

1. Nachtrag

Statische Berechnung

Bauvorhaben : Abriss eines Wohnhauses

Bauort: St. Marienkirchhof 4a
23966 Wismar

Bauteil: Sicherung des Wohnhauses
St. Marienkirchhof 5

Bauherr: Grundstücksgemeinschaft St. Marienkirchhof 4a
Stefan Kröger
Am Schlachtensee 26
14129 Berlin

PRÜFEXEMPLAR
3. Ausfertigung

Planung : Uwe Kinski Ing. GmbH
Gänsebrink 18 b
23936 Grevesmühlen



Dipl.-Ing. Uwe Kinski Ingenieur GmbH
Beratender Ingenieur für Bauwesen
23936 Grevesmühlen, Gänsebrink 18 b, Tel. 03881/717111, Fax. 03881/717121
Mail : kinski.statik@t-online.de

Die Urheberrechte für die vorliegende statische Berechnung mit sämtlichen Zeichnungen und Anlagen verbleiben bei dem Ing. Büro Uwe Kinski Ing. GmbH. Sie sind dem Empfänger zur einmaligen standortbezogenen Nutzung anvertraut. Ohne meine schriftliche Genehmigung dürfen sie weder vervielfältigt, noch Dritten Personen, insbesondere Mitbewerbern zugänglich gemacht werden.

Widerrechtliche Benutzung durch den Empfänger oder Dritte hat zivil- und strafrechtliche Folgen

Bauwerk : Abriss eines Wohnhauses, HWI, St. Marienkirchhof 4a

Bauherr : Grundstücksgem. St.-Marienkirchhof 4a, Stefan Kröger, Berlin, Am Schlachtensee 26

Die Dauer der Nutzung der Hilfskonstruktion soll nicht auf 1 Jahr beschränkt werden.

Somit kann die Hindlast nicht wie ursprünglich gedacht auf 60% abgemindert werden, sondern wird in voller Höhe angesetzt.

$$\rightarrow \text{Hindlast } w = -0,89 \text{ kN/m}^2$$

Es werden nicht 4, sondern 3 Stk. Flusstiefenbocke angeordnet. (Stahl)

$$\rightarrow \text{max Einflußbreite} = 2,60 \text{ m}$$

$$q = 0,89 \cdot 2,60 = \underline{\underline{2,31 \text{ kN/m}}}$$

Es besteht die Auffassung, daß für die Sicherung des Gebäudes Nr. 5 nur Hindlast zu berücksichtigen ist, da bei Belastung mit Hinddruck das Gebäude selbst bzw. in Verbindung mit dem Gebäude Nr. 6 ausreichend standsicher ist.

durch Vergleichsberechnung geprüft

Bauwerk : Abriss eines Wohnhauses, HWI, St. Marienkirchhof 4a

Bauherr : Grundstücksgem. St.-Marienkirchhof 4a, Stefan Kröger, Berlin, Am Schlachtensee 26

Das Gebäude Nr. 6 wurde dahingehend
untersucht.

Die Außenwände bestehen aus 50cm Vollziegel-
mauerwerk ohne Luftschicht.

Im Keller- u. Erdgeschoss sind aussteifende
Querwände sowie Deckenscheiben vorhanden.

Somit ist im Zusammenhang mit dem Abriss
des Gebäudes 4a nur Hinsorg auf das Giebel
des Gebäudes Nr. 5 zu berücksichtigen.

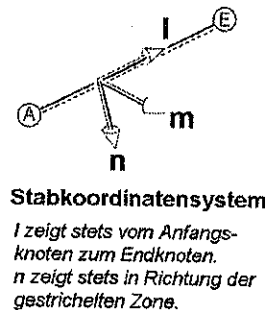
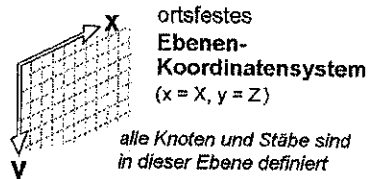
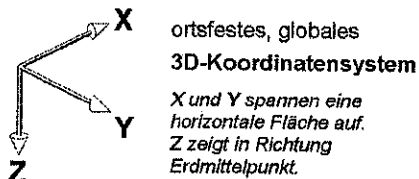
Die Sicherungskonstruktion aus Stahl wird
deshalb nur drückend am Gebäude errichtet,
nicht jedoch starr verbunden.

Zur Lastüberleitung werden maßgerecht konstruiert
in ausreichender Anzahl Kanthölzer 12/12
angeordnet. (Unebenheit der Hand berück-
sichtigen)

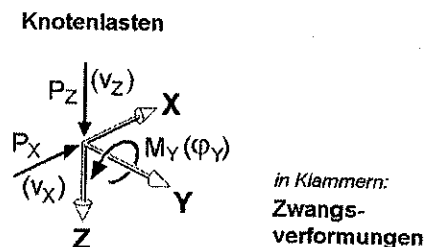
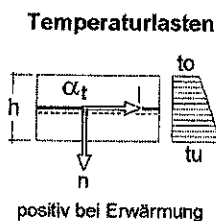
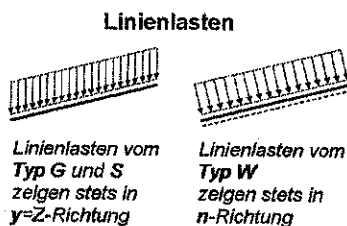


Statische Berechnung eines 2D-Rahmens

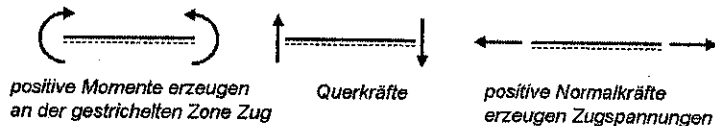
Koordinatensysteme:



Belastungen:



Schnittgrößen:

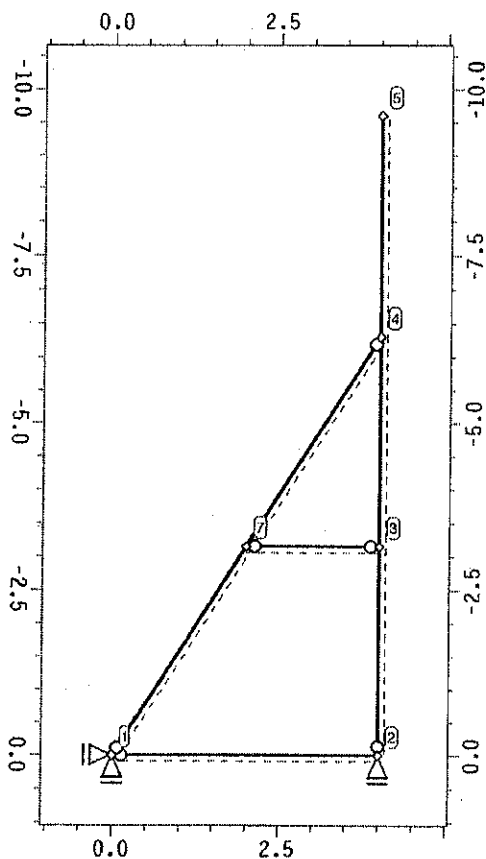


Projekt: Kinski
Bauteil: Windbock

44-NISI
Allgem. ebener Rahmen
linear / nichtlinear
Stahl / Stahlbeton 3/2006

Blatt / Seite
2 / 2
kN, m, sec

Knotennummern, Lagerangaben, Gelenke und Staborientierungen

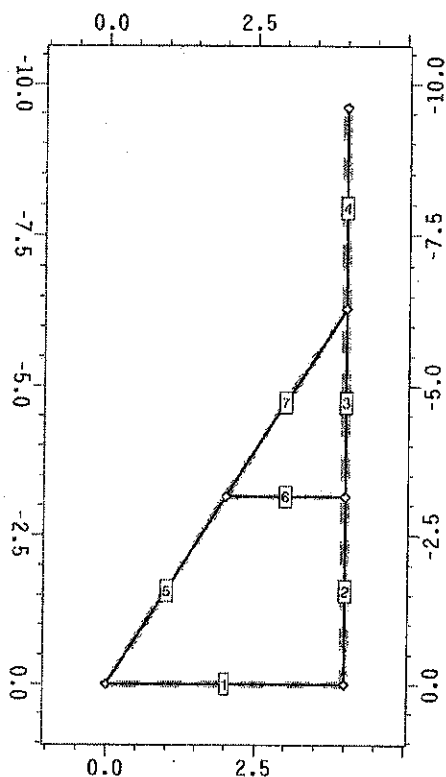


Knotenkoordinaten und Lagerangaben

Knoten	X m	Z m	Cf-X MN/m	Cf-Z MN/m	Cm-Y MNm/-	Bezeichnung
1	0.000	0.000	fest	fest	-	
2	4.000	0.000	-	fest	-	
3	4.000	-3.150	-	-	-	
4	4.000	-6.300	-	-	-	
5	4.000	-9.600	-	-	-	
7	2.000	-3.150	-	-	-	

durch Vergleichsberechnung geprüft

Stabnummern und -dicken



Momentengelenke: links rechts beids.

Stabverzeichnis

Die Ausmitten verstehen sich als Abstände von den Knoten und legen fest, welcher Bereich des Stabes bemessen bzw. nachgewiesen werden soll. Ausmitten dürfen nicht mit starren Exzentrizitäten verwechselt werden. In der Spalte Druckausfall ist der prozentuale Ausnutzungsgrad für eine aufnehmbare Druckkraft angegeben. Ein Strich (-) zeigt an, dass für den Stab kein Druckausfall vorgesehen ist. In der Spalte Bettung ist die Bettungskonstante C_b für die elastisch gebetteten Träger angegeben. Ein Stern (*) zeigt den Ausfall der Bettungsfedern bei Zug an. b_u ist die Aufstandsweite des Querschnittes zur Ermittlung der Sohlpressungen. Beachte: Angaben zu Zugfeder- und Druckstabausfall sind nur im Falle einer nichtlinearen Berechnung relevant.

Stab	Knoten		Länge	Gelenke	Ausmitten am		Druck- ausfall	Bettung	b_u	Bezeichnung
	Anfang	Ende			Anfang	Ende				
					m	m	%	kN/m ³	m	
1	1	2	4.000	links	0.000	0.000	-	-	-	
2	2	3	3.150	links	0.000	0.000	-	-	-	
3	3	4	3.150	-	0.000	0.000	-	-	-	
4	4	5	3.300	-	0.000	0.000	-	-	-	
5	1	7	3.731	links	0.000	0.000	-	-	-	
6	7	3	2.000	beids.	0.000	0.000	-	-	-	
7	7	4	3.731	rechts	0.000	0.000	-	-	-	

- durch Vergleichsberechnung geprüft

Projekt: Kinski
Bauteil: Windbook

 4H-NISI
Allgemein, ebener Rahmen
linear / nichtlinear
Stahl / Stahlbeton 3/2005
Blatt / Seite
4 / 4
kN, m, sec

Struktur der Belastung

Stahlstäbe aus normierten Profilen

Stab	Material	Profilbezeichnung	Stab	Material	Profilbezeichnung
1	S235 (St37)	HE100A	5	S235 (St37)	HE100A
2	S235 (St37)	HE140A	6	S235 (St37)	HE100A
3	S235 (St37)	HE140A	7	S235 (St37)	HE100A
4	S235 (St37)	HE140A			

elastische Kennwerte der Stäbe

Die hier aufgelisteten Kennwerte sind die Eingangsparameter für die lineare Berechnung. Die Querschnittswerte wurden entweder direkt vorgegeben, aus den typisierten Querschnittsangaben (entspr. der vorangegangenen Tabellen) berechnet, der pcae-Profildatei entnommen oder aus dem Querschnittswertprogramm 4H-QUER importiert. Bei gevouteten Querschnitten weist die Zeile (A) die Werte am Stabanfang und die Zeile (E) die Werte am Stabende aus. Da das 4H-NISI-Rechenprogramm die Querschnitte aus der Profildatei und die typisierten Querschnitte nach der Theorie der dünnwandigen Querschnitte in seine Einzelelemente auflöst, können die vom Rechenprogramm intern verwendeten Kennwerte bei diesen Querschnitten von den hier angegebenen geringfügig abweichen. Der E-Modul von Stahl wurde ggfs. mit γ_M reduziert.

Stab	Material	E-Modul MN/m ²	A cm ²	I cm ⁴	W _o cm ³	W _u cm ³	Quelle
1	Stahl: S235 (St37)	210000	21.2	349.0	72.7	72.7	aus Profildatei
2	Stahl: S235 (St37)	210000	31.4	1030.0	154.9	154.9	aus Profildatei
3	Stahl: S235 (St37)	210000	31.4	1030.0	154.9	154.9	aus Profildatei
4	Stahl: S235 (St37)	210000	31.4	1030.0	154.9	154.9	aus Profildatei
5	Stahl: S235 (St37)	210000	21.2	349.0	72.7	72.7	aus Profildatei
6	Stahl: S235 (St37)	210000	21.2	349.0	72.7	72.7	aus Profildatei
7	Stahl: S235 (St37)	210000	21.2	349.0	72.7	72.7	aus Profildatei

STRUKTUR DER BELASTUNG

Bezeichnungen der alternativen Gruppen

Gruppe	Bezeichnung
A	unterschiedliche Windrichtungen

Beschreibung der Belastungsstruktur

Auf der linken Seite sind die Beziehungen der Einwirkungen, Lastfallordner und Lastfall zueinander in einer Baumstruktur dargestellt. Auf der rechten Seite sind die Überlagerungsspezifischen Eigenschaften den links stehenden Objekten zugeordnet angegeben. Ein Lastfallordner entspricht Überlagerungstechnisch einer Extremierung der in ihm definierten Objekte und kann seinerseits wiederum additiv oder alternativ überlagert werden.

verwendete Symbole:  Einwirkung  Lastfallordner  Lastfall 1: ständige Lasten

ständige Lasten)

 1: Eigengewicht (1)

additiv

 2: Windlasten

veränderliche Lasten

 2: Windlast (1)

alternativ in Gruppe A

Projekt: Kinski
 Bauteil: Windbock

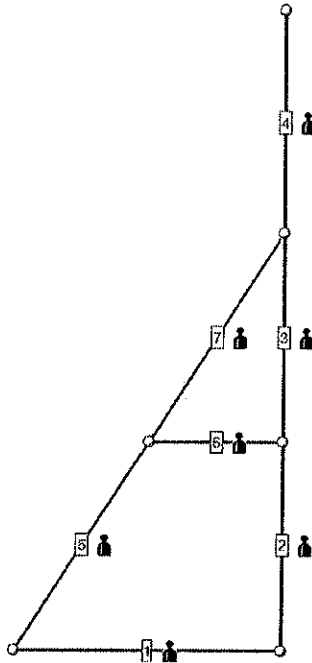
H-NISI
 Allgem. ebener Rahmen
 linear / nichtlinear
 Stahl / Stahlbeton 3/2006

Blatt / Seite
 5 / 5
 kN, m, sec

Lastbilder in Lastfall 1: Eigengewicht (1)

LASTBILDER IN LASTFALL 1: EIGENGEWICHT (1)

belastete Objekte in Lastfall 1



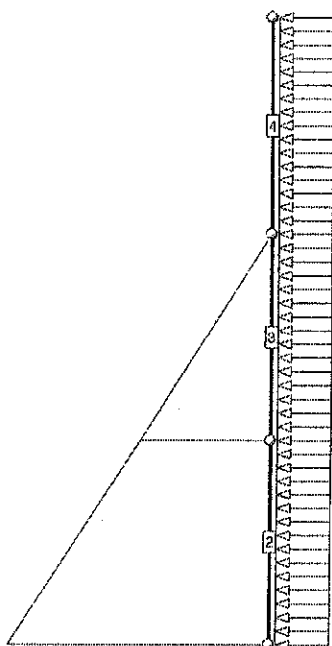
Eigengewichtslasten in Lastfall 1

Stab	Rohdichte kN/m ³	Stab	Rohdichte kN/m ³
4	78.500	5	78.500
3	78.500	6	78.500
7	78.500	1	78.500
2	78.500		

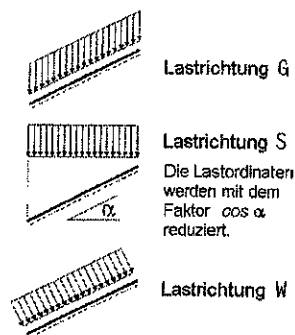
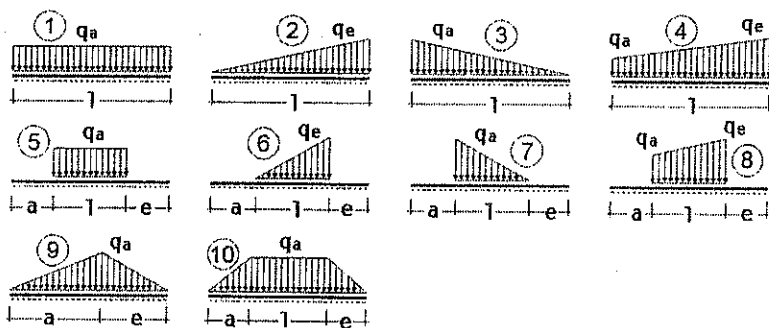
durch Vergleichsberechnung geprüft

LASTBILDER IN LASTFALL 2: WINDLAST (1)

belastete Objekte in Lastfall 2



Erläuterung der Lastbildtypen und Lastrichtungen



Streckenlasten in Lastfall 2

Stab	Typ	q_a kN/m	q_e kN/m	a m	l m	e m
4	1W	-2.310	-	-	3.300	-
3	1W	-2.310	-	-	3.150	-
2	1W	-2.310	-	-	3.150	-

durch Vergleichsberechnung geprüft

Projekt: Kinski
Bauteil: Windbock

4H-NISI
Allgem. ebener Rahmen
linear / nichtlinear
Stahl / Stahlbeton 3/2006

Blatt / Seite
7 / 7
kN, m, sec

Beschreibung der geforderten Nachweise

BESCHREIBUNG DER GEFORDERTEN NACHWEISE

Im Nachfolgenden bedeuten:

- Ψ_{dom} bei Überlagerungsregel DIN 1055-100: Kombinationsbeiwert für eine führende Verkehrslasteinwirkung
bei Überlagerungsregel DIN 18800: Kombinationsbeiwert für eine Nebenkombination
 Ψ_{sub} bei Überlagerungsregel DIN 1055-100: Kombinationsbeiwert für eine nichtführ. Verkehrslasteinwirkung
bei Überlagerungsregel DIN 18800: Kombinationsbeiwert für eine Hauptkombination
 γ_{sup} Teilsicherheitsbeiwert für ungünstig wirkende Laststellungen
 γ_{inf} Teilsicherheitsbeiwert für günstig wirkende Laststellungen

Überlagerungsregeln FB101 und Eurocode verhalten sich wie DIN 1055-100

Bei nichtlinearer Berechnung bleiben Extremalbildungsvorschriften unberücksichtigt

Nachweis 1: DIN 18800 Tragfähigkeit (Th. I. Ord.)

DIN 18800 Tragfähigkeit (Th. I. Ord.): Tragfähigkeit nach DIN 18800 11.90

— nur Ermittlung
der Stütze- u.
Schnittkräfte

1: Standardkombination

Extremalbildungsvorschrift zum Nachweis 1, Typ: standard, Überlagerungsregel: DIN 18800

Einw.	Ψ_{dom}	Ψ_{sub}	γ_{sup}	γ_{inf}
1	1.00	1.00	1.35	1.00
2	1.00	0.90	1.50	0.00

2: Extremierung 2

Extremalbildungsvorschrift zum Nachweis 1, Typ: standard, Überlagerungsregel: DIN 18800

Einw.	Ψ_{dom}	Ψ_{sub}	γ_{sup}	γ_{inf}
1	1.00	1.00	1.35	1.00
2	1.00	0.90	1.50	0.00

1: Lastkollektiv 1

Lastkollektiv zum Nachweis 1 - negative Lastfallnummern beziehen sich auf Imperfektionen

LF	Ψ	γ	Faktor
1	1.00	1.35	1.35
2	1.00	1.50	1.50

Stabverzeichnis zum Nachweis 1:

Der Nachweistyp (Spalte 2) steuert, ob die Querschnittsausnutzung über die Schnittgrößen-Interaktion (plastisch, EI.757) oder über die Grenzspannungen (elastisch, EI.747) ermittelt wird. Beim plastischen Nachweis sind die Einträge der Spalten 3 bis 8 ohne Bedeutung. Beim elastischen Nachweis legen sie im einzelnen fest: (3) Normalspannungsnachweis nach Gl.31, (4) Schubspannungsnachweis Gl.32, (5) Vergleichsspannungsnachweis Gl.33. Die Spalten 6 bis 8 legen fest, in welcher Form örtlich begrenztes Plastizieren erlaubt ist. Im Einzelnen: (6) $\sigma/\sigma_{R,d} < 0,5$ oder $\tau/\tau_{R,d} < 0,5$ nach EI.747, (7) allgemein nach EI.749, (8) für Stäbe mit I-Querschnitt nach EI.750. Spalte 9 legt fest, ob der grenz (b/t) - Nachweis nach Tab.12-14,15,18 geführt werden soll.

Stab	Nachweistyp	σ	τ	σ_v	begrenzte Plastiz.			b/t
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	plastisch	--	--	--	--	--	--	ja
2	plastisch	--	--	--	--	--	--	ja
3	plastisch	--	--	--	--	--	--	ja
4	plastisch	--	--	--	--	--	--	ja
5	plastisch	--	--	--	--	--	--	ja
6	plastisch	--	--	--	--	--	--	ja

durch Vergleichsberechnung geprüft

Projekt: Kinski Bauteil: Windbock	44-NISI Allgem. ebener Rahmen linear / nichtlinear Stahl / Stahlbeton 3/2006	Blatt / Seite 8 / 8 kN, m, sec
--------------------------------------	--	--------------------------------------

Nachweis 1: Zusammenfassung

Stabverzeichnis zum Nachweis 1:

Der Nachweistyp (Spalte 2) steuert, ob die Querschnittsausnutzung über die Schnittgrößen-Interaktion (plastisch, EI.757) oder über die Grenzspannungen (elastisch, EI.747) ermittelt wird. Beim plastischen Nachweis sind die Einträge der Spalten 3 bis 8 ohne Bedeutung. Beim elastischen Nachweis legen sie im einzelnen fest: (3) Normalspannungsnachweis nach Gl.31, (4) Schubspannungsnachweis Gl.32, (5) Vergleichsspannungsnachweis Gl.33. Die Spalten 6 bis 8 legen fest, in welcher Form örtlich begrenztes Plastizieren erlaubt ist. Im Einzelnen: (6) $\sigma/\sigma_{R,d} < 0,5$ oder $\epsilon/\epsilon_{R,d} < 0,5$ nach EI.747, (7) allgemein nach EI.749, (8) für Stäbe mit I-Querschnitt nach EI.750. Spalte 9 legt fest, ob der grenz (b/t) - Nachweis nach Tab.12-14,15,18 geführt werden soll.

Stab	Nachweistyp	σ	τ	σ_v	begrenzte Plastiz.			b/t
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
7	plastisch	--	--	--	--	--	--	ja

NACHWEIS 1: ZUSAMMENFASSUNG

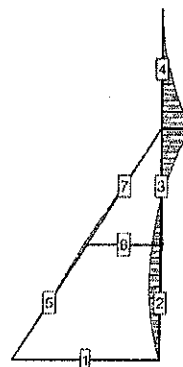
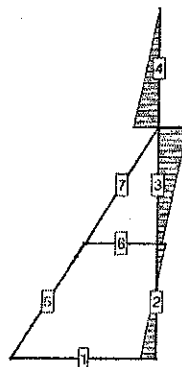
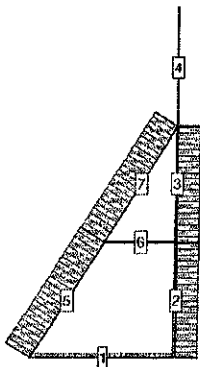
extremale Lagerreaktionen der Knoten (77-fach)

Knonr	Typ	AP _x kN	AP _z kN	AM kNm	Knonr	Typ	AP _x kN	AP _z kN	AM kNm
1	Min	0.00	-41.32	0.00	Max	0.00	36.35	0.00	
	Max	33.26	-1.04	0.00	Minimum	0.00	-41.32	0.00	
2	Min	0.00	-4.82	0.00	Maximum	33.26	36.35	0.00	

Normalkraft N
Min/Max: -48.53/38.40 kN

Querkraft Q
Min/Max: -11.43/13.16 kN

Moment M
Min/Max: -7.38/18.87 kNm



extremale Schnittgrößen

Knonr	s m	Typ	N kN	Q kN	M kNm
Stab 1					
1	0.00	Min	-7.17	0.33	0.00
		Max	0.31	0.45	0.00
	1.20	Min	-7.17	0.13	0.28
		Max	0.31	0.18	0.38
	2.00	Min	-7.17	0.00	0.33
		Max	0.31	0.00	0.45
	2.80	Min	-7.17	-0.18	0.28
		Max	0.31	-0.13	0.38

Knonr	s m	Typ	N kN	Q kN	M kNm
2	4.00	Min	-7.17	-0.45	0.00
		Max	0.31	-0.33	0.00
Stab 2					
2	0.00	Min	-4.37	7.17	0.00
		Max	36.68	0.31	0.00
	0.95	Min	-4.06	-3.89	-5.23
		Max	36.91	0.31	0.30
	2.20	Min	-3.64	0.23	7.38
		Max	37.22	0.55	0.69

Projekt: Kinski
Bauteil: Windbock

UWE KINSKI
Allgemeiner Rahmen
linear / nichtlinear
Stahl / Stahlbeton 3/2005

Blatt / Seite
9 / 9
kN, m, sec

Nachweis 1: Zusammenfassung

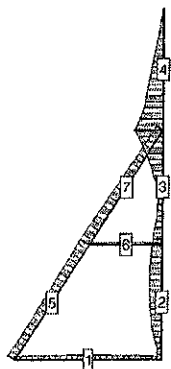
extremale Schnittgrößen

Knonr	s m	Typ	N kN	Q kN	M kNm
3	3.15	Min	-3.32	0.23	-5.39
		Max	37.46	3.83	0.99
Stab 3					
3	0.00	Min	-3.10	0.31	-5.39
		Max	37.62	2.24	0.99
	1.26	Min	-2.68	-0.31	0.19
		Max	37.93	6.61	0.59
4	3.15	Min	-2.05	0.31	0.00
		Max	38.40	15.16	18.87
Stab 4					
4	0.00	Min	-1.10	1.43	0.00
		Max	-0.81	0.00	18.82
	1.65	Min	-0.55	-5.72	0.00
		Max	-0.41	0.00	4.72
5	3.30	Min	0.00	0.00	0.00
		Max	0.00	0.00	0.00
Stab 5					
1	0.00	Min	-48.53	-0.26	0.00
		Max	-0.72	0.24	0.00
	1.87	Min	-48.18	-0.42	-0.64
		Max	-0.46	0.02	0.25
7	3.73	Min	-47.82	0.64	1.58

Knonr	s m	Typ	N kN	Q kN	M kNm
		Max	-0.19	-0.15	0.07
Stab 6					
7	0.00	Min	-1.67	0.17	0.00
		Max	-0.46	0.22	0.00
	0.40	Min	-1.67	0.10	0.05
		Max	-0.46	0.13	0.07
	1.00	Min	-1.67	0.00	0.08
		Max	-0.46	0.00	0.11
	1.60	Min	-1.67	-0.13	0.05
		Max	-0.46	-0.10	0.07
3	2.00	Min	-1.67	0.22	0.00
		Max	-0.46	-0.17	0.00
Stab 7					
7	0.00	Min	-46.81	0.15	1.58
		Max	0.26	0.64	0.07
	1.49	Min	-46.60	0.02	-0.80
		Max	0.55	0.46	0.25
4	3.73	Min	-46.29	0.24	0.00
		Max	0.97	0.26	0.00
Minimum			-48.53	-11.43	-7.38
Maximum			38.40	13.16	18.87

max. Ausnutzung U

Max: 0.500



maximale Ausnutzung

Knonr	s m	U
Stab 1		
1	0.00	0.051
	0.80	0.073
	2.00	0.083
	3.20	0.073
2	4.00	0.051
Stab 2		

Knonr	s m	U
2	0.00	0.083
	0.31	0.070
	0.63	0.129
	1.26	0.195
	2.20	0.218
3	3.15	0.173
Stab 3		

Knonr	s m	U
3	0.00	0.172
	1.26	0.080
	1.58	0.089
4	3.15	0.500
Stab 4		
4	0.00	0.500
	0.66	0.325

Knonr	s m	U
5	3.30	0.000
Stab 5		
1	0.00	0.133
7	3.73	0.181
Stab 6		
7	0.00	0.025
	0.40	0.036

durch Vergleichsberechnung geprüft

Projekt: Kinski Bauteil: Windbock	HH-NISI Allgem. ebener Rahmen linear / nichtlinear Stahl / Stahlbeton 3/2006	Blatt / Seite 10 / 10 kN, m, sec
--------------------------------------	--	--

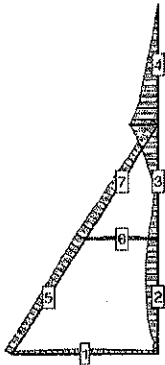
maximale Ausnutzung

Knonr	s m	U	Knonr	s m	U
	1.00	0.041	7	0.00	0.180
	1.60	0.036	4	3.73	0.130
3	2.00	0.025	Minimum		0.000
Stab 7			Maximum		0.500

ZUSAMMENFASSUNG

max. Ausnutzung U

Max: 0.500



maximale Ausnutzung

Knonr	s m	U	Knonr	s m	U	Knonr	s m	U	Knonr	s m	U
Stab 1				0.63	0.129	Stab 4				0.40	0.036
1	0.00	0.051		1.26	0.195	4	0.00	0.500		1.00	0.041
	0.80	0.073		2.20	0.218		0.66	0.325		1.60	0.036
	2.00	0.083	3	3.15	0.173	5	3.30	0.000	3	2.00	0.025
	3.20	0.073	Stab 3			Stab 5			Stab 7		
2	4.00	0.051	3	0.00	0.172	1	0.00	0.133	7	0.00	0.180
Stab 2				1.26	0.080	7	3.73	0.181	4	3.73	0.130
2	0.00	0.083		1.58	0.089	Stab 6			Minimum		0.000
	0.31	0.070	4	3.15	0.500	7	0.00	0.025	Maximum		0.500

Projekt: Kinski
Bauteil: Windbock

4H-NISI
Allgem. ebener Rahmen
linear / nichtlinear
Stahl / Stahlbeton 3/2005

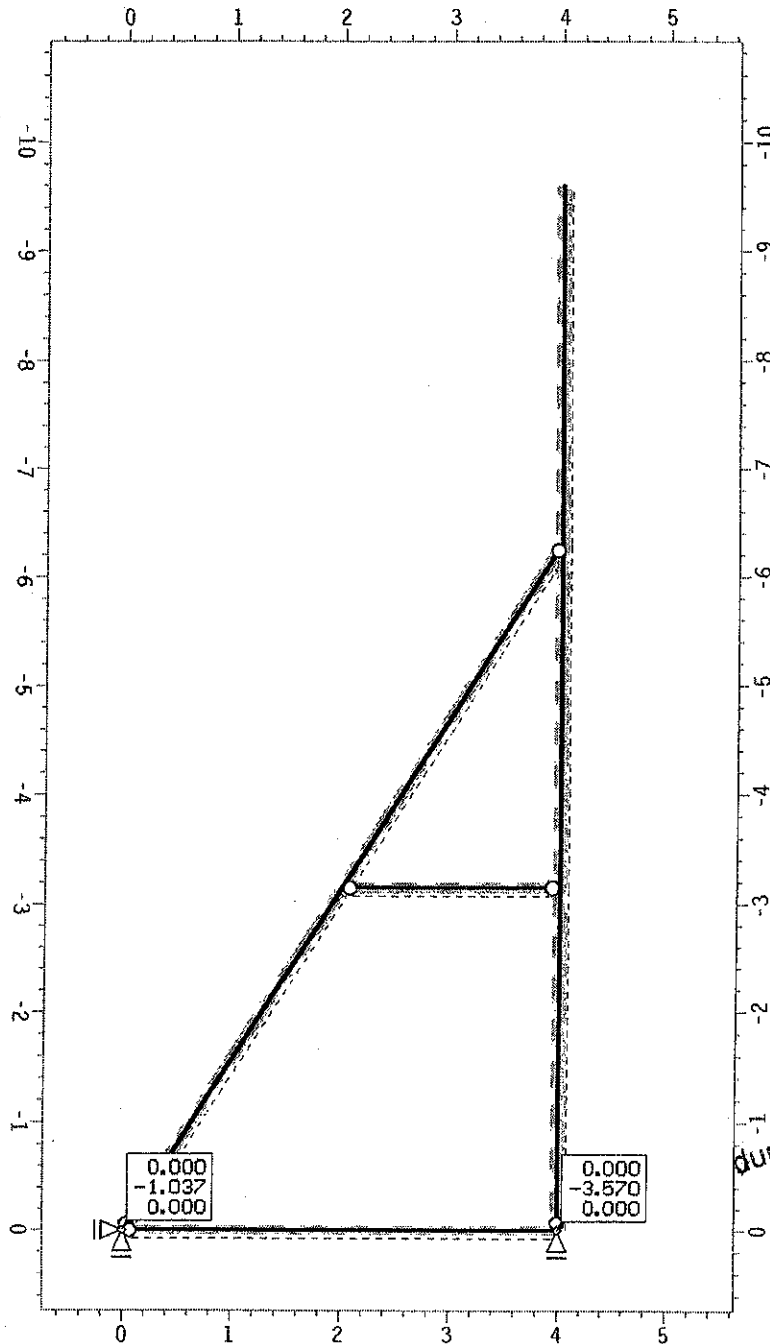
Blatt / Seite
11 / 11
kN, m, sec

ausgewählte Grafiken/Tabellen

AUSGEWÄHLTE GRAFIKEN/TABELLEN

Zahlenwerte AP_x, AP_z, AM

Lastfall 1: Eigengewicht (1)



durch Vergleichsberechnung geprüft

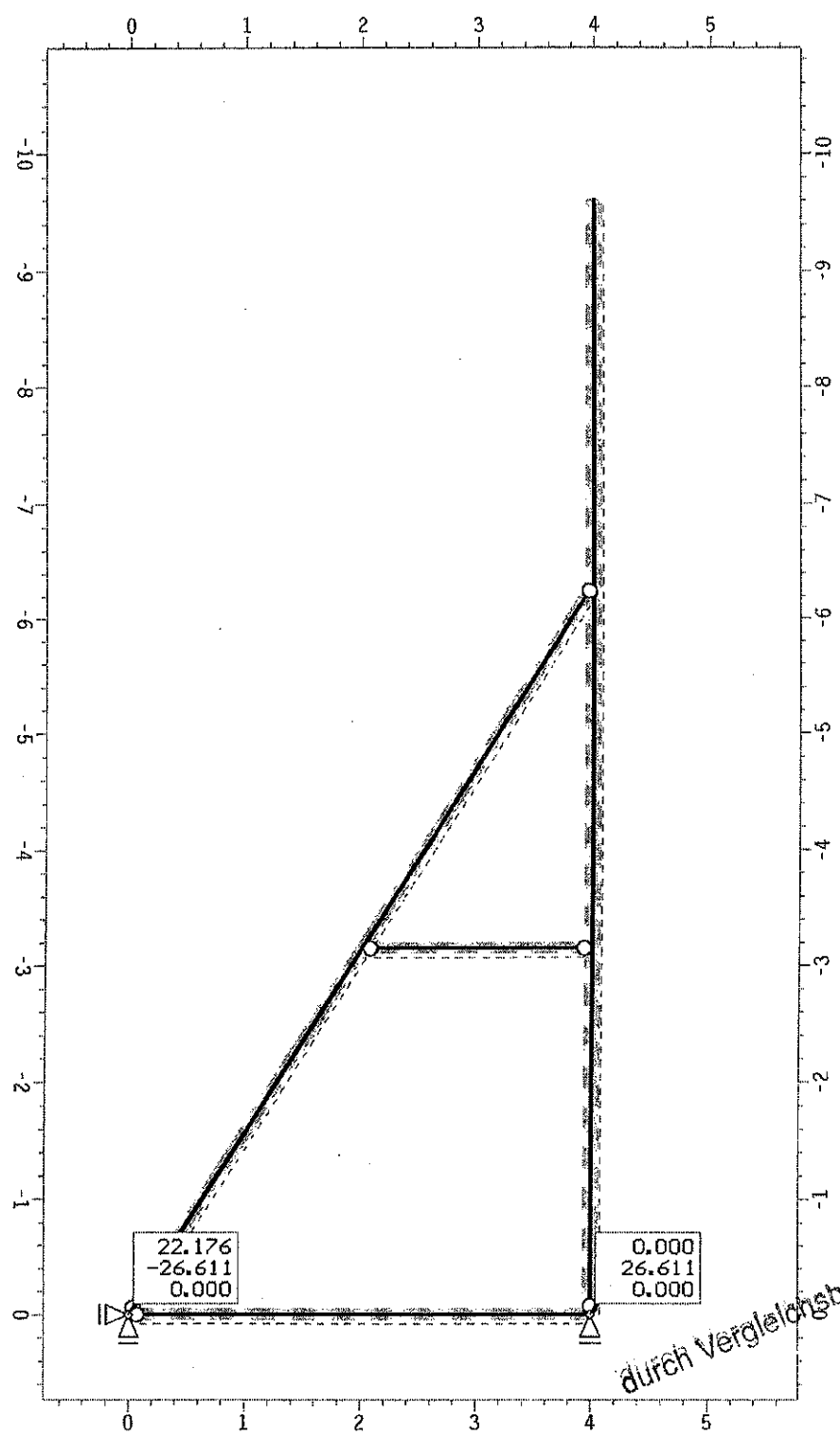
Zahlenwerte AP_x, AP_z, AM, Knotenlagerreaktionen

Min/Max/Grenzwert (je Zeile): AP_x: 0.000/ 0.000/ 0.000 kN, AP_z: -3.570/-1.037/ 0.000 kN, AM: 0.000/ 0.000/ 0.000 kNm

Projekt: Kinski Bauteil: Windbock	 Allgem. ebener Rahmen linear / nichtlinear Stahl / Stahlbeton 3/2006	Blatt / Seite 12 / 12 kN, m, sec
--------------------------------------	---	--

ausgewählte Grafiken/Tabellen

Zahlenwerte APx, APz, AM
 Lastfall 2: Windlast (1)



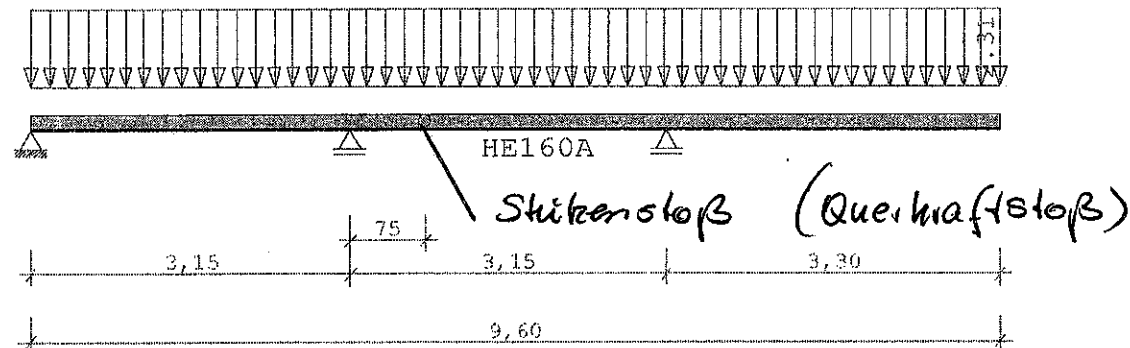
durch Vergleichsberechnung geprüft

Zahlenwerte APx, APz, AM, Knotenlagerreaktionen
 Min/Max/Grenzwert (je Zeile): APx: 0.000/ 22.176/ 0.000 kN, APz: -26.611/ 26.611/ 0.000 kN, AM: 0.000/ 0.000/ 0.000 kNm

Position: 2 Vertikalstab

Durchlaufträger DLT10 01/2015 (Frilo R-2015-1/P5)

Maßstab 1 : 75



Stahlträger über 2 Felder S235 DIN-EN 1993-1-1/NA-2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

System	Länge		Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr	I (cm ⁴)	W _o (cm ³)	W _u (cm ³)	
1	3.150	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
2	3.150	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A
Kragarm rechts	3.300	konstant	1	1670.0	220.0	220.0	HE160A

Gelenke : in Feld 2 bei $x = 0.750 \text{ m}$

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 ₁ /l ₁	g ₂ /l ₂	Fak	Abst. L _b /L _c	ausPOS	Phi
1 A		0.000	2.310	1.000			

Einwirkungen:						
Nr	Kl Bezeichnung	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	γ	
A 1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50	

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{FI} = 1.0$ Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten							
Feldmomente Maximum				(kNm, kN)			
Feld		M _f	M _{ll}	M _{re}	V _{ll}	V _{re}	komb
1	x ₀ = 2.115	5.17	0.00	3.93	4.89	-2.39	2
2	x ₀ = 0.000	3.93	3.93	-12.58	-5.24	-5.24	4
	x = 0.749	0.00		zug V =	-5.24	-5.24	4
	x = 0.751	0.00		zug V =	2.77	2.77	3

durch Vergleichsberechnung geprüft

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	4.89	4.89	-0.87	2
2	-2.73	-2.73	-4.50	4.50	9.01	-6.49	3
3	-12.58	-12.58	-8.01	7.62	15.64	0.00	4

Auflagerkräfte					(kN)	
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	0.00	4.89	-0.87	4.02	4.89	-0.87
2	0.00	9.01	-6.49	2.52	9.01	-6.49
3	0.00	15.64	0.00	15.64	15.64	0.00
Summe:	0.00	29.53	-7.35	22.18	29.53	-7.35

Auflagerkräfte					(kN)	
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
	max	min	max	min	max	min
g	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
A	4.9	-0.9	9.0	-6.5	15.6	0.0
Sum	4.9	-0.9	9.0	-6.5	15.6	0.0

Durchbiegungen		maximale		minimale		
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb		x (m)	f (cm) komb	
1	1.575	0.15	2	1.890	-0.05	3
2	1.260	0.08	3	1.575	-0.22	2
Kragarme Krre	3.300	2.16	2	3.300	-0.23	3

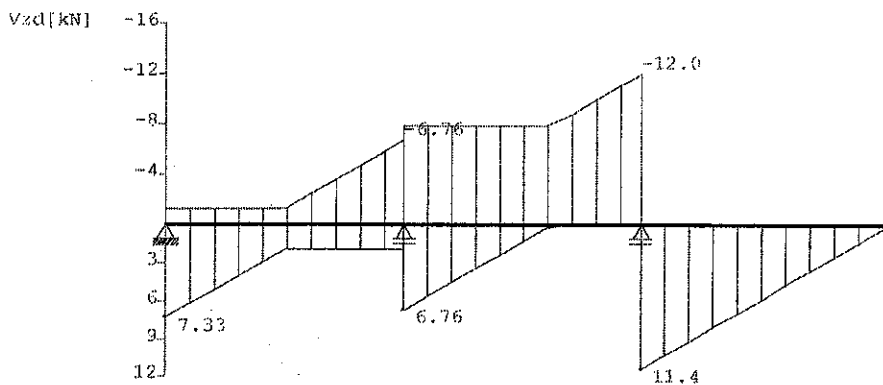
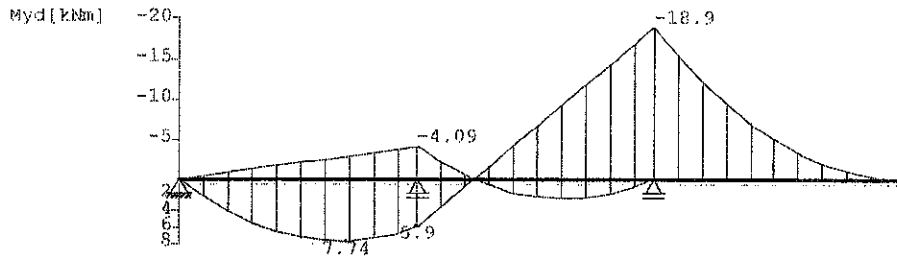
Ergebnisse für y-fache Lasten
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G = K_{tr} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum					(kNm, kN)		
Feld		M _{ld}	M _{li}	M _{re}	V _{li}	V _{re}	komb
1	x ₀ = 2.115	7.75	0.00	5.90	7.33	-3.59	A 2
2	x ₀ = 0.000	5.90	5.90	-18.87	-7.86	-7.86	A 4
	x = 0.749	0.00		zug V =	-7.86	-7.86	A 4
	x = 0.751	0.00		zug V =	4.16	4.16	A 3

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	7.33	7.33	-1.30	A 2
2	-4.09	-4.09	-6.76	6.76	13.51	-9.73	A 3
3	-18.87	-18.87	-12.02	11.43	23.45	0.00	A 4

durch Vergleichsberechnung geprüft

Maßstab 1 : 100



Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplzd	Vplyd
3	HE160A	912	58	180	28	391

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA 2010-12 6.2.1 (6.1)									
γM0 = 1.00									
Feld Nr.	x (m)	QNr	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σy (N/mm ²)	τ (N/mm ²)	QKL	n	komb
1	0.000	1	0.0	7.3	15	9	1	0.06	A 2
	2.115	1	7.8	0.0	35	0	1	0.15	A 2
	3.150	1	5.9	-3.6	27	1	1	0.11	A 2
2	0.000	1	5.9	-7.9	27	3	1	0.12	A 2
	0.749	1	0.0	-7.9	16	9	1	0.07	A 4
	0.751	1	0.0	-7.9	16	9	1	0.07	A 2
	3.150	1	-18.9	-12.0	86	4	1	0.37	A 6
	3.300	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00	A 3
Krre	0.000	1	-18.9	11.4	86	4	1	0.37	A 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA 2010-12 6.2.1 (6.2)									
γM0 = 1.00									
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	n	komb	
1	0.000	0.0	7.3	1	0.00	57.8	0.04	A	2
	2.115	7.8	0.0	1	0.00	57.8	0.13	A	2
	3.150	5.9	-3.6	1	0.00	57.8	0.10	A	2
2	0.000	5.9	-7.9	1	0.00	57.8	0.10	A	2
	0.749	0.0	-7.9	1	0.00	57.8	0.04	A	4
	0.751	0.0	-7.9	1	0.00	57.8	0.04	A	2
	3.150	-18.9	-12.0	1	0.00	57.8	0.33	A	6
	3.300	0.0	0.0	1	0.00	57.8	0.00	A	3
Krre	0.000	-18.9	11.4	1	0.00	57.8	0.33	A	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl. 6.54, Anhang B
 Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
 Die Lasten sind OK Balken angesetzt.
 Am Kragarm Wölbbehinderung angesetzt.

Feld-Nr.	Med. y ()	MRk y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	η	komb
1	7.74	57.78	0.66	0.89	1.10	0.17	A 2
2	18.87	57.78	0.43	0.99	1.10	0.36	A 2
Krre	18.87	57.78	0.52	0.95	1.10	0.38	A 2

Zulässige Durchbiegungen im Feld: $z_{ult} = L / 300$
 seltene Kombination Kragarm: $L / 150$

Feld-Nr.	x (m)	f_g (cm)	f_{tot} (cm)	f (cm)	z_{ult} (cm)	η	komb
1	1.575	0.00	0.15	0.154	1.050	0.15	2
2	1.575	0.00	-0.22	-0.218	1.050	0.21	2
Krre	3.300	0.00	2.16	2.162	2.200	0.98	2

durch Vergleichsberechnung geprüft

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Nummerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

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			
			g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge	
1	1	4 A 1	0.00	2.31	0.00	2.31	1.00	0.00	3.15	
2	2	4 A 2	0.00	2.31	0.00	2.31	1.00	0.00	3.15	
Kragarm										
3	Krre	4 A 3	0.00	2.31	0.00	2.31	1.00	0.00	3.30	

Gerechnete Kombinationen aus 3 Lasten

Last	K1	K2	K3	K4	K5	K6
	g	g	g	g	g	g
1	.	x	.	.	x	.
2	.	.	x	.	x	x
3	.	x	.	x	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:

Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten

alle gleichzeitig alternierend mit $\gamma_G = 1,00 / 1,35$ beaufschlagt.

Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die Leiteinwirkung ist.

Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

durch Vergleichsberechnung geprüft

Projekt: St.-Marien 4a
Bauteil: Detailnachweise

DETAILS
///-STAHL ///-BETON ///-HOLZ
Detailnachweise

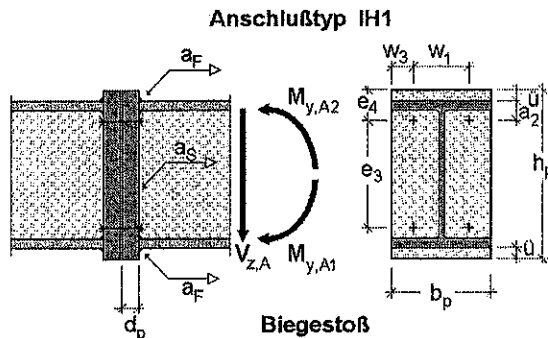
Blatt / Seite
1 / 1
kN, m, sec

POS. 1: Stirnplattenstoß

POS. 1: STIRNPLATTENSTOSS

Geometrie, Belastung und Materialkennwerte

Stirnplattenstoß (Prinzipskizze)



Profil: HE160A Typbezeichnung: nicht typisiert
Schnittgrößen

$V_d = 12.0 \text{ kN}$ max. $M_d = 0.0 \text{ kNm}$ min. $M_d = 0.0 \text{ kNm}$

Stirnplatte

$h_p = 175 \text{ mm}$ $b_p = 160 \text{ mm}$ $d_p = 10 \text{ mm}$

Abstände und Wurzelmaße

$e_3 = 72 \text{ mm}$ $e_4 = 52 \text{ mm}$

$a_2 = 40 \text{ mm}$ $\bar{u} = 12 \text{ mm}$ $c = 46 \text{ mm}$

$w_1 = 70 \text{ mm}$ $w_3 = 45 \text{ mm}$

Kehlritze $a_F = 1 \text{ mm}$ $a_S = 3 \text{ mm}$

Kein Gebrauchsfähigkeitsnachweis

(Schrauben nicht vorgespannt)

$M_{y,A1} = 6.8 \text{ kNm}$ $M_{y,A2} = 6.8 \text{ kNm}$

$V_{z,A} = 61.7 \text{ kN}$

Material-Sicherheitsbeiwert Stahl: $\gamma_M = 1.10$

Schrauben: M12, FK 5.6SL, $\Delta d 1.0 \text{ mm}$

Nachweise für vorhandene Belastung

Materialdaten

Profil: S235 (St37)

$E = 210000.0 \text{ N/mm}^2$ $G = 81000.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{y,k} = 240.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{y,kt} = 215.0 \text{ N/mm}^2$

Stirnplatte: S235 (St37)

$E = 210000.0 \text{ N/mm}^2$ $G = 81000.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{y,k} = 240.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{y,kt} = 215.0 \text{ N/mm}^2$

Maßgebende Querschnittswerte und Bemessungsgrößen

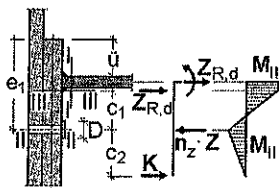
$h = 152.0 \text{ mm}$ $b = 160.0 \text{ mm}$ $t = 9.0 \text{ mm}$ $s = 6.0 \text{ mm}$ $h_t = h - t = 143.0 \text{ mm}$ $r_1 = 15.0 \text{ mm}$

$A = 38.8 \text{ cm}^2$ $W_{el,y} = 220.0 \text{ cm}^3$ $I_y = 1670 \text{ cm}^4$ $I_{Flansch} = 1472 \text{ cm}^4$ $I_{steg} = 198 \text{ cm}^4$

$M_{Flansch,d} = 4655 \text{ kNcm}$ $M_{steg,d} = 625 \text{ kNcm}$

$V_{p1,d} = 97.3 \text{ kN}$ $N_{R,d} = 28.0 \text{ kN}$ $V_{1,R,d} = 78.5 \text{ kN}$ $V_{a,R,d} = 30.8 \text{ kN}$

Grenzschnittgrößen: $M_{e1,d} = 52.8 \text{ kNm}$ $M_{yA1,g} = 11.6 \text{ kNm}$ $M_{yA2,g} = 11.6 \text{ kNm}$



Berechnung des aufnehmbaren positiven Momentes

Versagenszustand 3 (s. a. Schneider, Bautabellen f. Ingenieure)

$c_1 = 20.0 \text{ mm}$ $c_2 = 22.0 \text{ mm}$ $h_s = h - t/2 - a_2 = 107.5 \text{ mm}$

$Z_{R,d,0} = 47.5 \text{ kN}$ $Z_{p1,d} = 314.2 \text{ kN}$ $Z_{p1,q} = 201.5 \text{ kN} \Rightarrow Z_{R,d} = 47.5 \text{ kN}$

$M_{i,p1} = 76.0 \text{ kNcm}$ $M_{iI,0} = 19.0 \text{ kNcm}$ $M_{iI,1} = 80.4 \text{ kNcm}$

$M_{iI,2} = 443.4 \text{ kNcm}$ $M_{iI} = 19.0 \text{ kNcm}$

$\Rightarrow M_{y,A2r} = Z_{R,d} \cdot h_t = 678.8 \text{ kNcm}$

$\Rightarrow M_{y,A1} = M_{y,A2} = M_{yA2r} = 6.8 < M_{yA2,g} = 11.6 < M_{e1,d} = 52.8 \text{ kNm}$

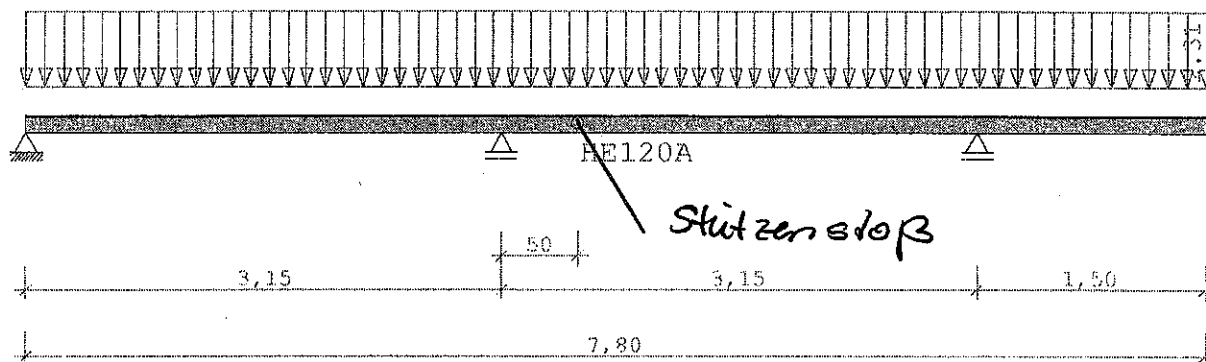
Maximale Ausnutzung $0.195 < 1 \Rightarrow$ Nachweis erfüllt.

durch Vergleichsberechnung geprüft

Position: 2 a Vertikalstab

Durchlaufträger DLT10 01/2015 (Frilo R-2015-1/P6)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger über 2 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
 E-Modul: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

System	Länge		Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr	I (cm ⁴)	Wp (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	3.150	konstant	1	606.0	106.0	106.0	HE120A
2	3.150	konstant	1	606.0	106.0	106.0	HE120A
Kragarm rechts	1.500	konstant	1	606.0	106.0	106.0	HE120A

Gelenke : in Feld 2 bei $x = 0.500 \text{ m}$

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 I/r	g II/r	Fak	Abst Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 A		0.000	2.310	1.000			

Einwirkungen							
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ	
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50	

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{FI} = 1.0$ Tab. B3
 In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
 In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten							
Feldmomente Maximum				(kNm, kN)			
Feld		M _I	M _{II}	M _{re}	V _I	V _{re}	komb
1	x ₀ = 1.645	3.12	0.00	0.49	3.79	-3.48	2
2	x ₀ = 1.830	2.03	-1.82	0.00	4.22	-3.06	3
	x = 0.499	0.00		zug V =	-0.98	-0.98	4
	x = 0.501	0.00		zug V =	3.06	3.06	3

durch Vergleichsberechnung geprüft

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	3.79	3.79	-0.58	2
2	-1.82	-1.82	-4.22	4.22	8.43	-1.14	3
3	-2.60	-2.60	-4.04	3.47	7.51	0.00	4

Auflagerkräfte					(kN)	
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	0.00	3.79	-0.58	3.22	3.79	-0.58
2	0.00	8.43	-1.14	7.30	8.43	-1.14
3	0.00	7.51	0.00	7.51	7.51	0.00
Summe:	0.00	19.73	-1.71	18.02	19.73	-1.71

Auflagerkräfte					(kN)	
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
	max	min	max	min	max	min
g	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
A	3.8	-0.6	8.4	-1.1	7.5	0.0
Sum	3.8	-0.6	8.4	-1.1	7.5	0.0

Durchbiegungen		maximale		minimale		
Feld Nr.	x (m)	f (cm) komb		x (m)	f (cm) komb	
1	1.575	0.26	2	1.890	-0.09	3
2	1.575	0.16	3	1.575	-0.17	2
Kragarme						
Krre	1.500	0.47	2	1.500	-0.26	3

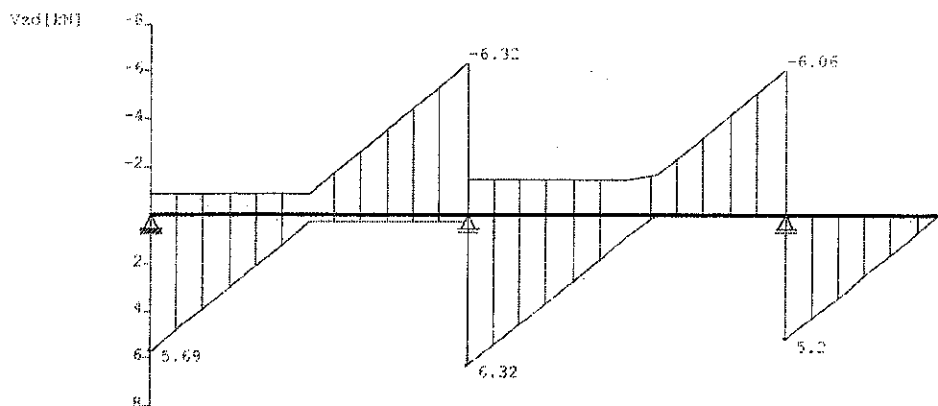
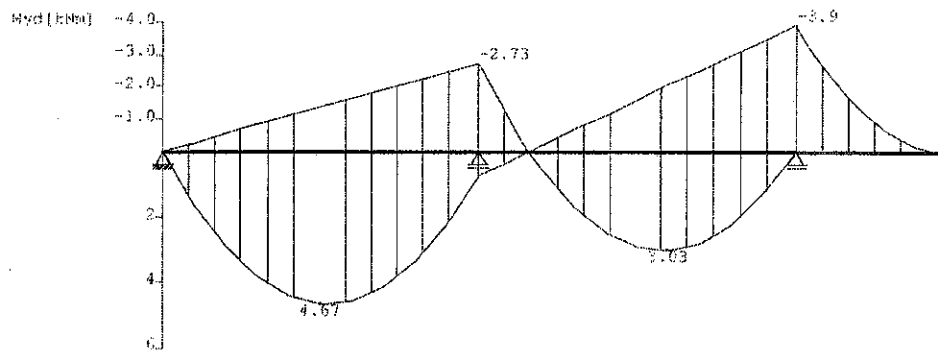
Ergebnisse für y-fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert: $\gamma_G \cdot K_{rel} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum					(kNm, kN)		
Feld		M fd	M dl	M dr	V li	V re	komb
1	x0 = 1.645	4.67	0.00	0.74	5.69	-5.22	A 2
2	x0 = 1.830	3.04	-2.73	0.00	6.32	-4.59	A 3
	x = 0.499	0.00		zug V =	-1.47	-1.47	A 4
	x = 0.501	0.00		zug V =	4.59	4.59	A 3

Stützmomente Maximum					(kNm, kN)		
Stütze	M dl	M dr	V dl	V dr	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	5.69	5.69	-0.87	A 2
2	-2.73	-2.73	-6.32	6.32	12.65	-1.70	A 3
3	-3.90	-3.90	-6.06	5.20	11.26	0.00	A 4

durch Vergleichsberechnung geprüft

Maßstab 1 : 75

Querschnitte S235 $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplzd	Vplyd
3	HE120A	595	28	114	14	261

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12:6.2.1 (6.1)

 $\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	QEd	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_{yk} (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	5.7	19	11	1	0.08	A 2
	1.645	1	4.7	0.0	44	0	1	0.19	A 2
	3.150	1	-2.7	-6.3	26	3	1	0.11	A 5
2	0.000	1	-2.7	6.3	26	3	1	0.11	A 5
	0.499	1	0.0	4.6	15	9	1	0.06	A 5
	0.501	1	0.0	4.6	15	9	1	0.06	A 5
	1.830	1	3.0	0.0	29	0	1	0.12	A 5
	3.150	1	-3.9	-6.1	37	3	1	0.16	A 6
Krre	0.000	1	-3.9	5.2	37	3	1	0.16	A 2
	1.500	1	0.0	0.0	0	0	1	0.00	A 5

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12:6.2.1 (6.2)

 $\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb
1	0.000	0.0	5.7	1	0.00	28.2	0.05	A 2
	1.645	4.7	0.0	1	0.00	28.2	0.17	A 2
	3.150	-2.7	-6.3	1	0.00	28.2	0.10	A 5
2	0.000	-2.7	6.3	1	0.00	28.2	0.10	A 5
	0.499	0.0	4.6	1	0.00	28.2	0.04	A 5
	0.501	0.0	4.6	1	0.00	28.2	0.04	A 5

Durch Vergleichsberechnung geprüft

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)								$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	M _{y,ed} (kNm)	V _{z,ed} (kN)	Q _{K1} (-)	p (-)	M _{1,Rd} (kNm)	η	komb	
Krre	1.830	3.0	0.0	1	0.00	28.2	0.11	A	5
	3.150	-3.9	-6.1	1	0.00	28.2	0.14	A	6
	0.000	-3.9	5.2	1	0.00	28.2	0.14	A	2
	1.500	0.0	0.0	1	0.00	28.2	0.00	A	6

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl. 6.54, Anhang B							
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.							
Die Lasten sind OK Balken angesetzt.							
Am Kragarm Wölbbehinderung angesetzt.							
Feld Nr.	M _{Ed,y} (kNm)	M _{Rk,y} (kNm)	λ_{ft}	λ_{lt}	γ_M	E_{eff}	komb
1	4.67	28.16	0.77	0.83	1.10	0.22	A 2
2	3.90	28.16	0.56	0.93	1.10	0.16	A 6
Krre	3.90	28.16	0.38	1.00	1.10	0.15	A 2

Zulässige Durchbiegungen: im Feld zulf = L / 300 seltene Kombination Kragarm L / 150							
Feld Nr.	x (m)	f _g (cm)	f _{tot} (cm)	f (cm)	zulf (cm)	η	komb
1	1.575	0.00	0.26	0.257	1.050	0.24	2
2	1.575	0.00	-0.17	-0.165	1.050	0.16	2
Krre	1.500	0.00	0.47	0.466	1.000	0.47	2

durch Vergleichsberechnung geprüft

26

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Nummerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

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				
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	A 1	0.00	2.31	0.00	2.31	1.00	0.00	3.15
2	2	4	A 2	0.00	2.31	0.00	2.31	1.00	0.00	3.15
Kragarm										
3	Krre	4	A 3	0.00	2.31	0.00	2.31	1.00	0.00	1.50

Gerechnete Kombinationen aus 3 Lasten

Last	K1	K2	K3	K4	K5	K6
	g	g	g	g	g	g
1	.	x	.	.	x	.
2	.	.	x	.	x	x
3	.	x	.	x	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:

Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten

alle gleichzeitig alternierend mit $\gamma_G = 1,00 / 1,35$ beaufschlagt.

Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die Leiteinwirkung ist.

Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

durch Vergleichsberechnung geprüft

Projekt: St.-Marien 4a
Bauteil: Detailnachweise

DETAILS
//STAHl //BETON //HOLZ
Detailnachweise

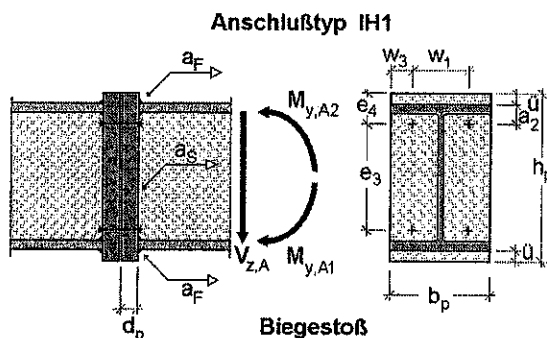
Blatt / Seite
1 / 1
kN, m, sec

POS. 2: Stirnplattenstoß

POS. 2: STIRNPLATTENSTOSS

Geometrie, Belastung und Materialkennwerte

Stirnplattenstoß (Prinzipiskizze)



Profil: HE120A Typbezeichnung: nicht typisiert
Schnittgrößen

$V_d = 6.1 \text{ kN}$ max. $M_d = 0.0 \text{ kNm}$ min. $M_d = 0.0 \text{ kNm}$

Stirnplatte

$h_p = 135 \text{ mm}$ $b_p = 120 \text{ mm}$ $d_p = 10 \text{ mm}$

Abstände und Wurzelmaße

$e_3 = 34 \text{ mm}$ $e_4 = 51 \text{ mm}$

$a_2 = 40 \text{ mm}$ $\bar{u} = 11 \text{ mm}$ $c = 46 \text{ mm}$

$w_1 = 70 \text{ mm}$ $w_3 = 25 \text{ mm}$

Kehlnähte $a_f = 1 \text{ mm}$ $a_s = 3 \text{ mm}$

Kein Gebrauchsfähigkeitsnachweis

(Schrauben nicht vorgespannt)

$M_{y,A1} = 4.1 \text{ kNm}$ $M_{y,A2} = 4.1 \text{ kNm}$

$V_{z,A} = 60.1 \text{ kN}$

Material-Sicherheitsbeiwert Stahl: $\gamma_M = 1.10$

Schrauben: M12, FK 5.6SL, $\Delta d 1.0 \text{ mm}$

Nachweise für vorhandene Belastung

Materialdaten

Profil: S235 (St37)

$E = 210000.0 \text{ N/mm}^2$ $G = 81000.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{y,k} = 240.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{y,kt} = 215.0 \text{ N/mm}^2$

Stirnplatte: S235 (St37)

$E = 210000.0 \text{ N/mm}^2$ $G = 81000.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{y,k} = 240.0 \text{ N/mm}^2$ $f_{y,kt} = 215.0 \text{ N/mm}^2$

Maßgebende Querschnittswerte und Bemessungsgrößen

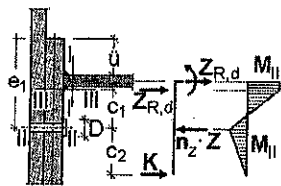
$h = 114.0 \text{ mm}$ $b = 120.0 \text{ mm}$ $t = 8.0 \text{ mm}$ $s = 5.0 \text{ mm}$ $h_t = h - t = 106.0 \text{ mm}$ $r_1 = 12.0 \text{ mm}$

$A = 25.3 \text{ cm}^2$ $W_{el,y} = 106.0 \text{ cm}^3$ $I_y = 606 \text{ cm}^4$ $I_{Flansch} = 539 \text{ cm}^4$ $I_{steg} = 67 \text{ cm}^4$

$M_{Flansch,d} = 2264 \text{ kNcm}$ $M_{steg,d} = 280 \text{ kNcm}$

$V_{p1,d} = 60.1 \text{ kN}$ $N_{R,d} = 28.0 \text{ kN}$ $V_{1,R,d} = 78.5 \text{ kN}$ $V_{a,R,d} = 30.8 \text{ kN}$

Grenzschnittgrößen: $M_{e1,d} = 25.4 \text{ kNm}$ $M_{yA1,g} = 7.6 \text{ kNm}$ $M_{yA2,g} = 7.6 \text{ kNm}$



Berechnung des aufnehmbaren positiven Momentes

Versagenszustand 3 (s. a. Schneider, Bautabellen f. Ingenieure)

$c_1 = 21.0 \text{ mm}$ $c_2 = 22.0 \text{ mm}$ $h_s = h - t/2 - a_2 = 70.0 \text{ mm}$

$Z_{R,d,0} = 39.0 \text{ kN}$ $Z_{p1,d} = 209.5 \text{ kN}$ $Z_{p1,q} = 151.2 \text{ kN} \Rightarrow Z_{R,d} = 39.0 \text{ kN}$

$M_{I,p1} = 44.5 \text{ kNcm}$ $M_{II,0} = 37.5 \text{ kNcm}$ $M_{II,1} = 56.4 \text{ kNcm}$

$M_{II,2} = 332.6 \text{ kNcm}$ $M_{II} = 37.5 \text{ kNcm}$

$$\Rightarrow M_{y,A2r} = Z_{R,d} \cdot h_t = 413.8 \text{ kNcm}$$

$$\Rightarrow M_{y,A1} = M_{y,A2} = M_{yA2r} = 4.1 < M_{yA2,g} = 7.6 < M_{e1,d} = 25.4 \text{ kNm}$$

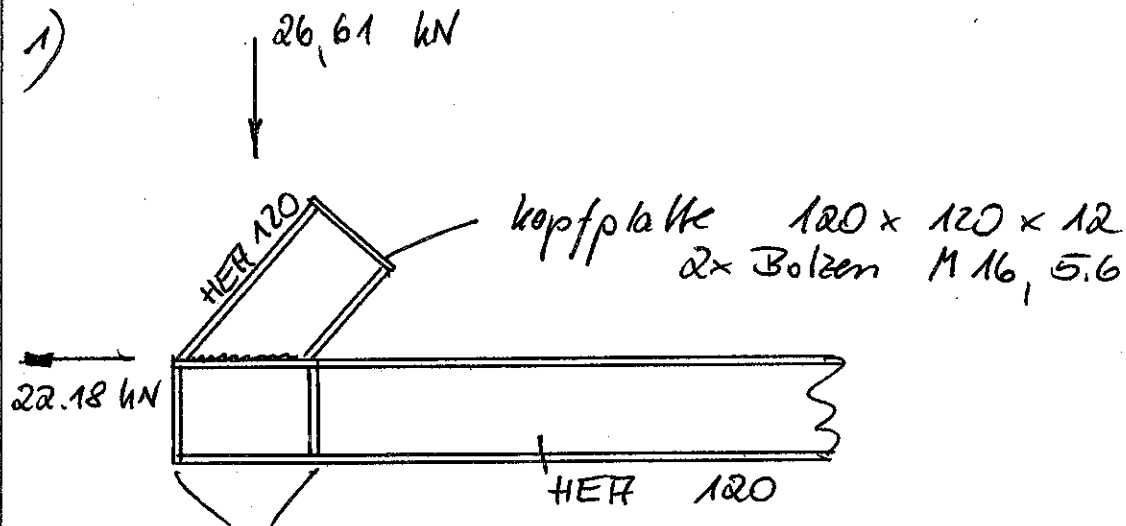
Maximale Ausnutzung $0.101 < 1 \Rightarrow$ Nachweis erfüllt.

durch Vergleichsberechnung geprüft

Bauwerk : Abriss eines Wohnhauses , HWI, St. Marienkirchhof 4a

Bauherr : Grundstücksgem. St.-Marienkirchhof 4a, Stefan Kröger, Berlin, Am Schlachtensee 26

Anschlüsse / Verbindungen



Stapbleche $t = 10\text{mm}$
Schweißnaht 3mm, umlaufend



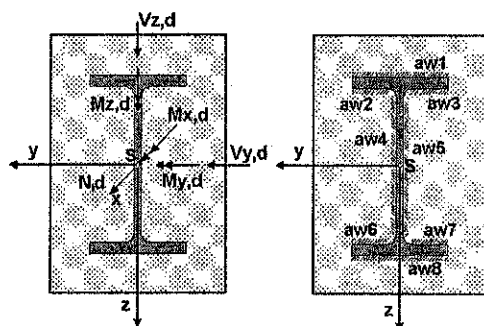
Projekt: Kinski Bauteil: Schweißnaht 1	DETAILS //STAHl //BETON //HOLZ Detailnachweise	Blatt / Seite 1 / 1 kN, m, sec
---	---	--------------------------------------

POS. 1: Kehlnahtanschluss

POS. 1: KEHLNAHTANSCHLUSS

Geometrie, Belastung und Materialkennwerte

Geschweißter Anschluß I-Profil/Stirnplatte (Prinzipskizze)



Prof11 HE120A

Stirnplatte/Anschlußfläche:

$t_p = 5.0 \text{ mm}$

Schnittgrößen

$N = 0.0 \text{ kN}$ (Kontaktabtrag 0.0 kN)

$V_{z,d} = 33.27 \text{ kN}$ $V_{y,d} = 0.00 \text{ kN}$

$M_{z,d} = 0.00 \text{ kNm}$ $M_{y,d} = 0.00 \text{ kNm}$

$M_{x,d} = 0.00 \text{ kNm}$

Schweißnahtabmessungen (Endkrater vorhanden)

$a_{w1} = 0.0 \text{ mm}$ $a_{w2} = 0.0 \text{ mm}$ $a_{w3} = 0.0 \text{ mm}$

$a_{w4} = 3.0 \text{ mm}$ $a_{w5} = 3.0 \text{ mm}$ $a_{w6} = 0.0 \text{ mm}$

$a_{w7} = 0.0 \text{ mm}$ $a_{w8} = 0.0 \text{ mm}$

$l_{w1} = 0.0 \text{ mm}$ $l_{w2} = 0.0 \text{ mm}$ $l_{w3} = 0.0 \text{ mm}$

$l_{w4} = 74.0 \text{ mm}$ $l_{w5} = 74.0 \text{ mm}$ $l_{w6} = 0.0 \text{ mm}$

$l_{w7} = 0.0 \text{ mm}$ $l_{w8} = 0.0 \text{ mm}$

Stahlsorte: S235 (St37), $f_{y,k} = 240.0 \text{ N/mm}^2$

Schweißnähte: S235 (St37), $f_{y,k} = 240.0 \text{ N/mm}^2$

$\alpha_w = 0.95$ $\gamma_M = 1.10$

Nachweise

Stahlprofil

Abmessungen und Querschnittswerte (dünnwandig)

$h = 114.0 \text{ mm}$ $b = 120.0 \text{ mm}$ $t = 8.0 \text{ mm}$ $s = 5.0 \text{ mm}$ $r = 12.0 \text{ mm}$

$A = 25.3 \text{ cm}^2$ $I_y = 606.0 \text{ cm}^4$ $I_z = 231.0 \text{ cm}^4$ $I_T = 6.0 \text{ cm}^4$

$W_y = 106.0 \text{ cm}^3$ $W_z = 38.5 \text{ cm}^3$

Spannungen

$\sigma_{\max} = 0.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{\min} = 0.0 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{\max} = 65.4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_v = 113.3 \text{ N/mm}^2$

Ausnutzung ($\sigma_{R,d} = 218.2 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{R,d} = 126.0 \text{ N/mm}^2$)

$\sigma/\sigma_{R,d} = 0.00 < 1$ $\tau/\tau_{R,d} = 0.52 < 1$ $\sigma_v/\sigma_{R,d} = 0.52 < 1$

Schweißnähte

Querschnittswerte (mit Endkraterabzug)

$A_w = 4.1 \text{ cm}^2$ $A_{\tau yw} = 0.0 \text{ cm}^2$ $A_{\tau zw} = 4.1 \text{ cm}^2$

$E_{Iw} = 14.8 \text{ cm}$ $y_{sw} = 0.0 \text{ cm}$ $z_{sw} = 5.7 \text{ cm}$ $\alpha = 0.0^\circ$

$I_{yw} = 17.9 \text{ cm}^4$ $I_{zw} = 0.3 \text{ cm}^4$ $I_{yzw} = 0.0 \text{ cm}^4$ $I_{\eta w} = 17.9 \text{ cm}^4$ $I_{\zeta w} = 0.3 \text{ cm}^4$

Schweißnaht-Spannungen

$\sigma_{w\max} = 0.00 \text{ N/mm}^2$ $y = -6.22 \text{ cm}$ $z = 0.07 \text{ cm}$

$\sigma_{w\min} = 0.00 \text{ N/mm}^2$ $y = -6.22 \text{ cm}$ $z = 0.07 \text{ cm}$

$\tau_{w\max} = 81.54 \text{ N/mm}^2$ $y = -0.25 \text{ cm}$ $z = 9.40 \text{ cm}$

$\sigma_{vw\max} = 81.54 \text{ N/mm}^2$ $y = 0.25 \text{ cm}$ $z = 2.00 \text{ cm}$

Koordinatenbezugspunkt:
Mitte der Flanschoberseite

Ausnutzung ($\alpha_w = 0.95$ $\sigma_{w,R,d} = 207.3 \text{ N/mm}^2$)

$\sigma_w/\sigma_{w,R,d} = 0.00 < 1$ $\tau_w/\sigma_{w,R,d} = 0.39 < 1$

$\sigma_{vw,R,d} = 0.39 < 1$

Alle erforderlichen Spannungsnachweise wurden erfolgreich geführt.

durch Vergleichsberechnung geprüft

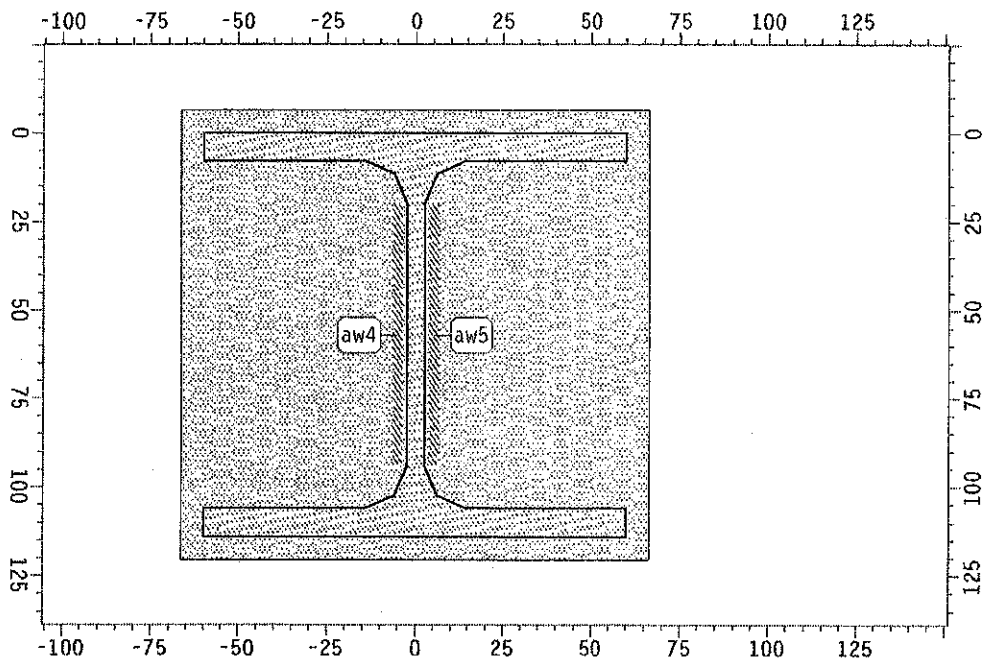
Projekt: Kinski
 Bauteil: Schweißnaht 1

DETAILS
 //STAHL //BETON //HOLZ
 Detailnachweise

Blatt / Seite
 2 / 2
 kN, m, sec

POS. 1: Kehlnahtanschluss

Maßstäbliche Darstellung Kehlnahtanschluss

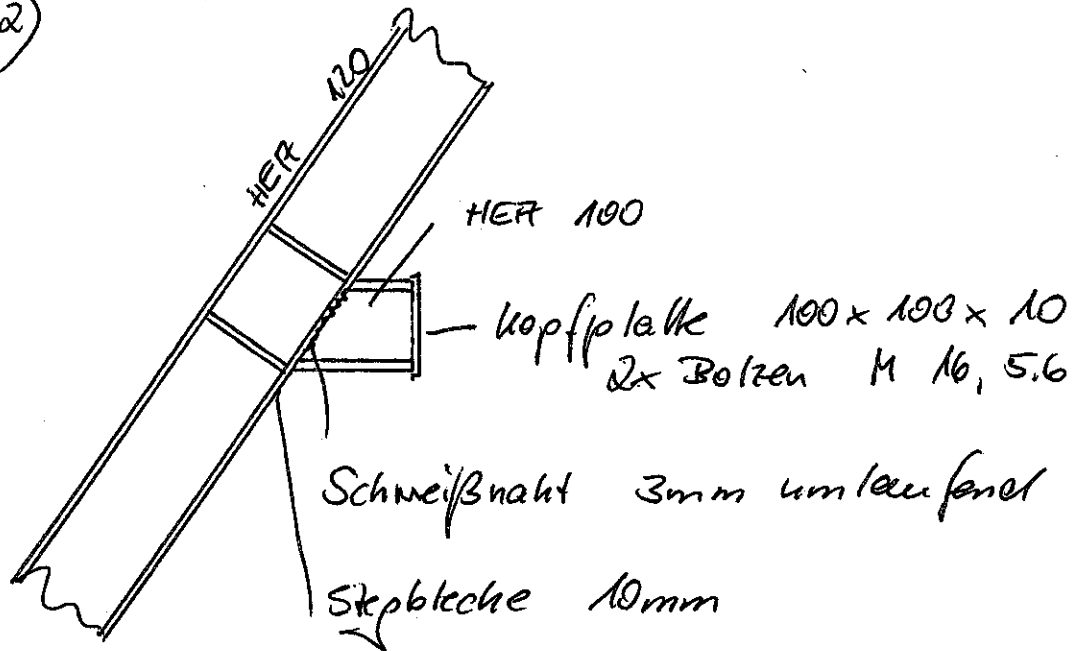


durch Vergleichsberechnung geprüft

Bauwerk : Abriss eines Wohnhauses , HWI, St. Marienkirchhof 4a

Bauherr : Grundstücksgem. St.-Marienkirchhof 4a, Stefan Kröger, Berlin, Am Schlachtensee 26

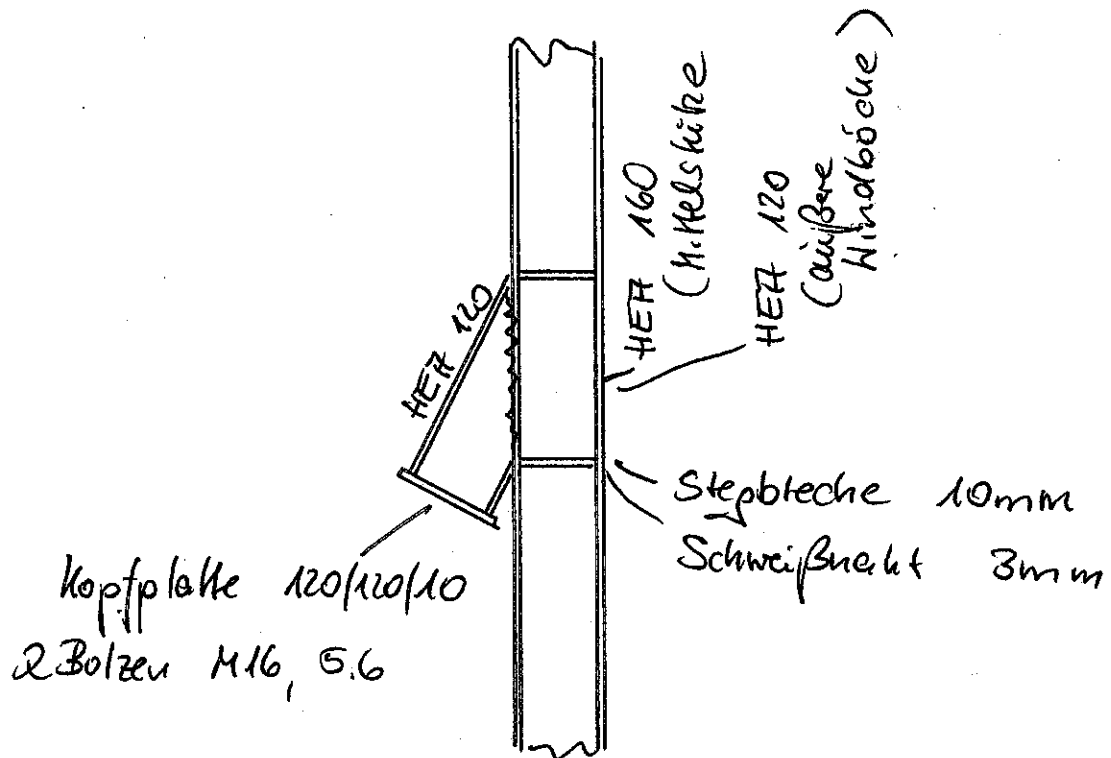
2)



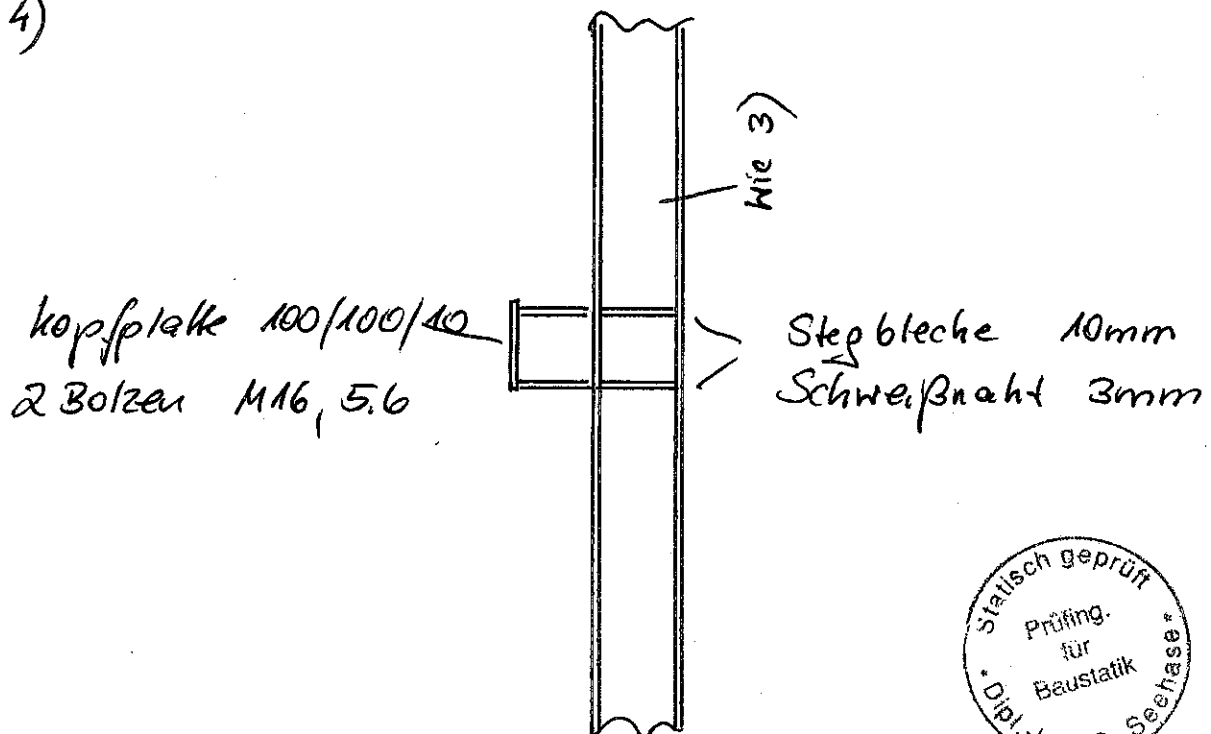
Bauwerk : Abriss eines Wohnhauses, HWI, St. Marienkirchhof 4a

Bauherr : Grundstücksgem. St.-Marienkirchhof 4a, Stefan Kröger, Berlin, Am Schlachtensee 26

3)



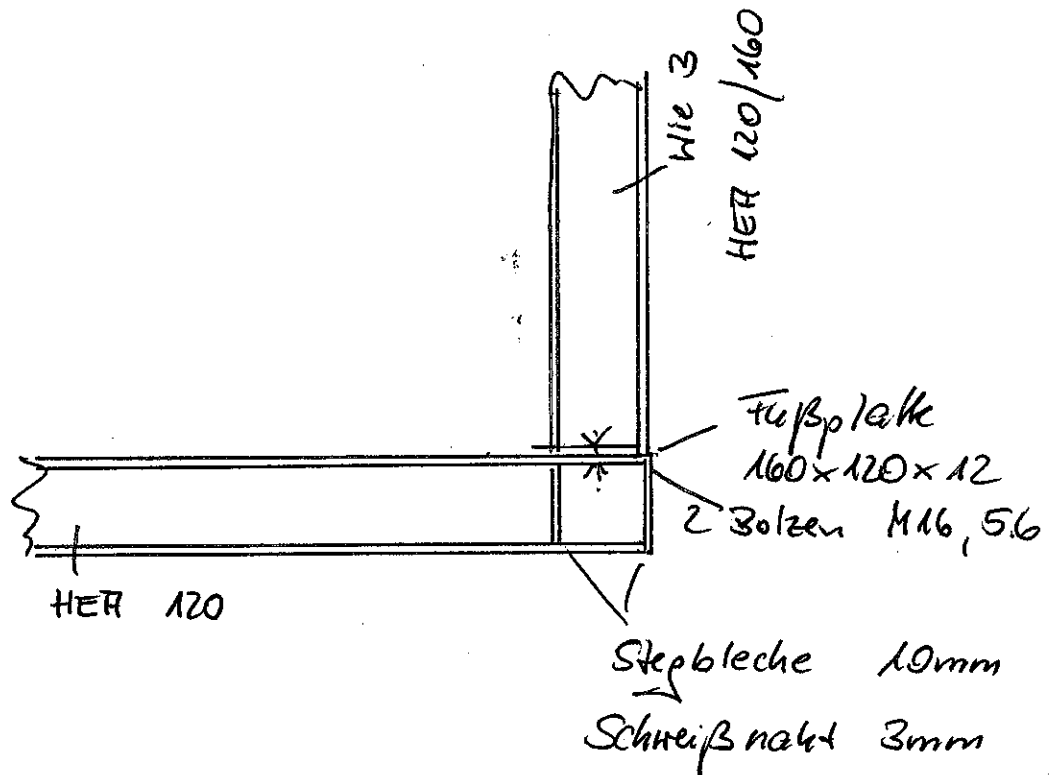
4)



Bauwerk : Abriss eines Wohnhauses, HWI, St. Marienkirchhof 4a

Bauherr : Grundstücksgem. St.-Marienkirchhof 4a, Stefan Kröger, Berlin, Am Schlachtensee 26

5)



Bauablauf

- 1) Beseitigung des Gebäudes von Bauschutt zur Schaffung von Baufreiheit.
- 2) Entfernung des Dielenfußbodens im Erdgeschoss
- 3) Herstellung eines Streifenfundamentes 40/40 für den hinteren Hindbock
- 4) Herstellung der notwendigen Auflager auf dem Kellermauerwerk für den vorderen und



Bauwerk : Abriss eines Wohnhauses, HWI, St. Marienkirchhof 4a

Bauherr : Grundstücksgem. St.-Marienkirchhof 4a, Stefan Kröger, Berlin, Am Schlachtensee 26

mittleren Hindbock

- 5) Einbau der drei Hindböcke
- 6) Etappenweiser Abriss des Gebäudes mit gleichzeitigem Einbau eines Witterungsschutzes für den Nachbarpiebel (hochwertige Unterspannbahn)

Horizontale und Vertikale Lastabtrag

- 1) hintere Hindbock

Verankerung mit Klebedübeln / Gewindestangen auf dem hergestellten Streifenfundament

gew: je Trägerende 4 Stk. M16



Bauwerk : Abriss eines Wohnhauses, HWI, St. Marienkirchhof 4a

Bauherr : Grundstücksgem. St.-Marienkirchhof 4a, Stefan Kröger, Berlin, Am Schlachtensee 26

2) mittlerer u. vorderer Hindbock

anzuschließende Vertikal kraft

$$V = V_2 - V_1 = 26,611 - 3,57 = \underline{\underline{23,04 \text{ kN}}}$$

Unter der Annahme, daß die gesamte Sicherung nicht länger als 1 Jahr steht, darf lt. DIN die Hindlast auf 60 % abgemindert werden. Somit brauchen vorerst nur 13,8 kN angeschlossen werden.

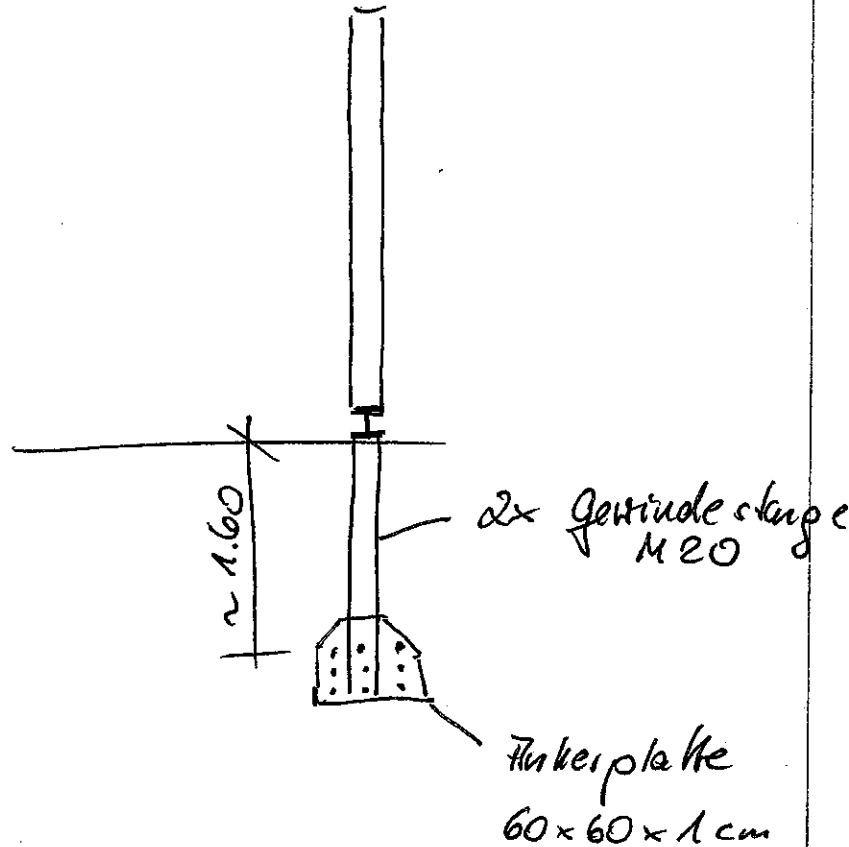
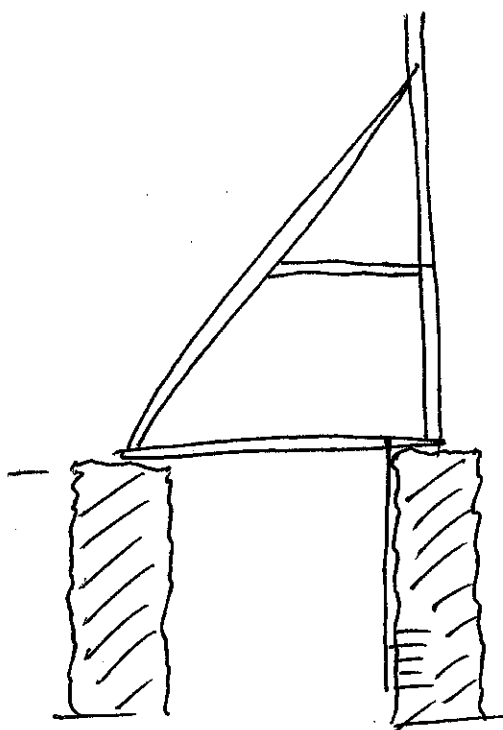
Bei akutem Bedarf kann kurzfristig durch Auflegen erhöht werden.

Die 13,8 kN werden mit Zapstaben und Klebefüßeln am Mauerwerk (sehr tief am Mauerfußboden) angeschlossen.

durch Vergleichsberechnung geprüft

Bauwerk : Abriss eines Wohnhauses , HWI, St. Marienkirchhof 4a

Bauherr : Grundstücksgem. St.-Marienkirchhof 4a, Stefan Kröger, Berlin, Am Schlachtensee 26



$13.8 / 1.7 = 8.11 \rightarrow 9 \text{ Stck. FIS V M10 - Anker-}$
 $\text{stange FIS II, doppelte Setztiefe}$
 $\text{Länge der Ankerstangen } 250 \text{ mm}$
 $\text{Stäbelabstand } 250 \text{ mm}$

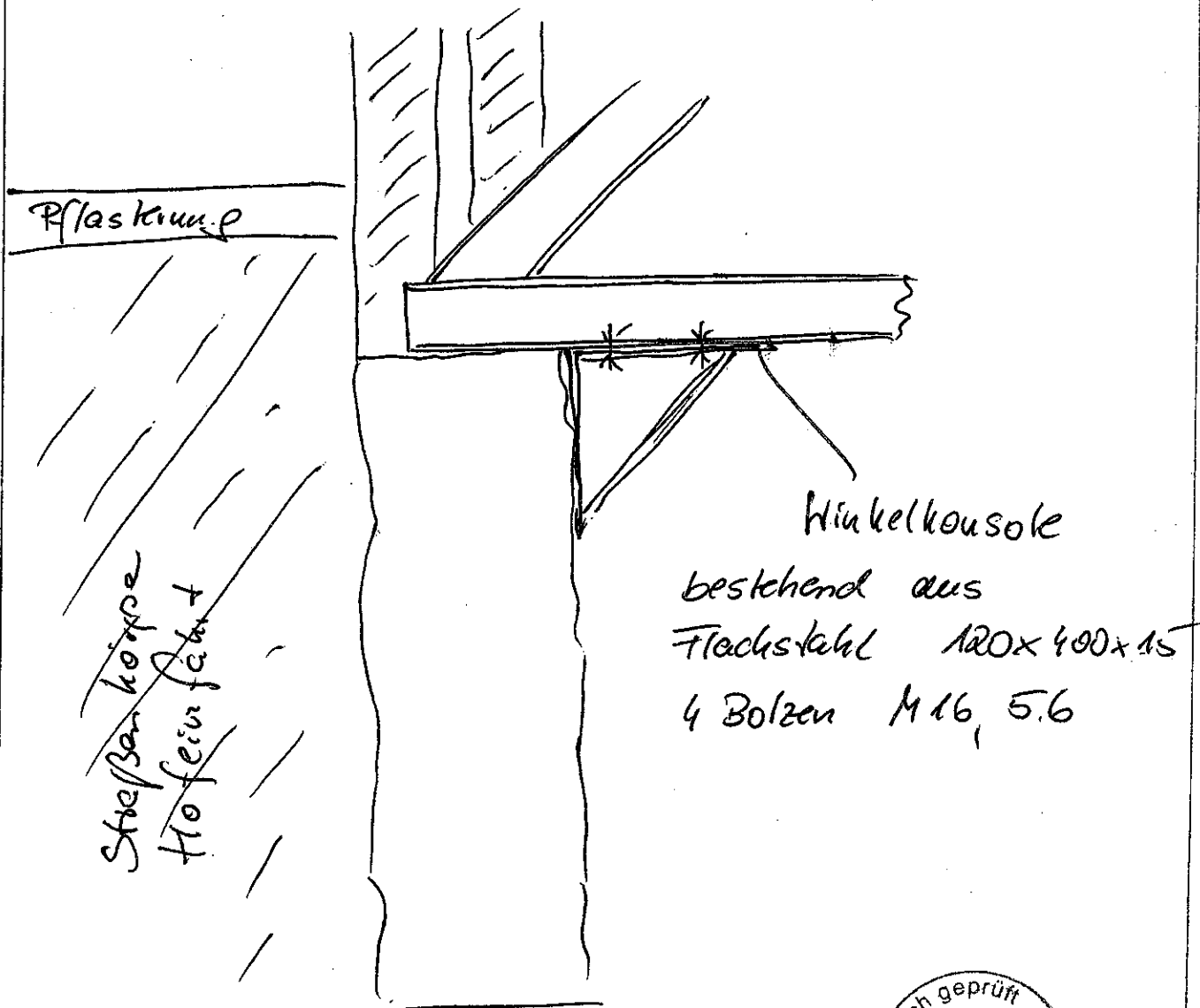
Flüßlast Mauerwerk $0.48 \cdot 1.6 \cdot 19.0 = \underline{14.6 \text{ kN}}$

durch Vergleichsberechnung geprüft

Bauwerk : Abriss eines Wohnhauses, HWI, St. Marienkirchhof 4a

Bauherr : Grundstücksgem. St.-Marienkirchhof 4a, Stefan Kröger, Berlin, Am Schlachtensee 26

Die Horizontallast wird über Hinkel in
das Kellermauerwerk eingeleitet.



Bauwerk : Abriss eines Wohnhauses, HWI, St. Marienkirchhof 4a

Bauherr : Grundstücksgem. St.-Marienkirchhof 4a, Stefan Kröger, Berlin, Am Schlachtensee 26

Fusssteifung Verband

Die drei Hinkelbocke untereinander werden
mit Hinkelstahl $50 \times 50 \times 4$ konstruktiv
ausgesteift.

aufgestellt: *Kinski*

13.01.2015

In bautechnischer Hinsicht geprüft
Prüfnr. 137/14 das Prüfverzeichn. 2014
23966 Wismar, den 16.01.2015
Lübsche Straße 131

R. Seehase
Dipl.-Ing. Ralph Seehase
Prüfingenieur für Baustatik gemäß Anerkennungsurkunde
der obersten Bauaufsichtsbehörde des Landes
Mecklenburg-Vorpommern vom 17.12.2010
für die Fachrichtung
Massivbau und Stahlbau