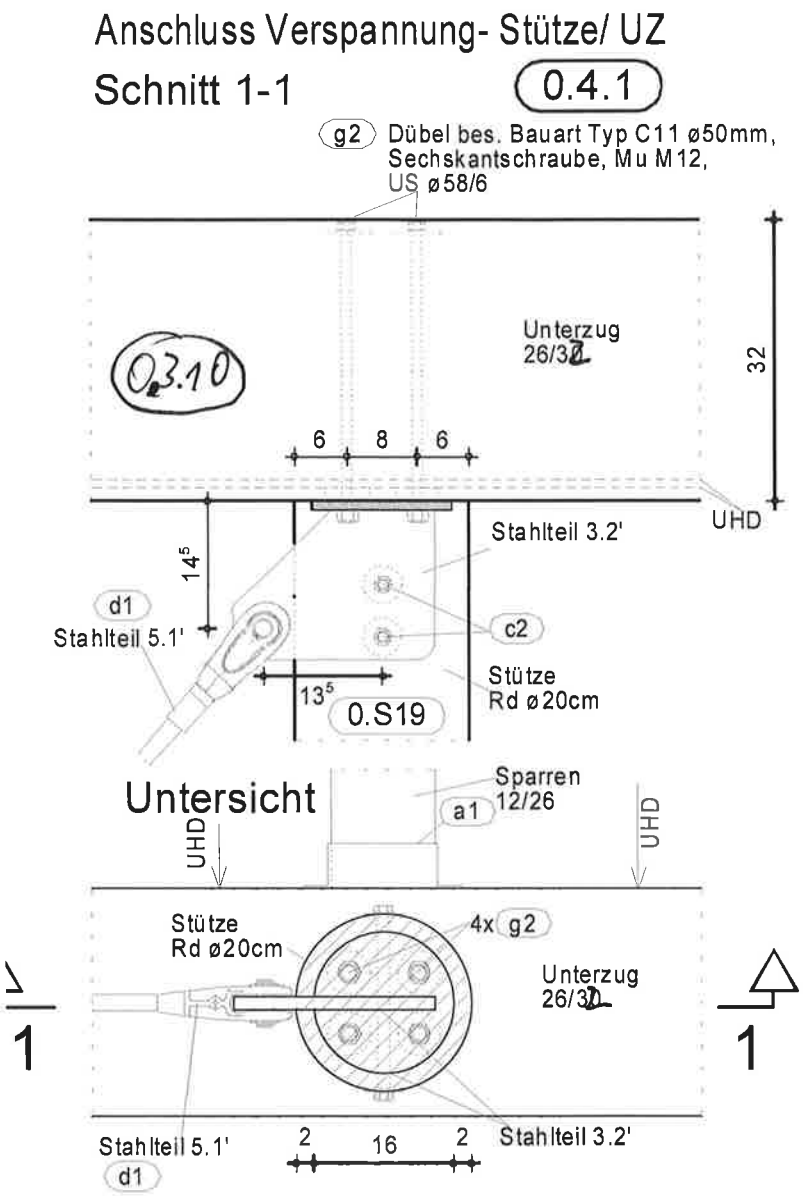
am Anschluss aus Verspannungen 0.4.1

$F_{d,H}$= $Z_{d,0.4.1}$* COS($\alpha_{1)}$ = 30,27 kN

Nachweise bei geringerer Beanspruchung wie Anschluss Stütze 0.S19

Anschluss am Kopfpunkt Stütze 0.S19

Geometrie:



Längskraft (Druck) Stütze

aus Unterzug Pos. 0.3.10, Aufl. 2

$F_{d,g_0.3.10}$= 1,35*36,90 = 49,81 kN

$F_{d,V_0.3.10}$= 74,22 kN

über Holzpressung Unterzug (Pressung se.- Fa.) in Stütze eingeleitet

aus Verspannung Pos. 0.4.1

$F_{d,V1}$= $Z_{d,0.4.1}$* SIN(α_1) = 31,82 kN

Der vertikale Kraftanteil aus der Verspannung wird über die Kopfplatte ø180mm in die Stütze eingeleitet (Pressung par.- Fa.)

Horizontalkraft am Anschluss aus Verspannungen 0.4.1

$F_{d,H}$= $Z_{d,0.4.1}$* COS($\alpha_{1)}$ = 30,27 kN

Lasteinleitung H- Kraftanteil aus Verspannung in Unterzug
gewählt: 4x Verbindungseinheit mit Einpressdübel Typ C11 ø50mm,
Sechskantschraube M12, Mu, US 24/3, 58/6

Materialwerte:
Vollholz aus Nadelholz C24, S10
NKL 2 / KLED kurz $\Rightarrow$ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

Holz/Dübel bes. Bauart $\kappa_{1,H}$ =	0,692	
Stabdü./Bo./Gewindestange $\kappa_{2,S}$ =	0,818	
Holz Rohdichte ρ_k =	350,00 kg/m³	

Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit
$R_{c,0,d}$ = $\kappa_{1,H}$ * 8,84 = <u>6,12 kN</u>

Anzahl der Einpressdübel je Verbindung, $n_{Dü}$= 1

Ermittlung der Tragfähigkeit der Sechskantschraube
- Einordnung als Stahlblech-Holz-Verbindung mit dünnem Außenblech

Querschnittswerte:

Holzstärke zum Nachweis t_H =	24,00 cm	
Anzahl Scherfugen m =	1	
Durchmesser d =	12,00 mm	
$f_{u,k}$ =	400,00 N/mm²	
$M_{y,k}$ = $0,30 * f_{u,k} * d^{2,6}$	= 76745 Nmm	
Winkel Kraft/Faser α =	90,00 °	

$$f_{h,k} = \frac{0,082 * (1 - 0,01 * d) * \rho_k}{(1,35 + 0,015 * d) * \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} = 16,51 \text{ N/mm}^2$$

Mindestholzstärke: einschnittige Verbindung ($1,21 * t_{H,req}$)

$$t_{H,req} = 1,21 * 1,15 * (2 * \sqrt{2}) * \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} * d}} = 77,46 \text{ mm}$$

Abminderungsfaktor x_H für Abweichung von Mindestholzstärke

x_H =	$10 * t_H / t_{H,req}$ =	3,10
x =	WENN(x_H<1,0;x_H;1,0) =	1,00

Tragfähigkeit pro Sechskantschraube und Scherfuge
$R_{\alpha,k}$ = $x * \sqrt{2 * M_{y,k} * f_{h,k} * d} / 10^3$ = 5,51 kN

Beiwert k_{ef} (Kraftangriff senkr. zur Faser
$k_{ef,90}$= 1,0

$R_{\alpha,d}$ = $\kappa_{2,S} * k_{ef,90} * R_{\alpha,k}$ = <u>4,51 kN</u>

Bemessungswert der Tragfähigkeit der Verbindungseinheit
$R_{j,\alpha,d}$ = $n_{Dü} * R_{c,0,d} + R_{\alpha,d}$ = **10,63 kN**

Nachweis:
Anzahl der Verbindungseinheiten, n_1= 4

$F_{d,H} / (n_1 * R_{j,\alpha,d})$ = **0,71 < 1**

Nachweis Schrauben: M12, Fkl. 4.6

Abscheren
Anzahl Schrauben/Scherfugen
n= 4
Abscherkraft je Schraube
$F_{_d,H}$= $F_{d,H}/n$ = 7,57 kN

Grenzabscherkraft $V_{a,R,d}$ = 21,70 kN

$F_{_d,H}/V_{a,R,d}$ = **0,35 < 1**

Bolzen∅ d_S = 12,00 mm
Loch∅ d_L = 13,00 mm

t_{min} = 10,0 mm

Materialkennwerte:
f_u = 36,00 kN/cm²
$f_{u,b}$ = 40,00 kN/cm²
γ_{M2} = 1,25

Lochleibung
Schraubenabstand min. e_v = 30,00 mm
Schraubenabstand min. p = 100,00 mm

$$\alpha = MIN(\frac{e_v}{3*d_L}; \frac{p}{3*d_L} - 0{,}25; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1) = 0{,}769$$

$$k_1 = MIN(1{,}4*\frac{p}{d_L} - 1{,}7; 2{,}5) = 2{,}5$$

$$F_{b,Rd} = k_1 * \alpha * d_L * t_{min} * \frac{f_u}{\gamma_{M2}} * 10^{-2} = 71{,}98 \text{ kN}$$

Nachweis:

V_{Ed}= $F_{d,H}$ = 30,27 kN

$$\frac{V_{Ed}}{F_{b,Rd} * n} = \textbf{0,11 < 1}$$

Holzpressung Stütze - Unterlegplatte ø180mm (par.- Fa.)
in ungünstiger Weise Nachweis mit gesamter Vertikalkraft
$F_{d,V}$= $F_{d,V1}$+ $F_{d,V_0.3.10}$ = 106,04 kN

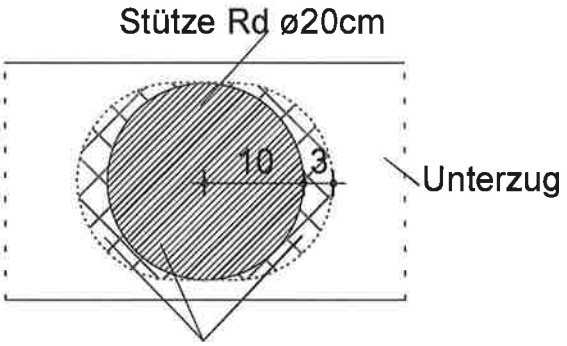
Plattendurchmesser d_S = 18,00 cm

Aussparungen für Mu M12 (4x ø3cm)
$A_{1.1}$ = $4*3^2*\pi /4$ = 28,3 cm²
A_{1_netto} = $d_S^2*\pi /4$- $-A_{1.1}$ = 226 cm²
$f_{c,0,d}$ = $\kappa_{1,H}$ * 2,1 = 1,45 kN/cm²

$\sigma_{c,0,d}$ = $F_{d,V} / A_{1_netto}$ = 0,47 kN/cm²
$\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d}$ = 032 < 1

Holzpressung Unterzug, Pressung se.- Fa (NH):
Pressungsfläche Stütze

Untersicht



Pressungsfläche
A=314+2*60=434cm²

d= 20 cm
Aussparungen für Mu M12 (4x ø3cm)
$A_{1.1}$ = $4*3^2*\pi /4$ = 28,3 cm²
A_{1_H} = $d^2*\pi /4+2*60$ $-A_{1.1}$ = 405,9 cm²

Bemessungswert der Anschlusskraft

F_{d_st}= $F_{d,g_0.3.10}$ = 49,81 kN

F_{d_ku}= $F_{d,V_0.3.10}$ = 74,22 kN

Nachweis

NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²

$k_{c,90}$= 1,50

KLED ständig

$f_{c,90,d_st}$= $\kappa_{_st} * f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st}$ = F_{d_st} / A_{1_H} = 0,12 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,70<1,0**

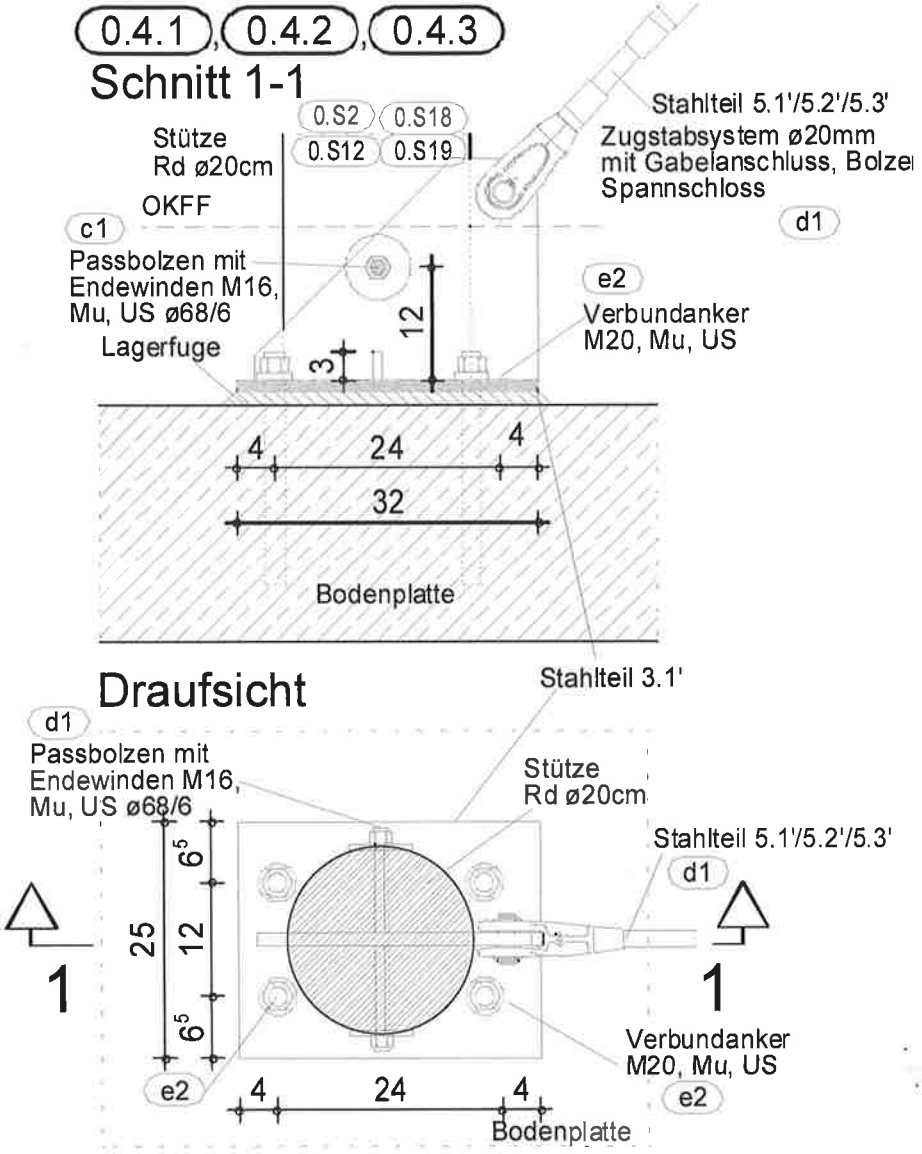
KLED kurz

$f_{c,90,d_ku}$= $\kappa_{_ku} * f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku}$ = F_{d_ku} / A_{1_H} = 0,18 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} / (k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,69 <1,0**

Anschluss am Fußpunkt Stütze 0.S18, 0.S19
Geometrie:



Längskraft (Druck) Stütze
Einleitung über Kontaktpressung in Fußplatte/ Bodenplatte
Eigengewicht Stütze mit h= 3,8m
G_{St}= 0,2²*π /4 *3,8*5 = 0,60 kN

Holzpressung Stütze - Fußplatte (par.- Fa.)
Stützendurchmesser d_{St} = 20,00 cm

Aussparungen für Anschlussstahlteil (2x 1x20cm)
$A_{1.2}$ = 2*1*20 = 40,0 cm²
A_{2_netto} = d_{St}²*π /4 -$A_{1.2}$ = 274,2 cm²
$\sigma_{c,0,d}$ = ($F_{d,V_0.3.10}$+$F_{d,V1}$+1,35*G_{St}) / A_{2_netto} = 0,39 kN/cm²
$\sigma_{c,0,d}$ / $f_{c,0,d}$ = **0,27 < 1**

Horizontalkraft am Anschluss aus Verspannungen 0.4.1

$F_{d,H}$= $Z_{d,0.4.1}$* COS($\alpha_{1)}$ = 30,27 kN

min. Vertikalkraft am Stützenfußpunkt
- durch Verbundanker in Bodenplatte eingeleitet
aus Verspannung, $F_{d,V1}$= -$F_{d,V1}$ = -31,82 kN
min. Auflast aus Eig. UZ Pos. 0.3.10, Stütze
$F_{g_0.3.10}$= 11,80 kN
$G_{1,d}$= 0,9* ($F_{g_0.3.10}$+G_{St}) = 11,16 kN
min.$F_{V,d}$= $F_{d,V1}$+$G_{1,d}$ = -20,66 kN

Anschluss mit 4x Verbundanker M20,
z.B. Fa. Fischer Typ FIS A M20x245 8.8 mit FIS SB
Nachweis mit H= 40 kN, min.V=-40 kN

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem	fischer Superbond-System
Injektionsmörtel	FIS SB 390 S
Befestigungselement	Ankerstange FIS A M 20 x 245 8.8, *galvanisch verzinkter Stahl, Festigkeitsklasse 8.8*
Rechnerische Verankerungstiefe	150 mm
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-12/0258, Option 1, Erteilungsdatum 17.06.2020

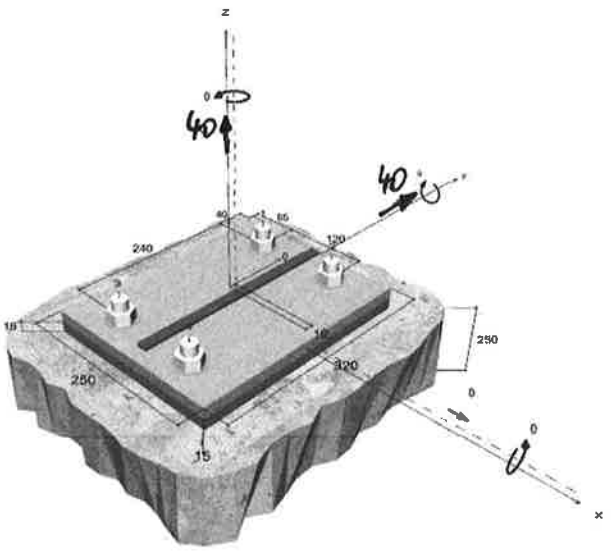


Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



Nicht maßstabsgetreu

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN1992-4:2018 Verbundanker
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Temperaturbereich	24 °C Langzeittemperatur, 40 °C Kurzzeittemperatur
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Ohne Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	Ringspalt verfüllt
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Ankerplatte mit nicht tragender Ausgleichsschicht, g = 15 mm rechn. Hebelarm l_a = 33 mm Einspanngrad α_M = 1,0 Mörteldruckfestigkeit: 30,0 N/mm²
Ankerplattenmaße	250 mm x 320 mm x 15 mm
Profiltyp	Flachstahl (300 x 15 (S 235))

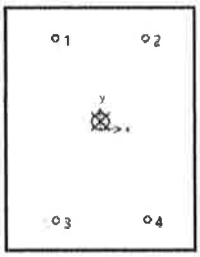
Bemessungslasten *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Belastungsart
1	40,00	0,00	40,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	10,83	10,00	0,00	10,00
2	10,83	10,00	0,00	10,00
3	9,17	10,00	0,00	10,00
4	9,17	10,00	0,00	10,00



Max. Betonstauchung : 0,00 ‰
Max. Betondruckspannung : 0,0 N/mm²
Resultierende Zugkraft : 40,00 kN , X/Y Position (0 / 10)
Resultierende Druckkraft : 0,00 kN , X/Y Position (0 / 0)

Widerstand gegenüber Zugbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β_N %
Stahlversagen *	10,83	130,67	8,3
Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch	40,00	89,38	44,8
Betonausbruch	40,00	87,68	45,6

* Ungünstigster Anker

Stahlversagen

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$

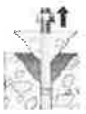


$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,s}$ %
196,00	1,50	130,67	10,83	8,3

Anker-Nr.	$\beta_{N,s}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	8,3	1	$\beta_{N,s;1}$
2	8,3	2	$\beta_{N,s;2}$
3	7,0	3	$\beta_{N,s;3}$
4	7,0	4	$\beta_{N,s;4}$

Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



$$N_{Rk,p} = N^0_{Rk,p} \cdot \frac{A_{p,N}}{A^0_{p,N}} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np} \qquad \text{Gl. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p} = 72{,}10kN \cdot \frac{393.300mm^2}{202.500mm^2} \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 0{,}957 \cdot 1{,}000 = 134{,}07kN$$

$$N^0_{Rk,p} = \Psi_{sus} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = 1{,}00 \cdot \pi \cdot 20mm \cdot 150mm \cdot 7{,}7N/mm^2 = 72{,}10kN \qquad \text{Gl. (7.14)}$$

$$\Psi_{sus} = 1{,}00 \qquad \text{Gl. (7.14a)}$$

$$\alpha_{sus} = 0.00 \leq \Psi^0_{sus} = 0{,}84$$

$$s_{cr,Np} = min\left(7{,}3 \cdot d \cdot \left(\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,ucr}\right)^{0.5} ; 3 \cdot h_{ef}\right) \qquad \text{Gl. (7.15)}$$

$$s_{cr,Np} = min\left(7{,}3 \cdot 20mm \cdot \left(1{,}00 \cdot 13{,}0N/mm^2\right)^{0.5} ; 3 \cdot 150mm\right) = 450mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{450mm}{2} = 225mm \qquad \text{Gl. (7.16)}$$

$$\Psi_{s,Np} = min\left(1;\ 0{,}7+0{,}3\cdot\frac{c}{c_{cr,Np}}\right) = min\left(1;\ 0{,}7+0{,}3\cdot\frac{\infty}{225mm}\right) = 1{,}000 \le 1$$ Gl. (7.20)

$$\Psi_{g,Np} = max\left(1;\ \Psi^0_{g,Np}-\sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}}\cdot\left(\Psi^0_{g,Np}-1\right)\right) = 1{,}000-\sqrt{\frac{180mm}{450mm}}\cdot\left(1{,}000-1\right) = 1{,}000 \ge 1$$ Gl. (7.17)

$$\Psi^0_{g,Np} = max\left(1;\ \sqrt{n}-\left(\sqrt{n}-1\right)\cdot\left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5}\right)$$ Gl. (7.18)

$$\Psi^0_{g,Np} = max\left(1;\ \sqrt{4}-\left(\sqrt{4}-1\right)\cdot\left(\frac{7{,}7N/mm^2}{7{,}5N/mm^2}\right)^{1,5}\right) = 1{,}000 \ge 1$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi\cdot d}\sqrt{h_{ef}\cdot f_{ck}} = \frac{7{,}7}{3{,}14\cdot 20mm}\sqrt{150mm\cdot 25{,}0N/mm^2} = 7{,}5N/mm^2$$ Gl. (7.19)

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1+\frac{2e_N}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx}\cdot\Psi_{ec,Npy} = 1{,}000\cdot 0{,}957 = 0{,}957 \le 1$$ Gl. (7.21)

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1+\frac{2\cdot 0mm}{450mm}} = 1{,}000 \le 1 \qquad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1+\frac{2\cdot 10mm}{450mm}} = 0{,}957 \le 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1{,}000$$ Gl. (7.5)

$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,p}$ %
134,07	1,50	89,38	40,00	44,8

Anker-Nr.	$\beta_{N,p}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	44,8	1	$\beta_{N,p;1}$

Betonausbruch



$$N_{Ed} \le \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c}\cdot\frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}}\cdot\Psi_{s,N}\cdot\Psi_{re,N}\cdot\Psi_{ec,N}\cdot\Psi_{M,N}$$ Gl. (7.1)

$$N_{Rk,c} = 70{,}73kN\cdot\frac{393.300mm^2}{202.500mm^2}\cdot 1{,}000\cdot 1{,}000\cdot 0{,}957\cdot 1{,}000 = 131{,}53kN$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1\cdot\sqrt{f_{ck}}\cdot h_{ef}^{1,5} = 7{,}7\cdot\sqrt{25{,}0N/mm^2}\cdot\left(150mm\right)^{1,5} = 70{,}73kN$$ Gl. (7.2)

$$\Psi_{s,N} = min\left(1;\ 0{,}7+0{,}3\cdot\frac{c}{c_{cr,N}}\right) = min\left(1;\ 0{,}7+0{,}3\cdot\frac{\infty}{225mm}\right) = 1{,}000 \le 1$$ Gl. (7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1{,}000$$ Gl. (7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1+\frac{2e_N}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx}\cdot\Psi_{ec,Ny} = 1{,}000\cdot 0{,}957 = 0{,}957 \le 1$$ Gl. (7.6)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1+\frac{2\cdot 0mm}{450mm}} = 1{,}000 \le 1 \qquad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1+\frac{2\cdot 10mm}{450mm}} = 0{,}957 \le 1$$

$$\Psi_{M,N} = 1{,}00 \ge 1$$ Gl. (7.7)

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,c}$ %
131,53	1,50	87,68	40,00	45,6

Anker-Nr.	$\beta_{N,c}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	45,6	1	$\beta_{N,c;1}$

Widerstand gegenüber Querbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β_V %
Stahlversagen mit Hebelarm *	10,00	11,72	85,4
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	40,00	183,16	21,8

Stahlversagen mit Hebelarm

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s,M})$$



$$V_{Rk,s,M} = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{l_a} = \frac{1 \cdot 476{,}0Nm}{0{,}033m} \div \left(1000\frac{N}{kN}\right) = 14{,}65kN$$ Gl. (7.37)

$$M_{Rk,s} = M^0_{Rk,s} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right) = 519{,}0Nm \cdot \left(1 - \frac{10{,}83kN}{130{,}67kN}\right) = 476{,}0Nm$$ Gl. (7.38)

$V_{Rk,s,M}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s,M}$ kN	V_{Ed} kN	β_{Vs} %
14,65	1,25	11,72	10,00	85,4

Anker-Nr.	β_{Vs} %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	85,4	1	$\beta_{Vs;1}$
2	85,4	2	$\beta_{Vs;2}$
3	84,2	3	$\beta_{Vs;3}$
4	84,2	4	$\beta_{Vs;4}$

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 137{,}37kN = 274{,}74kN$$ Gl. (7.39c)

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$ Gl. (7.1)

$$N_{Rk,c} = 70{,}73kN \cdot \frac{393.300mm^2}{202.500mm^2} \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 137{,}37kN$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7{,}7 \cdot \sqrt{25{,}0N/mm^2} \cdot \left(150mm\right)^{1,5} = 70{,}73kN$$ Gl. (7.2)

$$\Psi_{s,N} = min\left(1;\ 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = min\left(1;\ 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{\infty}{225mm}\right) = 1{,}000 \leq 1$$ Gl. (7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1{,}000$$ Gl. (7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 1{,}000 \leq 1$$ Gl. (7.6)

$$\Psi_{M,N} = 1{,}00 \geq 1$$ Gl. (7.7)

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mcp}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,cp}$ %
274,74	1,50	183,16	40,00	21,8

Anker-Nr.	$\beta_{V,cp}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	21,8	1	$\beta_{V,cp,1}$

Ausnutzung für Zug- und Querlasten

Zuglasten	Ausnutzung βN %
Stahlversagen *	8,3
Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch	44,8
Betonausbruch	45,6

Querlasten	Ausnutzung βV %
Stahlversagen mit Hebelarm *	85,4
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	21,8

* Ungünstigster Anker

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

Ausnutzung Stahl

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,s,1} = 0{,}08 \leq 1$$
$$\beta_{V,s} = \beta_{V,s,1} = 0{,}85 \leq 1$$ Gl.

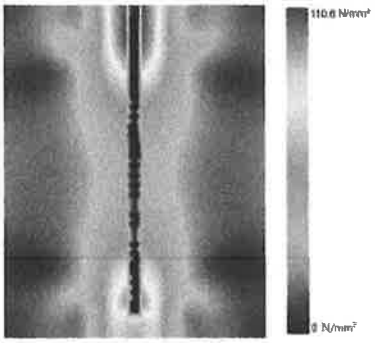
Ausnutzung Beton

$$\beta_{N,c} = \beta_{N,c,1} = 0{,}46 \leq 1$$
$$\beta_{V,cp} = \beta_{V,cp,1} = 0{,}22 \leq 1$$
$$\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = \beta_{N,c,1}^{1,5} + \beta_{V,cp,1}^{1,5} = 0{,}41 \leq 1$$ Gl. (7.55)

Nachweis erfolgreich

Ankerplattendicke

Spannungsverteilung innerhalb der Ankerplatte



Ankerplattendetails

Ankerplattendicke (FE-Berechnung)	t =	15 mm
Material der Ankerplatte		S 235 (St 37)
E-Modul	E =	210.000 N/mm²
Streckgrenze	$R_{p0,2}$ =	235 N/mm²
Sicherheitsfaktor	γ_M =	1,0
Querdehnzahl	v =	0,3
Ausnutzung	η =	47 %
Profiltyp		Flachstahl (300 x 15 (S 235))

Pos. 0.4.2 Rundstahlverspannung
- mit Rundstahl ø20mm mit Endgewinden M20

1 Materialkennwerte/ Festigkeit
wie Pos. 0.4.1
d = 2,00 cm
A_{1_Rd} = $\pi * d^2/4$ = 3,14 cm²

Grenzzugkraft:
Z_{t,Rd_1} = 67,08 kN
Z_{t,Rd_2} = 63,50 kN

2 statisches System
- siehe Pos. 0.4.1

3 Belastung
Horizontalkraft in Dachebene aus Windlast
siehe Pos. 0.4.1

horiz. Windlast für Aussteifungsverband Pos. 0.4.2, siehe Lastermittlung Pos. 0.4.1
W_{West}= 17,86 kN
$W_{Süd}$= 12,82 kN
horiz. Windlast für 0.4.2
$W_{0.4.2}$= (W_{West}*5,63- $W_{Süd}$* 3,92)/10,45 = 4,81 kN

unplanmäßige Gebäudeschiefstellung
Winkel unplanmäßige Schiefstellung
Φ_0= 1/200 = 0,005

angeschlossene Dachfläche, Belastung wie Pos. 0.4.1
horizontale Ersatzlast aus Schiefstellung (Imperfektion), siehe Lastermittlung Pos. 0.4.1
$N_{k_Verb_A}$= 1353 kN
$H_{Imp_Verb_A}$= $N_{k_Verb_A} * \Phi_0$ = 6,76 kN

Anzahl der wirksamen Aussteifungsverbände (Pos. 0.4.1, 0.4.2 wirksam)
n_V= 2

horizontale Ersatzlast für Aussteifungsverband
$H_{Imp_0.4.2}$= $H_{Imp_Verb_A}/n_V$ = 3,38 kN

Lastzusammenstellung
$H_{k_0.4.2}$= $W_{0.4.2}+H_{Imp_0.4.2}$ = 8,19 kN

Neigungswirkel zu Horizontalen
α_2= ATAN(3,7/3,52) = 46,43 °

Bem. Wert der Zugkraft in der Verspannung
$Z_{d,2}$= 1,5* $H_{k_0.4.2}$/ COS(α_2) = 17,82 kN

Temperaturänderung
Annahme: max. Temperaturänderung bezogen auf die Einbautemp.
ΔT_1= 10,00 K
Länge der Verspannung, $L_{0_0.4.2}$= 10^3 *3,52/COS(α_2) = 5107 mm
Längenänderungen in der Verspannung :
E_S= 20000,00 kN/cm²
$\alpha_{T,S}$= $13*10^{-6}$ = 0,000013 1/K
ε_{S_T}= $\alpha_{T,S} * \Delta T_1$ = 0,000130
$\Delta l_{S_T_0.4.2}$= $\varepsilon_{S_T} * L_{0_0.4.2}$ = 0,66 mm

Dehnungsdifferenz
$\Delta\varepsilon_{_T_0.4.2}$= $\Delta l_{S_T_0.4.2} / L_{0_0.4.2}$ = 0,00013

Stahlspannungsänderung aus Temperaturdifferenz (10K)
$\sigma_{S_T_0.4.2}$= $E_S * \Delta\varepsilon_{_T_0.4.2}$ = 2,60 kN/cm²

Längskraftänderung bei ΔT=10K:
ΔN_{S_10K}= $\sigma_{S_T_0.4.2} * A_{1_Rd}$ = 8,16 kN

Lastzusammenstellung
$Z_{d,0.4.2}$= $Z_{d,2} + \Delta N_{S_10K}$ = 25,98 kN

4 Nachweis
Dehnung im Rundstahl
Normalspannung $\sigma_{_0.4.2}$= $Z_{d,0.4.2} / A_{1_Rd}$ = 8,27 kN/cm²

elast Dehnung gesamt, $\varepsilon_{el_0.4.2}$= $\sigma_{_0.4.2} / E_S$ = 0,000414
Längenänderung in Richtung Zugverspannung
$\Delta L_{_0.4.2}$= $L_{0_0.4.2} * \varepsilon_{el_0.4.2}$ = **2,1 mm**

horizontale Verformung in Dachebene
u_x= $\Delta L_{_0.4.2} / SIN(90-\alpha_2)$ = **3,0 mm**

Nachweis Verspannung
$Z_{d,0.4.2}$ / MIN(Z_{t,Rd_1}; Z_{t,Rd_2}) = **0,41 < 1**

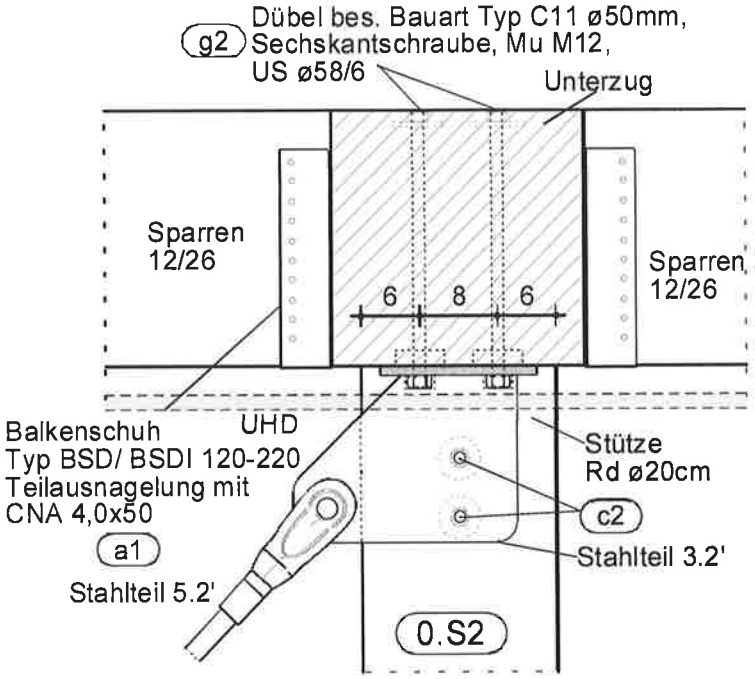
zur Lastweiterleitung
Z_k= $H_{k_0.4.2} / COS(\alpha_2) + \Delta N_{S_10K}$ = 20,04 kN
vertik. Kraftanteil
$F_{k,V}$= $Z_k * SIN(\alpha_2)$ = **14,52 kN**

Anschluss am Kopfpunkt Stütze Pos. 0.S2

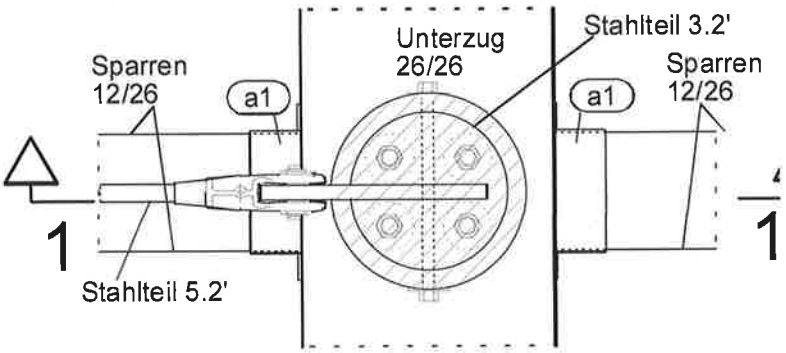
Geometrie:

Anschluss Verspannung- Stütze/ UZ

Schnitt 1-1 (0.4.2)



Untersicht



Längskraft (Druck) Stütze

aus Unterzug Pos. 0.3.2, Aufl. 1

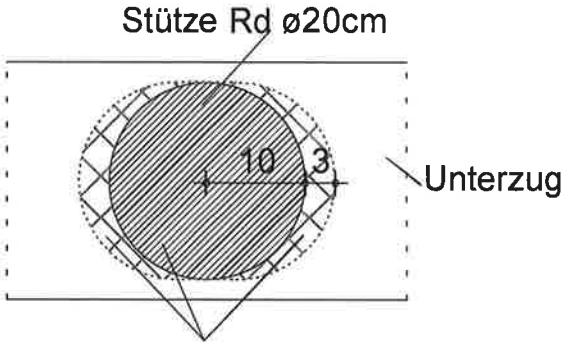
aus Eig. $F_{d,g_0.3.2}$= 1,35* 32,1 = 43,34 kN

$F_{d,V_0.3.2}$= 101,52 kN

über Holzpressung Unterzug (Pressung se.- Fa.) in Stütze eingeleitet

Nachweis Holzpressung Unterzug, Pressung se.- Fa (NH):
Pressungsfläche Stütze

Untersicht



Pressungsfläche
A=314+2*60=434cm²

d=			20 cm
Aussparungen für Mu M12 (4x ø3cm)			
$A_{1.1}$ =	$4*3^{2}*\pi /4$	=	28,3 cm²
A_{1_H} =	$d^{2}*\pi /4+2*60 -A_{1.1}$	=	405,9 cm²

Bemessungswert der Anschlusskraft

F_{d_st}=	$F_{d,g_0.3.2}$	=	43,34 kN
F_{d_ku}=	$F_{d,V_0.3.2}$	=	101,52 kN

Nachweis
NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²

$k_{c,90}$= 1,50

KLED ständig

$f_{c,90,d_st}$=	$\kappa_{_st}*f_{c,90,k}$	=	0,115 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_st}$ =	F_{d_st} / A_{1_H}	=	0,11 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_st} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$		=	**0,64 <1,0**

KLED kurz

$f_{c,90,d_ku}$=	$\kappa_{_ku}*f_{c,90,k}$	=	0,173 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_ku}$ =	F_{d_ku} / A_{1_H}	=	0,25 kN/cm²
$\sigma_{c,90,d_ku} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$		=	**0,96 <1,0**

aus Verspannung Pos. 0.4.2
$F_{d,V1}$= $Z_{d,0.4.2}$* SIN(α_2) = 18,82 kN
Der vertikale Kraftanteil aus der Verspannung wird über die Kopfplatte ø180mm in die Stütze eingeleitet (Pressung par.- Fa.)

$F_{d,V_0.S2}$= $F_{d,V1}$+ $F_{d,V_0.3.2}$ = 120,34 kN

Holzpressung Stütze - Unterlegplatte ø180mm (par.- Fa.)
in ungünstiger Weise Nachweis mit gesamter Vertikalkraft
Plattendurchmesser d_S = 18,00 cm

Aussparungen für Mu M12 (4x ø3cm)
$A_{1.1}$ = $4*3^2*\pi/4$ = 28,3 cm²
A_{1_netto} = $d_S^2*\pi/4 + A_{1.1}$ = 226 cm²
Materialwerte:
Vollholz aus Nadelholz C24, S10
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
Holz/Dübel bes. Bauart $\kappa_{1,H}$ = 0,692

$f_{c,0,d}$ = $\kappa_{1,H}$ * 2,1 = 1,45 kN/cm²
$\sigma_{c,0,d}$ = $F_{d,V_0.S2}$ / A_{1_netto} = 0,53 kN/cm²
$\sigma_{c,0,d}$ / $f_{c,0,d}$ = 0,37 < 1

Horizontalkraft am Anschluss aus Verspannungen 0.4.2
$F_{d,H}$= $Z_{d,0.4.2}$* COS(α_2) = 17,91 kN

Lasteinleitung in Unterzug
gewählt: 4x Verbindungseinheit mit Einpressdübel Typ C11 ø50mm, Sechskantschraube M12, Mu, US 24/3, 58/6

Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.4.1, Aufl. Stütze 0.S19

Anschluss am Kopfpunkt Stütze Pos. 0.S1
siehe Verspannung Pos. 0.4.3

Anschluss am Fußpunkt Stütze 0.S2
Geometrie: wie Pos. 0.4.1 Stütze 0.S19

Horizontalkraft am Anschluss aus Verspannungen 0.4.1
$F_{d,H}$= $Z_{d,0.4.2}$* COS(α_2) = 17,91 kN

Anschluss mit 4x Verbundanker M20,
z.B. Fa. Fischer Typ FIS A M20x245 8.8 mit FIS SB

Nachweis wie Pos. 0.4.1, Stütze 0.S18

Anschluss am Fußpunkt Stütze Pos. 0.S1
siehe Verspannung Pos. 0.4.3

Pos. 0.4.3 Rundstahlverspannung
- mit Rundstahl ø20mm mit Endgewinden M20

1 Materialkennwerte/ Festigkeit
wie Pos. 0.4.1
d = 2,00 cm
A_{1_Rd} = $\pi * d^2/4$ = 3,14 cm²

Grenzzugkraft:
Z_{t,Rd_1} = 67,08 kN
Z_{t,Rd_2} = 63,50 kN

2 statisches System
- siehe Po. 0.4.1

3 Belastung
Horizontalkraft in Dachebene aus Windlast
siehe Pos. 0.4.1

horiz. Windlast für Aussteifungsverband Pos. 0.4.3, siehe Lastermittlung Pos. 0.4.1
$W_{Süd}$= 12,82 kN
horiz. Windlast für Pos. 0.4.3
$W_{0.4.3}$= $W_{Süd}$ = 12,82 kN

unplanmäßige Gebäudeschiefstellung
Winkel unplanmäßige Schiefstellung
Φ_0= 1/200 = 0,005

angeschlossene Dachfläche, Belastung wie Pos. 0.01
horizontale Ersatzlast aus Schiefstellung (Imperfektion), siehe Lastermittlung Pos. 0.4.1
$N_{k_Verb_A}$= 1353 kN
$H_{Imp_Verb_A}$= $N_{k_Verb_A} * \Phi_0$ = 6,76 kN

Anzahl der wirksamen Aussteifungsverbände
n_V= 1

horizontale Ersatzlast für Aussteifungsverband
$H_{Imp_0.4.3}$= $H_{Imp_Verb_A}/n_V$ = 6,76 kN

Lastzusammenstellung
$H_{k_0.4.3}$= $W_{0.4.3}+H_{Imp_0.4.3}$ = 19,58 kN

Neigungswirkel zu Horizontalen
α_3= ATAN(3,7/3,45) = 47,00 °

Bem. Wert der Zugkraft in der Verspannung
$Z_{d,3}$= $1,5 * H_{k_0.4.3}/ COS(\alpha_3)$ = 43,06 kN

Temperaturänderung

Annahme: max. Temperaturänderung bezogen auf die Einbautemp.

ΔT_1= 10,00 K

Länge der Verspannung, $L_{0_0.4.3}$= 10^3 *3,36/COS(α_3) = 4927 mm

Längenänderungen in der Verspannung :

E_S= 20000,00 kN/cm²

$\alpha_{T,S}$= $13*10^{-6}$ = 0,000013 1/K

ε_{S_T}= $\alpha_{T,S} * \Delta T_1$ = 0,000130

$\Delta l_{S_T_0.4.3}$= $\varepsilon_{S_T} * L_{0_0.4.3}$ = 0,64 mm

Dehnungsdifferenz

$\Delta\varepsilon_{_T_0.4.3}$= $\Delta l_{S_T_0.4.3} / L_{0_0.4.3}$ = 0,00013

Stahlspannungsänderung aus Temperaturdifferenz (10K)

$\sigma_{S_T_0.4.3}$= $E_S * \Delta\varepsilon_{_T_0.4.3}$ = 2,60 kN/cm²

Längskraftänderung bei ΔT=10K:

ΔN_{S_10K}= $\sigma_{S_T_0.4.3} * A_{1_Rd}$ = 8,16 kN

Lastzusammenstellung

$Z_{d,0.4.3}$= $Z_{d,3} + \Delta N_{S_10K}$ = **51,22 kN**

4 Nachweis

Dehnung im Rundstahl

Normalspannung $\sigma_{_0.4.3}$= $Z_{d,0.4.3} / A_{1_Rd}$ = 16,31 kN/cm²

elast Dehnung gesamt, $\varepsilon_{el_0.4.3}$= $\sigma_{_0.4.3} / E_S$ = 0,000816

Längenänderung in Richtung Zugverspannung

$\Delta L_{_0.4.3}$= $L_{0_0.4.3} * \varepsilon_{el_0.4.3}$ = **4,0 mm**

horizontale Verformung in Dachebene

u_x= $\Delta L_{_0.4.3} / SIN(90-\alpha_3)$ = **5,9 mm**

Nachweis Verspannung

$Z_{d,0.4.3}$ / MIN(Z_{t,Rd_1}; Z_{t,Rd_2}) = **<u>0,81 < 1</u>**

zur Lastweiterleitung

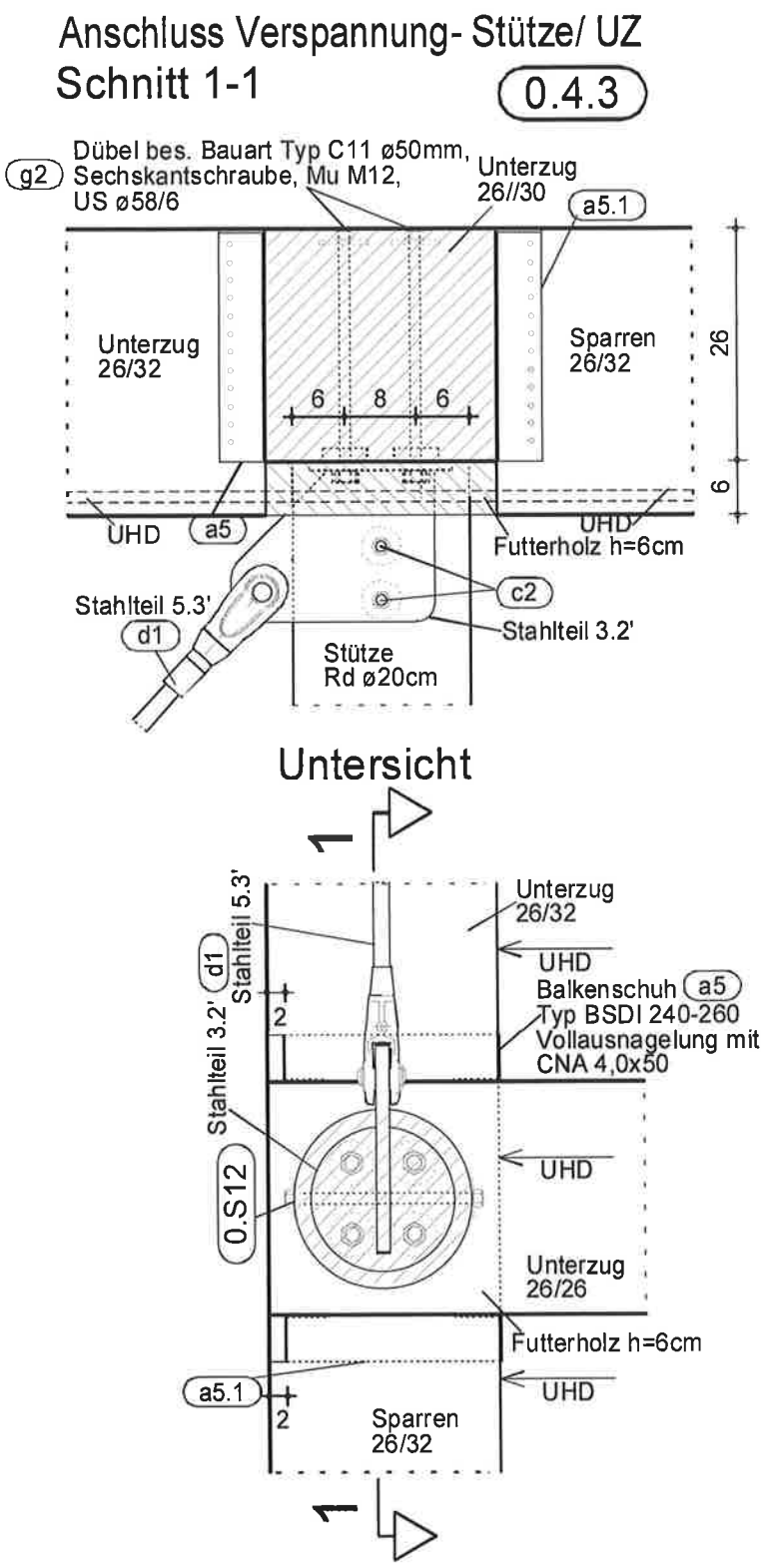
Z_k= $H_{k_0.4.3} / COS(\alpha_3) + \Delta N_{S_10K}$ = 36,87 kN

vertik. Kraftanteil

$F_{k,V}$= $Z_k * SIN(\alpha_3)$ = **26,97 kN**

Anschluss am Kopfpunkt Stütze Pos. 0.S12

Geometrie:



Längskraft (Druck) Stütze
aus Unterzug Pos. 0.3.1, Aufl. 2
$F_{d,V_0.3.1}$= 28,02 kN
aus Unterzug Pos. 0.3.8, Aufl. 1
$F_{d,V_0.3.8}$= 32,46 kN
über Holzpressung Unterzug (Pressung se.- Fa.) in Stütze eingeleitet

aus Verspannung Pos. 0.4.3
$F_{d,V1}$= $Z_{d,0.4.3}$* SIN(α_3) = 37,46 kN
Der vertikale Kraftanteil aus der Verspannung wird über die Kopfplatte ø180mm in die Stütze eingeleitet (Pressung par.- Fa.)

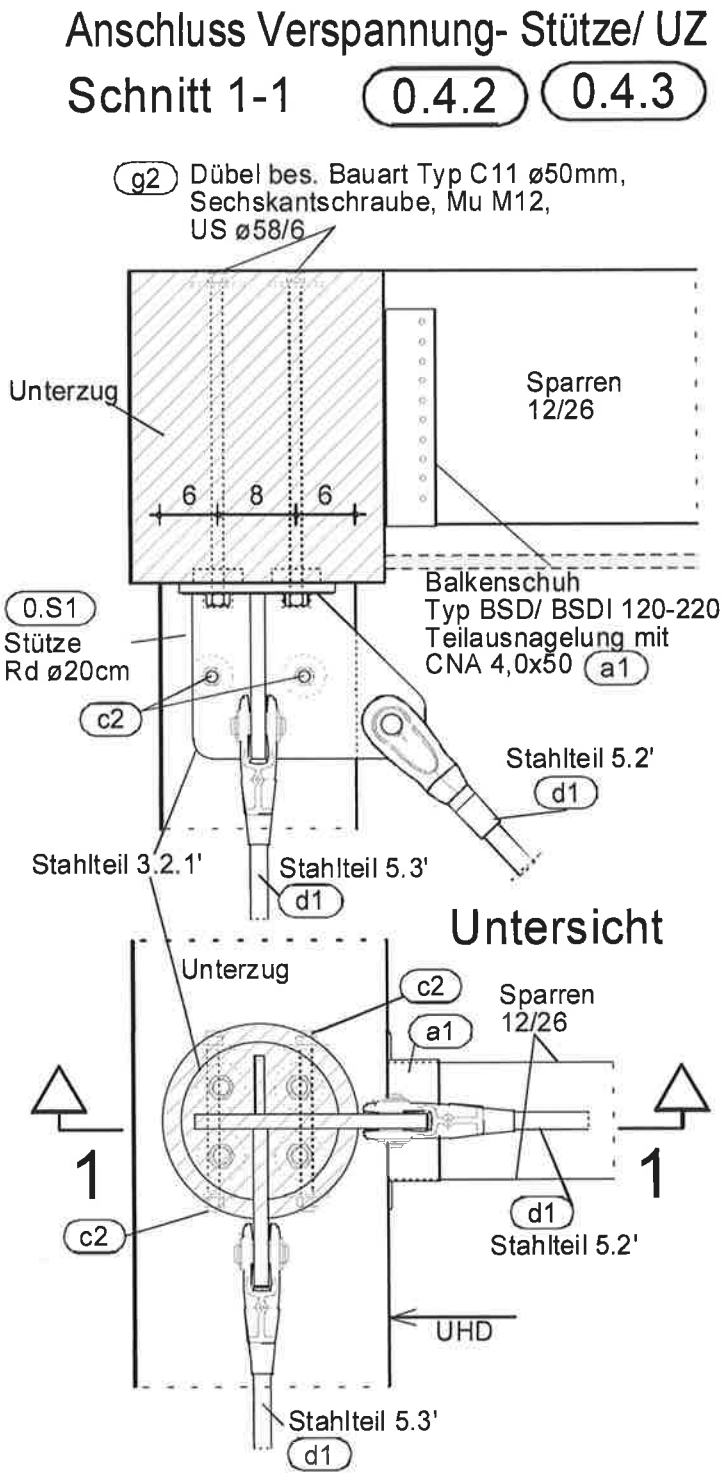
$F_{d,V_0.S12}$= $F_{d,V1}$+ $F_{d,V_0.3.1}$+ $F_{d,V_0.3.8}$= 97,94 kN

Horizontalkraft
am Anschluss aus Verspannungen 0.4.3
$F_{d,H}$= $Z_{d,0.4.3}$* COS($\alpha_{3)}$ = 34,93 kN

Nachweis bei geringer Beanspruchung wie Auflager Stütze 0.S1

Anschluss am Kopfpunkt Stütze Pos. 0.S1

Geometrie:



Längskraft (Druck) Stütze
aus Unterzug Pos. 0.3.1, Aufl. 1
aus Eig. $F_{d,g_0.3.1}$= 1,35* 26,1 = 35,23 kN
$F_{d,V_0.3.1}$= 51,39 kN

aus Verspannung Pos. 0.4.2, 0.4.3
aus Pos. 0.4.2, $Z_{d,0.4.2}$= 25,98 kN
mit α_2= 46,43 °
$F_{d,V1}$= $Z_{d,0.4.2}$* SIN(α_2)+ $Z_{d,0.4.3}$* SIN(α_3) = 56,28 kN
Der vertikale Kraftanteil aus der Verspannung wird über die Kopfplatte ø180mm in die Stütze eingeleitet (Pressung par.- Fa.)

Lastzusammenstellung
$F_{d,V_0.S1}$= $F_{d,V1}$+ $F_{d,V_0.3.1}$ = 107,67 kN

result. Horizontalkraft am Anschluss aus Verspannungen 0.4.2, 0.4.3
$F_{d,H_0.S1}$= $\sqrt{((Z_{d,0.4.2}* \cos(\alpha_2))^2+(Z_{d,0.4.3}* \cos(\alpha_3))^2)}$ = 39,25 kN

Lasteinleitung in Unterzug
gewählt: 4x Verbindungseinheit mit Einpressdübel Typ C11 ø50mm, Sechskantschraube M12, Mu, US 24/3, 58/6

Materialwerte:
Vollholz aus Nadelholz C24, S10
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
Holz/Dübel bes. Bauart $\kappa_{1,H}$ = 0,692
Stabdü./Bo./Gewindestange $\kappa_{2,S}$ = 0,818
Holz Rohdichte ρ_k = 350,00 kg/m³

Bemessungswert der Dübeltragfähigkeit
$R_{c,0,d}$ = $\kappa_{1,H}$ * 8,84 = 6,12 kN

Anzahl der Einpressdübel je Verbindung, $n_{Dü}$= 1

Ermittlung der Tragfähigkeit der Sechskantschraube
- Einordnung als Stahlblech-Holz-Verbindung mit dünnem Außenblech

Querschnittswerte:
Holzstärke zum Nachweis t_H = 24,00 cm
Anzahl Scherfugen m = 1
Durchmesser d = 12,00 mm
$f_{u,k}$ = 400,00 N/mm²
$M_{y,k}$ = 0,30 * $f_{u,k}$ * $d^{2,6}$ = 76745 Nmm
Winkel Kraft/Faser α = 90,00 °

$$f_{h,k} = \frac{0{,}082 * (1 - 0{,}01 * d) * \rho_k}{(1{,}35 + 0{,}015 * d) * \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} = 16{,}51 \text{ N/mm}^2$$

Mindestholzstärke: einschnittige Verbindung ($1{,}21 * t_{H,req}$)

$$t_{H,req} = 1{,}21 * 1{,}15 * (2 * \sqrt{2}) * \sqrt{\frac{M_{y,k}}{f_{h,k} * d}} = 77{,}46 \text{ mm}$$

Abminderungsfaktor x_H für Abweichung von Mindestholzstärke
x_H = $10 * t_H / t_{H,req}$ = 3,10

x = WENN(x_H<1,0;x_H;1,0) = 1,00

Tragfähigkeit pro Sechskantschraube und Scherfuge

$R_{\alpha,k}$ = $x * \sqrt{2*M_{y,k}*f_{h,k}*d}\ /10^3$ = 5,51 kN

Beiwert k_{ef} (Kraftangriff senkr. zur Faser

$k_{ef,90}$= 1,0

$R_{\alpha,d}$ = $\kappa_{2,S} * k_{ef,90} * R_{\alpha,k}$ = <u>4,51 kN</u>

Bemessungswert der Tragfähigkeit der Verbindungseinheit

$R_{j,\alpha,d}$ = $n_{Dü} * R_{c,0,d} + R_{\alpha,d}$ = **10,63 kN**

Nachweis:
Anzahl der Verbindungseinheiten, n_1= 4

$F_{d,H_0.S1} / (n_1 * R_{j,\alpha,d})$ = **<u>0,92 < 1</u>**

Nachweis Schrauben: M12, Fkl. 4.6

<u>Abscheren</u>
Anzahl Schrauben/Scherfugen
n= 4
Abscherkraft je Schraube
$F_{_d,H}$= $F_{d,H_0.S1}/n$ = 9,81 kN

Grenzabscherkraft $V_{a,R,d}$ = 21,70 kN
$F_{_d,H}/V_{a,R,d}$ = **<u>0,45 < 1</u>**

Bolzen∅ d_S = 12,00 mm
Loch∅ d_L = 13,00 mm

t_{min} = 10,0 mm

Materialkennwerte:
f_u = 36,00 kN/cm²
$f_{u,b}$ = 40,00 kN/cm²
γ_{M2} = 1,25

Lochleibung
Schraubenabstand min. e_v = 30,00 mm
Schraubenabstand min. p = 100,00 mm

α = $MIN(\frac{e_v}{3*d_L}; \frac{p}{3*d_L} - 0,25; \frac{f_{u,b}}{f_u}; 1)$ = 0,769

k_1 = $MIN(1,4*\frac{p}{d_L}-1,7;2,5)$ = 2,5

$F_{b,Rd}$ = $k_1 * \alpha * d_L * t_{min} * \frac{f_u}{\gamma_{M2}} * 10^{-2}$ = 71,98 kN

Nachweis:

V_{Ed}= $F_{d,H_0.S1}$ = 39,25 kN

$\frac{V_{Ed}}{F_{b,Rd} * n}$ = **0,14 < 1**

Holzpressung Stütze - Unterlegplatte ø180mm (par.- Fa.)
in ungünstiger Weise Nachweis mit gesamter Vertikalkraft
Plattendurchmesser d_S = 18,00 cm

Aussparungen für Mu M12 (4x ø3cm)

$A_{1.1}$ = $4*3^{2}*\pi /4$ = 28,3 cm²

A_{1_netto} = $d_S^{2}*\pi /4 - A_{1.1}$ = 226,2 cm²

$f_{c,0,d}$ = $\kappa_{1,H} * 2,1$ = 1,45 kN/cm²

$\sigma_{c,0,d}$ = $F_{d,V_0.S1} / A_{1_netto}$ = 0,48 kN/cm²

$\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d}$ = **0,33 < 1**

Holzpressung Unterzug, Pressung se.- Fa (NH):
Bemessungswert der Anschlusskraft

F_{d_st}= $F_{d,g_0.3.1}$ = 35,23 kN

F_{d_ku}= $F_{d,V_0.3.1}$ = 51,39 kN

Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.4.2, Stütze 0.S2

Anschluss am Fußpunkt Stütze Pos. 0.S12
Geometrie: wie Pos. 0.4.1

Längskraft (Druck) Stütze
Einleitung über Kontaktpressung in Fußplatte/ Bodenplatte
Eigengewicht Stütze mit h= 3,8m

G_{St}= $0,2^{2}*\pi /4 *3,8*5$ = 0,60 kN

Holzpressung Stütze - Fußplatte (par.- Fa.)
Stützendurchmesser d_{St} = 20,00 cm

Aussparungen für Anschlussstahlteil (2x 1x20cm)

$A_{1.2}$ = $2*1*20$ = 40,0 cm²

A_{2_netto} = $d_{St}^{2}*\pi /4 - A_{1.2}$ = 274,2 cm²

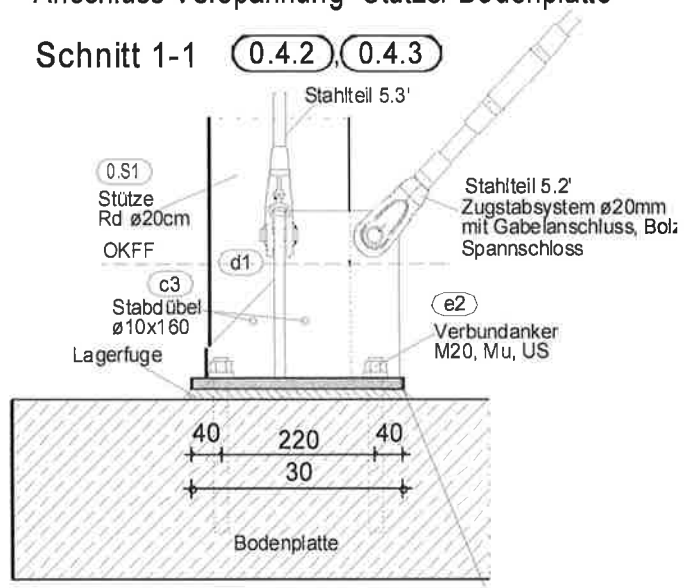
$\sigma_{c,0,d}$ = $(F_{d,V_0.S12}+1,35*G_{St}) / A_{2_netto}$ = 0,36 kN/cm²

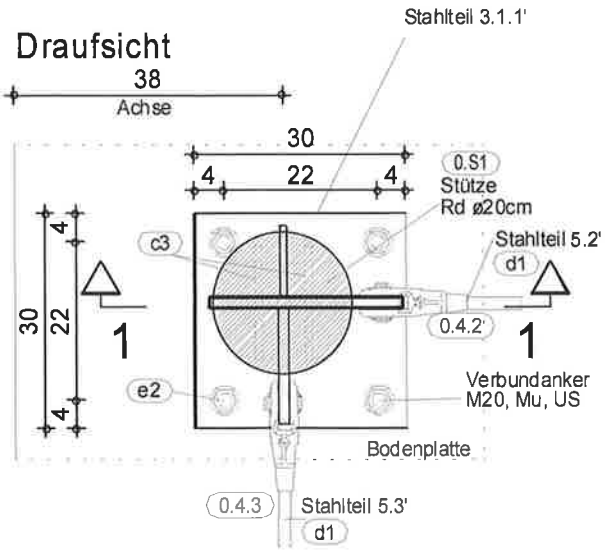
$\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d}$ = **0,25 < 1**

Horizontalkraft am Anschluss aus Verspannungen 0.4.3
$F_{d,H_0.S12}$= $Z_{d,0.4.3}$* COS($\alpha_{3)}$ = 34,93 kN

min. Vertikalkraft am Stützenfußpunkt
- durch Verbundanker in Bodenplatte eingeleitet
aus Verspannung, $F_{d,V1}$= $-Z_{d,0.4.3}$* SIN(α_3) = -37,46 kN
min. Auflast aus Eig. UZ Pos. 0.3.1, Stütze
$F_{g_0.3.1}$= 13,50 kN
$F_{g_0.3.8}$= 9,30 kN
$G_{1,d}$= 0,9* ($F_{g_0.3.1}$+$F_{g_0.3.8}$+G_{St}) = 21,06 kN
min.$F_{V,d}$= $F_{d,V1}$+$G_{1,d}$ = -16,40 kN
Nachweis wie Pos. 0.4.1, Stütze 0.S18, 0.S19

Anschluss am Fußpunkt Stütze Pos. 0.S1
Geometrie:
Anschluss Verspannung- Stütze/ Bodenplatte





Längskraft (Druck) Stütze
Einleitung über Kontaktpressung in Fußplatte/ Bodenplatte
Eigengewicht Stütze mit h= 3,8m

G_{St}= $0{,}2^{2}*\pi/4*3{,}8*5$ = 0,60 kN

Holzpressung Stütze - Fußplatte (par.- Fa.)
Stützendurchmesser d_{St} = 20,00 cm

Aussparungen für Anschlussstahlteil (2x 1x20cm)

$A_{1.2}$ = 2*1*20 = 40,0 cm²

A_{2_netto} = $d_{St}^{2}*\pi/4 - A_{1.2}$ = 274,2 cm²

$\sigma_{c,0,d}$ = $(F_{d,V_0.S1}+1{,}35*G_{St}) / A_{2_netto}$ = 0,40 kN/cm²

$\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d}$ = **0,28 < 1**

Horizontalkräfte am Anschluss aus Verspannungen 0.4.2, 0.4.3

$F_{d,H_0.4.2}$= $Z_{d,0.4.2}$* COS(α_2) = 17,91 kN

$F_{d,H_0.4.3}$= $Z_{d,0.4.3}$* COS(α_3) = 34,93 kN

result. Horizontalkrafte

$F_{d,H_}$= $F_{d,H_0.S1}$ = 39,25 kN

min. Vertikalkraft am Stützenfußpunkt
- durch Verbundanker in Bodenplatte eingeleitet
aus Verspannung

$F_{d,V1}$= $-(Z_{d,0.4.2}* SIN(\alpha_2)+Z_{d,0.4.3}* SIN(\alpha_3))$ = -56,28 kN

min. Auflast aus Eig. UZ Pos. 0.3.1,Aufl. 1, Stütze

$F_{g_0.3.1}$= 26,10 kN

$G_{1,d}$= $0{,}9*(F_{g_0.3.1}+G_{St})$ = 24,03 kN

min.$F_{V,d}$= $F_{d,V1}+G_{1,d}$ = -32,25 kN

Anschluss mit 4x Verbundanker M20, z.B. Fa. Fischer Typ FIS A M20x245 8.8 mit FIS SB Nachweis mit H_{x0}= 40 kN, H_y= 20 kN, min.V=35kN

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem	fischer Superbond-System
Injektionsmörtel	FIS SB 390 S
Befestigungselement	Ankerstange FIS A M 20 x 245 8.8, galvanisch verzinkter Stahl, Festigkeitsklasse 8.8
Rechnerische Verankerungstiefe	150 mm
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-12/0258, Option 1, Erteilungsdatum 17.06.2020

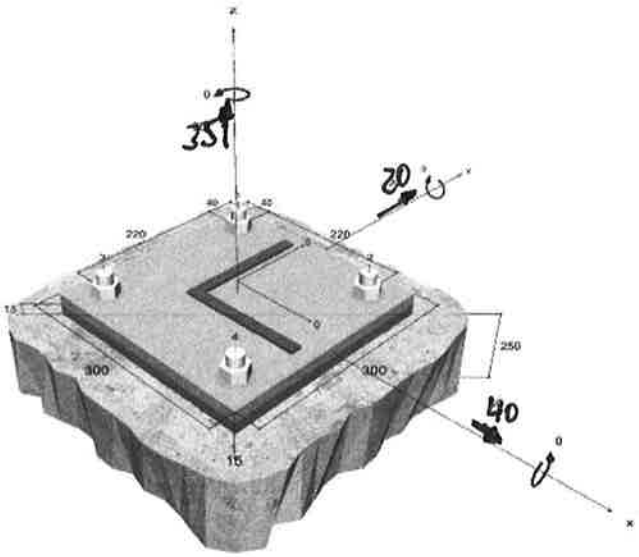


Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



Nicht maßstabsgetreu

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN1992-4:2018 Verbundanker
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Temperaturbereich	24 °C Langzeittemperatur, 40 °C Kurzzeittemperatur
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Ohne Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	Ringspalt verfüllt
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Ankerplatte mit nicht tragender Ausgleichsschicht, g = 15 mm rechn. Hebelarm l_s = 33 mm Einspanngrad α_M = 1,0 Mörteldruckfestigkeit: 30,0 N/mm²
Ankerplattenmaße	300 mm x 300 mm x 15 mm
Profiltyp	Benutzerdefiniertes Profil

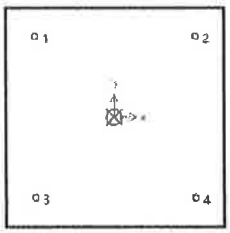
Bemessungslasten *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Belastungsart
1	35,00	40,00	20,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	8,75	11,18	10,00	5,00
2	8,75	11,18	10,00	5,00
3	8,75	11,18	10,00	5,00
4	8,75	11,18	10,00	5,00



Max. Betonstauchung : 0,00 ‰
Max. Betondruckspannung : 0,0 N/mm²
Resultierende Zugkraft : 35,00 kN , X/Y Position (0 / 0)
Resultierende Druckkraft : 0,00 kN , X/Y Position (0 / 0)

Widerstand gegenüber Zugbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β_N %
Stahlversagen *	8,75	130,67	6,7
Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch	35,00	106,55	32,8
Betonausbruch	35,00	104,53	33,5

* Ungünstigster Anker

Stahlversagen

$$N_{Ed} \le \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,s}$ %
196,00	1,50	130,67	8,75	6,7

Anker-Nr.	$\beta_{w,s}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	6,7	1	$\beta_{N,s;1}$
2	6,7	2	$\beta_{N,s;2}$
3	6,7	3	$\beta_{N,s;3}$
4	6,7	4	$\beta_{N,s;4}$

Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch



$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$

$$N_{Rk,p} = N^0_{Rk,p} \cdot \frac{A_{p,N}}{A^0_{p,N}} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np} \qquad \text{Gl. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p} = 72{,}10kN \cdot \frac{448.900mm^2}{202.500mm^2} \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 159{,}83kN$$

$$N^0_{Rk,p} = \Psi_{sus} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = 1{,}00 \cdot \pi \cdot 20mm \cdot 150mm \cdot 7{,}7N/mm^2 = 72{,}10kN \qquad \text{Gl. (7.14)}$$

$$\Psi_{sus} = 1{,}00 \qquad \text{Gl. (7.14a)}$$

$$\alpha_{sus} = 0{,}00 \leq \Psi^0_{sus} = 0{,}84$$

$$s_{cr,Np} = min\left(7{,}3 \cdot d \cdot \left(\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,ucr}\right)^{0,5};\ 3 \cdot h_{ef}\right) \qquad \text{Gl. (7.15)}$$

$$s_{cr,Np} = min\left(7{,}3 \cdot 20mm \cdot \left(1{,}00 \cdot 13{,}0N/mm^2\right)^{0,5};\ 3 \cdot 150mm\right) = 450mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{450mm}{2} = 225mm \qquad \text{Gl. (7.16)}$$

$$\Psi_{s,Np} = min\left(1;\ 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}}\right) = min\left(1;\ 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{\infty}{225mm}\right) = 1{,}000 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.20)}$$

$$\Psi_{g,Np} = max\left(1;\ \Psi^0_{g,Np} - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot \left(\Psi^0_{g,Np} - 1\right)\right) = 1{,}000 - \sqrt{\frac{220mm}{450mm}} \cdot \left(1{,}000 - 1\right) = 1{,}000 \geq 1 \qquad \text{Gl. (7.17)}$$

$$\Psi^0_{g,Np} = max\left(1;\ \sqrt{n} - \left(\sqrt{n} - 1\right) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5}\right) \qquad \text{Gl. (7.18)}$$

$$\Psi^0_{g,Np} = max\left(1;\ \sqrt{4} - \left(\sqrt{4} - 1\right) \cdot \left(\frac{7{,}7N/mm^2}{7{,}5N/mm^2}\right)^{1,5}\right) = 1{,}000 \geq 1$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d}\sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} = \frac{7{,}7}{3{,}14 \cdot 20mm}\sqrt{150mm \cdot 25{,}0N/mm^2} = 7{,}5N/mm^2 \qquad \text{Gl. (7.19)}$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2e_x}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 1{,}000 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.21)}$$

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{450mm}} = 1{,}000 \leq 1 \qquad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{450mm}} = 1{,}000 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1{,}000 \qquad \text{Gl. (7.5)}$$

$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,p}$ %
159,83	1,50	106,55	35,00	32,8

Anker-Nr.	$\beta_{N,p}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	32,8	1	$\beta_{N,p;1}$

Betonausbruch



$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N} \qquad \text{Gl. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c} = 70,73kN \cdot \frac{448.900mm^2}{202.500mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 156,79kN$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,7 \cdot \sqrt{25,0N/mm^2} \cdot \left(150mm\right)^{1,5} = 70,73kN \qquad \text{Gl. (7.2)}$$

$$\Psi_{s,N} = min\left(1;\ 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = min\left(1;\ 0,7 + 0,3 \cdot \frac{\infty}{225mm}\right) = 1,000 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.4)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1,000 \qquad \text{Gl. (7.5)}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.6)}$$

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{450mm}} = 1,000 \leq 1 \qquad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{450mm}} = 1,000 \leq 1$$

$$\Psi_{M,N} = 1,00 \geq 1 \qquad \text{Gl. (7.7)}$$

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,c}$ %
156,79	1,50	104,53	35,00	33,5

Anker-Nr.	$\beta_{N,c}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	33,5	1	$\beta_{N,c;1}$

Widerstand gegenüber Querbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β_V %
Stahlversagen mit Hebelarm *	11,18	11,92	93,8
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	44,72	209,06	21,4

Stahlversagen mit Hebelarm



$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s,M})$$

$$V_{Rk,s,M} = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{l_a} = \frac{1 \cdot 484{,}2Nm}{0{,}033m} \div \left(1000\frac{N}{kN}\right) = 14{,}90kN \qquad \text{Gl. (7.37)}$$

$$M_{Rk,s} = M^0_{Rk,s} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right) = 519{,}0Nm \cdot \left(1 - \frac{8{,}75kN}{130{,}67kN}\right) = 484{,}2Nm \qquad \text{Gl. (7.38)}$$

$V_{Rk,s,M}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s,M}$ kN	V_{Ed} kN	β_{Vs} %
14,90	1,25	11,92	11,18	93,8

Anker-Nr.	β_{Vs} %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	93,8	1	$\beta_{Vs;1}$
2	93,8	2	$\beta_{Vs;2}$
3	93,8	3	$\beta_{Vs;3}$
4	93,8	4	$\beta_{Vs;4}$

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite



$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 156{,}79kN = 313{,}58kN \qquad \text{Gl. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N} \qquad \text{Gl. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c} = 70{,}73kN \cdot \frac{448.900mm^2}{202.500mm^2} \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 156{,}79kN$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1{,}5} = 7{,}7 \cdot \sqrt{25{,}0N/mm^2} \cdot \left(150mm\right)^{1{,}5} = 70{,}73kN \qquad \text{Gl. (7.2)}$$

$$\Psi_{s,N} = min\left(1;\ 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = min\left(1;\ 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{\infty}{225mm}\right) = 1{,}000 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.4)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1{,}000 \qquad \text{Gl. (7.5)}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 1{,}000 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.6)}$$

$$\Psi_{M,N} = 1{,}00 \geq 1 \qquad \text{Gl. (7.7)}$$

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mcp}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,cp}$ %
313,58	1,50	209,06	44,72	21,4

Anker-Nr.	$\beta_{V,cp}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	21,4	1	$\beta_{V,cp;1}$

Ausnutzung für Zug- und Querlasten

Zuglasten	Ausnutzung βN %
Stahlversagen *	6,7
Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch	32,8
Betonausbruch	33,8

* Ungünstigster Anker

Querlasten	Ausnutzung βV %
Stahlversagen mit Hebelarm *	93,8
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	21,4

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

Ausnutzung Stahl

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,s;1} = 0{,}07 \leq 1$$
$$\beta_{V,s} = \beta_{V,s;1} = 0{,}94 \leq 1$$

GL

Ausnutzung Beton

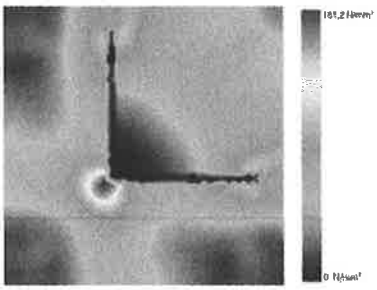
$$\beta_{N,c} = \beta_{N,c;1} = 0{,}33 \leq 1$$
$$\beta_{V,cp} = \beta_{V,cp;1} = 0{,}21 \leq 1$$
$$\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = \beta_{N,c;1}^{1,5} + \beta_{V,cp;1}^{1,5} = 0{,}29 \leq 1$$

GL (7.56)

Nachweis erfolgreich

Ankerplattendicke

Spannungsverteilung innerhalb der Ankerplatte



Ankerplattendetails

Ankerplattendicke (FE-Berechnung)	t =	15 mm
Material der Ankerplatte		S 235 (St 37)
E-Modul	E =	210.000 N/mm²
Streckgrenze	$R_{p,0.2}$ =	235 N/mm²
Sicherheitsfaktor	γ_M =	1,0
Querdehnzahl	ν =	0,3
Ausnutzung	η =	77 %

Profiltyp: Benutzerdefiniertes Profil

Pos. 0.4.4 Rundstahlverspannung
- mit Rundstahl ø20mm mit Endgewinden M20

1 Materialkennwerte/ Festigkeit

Aussteifungsverband aus kreuzweise Rd ø20mm

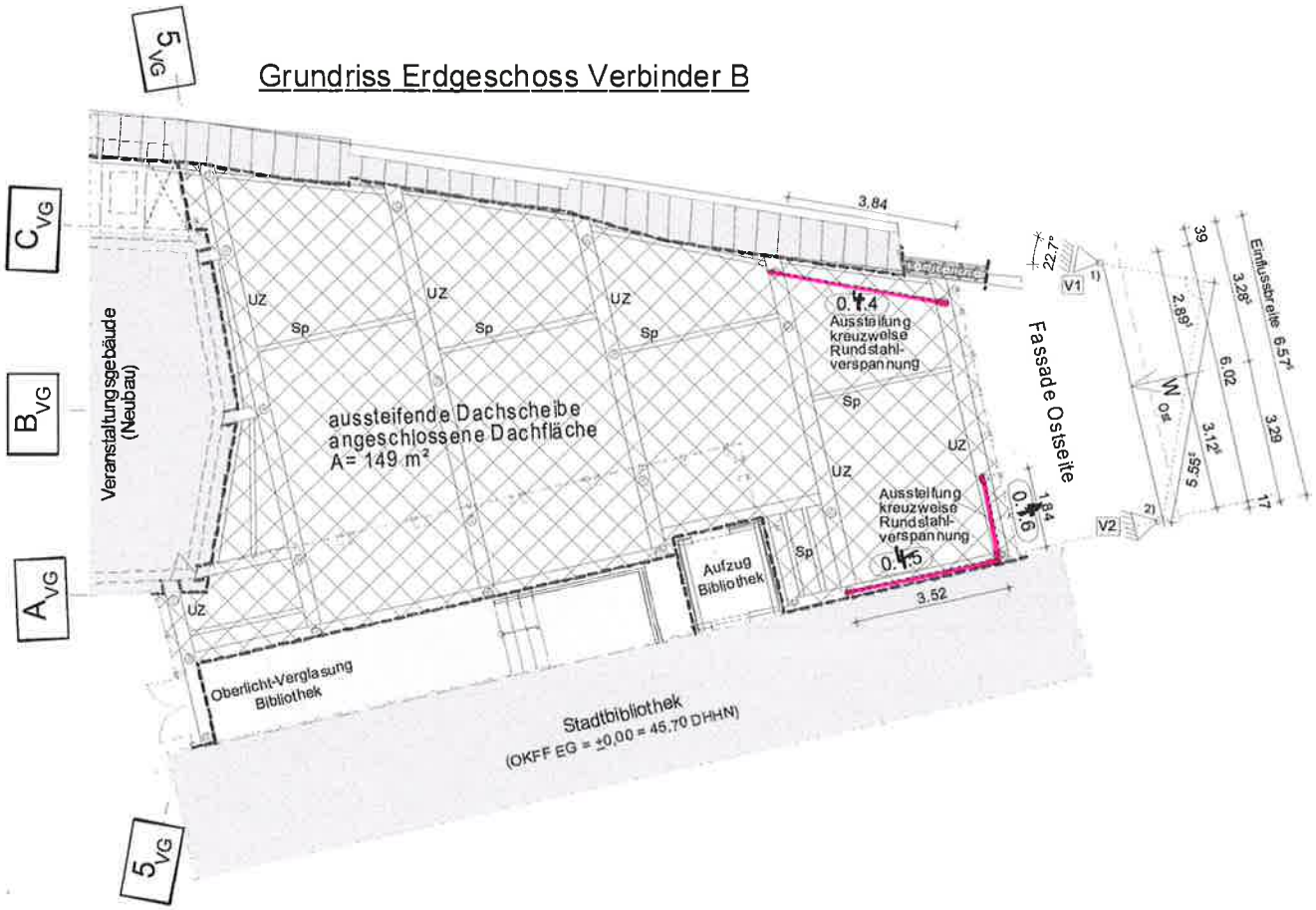
d =			2,00 cm
A_{1_Rd} =	$\pi * d^2/4$	=	3,14 cm²
Spannungsquerschnitt an der Verschraubung			
A_{S_Rd} =			2,45 cm²

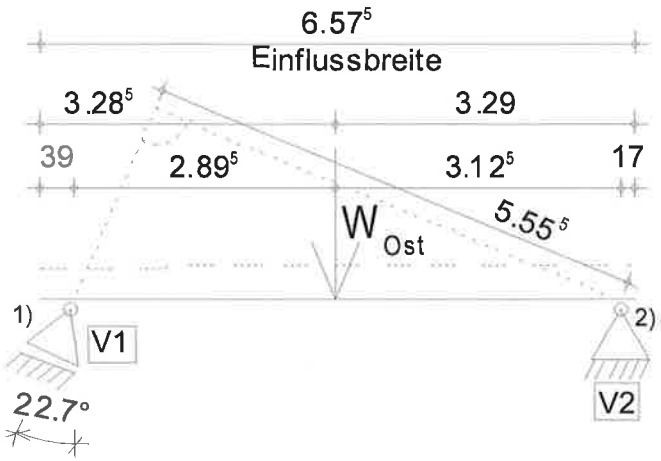
Streckgrenze, f_y=	23,50 kN/cm²
Zugfestigkeit, f_u=	36,00 kN/cm²
Teilsicherheitsbeiwert, γ_{M0} =	1,10
Teilsicherheitsbeiwert, γ_{M2} =	1,25

Grenzzugkraft:

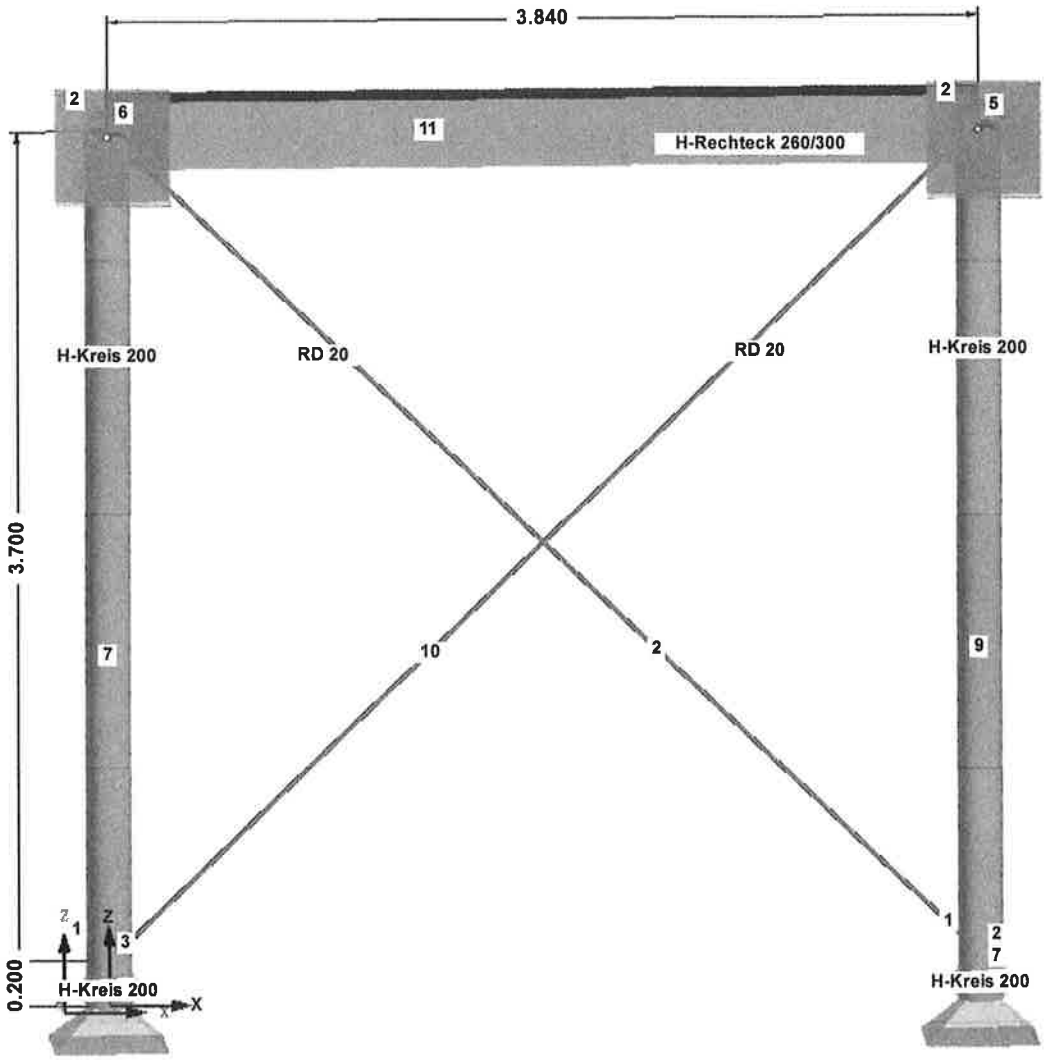
Z_{t,Rd_1} =	$A_{1_Rd} * f_y / \gamma_{M0}$	=	67,08 kN
Z_{t,Rd_2} =	$0,9* A_{S_Rd} * f_u / \gamma_{M2}$	=	63,50 kN

2 statisches System/ Geometrie:
Draufsicht





Ansicht Auskreuzung



3 Belastung

Horizontalkraft in Dachebene aus Windlast
Winddruck siehe Abschn. A
zum Nachweis angesetzt:
w_D= 0,70 kN/m²

Lasteinflussfläche Windlast Fassade Ostseite
b_{Ost}= 6,58 m
h= 4,30 m
anteilig Windlasteinflusshöhe
h_1= h/2 = 2,15 m
A_{W_Ost}= b_{Ost}* h_1 = 14,15 m²
resultierende Windlast
W_{Ost}= A_{W_Ost}* w_D = 9,90 kN

horiz. Windlast für Aussteifungsverband Pos. 0.4.4
$W_{0.4.4}$= W_{Ost}*3,31/5,55 = 5,90 kN

unplanmäßige Gebäudeschiefstellung
Winkel unplanmäßige Schiefstellung
Φ_0= 1/200 = 0,005

angeschlossene Dachfläche
A_{D1}= 149 m²
Vertikale Belastung aus Dacheigengewicht+ Schneelast
g_{Da}= 2,9+2,0+3,4 = 8,30 kN/m²
$N_{k_Verb_B}$= A_{D1}* g_{Da} = 1237 kN

horizontale Ersatzlast aus Schiefstellung (Imperfektion)
$H_{Imp_Verb_B}$= $N_{k_Verb_B}$* Φ_0 = 6,18 kN

Anzahl der wirksamen Aussteifungsverbände (Pos. 0.4.4, 0.4.5 wirksam)
2

Lastzusammenstellung
$H_{k_0.4.4}$= $W_{0.4.4}+H_{Imp_0.4.4}$ = 8,99 kN

Neigungswirkel zu Horizontalen
α_4= ATAN(3,7/3,84) = 43,94 °
Bem. Wert der Zugkraft in der Verspannung
$Z_{d,4}$= 1,5* $H_{k_0.4.4}$/ COS(α_4) = **18,73 kN**

Temperaturänderung
Annahme: max. Temperaturänderung bezogen auf die Einbautemp.
ΔT_1= 10,00 K
Länge der Verspannung, $L_{0_0.4.4}$= 10^3 *3,84/COS(α_4) = 5332,8 mm
Längenänderungen in der Verspannung :
E_S= 20000,00 kN/cm²
$\alpha_{T,S}$= $13*10^{-6}$ = 0,000013 1/K
ε_{S_T}= $\alpha_{T,S}$ * ΔT_1 = 0,000130
$\Delta l_{S_T_0.4.4}$= ε_{S_T} * $L_{0_0.4.4}$ = 0,69 mm

Dehnungsdifferenz
$\Delta\varepsilon_{_T_0.4.4}$= $\Delta l_{S_T_0.4.4}$/ $L_{0_0.4.4}$ = 0,00013

Stahlspannungsänderung aus Temperaturdifferenz (10K)
$\sigma_{S_T_0.4.4}$= E_S* $\Delta\varepsilon_{_T_0.4.4}$ = 2,60 kN/cm²

Längskraftänderung bei ΔT=10K:
ΔN_{S_10K}= $\sigma_{S_T_0.4.4}$* A_{1_Rd} = 8,16 kN

Die Verspannung wird im Herbst, bei ca. 10°C eingebaut. Zu diesem Zeitpunkt ist im Bauwerk etwa von der Jahresmitteltemperatur auszugehen. Im Winter nimmt die Spannkraft entsprechend der Temperaturdifferenz um bis zu 8,2kN zu, im Sommer nimmt die Spannkraft um bis zu 8,2 kN ab.

Lastzusammenstellung
$Z_{d,0.4.4}$= $Z_{d,4}$ + ΔN_{S_10K} = **26,89 kN**

4 Nachweis

Dehnung im Rundstahl
Normalspannung $\sigma_{_0.4.4}$= $Z_{d,0.4.4}$/ A_{1_Rd} = 8,56 kN/cm²

elast Dehnung gesamt, $\varepsilon_{el_0.4.4}$= $\sigma_{_0.4.4}$ / E_S = 0,000428
Längenänderung in Richtung Zugverspannung
$\Delta L_{_0.4.4}$= $L_{0_0.4.4}$* $\varepsilon_{el_0.4.4}$ = **2,3 mm**

horizontale Verformung in Dachebene
u_x= $\Delta L_{_0.4.4}$/ SIN(90-α_4) = **3,2 mm**

Nachweis Verspannung
$Z_{d,0.4.4}$ / MIN(Z_{t,Rd_1}; Z_{t,Rd_2}) = **<u>0,42 < 1</u>**

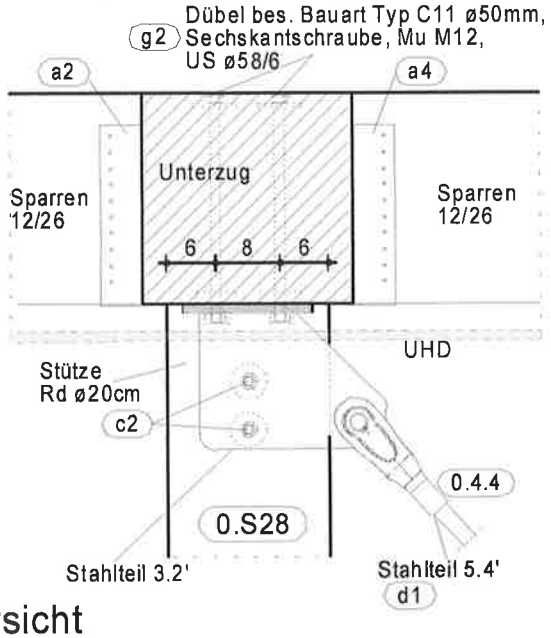
zur Lastweiterleitung

Z_k= $H_{k_0.4.4}$/ COS(α_4)+ΔN_{S_10K} = 20,64 kN

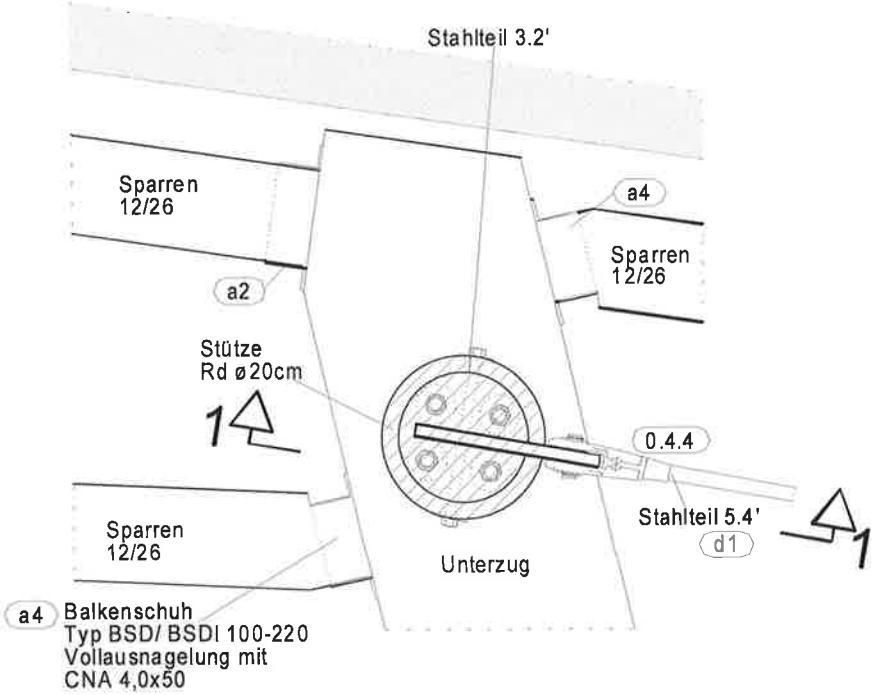
vertik. Kraftanteil

$F_{k,V}$= Z_k* SIN(α_4) = **14,32 kN**

Anschluss am Kopfpunkt Stütze 0.S28



Untersicht



Längskraft (Druck) Stütze

aus Unterzug Pos. 0.3.18, Aufl. 1

aus Eig. $F_{d,g_0.3.18}$= 1,35* -2,50 = -3,38 kN

zum Nachweis angesetzt $F_{d,g_0.3.18}$= 0,00 kN

$F_{d,V_0.3.18}$= 12,23 kN

über Holzpressung Unterzug (Pressung se.- Fa.) in Stütze eingeleitet

aus Verspannung Pos. 0.4.4
$F_{d,V4}$= $Z_{d,0.4.4}$* SIN(α_4) = 18,66 kN
Der vertikale Kraftanteil aus der Verspannung wird über die Kopfplatte ø180mm in die Stütze eingeleitet (Pressung par.- Fa.)

Horizontalkraft
am Anschluss aus Verspannungen 0.4.4
$F_{d,H}$= $Z_{d,0.4.4}$* COS($\alpha_{4)}$ = 19,36 kN

Nachweise bei geringerer Beanspruchung wie Anschluss Pos. 0.4.1, Stütze 0.S19

Anschluss am Kopfpunkt Stütze 0.S29
Längskraft (Druck) Stütze
aus Unterzug Pos. 0.3.19, Aufl. 1
aus Eig. $F_{d,g_0.3.19}$= 1,35*19,9 = 26,86 kN
$F_{d,V_0.3.19}$= 39,60 kN
über Holzpressung Unterzug (Pressung se.- Fa.) in Stütze eingeleitet

aus Verspannung Pos. 0.4.4
$F_{d,V4}$= $Z_{d,0.4.4}$* SIN(α_4) = 18,66 kN
Der vertikale Kraftanteil aus der Verspannung wird über die Kopfplatte ø180mm in die Stütze eingeleitet (Pressung par.- Fa.)

Horizontalkraft
am Anschluss aus Verspannungen 0.4.4
$F_{d,H}$= $Z_{d,0.4.4}$* COS($\alpha_{4)}$ = 19,36 kN

Nachweise bei geringerer Beanspruchung wie Anschluss Pos. 0.4.1, Stütze 0.S19

Anschluss am Fußpunkt Stütze 0.S28

min. Vertikalkraft am Stützenfußpunkt
- durch Verbundanker in Bodenplatte eingeleitet
aus Verspannung, $F_{d,V1}$= -$Z_{d,0.4.4}$* SIN(α_4) = -18,66 kN
min. Auflast aus UZ Pos. 0.3.18, Aufl. 1 (aus Eig., Nutzlast), Stütze
$F_{g,d_0.3.18}$= 1,35*-2,5+1,5*-8,8 = -16,57 kN
$G_{St,d}$= 0,9* 0,6 = 0,54 kN
min.$F_{V,d}$= $F_{d,V1}$+$F_{g,d_0.3.18}$+$G_{St,d}$ = **-34,69 kN**

- wie Stütze 0.29

Anschluss am Fußpunkt Stütze 0.S29
Geometrie wie Pos. 0.4.1, Stütze 0.S18, 0.S19

Längskraft (Druck) Stütze
Einleitung über Kontaktpressung in Fußplatte/ Bodenplatte
Eigengewicht Stütze mit h= 3,8m
G_{St}= $0{,}2^{2}*\pi /4 *3{,}8*5$ = 0,60 kN

Holzpressung Stütze - Fußplatte (par.- Fa.)
Stützendurchmesser d_{St} = 20,00 cm
Aussparungen für Anschlussstahlteil (2x 1x20cm)
$A_{1.2}$ = 2*1*20 = 40,0 cm²
A_{2_netto} = $d_{St}^{2}*\pi /4 - A_{1.2}$ = 274,2 cm²

$\sigma_{c,0,d}$ = $(F_{d,V_0.3.19}+F_{d,V4}+1{,}35*G_{St}) / A_{2_netto}$ = 0,22 kN/cm²

Materialwerte:
Vollholz aus Nadelholz C24, S10
NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH
Holz/Dübel bes. Bauart $\kappa_{1,H}$ = 0,692
$f_{c,0,d}$ = $\kappa_{1,H} * 2{,}1$ = 1,45 kN/cm²
$\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d}$ = **0,15 < 1**

Horizontalkraft am Anschluss aus Verspannungen 0.4.4
$F_{d,H}$= $Z_{d,0.4.4}* COS(\alpha_4)$ = 19,36 kN

min. Vertikalkraft am Stützenfußpunkt
- durch Verbundanker in Bodenplatte eingeleitet
aus Verspannung, $F_{d,V1}$= $-Z_{d,0.4.4}* SIN(\alpha_4)$ = -18,66 kN
min. Auflast aus UZ Pos. 0.3.19,Aufl. 1, Stütze
$F_{g_0.3.19}$= 19,90 kN
$G_{1,d}$= $0{,}9* (F_{g_0.3.19}+G_{St})$ = 18,45 kN
min.$F_{V,d}$= $F_{d,V1}+G_{1,d}$ = **-0,21 kN**

Anschluss mit 4x Verbundanker M20,
z.B. Fa. Fischer Typ FIS A M20x245 8.8 mit FIS SB
Nachweis wie Pos. 0.4.1

Pos. 0.4.5 Rundstahlverspannung
- mit Rundstahl ø20mm mit Endgewinden M20

1 Materialkennwerte/ Festigkeit
wie Pos. 0.4.4

d =			2,00 cm
A_{1_Rd} =	$\pi * d^2/4$	=	3,14 cm²

Grenzzugkraft:

Z_{t,Rd_1} =	67,08 kN
Z_{t,Rd_2} =	63,50 kN

2 statisches System
- siehe Po. 0.4.4

3 Belastung
Horizontalkraft in Dachebene aus Windlast
siehe Pos. 0.4.4

horiz. Windlast für Aussteifungsverband Pos. 0.4.5, siehe Lastermittlung Pos. 0.4.1
resultierende Windlast

W_{Ost}=		9,90 kN	
$W_{0.4.5}$=	W_{Ost}* 2,90/6,02	=	4,77 kN

unplanmäßige Gebäudeschiefstellung
Winkel unplanmäßige Schiefstellung

Φ_0=	1/200	=	0,005

angeschlossene Dachfläche, Belastung siehe Pos. 0.4.4
horizontale Ersatzlast aus Schiefstellung (Imperfektion)

$N_{k_Verb_B}$=		1237 kN	
$H_{Imp_Verb_B}$=	$N_{k_Verb_B} * \Phi_0$	=	6,18 kN

Anzahl der wirksamen Aussteifungsverbände (Pos. 0.4.4, 0.4.5 wirksam)

n_V=	2

horizontale Ersatzlast für Aussteifungsverband

$H_{Imp_0.4.5}$=	$H_{Imp_Verb_B}/n_V$	=	3,09 kN

Lastzusammenstellung

$H_{k_0.4.5}$=	$W_{0.4.5}+H_{Imp_0.4.5}$	=	7,86 kN

Neigungswirkel zu Horizontalen

α_5=	ATAN(3,7/3,52)	=	46,43 °

Bem. Wert der Zugkraft in der Verspannung

$Z_{d,5}$=	$1,5 * H_{k_0.4.5} / COS(\alpha_5)$	=	17,11 kN

Temperaturänderung
Annahme: max. Temperaturänderung bezogen auf die Einbautemp.
ΔT_1= 10,00 K
Länge der Verspannung, $L_{0_0.4.5}$= 10^3 *3,52/COS(α_5) = 5107 mm
Längenänderungen in der Verspannung :
E_S= 20000,00 kN/cm²
$\alpha_{T,S}$= $13*10^{-6}$ = 0,000013 1/K
ε_{S_T}= $\alpha_{T,S}$ * ΔT_1 = 0,000130
$\Delta l_{S_T_0.4.5}$= ε_{S_T} * $L_{0_0.4.5}$ = 0,66 mm

Dehnungsdifferenz
$\Delta\varepsilon_{_T_0.4.5}$= $\Delta l_{S_T_0.4.5}$/ $L_{0_0.4.5}$ = 0,00013

Stahlspannungsänderung aus Temperaturdifferenz (10K)
$\sigma_{S_T_0.4.5}$= E_S* $\Delta\varepsilon_{_T_0.4.5}$ = 2,60 kN/cm²

Längskraftänderung bei ΔT=10K:
ΔN_{S_10K}= $\sigma_{S_T_0.4.5}$* A_{1_Rd} = 8,16 kN

Lastzusammenstellung
$Z_{d,0.4.5}$= $Z_{d,5}$ + ΔN_{S_10K} = **25,27 kN**

4 Nachweis

Dehnung im Rundstahl
Normalspannung $\sigma_{_0.4.5}$= $Z_{d,0.4.5}$/ A_{1_Rd} = 8,05 kN/cm²

elast Dehnung gesamt, $\varepsilon_{el_0.4.5}$= $\sigma_{_0.4.5}$ / E_S = 0,000403
Längenänderung in Richtung Zugverspannung
$\Delta L_{_0.4.5}$= $L_{0_0.4.5}$* $\varepsilon_{el_0.4.5}$ = **2,1 mm**

horizontale Verformung in Dachebene
u_x= $\Delta L_{_0.4.5}$/ SIN(90-α_5) = **3,0 mm**

Nachweis Verspannung
$Z_{d,0.4.5}$ / MIN(Z_{t,Rd_1}; Z_{t,Rd_2}) = **<u>0,40 < 1</u>**

zur Lastweiterleitung
Z_k= $H_{k_0.4.5}$/ COS(α_5)+ΔN_{S_10K} = 19,56 kN
vertik. Kraftanteil
$F_{k,V}$= Z_k* SIN(α_5) = **14,17 kN**

Anschluss am Kopfpunkt Stütze Pos. 0.S46
Längskraft (Druck) Stütze

aus Unterzügen Pos. 0.3.18, 0.3.22 siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.3.22 Aufl. 1
$F_{d,g_0.3.18_0.3.22}$= 18,36 kN
$F_{d,V_0.3.18_0.3.22}$= 32,73 kN
über Holzpressung Unterzug (Pressung se.- Fa.) in Stütze eingeleitet

aus Verspannung Pos. 0.4.5
$F_{d,V5}$= $Z_{d,0.4.5}$* SIN(α_5) = 18,31 kN
Der vertikale Kraftanteil aus der Verspannung wird über die Kopfplatte ø180mm in die Stütze eingeleitet (Pressung par.- Fa.)

Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.4.2

Horizontalkraft am Anschluss aus Verspannungen 0.4.5
$F_{d,H}$= $Z_{d,0.4.5}$* COS($\alpha_{5)}$ = 17,42 kN

Lasteinleitung H- Kraftanteil aus Verspannung in Unterzug
gewählt: 4x Verbindungseinheit mit Einpressdübel Typ C11 ø50mm, Sechskantschraube M12, Mu, US 24/3, 58/6

Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.4.1, Anschluss Stütze 0.S19

Anschluss am Kopfpunkt Stütze Pos. 0.S47
siehe Verspannung Pos. 0.4.6

Anschluss am Fußpunkt Stütze 0.S46
Geometrie: wie Pos. 0.4.1 Stütze 0.S19,

Horizontalkraft am Anschluss aus Verspannungen 0.4.1
$F_{d,H}$= $F_{d,H}$ = 17,42 kN

min. Vertikalkraft am Stützenfußpunkt
- durch Verbundanker in Bodenplatte eingeleitet
aus Verspannung, $F_{d,V1}$= -$Z_{d,0.4.5}$* SIN(α_5) = -18,31 kN
min. Auflast aus UZ Pos. 0.3.18, Aufl. 4 (aus Eig., Nutzlast), Pos.0.3.22, Aufl. 1, Stütze
$F_{g,d_0.3.18}$= 1,35*-2,8+1,5*-5,6 = -12,18 kN
$F_{g,d_0.3.22}$= 0,9*13,6 = 12,24 kN
$G_{St,d}$= 0,9* 0,6 = 0,54 kN
min.$F_{V,d}$= $F_{d,V1}$+$F_{g,d_0.3.18}$+$F_{g,d_0.3.22}$+$G_{St,d}$ = **-17,71 kN**

Anschluss mit 4x Verbundanker M20,
z.B. Fa. Fischer Typ FIS A M20x245 8.8 mit FIS SB
Nachweis mit Randabstand zum Plattenrand e=85mm
Nachweis mit H_{x0}= 40 kN, min.V=-20kN

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem	fischer Superbond-System
Injektionsmörtel	FIS SB 390 S
Befestigungselement	Ankerstange FIS A M 20 x 245 8.8, galvanisch verzinkter Stahl, Festigkeitsklasse 8.8
Rechnerische Verankerungstiefe	90 mm
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-12/0258, Option 1, Erteilungsdatum 17.06.2020

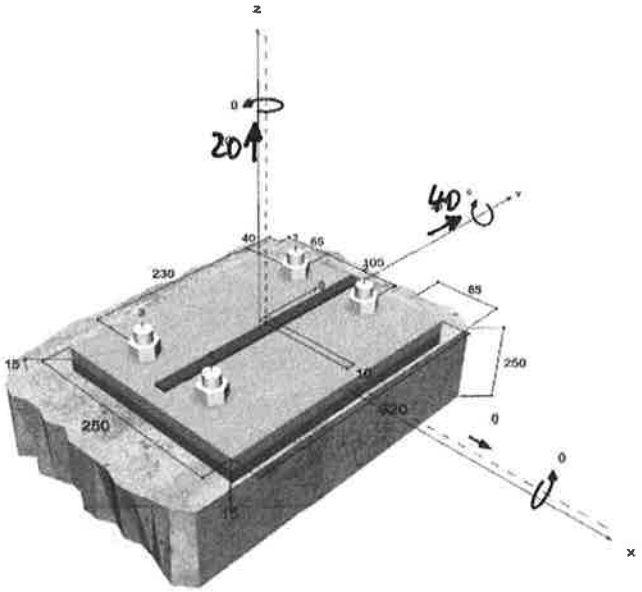


Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



Nicht maßstabsgetreu

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	in Anlehnung an EN1992-4:2018 Verbundanker
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Temperaturbereich	24 °C Langzeittemperatur, 40 °C Kurzzeittemperatur
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Ohne Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	Ringspalt verfüllt
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Ankerplatte mit nicht tragender Ausgleichsschicht, g = 15 mm rechn. Hebelarm l_a = 33 mm Einspanngrad α_M = 1,0 Mörteldruckfestigkeit: 30,0 N/mm²
Ankerplattenmaße	250 mm x 320 mm x 15 mm
Profiltyp	Flachstahl (300 x 15 (S 235))

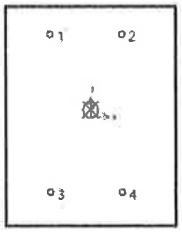
Bemessungslasten *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Belastungsart
1	20,00	0,00	40,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	4,50	9,77	-0,54	9,75
2	5,93	10,26	-0,54	10,25
3	4,07	9,77	0,54	9,75
4	5,50	10,26	0,54	10,25



Max. Betonstauchung : 0,00 ‰
Max. Betondruckspannung : 0,0 N/mm²
Resultierende Zugkraft : 20,00 kN , X/Y Position (0 / 10)
Resultierende Druckkraft : 0,00 kN , X/Y Position (0 / 0)

Widerstand gegenüber Zugbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β_N %
Stahlversagen *	5,93	130,67	4,5
Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch	20,00	52,20	38,3
Betonausbruch	20,00	39,67	50,4
Versagen durch Spalten	10,43	42,04	24,8

* Ungünstigster Anker

Stahlversagen

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,s}$ %
196,00	1,50	130,67	5,93	4,5

Anker-Nr.	$\beta_{N,s}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	3,4	1	$\beta_{N,s;1}$
2	4,5	2	$\beta_{N,s;2}$
3	3,1	3	$\beta_{N,s;3}$
4	4,2	4	$\beta_{N,s;4}$

Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



$$N_{Rk,p} = N^0_{Rk,p} \cdot \frac{A_{p,N}}{A^0_{p,N}} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np} \qquad \text{Gl. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p} = 43{,}26kN \cdot \frac{162.500mm^2}{72.900mm^2} \cdot 0{,}889 \cdot 1{,}000 \cdot 0{,}914 \cdot 1{,}000 = 78{,}30kN$$

$$N^0_{Rk,p} = \Psi_{sus} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = 1{,}00 \cdot \pi \cdot 20mm \cdot 90mm \cdot 7{,}7N/mm^2 = 43{,}26kN \qquad \text{Gl. (7.14)}$$

$$\Psi_{sus} = 1{,}00 \qquad \text{Gl. (7.14a)}$$

$$\alpha_{sus} = 0{,}00 \leq \Psi^0_{sus} = 0{,}84$$

$$s_{cr,Np} = min\left(7{,}3 \cdot d \cdot \left(\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,ucr}\right)^{0.5} ; 3 \cdot h_{ef}\right) \qquad \text{Gl. (7.15)}$$

$$s_{cr,Np} = min\left(7{,}3 \cdot 20mm \cdot \left(1{,}00 \cdot 13{,}0N/mm^2\right)^{0.5} ; 3 \cdot 90mm\right) = 270mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{270mm}{2} = 135mm \qquad \text{Gl. (7.16)}$$

$$\Psi_{s,Np} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{85mm}{135mm} = 0{,}889 \leq 1$$ Gl. (7.20)

$$\Psi_{g,Np} = max\left(1;\ \Psi^0_{g,Np} - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot \left(\Psi^0_{g,Np} - 1\right)\right) = 1{,}000 - \sqrt{\frac{168mm}{270mm}} \cdot \left(1{,}000 - 1\right) = 1{,}000 \geq 1$$ Gl. (7.17)

$$\Psi^0_{g,Np} = max\left(1;\ \sqrt{n} - \left(\sqrt{n} - 1\right) \cdot \left(\frac{\tau_{lk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5}\right)$$ Gl. (7.18)

$$\Psi^0_{g,Np} = max\left(1;\ \sqrt{4} - \left(\sqrt{4} - 1\right) \cdot \left(\frac{7{,}7N/mm^2}{5{,}8N/mm^2}\right)^{1,5}\right) = 1{,}000 \geq 1$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d}\sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} = \frac{7.7}{3{,}14 \cdot 20mm}\sqrt{90mm \cdot 25{,}0N/mm^2} = 5{,}8N/mm^2$$ Gl. (7.19)

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 0{,}947 \cdot 0{,}964 = 0{,}914 \leq 1$$ Gl. (7.21)

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 8mm}{270mm}} = 0{,}947 \leq 1 \qquad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 5mm}{270mm}} = 0{,}964 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1{,}000$$ Gl. (7.5)

$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,p}$ %
78,30	1,50	52,20	20,00	38,3

Anker-Nr.	$\beta_{N,p}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	38,3	1	$\beta_{N,p;1}$

Betonausbruch



$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$ Gl. (7.1)

$$N_{Rk,c} = 32{,}87kN \cdot \frac{162.500mm^2}{72.900mm^2} \cdot 0{,}889 \cdot 1{,}000 \cdot 0{,}914 \cdot 1{,}000 = 59{,}50kN$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7{,}7 \cdot \sqrt{25{,}0N/mm^2} \cdot \left(90mm\right)^{1,5} = 32{,}87kN$$ Gl. (7.2)

$$\Psi_{s,N} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{85mm}{135mm} = 0{,}889 \leq 1$$ Gl. (7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1{,}000$$ Gl. (7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 0{,}947 \cdot 0{,}964 = 0{,}914 \leq 1$$ Gl. (7.6)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 8mm}{270mm}} = 0{,}947 \leq 1 \qquad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 5mm}{270mm}} = 0{,}964 \leq 1$$

$$\Psi_{M,N} = 1{,}00 \geq 1$$ Gl. (7.7)

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,c}$ %
59,50	1,50	39,67	20,00	50,4

Anker-Nr.	$\beta_{N,c}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	50,4	1	$\beta_{N,c:1}$

Versagen durch Spalten bei Belastung



$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}} \quad (N_{Rd,sp})$$

$$N_{Rk,sp} = N^0_{Rk,sp} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{h,sp} \qquad \text{Gl. (7.23)}$$

$$N_{Rk,sp} = 32{,}87kN \cdot \frac{50.400mm^2}{32.400mm^2} \cdot 0{,}983 \cdot 1{,}000 \cdot 0{,}926 \cdot 1{,}354 = 63{,}06kN$$

$$\Psi_{s,N} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{85mm}{90mm} = 0{,}983 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.4)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1{,}000 \qquad \text{Gl. (7.5)}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_x}{s_{cr,sp}}} = \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 0{,}926 \cdot 1{,}000 = 0{,}926 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.6)}$$

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 7mm}{180mm}} = 0{,}926 \leq 1 \qquad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{180mm}} = 1{,}000 \leq 1$$

$$\Psi_{h,sp} = min\left(\left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{2/3}; max\left(1; \left(\frac{h_{ef} + 1{,}5\, c_1}{h_{min}}\right)^{2/3}\right); 2\right) \qquad \text{Gl. (7.24)}$$

$$\Psi_{h,sp} = min\left(\left(\frac{250mm}{138mm}\right)^{2/3}; max\left(1; \left(\frac{90mm + 1{,}5 \cdot 85mm}{138mm}\right)^{2/3}\right); 2\right) = 1{,}354$$

$N_{Rk,sp}$ kN	γ_{Msp}	$N_{Rd,sp}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,sp}$ %
63,06	1,50	42,04	10,43	24,8

Anker-Nr.	$\beta_{N,sp}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2	24,8	1	$\beta_{N,sp:1}$
3, 4	22,9	2	$\beta_{N,sp:2}$

Widerstand gegenüber Querbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β_V %
Stahlversagen mit Hebelarm *	10,26	12,20	84,1
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	10,26	18,37	55,9
Betonkantenbruch	20,52	30,62	67,0

* Ungünstigster Anker

Stahlversagen mit Hebelarm



$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s,M})$$

$$V_{Rk,s,M} = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{l_a} = \frac{1 \cdot 495,4Nm}{0,033m} \div \left(1000\frac{N}{kN}\right) = 15,24kN \qquad \text{Gl. (7.37)}$$

$$M_{Rk,s} = M^0_{Rk,s} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right) = 519,0Nm \cdot \left(1 - \frac{5,93kN}{130,67kN}\right) = 495,4Nm \qquad \text{Gl. (7.38)}$$

$V_{Rk,s,M}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s,M}$ kN	V_{Ed} kN	β_{Vs} %
15,24	1,25	12,20	10,26	84,1

Anker-Nr.	β_{Vs} %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	79,2	1	$\beta_{Vs;1}$
2	84,1	2	$\beta_{Vs;2}$
3	78,9	3	$\beta_{Vs;3}$
4	83,6	4	$\beta_{Vs;4}$

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite



$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 13,78kN = 27,56kN \qquad \text{Gl. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N} \qquad \text{Gl. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c} = 32,87kN \cdot \frac{34.375mm^2}{72.900mm^2} \cdot 0,889 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 13,78kN$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,7 \cdot \sqrt{25,0N/mm^2} \cdot \left(90mm\right)^{1,5} = 32,87kN \qquad \text{Gl. (7.2)}$$

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{85mm}{135mm} = 0,889 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.4)}$$

$$\Psi_{ec,N} = 1{,}000$$ Gl. (7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1+\frac{2e_N}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 1{,}000 \leq 1$$ Gl. (7.6)

$$\Psi_{M,N} = 1{,}00 \geq 1$$ Gl. (7.7)

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mcp}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,cp}$ %
27,56	1,50	18,37	10,26	55,9

Anker-Nr.	$\beta_{V,cp}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
2	55,9	1	$\beta_{V,cp;1}$

Betonkantenbruch



$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,c})$$

$$V_{Rk,c} = V^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,V}}{A^0_{c,V}} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{re,V}$$ Gl. (7.40)

$$V_{Rk,c} = 12{,}70kN \cdot \frac{61.838mm^2}{32.513mm^2} \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}992 \cdot 0{,}955 \cdot 1{,}000 = 45{,}92kN$$

$$V^0_{Rk,c} = k_9 \cdot d^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$$ Gl. (7.41)

$$V^0_{Rk,c} = 1{,}7 \cdot \left(20mm\right)^{0.103} \cdot \left(90mm\right)^{0.075} \cdot \sqrt{25{,}0N/mm^2} \cdot \left(85mm\right)^{1.5} = 12{,}70kN$$

$$\alpha = 0{,}1 \cdot \sqrt{\frac{l_f}{c_1}} = 0{,}1 \cdot \sqrt{\frac{90mm}{85mm}} = 0{,}103 \qquad \beta = 0{,}1 \cdot \left(\frac{d}{c_1}\right)^{0.2} = 0{,}1 \cdot \left(\frac{20mm}{85mm}\right)^{0.2} = 0{,}075$$ Gl. (7.42/7.43)

$$\Psi_{s,V} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c_2}{1{,}5c_1} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{128mm}{1{,}5 \cdot 85mm} = 1{,}000 \leq 1$$ Gl. (7.45)

$$\Psi_{h,V} = max\left(1;\sqrt{\frac{1{,}5c_1}{h}}\right) = max\left(1;\sqrt{\frac{1{,}5 \cdot 85mm}{250mm}}\right) = 1{,}000 \geq 1$$ Gl. (7.46)

$$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{\left(cos\ \alpha_V\right)^2 + \left(0{,}5 \cdot sin\ \alpha_V\right)^2}} = \sqrt{\frac{1}{\left(cos\ 87{,}0\right)^2 + \left(0{,}5 \cdot sin\ 87{,}0\right)^2}} = 1{,}992 \geq 1$$ Gl. (7.48)

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot e_c}{3 \cdot c_1}} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot 6mm}{3 \cdot 85mm}} = 0{,}955 \leq 1$$ Gl. (7.47)

$$\Psi_{re,V} = 1{,}000$$

$V_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,c}$ %
45,92	1,50	30,62	20,52	67,0

Anker-Nr.	βv,c %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 3	31,4	1	βv,c1
2, 4	67,0	2	βv,c2

Ausnutzung für Zug- und Querlasten

Zuglasten	Ausnutzung βN %
Stahlversagen *	4,5
Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch	38,3
Betonausbruch	50,4
Versagen durch Spalten	24,8

Querlasten	Ausnutzung βV %
Stahlversagen mit Hebelarm *	84,1
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	55,9
Betonkantenbruch	67,0

* Ungünstigster Anker

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

Ausnutzung Stahl

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,s;2} = 0{,}05 \leq 1$$
$$\beta_{V,s} = \beta_{V,s;2} = 0{,}84 \leq 1$$

Gl.

Ausnutzung Beton

$$\beta_{N,c} = \beta_{N,c;1} = 0{,}50 \leq 1$$
$$\beta_{V,c} = \beta_{V,c;2} = 0{,}67 \leq 1$$
$$\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = \beta_{N,c;1}^{1,5} + \beta_{V,c;2}^{1,5} = 0{,}91 \leq 1$$

Gl. (7.68)

Nachweis erfolgreich

Anschluss am Fußpunkt Stütze Pos. 0.S47
siehe Verspannung Pos. 0.4.6

Pos. 0.4.6 Rundstahlverspannung
- mit Rundstahl ø20mm mit Endgewinden M20

1 Materialkennwerte/ Festigkeit
wie Pos. 0.4.4

d =			2,00 cm
A_{1_Rd} =	$\pi * d^2/4$	=	3,14 cm²

Grenzzugkraft:

Z_{t,Rd_1} =	67,08 kN
Z_{t,Rd_2} =	63,50 kN

2 statisches System
- siehe Pos. 0.4.4

3 Belastung
Horizontalkraft in Dachebene aus Windlast
siehe Pos. 0.4.4

horiz. Windlast für Aussteifungsverband Pos. 0.4.6, siehe Lastermittlung Pos. 0.4.4

$W_{0.4.4}$=	5,90 kN		
$W_{0.4.6}$=	$W_{0.4.4}$*SIN(22,7)	=	2,28 kN

unplanmäßige Gebäudeschiefstellung
Winkel unplanmäßige Schiefstellung

Φ_0=	1/200	=	0,005

angeschlossene Dachfläche, Belastung siehe Pos. 0.4.4

$N_{k_Verb_B}$=	1237 kN		
$H_{Imp_Verb_B}$=	$N_{k_Verb_B} * \Phi_0$	=	6,18 kN

Anzahl der wirksamen Aussteifungsverbände

n_V=	1

horizontale Ersatzlast für Aussteifungsverband

$H_{Imp_0.4.6}$=	$H_{Imp_Verb_B}/n_V$	=	6,18 kN

Lastzusammenstellung

$H_{k_0.4.6}$=	$W_{0.4.6}+H_{Imp_0.4.6}$	=	8,46 kN

Neigungswirkel zu Horizontalen

α_6=	ATAN(3,7/1,84)	=	63,56 °

Bem. Wert der Zugkraft in der Verspannung

$Z_{d,6}$=	1,5* $H_{k_0.4.6}$/ COS(α_6)	=	28,50 kN

Temperaturänderung
Annahme: max. Temperaturänderung bezogen auf die Einbautemp.
ΔT_1= 10,00 K
Länge der Verspannung, $L_{0_0.4.6}$= 10^3 *1,84/COS(α_6) = 4132 mm
Längenänderungen in der Verspannung :
E_S= 20000,00 kN/cm²
$\alpha_{T,S}$= $13*10^{-6}$ = 0,000013 1/K
ε_{S_T}= $\alpha_{T,S} * \Delta T_1$ = 0,000130
$\Delta l_{S_T_0.4.6}$= $\varepsilon_{S_T} * L_{0_0.4.6}$ = 0,54 mm

Dehnungsdifferenz
$\Delta\varepsilon_{_T_0.4.6}$= $\Delta l_{S_T_0.4.6}$/ $L_{0_0.4.6}$ = 0,00013

Stahlspannungsänderung aus Temperaturdifferenz (10K)
$\sigma_{S_T_0.4.6}$= $E_S * \Delta\varepsilon_{_T_0.4.6}$ = 2,60 kN/cm²

Längskraftänderung bei ΔT=10K:
ΔN_{S_10K}= $\sigma_{S_T_0.4.6} * A_{1_Rd}$ = 8,16 kN

Lastzusammenstellung
$Z_{d,0.4.6}$= $Z_{d,6} + \Delta N_{S_10K}$ = **36,66 kN**

4 Nachweis

Dehnung im Rundstahl
Normalspannung $\sigma_{_0.4.6}$= $Z_{d,0.4.6}$/ A_{1_Rd} = 11,68 kN/cm²

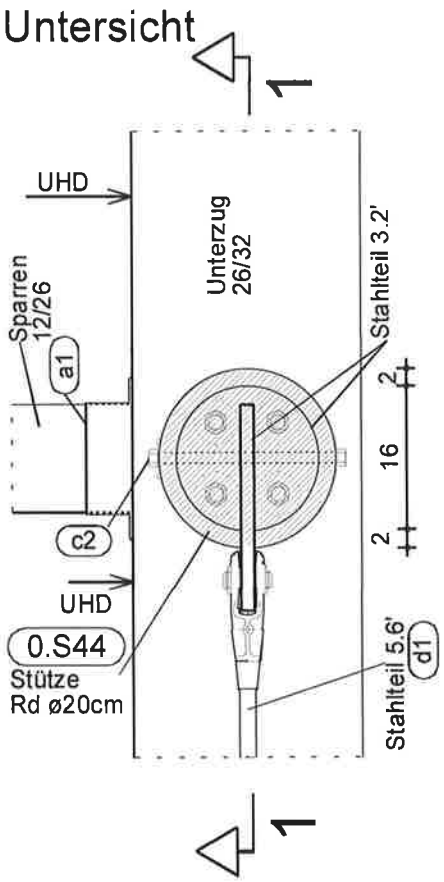
elast Dehnung gesamt, $\varepsilon_{el_0.4.6}$= $\sigma_{_0.4.6}$ / E_S = 0,000584
Längenänderung in Richtung Zugverspannung
$\Delta L_{_0.4.6}$= $L_{0_0.4.6} * \varepsilon_{el_0.4.6}$ = **2,4 mm**

horizontale Verformung in Dachebene
u_x= $\Delta L_{_0.4.6}$/ SIN(90-α_6) = **5,4 mm**

Nachweis Verspannung
$Z_{d,0.4.6}$ / MIN(Z_{t,Rd_1}; Z_{t,Rd_2}) = **<u>0,58 < 1</u>**

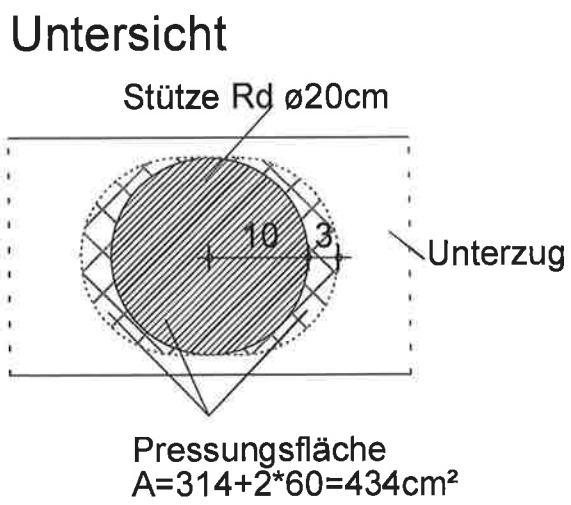
zur Lastweiterleitung
Z_k= $H_{k_0.4.6}$/ COS(α_6)+ΔN_{S_10K} = 27,16 kN
vertik. Kraftanteil
$F_{k,V}$= $Z_k * SIN(\alpha_6)$ = **24,32 kN**

Anschluss am Kopfpunkt Stütze Pos. 0.S44
Geometrie:



Längskraft (Druck) Stütze
aus Unterzug Pos. 0.3.19, Aufl. 2
$F_{d,g_0.3.19}$= 1,35*36,7 = 49,55 kN
$F_{d,V_0.3.19}$= 72,53 kN
über Holzpressung Unterzug (Pressung se.- Fa.) in Stütze eingeleitet

Nachweis Holzpressung Unterzug, Pressung se.- Fa (NH):
Pressungsfläche Stütze



d= 20 cm

Aussparungen für Mu M12 (4x ø3cm)

$A_{1.1}$ = $4*3^{2}*\pi /4$ = 28,3 cm²

A_{1_H} = $d^{2}*\pi /4+2*60 -A_{1.1}$ = 405,9 cm²

Bemessungswert der Anschlusskraft

F_{d_st}= $F_{d,g_0.3.19}$ = 49,55 kN

F_{d_ku}= $F_{d,V_0.3.19}$ = 72,53 kN

Nachweis

NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

$f_{c,90,k}$= 0,25 kN/cm²

$k_{c,90}$= 1,50

KLED ständig

$f_{c,90,d_st}$= $\kappa_{_st}*f_{c,90,k}$ = 0,115 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st}$ = F_{d_st} / A_{1_H} = 0,12 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_st} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_st})$ = **0,70 <1,0**

KLED kurz

$f_{c,90,d_ku}$= $\kappa_{_ku}*f_{c,90,k}$ = 0,173 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku}$ = F_{d_ku} / A_{1_H} = 0,18 kN/cm²

$\sigma_{c,90,d_ku} /(k_{c,90} * f_{c,90,d_ku})$ = **0,69 <1,0**

aus Verspannung Pos. 0.4.6

$F_{d,V1}$= $Z_{d,0.4.6}* SIN(\alpha_6)$ = 32,83 kN

Der vertikale Kraftanteil aus der Verspannung wird über die Kopfplatte ø180mm in die Stütze eingeleitet (Pressung par.- Fa.)

$F_{d,V_0.S44}$= $F_{d,V1}+ F_{d,V_0.3.19}$ = 105,36 kN

Holzpressung Stütze - Unterlegplatte ø180mm (par.- Fa.)
in ungünstiger Weise Nachweis mit gesamter Vertikalkraft

Plattendurchmesser d_S = 18,00 cm

Aussparungen für Mu M12 (4x ø3cm)

$A_{1.1}$ = $4*3^{2}*\pi /4$ = 28,3 cm²

A_{1_netto} = $d_S^{2}*\pi /4 -A_{1.1}$ = 226,2 cm²

Materialwerte:

Vollholz aus Nadelholz C24, S10

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

Holz/Dübel bes. Bauart $\kappa_{1,H}$ = 0,692

$f_{c,0,d}$ = $\kappa_{1,H} * 2,1$ = 1,45 kN/cm²

$\sigma_{c,0,d}$ = $F_{d,V_0.S44}$ / A_{1_netto} = 0,47 kN/cm²

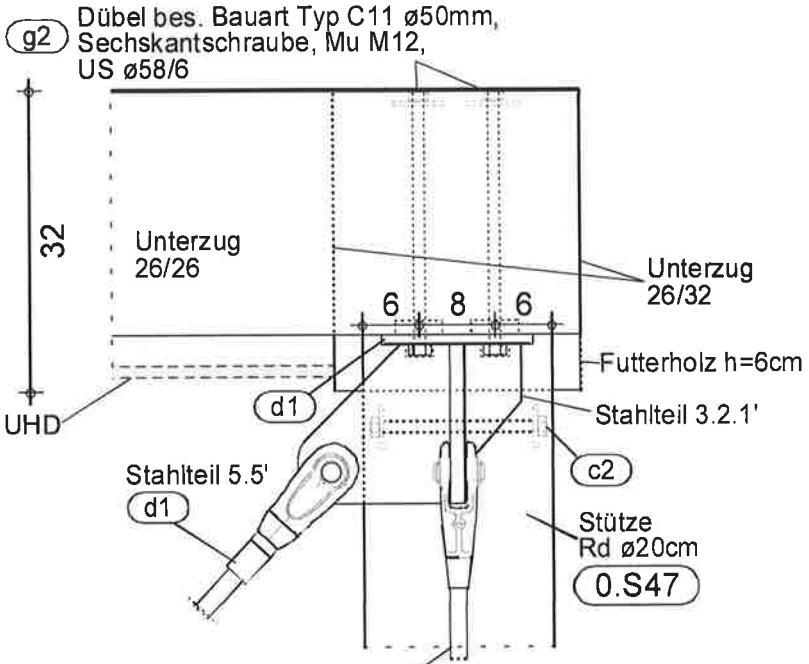
$\sigma_{c,0,d}$ / $f_{c,0,d}$ = **0,32 < 1**

Horizontalkraft
am Anschluss aus Verspannungen 0.4.6
$F_{d,H}$= $Z_{d,0.4.6}$* COS($\alpha_{6)}$ = 16,32 kN

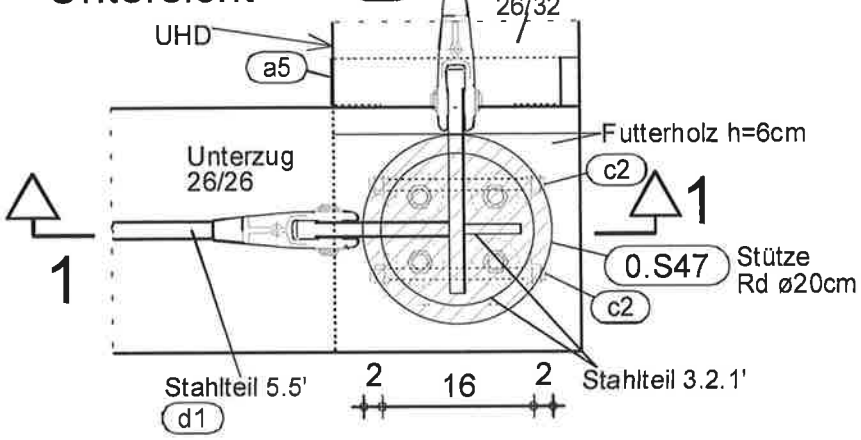
Lasteinleitung in Unterzug
gewählt: 4x Verbindungseinheit mit Einpressdübel Typ C11 ø50mm, Sechskantschraube M12, Mu, US 24/3, 58/6
Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.4.3- Stütze 0.S1

Anschluss am Kopfpunkt Stütze Pos. 0.S47
Geometrie:

Schnitt 1-1 (0.4.5), (0.4.6)



Untersicht



Längskraft (Druck) Stütze
aus Unterzug Pos. 0.3.19, Aufl. 3, UZ Pos. 0.3.22 Aufl. 2
siehe Lastzuammenstellung Pos. 0.3.22
aus Eig. $F_{d,g_0.3.19_0.3.22}$= 3,92 kN
$F_{d,V_0.3.19_0.3.22}$= 17,46 kN
über Holzpressung Unterzug (Pressung se.- Fa.) in Stütze eingeleitet

aus Verspannung Pos. 0.4.5, 0.4.6
aus Pos. 0.4.5, $Z_{d,0.4.5}$= 25,27 kN
mit α_5= 46,43 °
$F_{d,V1}$= $Z_{d,0.4.5}$* SIN(α_5)+ $Z_{d,0.4.6}$* SIN(α_6) = 51,13 kN
Der vertikale Kraftanteil aus der Verspannung wird über die Kopfplatte ø180mm in die Stütze eingeleitet (Pressung par.- Fa.)

Lastzusammenstellung
$F_{d,V_0.S47}$= $F_{d,V1}$+ $F_{d,V_0.3.19_0.3.22}$ = 68,59 kN

Nachweis Holzpressung Unterzug und Stütze bei geringerer Beanspruchung wie Stütze 0.S44

result. Horizontalkraft am Anschluss aus Verspannungen 0.4.5, 0.4.6
$F_{d,H_0.S47}$= $\sqrt{((Z_{d,0.4.5}* \cos(\alpha_5))^2+(Z_{d,0.4.6}* \cos(\alpha_6))^2)}$ = 23,87 kN

Lasteinleitung in Unterzug
gewählt: 4x Verbindungseinheit mit Einpressdübel Typ C11 ø50mm, Sechskantschraube M12, Mu, US 24/3, 58/6
Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.4.3- Stütze 0.S1

Anschluss am Fußpunkt Stütze Pos. 0.S44
Geometrie: wie Pos. 0.4.1 Stütze 0.S19

Längskraft (Druck) Stütze
Einleitung über Kontaktpressung in Fußplatte/ Bodenplatte
Eigengewicht Stütze mit h= 3,8m
G_{St}= $0{,}2^{2}*\pi /4 *3{,}8*5$ = 0,60 kN

Holzpressung Stütze - Fußplatte (par.- Fa.)
Stützendurchmesser d_{St} = 20,00 cm

Aussparungen für Anschlussstahlteil (2x 1x20cm)
$A_{1.2}$ = 2*1*20 = 40,0 cm²
A_{2_netto} = $d_{St}^{2}*\pi /4 -A_{1.2}$ = 274,2 cm²

$\sigma_{c,0,d}$ = ($F_{d,V_0.S44}$+1,35*G_{St}) / A_{2_netto} = 0,39 kN/cm²
$\sigma_{c,0,d}$ / $f_{c,0,d}$ = **0,27 < 1**

Horizontalkraft am Anschluss aus Verspannungen 0.4.6
$F_{d,H_0.S44}$= $Z_{d,0.4.6}$* COS(α_6) = 16,32 kN

min. Vertikalkraft am Stützenfußpunkt
- durch Verbundanker in Bodenplatte eingeleitet
aus Verspannung

$F_{d,V1}$= $-Z_{d,0.4.6} * SIN(\alpha_6)$ = -32,83 kN

min. Auflast aus Eig. UZ Pos. 0.3.19, Aufl. 2, Stütze

$F_{g_0.3.19}$= 36,70 kN

$G_{1,d}$= $0,9 * (F_{g_0.3.19}+G_{St})$ = 33,57 kN

min.$F_{V,d}$= $F_{d,V1}+G_{1,d}$ = 0,74 kN

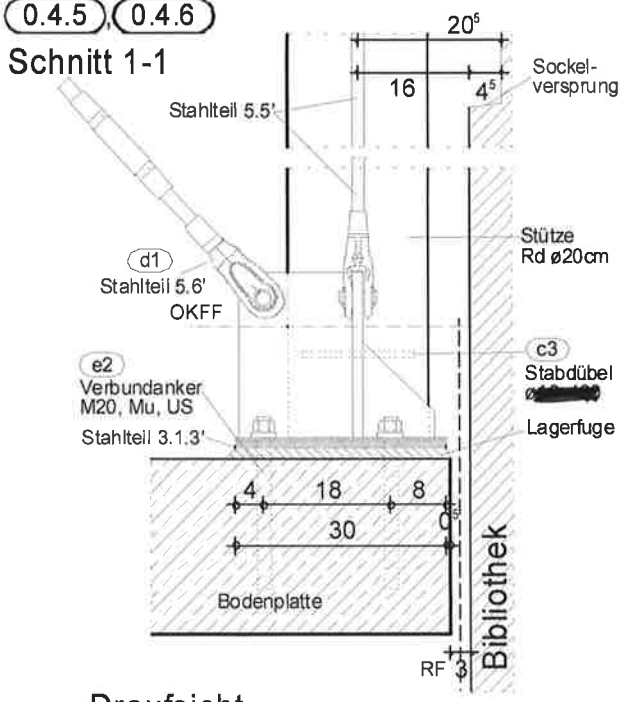
Nachweis wie Pos. 0.4.1

Anschluss am Fußpunkt Stütze Pos. 0.S47
Geometrie:

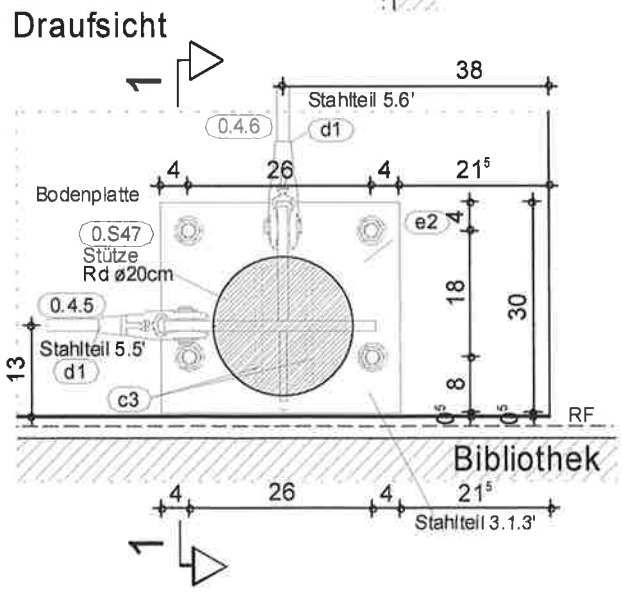
Anschluss Verspannung- Stütze/ Bodenplatte

0.4.5, 0.4.6

Schnitt 1-1



Draufsicht



Längskraft (Druck) Stütze
Einleitung über Kontaktpressung in Fußplatte/ Bodenplatte
Eigengewicht Stütze mit h= 3,8m
G_{St}= $0{,}2^{2}*\pi/4*3{,}8*5$ = 0,60 kN

Holzpressung Stütze - Fußplatte (par.- Fa.)
Stützendurchmesser d_{St} = 20,00 cm
Aussparungen für Anschlussstahlteil (2x 1x20cm)
$A_{1.2}$ = 2*1*20 = 40,0 cm²
A_{2_netto} = $d_{St}^{2}*\pi/4 - A_{1.2}$ = 274,2 cm²

$\sigma_{c,0,d}$ = $(F_{d,V_0.S47}+1{,}35*G_{St}) / A_{2_netto}$ = 0,25 kN/cm²
$\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d}$ = **0,17 < 1**

Horizontalkräfte am Anschluss aus Verspannungen 0.4.2, 0.4.3
$F_{d,H_0.4.5}$= $Z_{d,0.4.5}* COS(\alpha_5)$ = 17,42 kN
$F_{d,H_0.4.6}$= $Z_{d,0.4.6}* COS(\alpha_6)$ = 16,32 kN

result. Horizontalkrafte
$F_{d,H_}$= $F_{d,H_0.S47}$ = 23,87 kN

min. Vertikalkraft am Stützenfußpunkt
- durch Verbundanker in Bodenplatte eingeleitet
aus Verspannung
$F_{d,V1}$= $-(Z_{d,0.4.5}* SIN(\alpha_5)+Z_{d,0.4.6}* SIN(\alpha_6))$ = -51,13 kN

min. Auflast aus Eig. UZ Pos. 0.3.19, Aufl. 3, Pos. 0.3.22, Aufl. 2, Stütze
$F_{g_0.3.19}$= 0,50 kN
$F_{g_0.3.22}$= 2,40 kN
$G_{1,d}$= $0{,}9* (F_{g_0.3.19}+F_{g_0.3.22}+G_{St})$ = 3,15 kN
min.$F_{V,d}$= $F_{d,V1}+G_{1,d}$ = -47,98 kN

Anschluss mit 4x Verbundanker M20, z.B. Fa. Fischer Typ FIS A M20x245 8.8 mit FIS SB Nachweis mit H_{x0}= 18 kN, H_y= 18 kN, min.V=-48kN

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem	fischer Superbond-System
Injektionsmörtel	FIS SB 390 S
Befestigungselement	Ankerstange FIS A M 20 x 245 8.8, galvanisch verzinkter Stahl, Festigkeitsklasse 8.8
Rechnerische Verankerungstiefe	150 mm
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-12/0258, Option 1, Erteilungsdatum 17.06.2020

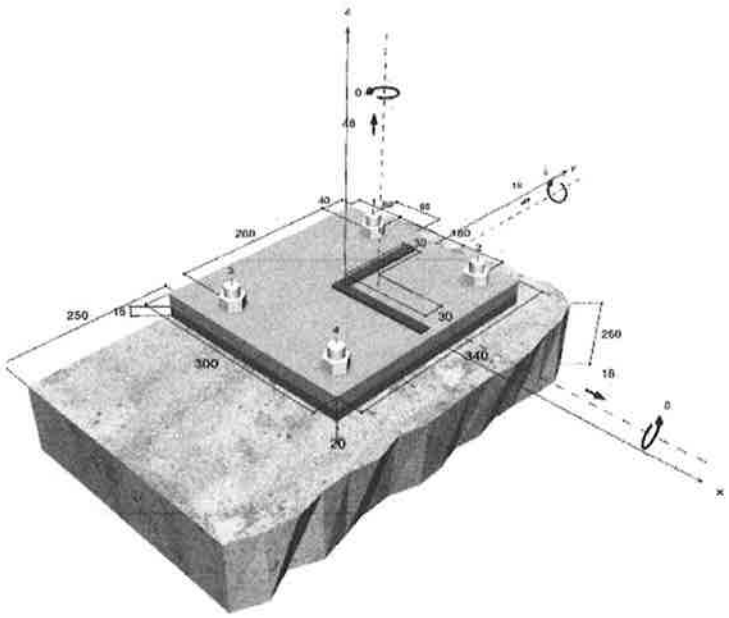


Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



Nicht maßstabsgetreu

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	in Anlehnung an EN1992-4:2018 Verbundanker
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Temperaturbereich	24 °C Langzeittemperatur, 40 °C Kurzzeittemperatur
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Ohne Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	Ringspalt verfüllt
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Ankerplatte mit nicht tragender Ausgleichsschicht, g = 15 mm rechn. Hebelarm l_s = 35 mm Einspanngrad α_M = 1,0 Mörteldruckfestigkeit: 30,0 N/mm²
Ankerplattenmaße	300 mm x 340 mm x 20 mm
Profiltyp	Benutzerdefiniertes Profil

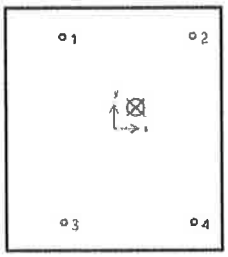
Bemessungslasten *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Belastungsart
1	48,00	18,00	18,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	13,44	6,92	4,97	4,82
2	16,10	6,49	4,97	4,18
3	7,90	6,29	4,03	4,82
4	10,56	5,80	4,03	4,18



Max. Betonstauchung :	0,00 ‰
Max. Betondruckspannung :	0,0 N/mm²
Resultierende Zugkraft :	48,00 kN , X/Y Position (30 / 30)
Resultierende Druckkraft :	0,00 kN , X/Y Position (0 / 0)

Widerstand gegenüber Zugbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β_N %
Stahlversagen *	16,10	130,67	12,3
Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch	48,00	56,74	84,6
Betonausbruch	48,00	55,66	86,2
Versagen durch Spalten	48,00	61,47	78,1

* Ungünstigster Anker

Stahlversagen

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,s}$ %
196,00	1,50	130,67	16,10	12,3

Anker-Nr.	$\beta_{N,s}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	10,3	1	$\beta_{N,s;1}$
2	12,3	2	$\beta_{N,s;2}$
3	6,0	3	$\beta_{N,s;3}$
4	8,1	4	$\beta_{N,s;4}$

Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



$$N_{Rk,p} = N^0_{Rk,p} \cdot \frac{A_{p,N}}{A^0_{p,N}} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np} \qquad \text{Gl. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p} = 72{,}10kN \cdot \frac{347.900mm^2}{202.500mm^2} \cdot 0{,}813 \cdot 1{,}000 \cdot 0{,}845 \cdot 1{,}000 = 85{,}11kN$$

$$N^0_{Rk,p} = \Psi_{sus} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = 1{,}00 \cdot \pi \cdot 20mm \cdot 150mm \cdot 7{,}7N/mm^2 = 72{,}10kN \qquad \text{Gl. (7.14)}$$

$$\Psi_{sus} = 1{,}00 \qquad \text{Gl. (7.14a)}$$

$$\alpha_{sus} = 0{,}00 \leq \Psi^0_{sus} = 0{,}84$$

$$s_{cr,Np} = min\left(7{,}3 \cdot d \cdot \left(\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,ucr}\right)^{0{,}5} ; 3 \cdot h_{ef}\right) \qquad \text{Gl. (7.15)}$$

$$s_{cr,Np} = min\left(7{,}3 \cdot 20mm \cdot \left(1{,}00 \cdot 13{,}0N/mm^2\right)^{0{,}5} ; 3 \cdot 150mm\right) = 450mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{450mm}{2} = 225mm \qquad \text{Gl. (7.16)}$$

$$\Psi_{s,Np} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{85mm}{225mm} = 0{,}813 \leq 1$$ Gl. (7.20)

$$\Psi_{g,Np} = max\left(1;\ \Psi^0_{g,Np} - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot \left(\Psi^0_{g,Np} - 1\right)\right) = 1{,}000 - \sqrt{\frac{220mm}{450mm}} \cdot \left(1{,}000 - 1\right) = 1{,}000 \geq 1$$ Gl. (7.17)

$$\Psi^0_{g,Np} = max\left(1;\ \sqrt{n} - \left(\sqrt{n} - 1\right) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5}\right)$$ Gl. (7.18)

$$\Psi^0_{g,Np} = max\left(1;\ \sqrt{4} - \left(\sqrt{4} - 1\right) \cdot \left(\frac{7{,}7N/mm^2}{7{,}5N/mm^2}\right)^{1,5}\right) = 1{,}000 \geq 1$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d}\sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} = \frac{7{,}7}{3{,}14 \cdot 20mm}\sqrt{150mm \cdot 25{,}0N/mm^2} = 7{,}5N/mm^2$$ Gl. (7.19)

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2 e_n}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 0{,}957 \cdot 0{,}882 = 0{,}845 \leq 1$$ Gl. (7.21)

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 10mm}{450mm}} = 0{,}957 \leq 1 \qquad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 30mm}{450mm}} = 0{,}882 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1{,}000$$ Gl. (7.5)

$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,p}$ %
85,11	1,50	56,74	48,00	84,6

Anker-Nr.	$\beta_{N,p}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	84,6	1	$\beta_{N,p;1}$

Betonausbruch



$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$ Gl. (7.1)

$$N_{Rk,c} = 70{,}73kN \cdot \frac{347.900mm^2}{202.500mm^2} \cdot 0{,}813 \cdot 1{,}000 \cdot 0{,}845 \cdot 1{,}000 = 83{,}49kN$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7{,}7 \cdot \sqrt{25{,}0N/mm^2} \cdot \left(150mm\right)^{1,5} = 70{,}73kN$$ Gl. (7.2)

$$\Psi_{s,N} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{85mm}{225mm} = 0{,}813 \leq 1$$ Gl. (7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1{,}000$$ Gl. (7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 e_n}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 0{,}957 \cdot 0{,}882 = 0{,}845 \leq 1$$ Gl. (7.6)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 10mm}{450mm}} = 0{,}957 \leq 1 \qquad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 30mm}{450mm}} = 0{,}882 \leq 1$$

$$\Psi_{M,N} = 1{,}00 \geq 1$$ Gl. (7.7)

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,c}$ %
83,49	1,50	55,66	48,00	86,2

Anker-Nr.	$\beta_{N,c}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	86,2	1	$\beta_{N,c:1}$

Versagen durch Spalten bei Belastung



$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}} \quad (N_{Rd,sp})$$

$$N_{Rk,sp} = N^0_{Rk,sp} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{h,sp} \qquad \text{Gl. (7.23)}$$

$$N_{Rk,sp} = 70{,}73kN \cdot \frac{373.700mm^2}{230.400mm^2} \cdot 0{,}806 \cdot 1{,}000 \cdot 0{,}853 \cdot 1{,}168 = 92{,}20kN$$

$$\Psi_{s,N} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{85mm}{240mm} = 0{,}806 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.4)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1{,}000 \qquad \text{Gl. (7.5)}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 e_n}{s_{cr,sp}}} = \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 0{,}960 \cdot 0{,}889 = 0{,}853 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.6)}$$

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 10mm}{480mm}} = 0.960 \leq 1 \qquad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 30mm}{480mm}} = 0{,}889 \leq 1$$

$$\Psi_{h,sp} = min\left(\left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{2/3}; max\left(1; \left(\frac{h_{ef} + 1{,}5\, c_1}{h_{min}}\right)^{2/3}\right); 2\right) \qquad \text{Gl. (7.24)}$$

$$\Psi_{h,sp} = min\left(\left(\frac{250mm}{198mm}\right)^{2/3}; max\left(1; \left(\frac{150mm + 1{,}5 \cdot 85mm}{198mm}\right)^{2/3}\right); 2\right) = 1{,}168$$

$N_{Rk,sp}$ kN	γ_{Msp}	$N_{Rd,sp}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,sp}$ %
92,20	1,50	61,47	48,00	78,1

Anker-Nr.	$\beta_{N,sp}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	78,1	1	$\beta_{N,sp:1}$

Widerstand gegenüber Querbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung βv %
Stahlversagen mit Hebelarm [a]	6,92	10,64	65,1
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	25,46	120,80	21,1
Betonkantenbruch	4,82	19,24	25,1

[a] Ungünstigster Anker

Stahlversagen mit Hebelarm



$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s,M})$$

$$V_{Rk,s,M} = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{l_a} = \frac{1 \cdot 465{,}6Nm}{0{,}035m} \div \left(1000\frac{N}{kN}\right) = 13{,}30kN \qquad \text{Gl. (7.37)}$$

$$M_{Rk,s} = M^0_{Rk,s} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right) = 519{,}0Nm \cdot \left(1 - \frac{13{,}44kN}{130{,}67kN}\right) = 465{,}6Nm \qquad \text{Gl. (7.38)}$$

$V_{Rk,s,M}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s,M}$ kN	V_{Ed} kN	β_{Vs} %
13,30	1,25	10,64	6,92	65,1

Anker-Nr.	β_{Vs} %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	65,1	1	$\beta_{Vs;1}$
2	62,4	2	$\beta_{Vs;2}$
3	56,4	3	$\beta_{Vs;3}$
4	53,2	4	$\beta_{Vs;4}$

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite



$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 90{,}60kN = 181{,}20kN \qquad \text{Gl. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N} \qquad \text{Gl. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c} = 70{,}73kN \cdot \frac{347.900mm^2}{202.500mm^2} \cdot 0{,}813 \cdot 1{,}000 \cdot 0{,}917 \cdot 1{,}000 = 90{,}60kN$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7{,}7 \cdot \sqrt{25{,}0N/mm^2} \cdot \left(150mm\right)^{1,5} = 70{,}73kN \qquad \text{Gl. (7.2)}$$

$$\Psi_{s,N} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{85mm}{225mm} = 0{,}813 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.4)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1{,}000$$ Gl. (7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1+\frac{2c_c}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 0{,}957 \cdot 0{,}957 = 0{,}917 \leq 1$$ Gl. (7.6)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot 10mm}{450mm}} = 0{,}957 \leq 1 \qquad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot 10mm}{450mm}} = 0{,}957 \leq 1$$

$$\Psi_{M,N} = 1{,}00 \geq 1$$ Gl. (7.7)

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mcp}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,cp}$ %
181,20	1,50	120,80	25,46	21,1

Anker-Nr.	$\beta_{V,cp}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	21,1	1	$\beta_{V,cp;1}$

Betonkantenbruch



$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \qquad (V_{Rd,c})$$

$$V_{Rk,c} = V^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,V}}{A^0_{c,V}} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{re,V}$$ Gl. (7.40)

$$V_{Rk,c} = 14{,}43kN \cdot \frac{32.513mm^2}{32.513mm^2} \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 2{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 28{,}86kN$$

$$V^0_{Rk,c} = k_9 \cdot d^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1{,}5}$$ Gl. (7.41)

$$V^0_{Rk,c} = 1{,}7 \cdot \left(20mm\right)^{0{,}133} \cdot \left(150mm\right)^{0{,}075} \cdot \sqrt{25{,}0N/mm^2} \cdot \left(85mm\right)^{1{,}5} = 14{,}43kN$$

$$\alpha = 0{,}1 \cdot \sqrt{\frac{l_f}{c_1}} = 0{,}1 \cdot \sqrt{\frac{150mm}{85mm}} = 0{,}133 \qquad \beta = 0{,}1 \cdot \left(\frac{d}{c_1}\right)^{0{,}2} = 0{,}1 \cdot \left(\frac{20mm}{85mm}\right)^{0{,}2} = 0{,}075$$ Gl. (7.42/7.43)

$$\Psi_{s,V} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c_2}{1{,}5c_1} = 0{,}7 + 0.3 \cdot \frac{128mm}{1.5 \cdot 85mm} = 1{,}000 \leq 1$$ Gl. (7.45)

$$\Psi_{h,V} = max\left(1; \sqrt{\frac{1{,}5c_1}{h}}\right) = max\left(1; \sqrt{\frac{1{,}5 \cdot 85mm}{250mm}}\right) = 1{,}000 \geq 1$$ Gl. (7.46)

$$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{\left(cos\ \alpha_V\right)^2 + \left(0.5 \cdot sin\ \alpha_V\right)^2}} = \sqrt{\frac{1}{\left(cos\ 90{,}0\right)^2 + \left(0.5 \cdot sin\ 90{,}0\right)^2}} = 2{,}000 \geq 1$$ Gl. (7.48)

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1+\frac{2\,c_c}{3\,c_1}} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot 0mm}{3 \cdot 85mm}} = 1{,}000 \leq 1$$ Gl. (7.47)

$$\Psi_{re,V} = 1{,}000$$

$V_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,c}$ %
28,86	1,50	19,24	4,82	25,1

Anker-Nr.	$\beta_{V,c}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	25,1	1	$\beta_{V,c;1}$
3	25,1	2	$\beta_{V,c;2}$
2, 4	12,6	3	$\beta_{V,c;3}$

Ausnutzung für Zug- und Querlasten

Zuglasten	Ausnutzung β_N %
Stahlversagen *	12,3
Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch	84,6
Betonausbruch	86,2
Versagen durch Spalten	78,1

Querlasten	Ausnutzung β_V %
Stahlversagen mit Hebelarm *	65,1
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	21,1
Betonkantenbruch	25,1

* Ungünstigster Anker

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

Ausnutzung Stahl

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,s;2} = 0{,}12 \leq 1$$
$$\beta_{V,s} = \beta_{V,s;1} = 0{,}65 \leq 1$$

Gl.

Ausnutzung Beton

$$\beta_{N,c} = \beta_{N,c;1} = 0{,}86 \leq 1$$
$$\beta_{V,c} = \beta_{V,c;1} = 0{,}25 \leq 1$$
$$\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = \beta_{N,c;1}^{1,5} + \beta_{V,c;1}^{1,5} = 0{,}03 \leq 1$$

Gl. (7.56)

Nachweis erfolgreich

Pos. 0.S1 bis 0.S20

Stützen im EG, Verbinder A
d=20cm, NH S10, Fkl. C24

1 statisches System: wie Pos. 0.S21
Abmessungen zum Nachweis ø20cm, $l_K \leq 3{,}8$m

2 Belastung

siehe Ausdruck nachf. Seite

2.1 Lastfallkombinationen:

LK1	**1,35* Eig**
LK2	**1,35* Eig+1,50*0,7*QNutz (L)+1,50*QSonst.(L) +1,5*0,5* Schnee+1,5*0,6*Wind**
LK3	**1,35* Eig+1,50*QNutz (L)+1,50*0,8*QSonst. +1,5*0,5* Schnee+1,5*0,6*Wind**
LK4	**1,35* Eig+1,50*0,7*QNutz+1,50*0,8*QSonst. +1,5* Schnee(L)+1,5*0,6*Wind**
LK5	**1,35* Eig+1,5*0,7*QNutz+1,5*0,8*QSonst. +1,5*0,5*Schnee+1,5*Wind**
LK6	**1,0* Eig+0,7*QNutz+0,5*QSonst. +2,3* außergew.Schnee**
LK7	**1,0* Eig+0,6*QNutz+0,8*QSonst. +2,3* außergew.Schnee**
LK8	**maßgeb. GZT: LK1 o LK2 o LK3 o LK4 o LK5 o LK6 o LK7**

L- Leiteinwirkung

3 Nachweise:
- bei gleicher Systemlänge/ geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.S32

		LF1	LF1	LF3	LF2	LF4	LF5	LF6								
Stütze Pos.	**Belastung aus Pos.**	**Eig. Stütze (kN)**	**Eigengew. (kN)**	**Nutzlast sonst. (kN)**	**Nutzlast Kat.C (kN)**	**Schnee (kN)**	**Schnee außergew. (kN)**	**Wind/ Schiefst vertik. Anteil (kN)**	**LK1 (kN)**	**LK2 (kN)**	**LK3 (kN)**	**LK4 (kN)**	**LK5 (kN)**	**LK6 (kN)**	**LK7 (kN)**	**LK8 GZT (kN)**
0.S1	0.3.1. A1/ 0.4.2/0.4.3	1,0	26,1	10,8		11,0	18,4	41,5	36,6	98,4	95,1	103,4	120,0	50,9	54,1	**120,0**
0.S2	0.3.2. A1/ 0.4.2	1,0	32,1	21,3		21,7	36,2	14,5	44,7	106,0	99,6	115,9	108,3	80,0	86,3	**115,9**
0.S3	0.3.3. A1	1,0	32,1	20,5		20,4	34,1		44,7	90,7	84,6	99,9	84,6	77,5	83,6	**99,9**
0.S4	0.3.4. A1	1,0	24,9	16,6		17,0	28,3		35,0	72,6	67,6	80,4	67,6	62,5	67,5	**80,4**
0.S5	0.3.5. A1	1,0	24,9	16,6		17,0	28,3		35,0	72,6	67,6	80,4	67,6	62,5	67,5	**80,4**
0.S6	0.3.6. A1	1,0	16,7	11,1		11,3	18,9		23,9	49,0	45,7	54,2	45,7	42,2	45,5	**54,2**
0.S7	0.3.7. A1	1,0	9,3	4,2		4,2	7,1		13,9	23,4	22,1	25,2	22,1	19,5	20,8	**25,2**
0.S8	0.3.11. A2/ 0.3.4 A2	1,0	28,9	12,5		15,0	25,1		40,4	70,4	66,6	77,9	66,6	61,3	65,0	**77,9**
0.S9	0.3.11 A3/ 0.3.5, A2	1,0	26,4	12,2		13,9	23,3		37,0	65,7	62,1	72,5	62,1	56,8	60,5	**72,5**
0.S10	0.3.11. A4/0.3.6, A2	1,0	26,7	11,2		14,2	23,7		37,4	64,8	61,5	72,1	61,5	57,0	60,4	**72,1**
0.S11	0.3.11. A5/ 0.3.7, A2	1,0	11,6	4,6		5,2	8,7		17,0	27,8	26,4	30,3	26,4	23,6	25,0	**30,3**
0.S12	0.3.8. A1/ 0.3.1, A2/ 0.4.3	1,0	22,8	13,4		13,4	22,5	27,0	32,1	86,6	82,5	92,6	98,7	53,0	57,0	**98,7**
0.S13	0.3.8 A2/0.3.2, A2	1,0	45,6	32,4		31,9	53,3		62,9	135,4	125,7	149,6	125,7	116,1	125,8	**149,6**
0.S14	0.3.8 A3/0.3.3, A2	1,0	38,7	25,6		24,0	40,0		53,6	110,0	102,3	120,3	102,3	92,5	100,2	**120,3**
0.S15	0.3.9. A1	1,0	14,4	11,2		11,1	18,5		20,8	45,9	42,6	50,9	42,6	39,5	42,9	**50,9**
0.S16	0.3.9. A2	1,0	45,4	31,5		30,5	50,8		62,6	132,8	123,3	146,2	123,3	113,0	122,4	**146,2**
0.S17	0.3.9. A3	1,0	27,8	19,8		18,7	31,2		38,9	82,6	76,7	90,7	76,7	69,9	75,8	**90,7**
0.S18	0.3.10. A1/ 0.4.1	1,0	11,8	5,6		5,6	9,4	23,2	17,3	50,8	49,1	53,3	63,0	25,0	26,7	**63,0**
0.S19	0.3.10. A2/ 0.4.1	1,0	36,9	15,9		15,4	25,7	23,2	51,2	107,4	102,7	114,2	116,6	71,6	76,3	**116,6**
0.S20	0.3.10. A3	1,0	22,0	9,8		9,2	15,3		31,1	52,7	49,7	56,6	49,7	43,2	46,1	**56,6**
0.S21	*1.S3/ 0.3.12, A1*	*1,0*	*37,0*	*11,1*	*18,7*	*11,1*	*18,4*		*51,3*	*95,9*	*101,0*	*100,9*	*92,5*	*75,0*	*76,5*	***101,0***
0.S22	*1.S4/ 0.3.12, A2*	*1,0*	*37,0*	*11,1*	*18,7*	*11,1*	*18,4*		*51,3*	*95,9*	*101,0*	*100,9*	*92,5*	*75,0*	*76,5*	***101,0***
0.S23	*1.S1/ 0.3.13, A1*	*1,0*	*33,7*	*7,7*	*20,1*	*7,8*	*12,8*		*46,8*	*85,3*	*92,0*	*88,8*	*83,0*	*65,4*	*65,7*	***92,0***
0.S24	*1.S2/ 0.3.13, A2*	*1,0*	*33,7*	*7,7*	*20,1*	*7,8*	*12,8*		*46,8*	*85,3*	*92,0*	*88,8*	*83,0*	*65,4*	*65,7*	***92,0***
0.S25	0.3.15. A1	1,0	5,8	6,4		3,9	6,4		9,2	21,7	19,8	22,7	19,8	16,4	18,3	**22,7**
0.S26	0.3.16. A1	1,0	26,5	17,5		17,8	29,7		37,1	76,7	71,5	84,8	71,5	66,0	71,2	**84,8**
0.S27	0.3.17. A1	1,0	19,8	14,4		13,4	22,3		28,1	59,7	55,4	65,5	55,4	50,3	54,6	**65,5**
0.S28	0.3.18. A1/ 0.4.4	1,0	0,0	7,3		0,0	0,0	14,3	1,4	25,2	23,0	23,0	31,6	4,7	6,8	**31,6**
0.S29	0.3.19. A1	1,0	19,9	8,4		8,4	14,0	14,3	28,2	60,0	57,5	63,8	66,1	39,1	41,6	**66,1**
0.S30	0.3.15. A2	1,0	30,6	18,9		19,3	32,2		42,7	85,5	79,8	94,3	79,8	73,3	78,9	**94,3**
0.S31	0.3.15. A3	1,0	40,2	25,2		25,7	42,8		55,6	112,7	105,1	124,4	105,1	96,6	104,2	**124,4**
0.S32	0.3.16. A2	1,0	53,5	35,3		36,0	60,0		73,6	153,5	142,9	169,9	142,9	132,2	142,7	**169,9**
0.S33	0.3.17. A2	1,0	38,3	26,8		25,9	43,2		53,1	112,7	104,6	124,1	104,6	95,9	103,9	**124,1**
0.S34	0.3.18. A2	1,0	46,7	31,4		31,3	52,2		64,4	135,0	125,6	149,0	125,6	115,6	125,0	**149,0**
0.S35	0.3.15. A4	1,0	39,6	26,5		24,9	41,5		54,8	113,2	105,3	124,0	105,3	95,4	103,3	**124,0**
0.S36	0.3.16. A3	1,0	29,1	25,3		19,6	32,6		40,6	93,3	85,7	100,4	85,7	75,4	82,9	**100,4**
0.S37	0.3.17. A3	1,0	33,6	24,1		22,3	37,1		46,7	99,6	92,4	109,1	92,4	83,8	91,0	**109,1**
0.S38	*0.3.14. A1, 0.3.23 A1*	*1,0*	*15,7*	*7,3*		*7,4*	*12,1*		*22,5*	*39,0*	*36,9*	*42,4*	*36,9*	*32,5*	*34,6*	***42,4***
für Pos. 0.S38 zur Lastweiterleitung angesetzt (sh. Erläuterung Pos. BPl2):																
0.S38	0.3.14. A1	1,0	6,6	2,9		2,8	4,6		10,3	16,7	15,8	17,9	15,8	13,7	14,5	**17,9**
0.S39	0.3.14. A2/ 0.3.20. A1	1,0	15,4	5,1		7,7	12,8		22,1	35,6	34,0	39,8	34,0	31,8	33,3	**39,8**
0.S40	0.3.20. A2/ 0.3.15. A5	1,0	14,7	10,2		13,6	22,8		21,2	46,7	43,6	53,8	43,6	43,6	46,7	**53,8**
0.S41	0.3.20. A3/ 0.3.16, A4	1,0	20,7	12,9		20,2	33,6		29,3	63,8	59,9	75,1	59,9	61,8	65,6	**75,1**
0.S42	0.3.20. A4/ 0.3.17, A4	1,0	15,0	10,4		11,2	18,6		21,6	45,6	42,5	50,9	42,5	39,8	42,9	**50,9**
0.S43	0.3.18. A3	1,0	48,1	30,2		30,6	51,0		66,3	134,5	125,5	148,4	125,5	115,2	124,3	**148,4**
0.S44	0.3.19. A2/ 0.4.6	1,0	36,7	15,5		15,5	25,8	24,3	50,9	107,7	103,0	114,6	117,6	71,3	75,9	**117,6**
0.S45	0.3.14. A3	1,0	3,4	0,8		0,8	1,3		5,9	7,7	7,5	8,1	7,5	6,1	6,3	**8,1**
0.S46	0.3.22, A1/ 0.3.18. A4/ 0.4,5	1,0	13,6	6,2		6,3	10,5	14,2	19,7	46,5	44,6	49,4	53,1	28,2	30,1	**53,1**
0.S47	0.3.22, A2/ 0.3.19, A3/0.4.5/0.4.6	1,0	2,9	5,0		4,9	8,2	38,5	5,3	51,1	49,6	53,3	72,7	14,6	16,1	**72,7**

Pos. 0.S21 Stütze im EG, Achse $B1_{VBA}$
d=20cm, NH S10, Fkl. C24

1 statisches System:
siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis ø20cm, $l_K \leq 3{,}8$m

2 Belastung
aus Pos. 1.S3, Stütze im OG

$G_{1.S3}$=	11,47 kN
sonst. veränderl. $Q_{Sonst_1.S3}$=	7,20 kN
$S_{1.S3}$=	7,20 kN
$S_{_A_1.S3}$=	11,90 kN

aus Pos. 0.3.12, Unterzug im EG

$G_{0.3.12}$=	25,50 kN
Nutzlast, $Q_{Nutz_0.3.12}$=	18,70 kN
sonst. veränderl. $Q_{Sonst_0.3.12}$=	3,90 kN
$S_{0.3.12}$=	3,90 kN
$S_{_A_0.3.12}$=	6,50 kN

Lastzusammenstellung an OK Stütze

G=	$G_{1.S3}+G_{0.3.12}$	=	36,97 kN
Q_{Sonst}=	$Q_{Sonst_1.S3}+Q_{Sonst_0.3.12}$	=	11,10 kN
Q_{Nutz}=	$Q_{Nutz_0.3.12}$	=	18,70 kN
S=	$S_{1.S3}+S_{0.3.12}$	=	11,10 kN
$S_{_A}$=	$S_{_A_1.S3}+S_{_A_0.3.12}$	=	18,40 kN

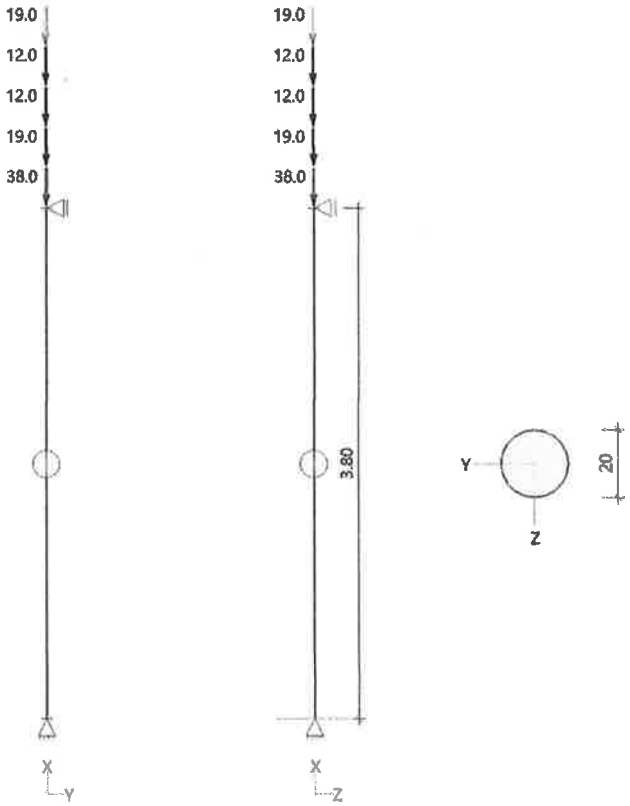
3 Nachweise:

System

Norm

Bemessung	DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
Basierend auf	EN 1995-1-1/A2:2014
Kombinatorik	DIN EN 1990/NA:2010-12
Schadensfolgeklasse	CC 2

Systembild 2D



System

Pendelstütze, H=3.80m, d=20.0cm
C24, NKL 1, γ=6.00 kN/m³, EN 338:2016

Lasten

Liste der Lasten

Nr	Typ	EWG	Q1	a1	Q2	L2	Fak	Grp	Info
1	2 X	99	0.7	3.80			1.00		AUTO_G_Mat
2	2 X	99	38.0	3.80			1.00		
3	2 X	3	19.0	3.80			1.00		
4	2 X	14	12.0	3.80			1.00		
5	2 X	10	12.0	3.80			1.00	0_1	
6	2 X	15	19.0	3.80			1.00	0_1	

Typ: 2 = Einzellast: Q1[kN] bei a1[m]; a1 = Abstand von Fußpunkt
Grp = Zusammengehörigkeitsgruppe_Alternativgruppe
EWG: 99=ständig; 3=Kat. C: Versammlungsbereiche; 10=Schnee H < 1000 m; 14=sonstige veränderliche Einwirkungen; 15=außergewöhnliche Einwirkungen

Bemessung / Nachweis

Knick- u. Kipplängen

Berechnung Knick- u. Kipplängen

Biegeknicken(E)	s_k	=	$\pi^2*E*I/(etaNki*Nx)$
Biegedrillknicken(S)	s_b	=	Systemlängen

(E) Eigenwertermittlung, Längen siehe Nachweis, weil lastabhängig
(S) Berechnung über Abstände der starren Lager

Bemessungsergebnisse maßgebende Kombinationen (Kurzausgabe)

LK 3: Tragfähigkeit, ständig/vorübergehend

Querschnitt	N,M,V [kN,kNm]	Beiwerte		σ,τ [N/mm²]	$f_{...d}$ [N/mm²]	η
Nachweis Querschnitt x=0.00m d=20.0cm						
Nx	-104.6	K_{mod}=0.90	γ_M=1.30	-3.33	14.54	0.23
N,M						**0.23**
Nachweis Stabilität x=0.00m d=20.0cm						
Nx	-104.6	K_{mod}=0.90 $k_{c,y}$=0.49	γ_M=1.30 $k_{c,z}$=0.49	-3.33	14.54	0.47
N,M						**0.47**
LK3: 1.35*G1+1.05*Q2+1.20*Q3+1.50*S4 Knicklänge: s_{ky}=3.80m s_{kz}=3.80m Kipplänge: s_b=3.80m Schlankheit: λ_y=76.0 λ_z=76.0 $\lambda_{rel,c,y}$=1.29 $\lambda_{rel,c,z}$=1.29 $\lambda_{rel,m,y}$=0.33 $\lambda_{rel,m,z}$=0.33 Anteil N(g)/N(g+q) = 68%; ψ2(LF, σ_{max})= 0.00; K_{def}= 0.60						

Maßgebende Verformungen

w=0 => η=0 Unberücksichtigte Kombinationen: Außergewöhnlich

Bemessungswerte der Stützenlängskraft

Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

ständige Einwirkungen
bei P/T, γ_G = 1,35

veränderliche Einwirkungen
bei P/T, γ_Q = 1,50

Kombinationsbeiwerte der weiteren, veränderlichen Lasten

Einwirkung $Q_{k,i}$	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlast, Kat. C	0,7	0,7	0,6
Sonstige veränderl. Lasten	0,8	0,7	0,5
Schnee bis NN +1000m	0,5	0,2	0

Kombinationen für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen

$E_d = E(\Sigma \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i})$

LK1: Eigengewicht
Eig. Stütze, G_{St}= 0,70 kN
F_{d1}= $1,35*(G+G_{St})$ = 50,85 kN

LK2: Eig.+ Nutzlast (L)+Sonst. veränderl.+Schnee
F_{d2}= $1,35*(G+G_{St})+1,5*Q_{Nutz}+1,5*0,8*Q_{Sonst}+1,5*0,5*S$ = 100,55 kN

LK3: Eig.+ Nutzlast +Sonst. veränderl. (L)+Schnee
F_{d3}= $1,35*(G+G_{St})+1,5*0,7*Q_{Nutz}+1,5*Q_{Sonst}+1,5*0,5*S$ = 95,46 kN

LK4: Eig.+ Nutzlast +Sonst. veränderl. +Schnee (L)
F_{d4}= $1,35*(G+G_{St})+1,5*0,7*Q_{Nutz}+1,5*0,8*Q_{Sonst}+1,5*S$ = 100,46 kN

Kombinationen für außergewöhnliche Bemessungssituationen

$E_{dA} = E(\Sigma \gamma_{GA,j} * G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} * Q_{k,i})$

LK5: Eig.+ Nutzlast +Sonst. veränderl. +außergew. Schnee

F_{d5}= $1{,}0*(G+G_{St})+0{,}7*Q_{Nutz}+0{,}5*Q_{Sonst}+1{,}0*S_{_A}$ = 74,71 kN

maßgebend für

KLED ständig, F_{d_st}= F_{d1} = 50,85 kN

zum Nachweis angesetzt F_{d_st}= 51,0 kN

KLED kurz, F_{d_ku}= $MAX(F_{d2};F_{d3};F_{d4};F_{d5})$ = 100,55 kN

zum Nachweis angesetzt F_{d_ku}= 101,0 kN

Anschlüsse

Stützenkopfpunkt siehe Pos. 0.3.12

Stützenfußpunkt siehe Pos. 0.S3

Einleitung Stützenlängskraft über Kontaktpressung in Fußplatte/ Bodenplatte

Holzpressung Stütze - Fußplatte (par.- Fa.)

Stützendurchmesser d_{St} = 20,00 cm

Aussparungen für Anschlussstahlteil (2x 10cm²)

$A_{1.2}$ = 2*10 = 20,0 cm²

A_{2_netto} = $d_{St}^{2}*\pi /4 - A_{1.2}$ = 294,2 cm²

Nachweis

NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

$f_{c,0,k}$ = 2,10 kN/cm²

KLED ständig

$f_{c,0,d_st}$= $\kappa_{_st}*f_{c,0,k}$ = 0,97 kN/cm²

$\sigma_{c,0,d}$ = F_{d_st} / A_{2_netto} = 0,16 kN/cm²

$\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d_st}$ = **0,18 < 1**

KLED kurz

$f_{c,0,d_ku}$= $\kappa_{_ku}*f_{c,0,k}$ = 1,45 kN/cm²

$\sigma_{c,0,d_ku}$ = F_{d_ku} / A_{2_netto} = 0,32 kN/cm²

$\sigma_{c,0,d_ku} / f_{c,0,d_ku}$ = **0,23<1,0**

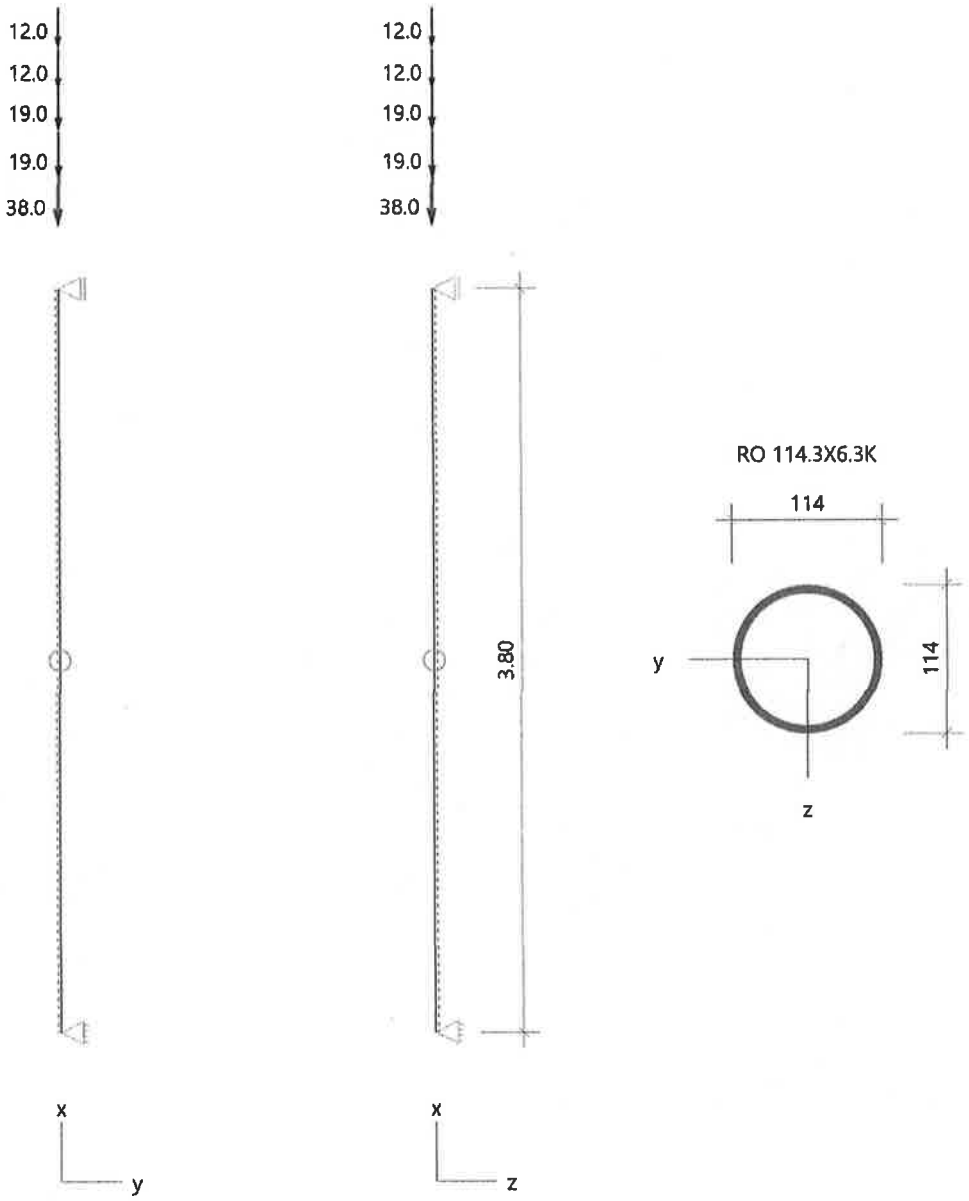
alternativ: Ausführung als Rundrohrstütze, S235

Nachweis mit Ro 114x6,3

Grundparameter

Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Ψ_2 für Kranlasten	:	0.90
Ψ_2 = 0.5 für Schnee (AE)	:	nicht angesetzt
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	elastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang B
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit	δ_{lim} =	5.0 cm

System Pendelstütze



Stütze: Höhe = 3.80 m Material: S235 Querschnitt: RO 114.3X6.3K(kalt)

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen*) ux [kN/m]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	Verdrehungen*) Φx [kNm/rad]	Φy [kNm/rad]	Φz [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	3.80	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

Belastung

Einwirkungen(Ew)

Id	Typ	Bemessungssituation	Name	γsup	γinf	ψ0	ψ1	ψ2
99	G	ständig/vorübergehend	ständig	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
		außergewöhnlich/Erdbeben		1.00	1.00			
3	Q	ständig/vorübergehend	Kat. C: Versammlungsbereiche	1.50	0.00	0.70	0.70	0.60
		außergewöhnlich/Erdbeben		1.00	0.00			
10	Q	ständig/vorübergehend	Schnee H < 1000 m	1.50	0.00	0.50	0.20	0.00
		außergewöhnlich/Erdbeben		1.00	0.00			
14	Q	ständig/vorübergehend	sonstige veränderliche Einwirkungen	1.50	0.00	0.80	0.70	0.50
		außergewöhnlich/Erdbeben		1.00	0.00			
15	A	ständig/vorübergehend	außergewöhnliche Einwirkungen	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		außergewöhnlich/Erdbeben		1.00	0.00			

Lasten

Lastarten

Art 14 = Kopflast kN
Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Standard-Lastfälle und Lasten

Nr	Art	in/um	pi	a [m]	pj	l [m]	Ew	Alt
1	14	in x-Richtung	38.0	3.80		-	99	
2	14	in x-Richtung	19.0	3.80		-	3	
3	14	in x-Richtung	12.0	3.80		-	14	
4	14	in x-Richtung	12.0	3.80		-	10	1
5	14	in x-Richtung	19.0	3.80		-	15	1

Ergebnisse

Zusammenfassung

Bemessungssituation	Lfk	Nachweis	η
ständig/vorübergehend	3	Querschnitt	0,21
ständig/vorübergehend	3	Stabilität	0,45
charakteristisch	38	Absolutverformung	0,01

Tragfähigkeit ständig/vorübergehend

Schnittgrößen - Lfk 3

x [m]	NEd [kN]	Vz,Ed [kN]	My,Ed [kNm]	Vy,Ed [kN]	Mz,Ed [kNm]
0.00	-104.5	0.0	0.00	0.0	0.00
3.80	-103.7	0.0	0.00	0.0	0.00

Querschnittstragfähigkeit elastisch - Lfk 3 γM0 = 1,00

x [m]	Qkl	σd [N/mm²]	τd [N/mm²]	σd,v [N/mm²]	η
0.00	1	-48.9	0.0	48.9	0.21
3.80	1	-48.5	0.0	48.5	0.21

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	NEd [kN]	My,Ed [kNm]	Gl	η	Lfk
0.00	1	104.5	0.00	6.46	0.45	3

Tragfähigkeit außergewöhnlich

Schnittgrößen - Lfk 28

x [m]	N_{Ed} [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
0.00	-77.4	0.0	0.00	0.0	0.00
3.80	-76.8	0.0	0.00	0.0	0.00

Querschnittstragfähigkeit elastisch - Lfk 28 γ_{M0} = 1,00

x [m]	Qkl	σ_d [N/mm²]	τ_d [N/mm²]	$\sigma_{d,v}$ [N/mm²]	η
0.00	1	-36.2	0.0	36.2	0.15
3.80	1	-35.9	0.0	35.9	0.15

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	Gl	η	Lfk
0.00	1	77.4	0.00	6.46	0.30	32

Gebrauchstauglichkeit

Verformungsnachweis - Absolutverformung f_{cd} = 5.0 cm

x [m]	$f_{x,Ed}$ [cm]	$f_{y,Ed}$ [cm]	$f_{z,Ed}$ [cm]	$f_{res,Ed}$ [cm]	η	Lfk
3.80	-0.1	0.0	0.0	0.1	0.01	38

Auflagerkräfte

Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall

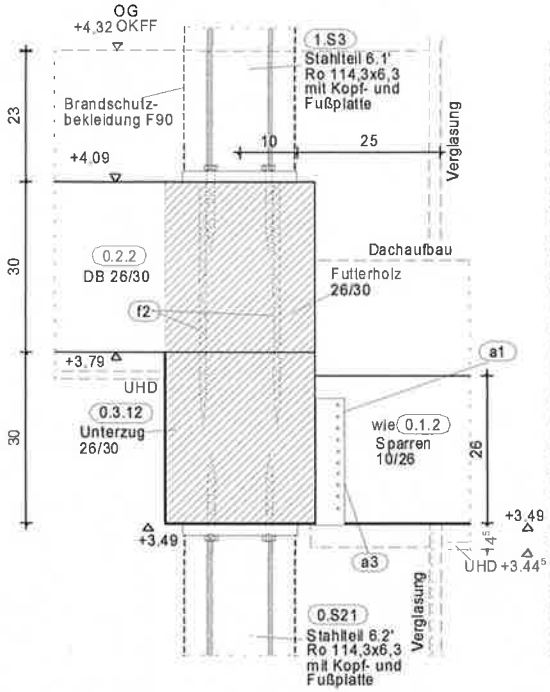
Lager	x [m]	Lf	Ew	R_x [kN]	R_z [kN]	M_y [kNm]	R_y [kN]	M_z [kNm]
Fuss	0.00	Eigengewicht	99	-0.6	-	-	-	-
		Lf 1	99	-38.0	-	-	-	-
		Lf 2	3	-19.0	-	-	-	-
		Lf 3	14	-12.0	-	-	-	-
		Lf 4	10	-12.0	-	-	-	-
		Lf 5	15	-19.0	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Lastfallkombinationen

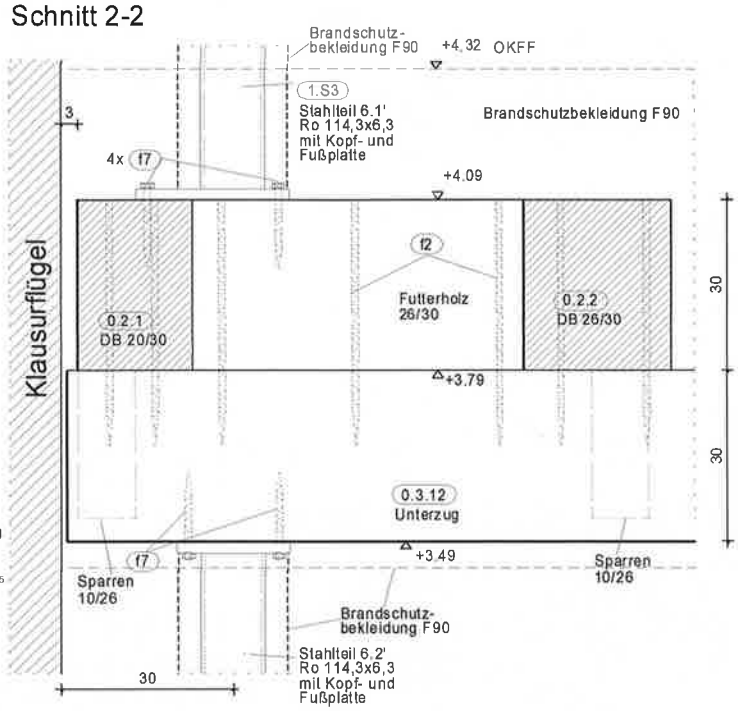
Lfk	Bemessungssituation	[Lastfall:Faktor]
3	ständig/vorübergehend	Eigengewicht:1,35 + 1:1,35 + 2:1,05 + 3:1,20 + 4:1,50
28	außergewöhnlich	Eigengewicht:1,00 + 1:1,00 + 2:0,60 + 3:0,70 + 5:1,00
32	außergewöhnlich	Eigengewicht:1,00 + 1:1,00 + 2:0,60 + 3:0,70 + 5:1,00
38	charakteristisch	Eigengewicht:1,00 + 1:1,00 + 2:0,70 + 3:0,80 + 4:1,00

Anschluss am Kopfpunkt

Schnitt 1-1



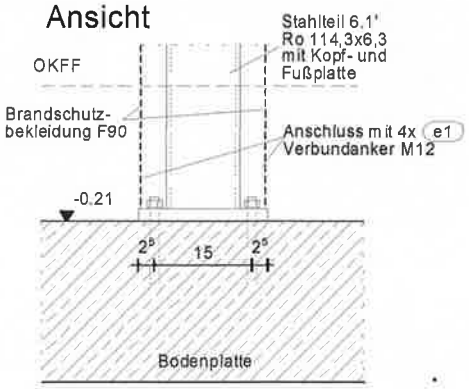
Schnitt 2-2



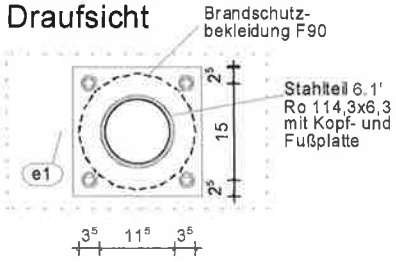
Anschluss am Fußpunkt

Anschluss Stütze - Bodenplatte
Zweigeschossiger Verbinder
Pos. 0.S21, 0.S22, 0.S23, 0.S24

Ansicht

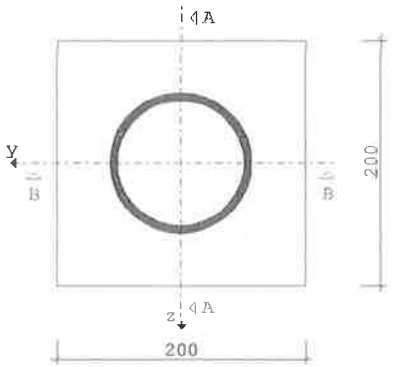


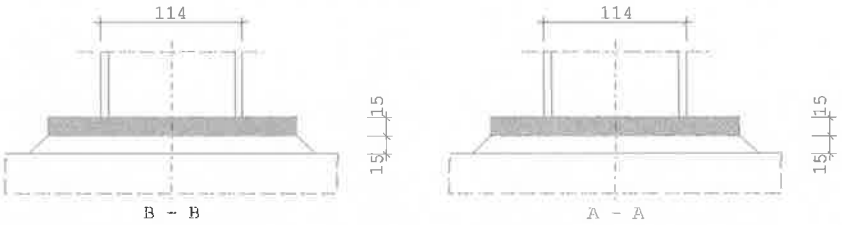
Draufsicht



Nachweis Fußplatte, zum Nachweis angesetzt: BrFl 200x15x200

System





Kennwerte

Nachweisführung nach DIN EN 1993

Stütze	A cm2	Iy cm4	Iz cm4	h mm	tw mm	b mm	tf mm	r mm
RO 114.3 X 6.3	21.40	313.0	313.0	114.3	6.3	114.3	6.3	0.0

Fußplatte	Länge	Breite	Dicke	Fugendicke	aw
[mm]	200.0	200.0	15.0	15.0	4.0

Stahl	fy N/mm2	fu N/mm2	γM0	γM2	βw	fvwd N/mm2	Beton	αc	γc	fcd N/mm2	EModul N/mm2
S235	235.0	360.0	1.00	1.25	0.80	207.8	C 25/30	0.85	1.50	14.2	31000.0

für diese Profilart erfolgt die Fußplattenbemessung nur für Druck

Ergebnisse

Ergebnisse Kombination 1

Nr	Bezeichnung	Nd[kN]	Myd[kNm]	Vzd[kN]	Vyd[kN]
1	Kombination 1	100.00	0.00	0.00	0.00

Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell (Druck)

Tragfähigkeit NARd = 369.5 kN η = 0.27 < 1

Druckkomponente

Festigkeit Lagerfuge	fjd =	14.2	N/mm2
Anschlußbeiwert	βj =	0.67	
Faktor	sqA1A0 =	1.50	
Ausbreitungsbreite	c =	35.3	mm
Dicke	t =	15.0	mm
Festigkeit	fy =	235.0	N/mm2
Druckfläche	Aeff =	260.7	cm2
Tragfähigkeit	FC,Rd =	369.46	kN

Nachweis Gesamt-Schweißnahtbild im Anschluss Stütze-Fußplatte

τwd	=	0.0	N/mm2	/	τwRd	=	207.8	N/mm2	η	=	0.00	< 1
σwd	=	69.6	N/mm2	/	σwRd	=	207.8	N/mm2	η	=	0.33	< 1
σwdV	=	69.6	N/mm2	/	σwRd	=	207.8	N/mm2	η	=	0.33	< 1
Aw = 14.4 cm2												

maximale Auslastung η = 0.33 < 1 Schweißnaht Stütze Fußplatte

Pos. 0.S22 Stütze im EG, Achse $B1_{VBA}$
d=20cm, NH S10, Fkl. C24

1 statisches System/ Nachweise
- bei gleicher Belastung/ Knicklänge wie Pos. 0.S21

Auflagerkräfte zur Lastweiterleitung
wie Pos. 0.S21

Pos. 0.S23 Stütze im EG, Achse $A1_{VBA}$
d=20cm, NH S10, Fkl. C24

1 statisches System
wie Pos. 1.S21, l_K= 3,8m

2 Belastung

Eigengewicht Stütze

l_k=			3,80 m
G_{St}=	$0{,}2^{2}*\pi/4* l_k * 6$	=	0,7 kN

aus Pos. 1.S1, Stütze im OG

$G_{1.S1}$=	12,27 kN
sonst. veränderl. $Q_{Sonst_1.S1}$=	7,70 kN
$S_{1.S1}$=	7,80 kN
$S_{_A_1.S1}$=	12,80 kN

aus Pos. 0.3.13, Unterzug im EG

$G_{0.3.13}$=	21,40 kN
Nutzlast, $Q_{Nutz_0.3.13}$=	20,10 kN

Lastzusammenstellung an UK Stütze

G=	$G_{St}+G_{1.S1}+G_{0.3.13}$	=	34,37 kN
Q_{Sonst}=	$Q_{Sonst_1.S1}$	=	7,70 kN
Q_{Nutz}=	$Q_{Nutz_0.3.13}$	=	20,10 kN
S=	$S_{1.S1}$	=	7,80 kN
$S_{_A}$=	$S_{_A_1.S1}$	=	12,80 kN

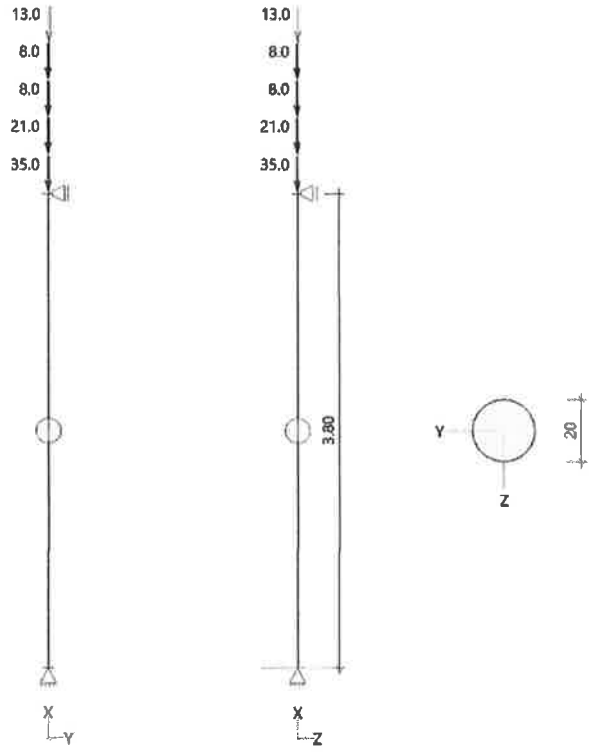
3 Nachweise

System

Norm

Bemessung	DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
Basierend auf	EN 1995-1-1/A2:2014
Kombinatorik	DIN EN 1990/NA:2010-12
Schadensfolgeklasse	CC 2

Systembild 2D



System

Pendelstütze, H=3.80m, d=20.0cm
C24, NKL 1, γ=6.00 kN/m³, EN 338:2016

Lasten

Liste der Lasten

Nr	Typ	EWG	Q1	a1	Q2	L2	Fak	Grp	Info
1	2 X	99	0.7	3.80			1.00		AUTO_G_Mat
2	2 X	99	35.0	3.80			1.00		
3	2 X	3	21.0	3.80			1.00		
4	2 X	14	8.0	3.80			1.00		
5	2 X	10	8.0	3.80			1.00	0_1	
6	2 X	15	13.0	3.80			1.00	0_1	

Typ: 2 = Einzellast: Q1[kN] bei a1[m]; a1 = Abstand von Fußpunkt
Grp = Zusammengehörigkeitsgruppe_Alternativgruppe
EWG: 99=ständig; 3=Kat. C: Versammlungsbereiche; 10=Schnee H < 1000 m; 14=sonstige veränderliche Einwirkungen; 15=außergewöhnliche Einwirkungen

Bemessung / Nachweis

Knick- u. Kipplängen

Berechnung Knick- u. Kipplängen

Biegeknicken(E)	s_k	=	$\pi^2*E*I/(etaNki*Nx)$
Biegedrillknicken(S)	s_b	=	Systemlängen

(E) Eigenwertermittlung, Längen siehe Nachweis, weil lastabhängig
(S) Berechnung über Abstände der starren Lager

Bemessungsergebnisse maßgebende Kombinationen (Kurzausgabe)

LK 1: Tragfähigkeit, ständig/vorübergehend

Querschnitt	N,M,V [kN,kNm]	Beiwerte		σ,τ [N/mm²]	f...d [N/mm²]	η
Nachweis Querschnitt x=0.00m d=20.0cm						
Nx N,M	-95.3	K_{mod}=0.90	γ_M=1.30	-3.03	14.54	0.21 **0.21**
Nachweis Stabilität x=0.00m d=20.0cm						
Nx N,M	-95.3	K_{mod}=0.90 $k_{c,y}$=0.49	γ_M=1.30 $k_{c,z}$=0.49	-3.03	14.54	0.43 **0.43**
LK1: 1.35*G1+1.50*Q2+1.20*Q3+0.75*S4 Knicklänge: s_{ky}=3.80m s_{kz}=3.80m Kipplänge: s_b=3.80m Schlankheit: λ_y=76.0 λ_z=76.0 $\lambda_{rel,c,y}$=1.29 $\lambda_{rel,c,z}$=1.29 $\lambda_{rel,m,y}$=0.33 $\lambda_{rel,m,z}$=0.33 Anteil N(g)/N(g+q) = 75%(NCI NA.5.9); ψ2(LF, σ_{max})= 0.00; K_{def}= 0.60						

Maßgebende Verformungen

w=0 => η=0 Unberücksichtigte Kombinationen: Außergewöhnlich

Bemessungswerte der Stützenlängskraft

Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

ständige Einwirkungen
bei P/T, γ_G = 1,35

veränderliche Einwirkungen
bei P/T, γ_Q = 1,50

Kombinationsbeiwerte der weiteren, veränderlichen Lasten

Einwirkung $Q_{k,i}$	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlast, Kat. C	0,7	0,7	0,6
Sonstige veränderl. Lasten	0,8	0,7	0,5
Schnee bis NN +1000m	0,5	0,2	0

Kombinationen für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen

$E_d = E(\Sigma \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i})$

LK1: Eigengewicht
Eig. Stütze, G_{St}= 0,70 kN
F_{d1}= 1,35*(G+G_{St}) = 47,34 kN

LK2: Eig.+ Nutzlast (L)+Sonst. veränderl.+Schnee
F_{d2}= 1,35*(G+G_{St})+1,5*Q_{Nutz}+1,5*0,8*Q_{Sonst}+1,5*0,5*S = 92,58 kN

LK3: Eig.+ Nutzlast +Sonst. veränderl. (L)+Schnee
F_{d3}= 1,35*(G+G_{St})+1,5*0,7*Q_{Nutz}+1,5*Q_{Sonst}+1,5*0,5*S = 85,85 kN

LK4: Eig.+ Nutzlast +Sonst. veränderl. +Schnee (L)
F_{d4}= 1,35*(G+G_{St})+1,5*0,7*Q_{Nutz}+1,5*0,8*Q_{Sonst}+1,5*S = 89,39 kN

Kombinationen für außergewöhnliche Bemessungssituationen

$E_{dA} = E(\Sigma \gamma_{GA,j} * G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} * Q_{k,i})$

LK5: Eig.+ Nutzlast +Sonst. veränderl. +außergew. Schnee

F_{d5}= $1{,}0*(G+G_{St})+0{,}7*Q_{Nutz}+0{,}5*Q_{Sonst}+1{,}0*S_{_A}$ = 65,79 kN

maßgebend für

KLED ständig, F_{d_st}= **F_{d1}** = **47,34 kN**

KLED kurz, F_{d_ku}= **$MAX(F_{d2};F_{d3};F_{d4};F_{d5})$** = **92,58 kN**

Nachweis Anschlüsse bei geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.S21

Pos. 0.S24 Stütze im EG, Achse $A1_{VBA}$
d=20cm, NH S10, Fkl. C24

1 statisches System/ Nachweise
- bei gleicher Belastung/ Knicklänge wie Pos. 0.S23

Auflagerkräfte zur Lastweiterleitung
wie Pos. 0.S23

Pos. 0.S25 bis 0.S31 Stützen im EG, Verbinder A
d=20cm, NH S10, Fkl. C24

1 statisches System: wie Pos. 0.S21
Abmessungen zum Nachweis ø20cm, $l_K \leq 3{,}8$m

2 Belastung

siehe Pos. 0.S1

2.1 Lastfallkombinationen:

LK1	**1,35* Eig**
LK2	**1,35* Eig+1,50*0,7*Q_{Nutz} (L)+1,50*QSonst.(L) +1,5*0,5* Schnee+1,5*0,6*Wind**
LK3	**1,35* Eig+1,50*Q_{Nutz} (L)+1,50*0,8*QSonst. +1,5*0,5* Schnee+1,5*0,6*Wind**
LK4	**1,35* Eig+1,50*0,7*Q_{Nutz}+1,50*0,8*QSonst. +1,5* Schnee(L)+1,5*0,6*Wind**
LK5	**1,35* Eig+1,5*0,7*Q_{Nutz}+1,5*0,8*QSonst. +1,5*0,5*Schnee+1,5*Wind**
LK6	**1,0* Eig+0,7*Q_{Nutz}+0,5*QSonst. +2,3* außergew.Schnee**
LK7	**1,0* Eig+0,6*Q_{Nutz}+0,8*QSonst. +2,3* außergew.Schnee**
LK8	**maßgeb. GZT: LK1 o LK2 o LK3 o LK4 o LK5 o LK6 o LK7**

L- Leiteinwirkung

3 Nachweise:
- bei gleicher Systemlänge/ geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.S32

Pos. 0.S32 Stütze im EG, Achse D_{VBB}/ 3_{VBB}
d=20cm, NH S10, Fkl. C24

1 statisches System:
siehe 3.
Abmessungen zum Nachweis ø20cm, $l_K \leq$ 3,8m

2 Belastung
Das Eigengewicht der Stütze wird vom Programmsystem berücksichtigt

Eig. Stütze, G_{St}=	0,70 kN
G=	53,50 kN
sonst. veränderl. Q_{Sonst}=	35,30 kN
S=	36,00 kN
$S_{_A}$=	60,00 kN

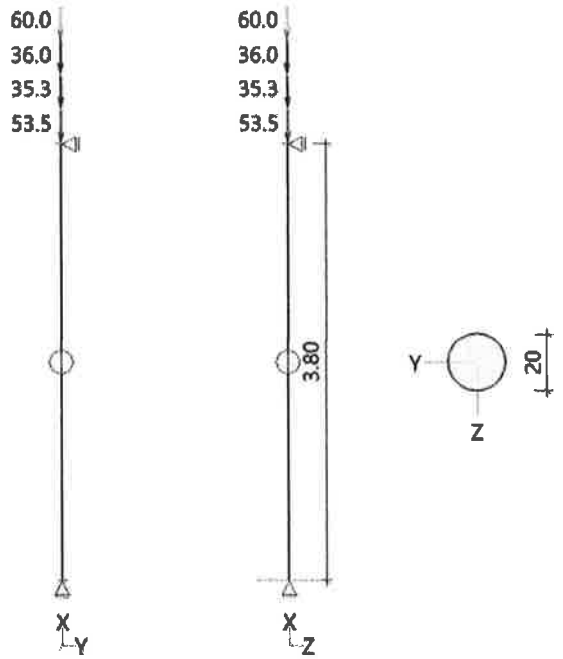
3 Nachweise:

System

Norm

Bemessung	DIN EN 1995-1-1/NA:2013-08
Basierend auf	EN 1995-1-1/A2:2014
Kombinatorik	DIN EN 1990/NA:2010-12
Schadensfolgeklasse	CC 2

Systembild 2D



System

Pendelstütze, H=3.80m, d=20.0cm
C24, NKL 1, γ=6.00 kN/m³, EN 338:2016

Lasten

Liste der Lasten

Nr	Typ	EWG	Q1	a1	Q2	L2	Fak	Grp	Info
1	2 X	99	0.7	3.80			1.00		AUTO_G_Mat
2	2 X	99	53.5	3.80			1.00		
3	2 X	14	35.3	3.80			1.00		
4	2 X	10	36.0	3.80			1.00	0_1	
5	2 X	15	60.0	3.80			1.00	0_1	

Typ: 2 = Einzellast: Q1[kN] bei a1[m]; a1 = Abstand von Fußpunkt
Grp = Zusammengehörigkeitsgruppe_Alternativgruppe
EWG: 99=ständig; 10=Schnee H < 1000 m; 14=sonstige veränderliche Einwirkungen; 15=außergewöhnliche Einwirkungen

Bemessung / Nachweis

Knick- u. Kipplängen

Berechnung Knick- u. Kipplängen
Biegeknicken(E) s_k = $\pi^2*E*I/(etaNki*Nx)$
Biegedrillknicken(S) s_b = Systemlängen

(E) Eigenwertermittlung, Längen siehe Nachweis, weil lastabhängig
(S) Berechnung über Abstände der starren Lager

Bemessungsergebnisse maßgebende Kombinationen (Kurzausgabe)

LK 2: Tragfähigkeit, ständig/vorübergehend

Querschnitt	N,M,V [kN,kNm]	Beiwerte		σ,τ [N/mm²]	f...d [N/mm²]	η
Nachweis Querschnitt x=0.00m d=20.0cm						
Nx	-169.6	K_{mod}=0.90	γ_M=1.30	-5.40	14.54	0.37
N,M						**0.37**
Nachweis Stabilität x=0.00m d=20.0cm						
Nx	-169.6	K_{mod}=0.90 $k_{c,y}$=0.49	γ_M=1.30 $k_{c,z}$=0.49	-5.40	14.54	0.76
N,M						**0.76**

LK2: 1.35*G1+1.20*Q2+1.50*S3
Knicklänge: s_{ky}=3.80m s_{kz}=3.80m Kipplänge: s_b=3.80m
Schlankheit: λ_y=76.0 λ_z=76.0 $\lambda_{rel,c,y}$=1.29 $\lambda_{rel,c,z}$=1.29 $\lambda_{rel,m,y}$=0.33 $\lambda_{rel,m,z}$=0.33
Anteil N(g)/N(g+q) = 56%; ψ2(LF, σ_{max})= 0.00; K_{def}= 0.60

Maßgebende Verformungen

w=0 => η=0 Unberücksichtigte Kombinationen: Außergewöhnlich

Bemessungswerte der Stützenlängskraft

Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit:

ständige Einwirkungen
bei P/T, γ_G = 1,35

veränderliche Einwirkungen
bei P/T, γ_Q = 1,50

Kombinationsbeiwerte der weiteren, veränderlichen Lasten

Einwirkung $Q_{k,i}$	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sonstige veränderl. Lasten	0,8	0,7	0,5
Schnee bis NN +1000m	0,5	0,2	0

Kombinationen für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen

$E_d = E(\Sigma \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i})$

LK1: Eigengewicht

F_{d1}= 1,35*(G+G_{St}) = 73,17 kN

LK2: Eig.+sonst. veränderl. (L)+Schnee

F_{d2}= 1,35*(G+G_{St})+1,5*Q_{Sonst}+1,5*0,5*S = 153,12 kN

LK3: Eig.+sonst. veränderl. +Schnee (L)

F_{d3}= 1,35*(G+G_{St})+1,5*0,8*Q_{Sonst}+1,5*S = 169,53 kN

Kombinationen für außergewöhnliche Bemessungssituationen

$E_{dA} = E(\Sigma \gamma_{GA,j} * G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} * Q_{k,i})$

LK4: Eig.+ sonst. veränderl. +außergew. Schnee

F_{d4}= 1,0*(G+G_{St})+0,8*Q_{Sonst}+1,0*S_A = 142,44 kN

maßgebend für

KLED ständig, F_{d_st}= F_{d1} = 73,17 kN

zum Nachweis angesetzt F_{d_st}= 74,00 kN

KLED kurz, F_{d_ku}= MAX(F_{d2};F_{d3};F_{d4}) = 169,53 kN

zum Nachweis angesetzt F_{d_ku}= 170,00 kN

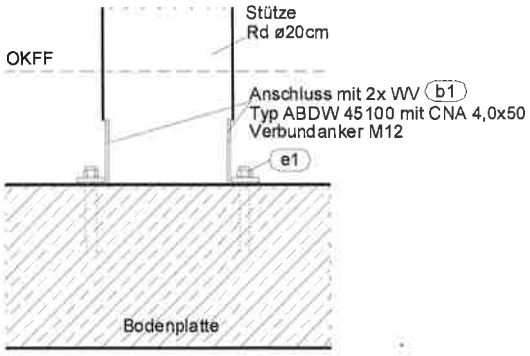
Anschlüsse

Stützenkopfpunkt siehe Pos. 0.3.16

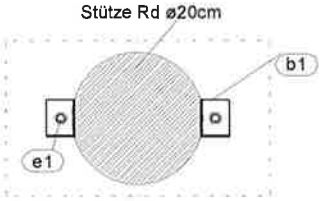
Stützenfußpunkt

Anschluss Stütze - Bodenplatte

Ansicht



Draufsicht



Einleitung Stützenlängskraft über Kontaktpressung in Fußplatte/ Bodenplatte
Holzpressung Stütze - Fußplatte (par.- Fa.)

Stützendurchmesser d_{St} = 20,00 cm

Aussparungen für Anschlussstahlteil (2x 10cm²)

$A_{1.2}$ = 2*10 = 20,0 cm²

A_{2_netto} = $d_{St}^{2}*\pi /4 - A_{1.2}$ = 294,2 cm²

Nachweis

NKL 2 / KLED ständig ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_st}$ = 0,460

NKL 2 / KLED kurz ⇒ Faktor $\kappa = k_{mod}/\gamma_M$ für VH, BSH

$\kappa_{_ku}$ = 0,692

$f_{c,0,k}$ = 2,10 kN/cm²

KLED ständig

$f_{c,0,d_st} = \kappa_{_st} * f_{c,0,k}$ = 0,97 kN/cm²

$\sigma_{c,0,d} = F_{d_st} / A_{2_netto}$ = 0,25 kN/cm²

$\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d_st}$ = **0,26 < 1**

KLED kurz

$f_{c,0,d_ku} = \kappa_{_ku} * f_{c,0,k}$ = 1,45 kN/cm²

$\sigma_{c,0,d_ku} = F_{d_ku} / A_{2_netto}$ = 0,58 kN/cm²

$\sigma_{c,0,d_ku} / f_{c,0,d_ku}$ = **0,40 <1,0**

Pos. 0.S33 bis 0.S47 Stützen im EG, Verbinder A
d=20cm, NH S10, Fkl. C24

1 statisches System: wie Pos. 0.S21
Abmessungen zum Nachweis ø20cm, $l_K \leq 3{,}8$m

2 Belastung

siehe Pos. 0.S1

2.1 Lastfallkombinationen:

LK1	**1,35* Eig**
LK2	**1,35* Eig+1,50*0,7*Q_{Nutz} (L)+1,50*QSonst.(L) +1,5*0,5* Schnee+1,5*0,6*Wind**
LK3	**1,35* Eig+1,50*Q_{Nutz} (L)+1,50*0,8*QSonst. +1,5*0,5* Schnee+1,5*0,6*Wind**
LK4	**1,35* Eig+1,50*0,7*Q_{Nutz}+1,50*0,8*QSonst. +1,5* Schnee(L)+1,5*0,6*Wind**
LK5	**1,35* Eig+1,5*0,7*Q_{Nutz}+1,5*0,8*QSonst. +1,5*0,5*Schnee+1,5*Wind**
LK6	**1,0* Eig+0,7*Q_{Nutz}+0,5*QSonst. +2,3* außergew.Schnee**
LK7	**1,0* Eig+0,6*Q_{Nutz}+0,8*QSonst. +2,3* außergew.Schnee**
LK8	**maßgeb. GZT: LK1 o LK2 o LK3 o LK4 o LK5 o LK6 o LK7**

L- Leiteinwirkung

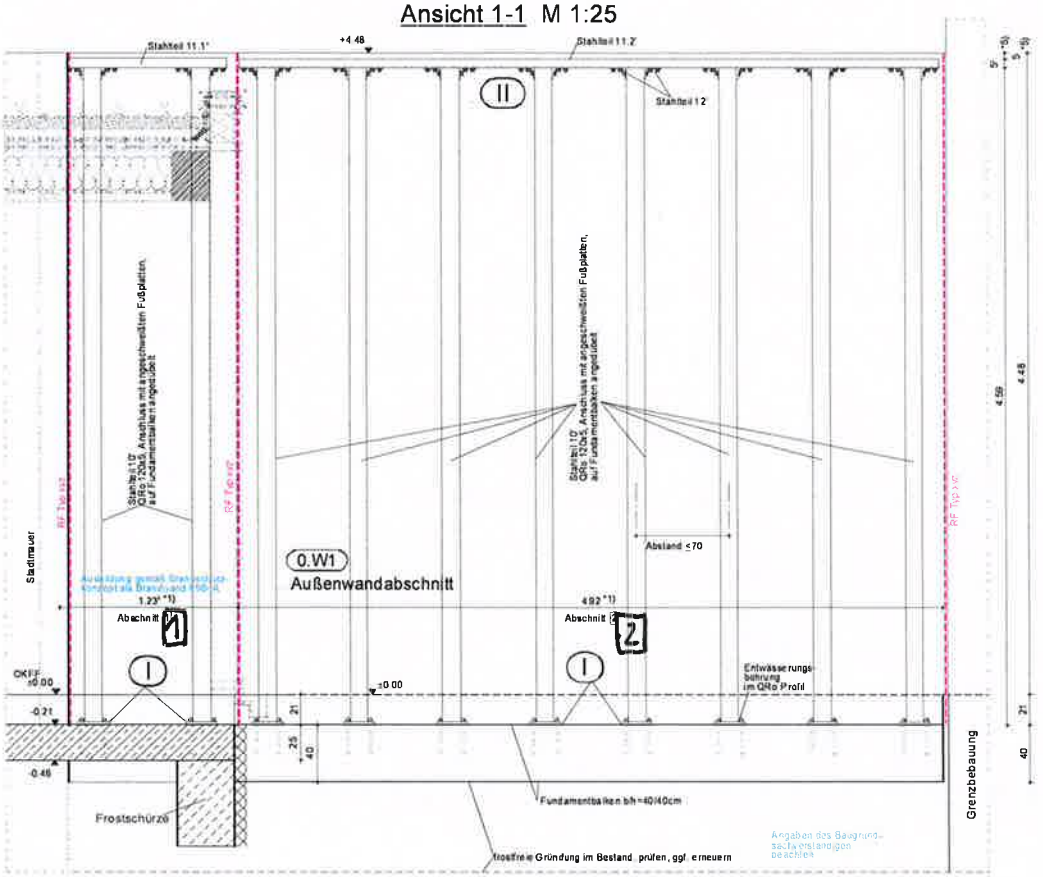
3 Nachweise:
- bei gleicher Systemlänge/ geringerer Beanspruchung wie Pos. 0.S32

Pos. 0.W1 Außenwand EG

In Verlängerung der Stadtmauer wird in Achse F_{VBB} ein neuer Wandabschnitt errichtet. Dieser dient im Abschnitt 1 als Gebäudeaußenwand und ist gemäß Brandschutzkonzept in Bauart Brandwand auszuführen. Die Tragkonstruktion wird wie im sich anschließenden Wandabschnitt 2 durch auf dem Fundamentbalken biegesteif anschließende Stahlprofile gebildet. Die Wandausbildung hat gemäß BAZ, z.B. Fa. Promat o.glw. entsprechend den Angaben des Architekten zu erfolgen. Der Wandabschnitt 2 kann ohne Brandschutzanforderungen ausgebildet werden. Die Beanspruchung aus Windlast quer zur Wandachse wird durch die Stahlprofile abgetragen. Das Einspannmoment wird jeweils über die angeschweißte Fußplatte und die Verdübelung in den neuen Fundamentbalken abgeleitet. Das Eigengewicht der Wand sowie des Fundamentbalkens wird über die Bestandsgründung in den Baugrund abgeleitet.

Geometrie:

Ansicht 1-1 M 1:25



Wandabschnitt 1:
selbsttragende Ständerwandkonstruktion, lastabtragende vertikale Kragprofile mit biegesteifem Anschluss auf dem Fundamentbalken, Ausbildung als Brandwand

l_K= 4,70 m

max. Lasteinflussbreite je Profil

e_1= 0,20 +0,8/2 = 0,60 m

statisches System



Belastung
Basisgeschwindigkeitsdruck
q_b= 0,39 kN/m²
Winddruck für Geländekategorie II-III, Mischprofil
z<7,0m
q_p= 1,5* q_b = 0,58 kN/m²
Druckkraftbeiwert, zum Nachweis Bereich C
$c_{p.net}$= 1,40
Windlastordinate
w= $c_{p.net}$* q_p = 0,81 kN/m²
Linienlast für Holzständerwerk
w_1= w* e_1 = 0,45 kN/m

Nachweis
wie Abschnitt 2

Wandabschnitt 2:
selbsttragende Ständerwandkonstruktion, lastabtragende vertikale Kragprofile mit biegesteifem Anschluss auf dem Fundamentbalken

Kragarm über OK Stb.- Balken mit
l_K= 4,70 m
max. Profilabstand untereinander
e_2= 0,70 m

statisches System
siehe 3

Belastung
siehe Wandanbschnitt 1
Linienlast für vertikale Profile
w_2= w* e_2 = 0,57 kN/m

Nachweis
mit QRo 120x5, S235

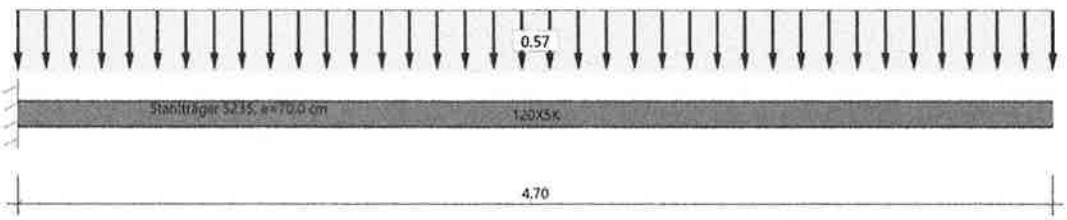
Seiten C-234 bis C-236 entfallen

Grundparameter

Stahlträger (e = 70.0 cm) , DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08

Stahlgüte: S235

System



Material

Material S235

	E_k	= 210000 N/mm²		G_k	= 80769 N/mm²
	γ	= 78.50 kN/m³		μ	= 0.30
				β_w	= 0.80
Streckgrenze	t ≤	40 mm		f_{yk}	= 235.00 N/mm²
Zugfestigkeit	t ≤	40 mm		f_{uk}	= 360.00 N/mm²

Geometrie

Querschnitte

Name	I_y [cm⁴]	I_z [cm⁴]	W_y [cm³]	W_z [cm³]	A [cm²]
120X5K	478	478	80	80	22.1
Querschnitt ist konstant über gesamte Trägerlänge.					

Auflager (Lagerbedingungen)

Nr	x [m]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	Verdrehungen*) Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	-1
*) -1 = starr, 0 = frei, > 0 = elastisch						

Seitliche Halterung in y-Richtung : in den Drittelspunkten am Obergurt

Lasten

Streckenlasten aus Flächenlasten

Bezug	Nr	Art	A [m]	L1 [m]	L2 [m]	W1 [kN/m²]	W2 [kN/m²]	wirkt Feldweise	EG	Zus	Alt
System	1	GL		4.70		0.81		Ja	Wind		

Bezug : Systembezogen (Vorderkante Träger) oder Feldlast
Art : 1 - Gleichstreckenlast (GL), 4 - Trapezlast (TL), 5 - Dreieckslast (DL)
A : Abstand zur Last von Feldanfang oder Vorderkante Träger
EG : Lasteinwirkung
Zus : Zusammengehörigkeitsgruppe
Alt : Alternativgruppe

Lastbezeichnungen

Nr	Bezeichnung
1	Breite 0,70 m
Die Lastwerte werden intern mit dem Trägerabstand e = 0.70 m multipliziert.	

Übersicht der verwendeten Einwirkungen

Einwirkungen

Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_{F,inf}$	$\gamma_{F,sup}$
Windlasten	0.60	0.20	0.00		1.50
Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3					

Ergebnisse

Bemessungsparameter

Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08
Basis	:	EN 1993-1-1:2010
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Schadensfolgeklasse	:	*CC 2*
Ψ_2 = 0.5 für Schnee (AE)	:	nicht angesetzt
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang B
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Relativverformung (Durchbiegung) mit	δ_{lim} =	Kragarm l_{eff}/ 150
	δ_{lim} =	Felder l_{eff}/ 300

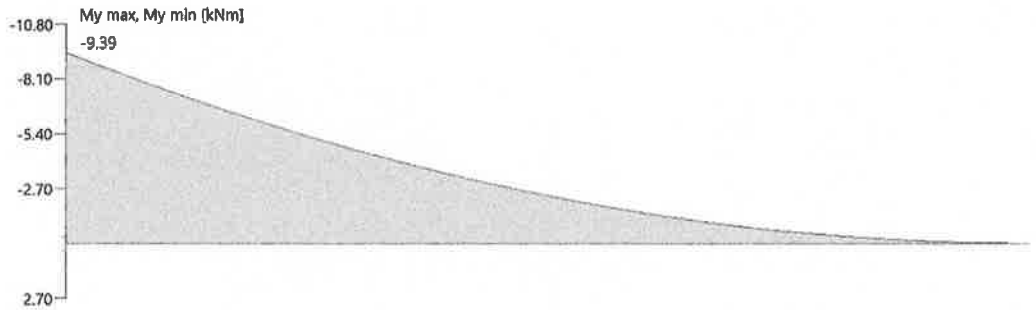
Zusammenfassung

Nachweis	Bemessungssituation	η_{Qs}	η_{Stabi}	$\eta_{Verformung}$
Tragfähigkeit	ständig/vorübergehend	0.43	0.47	
Gebrauchstauglichkeit	charakteristisch			1.10!

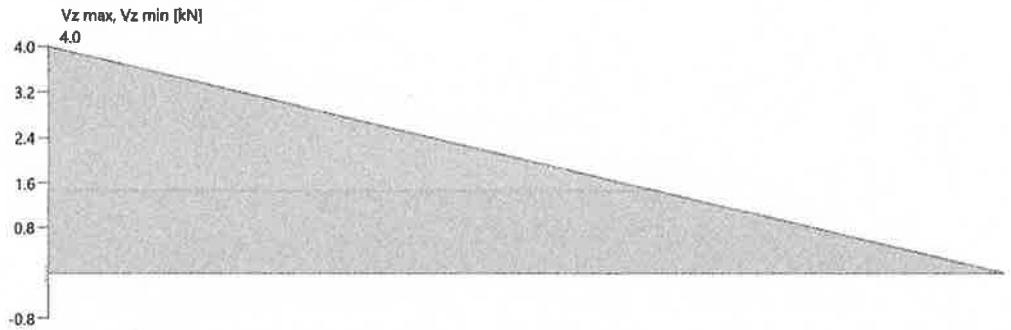
Tragsicherheit - Lastkombination ständig/vorübergehend

Schnittgrößen

Umhüllende der Momente



Umhüllende der Querkräfte



Querschnittstragfähigkeit

Schnittgrößen/Querschnittstragfähigkeit nach DIN EN 1993-1-1/NA:2015-08 6.2.1(6.2)γ_{M0} = 1,00

Feld	x [m]	Qkl	$V_{z,Ed}$ [kN]	η_{Vz}	$M_{y,Ed}$ [kNm]	η_{My}	η	Lk
Kra re	0.00	1	4.0	0.03	-9.39	0.43	0.43	1

Stabilität

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	Gl	η	Lfk
0.00	1	0.0	9.39	6.54	0.47	1

Stabilitätsnachweis einachsige Biegung ohne Normalkraft (Gl. 6.54)

$M_{y,Ed} / (\chi_{lt} * M_{y,Rd}) =$ **0.47**

$M_{y,Ed}$	=	9.39 kNm
M_{cr}	=	3530.08 kNm
λ_{lt}	=	0.08
χ_{lt}	=	1.00
$M_{y,Rk}$	=	22.06 kNm
γ_{M1}	=	1.10

Nachweis für Lk 1 bei x = 0.00 m nach Gl. (6.54) erfüllt.

nur informativ:

Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch

Verformungsnachweis - Relativverformung in z Kragarm: $f_{cd} = l_{eff}/150$

Feld	x [m]	leff [m]	leff,x0 [m]	leff,x1 [m]	fz,g [cm]	fz,Ed [cm]	fz,Cd [cm]	η		Lfk
Kra re	4.70	4.70	0.00	4.70		3.4	3.1	1.10	!	0

Feld : Bezeichnung
x : Koordinate X der berechneten Stelle
leff : effektive Länge dieses Abschnittes
leff,x0 : Beginn effektive Länge dieses Abschnittes (Wendepunkt in Biegelinie)
leff,x1 : Ende effektive Länge dieses Abschnittes (Wendepunkt in Biegelinie)
fz,g : Ende effektive Länge dieses Abschnittes (Wendepunkt in Biegelinie)
fz,Ed : Bemessungswert der Verschiebung
fz,Cd : zulässige Verschiebung aus leff
η : größte Auslastung der berechneten Stelle
Lfk : Lastfallkombination

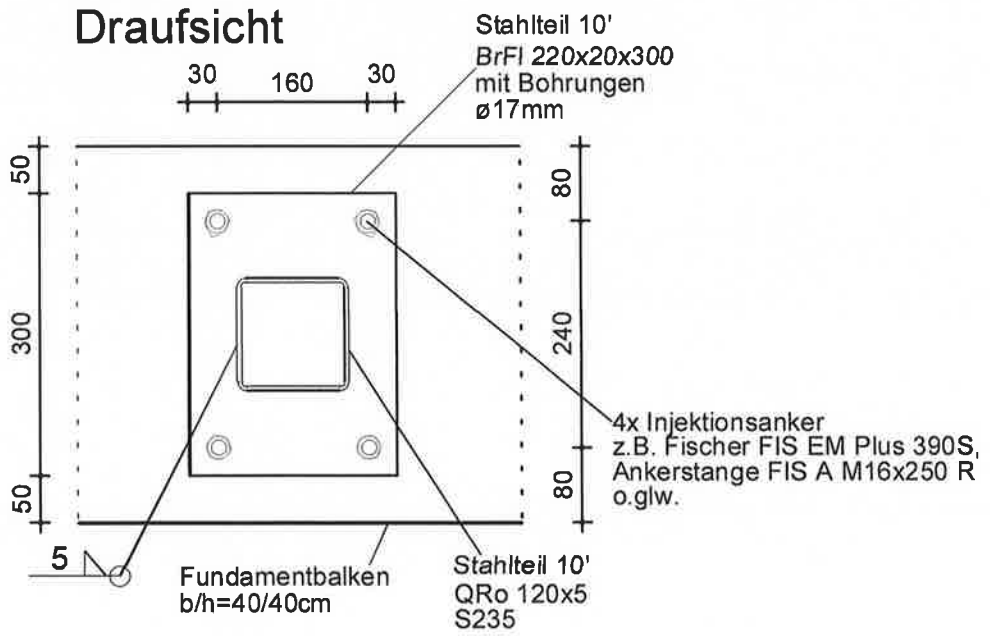
Auflagerkräfte - charakteristisch je Einwirkung

Nr	x [m]	Einwirkung	Rz,min [kN]	Rz,max [kN]	My,min [kNm]	My,max [kNm]
1	0.00	Windlasten		2.7	-6.26	

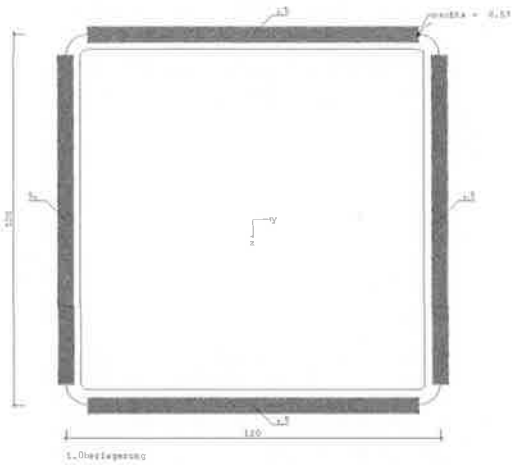
Auflagerkräfte - Bemessungswerte

Auflager	x [m]	Lk	Rz [kN]	My [kNm]	Ry [kN]	Mz [kNm]
1	0.00	Lk 1	4.0	-9.39		

Anschluss auf Fundamentbalken
Geometrie



Nachweis Schweißnaht QRo- Fußplatte



System

Norm : DIN EN 1993
Profil : QRO 120 X 5
A = 22.60 cm² Iy = 495.0 cm4 Iz = 495.0 cm4
h = 120.0 mm tw = 5.0 mm r = 7.0 mm
Blechdicke : t = 20.0 mm
Stahl : S235 fy = 235.0 fu = 360.0 N/mm² γ_{M0} = 1.00
fvw,d = 207.8 N/mm² β_w = 0.80 γ_{M2} = 1.25
τ_w wird mit V_z / A_{wz} und V_y / A_{wy} berechnet

Geometrie der Kehlnähte

lw = 106.0 mm aw = 5.0 mm Naht links / rechts
lw = 106.0 mm aw = 5.0 mm Naht oben / unten

Schweißnahtfläche
Aw = 21.20 cm2
Aw,z = 10.60 cm2
Aw,y = 10.60 cm2

Flächenmomente 2.Grades der Schweißnähte
Iw,y = 481.07 cm4
Iw,z = 481.07 cm4 Iw,yz = 0.00 cm4

Anschlußschnittkräfte γ_F-fach

	Lastfall	Nd[kN]	Myd[kNm]	Vzd[kN]	Mzd[kNm]	Vyd[kN]
1	1.Überlagerung	2.00	9.50	0.00	0.00	4.00

Ergebnisse Nr 1 1.Überlagerung

N= 2.00 M_y= 9.50 V_z= 0.00 M_z= 0.00 V_y= 4.00 [d,kN,kNm]

Spannungen an den Schweißnähten

σ_{wd} = 119.4 N/mm² Naht oben / unten
$\tau_{wd,Vyd}$ = 4.0 kN / A_{wy} = 10.6 cm² = 3.8 N/mm²
σ_{wdV} = 119.5 N/mm² Naht oben / unten

σ_{wd} = 119.4 N/mm² / $\sigma_{w,Rd}$ = 207.8 N/mm² η = 0.57 < 1
τ_{wd} = 3.8 N/mm² / $\tau_{w,Rd}$ = 207.8 N/mm² η = 0.02 < 1
σ_{wdV} = 119.5 N/mm² / $\sigma_{w,Rd}$ = 207.8 N/mm² η = 0.57 < 1

Nachwels der Kehlnähte nach 4.5.3.3 Vereinfachtes Verfahren
Biegung und Normalkraft
Fw,Ed,N = 5.97 kN/cm = 5.0 mm(aw) * 119.4 N/mm²
Fw,Rd = aw * fvw,d = 5.0 mm * 207.8 N/mm²
Fw,Ed,N = 5.97 kN/cm / Fw,Rd = 10.39 kN/cm η = 0.57 < 1
Schubbeanspruchung
Fw,Ed,Vy = 4.00 kN
Fw,Rd = Awy * fvw,d = 1060.0 mm² * 207.8 N/mm²
Fw,Ed,Vy = 4.00 kN / Fw,Rd = 220.32 kN η = 0.02 < 1
Kombinierte Beanspruchung
Fw,Ed = 5.97 kN/cm = 5.0 mm(aw) * 119.5 N/mm²
Fw,Rd = aw * fvw,d = 5.0 mm * 207.8 N/mm²
Fw,Ed = 5.97 kN/cm / Fw,Rd = 10.39 kN/cm η = 0.57 < 1

Nachweis des Profils Querschnittsklasse 1

Nachweis nach (6.1)								
σ_d	=	116.0 N/mm²	/	σ_{Rd}	=	235.0 N/mm²	η =	0.49 < 1
τ_d	=	3.9 N/mm²	/	τ_{Rd}	=	135.7 N/mm²	η =	0.03 < 1
σ_{dV}	=	116.2 N/mm²	/	σ_{Rd}	=	235.0 N/mm²	η =	0.49 < 1

Nachweis Verdübelung:

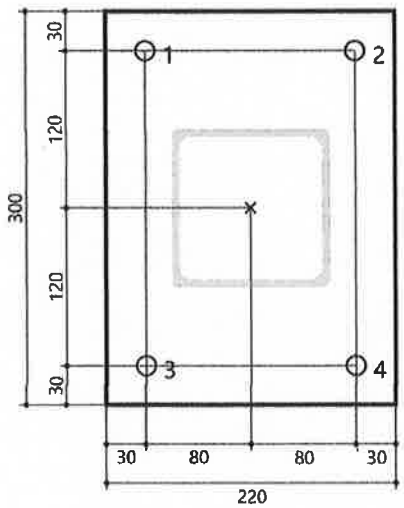
gewählt:
4x Verbundanker M16, z.B. Fischer Typ EM plus Dynamik
mit leff=200mm

Ankerplattendetails

Material der Ankerplatte	S 235 (St 37)
Ankerplattendicke	t = 20 mm
Durchgangsloch im Anbauteil	d_f=20 mm

Anbauteil

Profiltyp	Quadratische Hohlprofile kaltgefertigt (QSH 120x5)



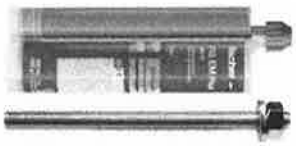
Ankerkoordinaten

Anker-Nr.	x mm	y mm
1	-80	120
2	80	120
3	-80	-120
4	80	-120

Angaben zur Montage

Anker

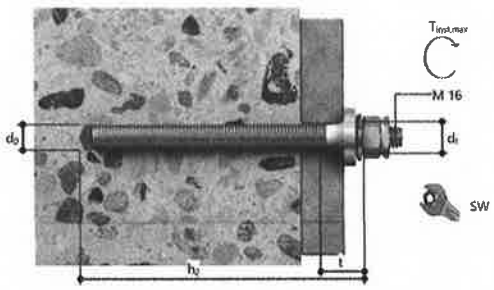
Ankersystem	**fischer Injektionssystem FIS EM plus Dynamik**	
Injektionsmörtel	FIS EM Plus 390 S (auch in weiteren Kartuschengrößen verfügbar)	Art.-Nr. 544171
Befestigungselement	FIS A M 16 x 250 R, nicht rostender Stahl, Festigkeitsklasse R-70	Art.-Nr. 90457



Zubehör	FIS MR Plus	Art.-Nr. 545853
	FIS Verlängerungsschlauch 9 mm	Art.-Nr. 48983
	FIS DM S Pro	Art.-Nr. 563337
	Druckluft-Reinigungsgerät	Art.-Nr. 93286
	Ölfreie Druckluft, min. 6 bar	keine Lagerware
	Bürste für Bohr-Ø 18 mm	Art.-Nr. 1493
	SDS Bürsten Aufnahme M8	Art.-Nr. 530332
	SDS Plus-V II 18/250/300	Art.-Nr. 531837
Alternative Kartuschen	FIS EM Plus 585 S	Art.-Nr. 544166
	FIS EM Plus 1500 S	Art.-Nr. 544167
	Die dargestellten Kartuschen können alternativ zu den hervorgehobenen Kartuschen mit der gleichen Zulassungsnummer verwendet werden.	

Montagedetails

Gewindegröße	M 16
Bohrlochdurchmesser	d_0 = 18 mm
Bohrlochtiefe	h_2 = 220 mm
Rechnerische Verankerungstiefe	h_{ef} = 200 mm
Einbautiefe	h_{nom} = 200 mm
Bohrverfahren	Hammerbohren
Bohrlochreinigung	2 x mit Druckluft ausblasen, 2 x bürsten, 2 x mit Druckluft ausblasen
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	Ringspalt verfüllt
Maximales Anzugsmoment	$T_{inst,max}$ = 60,0 Nm
Schlüsselweite SW	24 mm
Ankerplattendicke	t = 20 mm
Gesamte Befestigungsdicke	t_{fix} = 20 mm
Tfix,max	
Mörtelvolumen je Bohrloch	26 ml/13 Skalenteile



Anker-Nr.	$\beta_{V,c}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2	26,3	1	$\beta_{V,c1}$
3, 4	7,0	2	$\beta_{V,c2}$

Ausnutzung für Zug- und Querlasten

Zuglasten	Ausnutzung βN %
Stahlversagen *	32,5
Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch	81,4
Betonausbruch	84,0

Querlasten	Ausnutzung βV %
Stahlversagen ohne Hebelarm *	2,8
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	4,2
Betonkantenbruch	26,3

* Ungünstigster Anker

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

Ausnutzung Stahl

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,s;1} = 0{,}32 \leq 1$$
$$\beta_{V,s} = \beta_{Vs;1} = 0{,}03 \leq 1$$
$$\beta_N^2 + \beta_V^2 = \beta_{N,s;1}^2 + \beta_{Vs;1}^2 = 0{,}11 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.55)}$$

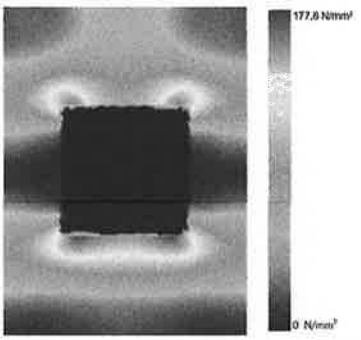
Nachweis erfolgreich

Ausnutzung Beton

$$\beta_{N,c} = \beta_{N,c;1} = 0{,}84 \leq 1$$
$$\beta_{V,c} = \beta_{V,c;1} = 0{,}26 \leq 1$$
$$\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = \beta_{N,c;1}^{1,5} + \beta_{V,c;1}^{1,5} = 0{,}90 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.56)}$$

Ankerplattendicke

Spannungsverteilung innerhalb der Ankerplatte



Ankerplattendetails

Ankerplattendicke (FE-Berechnung)	t =	20 mm
Material der Ankerplatte		S 235 (St 37)
E-Modul	E =	210.000 N/mm²
Streckgrenze	$R_{p,0,2}$ =	235 N/mm²
Sicherheitsfaktor	γ_M =	1,0
Querdehnzahl	ν =	0,3
Ausnutzung	η =	76 %
Profiltyp		Quadratische Hohlprofile kaltgefertigt (QSH 120x5)

Technische Hinweise

Bei der Bemessung wurde vorausgesetzt, dass die Ankerplatte (falls vorhanden) unter den einwirkenden Schnittkräften eben bleibt. Deshalb muss sie ausreichend steif sein. Die in C-Fix enthaltene Ankerplattenbemessung basiert auf einem Spannungsnachweis, erlaubt aber keine direkte Aussage über die Plattensteifigkeit.

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_{c,x}}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 1{,}000 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.6)}$$

$$\Psi_{M,N} = 1{,}00 \geq 1 \qquad \text{Gl. (7.7)}$$

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mcp}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,cp}$ %
143,45	1,50	95,63	4,00	4,2

Anker-Nr.	$\beta_{V,cp}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2, 3, 4	4,2	1	$\beta_{V,cp;1}$

Betonkantenbruch



$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \qquad (V_{Rd,c})$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{re,V} \qquad \text{Gl. (7.40)}$$

$$V_{Rk,c} = 13{,}68kN \cdot \frac{48.000mm^2}{28.800mm^2} \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 22{,}80kN$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \qquad \text{Gl. (7.41)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = 1{,}7 \cdot \left(16mm\right)^{0{,}155} \cdot \left(192mm\right)^{0{,}072} \cdot \sqrt{25{,}0N/mm^2} \cdot \left(80mm\right)^{1{,}5} = 13{,}68kN$$

$$\alpha = 0{,}1 \cdot \sqrt{\frac{l_f}{c_1}} = 0{,}1 \cdot \sqrt{\frac{192mm}{80mm}} = 0{,}155 \qquad \beta = 0{,}1 \cdot \left(\frac{d}{c_1}\right)^{0{,}2} = 0{,}1 \cdot \left(\frac{16mm}{80mm}\right)^{0{,}2} = 0{,}072$$ Gl. (7.42/7.43)

$$\Psi_{s,V} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c_2}{1{,}5c_1} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{120mm}{1{,}5 \cdot 80mm} = 1{,}000 \leq 1$$ Gl. (7.45)

$$\Psi_{h,V} = max\left(1;\ \sqrt{\frac{1{,}5c_1}{h}}\right) = max\left(1;\ \sqrt{\frac{1{,}5 \cdot 80mm}{400mm}}\right) = 1{,}000 \geq 1$$ Gl. (7.46)

$$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(cos\ \alpha_V)^2 + (0{,}5 \cdot sin\ \alpha_V)^2}} = \sqrt{\frac{1}{(cos\ 0{,}0)^2 + (0{,}5 \cdot sin\ 0{,}0)^2}} = 1{,}000 \geq 1$$ Gl. (7.48)

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2\,e_c}{3\,c_1}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{3 \cdot 80mm}} = 1{,}000 \leq 1$$ Gl. (7.47)

$$\Psi_{re,V} = 1{,}000$$

$V_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,c}$ %
22,80	1,50	15,20	4,00	26,3

Widerstand gegenüber Querbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β_V %
Stahlversagen ohne Hebelarm *	1,00	35,19	2,8
Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite	4,00	95,63	4,2
Betonkantenbruch	4,00	15,20	**26,3**

* Ungünstigster Anker

Stahlversagen ohne Hebelarm

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \qquad (V_{Rd,s})$$



$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V^0_{Rk,s} = 1{,}00 \cdot 54{,}90kN = 54{,}90kN$$ Gl. (7.35)/(7.36)

$V_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Ed} kN	β_{Vs} %
54,90	1,56	35,19	1,00	2,8

Anker-Nr.	β_{Vs} %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	2,8	1	$\beta_{Vs;1}$
2	2,8	2	$\beta_{Vs;2}$
3	2,8	3	$\beta_{Vs;3}$
4	2,8	4	$\beta_{Vs;4}$

Betonausbruch auf der lastabgewandten Seite

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \qquad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 71{,}73kN = 143{,}45kN$$ Gl. (7.39c)

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$ Gl. (7.1)

$$N_{Rk,c} = 108{,}89kN \cdot \frac{304.000mm^2}{360.000mm^2} \cdot 0{,}780 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 71{,}73kN$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1{,}5} = 7{,}7 \cdot \sqrt{25{,}0N/mm^2} \cdot \left(200mm\right)^{1{,}5} = 108{,}89kN$$ Gl. (7.2)

$$\Psi_{s,N} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{80mm}{300mm} = 0{,}780 \leq 1$$ Gl. (7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1{,}000$$ Gl. (7.5)

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1+\frac{2c_{c,}}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 1{,}000 \leq 1$$ Gl. (7.21)

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot 0mm}{490mm}} = 1{,}000 \leq 1 \qquad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot 0mm}{490mm}} = 1{,}000 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1{,}000$$ Gl. (7.5)

$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,p}$ %
70,26	1,50	46,84	38,14	81,4

Anker-Nr.	$\beta_{N,p}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2	81,4	1	$\beta_{N,p;1}$

Betonausbruch



$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$ Gl. (7.1)

$$N_{Rk,c} = 108{,}89kN \cdot \frac{288.800mm^2}{360.000mm^2} \cdot 0{,}780 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 68{,}14kN$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7{,}7 \cdot \sqrt{25{,}0N/mm^2} \cdot \left(200mm\right)^{1,5} = 108{,}89kN$$ Gl. (7.2)

$$\Psi_{s,N} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{80mm}{300mm} = 0{,}780 \leq 1$$ Gl. (7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1{,}000$$ Gl. (7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1+\frac{2c_{c,}}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 1{,}000 \leq 1$$ Gl. (7.6)

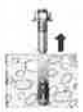
$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot 0mm}{600mm}} = 1{,}000 \leq 1 \qquad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1+\frac{2 \cdot 0mm}{600mm}} = 1{,}000 \leq 1$$

$$\Psi_{M,N} = 1{,}00 \geq 1$$ Gl. (7.7)

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,c}$ %
68,14	1,50	45,43	38,14	84,0

Anker-Nr.	$\beta_{N,c}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1, 2	84,0	1	$\beta_{N,c;1}$

Stahlversagen



$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$

$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,s}$ %
109,90	1,87	58,77	19,07	32,5

Anker-Nr.	$\beta_{N,s}$ %	Gruppe Nr.	Maßgebendes Beta
1	32,5	1	$\beta_{N,s;1}$
2	32,5	2	$\beta_{N,s;2}$
3	0,0	3	$\beta_{N,s;3}$
4	0,0	4	$\beta_{N,s;4}$

Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch



$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$

$$N_{Rk,p} = N^0_{Rk,p} \cdot \frac{A_{p,N}}{A^0_{p,N}} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np} \qquad \text{Gl. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p} = 97{,}41kN \cdot \frac{211.250mm^2}{240.100mm^2} \cdot 0{,}798 \cdot 1{,}027 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 70{,}26kN$$

$$N^0_{Rk,p} = \Psi_{sus} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{cf} \cdot \tau_{Rk} = 1{,}00 \cdot \pi \cdot 16mm \cdot 200mm \cdot 9{,}7N/mm^2 = 97{,}41kN \qquad \text{Gl. (7.14)}$$

$$\Psi_{sus} = 1{,}00 \qquad \text{Gl. (7.14a)}$$

$$\alpha_{sus} = 0{,}00 \leq \Psi^0_{sus} = 0{,}77$$

$$s_{cr,Np} = min\left(7{,}3 \cdot d \cdot \left(\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,ucr}\right)^{0{,}5};\ 3 \cdot h_{cf}\right) \qquad \text{Gl. (7.15)}$$

$$s_{cr,Np} = min\left(7{,}3 \cdot 16mm \cdot \left(1{,}00 \cdot 17{,}6N/mm^2\right)^{0{,}5};\ 3 \cdot 200mm\right) = 490mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{490mm}{2} = 245mm \qquad \text{Gl. (7.16)}$$

$$\Psi_{s,Np} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{80mm}{245mm} = 0{,}798 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.20)}$$

$$\Psi_{g,Np} = \Psi^0_{g,Np} - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot \left(\Psi^0_{g,Np} - 1\right) = 1{,}064 - \sqrt{\frac{160mm}{490mm}} \cdot \left(1{,}064 - 1\right) = 1{,}027 \geq 1 \qquad \text{Gl. (7.17)}$$

$$\Psi^0_{g,Np} = \sqrt{n} - \left(\sqrt{n} - 1\right) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1{,}5} \qquad \text{Gl. (7.18)}$$

$$\Psi^0_{g,Np} = \sqrt{2} - \left(\sqrt{2} - 1\right) \cdot \left(\frac{9{,}7N/mm^2}{10{,}8N/mm^2}\right)^{1{,}5} = 1{,}064 \geq 1$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d}\sqrt{h_{cf} \cdot f_{ck}} = \frac{7{,}7}{3{,}14 \cdot 16mm}\sqrt{200mm \cdot 25{,}0N/mm^2} = 10{,}8N/mm^2 \qquad \text{Gl. (7.19)}$$

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN1992-4:2018 Verbundanker
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Temperaturbereich	24 °C Langzeittemperatur, 40 °C Kurzzeittemperatur
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	Ringspalt verfüllt
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	220 mm x 300 mm x 20 mm
Profiltyp	Quadratische Hohlprofile kaltgefertigt (QSH 120x5)

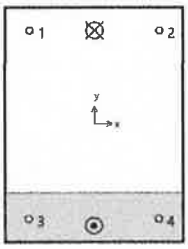
Bemessungslasten *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Belastungsart
1	0,00	0,00	4,00	9,50	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	19,07	1,00	0,00	1,00
2	19,07	1,00	0,00	1,00
3	0,00	1,00	0,00	1,00
4	0,00	1,00	0,00	1,00



Max. Betonstauchung : 0,18 ‰
Max. Betondruckspannung : 5,5 N/mm²
Resultierende Zugkraft : 38,14 kN , X/Y Position (0 / 120)
Resultierende Druckkraft : 38,14 kN , X/Y Position (0 / -129)

Widerstand gegenüber Zugbeanspruchungen

Nachweis	Last kN	Tragfähigkeit kN	Ausnutzung β_N %
Stahlversagen *	19,07	58,77	32,5
Kombiniertes Versagen durch Herausziehen und Betonausbruch	38,14	46,84	81,4
Betonausbruch	38,14	45,43	84,0

* Ungünstigster Anker

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem	fischer Injektionssystem FIS EM plus Dynamik
Injektionsmörtel	FIS EM Plus 390 S
Befestigungselement	FIS A M 16 x 250 R, nicht rostender Stahl, Festigkeitsklasse R-70
Rechnerische Verankerungstiefe	200 mm

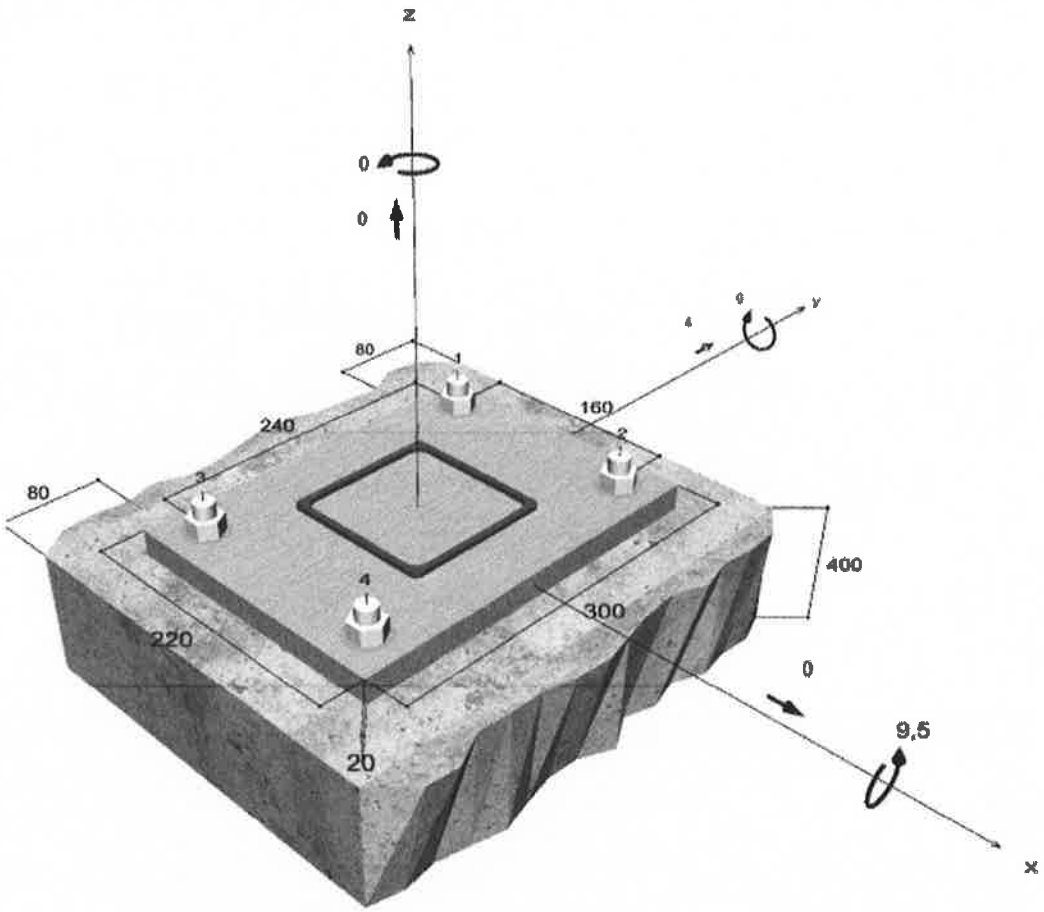


Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

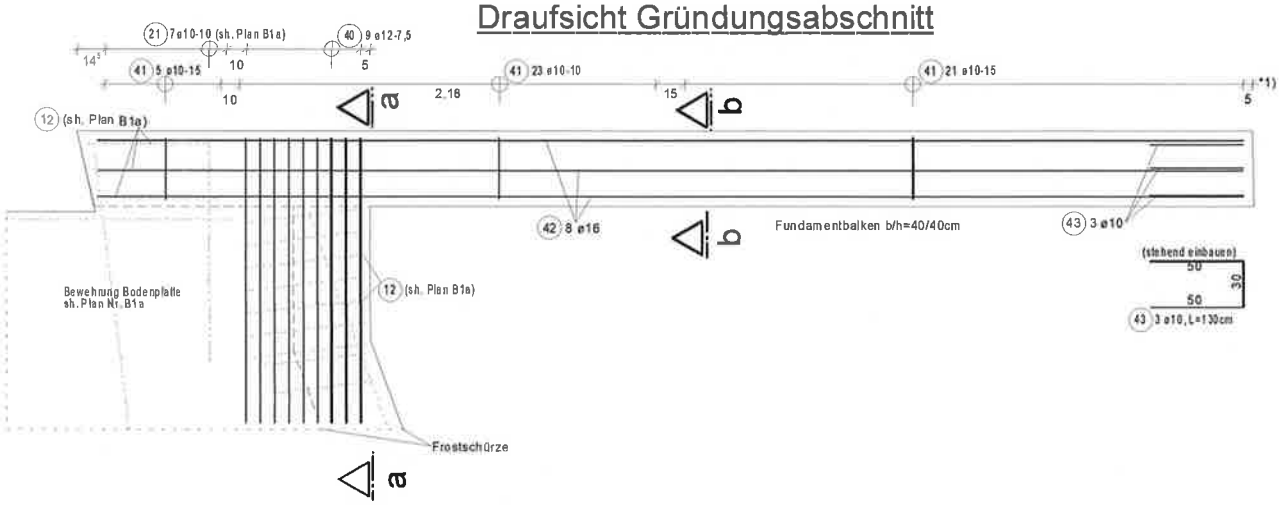
Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)

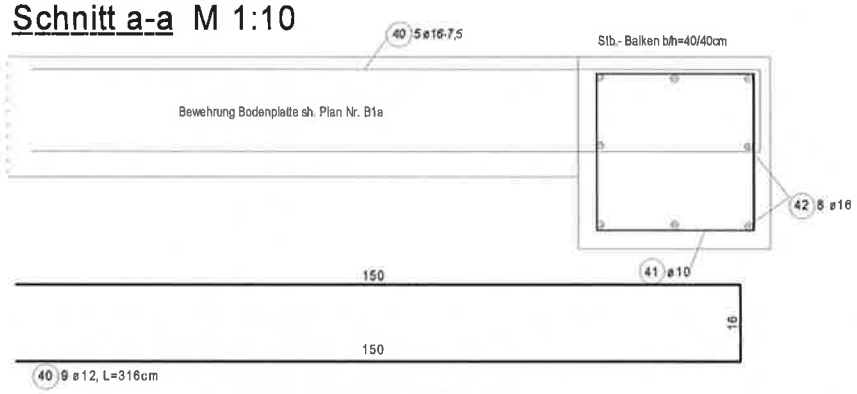


Fundamentbalken
Geometrie:

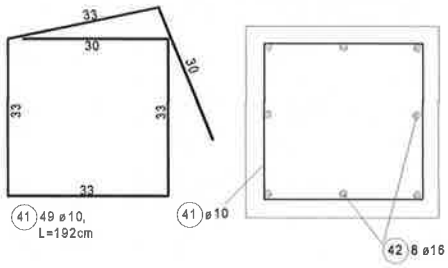
Draufsicht Gründungsabschnitt



Schnitt a-a M 1:10



Schnitt b-b M 1:10



statisches System:
Fundamentbalken mit
Balkenabschnittslänge l_B= 4,90 m
b_B= 0,40 m
h_B= 0,40 m

Belastung

Wandlänge, l_{W2}= 4,90 m
Wandhöhe, h_{W2}= 0,2+4,5 = 4,70 m
Wandhöhe über OKG, $h_{W2.1}$= 4,50 m
Windangriffsfläche
A_{W2}= l_{W2}* $h_{W2.1}$ = 22,05 m²

Basisgeschwindigkeitsdruck
q_b= 0,39 kN/m²
Winddruck für Geländekategorie II-III, Mischprofil, Höhe z<7,0m
q_p= 1,5* q_b = 0,58 kN/m²
Druckkraftbeiwert, zum Nachweis Bereich C
$c_{p.net}$= 1,40
Windlastordinate
w= $c_{p.net}$* q_p = 0,81 kN/m²
Windlastresultierende für Wandabschnitt 2
$W_{2,H}$= w* A_{W2} = 17,86 kN
Lage der result. Linienlast an z_1 über OKG
z_1= $h_{W2.1}$/2 = 2,25 m
$w_{2,H}$= w* $h_{W2.1}$ = 3,65 kNm

Linientorsionsmoment
$m_{T,2}$= $w_{2,H}$* (z_1+h_B/2) = 8,94 kNm/m
Linienquerkraft
$v_{y,2}$= $w_{2,H}$ = 3,65 kNm

Schnittgrößen
$M_{T,k}$= $m_{T,2}$* l_{W2} = 43,81 kNm
$V_{y,k}$= $v_{y,2}$* l_{W2} = 17,89 kN
$M_{z,k}$= $v_{y,2}$*l_{W2}^2/2 = 43,82 kNm

Bemessungsschnittgrößen am Anschluss Bodenplatte
$M_{T,d}$= 1,5* $M_{T,k}$ = 65,72 kNm
$V_{y,d}$= 1,5*$V_{y,k}$ 26,84 kN
$M_{z,d}$= 1,5* $M_{z,k}$ = 65,73 kNm

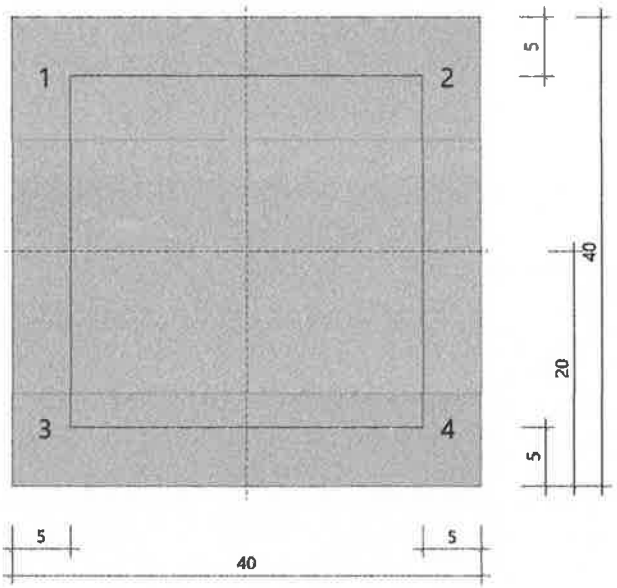
Nachweise

Grundparameter

Rechteck zweiachsig beansprucht, Grundquerschnitt: C25/30, Längsbewehrung: B500A, Schubbewehrung: B500A

Bemessung nach: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
GZT: ständige/ vorübergehende Bemessungssituation

Systemgrafik



Material

Längsbewehrung	B500A	γ_s =	1.15	f_{yd} =	434.8	N/mm²
		f_{tk}/f_{yk} =	1.050	ε_{uk} =	25.0	‰
Bügelbewehrung = Längsbewehrung						
Beton Grundquerschnitt	C25/30	γ_c =	1.50	f_{cd} =	14.2	N/mm²
		α_{cc} =	0.85	E_{cm} =	31000	N/mm²

Querschnitt

Rechteck	b =	40.0	cm		h =	40.0	cm
Bewehrung	b_1 =	5.0	cm		d_1 =	5.0	cm
Bruttoquerschnittswerte							
Schwerpunkt	y_{su} =	20.0	cm	Betonfläche	A_c =	1600.0	cm²
Trägheitsmoment	I_{cy} =	213333	cm⁴				

Druckkräfte und Druckspannungen sind negativ, solange im Nachweis nichts anderes definiert ist.

Dauerhaftigkeit

Betonangriff	XF1/WF			
Bewehrungskorrosion	XC3			
Mindestbetonklasse	C 25/30			
Bügel	$d_{s,b}$ =	8	mm	
Längsbewehrung	$d_{s,l}$ =	14	mm	
Vorhaltemaß	Δc_{dev} =	15	mm	
Bügel	$c_{min,b}$ =	20	mm	
Betondeckung	$c_{nom,b}$ =	35	mm	
Längsbewehrung	$c_{min,l}$ =	20	mm	
Betondeckung	$c_{nom,l}$ =	43	mm	*1
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b}$ =	35	mm	
zul. Rissbreite	w_{max} =	0.30	mm	

*1: mit cmin,b

Kriechzahl und Schwindmaß

wirksame Bauteildicke	h_0 =	20.0	cm		
Luftfeuchte	LU =	50	%	Zement Typ N,R	
Normalbeton	f_{ck} =	25	N/mm2		
Belastungsalter	t_0 =	28	Tage	t= unendlich	
Kriechzahl	$\phi(t_0,t)$ =	2.63			
Schwindmaß	$\varepsilon_{cs}(t)$ =	-0.47	‰		

Biegebemessung

A_s umfangsverteilt je $A_{sgesamt}/4$

vorh. Bewehrung vorh. $A_{sgesamt}$ = 16.1 cm² (vorgegeben)

Lk Nr. [-]	$N_{x,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	ε_1 [‰]	ε_2 [‰]	ε_3 [‰]	ε_{4s} [‰]	z [cm]	d [cm]	erf. $A_{sgesamt}$ [cm²]
1	0.0	0.00	66.00	-3.500	21.164	-3.500	18.079	31.5	34.0	8.9

Schubbemessung

Lk Nr. [-]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	α_v [-]	k_{asw} [-]	k_{vmax} [-]
1	0.0	27.0	0.00	1.00	1.00

Schubbügel rechtwinklig zur Bauteilachse
Zwischenergebnisse für $V_{Rd,c}$
$C_{Rd,c}$ = 0.10 k_1 = 0.12
k_{vmin} = 0.035 v_{min} = 0.41 k = 1.76
Zwischenergebnisse für $V_{Rd,max}$
v_1 = 0.75 α_{cw} = 1.00

Lk Nr. [-]	V_{Ed} [kN]	z [cm]	σ_{cp} [N/mm²]	A_{sz} [cm²]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,cc}$ [kN]	cot Θ [-]	Θ [°]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$s_{l,max}$ [cm]	$a_{swV,min}$ [cm²/m]	$a_{swV,cal}$ [cm²/m]
1	27.0	27.4	0.00	8.1	59.8	76.9	1.100	42.3	579.8	28.0	**3.28**	0.00

Torsionsbemessung

Ansatz des minimalen Druckstrebenwinkels
Zwischenergebnisse
t_{ef} = 10.0 cm A_k = 900.0 cm²
u_k = 120.0 cm z_i = 30.0 cm
v = 0.525 α_{cw} = 1.00

Lk Nr. [-]	T_{Ed} [kNm]	$V_{Ed,V+T}$ [kN]	cot Θ [-]	$T_{Rd,max}$ [kNm]	$a_{swT,cal}$ [cm²/m]	A_{sl} [cm²]	$v_{Interaktion}$ [-]	$a_{sw,V+T}$ [cm²/m]
1	66.00	116.8	1.100	66.63	15.33	11.1	0.98	15.33

Der Wert von a_{swT} ist auf zweischnittige Bügel bezogen.

gewählt:
läng 8 ø16, umfangsverteilt (16,09cm²)
Bgl. ø10-10 n=2 (2x 7,85=15,7cm²/m) Bereich bis 1,5m von Einspannung in Bodenplatte

Anschluss an Bodenplatte
gewählt: Einleitung des Torsionsmomentes durch Steckbügel

Abstand Druck- Zugzone im Plattenuerschnitt
e_3= 0,16 m
Zugkftaft im Bewehrungsstahl
$F_{t,d}$= $M_{T,d}/ e_3$ = 410,75 kN

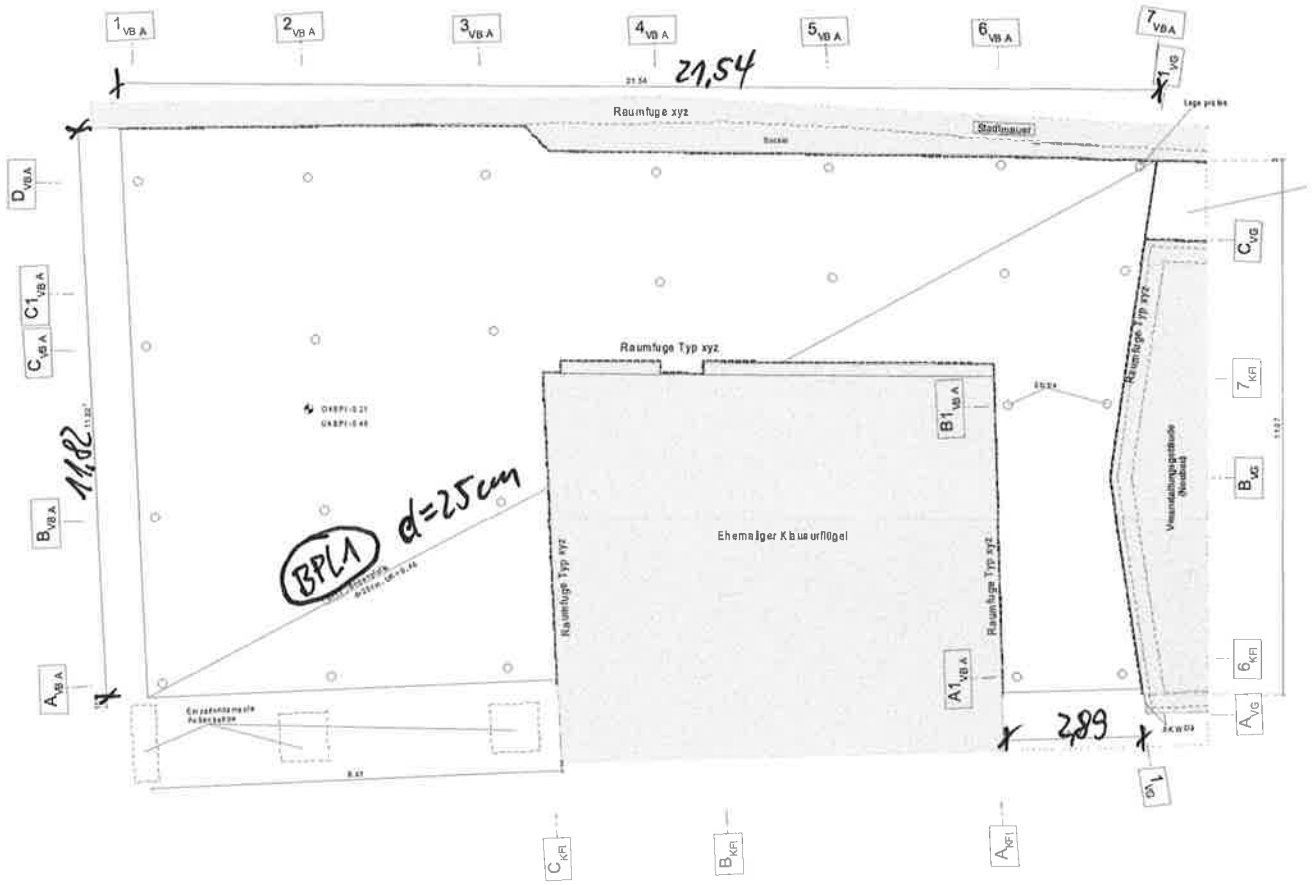
erf. Betonstahlquerschnitt
erf.A_S= $F_{t,d}/ (50/1,15)$ = 9,45 cm²

gewählt: 9ø12, BSt 500
vorh.A_S= 10,20 cm²
erf.A_S/ vorh.A_S = **<u>0,93 < 1,0</u>**

D - Gründung

Pos. BPl1 Bodenplatte Verbinder A

1 Geometrie



2 Systemwerte/ statisches System:

Baustoffe: C25/30, BSt 500 S/M
Expositionsklasse: oben XC3, unten XC2, WF
Betondeckung: c_{nom} = 3,5cm (unten/oben)
Plattendicke Bodenplatte: h = 25 cm

Lagerung Bodenplatte:
- gemäß dem "Geotechnischen Bericht 2023/2003" Veranstaltungsgebäude, Verbinder A+B und Einfriedungsmauern wird das Bettungsmodul zur Berechnung mit k_S=3000 kN/m³ angenommen.

Trennrissbreite zum Nachweis $w_k \leq 0{,}30$mm

statisches System:
siehe EDV Ausdrucke nachf. Seite

3 Belastung

LF1 Eigengewicht
Flächenlasten
Das Eigengewicht der Bodenplatte wird vom Bemessungsprogramm über die Plattendicke und die spezifische Wichte erfasst.

Aufbau, zum Nachweis angesetzt
g_{Aufbau} = 2,75 kN/m²

Einzellasten aus Stützen
- siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S1

LF2 Nutzlasten
Flächenlasten Kat. C
q_1 = 5,00 kN/m²
- Einzellasten aus Stützen im EG siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S1

LF3 veränderliche Lasten
- aus aufstauendem Niederschlag auf der Dachfläche von OK Dachabdichtung bis bis UK Notüberlauf

- Einzellasten aus Stützen im EG siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S1

LF4 Schneelast
- Einzellasten aus Stützten im EG siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S1

LF5 außergewöhnliche Schneelast
- Einzellasten aus Stützen im EG siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S1

4 Ergebnisse

System

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

Übersicht

Plattendicke	25.0	[cm]
Bettungsmodul	3000	[kN/m³]
Systempunkte	17	

Material

Beton			C 25/30	
E-Modul			3100	[kN/cm²]
Querdehnzahl			0.20	
Spezifisches Gewicht			25	[kN/m³]
Temperaturausdehnungskoeffizient			1.0e-05	[1/Grad]
Bewehrungsstahl			B500A	
Bewehrungslagen, oben	d-1 :	4.1	d-2 : 5.3	[cm]
Bewehrungslagen, unten	d-1 :	3.6	d-2 : 4.8	[cm]

Bemessung: Einstellungen

Norm DIN EN 1992-1-1/NA:2015-12

Global vorgegebene Längsbewehrung

- Platte

oben	as-1 :	5.24	as-2 : 5.24	[cm²/m]
unten	as-1 :	5.24	as-2 : 5.24	[cm²/m]

- Unter-/Überzüge

oben	0.0	[cm²]
unten	0.0	[cm²]

Grenzzustand der Tragfähigkeit: Biegebemessung

- Platte
Berücksichtigung der Mindestbewehrung zur Sicherstellung
eines duktilen Bauteilverhaltens (9.3.1.1) NEIN
- Unter-/Überzüge
Berücksichtigung der Mindestbewehrung zur Sicherstellung
eines duktilen Bauteilverhaltens (9.3.1.1) JA

Grenzzustand der Tragfähigkeit: Querkraft-Bemessung

Ermittlung des Hebelarms der inneren Kräfte mit
den kz-Werten aus der Biegebemessung

Grenzzustand der Tragfähigkeit: Querkraft-Bemessung - Platte

Berücksichtigung der Längsbewehrung mit
dem jeweils maximalen Wert aus
- der global vorgegebenen Bewehrung
- der erforderlichen Bewehrung aus der Biegebemessung
Begrenzung der Druckstreben-Neigung auf Winkel 18.4 [Grad]
Cotangens 3.0 [1]
Nachweis direkt an Auflagerpunkten NEIN
Genauere Ermittlung des inneren Hebelarms und
der Betondeckung (ab Version 01/2007) JA

Grenzzustand der Tragfähigkeit: Querkraft-Bemessung - Unter-/Überzüge

Berücksichtigung der Längsbewehrung mit
dem jeweils maximalen Wert aus
- der global vorgegebenen Bewehrung
- der erforderlichen Bewehrung aus der Biegebemessung
Begrenzung der Druckstreben-Neigung auf Winkel 18.4 [Grad]
Cotangens 3.0 [1]
Nachweis direkt an Auflagerpunkten NEIN
Berücksichtigung von Torsion JA

FE-Eigenschaften

FE-Netz Viereck-Elemente
mit dreieckigen Übergangselementen
Anzahl der Knoten 1506
Anzahl der Elemente 1400
Durchschnittliche Elementgröße 35 [cm]
Abminderungsfaktor für die Drillsteifigkeit der Platte 1.0
Berücksichtigung der Schubverformung der Platte NEIN
Berechnung der Element-Ergebnisse an den Mittelpunkten der Element-Seiten

Systempunkte

Punkt	x [m]	y [m]	Punkt	x [m]	y [m]
1	0.000	0.000	2	8.462	0.400
3	8.176	6.773	4	8.558	6.771
5	8.559	7.021	6	10.617	7.007
7	10.615	6.757	8	11.506	6.751
9	11.508	7.001	10	17.531	6.961
11	17.717	0.122	12	20.594	0.201
13	19.924	4.593	14	20.924	11.165
15	8.322	11.360	16	7.816	11.880
17	-0.543	11.813			

Platte

Kante	Von Punkt	Bis Punkt	Radius [m]	x-Mitte [m]	y-Mitte [m]
1	1	2			
2	2	3			
3	3	4			
4	4	5			
5	5	6			
6	6	7			
7	7	8			
8	8	9			
9	9	10			
10	10	11			
11	11	12			
12	12	13			
13	13	14			
14	14	15			
15	15	16			
16	16	17			
17	17	1			

Lastfall 1 "Eigengewicht"

Punktlasten

Nummer	Punkt	Kraft Vertikal [kN]	Moment Um Achse 1 [kNm]	Moment Um Achse 2 [kNm]	Richtung 1 [Grad]
1	1	27.10	0.00	0.00	0.0
2	2	33.10	0.00	0.00	0.0
3	3	32.10	0.00	0.00	0.0
4	4	25.90	0.00	0.00	0.0
5	5	25.90	0.00	0.00	0.0
6	6	17.70	0.00	0.00	0.0
7	7	10.30	0.00	0.00	0.0
8	8	29.90	0.00	0.00	0.0
9	9	27.40	0.00	0.00	0.0
10	10	27.70	0.00	0.00	0.0
11	11	12.60	0.00	0.00	0.0
12	12	23.80	0.00	0.00	0.0
13	13	46.60	0.00	0.00	0.0
14	14	39.70	0.00	0.00	0.0
15	15	15.40	0.00	0.00	0.0
16	16	46.40	0.00	0.00	0.0
17	17	28.80	0.00	0.00	0.0
18	18	12.80	0.00	0.00	0.0
19	19	37.90	0.00	0.00	0.0
20	20	23.00	0.00	0.00	0.0
21	21	33.80	0.00	0.00	0.0
22	22	33.80	0.00	0.00	0.0
23	23	30.20	0.00	0.00	0.0
24	24	30.20	0.00	0.00	0.0
Gesamt		672.10	Anteil auf der Platte		

Lastfall 1 "Eigengewicht"

Flächenlasten

Geometrie

Nummer	Lastwert [kN/m²]	Kante	Von Punkt	Bis Punkt	Radius [m]	x-Mitte [m]	y-Mitte [m]
1	2.75	1	25	26			
		2	26	27			
		3	27	28			
		4	28	29			
		5	29	30			
		6	30	31			
		7	31	32			
		8	32	33			
		9	33	34			
		10	34	35			
		11	35	36			
		12	36	37			
		13	37	38			
		14	38	39			
		15	39	40			
		16	40	41			
		17	41	25			

Lastsummen

Nummer	Gesamt [kN]	Auf Platte [kN]
1	468.79	468.79
Gesamt	468.79	468.79

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

Lastfall 2 "Nutzlasten"

Übersicht

Art	nicht ständig
Eigengewicht infolge Platte, Unter-/Überzügen und Brüstungen ist berücksichtigt	NEIN
Einwirkung	Kat. C: Versammlungsbereiche
Teilsicherheitsbeiwert Einwirkung	1.50
Teilsicherheitsbeiwert Beton	1.50
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	1.15
Lastpunkte	21
Punktlasten	4
Linienlasten	0
Flächenlasten	1
Temperaturlasten	0
Summe der eingegebenen Lasten	930 [kN]
Anteil auf der Platte	
Summe der Auflagerkräfte	0 [kN]
Summe des Sohldrucks	930 [kN]
Summe aller Reaktionen	930 [kN]

HINWEIS
Alle Beanspruchungsergebnisse (wie Momente, Querkräfte, Auflagerkräfte, Durchbiegungen, etc.) eines einzelnen Lastfalls sind im Unterschied zu den Ergebnissen einer Lastfallüberlagerung 1-fache, d.h. charakteristische, Werte.
Bemessungsergebnisse werden mit den gamma-fachen Werten, d.h. mit den Bemessungswerten, ermittelt.

Lastfall 2 "Nutzlasten"

Lastpunkte

Punkt	x [m]	y [m]	Punkt	x [m]	y [m]
1	17.827	6.080	2	19.846	6.136
3	17.982	0.450	4	20.187	0.510
5	0.000	0.000	6	8.462	0.400
7	8.176	6.773	8	8.558	6.771
9	8.559	7.021	10	10.617	7.007
11	10.615	6.757	12	11.506	6.751
13	11.508	7.001	14	17.531	6.961
15	17.717	0.122	16	20.594	0.201
17	19.924	4.593	18	20.924	11.165
19	8.322	11.360	20	7.816	11.880
21	-0.543	11.813			

Lastfall 2 "Nutzlasten"

Punktlasten

Nummer	Punkt	Kraft Vertikal [kN]	Moment Um Achse 1 [kNm]	Moment Um Achse 2 [kNm]	Richtung 1 [Grad]
25	1	18.70	0.00	0.00	0.0
26	2	18.70	0.00	0.00	0.0
27	3	20.10	0.00	0.00	0.0
28	4	20.10	0.00	0.00	0.0
Gesamt		77.60	Anteil auf der Platte		

Lastfall 2 "Nutzlasten"
Flächenlasten

Geometrie

Nummer	Lastwert [kN/m²]	Kante	Von Punkt	Bis Punkt	Radius [m]	x-Mitte [m]	y-Mitte [m]
2	5.00	1	5	6			
		2	6	7			
		3	7	8			
		4	8	9			
		5	9	10			
		6	10	11			
		7	11	12			
		8	12	13			
		9	13	14			
		10	14	15			
		11	15	16			
		12	16	17			
		13	17	18			
		14	18	19			
		15	19	20			
		16	20	21			
		17	21	5			

Lastsummen

Nummer	Gesamt [kN]	Auf Platte [kN]
2	852.35	852.35
Gesamt	852.35	852.35

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

Lastfall 3 "Nutzlasten sonstige"

Übersicht

Art	nicht ständig
Eigengewicht infolge Platte, Unter-/Überzügen und Brüstungen ist berücksichtigt	NEIN
Einwirkung	sonstige veränderliche Einwirkungen
Teilsicherheitsbeiwert Einwirkung	1.50
Teilsicherheitsbeiwert Beton	1.50
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	1.15
Lastpunkte	24
Punktlasten	24
Linienlasten	0
Flächenlasten	0
Temperaturlasten	0
Summe der eingegebenen Lasten	332 [kN]
Anteil auf der Platte	
Summe der Auflagerkräfte	0 [kN]
Summe des Sohldrucks	332 [kN]
Summe aller Reaktionen	332 [kN]

HINWEIS
Alle Beanspruchungsergebnisse (wie Momente, Querkräfte, Auflagerkräfte, Durchbiegungen, etc.) eines einzelnen Lastfalls sind im Unterschied zu den Ergebnissen einer Lastfallüberlagerung 1-fache, d.h. charakteristische, Werte.
Bemessungsergebnisse werden mit den gamma-fachen Werten, d.h. mit den Bemessungswerten, ermittelt.

Lastfall 3 "Nutzlasten sonstige"

Lastpunkte

Punkt	x [m]	y [m]	Punkt	x [m]	y [m]
1	-0.181	10.734	2	3.334	10.803
3	6.986	10.874	4	10.553	10.944
5	14.121	11.014	6	17.689	11.083
7	20.587	11.040	8	10.596	8.657
9	14.165	8.741	10	17.751	8.828
11	20.262	8.888	12	-0.020	7.286
13	3.493	7.448	14	7.138	7.615
15	0.142	3.738	16	3.656	3.911
17	7.301	4.079	18	0.294	0.293
19	3.817	0.460	20	7.462	0.632
21	17.827	6.080	22	19.846	6.136
23	17.982	0.450	24	20.187	0.510

Lastfall 3 "Nutzlasten sonstige"

Punktlasten

Nummer	Punkt	Kraft Vertikal [kN]	Moment Um Achse 1 [kNm]	Moment Um Achse 2 [kNm]	Richtung 1 [Grad]
29	1	10.80	0.00	0.00	0.0
30	2	21.30	0.00	0.00	0.0
31	3	20.50	0.00	0.00	0.0
32	4	16.60	0.00	0.00	0.0
33	5	16.60	0.00	0.00	0.0
34	6	11.10	0.00	0.00	0.0
35	7	4.20	0.00	0.00	0.0
36	8	12.50	0.00	0.00	0.0
37	9	12.20	0.00	0.00	0.0
38	10	11.20	0.00	0.00	0.0
39	11	4.60	0.00	0.00	0.0
40	12	13.40	0.00	0.00	0.0
41	13	32.40	0.00	0.00	0.0
42	14	25.60	0.00	0.00	0.0
43	15	11.20	0.00	0.00	0.0
44	16	31.50	0.00	0.00	0.0
45	17	19.80	0.00	0.00	0.0
46	18	5.60	0.00	0.00	0.0
47	19	15.90	0.00	0.00	0.0
48	20	9.80	0.00	0.00	0.0
49	21	8.20	0.00	0.00	0.0
50	22	8.20	0.00	0.00	0.0
51	23	4.60	0.00	0.00	0.0
52	24	4.60	0.00	0.00	0.0
Gesamt		332.40	Anteil auf der Platte		

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

Lastfall 4 "Schnee"

Übersicht

Art	nicht ständig
Eigengewicht infolge Platte, Unter-/Überzügen und Brüstungen ist berücksichtigt	NEIN
Einwirkung	Schnee H < 1000 m
Teilsicherheitsbeiwert Einwirkung	1.50
Teilsicherheitsbeiwert Beton	1.50
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	1.15
Lastpunkte	24
Punktlasten	24
Linienlasten	0
Flächenlasten	0
Temperaturlasten	0
Summe der eingegebenen Lasten	337 [kN]
Anteil auf der Platte	
Summe der Auflagerkräfte	0 [kN]
Summe des Sohldrucks	337 [kN]
Summe aller Reaktionen	337 [kN]

HINWEIS
Alle Beanspruchungsergebnisse (wie Momente, Querkräfte, Auflagerkräfte, Durchbiegungen, etc.) eines einzelnen Lastfalls sind im Unterschied zu den Ergebnissen einer Lastfallüberlagerung 1-fache, d.h. charakteristische, Werte.
Bemessungsergebnisse werden mit den gamma-fachen Werten, d.h. mit den Bemessungswerten, ermittelt.

Lastfall 4 "Schnee"

Lastpunkte

Punkt	x [m]	y [m]	Punkt	x [m]	y [m]
1	-0.181	10.734	2	3.334	10.803
3	6.986	10.874	4	10.553	10.944
5	14.121	11.014	6	17.689	11.083
7	20.587	11.040	8	10.596	8.657
9	14.165	8.741	10	17.751	8.828
11	20.262	8.888	12	-0.020	7.286
13	3.493	7.448	14	7.138	7.615
15	0.142	3.738	16	3.656	3.911
17	7.301	4.079	18	0.294	0.293
19	3.817	0.460	20	7.462	0.632
21	17.827	6.080	22	19.846	6.136
23	17.982	0.450	24	20.187	0.510

Lastfall 4 "Schnee"

Punktlasten

Nummer	Punkt	Kraft Vertikal [kN]	Moment Um Achse 1 [kNm]	Moment Um Achse 2 [kNm]	Richtung 1 [Grad]
53	1	11.00	0.00	0.00	0.0
54	2	21.70	0.00	0.00	0.0
55	3	20.90	0.00	0.00	0.0
56	4	17.00	0.00	0.00	0.0
57	5	17.00	0.00	0.00	0.0
58	6	11.30	0.00	0.00	0.0
59	7	4.20	0.00	0.00	0.0
60	8	15.00	0.00	0.00	0.0
61	9	13.90	0.00	0.00	0.0
62	10	14.20	0.00	0.00	0.0
63	11	5.20	0.00	0.00	0.0
64	12	13.40	0.00	0.00	0.0
65	13	31.90	0.00	0.00	0.0
66	14	24.00	0.00	0.00	0.0
67	15	11.10	0.00	0.00	0.0

Nummer	Punkt	Kraft Vertikal [kN]	Moment Um Achse 1 [kNm]	Moment Um Achse 2 [kNm]	Richtung 1 [Grad]
68	16	30.50	0.00	0.00	0.0
69	17	18.70	0.00	0.00	0.0
70	18	5.60	0.00	0.00	0.0
71	19	15.40	0.00	0.00	0.0
72	20	9.20	0.00	0.00	0.0
73	21	8.20	0.00	0.00	0.0
74	22	8.20	0.00	0.00	0.0
75	23	4.60	0.00	0.00	0.0
76	24	4.60	0.00	0.00	0.0
Gesamt		336.80	Anteil auf der Platte		

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

Lastfall 5 "Schnee außergew."

Übersicht

Art	außergewöhnlich	
Eigengewicht infolge Platte, Unter-/Überzügen und Brüstungen ist berücksichtigt	NEIN	
Einwirkung	außergewöhnliche Einwirkungen	
Teilsicherheitsbeiwert Einwirkung	1.00	
Teilsicherheitsbeiwert Beton	1.30	
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	1.00	
Lastpunkte	24	
Punktlasten	24	
Linienlasten	0	
Flächenlasten	0	
Temperaturlasten	0	
Summe der eingegebenen Lasten	562	[kN]
Anteil auf der Platte		
Summe der Auflagerkräfte	0	[kN]
Summe des Sohldrucks	562	[kN]
Summe aller Reaktionen	562	[kN]

HINWEIS
Alle Beanspruchungsergebnisse (wie Momente, Querkräfte, Auflagerkräfte, Durchbiegungen, etc.) eines einzelnen Lastfalls sind im Unterschied zu den Ergebnissen einer Lastfallüberlagerung 1-fache, d.h. charakteristische, Werte.
Bemessungsergebnisse werden mit den gamma-fachen Werten, d.h. mit den Bemessungswerten, ermittelt.

Lastfall 5 "Schnee außergew."

Lastpunkte

Punkt	x [m]	y [m]	Punkt	x [m]	y [m]
1	-0.181	10.734	2	3.334	10.803
3	6.986	10.874	4	10.553	10.944
5	14.121	11.014	6	17.689	11.083
7	20.587	11.040	8	10.596	8.657
9	14.165	8.741	10	17.751	8.828
11	20.262	8.888	12	-0.020	7.286
13	3.493	7.448	14	7.138	7.615
15	0.142	3.738	16	3.656	3.911
17	7.301	4.079	18	0.294	0.293
19	3.817	0.460	20	7.462	0.632
21	17.827	6.080	22	19.846	6.136
23	17.982	0.450	24	20.187	0.510

Lastfall 5 "Schnee außergew."

Punktlasten

Nummer	Punkt	Kraft Vertikal [kN]	Moment Um Achse 1 [kNm]	Moment Um Achse 2 [kNm]	Richtung 1 [Grad]
77	1	18.40	0.00	0.00	0.0
78	2	36.20	0.00	0.00	0.0
79	3	34.80	0.00	0.00	0.0
80	4	28.30	0.00	0.00	0.0
81	5	28.30	0.00	0.00	0.0
82	6	18.90	0.00	0.00	0.0
83	7	7.10	0.00	0.00	0.0
84	8	25.10	0.00	0.00	0.0
85	9	23.30	0.00	0.00	0.0
86	10	23.70	0.00	0.00	0.0
87	11	8.70	0.00	0.00	0.0
88	12	22.50	0.00	0.00	0.0
89	13	53.30	0.00	0.00	0.0
90	14	40.00	0.00	0.00	0.0
91	15	18.50	0.00	0.00	0.0
92	16	50.80	0.00	0.00	0.0
93	17	31.20	0.00	0.00	0.0
94	18	9.40	0.00	0.00	0.0
95	19	25.70	0.00	0.00	0.0
96	20	15.30	0.00	0.00	0.0
97	21	13.70	0.00	0.00	0.0
98	22	13.70	0.00	0.00	0.0
99	23	7.70	0.00	0.00	0.0
100	24	7.70	0.00	0.00	0.0
Gesamt		562.30	Anteil auf der Platte		

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

Lastfall 6 "Wind, Schiefstellung"

Übersicht

Art	nicht ständig
Eigengewicht infolge Platte, Unter-/Überzügen und Brüstungen ist berücksichtigt	NEIN
Einwirkung	Windlasten
Teilsicherheitsbeiwert Einwirkung	1.50
Teilsicherheitsbeiwert Beton	1.50
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	1.15
Lastpunkte	5
Punktlasten	5
Linienlasten	0
Flächenlasten	0
Temperaturlasten	0
Summe der eingegebenen Lasten	129 [kN]
Anteil auf der Platte	
Summe der Auflagerkräfte	0 [kN]
Summe des Sohldrucks	129 [kN]
Summe aller Reaktionen	129 [kN]

HINWEIS
Alle Beanspruchungsergebnisse (wie Momente, Querkräfte, Auflagerkräfte, Durchbiegungen, etc.) eines einzelnen Lastfalls sind im Unterschied zu den Ergebnissen einer Lastfallüberlagerung 1-fache, d.h. charakteristische, Werte.
Bemessungsergebnisse werden mit den gamma-fachen Werten, d.h. mit den Bemessungswerten, ermittelt.

Lastfall 6 "Wind, Schiefstellung"

Lastpunkte

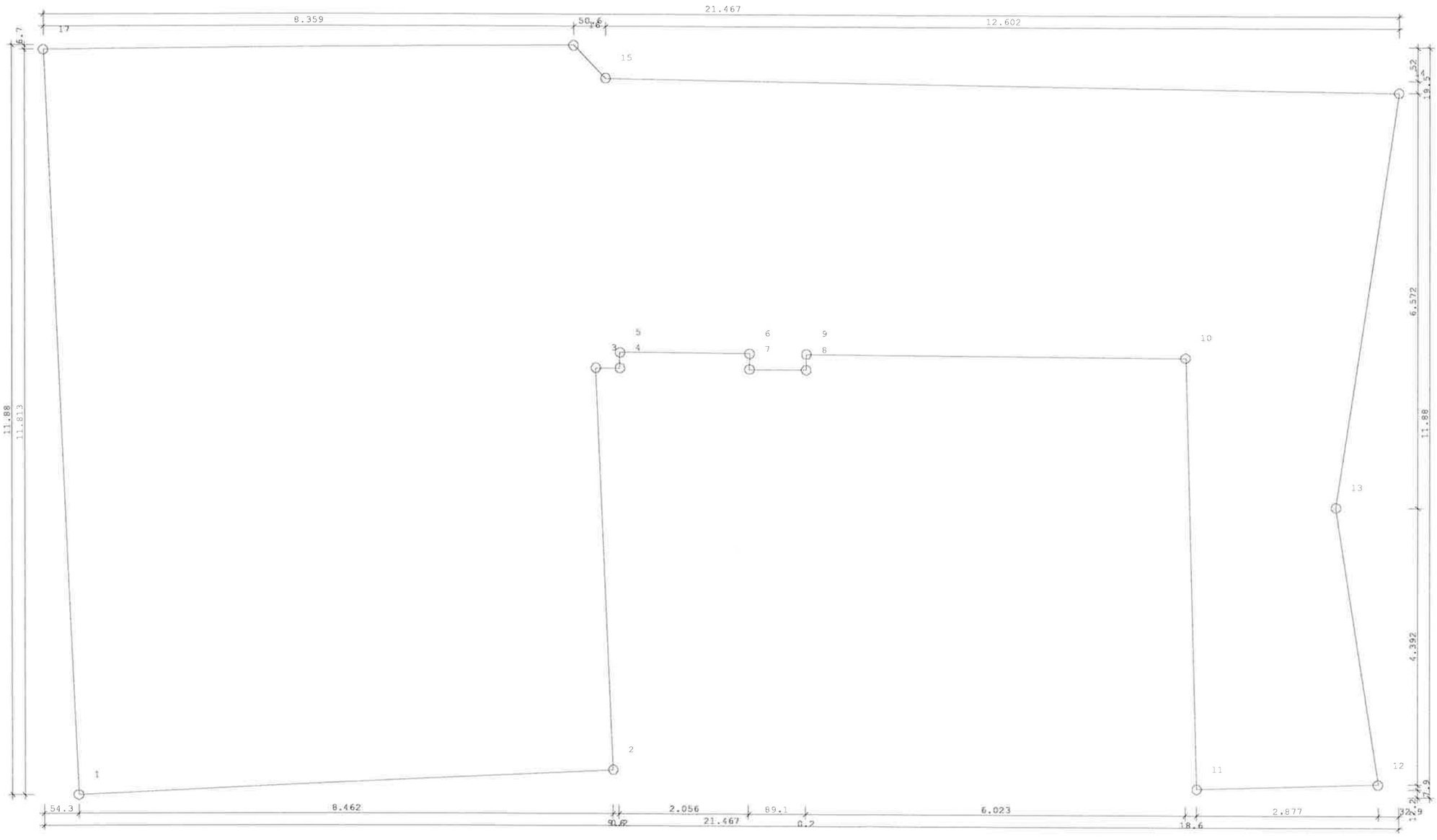
Punkt	x [m]	y [m]	Punkt	x [m]	y [m]
1	-0.181	10.734	2	3.334	10.803
3	-0.020	7.286	4	0.294	0.293
5	3.817	0.460			

Lastfall 6 "Wind, Schiefstellung"

Punktlasten

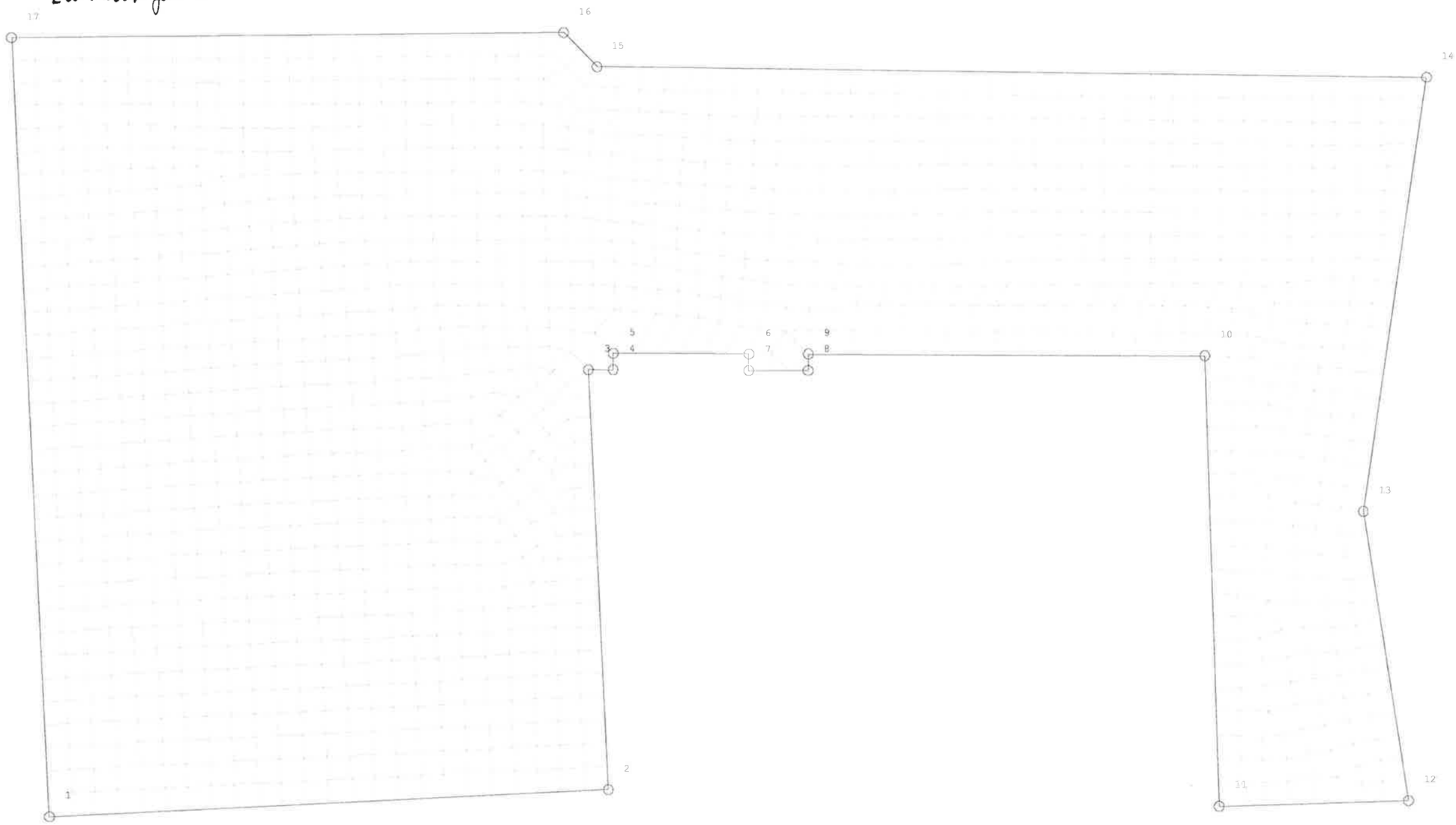
Nummer	Punkt	Kraft Vertikal [kN]	Moment Um Achse 1 [kNm]	Moment Um Achse 2 [kNm]	Richtung 1 [Grad]
101	1	41.50	0.00	0.00	0.0
102	2	14.50	0.00	0.00	0.0
103	3	27.00	0.00	0.00	0.0
104	4	23.20	0.00	0.00	0.0
105	5	23.20	0.00	0.00	0.0
Gesamt		129.40	Anteil auf der Platte		

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

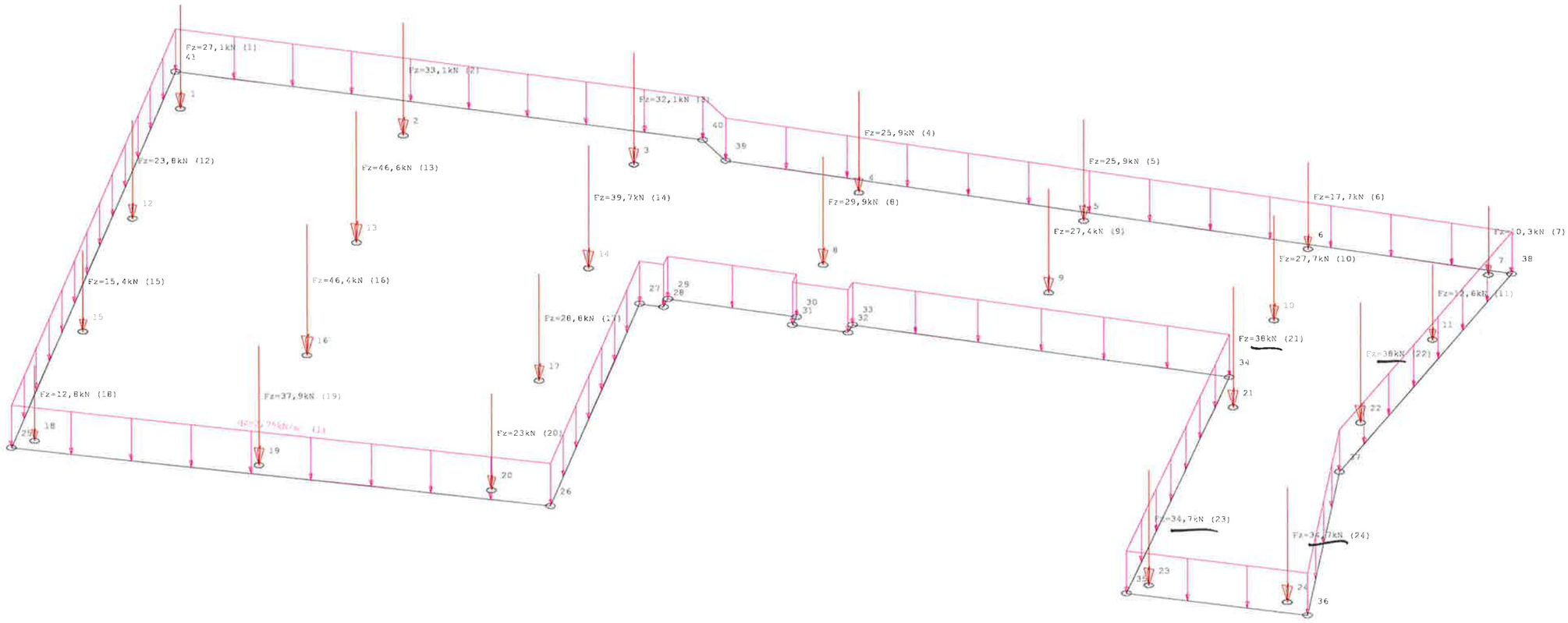


System
Grundriss

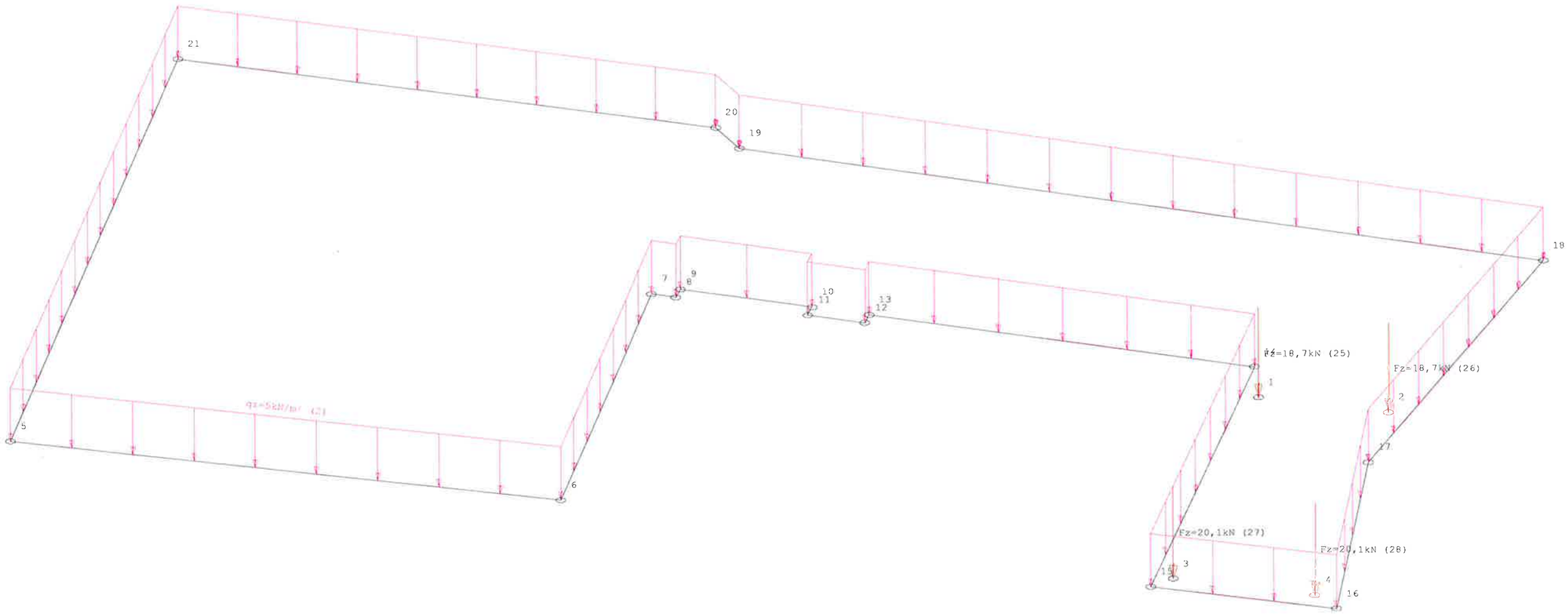
Elementlänge ~45cm



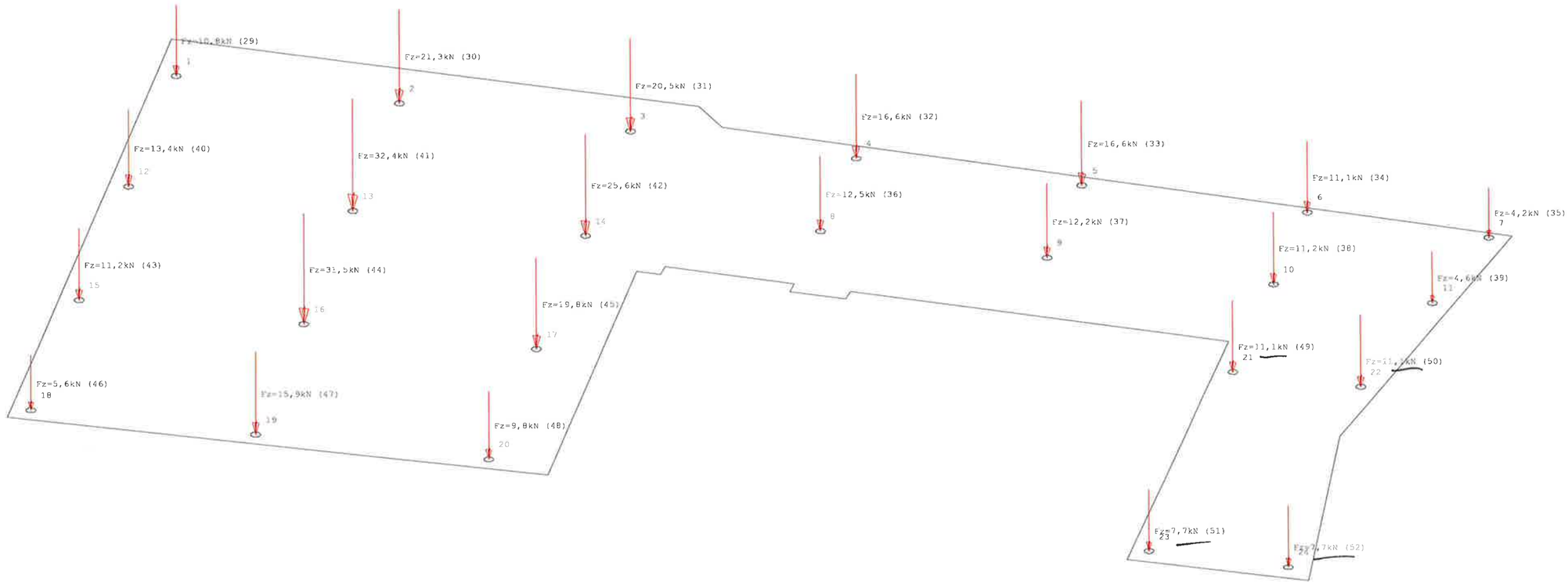
System
Grundriss: FE-Netz - 1506 Knoten 1400 Elemente



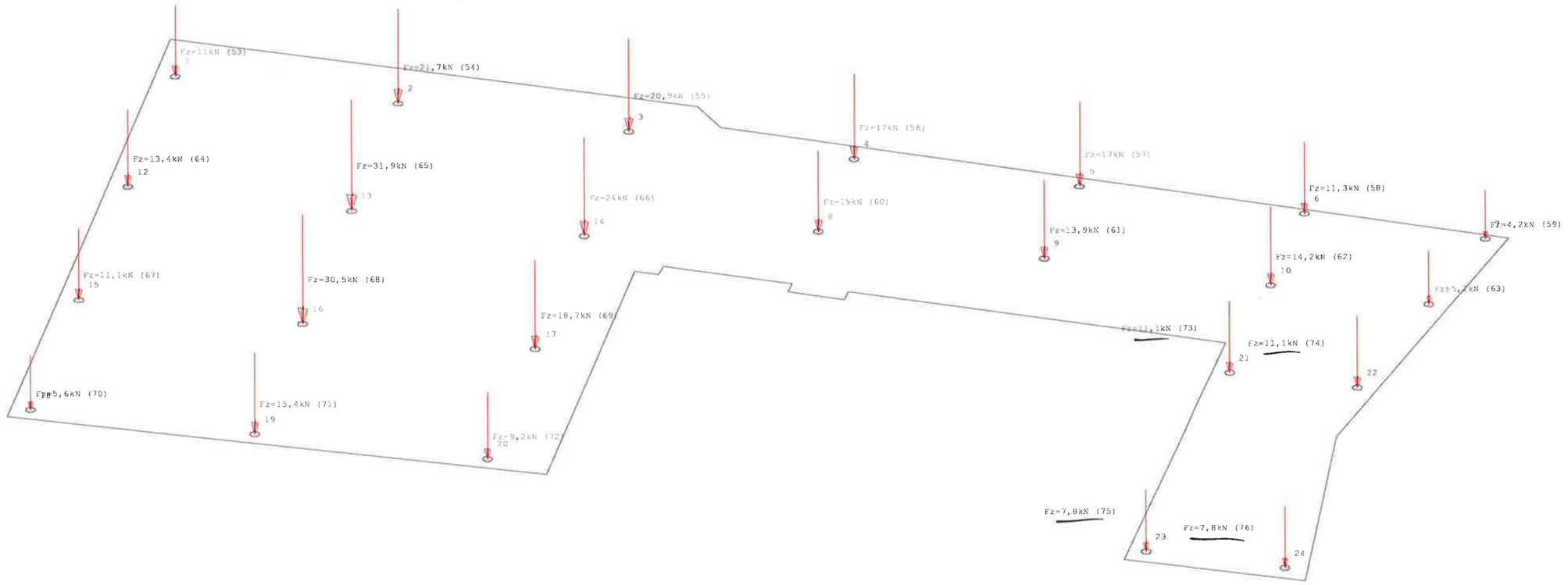
Lastfall 1 "Eigengewicht"
Lasten



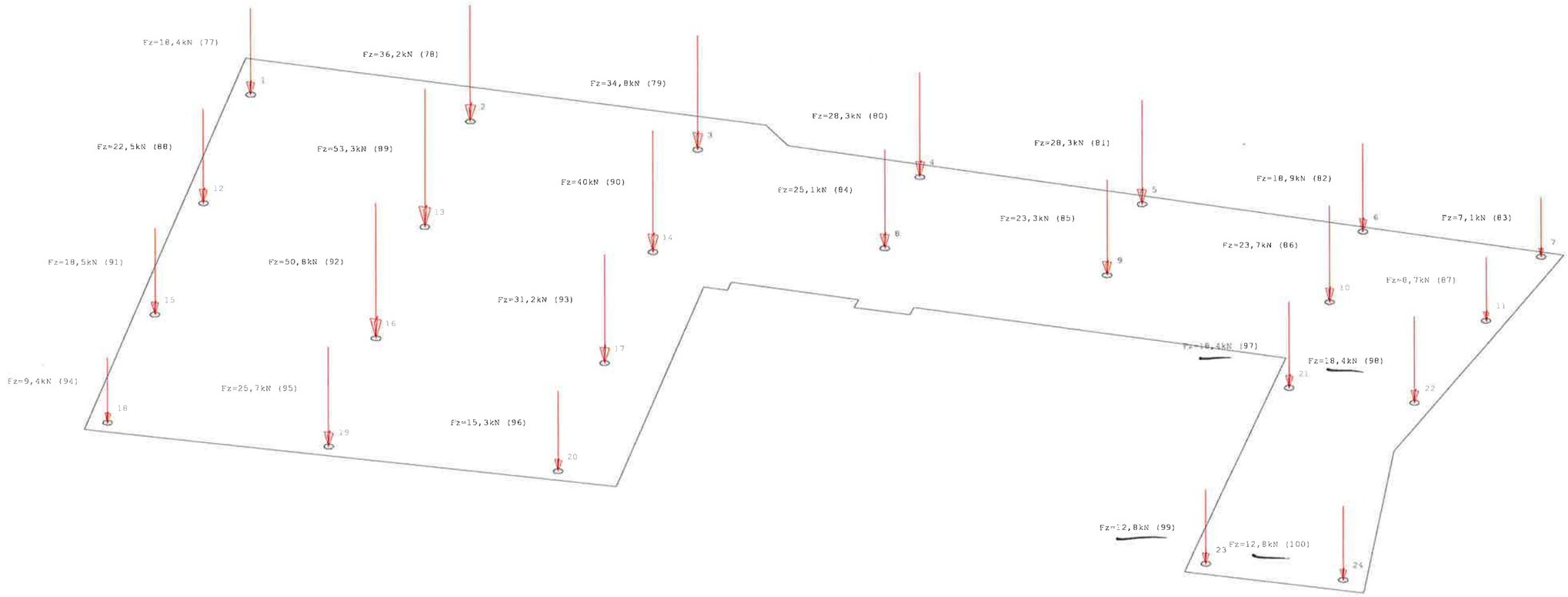
Lastfall 2 "Nutzlasten"
Lasten



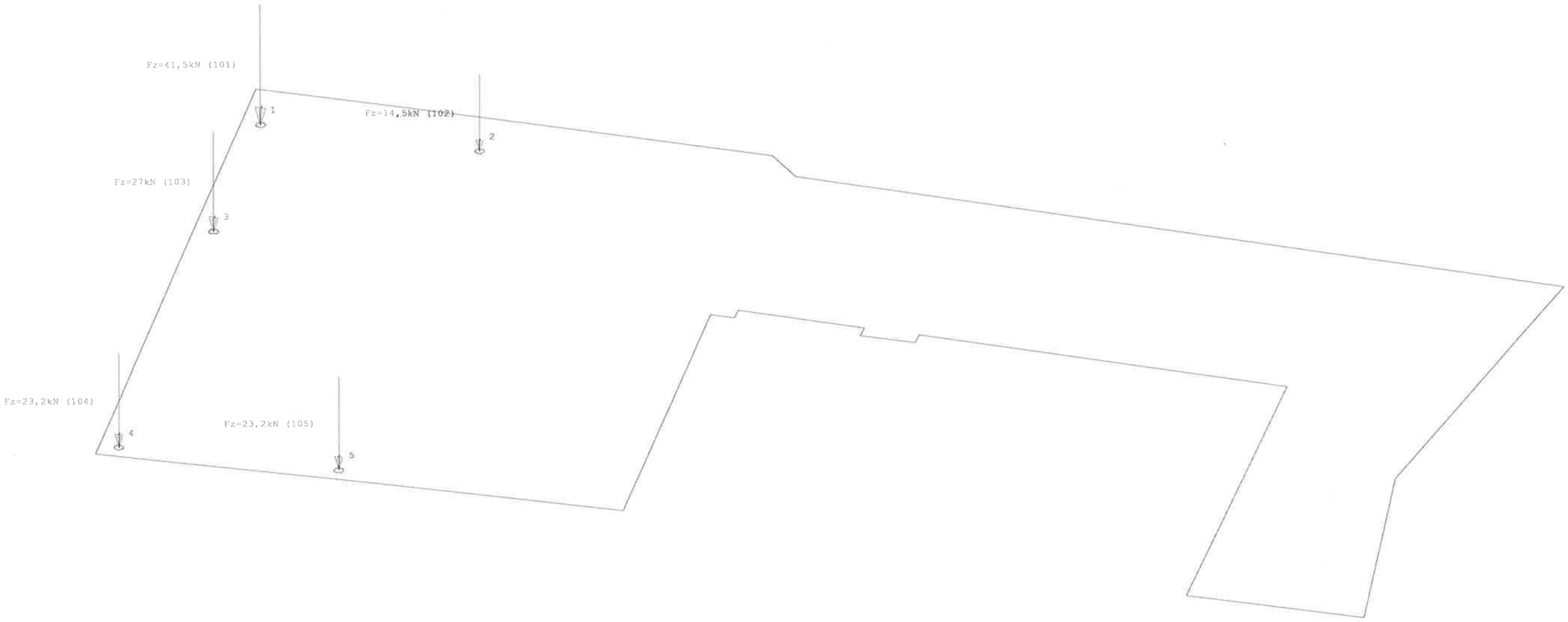
Lastfall 3 "Nutzlasten sonstige"
Lasten



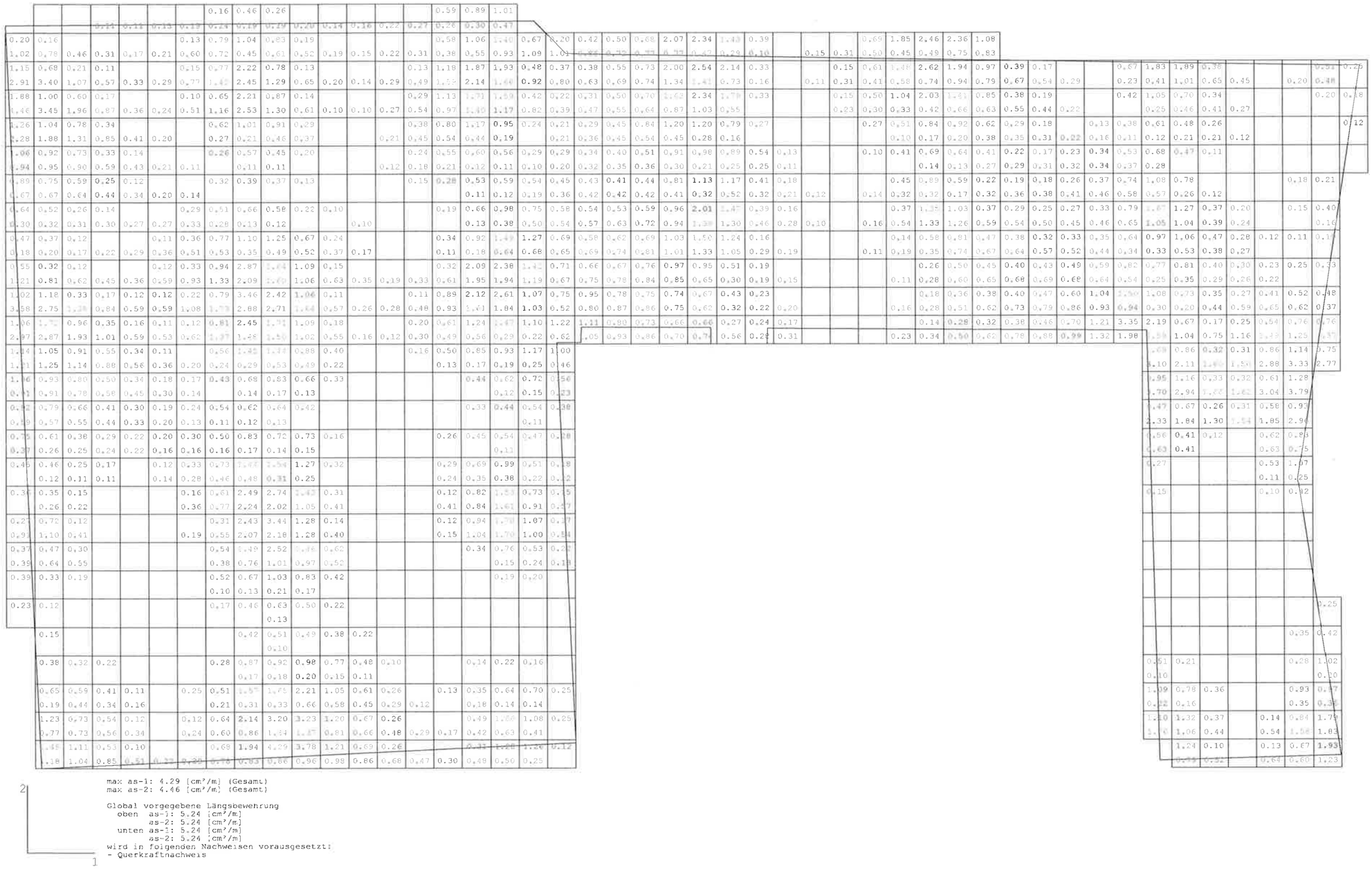
Lastfall 4 "Schnee"
Lasten



Lastfall 5 "Schnee außergew."
Lasten



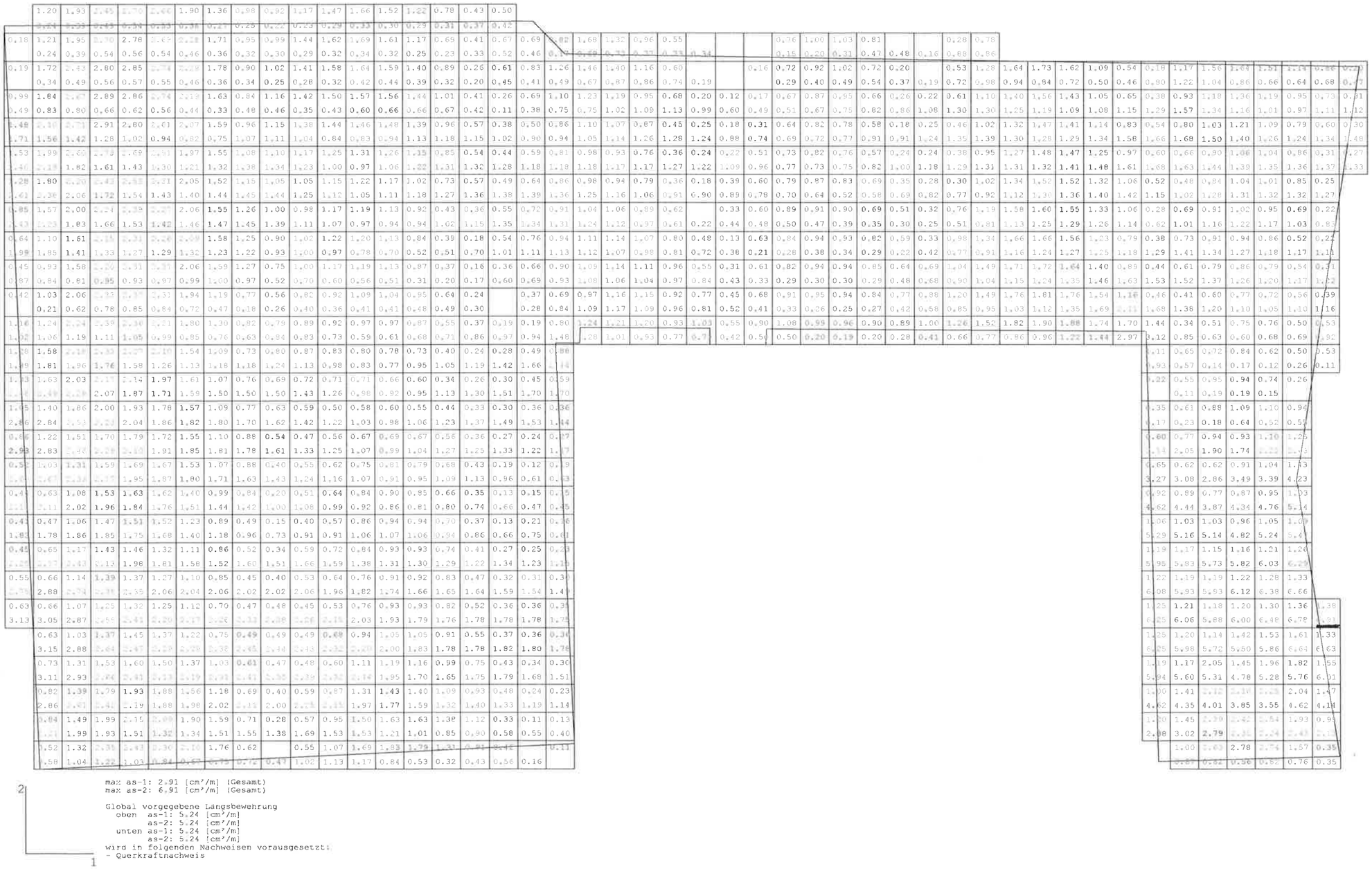
Lastfall 6 "Wind, Schiefstellung"
Lasten



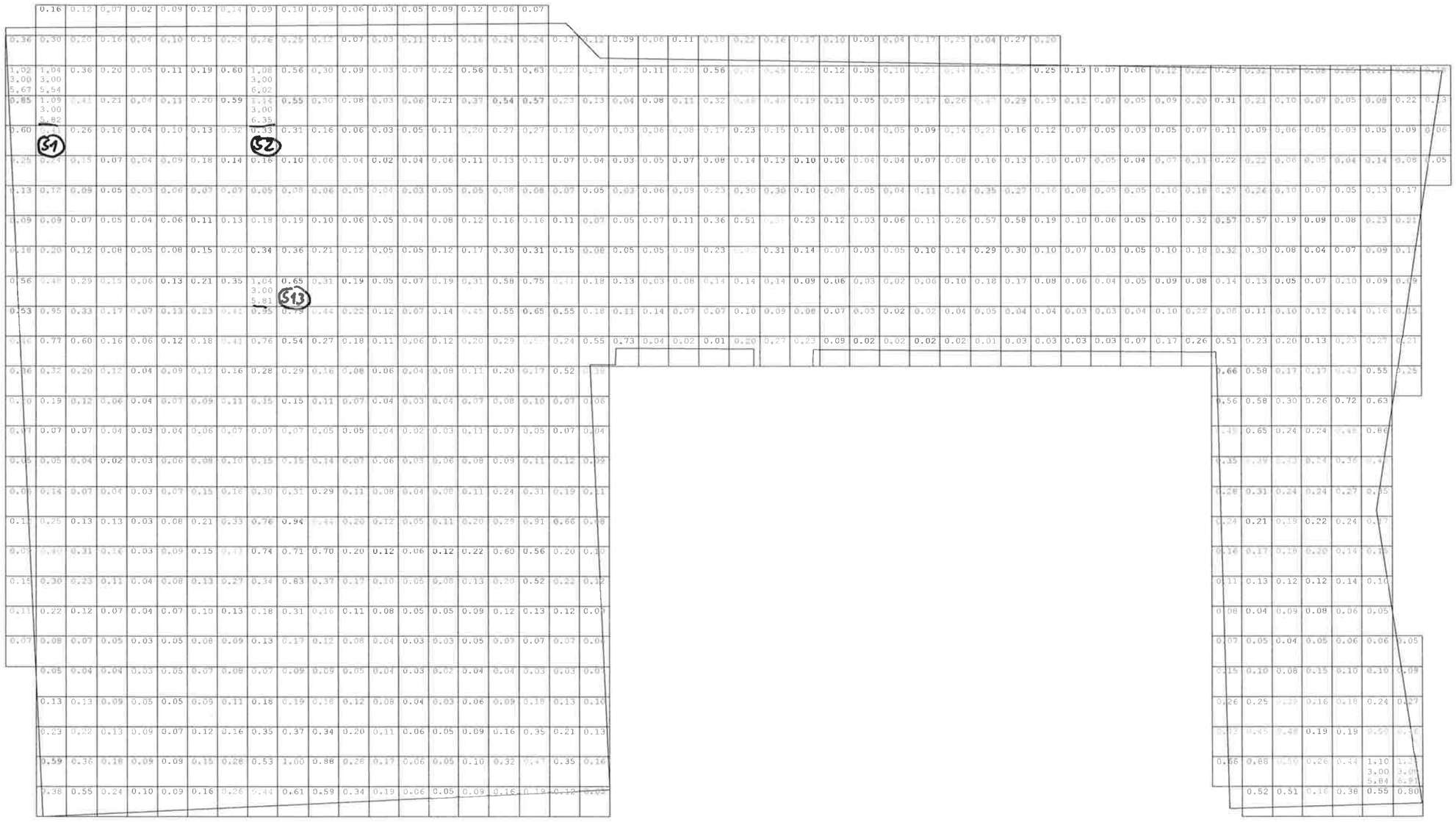
max as-1: 4.29 [cm²/m] (Gesamt)
max as-2: 4.46 [cm²/m] (Gesamt)

Global vorgegebene Längsbewehrung
oben as-1: 5.24 [cm²/m]
as-2: 5.24 [cm²/m]
unten as-1: 5.24 [cm²/m]
as-2: 5.24 [cm²/m]
wird in folgenden Nachweisen vorausgesetzt:
- Querkraftnachweis

Überlagerung 4 "Maßgebend"
Bewehrung, unten: Gesamt - aS-1, aS-2 [cm²/m]



Überlagerung 4 "Maßgebend"
Bewehrung, oben: Gesamt - aS-1, aS-2 [cm²/m]



S1, S2, S13 - Stützen im EG

Überlagerung 4 "Maßgebend"
Querkraft-Nachweis - VEd / VRd,c, Druckstrebe cot, Schub-Bewehrung [cm²/m²]

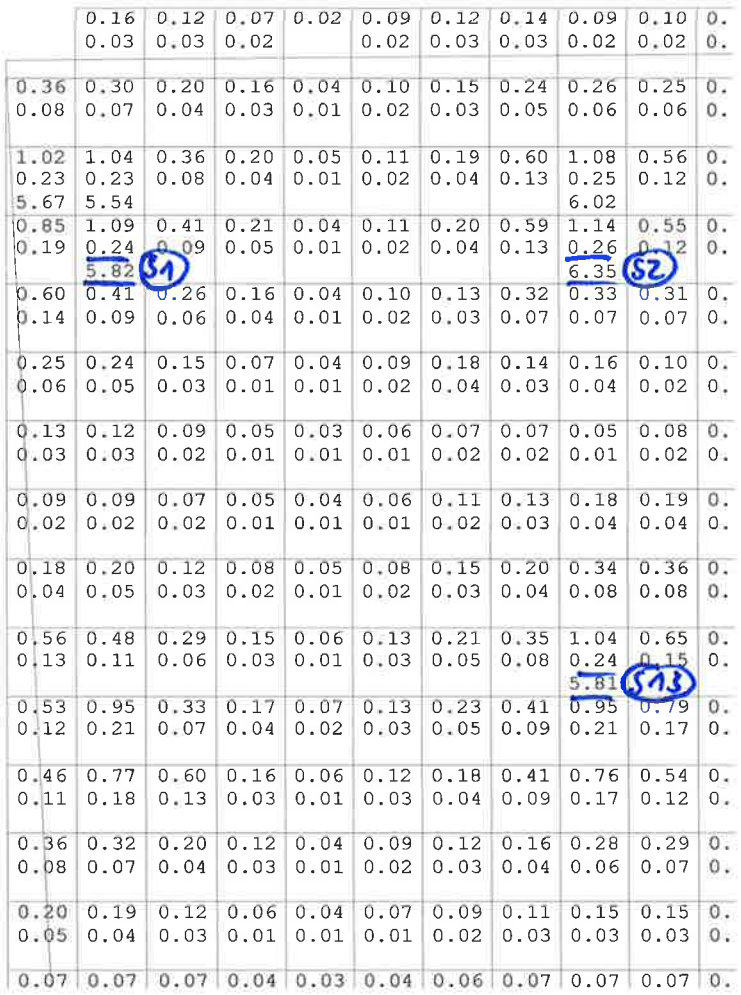


Überlagerung 1 "Charakteristisch"
Sohldruck [kN/m²] - MAX



Überlagerung 4 "Maßgebend"
Sohldruck [kN/m²] - MAX
Bemessungswerte (Gamma-fach)

Querkräfte/ Schubbewehrung
Draufsicht (Ausschnitt)



Überlagerung 4 "Maßgebend"
Querkraft-Nachweis (Verhältnisse) - VEd / VRd,c, VEd / VRd,max,
Schub-Bewehrung [cm²/m²]

Plattendicke h ≤ 40 cm **Bügel**

Bodenplatte **h =** **25 cm**

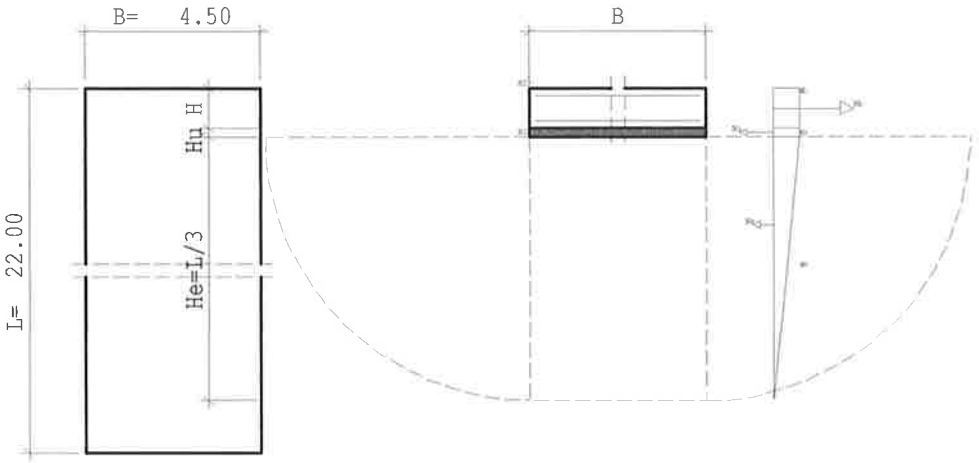
Stütze Pos.	Abschnitt	max. V_{Ed} / $V_{Rd,max}$	max.s_L [cm]	max.s_Q [cm]	gew.s_L [cm]	gew.s_Q [cm]	ø Bügel [mm]	Bügel-stege / Reihe	Bügel-stege / m	erf. a_{sw} [cm²/m²]	Bügel-querschn. / Reihe [cm²/m]	vorh. a_{sw} [cm²/m²]
S1		0,240	17,5	25,0	15,0	15,0	10	2	6,67	**5,82**	5,24	**34,91**
S2		0,260	17,5	25,0	15,0	15,0	10	2	6,67	**6,35**	5,24	**34,91**
S13		0,240	17,5	25,0	15,0	15,0	10	2	6,67	**5,81**	5,24	**34,91**

sL = Längsrichtung

5 zusätzliche Nachweise

- Zwangsbeanspruchung durch abfließende Hydratationswärme, erforderliche Bewehrung entsprechend Vorgabe der zul. Trennrissweite

Richtung Ost- West,
zum Nachweis wird die max. Plattenlänge sowie die Breite im Bereich vor der Giebelwand des Museums angesetzt.
l_{Ersatz} = 22m, b_{Ersatz} = 4,5m



RISSBREITENNACHWEIS nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12			
Betonstahl	B500A		
Beton	C 25/30		
	t= 3 ... 5d (normale Erh.)		
Betonzugfestigkeit	kFct(t)=	0.50 (nutzerdef.)	fcteff= 1.28 N/mm2
E-Modul Beton	αE =	1.00 (Zuschlagstoffe)	
	kEc(t) =	0.90 (nutzerdef.)	Ecm= 27900 N/mm2

KRIECHZAHL			
junger Beton	ϕt	= 0.36	(nutzerdefiniert)

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

	oben		unten	
Betonangriff	WF		WF	
Bewehrungskorrosion	XC3		XC2	
Mindestbetonklasse	C 20/25		C 16/20	
Längsbewehrung	$d_{s,l}$ =	10 mm	$d_{s,l}$ =	10 mm
Vorhaltemaß	Δc_{dev} =	15 mm	Δc_{dev} =	15 mm
reduziertes cmin				>=C 16/20
Längsbewehrung	$c_{min,l}$ =	20 mm	$c_{min,l}$ =	15 mm
Betondeckung	$c_{nom,l}$ =	35 mm	$c_{nom,l}$ =	30 mm
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b}$ =	35 mm	$c_{v,b}$ =	30 mm
zul. Rissbreite	w_{max} =	0.30 mm	w_{max} =	0.30 mm

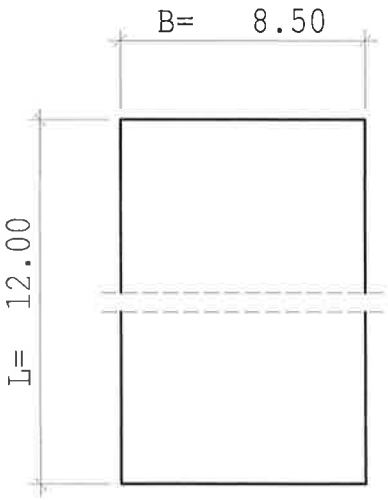
BODENPLATTE				
Abmessungen	B =	4.50 m	H =	0.25 m
	L =	22.00 m		
Bewehrung	dob =	5.0 cm	dun =	5.0 cm

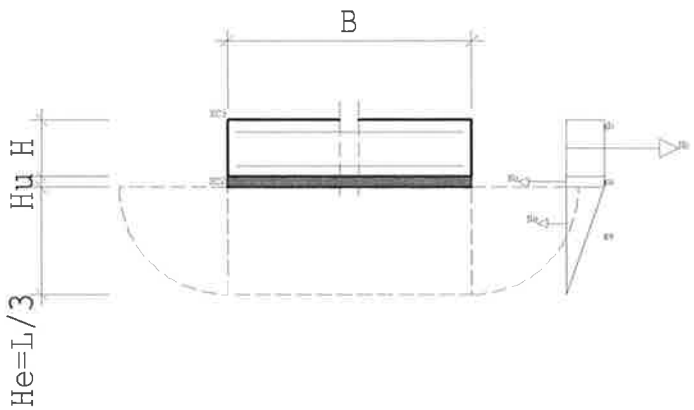
ZWANG AUS HYDRATATION (FRÜHER ZWANG)					
Es wird die in Richtung der Seite L verlaufende Zwangskraft bestimmt.					
Verfahren nach DAfStb Heft 466					
Bodenplatte:					
ΔT = -25.00 K		αT= 10.00*10-6 1/K			
εb = -0.250 o/oo		Cb= 6.9750e+04 kN/cm			
Baugrund:					
Ee = 30.00 MN/m2		Ce= 1.3397e+06 KN			
Unterbeton: C 12/15					
αE = 1.00		kEc(t)= 0.90		Ecm= 24300 N/mm2	
Hu = 0.05 m		Cu= 1.2150e+04 kN/cm		εs= 0.000 o/oo	

ZWANG AUS HYDRATATION (FRÜHER ZWANG)			
Nzw= 310.78 kN/m			
Zwang aus Bodenreibung (oberer Grenzwert):			
γ = 25.00 kN/m3		q = 1.50 kN/m2	
μ = 2.00	Reibungsbeiwert nutzerdefiniert		
γ_R = 1.35		μ_d = 2.70	
Nzw= 230.18 kN/m			
maßgebend: Nzw= 230.18 kN/m			

NACHWEIS RISSBREITE					
w_{max}= 0.30 mm	ds = 10.0 mm				
Zwang aus Hydratation (kurzzeitige Einwirkung kt= 0.6)					
zentr. Zwang	Nx = 230.18 kN/m				
	ε2s = 1.32 o/oo		Fs = 230.2 kN/m		
	heff = 25.0 cm		Fcre = 320.6 kN/m		
erforderlich:	Asu = 4.37 cm2/m		Aso = 4.37 cm2/m		
Die Bewehrung ist über die Seite B zu verteilen.					
Es ist zu prüfen, ob ein Nachweis für späten Zwang maßgebend wird.					

Richtung Nord- Süd,
zum Nachweis mit l_{Ersatz} = 12m, b_{Ersatz} = 8,5m





RISSBREITENNACHWEIS nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12			
Betonstahl	B500A		
Beton	C 25/30		
	t= 3 ... 5d (normale Erh.)		
Betonzugfestigkeit	kFct(t)= 0.50 (nutzerdef.)		fcteff= 1.28 N/mm2
E-Modul Beton	αE = 1.00 (Zuschlagstoffe)		
	kEc(t) = 0.90 (nutzerdef.)		Ecm= 27900 N/mm2

KRIECHZAHL			
junger Beton	ϕt	=	0.36 (nutzerdefiniert)

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

	oben	unten
Betonangriff	WF	WF
Bewehrungskorrosion	XC3	XC2
Mindestbetonklasse	C 20/25	C 16/20
Längsbewehrung	$d_{s,l}$ = 10 mm	$d_{s,l}$ = 10 mm
Vorhaltemaß	Δc_{dev} = 15 mm	Δc_{dev} = 15 mm
reduziertes cmin		>=C 16/20
Längsbewehrung	$c_{min,l}$ = 20 mm	$c_{min,l}$ = 15 mm
Betondeckung	$c_{nom,l}$ = 35 mm	$c_{nom,l}$ = 30 mm
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b}$ = 35 mm	$c_{v,b}$ = 30 mm
zul. Rissbreite	w_{max} = 0.30 mm	w_{max} = 0.30 mm

BODENPLATTE

Abmessungen B = 8.50 m H = 0.25 m
L = 12.00 m
Bewehrung dob = 5.0 cm dun = 5.0 cm

ZWANG AUS HYDRATATION (FRÜHER ZWANG)

Es wird die in Richtung der Seite L verlaufende Zwangskraft bestimmt.
Verfahren nach DAfStb Heft 466
Bodenplatte:
ΔT = -25.00 K αT= 10.00*10-6 1/K
εb = -0.250 o/oo Cb= 6.9750e+04 kN/cm
Baugrund:
Ee = 30.00 MN/m2 Ce= 7.6133e+05 KN

ZWANG AUS HYDRATATION (FRÜHER ZWANG)

Unterbeton: C 12/15
αE = 1.00 kEc(t)= 0.90 Ecm= 24300 N/mm2
Hu = 0.05 m Cu= 1.2150e+04 kN/cm εs= 0.000 o/oo
Nzw= 274.75 kN/m
Zwang aus Bodenreibung (oberer Grenzwert):
γ = 25.00 kN/m3 q = 1.50 kN/m2
μ = 2.00 Reibungsbeiwert nutzerdefiniert
γ_R = 1.35 μ_d = 2.70
Nzw= 125.55 kN/m
maßgebend: Nzw= 125.55 kN/m

NACHWEIS RISSBREITE

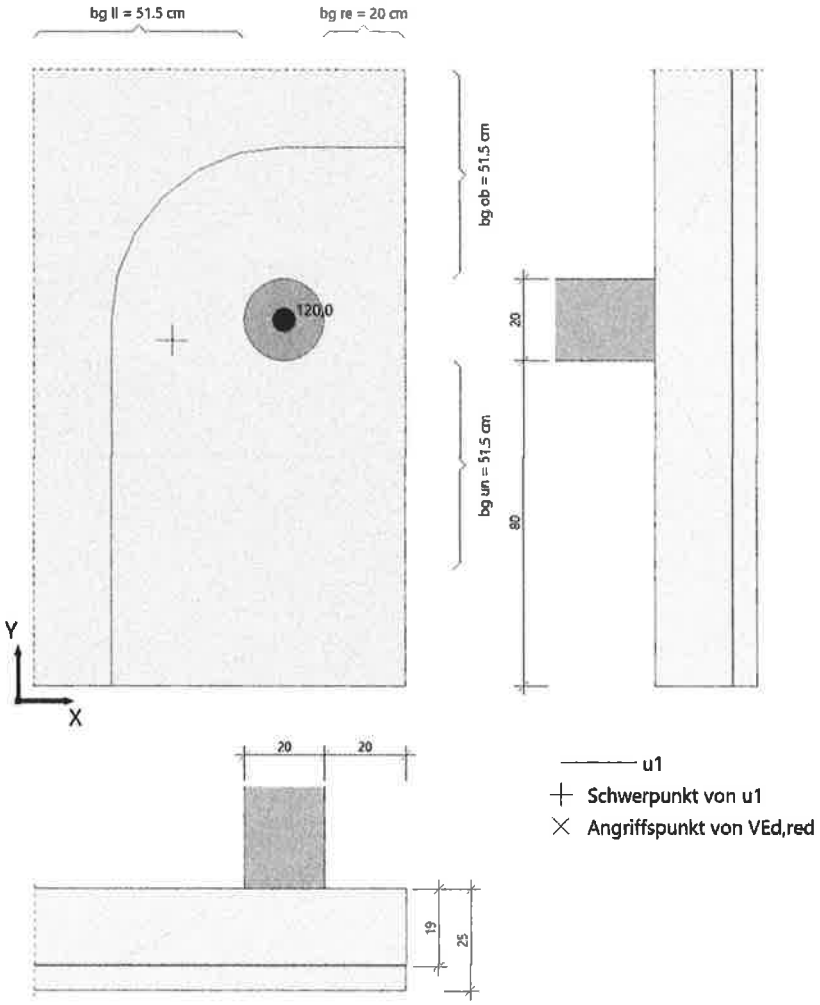
w_{max}= 0.30 mm ds = 10.0 mm

Zwang aus Hydratation (kurzzeitige Einwirkung kt= 0.6)
zentr. Zwang Nx = 125.55 kN/m
ε2s = 1.32 o/oo Fs = 125.6 kN/m
heff = 25.0 cm Fcre = 320.6 kN/m
erforderlich: Asu = 2.39 cm2/m Aso = 2.39 cm2/m
Die Bewehrung ist über die Seite B zu verteilen.
Es ist zu prüfen, ob ein Nachweis für späten Zwang maßgebend wird.

Durchstanznachweis
- Stütze im EG, Pos. 0.S1

F_d= 120,00 kN

System



Geometrie und Material

Fundamentplatte	h =	25.0	cm	d_m =	19.0	cm
Eckstütze rund	c =	20.0	cm			
Randabst. Stützenkante	r_x =	0.20	m			
Randabst. Stützenkante	r_y =	0.80	m			
Betondeckung	c_u =	4.0	cm	c_o =	4.0	cm

Baustoffe	Beton:	C 25/30		Stahl:	B500A
	γ_c =	1.50		γ_s =	1.15
	f_{ck} =	25.0	N/mm²	f_{yk} =	500.0 N/mm²

Gemäß Abs. 6.4.4 (2) wird der Anteil der Fundamentplatteneigenlast vom Sohldruck abgezogen.

Lasten

vorgeg. Querkraft V_E = 120.0 kN (= V_{Ed})
Bodenpressung p_0 = 150.00 kN/m² (= p_{0d})
Erhöhung β = 1.927 (berechnet)

Ergebnisse

Durchstanzen nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, NACHWEIS für ebene Platte nach Abs. 6.4

Fläche im krit. Rundschnitt	A_{crit} =	0.3604	m² (ohne Ansatz der Randflächen)
Bemessungsquerkraft	$V_{Ed,red}$ =	69.0	kN (bei a = a_{crit})
krit. Rundschnitt	u_1 =	186.8	cm (bei a_{crit} = 32.5 cm, iterativ ermittelt)
Bemessungsquerkraft	v_{Ed} =	0.375	N/mm²
Vorfaktor	$C_{Rd,c}$ =	0.100	
Maßstabsfaktor	k =	2.000	
Bemessungswiderstand	$v_{Rd,c}$ =	0.684	N/mm²
	v_{min} =	0.579	N/mm²
max. Bemessungswiderstand	$v_{Rd,max}$ =	0.957	N/mm² (= 1.4 * $v_{Rd,c}$)

Der Wert 2 * d_m / a_{crit} ist in $v_{Rd,c}$ und v_{min} schon eingerechnet.

Längsbewehrungsgrade (ρ je Richtung) :

ohne Durchstanzbewehrung	erf ρ =	0.165 % =	3.1	cm²/m
mit Durchstanzbewehrung aus Betonstahl	erf ρ =	0.060 % =	1.1	cm²/m
max. Bewehrungsgrad	zul ρ ≤	1.629 % =	31.0	cm²/m
erf. Bewehrungsgrad für Mindestmoment	min ρ =	0.377 % =	7.2	cm²/m je m Plattenbreite
vorh. Bewehrungsgrad	vorh ρ =	1.000 % =	19.0	cm²/m

Bewehrungsbereiche :

rechner. Bewehrungsbreite	cal b_g =	100.0	cm
erforderl. Verlegebreite in y-Richtung für A_{sx}	erf b_{gy} ≥	123.0	cm
erforderl. Verlegebreite in x-Richtung für A_{sy}	erf b_{gx} ≥	91.5	cm

Hinweis: Die Verlegebreiten erf b_{gx} und erf b_{gy} geben den Minimalbereich an, in dem die der Berechnung zugrunde gelegte Längsbewehrung (vorh ρ bzw. vorh ρ_y und vorh ρ_x) anzuordnen ist.

Ergebnis: $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ Keine Durchstanzbewehrung erforderlich

- Stütze im EG, Pos. 0.S16
Belastung siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S1

F_d= 149,60 kN

Nachweis bei geringerer Beanspruchung wie Pos. BPI2, Durchstanznachweis Stütze Pos. 0.S32

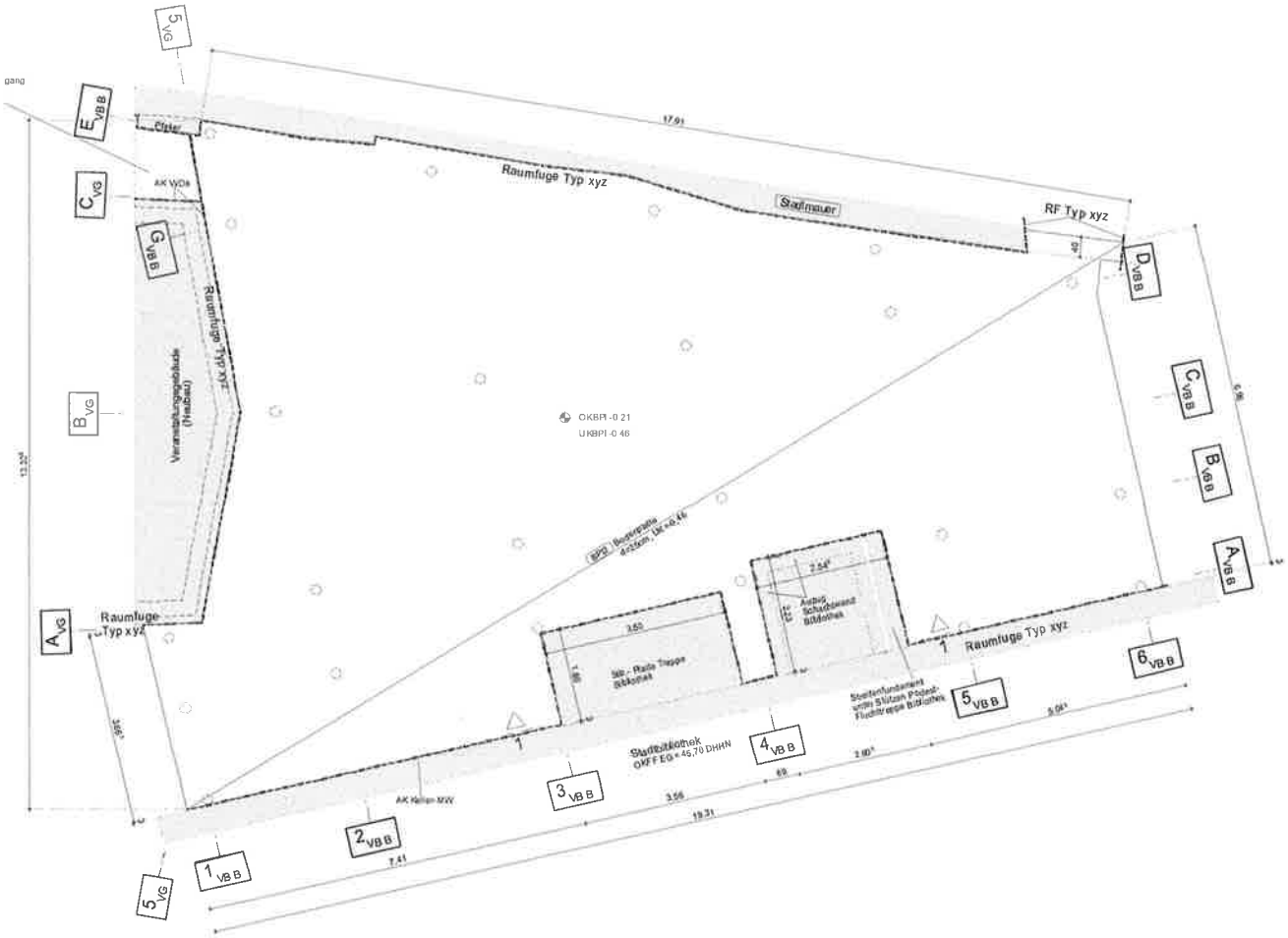
5 Grundbewehrung

gewählt:

oben / unten	**x- Richtung (Ost- West Richtung) Q524 (5,24cm²/m)**
	y- Richtung Q524 (5,24cm²/m)
Zulagen ø10,12	
Schubbewehrung	**Bgl. n=2, ø10,12 zwischen den Bewehrungslagen angeordnet, Eckbewehrung je ø12**

Pos. BPl2 Bodenplatte Verbinder B

1 Geometrie



2 Systemwerte/ statisches System:

Baustoffe: C25/30, BSt 500 S/M
Expositionsklasse: oben XC3, unten XC2, WF
Betondeckung: c_{nom} = 3,5cm (unten/oben)
Plattendicke Bodenplatte: h = 25 cm

Lagerung Bodenplatte:
- gemäß dem "Geotechnischen Bericht 2023/2003" Veranstaltungsgebäude, Verbinder A+B und Einfriedungsmauern wird das Bettungsmodul zur Berechnung mit k_S=3000 kN/m³ angenommen.

Trennrissbreite zum Nachweis $w_k \leq 0{,}30$mm

statisches System:
siehe EDV Ausdrucke nachf. Seite

3 Belastung

LF1 Eigengewicht
Flächenlasten
Das Eigengewicht der Bodenplatte wird vom Bemessungsprogramm über die Plattendicke und die spezifische Wichte erfasst.

Aufbau, zum Nachweis angesetzt
g_{Aufbau} = 2,75 kN/m²

Einzellasten aus Stützen
- siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S1

Im Zuge der Planung erfolgte eine geringfügige Änderung der Decke über EG, Pos. 0.3.23, dadurch ergeben sich veränderte Stützenlasten für Pos. 0.S38 Diese sind in Tabelle Pos. 0.S1 aufgeführt. Aufgrund der geringen Auswirkung für die Bemessung der Bodenplatte werden die Stützkräfte aus der vorherigen Berechnung zum Nachweis verwendet.

LF2 Nutzlasten
Flächenlasten Kat. C
q_1 = 5,00 kN/m²
- Einzellasten aus Stützen im EG siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S1

LF3 veränderliche Lasten
- aus aufstauendem Niederschlag auf der Dachfläche von OK Dachabdichtung bis bis UK Notüberlauf

- Einzellasten aus Stützen im EG siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S1

LF4 Schneelast
- Einzellasten aus Stützten im EG siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S1

LF5 außergewöhnliche Schneelast
- Einzellasten aus Stützen im EG siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S1

4 Ergebnisse

System

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

Übersicht

Plattendicke	25.0	[cm]
Bettungsmodul	3000	[kN/m³]
Systempunkte	27	

Material

Beton				C 25/30	
E-Modul				3100	[kN/cm²]
Querdehnzahl				0.20	
Spezifisches Gewicht				25	[kN/m³]
Temperaturausdehnungskoeffizient				1.0e-05	[1/Grad]
Bewehrungsstahl				B500A	
Bewehrungslagen, oben	d-1 :	4.1	d-2 :	5.3	[cm]
Bewehrungslagen, unten	d-1 :	3.6	d-2 :	4.8	[cm]

Bemessung: Einstellungen

Norm DIN EN 1992-1-1/NA:2015-12

Global vorgegebene Längsbewehrung

- Platte

oben	as-1 :	5.24	as-2 :	5.24 [cm²/m]	✗
unten	as-1 :	5.24	as-2 :	5.24 [cm²/m]	✗

- Unter-/Überzüge

oben	0.0	[cm²]
unten	0.0	[cm²]

Grenzzustand der Tragfähigkeit: Biegebemessung

- Platte

Berücksichtigung der Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens (9.3.1.1) NEIN

- Unter-/Überzüge

Berücksichtigung der Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens (9.3.1.1) JA

Grenzzustand der Tragfähigkeit: Querkraft-Bemessung

Ermittlung des Hebelarms der inneren Kräfte mit den kz-Werten aus der Biegebemessung

Grenzzustand der Tragfähigkeit: Querkraft-Bemessung - Platte

Berücksichtigung der Längsbewehrung mit dem jeweils maximalen Wert aus
- der global vorgegebenen Bewehrung
- der erforderlichen Bewehrung aus der Biegebemessung

Begrenzung der Druckstreben-Neigung auf	Winkel	18.4	[Grad]
	Cotangens	3.0	[1]
Nachweis direkt an Auflagerpunkten		NEIN	
Genauere Ermittlung des inneren Hebelarms und der Betondeckung (ab Version 01/2007)		JA	

Grenzzustand der Tragfähigkeit: Querkraft-Bemessung - Unter-/Überzüge

Berücksichtigung der Längsbewehrung mit dem jeweils maximalen Wert aus
- der global vorgegebenen Bewehrung
- der erforderlichen Bewehrung aus der Biegebemessung

Begrenzung der Druckstreben-Neigung auf	Winkel	18.4	[Grad]
	Cotangens	3.0	[1]
Nachweis direkt an Auflagerpunkten		NEIN	
Berücksichtigung von Torsion		JA	

FE-Eigenschaften

FE-Netz	Viereck-Elemente mit dreieckigen Übergangselementen
Anzahl der Knoten	1435
Anzahl der Elemente	1349
Durchschnittliche Elementgröße	35 [cm]
Abminderungsfaktor für die Drillsteifigkeit der Platte	1.0
Berücksichtigung der Schubverformung der Platte	NEIN
Berechnung der Element-Ergebnisse an den	Mittelpunkten der Element-Seiten

Systempunkte

Punkt	x [m]	y [m]	Punkt	x [m]	y [m]
1	0.000	0.000	2	7.222	1.667
3	6.816	3.423	4	10.284	4.224
5	10.690	2.467	6	11.362	2.623
7	10.854	4.825	8	13.391	5.411
9	13.899	3.208	10	18.814	4.343
11	17.531	9.971	12	17.613	10.650
13	18.010	10.602	14	18.058	10.999
15	16.147	11.229	16	16.188	10.791
17	10.706	11.597	18	8.461	12.264
19	3.634	13.011	20	3.612	12.857
21	2.302	12.978	22	0.291	13.325
23	0.255	13.029	24	0.067	13.051
25	1.032	7.684	26	0.302	3.618
27	-0.825	3.572			

Platte

Kante	Von Punkt	Bis Punkt	Radius [m]	x-Mitte [m]	y-Mitte [m]
1	1	2			
2	2	3			
3	3	4			
4	4	5			
5	5	6			
6	6	7			
7	7	8			
8	8	9			
9	9	10			
10	10	11			
11	11	12			
12	12	13			
13	13	14			
14	14	15			
15	15	16			
16	16	17			
17	17	18			
18	18	19			
19	19	20			
20	20	21			
21	21	22			
22	22	23			
23	23	24			
24	24	25			
25	25	26			
26	26	27			
27	27	1			

Lastfall 1 "Eigengewicht"

Übersicht

Art	ständig	
Eigengewicht infolge Platte, Unter-/Überzügen und Brüstungen ist berücksichtigt	JA	
Einwirkung	ständig	
Teilsicherheitsbeiwert Einwirkung	1.35	
Teilsicherheitsbeiwert Beton	1.50	
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	1.15	
Lastpunkte	50	
Punktlasten	23	
Linienlasten	0	
Flächenlasten	1	
Temperaturlasten	0	
Summe der eingegebenen Lasten	1034	[kN]
Anteil auf der Platte		
Eigengewicht infolge Platte, Unter-/Überzügen und Brüstungen	1023	[kN]
Summe aller Lasten	2057	[kN]
Summe der Auflagerkräfte	0	[kN]
Summe des Sohldrucks	2057	[kN]
Summe aller Reaktionen	2057	[kN]

HINWEIS
Alle Beanspruchungsergebnisse (wie Momente, Querkräfte, Auflagerkräfte, Durchbiegungen, etc.) eines einzelnen Lastfalls sind im Unterschied zu den Ergebnissen einer Lastfallüberlagerung 1-fache, d.h. charakteristische, Werte.
Bemessungsergebnisse werden mit den gamma-fachen Werten, *d.h. mit den Bemessungswerten, ermittelt.*

Lastfall 1 "Eigengewicht"

Lastpunkte

Punkt	x [m]	y [m]	Punkt	x [m]	y [m]
1	0.449	13.076	2	4.706	12.339
3	8.988	11.598	4	13.264	10.858
5	17.048	10.204	6	0.851	11.330
7	1.686	7.701	8	5.633	8.344
9	9.593	8.989	10	13.548	9.634
11	2.478	4.258	12	6.374	5.157
13	10.272	6.056	14	-0.343	3.335
15	-0.026	1.974	16	2.851	2.639
17	6.749	3.540	18	10.646	4.439
19	14.543	5.340	20	17.975	6.134
21	0.384	0.188	22	14.958	3.548
23	18.384	4.339	24	0.000	0.000
25	7.222	1.667	26	6.816	3.423
27	10.284	4.224	28	10.690	2.467
29	11.362	2.623	30	10.854	4.825
31	13.391	5.411	32	13.899	3.208
33	18.814	4.343	34	17.531	9.971
35	17.613	10.650	36	18.010	10.602
37	18.058	10.999	38	16.147	11.229
39	16.188	10.791	40	10.706	11.597
41	8.461	12.264	42	3.634	13.011
43	3.612	12.857	44	2.302	12.978
45	0.291	13.325	46	0.255	13.029
47	0.067	13.051	48	1.032	7.684
49	0.302	3.618	50	-0.825	3.572

Lastfall 1 "Eigengewicht"

Punktlasten

Nummer	Punkt	Kraft Vertikal [kN]	Moment Um Achse 1 [kNm]	Moment Um Achse 2 [kNm]	Richtung 1 [Grad]
1	1	6.80	0.00	0.00	0.0
2	2	27.50	0.00	0.00	0.0
3	3	20.80	0.00	0.00	0.0
4	4	1.00	0.00	0.00	0.0
5	5	20.90	0.00	0.00	0.0
6	6	31.60	0.00	0.00	0.0
7	7	41.20	0.00	0.00	0.0
8	8	54.50	0.00	0.00	0.0
9	9	39.30	0.00	0.00	0.0
10	10	47.70	0.00	0.00	0.0
11	11	40.60	0.00	0.00	0.0
12	12	30.10	0.00	0.00	0.0
13	13	34.60	0.00	0.00	0.0
14	14	7.60	0.00	0.00	0.0
15	15	16.40	0.00	0.00	0.0
16	16	15.70	0.00	0.00	0.0
17	17	21.70	0.00	0.00	0.0
18	18	16.00	0.00	0.00	0.0
19	19	49.10	0.00	0.00	0.0
20	20	37.70	0.00	0.00	0.0
21	21	4.40	0.00	0.00	0.0
22	22	14.60	0.00	0.00	0.0
23	23	3.90	0.00	0.00	0.0
Gesamt		583.70	Anteil auf der Platte		

Lastfall 1 "Eigengewicht"
Flächenlasten

Geometrie

Nummer	Lastwert [kN/m²]	Kante	Von Punkt	Bis Punkt	Radius [m]	x-Mitte [m]	y-Mitte [m]
1	2.75	1	24	25			
		2	25	26			
		3	26	27			
		4	27	28			
		5	28	29			
		6	29	30			
		7	30	31			
		8	31	32			
		9	32	33			
		10	33	34			
		11	34	35			
		12	35	36			
		13	36	37			
		14	37	38			
		15	38	39			
		16	39	40			
		17	40	41			
		18	41	42			
		19	42	43			
		20	43	44			
		21	44	45			
		22	45	46			
		23	46	47			
		24	47	48			
		25	48	49			
		26	49	50			
		27	50	24			

Lastsummen

Nummer	Gesamt [kN]	Auf Platte [kN]
1	450.08	450.08
Gesamt	450.08	450.08

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

Lastfall 2 "Nutzlasten"

Übersicht

Art	nicht ständig	
Eigengewicht infolge Platte, Unter-/Überzügen und Brüstungen ist berücksichtigt	NEIN	
Einwirkung	*Kat. C: Versammlungsbereiche*	
Teilsicherheitsbeiwert Einwirkung	1.50	
Lastpunkte	27	
Punktlasten	0	
Linienlasten	0	
Flächenlasten	1	
Temperaturlasten	0	
Summe der eingegebenen Lasten	818	[kN]
Anteil auf der Platte		
Summe der Auflagerkräfte	0	[kN]
Summe des Sohldrucks	818	[kN]
Summe aller Reaktionen	818	[kN]

HINWEIS
Alle Beanspruchungsergebnisse (wie Momente, Querkräfte, Auflagerkräfte, Durchbiegungen, etc.) eines einzelnen Lastfalls sind im Unterschied zu den Ergebnissen einer Lastfallüberlagerung 1-fache, d.h. charakteristische, Werte.
Bemessungsergebnisse werden mit den gamma-fachen Werten, d.h. mit den Bemessungswerten, ermittelt.

Lastfall 2 "Nutzlasten"

Lastpunkte

Punkt	x [m]	y [m]	Punkt	x [m]	y [m]
1	0.000	0.000	2	7.222	1.667
3	6.816	3.423	4	10.284	4.224
5	10.690	2.467	6	11.362	2.623
7	10.854	4.825	8	13.391	5.411
9	13.899	3.208	10	18.814	4.343
11	17.531	9.971	12	17.613	10.650
13	18.010	10.602	14	18.058	10.999
15	16.147	11.229	16	16.188	10.791
17	10.706	11.597	18	8.461	12.264
19	3.634	13.011	20	3.612	12.857
21	2.302	12.978	22	0.291	13.325
23	0.255	13.029	24	0.067	13.051
25	1.032	7.684	26	0.302	3.618
27	-0.825	3.572			

Lastfall 2 "Nutzlasten"
Flächenlasten

Geometrie

Nummer	Lastwert [kN/m²]	Kante	Von Punkt	Bis Punkt	Radius [m]	x-Mitte [m]	y-Mitte [m]
2	5.00	1	1	2			
		2	2	3			
		3	3	4			
		4	4	5			
		5	5	6			
		6	6	7			
		7	7	8			
		8	8	9			
		9	9	10			
		10	10	11			
		11	11	12			
		12	12	13			
		13	13	14			
		14	14	15			
		15	15	16			
		16	16	17			
		17	17	18			
		18	18	19			
		19	19	20			
		20	20	21			
		21	21	22			
		22	22	23			
		23	23	24			
		24	24	25			
		25	25	26			
		26	26	27			
		27	27	1			

Lastsummen

Nummer	Gesamt [kN]	Auf Platte [kN]
2	818.33	818.33
Gesamt	818.33	818.33

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

Lastfall 3 "Nutzlasten sonstige"

Übersicht

Art	nicht ständig	
Eigengewicht infolge Platte, Unter-/Überzügen und Brüstungen ist berücksichtigt	NEIN	
Einwirkung	sonstige veränderliche Einwirkungen	
Teilsicherheitsbeiwert Einwirkung	1.50	
Teilsicherheitsbeiwert Beton	1.50	
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	1.15	
Lastpunkte	23	
Punktlasten	23	
Linienlasten	0	
Flächenlasten	0	
Temperaturlasten	0	
Summe der eingegebenen Lasten	367	[kN]
Anteil auf der Platte		
Summe der Auflagerkräfte	0	[kN]
Summe des Sohldrucks	367	[kN]
Summe aller Reaktionen	367	[kN]

HINWEIS
Alle Beanspruchungsergebnisse (wie Momente, Querkräfte, Auflagerkräfte, Durchbiegungen, etc.) eines einzelnen Lastfalls sind im Unterschied zu den Ergebnissen einer Lastfallüberlagerung 1-fache, d.h. charakteristische, Werte.
Bemessungsergebnisse werden mit den gamma-fachen Werten, d.h. mit den Bemessungswerten, ermittelt.

Lastfall 3 "Nutzlasten sonstige"

Lastpunkte

Punkt	x [m]	y [m]	Punkt	x [m]	y [m]
1	0.449	13.076	2	4.706	12.339
3	8.988	11.598	4	13.264	10.858
5	17.048	10.204	6	0.851	11.330
7	1.686	7.701	8	5.633	8.344
9	9.593	8.989	10	13.548	9.634
11	2.478	4.258	12	6.374	5.157
13	10.272	6.056	14	-0.343	3.335
15	-0.026	1.974	16	2.851	2.639
17	6.749	3.540	18	10.646	4.439
19	14.543	5.340	20	17.975	6.134
21	0.384	0.188	22	14.958	3.548
23	18.384	4.339			

Lastfall 3 "Nutzlasten sonstige"

Punktlasten

Nummer	Punkt	Kraft Vertikal [kN]	Moment Um Achse 1 [kNm]	Moment Um Achse 2 [kNm]	Richtung 1 [Grad]
47	1	6.40	0.00	0.00	0.0
48	2	17.50	0.00	0.00	0.0
49	3	14.40	0.00	0.00	0.0
50	4	7.30	0.00	0.00	0.0
51	5	8.40	0.00	0.00	0.0
52	6	18.90	0.00	0.00	0.0
53	7	25.20	0.00	0.00	0.0
54	8	35.30	0.00	0.00	0.0
55	9	26.80	0.00	0.00	0.0
56	10	31.40	0.00	0.00	0.0
57	11	26.50	0.00	0.00	0.0
58	12	25.30	0.00	0.00	0.0
59	13	24.10	0.00	0.00	0.0
60	14	2.90	0.00	0.00	0.0
61	15	5.10	0.00	0.00	0.0

Nummer	Punkt	Kraft Vertikal [kN]	Moment Um Achse 1 [kNm]	Moment Um Achse 2 [kNm]	Richtung 1 [Grad]
62	16	10.20	0.00	0.00	0.0
63	17	12.90	0.00	0.00	0.0
64	18	10.40	0.00	0.00	0.0
65	19	30.20	0.00	0.00	0.0
66	20	15.50	0.00	0.00	0.0
67	21	0.80	0.00	0.00	0.0
68	22	6.20	0.00	0.00	0.0
69	23	5.00	0.00	0.00	0.0
Gesamt		366.70	Anteil auf der Platte		

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

Lastfall 4 "Schnee"

Übersicht

Art	nicht ständig
Eigengewicht infolge Platte, Unter-/Überzügen und Brüstungen ist berücksichtigt	NEIN
Einwirkung	Schnee H < 1000 m
Teilsicherheitsbeiwert Einwirkung	1.50
Teilsicherheitsbeiwert Beton	1.50
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	1.15
Lastpunkte	22
Punktlasten	22
Linienlasten	0
Flächenlasten	0
Temperaturlasten	0
Summe der eingegebenen Lasten	362 [kN]
Anteil auf der Platte	
Summe der Auflagerkräfte	0 [kN]
Summe des Sohldrucks	362 [kN]
Summe aller Reaktionen	362 [kN]

HINWEIS
Alle Beanspruchungsergebnisse (wie Momente, Querkräfte, Auflagerkräfte, Durchbiegungen, etc.) eines einzelnen Lastfalls sind im Unterschied zu den Ergebnissen einer Lastfallüberlagerung 1-fache, d.h. charakteristische, Werte.
Bemessungsergebnisse werden mit den gamma-fachen Werten, d.h. mit den Bemessungswerten, ermittelt.

Lastfall 4 "Schnee"

Lastpunkte

Punkt	x [m]	y [m]	Punkt	x [m]	y [m]
1	0.449	13.076	2	4.706	12.339
3	8.988	11.598	4	17.048	10.204
5	0.851	11.330	6	1.686	7.701
7	5.633	8.344	8	9.593	8.989
9	13.548	9.634	10	2.478	4.258
11	6.374	5.157	12	10.272	6.056
13	-0.343	3.335	14	-0.026	1.974
15	2.851	2.639	16	6.749	3.540
17	10.646	4.439	18	14.543	5.340
19	17.975	6.134	20	0.384	0.188
21	14.958	3.548	22	18.384	4.339

Lastfall 4 "Schnee"

Punktlasten

Nummer	Punkt	Kraft Vertikal [kN]	Moment Um Achse 1 [kNm]	Moment Um Achse 2 [kNm]	Richtung 1 [Grad]
70	1	3.90	0.00	0.00	0.0
71	2	17.80	0.00	0.00	0.0
72	3	13.40	0.00	0.00	0.0
73	4	8.40	0.00	0.00	0.0
74	5	19.30	0.00	0.00	0.0
75	6	25.70	0.00	0.00	0.0
76	7	36.00	0.00	0.00	0.0
77	8	25.90	0.00	0.00	0.0
78	9	31.30	0.00	0.00	0.0
79	10	24.90	0.00	0.00	0.0
80	11	19.60	0.00	0.00	0.0
81	12	22.30	0.00	0.00	0.0
82	13	2.80	0.00	0.00	0.0
83	14	7.70	0.00	0.00	0.0
84	15	13.60	0.00	0.00	0.0
85	16	20.20	0.00	0.00	0.0
86	17	11.20	0.00	0.00	0.0
87	18	30.60	0.00	0.00	0.0
88	19	15.50	0.00	0.00	0.0
89	20	0.80	0.00	0.00	0.0
90	21	6.30	0.00	0.00	0.0
91	22	4.90	0.00	0.00	0.0
Gesamt		362.10	Anteil auf der Platte		

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

Lastfall 5 "Schnee außergew."

Übersicht

Art	außergewöhnlich
Eigengewicht infolge Platte, Unter-/Überzügen und Brüstungen ist berücksichtigt	NEIN
Einwirkung	außergewöhnliche Einwirkungen
Teilsicherheitsbeiwert Einwirkung	1.00
Teilsicherheitsbeiwert Beton	1.30
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	1.00
Lastpunkte	22
Punktlasten	22
Linienlasten	0
Flächenlasten	0
Temperaturlasten	0
Summe der eingegebenen Lasten	603 [kN]
Anteil auf der Platte	
Summe der Auflagerkräfte	0 [kN]
Summe des Sohldrucks	603 [kN]
Summe aller Reaktionen	603 [kN]

HINWEIS
Alle Beanspruchungsergebnisse (wie Momente, Querkräfte, Auflagerkräfte, Durchbiegungen, etc.) eines einzelnen Lastfalls sind im Unterschied zu den Ergebnissen einer Lastfallüberlagerung 1-fache, d.h. charakteristische, Werte.
Bemessungsergebnisse werden mit den gamma-fachen Werten, d.h. mit den Bemessungswerten, ermittelt.

Lastfall 5 "Schnee außergew."

Lastpunkte

Punkt	x [m]	y [m]	Punkt	x [m]	y [m]
1	0.449	13.076	2	4.706	12.339
3	8.988	11.598	4	17.048	10.204
5	0.851	11.330	6	1.686	7.701
7	5.633	8.344	8	9.593	8.989
9	13.548	9.634	10	2.478	4.258
11	6.374	5.157	12	10.272	6.056
13	-0.343	3.335	14	-0.026	1.974
15	2.851	2.639	16	6.749	3.540
17	10.646	4.439	18	14.543	5.340
19	17.975	6.134	20	0.384	0.188
21	14.958	3.548	22	18.384	4.339

Lastfall 5 "Schnee außergew."

Punktlasten

Nummer	Punkt	Kraft Vertikal [kN]	Moment Um Achse 1 [kNm]	Moment Um Achse 2 [kNm]	Richtung 1 [Grad]
92	1	6.40	0.00	0.00	0.0
93	2	29.70	0.00	0.00	0.0
94	3	22.30	0.00	0.00	0.0
95	4	14.00	0.00	0.00	0.0
96	5	32.20	0.00	0.00	0.0
97	6	42.80	0.00	0.00	0.0
98	7	60.00	0.00	0.00	0.0
99	8	43.20	0.00	0.00	0.0
100	9	52.20	0.00	0.00	0.0
101	10	41.50	0.00	0.00	0.0
102	11	32.60	0.00	0.00	0.0
103	12	37.10	0.00	0.00	0.0
104	13	4.60	0.00	0.00	0.0
105	14	12.80	0.00	0.00	0.0
106	15	22.80	0.00	0.00	0.0
107	16	33.60	0.00	0.00	0.0
108	17	18.60	0.00	0.00	0.0
109	18	51.00	0.00	0.00	0.0
110	19	25.80	0.00	0.00	0.0
111	20	1.30	0.00	0.00	0.0
112	21	10.50	0.00	0.00	0.0
113	22	8.20	0.00	0.00	0.0
Gesamt		603.20	Anteil auf der Platte		

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

Lastfall 6 "Wind, Schiefst."

Übersicht

Art	nicht ständig
Eigengewicht infolge Platte, Unter-/Überzügen und Brüstungen ist berücksichtigt	NEIN
Einwirkung	Windlasten
Teilsicherheitsbeiwert Einwirkung	1.50
Teilsicherheitsbeiwert Beton	1.50
Teilsicherheitsbeiwert Stahl	1.15
Lastpunkte	5
Punktlasten	5
Linienlasten	0
Flächenlasten	0
Temperaturlasten	0
Summe der eingegebenen Lasten Anteil auf der Platte	106 [kN]
Summe der Auflagerkräfte	0 [kN]
Summe des Sohldrucks	106 [kN]
Summe aller Reaktionen	106 [kN]

HINWEIS
Alle Beanspruchungsergebnisse (wie Momente, Querkräfte, Auflagerkräfte, Durchbiegungen, etc.) eines einzelnen Lastfalls sind im Unterschied zu den Ergebnissen einer Lastfallüberlagerung 1-fache, d.h. charakteristische, Werte.
Bemessungsergebnisse werden mit den gamma-fachen Werten, d.h. mit den Bemessungswerten, ermittelt.

Lastfall 6 "Wind, Schiefst."

Lastpunkte

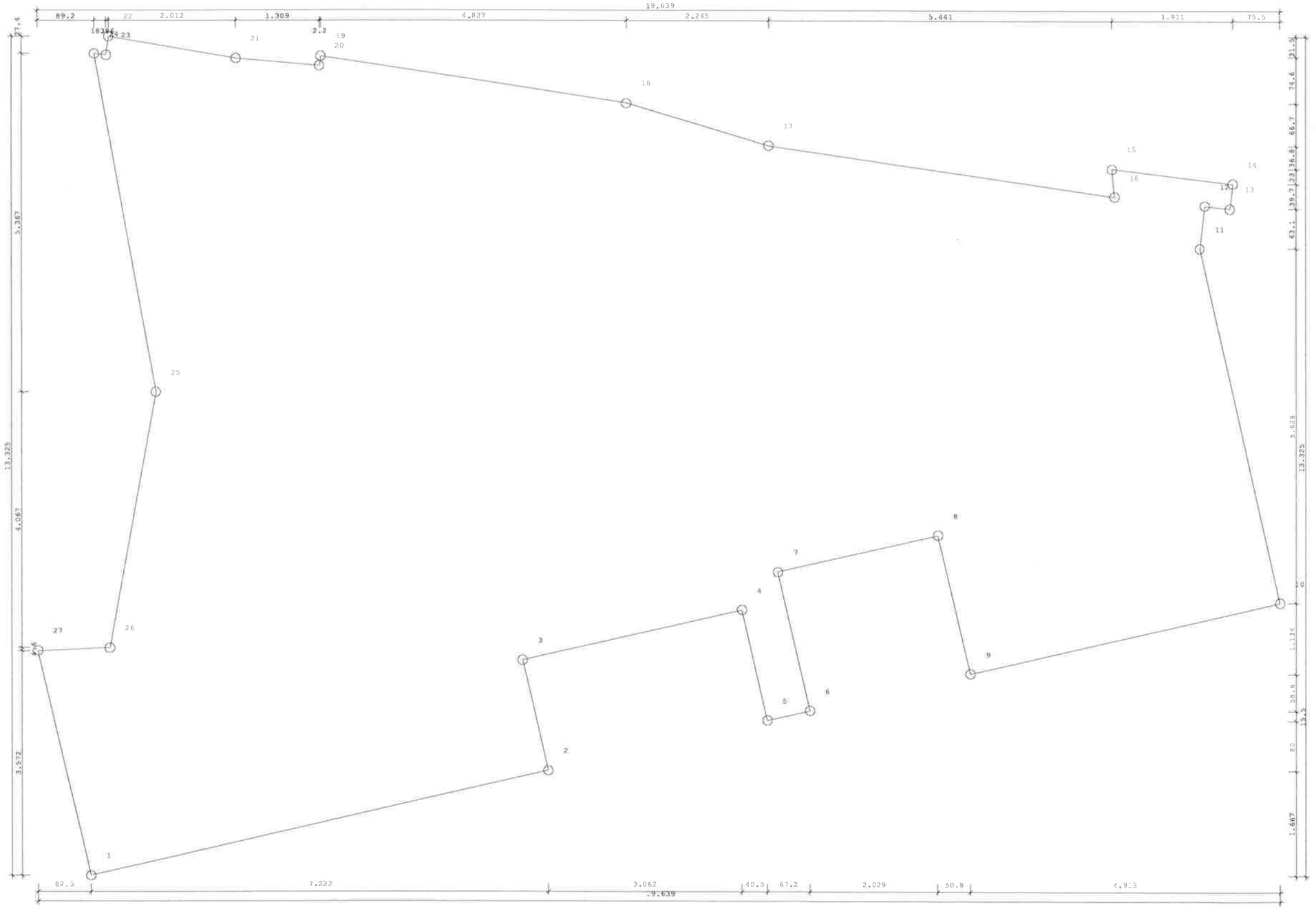
Punkt	x [m]	y [m]	Punkt	x [m]	y [m]
1	13.264	10.858	2	17.048	10.204
3	17.975	6.134	4	14.958	3.548
5	18.384	4.339			

Lastfall 6 "Wind, Schiefst."

Punktlasten

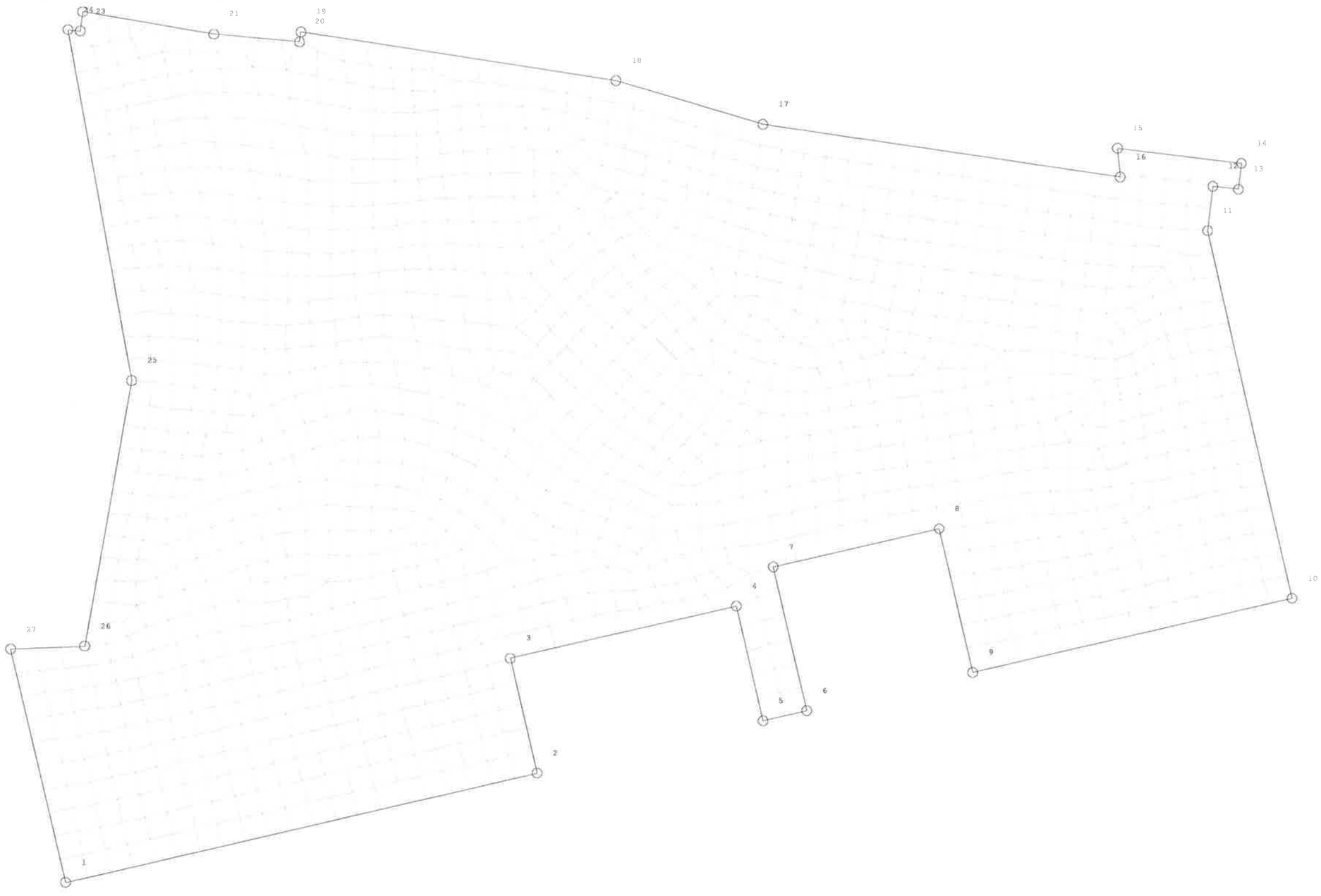
Nummer	Punkt	Kraft Vertikal [kN]	Moment Um Achse 1 [kNm]	Moment Um Achse 2 [kNm]	Richtung 1 [Grad]
114	1	14.30	0.00	0.00	0.0
115	2	14.30	0.00	0.00	0.0
116	3	24.30	0.00	0.00	0.0
117	4	14.20	0.00	0.00	0.0
118	5	38.50	0.00	0.00	0.0
Gesamt		105.60	Anteil auf der Platte		

Grafik - siehe Ausdruck A3- Format

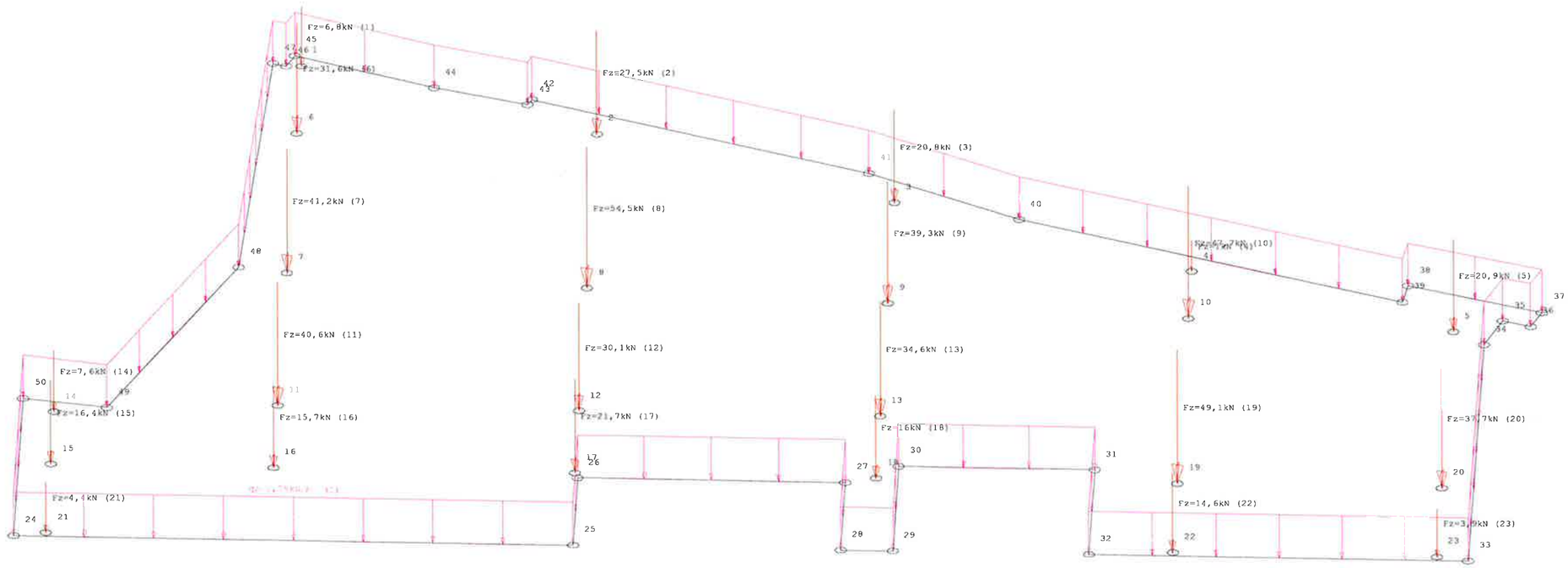


System
Grundriss

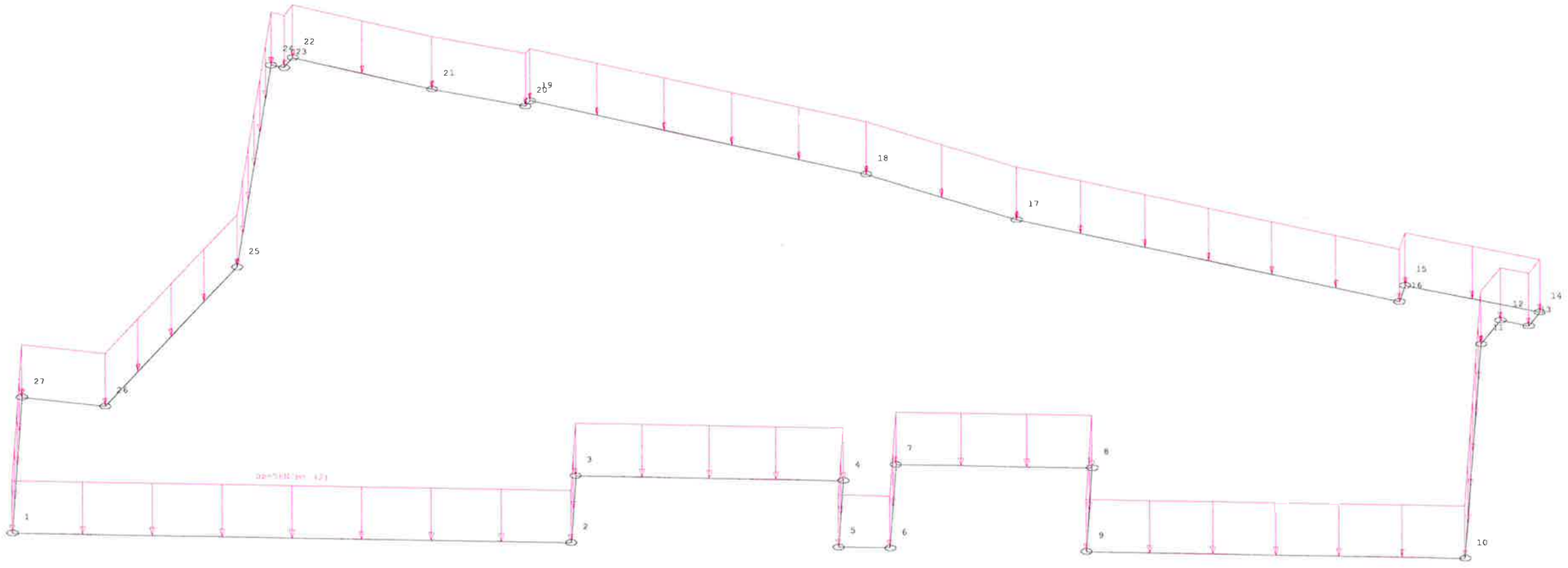
Elementlänge / Breite ~ 45cm



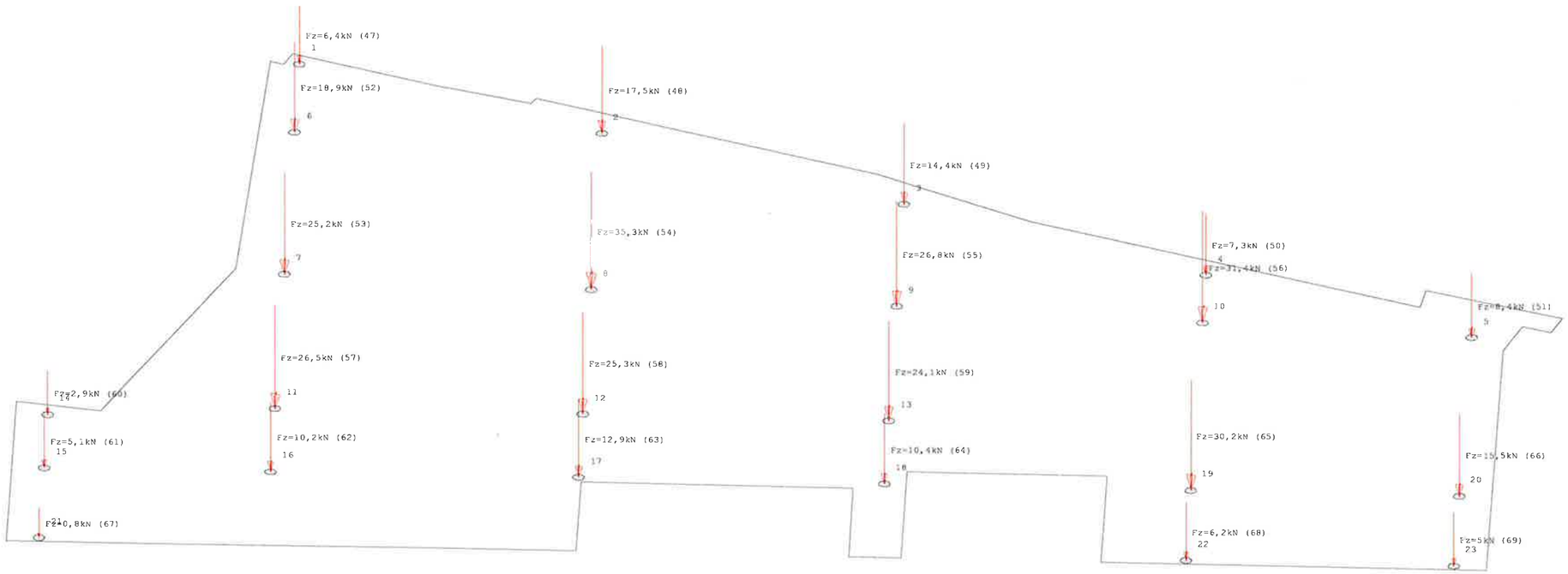
System
Grundriss: FE-Netz - 1435 Knoten 1349 Elemente



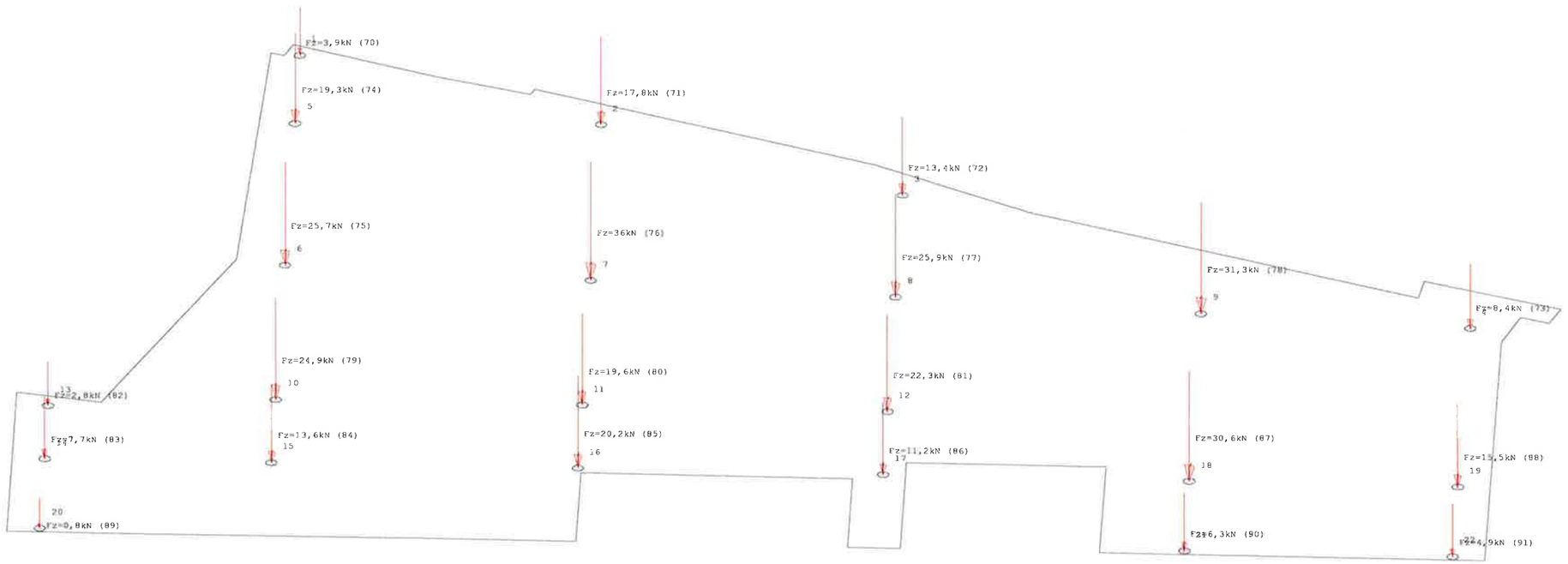
Lastfall 1 "Eigengewicht"
Lasten



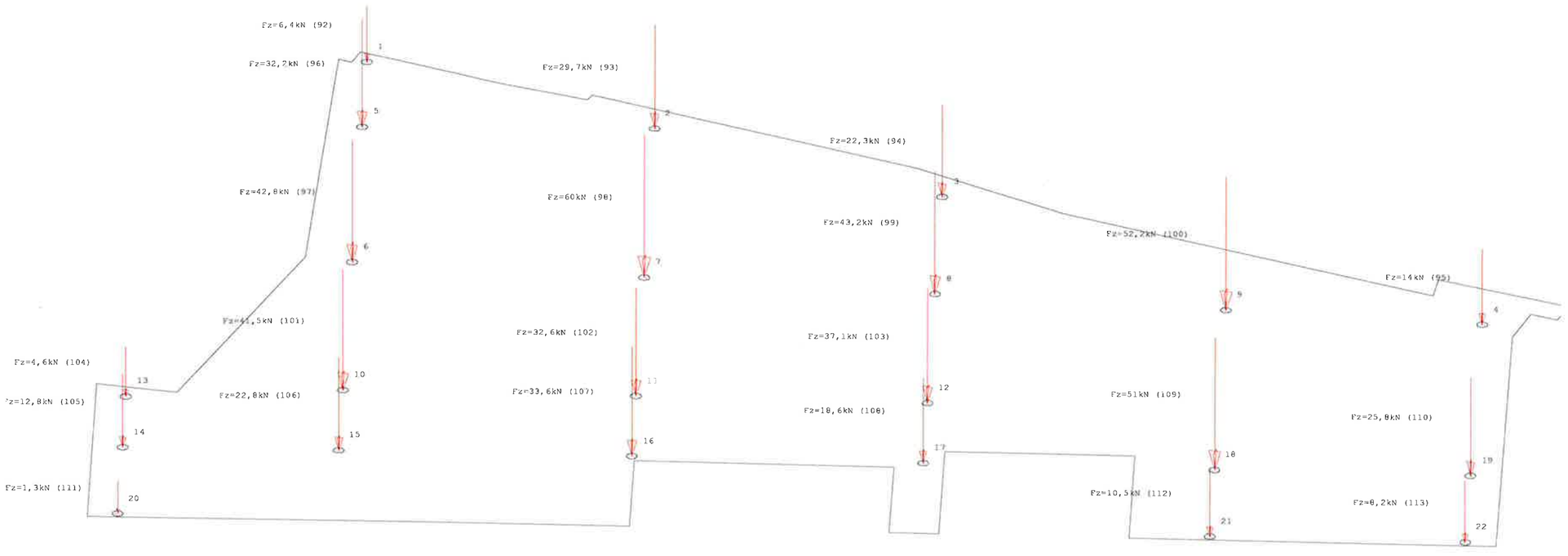
Lastfall 2 "Nutzlasten"
Lasten



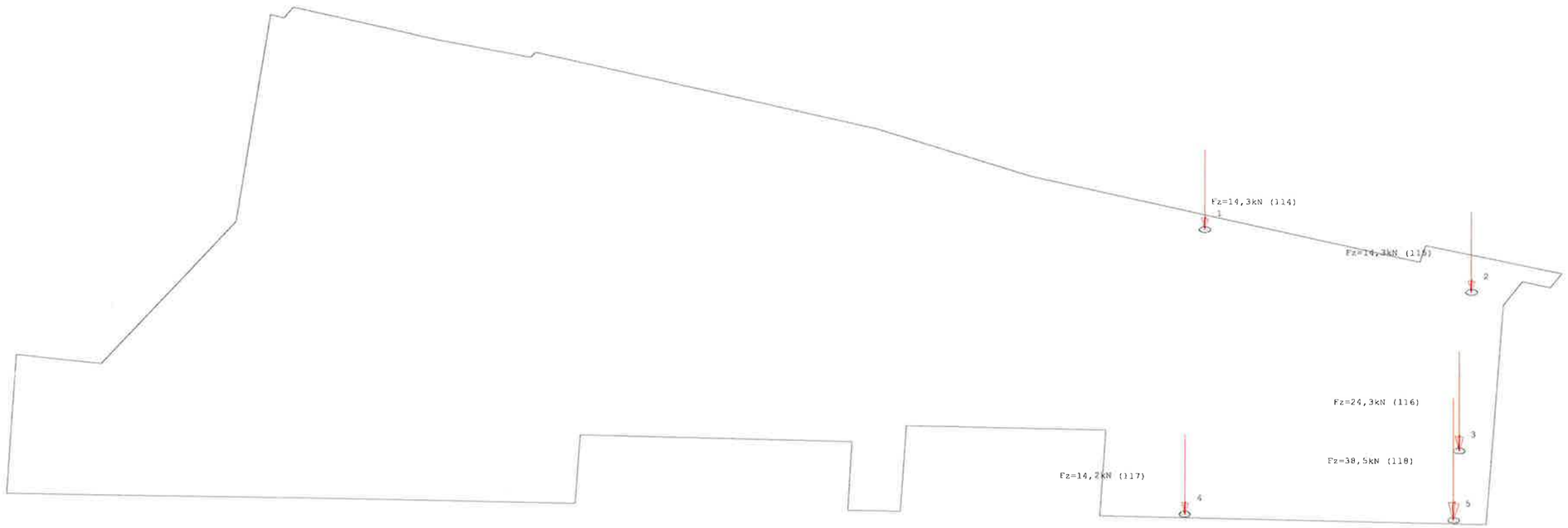
Lastfall 3 "Nutzlasten sonstige"
Lasten



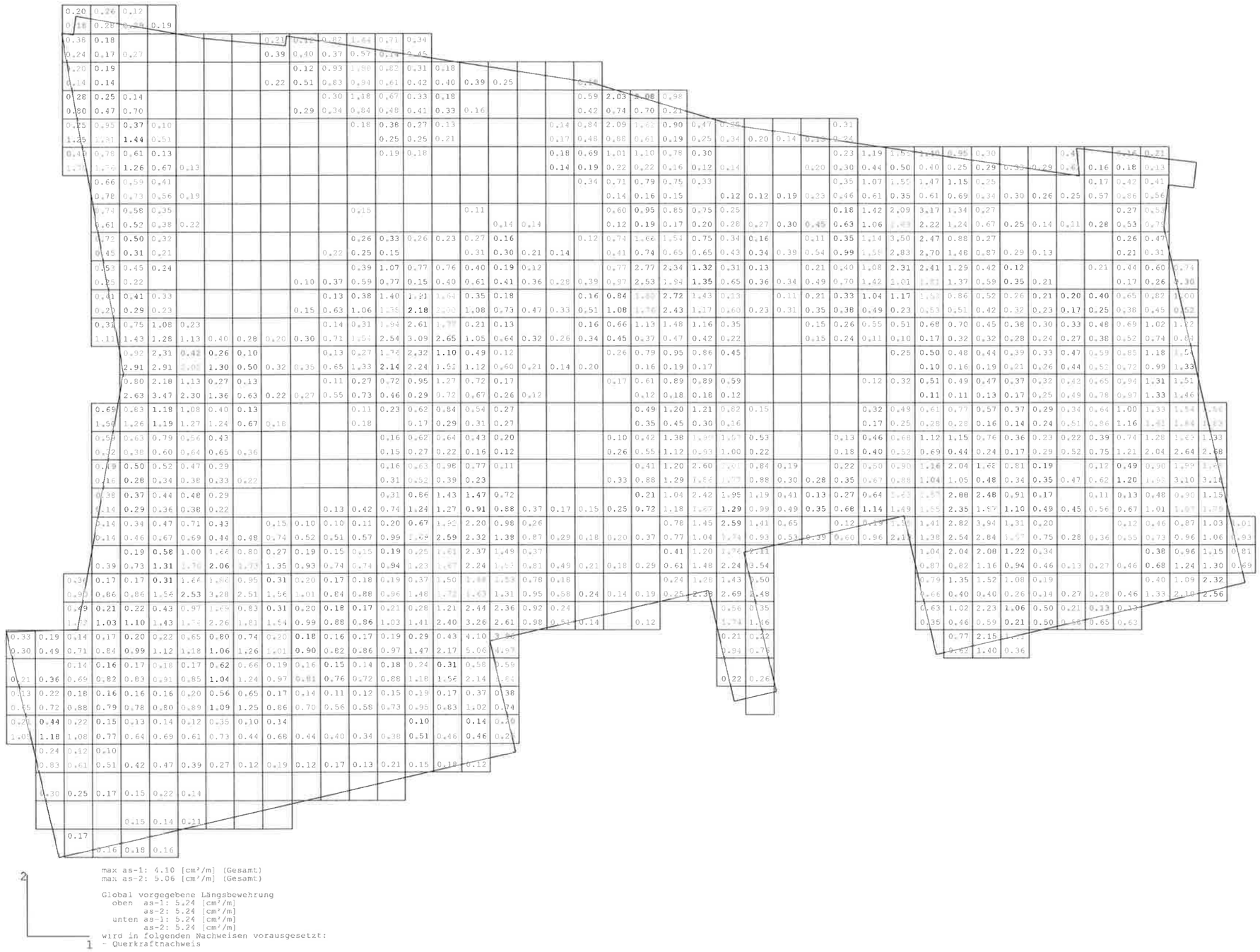
Lastfall 4 "Schnee"
Lasten



Lastfall 5 "Schnee außergew."
Lasten



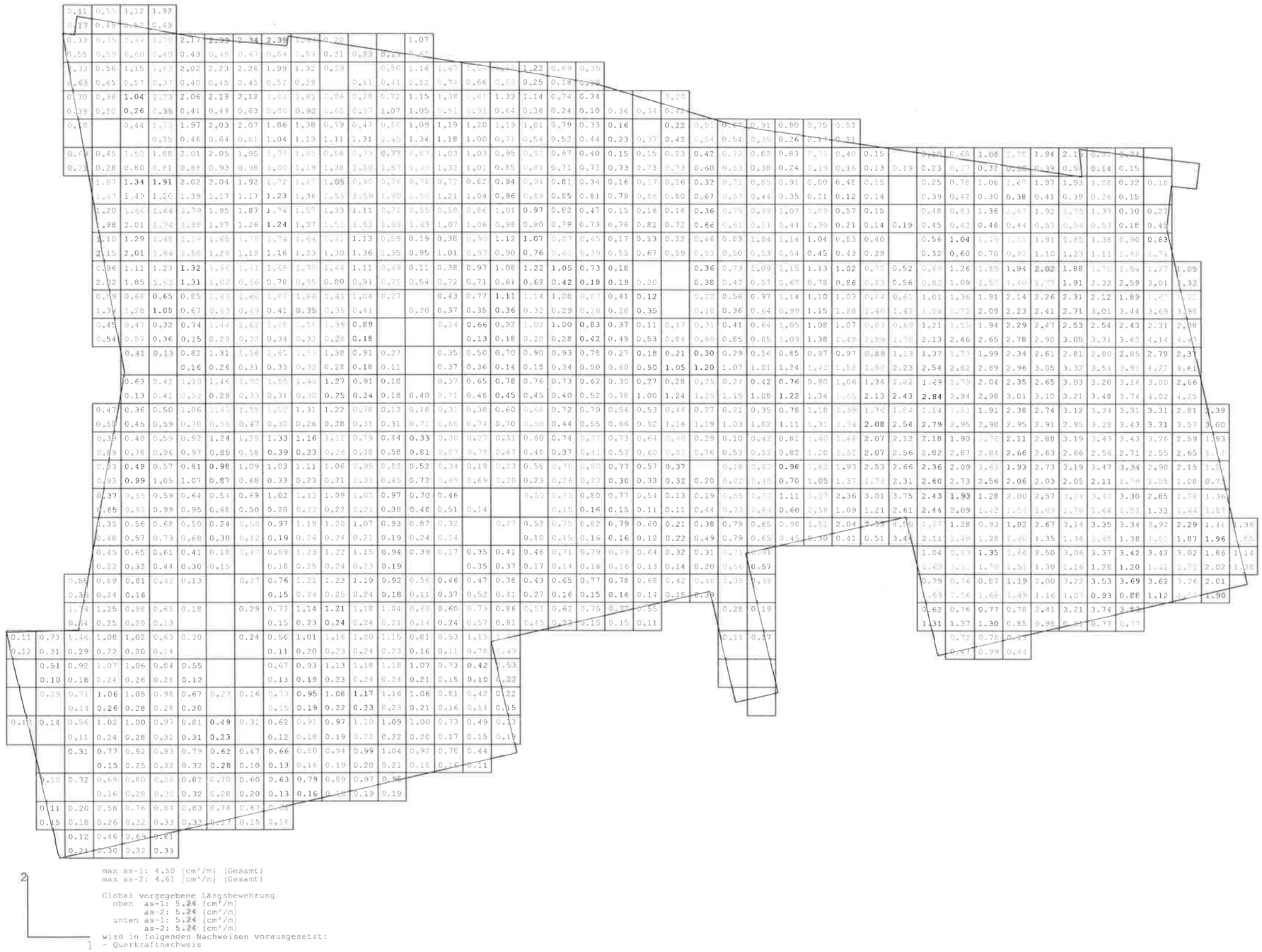
Lastfall 6 "Wind, Schiefst."
Lasten



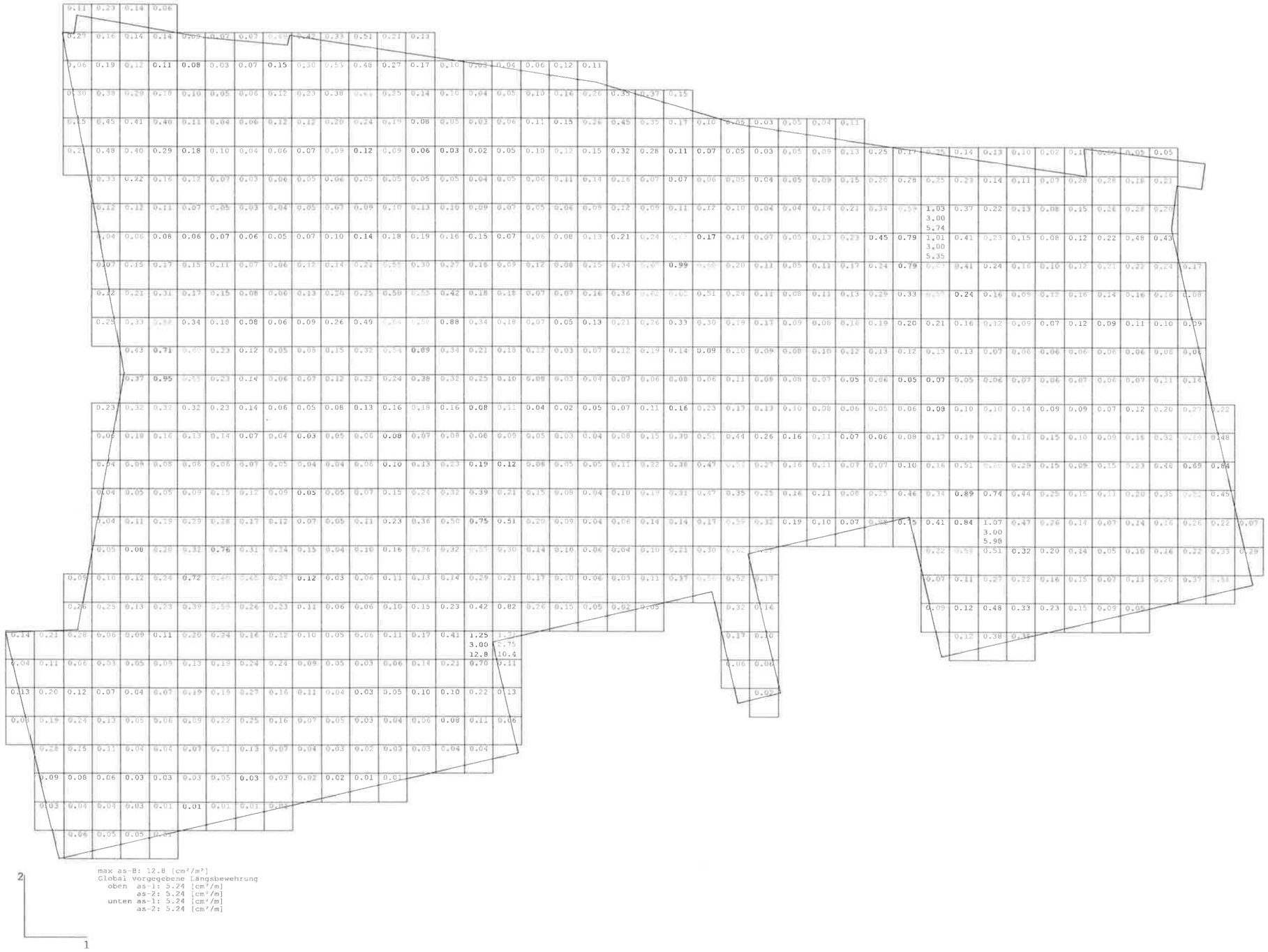
max as-1: 4.10 [cm²/m] (Gesamt)
max as-2: 5.06 [cm²/m] (Gesamt)

Global vorgegebene Längsbewehrung
oben as-1: 5.24 [cm²/m]
as-2: 5.24 [cm²/m]
unten as-1: 5.24 [cm²/m]
as-2: 5.24 [cm²/m]
wird in folgenden Nachweisen vorausgesetzt:
- Querkraftnachweis

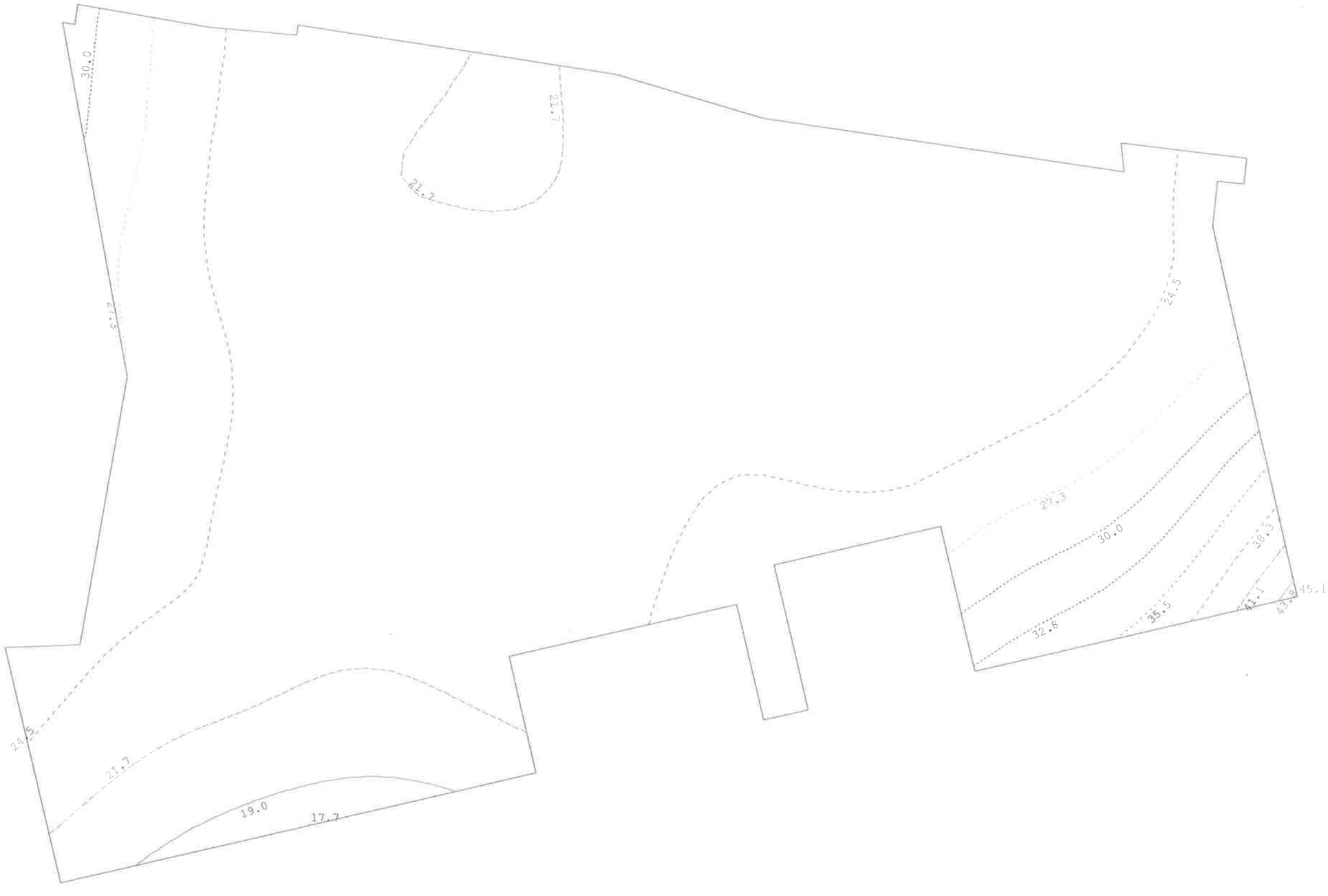
Überlagerung 4 "Maßgebend"
Bewehrung, unten: Gesamt - aS-1, aS-2 [cm²/m]



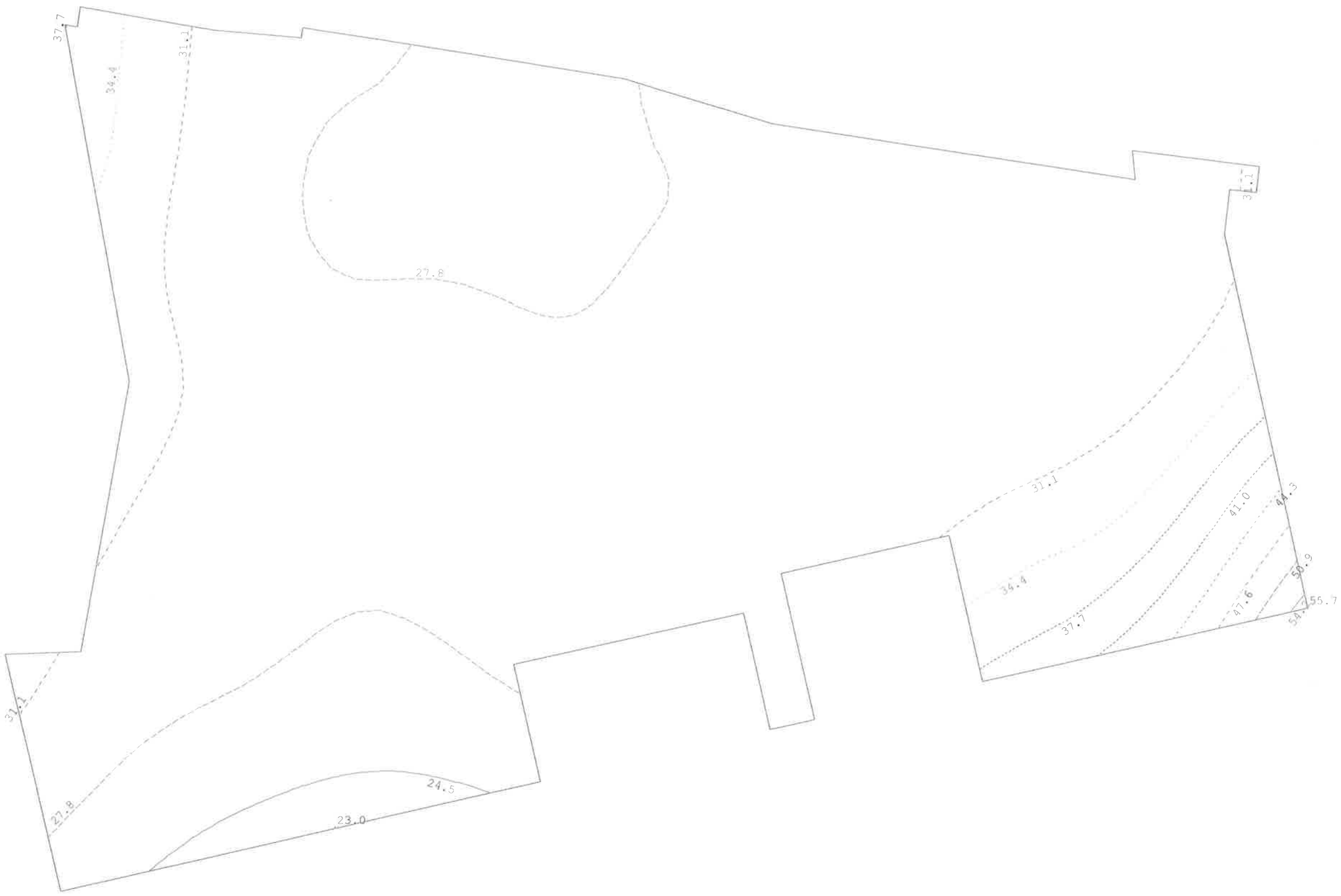
Überlagerung 4 "Maßgebend"
Bewehrung, oben: Gesamt - aS-1, aS-2 [cm²/m]



Überlagerung 4 "Maßgebend"
Querkraft-Nachweis - VEd / VRd,c, Druckstrebe cot, Schub-Bewehrung [cm²/m²]

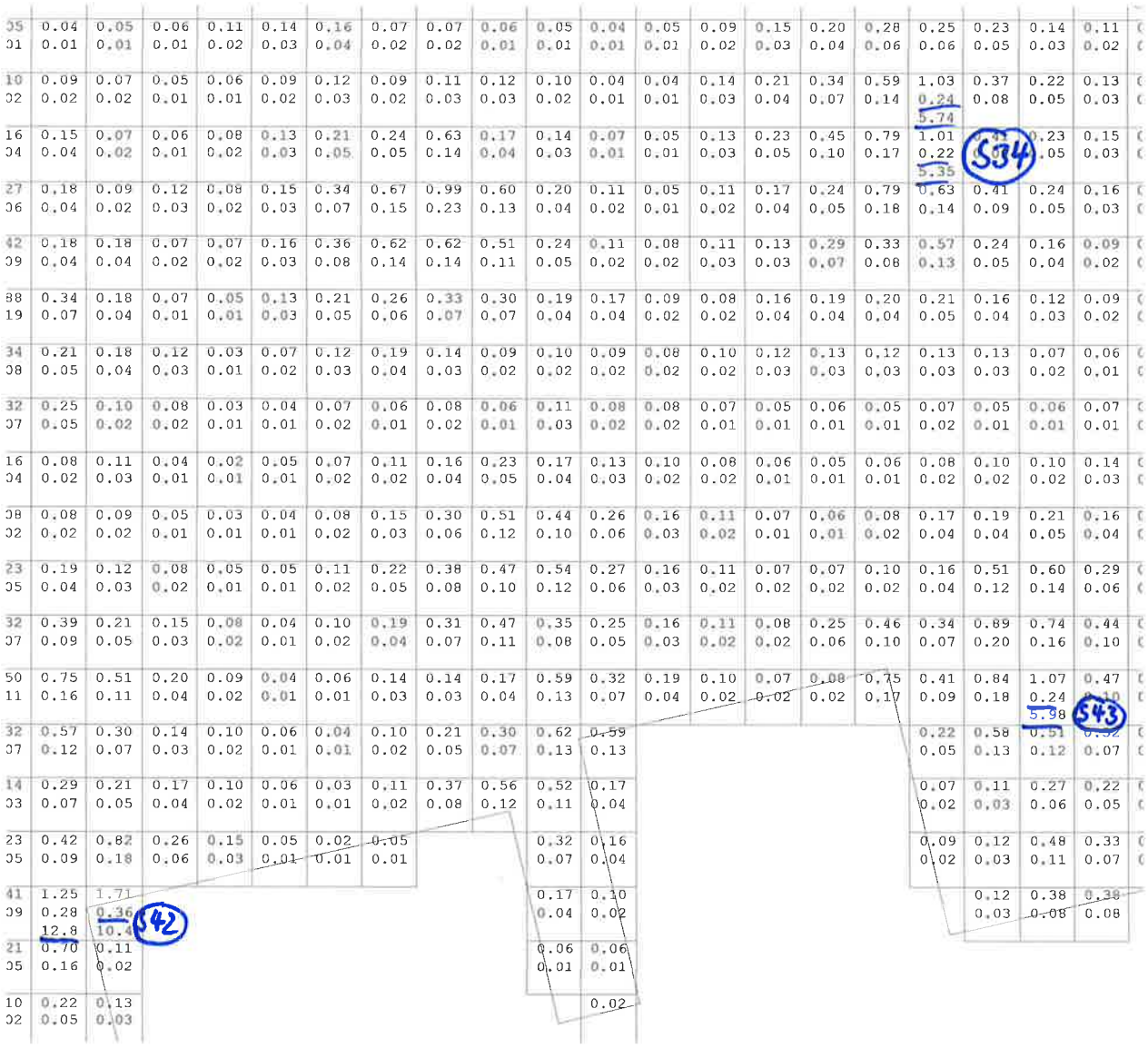


Überlagerung 1 "Charakteristisch"
Sohldruck [kN/m²] - MAX



Überlagerung 4 "Maßgebend"
Sohldruck [kN/m²] - MAX

Querkräfte/ Schubbewehrung
Draufsicht (Ausschnitt)



Überlagerung 4 "Maßgebend"
Querkraft-Nachweis - VEd / VRd,c, Druckstrebe cot, Schub-Bewehrung [cm²/m²]

Bodenplatte h = 25 cm

sL = Längsrichtung

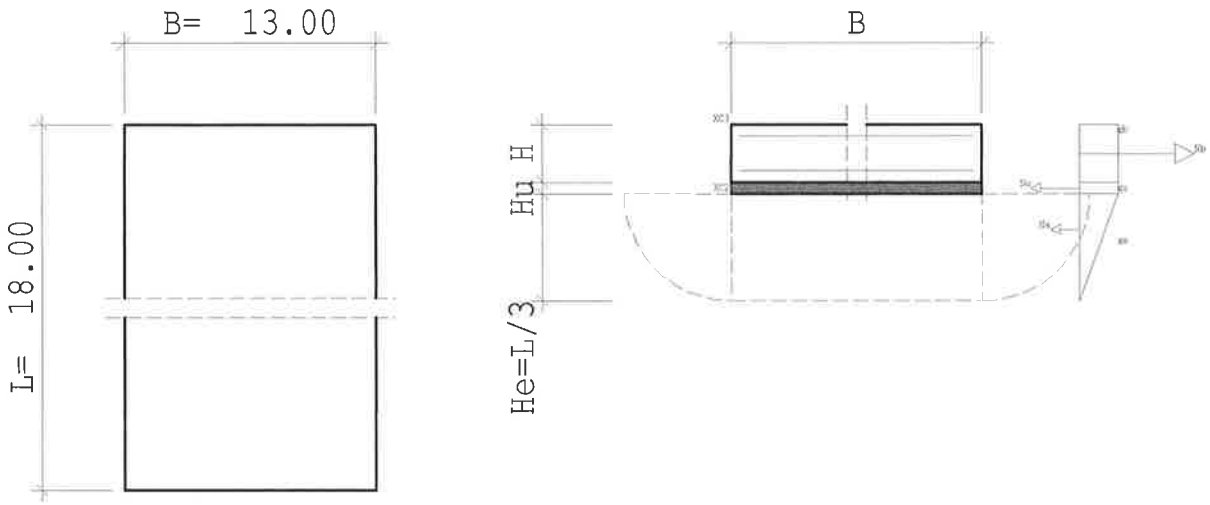
Stütze Pos.	Abschnitt	max. V_{Ed} / $V_{Rd,max}$	max.s_L [cm]	max.s_Q [cm]	gew.s_L [cm]	gew.s_Q [cm]	ø Bügel [mm]	Bügel-stege / Reihe	Bügel-stege / m	erf. a_{sw} [cm²/m²]	Bügel-querschn. / Reihe [cm²/m]	vorh. a_{sw} [cm²/m²]
S42		0,360	12,5	25,0	12,5	15,0	10	2	6,67	**12,80**	6,28	**41,89**
S34		0,240	17,5	25,0	15,0	15,0	10	2	6,67	**5,74**	5,24	**34,91**
S43		0,240	17,5	25,0	15,0	15,0	10	2	6,67	**5,98**	5,24	**34,91**

5 zusätzliche Nachweise

- Zwangsbeanspruchung durch abfließende Hydratationswärme, erforderliche Bewehrung entsprechend Vorgabe der zul. Trennrissweite

Richtung Ost- West,

l_{Ersatz} = 18m, b_{Ersatz} = 13m



RISSBREITENNACHWEIS nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12		
Betonstahl	B500A	
Beton	C 25/30	
	t= 3 ... 5d (normale Erh.)	
Betonzugfestigkeit	kFct(t)= 0.50 (nutzerdef.)	fcteff= 1.28 N/mm2
E-Modul Beton	αE = 1.00 (Zuschlagstoffe)	
	kEc(t) = 0.90 (nutzerdef.)	Ecm= 27900 N/mm2

KRIECHZAHL		
junger Beton	ϕt	= 0.36 (nutzerdefiniert)

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

	oben	unten
Betonangriff	WF	WF
Bewehrungskorrosion	XC3	XC2
Mindestbetonklasse	C 20/25	C 16/20
Längsbewehrung	$d_{s,l}$ = 10 mm	$d_{s,l}$ = 10 mm
Vorhaltemaß	Δc_{dev} = 15 mm	Δc_{dev} = 15 mm
reduziertes cmin		>=C 16/20
Längsbewehrung	$c_{min,l}$ = 20 mm	$c_{min,l}$ = 15 mm
Betondeckung	$c_{nom,l}$ = 35 mm	$c_{nom,l}$ = 30 mm
Verlegemaß Bügel	$c_{v,b}$ = 35 mm	$c_{v,b}$ = 30 mm
zul. Rissbreite	w_{max} = 0.30 mm	w_{max} = 0.30 mm

BODENPLATTE				
Abmessungen	B =	13.00 m	H =	0.25 m
	L =	18.00 m		
Bewehrung	dob =	5.0 cm	dun =	5.0 cm

ZWANG AUS HYDRATATION (FRÜHER ZWANG)			
Es wird die in Richtung der Seite L verlaufende Zwangskraft bestimmt.			
Verfahren nach DAfStb Heft	466		
Bodenplatte:			
ΔT =	-25.00 K	αT=	10.00*10-6 1/K
εb =	-0.250 o/oo	Cb=	6.9750e+04 kN/cm
Baugrund:			
Ee =	30.00 MN/m2	Ce=	1.7355e+06 KN
Unterbeton:	C 12/15		

ZWANG AUS HYDRATATION (FRÜHER ZWANG)							
αE =	1.00		kEc(t)=	0.90	Ecm=	24300	N/mm2
Hu =	0.05	m	Cu=	1.2150e+04	kN/cm εs=	0.000	o/oo
Nzw=	282.51	kN/m					
Zwang aus Bodenreibung (oberer Grenzwert):							
γ =	25.00	kN/m3	q =	1.50	kN/m2		
μ =	2.00	Reibungsbeiwert nutzerdefiniert					
γ_R =	1.35		μ_d =	2.70			
Nzw=	188.33	kN/m					
maßgebend:	Nzw=	188.33	kN/m				

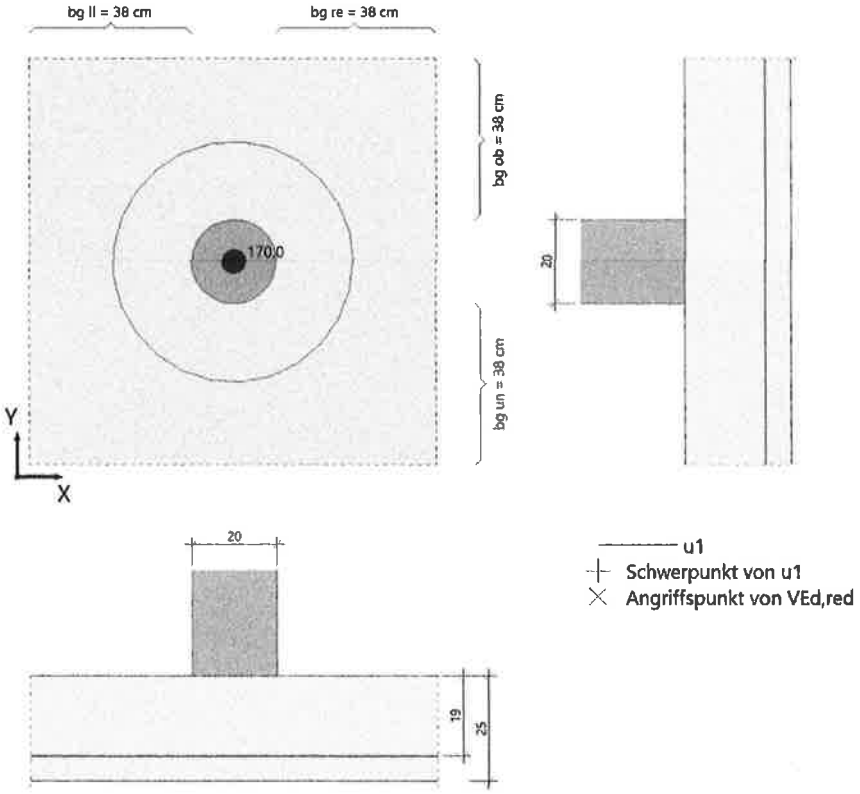
NACHWEIS RISSBREITE							
w_{max}=	0.30	mm	ds =	10.0	mm		
Zwang aus Hydratation (kurzzeitige Einwirkung kt= 0.6)							
zentr. Zwang	Nx =	188.33	kN/m				
	ε2s =	1.32	o/oo	Fs =	188.3	kN/m	
	heff =	25.0	cm	Fcre =	320.6	kN/m	
erforderlich:	Asu =	3.58	cm2/m	Aso =	3.58	cm2/m	
Die Bewehrung ist über die Seite B zu verteilen.							
Es ist zu prüfen, ob ein Nachweis für späten Zwang maßgebend wird.							

Durchstanznachweis
- Stütze im EG, Pos. 0.S32
Belastung siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S1

F_d= 170,00 kN

System

Grafik



Geometrie und Material

Fundamentplatte	h	=	25.0	cm	d_m	=	19.0 cm
Innenstütze rund	c	=	20.0	cm			
Betondeckung	c_u	=	4.0	cm	c_o	=	4.0 cm

Baustoffe	Beton:		C 25/30		Stahl:		B500A
	γ_c	=	1.50		γ_s	=	1.15
	f_{ck}	=	25.0	N/mm²	f_{yk}	=	500.0 N/mm²

Gemäß Abs. 6.4.4 (2) wird der Anteil der Fundamentplatteneigenlast vom Sohldruck abgezogen.

Lasten

vorgeg. Querkraft	V_E	=	170.0	kN (= V_{Ed})
Bodenpressung	p_0	=	150.00	kN/m² (= p_{0d})
Erhöhung	β	=	1.100	(berechnet)

Ergebnisse

Durchstanzen nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, NACHWEIS für ebene Platte nach Abs. 6.4

Fläche im krit. Rundschnitt	A_{crit}	=	0.2552	m²
Bemessungsquerkraft	$V_{Ed,red}$	=	133.9	kN (bei a = a_{crit})
krit. Rundschnitt	u_1	=	179.1	cm (bei a_{crit} = 18.5 cm, iterativ ermittelt)
Bemessungsquerkraft	v_{Ed}	=	0.433	N/mm²
Vorfaktor	$C_{Rd,c}$	=	0.100	
Maßstabsfaktor	k	=	2.000	
Bemessungswiderstand	$v_{Rd,c}$	=	1.201	N/mm²
	v_{min}	=	1.017	N/mm²
max. Bemessungswiderstand	$v_{Rd,max}$	=	1.682	N/mm² (= 1.4 * $v_{Rd,c}$)

Der Wert 2 * d_m / a_{crit} ist in $v_{Rd,c}$ und v_{min} schon eingerechnet.

Längsbewehrungsgrade (ρ je Richtung) :

ohne Durchstanzbewehrung	erf ρ	=	0.047	% = 0.9	cm²/m
mit Durchstanzbewehrung aus Betonstahl	erf ρ	=	0.018	% = 0.3	cm²/m
max. Bewehrungsgrad	zul ρ	≤	1.629	% = 31.0	cm²/m
erf. Bewehrungsgrad für Mindestmoment	min ρ	=	0.129	% = 2.4	cm²/m auf 0.3*l_x bzw. 0.3*l_y
vorh. Bewehrungsgrad	vorh ρ	=	1.000	% = 19.0	cm²/m

Bewehrungsbereiche :

rechner. Bewehrungsbreite	cal b_g	=	100.0	cm
erforderl. Verlegebreite in y-Richtung für A_{sx}	erf b_{gy}	≥	96.0	cm
erforderl. Verlegebreite in x-Richtung für A_{sy}	erf b_{gx}	≥	96.0	cm

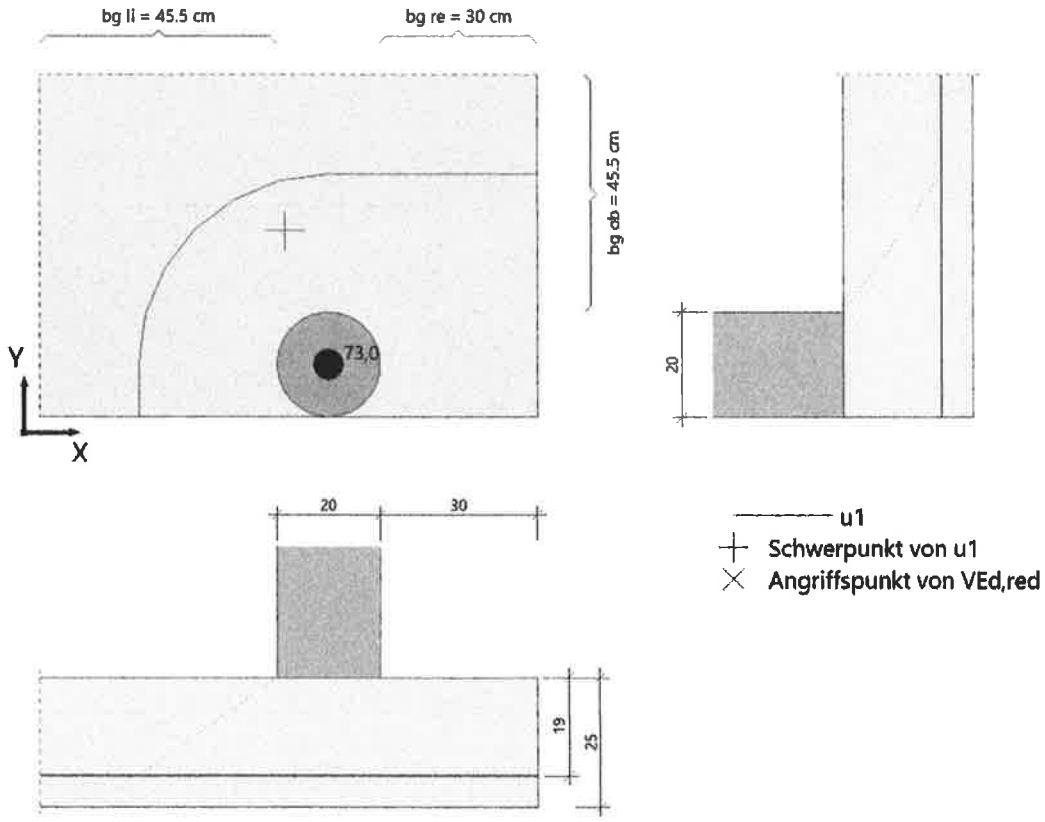
Hinweis: Die Verlegebreiten erf b_{gx} und erf b_{gy} geben den Minimalbereich an, in dem die der Berechnung zugrunde gelegte Längsbewehrung (vorh ρ bzw. vorh ρ_y und vorh ρ_x) anzuordnen ist.

Ergebnis: $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ Keine Durchstanzbewehrung erforderlich

- Eckstütze im EG, Pos. 0.S47
Belastung siehe Lastzusammenstellung Pos. 0.S1

F_d= 72,70 kN

System



Geometrie und Material

Fundamentplatte	h =	25.0	cm	d_m =	19.0	cm
Eckstütze rund	c =	20.0	cm			
Randabst. Stützenkante	r_x =	0.30	m			
Randabst. Stützenkante	r_y =	0.00	m			
Betondeckung	c_u =	4.0	cm	c_o =	4.0	cm

Baustoffe	Beton:	C 25/30		Stahl:	B500A
	γ_c =	1.50		γ_s =	1.15
	f_{ck} =	25.0	N/mm²	f_{yk} =	500.0 N/mm²

Gemäß Abs. 6.4.4 (2) wird der Anteil der Fundamentplatteneigenlast vom Sohldruck abgezogen.

Lasten

vorgeg. Querkraft	V_E =	73.0	kN (= V_{Ed})
Bodenpressung	p_0 =	150.00	kN/m² (= p_{0d})
Erhöhung	β =	2.291	(berechnet)

Ergebnisse

Durchstanzen nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, NACHWEIS für ebene Platte nach Abs. 6.4

Fläche im krit. Rundschnitt	A_{crit}	=	0.1944	m^2 (ohne Ansatz der Randflächen)
Bemessungsquerkraft	$V_{Ed,red}$	=	45.5	kN (bei a = a_{crit})
krit. Rundschnitt	u_1	=	107.3	cm (bei a_{crit} = 26.5 cm, iterativ ermittelt)
Bemessungsquerkraft	v_{Ed}	=	0.511	N/mm^2
Vorfaktor	$C_{Rd,c}$	=	0.100	
Maßstabsfaktor	k	=	2.000	
Bemessungswiderstand	$v_{Rd,c}$	=	0.839	N/mm^2
	v_{min}	=	0.710	N/mm^2
max. Bemessungswiderstand	$v_{Rd,max}$	=	1.174	N/mm^2 (= 1.4 * $v_{Rd,c}$)

Der Wert 2 * d_m / a_{crit} ist in $v_{Rd,c}$ und v_{min} schon eingerechnet.

Längsbewehrungsgrade (ρ je Richtung) :

ohne Durchstanzbewehrung	erf ρ	=	0.226	% = 4.3	cm^2/m
mit Durchstanzbewehrung aus Betonstahl	erf ρ	=	0.083	% = 1.6	cm^2/m
max. Bewehrungsgrad	zul ρ	≤	1.629	% = 31.0	cm^2/m
erf. Bewehrungsgrad für Mindestmoment	min ρ	=	0.215	% = 4.1	cm^2/m je m Plattenbreite
vorh. Bewehrungsgrad	vorh ρ	=	1.000	% = 19.0	cm^2/m

Bewehrungsbereiche :

rechner. Bewehrungsbreite	cal b_g	=	100.0	cm
erforderl. Verlegebreite in y-Richtung für A_{sx}	erf b_{gy}	≥	65.5	cm
erforderl. Verlegebreite in x-Richtung für A_{sy}	erf b_{gx}	≥	95.5	cm

Hinweis: Die Verlegebreiten erf b_{gx} und erf b_{gy} geben den Minimalbereich an, in dem die der Berechnung zugrunde gelegte Längsbewehrung (vorh ρ bzw. vorh ρ_y und vorh ρ_x) anzuordnen ist.

Ergebnis: $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ Keine Durchstanzbewehrung erforderlich

5 Grundbewehrung

gewählt:

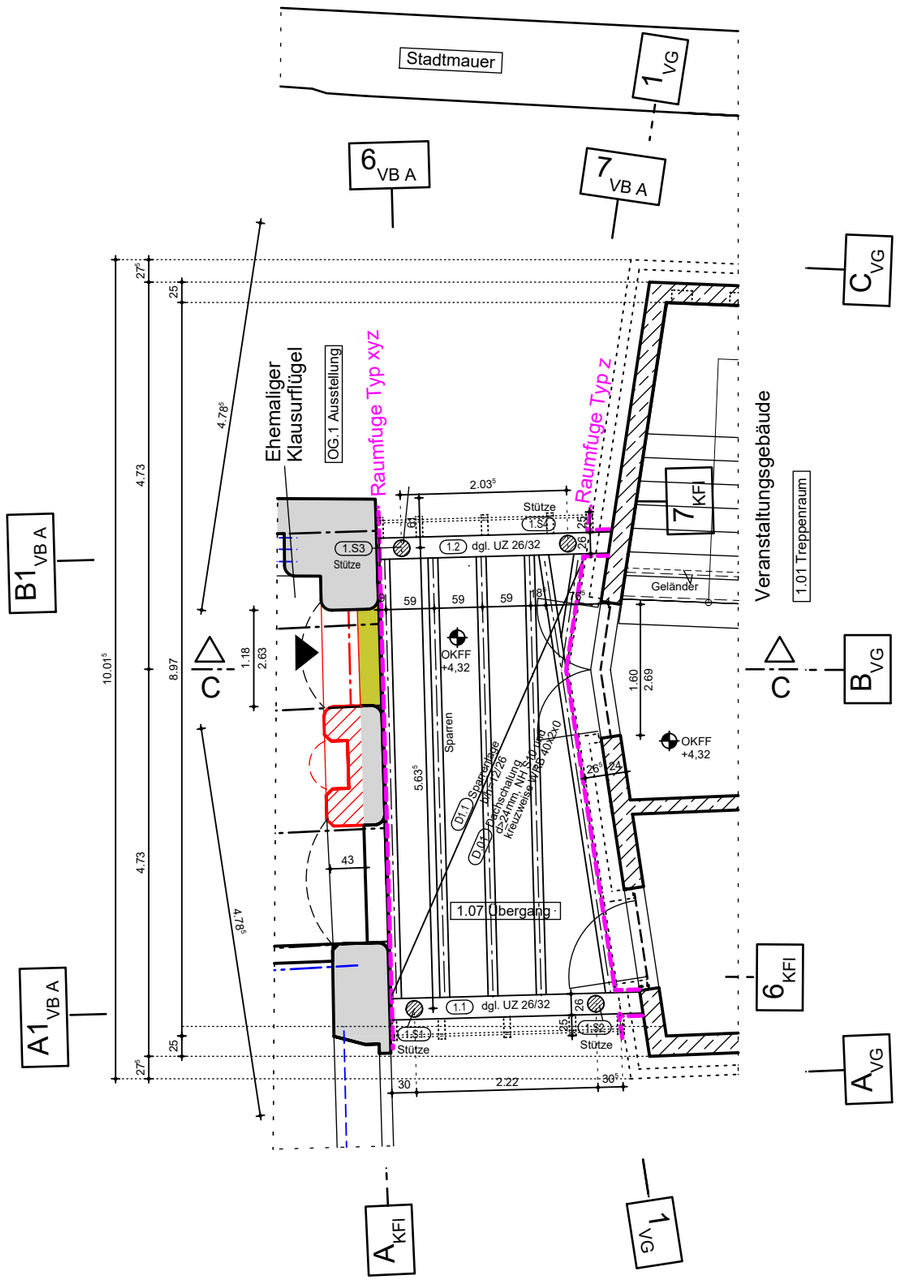
oben / unten — **x- Richtung (Ost- West Richtung) Q524 (5,24cm²/m)**
y- Richtung Q524 (5,24cm²/m)

Zulagen ø10,12,16

Schubbewehrung — **Bgl. n=2, ø10,12 zwischen den Bewehrungslagen angeordnet, Eckbewehrung je ø12**

Positionspläne

Grundriss Obergeschoss



Baustoffe:

Holz	: nach DIN EN 1995, Sortierklasse S10, Festigkeitskl. C24 Nadelholz Kiefer, Holzfeuchte ≤ 20% bzw. BSH GI 24c
Holzschutz	: nach DIN 68800
Stahl	: nach DIN EN 1993 (Profilstahl S235, soweit nicht gesondert angegeben) Rundstahlverspannungen Pos. 0.4.1 bis 0.4.6 Zugstabsystem nach BAZ
Korrosionsschutz	: Feuerverzinkung nach DIN EN ISO 1461 und Beschichtungssysteme nach DIN EN ISO 12944-5
Mauerwerk	: nach DIN EN 1996

neu Bestand

Stahlbeton	: Stahlbeton nach DIN EN 1992 C25/30, mit Expositionsklassen (Exp.kl.) - Bodenplatten (unten, seitlich): XC2, WF oben: XC3, WF Bpl. auf 2 Lagen PE Folie auf glatt abgezogener Sauberkeitsschicht, d=5cm (C8/10) - Betonstahl : BSt 500 S/M nach DIN 488

neu Bestand

Legende:

RF	- Raumfuge (3cm)	DB	- Deckenbalken
OK	- Oberkante	UZ	- Unterzug
UK	- Unterkante	dgl.	- deckengleich
BPl	- Bodenplatte	MW	- Mauerwerk
FF	- Fertigfußboden	WäD	- Wärmedämmung
Stb	- Stahlbeton	WRB	- Windrispenband
WäD	- Wärmedämmung		
VA	- Verbundanker	FP	- Fußpunkt Stützen
PB	- Passbolzen	VB	- Verbinder (A/B)
BS	- Balkenschuh	VG	- Veranstaltungsgebäude
VGS	- Vollgewindeschraube nach BAZ		

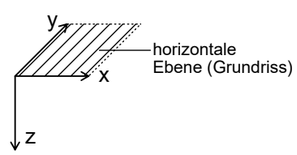
Ausbildung der Raumfugen für Verschiebungsdifferenzen an den Fugenrändern:

Raumfuge Typ xyz: für vertikale Baugrundsetzung und (ca. 3cm...5cm) horizontale Verformungen (Schwinden, Quellen, Wind, etc.)

Raumfuge Typ xy : für horizontale Verformungen (Schwinden, (ca. 3cm...5cm) Quellen, Wind, etc.)

Raumfuge Typ z : für vertikale Baugrundsetzung (ca. 3cm...5cm)

Die Planung der Raumfugenausbildung erfolgt durch die Objektplanung. Eine schadensfreie Verformung für die angegebenen Freiheitsgrade ist zu gewährleisten!



Hinweis für Objekt- und Fachplanungen

Alle Höhenkoten beziehen sich auf
OKFF EG = ±0,00m = +45,01 DHHN 92

Projekt

Kultur-Kloster-Kyritz
Klausurflügel mit Verbinder und Neubau
Johann- Sebastian- Bach- Str. 2
16866 Kyritz

Bauherr **Stadt Kyritz**
Amt für Stadtentwicklung und Bauen
Marktplatz 1
16866 Kyritz
Tel:
Fax:

Architekt **G. Kühn- v. Kaehne und E. Lange**
Waldmüllerstr. 7b, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 7482404
Fax: (0331) 719536
info@kvkul.de

Tragwerksplaner **Dipl. -Ing. Steffen Stich**
Beratender Ingenieur für Bauwesen
Behringstraße 81, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 747 25-0
Fax: (0331) 747 25-21
email@BueroStich.de

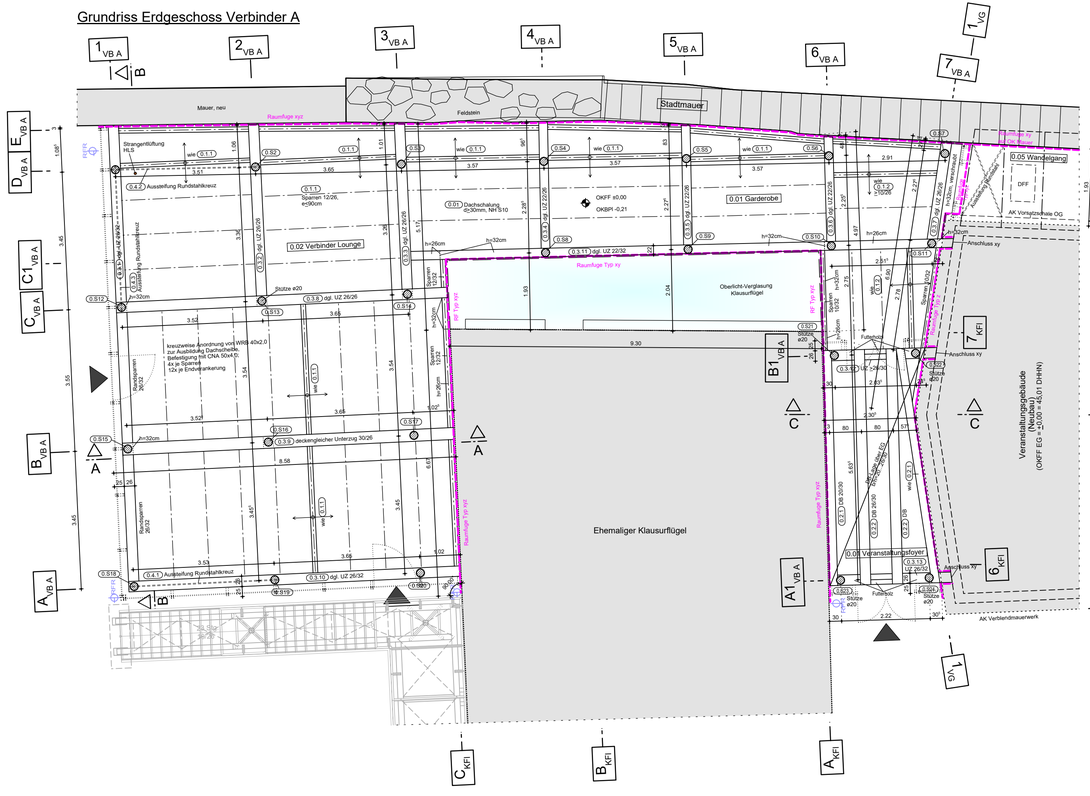
Zeichnung

Positionsplan Verbinder A
Dachkonstruktion, Obergeschoss
Grundriss
Genehmigungsplanung

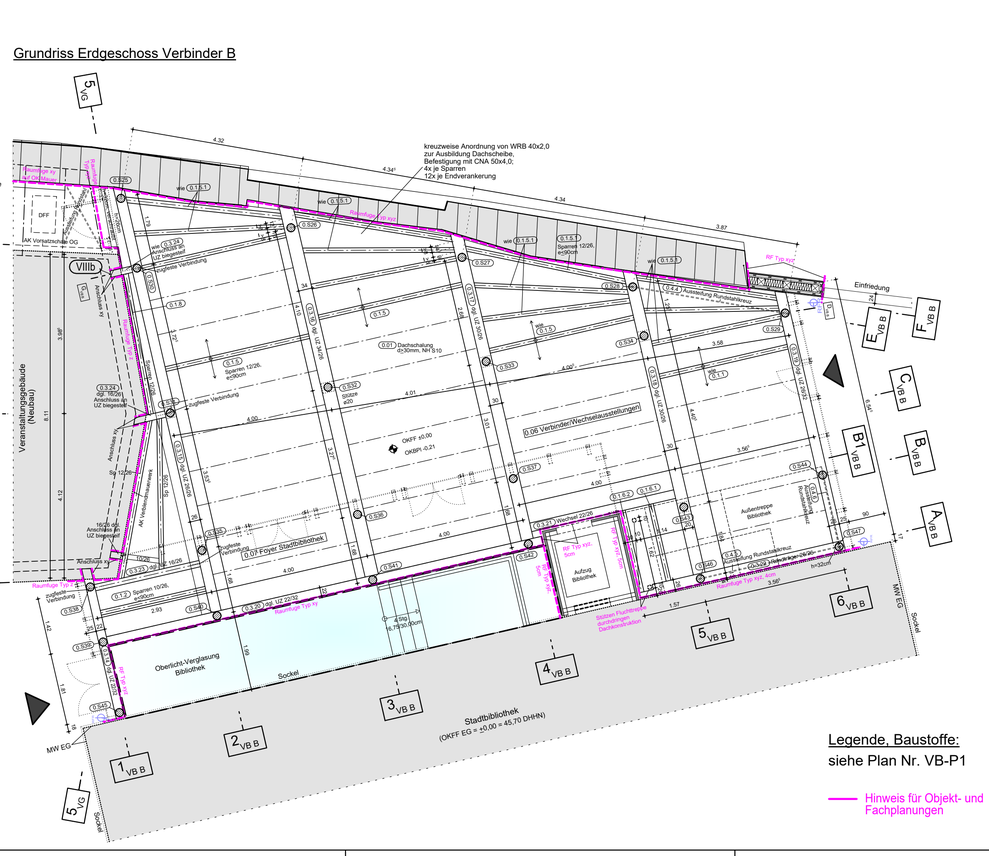
Datum	Blattgröße	bearb.	geprüft
20.10.2023	297/420		
Maßstab		Plan-Nr.	Index
1:75		**VB-P1**	

Index	Änderungen	Datum	gez.
a			
b			
c			

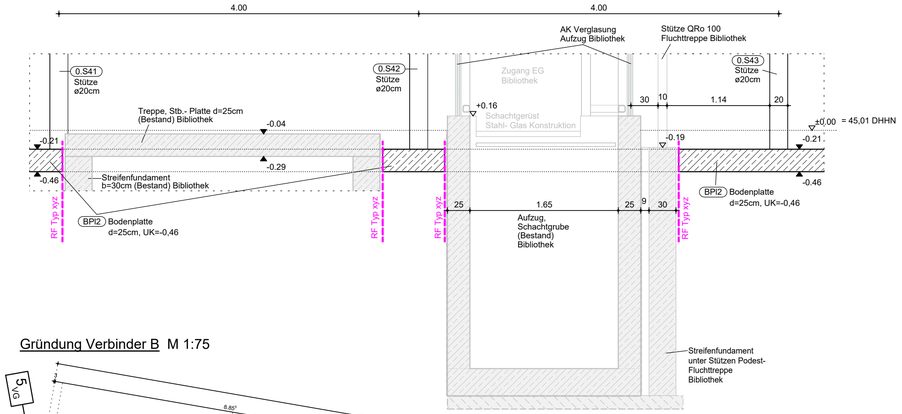
Grundriss Erdgeschoss Verbinder A



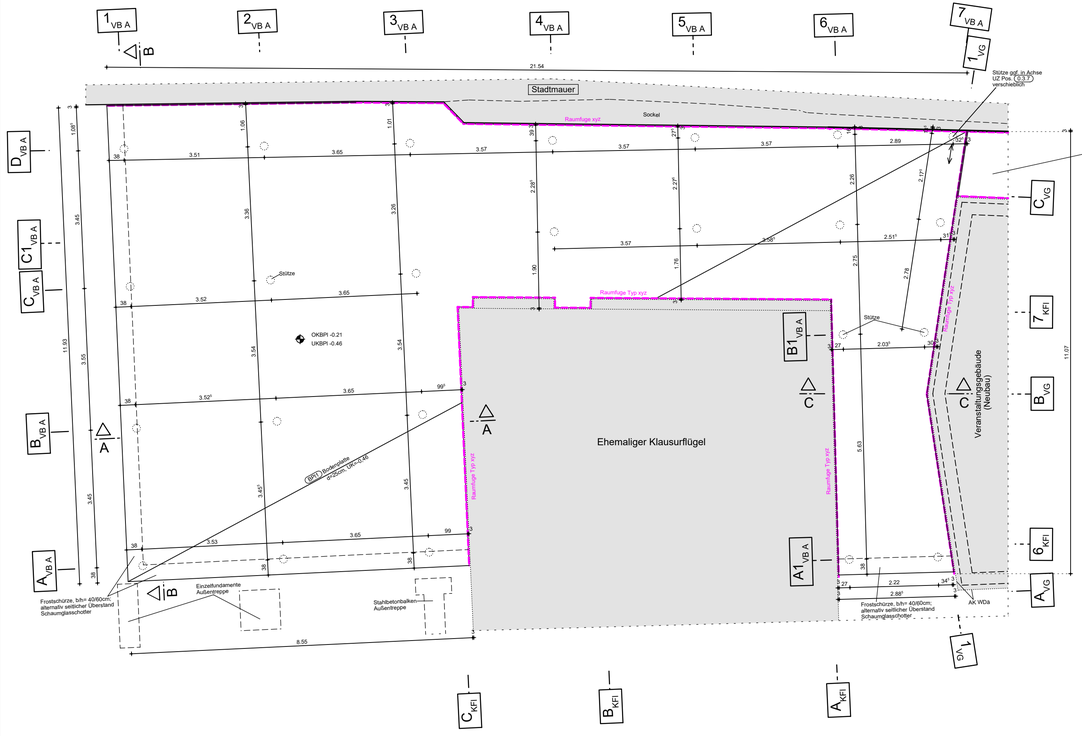
Grundriss Erdgeschoss Verbinder B


kreuzweise Anordnung von WRB 40x2,0 zur Ausbildung Dachschreibe, Befestigung mit CNA 50x4,0; 4x je Sparren 124 je Endverankerung
Veranstaltungsgebäude (Neubau)
Veranstaltungsgebäude (Neubau)
0.06 Verbinder/Wechselausstellungen
0.07 Foyer Stadtbibliothek
Stadtbibliothek (OKFF EG = ±0,00 = 45,70 DHHN)
Oberlicht-Verglasung Bibliothek
Sockel
Einfriedung
Außentreppe Bibliothek
Aufzug Bibliothek
Anschluss an UZ beigestellt
Anschluss an UZ beigestellt
Anschluss an UZ beigestellt

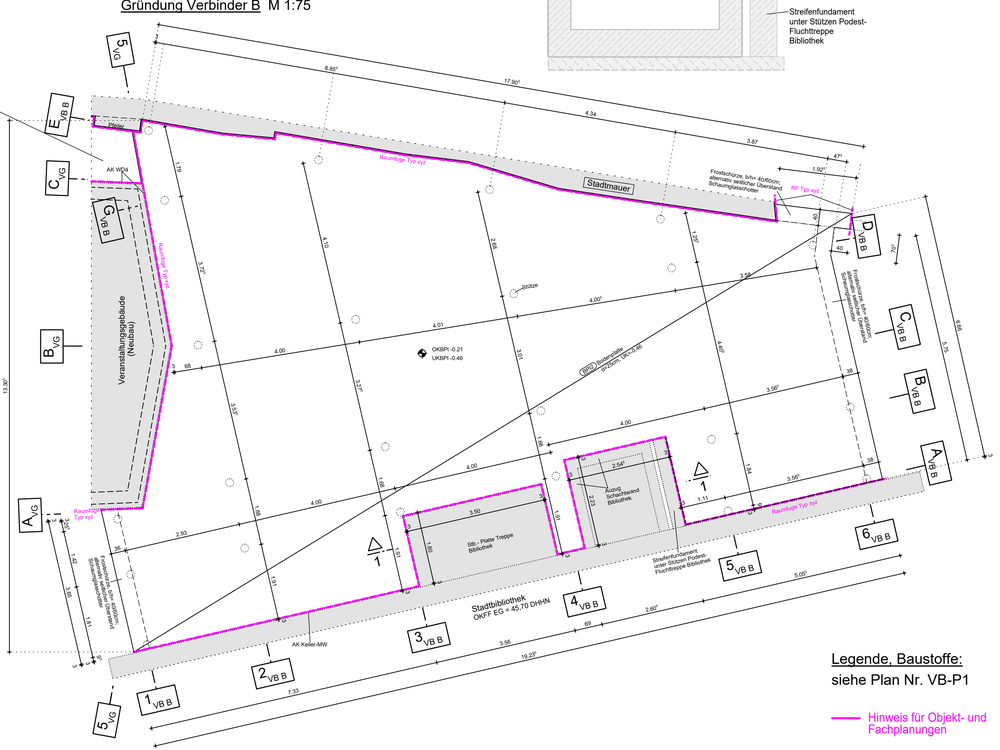
Schnitt 1-1 M 1:33,3



Gründung Verbinder A M 1:75



Gründung Verbinder B M 1:75



Alle Höhenkoten beziehen sich auf
OKFF EG = ±0,00m = +45,01 DHHN 92

Projekt

Kultur-Kloster-Kyritz
Klausurflügel mit Verbinder und Neubau
Johann- Sebastian- Bach- Str. 2
16866 Kyritz

Bauherr **Stadt Kyritz**
Amt für Stadtentwicklung und Bauen
Marktplatz 1
16866 Kyritz
Tel:
Fax:

Architekt **G. Kühn- v. Kaehne und E. Lange**
Waldmüllerstr. 7b, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 7482404
Fax: (0331) 719536
info@kvkul.de

Tragwerksplaner **Dipl. -Ing. Steffen Stich**
Beratender Ingenieur für Bauwesen
Behringstraße 81, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 747 25-0
Fax: (0331) 747 25-21
email@BueroStich.de

Zeichnung

Positionsplan Verbinder A und B, Gründung, Draufsicht, Schnitt 1-1

Genehmigungsplanung

Datum	Blattgröße	bearb.	geprüft
20.10.2023	400/860		
Maßstab		Plan-Nr.	Index
1:75, 1:33,3		**VB-P3**	

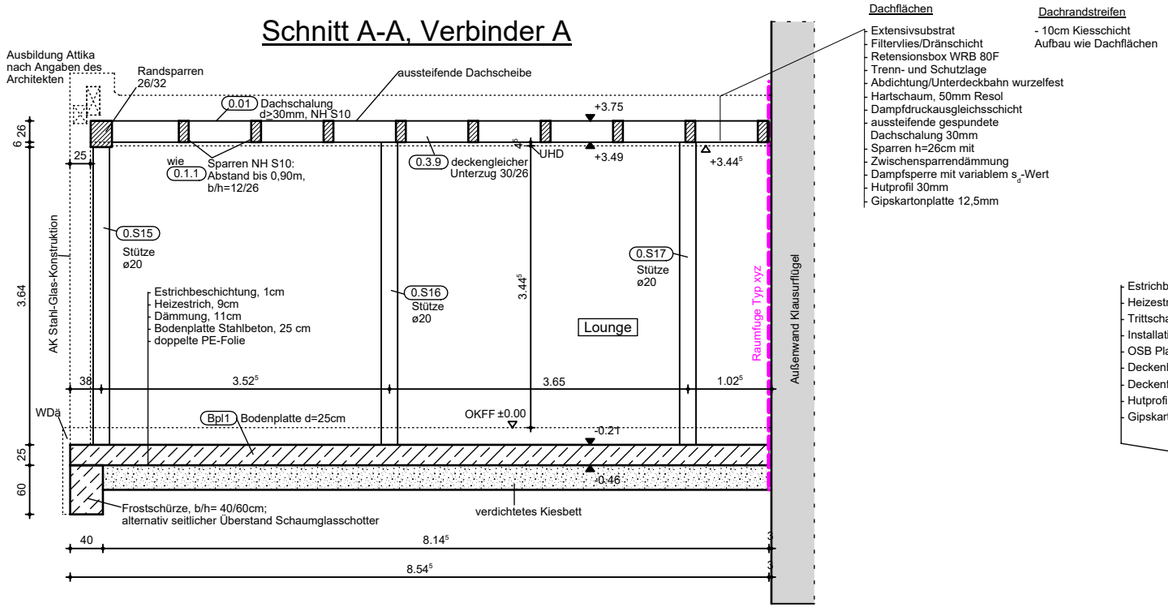
Index	Änderungen	Datum	gez.
a			
b			
c			

Legende, Baustoffe:
siehe Plan Nr. VB-P1

Hinweis für Objekt- und Fachplanungen

Alle Höhenkoten beziehen sich auf
OKFF EG = ±0,00m = +45,01 DHHN 92

Schnitt A-A, Verbinder A



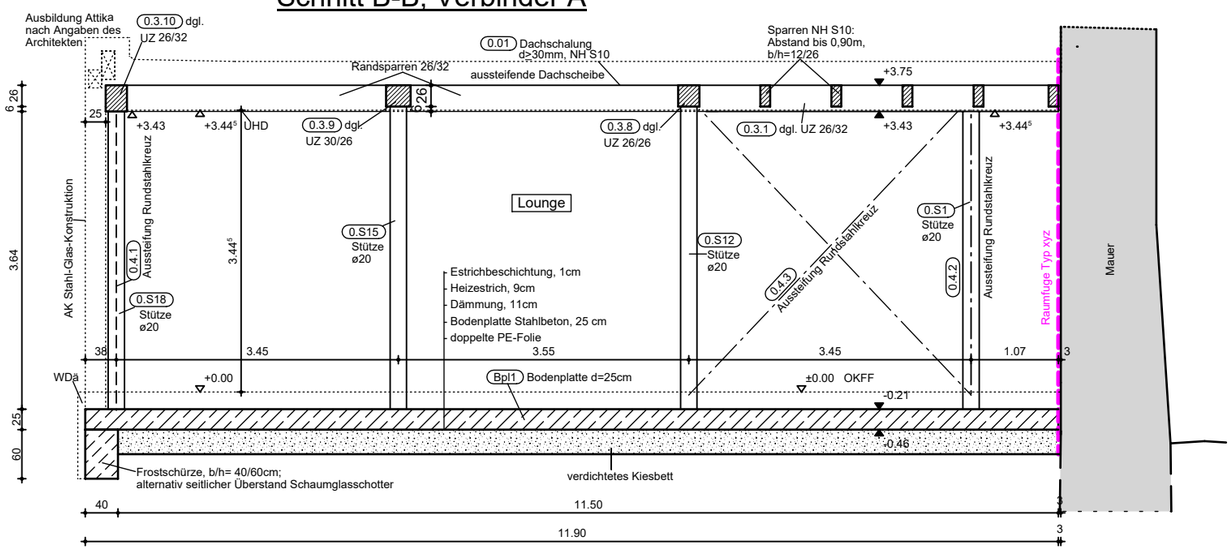
Dachflächen

- Extensivsubstrat
- Filtervlies/Dränschicht
- Retensionsbox WRB 80F
- Trenn- und Schutzlage
- Abdichtung/Unterdeckbahn wurzelfest
- Hartschaum, 50mm Resol
- Dampfdruckausgleichsschicht
- aussteifende gespundete Dachschalung 30mm
- Sparren h=26cm mit Zwischensparrendämmung
- Dampfsperre mit variablem s_d-Wert
- Hutprofil 30mm
- Gipskartonplatte 12,5mm

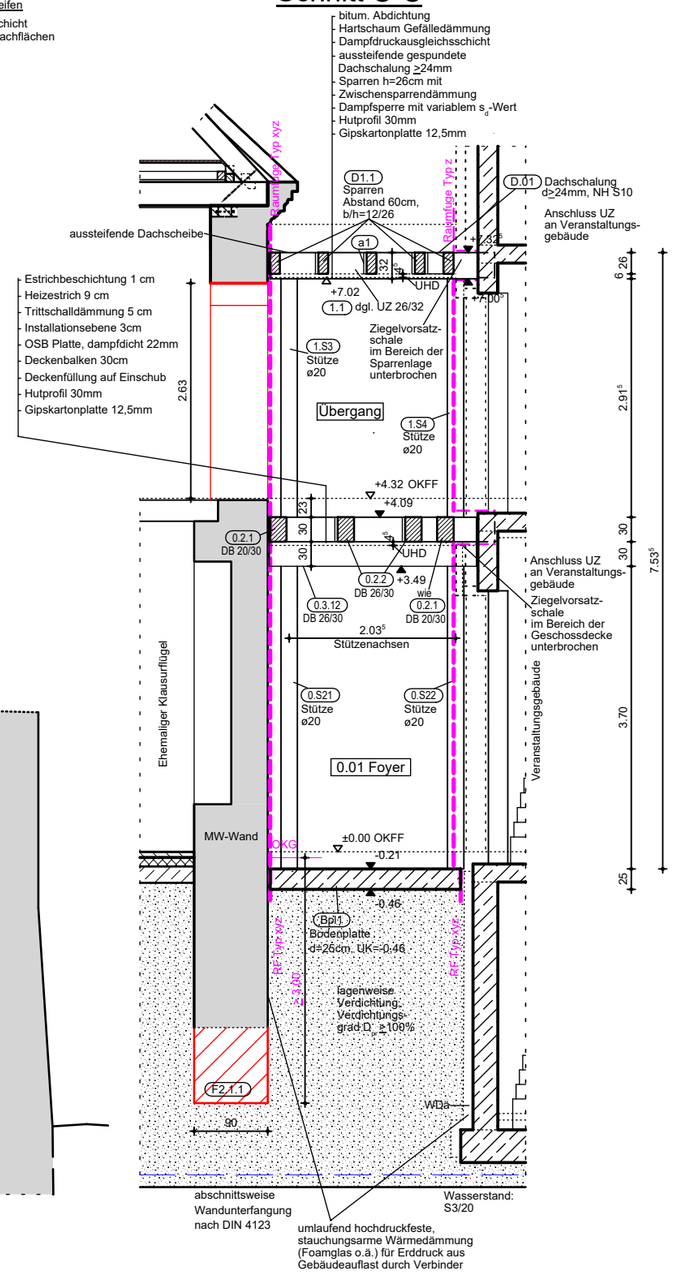
Dachrandstreifen

- 10cm Kiesschicht
- Aufbau wie Dachflächen

Schnitt B-B, Verbinder A



Schnitt C-C



Legende, Baustoffe:
siehe Plan Nr. VB-P1

Hinweis für Objekt- und Fachplanungen

Projekt

Kultur-Kloster-Kyritz
Klausurflügel mit Verbinder und Neubau
Johann- Sebastian- Bach- Str. 2
16866 Kyritz

Bauherr **Stadt Kyritz**
Amt für Stadtentwicklung und Bauen
Marktplatz 1
16866 Kyritz
Tel:
Fax: .....

Architekt **G. Kühn- v. Kaehne und E. Lange**
Waldmüllerstr. 7b, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 7482404
Fax: (0331) 719536
info@kvkul.de .....

Tragwerksplaner **Dipl. -Ing. Steffen Stich**
Beratender Ingenieur für Bauwesen
Behringstraße 81, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 747 25-0
Fax: (0331) 747 25-21
email@BueroStich.de .....

Zeichnung

Positionsplan Verbinder A
Schnitte

Genehmigungsplanung

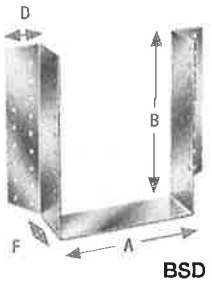
Datum	Blattgröße	bearb.	geprüft
20.10.2023	297/420		
Maßstab		Plan-Nr.	Index
1:75		**VB-P4**	

Index	Änderungen	Datum	gez.
a			
b			
c			

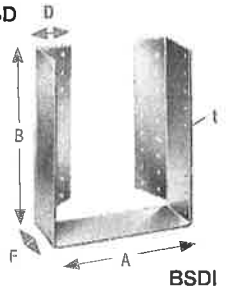
Anlagen

Anl. B1-1

Balkenschuhe – **BSD / BSDI**



BSD



BSDI

BSD / BSDI Balkenschuhe sind für zahlreiche Hauptträger- Nebenträger, bzw. Stützen- Nebenträgerverbindungen anwendbar. Die geringe Auflagertiefe von nur 52 mm erlaubt eine verdecktliegende Montage in Installationsebenen im Holzrahmenbau. BSD mit außenliegenden Schenkeln können nach konstruktionsbedingten Vorgaben mit Bolzenlöchern zum Anschluss an Beton oder Stahl hergestellt werden.

Material: Stahlsorte: S250 GD + Z275 gemäß DIN EN10346.

Korrosionsschutz: 275 g/m² beidseitig - entsprechend einer Zinkschichtdicke von ca. 20 µm. Dieser Artikel ist auch in nichtrostendem Stahl erhältlich.

Befestigung: Der Anschluss an das Holz erfolgt mit CNA4,0xℓ Kammnägeln oder CSA5,0xℓ Schrauben. Zur Befestigung der BSD Balkenschuhe mit außen liegenden Schenkeln an Beton, Stahl oder Mauerwerk kommen Ankerbolzen, passend zum gewählten Lochdurchmesser, zum Einsatz.

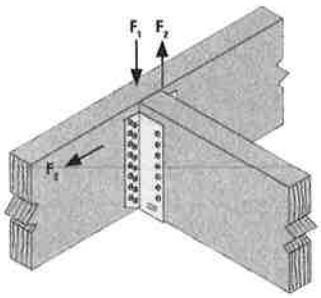
ETA-06/0270
DoP-e06/0270

Produktabmessungen

Tabelle 1

Balkenschuh	Abmessung [mm]						Löcher und Anzahl Nägel Ø5 mm			
	min. A	max. A	B	D	F	t	Teilausnagelung HT	Teilausnagelung NT	Vollausnagelung HT	Vollausnagelung NT
BSD A/100	34	250	100	30	52	2	8	4	16	8
BSD A/120	34	250	120	30	52	2	10	6	20	10
BSD A/140	34	250	140	30	52	2	12	6	24	12
BSD A/160	34	250	160	30	52	2	14	8	28	14
BSD A/180	34	250	180	30	52	2	16	8	32	16
BSD A/200	34	250	200	30	52	2	18	10	36	18
BSD A/220	34	250	220	30	52	2	20	10	40	20
BSD A/240	34	250	240	30	52	2	22	12	44	22
BSD A/260	34	250	260	30	52	2	24	12	48	24
BSD A/280	34	250	280	30	52	2	26	14	52	26
BSD A/300	34	250	300	30	52	2	28	14	56	28
BSD A/320	34	250	320	30	52	2	30	16	60	30

Standardabmessungen siehe Tabelle 5



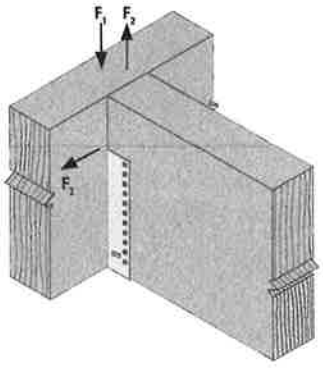
BSD

Produktabmessungen

Tabelle 2

Balkenschuh	Abmessung [mm]						Löcher und Anzahl Nägel Ø5 mm			
	min. A	max. A	B	D	F	t	Teilausnagelung HT	Teilausnagelung NT	Vollausnagelung HT	Vollausnagelung NT
BSDI A/100	60	250	100	30	52	2	8	4	16	8
BSDI A/120	60	250	120	30	52	2	10	6	20	10
BSDI A/140	60	250	140	30	52	2	12	6	24	12
BSDI A/160	60	250	160	30	52	2	14	8	28	14
BSDI A/180	60	250	180	30	52	2	16	8	32	16
BSDI A/200	60	250	200	30	52	2	18	10	36	18
BSDI A/220	60	250	220	30	52	2	20	10	40	20
BSDI A/240	60	250	240	30	52	2	22	12	44	22
BSDI A/260	60	250	260	30	52	2	24	12	48	24
BSDI A/280	60	250	280	30	52	2	26	14	52	26
BSDI A/300	60	250	300	30	52	2	28	14	56	28
BSDI A/320	60	250	320	30	52	2	30	16	60	30

Standardabmessungen siehe Tabelle 5



BSDI

C-DE-2021 ©2021 SIMPSON STRONG-TIE COMPANY INC.

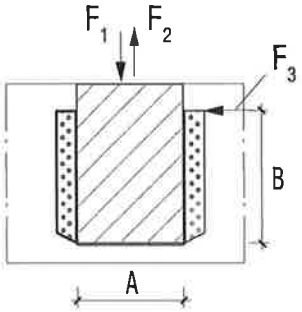
Balkenschuhe – **BSD / BSDI**

Charakteristische Werte der Tragfähigkeit

Tabelle 3

Balkenschuh		CNA Nagel	Charakteristische Werte der Tragfähigkeit [kN] bei A ≥ 60 mm [1]			
			Teilausnagelung		Vollausnagelung	
Typ Breite (A)/Höhe		4,0x	$R_{1,k}$	$R_{2,k}$	$R_{1,k}$	$R_{2,k}$
BSD A/100	BSDI A/100	50	8,2	6,5	13,0	13,4
BSD A/120	BSDI A/120	50	10,9	9,3	18,5	19,1
BSD A/140	BSDI A/140	50	14,5	12,4	24,8	25,5
BSD A/160	BSDI A/160	50	17,8	15,8	31,8	31,1
BSD A/180	BSDI A/180	50	21,9	17,8	39,3	35,5
BSD A/200	BSDI A/200	50	25,7	22,2	44,4	40,0
BSD A/220	BSDI A/220	50	26,6	22,2	48,8	44,4
BSD A/240	BSDI A/240	50	31,1	26,6	53,3	48,8
BSD A/260	BSDI A/260	50	31,1	26,6	57,7	53,3
BSD A/280	BSDI A/280	50	35,5	31,1	62,2	57,7
BSD A/300	BSDI A/300	50	35,5	31,1	66,6	62,2
BSD A/320	BSDI A/320	50	40,0	35,5	71,0	66,6

[1] Werte für weitere Nagellängen siehe ETA-06/0270 und **www.strongtie.de**



Charakteristische Werte der Tragfähigkeit

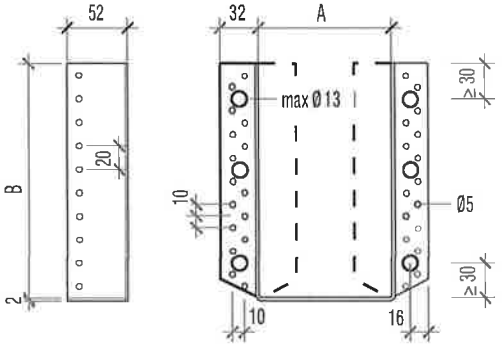
Tabelle 4

Balkenschuh		Charakteristische Werte der Tragfähigkeit [kN] $R_{3,k}$ bei Vollausnagelung mit CNA4,0x50 Kammnägeln									
		Breite (A)									
Typ Breite (A)/Höhe		60 [1]	80	100	120	140	160	180	200	220	240
BSD A/100	BSDI A/100	4,7	6,6	7,0	7,2	7,4	7,5	7,5	7,6	7,6	7,7
BSD A/120	BSDI A/120	5,6	8,0	8,5	8,8	9,1	9,2	9,3	9,4	9,5	9,5
BSD A/140	BSDI A/140	6,3	9,1	9,9	10,4	10,7	10,9	11,1	11,2	11,3	11,4
BSD A/160	BSDI A/160	7,0	10,2	11,1	11,8	12,2	12,5	12,7	12,9	13,0	13,1
BSD A/180	BSDI A/180	7,5	11,1	12,3	13,1	13,6	14,0	14,3	14,6	14,7	14,9
BSD A/200	BSDI A/200	8,0	11,9	13,3	14,2	14,9	15,5	15,9	16,2	16,4	16,6
BSD A/220	BSDI A/220	8,4	12,6	14,2	15,3	16,2	16,8	17,3	17,7	18,0	18,2
BSD A/240	BSDI A/240	8,7	13,1	14,9	16,3	17,3	18,1	18,7	19,1	19,5	19,8
BSD A/260	BSDI A/260	9,0	13,7	15,6	17,2	18,4	19,3	20,0	20,5	21,0	21,3
BSD A/280	BSDI A/280	9,2	14,1	16,3	18,0	19,3	20,3	21,2	21,8	22,3	22,8
BSD A/300	BSDI A/300	9,4	14,5	16,8	18,7	20,2	21,4	22,3	23,1	23,7	24,2
BSD A/320	BSDI A/320	9,5	14,8	17,3	19,3	21,0	22,3	23,4	24,2	24,9	25,5

[1] Bei Verwendung von CNA4,0x40 Kammnägeln

Anwendungshinweis:

Bei BSD / BSDI Zwischengrößen gelten für F_1 und F_2 die nächst kleineren Werte der Tragfähigkeit. Für die Kraftrichtung F_3 kann zwischen den Werten interpoliert werden.



C-DE-2021 ©2021 SIMPSON STRONG-TIE COMPANY INC.

Anl. D1-1

GEOTECS
Inh. Dipl. Ing. Christian Schubert
Lindenallee 14
16831 Rheinsberg

+49 (0)151 - 61 40 29 29
c.schubert@geotecs.de
www.geotecs.de

Geotechnischer Bericht
2023/2003

Bauvorhaben	Kyritz, Johann-Sebastian-Bach-Str. 2 Kultur|Kloster|Kyritz Veranstaltungsgebäude, Verbinder A + B und Einfriedungsmauern
Bundesland	Brandenburg
Landkreis/Bezirk	Ostprignitz - Ruppin
Geotechnische Kategorie	3
Untersuchungsstufe	Hauptuntersuchung
Bearbeiter	C. Schubert
Auftraggeber	Stadt Kyritz Stadtentwicklung und Bauen Marktplatz 1 16866 Kyritz
Seitenzahl	18
Rheinsberg, den	01.03.2023

Digital signiert von Christian Schubert
Datum: 2023.03.01 21:15:57+01'00'

Dipl. Ing. Christian Schubert

Inhalt

1. Unterlagen 3
2. Anlagen 4
3. Feststellungen 5
3.1 Veranlassung und Bauvorhaben 5
3.2 Örtliche Situation 6
3.3 Durchgeführte Untersuchungen 7
4. Untersuchungsergebnisse 7
4.1 Baugrundverhältnisse 7
4.2 Hydrogeologische Verhältnisse 9
4.3 Eigenschaften der Böden 10
4.4 Ergebnis der Grundwasseranalytik 11
5. Schlussfolgerungen und Hinweise 12
5.1 Standortwahl 12
5.2 Gründungsart und -tiefe 12
5.3 Berechnungswerte 14
5.3.1 Bodenkennwerte 14
5.3.2 Bemessung der Plattengründung Veranstaltungsgebäude 15
5.3.3 Bemessung der Plattengründung Verbindergebäude 15
5.3.4 Bemessung der Brunnenringgründung der Außentreppe 15
5.3.5 Bemessung der Streifengründung der Einfriedungsmauer 16
5.4 Wasserhaltungsmaßnahmen während der Bauphase 16
5.5 Abdichtung der erdberührten Bauwerkselemente 16
5.6 Bodenklassen 17
5.7 Verwendung des Bodenaushubs 17
5.8 Versickerung von Niederschlagswässern 17
5.9 Sicherung der Baugrubenwände 18
5.10 Weitere Hinweise und Empfehlungen 18

5. Schlussfolgerungen und Hinweise

5.1 Standortwahl

Am untersuchten Standort sind aufgrund des stark gestörten Oberbodens zahlreiche Hinweise für die Gründung zu beachten.

Bei allen den Baugrund betreffenden Entscheidungen und Änderungen sollte der Baugrundgutachter frühzeitig eingebunden werden.

5.2 Gründungsart und -tiefe

Veranstaltungsgebäude

Die Erdarbeiten sollten möglichst in der Vegetationsperiode (Frühjahr bis Frühherbst) erfolgen, um unnötige und aufwändige Erdarbeiten (aufgeweichte Böden) zu vermeiden und die Wasserhaltung (Altlasten) zu minimieren.

Der Boden ist bis 0,05 m unter Baugrubensohle (Kote = +41,16 m DHHN92) zu entnehmen. Etwaig vorhandene, breiige oder stark aufgeweichte Böden auf der Baugrubensohle sind auszukoffern und gegen gut verdichtbare Sande / Kiese (Bodengruppe SI, SW, GI, GW) oder Beton Recycling zu ersetzen. Die Erdarbeiten sollten unter Begleitung eines Baugrundgutachters erfolgen. Die Baugrubensohle ist abzunehmen.

Auf der Baugrubensohle ist eine 5 cm mächtige Lage Magerbeton aufzubringen, um ein Aufweichen zu verhindern.

Die Baugrube ist lageweise (max. 0,3 m) zu verfüllen und zu verdichten. Die Verfüllung sollte mit nichtbindige und schadstofffreien Böden erfolgen. Es ist eine mitteldichte Lagerungsdichte zu erreichen und z.B. durch Künzelung nachzuweisen.

Verbindungsgebäude

Wenn Setzungsbeträge > 2 cm zuverlässig ausgeschlossen werden müssen, so ist eine Tiefgründung z.B. mit Mikropfählen erforderlich. Hierbei sind jedoch neben der Pfahlherstellung die erforderlichen Vorbereitungsarbeiten (u.a. Kernbohrungen) wegen der vorhandenen Hindernissen zu berücksichtigen.

Wenn Setzungen > 2 cm bautechnisch beherrschbar sind, so wäre aufgrund der vergleichsweise geringen Lasten auch eine Flachgründung möglich. Hierfür wäre der anstehende Boden bis ca. 0,5 m unter Gelände abzutragen. Für die Kalkulation der Erdarbeiten ist das Vorhandensein von Fundamenten etc. zu berücksichtigen. Der anstehende, aufgefüllte Boden ist mithilfe einer Rüttelplatte sorgfältig nachzuverdichten. Wenn bei den Rüttelarbeiten eine Resonanz festgestellt wird, so könnte dies auf vorhandene Hohlräume zurückzuführen sein. Die entsprechende Stelle ist zu markieren / einzumessen und das weitere Vorgehen mit

dem Baugrundgutachter zu beraten. Auf dem Planum ist ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 95\%$ zu erreichen und nachzuweisen. Das Planum ist durch einen Baugrundgutachter abzunehmen. Bis zur Unterkante der Bodenplatte sind kapillarbrechende und gut verdichtbare Sande einzubauen und sorgfältig zu verdichten. Auf der Oberkante des Polsters ist ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 98\%$ zu erreichen und nachzuweisen.

Im Bereich des zweigeschossigen Baus zwischen Klausurflügel und Verbindungsgebäude wird der Boden für die Unterfangung des Klausurflügels und die Errichtung der Baugrube für das Veranstaltungsgebäudes vollständig ausgekoffert. Für die Verfüllung sind gut verdichtbare Sande / Kiese lageweise (max.) einzubringen und zu verdichten. Die Belastung durch die Bodenplatte auf die Kellerwände des Klausurflügels und des Veranstaltungsgebäudes sind statisch zu berücksichtigen.

Außentreppe

Die Außentreppe befindet sich in einem Bereich mit einem recht mächtigen Auffüllungshorizont. Die berechneten Lasten sind jedoch relativ gering.

Aus geotechnischer Sicht werden zwei Ansätze empfohlen: Mikropfahlgründung oder Brunnenringgründung.

Bei einer Mikropfahlgründung sind Erdarbeiten nur in geringem Maß erforderlich und gut planbar. Bei der Kalkulation sind die oberflächennah anstehenden Hindernisse (Fundamente, Steine, etc.) bzw. auch Hohlräume / lockere Verfüllung zu berücksichtigen. Aufgrund der geringen Lagerungsdichte der Sande im Liegenden werden trotz der relativ geringen Lasten wahrscheinlich vergleichsweise lange Mikropfähle erforderlich.

Für eine Brunnenringgründung ist das Erreichen einer tragfähigen Schicht erforderlich. Im Rahmen der Untersuchung für den Klausurflügel (S2/21, Unterlage 1.6) wurden bis 4,3 m aufgefüllte Böden erbohrt, die jedoch überwiegend eine mitteldichte Lagerung aufwiesen. Im Rahmen der aktuellen Untersuchung, bei etwas größerer Entfernung zum Klausurflügel, betrug die Mächtigkeit der Auffüllung 2,2 m. Wie in Kapitel 3.2 beschrieben, könnten in diesem Bereich Hohlräume vorhanden sein. Um auf den heterogenen Baugrund reagieren zu können, ist als Gründungsart eine Brunnenringgründung sinnvoll. Hierbei wird eine Baugrube erstellt und mit Brunnenringen gesichert. Durch das Untergraben der Brunnenringe sacken diese ab und stellen dabei gleichzeitig den Verbau dar. Durch die Begleitung des Baugrundgutachters kann die finale Gründungsteufe bestimmt werden. Für eine Kalkulation kann eine Tiefe von 2,0 – 3,0 m angesetzt werden. Um die Lasten aufzunehmen genügen Brunnenringe DN1000. Bei diesem Vorgehen ist sicherlich eine archäologische Begleitung erforderlich. Weiterhin wäre zu prüfen, ob der erforderliche Kran an das Baufeld gelangen kann.

Einfriedungsmauer

Die anstehenden, aufgefüllten Sande sind überwiegend mitteldicht gelagert. Vorsorglich sollten die Mauern frostsicher mit einer Einbindung von min. 0,8 m gegründet werden. Nach den Erdarbeiten ist die Baugrubensohle mit einem Rüttelstampfer zu verdichten. Auf dem Planum ist ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 95\%$ zu erreichen und durch Versuche mit der dynamischen Lastplatte (LFG) nachzuweisen.

Sollten auf dem Planum aufgelockerte oder aufgeweichte Böden festgestellt werden, so sind diese erforderlichenfalls auszukoffern und gegen Polstermaterial, Beton RC oder Magerbeton zu ersetzen. Dies ist bei der Planung zu berücksichtigen.

Die Baugrubensohle ist vor Feuchtigkeit zu schützen. Um ein Aufweichen zu verhindern wird empfohlen, nach der Verdichtung der Baugrubensohle eine dünne Lage Magerbeton aufzubringen.

5.3 Berechnungswerte

5.3.1 Bodenkennwerte

Den anstehenden Böden können folgende Bodenkennwerte zugeordnet werden:

Tab. 5 Bodenkennwerte

Erdstoff	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ' [°]	c' [kN/m²]	E_S [kN/m²]	qc [MPa]	cu [kN/m²]
[SU] (md)	17,5	10,0	25	2	5.000[1]	< 1	/
SE (md) [2]	17	9,5	34	0	30.000	7,5	/
SU* (md)	19	10	28	4	18.000	4	/
ST* [w-st]	20	11	25	7	18.000	/	60
ST* [hf]	20	11	35	10	30.000	/	200

[1] Wert kann bei sorgfältiger Nachverdichtung und Verdichtungskontrolle angesetzt werden

[2] Für das sorgfältig verdichtete Polster können die Werte der enggestuften Sande angesetzt werden.

5.3.2 Bemessung der Plattengründung Veranstaltungsgebäude

Die Bemessung einer Platte kann nach dem Bettungsmodulverfahren oder dem Steifemodulverfahren vorgenommen werden.

Bei dem Veranstaltungsgebäude ist die Konsolidierung durch die vorhandene Erdauflast berücksichtigt.

Der Bettungsmodul k_S ist der Quotient aus der mittleren Belastung und der mittleren Setzung (Setzung im kennzeichnenden Punkt).

$Ks = \frac{\sigma_m}{s_m}$ [kN/m³]

und kann mit **10.000 kN/m³** angesetzt werden.

Als einheitliches Steifemodul sind **18.000 kN/m²** anzunehmen.

5.3.3 Bemessung der Plattengründung Verbindergebäude

Die Bemessung einer Platte kann nach dem Bettungsmodulverfahren oder dem Steifemodulverfahren vorgenommen werden.

Für die nachfolgenden Angaben wird eine sorgfältige Verdichtung des Planums und der Einbau einer Kiestragschicht vorausgesetzt.

Der Bettungsmodul k_S ist der Quotient aus der mittleren Belastung und der mittleren Setzung (Setzung im kennzeichnenden Punkt).

$Ks = \frac{\sigma_m}{s_m}$ [kN/m³]

und kann mit **3.000 kN/m³** angesetzt werden.

Als einheitliches Steifemodul sind **5.000 kN/m²** anzunehmen.

Die angegebenen Werte setzen eine sorgfältige Verdichtung voraus (s. Kap. 5.2))

Die Berechnung in Anlage 2.8.2 weist Setzungen deutlich unter 2 cm aus. Hierbei ist jedoch die Heterogenität des Baugrundes und die Lasterhöhung in den Eckbereichen nicht berücksichtigt.

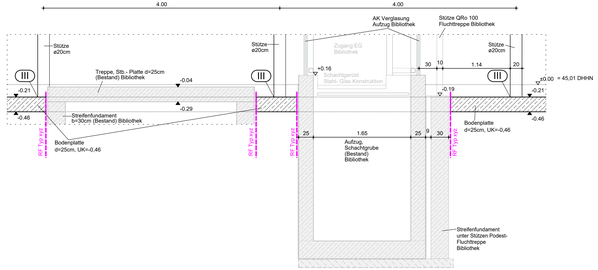
5.3.4 Bemessung der Brunnenringgründung der Außentreppe

Für einen Brunnenring mit einem Durchmesser von 1 m (DN1000) kann bei einer Einbindung von 2 m ein Bemessungswert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$ = 200 kN/m² angesetzt werden (s. Anlage 2.8.3).

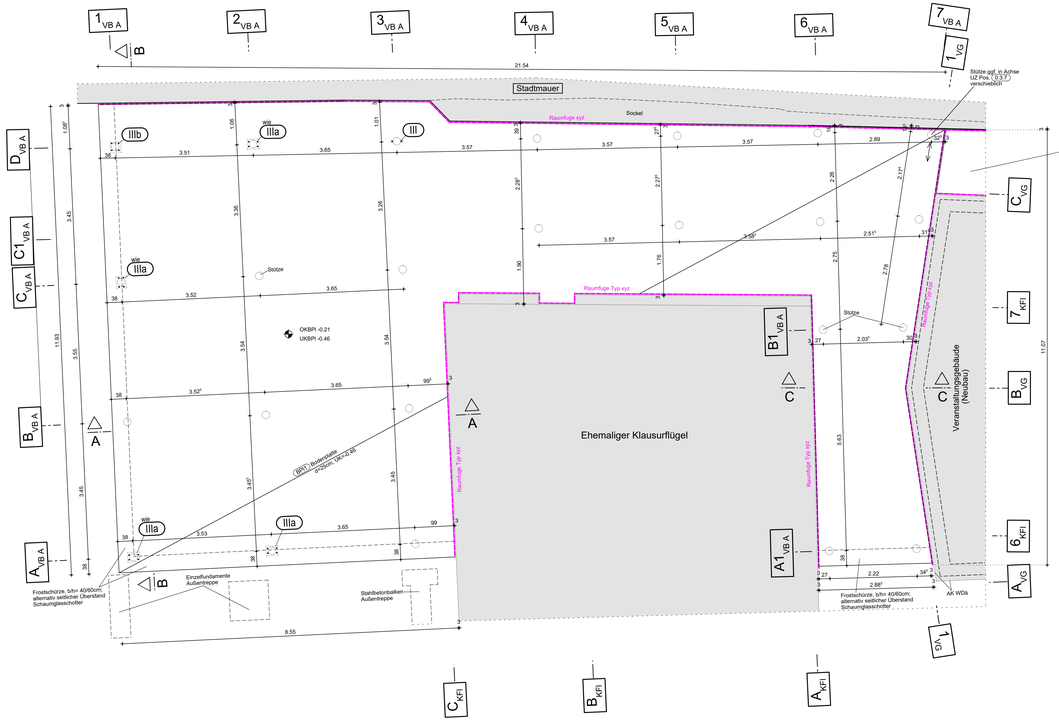
Dies setzt eine Abnahme der Baugrubensohle bei den Standorten der Brunnenringe voraus (s. Kap. 5.2).

Ausführungspläne

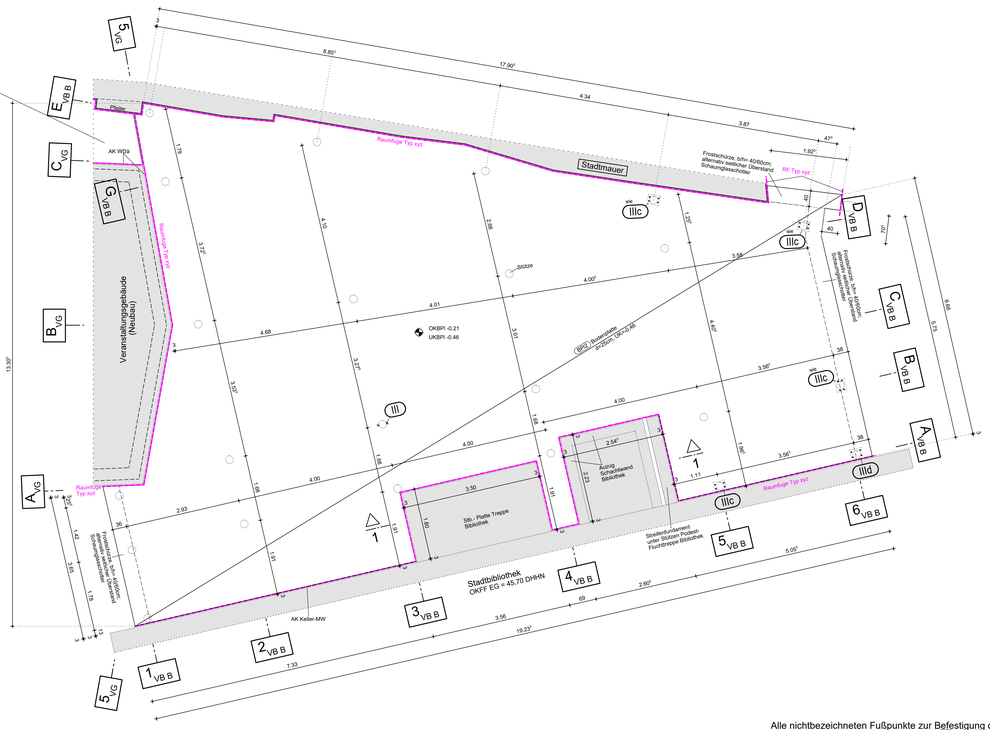
Schnitt 1-1 M 1:33,3



Gründung Verbinder A M 1:50



Gründung Verbinder B M 1:50



Alle nichtbezeichneten Fußpunkte zur Befestigung der Stützen auf der Bodenplatte werden wie Detail (III) (sh. VB-S2.1) ausgeführt!

Die Gründungsarbeiten sind in Abstimmung mit dem Baugrundsachverständigen auszuführen. Angaben aus dem Baugrundgutachten sind zu beachten. Die Gründungssohle ist durch diesen abzunehmen!
Die Angaben zum Fundament- und Ringerder sind der entsprechenden Fachplanung zu entnehmen.
Die genauen Abmessungen, Ausführung und Einbaulage erfolgt nach Angaben und in Verantwortung des Elektro-Planers.
Die in die Gründung einzubauenden Bauprodukte wie Leitungen/ Einbauteile sind vor dem Einbau mit der Bauleitung und dem Tragwerksplaner abzustimmen.

Der Beton ist sorgfältig gemäß DIN EN 206-1, DIN 1045-3 nachzubehandeln.

Baustoffe/ Legende:
siehe Plan Nr. VB-S3

Hinweis für Objekt- und Fachplanungen

zugehörig: Plan Nr. VB-S2, VB-S2.1, VB-S4
Maße sind am Bau zu prüfen, ggf. zu nehmen!
Der Plan gilt nur in Verbindung mit den Architektenplänen! Durchbrüche sind vor dem Herstellen anzuzeichnen und durch Bauleitung/ Tragwerksplaner freizugeben!

Alle Höhenkoten beziehen sich auf
OKFF EG = ±0,00m = +45,01 DHHN 92

Projekt
Kultur-Kloster-Kyritz
Klausurflügel mit Verbinder und Neubau
Johann- Sebastian- Bach- Str. 2
16866 Kyritz

Bauherr **Stadt Kyritz**
Amt für Stadtentwicklung und Bauen
Marktplatz 1
16866 Kyritz
Tel:
Fax:

Architekt **G. Kühn- v. Kaehne und E. Lange**
Waldmüllerstr. 7b, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 7482404
Fax: (0331) 719536
info@tkvk.ul.de

Tragwerksplaner **Dipl. -Ing. Steffen Stich**
Beratender Ingenieur für Bauwesen
Behringstraße 81, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 747 25-0
Fax: (0331) 747 25-21
email@BueroStich.de

Zeichnung
Verbinder A und B
Gründung, Draufsicht, Schnitt 1-1

Ausführungsplanung

Datum	Blattgröße	bearb.	geprüft
20.10.2023	594/1300		
Maßstab		Plan-Nr.	Index
1:50, 1:33,33		**VB-S1**	

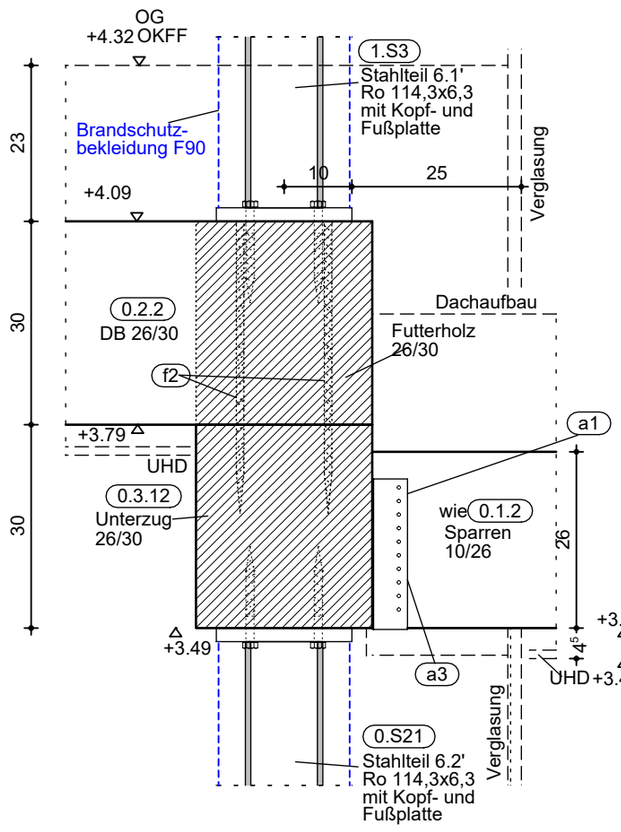
Index	Änderungen	Datum	gez.
a			
b			
c			

Detail VIIa M 1:10

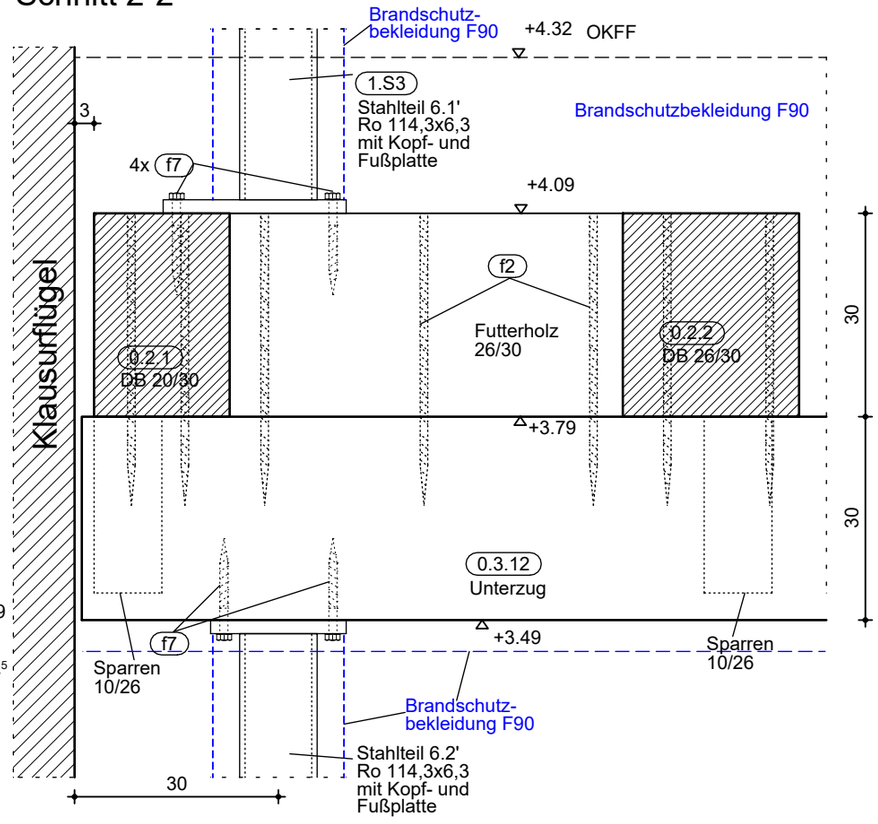
Anschluss Stütze - UZ - DB

Ausführung Stützen im EG Pos. 0.S21, 0.S22: Ro 114,3x6,3 S235

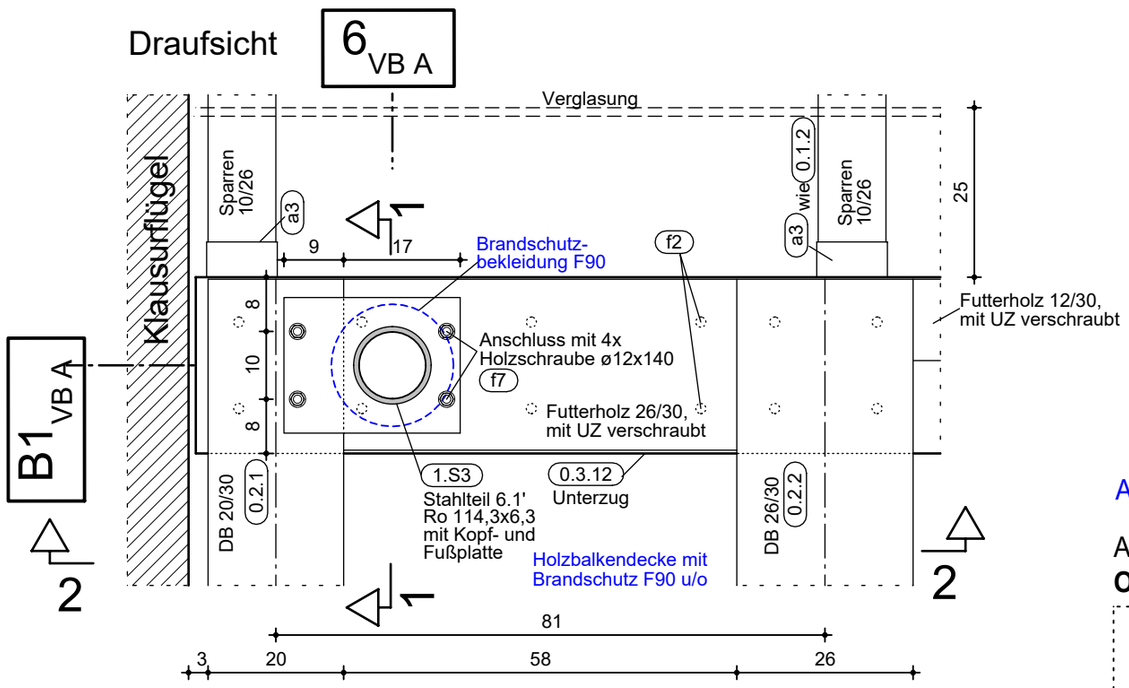
Schnitt 1-1



Schnitt 2-2



Draufsicht

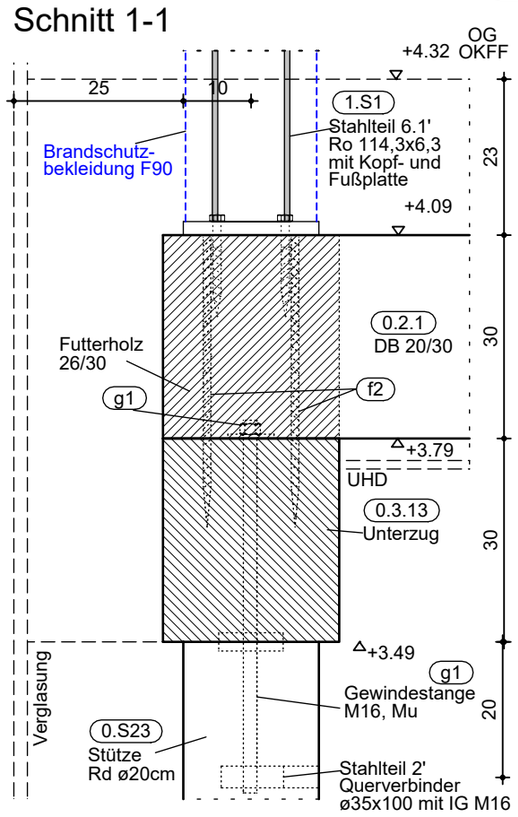


Detail VIIb M 1:10

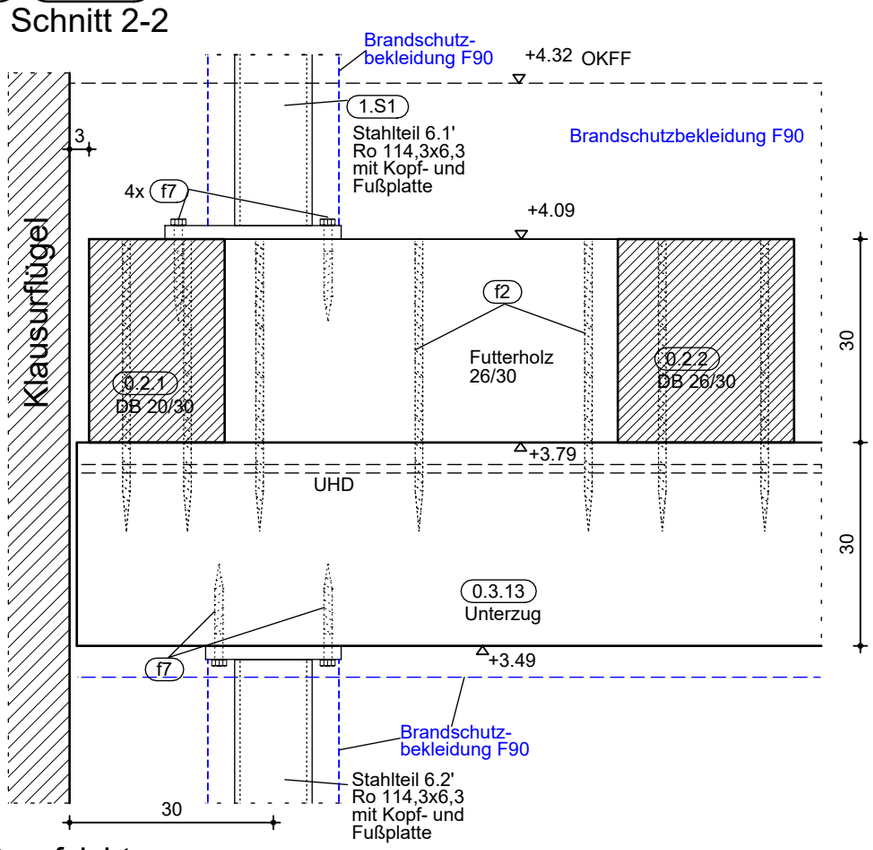
Anschluss Stütze - UZ - DB

Ausführung Stützen im EG Pos. 0.S23, 0.S24: Ro 114,3x6,3 S235

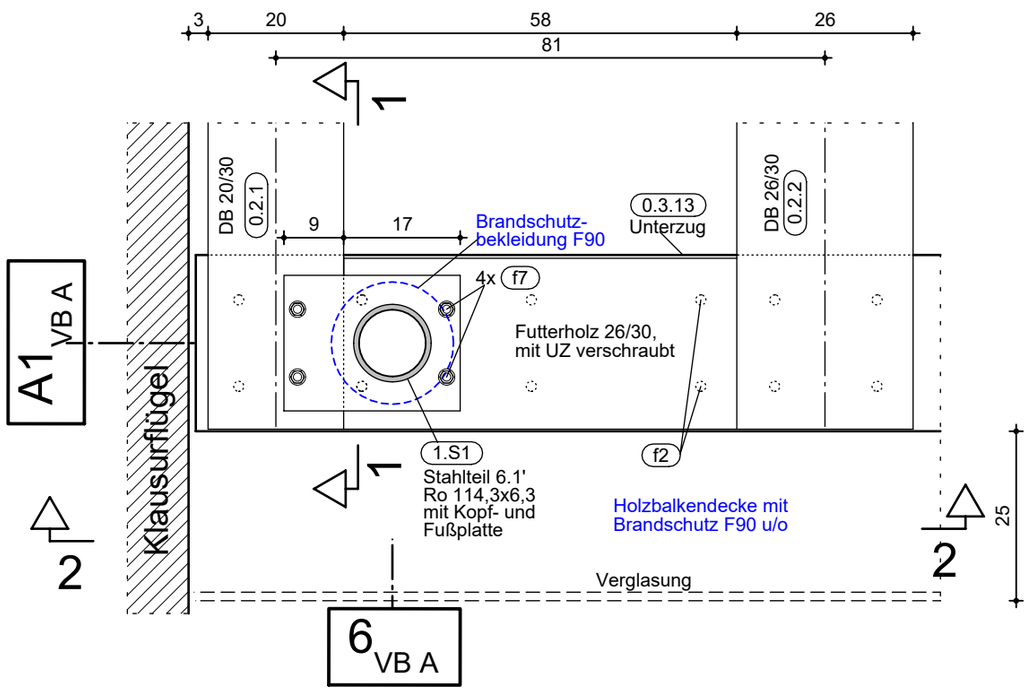
Schnitt 1-1



Schnitt 2-2



Draufsicht



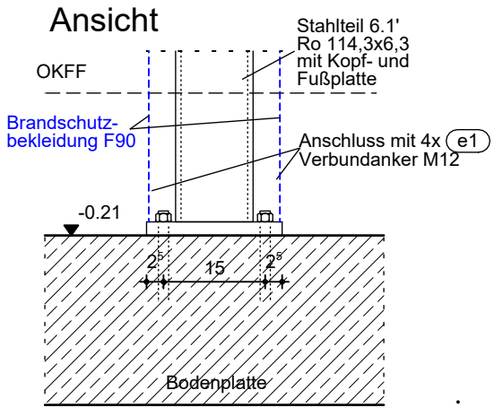
Detail III M 1:10

Anschluss Stütze - Bodenplatte

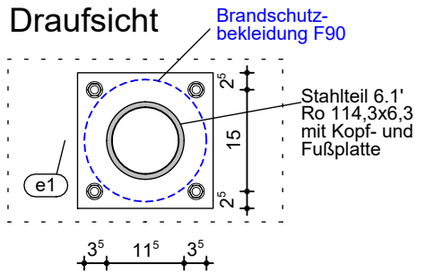
Zweigeschossiger Verbinder

Pos. 0.S21, 0.S22, 0.S23, 0.S24

Ansicht



Draufsicht



Anforderungen Brandschutz gemäß BSK

Alle Höhenkoten beziehen sich auf

OKFF EG = ±0,00m = +45,01 DHHN 92

Projekt

Kultur-Kloster-Kyritz

Klausurflügel mit Verbinder und Neubau

Johann- Sebastian- Bach- Str. 2

16866 Kyritz

Bauherr **Stadt Kyritz**
Amt für Stadtentwicklung und Bauen
Marktplatz 1
16866 Kyritz
Tel:
Fax:

Architekt **G. Kühn- v. Kaehne und E. Lange**
Waldmüllerstr. 7b, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 7482404
Fax: (0331) 719536
info@kvkul.de

Tragwerksplaner **Dipl. -Ing. Steffen Stich**
Beratender Ingenieur für Bauwesen
Behringstraße 81, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 747 25-0
Fax: (0331) 747 25-21
email@BueroStich.de

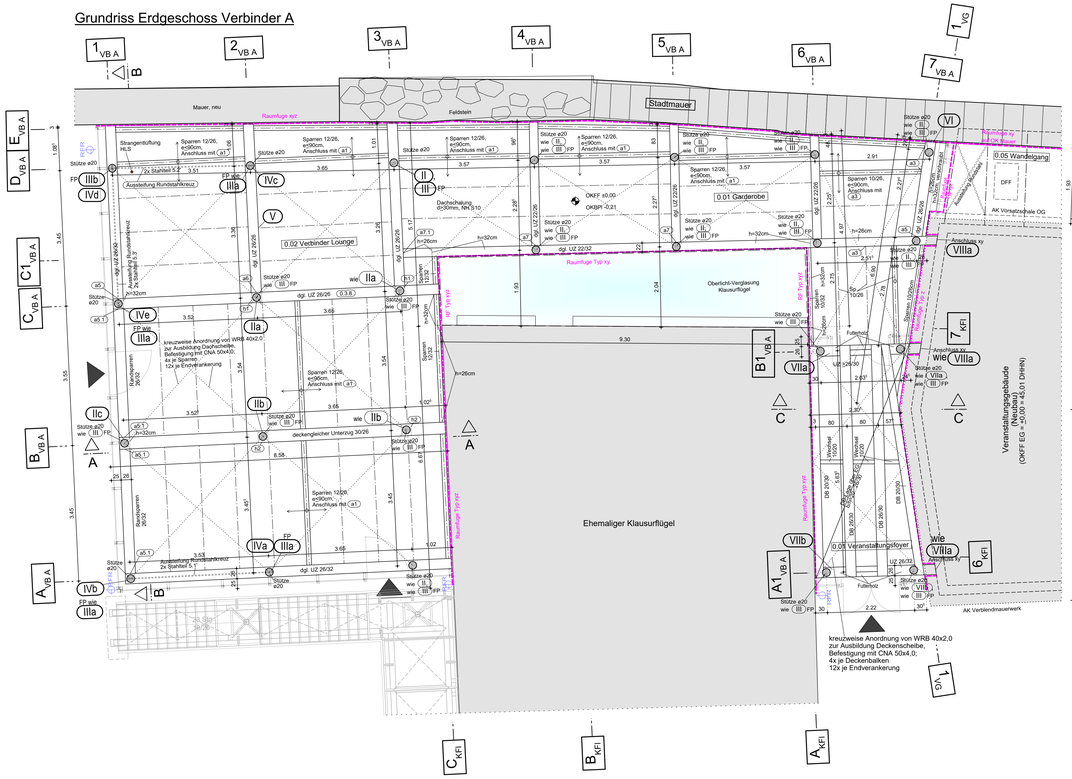
Zeichnung

Deckblatt 1 zu Plan VB-S2, VB-S2.1
Verbinder A
EG, Details
Ausführungsplanung

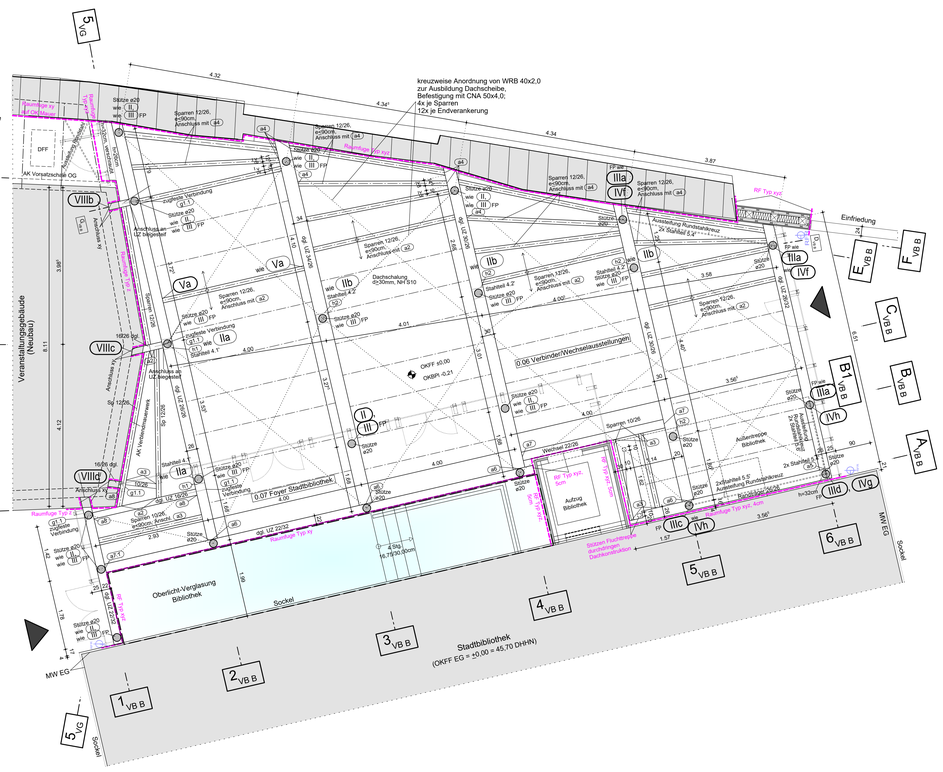
Datum	Blattgröße	bearb.	geprüft
05.02.2025	370/520		
Maßstab		Plan-Nr.	Index
1:10		VB-DB1-S2/S2.1	

Index	Änderungen	Datum	gez.
a			
b			
c			

Grundriss Erdgeschoss Verbinder A



Grundriss Erdgeschoss Verbinder B



Baustoffe/ Legende:
siehe Plan Nr. VB-S3
Hinweis für Objekt- und Fachplanungen
n.n - Pos. Nr. Statik
zugehörig: Plan Nr. VB-S2.1, VB-S4, VB-S5
Maße sind am Bau zu prüfen, ggf. zu nehmen!
Der Plan gilt nur in Verbindung mit den Architektenplänen!

Alle Höhenkoten beziehen sich auf
OKFF EG = ±0,00m = +45,01 DHHN 92

Projekt
Kultur-Kloster-Kyritz
Klausurflügel mit Verbinder und Neubau
Johann- Sebastian- Bach- Str. 2
16866 Kyritz

Bauherr **Stadt Kyritz**
Amt für Stadtentwicklung und Bauen
Marktplatz 1
16866 Kyritz
Tel:
Fax:

Architekt **G. Kühn- v. Kaehne und E. Lange**
Waldmüllerstr. 7b, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 7482404
Fax: (0331) 719536
info@lkvkul.de

Tragwerksplaner **Dipl. -Ing. Steffen Stich**
Beratender Ingenieur für Bauwesen
Behringstraße 81, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 747 25-0
Fax: (0331) 747 25-21
email@BueroStich.de

Zeichnung
Verbinder A und B
Grundriss Erdgeschoss

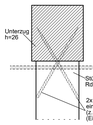
Ausführungsplanung

Datum	Blattgröße	bearb.	geprüft
20.10.2023	594/1300		
Maßstab		Plan-Nr.	Index
1:50		**VB-S2**	

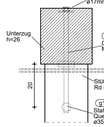
Index	Änderungen	Datum	gez.
a			
b			
c			

Detail II M 1:10
Anschluss Unterzug- Stütze

Variante 1 Ansicht

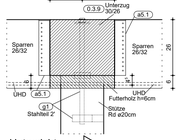


Variante 2 Ansicht

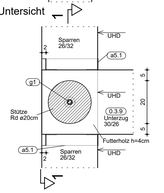


Detail IIc M 1:10
Anschluss Unterzug- Stütze

Schnitt 1-1

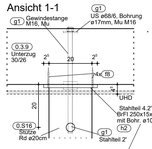


Untersicht

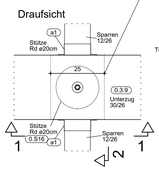


Detail IIb M 1:10
Anschluss Unterzug- Stütze

Ansicht 1-1

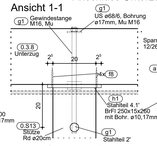


Draufsicht

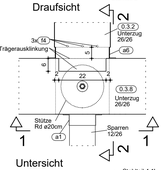


Detail IIa M 1:10
Anschluss Unterzug- Stütze

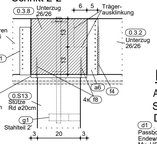
Ansicht 1-1



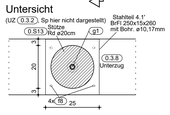
Draufsicht



Schnitt 2-2

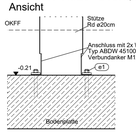


Untersicht

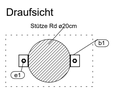


Detail III M 1:10
Anschluss Stütze - Bodenplatte

Ansicht

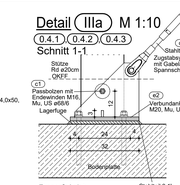


Draufsicht

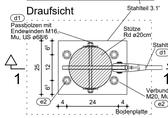


Detail IIIa M 1:10
0.4.1 0.4.2 0.4.3

Schnitt 1-1



Draufsicht

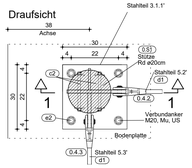


Detail IIIb M 1:10
Anschluss Verspannung- Stütze/ Bodenplatte

Schnitt 1-1



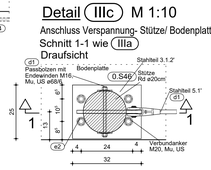
Draufsicht



Detail IIIc M 1:10
Anschluss Verspannung- Stütze/ Bodenplatte

Schnitt 1-1 wie IIIa

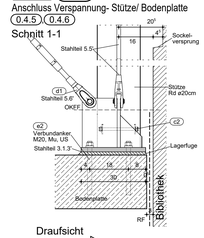
Draufsicht



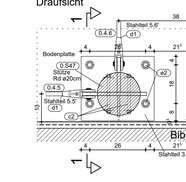
Detail IIId M 1:10
Anschluss Verspannung- Stütze/ Bodenplatte

0.4.5 0.4.6

Schnitt 1-1

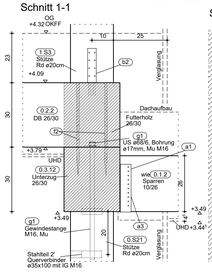


Draufsicht

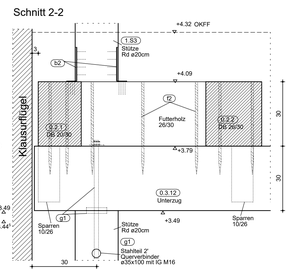


Detail IIIa M 1:10
Anschluss Stütze - UZ - DB

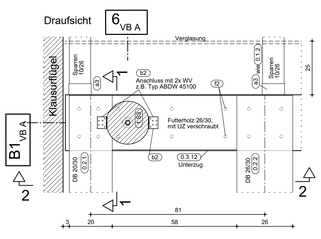
Schnitt 1-1



Schnitt 2-2

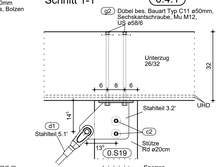


Draufsicht

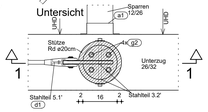


Detail IVa M 1:10
Anschluss Verspannung- Stütze/ UZ

Schnitt 1-1

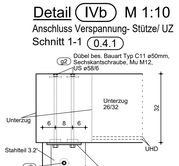


Untersicht



Detail IVb M 1:10
Anschluss Verspannung- Stütze/ UZ

Schnitt 1-1

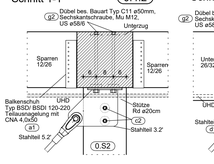


Untersicht

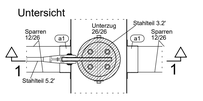


Detail IVc M 1:10
Anschluss Verspannung- Stütze/ UZ

Schnitt 1-1

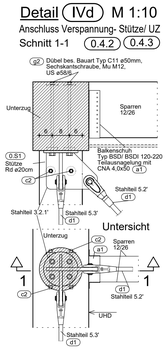


Untersicht



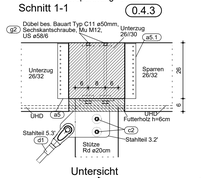
Detail IVd M 1:10
Anschluss Verspannung- Stütze/ UZ

Schnitt 1-1

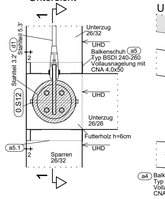


Detail IVe M 1:10
Anschluss Verspannung- Stütze/ UZ

Schnitt 1-1

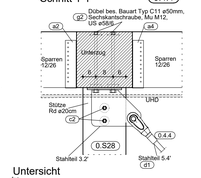


Untersicht

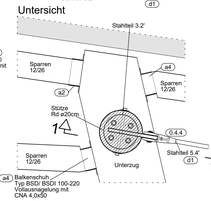


Detail IVf M 1:10
Anschluss Verspannung- Stütze/ UZ

Schnitt 1-1

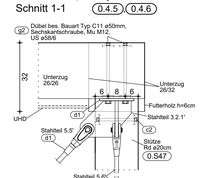


Untersicht

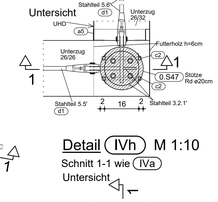


Detail IVg M 1:10
Anschluss Verspannung- Stütze/ UZ

Schnitt 1-1

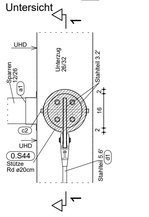


Untersicht



Detail IVh M 1:10
Schnitt 1-1 wie IVa

Untersicht



Detail VIIIa M 1:10
Anschluss Unterzug- Außenwand VG

Ansicht

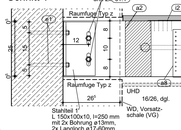


Draufsicht



Detail VIIIb M 1:10
Anschluss Unterzug- Außenwand VG

Schnitt 1



Draufsicht



Detail VIIIc M 1:10
Anschluss Unterzug- Außenwand VG

Schnitt 1

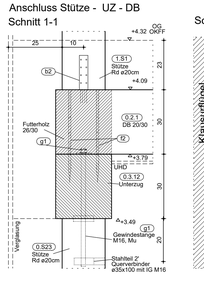


Draufsicht

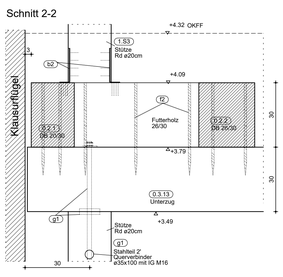


Detail VIIIb M 1:10
Anschluss Stütze - UZ - DB

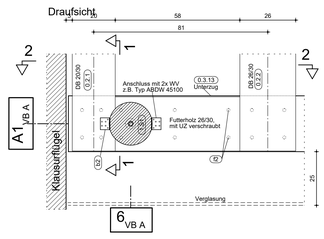
Schnitt 1-1



Schnitt 2-2

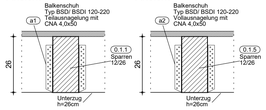


Draufsicht



Detail VIIIa M 1:10
Anschluss Sparren - Unterzüge

Ansicht

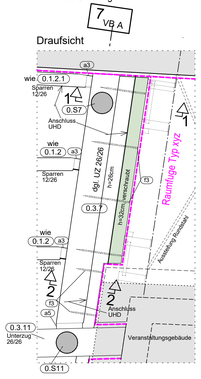


Ansicht

Detail V M 1:10
Detail Va M 1:10

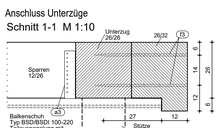
Detail VI M 1:20
Anschluss Unterzüge

Draufsicht

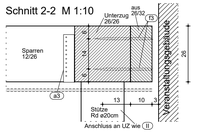


Anschluss Unterzüge

Schnitt 1-1 M 1:10



Schnitt 2-2 M 1:10



Alle Höhenkoten beziehen sich auf
OKFF EG = ±0,00m = +45,01 DHHN 92

Projekt

Kultur-Kloster-Kyritz
Klausurflügel mit Verbinder und Neubau
Johann- Sebastian- Bach- Str. 2
16866 Kyritz

Bauherr **Stadt Kyritz**
Amt für Stadtentwicklung und Bauen
Marktplatz 1
16866 Kyritz
Tel:
Fax:

Architekt **G. Kühn- v. Kaehne und E. Lange**
Waldmüllerstr. 7b, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 7482404
Fax: (0331) 719536
info@lkvkul.de

Tragwerksplaner **Dipl. -Ing. Steffen Stich**
Beratender Ingenieur für Bauwesen
Behringstraße 81, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 747 25-0
Fax: (0331) 747 25-21
email@BueroStich.de

Zeichnung

Verbinder A,B
Erdgeschoss, Details

Ausführungsplanung

Datum	Blattgröße	bearb.	geprüft
20.10.2023	594/1189		
Maßstab		Plan-Nr.	Index
1:10, 1:20		**VB-S2.1**	

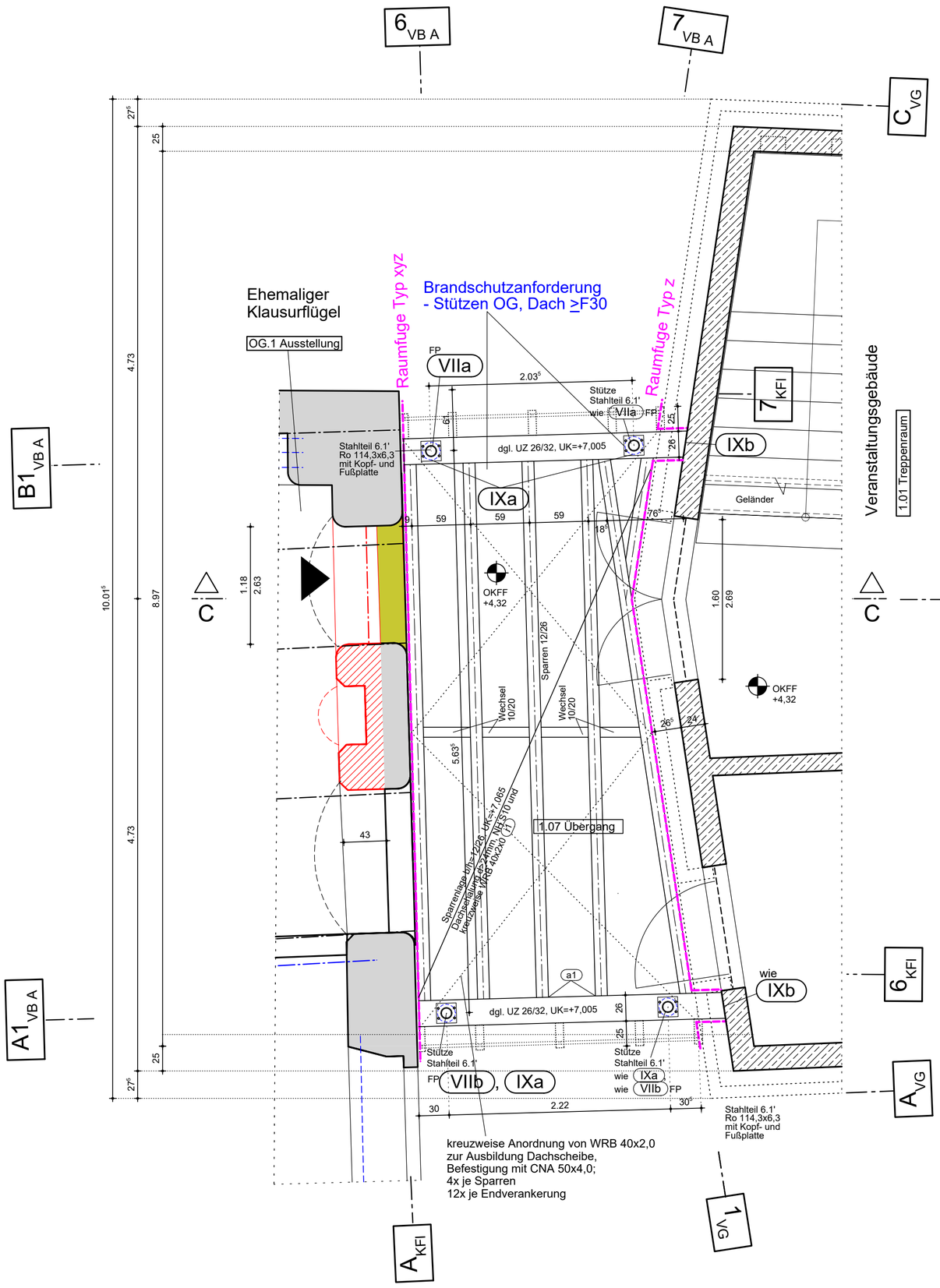
Index	Änderungen	Datum	gez.
a			
b			
c			

Baustoffe/ Legende:
siehe Plan Nr. VB-S3

Hinweis für Objekt- und Fachplanungen

zugehörig: Plan Nr. VB-S1, VB-S2, VB-S3, VB-S4, VB-S5
Maße sind am Bau zu prüfen, ggf. zu nehmen!
Der Plan gilt nur in Verbindung mit den Architektenplänen!

Grundriss Obergeschoss M 1:33



Details FP VIIa, FP VIIb
siehe Plan Nr. VB-S2.1

Balkenschuhe, z.B. Fa. Fa. Simpson Strong Tie o.glw.

(a1) - Balkenschuh Typ BSD/BSDI 120/220 mit CNA 4,0x50 Teilausnagelung
(a2) - Balkenschuh Typ BSD/BSDI 120/220 mit CNA 4,0x50 Vollausnagelung
(a3) - Balkenschuh Typ BSD/BSDI 100/220 mit CNA 4,0x50 Teilausnagelung
(a4) - Balkenschuh Typ BSD/BSDI 100/220 mit CNA 4,0x50 Vollausnagelung
(a4.1) - wie (a4) (BS wegen holzsichtiger Unterseite UZ 4cm über UK einbauen)
(a5) - Balkenschuh Typ BSDI 240/260 mit CNA 4,0x50 Vollausnagelung (BS wegen holzsichtiger Unterseite UZ 6cm über UK einbauen)
(a5.1) - Balkenschuh Typ BSDI 240/260 mit CNA 4,0x50 Teilausnagelung (BS wegen holzsichtiger Unterseite UZ 6cm über UK einbauen)
(a6) - Balkenschuh Typ BSD 250/260 mit CNA 4,0x50 Vollausnagelung
(a7) - Balkenschuh Typ BSD/ BSDI 220/260 mit CNA 4,0x50 Vollausnagelung
(a7.1) - Balkenschuh Typ BSD/ BSDI 220/260 mit CNA 4,0x50 Teilausnagelung
(a8) - Balkenschuh Typ BSD/ BSDI 160/260 mit CNA 4,0x50 Vollausnagelung

Winkelverbinder, z.B. Fa. Simpson Strong Tie o.glw.

(b1) - Winkelverbinder Typ ABDW 45100 mit CNA 4,0x50 Vollausnagelung, (e1)
(b2) - Winkelverbinder Typ AJ80416 mit CNA 4,0x60 und 4,0x40 Vollausnagelung

(c1) - Passbolzen M16xl oder Stabdübel mit Endgewinde M16, Mu, US 68/6
(c1.1) - Sechskantschraube M16xl, Mu, Kontermutter, US 30/4
(c2) - Passbolzen M12xl oder Stabdübel ø12 mit Endgewinden M12, Mu, US 44/4
(d1) - Zugstabsystem ø20mm mit Streckgr. ≥600N/mm², Zugfestigk.≥800N/mm² einschl. Gabelanschluss, Bolzen und Spannschloss, z.B. System ASDO o.glw. Stahlteile 5.1' bis 5.6'
(e1) - Verbundanker M12, Mu, US, Verankerungstiefe ≥ 12cm, z.B. z.B. Fa. Fischer Typ FIS V 360S mit Ankerstange FIS A M12x160, Fkl. 8.8
(e2) - Verbundanker M20, Mu, US, Verankerungstiefe ≥ 15cm, z.B. Fa. Fischer Typ FIS SB 390 S mit Ankerstange FIS A M20x245 Fkl. 8.8
(f1) - Vollgewindeschrauben ø12, Mindesteinschraubtiefe >150mm,vb (z.B. Spax-S o.glw.)
(f2) - Vollgewindeschrauben ø10, Mindesteinschraubtiefe >100mm,vb (z.B. Spax-S o.glw.)
(f3) - Vollgewindeschrauben ø10, Mindesteinschraubtiefe >150mm,vb (z.B. Spax-S o.glw.)
(f4) - Vollgewindeschrauben ø8x240,vb (z.B. Spax-S o.glw.)
(f7) - Sechskantholzschrauben ø12x140,vb
(f8) - Holzschrauben ø8x100,vb
(g1) - Gewindestange M16, Mu, US ø68/6, Stahlteil 2', OK ggf. bündig einlassen Dübel bes. Bauart Typ C1 ø75mm (bei Auflagerplatte 2x Typ C2 ø75mm)
(g1.1) - Gewindestange M16, Mu, US ø68/6, Stahlteil 2'
(g2) - Dübel bes. Bauart Typ C11 ø50mm, Sechskantschraube, Mu M12, US ø58/6, OK ggf. bündig einlassen
(h1) - Kopfplatte, BrFl 250x15x260 mit Bohr. ø10,17mm
(h2) - Kopfplatte, BrFl 250x15x300 mit Bohr. ø10,17mm
(i1) - Windrispenband 40x2,0 kreuzweise auf Sparren Verbindung mit CNA 4,0x50, 4x je Kreuzungspunkt/ 12x je Endverankerung
(i1) - Windrispenband 60x2,0, l=50cm, Verbindung mit CNA 4,0x50, 15x je Seite

*1) Maß im Bestand nehmen
*2) Anzahl entsprechend Auswahl der Anschlussvariante
*3) Bohrung ggf. nach Einbau Holzstützen herstellen
*4) Maße entsprechend gewähltem Zugstabsystem, hier System "Asdo"dargestellt

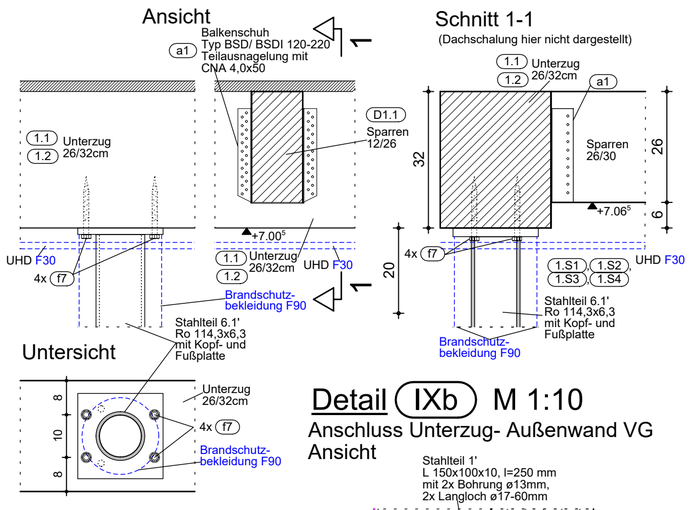
Nicht tragende Wände, Verkleidungen, Fußbodenaufbauten, Dämmschichten, Abdichtungen, Entwässerungseinrichtungen und dergleichen sind den Architektenplänen zu entnehmen.
Einbauteile für Haustechnik sind nach Angaben des Architekten / der Fachingenieure / der Hersteller einzubauen.

Die angegebenen Produktbezeichnungen können durch gleichwertige Produkte ersetzt werden.

Detail (IXa) M 1:10

Anschluss Sparren/Unterzug- Stütze

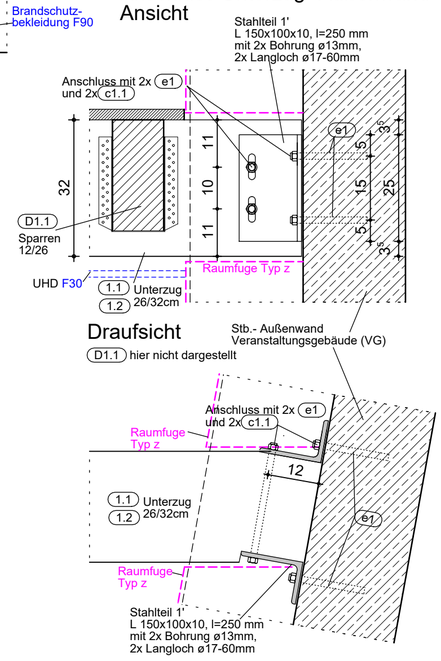
Ausführung Stützen im OG: Ro 114,3x6,3 S235



Detail (IXb) M 1:10

Anschluss Unterzug- Außenwand VG

Ansicht



Baustoffe:

Holz : nach DIN EN 1995, Sortierklasse S10, Festigkeitskl. C24 Nadelholz Kiefer, Holzfeuchte ≤ 20% bzw. BSH ≥Gl 24c

Holzschutz : nach DIN 68800

Stahl : nach DIN EN 1993 (Profilstahl S235, soweit nicht gesondert angegeben)

Korrosionsschutz : Feuerverzinkung nach DIN EN ISO 1461 und Beschichtungssysteme nach DIN EN ISO 12944-5

Mauerwerk : nach DIN EN 1996

neu Bestand

Stahlbeton : Stahlbeton nach DIN EN 1992 C25/30, mit Expositionsklassen (Exp.kl.)
- Bodenplatten (unten, seitlich): XC2, WF oben: XC3, WF Bpl. auf 2 Lagen PE Folie auf glatt abgezogener Sauberkeitsschicht, d=5cm (C8/10)
- Betonstahl : BSt 500 S/M nach DIN 488

neu Bestand

Legende:

RF - Raumfuge (3cm)
OK - Oberkante
UK - Unterkante
BPl - Bodenplatte
FF - Fertigfußboden
Stb - Stahlbeton
WäD - Wärmedämmung
VA - Verbundanker
PB - Passbolzen
BS - Balkenschuh
VGS - Vollgewindeschraube nach BAZ

Sp - Sparren
DB - Deckenbalken
UZ - Unterzug
dgl. - deckengleich
MW - Mauerwerk
WäD - Wärmedämmung
WRB - Windrispenband
FP - Fußpunkt Stützen
VB - Verbinder (A/B)
VG - Veranstaltungsgebäude
(n.n) - Pos. Nr. Statik

Ausbildung der Raumfugen für Verschiebungsdifferenzen an den Fugenrändern:

Raumfuge Typ xyz: (ca. 3cm...5cm) für vertikale Baugrundsetzung und horizontale Verformungen (Schwinden, Quellen, Wind, etc.)

Raumfuge Typ xy (ca. 3cm...5cm) : für horizontale Verformungen (Schwinden, Quellen, Wind, etc.)

Raumfuge Typ z (ca. 3cm...5cm) : für vertikale Baugrundsetzung

Die Planung der Raumfugenausbildung erfolgt durch die Objektplanung. Eine schadensfreie Verformung für die angegebenen Freiheitsgrade ist zu gewährleisten!



Hinweis für Objekt- und Fachplanungen Anforderungen Brandschutz gemäß BSK zugehörig: Plan Nr. VB-S2.1, VB-S4, VB-S5

Maße sind am Bau zu prüfen, ggf. zu nehmen!

Der Plan gilt nur in Verbindung mit den Architektenplänen!

Alle Höhenkoten beziehen sich auf
OKFF EG = ±0,00m = +45,01 DHHN 92

Projekt
Kultur-Kloster-Kyritz
Klausurflügel mit Verbinder und Neubau
Johann- Sebastian- Bach- Str. 2
16866 Kyritz

Bauherr **Stadt Kyritz**
Amt für Stadtentwicklung und Bauen
Marktplatz 1
16866 Kyritz
Tel:
Fax:

Architekt **G. Kühn- v. Kaehne und E. Lange**
Waldmüllerstr. 7b, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 7482404
Fax: (0331) 719536
info@kvkul.de

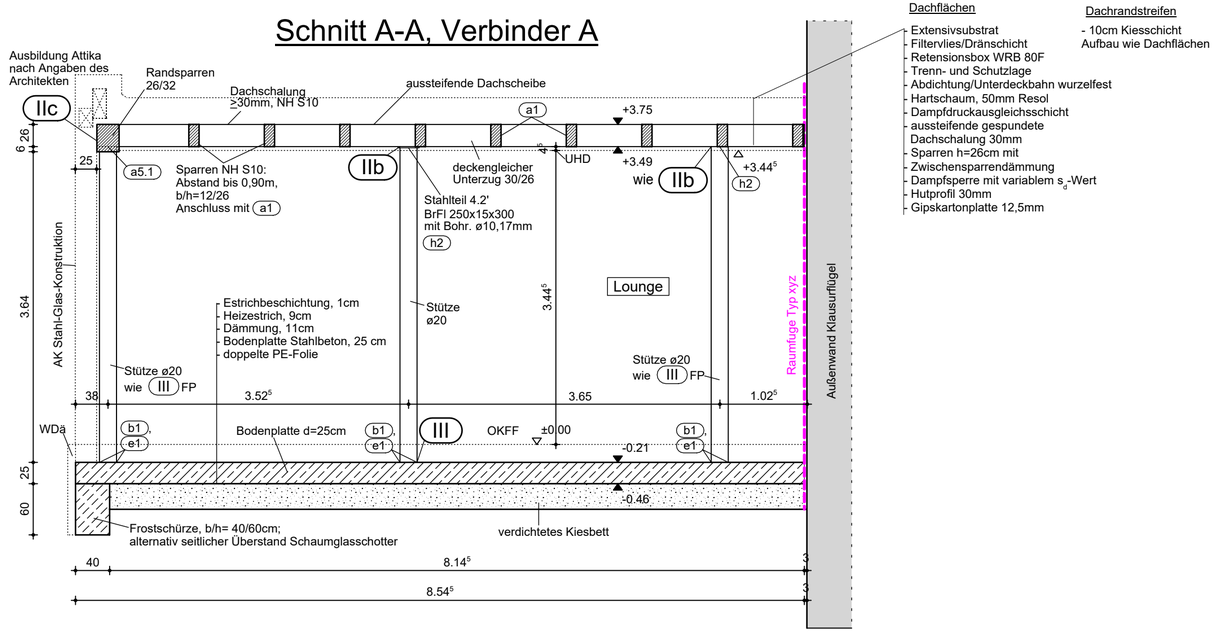
Tragwerksplaner **Dipl. -Ing. Steffen Stich**
Beratender Ingenieur für Bauwesen
Behringstraße 81, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 747 25-0
Fax: (0331) 747 25-21
email@BueroStich.de

Zeichnung
Verbinder A,B
Dachkonstruktion, Obergeschoss
Grundriss, Details
Ausführungsplanung

Datum	Blattgröße	bearb.	geprüft
20.10.2023	594/594		
Maßstab		Plan-Nr.	Index
1:33, 1:10		**VB-S3**	**a**

Index	Änderungen	Datum	gez.
a	Stützen OG, Brandschutz	05.02.25	LS
b			
c			

Schnitt A-A, Verbinder A



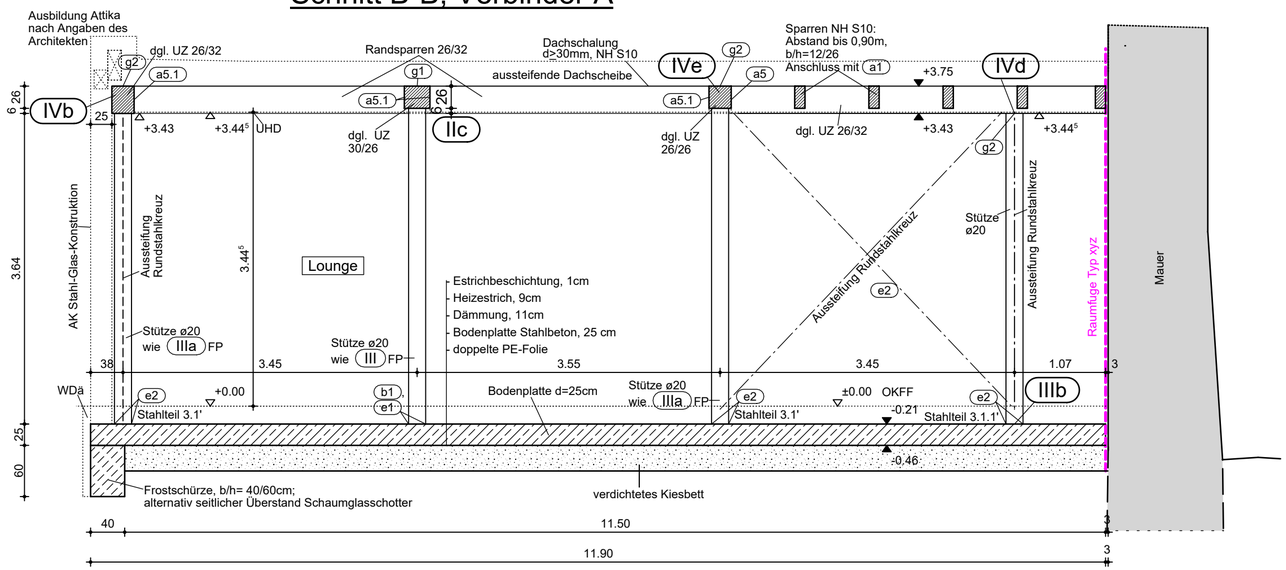
Dachflächen

- Extensivsubstrat
- Filtervlies/Dränschicht
- Retensionsbox WRB 80F
- Trenn- und Schutzlage
- Abdichtung/Unterdeckbahn wurzelfest
- Hartschaum, 50mm Resol
- Dampfdruckausgleichsschicht
- aussteifende gespundete Dachschalung 30mm
- Sparren h=26cm mit Zwischensparrendämmung
- Dampfsperre mit variablem s_d-Wert
- Hutprofil 30mm
- Gipskartonplatte 12,5mm

Dachrandstreifen

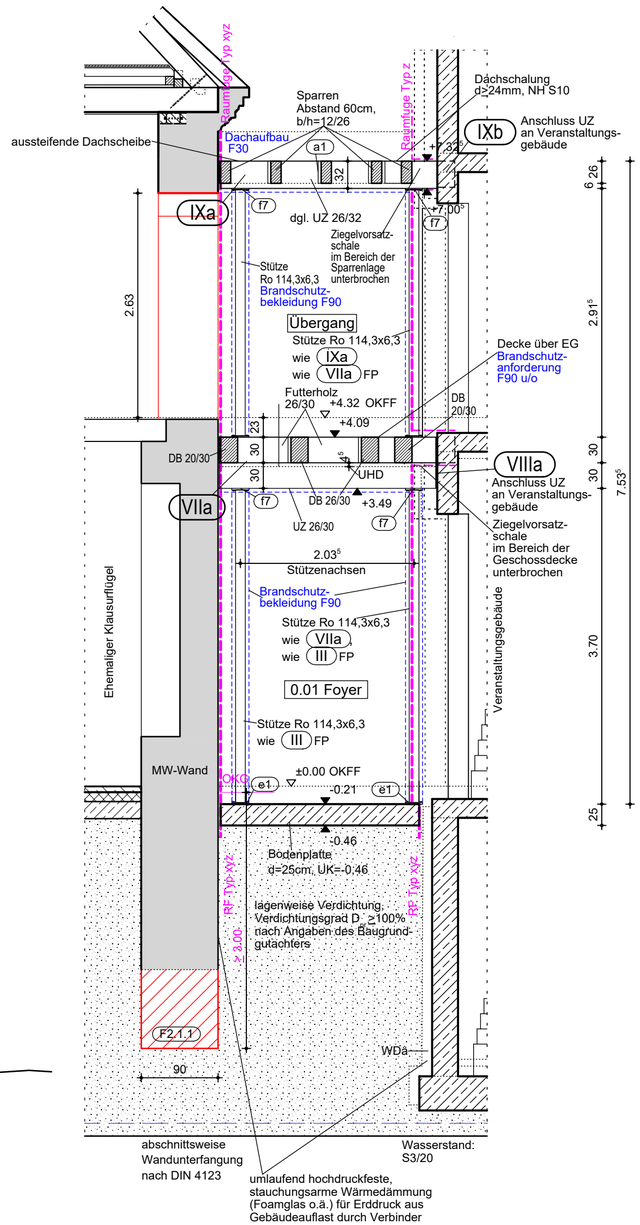
- 10cm Kiesschicht
Aufbau wie Dachflächen

Schnitt B-B, Verbinder A



Schnitt C-C

Ausführung Stützen im EG, OG: Ro 114,3x6,3 S235



Baustoffe/ Legende:

siehe Plan Nr. VB-S3

Hinweis für Objekt- und Fachplanungen
Anforderungen Brandschutz gemäß BSK

zugehörig: Plan Nr. VB-S1, VB-S2, VB-S2.1, VB-S3
Maße sind am Bau zu prüfen, ggf. zu nehmen!
Der Plan gilt nur in Verbindung mit den Architektenplänen!

Alle Höhenkoten beziehen sich auf
OKFF EG = ±0,00m = +45,01 DHHN 92

Projekt

Kultur-Kloster-Kyritz
Klausurflügel mit Verbinder und Neubau
Johann- Sebastian- Bach- Str. 2
16866 Kyritz

Bauherr **Stadt Kyritz**
Amt für Stadtentwicklung und Bauen
Marktplatz 1
16866 Kyritz
Tel:
Fax:

Architekt **G. Kühn- v. Kaehne und E. Lange**
Waldmüllerstr. 7b, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 7482404
Fax: (0331) 719536
info@kvkul.de

Tragwerksplaner **Dipl. -Ing. Steffen Stich**
Beratender Ingenieur für Bauwesen
Behringstraße 81, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 747 25-0
Fax: (0331) 747 25-21
email@BueroStich.de

Zeichnung

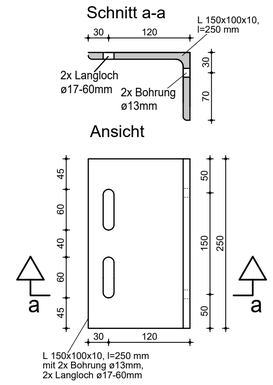
Verbinder A,B
Schnitte A-A, B-B, C-C

Ausführungsplanung

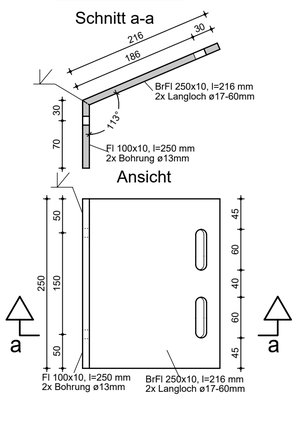
Datum	Blattgröße	bearb.	geprüft
20.10.2023	350/594		
Maßstab		Plan-Nr.	Index
1:50		**VB-S4**	**a**

Index	Änderungen	Datum	gez.
a	Stützen EG, OG, Brandschutz	05.02.25	LS
b			
c			

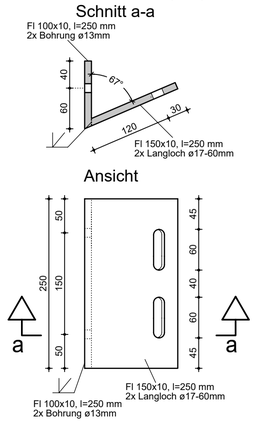
Stahlteil 1' (16x) M 1:5
(4x OG, 12x EG)



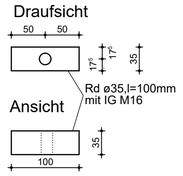
Stahlteil 1.1' (1x) M 1:5



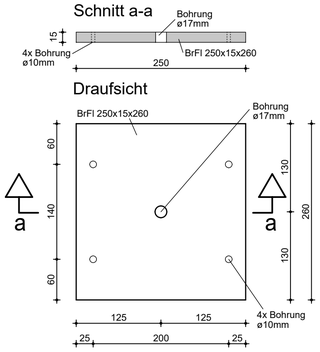
Stahlteil 1.2' (1x) M 1:5



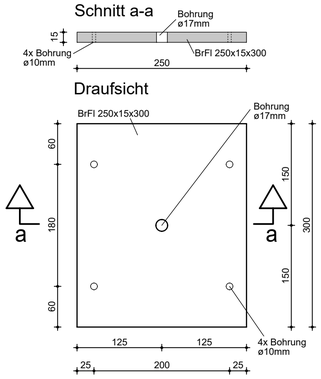
Stahlteil 2' (*2) M 1:5



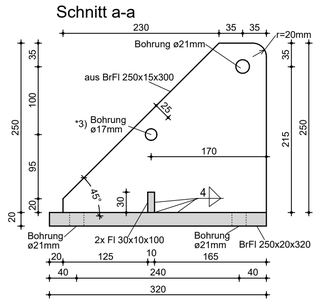
Stahlteil 4.1' (4x) M 1:5



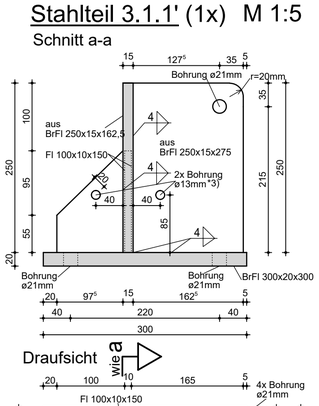
Stahlteil 4.2' (6x) M 1:5



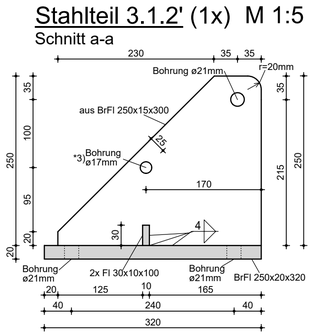
Stahlteil 3.1' (7x) M 1:5



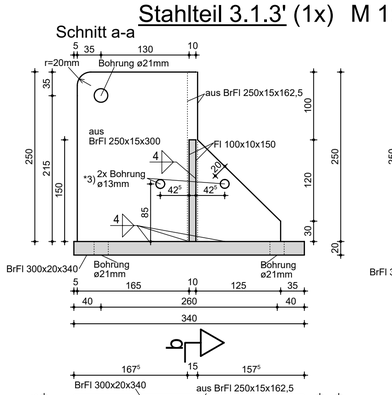
Stahlteil 3.1.1' (1x) M 1:5



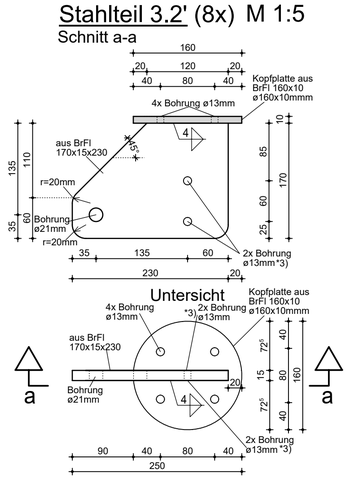
Stahlteil 3.1.2' (1x) M 1:5



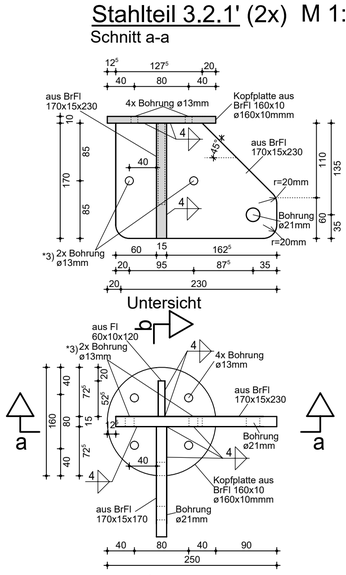
Stahlteil 3.1.3' (1x) M 1:5



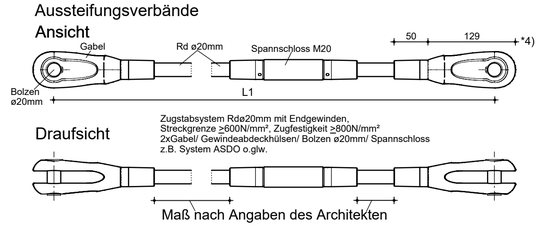
Stahlteil 3.2' (8x) M 1:5



Stahlteil 3.2.1' (2x) M 1:5

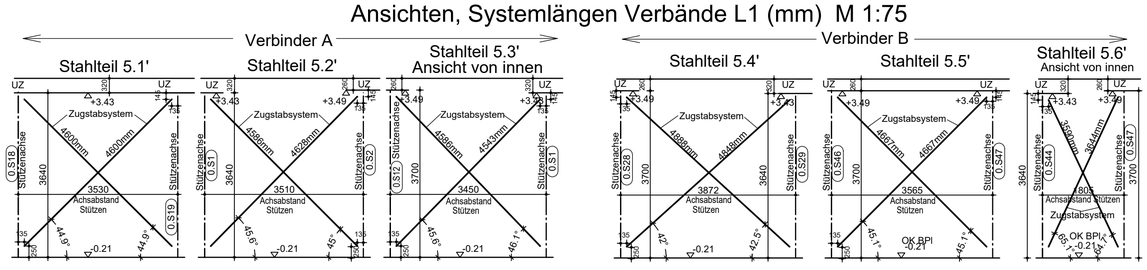


Stahlteil 5.1' bis 5.6' M 1:5



Statik Pos. Nr.	Stahlteil Nr.	Anzahl	Systemlänge L1 (mm)
0.4.1	5.1'	2	4600
0.4.2	5.2'	1/1	4586/4628
0.4.3	5.3'	1/1	4586/4543
0.4.4	5.4'	1/1	4888/4848
0.4.5	5.5'	2	4667/4667
0.4.6	5.6'	1/1	3590/3644

Ansichten, Systemlängen Verbände L1 (mm) M 1:75



LEGENDE/ BAUSTOFFE:

siehe auch Plan Nr. VB-S3

UZ -Unterzug
BPl -Bodenplatte
*1) Maß im Bestand nehmen
*2) Anzahl entsprechend Auswahl der Anschlussvariante
*3) Bohrung ggf. nach Einbau Holzstützen herstellen
*4) Maße entsprechend gewähltem Zugstabsystem, hier System "Asdo"dargestellt
(n.n) - Pos. Nr. Statik

Stahlkonstruktion: nach DIN EN 1993, DIN 1090-2

KORROSIONSSCHUTZ nach Angaben des Architekten

Var. 1 : Feuerverzinkung nach DIN EN ISO 1461
Var. 2 : Beschichtungssysteme nach DIN EN ISO 12944-5

Profilstahl : L- Winkelstahl nach DIN EN 10056-1
S235 : Fl t=10mm nach DIN EN 10058
: BrFl t=10,15,20mm nach DIN EN 59200
: Rundstahl ø35mm nach DIN EN 10060

Die mit der Herstellung der Konstruktionsteile beauftragte Firma muss die Herstellerqualifikation zum Schweißen von Stahlbauten nach DIN EN 1090, EXC2 gemäß DIN EN ISO 3834-2 besitzen.

Maßangaben der Stahlteile soweit nicht gesondert angegeben in mm!

Ausführungsvariante der Rundstahlverspannungen Stahlteile 5.1' bis 5.6' nach Abstimmung mit der Bauleitung und dem Architekten.

zugehörig: Plan Nr. VB-S2, VB-S2.1, VB-S3, VB-S4, Stückliste Nr. VB-S5
Maße sind am Bau zu prüfen, ggf. zu nehmen!
Der Plan gilt nur in Verbindung mit den Architektenplänen!

Alle Höhenkoten beziehen sich auf
OKFF EG = ±0,00m = +45,01 DHHN 92

Projekt
Kultur-Kloster-Kyritz
Klausurflügel mit Verbinder und Neubau
Johann- Sebastian- Bach- Str. 2
16866 Kyritz

Bauherr **Stadt Kyritz**
Amt für Stadtentwicklung und Bauen
Marktplatz 1
16866 Kyritz
Tel:
Fax:

Architekt **G. Kühn- v. Kaehne und E. Lange**
Waldmüllerstr. 7b, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 7482404
Fax: (0331) 719536
info@kvkul.de

Tragwerksplaner **Dipl. -Ing. Steffen Stich**
Beratender Ingenieur für Bauwesen
Behringstraße 81, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 747 25-0
Fax: (0331) 747 25-21
email@BueroStich.de

Zeichnung
Verbinder A,B
Stahlteile

Ausführungsplanung

Datum	Blattgröße	bearb.	geprüft
20.10.2023	550/750		
Maßstab		Plan-Nr.	Index
1:5, 1:75		**VB-S5**	

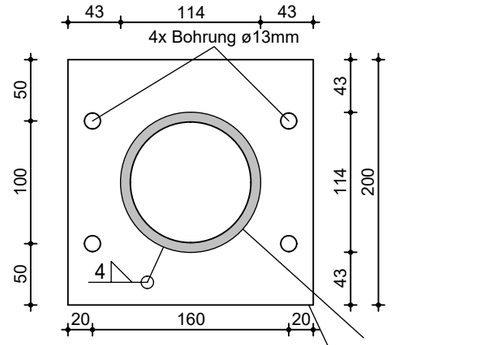
Index	Änderungen	Datum	gez.
a			
b			
c			

Stahlteil 6.1' (4x)

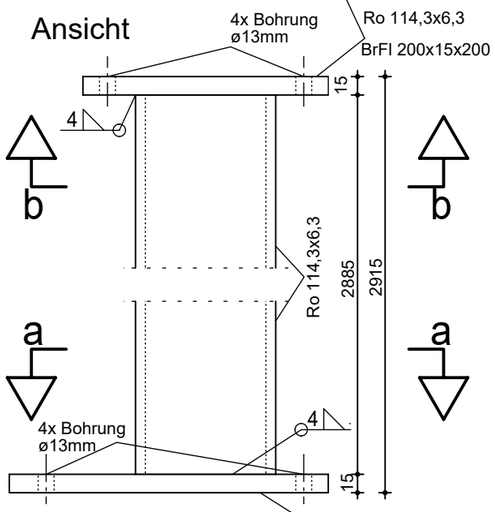
Stützen im OG

1.S1, 1.S2, 1.S3, 1.S4

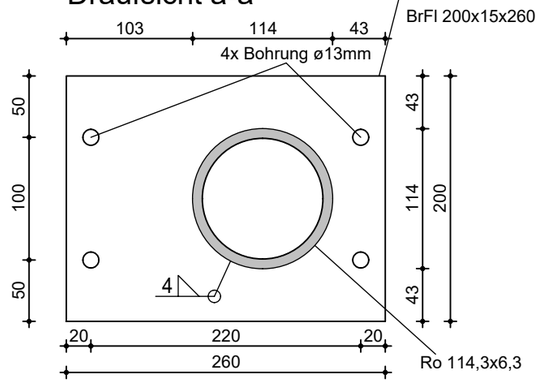
Untersicht b-b



Ansicht



Draufsicht a-a

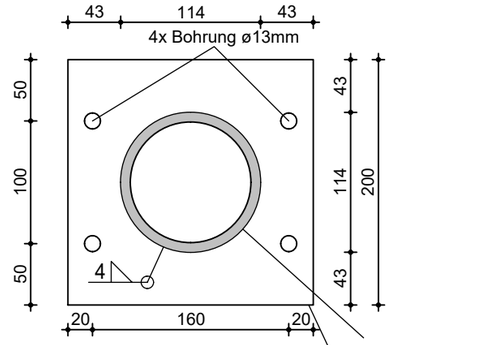


Stahlteil 6.2' (4x)

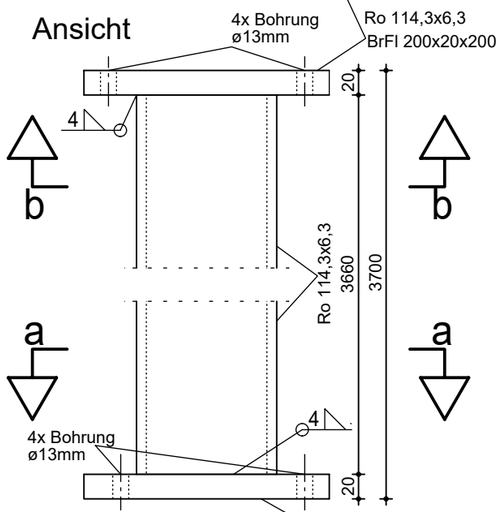
Stützen im EG

0.S21, 0.S22, 0.S23, 0.S24

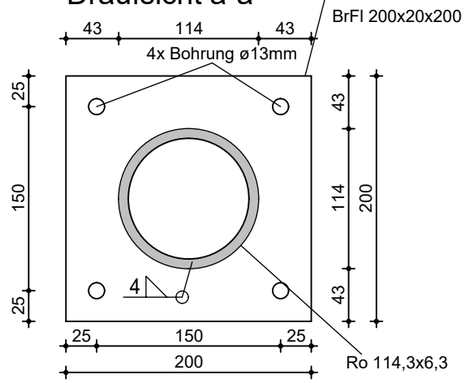
Untersicht b-b



Ansicht



Draufsicht a-a



LEGENDE/ BAUSTOFFE:

siehe auch Plan Nr. VB-S3, VB-S5

(n.n) - Pos. Nr. Statik

Stahlkonstruktion: nach DIN EN 1993, DIN 1090-2

KORROSIONSSCHUTZ nach Angaben des Architekten

Var. 1 : Feuerverzinkung nach DIN EN ISO 1461
Var. 2 : Beschichtungssysteme nach DIN EN ISO 12944-5

Profilstahl : Rohrprofile nach DIN EN 10210-2
S235 : BrFl t=15,20mm nach DIN 59200

Die mit der Herstellung der Konstruktionsteile beauftragte Firma muss die Herstellerqualifikation zum Schweißen von Stahlbauten nach DIN EN 1090, EXC2 gemäß DIN EN ISO 3834-2 besitzen.

Maßangaben der Stahlteile soweit nicht gesondert angegeben in mm!

zugehörig: Plan Nr. VB-DB1-S2/S2.1, VB-S3a, VB-S4a, Stückliste Nr. VB-S5.1

Maße sind am Bau zu prüfen, ggf. zu nehmen!
Der Plan gilt nur in Verbindung mit den Architektenplänen!

Alle Höhenkoten beziehen sich auf
OKFF EG = ±0,00m = +45,01 DHHN 92

Projekt

Kultur-Kloster-Kyritz
Klausurflügel mit Verbinder und Neubau
Johann- Sebastian- Bach- Str. 2
16866 Kyritz

Bauherr **Stadt Kyritz**
Amt für Stadtentwicklung und Bauen
Marktplatz 1
16866 Kyritz
Tel:
Fax:

Architekt **G. Kühn- v. Kaehne und E. Lange**
Waldmüllerstr. 7b, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 7482404
Fax: (0331) 719536
info@kvkul.de

Tragwerksplaner **Dipl. -Ing. Steffen Stich**
Beratender Ingenieur für Bauwesen
Behringstraße 81, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 747 25-0
Fax: (0331) 747 25-21
email@BueroStich.de

Zeichnung

Verbinder A, zweigeschossiger Gebäudeteil, Stahlteile 6.1', 6.2'

Ausführungsplanung

Datum	Blattgröße	bearb.	geprüft
05.02.2025	A3		
Maßstab		Plan-Nr.	Index
1:5		**VB-S5.1**	

Index	Änderungen	Datum	gez.
a			
b			
c			

Stahlteil Nr.	Stück (Stck.)	Bezeichnung	Einz.länge (m)	Einzelmassen (kg/m)	(kg)	Ges.masse (kg)	Bemerkung
6.1'	4	Ro 114,3x6,3	2,885	16,78	48,41	193,64	
6.1'	4	BrFl 200x15x200 mit Bohrungen ø13	0,200	23,55	4,71	18,84	
6.1'	4	BrFl 200x15x260 mit Bohrungen ø13	0,260	23,55	6,12	24,49	
6.2'	4	Ro 114,3x6,3	3,660	16,78	61,41	245,66	
6.2'	8	BrFl 200x20x200 mit Bohrungen ø13	0,200	31,40	6,28	50,24	
	Korrosionsschutz:						
		Feuerverzinkung nach DIN EN ISO 1461 und					
		Beschichtungssysteme nach DIN EN ISO 12944-5					
	Stahlsorten:						
		Profilstahl: S235 nach DIN EN 10027-1 (St 37-2 nach DIN 18800)					
Summe						532,87	

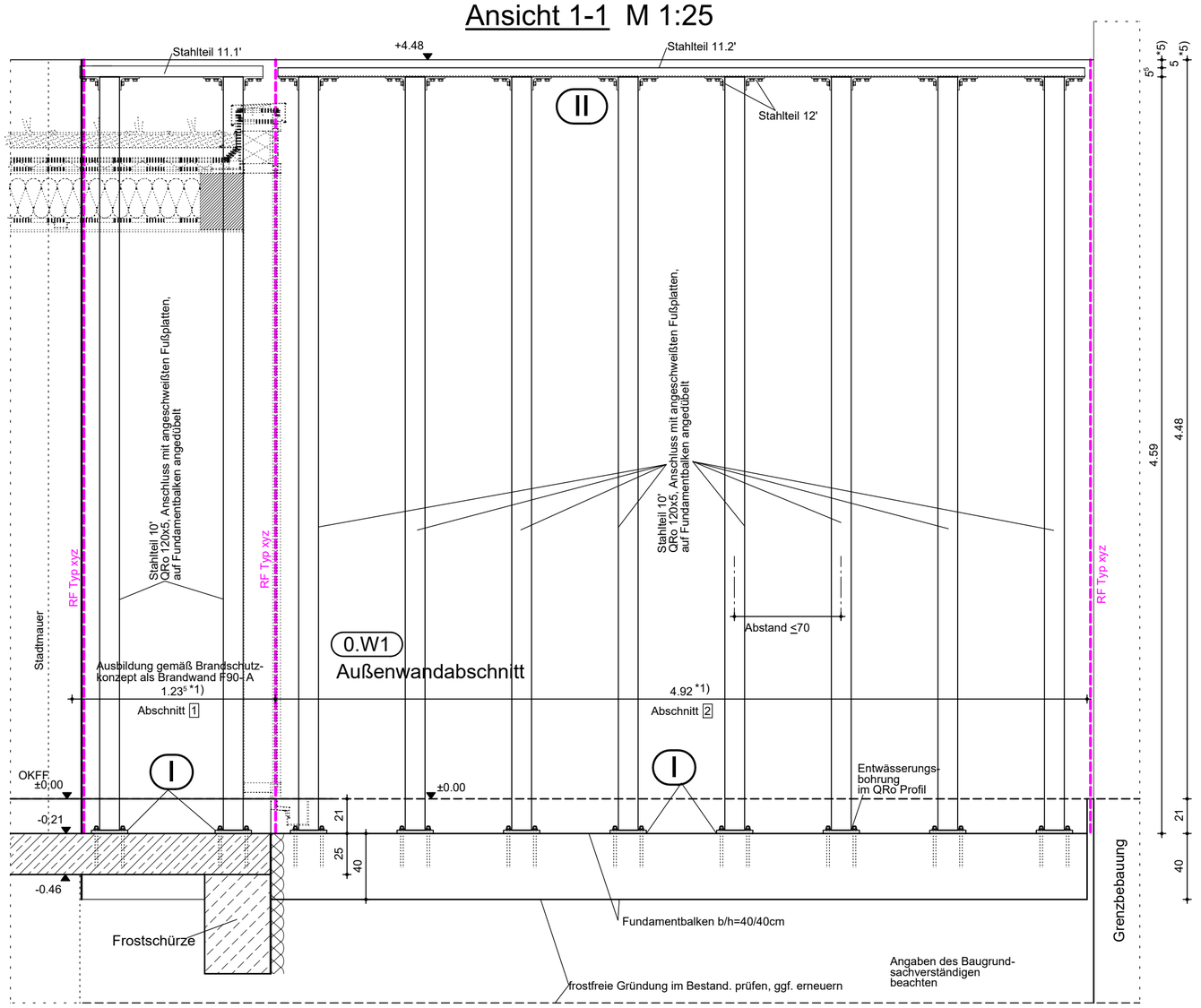
Bauwerksteil : Erd- und Obergeschoss

gehört zu Plan-Nr.: VB-S5.1

Bauvorhaben : Klosterviertel Kyritz, Verbinder A

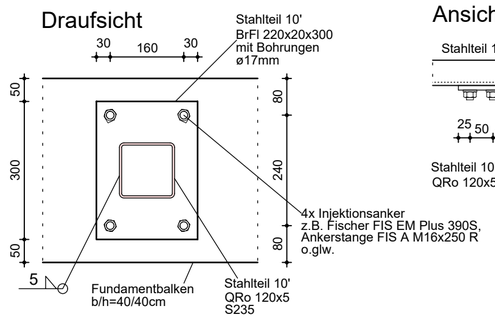
Ingenieurbüro Dipl.-Ing. Steffen Stich	Stückliste Nr. VB-S5.1	Bearb.: Datum: 05.02.25	Ausf.: Bl.Nr.1

Ansicht 1-1 M 1:25



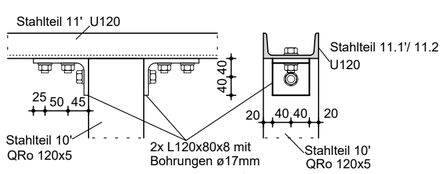
Detail I M 1:10

(Maße in mm!)

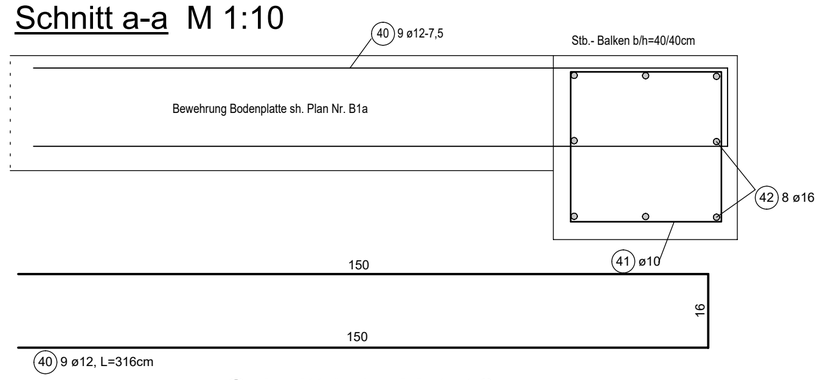


Detail II M 1:10

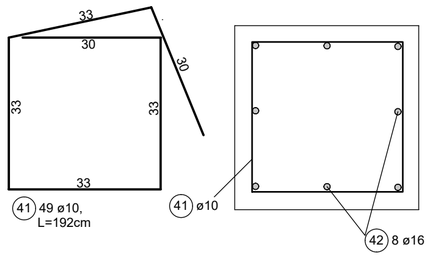
(Maße in mm!)



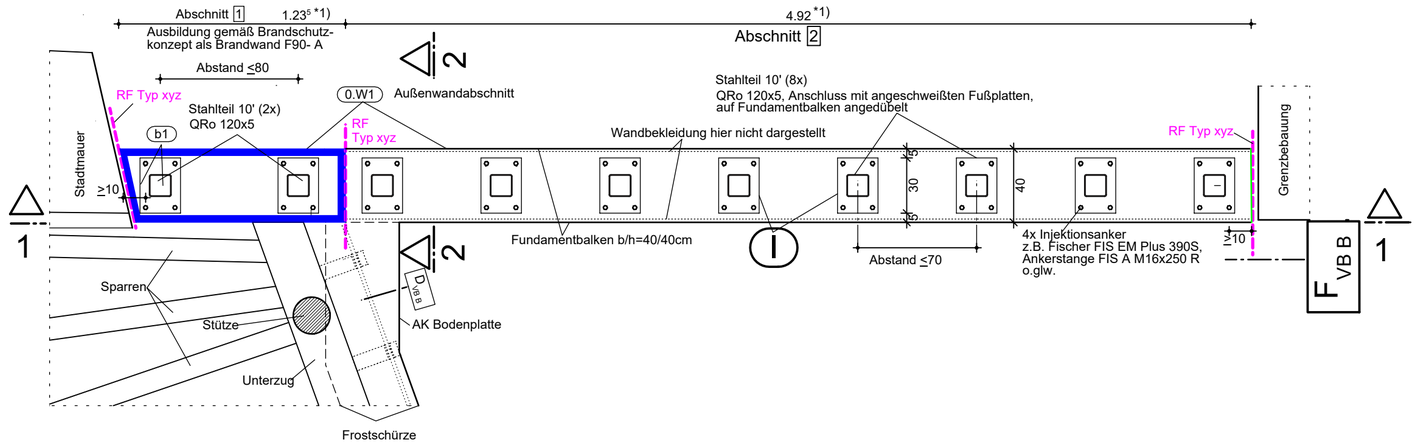
Schnitt a-a M 1:10



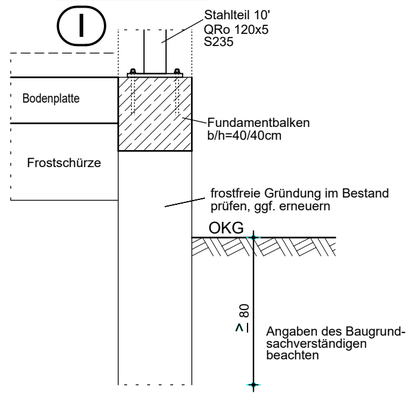
Schnitt b-b M 1:10



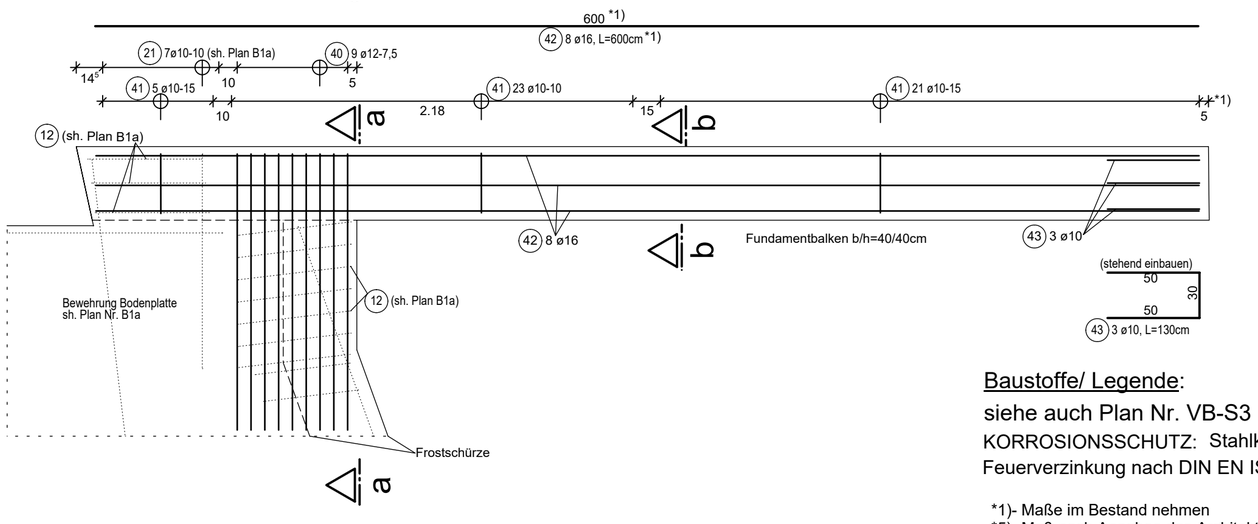
Grundriss M 1:25



Schnitt 2-2 M 1:25



Draufsicht Gründungsabschnitt M 1:25



Baustoffe/ Legende:

siehe auch Plan Nr. VB-S3

KORROSIONSSCHUTZ: Stahlkonstruktion Feuerverzinkung nach DIN EN ISO 1461

*1)- Maße im Bestand nehmen
*5)- Maß nach Angaben des Architekten

zugehörig: Plan Nr. VB-S2, VB-B1a
Stückliste Nr. VB-S6, Rundstahlliste Nr. VB-S6

Maße sind am Bau zu prüfen, ggf. zu nehmen!
Der Plan gilt nur in Verbindung mit den Architektenplänen!
Durchbrüche sind vor dem Herstellen anzuzeichnen und durch Bauleitung/ Tragwerksplaner freizugeben!

Mindestwerte für Biegerollendurchmesser d_m bei Betonstahl gemäß DIN 1045-1 Tab. 23

Haken, Winkelhaken, Bügel, Schlaufen

Aufbiegungen, Abbiegungen, sonstige Krümmungen

d_s < 20mm : $d_m = 4d_s$
$d_s \geq 20mm$: $d_m = 7d_s$

$c_{min} \leq 50mm$ oder $c_{min} \leq 3d_s$: $d_{br1} = 20d_s$
$c_{min} > 50mm$ oder $c_{min} > 3d_s$: $d_{br1} = 15d_s$
$c_{min} > 100mm$ oder $c_{min} > 7d_s$: $d_{br1} = 10d_s$

Betonstahlsorte	BSt 500 S (A) nach DIN 488
Expositionsklasse Feuchtigkeitsklasse	unten XC2/ oben, seitlich XC3 WF
Betonfestigkeitsklasse	C25/30 nach DIN EN 206-1 / DIN 1045-2
Betondeckung nom c in cm	3,5 cm

Alle Höhenkoten beziehen sich auf
OKFF EG = ±0,00m = +45,01 DHHN 92

Projekt

Kultur-Kloster-Kyritz
Klausurflügel mit Verbinder und Neubau
Johann- Sebastian- Bach- Str. 2
16866 Kyritz

Bauherr **Stadt Kyritz**
Amt für Stadtentwicklung und Bauen
Marktplatz 1
16866 Kyritz
Tel:
Fax:

Architekt **G. Kühn- v. Kaehne und E. Lange**
Waldmüllerstr. 7b, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 7482404
Fax: (0331) 719536
info@kvkul.de

Tragwerksplaner **Dipl. -Ing. Steffen Stich**
Beratender Ingenieur für Bauwesen
Behringstraße 81, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 747 25-0
Fax: (0331) 747 25-21
email@BueroStich.de

Zeichnung

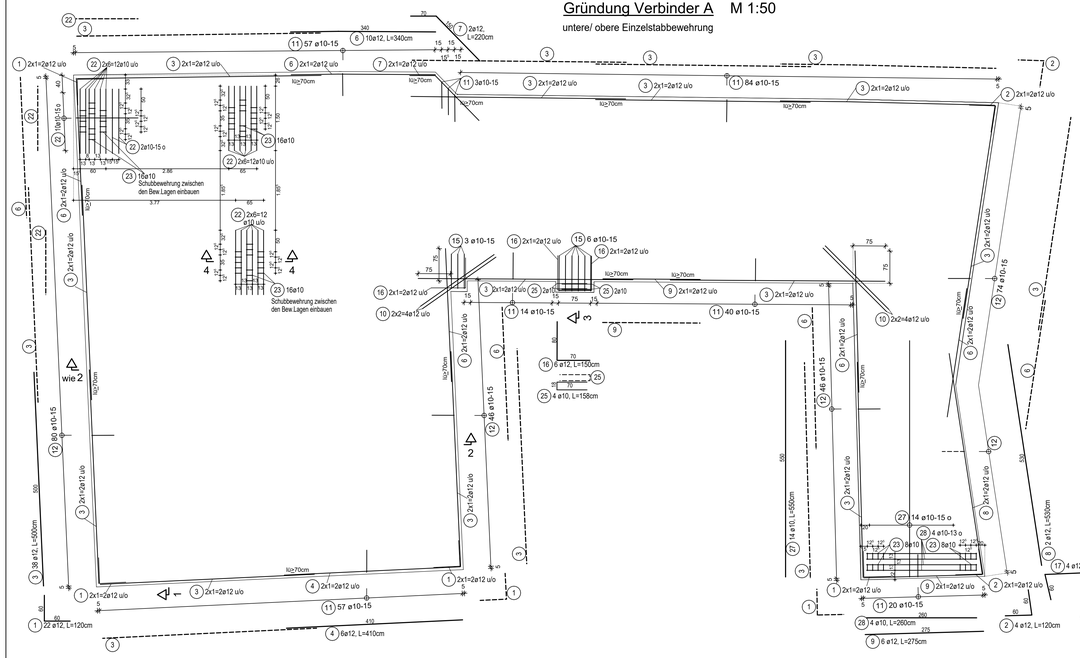
Verbinder B
Wandabschnitt Achse F_{VBB}
Draufsicht, Ansicht, Schnitte, Details
Ausführungsplanung

Datum	Blattgröße	bearb.	geprüft
27.01.2025	500/550		
Maßstab		Plan-Nr.	Index
1:25, 1:10		**VB-S6**	**a**

Index	Änderungen	Datum	gez.
a	Wandabschnitt 1, Gründung	31.01.25	LS
b			
c			

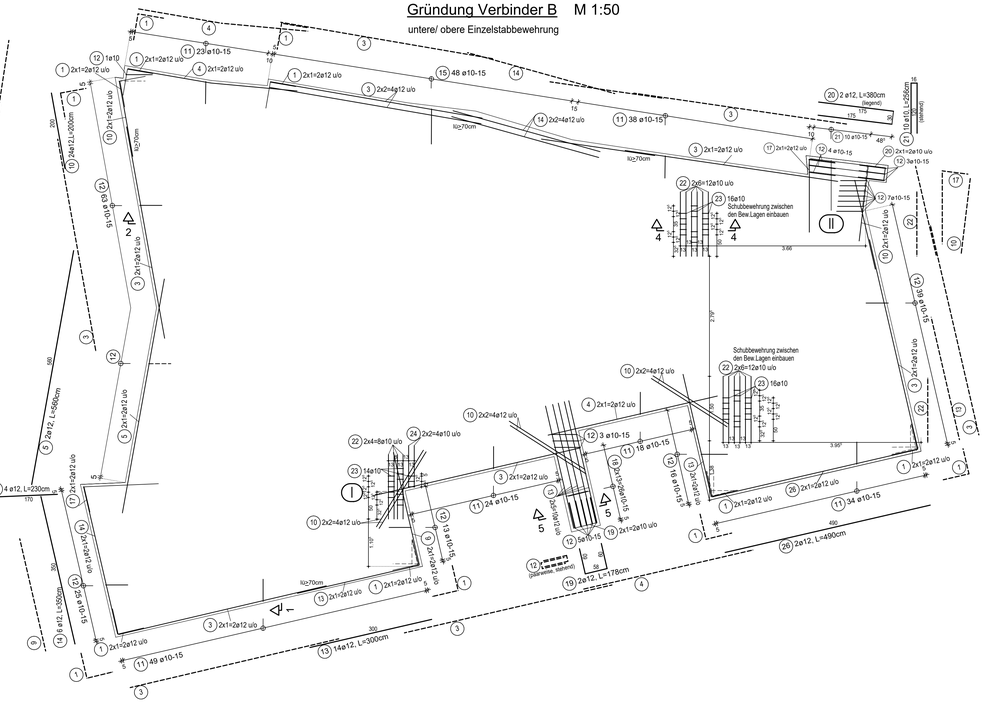
Gründung Verbinder A M 1:50

untere/ obere Einzelstabbewehrung

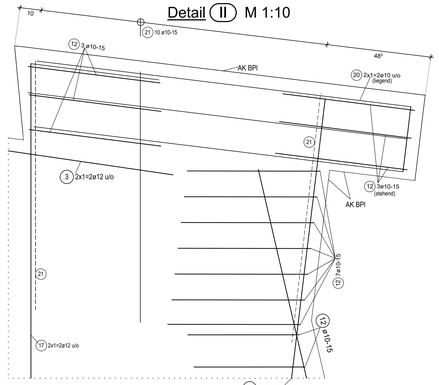


Gründung Verbinder B M 1:50

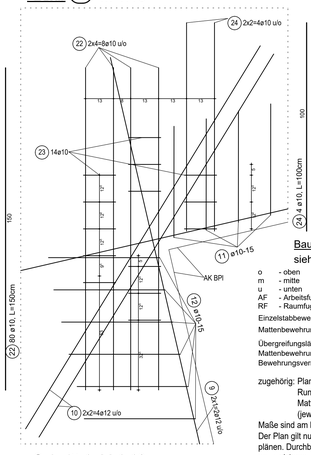
untere/ obere Einzelstabbewehrung



Detail II M 1:10



Detail I M 1:10

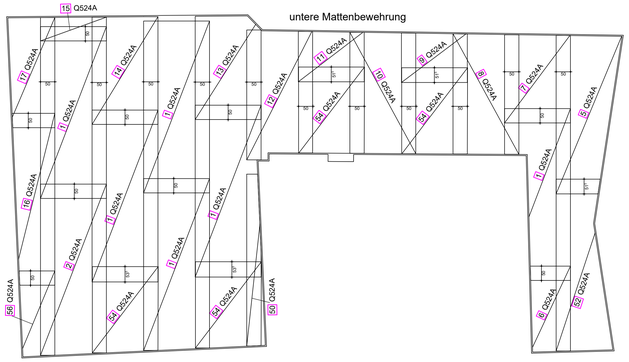


Draufsicht Bodenplatte Verbinder A M 1:75

obere Mattenbewehrung

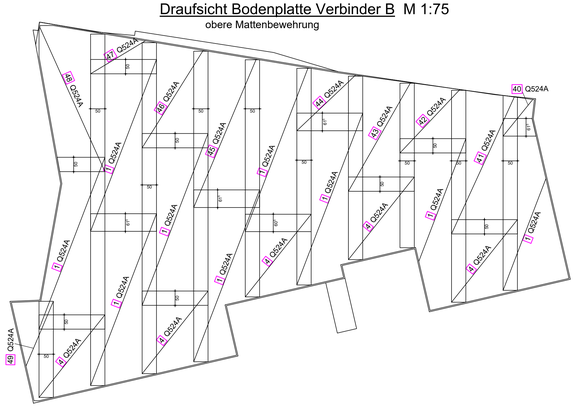


untere Mattenbewehrung



Draufsicht Bodenplatte Verbinder B M 1:75

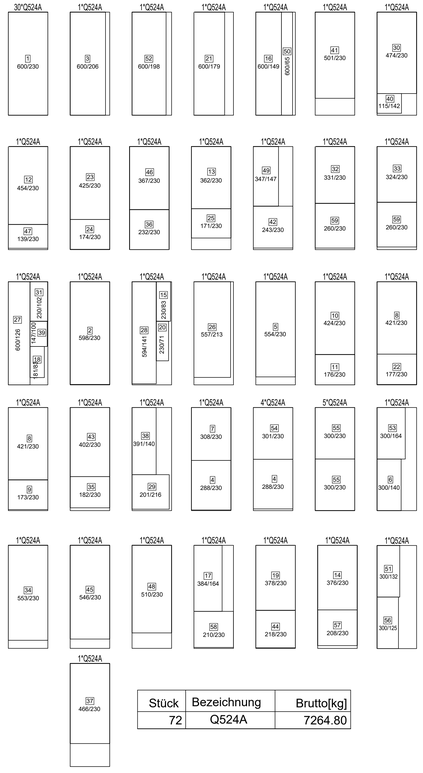
obere Mattenbewehrung



untere Mattenbewehrung



Matten- Schneideskizze



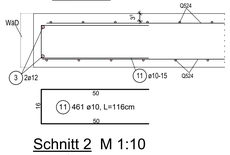
Stück	Bezeichnung	Brutto[kg]
72	Q524A	7264.80

Mattenstahlliste

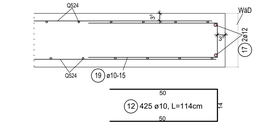
Pos.	Stück	Mattenbez.	Länge [m]	Breite [m]	Gewicht [kg]
1	30	Q524A	6.000	2.300	3027.00
2	1	Q524A	5.980	2.300	100.50
3	1	Q524A	6.000	2.060	90.16
4	5	Q524A	2.880	2.300	242.55
5	1	Q524A	5.540	2.300	93.09
6	1	Q524A	3.000	1.400	30.73
7	1	Q524A	3.080	2.300	51.77
8	2	Q524A	4.210	2.300	141.63
9	1	Q524A	1.730	2.300	29.10
10	1	Q524A	4.240	2.300	71.22
11	1	Q524A	1.760	2.300	29.63
12	1	Q524A	4.540	2.300	76.26
13	1	Q524A	3.620	2.300	60.84
14	1	Q524A	3.760	2.300	63.22
15	1	Q524A	0.830	2.300	13.96
16	1	Q524A	6.000	1.490	65.41
17	1	Q524A	3.840	1.640	46.10
18	1	Q524A	0.830	1.810	11.00
19	1	Q524A	3.780	2.300	63.64
20	1	Q524A	0.710	2.300	12.00
21	1	Q524A	6.000	1.750	78.45
22	1	Q524A	1.770	2.300	29.74
23	1	Q524A	4.250	2.300	71.39
24	1	Q524A	1.740	2.300	29.21
25	1	Q524A	1.710	2.300	28.69
26	1	Q524A	5.570	2.130	86.74
27	1	Q524A	6.000	1.260	55.43
28	1	Q524A	5.940	1.410	61.15
29	1	Q524A	2.160	2.010	31.79
30	1	Q524A	4.740	2.300	79.65
31	1	Q524A	1.020	2.300	17.19
32	1	Q524A	3.310	2.300	55.63
33	1	Q524A	3.240	2.300	54.55
34	1	Q524A	5.530	2.300	92.99
35	1	Q524A	1.820	2.300	30.53
36	1	Q524A	2.320	2.300	39.08
37	1	Q524A	4.660	2.300	78.39
38	1	Q524A	3.910	1.400	40.07
39	1	Q524A	1.000	1.470	10.71
40	1	Q524A	1.420	1.150	11.98
41	1	Q524A	5.010	2.300	84.33
42	1	Q524A	2.430	2.300	40.93
43	1	Q524A	4.020	2.300	67.61
44	1	Q524A	2.180	2.300	36.64
45	1	Q524A	5.460	2.300	91.77
46	1	Q524A	3.670	2.300	61.74
47	1	Q524A	1.390	2.300	23.30
48	1	Q524A	5.100	2.300	85.76
49	1	Q524A	3.470	1.470	37.22
50	1	Q524A	6.000	0.650	28.43
51	1	Q524A	3.000	1.320	28.95
52	1	Q524A	6.000	1.980	86.86
53	1	Q524A	3.000	1.640	35.97
54	4	Q524A	3.010	2.300	202.74
55	10	Q524A	3.000	2.300	504.16
56	1	Q524A	3.000	1.250	27.29
57	1	Q524A	2.080	2.300	34.91
58	1	Q524A	2.100	2.300	35.32
59	2	Q524A	2.600	2.300	87.45

Gesamtgewicht: 6904.60

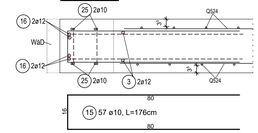
Schnitt 1 M 1:10



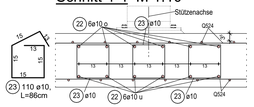
Schnitt 2 M 1:10



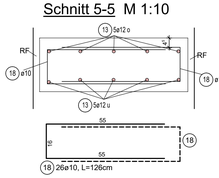
Schnitt 3 M 1:10



Schnitt 4-4 M 1:10



Schnitt 5-5 M 1:10



Baustoffe/ Legende:

siehe auch Plan Nr. VB-S3

o	- oben	AK	- Außenkante
m	- mitte	BPI	- Bodenplatte
u	- unten		
AF	- Arbeitsfuge		
RF	- Raumfuge		

Einzelstabbewehrung: Pos. 1 bis 28

Mattenbewehrung Pos. 1 bis 59!

Übergreifungslängen ø10 ≥60cm, ø12 ≥70cm

Mattenbewehrung Q524 kü≥50cm

Bewehrungsvermaßungen sind Außenmaße !

zugehörig: Plan Nr. VB-S1

Rundstahlliste Nr. VB-B1a,

Mattenliste Nr. VB-B1

(jeweils gültiger Index)

Maße sind am Bau zu prüfen, ggf. zu nehmen!

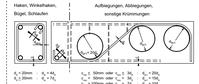
Der Plan gilt nur in Verbindung mit den Architektenplänen. Durchbrüche sind vor dem Herstellen anzuzeichnen und durch Bauleitung/ Tragwerksplaner freizugeben!

Alle Höhenkoten beziehen sich auf

OKFF EG = ±0,00m = +45,01 DHHN 92

Maße sind am Bau zu prüfen, ggf. zu nehmen!

Mindestmaße für Biegerollendurchmesser d_m bei Betonstahl gemäß DIN 1045-1 Tab. 23

Haken, Winkelhaken, Bügel, Schlaufen	Aufbiegungen, Abbiegungen, sonstige Krümmungen
	

Betonstahlsorte	BSt 500 S (A) nach DIN 488
Expositionsklassen	unten XC2/ oben, seitlich XC3
Feuchtigkeitsklassen	WF
Betondeckung nom c in cm	C25/30 nach DIN EN 206-1 / DIN 1045-2 3.5 cm

Projekt

Kultur-Kloster-Kyritz

Klausurflügel mit Verbinder und Neubau

Johann- Sebastian- Bach- Str. 2

16866 Kyritz

Bauherr **Stadt Kyritz**
Amt für Stadtentwicklung und Bauen

Marktplatz 1
16866 Kyritz
Tel:
Fax:

Architekt **G. Kühn- v. Kaehne und E. Lange**

Waldmüllerstr. 7b, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 7482404
Fax: (0331) 719536
info@kvkul.de

Tragwerksplaner **Dipl. -Ing. Steffen Stich**
Beratender Ingenieur für Bauwesen

Behringstraße 81, 14482 Potsdam
Tel: (0331) 747 25-0
Fax: (0331) 747 25-21
email@BueroStich.de

Zeichnung

Verbinder A und B
Bewehrungsplan Gründung,
Draufsicht, Schnitte, Details
Ausführungsplanung

Datum	Blattgröße	bearb.	geprüft
20.10.2023	594/1300		
Maßstab		Plan-Nr.	Index
1:75, 1:50, 1:10		**VB-B1**	**a**

Index	Änderungen	Datum	gez.
a	Bewehrung BPl. Verbinder A	28.11.23	LS
b			
c			

Stahlteil Nr.	Stück (Stck.)	Bezeichnung	Einz.länge (m)	Einzelmassen (kg/m)	(kg)	Ges.masse (kg)	Bemerkung
1'	16	L150x100x10 mit Bohrungen, Langlöchern	0,250	19,00	4,75	76,00	
1.1'	1	BrFl 250x10x216 mit Langlöchern	0,216	19,60	4,23	4,23	
1.1'	1	Fl 100x10x250 mit Bohrungen	0,250	7,85	1,96	1,96	
1.2'	1	Fl 150x10x250 mit Langlöchern	0,250	11,80	2,95	2,95	
1.2'	1	Fl 100x10x250 mit Bohrungen	0,250	7,85	1,96	1,96	
2'	*2)	Rd ø35x100mm mit IG M16	0,100	7,55			*2)
3.1'	7	BrFl 250x20x320 mit Bohrungen	0,320	39,30	12,58	88,03	
	7	BrFl 250x15x300 mit Bohrungen	0,300	29,40	8,82	61,74	
	14	Fl 30x10x100	0,100	2,36	0,24	3,30	
3.1.1'	1	BrFl 300x20x300 mit Bohrungen	0,300	47,10	14,13	14,13	
	1	BrFl 250x15x275 mit Bohrungen	0,275	29,40	8,09	8,09	
	1	BrFl 250x15x162,5 mit Bohrung	0,163	29,40	4,78	4,78	
	1	Fl 100x10x150 mit Bohrung	0,150	7,85	1,18	1,18	
3.1.2'	1	BrFl 250x20x320 mit Bohrungen	0,320	39,30	12,58	12,58	
	1	BrFl 250x15x300 mit Bohrungen	0,300	29,40	8,82	8,82	
	2	Fl 30x10x100	0,100	2,36	0,24	0,47	
3.1.3'	1	BrFl 300x20x340 mit Bohrungen	0,340	47,10	16,01	16,01	
	1	BrFl 250x15x300 mit Bohrungen	0,300	29,40	8,82	8,82	
	1	BrFl 250x15x162,5 mit Bohrung	0,163	29,40	4,78	4,78	
	1	Fl 100x10x150 mit Bohrung	0,150	7,85	1,18	1,18	
Summe							

Bauwerksteil : Erd- und Obergeschoss

gehört zu Plan-Nr.: VB-S5

Bauvorhaben : Klosterviertel Kyritz, Verbinder A, B

Ingenieurbüro	Stückliste Nr. VB-S5	Bearb.:	Ausf.:
Dipl.-Ing. Steffen Stich		Datum: 20.10.23	Bl.Nr.1

Stahlteil Nr.	Stück (Stck.)	Bezeichnung	Einz.länge (m)	Einzelmassen (kg/m)	(kg)	Ges.masse (kg)	Bemerkung
3.2'	8	Kopfpl. aus BrFl 160x10x160 mit Bohr.	0,160	12,60	2,02	16,13	
	8	aus BrFl 170x15x230 mit Bohr.	0,230	20,00	4,60	36,80	
3.2'.1	2	Kopfpl. aus BrFl 160x10x160 mit Bohr.	0,160	12,60	2,02	4,03	
	2	aus BrFl 170x15x230 mit Bohr.	0,230	20,00	4,60	9,20	
	2	aus BrFl 170x15x170 mit Bohr.	0,170	20,00	3,40	6,80	
	2	aus Fl 60x10x120	0,120	4,71	0,57	1,13	
4.1'	4	BrFl 250x15x260 mit Bohrungen	0,260	29,40	7,64	30,58	
4.2'	6	BrFl 250x15x300 mit Bohrungen	0,300	29,40	8,82	52,92	
		Zugstabsystem Rd ø20					
		jeweils mit Gabeln, Bolzen, Abdeckhülsen, Spannschloss					
5.1'	2	Systemlänge L1	4,600	2,47	11,36	22,72	
5.2'	1	Systemlänge L1	4,586	2,47	11,33	11,33	
5.2'	1	Systemlänge L1	4,628	2,47	11,43	11,43	
5.3'	1	Systemlänge L1	4,586	2,47	11,33	11,33	
5.3'	1	Systemlänge L1	4,543	2,47	11,22	11,22	
5.4'	1	Systemlänge L1	4,888	2,47	12,07	12,07	
5.4'	1	Systemlänge L1	4,848	2,47	11,97	11,97	
5.5'	2	Systemlänge L1	4,667	2,47	11,53	23,05	
5.6'	1	Systemlänge L1	3,590	2,47	8,87	8,87	
5.6'	1	Systemlänge L1	3,644	2,47	9,00	9,00	
	Gewichtsangaben Zugstabsystem ohne Gabeln, Bolzen, Abdeckhülsen, Spannschlösser						
	*2)	Stückzahl / Massen entsprechend der Anzahl der Reparaturverbindungen					
	Korrosionsschutz:						
		Feuerverzinkung nach DIN EN ISO 1461 und					
		Beschichtungssysteme nach DIN EN ISO 12944-5					
	Stahlsorten:						
		Profilstahl: S235 nach DIN EN 10027-1 (St 37-2 nach DIN 18800)					
Summe						611,60	

Bauwerksteil : Erd- und Obergeschoss

gehört zu Plan-Nr.: VB-S5

Bauvorhaben : Klosterviertel Kyritz, Verbinder A, B

Ingenieurbüro	Stückliste Nr. VB-S5	Bearb.:	Ausf.:
Dipl.-Ing. Steffen Stich		Datum: 20.10.23	Bl.Nr.2

Projekt: Kultur- und Bildungszentrum Klosterviertel Kyritz
Johann Sebastian Bach Str. 2, 16866 Kyritz, Verbinder A und B,
Neubau
Plan-Nr.: VB-B1a

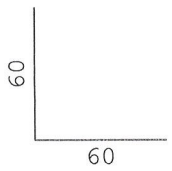
Gewichtsliste: BSt500S(A) Pos.Nr	Anzahl	ds [mm]	Länge [m]	Gesamtlänge [m]	Gewicht [kg]
1	22	12	1.200	26.400	23.443
2	4	12	1.200	4.800	4.263
3	38	12	5.000	190.000	168.720
4	6	12	4.100	24.600	21.845
5	2	12	5.600	11.200	9.946
6	10	12	3.400	34.000	30.192
7	2	12	2.200	4.401	3.908
8	2	12	5.300	10.600	9.413
9	6	12	2.750	16.500	14.652
10	24	12	2.000	48.000	42.624
11	461	10	1.160	534.760	329.947
12	425	10	1.140	484.500	298.937
13	14	12	3.000	42.000	37.296
14	6	12	3.500	21.000	18.648
15	57	10	1.760	100.320	61.897
16	6	12	1.500	9.000	7.992
17	4	12	2.300	9.200	8.170
18	26	10	1.260	32.760	20.213
19	2	12	1.780	3.560	3.161
20	2	12	3.800	7.600	6.749
21	10	10	2.560	25.600	15.795
22	80	10	1.500	120.000	74.040
23	110	10	0.860	94.600	58.368
24	4	10	1.000	4.000	2.468
25	4	10	1.580	6.320	3.899
26	2	12	4.900	9.800	8.702
27	14	10	5.500	77.000	47.509
28	4	10	2.600	10.400	6.417
Gesamtgewicht					1339.214

Pos	Anz	ds [mm]	BSt	Typ	Länge [m]

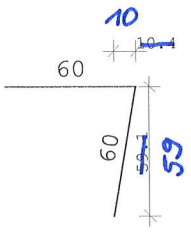
---

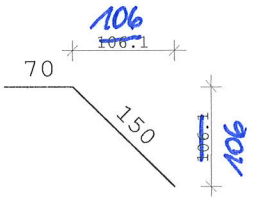
1 22 12 BSt500S(A) A1 1.20

dBr = 4.8 cm / 4.8 cm (Haken)

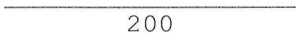


2 4 12 BSt500S(A) C1 1.20

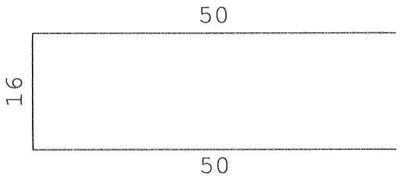


Pos	Anz	ds [mm]	BSt	Typ	Länge [m]	
3	38	12	BSt500S(A)	A1	5.00	500
4	6	12	BSt500S(A)	A1	4.10	410
5	2	12	BSt500S(A)	A1	5.60	560
6	10	12	BSt500S(A)	A1	3.40	340
7	2	12	BSt500S(A)	C1	2.20	
8	2	12	BSt500S(A)	A1	5.30	530
9	6	12	BSt500S(A)	A1	2.75	275

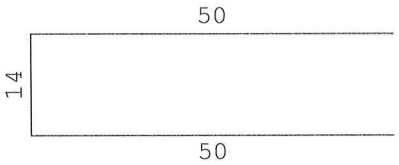
Pos	Anz	ds [mm]	BSt	Typ	Länge [m]
10	24	12	BSt500S(A)	A1	2.00
11	461	10	BSt500S(A)	A2	1.16
12	425	10	BSt500S(A)	A2	1.14
13	14	12	BSt500S(A)	A1	3.00
14	6	12	BSt500S(A)	A1	3.50
15	57	10	BSt500S(A)	A2	1.76

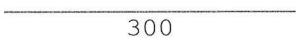


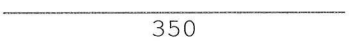
dBr = 4.0 cm / 4.0 cm (Haken)



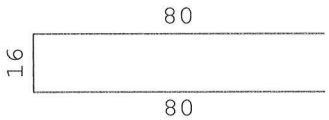
dBr = 4.0 cm / 4.0 cm (Haken)





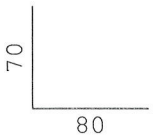


dBr = 4.0 cm / 4.0 cm (Haken)

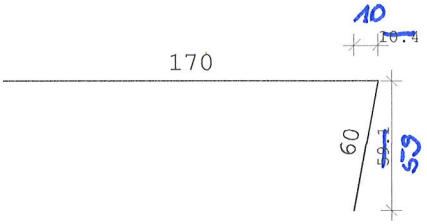


Pos	Anz	ds [mm]	BSt	Typ	Länge [m]
16	6	12	BSt500S(A)	A1	1.50

dBr = 4.8 cm / 4.8 cm (Haken)

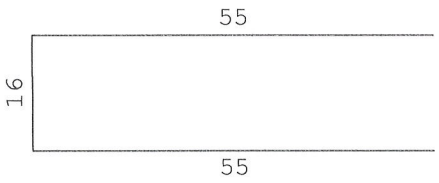


17	4	12	BSt500S(A)	C1	2.30



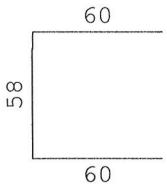
18	26	10	BSt500S(A)	A2	1.26

dBr = 4.0 cm / 4.0 cm (Haken)



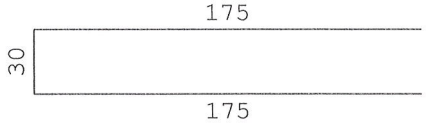
19	2	12	BSt500S(A)	A2	1.78

dBr = 4.8 cm / 4.8 cm (Haken)



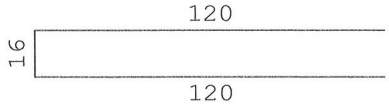
20	2	12	BSt500S(A)	A2	3.80

dBr = 4.8 cm / 4.8 cm (Haken)

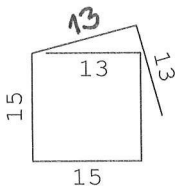


21	10	10	BSt500S(A)	A2	2.56

dBr = 4.0 cm / 4.0 cm (Haken)

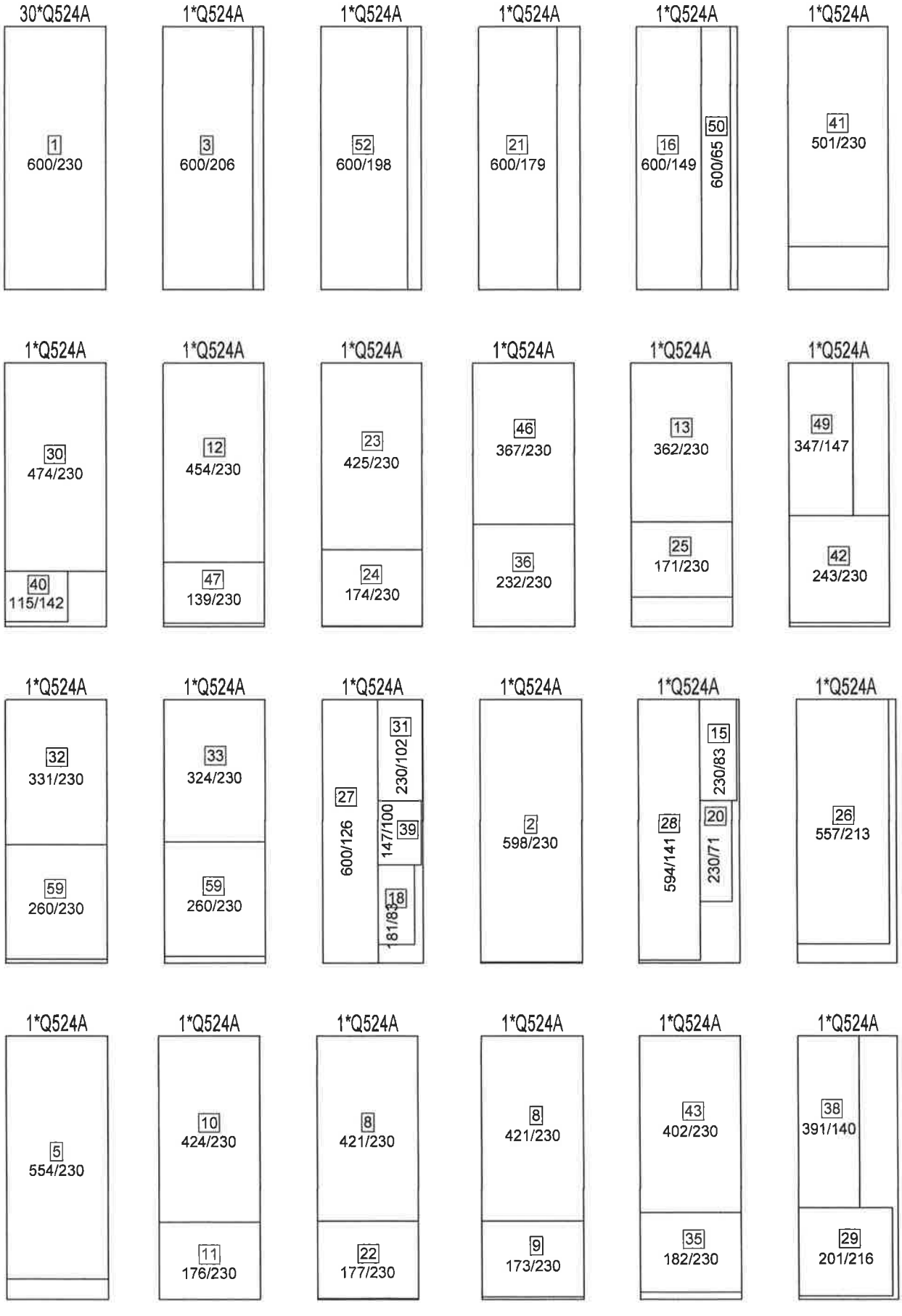


Pos	Anz	ds [mm]	BSt	Typ	Länge [m]
22		80	10	BSt500S(A) A1	1.50
					150
23		110	10	BSt500S(A) B2	0.86
	<= 15°				
24		4	10	BSt500S(A) A1	1.00
					100
25		4	10	BSt500S(A) A2	1.58
	dBr = 4.0 cm / 4.0 cm (Haken)				
26		2	12	BSt500S(A) A1	4.90
					490
27		14	10	BSt500S(A) A1	5.50
					550
28		4	10	BSt500S(A) A1	2.60
					260



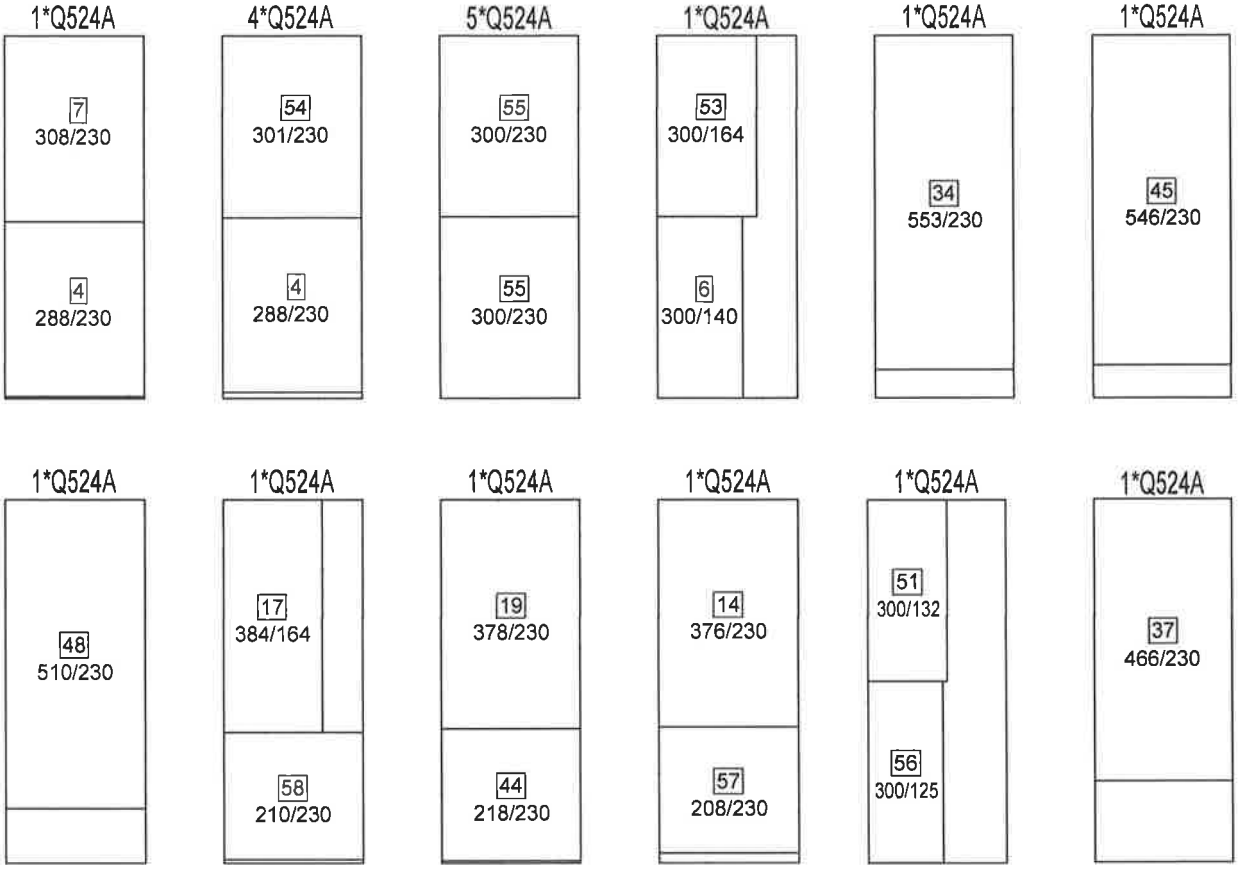


Matten- Schneideskizze



Mattenliste
Nr. VB-B1
Seite: 1

Matten- Schneideskizze



Stück	Bezeichnung	Brutto[kg]
72	Q524A	7264.80

Mattenliste
Nr. VB-B1
Seite: 2

Mattenstahlliste

Pos.	Stück	Mattenbez.	Länge [m]	Breite [m]	Gewicht [kg]
1	30	Q524A	6.000	2.300	3027.00
2	1	Q524A	5.980	2.300	100.50
3	1	Q524A	6.000	2.060	90.16
4	5	Q524A	2.880	2.300	242.55
5	1	Q524A	5.540	2.300	93.09
6	1	Q524A	3.000	1.400	30.73
7	1	Q524A	3.080	2.300	51.77
8	2	Q524A	4.210	2.300	141.63
9	1	Q524A	1.730	2.300	29.10
10	1	Q524A	4.240	2.300	71.22
11	1	Q524A	1.760	2.300	29.63
12	1	Q524A	4.540	2.300	76.26
13	1	Q524A	3.620	2.300	60.84
14	1	Q524A	3.760	2.300	63.22
15	1	Q524A	0.830	2.300	13.96
16	1	Q524A	6.000	1.490	65.41
17	1	Q524A	3.840	1.640	46.10
18	1	Q524A	0.830	1.810	11.00
19	1	Q524A	3.780	2.300	63.64
20	1	Q524A	0.710	2.300	12.00
21	1	Q524A	6.000	1.790	78.45
22	1	Q524A	1.770	2.300	29.74
23	1	Q524A	4.250	2.300	71.39
24	1	Q524A	1.740	2.300	29.21
25	1	Q524A	1.710	2.300	28.69
26	1	Q524A	5.570	2.130	86.74
27	1	Q524A	6.000	1.260	55.43
28	1	Q524A	5.940	1.410	61.15
29	1	Q524A	2.160	2.010	31.79
30	1	Q524A	4.740	2.300	79.65
31	1	Q524A	1.020	2.300	17.19
32	1	Q524A	3.310	2.300	55.63
33	1	Q524A	3.240	2.300	54.55
34	1	Q524A	5.530	2.300	92.99
35	1	Q524A	1.820	2.300	30.53
36	1	Q524A	2.320	2.300	39.08
37	1	Q524A	4.660	2.300	78.39
38	1	Q524A	3.910	1.400	40.07
39	1	Q524A	1.000	1.470	10.71
40	1	Q524A	1.420	1.150	11.98
41	1	Q524A	5.010	2.300	84.33
42	1	Q524A	2.430	2.300	40.93
43	1	Q524A	4.020	2.300	67.61
44	1	Q524A	2.180	2.300	36.64
45	1	Q524A	5.460	2.300	91.77
46	1	Q524A	3.670	2.300	61.74
47	1	Q524A	1.390	2.300	23.30
48	1	Q524A	5.100	2.300	85.76
49	1	Q524A	3.470	1.470	37.22
50	1	Q524A	6.000	0.650	28.43
51	1	Q524A	3.000	1.320	28.95
52	1	Q524A	6.000	1.980	86.86
53	1	Q524A	3.000	1.640	35.97
54	4	Q524A	3.010	2.300	202.74
55	10	Q524A	3.000	2.300	504.16
56	1	Q524A	3.000	1.250	27.29
57	1	Q524A	2.080	2.300	34.91
58	1	Q524A	2.100	2.300	35.32
59	2	Q524A	2.600	2.300	87.45
				Gesamtgewicht:	6904.60

Mattenliste
Nr. VB-B1
Seite: 3