

## Statische Berechnung

---

Bauvorhaben : Dachaus- und Umbau

Pichelsdofer Straße 55/57  
13595 Berlin-Spandau

FLURSTÜCK: 201848  
201849  
FLUR: 19

Bauherr : Alexander Hübner

Urbanstraße 67  
10967 Berlin

: Philipp Hübner

Pichelsdorfer Straße 55  
13595 Berlin

Architekt : Dipl.-Ing. Rolf Hübner

Sieglindestraße 2  
12159 Berlin-Steglitz

Auftraggeber  
der Statik : Alexander und Philipp Hübner

Statiker : Dipl.-Ing. Heinrich Bertram Beratender Ing. VBI

Minheimer Str. 19  
13465 Berlin - Frohnau

Tel.: 030 / 401 68 80

Fax.: 030 / 401 62 18

Auftragsnummer 771



NETTO : 5.242,80  
+ : 838,85  
= 6081,65

POSTBANK BUN  
100 100 10

KTOUR

115816-100

Seite 1

# Inhaltsverzeichnis

Abschnitt	Gegenstand	Seite
	Titelseite	1
	Inhaltsverzeichnis	2
Positionspläne	Version 3	3
	Selbsttragende Trennwände	4
Vorbemerkung		5
Lastannahme	Pos.:L.1) - L.4)	6
Berechnung der einzelnen Bauteile	Pos.:1) Pluta-Binder	8
	Pos.:2) verkürzter Pluta-Binder	16
	Pos.:3) Dachterrasse Pos.3) 4) 5)	26
	Pos.:6) Pfettenträger	27
	Pos. 7)8)9) Abfangkonstr. Version 3	28
	Bemessung Pos.: 7) 8)	33
	Bemessung Pos.: 9)	34
Selbsttragende Trännwände	Pos.: 10) selbsttragendeTrennwand	35
	Pos.: 11) selbsttragende Trennwand	45
	Pos.: 12) selbsttragende Trennwand	56
	Pos.: 13) selbsttragende Trennwand	67
Fußbodenaufbau	Pos.: 14) Fußbodenaufbau	67
	Pos.: 15) Brandwand im Dachbereich	67
Anhang	Dübel- und Schweißnahtverbindungen	68
	Ende	72

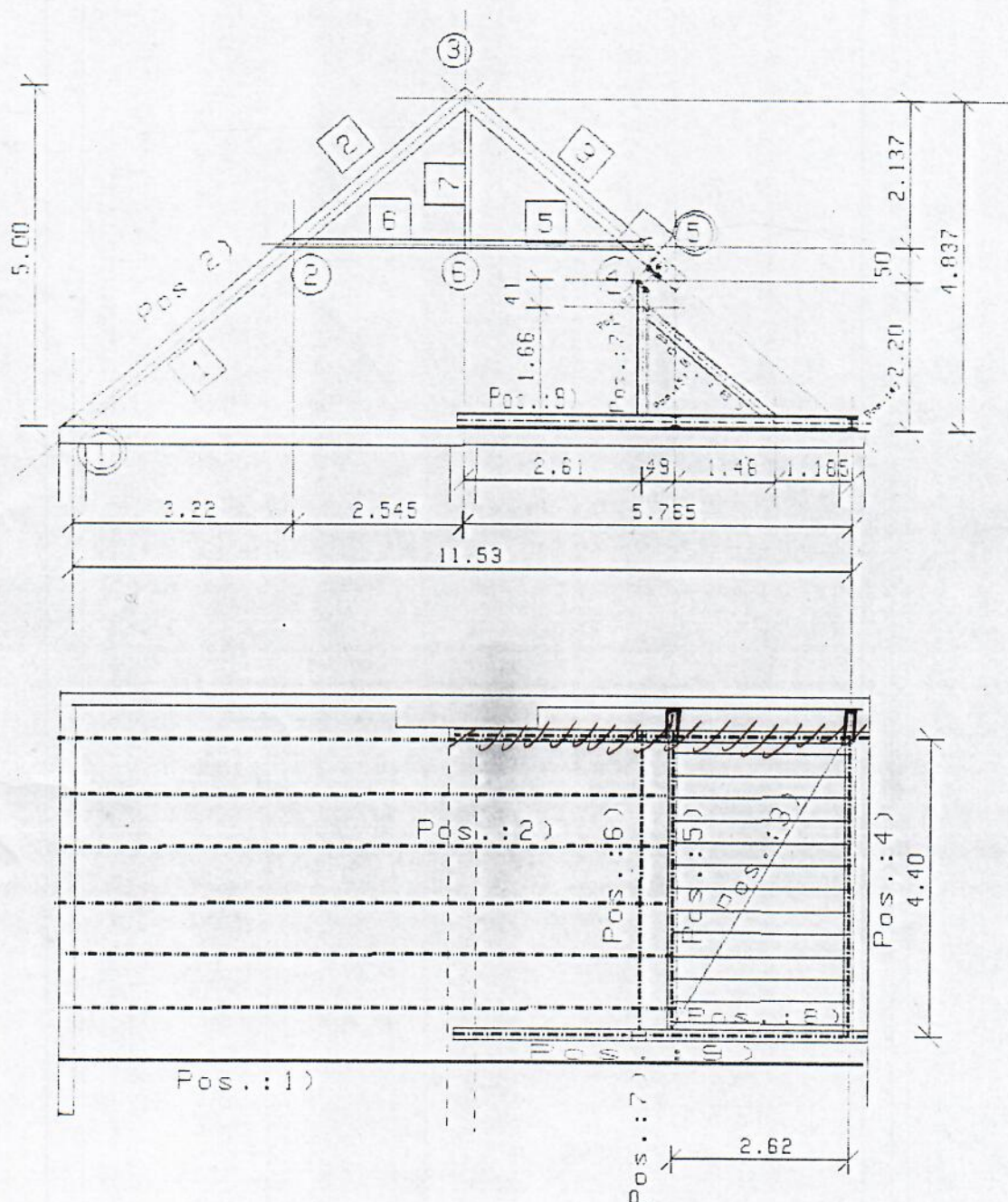


Pichelsdorfer Straße 55/57 Dachgeschoß-Umbau

M.-1:100

Version 3

Abtrennung der Sparren im Terrassenbereich

nachdem die Stahlkonstruktion steht.

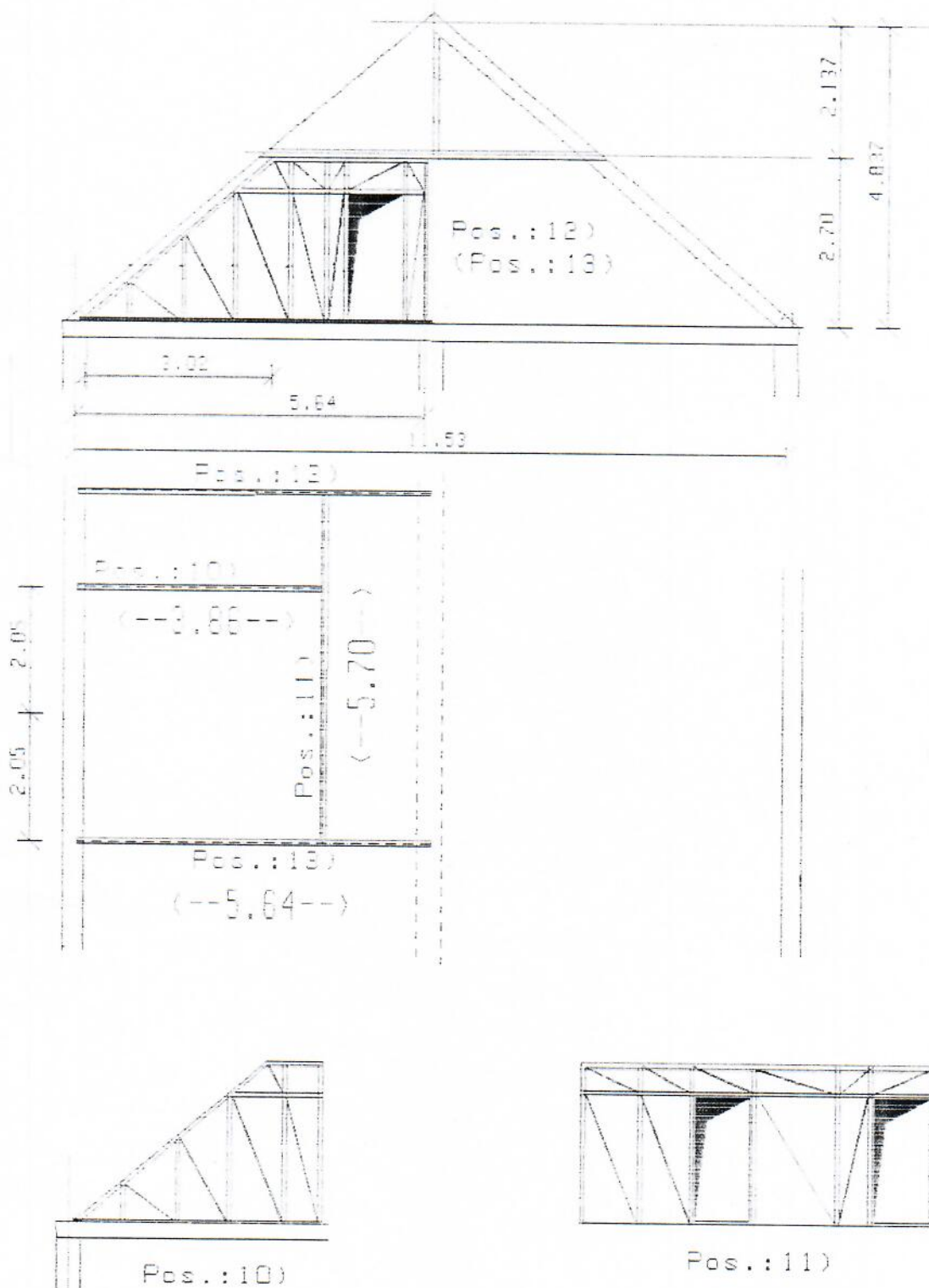
ZEICHNUNG, MUß FÜR DEN TEIL PICHELSDORFER-  
STR. 57 GESPIEGELT WERDEN.  
DIE DÄUßERE KONSTRUKTION WIRD IN DER BRAND-  
WAND VERANKERT

Pichelsdorfer Straße 55/57 Dachgeschoß-Umbau

M. 1:100

Version 3

Positionsplan für selbsttragende Trennwände





**Vorbemerkung**

Nachstehende Berechnung bezieht sich auf die Zeichnungen des Architekten im M.-1:100 vom 16.4.99 und die Beprechung mit dem Architekten und Bauherrn am 16.6.1999.

In dem bestehenden Dachraum soll eine bestehende Dachwohnung umgebaut, und im weiteren Dachbereich eine Dachwohnung geschaffen werden.

Dach- und Deckenteile werden in Lastvergleichen bzw. neuen Berechnungen nachgewiesen.

Die oberste Etagendecke -unter dem Dach- ist eine Omnia-Decke ohne besonderenn Druckbeton. Eine Verstärkung der Decke für die erhöhten Lasten aus den neu geplanten Dachterrassen ist daher nicht möglich.

Die normale Nutzlast für Decken mit  $1,5 \text{ kN/m}^2$  ist seinerzeit eingerechnet worden.

Daher werden die Dachterrassen mittels einer separaten Stahlkonstruktion über die vorhandene Decke mit 3 cm Zwischenraum gebaut. Die Stahlkonstruktion trägt auch die abgeschnittenen "Pluta-Binder", welche in ca.80 cm Abstand ohne Dachstuhl über die gesamte Haustiefe reichen; diese werden mit der heute üblichen Wärmedämmung und Rigips-Unterseite nachgerechnet.

Der Deckenaufbau unter den Bädern wird mit den leichtesten Baumaterialien vorgenommen.

Die Trennwände im Badbereich werden als selbsttragende Ständerwände mit leichten Stahlprofilen berechnet.

2 Versionen wurden in einer Vorberechnung dem Bauherrn vorgestellt. Die 1. Version wurde nicht gewählt; die 2.Version dahingehend umgeändert, daß jeweils auch eine 2. Abfangkonstruktion vor der Giebelwand aufgestellt wird, sodaß diese keine Last bekommt. Wegen des vorhandenen Schornsteins in der Giebelwand wird diese Konstruktion 25 cm vorgerückt. Der untere Träger erreicht somit am Schornstein vorbei die Mittelwand.

Die zur Zeit gültigen DIN-Vorschriften werden beachtet.

Die nachstehende Berechnung läuft daher unter Version 3. Erkennlich an der 3, die hinter der Auftragsnummer steht.

**Arbeitsablauf im Bereich der Dachterrassen.**

Die Stalkonstruktion wird zunächst unter den Sparren eingebaut Die Sparren werden über Bulldog-Dübel mit der Stahlkonstruktion verbunden. Er dann werden die Sparren, die im Bereich der geplanten Dachterrasse liegen, abgeschnitten.

**Lastannahme nach DIN 1055****Pos.:L.1) Vorhandenes Pluta-Dach**

Die Lasten sind der Ursprungs-Statik des Hauses entnommen worden:

**Dachneigung**

tg.α=	4,70/5,65	=	0,832
α=	ATAN(0,832)	=	39,760
cotg.α=	TAN(90-39,76)	=	1,202
sin.α=	SIN(39,76)	=	0,640
COS(39,76)		=	0,769

**Belastung:**

Ständige Last

Falzziegel=

0,550 kN/m<sup>2</sup>

Konstruktion=

0,050 kN/m<sup>2</sup>**g = 0,600 kN/m<sup>2</sup>****Ausbau:**

Klimalit 2,5 cm=

0,110 kN/m<sup>2</sup>

Steinwolle, Sparschalung=

0,040 kN/m<sup>2</sup>

Putz=

0,200 kN/m<sup>2</sup>**ga = 0,350 kN/m<sup>2</sup>**

Wind=

1,3\*0,8\*0,64

=

0,666 kN/m<sup>2</sup>

Schnee=

0,550 kN/m<sup>2</sup>**Pos.: L.2) Kehlbalckenlage**

Es ist keine Belastung durch Nutzlast vorgesehen.

Dielen=	6,0*0,02	=	0,120 kN/m <sup>2</sup>
Hölzer=	6,0*(2*0,02*0,12+0,05*0,03)/0,79	=	0,048 kN/m <sup>2</sup>
Unterdecke=			0,400 kN/m <sup>2</sup>

**g = 0,568 kN/m<sup>2</sup>**

Nutzlast p=

1,000 kN/m<sup>2</sup>**g+p = 1,568 kN/m<sup>2</sup>****Pos.:L.3) Dachterrasse**

Fläche=	4,55*2,2	=	10,010 kN/m <sup>2</sup>
---------	----------	---	--------------------------

Fiesen=	22*0,015	=	0,330 kN/m <sup>2</sup>
---------	----------	---	-------------------------

Zementestrich i.M.=	22*0,045	=	0,990 kN/m <sup>2</sup>
---------------------	----------	---	-------------------------

Kiebung=			0,150 kN/m <sup>2</sup>
----------	--	--	-------------------------

Stahlbeton-Hohldielen 10cm=			2,100 kN/m <sup>2</sup>
-----------------------------	--	--	-------------------------

**g = 3,570 kN/m<sup>2</sup>**

Nutzlast p=

3,500 kN/m<sup>2</sup>**g+p = 7,070 kN/m<sup>2</sup>**

**Pos.:L.4) Decke unter Bad**

Seitens der alten Statik ist außer im Waschküchenbereich kein Fußbodenaufbau eingerechnet worden.

Es soll FERMACELL-Estrich eingebaut werden. Nach Firmenprospekt TYp 2E32c mit insgesamt 0,26 kN/m².

Die eingerechnete Nutzlast von 1,5 kN/m² wird um diesen Betrag reduziert. Das sind

R=	$100 \cdot (1,5 - 0,26) / 1,5$	=	82,667 %
bzw R=	$1,5 - 0,26$	=	1,240 kN/m²

R=Restwert.

Der Restwert ist m.E. noch vertretbar.

---



**Berechnung der einzelnen Bauteile****Pos.: 1) Plutabinder**

Binderform 1.

Materialwerte

Kennziffer 1

$$E = 10000 \text{ MN/m}^2$$

Stabwerte

Stab 1)2)3)4) H=

A=

$$5 \cdot 22$$

=

$$22.000 \text{ cm}$$

J=

$$5 \cdot 22^3 / 12$$

=

$$110.000 \text{ cm}^2$$

$$4436,667 \text{ cm}^4$$

Stab 5)6) H=

A=

$$2 \cdot 2 \cdot 12 + 5 \cdot 3$$

=

$$12.000 \text{ cm}$$

$$63.000 \text{ cm}^2$$

s.Nebenrechnung Seite 17) J=

$$587.250 \text{ cm}^4$$

Stab 7) H=

A=

$$2,4 \cdot 8$$

=

$$8.000 \text{ cm}$$

J=

$$8 \cdot 2,4^3 / 12$$

=

$$19.200 \text{ cm}^2$$

$$9.216 \text{ cm}^4$$

Binderabstand a=

$$0,790 \text{ m}$$

Lastfall 1) Ständige Last.

Stab 1) 4)

aus Pos.1) g=

$$0,935 / \cos(39,76) \cdot a$$

=

$$0,961 \text{ kN/m}$$

Stab 2)3)

aus Pos.1) g=

$$(0,550 + 0,084) / \cos(39,76) \cdot a$$

=

$$0,652 \text{ kN/m}$$

Stab 5) 6)

aus L.2) g=

$$0,568 \cdot a$$

=

$$0,449 \text{ kN/m}$$

Stab 7) g=

$$6,0 \cdot 0,03 \cdot 0,08$$

=

$$0,014 \text{ kN/m}$$

Lastfall 2) Schneelast

Schneelast=

$$0,55 \cdot a$$

=

$$0,435 \text{ kN/m}$$

Lastfall 3) Windlast von links

Stab 1)2)

Windlast=

$$0,666 \cdot a$$

=

$$0,526 \text{ kN/m}$$

Lastfall 4) Kehlbalckenbelastung

aus L.2) p=

$$1,0 \cdot a$$

=

$$0,790 \text{ kN/m}$$



Pos.: Pos.:1)

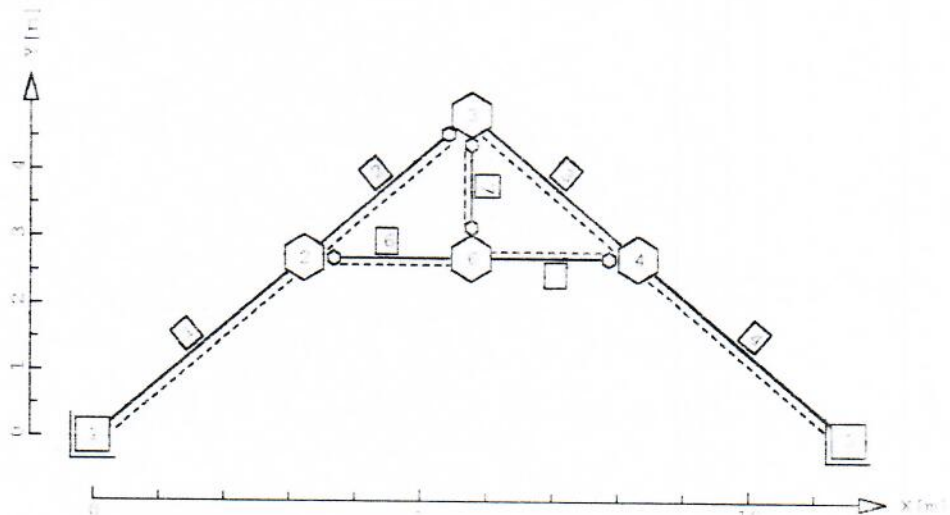
### Berechnung des leichteren Pluta-Binders

Vorbemerkung:

Die vorhandenen Pluta-Dachhinder im Abstand von 79cm.

System

M = 1 :110



Knotenbeschreibung

Knoten	X(m)	Y(m)	Knoten	X(m)	Y(m)
1 XY	0.00	0.00	2	3.22	2.70
3	5.76	4.84	4	8.31	2.70
5 XY	11.53	0.00	6	5.76	2.70

Festhaltung: X=horizontal Y=vertikal R=Drehung

Stabbeschreibung

St	von Knoten	bis Knoten	I (cm4)	A (cm2)	h (mm)	Mnr
1	1	2	4437	110	220	1
2	2	3 M	4437	110	220	1
3	3	4	4437	110	220	1
4	4	5	4437	110	220	1
5	4 M	6	587	63.0	120	1
6	2 M	6	587	63.0	120	1
7	3 M	6 M	9.20	19.2	80	1

N=Normalkraft-, Q=Querkraft-, M=Momentengelenk

Materialwerte

Elastizitätsmodul	E	=	10000	MN/m2
Temperaturdehnzahl	αT	=	0.0e+000	1/K

Bandbreite optimiert von 5 auf 3

Belastung

Bild 1

M = 1 :110

Lastfall 2+3+4

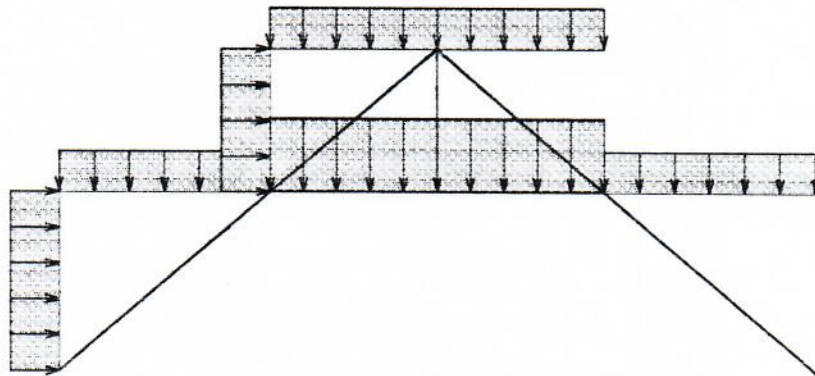
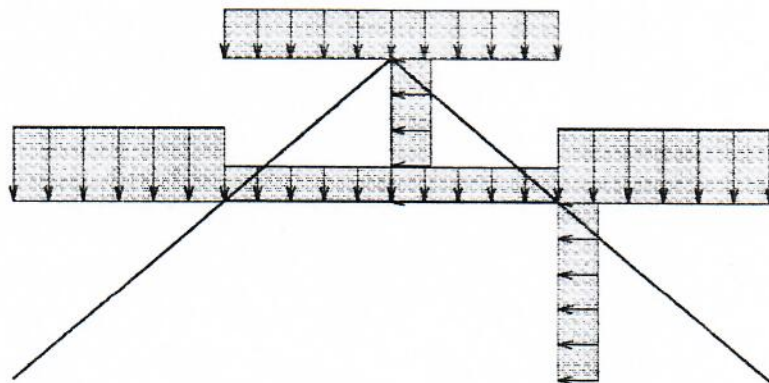


Bild 2

M = 1 :110

Lastfall 1+5



Lf	Lastart	St	K	R	sl/a (m)	sr/s (m)	q li/Q (kN/m, kN)	q re/M (kN/m, kNm)
=====								
1	Gleichlast	1		Y			0.96	0.96
		2		Y			0.65	0.65
		3		Y			0.65	0.65
		4		Y			0.96	0.96
		5		Y			0.45	0.45
		6		Y			0.45	0.45
-----								
2	Gleichlast	1		Y			0.44	0.44
		2		Y			0.44	0.44
		3		Y			0.44	0.44
		4		Y			0.44	0.44
-----								
3	Gleichlast	5		Y			0.79	0.79
		6		Y			0.79	0.79
-----								
4	Gleichlast	1		X			0.53	0.53
		2		X			0.53	0.53
-----								
5	Gleichlast	3		X			-0.53	-0.53
		4		X			-0.53	-0.53

Lastkombinationen	Lk	Art	Bemerkung
-----			
	1	Addition	
	2	Addition	

Lastkombinations- faktoren	Lk	*LF 1	LF 2	LF 3	LF 4	LF 5	LF 6
-----							
	1	1.00	1.00	1.00	1.00		
	2	1.00				1.00	
* = Lastfall ständig vorhanden							

Schnittgrößen Lastkomb.1	Stab	x (m)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
	1	0.00	-13.02	2.00	0.00
		1.92	-12.20	0.00	<b>1.92</b>
		4.20	-11.22	-2.37	-0.78
	2	0.00	-4.56	1.66	-0.78
		1.93	-4.03	0.00	<b>0.83</b>
		3.32	-3.65	-1.19	-0.00
	3	0.00	-4.34	0.37	0.00
		0.56	-4.65	0.00	<b>0.11</b>
		3.32	-6.12	-1.76	-2.31

Extreme Feldmomente sind fett gedruckt



Datum

Programm 610

Version 7.4 WIN

Position

Proj. bez

Pos.: 1)

PICHELS

Schnittgrößen  
Lastkomb.1

Stab	x(m)	N(kN)	Q(kN)	M(kNm)
4	0.00	-12.78	2.28	-2.31
	2.77	-14.69	0.00	<b>0.84</b>
	4.20	-15.68	-1.18	0.00
5	0.00	-7.70	-1.19	0.00
	0.96	-7.70	0.00	<b>-0.57</b>
	2.55	-7.70	1.97	1.00
6	0.00	-7.70	1.19	0.00
	0.96	-7.70	0.00	<b>0.57</b>
	2.54	-7.70	-1.97	-1.00
7	0.00	3.94	0.00	0.00
	2.14	3.94	0.00	0.00

Extreme Feldmomente sind fett gedruckt

Verformungen  
Lastkomb.1

K	x(cm)	y(cm)	z(rad)
1	0.000	0.000	-0.00870
2	0.686	-0.890	0.00212
3	0.007	-0.100	0.00362
4	0.624	0.660	-0.00061
5	0.000	0.000	-0.00007
6	0.655	-0.144	0.00305

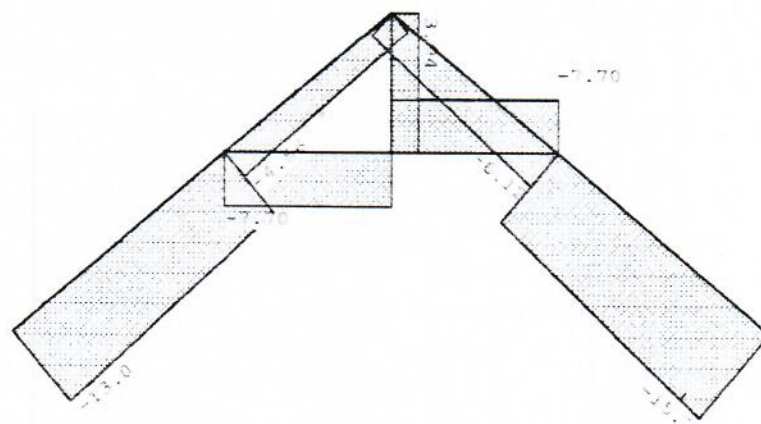
vorgegebene Verschiebungen sind enthalten

Auflagerkräfte  
Lastkomb.1

K	X(kN)	Y(kN)	M(kNm)
1	8.69	9.90	0.00
5	-11.26	10.98	0.00

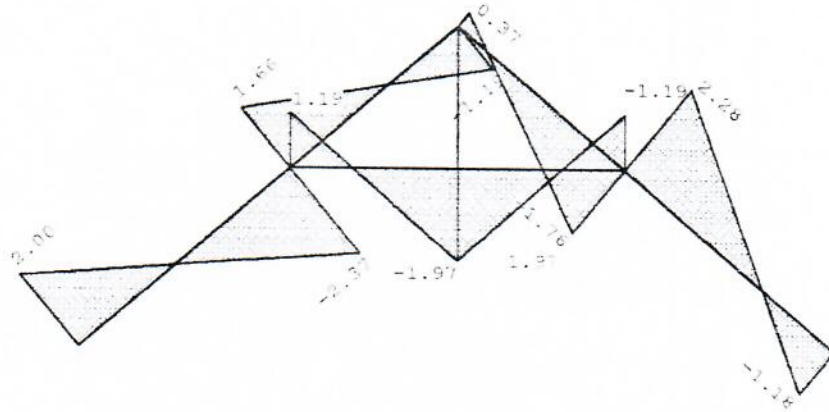
Normalkraft (kN)

M = 1 : 110



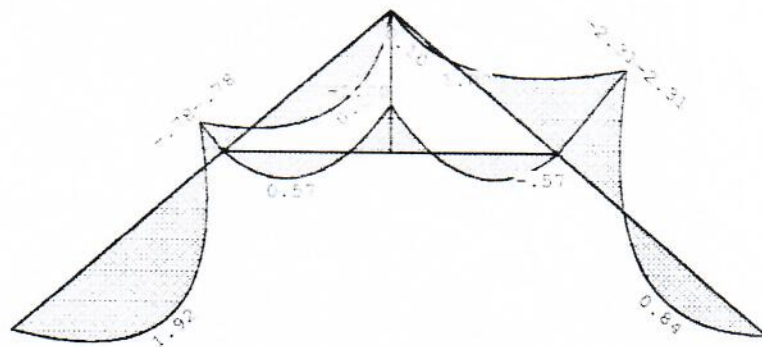
Querkraft (kN)

M = 1 :110



Biegemoment (kNm)

M = 1 :110



Schnittgrößen  
Lastkomb.2

Stab	x (m)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
1	0.00	-9.12	0.74	0.00
	1.32	-8.50	0.00	<b>0.49</b>
	4.20	-7.13	-1.63	-1.85

Extreme Feldmomente sind fett gedruckt

Schnittgrößen  
Lastkomb. 2

Stab	x (m)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
2	0.00	-3.10	1.19	-1.85
	3.12	-2.10	0.00	0.01
	3.32	-2.04	-0.08	0.00
3	0.00	-1.35	0.90	0.00
	1.50	-1.44	0.00	0.67
	3.32	-1.54	-1.10	-0.33
4	0.00	-5.57	1.72	-0.33
	2.20	-6.04	0.00	1.57
	4.20	-6.46	-1.57	0.00
5	0.00	-4.90	-0.43	0.00
	0.95	-4.90	0.00	-0.21
	2.55	-4.90	0.72	0.36
6	0.00	-4.90	0.43	0.00
	0.95	-4.90	0.00	0.21
	2.54	-4.90	-0.72	-0.36
7	0.00	1.43	0.00	0.00
	2.14	1.43	0.00	0.00

Extreme Feldmomente sind fett gedruckt

Auflagerkräfte  
Lastkomb. 2

K		X (kN)	Y (kN)	M (kNm)
1		6.51	6.43	0.00
	*	5.51	5.89	0.00
5		-3.95	5.35	0.00
	*	-5.51	5.89	0.00

\* = Anteil der ständigen Last



**Spannungsnachweis****Sparren Stab 1) Lastfallkombination 1**

Feldmoment MF=			1,920 kNm
Normalkraft=	$(-13,0-7,7)/2$	=	-10,350 kN
N=			10,350 kN

Stablängen			
L1=	$\sqrt{(3,22^2+2,7^2)}$	=	4,202 m
s=	$\sqrt{(5,76^2+4,84^2)}$	=	7,524 m
L2=	s-L1	=	3,322 m
sk=	0,8*s	=	6,019 m

vorhanden NHII

b=	5 cm		
d=	22 cm		
A=	b*d	=	110 cm <sup>2</sup>
W=	$b*d^2/6$	=	403 cm <sup>3</sup>
J=	$b*d^3/12$	=	4437 cm <sup>4</sup>
i=	$\sqrt{(J/A)}$	=	6 cm
$\lambda_c$ =	$sk*100/i$	=	100,317
$\omega$ =			3,060

$\sigma_{(1)}$ =	$\omega*N/A$	=	0,288 kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_b$ =	$MF*100/W*0,85$	=	0,405 kN/cm <sup>2</sup>

Summe sigma	=	<u>0,693 kN/cm<sup>2</sup></u>
-------------	---	--------------------------------

für Stab 4 am Knoten 4 gilt:

$\sigma_{\omega}$ =	$12,78*\omega/A$	=	0,356 kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_b$ =	$2,31*100/W*0,85$	=	0,487 kN/cm <sup>2</sup>

Summe Sigma	=	<u>0,843 kN/cm<sup>2</sup></u>
-------------	---	--------------------------------

$\sigma_{zul}$ =			0,850 kN/cm <sup>2</sup>
------------------	--	--	--------------------------

Die zulässige Spannung wird nicht überschritten.  
 Seitliche Aussteifung erfolgt durch zahlreiche Querverbände.

---

**Pos.: 2) Veränderter Pluta-Dachbinder im Bereich der Dachterrasse.****Vorbemerkung:**

Im Bereich der Dachterrassen werden die Untersparren der "Pluta-Binder" abgeschnitten.

Die verbleibenden Binder werden hier nachgerechnet, speziell, um die Auflagerkräfte für den "Pfettenträger" zu erhalten.

Binderform 1.

Kennziffer 1

$$E = 10000 \text{ MN/m}^2$$

Stabwerte

Stab 1)2)3)4) H=			22,000 cm
A=	$5 \cdot 22$	=	110,000 cm <sup>2</sup>
J=	$5 \cdot 22^3 / 12$	=	4436,667 cm <sup>4</sup>

Stab 5)6) H=			12,000 cm
A=	$2 \cdot 2 \cdot 12 + 5 \cdot 3$	=	63,000 cm <sup>2</sup>

s.Nebenrechnung Seite 17) J=			587,250 cm <sup>4</sup>
------------------------------	--	--	-------------------------

Stab 7) H=			8,000 cm
A=	$2,4 \cdot 8$	=	19,200 cm <sup>2</sup>
J=	$8 \cdot 2,4^3 / 12$	=	9,216 cm <sup>4</sup>

Binderabstand a=			0,790 m
------------------	--	--	---------

Lastfall 1) Ständige Last.

Stab 1) 4)			
aus Pos.1) g=	$0,935 / \cos(39,76) \cdot a$	=	0,961 kN/m
Stab 2)3)			
aus Pos.1) g=	$(0,550 + 0,084) / \cos(39,76) \cdot a$	=	0,652 kN/m
Stab 5) 6)			
aus L.2) g=	$0,568 \cdot a$	=	0,449 kN/m
Stab 7) g=	$6,0 \cdot 0,03 \cdot 0,08$	=	0,014 kN/m

Lastfall 2) Schneelast

Schneelast=	$0,55 \cdot a$	=	0,435 kN/m
-------------	----------------	---	------------

Lastfall 3) Windlast von links

Stab 1)2)			
Windlast=	$0,666 \cdot a$	=	0,526 kN/m

Lastfall 4) Kahlbalkenbelastung

aus L.2) p=	$1,0 \cdot a$	=	0,790 kN/m
-------------	---------------	---	------------

---

Pos.: zuPos.2)Querschnittswerte Biegung

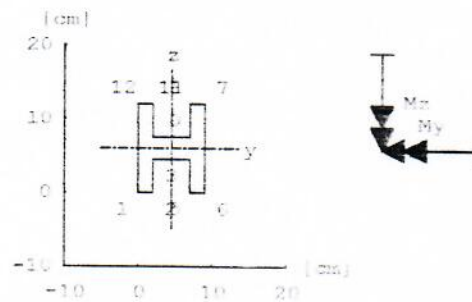
Vorbemerkung:

Es handelt sich hierbei um Den Kehlbalcken  
des Pluta-Binders  
Belastung wurde der Vorberechnung entnommen.

System

Polygon mit 12 Ecken

M = 1 : 10



Koordinaten der Eckpunkte

Punkt			Punkt		
Nr.	y[cm]	z[cm]	Nr.	y[cm]	z[cm]
1	0.000	0.000	11	2.000	12.000
2	2.000	0.000	12	0.000	12.000
3	2.000	4.500			
4	7.000	4.500			
5	7.000	0.000			
6	9.000	0.000			
7	9.000	12.000			
8	7.000	12.000			
9	7.000	7.500			
10	2.000	7.500			

statische Werte bezogen auf die Schwerachsen y-z

Fläche= 63.000 cm<sup>2</sup>      Umfang= 60.000 cm

Schwerpunktlage

ys = 4.500 cm      zs = 6.000 cm

Widerstandsmomente

Wyo = 97.875 cm<sup>3</sup>  
 Wyu = 97.875 cm<sup>3</sup>  
 Wzr = 141.167 cm<sup>3</sup>  
 Wzl = 141.167 cm<sup>3</sup>

Trägheitsmomente

Iys = 587.250 cm<sup>4</sup>  
 Izs = 635.250 cm<sup>4</sup>  
 Iyzs = 0.000 cm<sup>4</sup>



statische Werte bez. auf die Hauptachsen eta-zeta  
 -----  
 Winkel zwischen eta- und y- Achse = 90.000 grd

Trägheitsradien                      Trägheitsmomente  
 i eta= 3.053 cm      I eta= 587.250 cm<sup>4</sup>  
 izeta= 3.175 cm      Izeta= 635.250 cm<sup>4</sup>

### Schnittgrößen

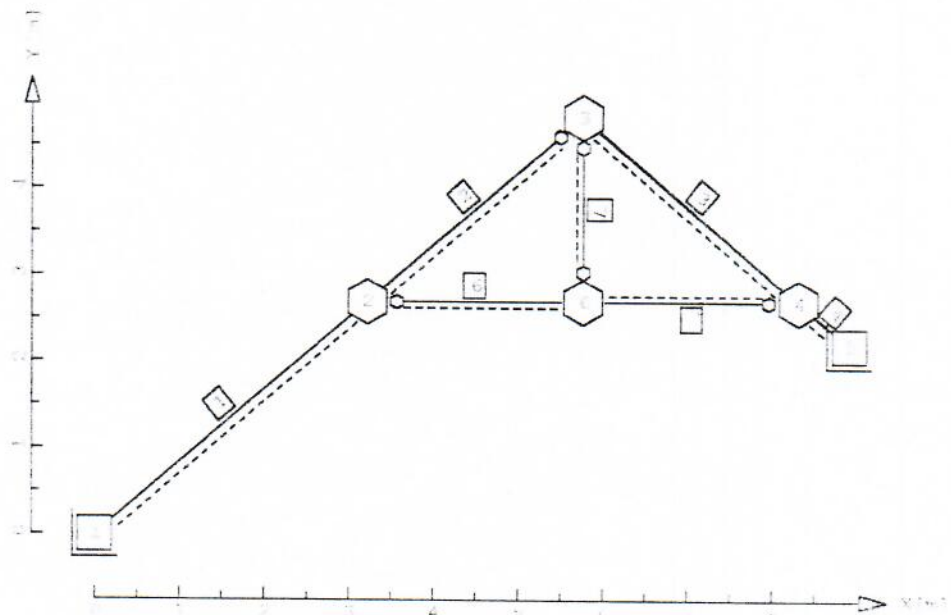
Normalkraft (Druck) und Momente N, My und Mz  
 -----  
 N = -0.270 kN  
 My = 1.000 kNm      Mz = 0.000 kNm

endgültige Momente bezogen auf die Hauptachsen  
 ( einschließlich der Ausmitten der Normalkraft )  
 -----  
 M eta= 1.000 kNm      Mzeta= 0.000 kNm

Widerstandsmomente der Eckpunkte /			Spannungen
Punkt	W eta	W zeta	sigma x
Nr.	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1	97.875	141.167	8.904
2	97.875	254.100	0.904
3	391.500	254.100	1.242
4	391.500	254.100	1.242
5	97.875	254.100	8.904
6	97.875	141.167	8.904
7	97.875	141.167	-11.530
8	97.875	254.100	-11.530
9	391.500	254.100	-3.867
10	391.500	254.100	-3.867
11	97.875	254.100	-11.530
12	97.875	141.167	-11.530

Berechnung der abgeschnittenen Binder.

Die vorhandenen Pluta-Dachhinder im Abstand von 79cm werden insbesondere wegen der neuen Auflagerlast vorgenommen.

$$M = 1.85$$


Knotenbeschreibung	Knoten	X(m)	Y(m)	Knoten	X(m)	Y(m)
	1 XY	0.00	0.00	2	3.22	2.70
	3	5.76	4.84	4	6.31	2.70
	5 XY	8.91	2.20	6	5.76	2.70
Festhaltung: X=horizontal Y=vertikal R=Drehung						

Stabbeschreibung	St	von Knoten	bis Knoten	I (cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	h (mm)	Mnr
	1	1	2	4437	110	220	1
	2	2	3 M	4437	110	220	1
	3	3	4	4437	110	220	1
	4	4	5	4437	110	220	1
	5	4 M	6	587	63.0	120	1
	6	2 M	6	587	63.0	120	1
	7	3 M	6 M	9.20	19.2	80	1

N=Normalkraft-, Q=Querkraft-, M=Momentengelenk

## Materialwerte

Elastizitätsmodul  
Temperaturdehnzahl $E = 10000 \text{ MN/m}^2$   
 $\alpha_T = 0.0e+000 \text{ 1/K}$ 

Bandbreite optimiert von 5 auf 3

Belastung

Bild 1

M = 1 : 85

Lastfall 2+3+4

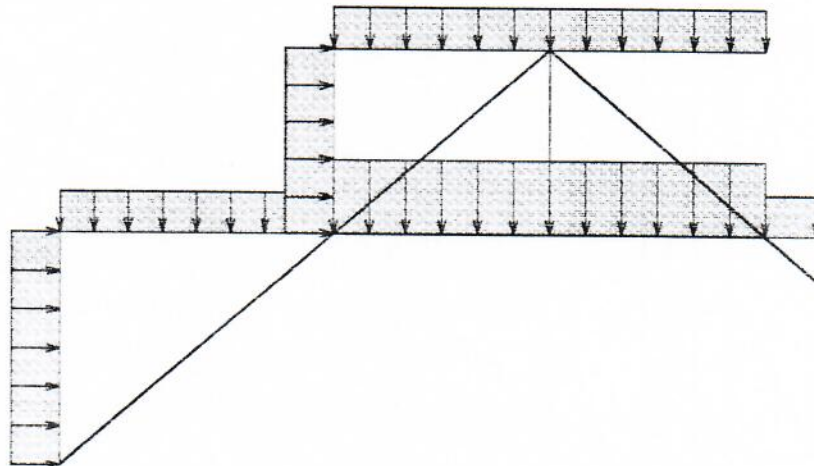
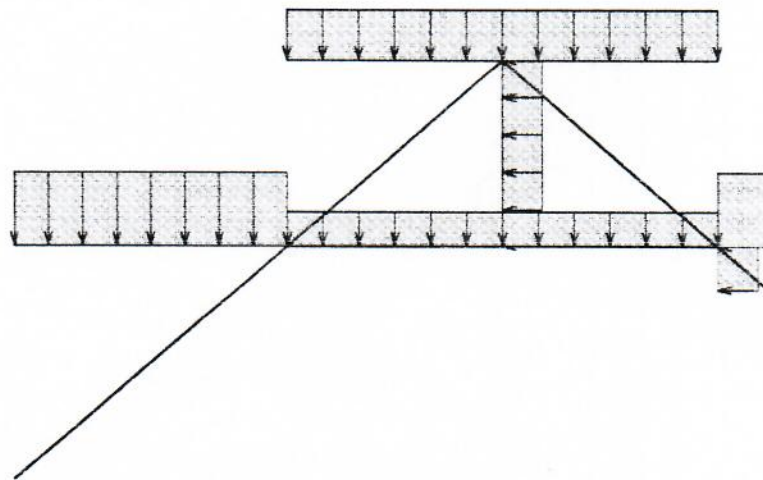




Bild 2  
 M = 1 :85

Lastfall 1+5



lf	Lastart	St	K	R	sl/a (m)	sr/s (m)	q li/2 (kN/m, kN)	q re/M (kN/m, kNm)
1	Gleichlast	1		Y			0.96	0.96
		2		Y			0.63	0.63
		3		Y			0.63	0.63
		4		Y			0.96	0.96
		5		Y			0.45	0.45
		6		Y			0.45	0.45
2	Gleichlast	1		Y			0.44	0.44
		2		Y			0.44	0.44
		3		Y			0.44	0.44
		4		Y			0.44	0.44
3	Gleichlast	5		Y			0.79	0.79
		6		Y			0.79	0.79
4	Gleichlast	1		X			0.53	0.53
		2		X			0.53	0.53
5	Gleichlast	3		X			-0.53	-0.53
		4		X			-0.53	-0.53

Lastkombinationen	Lk	Art	Bemerkung
	1	Addition	
	2	Addition	

Lastkombinations- faktoren	Lk	*LF 1	LF 2	LF 3	LF 4	LF 5	LF 6
	1	1.00	1.00	1.00	1.00		
	2	1.00				1.00	

\* = Lastfall ständig vorhanden

Schnittgrößen Lastkomb.1	Stab	x (m)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
	1	0.00	-13.55	1.84	0.00
		1.77	-12.79	0.00	<b>1.63</b>
		4.20	-11.75	-2.53	-1.46
	2	0.00	-4.66	1.87	-1.46
		2.17	-4.06	0.00	<b>0.57</b>
		3.32	-3.74	-0.99	-0.00
	3	0.00	-4.15	0.50	0.00
		0.78	-4.57	0.00	<b>0.19</b>
		3.32	-5.94	-1.63	-1.88
	4	0.00	-13.04	2.73	-1.88
		0.78	-13.58	2.09	0.00
	5	0.00	-8.27	-1.19	0.00
		0.96	-8.27	0.00	<b>-0.57</b>
		2.55	-8.27	1.97	1.00
	6	0.00	-8.27	1.19	0.00
		0.96	-8.27	0.00	<b>0.57</b>
		2.54	-8.27	-1.97	-1.00
	7	0.00	3.94	0.00	0.00
		2.14	3.94	0.00	0.00

Extreme Feldmomente sind fett gedruckt

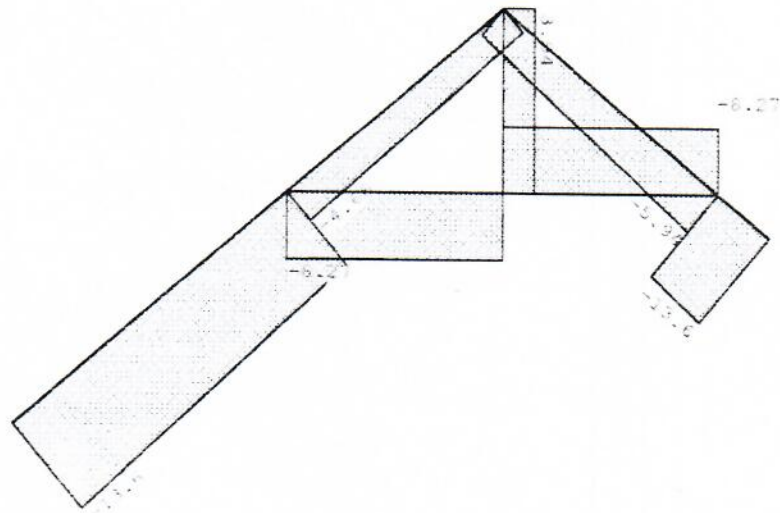
Verformungen Lastkomb.1	K	x (cm)	y (cm)	r (rad)
	1	0.000	0.000	-0.00587
	2	0.210	-0.326	0.00173
	3	-0.024	-0.066	0.00098
	4	0.143	0.157	-0.00165
	5	0.000	0.000	-0.00323
	6	0.177	-0.110	0.00095

vorgegebene Verschiebungen sind enthalten

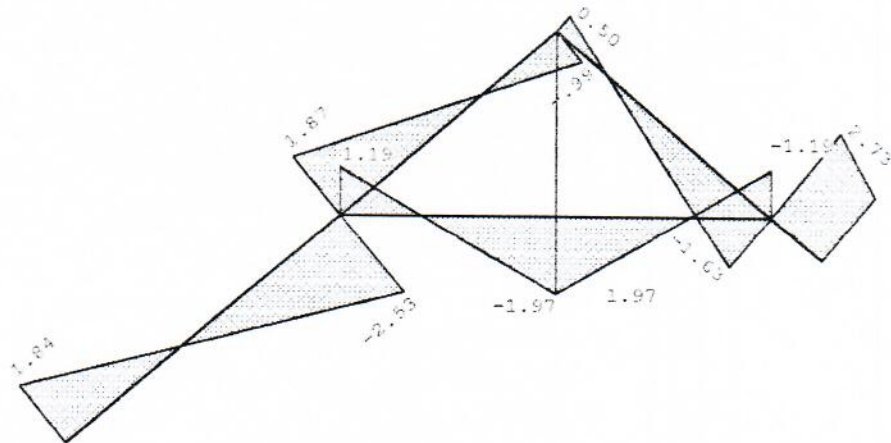
Auflagerkräfte  
 Lastkomb.1

K	X (kN)	Y (kN)	M (kNm)
1	9.20	10.12	0.00
5	-11.77	7.09	0.00

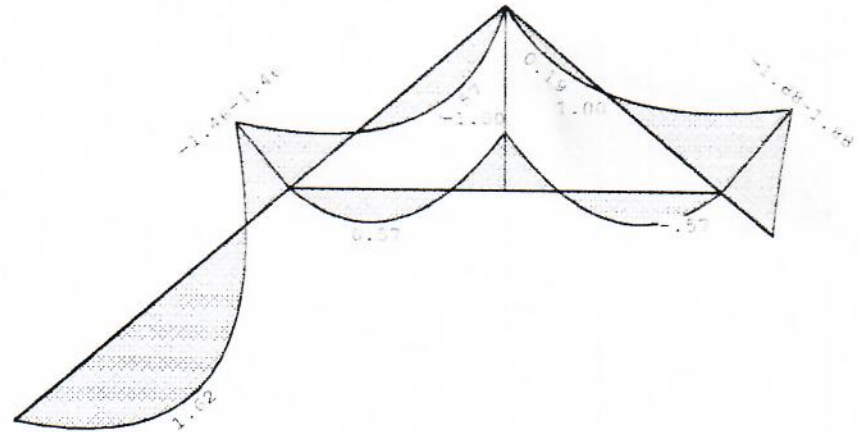
Normalkraft (kN)  
 M = 1 :85



Querkraft (kN)  
 M = 1 :85



Biegemoment (kNm)  
 M = 1 : 85



Schnittgrößen  
 Lastkomb. 2

Stab	x (m)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
1	0.00	-8.45	0.98	0.00
	1.73	-7.63	0.00	<b>0.85</b>
	4.20	-6.47	-1.39	-0.87
2	0.00	-3.07	0.90	-0.87
	2.35	-2.32	0.00	<b>0.18</b>
	3.32	-2.00	-0.37	0.00
3	0.00	-1.63	0.81	0.00
	1.35	-1.71	0.00	<b>0.55</b>
	3.32	-1.83	-1.18	-0.61
4	0.00	-5.23	1.09	-0.61
	0.78	-5.40	0.48	0.00
5	0.00	-4.07	-0.43	0.00
	0.96	-4.07	0.00	<b>-0.21</b>
	2.55	-4.07	0.72	0.36
6	0.00	-4.07	0.43	0.00
	0.96	-4.07	0.00	<b>0.21</b>
	2.54	-4.07	-0.72	-0.36

Extreme Feldmomente sind fett gedruckt



Schnittgrößen  
Lastkomb.2

Stab	x (m)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
=====				
7	0.00	1.43	0.00	0.00
	2.14	1.43	0.00	0.00

Auflagerkräfte  
Lastkomb.2

K	X (kN)	Y (kN)	M (kNm)
-----			
1	5.85	6.18	0.00
*	5.45	5.87	0.00
5	-4.45	3.09	0.00
*	-5.45	3.39	0.00

\* = Anteil der ständigen Last